

近畿建設協会研究助成発表会

2020 年 9 月 23 日

一般社団法人近畿建設協会

論 文 集

目 次

1. 橋梁メンテナンス技術者のスキル・キャリア向上のためのリカレント教育プログラム構築に関する研究
舞鶴工業高等専門学校 建設システム工学科 教授 玉田 和也 . . . 1
2. 地下街の避難誘導に資する避難シミュレーションモデルの開発
大阪工業大学 工学部 都市デザイン工学科 教授 山口 行一 . . . 9
3. リサイクル材を最大限活用した高効率熱伝導融雪パネルの開発とその評価
福井大学 建築・都市環境工学科 助教 寺崎 寛章 . . . 17
4. 堤体・基礎地盤統合型データベースの構築と災害脆弱性評価への適用
京都大学大学院 工学研究科 教授 三村 衛 . . . 25
5. トンネル切羽の岩判定および支保パターン決定における機械学習を用いた知能システムの構築
関西大学 環境都市工学部・都市システム工学科 教授 尹 禮分 . . . 33
6. 地盤変状モニタリングのためのパイプ光ファイバセンサの実用化研究
摂南大学 理工学部 都市環境工学科 教授 片桐 信 . . . 41
7. 福井平野における土質試験データの集約と地盤図の作成
福井工業高等専門学校 環境都市工学科 教授 吉田 雅穂 . . . 49
8. 繊維補強軽量コンクリートの床版上面増厚工法への適用と補強効果に関する研究
神戸市立工業高等専門学校 都市工学科 教授 水越 睦視 . . . 57
9. 構造物の自重を考慮した衝撃的鉛直動に対する免震機構の開発
明石工業高等専門学校 都市システム工学科 教授 石丸 和宏 . . . 67
10. 質的变化を考慮した道路整備ストック効果の定量的評価に関する研究
京都大学大学院 工学研究科 准教授 松島 格也 . . . 75

※所属等は 2020 年 4 月時点のもので、助成選定時とは異なる場合がございます。

橋梁メンテナンス技術者のスキル・キャリア向上のための リカレント教育プログラム構築に関する研究

舞鶴工業高等専門学校建設システム工学科 教授 ○玉田和也

舞鶴工業高等専門学校建設システム工学科 准教授 毛利 聡

舞鶴工業高等専門学校社会基盤メンテナンス教育センター 特命准教授 嶋田知子

1. 研究目的

舞鶴工業高等専門学校社会基盤メンテナンス教育センター（iMe c）では、地域インフラを守る建設技術者のメンテナンス技術力向上を目的に、eラーニングと講習会を組合せた“e + iMe c講習会”を実施している。このうち、導入編、基礎編、応用編で構成される橋梁点検技術者育成課程については、令和2年度3月末までに延べ631人が受講し、技術資格（『橋梁点検技術者』及び『准橋梁点検技術者』）の認定登録者数は360人に上る。今般、iMe cでは、連携4高専（福島、長岡、福井、香川）、放送大学、長岡技術科学大学と連携・協力し、『KOSEN型産学共同インフラメンテナンス人材育成システムの構築』に向けた5ヵ年（2019～2023年度）の取組を開始した（図1）。本研究は、この取組の柱の一つである“職場を離れることなく受講可能なリカレント教育プログラムの開発・実施”を行うものであり、現場で橋梁点検に携わる技術者が、特定分野についてより専門的な知識及び技能を修得し、高度な知識及び技能が必要となる橋梁診断を実施できる技術レベルの獲得を目指すリカレント教育プログラムを開発し、橋梁点検技術者育成課程の上位プログラムとなる橋梁診断技術者育成課程を新設することとする。また、橋梁診断技術者育成課程に対応する技術資格『橋梁診断技術者（仮称）』を創設し、国土交通省登録資格とすることで、インセンティブを付与するとともに、リカレント教育による学びがスキル・キャリア向上に繋がる好循環の創出を目的とする。



図1 『KOSEN型産学共同インフラメンテナンス人材育成システムの構築』取組概要

2. 研究方針

本研究では、橋梁メンテナンスに必要なスキルを体系化し、学修テーマ毎にeラーニングと超短期（最長3日間）の講習会からなる小講座とすることで、現場を離れることなく自らのニーズに合わせて受講可能で、段階的かつ体系的に実践スキルを修得できるリカレント教育プログラムを構築する。

開発するリカレント教育プログラムは、学生のキャリア教育や若手技術者・異分野技術者等の育成に対応できるよう、ステップアップ型の教育プログラムとする。アクティブ・ラーニングをふんだんに取り入れたカリキュラムにより、橋梁の点検及び診断に必要な知識・技能、及び、橋梁メンテナンス実務に必要なICTスキルを効率的かつ効果的に修得し、より高度な知識・技能が必要となる橋梁診断を実施できる技術レベルの獲得を目指す。開発においては、i M e cで実績がある橋梁点検技術者育成講座等の教育コンテンツを活用し、充実、発展することで、図2に示す体系的なリカレント教育プログラムを構築する。本研究では、橋梁点検技術者育成課程（【導入編（橋梁点検）】、【基礎編（橋梁点検）】、【応用編（橋梁点検）】）の上位プログラムとして、橋梁診断技術者育成課程を新設するため、約3ヵ年をかけて新たに4つの専門特修講座（【橋梁長寿命化対策】、【構造物の詳細調査】、【施工技術と施工管理】、【建設ICT】）と【橋梁診断技術者認定講座】を開発し、実証講座による検証を行う。

開発初年度にあたる本年度は、橋梁診断技術者育成課程と各講座のシラバスイメージについて技術審査を実施するとともに、専門特修講座【構造物の詳細調査】の開発及び実証講座を実施する。

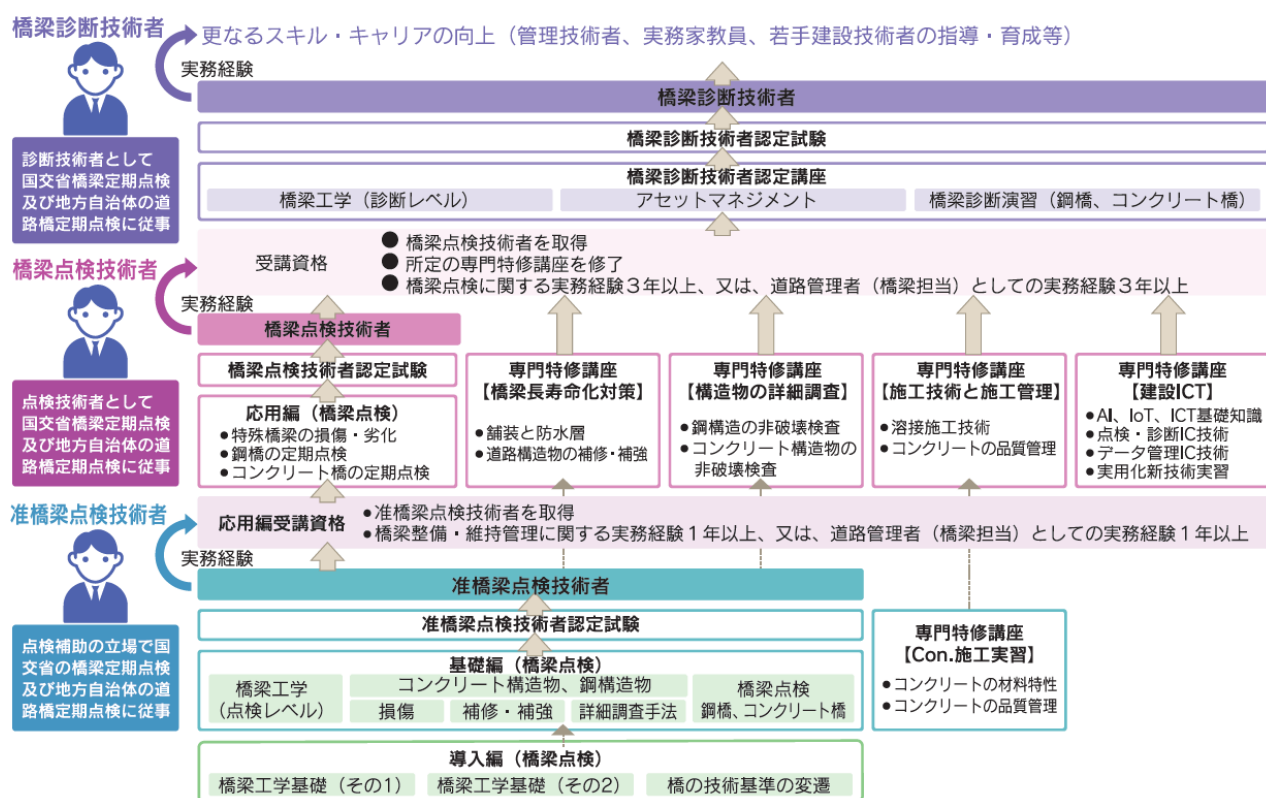


図2 橋梁メンテナンス技術者育成ステップアップ型リカレント教育プログラムの体系図

3. 研究経過

3.1 実施体制

本研究は、申請者及び共同研究者に加え、神鋼検査サービス株式会社の佐々木昇氏とi M e cの掛園恵特命助教の技術協力を得て実施した。

3.2 技術審査の実施

開発プログラムの技術審査を行う外部機関として、社会基盤メンテナンス技術レベル検討委員会を位置づけた。委員会構成を表1に示す。

令和元年10月18日に開催した社会基盤メンテナンス技術レベル検討委員会（令和元年度第1回）では、橋梁診断技術者育成課程と各講座のシラバスイメージについて技術審査を実施した。各講座のシラバスイメージ（後述の【構造物の詳細調査】を除く）を図3に示す。また、令和2年3月16日～27日にかけてメール審議で開催した社会基盤メンテナンス技術レベル検討委員会（令和元年度第2回）では、e + i Mec講習会【構造物の詳細調査】カリキュラムの技術審査を実施した。

表1 社会基盤メンテナンス技術レベル検討委員会の構成

委員長	(国研) 土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 上席研究員
副委員長	国土交通省近畿地方整備局道路部道路保全企画官
委員	京都府中丹広域振興局 建設部長
委員	舞鶴市 建設部長
委員	(一財) 京都技術サポートセンター 理事長
委員	(一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会関西支部保全部会 保全委員
委員	(一社) 日本橋梁建設協会 技術顧問
委員	(一社) 建設コンサルタンツ協会近畿支部 会員
委員	京都大学経営管理大学院 教授
委員	舞鶴工業高等専門学校建設システム工学科 教授
委員	舞鶴工業高等専門学校建設システム工学科 講師

図3 各講座のシラバスイメージ

講座名称	e+iMec講習会【橋梁診断】(橋梁診断技術者認定講座)
開催日程	eラーニング(2週間)+講習会(2日間) / 年間2回程度開催
修得を目指す知識及び技能(到達目標)	- 橋梁工学に関する相当の知識を修得する。 - 橋梁のセグメントマネジメントに関する実践的な知識及び技能を修得する。 - 道路橋定期点検要領(国土交通省道路局)に基づく健全性の診断を確実に実行するために必要な知識及び技能を修得する。
受講資格	次のイ、ロ、ハの全てに該当すること イ) 橋梁点検技術者及びこれに準ずる技術資格の認定を受けていること。 ロ) 所定の専門特修講座を修了していること。 ハ) 橋梁点検に関する業務実績が3年以上あること。又は、道路管理者(橋梁担当)としての実務経験が3年以上あること。
教育方法	講習会の事前学習として、所定のeラーニングコースを受講する。 講習会は、eラーニングで修得した知識の定着・深化と橋梁診断に関する技能の修得のため、体験型学習やグループワーク等のアクティブラーニングの形式で実施する。 講習会カリキュラム修了後に学修到達確認試験を実施し、合格基準を満たした者は「橋梁診断技術者」として認定する。
カリキュラム(教育内容)	 
学修時間	eラーニング(事前学習): 学修期間 講習会前2週間、所要時間 約13時間 / 講習会: 約13時間(2日間)
修了要件	所定のeラーニングコースを受講・修了すること。及び、講習会の全時間に出席しカリキュラムを全て修了すること。
到達度評価	講習会の最後に、修得を目指す知識及び技能(到達目標)に対する学修到達チェックを実施する。 eラーニングコースと講習会カリキュラムを修了した者には、学修歴証明を発行する。

講座名称	e+iMec講習会【施工技術と施工管理】(専門特修講座) ※本講座は橋梁診断技術者認定講座の事前受講講座に指定されている。
開催日程	eラーニング(2週間)+講習会(1日間) / 年間2回程度開催
修得を目指す知識及び技能(到達目標)	- 道路橋の施工技術と施工管理に関する専門的な知識及び技能として、以下の取得を目指す。 - コンクリート構造物における初期欠陥排除と耐久性確保に関する施工技術と施工管理に必要な知識及び技能を修得する。 - 鋼構造物における溶接施工技術と施工管理に必要な知識及び技能を修得する。
受講資格	特になし。 但し、橋梁点検に関する基礎的な知識及び技能(準橋梁点検技術者の技術レベル相当)を修得していることが望ましい。
教育方法	講習会の事前学習として、所定のeラーニングコースを受講する。 講習会は、eラーニングで修得した知識の定着・深化、及び、施工技術と施工管理に関する技能の修得のため、体験型学習やグループワーク等のアクティブラーニングの形式で実施する。
カリキュラム(教育内容)	 
学修時間	eラーニング(事前学習): 学修期間 講習会前2週間、所要時間 約13時間 / 講習会: 約7時間(1日間)
修了要件	所定のeラーニングコースを受講・修了すること。及び、講習会の全時間に出席しカリキュラムを全て修了すること。
到達度評価	講習会の最後に、修得を目指す知識及び技能(到達目標)に対する学修到達チェックを実施する。 eラーニングコースと講習会カリキュラムを修了した者には、学修歴証明を発行する。

講座名称	e+iMec講習会【橋梁長寿命化対策】(専門特修講座) ※本講座は橋梁診断技術者認定講座の事前受講講座に指定されている。
開催日程	eラーニング(2週間)+講習会(2日間) / 年間2回程度開催
修得を目指す知識及び技能(到達目標)	- 橋梁長寿命化対策に関する専門的な知識及び技能として、以下の修得を目指す。 - 橋梁の耐震及び防水等の現状把握、健全度の評価、将来予測、維持補修の策定に必要な知識及び技能を修得する。 - 道路橋の補修・補強の実施(計画～設計～施工)に必要な知識及び技能を修得する。
受講資格	特になし。 但し、橋梁点検に関する基礎的な知識及び技能(準橋梁点検技術者の技術レベル相当)を修得していることが望ましい。
教育方法	講習会の事前学習として、所定のeラーニングコースを受講する。 講習会は、eラーニングで修得した知識の定着・深化と橋梁長寿命化対策に関する技能の修得のため、体験型学習やグループワーク等のアクティブラーニングの形式で実施する。
カリキュラム(教育内容)	 
学修時間	eラーニング(事前学習): 学修期間 講習会前2週間、所要時間 約13時間 / 講習会: 約13時間(2日間)
修了要件	所定のeラーニングコースを受講・修了すること。及び、講習会の全時間に出席しカリキュラムを全て修了すること。
到達度評価	講習会の最後に、修得を目指す知識及び技能(到達目標)に対する学修到達チェックを実施する。 eラーニングコースと講習会カリキュラムを修了した者には、学修歴証明を発行する。

講座名称	e+iMec講習会【建設ICT】(専門特修講座) ※本講座は橋梁診断技術者認定講座の事前受講講座に指定されている。
開催日程	eラーニング(2週間)+講習会(1日間) / 年間2回程度開催
修得を目指す知識及び技能(到達目標)	- 建設ICTに関する基礎知識と、橋梁メンテナンス業務でICTを活用するために必要な知識及び技能として、以下の修得を目指す。 - 建設ICT(AI, IoT, ICT等)に関する基礎知識を修得する。 - 橋梁メンテナンス分野における新技術に関する知識及び技能を修得する。 - データ活用型インフラメンテナンス(インフラメンテナンス2.0)に対応するために必要な知識及び技能を修得する。
受講資格	特になし。
教育方法	講習会の事前学習として、所定のeラーニングコースを受講する。 講習会は、eラーニングで修得した知識の定着・深化、及び、建設ICTを活用した新技術等に関する技能の修得のため、体験型学習やグループワーク等のアクティブラーニングの形式で実施する。
カリキュラム(教育内容)	 
学修時間	eラーニング(事前学習): 学修期間 講習会前2週間、所要時間 約13時間 / 講習会: 約7時間(1日間)
修了要件	所定のeラーニングコースを受講・修了すること。及び、講習会の全時間に出席しカリキュラムを全て修了すること。
到達度評価	講習会の最後に、修得を目指す知識及び技能(到達目標)に対する学修到達チェックを実施する。 eラーニングコースと講習会カリキュラムを修了した者には、学修歴証明を発行する。

3.3 本年度の教育プログラム開発の実施

本年度は、橋梁診断技術者養成課程を構成する専門特修講座の一つである【構造物の詳細調査】を開発対象とし、e + i Mec 講習会カリキュラムの構築と教育コンテンツの開発を実施した。開発では、既存のe + i Mec 講習会【鋼構造物の非破壊検査】の内容に、鋼構造物の目視調査とコンクリート構造物の詳細調査の内容を追加し、新たなe + i Mec 講習会【構造物の詳細調査】として講座全体を再編成した。e + i Mec 講習会【構造物の詳細調査】カリキュラムを図4に示す。

e-learning 講座名		iMec講習会【構造物の詳細調査】				
	時限	時間	(分)	講座名	内容	日
		9:00 - 9:30	(30)	講習会ガイダンス	スケジュール, 受講者交流, 事前学修のチェックテスト	1日目
鋼構造物の劣化と点検の着目点	1	9:30 - 11:00	(90)	鋼構造物の劣化と点検の着目点		
	2	11:10 - 12:00	(50)	疲労亀裂の観察, 点検実習		
鋼構造物の詳細調査	3	13:00 - 14:30	(90)	鋼構造物の詳細調査	PT, MT RT, ET(膜厚計), UT, TT	
	4	14:40 - 15:30	(50)	鋼構造物の非破壊検査実習	PT, MT	
	5	15:30 - 16:20	(50)	鋼構造物の非破壊検査実習	RT, ET(膜厚計), UT, TT	
コンクリート構造物の詳細調査の目的と必要性	6	16:30 - 17:00	(30)	非破壊検査の業務依頼		
	7	17:00 - 17:15	(15)	まとめ(1日目: 鋼構造物)	質疑応答	2日目
コンクリート構造物の詳細調査が必要な変状の着目点	8	9:00 - 10:10	(70)	コンクリート構造物の詳細調査の目的と必要性	鋼構造物とコンクリート構造物の違い 微破壊調査と非破壊調査の解説	
コンクリート構造物の詳細調査	9	10:20 - 12:00	(100)	コンクリート構造物の変状の着目点と観察	変状の着目点と発生部位の解説 詳細調査が必要な実部材の観察	
	10	13:00 - 14:00	(60)	コンクリート構造物の詳細調査	詳細調査手法の特徴と適用等	
	11	14:00 - 15:50	(110)	コンクリート構造物の詳細調査実習	汎用的な詳細調査手法の実習	
《凡例》	12	16:00 - 16:15	(15)	まとめ(2日目: コンクリート構造物)	質疑応答, アンケート	
e-learning講座単位	13	16:15 - 16:50	(35)	学修到達度確認試験	問題数20問, 回答時間30分	
座学(講義)		16:50 - 17:00	(10)	修了式		
体験型学修						

図4 e + i Mec 講習会【構造物の詳細調査】カリキュラム

3.4 開発教育プログラムの実証講座の開催

e + i Mec 講習会【構造物の詳細調査】の実証講座については、京都府北部社会基盤メンテナンス推進協議会（会長：舞鶴工業高等専門学校建設システム工学科教授 玉田和也）の協力を得て受講者を募集し、当初、令和2年3月17日～18日に開催することで進めたが、新型コロナウイルス感染拡大の影響により開催日程を延期し、令和2年6月に実施する予定である。

4. 研究成果

4.1 開発教育プログラムの概要

本講座では、現場で橋梁点検に携わる技術者が時間・場所を選ばず必要な時に必要な知識を学修できる環境として、図5に示すクラウド上にオンデマンド型自己学修支援システムによりeラーニング講座を提供することとした。eラーニングの受講画面例を図6に示す。受講者は、講習会までの事前学修として所定のeラーニング講座を受講して必要な知識の修得に取組み、講習会では、実習・演習を中心としたアクティブ・ラーニングにより、eラーニングで修得した知識の定着・深化

と鋼及びコンクリート構造物の詳細調査に関する技能の修得を目指す。なお、図 5 に示すとおり、eラーニング講座は講習会終了後の継続学修として、受講者が常時アクセス可能な状態を保持することで、受講者に対する継続的なリカレント教育を支援する仕組みとする。

e + i Mec 講習会【構造物の詳細調査】のシラバスを表 2 に、教育コンテンツ一覧を表 3 に示す。開発した専門特修講座の修了要件として、所定の eラーニング講座を受講・修了すること、及び、講習会の全時限に出席しカリキュラムを全て修了することを定めている。なお、eラーニング講座は、チェックテスト（10 問/講座×5 講座＝50 問）全問正解で事前学修の修了証を発行する。2 日間の講習会の最後には、修得を目指す知識及び技能（到達目標）に対する学修到達度確認試験（問題数 20 問、回答時間 30 分）を実施する。



図 5 オンデマンド型自己学修支援システム

きず視認の特徴

浸透探傷試験 PT: Penetrant Testing	きず(割れ)から探傷液が滲み出て見えやすくさせる	表面
磁気探傷試験 MT: Magnetic Particle Testing	きずの周りに生じた漏えい磁束で集まった磁粉で見えやすくさせる	表面
超音波探傷試験 UT: Ultrasonic Testing	きずで反射された超音波を受信して表示画面に見せる	内部
渦流探傷試験 ET: Eddy Current Testing	きずがあると渦電流に違いが生じていることを検出して表示画面に見せる	表面
赤外線サーモグラフィ試験 TT: Infrared Thermographic Testing	きず部と周りとの赤外線放射エネルギーが異なることをモニターで見せる	表面
放射線透過試験 RT: Radiographic Testing	きずである異物(空洞等)との放射線透過度合いの差がフィルムに写る	内部

舞鶴工業高等専門学校
社会基盤メンテナンス教育センター

橋梁の疲労と点検の着目点チェックテスト 解説

問9 図に示す溶接継手の疲労等級の正しい組み合わせを選択してください。



- 1) アーD(100) , イーC(125)
- 2) アーE(80) , イーD(100)
- 3) アーF(65) , イーE(80)
- 4) アーG(50) , イーF(65)

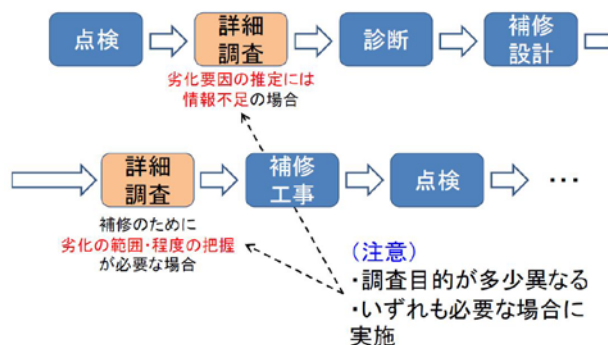
【解説】

正解は2).

