地盤工学会誌

公益社団法人 地盤工学会

2022 年 12 月号　Journal of JGS Vol.70 No.12 Ser.No.779

地盤工学における法令順守とコンプライアンス

法令の順守は，社会活動において誰でもどこでも必要とされるものです。またコンプライアンスは，本来は法令順守と同じような意味の言葉ですが，今日ではより広く行動規範と解釈されるようになっています。これらが軽んじられると，倫理の欠如たるモラルハザードが発生し，その悪影響は広範に及ぶこととなります。地盤工学においてもこのことは当然その例外ではありません。

法令とコンプライアンスのいずれについても，いつの時代でも変わらず順守すべきものがある一方で，以前は許されていたことが今日では容認されなくなった，あるいはその逆の事柄などもあります。地盤工学に関する法令やコンプライアンスについての知識を新たにすることは，日々の仕事の上でも重要なことです。

こうしたことを踏まえ，本号では地盤工学における法令順守とコンプライアンスと題しまして，地盤工学の分野におけるこれらのテーマについての特集を企画しました。古くからあるテーマですが，本号ではその今日的な状況についてご紹介します。

（黒田　広亮，伊藤　真一，佐藤　雄太，珠玖　隆行，久松　伸一，松尾　祐子，新井　洋）

総説	地盤の問題は倫理問題 　地盤工学とモラルハザードリスク 中村　裕昭	1
論説	法令に違反する建築物の設計，施工等がされた場合の法律関係 田中　一彦	6
論説	地盤品質判定士に必要なコンプライアンス 諏訪　靖二	9
論説	土砂災害における避難行動をめぐる法的統制 山崎　栄一	16
論説	宅地地盤の地盤調査に関連する法令とコンプライアンス 藤井　衛	22
報告	建設業における設計段階からの安全配慮に関する行政施策と地盤工学の果たす役割 吉川　直孝／平岡　伸隆／大幢　勝利／伊藤　和也／豊澤　康男	27
報告 （公募）	真摯な技術者がコンプライアンス違反に陥る遠因とその対策 　地盤工学プロジェクトに関連して技術と社会心理学の視点から 龍原　毅／膳場　百合子／小峯　秀雄	31

報告（自由投稿）　火山灰質粘性土の盛土造成におけるトラフィカビリティ判定法　35
福島　伸二

寄稿（自由投稿）　鉄筋挿入工は盛土にも効く!? その本質にせまる！　40
川波　敏博／下野　宗彦／中田　幸男
（担当　福田　謙太郎）

学会の動き　ISRSS-Sendai 2022 の開催報告　44
森口　周二／張　鋒／渦岡　良介／沢田　和秀／余川　弘至／野々山　栄人／
小田　憲一

国内外の動き　木幡行宏 会員　令和 4 年度産業標準化事業表彰の受賞　46
豊田　浩史

技術手帳　遠心力模型実験に用いる軟弱粘土地盤の作製方法　47
日下　拓也／SRENG Sokkheang／上村　健太郎／橋本　聖
（担当　福田　謙太郎）

講座　技術者を悩ませる特殊土のコレクション　51
第 4 回　サンゴ礫混じり土の工学的性質と調査事例
渡部　要一
（担当　江守　辰哉）

公募中の特集記事および今後の特集・講座の予定

公益社団法人　地盤工学会　「地盤工学会誌」編集委員会

公募中の特集記事

発刊号	テーマ（仮題）	公募締切り
2023 年 5 月号	技術継承の多様化	12 月 9 日

公募中の特集記事の詳細は，https://www.jiban.or.jp/?page_id=12274　をご覧ください。

今後の特集の予定

発刊年月	テーマ（仮題）	公募の有無
2023 年 1 月号	災害に関する調査技術および調査データの活用	無
2023 年 2 月号	三次元解析の最前線	無
2023 年 3 月号	熱海土石流災害	無
2023 年 4 月号	交通インフラの開業・リニューアル（仮題）	未定
2023 年 5 月号	技術継承の多様化（仮題）	有
	※以降は未定。括弧内はテーマ（予定）の分類名を示す。	
2023 年 6 月号	（その他（他分野，支部，委員会など））	未定
2023 年 7 月号	（地盤材料物性・地盤挙動）	未定
2023 年 8 月号	（構造物の設計，施工）	未定
2023 年 9 月号	（地盤環境・エネルギー開発・資源開発）	未定
2023 年 10 月号	（法令・コンプライアンス・技術者倫理）	未定
2023 年 11 月号	（地盤工学研究発表会）	未定
2023 年 12 月号	その他（他分野，支部，委員会など）	未定

今後の講座の予定

発刊年月	テーマ（仮題）
2023 年 4 月号～2023 年 9 月号	抗土圧構造物の設計の基礎と応用（仮題）
2023 年 10 月号～2024 年 3 月号	地盤工学における模型実験
2024 年 4 月号～2024 年 9 月号	未定

新入会員（10 月理事会承認）

正会員

三 中 淳 平	㈱アサノ大成基礎エンジニアリング	七 里　蒼	中央大学
椛 嶋 陽 平	㈱加藤建設	太 田 光 星	東京都市大学
韓　　婕	東京都立大学	大 畑 空 輝	中央大学
堀 内 泰 我	宇都宮大学	平 能 礼 嗣	東京大学
河 合　優	東京海洋大学	水 田 瑛 伸	宇都宮大学
堀 口 正 隆	茨城大学	岡 本 遥 河	鹿島建設㈱
原　龍 正	茨城大学	山 下 哲 平	中央大学
Hu　Hanli	東京理科大学	大 林 優 也	鹿島建設㈱
中 尾 亮 輔	茨城大学	グェンヴァン ティン	㈱不動テトラ
根 本 嵩 也	茨城大学	王　シイハン	東京都市大学
中 條 優 樹	東京都市大学	武 田　強	㈱ニュージェック
岩 崎 光 大	東京都市大学	Sharma Vikas	京都大学
亀ケ谷 江梨	中央大学	松井 亮太郎	㈱イーホッシュ
山 門 風 音	中央大学	大 森 康 平	神戸大学
塚本 菜々子	中央大学	竹 中 奨 偉	神戸大学
久保田 祐紀	中央大学	栗 間　淳	京都大学
加 藤 勇 介	中央大学		

特別会員（ ）:所属支部

4 級	㈱日本海コンサルタント	（北陸）	4 級	三信建設工業㈱名古屋支店	（中部）

会員現在数（令和 4 年 9 月末現在）

名誉会員：　182 名（国際会員 102 名含む）　正会員：　7,451 名（国際会員 1012 名含む）
特別会員：　900 団体（国際会員 47 団体含む）　合計　8,351 名・団体

会費（年額）

正会員：9,600 円　国際会員（特別もしくは正会員に限る）：2,000 円
特別会員：特級　300,000 円　1 級　240,000 円　2 級　160,000 円　3 級　100,000 円　4 級　60,000 円

複写をされる方へ

地盤工学会は下記協会に複写に関する権利委託をしていますので，本誌に掲載された著作物の複写をご希望の方は，同協会より許諾を受けて下さい。

権利委託先：一般社団法人　学術著作権協会　https://www.jaacc.org/

但し（公社）日本複製権センター（同協会より権利を再委託）と包括複写許諾契約を締結されている企業等法人による社内利用目的の複写はその必要はありません（社外頒布用の許諾が必要です）。なお，複写以外の許諾（著作権の引用，転載，翻訳等）に関しては，同協会に委託しておりません。直接，地盤工学会へご連絡下さい。

令和４年度　役員

会長	古関　潤一	副会長	木村　博規	小高　猛司	勝見　武
理事	（総務部）	若井　明彦	山田　祐樹	飛田　哲男	
	（会員・支部部）	小林　俊一	川村　志麻	門田　浩一	
	（国際部）	椋木　俊文			
	（公益出版部）	鈴木　比呂子	河井　正		
	（調査・研究部）	森川　嘉之	原　忠		
	（基準部）	坂巻　広治	西山　哲		
監事	原田 克之	酒井　俊典			

令和４年度　公益出版部会

理事・部長	鈴木　比呂子	副会長	勝見　武			
理事	河井　正					
部員	井上　玄己	岩竹　要	榎本　忠夫	高橋　章浩	高橋　英紀	山中　稔
	山中　光一	渡邉　康司				

令和４年度　「地盤工学会誌」編集委員会

委員長	伊藤　和也						
副委員長	高橋　英紀	小山　倫史					
一般記事グループ	主査	栗本　悠平					
	委員	井上　直史	野並　賢	伊藤　留寿都	宮本　慎太郎	西岡　周平	吉本　憲正
		東　一樹	河田　雅也	夏坂　亮太	松田　圭大		
第１グループ	主査	真田　昌慶					
	委員	加藤　健太	兵動　太一	荒木　裕行	阪田　暁	齋藤　和	眞木　陸
第２グループ	主査	権　永哲					
	委員	伊藤　真司	日下　拓也	齋藤　諒平	田口　岳志	野本　将太	馬目　凌
第３グループ	主査	黒田　広亮					
	委員	伊藤　真一	佐藤　雄太	珠玖　隆行	久松　伸一	松尾　祐子	新井　洋
第４グループ	主査	棚倉　大智					
	委員	窪田　健二	澤松　俊寿	川村　淳	小島　悠揮	小山　彰	渡邉　康司
講座グループ	主査	栗原　大					
	委員兼幹事	小山　倫史	橋本　涼太				
	委員	小野　耕平	奥村　豪悠	江守　辰哉	粕谷　悠紀	鈴木　聡	福田　謙太郎
		村上　豊和	脇中　康太	緒方　智之	中島　晃司	堀越　一輝	吉川　絵麻

2022 年 12 月 1 日発行　　地盤工学会誌　2022 年 12 月号　Vol.70，No.12　通巻 779 号　**無断転載を禁ずる**

編集　「地盤工学会誌」編集委員会　　PDF 作成　(有) FAST PLANNING

発行所　公益社団法人　地盤工学会　〒112-0011　東京都文京区千石４丁目 38 番２号　https://www.jiban.or.jp/

ISSN　1882-7276　　定価　1,760 円（本体価格 1,600 円）

電子版「地盤工学会誌」企業・団体広告のご案内

2020 年 4 月より学会誌を完全電子化し，会員のアクセス性・利便性の向上を図り，電子版に対応したコンテンツや速報性を高めた記事などの充実に努めています。

新しくなりました電子版学会誌においても，企業・団体広告を是非，ご活用ください。

- 各号学会誌の目次に設けた完全カラーの広告スペースをご提供致します。
- 学会誌は個人会員および特別会員（法人会員）に配布し，一般向けに個別販売も行います。また，広告を含めた目次ページは，学会ホームページに掲載し，会員以外の方々にも広くご覧いただけるようになります。
- 掲載サイズとして，1/3，1/2，全面スペースから選択いただけます（下記イメージ参照）。
- あわせて学会ホームページポータル，学会誌電子版掲示画面のバナー掲示も承っています（ただし学会の法人会員（特別会員）にご入会いただくことが前提となります）。

掲載枠	サイズ	料金	備考
電子版「地盤工学会誌」目次ページ内	1 頁	110,000 円	
	1/2 頁	55,000 円	
	1/3 頁	38,500 円	
学会誌掲載 Web ページ内バナー（会員限定利用サイト）	180×70 ピクセル	55,000 円	特別会員限定

（学会誌目次ページ掲載イメージ）

（Web ページ内（会員限定サイト）バナー設置イメージ）

【ご案内 Web ページ】https://www.jiban.or.jp/?page_id=12555

公益社団法人　地盤工学会　学会誌担当
〒112-0011 東京都文京区千石 4 丁目 38 番 2 号
電話:03-3946-8677　FAX:03-3946-8678　E-mail:k-haishin@jiban.or.jp

公益社団法人 地盤工学会　新刊本のご紹介

地盤工学会が発行する最新の書籍をご案内!!

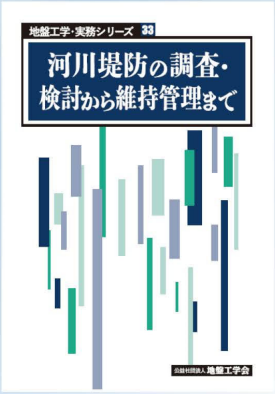
ご購入は地盤工学会のショッピングカート（https://www.jgs-shopping.net/）をご利用ください。

入門シリーズ 39.
基礎の支持力と変形入門

定　価 3,500 円（税抜）
送　料 800 円（税抜）

A5 判　2020 年 12 月 15 日発行
ISBN 978-4-88644-441-7

- 平成 2 年（1990）に刊行された「支持力入門」の改訂版!!
- 基本の設計法や基準類の改定により解析方法や各種試験に関する最新の知見を記載



実務シリーズ 33.
河川堤防の調査・検討から維持管理まで

定　価 6,000 円（税抜）
送　料 800 円（税抜）

A4 判　2020 年 3 月 31 日発行
ISBN 978-4-88644-932-0

- 地盤工学分野から初めて扱う河川堤防の必読書
- 近年激甚化する豪雨や地震に対する河川堤防のヒントに!!

地盤技術者のための FEM シリーズ
①有限要素法をまなぶ（ISBN 978-4-88644-118-8）
②有限要素法をわかる（ISBN 978-4-88644-119-5）
③有限要素法をつかう（ISBN 978-4-88644-120-1）

各　定　価 4,500 円（税抜）
各　送　料 800 円（税抜）

A4 判　2020 年 10 月 31 日発行

- 平成 15 年（2003）に発行された有限要素解析を学ぶ際の参考書を 15 年ぶりに改訂
- 理論の解説だけでなく例題も取り入れ、より理解が深まる内容・構成に!
- 二次元弾性や三次元飽和・不飽和浸透流などの各種解析プログラムの初歩的な体験・操作が可能

公益社団法人 地盤工学会

地盤工学会誌
公益社団法人 地盤工学会
総説

地盤の問題は倫理問題

地盤工学とモラルハザードリスク

Ground issues are ethical issues （Geotechnical engineering and moral hazard risk）

中村　裕昭（なかむら　ひろあき）　(株)地域環境研究所　技師長
e-mail: naka-h@isis.ocn.ne.jp

キーワード：地盤工学，倫理，モラルハザード，リスク

1. はじめに

地盤技術者が専門家として社会的役割を果たすための基本的素養に「コンプライアンス」と「アカウンタビリティ」がある。また，地盤技術者が避けなければならない「コンプライアンス」の一つに「モラルハザード」という概念がある。

地盤工学は「内部の状況を目視で確かめることができない」という大きな制約を抱えている上に，対象とする地盤は特有の複雑な特徴〔構造が複雑・不規則，物性が不均質・不均一，地盤の種類が異なると物性も挙動も大きく異なる，ほか〕を有している。更に，地盤工学分野ではトレードオフ的（二律背反的）関係事象が多いという特徴もある。

このような地盤工学の制約と特徴が「モラルハザード」に繋がりかねない危険性を有しているからこそ，地盤技術者には「コンプライアンス」と「アカウンタビリティ」が欠かせない。まさに地盤の問題は倫理問題と考えることができる。

2. 倫理問題の基本事項

2.1 コンプライアンスについて

コンプライアンスの主旨を理解し易いように，広義の社会ルール（義務・禁止事項）に対して自覚・理解の有無と，その社会ルールに対する法令（技術基準・マニュアル類を含め）の有無を踏まえての，行動・判断のパターンごとの意義を表－1 に一覧表で示した。

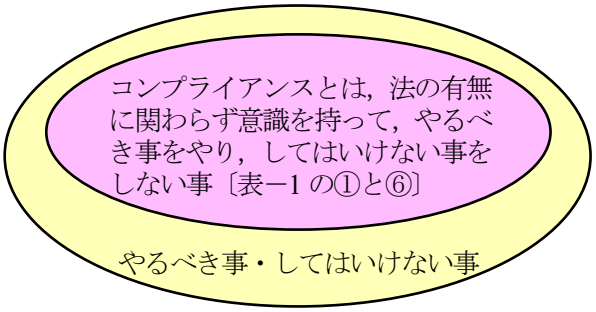
個人でクローズできる世界においては，個人の思うままに「やりたい事」を好き勝手に行い，「やりたくない事」はやらなくて済むが，対人，対社会を考えると，社会における自分の立ち位置・役割を踏まえて，「やるべき事」と「してはいけない事」に分別をもって向き合わなければならない。

表－1　広義の社会ルールに対する
人間の行動・判断のパターン分析

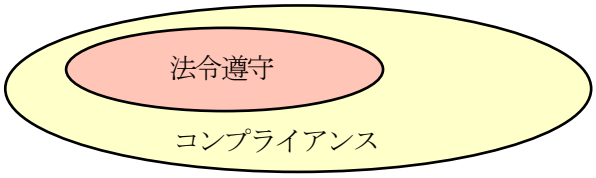
社会ルール 義務･禁止	自覚･理解	行動･判断	行動･判断の意義	
			法あり	法なし
やるべき事	あり	①する	法令遵守	マナー遵守
		②しない	故意･不作為⇒犯罪	マナー違反
	なし	③する	結果ｵｰﾗｲ	偶然
		④しない	過失	社会人失格
してはいけない事	あり	⑤する	故意⇒犯罪	マナー違反
		⑥しない	法令遵守	マナー遵守
	なし	⑦する	過失	社会人失格
		⑧しない	結果ｵｰﾗｲ	偶然

「やるべき事」を自覚・理解（単に法令等の存在を知っているかどうかではなく，主旨を理解しているかどうか）した上で，法令等を踏まえて行動・判断をした場合を「法令遵守」，法令等がなくても社会マナーに沿って行動・判断すれば「マナー遵守」と評価できる（表－1 の①が該当）。同様に，「してはいけない事」を自覚･理解した上で，法令等を踏まえて抑制・自制した場合は「法令遵守」，法令等がなくても抑制・自制できれば「マナー遵守」と評価できる（表－1 の⑥が該当）。

即ち，法令等の有無に関わらず社会の公益を自覚・理解した上で「やるべき事」を行い，「してはいけない事」を抑制・自制することを「コンプライアンス」と呼んでいる（表－1 の①と⑥が該当）。「コンプライアンス」は「法令遵守」を超えた概念である。



図−1　コンプライアンスの概念



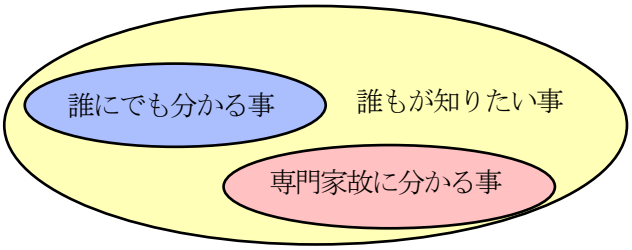
図−2　法令遵守とコンプライアンス

このことを踏まえ，図−1 にコンプライアンスの概念を，図−2 に法令遵守とコンプライアンスの関係の概念を示した。

法令も技術基準もマニュアルも万能ではない。前提条件や適用条件が常に明確な形で記載されているとも限らない。たとえそれらの記載がなくても前提条件や適用条件を踏まえて判断するのが専門家であり，「専門家のコンプライアンス」である。それができない技術者は「マニュアル技術者」と批判されたり，内容と程度によっては後述の「モラルハザード」に陥るリスクもあるので注意が必要である。

2.2 アカウンタビリティについて

図−3 に「専門家のアカウンタビリティ（説明責任）」の概念を示す。



図−3　専門家のアカウンタビリティの概念

例えば，安全や環境に関する事等で，関係者であれば「知りたい事（知っておくべき事，知っておいた方がよい事）」だが，「専門家にしか分からない事（専門家故に分かる事・分かった事）」を，専門家が専門家でない関係者に分かり易く説明する事が「専門家のアカウンタビリティ（説明責任）」の概念で，専門家の最も重視される社会的役割の一つである。

2.3 モラルハザードについて

モラルハザードは「責任感の欠如」とか「倫理観の欠如」と訳されるが，もともとは保険業界用語で，「保険に加入することで，本来やるべき事故・病気に対する未然防止・予防策等を恣意的・意図的あるいは結果として怠る事」である。

即ち，何らかの地盤事故・地盤災害を想定した時に，リスク管理（リスクが起こらないように未然防止策を講じる事）を，コストや手間暇の観点もしくは理解不足から軽視して，結果怠り，危機管理（例えば事故・災害が起こったとしても損害を最小化する為の措置で，保険等に入っておく）に頼ってしまうようなケースはモラルハザードに該当する。その他，技術基準やマニュアル等に書いてあるからと，きちんと前提条件や適用範囲，対象地点の地盤条件への適用性を吟味することなく，マニュアル等の記載を鵜呑みに機械的に設計・施工することもモラルハザードに該当する。

3. 地盤工学の専門性・特殊性

3.1 「内部を目視できない」という制約

地盤工学は，対象とする地盤が「内部の状況を目視で確かめることができない」という大きな制約を抱えている。「百聞は一見に如かず」という故事・ことわざがある。「実際に自分の目で見て確かめるのが物事を理解するには一番よい」といった意味である。地盤は内部の状況を簡単には目視で確認することができない。地盤をできるだけ傷つけずに必要最小限の手間・暇・コストで，地盤に関する必要な情報（地盤構造や物性，挙動等）を得るには専門の知見と手法が必要である。しかも，容易に目視できない対象から得られた知見の検証や第三者への説明には，内部を見せられない故に，より高い倫理観が欠かせない分野と言える。

3.2 地盤特有の特徴

地盤工学が対象とする地盤は，他の分野に比べると特異ともいえる特有の複雑な特徴を有している。そのため，各種関係則や実用式には前提条件・適用範囲が

付きまとい，標準化やマニュアル化が難しい側面を有している。その結果，割切りをもって単純化した構造の法的安全基準と地盤の特徴を踏まえての地盤の専門家の地盤工学的（科学的）判断とが異なっていたり，地盤の専門家の知見・判断が専門外の人の一般的感覚と異なっていることも多い。それ故に，地盤問題では地盤の特徴と専門外の人の一般的感覚の違いを隠れ蓑にモラルハザードに陥るリスクが存在している側面もある。以下に地盤の特徴を例示する。

≪地盤の特徴例≫

- 複雑・不規則な構造が多い
- 同一地層内での物性のバラツキが大きい
- 土の種類が異なると物性も挙動も大きく異なる
- 地下水の状態で性質・挙動が異なる
- 地下水が誘因となる地変現象がある
- 経年的に強くなる場合と弱くなる場合とがある
- 異方性がある場合も多い
- 段差地形部は脆弱となり易い

個々の特徴のポイントを以下に概説する。

(1) 構造の複雑・不規則性

例えば「杭」の支持層深度を考える。構造物設置エリア内の支持層深度が一定であれば杭長も全て同一長でよい。しかし支持層深度が一定である事は極めて稀で，ほとんどの場合，支持層の上面は傾斜していたり谷状であったり小山状であったりひな壇状といった具合に不規則である。事前の的確な地盤調査と施工時の確実な着底確認が欠かせない。

一定の深度までの表層地盤が 1 層で構成されていることはほとんどなく，複数の地層で構成されている事が一般的である。しかも水平層状とは限らず，各層の層厚や分布深度は不規則であったり，水平方向に不連続である事が多い。地盤構造は二次元・三次元での把握と表現が欠かせない。

(2) 同一地層内での物性の不均質・不均一性

異なる地層間での物性の違いは理解し易いが，同一地層内での物性のバラツキが大きい事（要するに不均質・不均一性）が，地盤の大きな特徴で，物性値を定量的に把握するにはばらつきの範囲を含めて分布範囲を把握する必要がある。

(3) 土の種類の多様性と性質の違い

各地層を構成する土の種類が多用であり，土の種類ごとに各種性質が異なる点も地盤の大きな特徴である。

代表的な土の種類に「粘土」と「砂」がある。誰もが小さい頃から「粘土細工」や「砂場遊び」として馴染みのある相手である。「粘土細工」や「お砂場遊び」を思い出してもらうと，「粘土」と「砂」の性質の違いを理解してもらうことができる。ほかに「高有機質土」や各種「火山灰土」，岩盤起源の「風化土」もある。日本中，世界中を見渡せばローカルソイルは枚挙にいとまがない。いずれにしても，土の種類ごとに性質と各種挙動が異なるという認識が重要である。

(4) 地下水依存性

地盤は飽和状態（地下水位面より下部）か不飽和状態（地下水位面よりも上部）かで，地盤としての挙動が異なってくる。例えば，緩い飽和砂地盤は地震時に液状化するが不飽和の砂地盤は液状化しない。一定の水分を含む不飽和砂地盤は土粒子間に粘着力が働いて強度に貢献しているが，水没等で飽和状態に変わると粘着力は消滅し強度が低下し，コラプス沈下やコラプス崩壊を起こす場合がある。飽和粘土は荷重で圧密（時間をかけて徐々に沈下）を起こすが，不飽和粘土は荷重で圧縮してもそれは圧密ではなく弾性沈下（即時沈下）である。地盤内での地下水の動きも，浮力の働き方も，水圧の関わり方も，地盤が飽和しているかどうかで大きく異なってくる。地下水位面の把握は地盤評価の基本事項である。

(5) 地下水が誘因となる地変現象

盛土法面崩壊，がけ崩壊，擁壁倒壊，液状化，広域地盤沈下といった地変現象の誘因は基本的に地下水であることが多い。盛土法面崩壊，がけ崩壊，擁壁倒壊，液状化などは急激な地下水圧の上昇，広域地盤沈下は急激な地下水圧の減少で起こる。

(6) 地盤強度等の経年変化

地盤を構成する土の種類や環境によって，経年的に強くなる場合と弱くなる場合とがある。強くなる要素として年代効果(aging)，膠（こう）結作用(cementation)，続成作用等があり，弱くなる要素には風化作用やスレーキングが挙げられる。

(7) 異方性

地層の形成過程や地盤構造によっては，地盤構造として，あるいは同一地層内において，強度・変形・透水等の特性に異方性が顕著となる事がある。

(8) 段差地形

「がけ」「法面」「護岸」等を挟み上段と下段の平坦部からなるいわゆる段差地形部は，地震時には揺れ易く，豪雨時には水圧差が生じ易いこと等から，災害リスクの高い土地になっていることが多い。

3.3 トレードオフへの対応

例えば，医療における投薬治療の薬には効用と副作用の両面があることはよく知られている。副作用を上回る効用が期待され，ほかに効用が期待できる方法がなく，副作用への対処方法もある場合に，担当医（専門家）は投薬処方の判断をする。一般的に，患者（素人）自身では効用と副作用のバランスを判断することは難しいので，担当医の指示に従いながら服用せざるを得ない。

同様に，地盤工学的課題を踏まえた各種施工技術（地盤対策工法）においても，メリットとデメリットの二面性（場合によっては多面性）を有していることは普通で，デメリットを上回るメリットがあり，デメリットを抑える別の手段を講じることができるという判断のもとに，地盤技術者は地盤対策工法を提案し設計することが求められる。

そもそも万能の（対策）工法というものはない。どのような工法においても，例えば，利便性・コスト・安全性・環境適合性の 4 項目だけを考えて見ても，以下に例示するように，各項目間ではトレードオフ関係になってしまう場合が多い。

≪トレードオフ関係の例≫

- 利便性を優先するとコスト・安全性・環境適合性が疎かになる
- コストを優先すると利便性・安全性・環境適合性が疎かになる
- 安全性を優先すると利便性・コスト・環境適合性が疎かになる
- 環境適合性を優先すると利便性・コスト・安全性が疎かになる

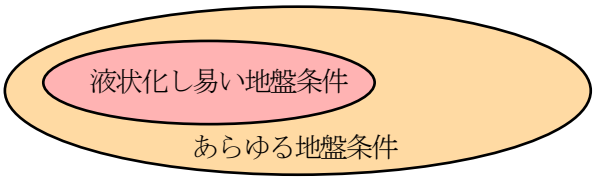
といった具合にである。

この最適解を見つけ，関係者に説明責任（リスクコミュニケーション）を果たすのが専門家の役割である。

3.4 リスク判定表示の落とし穴

詳細な液状化検討は行わずに，スクリーニング的に液状化し易い地盤条件・地形条件から，「対象地は液状化し易い条件に該当しないから，液状化の心配はない」と判断している報告書を見かけたことがある。

図－4 に概念図を示したが，「あらゆる地盤条件」から「液状化し易い地盤条件」を取り除いた残りの地盤条件は，「液状化の可能性を否定できない地盤条件」と「液状化し難い地盤条件」の両方が含まれる。



図－4　液状化し易い地盤条件以外の液状化リスクは

スクリーニングは「リスク有り」を抽出する手法で，決して「リスクなし」を検証する手法ではない。

例えば，特定地域の平面図のメッシュごとに，液状化の詳細検討をした上で液状化危険度マップを作成し，液状化危険度判定を表－2 のような形で表示することがある。この真ん中の黄色表示で区分した範囲を，地盤技術者は「リスク有り」と解釈しても，一般の人は「リスクは低い」と解釈する人が多い。専門家のアカウンタビリティが問われる場面である。

表－2　液状化危険度表示の凡例の例示

	液状化の可能性が大きい
	液状化の可能性を否定できない
	液状化の可能性は低い

4. 地盤技術者の司法支援への期待

4.1 地盤に関わるトラブル

地盤問題はモラルハザードに陥り易い側面がある故に紛争に発展することも多い。裁判になった場合，被害者の被災現象自体は明確であっても，その本質的原

因を究明し，賠償責任を問える原因者を絞り込むことが求められる。

4.2 専門家の司法支援の種類

裁判への地盤の専門家としての支援方法としては表－3 に示すように，大別すると裁判所を通じての支援（鑑定人，専門委員，調停委員）と，訴訟人への支援（直接もしくは代理人を通じて）の 2 通りがある。

裁判所を通じての支援は，表－4 に示すように鑑定人，専門委員，調停委員とで，任期，身分，役割が異なっている。

表－3　専門家の裁判への関与形態

<table>
<tr><th colspan="2">依頼者</th><th colspan="2">専門家関与形態</th></tr>
<tr><td colspan="2" rowspan="3">裁判所</td><td>鑑定人</td><td rowspan="3">表－4 参照</td></tr>
<tr><td>専門委員</td></tr>
<tr><td>調停委員</td></tr>
<tr><td rowspan="2">訴訟・調停当事者</td><td>原告（申立人）側代理人[注. 1]or 当事者</td><td colspan="2">原告（申立人）側専門家として助言</td></tr>
<tr><td>被告（相手方）側代理人[注.1]or 当事者</td><td colspan="2">被告（相手方）側専門家として助言</td></tr>
</table>

[注.1] 代理人は主に弁護士

表－4　裁判所からの依頼で関与する専門家の身分と主な役割

区分	対象者	任期	身分	主な役割
鑑定人	鑑定事項の第一人者	裁判ごと	個人	鑑定依頼事項に対する鑑定
専門委員	該当専門分野の知見・経験保有者	2 年[注.2]	特別職の国家公務員	専門事項に関する解説・助言
調停委員	該当専門分野の知見・経験保有者	2 年[注.3]	同上	調停

[注.2] 再任可，年齢制限なし
[注.3] 再任可，但し 70 歳の誕生日以降は再任不可

4.3 地盤技術者への司法支援のすすめ

特に地盤に関わる紛争では，地盤問題が極めて特殊で専門性が高いことから，裁判への専門家の関与は欠かせない。ところが，裁判所への支援に関しては，日本技術士会，日本建築学会，土木学会等が裁判所と司法支援協定を締結しており，そのルートを通じての専門家の推薦制度が確立はしているが，こと地盤分野の専門家については，このルートでは選任され難いのが実情のようである。また，裁判に関わる専門家は，専門知識だけでなく裁判の仕組み自体の理解も必要である。法的問題自体は裁判官と弁護士の領域だが，地盤に関わる現象の素因形成において当事者の責任を問えるかどうかについて，地盤の専門家の見方を的確に説明（アカウンタビリティ）することが求められる。地盤の専門家にしかできない役割である。だからこそ，地盤技術者の社会貢献の一環として司法支援活動への参加を期待したい。

5. おわりに

地盤工学は「内部の状況を目視で確かめることができない」という大きな制約があること，対象とする地盤は構造が複雑・不規則，物性が不均質・不均一，地盤の種類が異なると物性も挙動も大きく異なる，といった特徴を有していること，地盤工学分野ではトレードオフ的（二律背反的）関係事象が多いことなどから，地盤問題はモラルハザードに陥り易い側面があり，地盤に関わる技術者・研究者にはとりわけ倫理観が求められることを述べた。

そして最後に，地盤問題がモラルハザードに陥り易い側面から紛争に発展することも多いので，地盤技術者が地盤の専門家として司法支援に積極的に関わることへの期待を述べた。

（原稿受理　2022.9.27）

地盤工学会誌
公益社団法人 地盤工学会
論説

法令に違反する建築物の設計，施工等がされた場合の法律関係

Legal issues arising from architectural design and construction made in violation of laws and regulations

田中　一彦（たなか　かずひこ）　　東京地方裁判所民事第２２部　部総括裁判官

キーワード：契約の効力，債務不履行（契約不適合）責任，不法行為責任

1. はじめに

建築物の設計，施工等の問題は，地盤工学が扱う問題とは異なるものと思われるが，建築物は地盤の上に建築されるものであり，建築物の設計，施工等と地盤の問題とが密接な関係にあることは論を俟たない。建築基準関係規定（建築基準法，同法に基づく命令及び条例の規定その他建築物の敷地，構造又は建築設備に関する法律並びにこれに基づく命令及び条例の規定で政令で定めるものをいう。建築基準法６条１項）を見ても，建築物の基礎・地盤の構造計算に関する規定の１つとして，建築基準法施行令９３条に地盤の許容応力度および基礎ぐいの許容支持力に関する規定が置かれているところである。

このような建築物の設計，施工の問題と地盤の問題との密接な関係に照らせば，法令に違反する建築物の設計，施工等がされた場合の法律関係を整理しておくことは，「地盤工学における法令順守とコンプライアンス」を考えるに当たっても有益であると考えられる。

なお，本稿においては，主として，建築基準関係規定に違反する建築物の設計，施工等がされた場合の法律関係について，令和４年９月 27 日時点の法令の規定を前提として整理することとする。

2. 建築基準関係規定に違反する建築物の設計，施工等を目的とする契約がされた場合の当該契約の効力

一般に，建築基準関係規定は取締規定（行政取締上の目的から一定の行為を禁止・制限する規定）であると考えられている。例えば，特定行政庁は，建築基準法令の規定または建築基準法の規定に基づく許可に付した条件に違反した建築物または建築物の敷地については，工事の施工の停止など当該規定または条件に対する違反を是正するために必要な措置をとることを命ずることができるし（建築基準法９条１項），建築基準法に違反する行為の中には刑事罰の対象となるものもある（同法第７章）。

一方，取締規定違反の契約の法的効力に関して，従前からの通説的見解は，取締規定に違反するとの一事をもって当然に契約が無効となるものではなく，違反した取締規定について，①立法の趣旨，②違反行為に対する社会の倫理的非難の程度，③一般取引に及ぼす影響，④当事者間の信義・公正などを詳細に検討し，これらを総合考慮することによって，強行法規（公の秩序に関する規定。民法９１条参照）に当たるか否かを判断し，当該規定が強行法規に当たる場合には，それに違反する契約は無効となり，当該規定が強行法規に当たらない場合には，それに違反する契約であっても有効であるとする。

3. 施主と設計者との間の法律関係

(1) 設計契約の内容

施主は，通常は，法令の定め，特に建築物の安全性に関する規定に違反するような建築物を注文することはないと考えられるから，建築物の設計契約においては，特段の事情がない限り，契約当時の建築基準関係規定の定め，特に建築物の安全性に関する規定に適合した建築物を設計することが契約の内容になっているものと考えられる。

一方，施主が建築基準関係規定に違反する建築物を建築する意向を有し，その結果として建築基準関係規定に違反する建築物の設計がされた場合には，建築基準関係規定に適合する建築物を設計することが設計契

約の内容にならないことがあるが，施主が自身の意向が建築基準関係規定に違反するとの認識を有していない場合には，なお建築基準関係規定に適合した建築物を設計することが契約の内容であったと解すべき余地は十分にある。また，建築士は，設計を行う場合，施主に対して設計内容につき適切な説明を行うよう努めるべきものとされており（建築士法１８条２項），設計契約上，施主に対し，設計の適法性について適切な説明をすべき債務を負っていると考えられるから，上記のような施主の意向に唯々諾々と従って設計をしたような場合には，設計者としての説明義務違反の問題が生じ得る。