問題に示す溶接継手は次ページ表のように分類されます。

詳細調査とは

○メンテナンスサイクル上の位置付け



3. コンクリート構造物の詳細調査が必要な変状の着目点チェックテスト解説

問8: 下表に示すコンクリート構造物の変状写真と劣化機構との関係について、最も不適当な組み合わせを解答番号(1)～(4)より1つ選択してください。

番号	(1)	(2)	(3)	(4)
変状	コンクリート壁面の亀甲状のひび割れ	壁高欄の鉄筋に沿ったひび割れ	床版内部の水平ひび割れ	主桁の激しい腐食による剥離・鉄筋露出
写真				
劣化機構	アルカリシリカ反応	中性化	凍害	塩害

【解説】正解は(3)。解答番号(3)の変状は、疲労によるものである。

【出題趣旨】変状の特徴と劣化機構に関する理解を問う。

※基礎編「コンクリート構造物の損傷」CT参照

図 6 eラーニング講座（上段）及びチェックテスト（下段）の受講画面例

表2 e + i M e c 講習会【構造物の詳細調査】シラバス

講 座 名 称	e + i M e c 講習会【構造物の詳細調査】（専門特修講座） ※本講座は橋梁診断技術者認定講座の事前受講講座に指定予定。
開 催 日 程	e ラーニング（2 週間）＋講習会（2 日間）
修得を目指す知識及び技能（到達目標）	構造物の詳細調査に関する専門的な知識及び技能として、以下の修得を目指す。 ・変状に応じた詳細調査手法の選択と、詳細調査結果に基づく損傷評価や措置の必要性の判断に必要な知識を修得する。 ・鋼構造物の汎用的な非破壊検査について、実施に必要な知識及び技能を修得する。 ・コンクリート構造物の汎用的な微破壊調査、非破壊調査について、実施に必要な知識及び技能を修得する。
受 講 資 格	特になし。但し、橋梁点検に関する基礎的な知識及び技能（准橋梁点検技術者の技術レベル相当）を修得していることが望ましい。
教 育 方 法	講習会の事前学修として、所定の e ラーニングコースを受講する。 講習会は、e ラーニングで修得した知識の定着・深化と詳細調査に関する技能の修得のため、体験型学修や実習等のアクティブ・ラーニングの形式で実施する。
学 修 時 間	e ラーニング（事前学修）：学修期間：講習会前の 2 週間、 所要時間：約 6 時間 / 講習会：約 14 時間（2 日間）
修 了 要 件	所定の e ラーニングコースを受講・修了すること、及び、講習会の全時限に出席しカリキュラムを全て修了すること。
到 達 度 評 価	講習会の最後に、修得を目指す知識及び技能（到達目標）に対する学修到達度チェックを実施する。

表3 e + i M e c 講習会【構造物の詳細調査】教育コンテンツ一覧

教育コンテンツ	数量
1. カリキュラム	一式
2. e ラーニング教材	
2-1. 鋼構造物の詳細調査	
01_鋼構造物の劣化と点検の着目点	学修時間 1.5 時間 チェックテスト 10 問
02_鋼構造物の詳細調査	学修時間 1.5 時間 チェックテスト 10 問
2-2. コンクリート構造物の詳細調査	
01_コンクリート構造物の詳細調査の目的と必要性	学修時間 1 時間 チェックテスト 10 問
02_コンクリート構造物の詳細調査が必要な変状の着目点	学修時間 1 時間 チェックテスト 10 問
03_コンクリート構造物の詳細調査	学修時間 1 時間 チェックテスト 10 問
3. 講習会テキスト	一式
4. 講習会スライド	一式
5. 講習会演習教材	
5-1. 鋼構造物の非破壊検査実習	
浸透探傷試験（P T）、磁気探傷試験（M T）、超音波探傷試験（U T）、過流探傷試験（E T（膜厚計））、赤外線サーモグラフィ試験（T T）、放射線透過試験（R T）	一式 （6 手法）
5-2. コンクリート構造物の変状の着目点と観察	一式
5-3. コンクリート構造物の詳細調査実習	
コア採取、はつり、ドリル削孔、テストハンマ強度、電磁波レーダー法、赤外線法、打音法、超音波法、表面吸水試験	一式 （9 手法）
6. 学修到達度確認試験	20 問

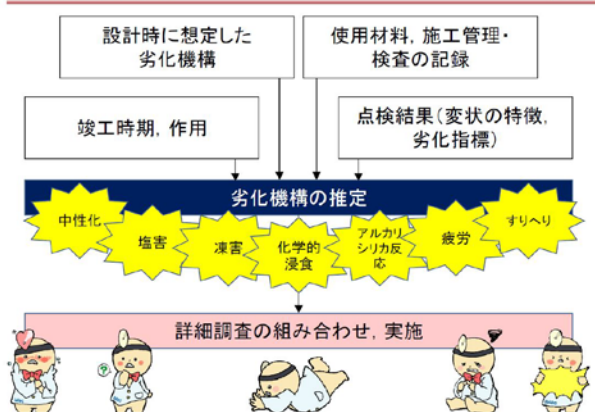
4.2 アクティブ・ラーニング（講習会）の概要

舞鶴工業高等専門学校社会基盤メンテナンス教育センター（iMeC）を会場に実施する講習会は、eラーニングによる事前学修を前提に大幅にアクティブ化し、実物劣化モデルを用いた鋼構造物、及び、コンクリート構造物の汎用的な詳細調査の実習・演習を、2日間の短期間で学修する構成とした。

コンクリート構造物に関する演習では、図7に示す変状の着目点と観察演習の後、図8に示す詳細調査実習を行う構成とした。これにより、受講生は、詳細調査の知識及び技能だけでなく、構造物の状況に応じて詳細調査方法を効果的にコーディネートすることを学修できる。これは、橋梁診断につながる実務において特に求められる能力である。

劣化機構の推定の概念

iMeC



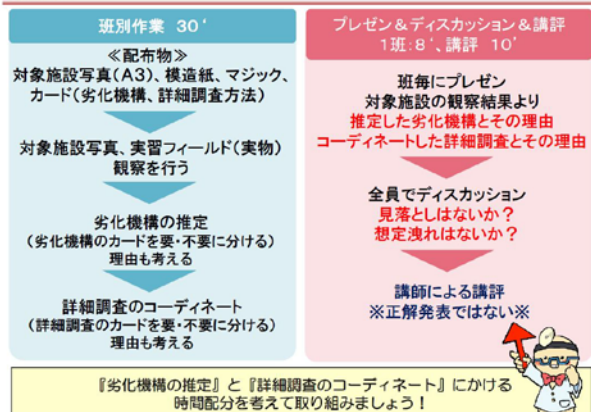
コンクリート構造物の変状の着目点と観察：教材①

iMeC



演習概要

iMeC



コンクリート構造物の変状の着目点と観察：教材②

iMeC



図7 演習：コンクリート構造物の変状の着目点と観察

タイムスケジュール

iMeC

時間	実習内容	主な供試体
14:00～14:05	実習概要説明	
14:05～14:20	微破壊調査 (コア採取、はつり調査、ドリル削孔)	
14:20～14:35	鉄筋探査 (電磁波レーダー法)	
14:35～14:45	～休憩～	
14:45～15:00	強度推定 (コンクリートハンマによる反発度測定)	 
15:00～15:15	赤外線法	
15:15～15:30	超音波法	
15:30～15:50	表面吸水試験	

詳細調査機器は大切に扱いましょう！
万が一落とした場合は、すぐに報告してください。

詳細調査機器は大切に扱きましょう！
万が一落とした場合は、すぐに報告してください。

詳細調査実習で学修したこと

iMeC

実習内容	学修したこと
微破壊調査（コア採取、はつり調査、ドリル削孔）	コア採取、はつり調査、ドリル削孔の現地作業の実際を学修した
鉄筋探査（電磁波レーダー法）	含水率や表面の湿潤状態により探査結果（精度）は変わること学修した
強度推定（コンクリートハンマによる反発度測定）	対象施設の部材厚、打設位置により反発度は変わること学修した
赤外線法	測定面の方角（日射）、向き（側面、桁下面など）に大きく影響されることを学修した
超音波法	表層の品質に大きく影響されること、その他eラーニングと座学で学修した原理の確認のため、実際に詳細調査機器を用いて演習を行った。
表面吸水試験	

調査結果を鵜呑みにせず、詳細調査機器や詳細調査の限界を知り、正しく活用すること

図8 演習：コンクリート構造物の詳細調査実習

5. まとめ

本研究では、橋梁点検技術者育成課程（【導入編（橋梁点検）】，【基礎編（橋梁点検）】，【応用編（橋梁点検）】）の上位プログラムとして、橋梁診断技術者育成課程を新設するため、約3ヵ年で新たに4つの専門特修講座（【橋梁長寿命化対策】，【構造物の詳細調査】，【施工技術と施工管理】，【建設ICT】）と【橋梁診断技術者認定講座】を開発し、実証講座による検証を行う。初年度にあたる本年度は、橋梁診断技術者育成課程と各講座のシラバスイメージについて技術審査を実施するとともに、専門特修講座【構造物の詳細調査】のe + i M e c 講習会のカリキュラムを構築し、教育コンテンツの開発を実施した。開発した教材を以下に示す。

- ・ e ラーニング講座 所要時間約 6 時間
 - 「鋼構造物の劣化と点検の着目点」
 - 「鋼構造物の詳細調査」
 - 「コンクリート構造物の詳細調査の目的と必要性」
 - 「コンクリート構造物の詳細調査が必要な変状の着目点」
 - 「コンクリート構造物の詳細調査」
- ・ e ラーニングチェックテスト 10 問×5 講座（合格基準：全問正解）
- ・ 講習会テキスト，講習会スライド，講習会演習教材
- ・ 学修到達度確認試験 問題数 20 問，回答時間 30 分

今後は、新型コロナウイルス感染拡大の影響から開催日程を延期した e + i M e c 講習会【構造物の詳細調査】の実証講座を実施（令和2年6月予定）し、カリキュラム及び教育コンテンツの検証と課題抽出、改善に取り組む。正式に開講した後は、年1～2回を目途に i M e c において講習会を開催予定である。また、橋梁診断技術者育成課程を構成する他の講座についても、令和2年度に開発に着手し、実証講座の開催を経て、順次、正式開講する。令和3年度には、新規技術資格『橋梁診断技術者』を創設し、橋梁メンテナンス技術者のリカレント教育による学びとキャリア向上の好循環に繋げるリカレント教育プログラム体系を構築したいと考えている。

本研究成果を活用し、i M e c で地元の技術者の育成を行う他、『KOSEN 型産学共同インフラメンテナンス人材育成システムの構築』の取組として、連携4高専（福島，長岡，福井，香川），及び、放送大学と連携し、インフラメンテナンス技術者育成の取組を全国の高専へ展開する予定である。

- <参考情報> ・ iMec ホームページ：<https://www.maizuru-ct.ac.jp/imec/>
 ・ KOSEN-REIM ホームページ：<https://www.maizuru-ct.ac.jp/kosen-reim/>

謝辞

（一社）近畿建設協会研究助成により、建設技術者のためのリカレント教育推進に係る教育プログラム開発の貴重な機会をいただきました。本研究の実施に当たり、京都府北部社会基盤メンテナンス推進協議会及び社会基盤メンテナンス技術レベル検討委員会の委員各位，委員所属機関＜（国研）土木研究所，国土交通省近畿地方整備局道路部，京都府中丹広域振興局，京都府丹後広域振興局，福知山市，舞鶴市，綾部市，宮津市，京丹後市，与謝野町，伊根町，（一財）京都技術サポートセンター，（一社）プレストレスト・コンクリート建設業協会関西支部，（一社）日本橋梁建設協会，（一社）建設コンサルタンツ協会近畿支部＞にご協力を賜りました。神鋼検査サービス株式会社の佐々木昇氏と i M e c の掛園恵特命助教には、教育プログラム開発にあたり惜しみない技術協力を賜りました。i M e c スタッフの皆様には、e ラーニングコンテンツ化作業にあたり多大な尽力を賜りました。

地下街の避難誘導に資する避難シミュレーションモデルの開発

大阪工業大学工学部 准教授 山口行一

1. はじめに

地下街は、大規模化・複合化が進み、買い物や乗り換えなど不特定多数の来街者に利用されている。近年、地下街では、そうした都市機能を適切に確保していくと同時に、大規模地震などへの防災・減災対策を早期に進めることが必要となっている¹⁾。避難上の問題点を特定あるいは改善するためには、事前に災害発生時の来街者の避難行動を予測する必要がある、避難行動シミュレーションはその有効な予測手法となっている。

発災時の避難者はそれぞれが独立した個体であり、異なる行動特性を持っていて、複数の避難者の様々な行動特性が相互に影響を及ぼし合いながら、群衆全体の避難が構成されていると考えられる。このため、避難行動シミュレーションには、個人の行動を考慮し、避難者の相互作用から全体の避難状況を表せるモデルが必要で、数理モデルやヴァーチャルリアリティを用いた避難シミュレータでは困難と言われている。このような現象に対して、各個体をエージェントとして捉え、個々のエージェントにルールを与え、システム全体の現象を捉えようとする手法にマルチエージェントシステム（以降、MAS）がある。

MAS を用いた研究は、オフィスビルなどの建築物や市域全体を対象として、避難者が避難開始時に避難先との最短避難経路を既知として合理的な行動をとることを前提にしている研究が多い。しかし、外出先である地下街などで多くの来街者が被災した場合、最寄りの避難施設や最短避難経路を認知できないといった混乱が発生するが、この点に着目した避難シミュレーションに関する研究は蓄積が少ない。

そこで本研究では、地下街での避難者が最寄りの避難施設や最短避難経路を認知できないことを表現して、避難先選択意識の異なるモデルを比較し、群衆避難に与える影響を明らかにすることを目的とする。

本稿では、まず避難意識を考慮した避難行動シミュレーションモデルの構築を行う。次に、「避難先選択意識」と「避難先の対応」の異なる 4 つのシミュレーションパターンを設定する。そして、シミュレーションを行い、避難者の避難意識が群衆避難に与える影響を分析し、避難完了時間や混雑する出口などを明らかにする。最後に、初動時の避難先として「最寄りのビル」と「知っているビル」を目指す割合を設定してシミュレーションを行い、避難完了時間を明らかにする。

2. 対象地域

対象地域は、図-1 に示す大阪梅田地下街とする。対象地域には、54 棟の接続ビル²⁾が存在するが、避難シミュレーションには、オフィスなどを除いた商業施設 40 棟¹⁾（津波避難ビル²⁾ 3 棟を含む）を用いる。南海トラフ巨大地震が発生した際、発災から約 1 時間 50 分後に、大阪市沿岸部へ津波が到達し、対象地域は最大 1.9m の浸水が予想されている³⁾。

3. 避難行動シミュレーションモデルの構築

(1) シミュレーションモデルの構成

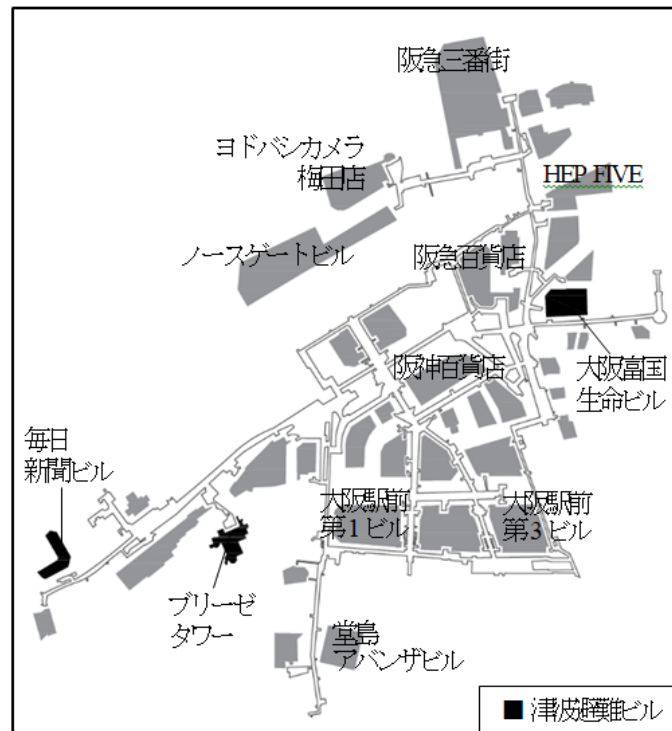


図-1 対象地域

本研究では、発災時に地下街にいた来街者が避難先を決め、地上や地下の経路を選択し避難するシミュレーションモデルを、(株)構造計画研究所が作成した MAS のプラットフォーム「artisoc4.2」を用いて構築する。本研究では、空間表現形式として、「セル空間表現」を用いる。セル空間表現とは、二次元空間をグリッドに分割した、ある一つのセルにエージェントが位置するとし、そのセルから別のセルに位置を移すことで行動を表現する形式である⁴⁾。このため、地下街をグリッドに分割し、すべての出口に対して、各出口からの距離（以降、ポテンシャル値）をセルに格納した「ポテンシャルマップ」を作成している。ポテンシャルマップは、出口セルを「0」としてそこから離れれば離れるほど大きな数字がセルに格納される。発生したエージェントは、全出口のポテンシャルマップを読み取り、全ポテンシャルマップの中から、エージェントが現在いる地点において最もポテンシャル値の小さいポテンシャルマップを見つけ出し、そのマップを用いて避難先に向けてポテンシャル値の小さいセルを選択しながら移動する。地下街の通路にいた全ての避難者が地下街からいなくなれば避難完了である。

(2) シミュレーションの比較パターン

避難完了時間は、避難者が選択する避難先や、避難先での受け入れ可否といった対応に影響を受けるため、表-1 に示す 4 つの異なるパターンを設定しシミュレーションを行った。避難者が最寄りのビルを目指して避難を開始し、全接続ビルが避難者を受け入れるパターン 1 と、津波避難ビル（3 棟）以外の接続ビルではビル内にいる人を外に避難させるため地下街の避難者を受け入れないパターン 2 のほか、避難者が自分が知っているビルに避難しようとして避難を開始し、その知っているビルが避難者を受け入れるパターン 3 と、津波避難ビル（3 棟）以外の知っているビルでは受け入れないパターン 4 とした。なお、出口の混雑や収容人数超過により避難先を変更する場合は、全パターンにおいて最寄りの地上への階段または接続ビルを避難先とする。すべてのパターンにおいて地上への階段では地上での混雑を考慮して、3 種類の階段歩行速度パターン（① 0.6m/s、② 0.3m/s、

表-1 比較パターンの概要

		パターン 1	パターン 2	パターン 3	パターン 4
避難先選択意識		最寄りのビル (40 棟)	最寄りのビル (40 棟)	知っているビル (13 棟)	知っているビル (13 棟)
避難先の対応		全接続ビル (40 棟) 受け入れ	津波避難ビル (3 棟) 以 外の接続ビルでは 受け入れない	全接続ビル (40 棟) 受け入れ	津波避難ビル (3 棟) 以外の接続ビルでは 受け入れない
避難先への 移動経路	いちはやく 地上に出て避難	77.6%			
	地下のみで避難	22.4%			
避難先変更後の避難先		地上への階段 または 最寄りのビル (40 棟)			
地上への階段での歩行速度		① 0.6m/s ② 0.3m/s ③ 0.15m/s			

③ 0.15m/s) を設定して比較を行う。なお、比較は各パターン階段歩行速度別に 10 回ずつシミュレーション (図-2 参照) を実行した結果の平均値を用いて行う。

(3) ルールの設定

1 セルを 1.2m×1.2m と定義して、避難者は自身を中心としたムーア近傍の 8 セルの中から、ポテンシャル値の低いセルを選択し移動する。ただし、進行方向のセルに別のエージェントが存在する場合は、他のポテンシャル値の低いセルに移動するか、その場に立ち止まることになる。なお、選択したセル (エージェントの存在しないセル) が、他のエージェントが選択したセルと同じになった場合のみ、1 セルに複数のエージェントが存在することとなる。

地上への階段または接続ビルの出口から半径 12m~24m 間の移動に 30 秒以上要した場合、出口が混雑していると判断して、別の地上への階段 または 最寄りの接続ビルに避難先を変更する。出口から 12m 圏内にエージェントが並んだ場合は、接続ビルの収容人数が超過しない限り、避難先を変更することではなく、待ち行列があればその場で並び続ける。

(4) システムの設定

本研究では、避難者数は対象地下空間 (店舗、駅を除く) に存在した 9,760 人 (2018 年 11 月 16 日(金)18:00 時点の当研究室で調査したデータ) とし、対象地域内にランダムに発生させる。出口数は地上への階段が 146 ヶ所と接続ビルへの出口が 100 ヶ所の計 246 ヶ所、歩行速度は階段以外で 1.2 m/s、階段では地上での混雑を考慮して 3 パターン (0.6、0.3、0.15m/s) に変化させて比較する。避難先までの避難経路は、最寄りの出口から地上に出て選択したビルに避難が 77.6%、地下のみの経路で選択したビルに避難が 22.4%とした (2017 年度に当研究室での調査データに基づいて設定)。避難先としての「知っているビル」については、図-3 に示す 13 棟を設定し、各ビルに重みづけ (以降、避難先選択割合) を行った。接続ビルの収容人数は、津波避難ビルの避難可能フロア割合から算出して設定した⁽³⁾。なお、地上からの避難者も考慮して、地下からの収容人数は半分とした。

4. 避難先選択が群衆避難に与える影響分析

(1) 避難完了時間

パターン 1~4 の階段歩行速度別の平均避難完了時間を、表-2 に示す。パターン 1 とパターン 2



図-2 シミュレーションの様子（避難開始直後）

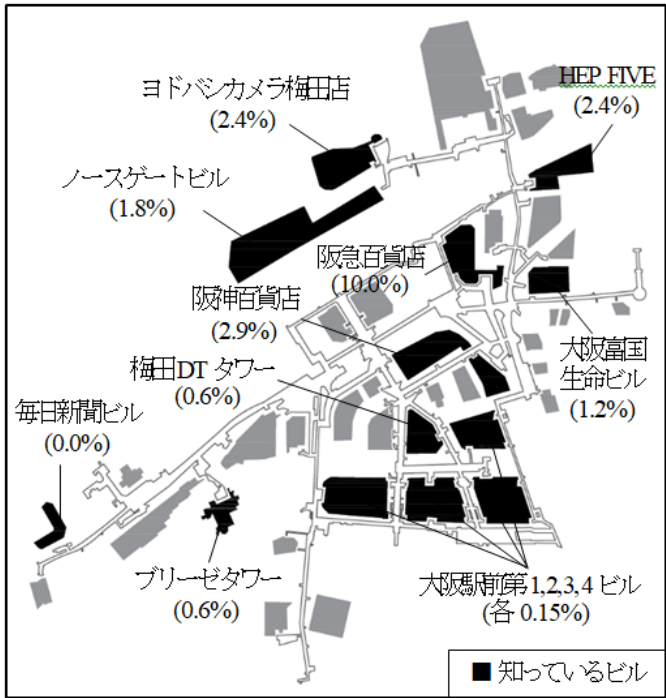
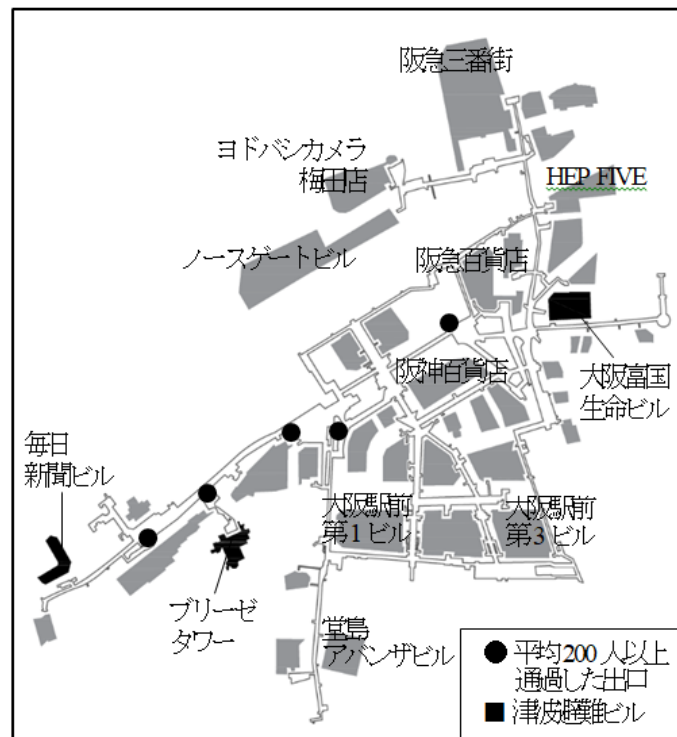


図-3 知っているビルと避難先選択割合

表ー2 平均避難完了時間

	パターン1	パターン2	パターン3	パターン4
階段歩行速度 0.6m/s	10'00"	13'40"	100'38"	95'08"
階段歩行速度 0.3m/s	14'58"	18'57"	70'19"	80'10"
階段歩行速度 0.15m/s	19'37"	24'23"	89'30"	81'23"



図ー4 全パターンにおいて平均 200 人以上通過した出口

は、階段歩行速度が遅くなれば避難完了時間も長くなったが、パターン 3 とパターン 4 は、階段での歩行速度が最も速い 0.6m/s で避難完了時間が最も長くなった。これは、エリア内にランダムに発生させたエージェントが知っているビルに設定されているビルからランダムにビルを選んで避難するため狭い通路で交差する事案が発生し、そこで混雑が発生し解消まで時間がかかっているためである。パターン 1、2 とパターン 3、4 の避難先選択意識の違いによる比較では、平均避難完了時間に約 70 分もの差が生じた。よって、避難先選択意識の違いが避難完了時間に影響を与えるといえる。

(2) 混雑する出口

地上への階段と接続ビルが出口として選択されるが、「接続ビルで受け入れる（パターン 1、3）」と「津波避難ビル以外の接続ビルでは受け入れない（パターン 2、4）」を比べると、後者の方が平均 200 人以上通過した地上への階段の数も多くなった。また、パターン 3 のみ平均 200 人以上通過した接続ビルへの出口が 2 カ所あった。この出口は、知っているビル（13 棟）に指定した「阪急百貨店」と「HEP FIVE」への出口であり、阪急百貨店は避難先選択割合の高さ、HEP FIVE は地下街に接続する出口数の少なさが原因で発生していた。

参考として、全てのパターンで平均 200 人以上通過した出口は 5 ヶ所を図ー4 に示す。特に西側は

表-3 パターンの概要

	パターン5	パターン6
避難先 選択意識	最寄りのビル (40 棟) : 53% 知っているビル (13 棟) : 47%	
避難先 の対応	全接続ビル (40 棟) 受け入れ	津波避難ビル (3 棟) 以外の 接続ビルでは受け入れない

地上への出口が比較的少ないため避難者が集中したと考えられる。

(3) 接続ビルへの避難者数

パターン 1 では、全ての階段歩行速度において平均避難者数が最も多いのが、阪神百貨店、次いで、大阪駅前第 3 ビル、サウスゲートビルとなった。これは、阪神百貨店は 12 ヶ所、サウスゲートビルは 17 ヶ所の出口で地下街と多く接しているため、大阪駅前第 3 ビルは通路幅の広い地下街と接しているためだと考えられる。5 番目は、阪急百貨店が多くなった。

パターン 3 では、全ての階段歩行速度における平均避難者数が多い順に、阪急百貨店、次いで、阪神百貨店、ヨドバシカメラ梅田店となった。これは、避難先選択割合の上位 3 棟である。

パターン 2、4 では、津波避難ビル以外の接続ビルは受け入れないため、津波避難ビルのみに避難者が集中した。

避難者数には、各接続ビルが地下街と接している出口の数や地下街の通路幅、避難先選択割合が影響していることがわかった。避難先選択意識が「最寄り」「知っている」どちらの場合でも避難者数が増えるのは、阪急百貨店と阪神百貨店となった。これは、この 2 つのビルが地下街と接している出口の数が多く、地下街の通路幅も広く、知名度が高いことが考えられる。また、この 2 つのビルは、鉄道駅とも隣接しており鉄道駅からの避難者を考慮すると更なる混雑が予想される。

なお、全てのパターンにおいて、収容人数を超えた接続ビルは存在しなかった。

5. 避難先選択割合を考慮した避難行動分析

(1) 設定条件

本研究室の過去の調査で得られた結果をもとに、初動時の避難先として「最寄りのビル」を目指す割合を 53%、「知っているビル」を目指す割合を 47%としてシミュレーションを行う。パターンの概要を、表-3 に示す。避難先の対応として「全接続ビル (40 棟) が受け入れ」であるパターン 5 と、「津波避難ビル (3 棟) 以外の接続ビルでは受け入れない」であるパターン 6 の 2 パターンとする。避難先選択割合以外の条件、例えば、同じ避難先でも、いちはやく地上に出て避難する経路を選択する割合と地下だけの経路で避難する割合などの設定は、4 章と同様とする。

(2) 避難完了時間

パターン 5 と 6 の階段歩行速度別の平均避難完了時間を表-4 に示す。パターン 5 では、各階段歩行速度における平均避難完了時間は、0.6m/s で 23 分 12 秒、0.3m/s で 23 分 34 秒、0.15m/s で 25 分 39 秒となった。最寄りのビルに全員が避難するパターン 1 と比べて 6 分から 15 分程度長くなっている。パターン 6 では、各階段歩行速度における平均避難完了時間は、0.6m/s で 24 分 21 秒、0.3m/s で 25 分 52 秒、0.15m/s で 26 分 56 秒となった。パターン 2 と比べると、3 分から 10 分程度長くなっていることがわかった。パターン 1 やパターン 2 に比べると、階段の歩行速度の影響や避難先の対応の違いが避難完了時間に与える影響は小さくなっている。今回のモデルは地下街に存在する避難者のみを対象としているため、商業施設や駅などからの避難者を考慮した場合は、出口前での避難先

表-4 平均避難完了時間

	パターン5	パターン6
階段歩行速度 0.6 m/s	23'12"	24'21"
階段歩行速度 0.3 m/s	23'34"	25'52"
階段歩行速度 0.15 m/s	25'39"	26'56"

変更の際に衝突などが今回よりも多く発生し、避難完了時間への影響が大きくなる可能性がある。

(3) 出口の混雑状況

パターン 5 で平均 200 人以上通過した地上への階段は、図-4 に示した 5 ヶ所であった。平均 200 人以上通過した接続ビルへの出口は、HEP FIVE への出口のみであり、出口が 1 ヶ所しかないので避難者が集中したと考えられる。パターン 6 で平均 200 人以上通過した地上への階段は、最大 9 ヶ所となった。パターン 5 と比べると、200 人以上通過した階段は、知っているビルの最寄りの階段が多い。このため、特定の出口や知名度の高いビル周辺の出口に人が集中し混雑が発生する可能性があることから、地下街と接続ビルが連携して適切に避難誘導を行う必要があると思われる。

(4) 接続ビルへの避難者数

パターン 5 では、全ての階段歩行速度において平均避難者数が最も多いのは、ヨドバシカメラ梅田店 (249 人)、次いで、HEP FIVE (222 人)、阪神百貨店 (204 人) となった。パターン 6 では、全ての階段歩行速度における平均避難者数が最も多いのは、大阪富国生命ビル (165 人)、次いで、グリーンゼタワー (50 人)、毎日新聞ビル (14 人) となった。また、両パターンにおいて、収容人数を超えた接続ビルは存在しなかった。

接続ビルへの避難者数は、各接続ビルが地下街と接している出口の数や地下街の通路幅、避難先選択割合が影響していることがわかった。

6. おわりに

本研究は、地下街にいる避難者が最寄りの避難施設や最短避難経路を認知できない影響を検討するため、まず避難先選択意識と避難先の対応の異なる 4 パターンを比較し、群衆避難に与える影響を明らかにした。以下にその結果を示す。

- ・最寄りのビルに避難するか、知っているビルに避難するかといった「避難先選択意識」の違いによる比較では、平均避難完了時間に約 70 分もの差が生じた。避難先選択意識の違いが避難完了時間に大きな影響を与えることが明らかになった。
- ・「避難先の対応」の違いによる比較では、「最寄りのビル」に避難する場合、全接続ビルが避難者を受け入れる方が津波避難ビルのみ受け入れに比べ避難完了時間が短い、「知っているビル」に避難する場合、混雑の発生状況の影響が大きく、避難完了時間が長くなった。また、ばらつきも大きく、明確な示唆は得られなかった。

既往の成果をもとに、初動時の避難先として「最寄りのビル」を目指す割合を 53%、「知っているビル」を目指す割合を 47%と設定してシミュレーションを行った避難完了時間について以下に結果を示す。

- ・各パターンの避難完了時間は、階段歩行速度別 (0.6、0.3、0.15m/s) にそれぞれ、パターン 5 が 23 分 12 秒、23 分 34 秒、25 分 39 秒、パターン 6 が 24 分 21 秒、25 分 52 秒、26 分 56 秒となった。
- ・地上への階段で、平均 200 人以上通過した 5 ヶ所の出口周辺は、地下街の西側にあり地上への出

口が少ないため避難者が集中することがわかった。平均 200 人以上通過した接続ビルへの出口は、HEP FIVE であり、出口が 1 ヶ所しかないため避難者が集中したと考えられる。これらの出口周辺では、特に適切な避難誘導を行わなければ更なる混雑が予想される。

今後の課題として、セルを実際の人体占有面積に近い大きさに変更することや、避難者に商業施設や駅などの利用者や従業員を含めること、避難者をエリアごとの密度に合わせて発生させること、出口前の混雑による避難先変更の目安の解明、artisoc の制約により発生する混雑の解消があげられる。

【補注】

- (1) 対象接続ビルは、「工事中」「オフィス」「ホテル」「病院」「駐車場」を除く 40 棟とする（2018 年 10 月 27 日現在）。
- (2) 津波避難ビルとは、各自治体が定める要件を満たした建築物で、協定を締結した建物である。緊急時に一時避難する場所であり、安全が確認された後には、避難者は自宅や小学校等の収容避難所へ移動する。
- (3) 接続ビルの収容人数は、「①津波避難ビルの地上 2 階以上の階数」の内、「②受け入れに指定している階数」の割合を求め「③平均値」を算出する。次に、その値（③）を「④接続ビルの地上 2 階以上の階数」に乗じて、「⑤推定の受け入れ可能階数」を求める。その値（⑤）に、「⑥1 階あたりの面積」を乗じて受け入れ可能面積を求め、「⑦避難者 1 人あたりの占有面積」で除して「⑧推定受け入れ可能人数」を求める。最後に、地上からの避難者も考慮して、「⑧推定受け入れ可能人数」の 1/2 を「⑨地下からの避難者の推定受入可能人数」とした。ただし、「⑨地下からの避難者の推定受入可能人数」は、小数点以下切り上げとした。

【参考文献】

- 1) 国土交通省「地下街の安心避難対策ガイドライン」2014 年 4 月。
- 2) 大阪市「大規模な地下空間の浸水対策の取り組み」
<https://www.city.osaka.lg.jp/kikikanrishitsu/page/0000259323.html>, 閲覧日 2019.10.16.
- 3) 大阪市地下空間浸水対策協議会「大阪駅周辺地区地下空間浸水対策計画 Ver.1（2016.3）」
<https://www.city.osaka.lg.jp/kikikanrishitsu/page/0000259323.html>, 閲覧日 2019.10.16 .
- 4) 兼田敏之（2010）「artisoc で始める歩行者エージェントシミュレーションー原理・方法論から安全・賑わい空間のデザイン・マネジメントまでー」p.3, 株式会社構造計画研究所.