(2) 設計報酬の請求との関係

設計契約の法的性質については，事案によって，設計図書の完成を目的とする請負契約の場合も，設計図書の作成事務を委託する準委任契約である場合もあり，両者の中間的な性質を有する場合もあるとされるが，請負契約の場合であっても，準委任契約の場合（この場合には，報酬支払の合意がある必要がある。民法６５６条，６４８条１項）であっても，報酬は後払いが原則である。すなわち，請負契約の場合は，報酬請求のためには，原則として，仕事の完成（設計図書の完成）を要し（民法６３２条），準委任契約の場合は，原則として，受任した事務を履行したことを要する（民法６５６条，６４８条２項本文）。

ただし，仕事が未完成または受任事務の履行が未了である場合においても，出来高の請求が認められる場面がある（請負につき民法６３４条，準委任につき民法６５６条，６４８条３項）。このような場面において，設計の内容が建築基準関係法規に違反しているとの事情をどのように扱うかについては，出来高評価のための一事情として考慮するとの見解と，設計者の施主に対する設計契約上の債務不履行（契約不適合）責任を基礎付ける事由（出来高評価とは別の事情）として扱うとの見解とが考えられるであろう。

(3) 設計者の債務不履行責任

建築基準関係規定に適合した建築物を設計することが設計契約の内容となっている場合には，建築基準関係規定に違反する設計は契約の内容に適合しないものであり，契約上の債務をその本旨に従って履行したものではないから，施主は，設計者に対し，契約不適合を理由とする修補請求（民法５５９条，５６２条），債務不履行に基づく損害賠償請求（民法４１５条）および契約の解除（民法５４１条）をすることができる。

(4) 設計者の不法行為責任

最高裁判所は，建物の建築に携わる設計者，施工者および工事監理者は，建物の建築に当たり，契約関係にない居住者等に対する関係でも，当該建物に建物としての基本的な安全性が欠けることがないように配慮すべき注意義務を負い，これを怠ったために建築された建物に建物としての基本的な安全性を損なう瑕疵があり，それにより居住者等の生命，身体または財産が侵害された場合には，設計者等は，特段の事情のない限り，これによって生じた損害について不法行為による賠償責任を負う旨判示している（最高裁判所第二小法廷平成１９年７月６日判決）。「契約関係にない居住者等に対する関係でも，」との判示に照らすと，この判決は，設計者等が施主との関係において上記の注意義務を負っており，これに違反した場合には，施主に対する不法行為責任が成立し得ることを当然の前提としているものと考えられる。

4. 施主と施工者との間の法律関係

(1) 建築請負契約の内容

前記 3. (1) において述べたのと同様の理由により，建築請負契約においては，特段の事情がない限り，契約当時の建築基準関係規定の定め，特に建築物の安全性に関する規定に適合した建築物を建築することが契約の内容になっているものと考えられる。

なお，設計者と施工者とが異なり，施工者が施主から設計者が作成した図面に基づいて建築物を建築することを請け負っている場合には，施工者は，基本的には，設計図書に適合する施工をすれば足り，設計図書が建築基準関係規定に適合するかを全般的に確認した上で建築基準関係規定に適合した建築物を建築すべき義務までは負わないと考えられる（民法６３６条本文参照）。

(2) 請負報酬の請求との関係

基本的には，前記 3. (2) において設計契約が請負契約である場合につき述べたところと同様である。

(3) 施行者の債務不履行責任

前記 3. (3) において述べたところと同様である。

(4) 施行者の不法行為責任

基本的には，前記 3. (4) において述べたところと同様であると考えられる。

5. 施主と監理者との間の法律関係

監理者が施主に対してどのような債務を負うかは，監理契約の内容によるが，一般には，監理者は，少なくとも工事監理の債務を負担しているものと解されている。

工事監理には，設計図書の不備を積極的に検討することは含まれないと考えられるため，建築基準関係規定に違反する建築物が設計の問題により生じた場合には，基本的には監理契約上の債務不履行とはならないが，施工の瑕疵および不合理な工事監理により建築基準関係規定に違反する建築がされた場合には，監理契約上の債務不履行が認められると考えられる。

監理者の不法行為責任については，基本的には，設計者，施工者に準ずるものと解される。

（原稿受理　2022.9.28）

地盤工学会誌
公益社団法人 地盤工学会
論説

地盤品質判定士に必要なコンプライアンス

Compliance Required for Professional Engineer for Geotechnical Evaluation

諏訪　靖二（すわ　せいじ）　諏訪技術士事務所　代表
e-mail: suwa-s@zeus.eonet.ne.jp

キーワード：地盤品質判定士，コンプライアンス，倫理綱領

1. はじめに

2011 年東日本大震災における個人宅地・擁壁等の甚大な被害を踏まえて，地盤工学会が中心となり関係学協会で地盤品質判定士協議会を結成し，地盤品質判定士制度が 2013 年に創設された。

そして，地盤品質判定士の資格試験に合格・登録した有志が 2014 年に立ち上げた地盤品質判定士会が，現在の(一社)地盤品質判定士会になっている。

地盤品質判定士は，一般市民，ハウスメーカー，企業からの宅地や擁壁に関する相談に対応することが求められている。そのためには，地質学，応用地質学，地盤工学全般，小規模ならびに一般建築物基礎全般，宅地地盤，宅地擁壁等に精通することが必要であるし，精通していると社会からは見られている。そして，地盤品質判定士が関わる業務においては，地盤品質判定士が有する広く深い専門的知見の研鑽が第一であるが，その他にも関係法令なども熟知し，法令遵守の責務を負っている。さらには埋蔵文化財保護，知的財産保護，守秘義務などの技術者倫理を含むコンプライアンスについても深く理解し，行動することが必要である。

さて，コンプライアンスとは具体的にどのようなことを指すのだろうか。新英和大辞典第 6 版（研究社）には「（申し出･要求･希望などに）従うこと」とあり，広辞苑第六版（岩波書店）には「企業が法令や社会規範・企業倫理を守ること。」とある。すなわち，世間の公序良俗（常識，倫理観，道徳観，等々）を第一に考えなさいということである。

そこで，技術士，地盤品質判定士，建築士にかかわる倫理綱領について整理したものを表－1 に示す。技術士会の倫理綱領の項目順に整理し，他機関のものを対比させてある。

表－1　技術界の倫理綱領対比【設立年】（制定/改定）

日本技術士会【1951】	地盤品質判定士協議会【2013】	建築士会連合会【1952】
倫理綱領（1961/2011）[1]	倫理綱領(2014)[2]	倫理規定(2005)[3]
1. 公衆の利益の優先	1. 公益の重視	7. 地域社会への貢献
2. 持続可能性の確保	3. 地盤災害の防止・軽減	
3. 有能性の重視	4. 地質・地盤情報の重視	
4. 真実性の確保	5. 地盤品質の的確な評価	
5. 公正かつ誠実な履行	6. 説明の責務	5. 説明責任
6. 秘密の保持	8. 守秘義務の遵守	4. 秘密の保持
7. 信用の保持	7. 信用の保持	6. 情報の開示
8. 相互の協力		3. 相互の信頼と協力
9. 法規の遵守等	2. 法令･倫理綱領の遵守	1. 法令等の遵守と品位の保持
10. 継続研鑽	9. 継続的な自己研鑽	2. 知識および技能の維持向上

日本技術士会の倫理綱領は 1961 年の設立時には制定されている。建築士に関しては制定が 2005 年と新しい。建築士には法令で罰則規定が設けられていることが技術者倫理に対しても機能していたと思われる。2005 年は構造計算書偽造問題（耐震偽装問題）が発覚した年であり，技術者倫理より企業都合が勝っていたことは否めない。

本稿では，地盤品質判定士が，地盤の種々の問題に対する市民からの相談に対応する際の心構えや責務などについて記述する。

2. 技術の信頼性

2.1 地盤品質判定士にとって大事なこと

地盤品質判定士は一般市民に接するに当たって，人としての基本に立ち返り，相手に対しては誠実に，自分に対しては正直になることが大事であり，相手の立場に立ってものを考えるという態度に徹する必要がある。

相談を受けた時点で，相談内容にリスクがあれば正直にリスクがあることを伝え，その上で，相談内容に対する対応方策についての説明をすべきだと考える。筆者が若い頃に受けた宅地の購入についての相談はほとんどが友人・知人からであり，無償相談であった。宅地の購入については，切盛り図を見せて貰うこと，そして切土を勧めていた。さらに「眺めの良いところは買うな。」を基本にしてアドバイスをしてきた。すなわち眺めの良いところは，盛土縁辺部分に相当することが多く，盛土斜面には植生もないために眺めが良い。これが切土部であれば，下側の斜面は自然の植生（樹林帯）が残されるので，眺めはもう一つである。

眺望も大事だが，土地の安全性が大事だという正しいことを言う勇気が必要である。

2.2 技術について忠実であること

(1) 圧密沈下計算について

戸建て住宅等における沈下の検討方法は，小規模建築物基礎設計指針 5.5 節沈下の検討[4] に詳述されている。その中に次の記載がある。**イ**，**ロ**，**ハ**と下線は筆者が記入した。

「沈下量を求めるためには，**イ** 圧密試験などにより圧密特性を適切に評価することが必要である．それが不可能な場合には，少なくとも**ロ** 土を採取し含水比を計測するなどして沈下の目安とする．**ハ** 曖昧なデータや不適切な計算式の適用は，誤った評価となるおそれがあるので注意が必要である．」

すなわち，圧密沈下計算では圧密試験を実施すること（**イ**）。乱した土でも良いので土を採取して物理試験を行うこと（**ロ**）。曖昧なデータや不適切な計算式は使わないこと（**ハ**）である。ロとハについては後述する。

小規模建築物では費用の面で**イ**ができないことが多い。しかし，大規模な宅地開発地では，1 戸ごとの宅地で実施する必要はないので，宅地造成者が実施しておく必要がある。**ロ**は費用をかけずに土を採取する方法が開発されているので実施可能であるが，含水比試験でだけでは圧密沈下の計算は難しく，それに加え液性・塑性限界試験を含む物理試験一式を実施することの他に地盤情報データベースや過去に実施されたボーリング調査（乱さない試料採取＋圧密試験）情報の収集に努めることが重要である。

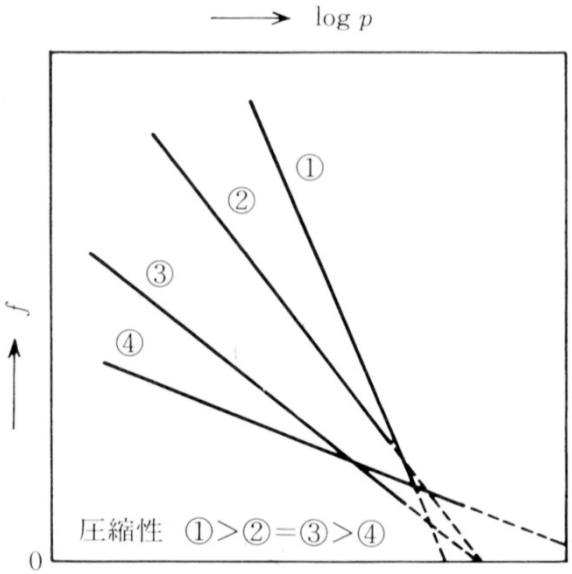
粘性土の液性限界値（w_L）や含水比（w_n）から圧縮指数（C_c）を推定する方法がよく知られている。しかし，そのような方法で圧縮指数 C_c が想定できたとしても，圧密曲線（$e-\log p$）が定まらないと圧密沈下の計算は不可能である。

C_c を使用する圧密沈下計算では圧密曲線を特定する必要があり，次式のように表示するのが一般的である。$e-\log p$ 曲線上のある任意の圧密圧力 p_1 に対応する間隙比 e_1 が必要である。

$$e = e_1 - C_c \cdot \log\frac{p}{p_1} \tag{1}$$

ここで，e_1, p_1 は圧密曲線を規定する係数である。さらに，圧密降伏応力（p_c）も必要となる。

これについて三笠らは，土の圧密入門[5] の中で粘性土の圧縮性は体積圧縮係数（m_v）で表せるとして図－1 で説明している。

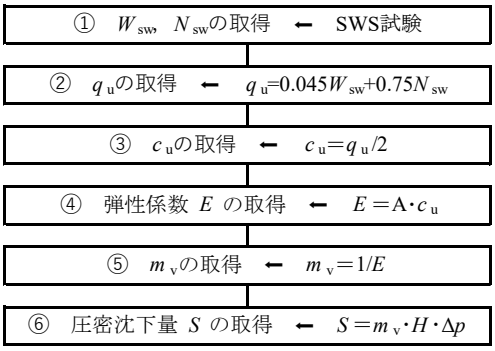


図－1 $f-\log p$ 関係と圧縮性の比較[5]

図中の縦軸は三笠正人が間隙比（e）の代わりに使用することを考案・推奨した体積比（$f=1+e$）[6),7)] である。図中②と③の圧密曲線は C_c が異なるので，圧縮性（m_v）も異なるだろうと思われるだろうが，実はまったく同じである。文献[5] を読まれるか，自分でその証明に挑戦されたい。三笠は「圧縮性の大小は $f-\log$

p 平面上で，f=0 軸との交点の p の値が大きいものほど圧縮性が低い。そして，一般に C_c が大きい土ほど f −0 軸との交点の p が小さくなる傾向，すなわち高圧縮性傾向を示す。」としている[5]。その結果①～④の圧縮曲線の大小は，①>②=③>④となる。

ハに関して，色々な圧密沈下量の簡易的な計算法が提示されているが，その不適切な一つの例を図−2 に示す。



図−2　圧密試験によらない簡易的な圧密沈下計算の流れ

圧密沈下の専門家からすると，図−2 の④～⑤の方法が全く理論に合っていないのである。④については竹中準之介の文献[8] の E=21c_u（MN/m^2）を引用されることが多い。この文献の E は一軸圧縮試験や三軸圧縮試験における応力−ひずみ図の初期接線係数が採用されている。⑤は弾性係数 E の逆数 1/E と体積圧縮係数 m_v が等しいとしているが，定義が全く異なるものを単位が等しいからとして同一視しているのは，土質力学を深く理解していない。ある物体の弾性変形量（$\Delta\varepsilon$）を求めるのには，$\Delta\varepsilon=\Delta p\cdot\ell/E$ で求められるが，弾性としての変形量なので加わる力がなくなれば弾性変形量も 0 に戻る。ところが，圧密で定義された体積圧縮係数 m_v は体積変化を伴う変形なので，一旦変位が発生すれば，応力が解放されても元に戻ることはない。

また，文献[8] では，e−log p 曲線の過圧密領域の圧縮性は m_v が一定値を示すことが知られていることから，式 (2) が提示されているが，この式の誘導課程が示されていないために，どのような粘性土に対応できるのかが不明であり，信頼性は低いと判断する。

$$\frac{1}{m_v} = 80c_u \qquad (2)$$

圧密沈下計算においては圧密定数が求められれば，煩雑な計算を避けるために汎用の圧密沈下計算ソフトを利用されることが多いと思われる。一次元圧密沈下計算の汎用ソフトの大半は Terzaghi の一次元圧密の図解法[9] による圧密度（U）と時間係数（T_v）の関係を用いて数値計算を行っているだけであることを理解して欲しい。一次元圧密は初期過剰間隙水圧形状が矩形分布の 1 層モデルの解を使っている。したがって，厳密に言えば段階載荷による圧密沈下計算には利用してはならない。最終沈下量は多層地盤でも求められるが，圧密沈下時間の計算では 1 層モデルでしか計算ができないために，圧密係数（c_v）の平均値を求めなければならないが，これが極めて難しい。

汎用ソフトで圧密沈下計算を行ったが実測とほとんど合わなかったという相談を受けたことがあり，平均圧密係数の算定に換算層厚法が使用されていたことが原因であると突き止めたことがある。換算層厚法の問題点は参考文献[10] を参照されたい。

(2) 告示第 1113 号の問題点

国土交通省告示第 1113 号第二に次の記載がある。「基礎の底部から下方 2 m 以内の距離にある地盤に SWS の荷重が 1 KN 以下で自沈する層が存在する場合若しくは基礎の底部から下方 2 m を超え 5 m 以内の距離にある地盤に SWS の荷重が 0.5 KN 以下で自沈する層が存在する場合にあっては、建築物の自重による沈下その他の地盤の変形等を考慮して建築物又は建築物の部分に有害な損傷、変形及び沈下が生じないことを確かめなければならない。」

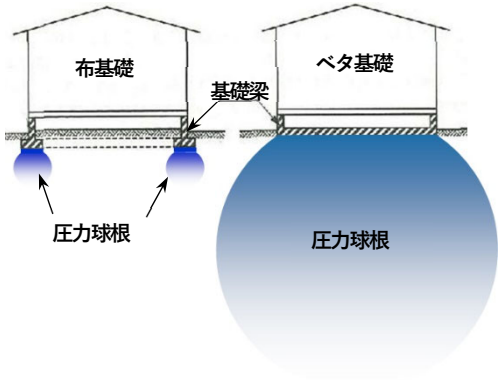
建築関係者はこれを，「基礎底から 5 m 以上の深さに軟弱層があっても検討は不要である。」と解釈しているのではなかろうか。圧密沈下は 5 m 以深であっても地表での増加荷重の影響があれば発生する。そして，それが不同沈下となって現れる。筆者はそのような原因による建築紛争裁判を数例ほど経験している。

告示が沈下検討を 5 m 以浅に限定して表記していることで，誤解釈に誘導されかねない。

次に圧密沈下計算における，建物荷重による増加地中応力のことを問題にする。地表面や基礎の荷重による増加地中応力の説明では，図−3 が一般によく使わ

れている。

この図から布基礎の建物荷重は深くまで伝わらないと大半の技術者が誤解している。確かに基礎底面での建物の荷重度が同じであれば，この図は正しい。しかしながら，布基礎の底盤幅は30～45 cm 程度であり，底盤面積はベタ基礎の 30%程度くらいであることからすれば，布基礎底面の荷重度はベタ基礎荷重度の 3.3 倍以上の大きさになるために，図－3 でイメージするより大きな増加応力が地中に伝わることになる。



図－3　基礎幅の違いによる圧力球根

筆者は，以前から建物荷重は布基礎やベタ基礎など基礎形状に係わらず，ほとんどが地中に伝わるはずだと考えてきた。

そこで，基礎幅よる増加地中応力の違いを文献[11]により検討した。検討ケースは表－2 に示すように，検討を簡単にするために帯状基礎とし，基礎幅は 10.0 m と 1.0 m の 2 ケース。基礎底面は地表面に置き，10.0 m 幅の基礎底面荷重度を 10 kN/m^2 としたので，基礎幅 1.0 m の基礎底面荷重度は 10 倍の 100 kN/m^2 とした。

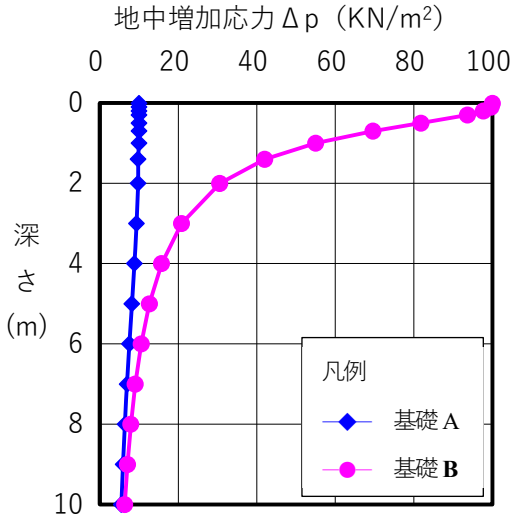
表－2　地中応力の検討ケース

建物荷重度		10 kN/m^2（基礎幅10mの場合）
基礎形状		帯状基礎 （検討を簡略化するため。）
基 礎 幅	基礎 A	10.0 m（ベタ基礎想定）
	基礎 B	1.0 m（布基礎想定）
基礎底面に働く荷重度	基礎 A	10 kN/m^2
	基礎 B	100 kN/m^2（基礎 A の 10倍）

基礎に働く荷重による増加地中応力は帯状基礎の中心線上で計算し，その結果を図－4 に示す。

図－4 を見れば分かるように，深さ 10 m での地中増加応力見ると，基礎幅 10 m の広い基礎Aは基礎底面荷重度 10 kN/m^2 が Δp=5.5 kN/m^2 と半減した程度であるの対し，基礎幅が 1 m と狭い基礎 B は基礎底面荷重 100 kN/m^2 が大きく減じて 6.4 kN/m^2 と求められた。しかし，増加地中応力の大きさで見ると基礎 B の方が若干大きくて大差のないことが分かる。

したがって，建物荷重による基礎中心線部の増加地中応力はベタ基礎（基礎 A）であろうと布基礎（基礎 B）であろうと，地中深くでは同じような値を示すことが分かる。したがって，5 m 以深に軟弱層があれば無視することはできないことが明らかである。ちなみに深さ 20 m まで計算したが，この傾向は同じであった。ただし，この値は基礎の中心線上の値なので全体的な増加地中応力は基礎 B は基礎 A に比べ小さくなる。



図－4　ベタ基礎と布基礎の増加地中応力対比

(3) 大阪の沖積粘土層は過圧密か

このような命題を立てた理由は，「沖積層は過去に公害と呼ばれた広域地盤沈下で大きく沈下したために，過圧密になっている。」と説明する高名な研究者や技術者を散見するからである。

筆者は，技術者人生の初め頃に埋立地の地盤調査，地下水調査，沈下管理等に関わったことから，地盤情報のディジタル化の必要性を強く感じ，その後，関西圏地盤情報データベースの構築に深く係わった[12)～16)]。

その中で，大阪沖積低地の沖積粘土層の状態などを

勉強してきた。さらに，関西域の広域地盤沈下にも興味を持ち調べた経験がある。西大阪低地（尼崎市も含む）や東大阪低地の地盤沈下の末期（昭和30年代）には，地盤沈下量の60%は洪積層の沈下が占めていることに驚いた。ところが地盤情報ＤＢで調べてみると，沖積層の圧密降伏応力（p_c）は弓形分布（排水層に近い上下では p_c は大きく，中程が小さい）をしており，中程の p_c は現在の有効土被り圧（p_0）にほぼ等しく，正規圧密状態にあることを確認していた。

一方，1995年兵庫県南部地震の後で尼崎市築地地区の液状化対策に取り組んでいた頃，地質系の一部の研究者から関西の将来の地震による液状化対策として，都市の地下水位を低下させることが提案されてきた。

これについて，筆者は，そのような提案は地下水低下が公害として知られた広域地盤沈下の再来を招くのではないかという危惧を払拭できるものでなければならないと主張した。

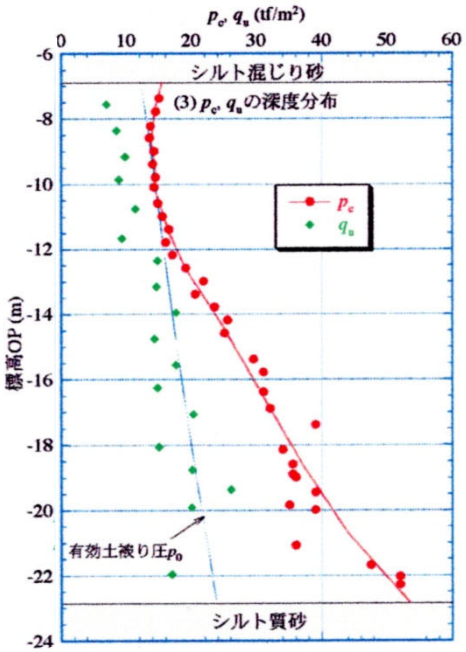
大島昭彦らは 2000 年代初めの頃から大阪沖積低地の詳細な地盤調査と土質試験を実施し，その成果に基づいて，物理・力学定数等の平面･深度分布の公表[17)~18)]を進めてきた。更にその成果に基づいて，どの程度の水位低下を行うと地盤沈下が発生するかについても明らかにしている[19)]。

その中の圧密降伏応力の深度分布を図－5 に示す。図－5（a）は西大阪地域（西区京町堀）の例で大阪市の中心部である。この付近は表層から砂質土層が約10 m ほど分布し，その下位が沖積粘土層となっている。

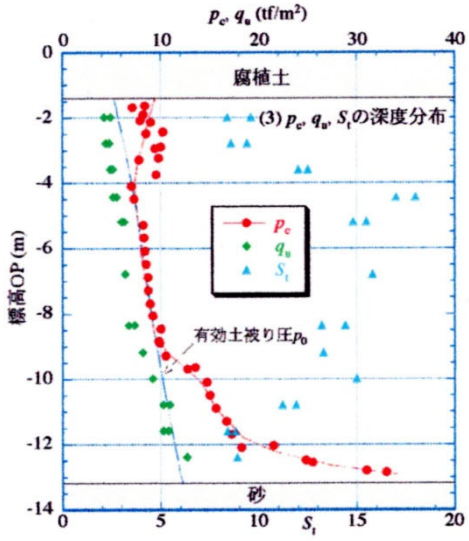
図－5（b）の東大阪低地では，表層付近に砂層と有機質土層の互層が厚さ3～4 m ほど分布する。

両地域とも，過去の地下水揚水による水位低下によって沖積層の上部と下部は過圧密状態にある。しかし，沖積粘土層の中間部はほぼ正規圧密状態にあることが明白である。大きな地盤沈下（西大阪の沿岸部では 3 m に達している）が発生したからといって沖積粘土層全体が過圧密になっていることなどはあり得ない。安易に過圧密になっているだろうという思い込みでものを言うことが許されないのは明かである。地盤に関する専門家であるならば，事実データに基づいて判断すべきである。

大阪地盤の研究成果や関西圏地盤情報 DB 等に基づいて，西大阪低地と東大阪低地の沖積粘土層の圧密状態について説明した。過圧密状態にあるのは沖積粘土層の最上部約2 m 程度と下部は西大阪が約13 m，東大阪が約4 m と最上部に比べ大きくなっている。地盤沈下の原因の地下水揚水は沖積粘土層の下位に分布する帯水層からの揚水が主なために，沖積の下部部分の圧密が大きく進行したことによるものと考えられる。東大阪地区では土地造成や建物建設による沈下は西大阪地区よりは早く発生し，沈下量も大きくなる。西大阪地区は表層に沖積砂層が厚く分布するために，沖積粘土層の圧密による不等沈下の影響は軽減されている。



図－5（a）　西大阪の圧密降伏応力深度分布[18)]



図－5（b）　東大阪の圧密降伏応力深度分布[18)]

東京低地も大阪低地と同じような状態なのか，そうでないのかについて，実データに基づく分析を期待したい。それが，地域に根ざした地盤品質判定士や地盤技術者の務めである。

3.地盤品質判定士にとってのコンプライアンス

本章では紛争事例に題を求めて，コンプライアンスについて考える。

3.1 建築紛争について

2001 年には東京・大阪地方裁判所に「建築関係訴訟事件及び同調停事件」を集中的に扱う裁判部が設けられた。その関係だと推察されるが，同年に日本建築学会による専門家（一級建築士の構造・設備・積算等の専門家，技術士（地盤・地質系），その他）の推薦が行われた。そして，筆者が大阪地方裁判所の地盤の専門家として調停委員に就任したのは 2002 年 4 月からである。

建築紛争と呼ばれる裁判の実態を知るにつれ，地盤が関係する事件が多い上に，さらに地盤が原因となる事件の解決が進んでいない実態が分かってきた。建築紛争と呼ばれる裁判事件では，請負代金，内装，塗装（色），雨漏り，建物傾斜等々のものがあるが，その原因特定には専門家が必要である。建物傾斜の原因は筆者の経験では 90%以上が地盤が原因である。この解決には，原告･被告の主張が中々噛み合わずに時間がかかるのと，傾斜修正費用が大きくなるので，解決が大幅に遅れることが多い。

調停委員や専門委員は裁判官と同じ，公正･公平に意見を言える立場にあるが，まずは当事者双方が各々の主張を十分述べるまで聞き役に徹することが必要である。

建築調停においては，裁判官・弁護士・一級建築士・地盤の専門家（技術士）が調停団を構成し，双方の意見を十分聞いた上で調停案を提示する。調停案を受諾するかどうかは原告･被告双方が決めることができ，片方が受諾を拒否すれば裁判に戻ることになる。

3.2 地盤品質判定士の関与

裁判における地盤品質判定士の関与は次の形態がある。

① 調停委員，専門委員：裁判所から任命され，準公務員として処遇される。

② 鑑定人：事件の内容によって原告･被告双方の承認のもとで裁判所から任命される。

③ 原告・被告側の専門家：原告・被告あるいは弁護士から依頼される。

①と②は有資格の技術者が多いので，技術的に問題となるようなことはほとんどない。ただし，地方の裁判所によっては，地盤のことも一級建築士が担当することがあり，地盤の素養のない方に当たると，原告・被告の専門家は対応に苦慮することがある。

③は原告・被告本人から依頼されることが多く，依頼事項の専門家でもないのに意見書が提出される場合がある。相手方の専門家はそのような意見書にも丁寧に反論を行い，裁判官を納得させるだけの意見書を書き上げる能力が要求される。

意見書作成に当たっても，コンプライアンス遵守はは当然である。

3.3 守秘義務について

技術者には守秘義務が課せられているが，裁判でも同様に調停委員や専門委員にも守秘義務が課せられている。

特に和解時の内容は全て非公開になるが，判決の場合には公開対象となっている。紛争事例は役立つから公表する場合でも，個人情報の扱いには十分留意する必要がある。

しかしながら紛争事例の紹介は，地盤品質判定士や建築関係者の勉強になるために，関与した技術者としては公開したいと思うのも自然なことである。

判例集が世に存在しているように，関係者に協力を求め，できる限り公開するための努力も必要である。

4. さいごに

技術士や地盤品質判定士であれ，因果な職業だったなとつくづく思う。学問の進歩に合わせて，絶えず勉強を続けなければならないし，新しい技術が現れれば現場見学も必要だろうし，新たな勉強が必要になる。

学会の全国大会にも行き新しい研究動向を見定めることも大事である。

最後に，三笠正人先生が，未だに全体が見えない地盤像を象とかけてジオファント（GEOPHANT）として提示されている[20]。それを図−6 に示す。

これは 1978 年土質工学会関西支部が創立 20 周年記念事業の一環として実施した講話会「土質力学展望−全応力法と有効応力法のアプローチ—」(当時の錚々たる研究者，実務者が論文提出されている。）で発表されたものであり，是非，勉強を勧めたい文献である。

この図を示した意図は，地盤品質判定士会関西支部

図−6　GEOPHANT[18]

幹事の勉強会で，大島昭彦支部長から斜面安定解析に関する，「斜面安定における c，ϕ の考え方−全応力法と有効応力法−」[21]，「斜面安定計算での粘土地盤強度の設定方法−c_{cu}，ϕ_{cu} の使い方−」[22] の講義があり，50 年前に大論争を引き起こした全応力法と有効応力法についての勉強の必要性を痛感したからである。

謝辞

本稿については中村裕昭氏（(株)地域環境研究所）に種々の助言をいただきました。また，文献収集では大島昭彦氏（大阪公立大学），望月秋利氏（徳島大学名誉教授），太田英将氏（(有)太田ジオリサーチ），藤原照幸氏（(一財) 地域地盤環境研究所）にお世話になりました。ここに，厚くお礼を申し上げます。

参考文献

1) 日本技術士会：倫理綱領，1961，入手先〈https://www.engineer.or.jp/c_topics/000/000025.html〉(参照 2022.7.30)
2) 地盤品質判定士会：地盤品質判定士　倫理綱領・同解説，2014，入手先〈https://hanteishi.org/hanteishi/page-142/〉(参照 2022.7.30)
3) 日本建築士会連合会：建築士会会員倫理規定，2005，入手先〈https://www.kenchikushikai.or.jp/data/shiryo/rinri-kitei.pdf〉(参照 2022.7.30)
4) 日本建築学会：小規模建築物基礎設計指針，p.80, 2008.
5) 地盤工学会：土の圧密入門，pp.48〜51, 1993.
6) 三笠正人：軟弱粘土の圧密，鹿島出版，p.6，1963.
7) 三笠正人：私の提言 体積比のすすめ，土と基礎，Vol.17, No.2, pp.39〜40, 1969.
8) 竹中準之介：粘土のサンプリングとその信頼度，土質材料の力学と試験法における最近の問題点講演会，日本材料試験協会関西支部・土木学会関西支部・土質工学会関西支部，pp.1-22, 1962.
9) 諏訪靖二：実務における圧密沈下予測における課題−汎用ソフト利用の落とし穴−，(一社)中部地質調査業協会 技術委員会中部，ミニフォーラム 2018，pp.1-88，2018.
10) 福田光治・諏訪靖二：多層地盤圧密沈下計算における換算層厚法の提案，日本材料学会，第 10 回地盤改良シンポジウム，pp.385-390, 2012.
11) 最上武雄編著：土質力学，第 3 章応力伝播，技報堂，pp.253-254,
12) 土質工学会関西支部 関西の大深度地盤の地質構造とその特性の研究委員会・地下空間の活用と技術に関する研究協議会：関西地盤，212p.，1992
13) 土質工学会関西支部 大阪湾の海底地盤研究委員会：海底地盤−大阪湾を例として−，616p., 1995.
14) 大阪湾地盤情報の研究協議会 大阪湾地盤研究委員会：ベイエリアの地盤と建設−大阪湾を例として−，602p., 1990.
15) 関西圏地盤情報ネットワーク 関西圏地盤研究会：新関西地盤−神戸および阪神間−，270p., 1998.
16) 関西圏地盤情報ネットワーク 関西圏地盤研究会：新関西地盤−大阪平野から大阪湾，418p., 2007.
17) 大島昭彦・林　孝光：地下水位低下を受けた大阪沖積粘土の圧密降伏応力の深度分布，地盤工学会，第 40 回地盤工学研究発表会，pp.1011-1012, 2005.
18) 大島昭彦・金谷泳知・文元豪一・盛岡　学：地下水位低下を受けた大阪沖積粘土の物理・圧密特性の深度分布（第 2 報），地盤工学会，第 41 回地盤工学研究発表会，pp.945-946, 2006.
19) 大島昭彦：大阪沖積粘土層の地下水位再低下による沈下量の予測，総合土木研究所，基礎工, Vol.34, No.6, pp.49-52, 2006.
20) 三笠正人：土の力学における 2 つの視点について，土質工学会関西支部，土質力学展望−全応力法と有効応力法のアプローチ—，pp.19-33, 1978.
21) 大島昭彦：斜面安定における c，ϕ の考え方−全応力法と有効応力法−, 地盤品質判定士会関西支部幹事勉強会, pp.1-14, 2022.
22) 大島昭彦：斜面安定計算での粘土地盤強度の設定方法−c_{cu}，ϕ_{cu} の使い方−, 地盤品質判定士会関西支部幹事勉強会, pp.1-18，2022.