リサイクル材を最大限活用した高効率熱伝導融雪パネルの開発とその評価

福井大学学術研究院工学系部門

建築建設工学分野

助教 寺崎寛章

1. 研究背景および目的

本研究に関わる無散水融雪パネル(融雪平板)は、コンクリートに埋設した管に温水を通水することで融雪を行う。散水とは異なり、足元を濡らすことなく雪を融かすことが可能なため、福井を初めとする暖地積雪地域の人通りの多い駅前などで多く採用されている。特に地中熱を熱源とするシステム(無散水融雪システム)に融雪平板は用いられ、現在では永平寺大野道路や北近畿豊岡自動車など、冬期のスリップ事故防止のために広く利用されている(図-1を参照)^{1),2)}。この地中熱利用無散水融雪システムはCO₂排出削減効果に優れ、ランニングコストおよびライフサイクルコストは安価である一方、従来のボイラー式や電熱線式融雪システムに比べて、初期コストが高いことが普及の妨げとなっている。

一方、福井県では敦賀火力発電所から排出される副産物であるフライアッシュの利用促進を産官学一体となって取り組んでいる³⁾。それに応えるべく、当該研究室でも県内企業と協力して、早期からフライアッシュの積極的な利用に取り組み研究開発を進めてきた。フライアッシュに関して、例えば佐藤ら⁴⁾はフライアッシュを混和したコンクリートの耐久性の向上と維持管理コストの低減に関して報告しており、福上と水越⁵⁾はフライアッシュを混和することにより、ブリーディング抑制効果が期待できることを示し、仲井ら⁶⁾はフライアッシュを混和することで銅スラグ細骨材の置換率 60%の配合においてもフレッシュ性状を改善できることを示した。しかしながら、フライアッシュを混和した融雪平板の融雪性能および伝熱性能に関する知見が不足しているのが現状である。同様の理由により、フライアッシュ以外の比較的安価なリサイクル材である電気酸化スラグや副産物のアルミ灰を混入した高効率融雪平板の開発も進んでいない。本研究では耐久性などの既往の知見が存在し、地産地消の観点から敦賀火力発電所から排出される副産物であるフライアッシュにとりわけ着目して研究を実施する。

そこで本研究では、

- (1)フライアッシュを混和した融雪平板の基礎的な伝熱特性を調べる、
 - (2)従来の融雪平板と改良した融雪平板を実施工する、
 - (3)冬期に融雪比較実験を行う、
 - (4)融雪モデルを構築するとともに、融雪モデルを用いて改良融雪平板の性能を評価する、
- ことを目的とする。



a) 永平寺大野道路



b) 北近畿豊岡自動車道

図-1 融雪平板の施工事例

2. リサイクル材混和試験体の作製

本研究で対象とする融雪平板は骨材と混和材の組み合わせにより、普通骨材コンクリート(NCo)、フライアッシュ混和骨材コンクリート(FNCo)、珪石骨材コンクリート(SCo)およびフライアッシュ混和珪石骨材コンクリート(FSCo)の合計 4 種類を対象とした。ここで珪石骨材は福井県内で採取される石材であり、例えば、杉村⁷⁾によって普通骨材に比べて熱伝導率が高いことが知られており、融雪効率の向上が期待できる。

リサイクル材をコンクリート材料として利用した高熱伝導パネルの開発を行うために、まず各種配合パターンで試し練りを行って供試体を作製した。詳細は紙面の都合上割愛するが、本試験における配合設計条件は以下のとおりである。

- 1)水セメント比は40%とする。
- 2)フライアッシュはセメント質量の20%(最大置換率)を置換する。
- 3)使用する骨材は福井県産および兵庫県産とする。
- 4)目標空気量は $2.0 \pm 1.0\%$ とする。
- 5)目標スランプフローは $50 \pm 5.0\text{ cm}$ とする。

また使用材料は表-1 に示すとおり福井県産のフライアッシュを使用した。

表-1 使用材料一覧

材料種類	記号	材料名	密度(g/cm ³)	製造業者又は産地
セメント	C	普通ポルトランドセメント	3.16	太平洋セメント(株)
混和材	FA	フライアッシュ	2.21	敦賀セメント(株)
	LS	石灰石微粉末	2.71	
細骨材	S1	砕砂(細)	2.60	福井県産
	S2	砕砂(粗)	2.60	
粗骨材	G1	15 mm 砕石	2.62	福井県産
	G2	20 mm 砕石	2.62	
練混ぜ水	W	水道水	1.00	—

またコンクリートの配合は水セメント比(W/C)=40%、細骨材率(s/a)=45.1%(フライアッシュを混和したものは44.0%)、空気量=2.0%を基準として練混ぜを行った。セメント、フライアッシュ、石灰石微粉末を使用する際には、粗骨材は表乾状態にして使用し、細骨材は表面水率をJIS A 1111により測定して使用した。なお、スランプフロー試験(JIS A 1150)、空気量試験(JIS A 1128)、フレッシュコンクリート温度測定(JIS A 1156)を行い、品質を確認した。

供試体は表-2 に示すように高温・高湿度を維持することで強度発現を促進させる蒸気養生とし、養生後は屋外に静置させた。

表-2 蒸気養生方法

前置(通気前)		昇温		最高温度	保持時間	総養生時間
温度	時間	温度	時間			
30℃	1:00	15℃/h	1:40	55℃	1:30	4:10

3. リサイクル融雪平板の物性値

本研究ではまず作製する融雪平板が所定の強度を有しているかどうかを調べるために、圧縮強度試験を実施した。試験体(φ100×200 mmの円柱)を各3検体ずつ、合計12検体作製し、JIS A 1108:2018「コンクリートの圧縮強度試験方法」⁸⁾に基づいて油圧式圧縮試験機(1000 kN)を用いて試験は行われた。図-2および図-3は圧縮試験の様子と各試験体の圧縮強度(N/mm²)の結果を示す。NCo および FNCο の圧縮強度は珪石骨材を入れることによって 47.0 および 46.6%増加した。これは珪石の骨材強度が高いために圧縮強度が高くなった一方で(SCo>NCo, FSCo>FNCο), 材齢 14 日で試験を行った本試験ではフライアッシュ混和コンクリートの初期強度が低い(強度発現が遅い)ために NCo>FNCο, SCo>FSCο となったと考えられる。なお、フライアッシュの置換率が高くなるにつれて圧縮強度は低下するが、材齢が長くなる場合は普通コンクリートと同等以上の強度が発現することも報告されていることから、融雪平板製作上は問題にはならないと考えられる。



図-2 圧縮強度試験の様子

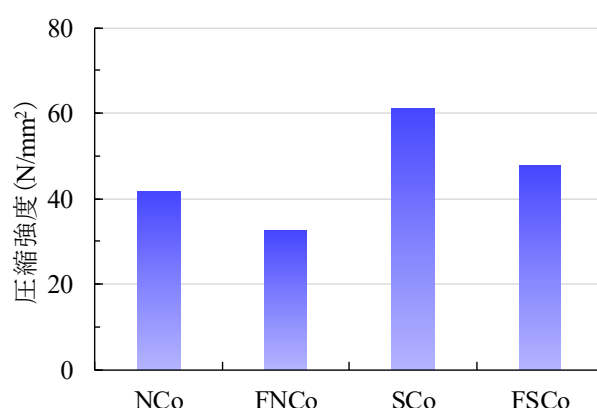


図-3 各試験体の圧縮強度の比較

次に熱伝導率を測定するために、試験体(縦 400×横 100×高さ 100 mm の角柱)を各 3 検体ずつ、合計 12 検体作製した。また Haupin⁹⁾による非定常熱線法(熱線の発熱量と温度上昇量から熱伝導率を求める非定常法)の原理をもとに考案された迅速熱伝導率計(Kemtherm QTM-D3 京都電子工業)を用いて、各試験体の熱伝導率を測定した。試験にあたってはヒーター電流値を設定し、1 検体につき 4 分間隔で測定し、その平均値を試験結果とした。

図-4 および図-5 は熱伝導率測定の様子と各試験体の熱伝導率(W/m/K)の結果を示す。NCo および SCo の熱伝導率はフライアッシュを混和することによって 3.7 および 7.7%低下した。なお、土井ら¹⁰⁾や李と李ら¹¹⁾が指摘しているように、実験データは限られるものの本供試体においても圧縮強度と熱伝導率は正の相関を有すると思われる。



図-4 熱伝導率測定の様子

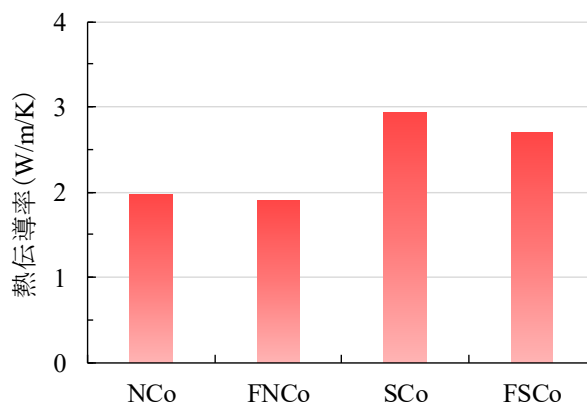


図-5 各試験体の熱伝導率の比較

4. 地中熱利用無散水融雪システムの概要

次に本研究で導入する無散水融雪システムの概要について説明する。本システムは大別して放熱部(融雪平板)、送水部および採熱部(地中熱交換器)から構成される。本研究では上述の4種類(NCo, FNCo, SCo および FSCo)の融雪平板(幅 1.9×長さ 2.4×厚さ 0.1 m)を合計 6 枚作製して図-6 のように配置した。採熱部は長さ 95 m のポリエチレン管(外径: 42 mm, エスロハイパーAW, セキスイ化学製)を2条埋設したダブルU チューブを地中熱交換器として利用した。

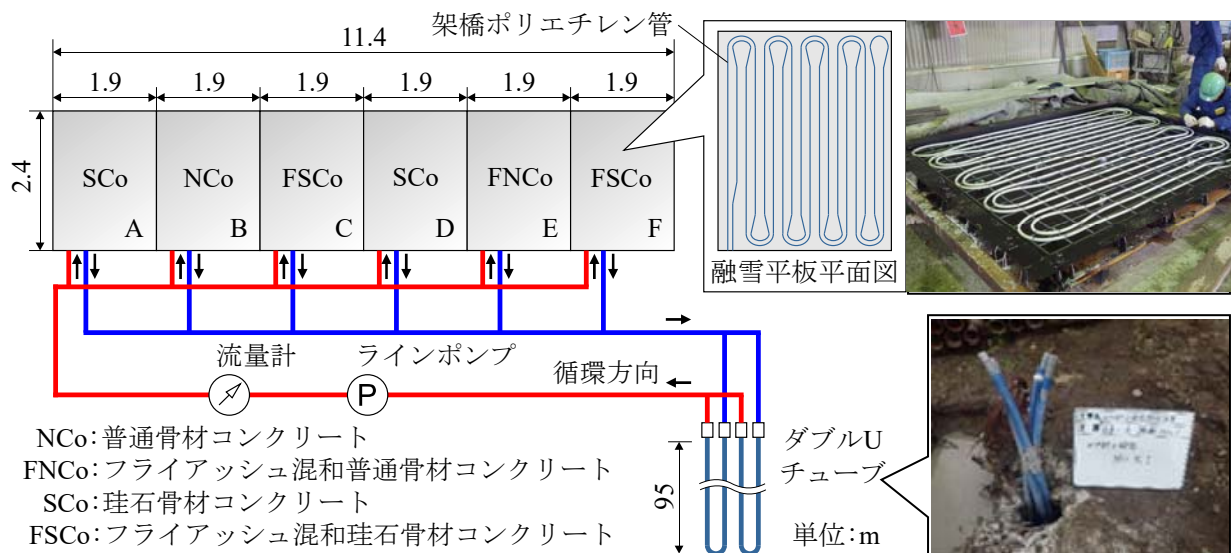


図-6 無散水融雪システムの概要

次に、本無散水融雪システムの施工について説明する(図-7を参照)。まず福井大学構内の普通舗装を開削し、送水管を埋設した。次に、砕石を敷き均し、基礎コンクリートを打設した。硬化後、上述した6枚の融雪平板を据え付け、融雪平板の配管と採熱部を送水管で接続した。また排水溝を設けた後、融雪平板上にアスファルト乳剤(タックコート)を散布し、上部をアスファルト舗装で仕上げた。最後に、送水部にラインポンプを設置した後、耐圧試験を実施し、漏水がない事を確認した。なお、本システムは外気温が3℃以下になると稼働し、その後5℃以上になると停止するように自動制御される。

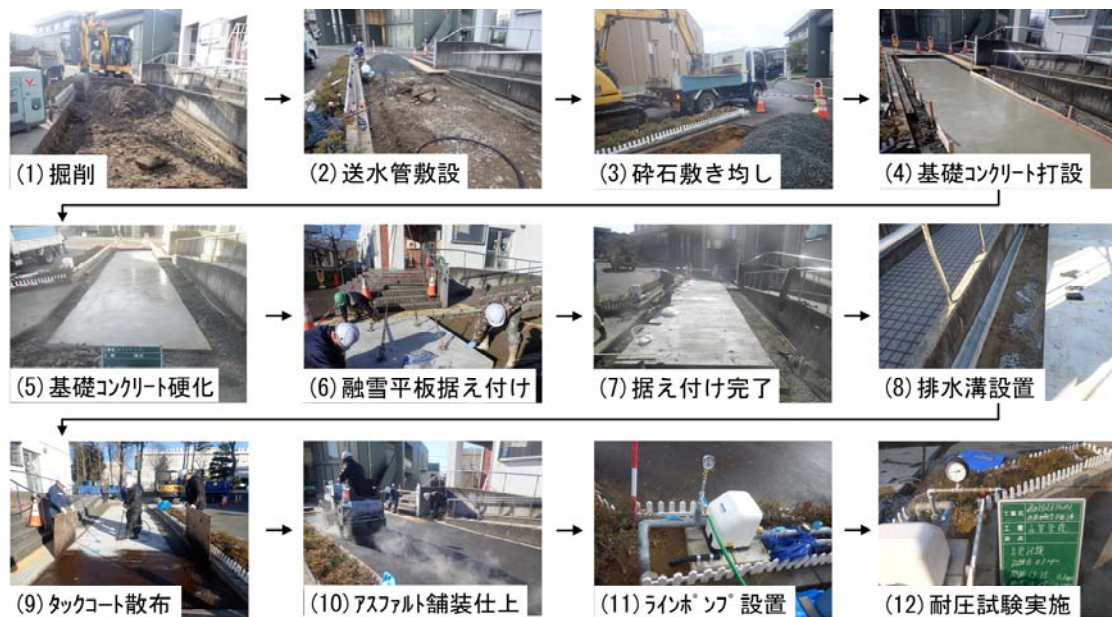


図-7 融雪平板の施工フロー

5. 野外融雪試験

本融雪実験は2020年2月5日から3月5日に行われた。実験期間中はK型熱電対により、外気温(℃)、表面下10mm地点の各融雪平板内温度 T_p (℃)および循環水の地中熱交換器出入口部温度(℃)をそれぞれ計測した。以後、下添え字に4種類の融雪平板の略号(NCo, FNCο, SCο および FSCο)を付記する。また、降雪時のシステム稼働前後の舗装表面温度の経時変化を調べるため、赤外線サーモグラフィ(R300, NEC Avio 赤外線テクノロジー製)を用いて熱分布画像を撮影した。

なお、福井地方気象台のデータに基づけば、2019年度冬季(2019年12月から2020年3月)の福井市における累計降雪深は表-3に示すように僅か7cmであり、過去10年間において最も少なく、記録的な暖冬であった。

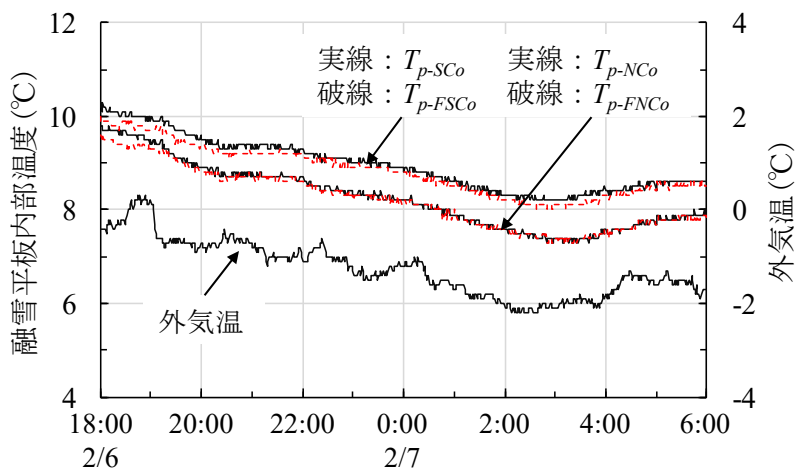
表-3 当該年度の降雪条件

	2010年度	2011年度	2012年度	2013年度	2014年度	2015年度	2016年度	2017年度	2018年度	2019年度
累計降雪深(cm)	397	237	208	117	244	132	130	383	45	7
降雪日数(合計)	51	40	34	24	35	16	24	34	10	3
降雪日数(月平均)	13	10	9	6	9	4	6	9	3	1
降雪日の日降雪深(cm) ^{※1}	7.8	5.9	6.1	4.9	7.0	8.3	5.4	11.3	4.5	2.3
最低気温(℃)	-4.3	-5.1	-4.7	-4.0	-3.1	-5.2	-2.5	-5.1	-2.0	-2.9
平均気温(℃) ^{※2}	-1.0	-1.0	-0.1	-0.3	0.6	1.0	0.4	-1.6	0.7	2.2
氷点下平均気温(℃) ^{※2}	-1.9	-2.1	-1.7	-1.6	-1.2	-2.7	-1.6	-1.8	-1.1	-1.4
降雪日の平均気温(℃) ^{※2}	-1.4	-1.9	-1.6	-1.4	-0.7	-2.6	-0.6	-1.7	-0.4	-0.4
冬日日数	50	41	43	43	29	26	29	46	22	11

※1：年度平均

※2：年度最低値

ここでは2019年度冬期において最も気温が低下した2月6日18:00～2月7日6:00における融雪状況と融雪平板内温度について述べる。図-9は T_p (図-6中の融雪平板B, C, DおよびE)および外気温の経時変化を示す。外気温が氷点下(0℃以下)の場合でも、各 T_p は7℃以上を推移した。また実験期間中の最低気温(-2.2℃)を記録した2月7日2:20の $T_{p-SCο}$ および $T_{p-FSCο}$ は T_{p-NCo} および $T_{p-FNCο}$ より約1℃高く、フライアッシュの有無による温度差は0.2℃以下であり、その差は小さかった。

図-9 2月6日18:00～2月7日6:00の T_p

また非常に短時間ではあるものの、降雪が生じた 2 月 10 日における NCo と FNCo(あるいは SCo と FSCo)の融雪状況には差異はなく、良好に融雪が行われていることが可視画像および熱分布画像からも明瞭に分かる(図-10 を参照)。したがって、フライアッシュを混和した場合においても融雪性能に大きな差は生じないと考えられる。

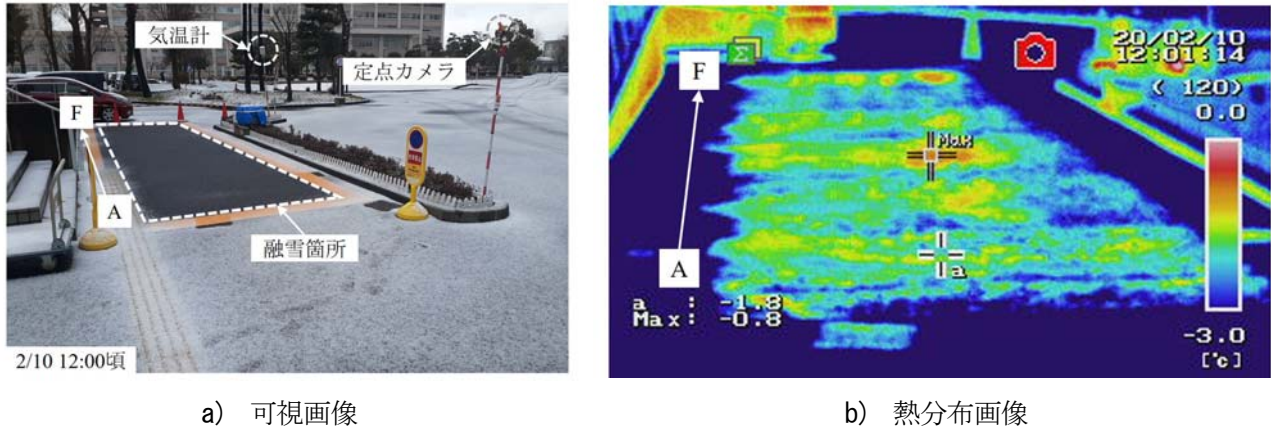


図-10 降雪後の融雪状況

6. 融雪モデル概要

本研究では直交座標系の三次元伝熱モデルを構築し、有限差分法により融雪平板温度およびその内部の流体温度を計算する。なお、モデル化に際して、工学的に許容できる範囲内で現象を単純化し、簡便に計算するため、以下の仮定条件に基づく伝熱モデルを構築した。

- (i) 融雪平板内の熱伝導率は一様として扱う。
- (ii) ポリエチレン管の円弧上の曲げ加工を無視し、矩形状に簡略化して要素分割を行う。
- (iii) ポリエチレン管内の水温は管軸方向についてのみ変化し、断面方向は一様である。
- (iv) 配管内の流体要素サイズについては、管の断面積が等しくなるような矩形断面とする。

次に代表例として、融雪平板内のポリエチレン管内の y 方向に流れる流体要素およびその周辺の融雪平板要素の熱移動を以下に述べる。流体要素の熱収支は流体要素間の熱伝導、顕熱移動および周辺の融雪平板要素との熱貫流によって規定され、以下の式(1)により表される。

$$(\rho c)_w \frac{\partial T_w}{\partial t} dV_w = \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda_w \frac{\partial T_w}{\partial y} \right) dy dA_{xz} - (\rho c)_w F \frac{\partial T_w}{\partial y} dy - q_\alpha \quad (1)$$