（原稿受理　2022.9.8）

地盤工学会誌
公益社団法人 地盤工学会
論説

土砂災害における避難行動をめぐる法的統制

Legislative control of evacuation action in landslide disasters

山崎　栄一（やまさき　えいいち）　関西大学社会安全学部　教授
e-mail: yeiichi@kansai-u.ac.jp

キーワード：避難行動，避難命令，法的強制，個人情報，GPS 位置情報

1. はじめに

本稿は，地盤工学会関西支部「斜面災害のリスク低減に関する研究委員会」からの講演依頼に端を発する。

委員会メンバーの方々の関心は，土砂災害警戒情報や避難指示などの情報が発表されても早期避難がなかなか実現しないという現状において，どのような対応が可能なのかについて，法的な視点からの説明をして欲しいということであった。メンバーとの意見交換の中で，「豪雨時に土砂災害発生の危険個所に残っている住民の情報（携帯電話のGPS位置情報など）を取得し，避難を呼びかけられないか」，「半強制的な形でもいいので避難行動を促すことはできないのか」といった質問が見られた。

筆者も様々な防災の分野の方から個人情報や法的強制力を用いることで，なんとか逃げ遅れを未然に防ぐことができないのかという意見を伺っており，これらの関心を咀嚼しつつ，筆者なりの見解を述べていきたいと思う。

2. 避難行動と個人情報

2.1 GPS を活用した要避難者の把握

まずは，手短かに答えることができる問いから済ませておきたいと思う。土砂災害が切迫している状況において，地域にいる住民等の位置情報をGPSで把握し，ダイレクトに避難行動を促すことはできないのか。

緊急時等における位置情報の取扱いに関する検討会「人命救助等における GPS 位置情報の取扱いに関する取りまとめ（平成 25 年 7 月）」において，どのような場合に，電気通信事業者が緊急時に GPS 位置情報を取得できるかについては，① 要救助者の生命又は身体に対する重大な危険が切迫しており，かつ ② 要救助者を早期に発見するためにその者に係る GPS 位置情報を取得することが不可欠であると認められることを要件とすることが適切であると考えられるとしている（6 頁）。位置情報については，基地局に係る位置情報と GPS 位置情報に区別されるが，GPS 位置情報というのは，プライバシー性が高い個人情報であり，「その場所に所在することそれ自体によって，個人の趣味嗜好，さらには思想信条まで容易に推測できる場合」（5 頁）も出てくる。

これを受けて，「電気通信事業における個人情報保護に関するガイドライン（令和 4 年 3 月 31 日）」41 条 5 項には，「電気通信事業者は，前項のほか，救助を要する者を捜索し，救助を行う警察，海上保安庁又は消防その他これに準ずる機関からの要請により救助を要する者の位置情報の取得を求められた場合においては，その者の生命又は身体に対する重大な危険が切迫しており，かつ，その者を早期に発見するために当該位置情報を取得することが不可欠であると認められる場合に限り，当該位置情報を取得することができる。」としている。

これらで述べられている要件というのは，救助・救出を要する者（要救助者）の位置情報の取得要件であって，避難を要する者（要避難者）の位置情報の取得要件ではないということである。災害発生後の要救助者と災害発生前の要避難者とは区別がなされるわけで，災害発生前における要避難者の GPS 位置情報を取得することは議論の俎上にさえ載っていないといえ，現ガイドライン上では困難であるといえる。

ただし，緊急時等における位置情報の取扱いに関す

る検討会「位置情報プライバシーレポート～位置情報に関するプライバシーの適切な保護と社会的利活用の両立に向けて～（平成 26 年 7 月）」において，利用目的，主体，取扱い方法に応じたプライバシー上のリスクや利用者の受容度等とこれに応じた取扱いの在り方については，実証を行っていくことが必要であり，まずは，利用者からの理解が得られやすい災害救助・防災分野といった公共性の高い分野における，国，地方公共団体といった公的主体への第三者提供について，実証を進めていくべきであるとしている（54 頁）。今後は，避難支援段階における GPS の利用可能性のさらなる検討と社会コンセンサスの形成が求められる。

2.2 避難行動要支援者名簿及び個別避難計画の作成

避難行動に関する個人情報といえば，災害対策基本法（以下「災対法」と略す）49 条の 10 以下に基づき，市町村長が要介護者および障がい者などを念頭においた「避難行動要支援者名簿」を整備し，避難行動要支援者個々人に対する「個別避難計画」を作成することになっている。

警戒レベル 3（高齢者等避難）の段階における早期の避難行動が期待されるものの，避難行動要支援者名簿については，名簿情報の外部提供（特に地域）の促進，個別避難計画については，個別避難計画の作成に向けた避難支援等関係者の確保と避難行動要支援者とのマッチング，個別避難計画の実効性を担保するための避難行動要支援者の避難手段および避難先の確保（福祉避難所等の整備など）ならびに避難行動要支援者とのマッチングといった課題が残されており，進捗状況が芳しいわけではない。

3. 避難行動と法の現状

3.1 避難指示等とその法的性格

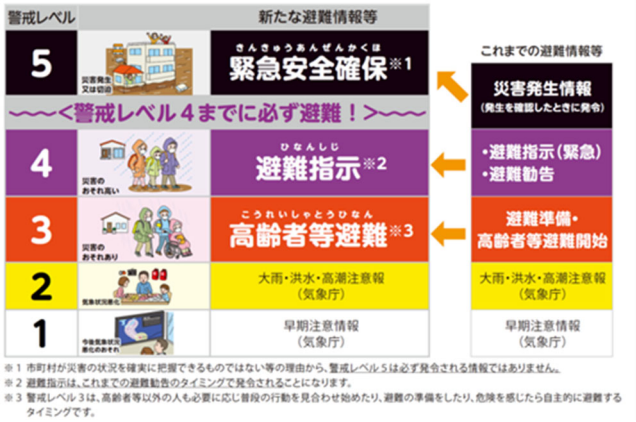
土砂災害も含めた自然災害における避難行動をめぐってどのような法制度が存在するのであろうか。

住民等に対して避難行動を促す情報として，災対法に基づいて市町村長が情報を発することになっている。令和 3 年 5 月に法改正されたことで，警戒レベル 4 で提供されていた「避難勧告」と「避難指示」が「避難指示」に一本化された（災対法 60 条 1 項）。

災対法 60 条 1 項

災害が発生し，又は発生するおそれがある場合において，人の生命又は身体を災害から保護し，その他災害の拡大を防止するため特に必要があると認めるときは，市町村長は，必要と認める地域の必要と認める居住者等に対し，避難のための立退きを指示することができる。

他にも，警戒レベル 3 においては「避難準備・高齢者等避難開始」が「高齢者等避難」（災対法 56 条 2 項）に，警戒レベル 5 においては「災害発生情報」が「緊急安全確保」（災対法 60 条 3 項）となった。



図－1　新たな避難情報等 [1)]

災害前に最も強い表現と拘束力で避難行動を促す「避難指示」の法的性質であるが，行政法の世界においては「行政指導」という分類に位置づけられる。行政指導となると法的な義務が課せられるわけではなく，あくまでも自発的な協力を求めるに過ぎないので強制力はなく，従わなかったとしても，罰則が科せられるわけでもない。災害対策基本法のコメンタールによると，「指示に従わなかった者に対しての直接強制は，時期的に早い段階では直接強制すべきでないこと，急迫した場合は即時強制が可能であること，立退きをしないことにより被害を受けるのは本人自身であること等の理由によりとられていない。」[2)]という。

しかし，何のペナルティーあるいは不利益も科せられないというわけではなく，避難指示に従わなかった

場合，災害弔慰金等法 5 条に基づき災害弔慰金が支給されない可能性がある。具体的には，避難指示に従わなかったことが大多数の者から見て明らかに不適切である場合が当てはまる[3]。また，従業員を避難させなかった場合には，労働契約法 5 条の安全配慮義務違反に問われる可能性がある[4]。

仮に，避難行動を法的な拘束力をもって義務づけしようとするのであれば，「避難命令」を出すことになる。その場合における「避難命令」の法的性質であるが，行政法の世界においては「行政行為」という分類に位置づけられる。実務的には「行政処分」（あるいは「処分」）と称される。行政行為は，行政庁（命令を発する権限を有している行政機関）が法令に基づき一方的に具体的に特定の国民に対し直接に法的な効果（ここでは避難行動をとるという作為義務）を発生させる行為を指す。

そして，行政行為に基づく義務に従わない場合には，義務の実効性を確保すべく，義務の履行が直接的に強制されたり，間接的に強制されたりすることになる。具体的には 4．以下の説明を見て欲しい。

話を整理しておくと，考え方としては，避難行動を法的に強制したいということになると，まずは，①避難行動を特定の個人に義務づけ（避難しなさいと命じる），それに従わなかった場合（それでも避難しない場合）には，②直接的・間接的に強制的な措置がとられるということになる。

3.2 その他の避難行動強制手法

(1) 災対法 63 条に基づく警戒区域の設定と処分

避難指示については法的な強制手段がないというわけであるが，その他に強制的に避難行動をとらせる手法はないのであろうか。

災害が発生し，又はまさに発生しようとしている場合において，人の生命又は身体に対する危険を防止するため特に必要があると認めるときは，市町村長は，警戒区域を設定することができる。そして，設定された警戒区域内については，市町村長は立入の制限，立入の禁止，当該区域からの退去といった処分を行うことができる（災対法 63 条 1 項）。

市町村長若しくは市町村長の委任を受けた消防吏員等がいない，またはこれらの者からの要求があったときには，警察官または海上保安官にこれらの職権が与えられることがある（災対法 63 条 2 項）。先に述べた誰もがいない場合は，自衛官にもこれらの職権が与えられることがある（災対法 63 条 3 項）。

これらの処分に従わない場合には 10 万円以下の罰金または拘留といった処罰が科せられる（災対法 116 条 2 号）。ここにいう処分は，先に述べた行政行為に該当するものであって，警戒区域の設定に伴う処分に従わない場合に対する強制的な措置（間接的な強制措置）が予定されているということである〔参照：4.1〕。

避難指示が「災害が発生し，又は発生するおそれがある場合」であるのに対し，警戒区域の設定は「災害が発生し，又はまさに発生しようとしている場合」であって，警戒区域の設定の方がより切迫した場面が想定されているといえる。

災害発生直前あるいは災害発生現場を想定しているので，避難行動というよりは，現実の危険に対する退避行動を促す措置であるといえる。

ここにいう警戒区域の設定やそれに伴う処分が災害発生前に誰かが現場にいないとできないわけで，この方法による強制は，人的な限界があるといえる。そして，警戒区域の一時的な設定というよりは，ある程度長期的な期間にわたる設定であることが予想される。また，警戒区域の設定を行うと「補償」「生活支援」についての議論が出てくるので市町村長としては設定をするインセンティブが低いのではないだろうか（雲仙普賢岳の例）。

現状においては，この手法を用いてしか法的な拘束力（＝義務づけ）をもって避難行動を強制することはできない。かといって，警戒区域の設定という手法を活用していくべきかといえば，避難行動として強制できる場面は極めて限定的である。なので，災対法 63 条を用いた強制手法は非現実的なのかもしれない。

(2) 地すべり等防止法 25 条に基づく立退の指示

都道府県知事又はその命じた職員は，地すべりにより著しい危険が切迫していると認められるときは，必要と認める区域内の居住者に対し避難のために立ち退くべきことを指示することができる。この場合においては，都道府県知事又はその命じた職員は，直ちに，

当該区域を管轄する警察署長にその旨を通知しなければならないことになっている（地すべり等防止法 25 条）。

いざとなったら，警察官職務執行法（以下「警職法」と略す）4 条で強制的に避難させることになる事を想定しているのであろう〔参照：4.2〕。避難指示と警戒区域の設定との中間的な存在であるといえる。

4. 避難行動にかかる強制措置

4.1 行政罰—間接的な強制

以下においては，住民等が避難行動をとらない場合における強制措置について述べていきたい。

行政罰とは，過去の義務違反に対して処罰することを指す。避難命令（避難行動をとるという作為義務）に従わなかった事実に対して何らかの処罰を科すことになる。

これは，あくまでも「もしも避難命令に従わなかったら，後日，罰金等が科せられますよ」と威嚇することで間接的に避難命令に従わせるという手法である。それでも避難命令に従わない場合，以下の 4.2 で述べる直接強制の手段を用意していないと，それ以上の強制のしようがなくなってしまう。

コロナ禍において，飲食店等の事業者に対して時短・休業命令が出されたものの，違反に対しては過料（30 万円ないしは 20 万円以下）という行政罰しかないので，過料を承知で営業されてしまうと，無理矢理に閉店させることはできなかった〔新型インフルエンザ等対策特別措置法 31 条の 6，45 条，79 条，80 条〕。

3. 2(1)でも述べたが，警戒区域の設定（災対法 63 条）がなされたのにもかかわらず，当該区域からの退去命令に従わない場合，退去行動をとるという作為義務違反に対して罰則が設けられている（10 万円以下の罰金または拘留　災対法 116 条）が，まさに行政罰に該当する。

4.2 直接強制・即時強制—直接的な強制

先の行政罰というのは，あくまでも間接的な強制手段であったが，直接的な強制手段を執るとなると，避難することを拒否している住民等を実力で無理矢理連れ出して避難を実現することになる。その際には家屋等への強制的な立ち入りも行われることもあるであろう。直接的な強制となると，直接強制と即時強制の二パターンが存在する。

「直接強制」というのは，義務違反に対して，実力をもって義務の内容（ここでは避難行動とるという作為義務）を実現させる方法である。ただし，現行法上は，そこまでの強制手段は法的には用意されていない。なので，4.1 で述べたように災対法 63 条で設定された警戒区域から退去しない人から罰金を取ることはできても，その人を無理矢理退去させることはできない。仮に，避難命令を出せるようになった場合，それに従わない人に対して直接強制をすることを認める条文を設けることはあり得る。

もう一つの，「即時強制」というのは，法的義務を課することなく実力をもって行政目的（ここでは住民等の避難）を実現させるものであり，義務を課している余裕がない場合などが該当する。ここでは，警職法 4 条に基づく避難等の措置が考えられる。自然災害などの危険な事態がある場合，その中でも「特に急を要する場合」には，警察官は相手方の意思にかかわらず，実力をもって，危険な場所にいる者をその場から退避させる（避難させる）ことができる[5]。必要があれば，他人の土地や建物等に立ち入ることもできる（警職法 6 条）。同様の権限が自衛隊の災害派遣時においても自衛官に認められている（自衛隊法 94 条）。

実際の話，避難指示を出している状態で本人が拒否しているにもかかわらず無理矢理にでも避難させたとなると，このような警職法 4 条に基づいた措置として把握されることになると思われる。警戒区域が設定されている場所で，立ち退かない住民等がいた場合に，無理矢理に退去させた場合も同様に警職法 4 条に基づく避難として取り扱われることになると思われる。

多くの場合，災害が発生した後に，救助・救出することしかできないのが現状ではないだろうか。

5. 避難命令の法的・現実的可能性

5.1 避難命令のタイミング・正確さ

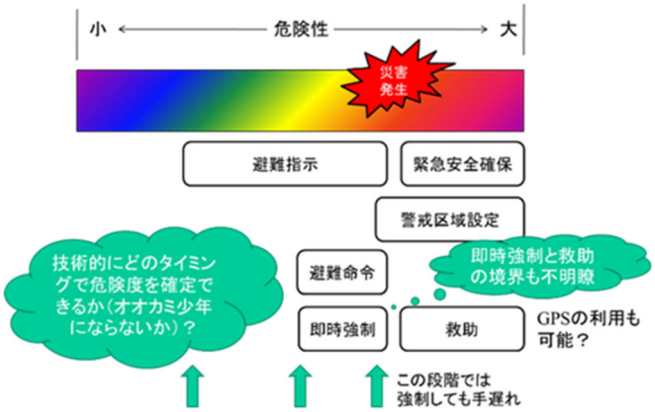
話を元に戻して，本稿における最大の関心事である，避難命令を出すことは法的・現実的に可能なのかについて検討をしてみたい。

避難行動を促すために避難命令という法的な義務づけをするのであれば，災害発生前において，どこまで避難を要するのか（＝要避難性を有しているのか）についての基準をどうするのか，そして個々の災害時における判断を誰が行うのかということになる。

命令を出す以上は，相当の予測精度に基づいたものであることが要求される。とはいえ，災害の予測を百発百中で当てることは不可能である。そうすると，避難命令を出すにせよ，どこまでの空振りが許されるのか。命令の発出とその予測精度との関係について，過去の避難勧告発令事例÷実際の災害発生事例がどれ位の確率であれば社会的に許容されるのだろうか。

「命令の空振り」に対しては，訴訟リスク・賠償リスクが想定される。科学技術的な知見に基づいて設けられた基準によって避難命令を発したのであれば，訴訟リスク・賠償リスクを回避できるという明確な回答がないと，権限行使を嫌がる自治体も現れるだろう。そうなると，避難命令の発令権限というのは「抜けない伝家の宝刀」と化してしまう。逆に，避難命令を出さなかったことに対する訴訟リスク・賠償リスクというのも自治体は抱えることになる。

避難命令も避難指示と同様に市町村長が判断することになることが想定されるが，地方気象台や国の機関，都道府県からタイミングについての助言を得ることが望ましい〔参照：災対法 61 条の 2（指定行政機関の長等による助言）〕。



図－2　危険度に応じた措置とタイミングの関係

予測技術および災害予測に対する社会的コストの向上によって，より早い段階からの避難命令の発令が可能になると思われ，その分，実効的な避難命令の余地も増えてくると思われる。

図－2 の下部に記載されている三つある上向きの緑の矢印は，どのタイミングで避難命令を出しうるのかを示している。予測技術が向上することによって，現状は右端かもしれないが，命令を出しうるタイミングが左の方向にずれていくことが期待される。

5.2 避難命令の実効性

避難命令のタイミングとの関連でいえば，避難命令を出すとなると，避難できる状態で命令を出さないと意味がない。すなわち，すでに逃げようがない状況の住民に命令を出しても意味がない。

実効性のある命令を出すとするのであれば，安全な場所に避難できるだけの時間が残されていること，安全な場所までの経路／移動手段が確保されていることが必要となる。

避難命令となると，法的に義務づけられることになるので，それ相当の緊急性／切迫性が求められることになる。その分，災害発生の直前に命令が発せられるために，命令された後に避難できないケースが出てくることも想定される。

5.3 直接強制の可能性

実際の強制可能性を考えてみると，間接的な強制はメディア等の手段を用いて警告を発することで実現可能である（刑罰を背景とした威嚇が可能になる。ただし，その警告が居住者等に伝わらないと意味がない）が，直接的な強制は実際に強制をさせる人員がいないと強制は不可能である。

直接強制をするぐらいなら，強制の前に避難の呼びかけもできるはずなので，直接の呼びかけで多くの人が応じてくれるのではないか。

同時多発的に土砂災害リスクが発生する状況では，すべての場所に人員を派遣／配置することは現実的には不可能である。

5.4 処罰可能性

命令違反に対する処罰の可能性・妥当性であるが，避難をせずに実際に被災をしてしまった違反者（＝被災者）に罰則を科すのは「泣きっ面に蜂」である。ま

た，避難命令のタイミングが遅すぎて逃げたくても逃げられないような状況下の住民等を処罰するのであろうか。処罰されることを恐れて無理矢理避難行動に移って被災するということもなきにしもあらずである（＝佐用水害の二の舞になりかねない）。他方，避難命令を出したが被災しなかった場合に罰則を科すのは説得力がない。なので，避難命令違反に対する処罰という間接的な強制は，できもしないのに処罰するという「ハッタリ」に近いところがある。

5.5 避難命令を発しうる場面

避難命令を出すことの困難さばかりを述べてきてはいるものの，避難命令を出す余地が全くないともいえない。災害リスクが高まっている中で，①災害が発生する地域・日時が特定できるか，②どのような行動（それも実施可能な行動）をとればいいのか特定できるか，このいずれもが特定できたうえで，避難を強制できる体制が確保できるのであれば，実効性のある避難命令ができるだろう。土砂災害の中でもそういった特定がしやすい種類のものがあるのかもしれない。地盤工学会において検討していただければ幸いである。

災害が発生することが確実で，逃げられる状況にあるにもかかわらず避難しないというケースがこれに該当する。そうすると，特定の地域の特定の居住者等に対して個別的に避難命令が出されるものと想定される。発生箇所が予測不可能な土砂災害であったとしても，ある程度の地域が特定できて，逃げるべき居住者等が特定できるのであれば，避難命令を出す余地がある。この程度の状況下であれば，GPS 位置情報の取得についてもコンセンサスが得られるかもしれない。

逆に，市内全域に対する網羅的で漠然とした避難命令は実効性に欠けるし，かえって有害であるといえる（避難指示や緊急安全確保を出す場合においても同様のことがいえる。判断の丸投げ，判断の放棄）。

6. むすび

ここまで，委員会メンバーの方々の関心を念頭に置きながら，個人情報の活用可能性や法的義務づけ／法的強制の可能性について筆者なりに論点整理をしてみた。いずれも，現状においては委員会メンバーの満足を得られるものではないが，将来的には少しは希望の光を照らすこともできたのではないかと思っている。

避難情報の正確性というのは，地盤工学会の方々の絶えない努力によって向上を遂げている。今回の議論も地盤工学会の努力の成果としての予測技術の向上によって，社会的な前進が遂げられていくことを期待したい。

他方，私たちが追求しているシステムというのは，自己決定に基づいた行動を前提としているはずで，行政による法的強制というのはあくまでも例外的な措置であるというのは確認しておく必要がある。

自己決定を基調とするシステムといっても，住民等に判断を丸投げするのではなく，適切な自己決定が行えるような情報提供のあり方も検討されなければならない（自己決定の実質化）。

予測技術が向上するに従って，それなりの予測精度，メッセージ／誘導をもって避難行動をとらせていることが可能なのではないか（いってみれば，図―2 でいうところの，上向きの緑の矢印が一番左にある状態）。避難命令でなくても避難指示の段階でみんな逃げてくれることが望ましい。

謝辞

本稿は，2022 年 6 月 3 日地盤工学会関西支部（斜面災害のリスク低減に関する研究委員会）において開催された講演会における発表ならびにディスカッションを踏まえたものである。

本研究は，JSPS 科研費　20K20781，17K12627 の助成を受けたものです。

参考文献

1) 内閣府 HP「避難情報に関するガイドラインの改定（令和 3 年 5 月）」<https://www.bousai.go.jp/oukyu/hinanjouhou/r3_hinanjouhou_guideline/>（参照 2022.9.26）
2) 防災行政研究会：逐条解説　災害対策基本法[第三次改訂版]，ぎょうせい，p.380, 2016.
3) 災害救助実務研究会 編：災害弔慰金等関係法令通知集　平成 26 年版，第一法規，p.305, 2014.
4) 中野明安＝津久井進編：防災・減災の法務　事業継続のために何をすべきか，有斐閣，p.290, 2021.
5) 古屋洋一編：注釈　警察官職務執行法〔四訂版〕，立花書房，p.277, 2016.

（原稿受理　2022.10.3）

地盤工学会誌
公益社団法人 地盤工学会
論説

宅地地盤の地盤調査に関連する法令とコンプライアンス

Legal System and Compliance related to Ground Surveys of Residential Land

藤井　衛（ふじい　まもる）　東海大学　名誉教授
e-mail: mamo1111jp@yahoo.co.jp

キーワード：宅地地盤，地盤調査，法令，地盤品質判定士

1. はじめに

2021 年 8 月 22 日の朝日新聞社会面に「地盤データ 33 件偽造」の記事が掲載された。記事などによると，偽造を行った社員（依願退職）は，2020 年 4 月に入社した 20 歳の社員で，住宅やアパートを建てる前に実施した地盤調査のデータを偽造した。この社員は，社内調査で偽造を認め，「楽をしたかった」，「早く帰りたかった」と説明したとされる。最終的に，偽造は計 76 件に及んだことが判明した。

筆者は，その会社から依頼され，建築基礎工学を専門とする第三者の立場から調査にあたった。具体的には，不正行為がなぜ起きたのか，社内調査の内容が適切か，どのように再発を防止するかを検討した。当該調査会社は，早急に地盤調査システムの開発，管理体制の強化，社員教育など適切な対策を講じた。対応は適切であったものの，筆者が気になったのは，偽造したデータの多くは比較的安定した地盤のものが多かったことである。調査の結果，会社の労働環境に問題があったわけではなく，再度地盤調査をした結果，新たに地盤補強が必要になったケースもなかった。すなわち，本人の資質にもよるが，筆者が最も大きな問題と感じたのは，調査員としての目的意識の欠如であった。宅地とはいえ，これからの地盤業界を担う若者が地盤調査に興味を持てず，ただ単に地盤調査を単なる労働として捉えていたのかと思うと残念な気持ちと，我が国の宅地の地盤調査の業務形態に疑問を感じざるを得なかった。

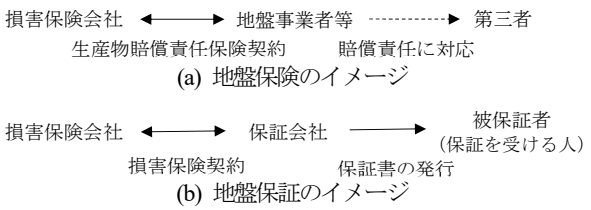
この偽造事件をきっかけに，住宅会社，地盤調査会社，地盤保証会社，関連協会等で調査データ偽造防止への検討が改めてなされた。本論説では，これらの活動を紹介すると共に，宅地の地盤調査技術に関連する法令とコンプライアンスおよび宅地の地盤調査技術者に求められるこれからの役割を論じてみたい。

2. 地盤調査と品確法

四号建築物（一般に木造 2 階建て又は平屋で，延べ面積 500 m^2 以内，高さ 13 m 以下，軒高 9 m 以下の建築物）が主流を占める戸建て住宅の宅地地盤では，1998 年の「建築基準法」の改正前では，地盤調査を行うことは稀であった。また，基礎の設計が悪くても，それが地盤を原因とするものであれば，施主側に責任があると見なす住宅会社も多かった。戦後の高度経済成長期（1960 年～1975 年）に入ると，大量の住宅が良好な地盤から次第に軟弱地盤に建てられることが多くなり，不同沈下事故が多発するようになった。さらに，粗悪な欠陥住宅も目立つようになり，不同沈下は社会問題にまでなった。そして，1998 年の「秋田住宅事件」を契機に，消費者保護を目的として，2000 年 4 月に「住宅の品質確保の促進等に関する法律」（通称，「品確法」）が施行された。品確法は，基礎・柱・屋根などの建物の主要部分に 10 年間の瑕疵担保責任（契約不適合責任）を義務づけたもので，住宅性能表示制度，10 年間の瑕疵保証，紛争処理体制の 3 本の柱からなる。この法律以降，基礎・地盤に関しては，地盤に起因する問題は施主側の責任でもあるという考えは払拭された。

その後，構造計算書偽装事件を契機に 2007 年に「住宅瑕疵担保履行法」が制定された。これは，住宅会社が 2009 年 10 月 10 日以降に新築住宅を引き渡す場合，瑕疵担保責任を履行するために資力確保（保険加入か保証金の供託）が義務化された法律である。ところが，

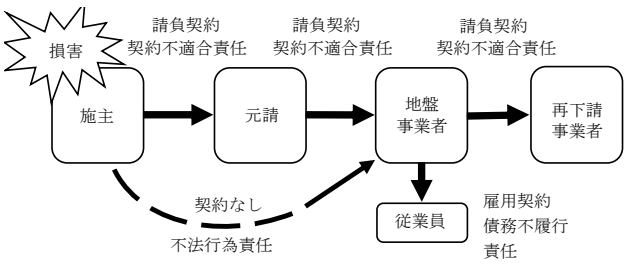
瑕疵が明確な事故にしか保険が適用されないため，不可抗力の多い地盤事故についてはカバーしきれなかった。そこで注目されたのが「地盤保証」である。地盤保証は地盤業者等が行った業務に起因して，住宅が不同沈下等によって損壊した場合には，対象となる住宅を補修する費用や地盤の修復に要する費用などを補償する制度である。一方，損害保険会社が取り扱う生産物賠償責任保険（PL 保険）と呼ばれる保険をベースに，地盤業者等の地盤リスクを補償する特約を付帯として構築された保険は「地盤保険」と呼ばれている。両者のイメージを図－1 に示す[1]。このように，地盤保険，地盤保証の活用により，法令上構造計算が不要である四号建築物であっても，瑕疵担保保険の引き受けの条件として基礎や地盤の内容が確認されることになったため，実質的に地盤調査が義務づけられることになった。



図－1　地盤保険と地盤保証のイメージ

以上のように，地盤に関しても瑕疵の責任が明確にされた。現在では，地盤事業者等（地盤調査業務含）の工事が不正データに基づく不適切なものであった場合，従業員や協力業者が行ったとしても，自らも正しい工事の義務が果たせていないので，図－2 に示すように，地盤事業者等は元請に対し債務不履行責任（契約不適合責任，旧民法でいう瑕疵担保責任）を負うことになる[2]。

地盤調査についても，調査者が正しい調査の義務を負い，元請（注文者）に対する債務不履行責任を負うことは同じである。このように，今や地盤事業者等は，ミスも含め不正データが使用されないよう，作業従事者とデータを適切に管理しなければならない時代になった。



図－2　地盤調査や地盤工事に不正があった場合の法的責任

3. 地盤調査ねつ造防止に対する取組み

住宅会社，地盤保証会社，地盤調査会社等は，現在，地盤調査ねつ造防止に関する様々な取組みを行っている。その取組みの内容を見ると，おおよそ，ハード的な対策とソフト的な対策の二つに大別される。筆者が収集した地盤調査ねつ造防止対策の一例を表－1 に示す。ハード的な対策としては，地盤データ登録や偽装を防止・監視する仕組みを追加して同じデータの可能性を検知した時や別現場データの可能性を検知した時，アラートの表示やチェックが必要なデータについてアイコンで確認でき，日付の矛盾や変更箇所などについ

表－1　地盤調査ねつ造防止対策

ハード的な対策	ソフト的な対策
・調査結果（レシートや帳票）をPDF化して保管することを義務化 ・調査ポイント毎の添付写真について周辺風景及びロッドが貫入している状況が分かるように撮影 ・データの取り込みを義務化することにより，「ねつ造」するより「調査」した方が楽な仕組みにする ・調査日，調査開始，終了の時間が記録でき，追跡確認ができる状況とする ・システムに取り込んだ地盤調査データは，手動で修正できないようにロックする ・無線通信機能による地盤調査データのサーバへの自動取得 ・GPSを使用し，地盤調査ポイントの写真に位置情報を表示した報告書とする ・データ不正入力誤入力防止・監視機能（同一名データファイルの取込み不可メッセージ，データファイル日付と調査日の照合，SWSデータ入力制御機能など）	・近隣のボーリングデータを必ず，出力するようにし，SWS試験との乖離がないかを確認する ・責任の所在を明確にするため，地盤調査会社名，担当者名を報告書に表記 ・会社内に地盤調査技術者資格制度を設け，定期的に研修指導を実施 ・SWS調査単独で成り立つ価格設定を住宅会社全体で検討する必要がある（他同意見多数） ・地盤調査報告書は，「技術士」，「地盤品質判定士（補）」，「地盤調査技士」など有資格者が責任を持って作製すべきであり，報告書は「有資格者」の捺印を義務とすべき ・倫理教育を充実すべき ・学協会で実施する技術セミナーに出席させ，技術レベルの向上を図る ・調査には複数人の体制をとるべき

て文字色で確認できるなど，システム側で注意喚起できるようなものが多い。

ソフト的な対策としては，判定者による最終判定を義務化することによって，承認機能による不正防止を行い，最終判定の内容が確認した後に報告書を発行する 2 段構えの対策を講じている会社が多い。また，関連協会毎に地盤調査技術者資格制度を設け，協会に属する地盤調査会社に定期的に研修指導を行っている。表－2 に宅地の地盤調査・設計に携わる技術者を対象とした資格の一例を示す。これらの資格試験の実施機関は独自に技術セミナーを積極的に開催し，業界の技術レベルや倫理教育を実施している。

表－2　宅地の主な地盤調査関係協会が実施している資格試験

資格の実施機関	資格の名称
(NPO) 住宅地盤品質協会	住宅地盤主任技士（調査部門，設計施工部門） 住宅地盤技士（調査部門，設計施工部門）
(一社) 地盤保証検査協会	地盤検査技士（一級，二級）
(一社) 全国住宅技術品質協会	宅地地盤調査主任 地盤補強設計主任技士 地盤補強施工管理主任技士 地盤補強施工管理技士

4. 宅地地盤における地盤調査の実態

筆者は，「住宅瑕疵担保履行法」が制定される 1 年前の 2006 年に，宅地の地盤調査や補強工法を専門業とする 14 社に対してアンケートを行い，調査の現状や問題点を指摘してもらい，それを文献[3] に発表した。表－3 は 2006 年当時の地盤調査の方法と頻度，表－4 は 1 宅地の平均地盤調査費用，表－5 は当時のスクリューウエイト貫入試験（SWS）の問題点に関する意見を取りまとめたものである。これらのアンケート結果は，恐らく現状の実体とはそれほどかけ離れていないと思われる。

地盤調査の依頼の形態は，品確法が施行されて以来，大きく変わった。現在は，図－3 に示すように大別して三つに分けられる。図－3(a)のタイプは，「住宅瑕疵担保履行法」施行前のタイプであり，過去には地盤調査を工事受注目的（例えば，地盤改良，杭など）の営業ツールと考える会社もあった。図－3(b)のタイプは，保証会社が独自の解析基準やシステムを有しているケースが多く，現状ではこのタイプが主流をなしている。良心的な保証会社は，地盤調査ではなく，解析と保証で利益を得ている。図－3(c)のタイプは，大手住宅メーカーが自社で解析し，報告書の作成や保証を行うタイプである。この三つのタイプに共通して言えることは，宅地の地盤調査そのものが労働力の提供であり，何ら工学的知見は費用に含まれていない点である。宅地の地盤調査が施主と住宅会社の契約前の，基礎選定のための作業と認識されているのかも知れない。

筆者は裁判所の調停委員になって 20 年が経過した。

表－3　2006 年当時の地盤調査の方法とその頻度

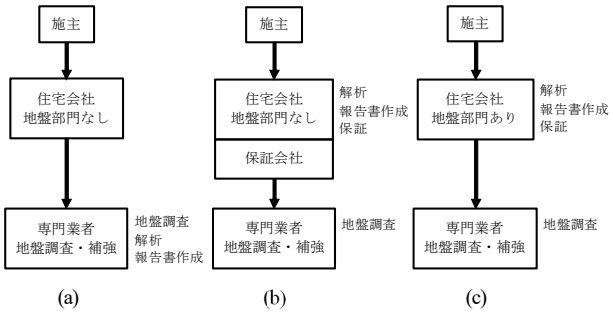
地盤調査方法	頻度
標準貫入試験	3.0（%）
スウェーデン式サウンディング試験	92.0（%）
表面波探査	1.0（%）
ラムサウンディング	3.0（%）
平板載荷試験	0.3（%）
その他	0.5（%）

表－4　2006 年当時の 1 宅地の平均地盤調査費用

地盤調査方法	平均調査費用
標準貫入試験	15.8万円
スウェーデン式サウンディング試験	3.0万円
表面波探査	4.3万円
ラムサウンディング	6.8万円
平板載荷試験	15.7万円
その他	2.5万円

表－5　2006 年当時のスクリューウエイト貫入試験（SWS）の問題点

問題点	内容
土質	水位の判定が不可能
	ガラや礫では貫入不可
	土質の判定が不可
	支持層の確認が難しい
	支持層の層厚が分からないため，下部層に不安が残る
評価	沈下量の計算がわからない
	平板載荷試験による支持力と比較するとオーバースペックである
試験方法	いろいろな機械があり，同一敷地でもデータが異なる
	回転スピードやトルクによって評価が異なる
	自沈と回転貫入の境界が曖昧である
	ロッドの周面摩擦の評価ができない
	バラツキの評価が難しい
費用	発注者側がSWS試験以外の必要性を感じていないため，SWS試験以外の追加調査費用を見てもらえない
	宅盤調査を求める品質と価格のギャップが大きすぎる
その他	施主はSWS試験で全てがわかると誤解している
	ハウスメーカーはSWS試験に対する依存度が高すぎる



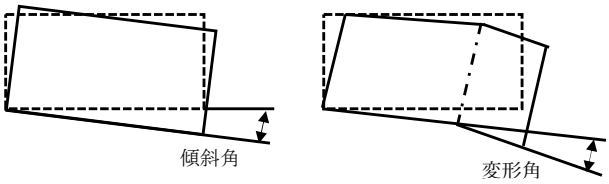
図－3　地盤調査の依頼形態

就任当初は，地盤の支持力に関するトラブルが多かったが，品確法の制定以来，そのようなトラブルは姿を消し，宅地の品質に絡むトラブルが急増した。地盤のトラブルは他の建築トラブルに比較して時間がかかる。その理由として，以下のことが挙げられる。

① 地盤の中に原因があることが多く，究明することが難しい。
② 責任が設計者にあるのか，施工者なのか，あるいは造成会社なのかはっきりしない。
③ 設計者あるいは施工者の基礎・地盤に関する知識不足。
④ 地盤調査にかける費用が極めて少ない。
⑤ 自分の行為が法的に問題ないと主張するあまり原因究明が棚上げ。

この中の②③④が宅地の代表的問題である。地盤保証会社の登場により，不同沈下のトラブルは減少したが，そこには設計や技術の進歩だけではなく，金銭的保証の充実の方が勝っているのではないだろうか。

不同沈下には，図−4 に示すように大きく分けて２種類のタイプがある。これまでは，図−4 (a) のように一体傾斜による不同沈下に対する設計が基本であり，いかに地盤情報を正確に捉えることができるかが問題の主流であった。ところが，最近は，図−4 (b) のようにほとんどが変形傾斜による不同沈下である。例えば，近接工事による隣地掘削による変形，山留め壁の変形，地下水の汲み上げ，不適切な盛土材，切・盛地盤の不均質性，盛土の局所的転圧不足および水浸沈下，擁壁自体の欠陥，擁壁の背面土の転圧不足，擁壁の支持力不足等，ほとんどが外乱（外力や外からの変形による影響）による不同沈下である。すなわち，宅地の戸建て住宅は外乱に極めて弱いことが建築士に認識されていない。局所的不同沈下を防止するには，まず，宅地の品質を評価しなければならない。文献[4]では，諏訪湖周辺の軟弱地盤において 20 年間における戸建て住宅の不同沈下の観測をしている。これによると，必ずしも建物は一方向に沈下するものではなく，波間に浮かぶ小舟のように上下に変動する。これは，竣工時に周りに何もなくても時間の経過とともに市街地化が進み，隣地の盛土や掘削などの地盤変状が原因と考えられる。これが土石流や斜面崩壊等の生命の危険性に直結するようなことがあれば大問題である。現状の建築基準法では，そのような地盤変状を想定して建物が設計されているわけではない。地盤調査会社は，地盤の性状の把握とともに，地盤の品質を評価できる立場にある。単に，地盤の調査結果を地盤保証会社や住宅会社に報告するだけではなく，地盤の品質の情報を施主に報告し，災害に強い宅地対策を講じることができれば，新たに建物とともに宅地の性能を改善することにもつながり，宅地の地盤調査技術者の価値も高まる。また，施主と一緒に検討することにより，地盤に関するトラブルは消滅する。このような状況が，品確法の少なくとも，基礎・地盤に関する金銭補償と性能保証の完結した姿ではないだろうか。



(a) 一体傾斜による不同沈下　(b) 変形傾斜による不同沈下

図−4　不同沈下の種類

5. 地盤の品質評価

品確法の瑕疵担保責任の特例によって，基礎・地盤に関する住宅購入者等の利益保護については，一応の成功をおさめた感がある。しかし，宅地の性能表示についてはまだ手がつけられていない状況にある。また，建築士にとって宅地地盤は与条件であり，建築基準法上も基礎に関する規定はあるが，地盤に関する構造安定性の規定はない。一方，土木技術者にとって，造成地盤の安全性については，宅地造成規制法，土砂災害防止法等の規制はあるが，戸建て住宅を対象とするような個々の宅地の安全性を規制するような法律は見当たらない。すなわち，建築と土木の技術分野の狭間で欠落しているのは，宅地地盤の性能評価，すなわち，地盤の品質の評価である。地盤の品質評価に関する資格としては，地盤品質判定士協議会が実施する地盤品質判定士がある。地盤品質判定士の使命は，宅地の造成業者，不動産業者，住宅メーカー等と住宅取得者の間に立ち，地盤の評価（品質判定）に関わることを通

じて，宅地の防災および国民の安全に寄与することである。

新築住宅の住人にとって最も大きな関心は土地の安全であろう。地震，洪水，台風，津波などの自然災害時に何が起こるかを想定し，宅地にどの程度の安定性があるのかを知ることができれば，致命的な被害は防ぐことができる。まず，地盤の性状を最初に知る立場にあるのは地盤調査会社である。技術者が適切な調査費用のもとで，地盤調査以外に災害時における宅地の安定具合の評価も求められるのであれば，担当者も目的意識を持って調査にあたり，偽造は起きにくいかもしれない。以下は，地盤品質判定士の 9 つの倫理綱領を示したものである。防災性能が高い宅地は，単に良質な個人資産であるだけでなく，有用な社会基盤であることを認識させられる内容である。地盤調査に関わる技術者は，少なくともこの資格は取得して欲しい。以下の倫理綱領の「地盤品質判定士」を「地盤調査技術者」に読み替えてみると，本来の正しい地盤調査技術者のコンプライアンスが浮かび上がる。

① 地盤品質判定士は，公共の利益を重視し，業務を誠実に遂行する。
② 地盤品質判定士は，業務に関わる法令や倫理綱領を遵守する。
③ 地盤品質判定士は，的確な地盤の評価（品質判定）を通じて，住宅および造成宅地における地盤災害の防止・軽減に貢献する。
④ 地盤品質判定士は，正しい地質・地盤情報が重要であることを認識し，不十分・不適切な情報に基づいて地盤の評価（品質判定）を行ってはならない。
⑤ 地盤品質判定士は，その能力を最大限に発揮して，地盤の評価（品質判定）を的確に行う。
⑥ 地盤品質判定士は，地盤の評価（品質判定）の内容について，住宅および造成宅地の取引に関わる人が正しく理解できるように，分かり易く説明する。
⑦ 地盤品質判定士は，信用を失う行為をしてはならない。さらに，その社会的地位の向上に努める。
⑧ 地盤品質判定士は，業務上知り得た秘密を漏らしてはならない。
⑨ 地盤品質判定士は，新しい専門知識と技術を積極的に修得する。

6. まとめ

これまで，戸建て住宅の設計をする際に，基礎の選定は地盤の情報を基に行っていたが，地盤の品質について評価することはまずなかった。一方，災害については，国土交通省のハザードマップや自治体の防災・減災の情報に頼るしかなかった。現実的に個々の宅地について，災害を受けたときのイメージを持つことは居住者には難しく，専門家のアドバイスが必要となる。

本来は，地盤調査に従事する技術者がアドバイスを与える最も適切な立場にいる。したがって，このような情報を地盤品質判定士の立場で施主に説明することができれば，地盤調査の目的意識はもちろんのこと，地盤改良や擁壁の補強など宅地の災害対策にもつながる。

最近，国内でも災害が多発している。地盤調査の専門職のみならず建築士や住宅会社からも，住人に地盤災害に備える知識を伝えることは絶対に必要となる。それが国土を強固にする対策につながるだろう。

謝辞

本稿を作成するにあたり，一条工務店の品川恭一氏，ジャパンホームシールドの内山雅紀氏，武智耕太郎氏，M&K コンサルタンツの大串豊氏，地盤優良事業者連合会の新松正博氏，地盤保証検査協会の森川良三氏，三沢勝秀氏に多くの情報をいただき，ここに厚く感謝いたします。

参考文献

1) 大串　豊：瑕疵保証責任保険と賠償責任保険（生産物賠償責任保険）の違いについて，建築技術，No.736, p.173，2011.
2) （一社）全国住宅技術品質協会：リーガル Report，地盤業務の不正と危機管理～データ不正の責任と対応～，2021.
3) 藤井　衛・安達俊夫：特集最適な住宅の基礎地盤，調査・診断の現状（問題点）と解決方法，調査の現状，建築技術，No.678，pp.100-101，2006.
4) 河合拓也・藤井　衛：諏訪湖周辺における戸建住宅の長期不同沈下観測，日本建築学会大会（北海道）学術講演梗概集，pp.749-750，2013.

（原稿受理　2022.8.7）

地盤工学会誌
公益社団法人 地盤工学会

報告

建設業における設計段階からの安全配慮に関する行政施策と地盤工学の果たす役割

Administrative policies of safety considerations from design phase in construction industry and role of Geotechnical Engineering

吉川　直孝（きっかわ　なおたか）　(独)労働者健康安全機構 労働安全衛生総合研究所 上席研究員
e-mail: kikkawa@s.jniosh.johas.go.jp
平岡　伸隆（ひらおか　のぶたか）　(独)労働者健康安全機構 労働安全衛生総合研究所 主任研究員
大幢　勝利（おおどう　かつとし）　(独)労働者健康安全機構 労働安全衛生総合研究所 研究推進・国際センター長
伊藤　和也（いとう　かずや）　東京都市大学　教授
豊澤　康男（とよさわ　やすお）　(一社)仮設工業会　会長

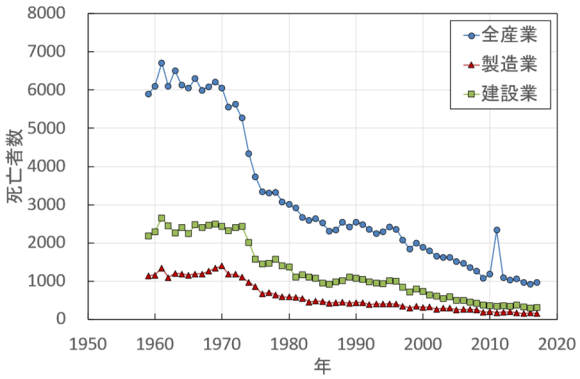
キーワード：労働安全衛生法，職人基本法，設計，安全，地盤工学

1. はじめに

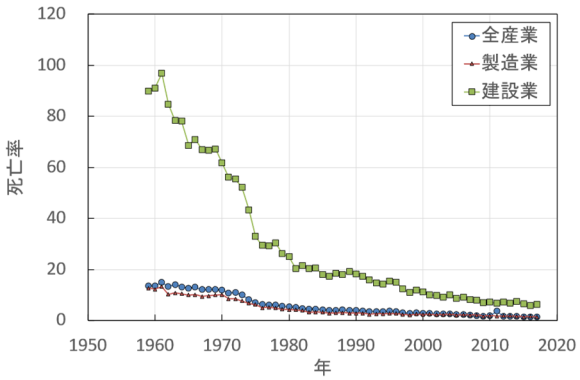
法律にはその立案のプロセスから「内閣立法」と「議員立法」がある。「内閣立法」とは内閣（法律案を所管する省庁）が法律案を作成して国会に提出することであり，「議員立法」とは議員によって法律案が発議され成立した法律である[1)]。

労働安全衛生関係の法律として，1972 年に公布された労働安全衛生法（以下，「安衛法」という。）は「内閣立法」に当たる。内閣立法の立法プロセス[2)]において，研究会，審議会，財政当局との折衝，政府部内（関係各府省庁）での調整等，基本的には所管する省庁が主導する。その後，内閣法制局で条文等の審査を受け，政府与党との調整等を経て閣議決定に至り，内閣から国会へ法律案が提出，法案の可決・成立に至れば，無事に公布となる[3)]。このように公布，その後，施行された安衛法によって，年間 6 千人を超えていた労働災害による死亡者は，わずか 10 年足らずで半減している（図－1 参照）。また，建設業においても年間 2500 人の死亡者数が 1970 年代には 1500 人まで減少しており，労働安全衛生関係の法律は，働く環境を改善し，働く人の多くの命を救えうることを証明している。

次に，死亡率からも労働災害を見てみる。各産業における就業者数を分母に，同産業の死亡者数を分子にとり，10 万を乗じて算出した各産業の死亡率の推移を図－2 に示す。1960 年代において，建設業の死亡率は著しく高く，建設就業者 10 万人当たり 100 人近くの死亡者数が発生していたが，一方，製造業においては製造就業者 10 万人当たり 20 人未満の死亡者数となって



図－1　全産業，製造業および建設業における死亡者数の推移



図－2　全産業，製造業および建設業における死亡率の推移

おり全産業と比較してほぼ同率である。近年では，この差が縮まってきているものの，2016 年において，全産業の死亡率は 1.44 であり，製造業の死亡率は 1.69 である一方，建設業の死亡率は 5.94 であり，未だ製造業とは 3.5 倍程度の開きがある。

このような状況を改善するため，厚生労働省等の各省庁では様々な新しい取り組みを実施している。その取り組みのうち，本稿では，最近導入が進んでいる設計段階からの安全配慮に関する行政施策とそれに関連した地盤工学の果たす役割について報告する。

2. 設計段階からの安全配慮に関する行政施策

2.1 建設工事従事者の安全及び健康の確保の推進に関する法律

平成 28 年に法律第 111 号として「建設工事従事者の安全及び健康の確保の推進に関する法律（以下，「職人基本法」という。）」[4]が公布された。職人基本法は，「内閣立法」である安衛法とは異なり「議員立法」である。議員立法の立法プロセス[5]において，内閣立法との大きな相違は，議員（参議院においては 10 人以上（予算を伴う法律案については，20 人以上）の賛成者，衆議院においては 20 人以上（予算を伴う法律案については，50 人以上）の賛成者が必要）が法案を作成し，国会に発議（等）して行う立法活動にある。このため，厳密には，安衛法とは切り離して考えるべきかもしれない。しかしながら，職人基本法は，重要な条文を含んでおり，その基本理念を謳った第 3 条の第 1 項および第 2 項は次のとおりである。『第三条　建設工事従事者の安全及び健康の確保は，建設工事の請負契約において適正な請負代金の額，工期等が定められることにより，行われなければならない。２　建設工事従事者の安全及び健康の確保は，このために必要な措置が建築物等の設計，建設工事の施工等の各段階において適切に講ぜられることにより，行われなければならない。・・・』つまり，働く方の安全衛生を確保するために，建設工事の安全衛生経費と工期を適切に提供することと，安全衛生対策は設計段階から施工段階等にかけて講じることを求めている。

安衛法では，その第 3 条の第 3 項に『建設工事の注文者等仕事を他人に請け負わせる者は，施工方法，工期等について，安全で衛生的な作業の遂行をそこなうおそれのある条件を附さないように配慮しなければならない。』と謳われているものの，同項はあまり引用されることはなく，建設工事における安全衛生対策は主に施工者がその役割を担っている現状にある。

一方，職人基本法では，施工段階だけでなく，設計段階においても労働安全衛生に係る措置を講じるよう求めており，この理念が今までにない革新的な部分である。

職人基本法を受けて，厚生労働省，国土交通省等の省庁は，「建設工事従事者の安全及び健康の確保に関する基本的な計画」[6]を制定し，その中で，『設計段階においても，建設工事の現場の施工条件を十分に調査した上で，建設工事従事者の安全及び健康の確保に配慮した施工方法等を検討することが重要である』ことを宣言している。

2.2 設計段階からの安全配慮に関する取組

厚生労働省では，建設工事の設計・施工等の各段階における労働災害防止対策の推進[7]に関する取り組みとして，「建設業における発注機関に対する指導・要請事例集（平成 20 年 12 月，厚生労働省労働基準局安全衛生部安全課建設安全対策室）」，「建設工事の設計段階における労働災害防止対策にかかる事業における実施結果（厚生労働省委託事業）」等を公表している。そのうち，最近の海外の調査結果も合わせて一部報告する[8)~10)]。

英国では，英国安全衛生庁（Health and Safety Executive）は，BIM を用いた安全衛生向上の取り組みとして「Improving Health and Safety Outcomes in Construction, Making the Case for Building Information Modelling (BIM)」という資料[11]を公開している。同資料の中で，BIM 利用の成功にとって鍵となるのは，共通データ環境（Common Data Environment，以下「CDE」という。）の作成とある。CDE に含まれる情報は，設計，施工，施工監理，供用という構造物のライフサイクルのあらゆる段階にわたり，全ての関係者が利用でき，リスク情報を記録・登録し，リスクを特定，低減，管理，伝達することを可能にするとある。

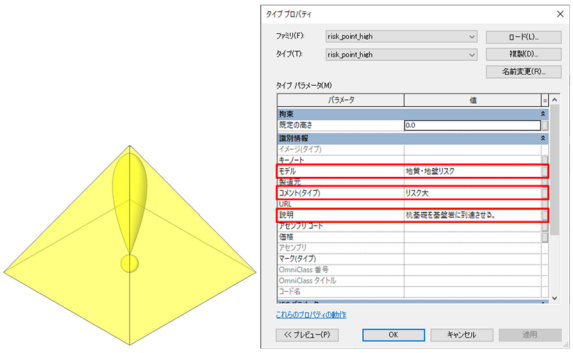
さらに，シンガポールでは，ガイドライン「Workplace

Safety and Health Guidelines Design for Safety」[12]の中で，基本設計，実施設計，施工前と各段階においてデザインレビューを実施し，発注者と設計者がリスク登録表に全ての想定されたリスクを列挙することを求めている。つまり，基本設計が終了した段階で，発注者と設計者がデザインレビューのためのミーティングを開催し，同ミーティングの中で，基本設計において想定されるリスクを列挙し，リスク登録表に全てのリスクを記載する必要がある。リスク登録表は，日本のリスクアセスメント表に類似しているが，大きく異なる点は，同表を設計段階から作成していくということと，設計段階からリスクの除去または低減を求めていること，リスク対応担当者等の項目があり，次の設計段階又は施工段階に申し送り，建設プロジェクトの関係者がリスク情報を共有できるようになっていることである。

一方，国土交通省では，職人基本法とは直接のかかわりはないものの，「BIM/CIM 活用業務実施要領」[13]，「土木事業における地質・地盤リスクマネジメントのガイドライン―関係者が ONE-TEAM でリスクに対応するために―(以下,「地質・地盤リスクガイドライン」という。)」[14]の中で，設計段階から BIM/CIM を用いてリスクに関するシミュレーション（地質，騒音，浸水等）を実施するような社会的な枠組み作りを構築しようとしているように思える。地質・地盤リスクガイドラインでは，発注者，設計者，施工者が ONE-TEAM として，地質・地盤リスクに対処していくという，理想的なマネジメントを謳ったものとなっている。その中で ISO31000:2018 (Risk management — Guidelines) [15] を引用し，企画，設計，施工，維持管理と各段階にて PDCA を回しつつ適切にリスク低減措置を施していくことを示している。

3. 今後の地盤工学の果たす役割

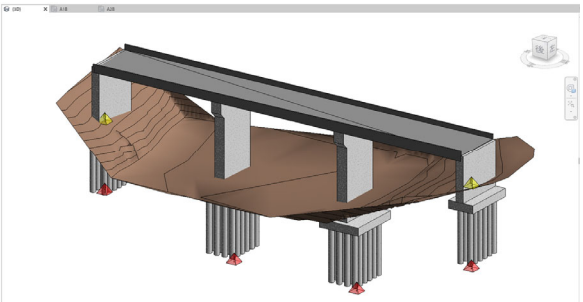
国土交通省の「BIM/CIM 活用業務実施要領」の主目的は，生産性向上を意図していると思われる。これに加えて，著者の安全衛生の立場からは，リスク情報も BIM/CIM の共通データ環境に明示し，発注者，設計者，施工者等の関係者間でリスク情報を共有していくことが重要と考えている。このため，BIM/CIM ソフトウェア（Autodesk Revit®）上に，ファミリ（部品）として様々な建設プロジェクトにも共有可能なリスクポイントを図―3 左図のように作成した [16, 17]。同リスクポイントはファミリファイルとして作成されており，任意のプロジェクトファイルにロード可能である。また，図―3 右図のように，リスクの種類，リスクの大きさ，リスク低減措置等を入力できるようになっており，リスクポイントの大きさ，カラーも変更できる。



図―3　Autodesk Revit®において作成したリスクポイントとその属性情報 [17]

ここでは，リスクポイントの適用事例として，リスクポイントのファミリファイルを Autodesk Revit®が提供しているトレーニング教材である橋梁の建設プロジェクトファイルにロードした。リスクポイントは図―4 (a)のとおり，合計 6 つ配置した。リスクポイントのリスクの種類は，地質・地盤リスクであり，リスクの大きさ，対策も属性情報に入力した。その後，集計表を作成すると，図―4 (b)のとおりである。配置した全てのリスクポイントの属性情報は，集計表として直ちに出力できる。

このように，設計段階において想定される全てのハザード/リスクをプロジェクトファイルに配置することで，設計から施工，施工から維持管理へとリスク情報が一貫して活用される仕組みを構築できたと考えている。また，基本設計，実施設計等の各段階で想定されるハザード/リスクが新たに出現した場合には，その都度，新たなリスクポイントを配置できる。一方，許容可能なリスクレベルまで低減又は除去できたリスクについては，その旨，属性情報に記載し，カラーを黄色から緑色等に変更すれば良い。さらに，BIM/CIM のプロジェクトファイルに配置した全てのリスクポイントのリスク情報は図―4 (b)に示すように，いつ，どの



a) 橋梁の建設プロジェクトファイルにリスクポイントをロード

<一般モデル集計表>

A	B	C	D
モデル	コメント(タイプ)	説明	個数
地質・地盤リスク	リスク大	杭基礎を基盤岩に到達させる。	1
地質・地盤リスク	リスク大	杭基礎を基盤岩に到達させる。	1
地質・地盤リスク	リスク大	杭基礎を基盤岩に到達させる。	1
地質・地盤リスク	リスク大	杭基礎を基盤岩に到達させる。	1
地質・地盤リスク	リスク中	斜面防護工の検討。	1
地質・地盤リスク	リスク中	斜面防護工の検討。	1

b) 全てのリスクポイントの属性情報の一括表示

図－4　Autodesk Revit®において橋梁の基礎の地盤に設置したリスクポイントとリスクの一覧表[18]に追記

段階においても直ちに一覧表として出力することができる。これは，英国の資料[11]およびシンガポールのガイドライン[12]に謳われているリスク登録表に位置付けることが可能と考えている。

このように，設計段階からの安全配慮として，地盤工学上のハザードを抽出し，建設プロジェクトに係る全ての関係者が共通のデータ環境において，リスク情報として共有し，より早期の段階でリスク低減措置を施すことが重要である。地盤工学上のハザードは，専門知識を有した地盤工学者・技術者でないと発見・抽出は困難である。今後もより安全な環境のもと建設プロジェクトを推進するために，地盤工学者・技術者の果たす役割は大きい。

謝辞

本研究は厚生労働科学研究費補助金労働安全衛生総合研究事業 20JA1004 の助成を受けたものです。ここに示して感謝の意を表します。

参考文献

1) 衆議院法制局，入手先＜https://www.shugiin.go.jp/internet/itdb_annai.nsf/html/statics/housei/html/h-giinrippou.html＞ (参照 2022.9.20)
2) 畠中信夫：労働安全衛生法の形成とその効果，日本労働研究雑誌，日本労働研究機構，pp. 14-28，2003.
3) 畠中信夫：法令読解ノート, (公社)全国労働基準関係団体連合会, pp. 99-101, 2011.
4) 建設工事従事者の安全及び健康の確保の推進に関する法律，入手先＜https://www.mlit.go.jp/common/001177697.pdf＞ (参照 2022.9.20)
5) 参議院法制局，入手先＜https://houseikyoku.sangiin.go.jp/seminar/seminar3.pdf ＞ (参照 2022.9.20)
6) 建設工事従事者の安全及び健康の確保に関する基本的な計画，入手先＜https://www.mlit.go.jp/common/001188045.pdf＞(参照 2022.9.20)
7) 厚生労働省，入手先＜https://www.mhlw.go.jp/stf/newpage_00970.html ＞ (参照 2022.9.20)
8) (一社)公共建築協会，入手先＜https://www.mhlw.go.jp/content/11300000/000521082.pdf＞(参照 2022.9.20)
9) (独)労働者健康安全機構 労働安全衛生総合研究所，入手先＜https://www.mhlw.go.jp/content/11300000/000521060.pdf, https://www.mhlw.go.jp/content/11300000/000521062.pdf, https://www.mhlw.go.jp/content/11300000/000521071.pdf＞(参照 2022.9.20)
10) 吉川直孝・大幢勝利・平岡伸隆・高橋弘樹：建設業における設計段階からの安全衛生対策の好事例紹介，安全工学シンポジウム 2021, pp. 158-161, 2021.
11) Health & Safety Executive, 入手先＜https://www.hse.gov.uk/construction/lwit/assets/downloads/improving-health-and-safety-outcomes-in-construction.pdf＞(参照 2022.9.20)
12) WSH Council, 入手先＜https://designforconstructionsafety.files.wordpress.com/2018/05/wsh_guidelines_design_for_safety1.pdf＞(参照 2022.9.20)
13) 国土交通省大臣官房技術調査課，入手先＜https://www.mlit.go.jp/tec/content/001396296.pdf ＞ (参照 2022.9.20)
14) 国土交通省大臣官房技術調査課, (国研)土木研究所，入手先＜https://www.pwri.go.jp/jpn/research/saisentan/tishitsu-jiban/pdf/georisk-guideline2020.pdf＞ (参照 2022.9.20)
15) ISO31000:2018 Risk management — Guidelines，入手先＜https://www.iso.org/standard/65694.html＞(参照 2022.9.20)
16) 吉川直孝・大幢勝利・平岡伸隆・高橋弘樹：設計段階からの安全配慮に関する BIM/CIM の活用例，安全工学シンポジウム 2022, pp. 298 - 301, 2021.
17) 安衛研ニュース No. 164 (2022-09-02)，入手先＜https://www.jniosh.johas.go.jp/publication/mail_mag/2022/164-column-1.html＞ (参照 2022.9.20)
18) Autodesk Revit トレーニング教材，入手先＜https://bim-design.com/infra/training/revit.html＞(参照 2022.9.20)

（原稿受理　2022.9.25）

地盤工学会誌
公益社団法人 地盤工学会
報告

真摯な技術者がコンプライアンス違反に陥る遠因とその対策

地盤工学プロジェクトに関連して技術と社会心理学の視点から

Causes and Preventive Measures towards Compliance Violations by Sincere Professionals:
From Technological and Social Psychological Analytic Perspectives on Geotechnical Projects

龍原　毅（たつはら　たけし）　パシフィックコンサルタンツ(株)
takeshi.tatsuhara@tk.pacific.co.jp
膳場　百合子（ぜんば　ゆりこ）　早稲田大学　理工学術院　創造理工学部　社会文化領域　教授
小峯　秀雄（こみね　ひでお）　早稲田大学　理工学術院　創造理工学部　社会環境工学科　教授

キーワード：技術者倫理，トランスサイエンス，フォールト・トレランス，社会心理学，責任追及姿勢

1. はじめに

技術者の多くは真摯に倫理的に業務を行い社会に貢献することを目指しているが，気がつくと意図に反して倫理違反を指摘され，社会から非難されていることがある。例えば，新しい地盤工学として体系化が進められている「廃炉地盤工学」の主題テーマである福島第一原子力発電所（以下，1Fと略す）に関しても，事故の背景要因として「技術者倫理の問題」を指摘する声がある[1]。社会貢献を目指す技術者が，社会の利益を損ねていると非難される状況に陥るのはなぜだろうか。また，そうした状況に陥らずに技術者が安定して社会貢献するためにはどのような対策が必要だろうか。本論文では1F の事故を題材に，地盤工学，関連技術および社会心理学の視点から，事故を防げなかった経緯と倫理的課題発生の遠因を整理し，対策について筆者らなりの提言を示す。これらの問題を考えることは技術者支援と公益の両観点から，極めて重要である。技術者が安定して働ける環境を整備することは，事故を減らすことにつながると考える。また，地盤工学の観点からも，1F 事故収束に貢献している技術者にとって，当事者意識を持ちながら事故を振り返り，技術者倫理のあり方を考える契機になると考えられる。さらに，本論文の分析は，地盤工学が貢献している高レベル放射性廃棄物地層処分事業をはじめ，最終処分場建設や土壌汚染対策，自然由来の重金属等への対応を社会実装する際に有益と考える。

2. 技術者の視点から

前半では，1F への対応をトランスサイエンスと捉え，技術者の立場から，今後，同様の事故を防止するための留意点および技術的対応のあり方について考える。

トランスサイエンスとは，「科学によって問うことはできるが，科学によって答えることのできない問題群からなる領域」とされている[2]。原子力発電所における津波への対応のように，発生確率は非常に低いが甚大な被害をもたらす災害にどのようなレベルで対策すべきかという状況は，技術的判断だけでなく社会的，経営的判断が大きく関わるトランスサイエンスと言える。

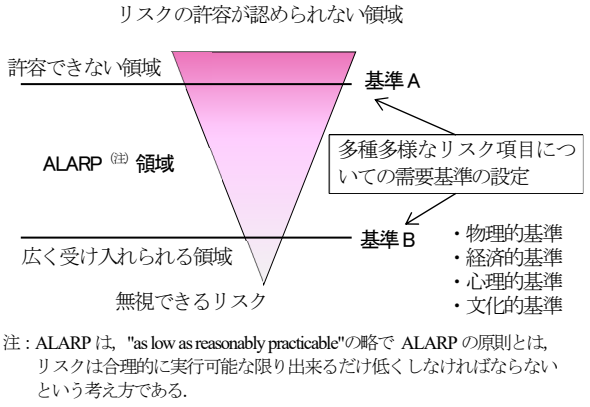
1F の 1～4 号機は，津波による電源喪失で甚大な災害を発生させた。1F の 5･6 号機や福島第二原子力発電所も同等の津波を受けたが最悪の状況を回避できたことを振り返ると，1～4 号機での技術的対応は，不十分であったと言わざるを得ない。経営的判断が先行し，総合的な最適解を示すことが難しい状況もあったと思われるが，ここでは，最悪の事態を回避するために何が欠けていたかという観点で事故を振り返る。1F の事故に関しては，「想定外」という言葉がしばしば使われた。これに関して，事故調査・検証委員会（委員長：畑村洋太郎 東京大学名誉教授）の報告書では，1F での想定外は，学術的に予測できなかったのではなく，『財源等の制約から無理があるため，現実的な判断に

より発生確率の低い事象については除外するという線引きをしていたところ，線引きした範囲を大きく超える事象が起きた』[3] と整理している。防潮堤かさ上げのような本格的対策を行うことが財源的に難しい状況で，土木学会に津波予測を検証するよう依頼し，対応を先送りすることの理由付けをしていたようにも思える。事業収益や電力の安定供給といった経営判断が絡み，その当時の意思決定としては一定の合理性を持っていたかもしれないが，1F 事故で最大 16 万人以上の避難者を含む多くの犠牲者を発生させた重篤な結果を見ると，結果として判断は不適切であったと言わざるを得ない。技術者の立場としても対応は容易で無かったと考えるが，今後，このような重大な事象に関して，技術者としては，例えば下記①②に留意することが考えられる。

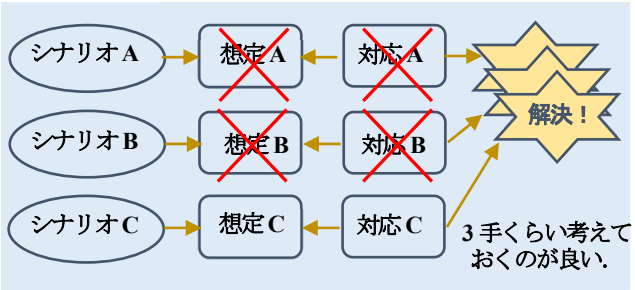
① 技術的検討の中には，技術判断だけでなく，経営判断・社会的判断が大きく関わってくるトランスサイエンスという領域が存在することを理解して対応する。技術的にも，自らの専門分野以外にも視野を広げて対応する必要がある。原子力発電所関連の対応などでは，求められる技術レベルが高く，単独の技術者では限界があるため，組織として体制を構築することが求められる。

② 発生確率が低くとも，発生時に許容できない影響を生じる事象には的確に対応する。リスクは，一般的に「影響の大きさ」×「発生確率」として評価する。この考えでは，発生確率が非常に小さい事象のリスクは小さく評価されるが，図－1[4] に示す許容できない領域に入るリスクに関しては，発生確率にかかわらずしかるべき安全対策・防災対策を立てておくべき[5] と考える。技術者としては，許容できない領域の事象かどうかを客観的に評価し，経営の判断材料として積極的に提供することが必要と考える。

具体的対策においては，危険耐性の考慮が重要と考える。これは，Fault Tolerance（フォールト・トレランス：重層的対応[6]；図－2 参照）と言われる対応で，災害発生に関して複数のシナリオに対応できるようにすることで，安全性を高める方法である。また，耐震設計における許容水平耐力による評価のように，シビアアクシデントが発生しても崩壊に至らない（修復が必要となることは許容）という対応も必要である。シビアアクシデントに備えるためには，最低限の機能を維持するための方策を複数考えておく必要があるが，1F では津波が防潮堤を超えた際の対策が不十分であった。想定津波高さ以上の防潮堤を造ることは，コストや工期の面で容易でなかったかもしれないが，1F のうち 5・6 号機は，高台の非常用電源が働き，爆発という最悪の事故を免れたことを振り返ると，1F の 1～4 号機においても，非常用電源を建屋の最上階に設置する等の対策はできたと考えられる。



図－1　安全目標の基本概念

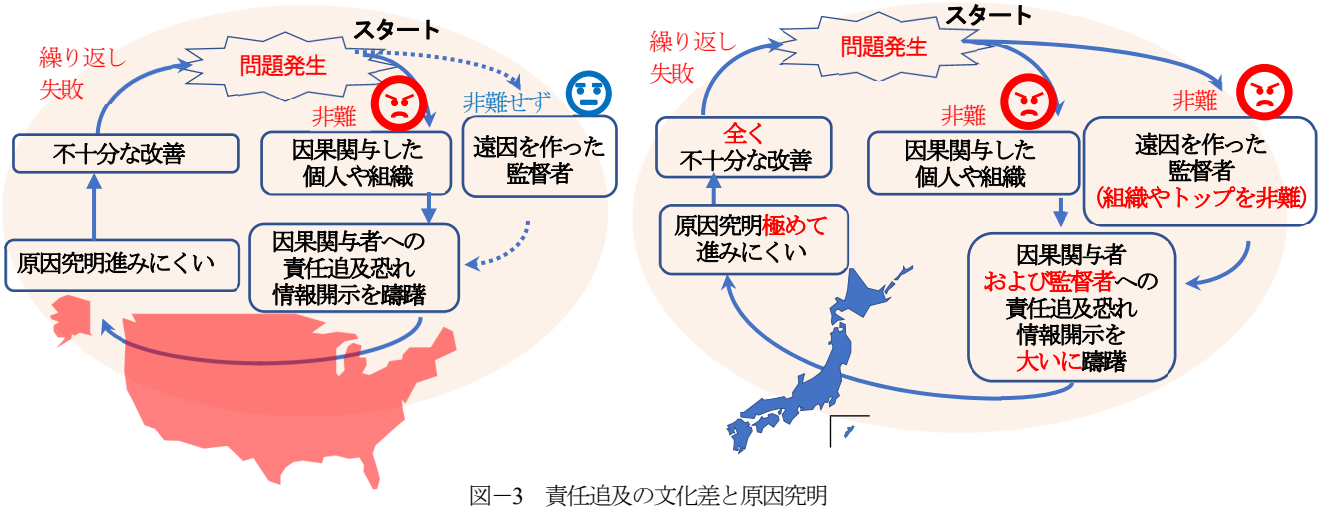


図－2　Fault Tolerance(フォールト・トレランス：重層的対応)

3. 社会心理学の観点から

後半では社会心理学の観点から，事故防止を阻害する可能性のある公衆側要因を二つ考察する。

一つ目の公衆側要因は，不祥事への人々の厳しすぎる責任追及姿勢である。日本人は特に責任追及が厳しいことが日米比較実験で明らかになっている。組織で事故が起きたとき，事故を促進するような行為をした因果関与者（個人や組織）を非難するのは日米共通だが，日本人は加えて，監督指導に失敗し遠因を作った監督者（組織やトップ）をも非難し，幅広い対象を責

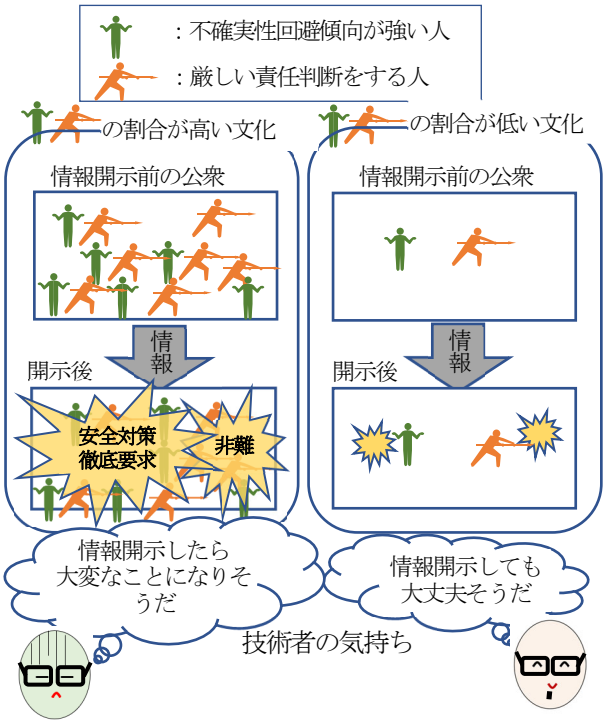


図−3　責任追及の文化差と原因究明

めることが明らかになっている[7]。一般的に，事故の責任を追及しすぎると，事故防止につながる安全努力が阻害される恐れがあることが指摘されている[8]。事故を防止するには事故原因を究明する必要があるが，事故原因につながる事実を明らかにするほど制裁を受ける可能性が高まるとなると，事実を知る関係者は，報告をためらう。日本の場合，非難が個人を超えて組織や組織トップにまで広がりやすいため，関係者は，いよいよ沈黙したくなるかもしれない（イメージを図−3 に示す）。