ここに、 $(\rho c)_w$: 流体要素の体積熱容量(J/m³/K)、 dV_w : 流体要素の体積(m³)、 T_w : 流体要素の温度(°C)、 t : 時間(s)、 λ_w : 流体要素の熱伝導率(W/m/K)、 dA_{xz} : 流体要素の流れ方向の面積(m²)、 F : 流量(m³/s)および q_α : 流体要素から周辺の融雪平板要素への貫流熱量(W)をそれぞれ示す。

流体要素の x 方向左側に隣接する要素の熱収支は融雪平板内要素間の熱伝導および流体要素との熱貫流によって規定され、以下の式(2)により表される。

$$(\rho c)_p \frac{\partial T_p}{\partial t} dV_p = \lambda_p \frac{\partial T_p}{\partial x} dA_{yz} + q_\alpha + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda_p \frac{\partial T_p}{\partial y} \right) dy dA_{xz} + \frac{\partial}{\partial z} \left(\lambda_p \frac{\partial T_p}{\partial z} \right) dz dA_{xy} \quad (2)$$

ここに、 $(\rho c)_p$: 融雪平板要素の体積熱容量(J/m³/K)、 dV_p : 融雪平板要素の体積(m³)、 T_p : 融雪平板要素の温度(°C)、 λ_p : 融雪平板要素の熱伝導率(W/m/K)および dA : 融雪平板要素の各方向の面積(m²)をそれぞれ示す。なお、融雪平板上の雪氷層の熱収支(水、氷および空気収支)については藤本ら¹²⁾の路面雪氷状態モデルを参照されたい。

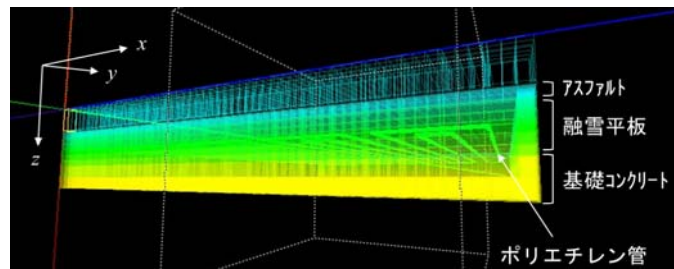


図-11 解析モデル概要

7. 融雪シミュレーション

2019 年度は極めて少雪であったため、図-12 に示すように筆者ら¹³⁾が過去に計測した 2011 年度冬期の観測データ(2012 年 2 月 2 日 0:00~12:00)を用いて解析を行った。なお、初期条件として積雪深 H (mm) は 0 mm, 初期アスファルト表面温度は 2.0 °C, 融雪平板への流入水温は 9°C とし, 熱伝導率は上記の実験で得られた値を用いた。その結果, 図-13 に示すように普通コンクリート舗装では時間の経過とともに H が増大するのに対して, FSCo 上の H は最大でも 30mm 程度に抑制されていることが分かる。なお同図には示さないが, SCo 上の H の経時変化も FSCo のそれと概ね同じであった。

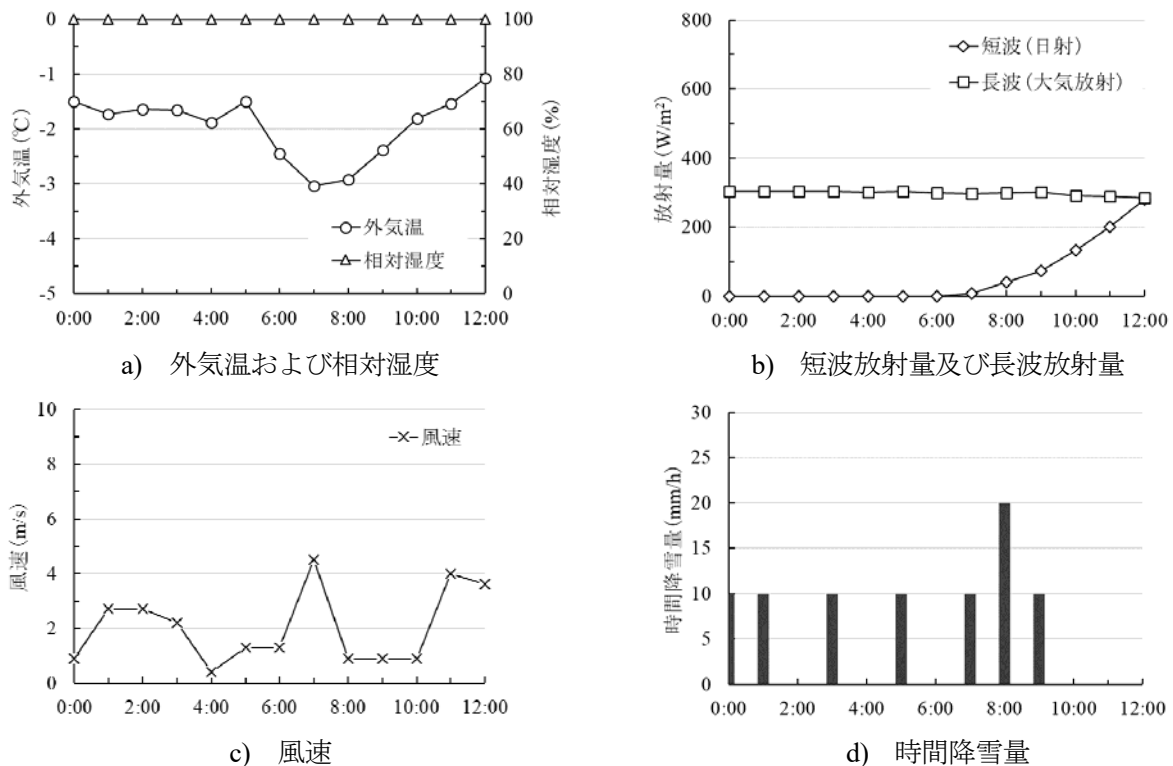


図-12 気象条件

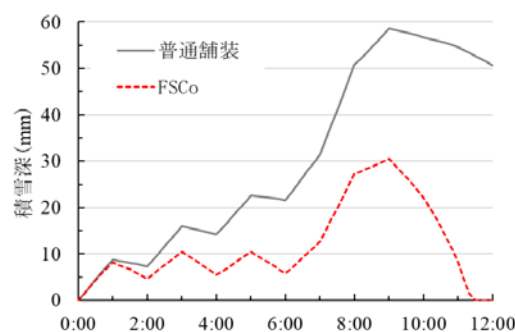


図-13 普通コンクリート舗装およびFSCo上の積雪深の経時変化

したがって、フライアッシュを混和した場合においても融雪性能に大きな差は生じないと考えられる。なお、詳細な計算条件は紙面の都合上割愛するが、フライアッシュを利用することで融雪平板の材料費は 6% 程度削減されることより、融雪平板のコスト削減効果も期待できることを付記する。

8. まとめ

本研究では地産地消の観点からフライアッシュを混和した融雪平板の開発を目指し、フライアッシュを混和した融雪平板の基礎的な伝熱特性を調べ、フライアッシュ混和融雪平板を用いた冬期に融雪比較実験を行った。また融雪モデルを構築し、融雪シミュレーションを行った。以下に、得られた知見を列挙する。

- 1) フライアッシュを混和することによって各供試体の熱伝導率は 3.7 および 7.7% 低下した。
- 2) しかしながら、2019 年度冬期は少雪であったため、十分な融雪実験はできなかったものの、本実験に限れば、フライアッシュ混和融雪平板の融雪性能は混和しないものと大差はなかった。
- 3) また融雪モデルを構築し、融雪シミュレーションを行った結果、2) と同様の結果が得られた。

今後はその他の材料の各種試験を行い、実験及び解析の両面から引き続き高効率融雪平板の開発を行う。

参考文献

- 1) 宮川昌樹，松島健朗：地中熱を利用したトンネル坑口融雪設備の性能調査について，国土交通省平成 26 年度近畿地方整備局研究発表会論文集，新技術・新工法部門，No. 10，pp. 1-5，2014.
- 2) 星田慎一：無散水融雪設備のコスト縮減について，国土交通省平成 30 年度近畿地方整備局研究発表会論文集，イノベーション部門 II，No. 07，pp. 1-5，2018.
- 3) 北陸地方におけるコンクリートへのフライアッシュの有効利用促進検討委員会：北陸地方におけるコンクリートへのフライアッシュの有効利用促進検討委員会 報告書，pp. 1-195，2013.
- 4) 佐藤道生，有菌大樹，蓮見亮，皆川浩，久田真：調査情報および設備重要度を考慮した発電所の維持管理費用算定手法，土木学会論文集 E2，68(4)，pp. 225-237，2012.
- 5) 福上大貴，水越陸視：銅スラグ細骨材を多量に用いたフライアッシュ II 種併用コンクリートの基礎的性状，コンクリート工学年次論文集，Vol. 36，No. 1，pp. 1774-1779，2014.
- 6) 仲井一平，高本直樹，河合慶有，氏家勲：銅スラグ細骨材とフライアッシュを使用した乾燥収縮ひび割れ抑制コンクリートの開発，コンクリート工学年次論文集，Vol. 37，No. 1，pp. 463-468，2015.
- 7) 杉村佳昭：珪石骨材を用いた高熱伝導型排水性(低騒音)舗装に関する研究，福井県・雪対策建設技術研究所年報「地域技術」，Vol. 15，pp. 13-18，2002.
- 8) 日本規格協会：コンクリートの圧縮強度試験方法，pp. 1-5，2018. (https://webdesk.jsa.or.jp/preview/pre_jis_a_01108_000_000_2018_j_ed10_ch.pdf，2019 年 10 月 1 日参照)
- 9) Haupin, W. E.: Hot wire method for rapid determination of thermal conductivity, American ceramic society bulletin, Vol. 39, No. 3, pp. 139-141, 1960.
- 10) 土井文好，太田福男，斉藤辰彦：超高強度コンクリートの熱的性質に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 15，No. 1，pp. 109-114，1993.
- 11) 李柱国，李慶濤：コンクリートの圧縮強度と熱伝導率の関係に関する実験的考察，コンクリート工学年次論文集，Vol. 36，No. 1，pp. 2050-2055，2014.
- 12) 藤本明宏，渡邊洋，福原輝幸：輻射一透過を伴う路面薄雪氷層の融解解析，土木学会論文集 E，Vol. 63，No. 2，pp. 202-213，2007.
- 13) 藤本明宏，寺崎寛章，福原輝幸：熱・氷・水分・空気収支法による屋根雪荷重モデル，土木学会論文集 B1(水工学)，Vol. 70，No. 4，pp. I567-I572，2014.

堤体・基礎地盤統合型データベースの構築と災害脆弱性評価への適用

京都大学大学院工学研究科 教授 三村 衛

1. はじめに

近年、台風や前線活動の活発化による豪雨の頻度が増大するとともに、線状降水帯の発生によって局的かつ継続的に豪雨に見舞われる傾向がある。人々の生活圏としての堤内地は、堤防によって河川から守られているが、水系の集水域が継続的に強い降雨を受けることにより、水位が上昇し、越流による破堤のほか、河川水の堤防への浸透、河川水による堤防の侵食などによって堤内地が水害を被る事象は毎年のように起こっている。淀川水系においても、平成 25 年 9 月の台風 18 号で桂川が嵐山と伏見で越流氾濫し、甚大な被害が発生した。また木津川流域では、水位が上昇すると越流はしないものの堤内地に泥水が噴き出す現象が起こっており、堤防構造の対水害安全性についての検討が喫緊の課題となっている。

堤防に関わる災害は、堤体のみならず堤体が構築されている地盤の構造を併せて考えなければならない。地下構造については、関西圏地盤情報ネットワークの枠組みにおいて、理学・工学協働で関西圏地盤情報データベースを整備し、現在では広く利活用されている。一方、堤防については国土交通省が直轄で管理し、独立した地盤情報システムとして整備されてきた。既に述べたように、河川堤防の災害脆弱性評価のためには、堤体と基礎地盤を一体とした情報が不可欠であり、両者を統合化したデータベースを構築する必要がある。本研究では、関西圏地盤情報ネットワークに整備されている基礎地盤のデータベースと国土交通省近畿地方整備局淀川河川事務所所有の淀川水系堤防の地盤データを統合し、従来、別個に整備されていた堤体と基礎地盤の地盤情報を統合した堤体・基礎地盤一体型の地盤情報データベースを構築する。構築した統合型地盤情報データベースに基づいて、豪雨による高い河川水位や地震に対する脆弱箇所を同定するとともに、高精度解析モデルを作成して浸透流解析を行うことにより、その災害脆弱性を定量的に評価する枠組みを構築する。これにより、豪雨による河川堤防の不安定化と破壊に対する合理的な対策に資する情報を提示することを目的とする。

2. 淀川水系・木津川の堤体・基礎地盤統合型データベースを活用した三次元地盤モデル

本研究で対象とした領域の地図と用いたボーリング地点の分布について図 1 に示す。対象としたのは過去に大規模な洪水や河川からの漏水、噴砂・噴泥といった被害が報告されている木津川周辺地域であり、下流側から上流側にかけて 5 つのエリアに分けてモデルの作成を行った。本研究では関西圏地盤情報ネットワークで作成された地盤情報データベース (GI-base) のボーリングデータを利用して対象エリアの三次元モデルを作成する。一方、国土交通省が管理している堤体の地盤情報は GI-base には含まれておらず、河川起源の浸透流解析を行うためには、堤体・基礎地盤を統合した地盤情報が不可欠であるという観点から、国土交通省近畿地方整備局から木津川堤防のボーリングデータを提供いただき、GI-base を堤体と基礎地盤を統合したデータベースに更新した。更新した統合データベースを用いて、木津川左岸、

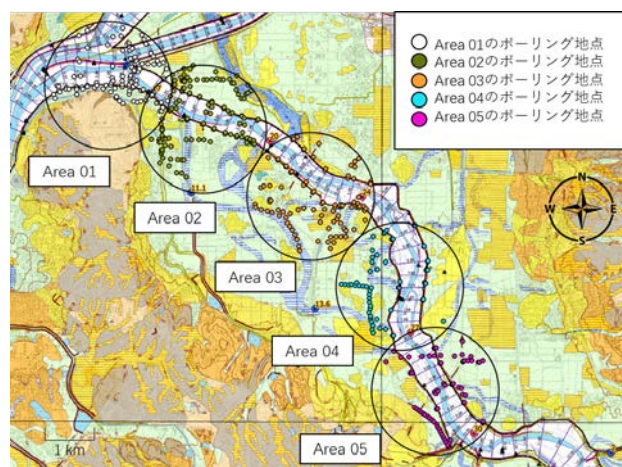


図 1 対象領域の地図とボーリング地点分布

木津川左岸、

八幡市上津屋地区における一断面を図 2 に示す。同図において、測線 B-B' の B 側（北側；下流側）の 2 点は新たに追加された堤防堤体のボーリングであり、それ以南のものは既存の堤内地のボーリング情報となっている。同図より、当該地区の地盤標高はおよそ 14m であり、堤体部のボーリングの孔口標高はそれより高く、18～19m となっている。ただしこの 2 点については堤頂部からのボーリングではなく、堤体の台形横断面の中下部のもので、必ずしも堤防の高さを表すものではない。柱状図中、赤は礫質土を、黄色は砂質土を、青色はシルト質土を、緑色は粘土を示している。また堤体や堤内地表層は人工盛土として×印で示してある。木津川は領家花崗岩帯を流下する河川であり、花崗岩は風化によって容易に崩壊して礫質、砂質土に分解されるため、河道や流域には花崗岩起源の礫質、砂質土が広く分布する特徴を有している。堤防堤体は河道や周辺の土砂を用いて構築されてきた歴史があり、河川流域の土質が反映されたものになることが多い。木津川堤防については花崗岩起源の礫質、砂質土が使用されていると考えられ、図 2 のデータからも堤体部は砂質土による盛土という表記になっている。N 値についてもさほど高くなく、必ずしも強固な構造を有しているわけではないことが予察される。当該地区の自然地盤については、花崗岩起源の砂質土主体の地盤となっているが、旧河道と氾濫原が入り混じった複雑な地形区分となっており、標高 14m から下位については同じ標高であっても砂礫、砂、細粒土が混在し、側方に一様な連続した地層にはなっていないことがわかる。洪水時の河道の変更により、流路となる部分とその周辺で滞水域となる部分が面的に混在する形を繰り返してきたために、このような複雑な層構造が形成されていると考えられる。こうした地層構造は当該地区に限ったものではなく、河川中流域の平野部ではこのような地盤になっていると考えるのが妥当であろう。ボーリングの本数は減少するが、標高+4m 以深については砂・砂礫主体の構造が比較的側方に連続して展開していることがわかる。図より比較的礫質で十分な層厚を有しており、河道に限定せず広域の地下水の流動に寄与している可能性が高い。

従来は統合されていなかった堤防の地盤情報と基礎地盤の地盤情報を一体化することにより、堤体、基礎地盤の連続した地層構造を見ることができ、構造、浸透に関わる安定性を検討する際の地盤モデル、解析モデル構築への利活用と高精度化に資するデータベースに更新されたといえよう。

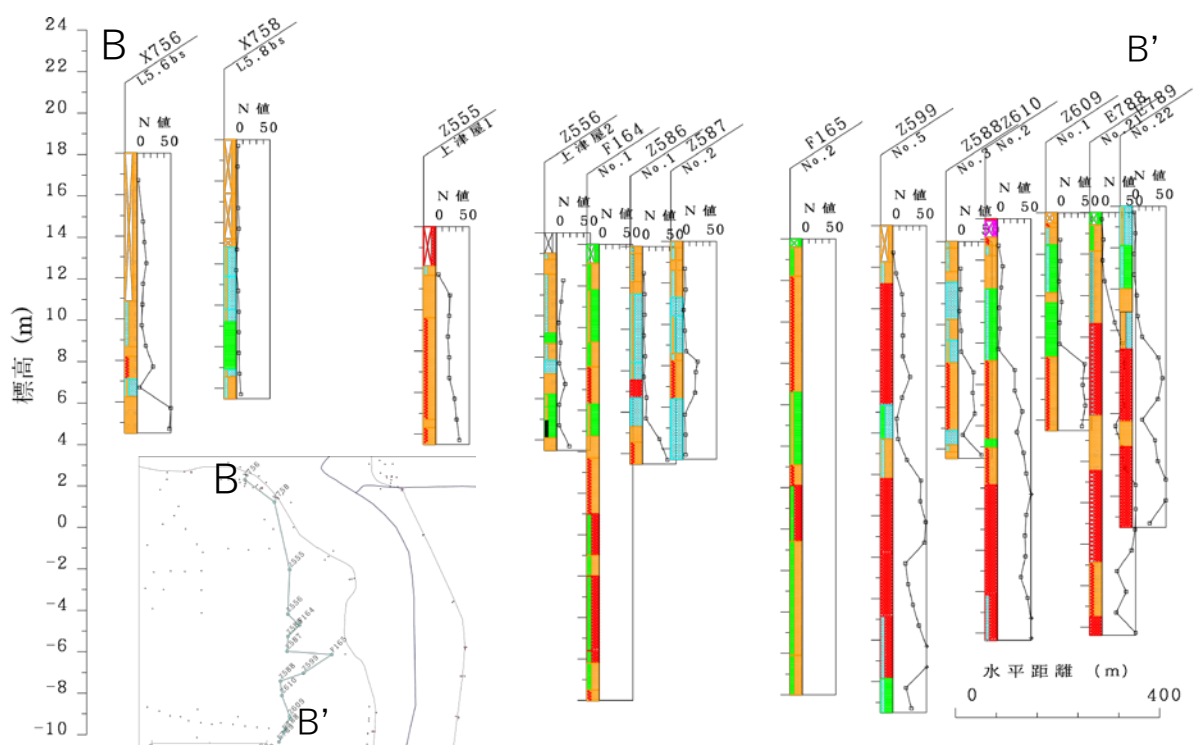


図 2 堤体基礎地盤統合データベースによる八幡市上津屋地区・木津川流域の地盤構造

地盤の三次元モデル作成にあたり、Aquaveo によって開発された Groundwater Modeling System(GMS)²⁾を用いた。地盤の三次元モデルの作成手順を、実際に作成したモデルを用いて図 3～図 6 に示す。なお、一連のモデルは図 1 中で示した Area 03 を対象としており、黄色が砂、緑色が粘土、茶色が礫、水色がシルト、黒色がその他の層を表している。まず、GI-base に格納されているボーリングデータから地層を砂、粘土、礫、シルト、その他の 5 つに分類し、それらを異なる色で表現し図 3 のような Borehole model を作成する。次に、個々の離散的な Borehole model の間の領域を補間する。まずはボーリング地点間を繋ぎ、図 4 のような Panel model を作成する。このプロセスには horizon method³⁾を用いており、Borehole model の各層の境界部分に対して堆積している順番を表す horizon ID を底から順に割り当て、同じ層の部分を繋ぐことで作成される。この時、シルト質や砂混じりなどの分類までモデルに反映させるのは無理なので、優勢土質をその深度の代表値とする。この割り切りは、いずれのモデル化でも遭遇する課題であり、細分することによる精度向上とモデル化に関わる技術的な問題とを比較して判断せざるを得ない。またこれらの土質分類は、通常、ボーリング時の目視判断によるものが多く、特に細粒土についての区別は沈降分析による正確な出力ではないため、区別はしていても実質上は細粒土という括りで見るのが妥当であろう。補間に際しては、未知の層境界部分の座標 (x, y, z) を決定するために以下の式(1)が用いられる。なお、A, B, C, D は 3 つの既知点の座標から算出される。

$$\begin{aligned}
 Ax + By + Cz + D &= 0 & (1) \\
 A &= y_1(z_2 - z_3) + y_2(z_3 - z_1) + y_3(z_1 - z_2) \\
 B &= z_1(x_2 - x_3) + z_2(x_3 - x_1) + z_3(x_1 - x_2) \\
 C &= x_1(y_2 - y_3) + x_2(y_3 - y_1) + x_3(y_1 - y_2) \\
 D &= -Ax_1 - By_1 - Cz_1
 \end{aligned}$$

続いて図 5 のような Solid model を作成する。まず、地表部分に関して数値標高モデル (DEM : digital elevation model) から作成される不正三角形網 (TIN : triangular-irregular network) により Panel model の地表部分を覆う。そして逆距離加重法 (IDW method : inverse-distance weighted method) を用いてパネルで囲まれた内側の領域の補間を行うことで Solid model を作成する。逆距離加重法は昨今、点の情報を補間する手法として最も広く用いられているもののひとつであり、補間される点は最も距離の近い点から最も大きな影響を受け、距離が遠くなるほど受ける影響が小さくなるという仮定に基づいている。つまり、補間された点は既知点の重み付き平均である。逆距離加重法には重みの与え方などによっていくつかの種類があるが、本研究では式(2)に示す Shepard 法⁴⁾を用いている。

$$F(x, y) = \sum_{i=1}^n w_i f_i \quad (2)$$

ここで n はデータ数、 f_i は既知点の情報、 w_i は各地点に割り当てられた重みを表しており、 w_i は式 (3) に示す重み関数で与えられる⁵⁾。

$$w_i = \frac{\left[\frac{R - h_i}{Rh_i} \right]^p}{\sum_{j=1}^n \left[\frac{R - h_j}{Rh_j} \right]^p} \quad (3)$$

p は重み指数と呼ばれる任意の正の実数で、本研究では 2 としている。 R は補間位置から最も遠い点までの距離、 h_i は補間位置から点 i までの距離である。

Solid model は地層境界と土質区分を有するモデルであり、いわば地盤モデルとみなすことができる。一方、浸透流解析を行うには、水頭計算を行う必要があるため、有限差分法 (FDM : finite-difference method) による計算が可能な 3D Grid model への変換を行う (図 6 参照)。3D Grid model は、地層構造に基づいて層境界の位置が変わらないように Solid model の上からグリッドをかぶせる Grid overlay という手

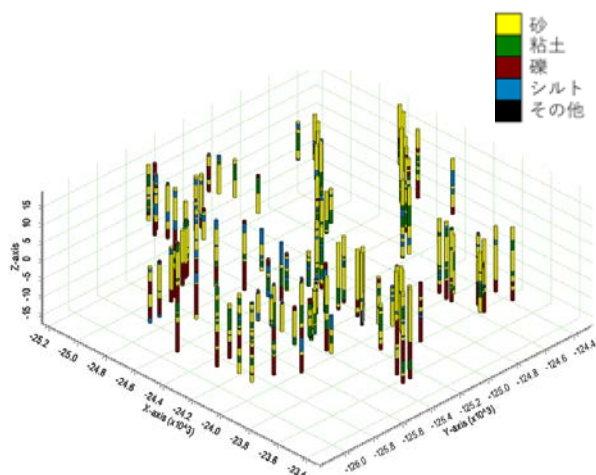


図 3 使用する対象地域のボーリングデータ

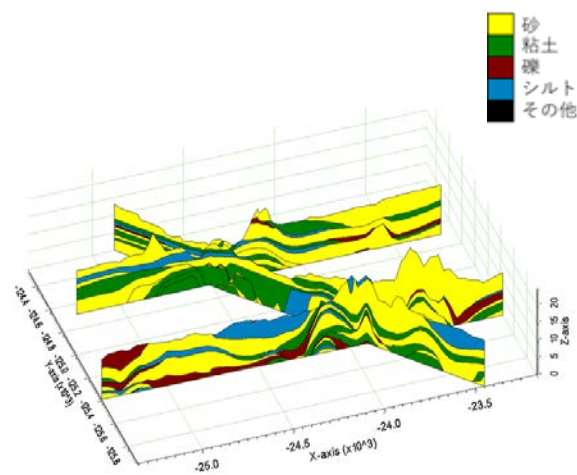


図 4 パネルモデル (Panel Model)

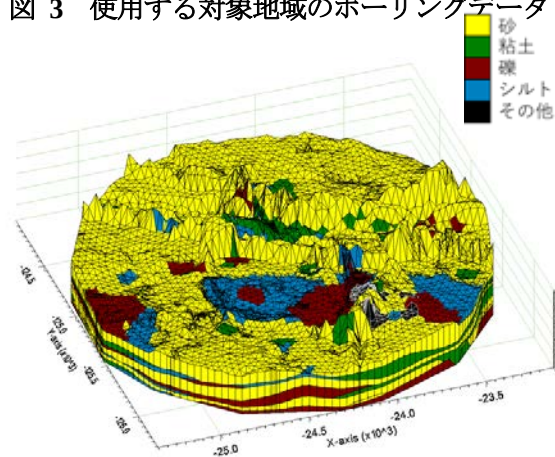


図 5 3D Solid model (地盤モデル)

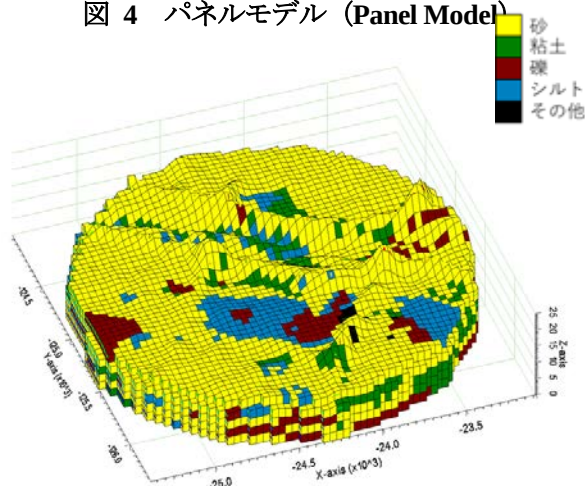


図 6 3D Grid model (浸透流解析モデル)

法を用いることで作成できる。グリッドの上面と下面がソリッドの上面と下面に一致するようにグリッドが配置され、その間の領域に関しては線形補間によって均等にグリッドで埋められる。そして各ブロックに対して中心点 (node) に初期水頭を、ブロック全体に水平及び鉛直方向の透水係数と境界条件を導入することで水頭計算が可能な解析モデルとなる。

堤体と基礎地盤を統合した地盤情報データベースを活用し、木津川流域を対象とした地盤の三次元モデルを構築した。モデル作成にあたり、ボーリング点間を補間し、三次元に展開することによって地盤モデルを作成し、土質定数と境界条件を付与することによって浸透流解析モデルへと更新する手順を示した。

3. 粒度・透水試験による砂層の透水特性の評価

対象領域内で実施されたボーリング調査で得られたボーリングコアを用いて、地盤内透水を支配する砂礫層について、詳細な粒径、粒度による分類を行い、定水位透水試験によってそれぞれの透水係数を求め、砂礫土の粒度特性との関係について検討を行った。本研究では図7に示した木津川流域で実施されたボーリングコアを用いて実験を行った。まず、土の粒径や粒度の違いが透水性に与える影響について詳細な検討を行うために、ボーリングコアに対して通常の土質区分よりも詳細な地質学的な分類を行った。通常ボーリング柱状図に示される土質区分は円柱状のボーリングコアを円柱状のまま観察して記録するものである。しかし、本研究ではボーリングコアを深さ方向に半割し、その断面を観察することで層の分類を行った。図8に通常のボーリング柱状図を示し、図9には地質学的分類に基づいて作成された地質柱状図を示

す。地質柱状図では各層を表す長方形の横の長さがその層の主成分の粒径の大きさと対応しており、横幅が長いほどその層の主成分の粒径が大きいことを示している。また、長方形内部の白丸、黒丸、点線はマトリックスを表しており、それぞれ礫、砂、シルトと対応している。この地質学的分類に基づいて半割後のコアの片側について主に中央部分を採取しサンプリングを行った。各試料の質量は層厚や含有する礫の量などによって様々であるが、300 g 程度である。

サンプリング後の試料に対してふるい分けによる粒度分析を行った。試験方法は JGS 0131-2009 (JIS A1204:2009) に従った。なお、本研究では砂礫層を対象としたため、7.42 m から 10.62 m にかけて分布していた粘土層に関しては試験対象からは除外した。29 サンプルに対して試験を実施しており、その結果をもとに粒径や粒度が似通っていたものをまとめたところ 6 種類に分類できた。各試料に対する粒度試験の結果を①から⑥の分類ごとにまとめてそれぞれのふるいの残留試料質量を足し合わせることで図 10 のような粒径加積曲線を得た。なお、①～⑥はそれぞれ図 9 中に示した各深度と対応しており、①が細砂、②～④が粗砂、⑤と⑥が礫である。さらに、①～⑥それぞれに対して定水位透水試験を行い、透水係数を求めた。試験方法は JGS 0311-2009 (JIS A1218:2009) に従い、供試体の密度に関しては現地で実施された原位置孔内挿入型 RI 密度検層の結果を参考にして現地地盤に近い密度で供試体を作成した。粒度試験の結果から得られた粒径や均等係数、曲率係数と透水試験で得られた透水係数をまとめて表 1 に示す。ここで、透水試験では 10 分間での透水量の計測を各 3 回ずつ行ったが、連続して試験を実施していると、越流水槽内の水が徐々に濁っていく様子が認められ、この現象は①で顕著であったが、②～⑥でも確認することができた。水が濁るのは供試体内の細粒分が流出することが原因だと考えられるが、供試体に通水させ続けることで細粒分が移動、集積することで試験中に透水性が低下したり、逆に水みちが形成されて透水性が上昇したりすることが懸念される。そこで、表 1 では供試体の構造に対する透水性を示すと考えられる 1 回目の計測で得られた透水量から求めた透水係数を示している。まず、①から⑥を比較した際の大きな違いとして、①に関してのみ透水係数が一桁小さく、②～⑥に関しては透水係数のオーダーが同じであったことが挙げられる。透水係数は cm/s の単位で、①は 10^{-4} 、②～⑥は 10^{-3} のオーダーであった。これは粒径加積曲線や表 1 から分かるように、細粒分および細粒砂の含有率が①とそれ以外とで大きく異なることが原因であると考えられる。また、②～④の粗砂と比較すると、②が最も



図 7 ボーリング地点

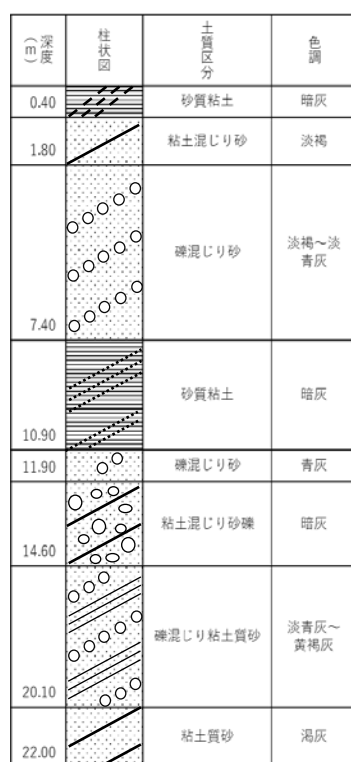


図 8 ボーリング柱状図

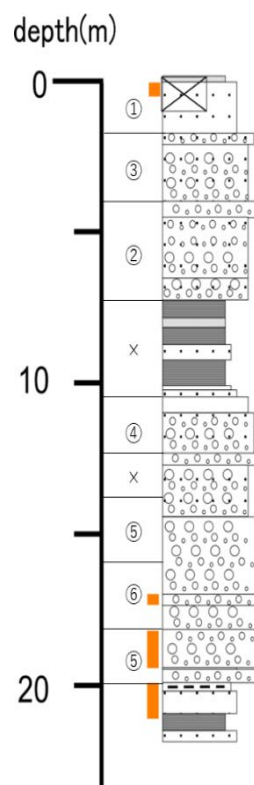


図 9 地質柱状図

をまとめて表 1 に示す。ここで、透水試験では 10 分間での透水量の計測を各 3 回ずつ行ったが、連続して試験を実施していると、越流水槽内の水が徐々に濁っていく様子が認められ、この現象は①で顕著であったが、②～⑥でも確認することができた。水が濁るのは供試体内の細粒分が流出することが原因だと考えられるが、供試体に通水させ続けることで細粒分が移動、集積することで試験中に透水性が低下したり、逆に水みちが形成されて透水性が上昇したりすることが懸念される。そこで、表 1 では供試体の構造に対する透水性を示すと考えられる 1 回目の計測で得られた透水量から求めた透水係数を示している。まず、①から⑥を比較した際の大きな違いとして、①に関してのみ透水係数が一桁小さく、②～⑥に関しては透水係数のオーダーが同じであったことが挙げられる。透水係数は cm/s の単位で、①は 10^{-4} 、②～⑥は 10^{-3} のオーダーであった。これは粒径加積曲線や表 1 から分かるように、細粒分および細粒砂の含有率が①とそれ以外とで大きく異なることが原因であると考えられる。また、②～④の粗砂と比較すると、②が最も

透水係数が大きく、④が最も小さかった。粒径だけに着目すると、 D_{10} から D_{60} までの全てにおいて④が最も大きくなっており、粒径の大きさと透水係数の大きさは対応しておらず、他の要素に着目すると粗粒砂の含有率の高さと透水係数の大きさが対応していた。さらに、最も均等係数の小さかった②が最も透水係数が大きくなっており、粒度が悪いほど透水係数は大きくなる傾向があると考えられる。逆に、主成分が礫である⑤と⑥を比較した際には、均等係数は⑥のほうが小さくなっているが、全体的な粒径としては⑤の方が大きく、透水係数も⑤の方が大きいという結果であった。したがって、礫では、透水係数に与える影響は粒度よりも粒径によるものの方が大きいと考えられる。ただし、礫に関しては試験に用いたモールドの内径が 10 cm という制限があったためこの条件では実地盤の再現が難しく、今後さらに大型の装置を用いた実験などによる検討を加える必要がある。

これらの結果をまとめると、層を構成する主成分による分類では、細砂よりも粗砂、礫の方が透水係数は大きくなることが確認できた。また、主成分が同じ場合について、粗砂に関しては全体的な粒径の大きさが透水係数の大きさと対応しておらず、粗粒砂の含有率の高さと透水係数の大きさが対応していた。また、粒度が悪い砂ほど透水係数は大きくなると考えられる。逆に、礫に関しては、全体的な粒径の大きさと透水係数の大きさが対応しており、粒度よりも粒径による影響の方が大きいと考えられる。

4. 浸透流解析の適用例

上でも述べたように、木津川周辺は大きな被害をもたらす水害が昔から発生しており、河川水が堤内地に出水することによる水害を減らすためには定量的なリスク評価を行う必要がある。ここでは堤体・基礎地盤統合型データベースをもとに作成した浸透流解析モデルを用いて水頭計算を行う手法と実際の計算結果を示す。本研究ではアメリカ地質調査所によって開発された MODFLOW という三次元地下水解析モジュールを用いて対象領域の全水頭分布図を作成し、解析結果に基づいて漏水の危険性に対する評価を行った。MODFLOW で用いられている支配方程式を式 4 に示す。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = S_s \frac{\partial h}{\partial t} - W^* \quad (4)$$

ここで H は水頭、 W^* は単位体積当たりの流束、 S_s は比貯留係数、 k_x 、 k_y 、 k_z はそれぞれ x 、 y 、 z 方向の透水係数であり、 t は時間を表している。解析にあたり、各透水層の透水係数は表 1 に示した実験値に基づいて決定した。

堤内地への漏水の発生リスクを評価するためには、最も地表に近い層を流れる水の挙動が最も重要であ

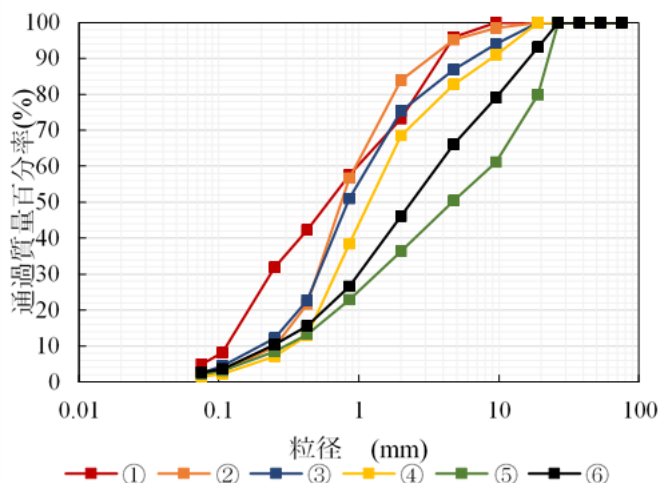


図 10 礫質土および砂質土の粒径加積曲線

表 1 各試料の粒度分布および透水係数

	①	②	③	④	⑤	⑥
D_{60}	0.972	0.945	1.165	1.570	8.819	3.633
D_{50}	0.603	0.745	0.828	1.181	4.632	2.360
D_{30}	0.234	0.501	0.508	0.676	1.339	0.985
D_{20}	0.163	0.394	0.371	0.515	0.692	0.562
D_{10}	0.113	0.252	0.196	0.325	0.295	0.237
細粒分含有率	4.88	2.12	2.56	1.54	2.25	2.69
U_c	8.595	3.751	5.952	4.826	29.942	15.304
U_c'	0.497	1.055	1.133	0.894	0.690	1.125
透水係数	5.48×10^{-4}	3.97×10^{-3}	3.00×10^{-3}	2.59×10^{-3}	3.43×10^{-3}	1.22×10^{-3}

$D_{10} \sim D_{60}$: (mm), 細粒分含有率 : (%), 透水係数 : (cm/s)

る。ここでは桂川、宇治川、木津川の三川合流地点から上流 7 km 辺りで半径約 1 km の領域（図 1 の Area 04 で示した地点）を例に実際の計算結果を示す。Area 04 の微地形区分図と作成した浸透流解析モデルをそれぞれ図 11、図 12 に示す。2013 年 9 月 13 日、台風により木津川流域の地下水位と河川水位が急激に上昇した。実測されている河川水位の水頭値を初期条件として平常時と 2013 年 9 月 13 日の台風によって増水したケースを比較して検討を加えた。