もう一つの公衆側要因は，一般の人々のリスク嫌悪である。一般人はリスクを事象の恐ろしさ（例えば制御不能性）や未知性の度合いで評価することが知られている[9]。日本人は特に不確実性回避傾向（予測不能なことやあいまいなことに不安を感じやすい傾向）が強い文化なため[10]，いつ起きるか分からない大きな災害の可能性を知れば，中途半端な対策では納得せず，徹底的な対策を求めるだろう（イメージを図−4 に示す）。十分な対策ができないのであれば事業の中止も求めるかもしれない。事業者は経営が圧迫されることを嫌い，災害リスクや安全対策の必要性を認めることをためらい，結果的に事故防止対策が遅れる可能性がある。

では，事故を防ぎやすくし技術が社会の信頼を得るには，どうすれば良いだろうか。それには，関係者が情報開示するほど非難や経営上の困難にさらされる現状を変える必要があるだろう。具体的には，まず，事故調査と責任追及を分離する仕組みが必要だろう。技術者を含む関係者にありのままを語ってもらうには，



図−4　リスク開示における技術者の気持ち

調査結果を訴訟の証拠として使うことを禁じるなど，情報提供者を保護する仕組みが必要だろう。その上で，独立した調査機関が徹底的に事故調査を行い，調査結果を一般公開（およびデータベース化）すれば，事故の教訓を蓄積していくことができ，事故の再発防止につながるだろう。

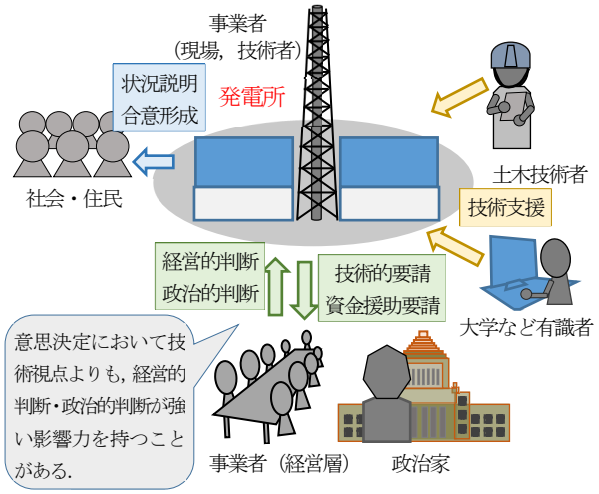
また，企業の財政上の懸念から安全対策が遅れることを防ぐために，事故防止の公的支援の仕組みを作ることも必要だろう。事故や災害防止に必要な対策は，本来，その時々の事業者の財政能力に影響されず，安

定して行われるべきものである。災害防止の公的支援を確立するためには，独立の機関が支援の公益性，必要性，効率等を判断，提言できるシステムも併せて必要となるが，そうしたシステムを備えた公的支援制度が出来れば，財政に阻まれて必要な事故対策できない，といった事態は減るだろう。社会の安全性が高まり，技術が社会の信頼を得ることにつながるだろう。

技術者のコミュニティーには，しばしば，「社会への貢献」や「責任ある行動」を重視する倫理目標が設定されているが (e.g., 地盤工学会倫理綱領 [11])，目標を実現していくためには，それを支える制度環境整備が必要であろう。

4. おわりに

地盤工学が技術貢献する工学的プロジェクトは，社会に与える影響が大きい。技術者が技術的視点から良かれと思い実施した施策が，結果として期待されたほどの効果が得られなかった場合，制裁を伴う責任追及に終始しがちな社会・世相である。また経営者たちの優先しがちな組織経営の視点から，地盤工学的に優先されるべき工学的施策が実施されないこともある。図―5 に，エネルギー施設の建設を例に，有識者・技術者，社会・住民，政治や事業経営層の関係の現状を模式化した。本来は，効果が得られなかった原因やメカニズムを解明し，次の施策をより効果的にしていくという努力を技術者は望んでいるし，技術の発展はそうあったはずである。本論文では，廃炉地盤工学が貢献している 1F 事故を事例に，地盤工学技術を社会実装する際に，社会・公衆，経営層がどのような心証を持つかという観点で社会心理学と協働し，具体的な考察を行った。そして今後，地盤工学者が他の学問分野と協働して，真の地盤工学の学術性の観点から社会実装するとともに，社会からより信頼されるためのいくつかの方策について提言した。今後も地盤工学技術が具体的に貢献し，社会実装されなければならないプロジェクトは多数ある。これらのプロジェクトにおいて，本論文の提言が有益なものになることを強く願う。



図―5　エネルギー施設の建設を例とした国と事業者，有識者・技術者，社会の関係

謝辞

本論文の論理構成において，原子力発電環境整備機構委託事業「2020 年度・2021 年度 地層処分事業に係る社会的側面に関する研究支援事業II」の著者らの採択課題が起点となった。ここに深謝いたします。

参考文献

1) 添田孝史：原発と大津波 警告を葬った人々，岩波新書， pp. 158-161, 2014.
2) Alvin M.Weinberg: Science and Trans-Science, Minerva, 10, pp. 209-222, 1972.
3) 東京電力福島原子力発電所における事故調査・検証委員会：最終報告（本文編）, p. 419, 2012.
4) 日本学術会議：提言 工学システムの社会安全目標の新体系：2019.
5) 東京電力福島原子力発電所における事故調査・検証委員会：最終報告（本文編）, p. 413, 2012.
6) 向殿政男：フォールトトレランスの概念と規格化の動向，日本信頼性学会誌， Vol.20, No.5, pp. 300-307, 1998.
7) Zemba, Y., Young, M. J., & Morris, M. W. : Blaming leaders for organizational accidents: Proxy logic in collective- versus individual-agency cultures, Organizational Behavior and Human Decision Processes, Vol.101, pp. 36-51, 2006.
8) Dekker, S.: Just culture: Balancing safety and accountability, Ashgate Publishing, 2007. [デッカー, S. (芳賀 繁 監訳). 『ヒューマンエラーは裁けるか ―安全で公正な文化を築くには―』 pp. 157-177, 2009.]
9) 中谷内一也（編）：リスクの社会心理学 ―人間の理解と信頼の構築に向けて―，有斐閣， pp. 49- 66, 2012.
10) Hofstede, G.: Culture's consequences: Comparing values, behaviors, institutions, and organizations across nations, Sage Publications, p. 151, 2001.
11) 地盤工学会 規約類・倫理綱領 https://www.jiban.or.jp/?page_id=861, （参照 2022.9.26）

（原稿受理 2022.9.12）

地盤工学会誌
公益社団法人 地盤工学会
報告

火山灰質粘性土の盛土造成におけるトラフィカビリティ判定法

Trafficability Criteria Using Consistency Characteristics for Constructing Embankment with Volcanic Cohesive Soils

福島　伸二（ふくしま　しんじ）　(株)フジタ土木本部　エグゼクティブコンサルタント
e-mail: sfukushima@fujita.co.jp

キーワード：火山灰質粘性土，トラフィカビリティ，コンシステンシー限界

1. まえがき

関東地方には，第四紀更新世中・後期の10数万年前以降に箱根火山や富士山からの火山噴出物を起源とする火山灰質粘性土層，いわゆる関東ロームが堆積した洪積台地，扇状地，山地緩斜面，丘陵地が広く分布している。この地域における切・盛土造成工事では，表層部に厚く堆積した関東ロームに遭遇し，通常の粘性土地盤に比較して自然含水比が高い，透水性が高いなど特異な挙動に戸惑うことが多い。関東ロームは地山状態では比較的優れた地盤挙動を示すものの，細粒分を多く含む高含水比粘性土であるため切土して盛土材に用いると，切土から盛土までの間の撹乱作用により軟弱化し，重機土工でのトラフィカビリティが問題になることが多い[1)]。関東ロームなどの火山灰質粘性土を用いた盛土造成でのトラフィカビリティの判定にはコンシステンシー特性を考慮した方法[2), 3), 4)]が採用されているものの，その意味が必ずしも明瞭ではない。

そこで，本稿はある切・盛土造成工事の対象となった関東ロームによる盛土施工において，コンシステンシー特性を考慮したトラフィカビリティの判定法の意味について検討を加えた結果を報告する。

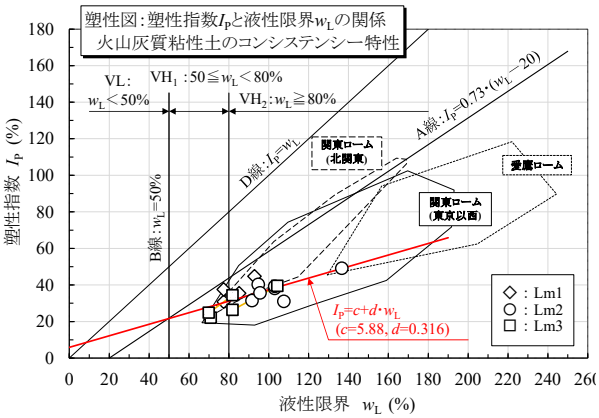
2. 対象とした関東ロームの概要

造成工事は，神奈川県中央部の丹沢山系東麓南東側の山間地から平野部に移行する，新東名伊勢原大山ICの南側に隣接した，広さ約23.2 haの丘陵地で実施した。切・盛土造成は地形的に鈴川と渋田川に挟まれた上粕屋扇状地部に堆積した関東ロームを切土し，扇状地が開析を受けて形成された樹枝状の谷底部を埋めるように盛土したものである。

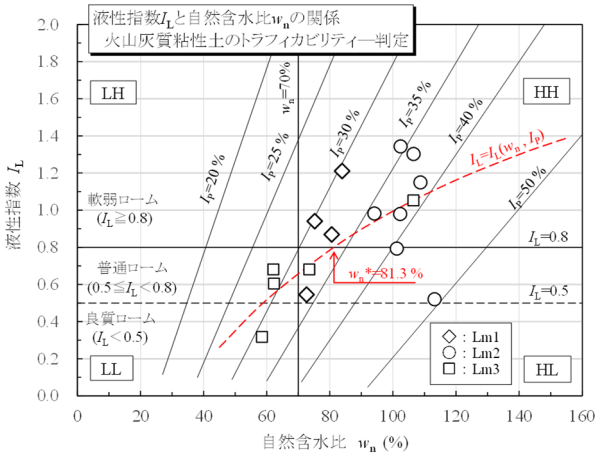
扇状地部は表層から厚さ1.5～2 mの盛土層Bと表土層Ts，厚さ5～15 mの関東ローム層Lm，砂礫層Dgから構成され，Lm層は更新世後期の6～2万年前に堆積した武蔵野ロームに該当する。Lm層は堆積状況とN値により，上層からN≒1.0のLm1，N=3.5～9.0（平均5.5）のLm2，N=8～33（平均17.5）のLm3の3層に分けられる。Lm層のN値が下層ほど大きいのは，堆積年代が古く，時間経過による続成作用的なセメンテーションによる固結化が進行しているためと思われる。造成地内でのLm層は3層すべてが揃っているわけではなく，一部にLm1やLm2が欠けた区域もあり，切・盛土工事ではB・Ts層も含めて，Lm2を主体に一部Lm1を切土して盛土することになった。

3. 火山灰質粘性土のコンシステンシー特性によるトラフィカビリティ判定

Lm層のコンシステンシー特性は，造成池内の複数個所から採取した試料の物理試験を実施して調べた。自然含水比w_nはLm1ではw_n=73～93 %，Lm2ではw_n=94～113 %，Lm3ではw_n=59～107 %で，液性限界w_Lと塑性限界w_P，塑性指数I_P（=w_L-w_P）によるコンシステンシー特性は塑性図上で図－1に示すような分布性状にあった。図中には，比較のために，既往文献からの関東ロームの（w_L, I_P）の分布範囲[1)]と，新東名高速の建設工事における愛鷹ロームの分布範囲[5)]をそれぞれ多角形状により示した。図から，Lm層はLm1，Lm2，Lm3を区別せずに扱うと，全体的にw_L=70～137 %，I_P=22～49 %にあり，I_P～w_L関係がA線より下



図−1　関東ロームの塑性図上の分布性状



図−2　関東ロームのI_L−w_nチャート上の分布性状

位の低塑性にあり，関東ロームの中でも低液性側にあることがわかる。また，I_Pはw_Lに対して比例的に増加し，バラツキがあるもののA線より傾きの小さい直線に沿うように分布していることもわかる。地盤材料の工学的分類方法（JGS 0051）[6]では，火山灰質粘性土はw_Lにより，w_L≦50 %にあるものを低液性粘土VL，これを超えるものを高液性として，さらに 50 %≦w_L<80 %にあるものをⅠ型のVH_1，w_L≧80 %にあるものをⅡ型のVH_2の二つに分類している。これによると，Lm層はVH_1とVH_2に跨った高液性粘性土に分類される。

火山灰質粘性土の重機土工でのトラフィカビリティの程度は，塑性図上では漠然的にしかわからないが，これを定量的に評価できれば実務的に役に立つ。日本道路公団（JH）[2]とその事業を民営化により引き継いだ東・中・西日本高速道路3社（Nexco 3社）[3]は，火山灰質粘性土のトラフィカビリティ判定に液性指数

$$I_L = (w_n - w_P)/I_P \quad (1)$$

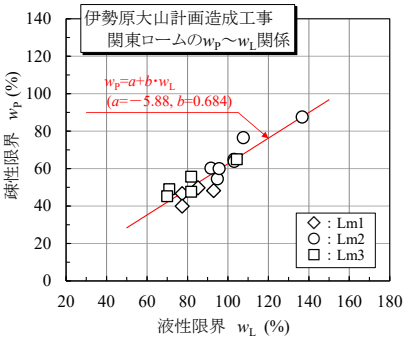
を指標にした区分法を採用している。すなわち，I_Lは粘性土のw_nがw_Pとw_Lの間における相対的な位置関係を表し，これがw_Lに近くある一定以上の値を示すものを高液性で軟弱化しやすい，と判定するものである。判定区分は，I_L<0.5では通常の設計・施工を行う限り問題のない良質ローム，0.5≦I_L<0.8では十分な注意をすればさほど困難ではない普通ローム，I_L≧0.8では設計・施工上かなり困難が予想される軟弱ロームとしている。I_Lによる区分は，重機土工における難易性の指標にコーン指数q_cを用いて，突き固めた各地域の関東ロームのコーン指数試験を実施し，I_L≧0.5では湿地ブルドーザのトラフィカビリティに必要なq_cを確保できない，I_L≧0.8では湿地ブルドーザでも施工困難なq_cになる，という知見[7]に基づいたものである。

Moroto, N. (1993)[4]は，青森県内に分布する火山灰質粘性土の研究から，Nexco 3社採用のI_Lを用いたトラフィカビリティ区分に加えて，w_nの影響を考慮した図−2に示すI_L−w_nチャートによる区分法を提案している。すなわち，I_LがI_L<0.8であればトラフィカビリティが確保できるとし，さらに火山灰質粘性土のコンシステンシー特性がw_n=70 %を境に変わることに着目し，I_L=0.8とw_n=70 %を特性線としてI_L〜w_n関係を四つの領域に区分している。HH領域は高含水・高液性でトラフィカビリティも劣悪，LH領域は低含水でも高液性でトラフィカビリティが悪い，HL領域は高含水であっても低液性なためトラブルが少ない，LL領域は低含水・低液性で土工事を良好にできる土としている。

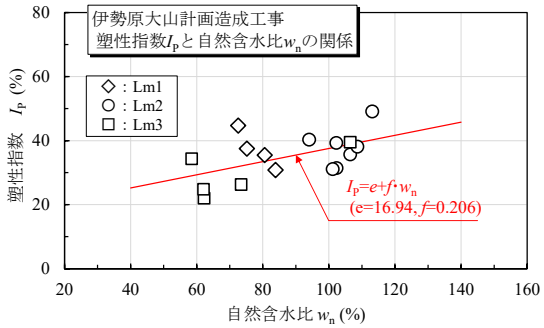
Lm層はI_L−w_nチャート上で図−2にプロットしたような分布を示す。図から，Lm層はI_L=0.4〜1.4にあり，I_Lがw_nに対して全体的に増加し高液性化すること，良質ロームから軟弱ロームの広い範囲に分布していることがわかる。そして，盛土造成でのトラフィカビリティはw_nがおおよそw_n>80 %になると確保し難くなりそうなことが読み取れる。

4. I_L−w_n チャートによるトラフィカビリティ判定法の意味

Lm層の図−2に示したI_L−w_nチャート上におけるI_L〜w_n関係は，図−1に示した塑性図上のI_P〜w_L関係がバラツキのあっても比較的良い直線性のある分布を



図−3　関東ロームの w_P と w_L の関係



図−4　関東ロームの I_P と w_n の関係

しているのに対して，バラツキ範囲が広く規則性のない分布をしているように見える。I_L は切・盛土中の撹乱による軟弱化しやすさを表す指標であるといえるものの，トラフィカビリティが I_L 値だけで規定されるわけではなく，w_n や他のコンシステンシー指標，例えば I_P にも影響を受けると考えられる。そこで，I_L−w_n チャート上における一見したところ不規則に見える分布性状の意味を見出すために，I_L～w_n 関係の分布位置が w_n や I_P から受ける影響を調べた。

図−3 は Lm 層の w_P と w_L の関係を示す。これより，w_P が w_P に対して比例的に増加するので

$$w_P = a + b \cdot w_L \ (a = 5.88, b = 0.684) \tag{2}$$

のように直線により近似できる。w_P と w_L が直線関係にあることは，式(2)を I_P の定義式に代入すると

$$I_P = w_L - w_P = c + d \cdot w_L \ (c = -a, d = 1 - b) \tag{3}$$

となるので，I_P～w_L 関係も直線関係にあることになる。式(3)は，図−1 における I_P～w_L 関係の直線的な分布に相当し，図中に示した赤色直線がその近似であり，傾きが A 線より小さいこともわかる。なお，I_P～w_L 関係の直線式は w_P～w_L 関係を近似した式(2)を経ることなく，図−1 の I_P～w_L 関係を近似して求められる。

I_L の定義式である式(1)は，式(2)と式(3)を組み合わせて得られる w_L～I_P 関係を w_L に代入すると

$$I_L = \alpha + \beta \cdot w_n \tag{4}$$

となる。ここで，α と β はそれぞれ I_P の関数からなる係数で，α=(a+b·I_P)/{(b-1)·I_P}，β=1/I_P である。図−2 には式(4)による I_P=20，25，30，35，40，50%に相当する直線をそれぞれ示した。なお，これらの直線は火山灰質粘性土の分布地域に特有なもので，式(2)により示される w_P～w_L 関係により決まる。図から，I_L～w_n 関係は，I_L が w_n の増加に対して増加するため，I_P の関数である α，β で決まる式(4)による直線で区切られる範囲に分布し，その範囲が w_n の増加する方向に移動してゆくことがわかる。すなわち，I_L～w_n 関係は不規則に分布しているのではなく，I_L が w_n に対して増加する I_P に応じて右側に移動した分布をするためと考えられる。なお，I_P と w_n の関係は，図−4 に示すように，火山灰が堆積した時の環境やその後の続成作用などの影響と思われるバラツキがめだつものの，I_P が w_n に対して比例的に増加していることから

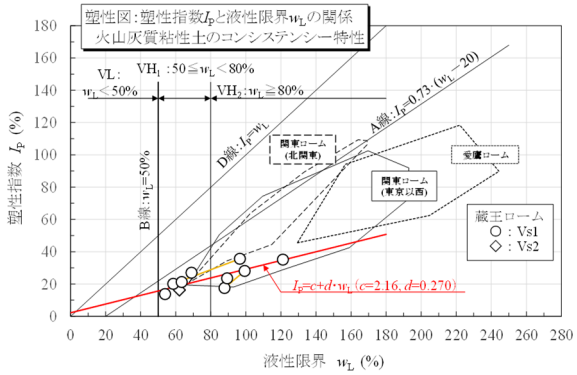
$$I_P = e + f \cdot w_n \quad (e = 16.94, f = 0.206) \tag{5}$$

のように直線により近似できる。したがって，式(4)の係数中の I_P に式(5)を代入すると，α=α (I_P)とβ=β (I_P)が決まり，I_L～I_P～w_n 関係が一つの曲線

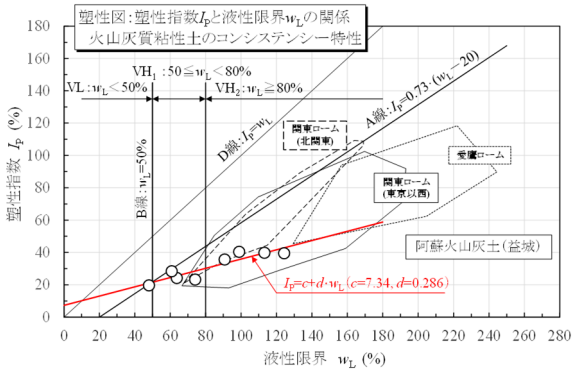
$$I_L = I_L(w_n) \tag{6}$$

として求められる。Lm 層の式(6)による I_L～I_P～w_n 曲線は図−2 に赤色破線により示したが，I_L が w_n に対して増加する分布性状をおおよそ追跡できることがわかる。すなわち，図−2 の I_L～w_n 関係は w_P～w_L 関係の直線性と I_P～w_n 関係の直線性により規定される関係ということができよう。前章において，Lm 層のトラフィカビリティの確保が難しくなる w_n について述べたが，これは I_L～I_P～w_n 曲線と I_L=0.8 線との交点から基準含水比 w_n*≒81.3%のように求まり，この時の I_P は I_P>35%に相当することが読み取れる。

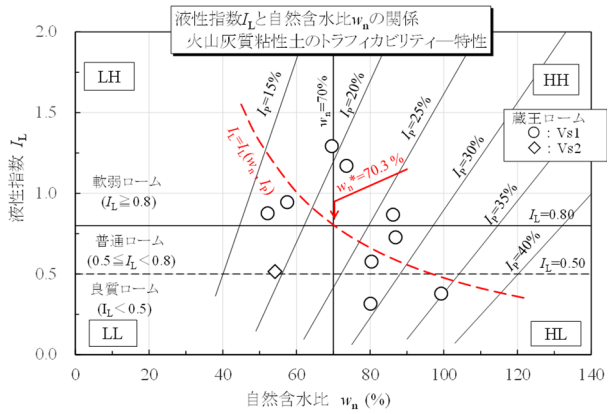
以上のことから，トラフィカビリティの判定は I_L～I_P～w_n 曲線を用いて以下のような手順で行うことを提案する。造成計画地の切・盛土対象の火山灰質粘性土について事前の物理試験を実施し，図−2 に赤色破線で示したような式(6)による I_L～I_P～w_n 曲線を求め，これと I_L=0.8 線との交点 w_n=w_n*を予め求めておき，施工



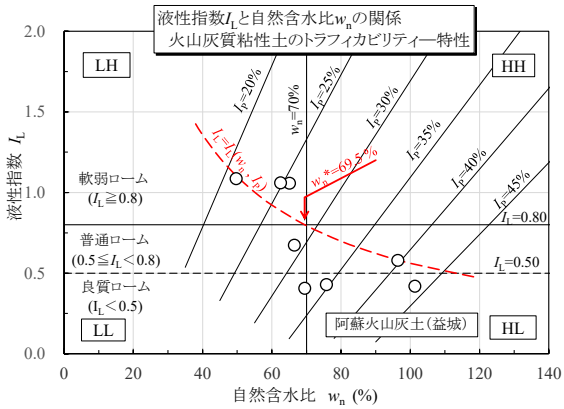
図−5　蔵王ロームの塑性図上の分布性状



図−7　阿蘇火山灰土の塑性図上の分布性状



図−6　蔵王ロームの I_L−w_n チャート上の分布性状



図−8　阿蘇火山灰土の I_L−w_n チャート上の分布性状

中の一定土量毎に盛土材の w_n を測定し，w_n が w_n＜w_n* であればトラフィカビリティが確保されると判定する。

5. 他地域の火山灰質粘性土との比較

Lm 層の事例と比較するために，他の 2 箇所の造成工事で遭遇した火山灰質粘性土として，宮城県南部の蔵王火山系の蔵王ロームと，熊本県中部の阿蘇火山系の火山灰土の事例を以下に示す。

蔵王ロームは，東北道白石 IC から北西に約 5〜7 km にある蔵王火山群東麓に広がる山間地の約 187 ha の造成地内の複数個所から採取したものである。造成地周辺は，第三紀の火山礫凝灰岩 Lt や砂岩 Ss，強風化砂岩層 WSs を基盤として，第四紀に堆積した砂礫や粘土混り礫層 Vg の上に，40 万年前以降の噴火によるとされる火山灰質粘性土層 Vs，いわゆる蔵王ロームが堆積していた。蔵王ロームは堆積状況や N 値により，軟質で N＜10 にある上層 Vs1 と，一部に砂・礫を含む半固結状で N＞10 にある下層 Vs2 の 2 層に分けられた。

蔵王ロームは塑性図上の分布が図−5 に，I_L−w_n チャート上の分布が図−6 にそれぞれ示すような性状にあった。蔵王ロームは，塑性図上で既往データによる関東ロームや愛鷹ロームと同様に A 線に沿って，その下位に分布しているものの，これらより低液性・低塑性側にあることがわかる。また，I_L−w_n チャート上では，蔵王ロームは前述の関東ローム Lm 層の場合と相違し，I_L が w_n に対して減少して高塑性化することがわかる。この傾向は，Lm 層の場合と同様に，図−3 による w_P〜w_L 関係である式(2)と，I_P の定義式(3)を組み合わせた w_P〜I_P 関係を，式(1)の w_P に代入して式(4)を求め，さらに I_P に図−4 による I_P〜w_n 関係を代入して得られる式(6)の I_L〜I_P〜w_n 曲線を用いれば，図中に赤色破線により示したようにおおよそ追跡できる。図から，蔵王ロームの w_n* は w_n*≒70.3 %，関東ローム Lm 層の場合と逆に，I_L が w に対して減少するため，w_n＞w_n* の場合にトラフィカビリティが確保されることになる。

阿蘇火山灰土は，熊本県中央部北側の熊本空港の南西方向に約 7.5 km の段丘面上の約 23.4 ha の造成地内の複数個所から採取したものである。造成地周辺は 27

～9 万年前の阿蘇山の噴火によるとされる数層からなる火山噴出物が堆積し，表層部が細粒分主体の風化により灰土化した砂質土・粘性土の互層からなっている。対象とした火山灰質粘性土は，重機土工で問題となった，粘土化した火山灰土層 VH である。

阿蘇火山灰土は塑性図上の分布が図－7 に，I_L－w_n チャート上の分布が図－8 にそれぞれ示すような性状にあった。阿蘇火山灰土は，塑性図上で A 線の下位において，I_P が w_L の増加に対して比例的な関係にあり，比較的良い直線分布をしている。一方，I_L－w_n チャート上の分布はバラツキが目立つものの，蔵王ロームと同様に，I_L が w_n に対して減少して高塑性化し，その傾向は式(6)による I_L～I_P～w_n 曲線を用いておおよそ追跡できる。図から，阿蘇火山灰土の w_n*は w_n*≒69.5％，w_n＞w_n*の場合にトラフィカビリティが確保されることになる。

以上から，関東ローム層は w_n が低いほど高液性を示し，I_L－w_n チャート上において，I_L が w_n に対して増加する分布を示すのに対して，蔵王ロームと阿蘇火山灰土は w_n が低いほど高液性を示し，I_L が w_n に対して減少する分布を示すことがわかった。諸戸・黛 (1995)[8]は，全国各地域における火山灰質粘性土の I_L～w_n 関係を示した I_L－w_n チャートを報告している。それによると，I_L が w_n に対して増加する分布と，減少する分布があり，ほとんどの火山灰質粘性土が前者での分布であるものの，青森県ロームのみが後者の分布である。本稿で示した事例のうちの，蔵王ロームと阿蘇火山灰土は数少ない後者の分布事例であったと思われる。

火山灰質粘性土の I_L－w_n チャート上の分布性状にこのような相違が現れるのは，w_P～w_L 関係と I_p～w_n 関係の組合せにより決まると考えられるが，今のところ結論が得られるほどのデータを持ち合わせていない。このため，切・盛土工で対象となる火山灰質粘性土のトラフィカビリティは，火山灰質粘性土が堆積した地域特有のものであり，事前の物理試験から得られたコンシステンシー限界を用いた I_L－w_n チャート上の分布から式(6)による I_L～I_P～w_n 曲線を求め，これと I_L=0.8 線との交点の w_n*を予め求めておき，一定土量毎に盛土材の w_n を測定し，I_L～I_P～w_n 曲線の w_n に対する変化傾向と w_n*を比較して判定を行うことを基本にすべきと考える。

6. あとがき

Moroto, N. (1993)[4] が，火山灰質粘性土の重機土工でのトラフィカビリティ判定法として提案した I_L－w_n チャートによる方法の意味について関東ロームなどの事例から検討を加え，以下の結論が得られた。

1) 火山灰質粘性土の I_L～w_n 関係は，I_L－w_n チャート上において広がりの大きい，かつ不規則な分布を示す。
2) I_L は w_n の増加に対して I_P が増加することで分布位置が決まり，火山灰質粘性土の分布地域により，w_n に対して増加，あるいは減少する場合に分けられる。
3) 以上の結果から，トラフィカビリティ判定は，切・盛土対象の火山灰質粘性土の事前の物理試験によるコンシステンシー特性から得られる I_L－w_n チャート上の I_L～w_n 関係の分布を近似した I_L～I_P～w_n 曲線と，I_L=0.8 線との交点から w_n*を予め求めておき，盛土施工中の一定土量毎に盛土対象の火山灰質粘性土の w_n を測定し，w_n*と比較して行うことを提案した。

参考文献

1) 高速道路調査会編：関東ロームの土工－その性質と設計・施工－，共立出版，1973.
2) 日本道路公団編：設計要領第一集，第 1 編 土工，pp. 56-57，1983.
3) 東・中・西日本高速道路株式会社編：設計要領第一集，土工，【建設編 令和 2 年 7 月】，3. 盛土，pp. 3-32-3-37，2020.
4) Moroto, N. : Basic Properties of Loam Soils in Aomori Prefecture, Japan, Soils and Foundations, Vol. 33, No. 2, pp. 35-46, 1993.
5) 横田聖哉：愛鷹ロームを用いた高速道路盛土の施工，基礎工，Vol. 42, No. 12, pp. 64-67, 2014.
6) 地盤工学会編：地盤材料試験の方法と解説［第一回改訂版］，第 2 編 地盤の工学的分類，第 2 章 地盤材料の工学的分類，2.2 地盤工学基準「地盤材料の工学的分類方法」，地盤工学会，pp. 72-77，2020.
7) 島 博保：関東ロームの強度特性について，関東ローム（火山灰質粘性土）に関するシンポジウム，土質工学会，pp. 21-28，1970.
8) 諸戸靖史・黛 廣志：火山灰質土の工学的性質とその利用に関する研究委員会報告書，7. 火山灰質粘性土の工学的分類，地盤工学会，火山灰質土の性質とその設計・施工シンポジウム，pp. 56-63，1995.

（原稿受理 2022.9.21）

地盤工学会誌
公益社団法人 地盤工学会
寄稿

鉄筋挿入工は盛土にも効く!? その本質にせまる！

Does soil nailing method work for embankments !?　Let's explore to the essence of it !