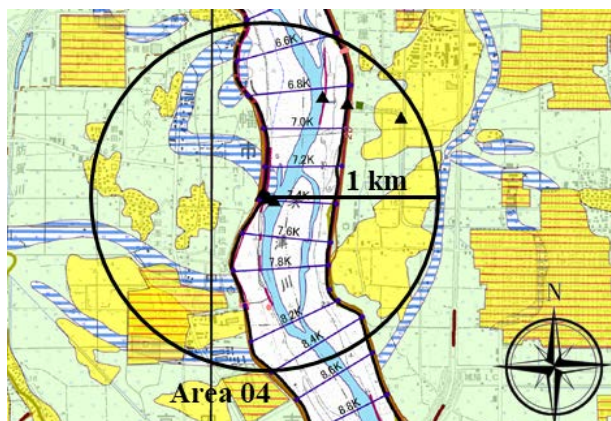


図 11 Area 04 の地図

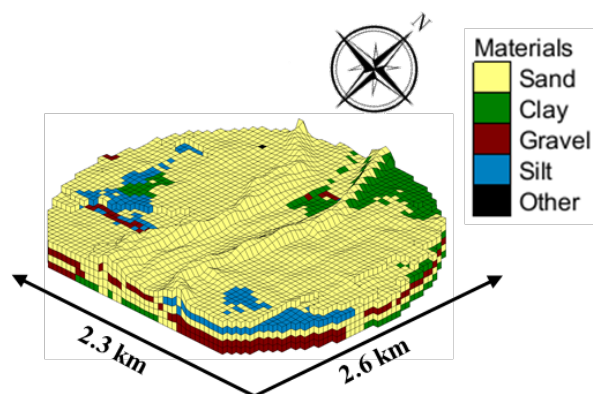


図 12 Area 04 の浸透流解析モデル

解析結果の一例を図 13 に示す。上図は平常時の水頭分布を、下図は水位上昇後の水頭分布を示している。メッシュにオレンジ色で記された△印は水が流れていないことを示しており、中央部を北に向かって流下する河道に沿って記されている紫色の◇印が河川流を表している。また、図中河川左岸側に丸で囲んだ領域は、畑地として使われている部分で、水位上昇時に実際にパイピングによると思われる泥流が噴き出した地点を示している。平常時における水頭値はエリア上流部から下流に向かって漸減するが、およそ河道流路に沿って流下し、河道から外れると水頭値は下がり堤内地下では水の流れは認められない。一方台風に伴う大雨によって水量が増した後は、左右岸ともに堤内地下でも地下水流が現れ、特に着目している地点（黒い丸で囲んだ領域周辺）では堤内地における水頭値が高く、等水頭値線が密に混みあっていることがわかる。図 2 より当該地点の堤内地の標高は約 14m であり、場所によっては被圧された地下水が噴出する危険性があることがわかる。多くは農地として利活用されており、水田の場合は表層に滞水できる泥土が存在し、畑地でも砂質土ではなく細粒分を含む土で覆われているため、直ちに噴水することがないが、潜在的な弱部、地割れ、また過去の噴水痕の空洞などを通して泥水が吹き上げる危険性が高い。

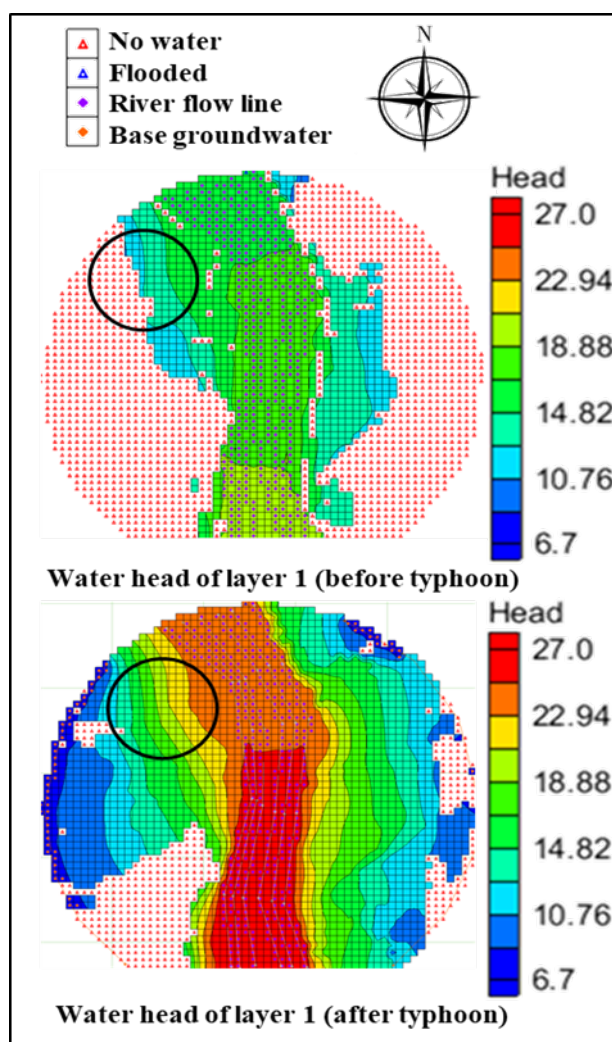


図 13 MODFLOW 解析結果

5. おわりに

多発する豪雨による水害、特に河川起源の堤内地の浸水に対し、堤防と基礎地盤の両面から浸透問題を検討する必要に迫られている。本研究では従来それぞれ別々に管理されてきた、堤防本体の土質情報と基礎地盤の土質情報を統合化することにより、堤体・基礎地盤を統合した地盤情報データベースを構築した。これにより、堤防本体天端から自然地盤の一定深度に至る地盤データを一元的にデジタル情報として利活用できる環境となった。パイロットスタディとして桂川、宇治川、木津川の3河川が合流する京都府南部八幡市の三川合流部から木津川上流部を取り上げ、当該地区の堤防を含んだ三次元地盤モデルの作成を行った。ボーリング間をつなぎ、補間することによって地盤モデルを作成し、浸透問題に特化した解析モデルとして3Dグリッドモデルを構築した。土質情報を得るために新たにボーリング調査を実施し、採取試料に基づいて当該地区の透水層を構成する砂・礫層の状態を詳細に検討するとともに、透水に関わる土質定数を実験によって求めた。一連の結果を統合する形で三次元浸透流解析を行い、地下水の流動に起因する水害発生危険性の端緒を見出すことができた。次のステップとして、原位置の地盤状況に基づいたパイピングによる堤内地における噴水・噴泥のメカニズムを明らかにするための検討を行う必要がある。

末筆になりますが、堤防の地盤調査データを提供いただいた、国土交通省近畿地方整備局の関係者、および採取試料の地質分析をご教示いただいた（一財）地域地盤環境研究所・北田奈緒子氏に深甚の謝意を表します。

参考文献

- 1) 関西地盤情報活用協議会：新関西地盤－京都盆地－、196p., 2002.
- 2) Aquaveo Inc.: GMS User Manual, Ver.10.3, 2018.
- 3) Lemon, A. M. and Jones, N. L.: Building solid models from boreholes and user-defined cross-sections, Computers and Geosciences, Vol. 29, No. 5, pp.547-555, 2003.
- 4) Shepard, D.: A two-dimensional interpolation function for irregularly-spaced data, Proc. of the 1968 23rd ACM National Conf., 1968.
- 5) Franke, D. and Nielson, G.: Smooth interpolation function for large sets of scattered data, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 15, No. 11, pp.1691-1704, 1980

トンネル切羽の岩判定および支保パターン決定における

機械学習を用いた知能システムの構築

関西大学環境都市工学部 教授 ○尹禮分、楠見晴重

1. 研究背景および目的

NATM (New Austrian Tunneling Method) 工法地山の強度を活用して周囲の地層と一体化することでトンネルの強度を得ている。そのため、地山等級区分に基づき標準的な支保パターンが設定されるが、トンネル施工時には技術者の目視による掘削断面すなわち切羽の状況（岩判定）を観察・計測し、その結果から最適な支保パターンが決まる。「安全性」および「経済性」を確保した合理的な施工を行うために、切羽面の岩盤評価に基づいた適切な支保パターンの決定が重要となり、通常の岩盤評価は各現場における技術者によって、あらかじめ決められた評価項目にしたがって点数付けを行う。一方、熟練した技術者や建設現場での人材不足などのなかで、人工知能 (Artificial Intelligence, AI) や情報通信技術 (Information and Communication Technology, ICT) を建設現場に取り入れ、人間の判断や経験を活かしながら客観的かつ標準的な評価手法として確立しようとする動きがある。

そこで、機械学習および数理的手法によって客観的かつ効率的なトンネル切羽の岩盤判定システムおよび支保パターン決定システムの構築を目的とし、トンネル建設現場から収集されたデータを用いて検証する。まずは、過去に行われた切羽の岩判定における評価項目（国土交通省が設定した点数）を入力変数とし、支保パターンを出力変数として、機械学習の一種であるサポートベクタマシン (support vector machines) による支保パターン決定モデルを作成し、技術者と同等な精度で支保パターンの決定ができるかの検証を行う。次に、疎構造学習法のグラフィカルラッソ (graphical lasso) による異なる支保パターン間の構造を分析する。岩盤評価には岩ごとの重み付け評価点を使用されるが、構造分析により、重み付けの整合性を検証するとともに、岩質ごとにおける重要と思われる評価項目を抽出（特徴抽出）する。

建設現場における安全性のみならず経済性を考慮したうえ、最適なトンネル施工を支援するために、ビックデータからの情報活用に基づき、数理的アプローチを用いたトンネル切羽の岩盤判定および支保パターン決定を行い、合理的かつ効率的な判定システムの構築を目指す。

2. 支保パターンおよび切羽面の岩盤評価

岩盤判定において切羽を観察する際、国土交通省が設定した基準となる、評価区分判定の目安として統一された 9 つの項目（表-1）を、切羽を図-1 で示すように右肩、天端、左肩の 3 つに分けて評価し、1 つの切羽に対して計 27 個の項目に 1~4 点の点数が施工者の判断によって付けられる。その後、定められた計算方法によって、1 つの切羽につき 1 つの点数が求められる。この点数を評価点とする。評価点に基づき、切羽から地山の状態を確認した後、地山を支えるために適切な支保構造を設定するが、その支保パターンには B, CI, CII, DI, DII, DIII がある。

しかし、図-2 に示すように、例えば、重み付け評価点が 2.2 の場合には、支保パターンが CI から DII のすべてに当てはまることもあり、技術者の経験・判断によって支保パターンが決定される。そこで、本研究では、評価点から支保パターンを決定する流れの中に機械学習を取り入れることで、効率化と標準化を目指す。

表-1 切羽面の評価項目一覧

評価項目	内容
切羽の状態	切羽における岩塊の状態など
素掘面の状態	素掘面の肌落ちの程度など
圧縮強度	岩石の硬さ
風化変質	風化や変質の程度
割れ目の頻度	割れ目の間隔
割れ目の状態	密着，開口の状態
割れ目の形態	割れ目の性状
湧水	湧水の位置，量
水による劣化	水による岩石の劣化の程度

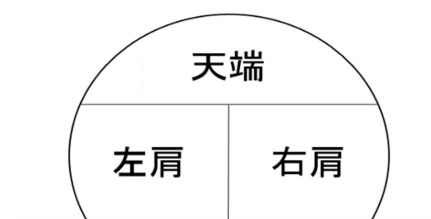


図-1 天端、左肩、右肩の分け方

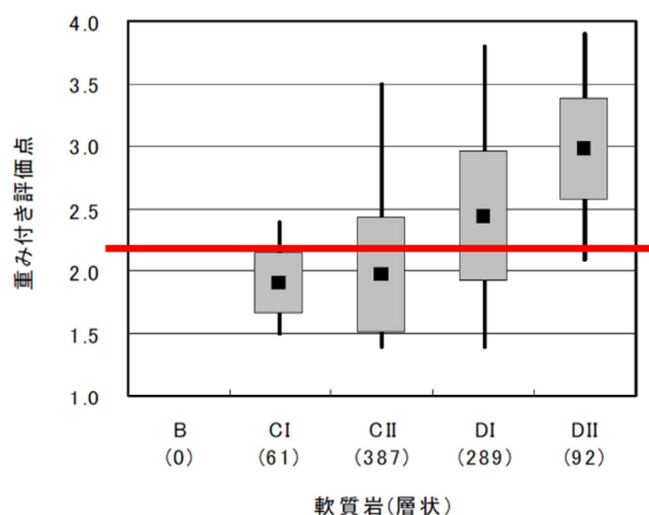


図-2 重み付き評価点と支保パターンの対応図（例）

3. サポートベクターマシン（SVM）の概要

本章では、機械学習の一種であるサポートベクターマシン（Support Vector Machines, 以下 SVM という）について述べる。SVM は、特にパターン分類や関数近似の効果的な方法として注目を集めている。この方法の大きな特徴としては、マージン最大化による分離超平面の生成およびカーネル法を用いることである。

例えば、学習データ $\{(x_i, y_i), i = 1, \dots, \ell\}$ に対し、 $y_i = +1$ or -1 のいずれをとる 2 値の分類問題を考える。通常、与えられた問題は線形分離が不可能であり、このとき、ある非線形関数 Φ を用いて高次元の特徴空間へ写像 ($z = \Phi(x)$) する (図-3)。これによって、線形分離可能な状態となり、以下のような分離超平面を見つけることになる：

$$f(x) = w^T z + b \quad (1)$$

そのあと、 $f(x_i) \geq 0$ ($y_i = +1$) , $f(x_i) \leq 0$ ($y_i = -1$) のように分離されるとする。

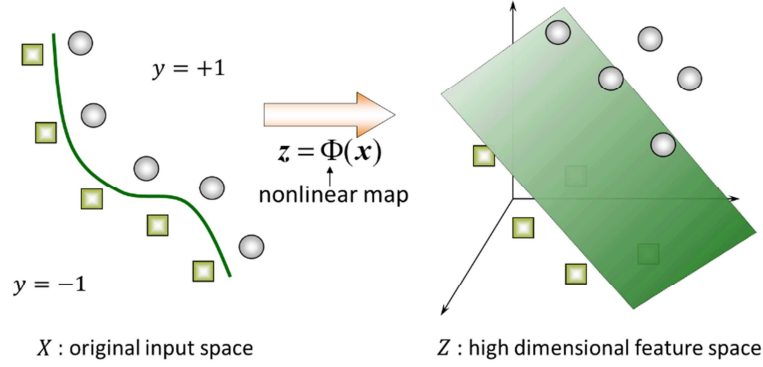


図-3 データの高次元特徴空間への写像

図-4 の概念図で示すように、クラス間の最短距離（マージン）が最大になる $\mathbf{w}$ および b を求めることが SVM における学習であり、次の 2 次計画問題を解くことと同様である：

$$\begin{aligned}
 & \underset{\mathbf{w}, b, \xi}{\text{minimize}} && \frac{1}{2} \mathbf{w}^T \mathbf{w} + C \sum_{i=1}^{\ell} \xi_i \\
 & \text{subject to} && y_i (\mathbf{w}^T \mathbf{z}_i + b) \geq 1 - \xi_i, \quad i = 1, \dots, \ell, \\
 & && \xi_i \geq 0, \quad i = 1, \dots, \ell.
 \end{aligned} \tag{2}$$

ただし、目的関数にある C はマージン（第 1 項）と許容誤差（第 2 項）とのトレードオフパラメータである．例えば、 C を大きく取れば許容誤差の度合いを厳しくすることであり、2 つのクラス間のデータを完全分離に近い状態にする．本研究では、 C を含めて学習に必要な諸パラメータは交差検定法（cross-validation）により決定する．

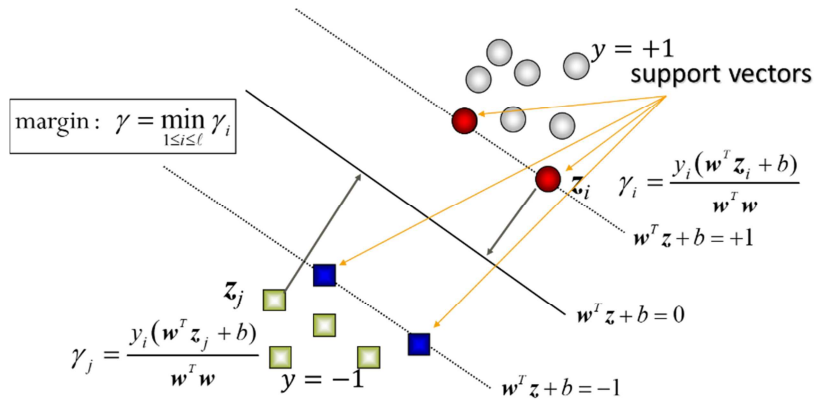


図-4 マージンとサポートベクターの概念図

また、問題 (2) に対するラグランジュ双対問題は、以下のように定式化される：

$$\begin{aligned}
 & \underset{\alpha}{\text{maximize}} && \sum_{i=1}^{\ell} \alpha_i - \frac{1}{2} \sum_{i,j=1}^{\ell} \alpha_i \alpha_j y_i y_j \Phi(\mathbf{x}_i)^T \Phi(\mathbf{x}_j) \\
 & \text{subject to} && \sum_{i=1}^{\ell} \alpha_i y_i = 0, \\
 & && 0 \leq \alpha_i \leq C, \quad i = 1, \dots, \ell.
 \end{aligned} \tag{3}$$

ここで、内積を保存するようなカーネルトリック

$$K(\mathbf{x}_i, \mathbf{x}_j) \equiv \Phi(\mathbf{x}_i)^T \Phi(\mathbf{x}_j)$$

を用いることにより、計算の簡略化と非線形識別（判別）関数への拡張が容易にできる。本研究では、代表的なカーネル関数としてのガウス関数と多項式関数を用いて精度の検証を行う：

$$K(\mathbf{x}_i, \mathbf{x}_j) = \exp\left(-\frac{\|\mathbf{x}_i - \mathbf{x}_j\|^2}{2\sigma^2}\right)$$

$$K(\mathbf{x}_i, \mathbf{x}_j) = (1 + \mathbf{x}_i^T \mathbf{x}_j)^p$$

4. SVM による支保パターン予測

今回は、3 章で説明した切羽面に対する計 27 評価項目の点数を入力 ($\mathbf{x}$) とし、実際に施工された支保パターンを出力 (y) とし、2022 箇所の切羽面の評価点データを使用する。表-2 に使用データの詳細を示す。ただし、トンネル掘削時の土被りによって設定される支保パターン DIII を除き、パターン CI および CII をクラス C ($y = +1$) とし、パターン DI および DII をクラス D ($y = -1$) とする。

表-2 使用データ

	#全データ (個)	#クラス C (個)	#クラス D (個)
学習用データ	1948	1439	509
テスト用データ	74	54	20

まず、学習用データを用いて、式 (1) における最適な $\mathbf{w}$ および b を求めて識別関数を作成し、テスト用データに対し、実際に採用された支保パターンクラス (C・D) と SVM による予測の支保パターンクラスと比較を行い、その結果を表-3 にまとめる。

表-3 SVM による支保パターンの判別結果 (個)

カーネル関数	実際の支保パターン クラス	予測された支保パターンクラス	
		C	D
ガウス	C	53	1
	D	14	6
1 次多項式	C	53	1
	D	13	7
2 次多項式	C	52	2
	D	15	5

全体の予測精度は約 80%割で、良い結果が得られているが、クラス D に関する精度は低い。これは、学習用データにクラス C のデータ数がクラス D のデータ数に比べ圧倒的に多いため、クラス C の判別に有利な形で学習されたのが原因であると考えられる。クラス間のデータ数の偏りによる問題点は、SVM 問題の式 (2) および式 (3) に何らかの工夫をするか、アンサンブル学習法を用いることで解消できると予想する。

次に、トンネル施工時の環境の変化を取り入れた形で学習し、検証を行う。テスト用データに対する検証が終わった後、このデータを学習用データに加えて再学習を行い、識別関数の形を順次更新 (図-5) していき、予測精度の向上を図る。表-4 に予測結果の詳細を示す。

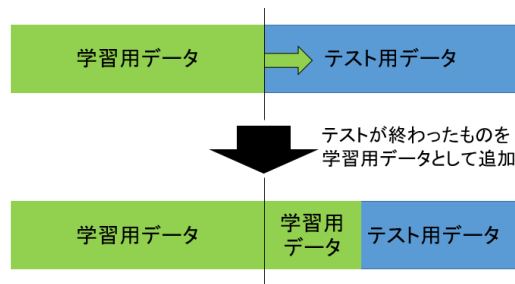


図-5 追加学習の場合

表-4 再学習ありの SVM による支保パターンの判別結果（個）

カーネル関数	実際の支保パターン クラス	予測された支保パターンクラス	
		C	D
ガウス	C	54	0
	D	14	6
1 次多項式	C	53	1
	D	12	8
2 次多項式	C	52	2
	D	16	4

環境変化を考慮するために、追加データを入れて再学習を行いながらもかわらず、全体精度は約 81% であり、表-3 の結果と比べて大差は見られない。クラス C に対する予測精度はいいが、実際採用されたパターンクラス D に対しては、クラス C と判断していることが多いことがわかる。人間の判断により安全性を考慮した結果、強い強度の支保パターンを採用することがあることから、このような結果になったと考えられる。そのため、27 項目の評価点データ以外の取り入れる要因について検討する必要がある。