川波　敏博（かわなみ　としひろ）　西日本高速道路エンジニアリング中国(株)　調査設計部　課長
t-kawanami@w-e-chugoku.co.jp
下野　宗彦（したの　むねひこ）　西日本高速道路エンジニアリング中国(株)　技師長
中田　幸男（なかた　ゆきお）　山口大学大学院　創成科学研究科　教授

キーワード：鉄筋挿入工，盛土，周面摩擦抵抗値，模型実験，補強土工

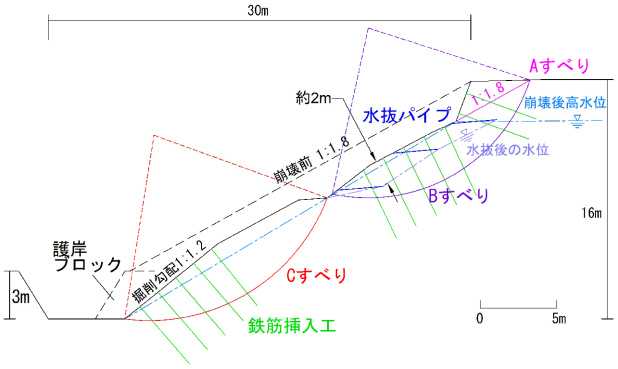
1. はじめに

斜面防災の分野に少しでも関わったことがある人なら，誰でも一度は耳にしたことがあるだろう鉄筋挿入工について採り上げる。そもそも鉄筋挿入工は，1950年代のヨーロッパで地山や切土の安定工法として開発され，日本には1970年代にNATM工法として導入された。とは言え，現場サイドでは，本格導入される前の1960年代から「挿せば効く」というのり面崩壊の経験的な対処法として使われていた[1)]。その後，切土や斜面の安定化工法として適用が拡大されるにつれて，鉄筋補強土工法の名称で定着した。

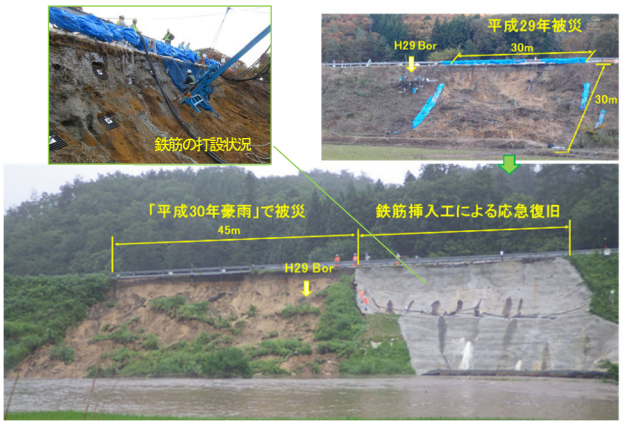
このような歴史の中で，2011年に地盤工学会より発行された地山補強土工法設計・施工マニュアルで初めて，自然斜面や切土だけではなく既設盛土も対象としている旨が記載された[2)]。そこで，盛土での実績を探すが，応急復旧等の仮設的なものは残っていないとしても，まだまだ少ない。これまで，地山での実績が圧倒的に多い鉄筋挿入工が，本当に盛土にも効くのだろうか。この本質にせまるために始めた室内実験[3)]や実盛土実験[4)]で得られた知見を，寄稿文としてまとめた。実験結果等の詳細については，参考文献を参照されたい。

2. 盛土での効果を実感した事例

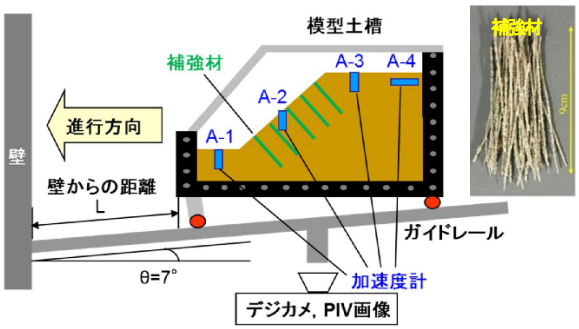
実験結果の前に，被災した盛土の応急復旧に鉄筋挿入工を採用し，その効果を実感した事例[5)]を紹介したい。平成29年に，直高16 mの盛土が秋雨前線の豪雨によって幅30 m，長さ30 m，層厚4 mの規模で崩壊した。崩壊範囲は，細粒分が多く平均N値=6と緩い砂質土で，集水地形ということもあり高含水で軟質な状態であった。このため，崩壊土砂の撤去も容易にはできず，応急復旧として図−1のような水抜きボーリング工とモルタルによる表面遮水工に加えて鉄筋挿入工を行った状態で，本復旧を待つこととなった。翌年，施工を開始しようとした矢先，平成30年7月の西日本豪雨を受け，写真−1のようにすぐ隣ののり面にはほぼ同規模の崩壊が発生したものの，応急復旧箇所が再被



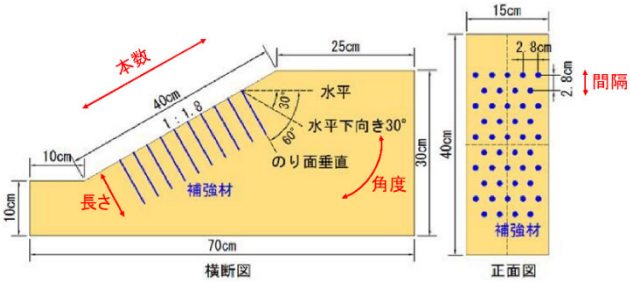
図−1　応急復旧時の鉄筋配置



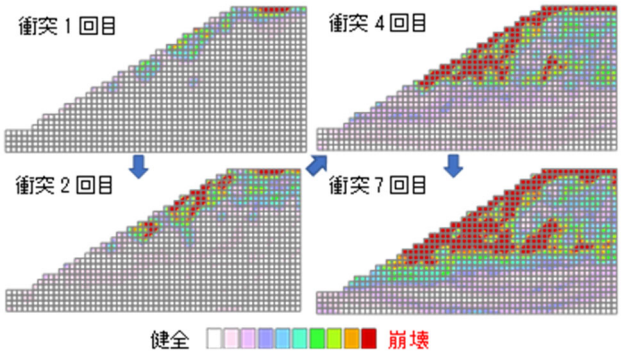
写真−1　被災の状況



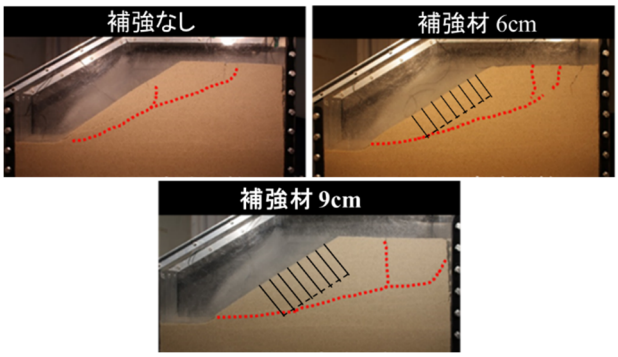
図－2　水平慣性力載荷装置の概要図



図－3　実験条件の概要図



図－4　PIV 最大せん断ひずみコンター図（無補強時）



写真－2　崩壊発生時のすべり面形状

災することはなかった。これが鉄筋挿入工だけのおかげとは言わないまでも，排水対策と相まって効果が発揮された事例と言えるのではないだろうか。

3. 鉄筋挿入工の補強効果とは？

それでは実験の話しに移る。1 章のような経歴を持つ鉄筋挿入工は，盛土にも効くのだろうか。この本質にせまるために，水平慣性力載荷装置を使った室内実験を行った。図－2 のような傾斜したレールを滑らせ，壁に衝突することで水平慣性力を発生させる装置の土槽に，三河珪砂 6 号を相対密度 56％で突固めて砂質土盛土を再現した。これにφ0.45 mm のステンレス針金の表面に砂を接着させた模擬補強材を挿入し，この状態でのり面崩壊が発生するまで衝突を繰り返した。その回数や変動過程を加速度計やカメラで観測し，PIV 画像解析で砂の挙動を把握した。実験では，図－3 に示すように補強材の角度や長さ，本数（間隔）を変化させ，補強効果の違いを確認した[3)]。

以下に実験結果をまとめる。PIV 画像解析で見ると，図－4 のように衝突回数が増えるに連れて砂の移動が盛土全体に広がり最終的に崩壊に至ることがわかった。

補強材について，角度はのり面垂直が最も効果が大きく，続いて水平下向き 30°となり，水平に配置した場合は無補強とほぼ変わらない結果となった。次に，補強材長さを変化させると，写真－2 のように長さに関係なく補強材の外側を通る位置に（補強材を包括するように）すべり面が発生した。そのため，長い補強材ほどすべり面勾配が緩くなり斜面の安定度は向上することになる。また，川波ら[3)]に明示しているように，補強材本数（間隔）は，補強材密度と崩壊に至るまでの衝突回数とは比例関係にあり 0.3～0.4 本/m^2 以上で無補強時と比べて補強されたと言える。

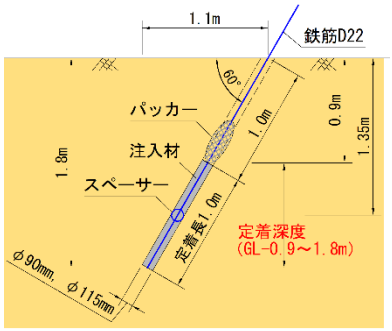
これらをまとめると，補強材を打設することでその範囲にはすべり面は発生しなくなる。代わりに補強材を包括する部分へと弱線が移動し，すべり勾配が緩くなることで斜面との安定度が向上する。また，崩壊範囲が広くなることで発生確率も下がると考えられる。また，補強効果が高い打設条件としては，のり面に垂直で，すべり面を越える長さの補強材が 0.4 本/m^2 以上の密度ですべり面全体をカバーしていることが重要となる。このことから考えると，実施工での事例が多い「千鳥配置で 1 本/2m^2」は妥当な配置と言えそうだ。

4. 盛土での引抜き抵抗力は？

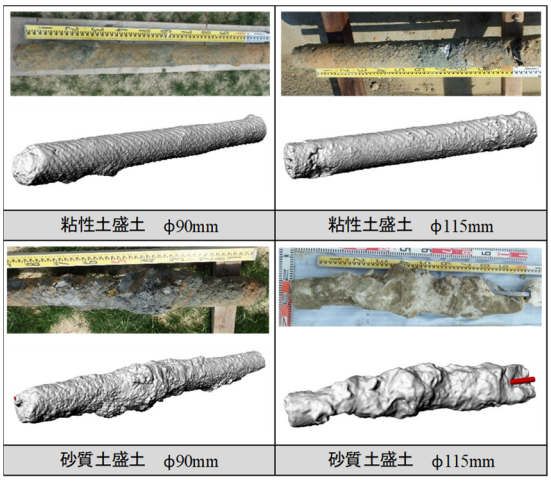
現在，盛土に採用する鉄筋規模を検討する際には，現行の切土指針[2), 6)]を参考にしている。しかし，そもそも切土と盛土では力学特性が大きく異なるのに，本当に流用できるのだろうか。特に，鉄筋挿入工の効果を設計に反映できる周面摩擦抵抗値は最も興味深い要素である。そこで，実際の盛土地盤に鉄筋挿入工の試験体を作製し，引抜き試験を行うことで周面摩擦抵抗値を求め，さらには試験後の試験体を掘り起こし，定着体形状や地盤状況の把握を行うこととした[4)]。これにはそれなりの費用を伴ったこともあり，失敗できない重圧の下での実験となった。

試験体の仕様は図−5 に示すように，鉄筋長 3.0 m の異形鉄筋 D22 mm を用いて，削孔角度は水平下向き 60° とし，削孔長 2.0 m のうち先端 1.0m を定着させた。削孔径はφ90 mm とφ115 mm の 2 パターン，対象地盤は粘性土盛土と砂質土盛土とし，全 16 本の試験体を準備した。引抜き試験の結果は荷重〜変位量曲線を作成して降伏荷重を求め，これを試験体の凹凸も考慮できるように 3D レーザースキャナで計測した周面積で除して，周面摩擦抵抗値を算出した。

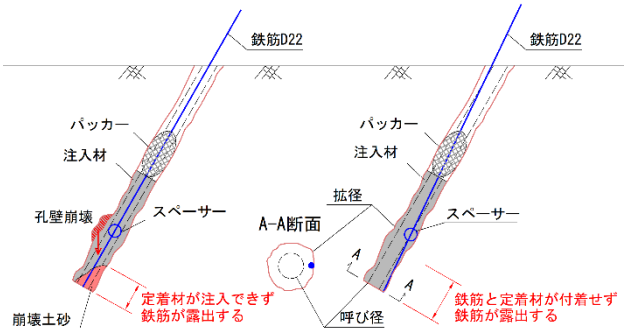
掘り起こした定着体形状を図−6 に示す。粘性土地盤では概ね円柱状で形成しているのに対して，砂質土盛土では歪な形状（不健全な定着体と呼ぶ）が目立つ。特に，削孔径が大きくなると顕著になる。これは，図−7 のように削孔及び注入時の孔壁崩壊と拡径が原因と考える。単に，形状が拡大するだけなら引抜き抵抗はプラスに働くが，鉄筋が露出する等の不健全な場合は引抜き力の不足や鉄筋腐食の進行等，不安な点も見えてきた。これに対しては，盛土の削孔径（φ90 mm）や拡径を考慮したスペーサーの開発，拡径しにくい掘削方法の検討，先端余掘りの見直し等が必要と感じた。次に，定着体の表面を見ると，写真−3 のように礫や玉石が含まれる地盤では表面にそれらが取り込まれて固化しており，円柱形状もこの分だけ拡大した。この拡大率を単純に削孔径の周面積と比較すると，粘性土盛土で約 1.1〜1.3 倍，砂質土盛土で約 1.2〜1.4 倍となり，いずれの地盤でも拡径しており，特に砂質土では顕著であった。これは，定着材が周辺地盤と密着・固化し



図−5　試験体の概要図



図−6　定着体の形状（上段：写真，下段：3D 計測図）



(a) 先端鉄筋の露出　(b) 補強材の偏芯

図−7　不健全な定着体となる場合の想定図

写真−3　礫が付着した定着体の状況

写真−4　引抜試験後の地盤状況（粘性土盛土）

ているという長所でもあるが，前述したように孔壁崩壊を起因とする拡径であれば不健全に繋がる。そのため，実施工では細心の注意が必要と言えよう。

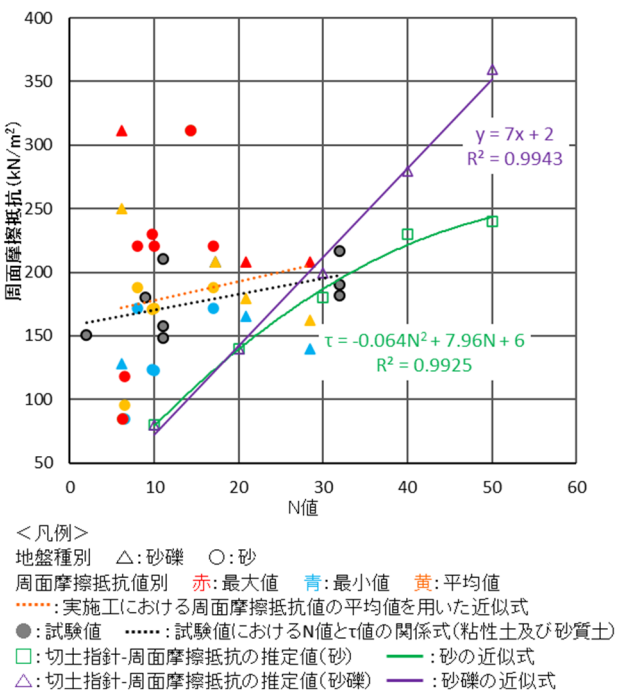
一方の定着地盤では，引抜き試験の痕跡を見ることができた。粘性土地盤では，写真－4 のように定着体の先端には引抜き変位量分の空間ができ，空間内面には擦過痕がくっきりと残っていた。また，側面での境界には数 mm の隙間や長さ 10～20 mm の亀裂が確認できた。砂質土地盤では，定着体の周辺 10 mm 程度が緩い状態となっていた。いずれの地盤でも引抜きによる周辺への影響はそう大きくはないように見えた。

ここで，この実験の最大の目的である盛土地盤での周面摩擦抵抗値（τ 値）について示す。得られた τ 値を，切土指針[2), 6)] に示されている推定値のグラフに重ねたものが図－8 に示す黒丸である。これを見ると，N 値＝30 付近では推定値と同等，N 値＝10 前後ではバラツキがあるものの推定値の約 2 倍の τ 値が見込める結果となった。なお，このバラツキは孔壁崩壊等による拡径が原因と推定している。いずれにしても，切土指針での推定値を上回っており，この推定値を盛土に流用しても問題ないということがわかった。つまり，盛土地盤において N 値≦30 の範囲で言えば，切土指針の推定値同様の周面摩擦値を有していると言える。

さらに，実際の施工はどうなのかとつい心配になってくる。そこで，少ないながら実施工での引抜き試験結果を集めてプロットしたのが図－8 の赤青黄の点である。試験データと同様の傾向にあることがわかって少しホッとしている。現場では，二重管施工において掘削時の送水を極力絞り圧縮空気を少なく調整する等，対象地盤に合わせた孔壁保護が行われていた。また，定着材が流出するような空隙が多い地盤ではパッカー法を採用して定着材の流出防止対策が取られていた。このように，施工経験に基づいた色々な工夫がされていることがわかった。今後は，新たな課題も出ることを念頭に施工することが必要と感じる。

5. おわりに

今回の 2 つの実験や実施工を通して，盛土にも鉄筋挿入工は十分に効くことがわかった。また，実施工の事例では施工経験を活かした工夫がなされていて心強く感じた。



図－8　τ 値と N 値の関係図

この先，豪雨による被災対応や強地震への予防保全に対して，鉄筋挿入工の盛土への適用実績は着実に増えていくだろう。その需要に向けて，より良い盛土安定対策として発展できるように貢献していきたい。

最後に，寄稿する機会をいただけたことに感謝して結びとする。

参考文献

1) 田山聡：切土･斜面対策技術の変遷，基礎工，Vol. 41，No. 10，pp. 26-28, 2013.
2) (公社)地盤工学会：地山補強土工法 設計・施工マニュアル，171p. , 2011.
3) 川波敏博・下野宗彦・村上豊和・中田幸男：水平慣性力を受ける模型盛土に対する補強材打設効果の検証，地盤と建設，Vol. 36，No. 1，pp. 79-87, 2018.
4) 川波敏博・下野宗彦・竹本将・中田幸男：盛土地盤における鉄筋挿入工の周面摩擦抵抗値の評価，地盤工学ジャーナル，Vol. 16，No. 1，pp. 1-12, 2021.
5) 川波敏博・西條健吾・竹本将・中田幸男：鉄筋挿入工の盛土のり面への適用事例，地盤工学ジャーナル，Vol. 15，No. 3，pp. 665-674, 2020.
6) 東日本高速道路(株) 中日本高速道路(株) 西日本高速道路(株)：切土補強土工法設計・施工要領，99p. , 2007.

（原稿受理　2022.9.29）

地盤工学会誌
公益社団法人 地盤工学会
学会の動き

ISRSS-Sendai 2022 の開催報告

A report on ISRSS-Sendai 2022

森口　周二（もりぐち　しゅうじ）　東北大学　災害科学国際研究所　准教授
e-mail: s_mori@irides.tohoku.ac.jp
張　鋒（ちょう　ほう）　名古屋工業大学　社会工学専攻　環境都市分野　教授
渦岡　良介（うずおか　りょうすけ）　京都大学　防災研究所 地盤災害研究部門 教授
沢田　和秀（さわだ　かずひで）　岐阜大学　インフラマネジメント技術研究センター　教授
余川　弘至（よかわ　ひろし）　中部大学　工学部 都市建設工学科　准教授
野々山　栄人（ののやま　ひでと）　防衛大学校　システム工学群　建設環境工学科　准教授
小田　憲一（おだ　けんいち）　日本大学　理工学部　土木工学科　准教授

キーワード：国際シンポジウム，地盤災害，斜面災害

1. はじめに

本稿では, 2022 年 3 月 18～19 日に実施された ISRSS-Sendai 2022（The 3rd International Symposium on Risk Assessment and Sustainable Stability Design of Slopes）について報告する。本シンポジウムは，地盤や斜面に関連する防災・減災を目的とした非営利団体の国際コンソーシアムである ICGdR（International Consortium on Geo-disaster Reduction）[1] が母体となる隔年開催の国際シンポジウムである。当初，対面形式での開催の可能性を含めて検討していたが，コロナ禍での国内外の移動の難しさや感染拡大防止の観点から，完全オンライン形式での開催となった。

2. シンポジウムの目的・経緯・運営

2.1 目的

本シンポジウムの目的は，斜面に関するリスク評価や設計に資する技術，およびその周辺技術に関する最先端動向の情報共有やネットワーク形成である。不確実性，動的挙動，性能設計，実務プロジェクトなどが主要テーマとして設定された。なお，本シンポジウムは，八嶋厚教授（現岐阜大学特任教授）のご退職時期に合わせて実施されたものであり，先生のこれまでの斜面防災や地盤工学分野における多大な貢献をたたえる意味も含めて開催されたものである。

2.2 経緯

本シンポジウムは, 第 1 回が 2018 年に中国の同済大学で, 第 2 回が 2020 年に英国のエジンバラ大学で開催されており，今回の東北大学での開催（実際にはオンライン形式）が第 3 回にあたる。第 1 回と第 2 回については， The International Symposium on Seismic Performance and Design of Slopes (ISSPDS) という名称であったが，斜面に関するより幅広いテーマをカバーするため，名称を変更しての開催となった。

2.3 運営

八嶋実行委員長の下，本稿の著者を中心として運営委員会が組織され，我が国のほかに，中国，台湾，英国，カナダ，ブラジルの研究者も組織委員会に加わった。組織委員会の詳細については, シンポジウムの Web ページを参照されたい [2]。本シンポジウムは岐阜大学および東北大学災害科学国際研究所が主催したものであり，地盤工学会，日本地すべり学会，同済大学（中国）, ICGdR, UNESCO Chair on Geoenvironmental Disaster Reduction が共催する体制となった。なお，本シンポジウムの発表者は，地盤工学会の国際ジャーナルである Soils and Foundations の特別号に投稿する権利を有し，通常の査読プロセスを経て採択となれば，ジャーナル論文として出版される方針を採用している。

3. シンポジウムの様子

3.1 当日の様子

参加登録を行った全参加者数は 105 名であり，国別内訳は，日本 63 名，中国 31 名，台湾 5 名，タイ 2 名，英国 2 名，ブラジル 1 名，カナダ 1 名であった。一般セッションは 4 会場（Zoom ミーティングルーム）で並行して進み，1 セッションあたり 5 件程度の発表が配置され，合計で 64 件の発表があった。先述のシンポジウムのテーマに沿って，実験，観測，シミュレーション，設計手法など，多岐にわたる内容の発表があった。また，個別の要素技術だけでなく，それらの融合がもたらす新たな展開や，昨今の高精度に整備された地形データの有効活用事例など，今後の技術のさらなる発展を示唆する報告が多くあり，活発な議論が展開された。なお，本会議で発表した学生を対象とした優秀発表者賞も設けられた。審査結果は会議中に集計され，10 名の受賞者が選定されるとともに，閉会式で受賞者が発表されたため，受賞者は多くの参加者に見守られながらの受賞となり，和やかな雰囲気で幕を閉じた。

3.2 特別講演および Keynote Lecture

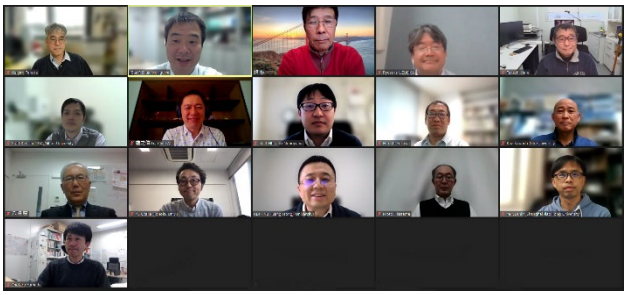
先述の一般セッションのほかに，特別講演と Keynote Lecture が設置され，特別講演は，組織委員会メンバーの意向により八嶋実行委員長が講師を担当された。Keynote Lecture については，下記の 7 名の研究者が講師として招待された。

Prof. Osamu KUSAKABE (国際圧入学会)
Prof. Toshinori SAKAI (三重大学)
Prof. Marcio Muniz de FARIAS (University of Brasília, Brazil)
Prof. Fawu WANG (Tongji University, China)
Prof. Yu HUANG (Tongji University, China)
Prof. Jin SUN (The University of Edinburgh, UK)
Prof. Jinyuan LIU (Ryerson University, Canada)

上記の講演者からは，最先端研究の紹介，研究成果の社会実装，講演者の経験に基づく技術や思想の体系化など，貴重な情報が提供され，本シンポジウムを盛り上げるものとなった。

4. まとめ

冒頭で記したように，本シンポジウムはコロナ禍での国際会議となり，社会活動に大きな制約のある中での開催となったため，早い時期からオンライン形式での開催を Web ページ上で告知することを余儀なくされた。しかしながら，多くの参加者に恵まれ，危惧していたオンライン特有の問題（接続不良など）もなく，盛大なイベントとして終了することができた。これは，運営に携わった実行委員会のメンバーおよび協力を賜った関係者の尽力によるところが大きい。また，オンラインであるが故に低コストの会議運営が実現し，参加者の負担も小さくすることができた。このような点はオンライン形式の良さとして挙げられる。しかし，各国の参加者に対する時差の配慮などは非常に難しい問題があり，対面形式での密なコミュニケーションやネットワーク形成のしやすさを考慮すれば，今後の斜面防災や地盤工学の国際的研究のさらなる発展のためには，対面での議論もやはり重要であることは間違いない。次回のシンポジウムはカナダでの実施が予定されており，対面形式での開催が期待される。最後に，閉会式に撮影された集合写真（オンラインであるため実行委員会の一部のメンバーのスクリーンショット）を図－1 に示し，本シンポジウムの報告とする。



図－1　集合写真（Zoom 画面のスクリーンショット）

謝辞

本稿で紹介したシンポジウムの運営には，NPO 法人 CALS STATION から多大なご協力をいただいた。記して感謝の意を表す。

参考文献

1) International Consortium on Geo-disaster Reduction(ICGdR)，http://icgdr.com/（参照 2022.10.5）
2) ISRSS-SENDAI2022Web ページ，https://cals-station.org/isrss-sendai/（参照 2022.10.5）

（原稿受理　2022.10.6）

国内外の動き

木幡行宏 会員
令和４年度産業標準化事業表彰の受賞

豊田　浩史（とよた　ひろふみ）
（公社）地盤工学会　ISO 国内委員会委員長
長岡技術科学大学大学院　環境社会基盤系　教授
e-mail: toyota@vos.nagaokaut.ac.jp

受賞された木幡行宏
室蘭工業大学教授

1. 賞の概要

産業標準化事業表彰は，国際標準化機構（ISO）や国際電気標準会議（IEC）における国際標準策定，国内規格（JIS）策定や適合性評価活動といった，標準化活動に優れた功績を有する方や組織に対して経済産業省が行っている表彰である。毎年「産業標準化推進月間」である 10 月に表彰式を開催しており，今年度は，10 月 24 日（月）に，都市センターホテルにおいて実施された。貢献に応じて，「内閣総理大臣表彰」，「経済産業大臣表彰」，「産業技術環境局長表彰」があり，今回の受賞は，「産業技術環境局長表彰」である。標準の策定や適合性評価活動に貢献し，今後とも継続的な活動が期待できる方に対する表彰となっている。

2. 評価された貢献内容

1996 年当時，学会内での ISO 活動に対する認知度は非常に低く，組織体制が十分に確立されていなかった。審議案件が増大してきており，ISO 活動を持続可能とするため，組織体制の充実や審議手順のルール策定が必要となった。木幡先生は，現在の ISO 国内委員会幹事として，ISO 活動に関する大幅な組織改革と審議体制の整備を行った。具体的には，次にあげる三つの TC の国内専門委員会を設置した：室内土質試験方法や地盤調査方法を扱う ISO/TC182（地盤工学），地盤汚染の分析方法などを扱う ISO/TC190（地盤環境），土木資材として用いられるジオシンセティックスの試験方法などを扱う ISO/TC221（ジオシンセティックス）。この組織体制は現在も継続されており，学会における ISO 活動の中心となっている。この間，木幡先生は，ISO 国内委員会委員長・幹事，ISO/TC182 国内委員会委員長・幹事，室内試験規格・基準委員会委員長などを務められており，約 26 年にわたり，室内土質試験方法や地盤調査方法を扱う ISO 案件に対して，学会内の意見を取りまとめ，エキスパートとして多くの国際規格案に対して日本の意見を反映させてきている。また，ISO/TC221 においても，学会としては初の日本提案の国際標準化に貢献された。以上より，我が国の地盤工学分野における国際標準化活動において中心的な貢献を行っていることは明確である。さらに，地盤工学分野における JIS 規格においては，次の 2 件の原案作成に大きく貢献した：JIS A 1229（ジオテキスタイル及びその関連製品―インターロッキングブロック舗装下の損傷試験（ローラコンパクタ法）），JIS A 0208（ジオシンセティックス用語）。

学会以外では，日本産業標準調査会の土木技術専門委員会委員を 10 年にわたり務めた。この委員会は，土木関連の JIS 制定の際に，最終審議が行われる委員会であり，大半の委員が地盤工学以外の専門分野である。筆者も，この委員会において地盤工学会関連の JIS 制定および改定を審議する際，木幡先生より他分野の状況を考慮した様々な有用な助言をいただき，審議案件をスムーズに進めることができた。

3. おわりに

学会内の標準化活動への貢献が認められ本表彰を受賞されたことに，心よりお祝い申し上げます。これまでの木幡先生の標準化への貢献に敬意を表するとともに，今後とも，学会の標準化活動への支援・助言をお願い申し上げます。

（原稿受理　2022.10.26）

地盤工学会誌
公益社団法人 地盤工学会
技術手帳

遠心力模型実験に用いる軟弱粘土地盤の作製方法

Preparing method of clay model for centrifuge model test

日下　拓也（くさか　たくや）　日本工営(株)大阪支店
e-mail: a7322@n-koei.co.jp
SRENG Sokkheang（すれん　そっきあん）　日本工営(株)中央研究所　課長
上村　健太郎（うえむら　けんたろう）　日本工営(株)中央研究所　研究員
橋本　聖（はしもと　ひじり）　寒地土木研究所　寒地地盤チーム　主任研究員

キーワード：遠心力模型実験，軟弱粘土，一次元圧密理論，自重圧密

1. はじめに

地盤工学における軟弱粘土地盤の課題は，圧密，すべり破壊，せん断変形等がある。実大実験はこれらのメカニズム解明や変状の再現において，時間やコスト面から実施の難易度が高い。一方，小型模型実験は圧密時間の短縮は図れるものの，応力状態が実物と異なり，応力依存特性が支配的な軟弱粘土地盤では再現精度が低くなる。そのため，実物と同じ応力状態を再現でき，かつ相似則[1]により圧密時間を $1/N^2$（ここで，N：遠心加速度(g)）に短縮できる遠心力模型実験が頻繁に利用されてきた[2),3)]。

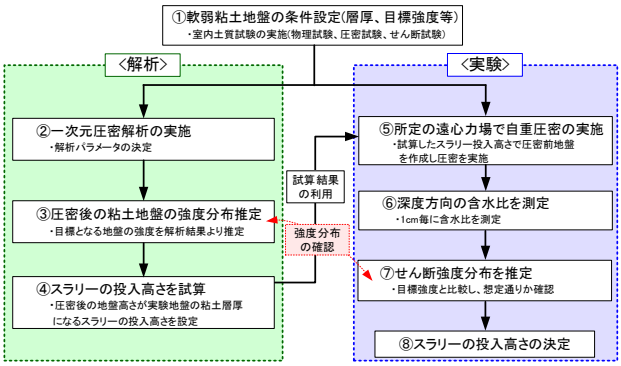
軟弱粘土地盤を対象とした遠心力模型実験では，模型地盤の作製が非常に重要となるが，その作成手法が確立されていないのが現状である。模型地盤の作製は，砂質地盤では 1g 場での空中落下法や締固め法等の方法があるが，粘土地盤への適用は困難である。粘土地盤では 1g 場での予圧密といった方法もあるが，長時間を要することに加え，応力履歴が実際と異なる等の課題が残る。本稿では，上記の課題を解決できる遠心力模型実験装置を使った軟弱粘土地盤の作製方法を紹介する。軟弱粘土地盤の作製において，圧密問題では応力履歴の再現，すべり破壊やせん断変形問題では，強度条件の再現が重要となる。本方法は，すべり破壊とせん断変形問題に着目しており，深度方向の強度を目標値に合わせることができるのが特徴である。なお，遠心力場で載荷条件を忠実に再現すれば同様の方法で圧密問題に着目した実験も可能となる。

2. 検討方法

軟弱粘土地盤は，遠心力場でのスラリー状の粘土の自重圧密により作製する。軟弱粘土地盤のせん断強度は，一次元圧密解析および遠心力場での予備実験を実施し，目標強度になるように作製条件を決定する。

2.1 軟弱粘土地盤の作製手順

軟弱粘土地盤の作製フローを図－1 に示し，具体的な作製手順を以下に示す。



図－1　軟弱粘土層の作製フロー

① 層厚，地表面ならびに深度方向のせん断強度の目標等の模型地盤の条件を設定する。なお，深度方向の強度増加は使用材料に依存するため，粘土材料の物理試験，圧密試験，せん断試験を実施し，土質特性を把握する。

② スラリー粘土の自重圧密を対象とした一次元圧密解析を実施する。本稿では，後述の 2.2 に示す三笠の一次元圧密方程式[4)]を用いて実施する。

③　②の解析から得られる有効土被り圧σ'_vとクーロンの破壊基準（式(1)）より，各深度のせん断強度τ_fを推定する。

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \tag{1}$$

ここで，c は粘着力（kN/m^2），σは垂直応力（kN/m^2），ϕはせん断抵抗角（°）である。

④　①の地盤条件と③のせん断強度をもとに，自重圧密終了後に，実験地盤の高さにおけるせん断強度が目標値のとなるようなスラリー粘土の投入高さを一次元圧密解析（トライアル計算）にて試算する。なお，地表面のせん断強度は，自重圧密終了後に目標強度となる深度までカットする。この時，スラリー粘土の投入量が多くなる場合，自重圧密時に上載荷重を負荷させ，投入量を少なくする。

⑤　本実験と同じ遠心力場にて，④で決定した条件で，スラリー粘土の自重圧密を行う。

⑥　自重圧密後，深度方向 1 cm ごとに含水比を測定し，測定した含水比から水中単位体積重量 γ' を算出する。

⑦　⑥で求めたγ'から，σ'_vを算出し，式(1)より各深度のτ_fを推定する。推定したτ_fと③の解析値を比較し，目標強度となっているか確認する。

⑧　スラリー粘土の投入高さが決定し，本実験の粘土地盤作製に入る。

2.2 三笠の一次元圧密方程式

軟弱粘土地盤の作製検討に用いた一次元圧密解析は，式(2)に示す自重と圧密諸係数の変化を考慮した三笠の一次元圧密方程式[4]を用いた。

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} = \zeta^2 \left[c_v \frac{\partial \zeta^2}{\partial {z_0}^2} + \frac{dc_v}{d\zeta}\left(\frac{\partial \zeta}{\partial z_0}\right)^2 - \frac{d(c_v m_v \gamma')}{d\zeta}\frac{\partial \zeta}{\partial z_0} \right] \tag{2}$$

ここで，ζ（$=dz_0/dz$）は圧密比で，z_0（m）は原始座標（固定座標）である。c_v（cm^2/day）（$=k/(m_v \cdot \gamma_w)$）は圧密係数で透水係数k(cm/day)，体積圧縮係数m_v(m^2/kN)および水の単位体積重量γ_w(=9.81 kN/m^3)から決まる。

体積圧縮係数m_vは，式(3)に示すf-log$p$ 関係から決まる三笠らの方法[5]を用いる。f-log$p$ 関係と体積圧縮係数m_vに関する材料パラメータの関係を図－2(a)に示す。

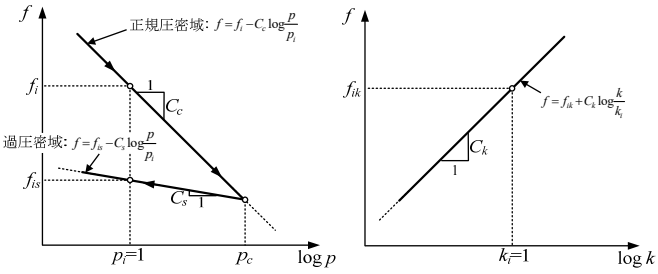
$$m_v = \frac{0.4343 C_c}{f \cdot p_i} \cdot 10^{\frac{f - f_i}{C_c}} \tag{3}$$

ここで，C_cは圧縮指数，fは体積比，p_iとf_iは任意の圧密圧力とその時の体積比で，p_i=1 kN/m^{2}とした。

透水係数kは，体積比fと log$k$ との間に比例関係が認められるので[6]，本検討ではその関係を用いて式(4)で表した。f-log$k$ 関係と透水係数に関する材料パラメータの関係を図－2(b)に示す。

$$k = k_i \cdot 10^{\frac{f - f_{ik}}{C_k}} \tag{4}$$

ここで，C_kは$\Delta f/\Delta \log k$，k_iとf_{ik}は任意の透水係数とその時の体積比であり，k_i=1cm/s とした。



(a)f-log$p$ 関係　　(b)f-log$k$ 関係

図－2　材料パラメータ

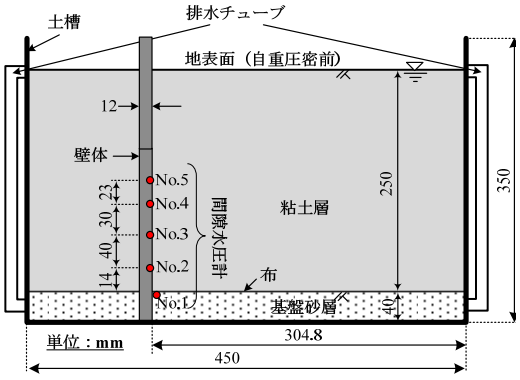
3. 検討方法の検証

本節では，自重圧密を対象とした遠心力模型実験と一次元圧密解析を比較し，検討方法の妥当性を確認した結果[3]を紹介する。

3.1 自重圧密実験の条件と方法

自重圧密前の模型地盤を図－3 に示す。模型地盤は，沖積層を想定した粘土層と被圧帯水層を想定した基盤砂層からなる。徳島大学所有の遠心力模型実験装置（ビーム型，有効半径 1.55 m）を用いてスラリー状の粘土試料を 50g 場にて自重圧密させた。

実験に用いた粘土試料の主な物理特性を表－1 に示す。投入する粘土試料には，含水比を 90%（液性限界の約 1.5 倍）に調整し，投入時の空気の混入をできるだけ避けるために適切な流動性を持たせた。排水条件は両面排水とし，基盤砂層と粘土層表面をチューブで繋ぎ，粘土層底面と表面の水位が同じになるようにしている。実験中は，基盤砂層内（No. 1），粘土層内（No. 2～No. 5）の間隙水圧，地表面沈下量を計測した。



図−3　模型地盤と実験装置

表−1　粘土試料の物理特性

物性			値
土粒子の密度	ρ_s	(g/cm³)	2.758
液性限界	w_L	(%)	59.7
塑性限界	w_P	(%)	28.4
塑性指数	I_P	(-)	31.3
粒径区分	Sand	(%)	5.90
	Silt	(%)	44.4
	Clay	(%)	49.8

3.2 遠心力模型実験と一次元圧密解析の比較

遠心力模型実験を再現した一次元圧密解析を実施した。表−2 に解析に用いた材料パラメータを示す。材料パラメータの設定方法等は，参考文献[3]を参照されたい。また，本稿の実験結果および解析結果の表示は，模型寸法および模型時間を用いる。該当する記号には添え字で m を付した。

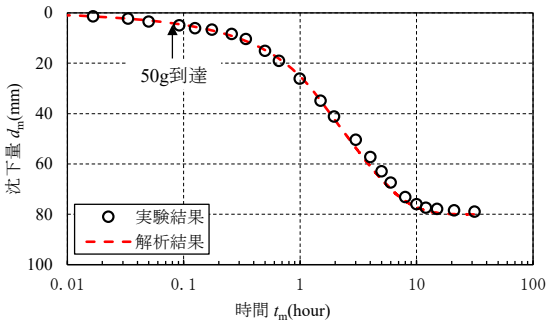
表−2　材料パラメータ

パラメータ			値
1kN/m² 時の体積比	f_i	(-)	2.827
圧縮指数	C_c	(-)	0.341
透水係数のパラメータ	C_k	(cm/day)	0.722
	f_{ik}	(-)	6.891

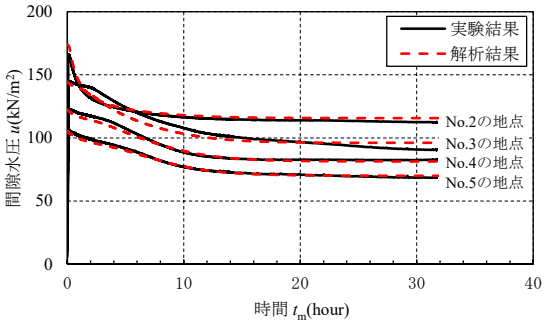
図−4 に実験結果と解析結果の沈下量と時間の関係を示す。実験は，圧密終了までに 31.5 時間（実物時間：3281 日）を要し，最終沈下量は 79.0 mm（実物寸法：3950 mm）であった。一方，解析では，最終沈下量が 79.9 mm（実物寸法：3995 mm）となり，沈下の途中過程も含めて，実験結果とよく一致している。よって，沈下量（ひずみ量）に関して，解析で実験を再現できていることを確認した。

図−5 に実験結果と解析結果の間隙水圧と時間の関係を示す。粘土層内部の過剰間隙水圧の発生と消散の推移をよく再現できており，応力に関しても，解析で実験を再現できていることを確認した。

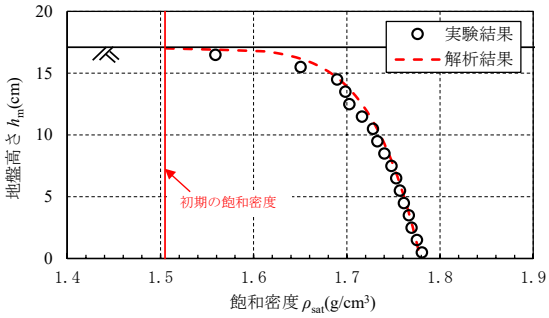
図−6 に自重圧密終了後の飽和密度を示す。実験の飽和密度は，自重圧密終了後の深度方向 1 cm 毎の含水比から求めた。飽和密度は深度方向に大きくなっており，実験結果と解析結果がよく一致することを確認した。この結果により，密度依存の土質特性について，解析で再現可能なことを示している。



図−4　沈下量と時間の関係の比較



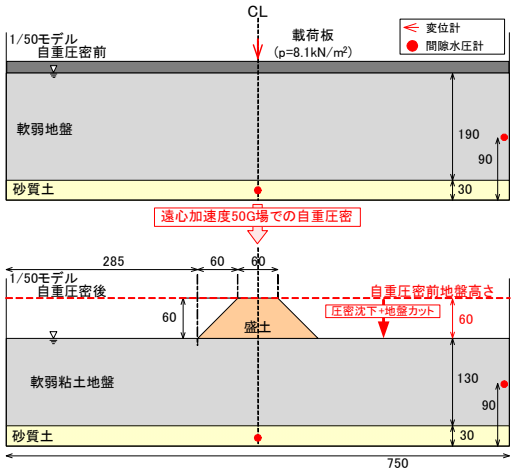
図−5　間隙水圧と時間の関係の比較



図−6　飽和密度の深度分布の比較

4. 適用事例の紹介

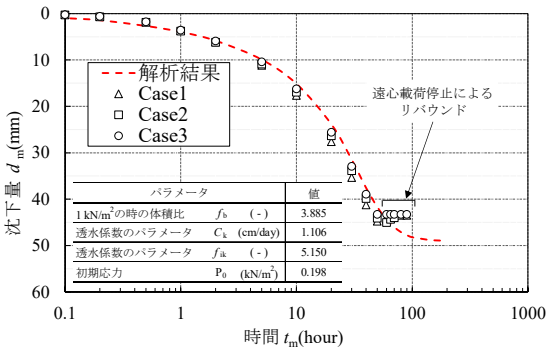
本手法によって作製した軟弱粘土地盤による遠心力模型実験の一例を示す。本事例[7]は，浅層混合処理工法と深層混合処理工法を組み合わせた「複合型地盤改良」に対する改良体の設計基準強度を検討するための遠心力模型実験である。軟弱粘土地盤の支持力が改良体の設計基準強度に影響することから，実際の地表面せん断強度（目標強度 4 kN/m²）を再現する必要があった。



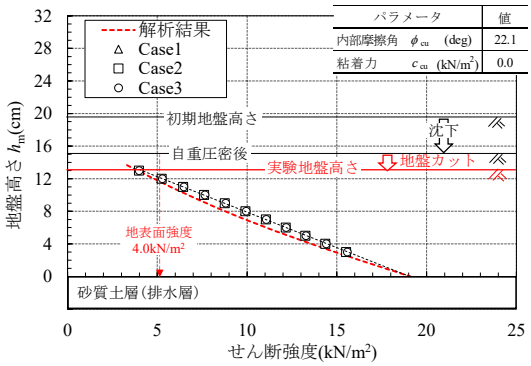
図−7　実験モデル図（無対策）

表−3　材料特性

パラメータ			値
土粒子の密度	$G_s(=\rho_s/\rho_w)$	(-)	2.620
圧縮指数	C_c	(-)	0.526
内部摩擦角(三笠の方法)	ϕ_{cu}	(deg)	22.1
粘着力(三笠の方法)	c_{cu}	(kPa)	0.0



図−8　圧密時間と沈下量の関係



図−9　地盤高さとせん断強度の関係

本事例の実験モデル（無対策時）を図−7 に示す。自重圧密実験は寒地土木研究所所有の遠心力模型実験装置（ビーム型，有効半径 2.5 m）を使用し，遠心加速度（50 g 場）で行った。試料は表−3 に示す材料特性の粘土を使用した。

自重圧密の実験モデルには，間隙水圧計，レーザー変位計を設置し，経時的な間隙水圧ならびに地表面変位の推移から圧密の進行度合を確認した。この時の間隙水圧計は，本実験時（図−7 下図）にも取り除かず流用した。一次元圧密解析のトライアル計算では，上載荷重を変えて実施し，実験の目標となる地盤高さ，地表面せん強度と合うように，スラリー粘土の投入高さ上載荷重を決定した。なお，再現性の確認のため異なる時期に同条件で 3 ケースの自重圧密実験を行った。

図−8，図−9 が事前の自重圧密解析結果に 3 ケース分の自重圧密実験の結果を付記したものである。いずれの実験ケースにおいても自重圧密解析結果は実験結果を良く再現しており，目標強度を再現することができた。

5. まとめ

遠心力模型実験装置を使った適切な軟弱粘土地盤の作製方法を紹介した。本稿では，三笠の一次元圧密方程式[4] を用いて説明を行ったが，自重と圧密諸係数の応力依存性が考慮できれば，弾塑性構成モデルを考慮した圧密解析（FEM）[例えば8] でも，同様の検討が可能である。

参考文献

1) 岡村末対・竹村次朗・上野勝利：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.
2) 高田直俊・藤井斉昭：遠心模型実験 5. 適用事例―圧密問題・安定問題―，土と基礎，Vol. 36，No. 4，pp. 79-84，1988.
3) 日下拓也・Sokkheang SRENG・渦岡良介・伊藤民夫・望月秋利：地下水位回復に伴う地盤隆起に関する遠心模型実験とその数値シミュレーション，地盤工学ジャーナル，Vol. 6，No. 3，pp. 439-454，2011.
4) 三笠正人：軟弱地盤の圧密，鹿島出版社，p. 137，1963.
5) 三笠正人・高田直俊：過圧密から正規圧密にまたがる圧密の計算例，第 9 回土質工学研究発表会講演概要集，pp. 109-110，1974.
6) 西田義親・堀　文二：粘土の透水係数の一推定式，土と基礎，pp. 34-36，1961.
7) 橋本　聖・林　宏親：複合型地盤改良による盛土および周辺地盤の変形抑制効果に関する遠心力載荷模型実験，材料，Vol. 71，No. 1，pp. 10-15，2022.
8) 渦岡良介・山川優樹・宮田喜壽：プログラミングで学ぶ有限要素法 6. 弾塑性モデルを用いた圧密解析（その 2），地盤工学会誌，Vol. 58，No. 9，pp. 86-91，2010.

（原稿受理　2022.8.7）

地盤工学会誌
公益社団法人 地盤工学会

講座

技術者を悩ませる特殊土のコレクション

第４回 サンゴ礫混じり土の工学的性質と調査事例

Geotechnical characteristics and case studies for coral gravel soils

渡部　要一（わたべ　よういち）　北海道大学大学院　教授
e-mail: watabe@eng.hokudai.ac.jp

キーワード：サンゴ礫混じり土，物理特性，せん断特性，粒子破砕

1. はじめに

サンゴ礫混じり土は，熱帯・亜熱帯気候下のサンゴ礁が広がる島嶼部において見られる土であり，我が国では南西諸島の海岸に多く堆積している。これらの地域では，構造物基礎の調査・設計において，サンゴ礫混じり土の取り扱いに古くから苦慮してきた。

サンゴ礫混じり土は，ミドリイシサンゴなどの枝サンゴに代表されるサンゴ片（サンゴ礫）が，シルト質からなるマトリックスの中に介在した土である。このため，サンゴ礫が少なければシルト粒子が支配的な力学挙動となり，サンゴ礫が多くなるとシルト粒子とサンゴ礫との複合的な力学挙動となる。

2. サンゴ礫混じり土とは

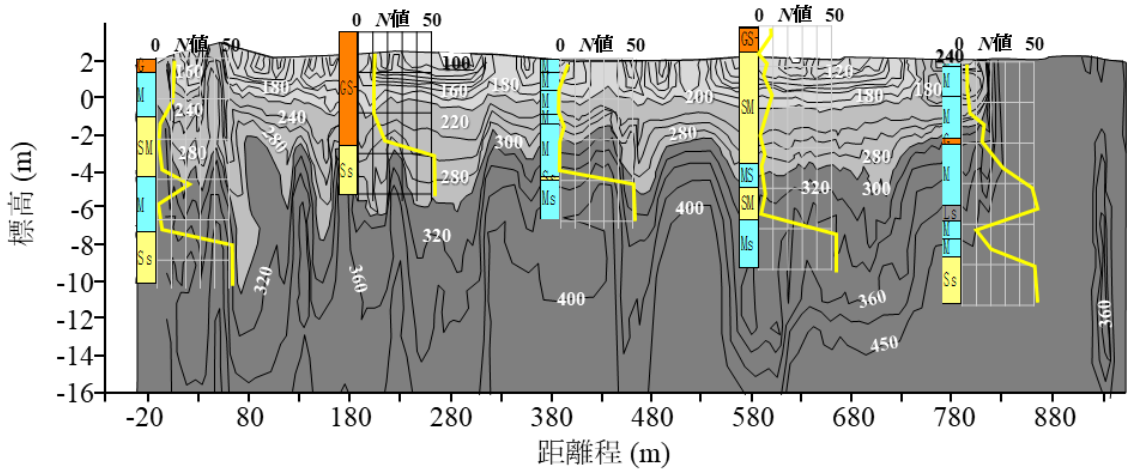
2.1 形成過程と堆積地域

サンゴ礁（リーフ）背後の窪地に堆積した軟弱地盤は，本稿で対象とするサンゴ礫混じり土と呼ばれるものが多い。サンゴ礫混じり土の堆積・形成過程は概ね次のように考えられている。

1) 沿岸にサンゴ礁が形成され始めると，これが自然の防波堤となり，その背後の内海側は静かなラグーン（礁湖）となる。
2) サンゴ礁の礁縁（リーフエッジ）は外洋の波の破壊作用で侵食崩壊されながらも，造礁サンゴの活発な生育により発達していく。
3) 崩壊したサンゴ片は波浪によりラグーン内に転落し，サンゴ片がさらに破砕されてできた砂やシルトのほか，場所によっては河川などにより陸側から運搬された土砂とともに堆積していく。
4) 波の静かなラグーン内では礁縁から運ばれた塊状のサンゴ片を基盤にして，波に弱くかつ塩分濃度変化に比較的強い枝サンゴの生息が活発となる。一方で，成長した枝サンゴの上に礁縁から運ばれてきたサンゴ片やサンゴ由来の砂やシルト，さらには陸側から運ばれてきた土砂などが沈降・堆積し，枝サンゴの間を埋めていく。

このような過程を長期間にわたり繰り返すことによって，サンゴ礫混じり土からなる地層が形成されていく。上記 3) のような礁縁で破砕されたサンゴ片だけでなく，上記 4) のような礁湖の中で成長したサンゴそのものがサンゴ礫として含まれていることもある。リーフ背後の礁湖にサンゴ礫混じり土が堆積して浅瀬や干潟になった状況の例を写真－1に示す。

写真－1　サンゴ礫混じり土が堆積した礁湖の浅瀬



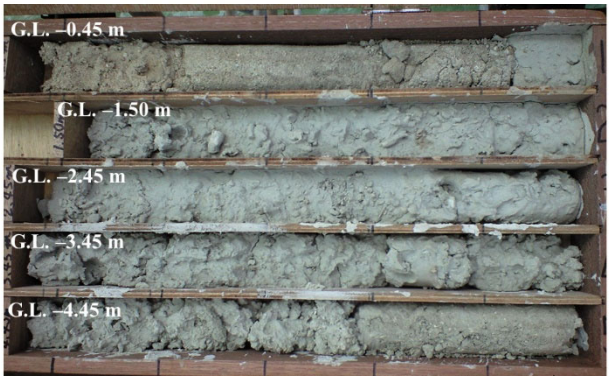
図－1　柱状図および N 値とせん断波速度構造の比較（那覇空港第 2 滑走路建設地に広がっていた干潟で実施）

那覇空港第2滑走路（2020年供用開始）の建設地にはかつて干潟が広がっていた。その干潟上で実施された多チャンネル型表面波探査（MASW: Multi-channel Analysis of Surface Waves）[1),2)] によって得られたせん断波速度分布を図－1に示す。近傍で実施された標準貫入試験で得られたN値の深度分布と重ね合わせて描いている。

せん断波速度 300m/s 以上の硬い層は著しい不陸を呈し，その一部は地盤表面に現れている。これはサンゴ礁の痕跡である石灰岩層である。石灰岩層の窪地にせん断波速度が比較的小さな砂層などが堆積しており，これが，サンゴ礫混じり土に相当する。せん断波速度が小さな領域は，N 値が 5 以下の深度とほぼ一致している。なお，標準貫入試験の実施地点は，MASW の測線近傍であるが測線上ではないため，変化が激しい地盤では両者は必ずしも対応してはいないこと，また，MASW の結果は計測された波形記録の逆解析結果であり，例えば深度情報については 20%程度の誤差があることに留意してデータを見る必要がある。

一般に，構造物基礎の設計では，排水性が低いと非排水せん断特性を考慮して粘着力 c（非排水せん断強さに相当），排水性が高いと排水せん断特性を考慮してせん断抵抗角 ϕ が用いられる。しかし，シルトとサンゴ礫との複合材に対しどのように c や ϕ を設定したら良いか，最近まであまり多くの知見は得られていなかった。これは，サンゴ礫の存在が良質のサンプリングを阻害するため，乱れの少ない試料の採取ができず，サンゴ礫混じり土本来の力学挙動を正しく評価できなかったことが一因である。

沖縄県沿岸の建設現場では，一般的なサンプリング方法（粘性土はコアキャッチャー付きの固定ピストン式サンプラー，砂や石灰岩はロータリー式スリーブ内蔵二重管サンプラーなど）で試料採取が実施されている。一例として，浦添市の海岸における道路の埋立て建設現場で採取されたサンゴ礫混じり土試料の様子を写真－2 に示す。試料採取時にサンプラーの刃先にサンゴ礫が当たり，刃先が変形したり，サンゴ礫が連れ込まれたりして，試料が著しく乱れた状態になっている。

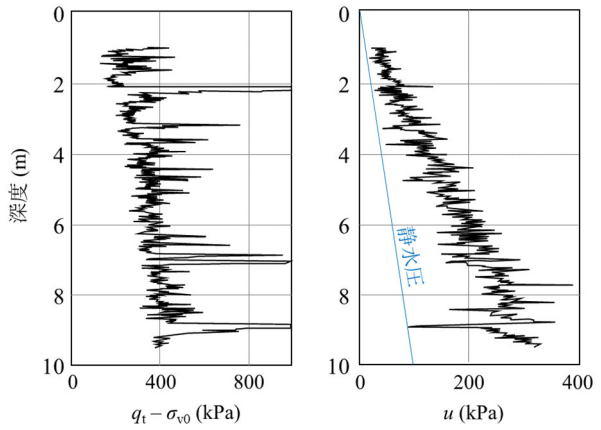


写真－2　一般のサンプラーで採取されたサンゴ礫混じり土の状況（浦添市の海岸で採取された試料）

サンプリングが難しい場合に，電気式コーン貫入試験（JGS 1435）のようなサウンディングを実施することが有効な場合がある。我が国ではサウンディングとして標準貫入試験（JIS A 1219）が圧倒的に多く実施されており，電気式コーン貫入試験が実施されることは少ない。しかし，標準貫入試験は砂質地盤に対しては

有効である一方，粘土質地盤では結果の精度が極めて悪い。これに対して，電気式コーン貫入試験は砂質地盤に対しても粘土質地盤に対しても幅広く適用できる。

サンゴ礫混じり土に対して電気式コーン貫入試験を実施した結果の一例として，先端抵抗ならびに間隙水圧の深度分布を図−2 に示す。このケースでは，貫入に伴って過剰間隙水圧が発生しており，粘性土のような挙動であるといえる。一方，貫入抵抗はばらつきが大きいものの軟弱な粘土より大きく，さらに，サンゴ礫に当たったとみられるスパイク状の大きな値が高頻度で計測されており，砂質土的で，かつ，礫質土的な挙動になっている。このような複雑な計測結果から，サンゴ礫が多い場合には粘着力 c やせん断抵抗角 ϕ を評価することは難しく，電気式コーン貫入試験をサンゴ礫混じり土に対して適用するためには，今後のさらなるデータの蓄積が必要である。



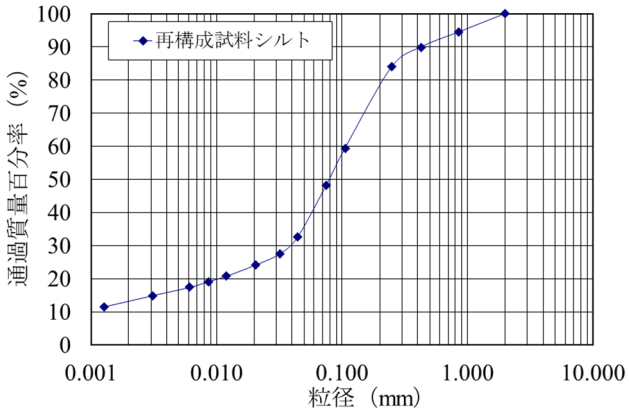
(a) 先端抵抗　　(b) 間隙水圧

図−2　サンゴ礫混じり土に対する電気式コーン貫入試験結果

近年では，サンプリング技術の向上により，乱れの少ない良質な状態のサンゴ礫混じり土試料を採取できるようになった。以下では，サンゴ礫混じり土に対する各種室内試験の適用や試験結果，さらには，サンゴ礫混じり土の力学特性に関する最新の知見を取りまとめる。

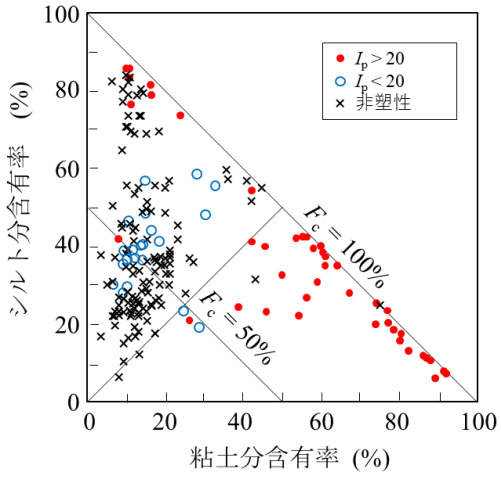
2.2 サンゴ礫混じり土の構成要素

上述した浦添市の海岸のサンゴ礫混じり土を例として試験・分析結果を以下に示す。マトリックスを形成するシルト質土の土粒子密度は 2.76 Mg/m^3 で，一般のシリカ系の鉱物（土粒子密度 2.70 Mg/m^3 前後）に比べてやや高い値であった。液性限界は 22.9%であったが，塑性限界は得られず非塑性の土であると評価された。マトリックスを形成するシルト質土の粒径加積曲線を図−3 に示す。0.075 mm 以下の細粒分含有率は約 50%，0.005 mm 以下の粘土分は 17%（0.002 mm 以下は 13%）であった。同試料のシルト質土の鉱物組成を X 線回折によって分析してみると，同定された鉱物はサンゴの骨格を形成するアラゴナイトで，炭酸カルシウム $CaCO_3$ を主成分とするものであった。細粒分に粘土鉱物が含まれないことが，細粒分が 50%も含まれるにもかかわらず塑性が見られないことの原因であることがわかる。

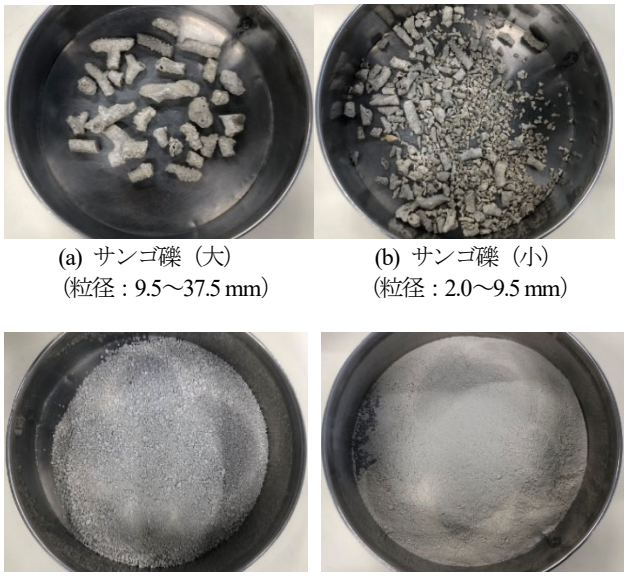


図−3　マトリックスを形成するシルト質土の粒径加積曲線の例（浦添市の海岸で採取された試料）

沖縄県各地の港湾工事で行われた地盤調査結果から，サンゴ礫混じり土のマトリックス部分を形成するシルト質土について，シルト分と粘土分（0.005 mm以下）の含有率の関係を示したものが図−4として報告されている[3]。塑性指数が20以上のもの，20未満のもの，塑性を示さないもの（非塑性）に分類してプロットされている。上述した浦添地区のサンゴ礫混じり土は，シルト質土の細粒分含有率は50%，粘土分含有率は17%であったことから，プロットが集中した領域内にあり，サンゴ礫混じり土のシルト質土としては代表的なものの一つであるといえる。また，細粒分が多くても粘土分が50%以下の土では，浦添のシルト質土と同様に塑性を示さないもの（図中の×印）が多いことがわかる。



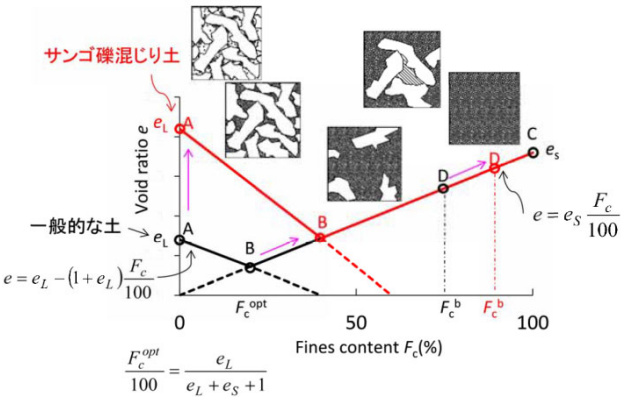
図−4　シルト分と粘土分（0.005 mm 以下）の含有率の関係（沖縄県各地で採取された試料）[3]


(a) サンゴ礫（大）（粒径：9.5〜37.5 mm）
(b) サンゴ礫（小）（粒径：2.0〜9.5 mm）
(c) 砂分（粒径：0.075〜2.0 mm）
(d) 細粒分（粒径：〜0.075 mm）

写真−3　サンゴ礫混じり土（宮古島平良港で採取された試料）を構成する粒度組成の例（ふるい分けにより分級）

一方，サンゴ礫については，枝サンゴの破片を中心に，多様な形状や太さ・長さのものが含まれ，また，サンゴ礫の表面にはさまざまな突起が付いている。原位置から採取したサンゴ礫混じり土の粒度分布の一例として，宮古島平良港から採取した試料について，ふるい分けにより(a) サンゴ礫（大），(b) サンゴ礫（小），(c) 砂分，(d) 細粒分に分級した結果を写真−3 に示す。大小の礫分，砂分，細粒分まで，さまざまな粒径の粒子で構成されていることがわかる。

サンゴ礫混じり土の骨格構造は，二種混合体理論[4]によって図−5のように説明される。一般的な土の場合，AからBの範囲は粒粒分主体の構造となり，粒粒分の骨格の隙間を埋め尽くすには不十分な量の細粒分が部分的に埋めている。BからCの範囲では細粒分主体の構造となり，細粒分の増加とともに粒粒分が細粒分のマトリックスの中で宙に浮いたように介在するようになる。細粒分がDよりも多くなるDからCの範囲では，粒粒分がわずかしか含まれないために，粒粒分の影響がなくなる。このような概念に基づくと，AからBの範囲の力学的応答は粒粒分が支配し，DからCの範囲の力学的応答は細粒分が支配し，BからDの範囲の力学的応答は，両者の中間的なものとなる。



図−5　二種混合体理論に基づくサンゴ礫混じり土の骨格構造の特徴

サンゴ礫混じり土の場合，枝サンゴ片は非常にかさばる粒子であるために，A の位置が図の上方に位置し，一般的な土に比べて極めて高い間隙比を呈する。その結果，粒粒分の線と細粒分の線の交点である B の位置が右上に移動するとともに，サンゴ礫の影響がなくなる D も右上に移動すると説明される。

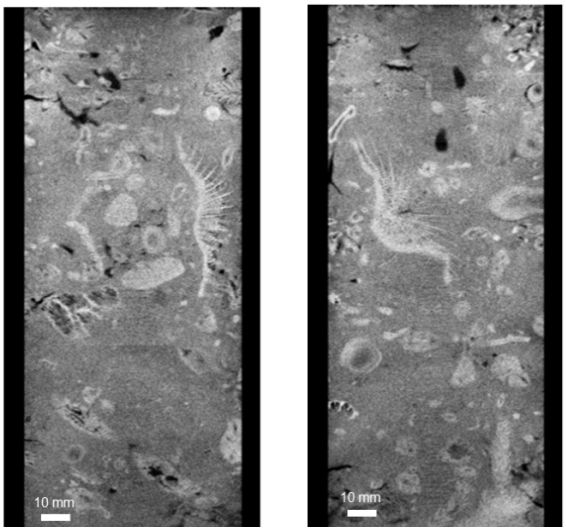
2.3 乱さない試料

近年，サンプリング技術の向上により，従来は難しかったサンゴ礫混じり土の乱れの少ない試料の採取ができるようになった。サンゴ礫混じり土のサンプリングに適用可能なサンプリング方法は，元々は砂礫や破砕帯の試料採取用に開発されたものである。具体的には，水溶性ポリマーを使うGPサンプリング[5]，掘削水の噴出方法を工夫したGSサンプリング[6]，気泡掘削水を用いて実質水量を減らすIFCSサンプリング[7]である。いずれのサンプリング方法においても，サンゴ礫を動

かすことなく切断し，細粒分を掘削水で洗い流してしまうことなく良質な状態で試料採取できることが，試料の外観だけでなく，X線写真やCT画像により確認されている。

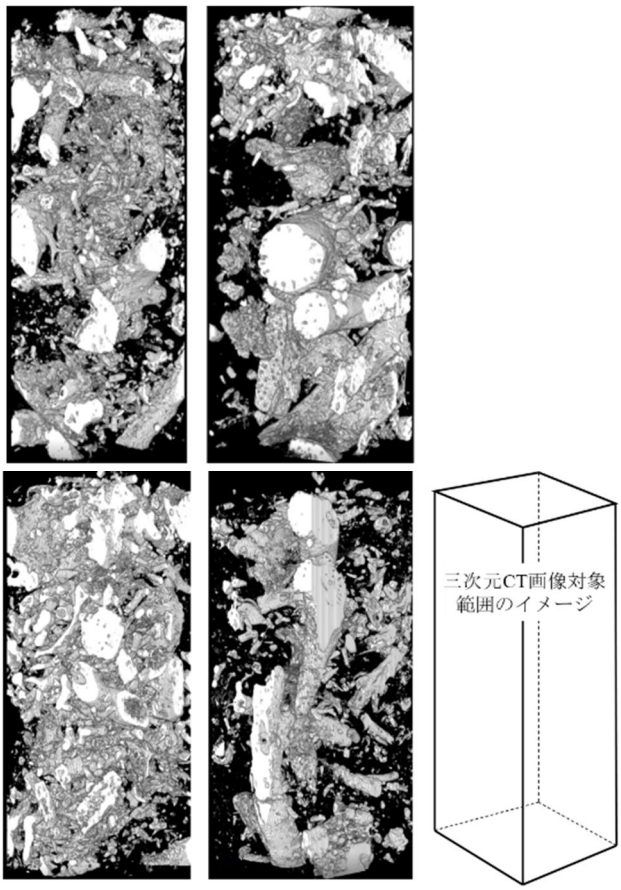
試料の状態を確認した例として，浦添の海岸で採取された試料（GPサンプラーを使用）の写真を写真－4に示す。写真－4では，大きなサンゴ片の塊を含む部分も，枝サンゴ片の部分も綺麗に切断されていることを確認でき，写真－2に示した従来のサンプリング方法による採取試料に比べて乱れが少ないことは一目瞭然である。浦添の海岸で採取された乱れの少ない試料（GPサンプラーを使用）のX線CTにより作成した断面画像を図－6に示す。こちらは透過画像ではなく断面画像であるため，サンゴ礫は着目した断面上のものしか見えていないが，この画像によってサンゴ礫の周囲に隙間がないことをより鮮明に確認できる。

写真－4　GP サンプラーで採取された乱れの少ない試料（浦添市の海岸で採取された試料）



図－6　サンプリングされた試料の X 線 CT 画像の例（浦添市の海岸で採取された試料，左右の画像は直交する鉛直断面）

宮古島の平良港で採取された乱れの少ない試料（GSサンプラーを使用）のX線CTを使って撮影した情報から作成したサンゴ礫の3D画像を図－7に示す。ここでは4つの試料の例を示しているが，大小さまざまな寸法のサンゴ礫が規則性なく試料内に分布していることがわかる。



図－7　サンプリングされた試料に含まれるサンゴ礫の立体画像の例（宮古島平良港で採取された試料。円柱状の乱れの少ない試料に対して CT 撮影後，直方体の部分を抽出して三次元情報として画像化した。4 枚の画像はそれぞれ異なる試料のもの）

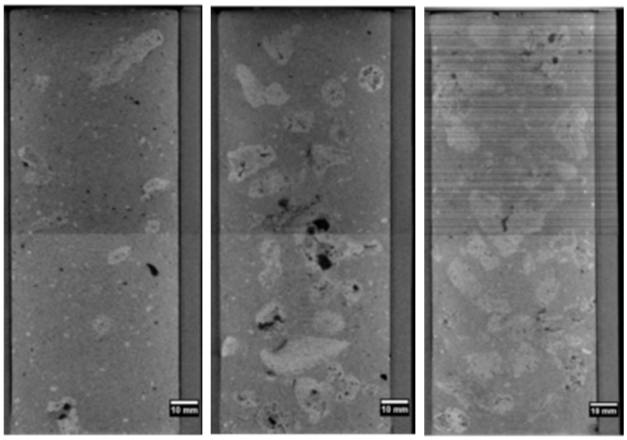
後述する「サンゴ礫混じり土調査・設計マニュアル（案）[8]」更新作業の一環で乱れの少ない試料を採取した例として，ここでは，沖縄県の那覇空港（第２滑走路），那覇港臨港道路，平良港（宮古島），石垣港（石垣島），鹿児島県の名瀬港（奄美大島）の試料を例に挙げ，第3章と第4章でそれぞれ物理特性と力学特性を示す。試料の詳細情報は文献[9]を参照いただきたい。

2.4 再構成試料

後述するように，原位置から採取されたサンゴ礫混

じり土は不均質であり，粒度のばらつきも著しいため，参考値となるように，サンゴ礫含有率をパラメータとした再構成試料（沖縄県浦添市の海岸から採取された試料により作製）を作製し，力学特性が調べられている[10]。サンゴ礫があるため，スラリー状に練り混ぜることが難しく，均質な再構成試料を作製するには工夫を要する。以下は，再構成試料供試体の作製方法の一例である。この例では，サンゴ礫が大きいことに配慮し，供試体の寸法を直径75 mm，高さ150 mmとした。再構成試料の配合条件を決めた後，各配合に合わせてサンゴ礫とシルト質土を必要量準備する。三軸供試体を作製するに当たって，サンゴ礫とシルト質土をそれぞれ5等分にし，所定の含水比の均質なスラリー試料となるように調整したシルト質土に，サンゴ礫を投入して十分に混合した。次に，内側にテフロンシートをセットした直径75 mm，高さ150 mmの塩化ビニル製円筒容器に1層毎に投入して締め固め，5層に分けた全ての試料を順次投入した。

この例では，再構成試料の配合条件として，供試体の全体積に対しサンゴ礫の体積百分率が0～44%の範囲で6通りとした。サンゴ礫体積百分率44%は，使用したサンゴ礫が最も密に詰められた状態で，骨格を形成したサンゴ礫の隙間をシルト質土が埋めている（図－5のB点の状態）。シルト質土は含水比30%の飽和状態で準備した。



(a) サンゴ礫5%　(b) サンゴ礫20%　(c) サンゴ礫44%

図－8　サンゴ礫体積百分率が異なる再構成試料のCT画像例

再構成試料のCT画像を図－8に例示する。サンゴ礫体積百分率5%では，サンゴ礫はシルトのマトリックスの中に浮いている状態であるが，サンゴ礫が最も密に詰まっている体積百分率44%でも，断面で見るとまだ多くの隙間がある。二種混合体理論（図－5）で説明したように，サンゴ礫は非常にかさばった骨格構造を形成することがCT画像によって捉えられている。なお，サンゴ礫は大きいため，再構成試料では供試体の境界の影響が現れやすく，例えばサンゴ礫体積百分率が20%のケースでは，外周部よりも中心付近でサンゴ礫がやや多く見える。

3. 物理特性

3.1 土粒子の密度

土粒子の密度試験は，必要に応じてサンゴ礫とシルトマトリックスとに分けて土粒子密度を求めることもある。サンゴ礫が大きい場合には，その大きさに応じて容量の大きなピクノメーターを使用するか，サンゴ礫を適当な寸法まで粉砕して土粒子の密度試験を行う。

沖縄の港湾域におけるサンゴ礫混じり土の土粒子密度の平均値はおよそ2.77 Mg/m^{3}であり，一般的な土の土粒子密度よりもやや大きめの値である。これは，シリカ系の鉱物からなる多くの土と異なり，サンゴ礫混じり土は炭酸カルシウムを主成分とするアラゴナイトという鉱物で構成されていることに起因している。

一方，土の骨格や間隙の構造を検討する上では，土粒子密度試験から求められる値のほかに，サンゴ礫の内部の間隙（図－6,7を参照）を考慮し，表乾状態にあるサンゴ礫の見かけの土粒子密度が必要となる。表乾状態で質量が既知のサンゴ礫をメスシリンダーに投入して体積を計測し，見かけの土粒子密度を計測することがある。表乾状態にあるサンゴ礫の見かけの土粒子密度は2.35 Mg/m^{3}程度であるとの報告がある。

3.2 自然含水比

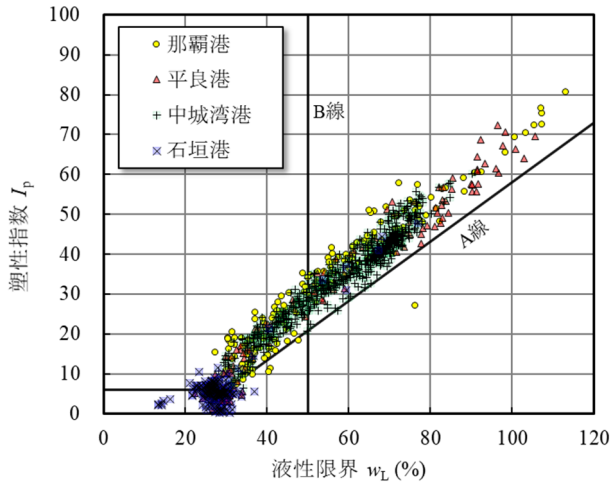
沖縄の港湾域におけるサンゴ礫混じり土の自然含水比は20～35%のものが多い。港湾ごとにデータを抽出してみると，例えば平良港では沖縄全体の平均的な値に近いが，中城湾港では35～60%のものが多く，高めの値となっている。多くのサンゴ礫混じり土ではサンゴなどが砕かれたアラゴナイト鉱物の粒子が主体となっているのに対し，中城湾港では粘土鉱物も含まれて塑

性を呈することが特徴であり，自然含水比の違いは，シルトマトリックスの粒径のみならず，鉱物の違いにも起因している。

3.3 液性限界・塑性限界

沖縄県におけるサンゴ礫混じり土の塑性指数と液性限界の関係（塑性図）を図−9に示す。一般的な土を構成するシリカ系の鉱物は少なく，サンゴ礫混じり土の細粒分はアラゴナイト鉱物を主体とする炭酸カルシウムで構成された粒子が多いにもかかわらず，いずれも塑性図に示されたA線に沿ってプロットされている。

港湾ごとにデータを抽出してみると，石垣港の試料は極めて低塑性であるが，その他の港湾の試料の塑性は大小さまざまで幅広い塑性指数の範囲にプロットされている。さらにデータを細かく見ると，幅広い分布の中でも，那覇港と平良港は高塑性のデータも含まれるものの低塑性のデータの方が多いのに対し，粘土鉱物が含まれる中城湾港は高塑性のデータが比較的多いことがわかる（ただし，塑性指数55以上のデータはほとんどない）。



図−9　サンゴ礫混じり土の調査でこれまでに得られている塑性指数と液性限界の関係（沖縄県各地で採取された試料）

4. 力学特性

4.1 せん断試験方法の選定

試験方法選択の判断は，「サンゴ礫混じり土調査・設計マニュアル（案）[8]」に取りまとめられており，基本的には試料状態に適切に対応できる三軸試験方法を採用する。以下では，同マニュアルに記述されている内容を紹介し，補足説明を加えている。

「サンゴ礫混じり土調査・設計マニュアル（案）」は，1995年に沖縄総合事務局港湾計画課により内部資料として使われたものが最初である。これは一般に公表されない内部資料と位置付けられたが，サンゴ礫混じり土の取り扱いが難しい実情から，関係者の間で広く使われる資料となった。マニュアル（案）ができた当時，砂礫層や破砕帯のような礫混じりの地盤から乱れの少ない試料を採取する方法は，極めて高価な凍結サンプリングしか選択肢がなかった。このため，マニュアル（案）では，サンゴ礫混じり土の試料は，サンプリング時の乱れを前提として，どのような力学試験の方法を採用するかが記述されていた。その中では，原則として，粘着力cで評価すべき試料では変則UU試験と称される特殊な三軸UU試験，せん断抵抗角ϕで評価すべき試料では三軸CD試験（JGS 0524）を実施することとされていた。

その後，サンプリング技術の向上により乱れの少ない試料を採取することができるようになったこと，さらにそれらの試料を使ってサンゴ礫混じり土の力学特性に関する研究が進んだことなどを受けて，以下の検討が行われており，マニュアルを更新作業中である[8]。

力学試験の新たな選定方法として，学会基準等として制定されていない変則UU試験は適用せず，JGS基準として制定されている三軸$\overline{\mathrm{CU}}$試験（JGS 0523）を適用する。合わせて，粘性土と判定される場合でも一軸圧縮試験は適用しない。すなわち，乱さない試料を使うことも想定した試験法として，c評価するべき粘性土と判定される場合には三軸UU試験（JGS 0521）を，中間土の場合には，c評価するべきケースでは三軸$\overline{\mathrm{CU}}$試験，ϕ評価するべきケースでは三軸CD試験を基本とする。

以下に，三軸試験の実施例を示す。試験実施にあたっては，供試体から自重で水分を抜いて冷凍したものを利用した。乱れの少ない試料については，原位置で試料から水抜きをし，凍結した状態で輸送した。これは，輸送中に試料が液状化してしまうことを防ぐためである。再構成試料についても，上述のようにモールドに詰めた試料について，円筒容器の上下をステンレス板で拘束するとともに，塩化ビニル円筒の半径方向

の膨張を防ぐために金属バンドで締め付けた状態で，–40 ℃の冷凍庫で24時間かけて凍結させた。凍結した供試体を容器から脱型して寸法と重量を計測した後，三軸試験機のペデスタルに載せ，ペーパードレーンとゴムスリーブを装着し，キャップを取り付けた。

三軸セルを組み立て，セル内を脱気水で満たした後，小さなセル圧（例えばこの例では16 kPa）を負荷し，脱気水を通水しながら十分な時間をかけて解凍するとともに，供試体の飽和度を高めた。その後，背圧（この例では200 kPa）を負荷して十分に飽和させ，有効圧密圧力（この例ではσ'_c＝50 kPaの等方圧密圧力）で圧密した後，各種三軸圧縮試験を行った。

4.2 三軸圧縮試験

(1) 三軸 UU 試験

三軸UU試験は，乱さない粘性土試料に対して実施する試験法であり，有効土被り圧相当の拘束圧を作用させて圧縮試験を実施する。軸ひずみ速度は一般的な試験と同様に1.0%/minである。中間土のようにサクションを保持できない土に対して一軸圧縮試験を適用すると，非排水せん断強さを過小評価してしまう恐れがある。これを解決するには拘束圧を載荷する三軸UU試験の適用が有用である。サンゴ礫混じり土の場合，粘性土と判断される場合でも低塑性な中間土のような性質を有することから，これに倣って三軸UU試験を実施する。

(2) 三軸$\overline{\mathrm{CU}}$試験

三軸$\overline{\mathrm{CU}}$試験は，乱さない試料に対する原位置の応力状態の下での非排水せん断強さを求めるための試験法として，中間土の場合でc評価するべきケースに適用する。ただし，後述するように，非排水せん断強さとしてc評価する土でも，せん断に伴う体積膨張傾向が著しい試料の場合には，三軸$\overline{\mathrm{CU}}$試験では非排水せん断強さを原位置強度としては過大評価する可能性があり，実務では危険な設計となってしまう恐れがある。このような場合には，次に述べる三軸CD試験から得られる最大主応力差の半分をもって設計用の非排水せん断強さと見なす。なお，間隙水圧を測定する三軸$\overline{\mathrm{CU}}$試験の場合にはせん断抵抗角ϕ'を求められるので，ϕ評価のための試験法としても適用できる。

三軸$\overline{\mathrm{CU}}$試験では，本来ならば再圧縮法として，鉛直方向には有効土被り圧σ'_{v0}，側方にはこれに静止土圧係数K_0を乗じた有効水平土圧$\sigma'_{h0}=K_0\sigma'_{v0}$で圧密した供試体を2つ準備し，非排水状態で一方には圧縮試験，もう一方には伸張試験を実施することによって，異方性を考慮した非排水せん断強さを求めるべきである。しかしながら，実務で簡便に試験を実施するために，平均有効土被り圧（K_0=0.5として(2/3)σ'_{v0}）で等方圧密し，圧縮せん断のみ実施して得られる最大主応力差の半分に補正係数（粘性土では0.75とされるがサンゴ礫混じり土ではデータが不足している）を乗じた値を非排水せん断強さとする簡易CU試験[11]を実施しても良い。

(3) 三軸 CD 試験

三軸CD試験は，砂質土と判断される試料に対して適用される。中間土でも，せん断に伴う体積膨張が著しい試料に対しては，三軸$\overline{\mathrm{CU}}$試験では強度を過大評価する恐れがあり，これを避けるために三軸CD試験を実施することがある。

4.3 繰返し非排水三軸試験

繰返し非排水三軸試験は，液状化特性の評価のために適用され，液状化強度として，例えば両ひずみ振幅DA=5%の繰返し載荷回数20回に対応した繰返し応力比R_{L20}を読み取る。三軸試験から評価された液状化強度R_{L20}はN値から推定した液状化強度より大きな結果が得られる傾向にある。N値ばかりに頼らず，最新のサンプリング方法により乱れの少ない試料を得て，これを乱さない試料として繰返し非排水三軸試験を実施して液状化強度を適切に評価することにより，より経済的な設計を実現できる可能性が示唆される。なお，液状化判定のためにはピエゾドライブコーンの動的貫入試験が実施されることもあるが，コーン先端がサンゴ礫に当たって，貫入抵抗を過大評価するなどの懸念もある。

4.4 圧密試験

圧密試験は，段階載荷による圧密試験が基本となる。港湾の施設の技術上の基準・同解説に基づき，細粒分含有率F_cが50%以上で粘性土と評価される試料に対しては圧密試験を実施することとするが，中間土や砂質土と評価されるサンゴ礫混じり土に対しては，圧密沈下量が極めて小さいことから圧密試験が実施されるこ

とはほとんどない。サンゴ礫が多い場合には，一般に用いられている高さ20 mm，直径60 mmの供試体ではなく，もっと大きな供試体を用いた試験を実施することが望ましい。なお，サンゴ礫混じり土は細粒分含有率が高くても粘土鉱物が少ないことから，中間土で見られるようななだらかでわずかに上に凸な圧縮曲線となり，圧密降伏応力が不明瞭なことが多い。このような場合には，連続的な圧縮曲線を得るために，定ひずみ速度載荷による圧密試験も併用して，圧縮曲線の形状を確認することが有用である。

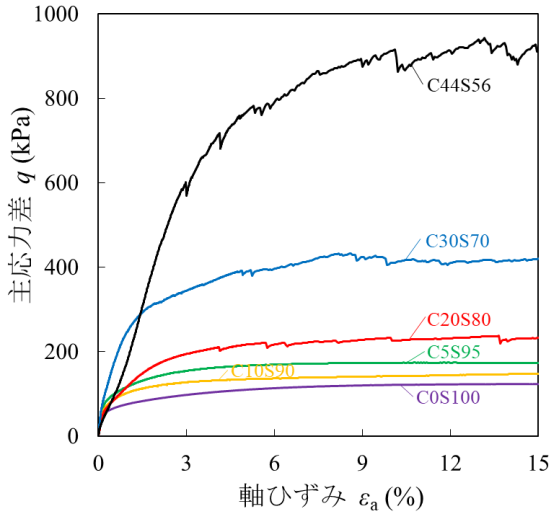
4.5 力学試験実施上の留意点

サンゴ礫混じり土に対する力学試験実施上の留意点として，以下の事項が挙げられる。すなわち，サンゴ礫が多く含まれる試料ではトリミングが実質的に不可能であるため，サンプリングした際の試料径のまま供試体に使うことが望ましい。また，端面の整形においてもワイヤーソーや直ナイフを使ったトリミングはサンゴ礫の存在により困難であり，凍結した状態で，あるいは水溶性ポリマーを使い摩擦のない状態でダイヤモンドカッターを使って切断する必要がある。なお，整形した端面に凹凸がある場合には，石膏で埋めて平面処理をすることもあるが，その場合，ドレーン（排水経路）の確保を考える必要がある。サンゴ礫混じり土は極めて不均質性の高い土であり，特にサンゴ礫が多い場合には，力学試験を実施するに当たって代表的な試料の選定に注意を要する。試験終了後には，試験を実施した供試体全体に対し粒度試験を実施して粒径分布を把握し，力学挙動との関連を評価・考察することも重要である。

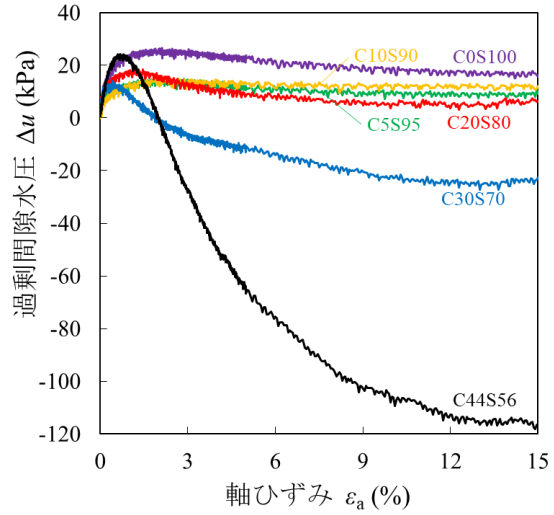
4.6 力学試験の結果と解釈

2.3 乱さない試料および2.4 再構成試料で記述した各種試料に対して，再構成試料については三軸$\overline{\mathrm{CU}}$試験と三軸CD試験，乱さない試料については三軸CD試験を実施して得られた結果を以下に紹介する。

再構成試料に対して実施した三軸$\overline{\mathrm{CU}}$試験で得られた(a)主応力差q（$=\sigma_1-\sigma_3$）と軸ひずみε_aの関係，ならびに(b)過剰間隙水圧Δuと軸ひずみε_aの関係を図－10に示す。図中の試料名はシルト質土とサンゴ礫の体積百分率を反映して付けられており，SとCの後の数字はそれぞれシルト質土とサンゴ礫の体積百分率を表している。



(a) 主応力差q ($=\sigma_1-\sigma_3$)と軸ひずみε_aの関係



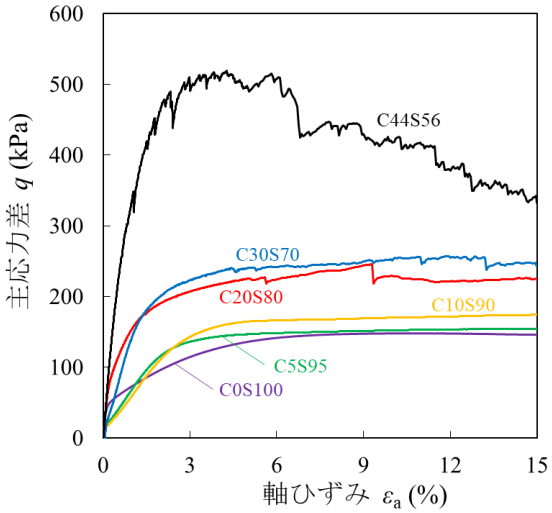
(b) 過剰間隙水圧Δuと軸ひずみε_aの関係

図－10　三軸$\overline{\mathrm{CU}}$試験の結果（再構成試料）

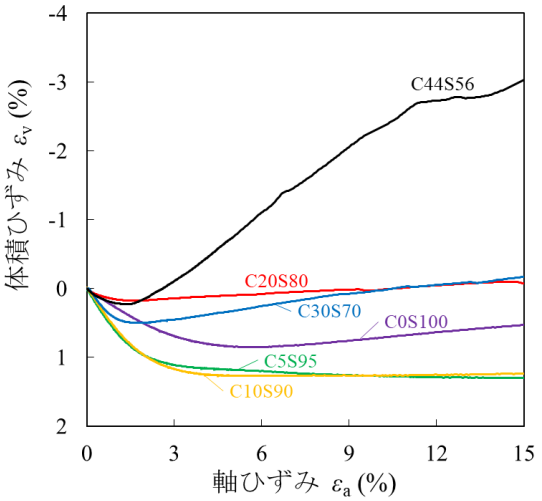
主応力差の最大値は，サンゴ礫の増加とともに増える傾向があり，サンゴ礫の体積百分率が20%以上になると飛躍的に増大する。サンゴ礫の体積百分率が30%以上の試料では，軸ひずみ1%程度までは過剰間隙水圧は増加するが，その後減少に転じ，軸ひずみ2%以上では負の過剰間隙水圧となる。特にサンゴ礫が骨格構造を形成するC44S56（サンゴ礫の体積百分率44%）では著しい負の過剰間隙水圧が発生しており，軸ひずみ15%時に–120 kPa（背圧200 kPaを作用させているので実際の水圧は80 kPa）にまで達している。C44S56で著しく高いせん断強さが発揮されたのは，せん断に伴って骨格を形成するサンゴ礫が著しいダイレーションを

起こすにもかかわらず，排水バルブが閉じられて非排水条件になっていたためであると説明できる。現場では完全な非排水は期待できないので，実地盤ではあり得ないような著しい負の過剰間隙水圧が発生していたことになる。従って，サンゴ礫が骨格を形成するほどにサンゴ礫が密に入っている C44S56 のような試料において，三軸$\overline{\mathrm{CU}}$試験から得られる非排水せん断強さは，設計に用いるべき実際のせん断強さよりも過大評価している可能性があり，設計上危険である。

再構成試料に対する三軸 CD 試験で得られた(a)主応力差 q（$=\sigma_1-\sigma_3$）と軸ひずみ ε_a の関係，ならびに(b)体積ひずみ ε_v と軸ひずみ ε_a の関係を図－11 に示す。三軸$\overline{\mathrm{CU}}$試験と同様にサンゴ礫の増加とともに最大主応力差が増える傾向にあり，特に，サンゴ礫が骨格を形成する C44S56 の増加が著しい。



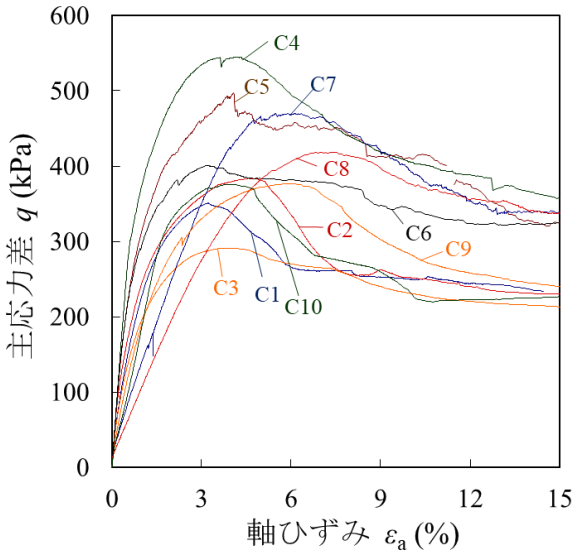
(a) 主応力差 q $(=\sigma_1-\sigma_3)$と軸ひずみ ε_a の関係



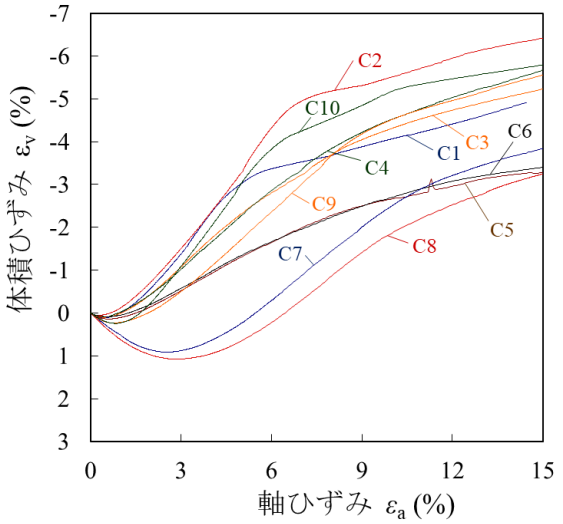
(b) 体積ひずみ ε_v と軸ひずみ ε_a の関係

図－11　三軸 CD 試験の結果（再構成試料）

サンゴ礫の体積百分率が 10%以下の試料では，せん断に伴って体積圧縮を生じ，サンゴ礫の体積百分率が 20%や 30%の試料では，体積変化は非常に小さい。一方，サンゴ礫が骨格を形成する C44S56 では，初期に僅かに圧縮が見られた後，著しい膨張が生じている。この著しい膨張すなわち密度低下のために，ひずみの増大に伴う主応力差の減少，すなわち，ひずみ軟化の傾向が強く現れる結果が得られた。



(a) 主応力差 q $(=\sigma_1-\sigma_3)$と軸ひずみ ε_a の関係



(b) 体積ひずみ ε_v と軸ひずみ ε_a の関係

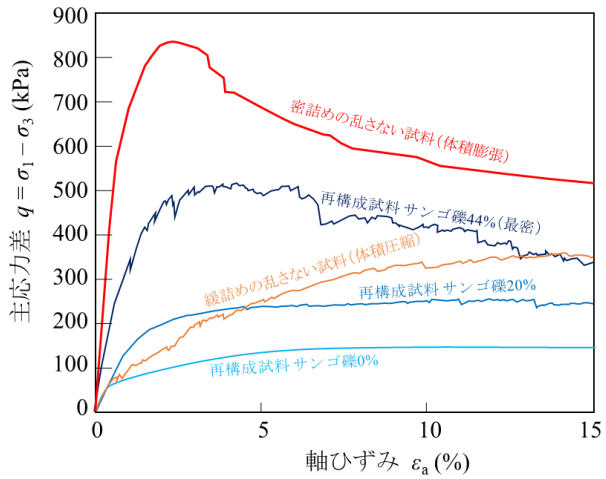
図－12　三軸 CD 試験の結果（宮古島平良港で採取された試料：図中の供試体識別記号 C1～C10 は(a)と(b)を対比するために付けたもので，試料情報の詳細は文献[9]を参照）

三軸$\overline{\mathrm{CU}}$試験においても三軸CD試験においても，主応力差と軸ひずみの関係は，サンゴ礫の体積百分率が

10%以下の試料では滑らかな曲線になっているが，サンゴ礫の体積百分率が20%以上になると，サンゴ礫が破砕することに伴って現れると考えられる著しいノイズ状の変化（凹凸）が現れており，特に，C44S56において顕著である。

乱さない試料に対する三軸圧密排水圧縮せん断試験（三軸CD試験）結果の一例として，宮古島平良港から採取された試料で得られた(a)主応力差q（$=\sigma_1-\sigma_3$）と軸ひずみε_aの関係，ならびに(b)体積ひずみε_vと軸ひずみε_aの関係を図－12に示す。平良港の試料では，全ての試料でピーク強度が明瞭に現れており，その後はひずみ軟化する傾向が現れている。せん断開始時に若干の体積圧縮が見られるが，いずれも体積膨張に転じ，軸ひずみ15%時の体積ひずみは–3%～–6%に達していた。ひずみ軟化は，体積膨張による密度低下に対応した強度低下として説明できる。

上述の三軸CD試験（図－11と図－12）で得られた代表的な主応力差q（$=\sigma_1-\sigma_3$）と軸ひずみε_aの関係を抽出し，図－13にまとめた。

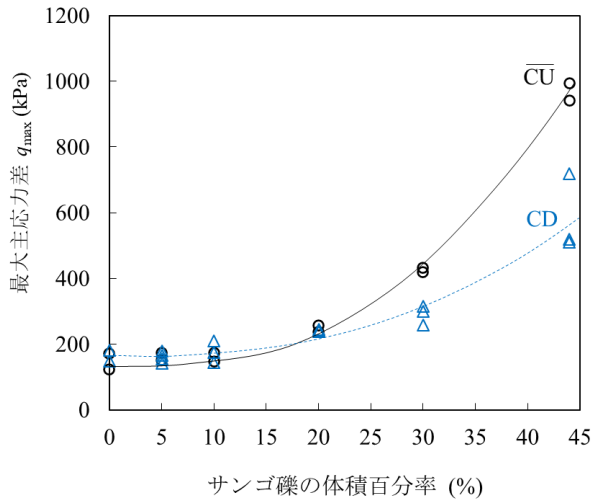


図－13　三軸CD試験で得られた代表的な主応力差と軸ひずみの関係

再構成試料では，サンゴ礫が増えるとせん断強さが増加する。特に，サンゴ礫が最も密に詰められて骨格を形成した状態のサンゴ礫体積百分率44%の試料での増加が著しい。しかし，せん断に伴う体積膨張が著しいことに起因した密度低下により，ピーク後にはひずみ軟化傾向が現れる。著しい凹凸（ノイズ状の変化）は，サンゴ礫の破砕に起因している。

乱さない試料でも，密詰め状態にある試料の場合はピーク強度が現れた後にひずみ軟化する傾向が見られるが，緩詰め状態にある試料の場合にはピーク強度が現れずに，せん断に伴う体積圧縮傾向に起因した密度増加によりひずみ硬化する傾向が見られる。

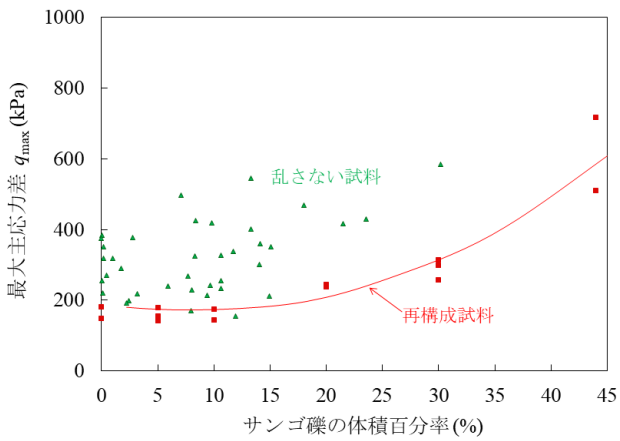
再構成試料に対して，三軸$\overline{\mathrm{CU}}$試験および三軸CD試験において得られた最大主応力差q_{max}とサンゴ礫の体積百分率の関係を図－14に示す。いずれの試験においても，サンゴ礫の体積百分率が20%未満ではサンゴ礫の増加に伴うせん断強さの増加はわずかであり（図－5 二種混合体理論のCD間に相当），20%を超えるとサンゴ礫の増加とともにせん断強さが増加する（図－5 二種混合体理論のDB間に相当。なお，二種混合体理論のBA間，すなわち，サンゴ礫の骨格が作る間隙がシルトのマトリックスで埋め尽くされていない状態での試験は実施していない）。サンゴ礫が20%以上になるとせん断に伴う体積膨張傾向が顕著になり，三軸$\overline{\mathrm{CU}}$試験では完全非排水条件下において原位置では非現実的なほどに高い負の過剰間隙水圧が発生した結果，有効応力が著しく増加し，結果として非常に高いせん断強さが得られた。これに対し，三軸CD試験では試料が膨張して密度が低下するため，強度の増大は三軸$\overline{\mathrm{CU}}$試験ほど顕著ではない。設計に用いるべき現実的なせん断強さを求めるという観点からすると，サンゴ礫を大量に含む試料の場合には，排水試験から得られるせん断強さを上限として用いるべきである。



図－14　三軸$\overline{\mathrm{CU}}$試験および三軸CD試験において得られた最大主応力差q_{max}とサンゴ礫の体積百分率の関係（再構成試料）[10)]

サンゴ礫があまり含まれず，かつ，透水性が低い試料の場合には，非排水せん断試験から得られたせん断強さを設計に用いるべきである。しかし，三軸$\overline{\mathrm{CU}}$試験と三軸CD試験で差がほとんど現れないことから，結果としてどちらの試験結果でも大きな差はない。ただし，シルト質土の部分がより粘性土的な挙動を示す場合など，サンゴ礫が少なくても三軸$\overline{\mathrm{CU}}$試験と三軸CD試験の結果に著しい差が生じることが想定されるため，原則としては三軸$\overline{\mathrm{CU}}$試験の非排水せん断強さを採用するべきである。

再構成試料のみならず，乱さない試料のデータも含めて，三軸CD試験から得られた圧縮強さ（主応力差の最大値q_{max}）とサンゴ礫の体積百分率の関係を図－15に示す。乱さない試料には大きなサンゴ礫も含まれているが，ここでは，粒径が37.5 mm以上の大きなサンゴ礫（主に枝サンゴではないかたまりの部分）を除外し，9.5～37.5 mmのサンゴ礫だけを対象としてサンゴ礫の体積百分率を計算している。再構成試料では，サンゴ礫の体積百分率がある閾値（この例では20%）を超えると，サンゴ礫が噛み合うようになってせん断強さが増大する。しかし，乱さない試料についてはせん断強さとサンゴ礫の体積百分率との関係に著しいばらつきが認められ，明瞭な傾向を見出せない。



図－15　三軸CD試験から得られた圧縮強さとサンゴ礫の体積百分率の関係[9]

乱さない試料の三軸供試体に含まれていた粒径9.5 mm以上のサンゴ礫の例を写真－5に示す。写真－5(a)では，粒径37.5 mmより大きなサンゴ礫は入っていないものの，突起物が付いたアンギュラリティが高い複雑な形状のサンゴ礫が多く含まれており，破砕性はあるものの高いせん断強さが発揮される。写真－5(b)では，アンギュラリティは比較的小さな粒子であるが，粒径37.5 mmよりも極めて大きなサンゴ礫が含まれている。サンゴ礫混じり土としてのせん断強さを考える際にはこの大きなサンゴ礫の部分を強固な塊と見なし，このような大きなサンゴ礫を除外した部分を使って間隙比や骨格間隙比を算出している。なお，骨格間隙比を算出する際には，サンゴ礫については**3.1 土粒子の密度**で示した表乾状態にある見かけの土粒子密度を使う必要がある。

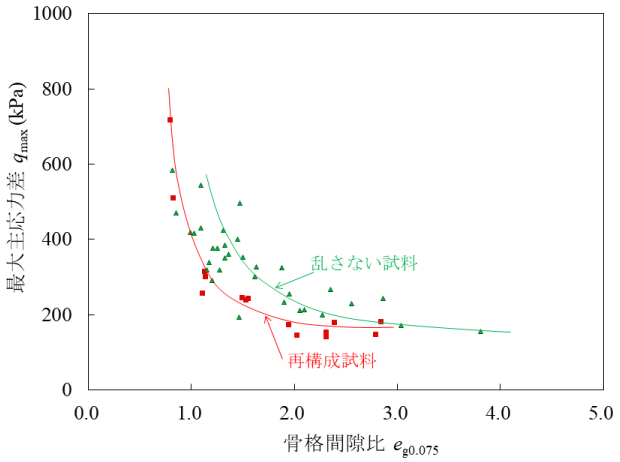
(a) サンゴ礫9.5mm以上は9.6%，9.5～37.5mmは9.6%

(b) サンゴ礫9.5mm以上は18.6%，9.5～37.5mmは7.5%

写真－5　乱さない試料（那覇空港から採取された試料）の三軸供試体に含まれていた粒径9.5mm以上のサンゴ礫の例[9]

ある粒径を閾値として設定し，それよりも小さな粒子が占める部分は間隙であるとみなして算出する骨格

間隙比を導入し，骨格の状態を記述することが試みられている[9]。砂とシルトの境界となる粒径0.075 mmで骨格間隙比を定義し（$e_{g0.075}$と表すことにする），これを用いてプロットした強度との関係を図－16に示す。再構成試料のみならず乱さない試料についても，右下がりで下に凸な関係を明瞭に確認できる。さらに，再構成試料と乱さない試料の両者の傾向が極めて近接しており，骨格間隙比$e_{g0.075}$が多様なサンゴ礫混じり土のせん断特性を統一的に解釈できる支配パラメータになっていることがわかる。同様のことを，一般の間隙比や粒径2 mmで定義した骨格間隙比を使って整理しても，データのばらつきが著しく，傾向を捉えることはできない。なお，再構成試料に比べて，サンゴ礫が複雑な形状をしている（アンギュラリティが高い）乱さない試料の方が，せん断強さはやや高くなっている。



図－16　三軸CD試験から得られた圧縮強さと骨格間隙比の関係[9]

5. おわりに

本稿では，亜熱帯地方に位置する南西諸島の海岸付近で多く見られるサンゴ礫混じり土について，これまでに得られている知見を取りまとめた。サンゴ礫混じり土は，サンゴ礫の隙間をサンゴが破砕されてできた細粒分が埋めている状態の特殊土である。サンゴ礫が存在することにより従来のサンプリング方法では乱れの少ない試料の採取が困難なことから，サンゴ礫混じり土の力学挙動には未解明な点が多く残されていた。しかしながら，近年のサンプリング技術の著しい向上により，その解明は飛躍的に進展している。サンゴ礫が骨格をなすか，マトリックスの中に散在するだけなのかによってせん断挙動は著しく変化し，さらに粒子破砕の影響や細粒分の透水性の影響が強く表れなど複雑な挙動を示すが，骨格間隙比 $e_{g0.075}$ を用いることによって，力学特性の統一的な解釈が可能になることが示されるに至っている。設計上の取り扱いが難しい特殊土の一つとして挙げられる状況に変わりはないが，乱れの少ない試料のサンプリングと三軸試験を中心とした丁寧な土質試験の実施を通じてデータを蓄積し，サンゴ礫混じり土に対する理解を深めていくことが重要である。

謝辞

本稿の執筆に当たり，試料の CT 画像は，港湾空港技術研究所基礎工研究室（図－6 と図－8）と熊本大学環境地盤工学研究室（図－7）に撮影協力いただいたものである。また，二種混合体理論に基づくサンゴ礫混じり土の骨格構造の説明（図－5）は，山口大学の中田幸男教授にご協力いただいた。ここに記し，感謝の意を表します。

参考文献

1) Park, C.B., Miller, R.D. and Xia, J.: Multichannel analysis of surface waves. Geophysics, Vol.64, No.3, pp.800-808, 1999.
2) Watabe, Y. and Sassa, S.: Sedimentary stratigraphy of natural intertidal flats with various characteristics, Soils and Foundations, Vol.52, No.3, pp.411-429, 2012.
3) 親泊正孝・善　功企：排水特性からみたサンゴ礫混じり土の強度評価上の区分方法，土木学会論文集，No. 771/III-68, pp.1-10, 2004.
4) Lade, P.V., Liggio, C.D. and Yamamuro, J.A.: Effect of non-plastic fines on minimum and maximum void ratios of sand, Geotechnical Testing Journal, Vol.21, No.4, pp.336-347, 1998.
5) 酒井運雄：GP サンプリング，地盤工学会誌, Vol.62, No.10, pp.37-38, 2014.
6) 平井孝治・規矩大義・大島昭彦・利藤房男：サンプリングの泣き所も乱れの少ない方法で採取（GS サンプリング），地盤工学会誌，Vol.63, No.4, pp.10-13, 2015.
7) 河合弘泰・園田慎一・渡部要一・松本昭二郎・池田政人・髙田誠・北村良介：サンゴ礫混じり土の新サンプリング手法と力学特性について，地盤工学ジャーナル, Vol.10, No.3, pp.415-424, 2015.
8) 内閣府沖縄総合事務局：サンゴ礫混じり土調査・設計マニュアル（案），1995.（2018 から更新作業中）
9) Watabe, Y., Sassa, S., Kaneko, T. and Nakata, Y.: Mechanical characteristics of undisturbed coral gravel soils: The intergranular void

ratio as a common governing parameter, Soils and Foundations, Vol. 57, No.5, pp.760-775, 2017.
10) Watabe, Y., Sassa, S., Kaneko, T. and Nakata, Y.: Mechanical characteristics of reconstituted coral gravel soils with different fractions of finger-coral fragments and silt matrix, Soils and Foundations, Vol.55, No.5, pp.1233-1242, 2015.
11) 土田　孝・水上純一・及川　研・森　好生：一軸圧縮試験と三軸試験を併用した新しい粘性土地盤の強度決定法，港湾技術研究所報告，Vol.28, No.3, pp.81-145, 1989.

（原稿受理　2022.9.28）