5. グラフィカルラッソによる構造分析

この章では、トンネル切羽面の評価データに対し、グラフィカルラッソ（graphical lasso）による構造分析の観点から評価項目間の相関関係を可視化し、重要と思われる評価項目について検討する。

疎構造学習に基づく変化検知の手法であるグラフィカルラッソは、 m 次元の正規分布

$$N(\mathbf{x} | 0, \Lambda^{-1}) = \frac{\det \Lambda^{1/2}}{(2\pi)^{m/2}} \exp\left(-\frac{1}{2} \mathbf{x}^T \Lambda \mathbf{x}\right)$$

におけるパラメータである精度行列 $\Lambda = \Sigma^{-1}$ を、次の事後確率を最大化により推定する：

$$\Lambda^* = \arg \max_{\Lambda} (\log \det \Lambda - \text{tr}(\mathbf{S}\Lambda) - \rho \|\Lambda\|_1) \quad (4)$$

ここで、 $\mathbf{S}$ は与えられたデータの標本分散共分散行列であり、 $\rho > 0$ は正則化パラメータである。

グラフィカルラッソによる構造変化の分析では、精度行列 Λ を隣接行列としてみなし、また式 (4) における L_1 正則化項 $\|\Lambda\|_1$ の導入により、疎な隣接行列を推定し、変数間のスパースな依存関係を推定することができる。例えば、隣接行列 $\Lambda = (\lambda_{ij})$ に対し、 $\lambda_{ij} = 0$ であれば変数 x_i と x_j は独立であり、隣接行列の要素が非ゼロ $\lambda_{ij} \neq 0$ となる変数間は（直接）相関を持ち、図-6 に示すようなグラフ上に図示化することで互いの依存関係がわかる。

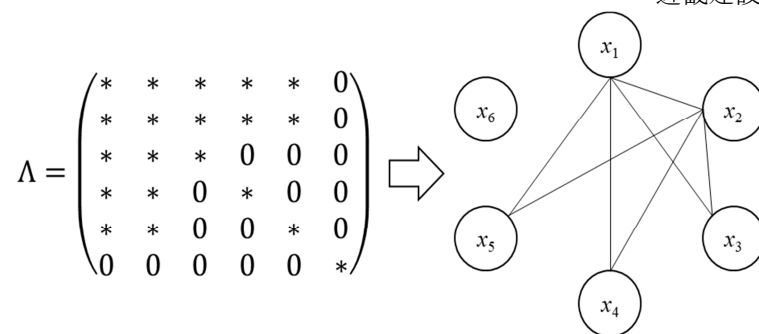


図-6 隣接行列に基づく変数間の相関図 (例)

今回は、グラフィカルラッソによる疎な相関グラフの学習法を用いて、異なる2つのデータ集合間の特徴を分析する。それぞれのデータ集合に対する隣接行列から、各要素（変数）間の相関変化を掴まえることで、異なる決定属性をもつデータ集合間の変化を把握する（図-7）。

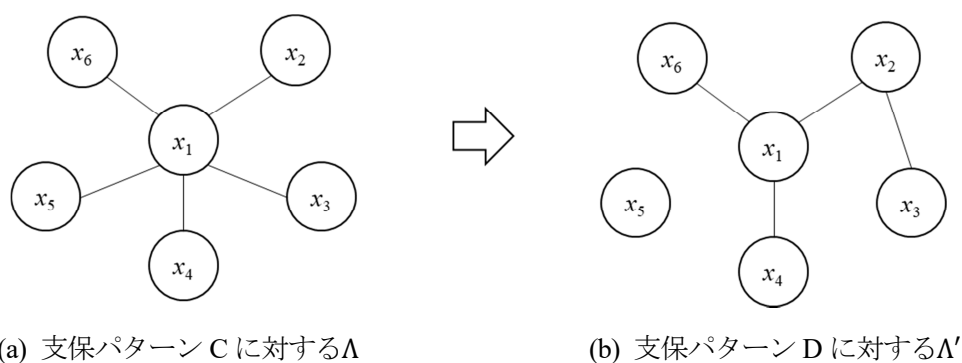
(a) 支保パターン C に対する Λ (b) 支保パターン D に対する Λ'

図-7 データ集合間の構造変化例

さらに、式 (5) で定義される第 i 番目変数の相関変化度 a_i を算出し、構造変化に影響の大きい要因を抽出する：

$$a_i:$$

支保パターン CII である中硬質岩（層状）と軟質岩（層状）の間で評項目間の依存関係の違いを可視化し、そこから依存関係の様子や変化度の値から項目間の関連性を考察し、どの評価項目が重要となるかを分析する。図-8～図-10 にそれぞれ天端、左肩、右肩の評価点データを用いて構造分析を行った結果を示す。表-5 は構造分析に基づく式 (5) による変化度を表す。

天端について

－ 圧縮強度 (x_3)

軟質岩の構造グラフ 図-8 (a) から、圧縮強度は風化変質、割れ目の頻度、割れ目の状態、割れ目の形態と依存関係にあることがわかる。軟質岩は、中硬質岩に比べて岩盤の強度が小さいことから、外力で割れ目が生じたり割れ目の状態が悪化したりすることにつながると考えられる。

－ 割れ目の頻度 (x_5)

圧縮強度と同様で、中硬質岩の構造グラフ 図-8 (b) では割れ目の状態と他の評価項目との依存関係は見られない。軟質岩の構造グラフでは切羽の状態、圧縮強度、割れ目の状態、割れ目の形態と依存関係があることが確認できる。岩盤が柔らかいことが割れ目の頻度が高くなる要因となり他の評価項目

に影響を与えていると考えられる。また、表-5 から割れ目の頻度の変化度が最も高くなっていることから重要な評価項目であると判断できる。

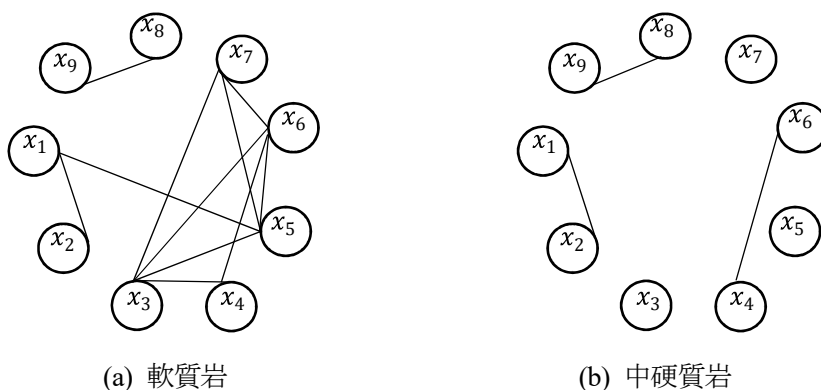


図-8 天端に対する構造グラフ

左肩について

- 水による劣化 (x_9)

中硬質岩の構造グラフの図-9 (b) では湧き水と依存関係があり、軟質岩の構造グラフ図-9 (a)では圧縮強度と風化変質と依存関係があることがわかる。軟質岩の岩盤の強度が小さいことが水を吸収しやすくなる要因となり、岩盤の劣化や変質につながると考えられる。また、表-5 からも水による劣化の変化度が高い値をとっていることから重要な評価項目であると判断できる。

- 割れ目の状態 (x_6)

中硬質岩に対する構造グラフの図-9 (b)から他の評価項目と依存関係は見られないが、軟質岩の構造グラフの図-9 (a)では圧縮強度と割れ目の頻度と依存関係があることがわかる。岩盤の強度が小さいことが割れ目の発生回数が増え、割れ目の状態の悪化が原因であると考えられる。

- 圧縮強度 (x_3)

図-9 からわかるように、中硬質岩と軟質岩の両方に対し、切羽の状態と風化変質が依存関係を持つ。図-9 (a)の軟質岩については、割れ目の状態と水による劣化とも依存関係があることから、天端と同様に、軟質岩は外力が加わると割れ目に影響を与えると考えられる。

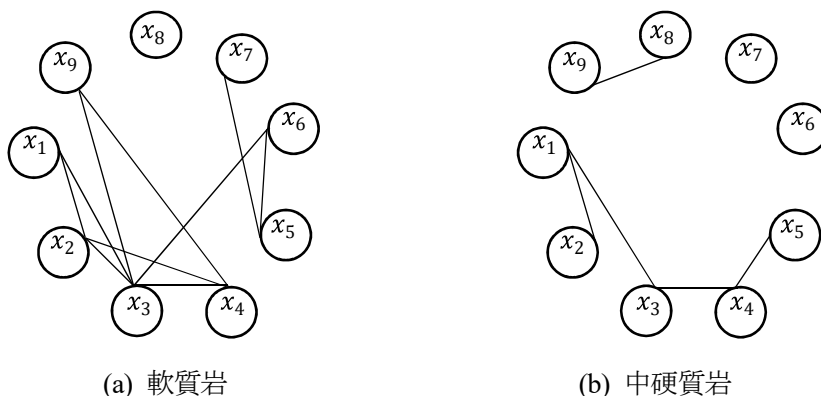


図-9 左肩に対する構造グラフ

右肩について

- 風化変質 (x_4)

中硬質岩と軟質岩の構造グラフの図-10 で示すように、割れ目の頻度と依存関係を持つ。構造グラフ

図-10 (a)をみると、素掘面の状態、圧縮強度、割れ目の状態と依存関係が、軟質岩のみに現れる。風化が進行すると細片化や成分変化することにつながるため、素掘面と割れ目の状態に影響を与えると考えられる。表-5 から風化変質に対する変化度が最も高いことから重要な評価項目であると思われる。

－ 割れ目の状態 (x_6)

中硬質岩の構造グラフ図-10 (b) では他の評価項目との依存関係がみられないが、軟質岩の構造グラフ図-10 (a)では湧き水と水による劣化以外の全ての評価項目との依存関係にあることがわかる。

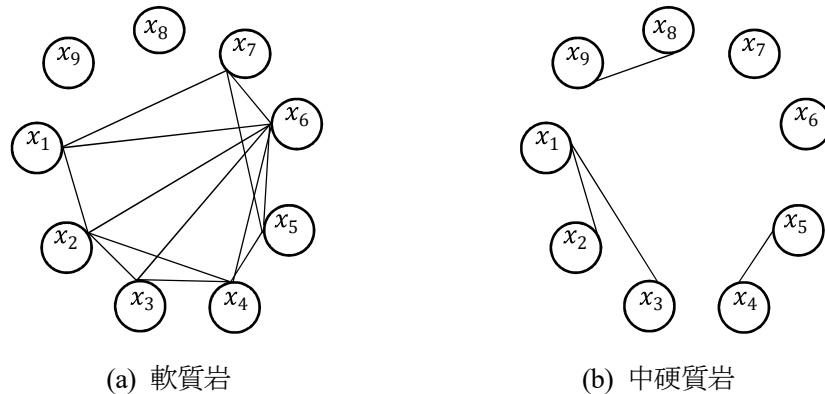


図-10 右肩に対する構造グラフ

表-5 岩質に対する変化度

項目	天端	左肩	右肩
切羽の状態 (x_1)	0.036	0.022	0.012
素掘面の状態 (x_2)	0.021	0.018	0.008
圧縮強度 (x_3)	0.055	0.032	0.070
風化変質 (x_4)	0.042	0.006	0.195
割れ目の頻度 (x_5)	0.088	0.043	0.050
割れ目の状態 (x_6)	0.071	0.043	0.187
割れ目の形態 (x_7)	0.014	0.012	0.031
湧き水 (x_8)	0.068	0.120	0.089
水による劣化 (x_9)	0.068	0.119	0.089

上記の結果を踏まえて、中硬質岩と軟質岩に対する支保パターン CII の決定には、岩盤の硬さが異なることから、特に割れ目に関する評価が大きく影響を与え、風化変質や水による劣化が重要であると思われる。

6. おわりに

これまで技術者の目視により計測や判断に人工知能、機械学習および情報通信技術を活用することで、客観的かつ定量的に評価ができ、今回得られた成果は効率よく適正な施工に役に立つと期待する。今後は、画像データから深層学習を用いて切羽面の評価システムの構築を試みる。切羽の岩判定評価項目から、特に切羽の状態、素掘面の状態、割れ目の頻度、割れ目の状態、割れ目の形態に対する画像データ（入力値）と技術者の目視による評価点（出力値）を用いて畳み込み深層ニューラルネットワークにより学習を行い、人間と同等の点数つけ（岩盤評価）が可能かの検討を行うことである。

地盤変状モニタリングのためのパイプ光ファイバセンサの実用化研究

摂南大学理工学部 教授 片桐 信

1. はじめに

1.1 研究の背景

地震大国の日本において震災によるライフラインの損傷や破壊は日常と隣り合わせの状態である。今この瞬間に地震が発生しライフラインが遮断される可能性はゼロではないのだ。過去に発生した大型の地震ではライフラインの遮断により大勢の人々の生活が困難となった。ライフラインの中でも遮断された際、特に生活に影響が出るのは水道だ。人間は飲み水なしでは3日間しか生きられないといわれている。さらに、水が十分に確保できない状態が続くと衛生面が悪くなり、感染症や流行病などの2次災害が発生してしまう危険性がある。このような事態を避けるためにも災害時のライフライン早期復旧は強く求められている。

2016年4月に発生した熊本地震での断水データを以下に示す。(1)

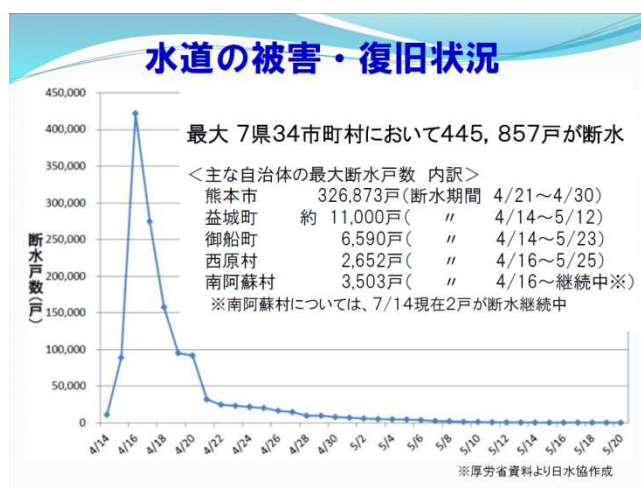


図-1.1.1 熊本地震における水道の被害・復旧状況

このデータからも全国的に老朽化が進む水道管では地震の規模により広範囲での水道管の破壊が見られる。近年中に発生すると見込まれる首都直下型地震や南海トラフ地震ではより多くの被害人口、被害範囲が見込まれている。本研究の実用化が現実となると、災害時のライフライン損傷個所の発見までの時間が従来から大幅に短縮され、結果として早期復旧への貢献が期待できる。

また、シールド工法でのトンネル施工が主流になっている中、この工法では施工時に地盤の削りすぎによってシールドトンネルの直上部の地盤が沈下してしまう現象が見られる。この沈下による地盤変位でシールドトンネル上部に通っている上下水道管やその他ライフラインが損傷を受けてしまう。そこでシールドトンネル施工時にその直上に光ファイバセンサを取り付けた管を同時に施工し、地盤の変位をリアルタイムでモニタリングすることでそのさらに上の地盤が沈下する前にモルタルなどを注入し地盤変状を抑えることが可能となると考える。

1.2 研究の概要

本研究では光ファイバセンサでのひずみ計測技術を用いる。まず光ファイバを実装した合成樹脂管を用意する。合成樹脂としては、弾性係数の異なる PE100 (E=1300MPa)、ABS (E=約 800MPa) および PE50 (E=196MPa) の3種類を選んだ。あらかじめ光ファイバセンサを実装する溝がある合成樹脂管を製作し、そこに PE100、PE50 では熱融着の方法を、ABS では接着剤を用いて取り付ける。このとき光ファイバを軸方向にペンチで引いても抜けないことと、実装後曲げても割れないことを接着条件とし適切な実装条件を探す。完成したパイプ管光ファイバセンサを重要度の高い既設のライフラ

インやシールドトンネルに沿って推進工法により設置し、地震発生後やシールドトンネル施工時にひずみ分布を検出することで地盤変位の分布を逆推定する。その結果をもとに、既設のライフラインの応答解析から損傷個所を推定することができるものである。地震時や沈下時に表層地盤内に残留する永久変位により、設置したパイプ光ファイバセンサに軸ひずみと曲げひずみが生じる。このひずみを光ファイバセンサで検出し、検出されたひずみを中心差分の考え方を応用して積分することでパイプ光ファイバセンサに作用している変位分布を算出できる。今回の実験では PE100 と ABS 管で地上曲げ実験と地中に埋設したことを想定した地盤ばねを用いた地上曲げ実験を行い、管軸直角方向の変位量と実測変位量との比較を行った。

参考文献

(1) 熊本地震における日本水道協会の対応について：

http://www.bousai.go.jp/kaigirep/tiho_juen/dailkai/pdf/shiryo11.pdf

2019 年 1 月閲覧

2. 既往の研究について

2.1 計測ひずみからの ABS 管変位分布算定法

地震発生後、地盤に永久変位が生じた場合、パイプ光ファイバセンサにより、パイプ断面の上下もしくは左右の管軸方向ひずみを計測する。計測したひずみを軸ひずみと曲げひずみ分解し、それぞれを積分することでパイプ光ファイバセンサの軸方向変位と軸直角方向変位に変換できる。

変換式を表-2.1.1 に示す。

表-2.1.1 軸ひずみと曲げひずみの変換

軸ひずみ ε_a	曲げひずみ ε_b
$\frac{BACK + FRONT}{2}$	$\frac{BACK - FRONT}{2}$

2.1.1 軸方向変位

軸方向の変位量については、計測軸ひずみ ε_a に光ファイバセンサによる側点間隔（80mm）を乗じることによって、その間の変位増分が求められる。これを計測始点から累加することによって、変位分布に変換することができる。

2.1.2 軸直角方向変位

軸直角方向変位量については、計測曲げひずみ： ε_b をもとに、図-2.1.1 に示す中心差分の考え方をを用いて、変位量に変換する。

計測曲げひずみを ε_b とすると、その点の曲げモーメント： M は下式となる。

$$M = \frac{2EI}{D} \cdot \varepsilon_b \quad \dots \dots (1)$$

一方、弾性曲線の微分方程式より

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{di}{dx} = -\frac{M}{EI} = -\frac{2}{D} \cdot \varepsilon_b \quad \text{である. } D \text{ はパイプ外径とする}$$

ここで, $\frac{d^2y}{dx^2} = y''$, $\frac{dy}{dx} = y'$ と表す.

パイプ光ファイバセンサによる計測ひずみは, 計測間隔: $\Delta=80\text{mm}$ の離散化したデータである. 中心差分の考え方をを用いると, 次のように長手方向に逐次積分して, 管軸著角方向の変位を求めることができる.

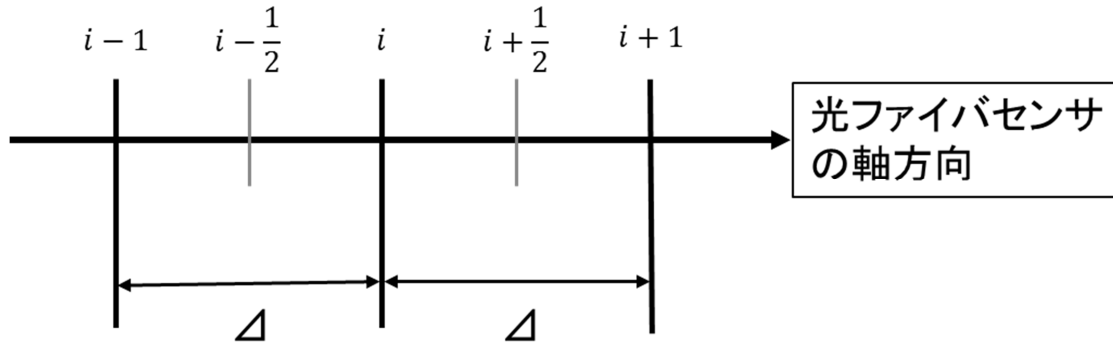


図-2.1.1 中心差分

$$y'_{i+\frac{1}{2}} \quad \dots \dots (2)$$

$$y''_i = \frac{1}{\Delta} (y_{i+1} - y_i)$$

$$= \frac{1}{\Delta} (y'_{i+\frac{1}{2}} - y'_{i-\frac{1}{2}}) \quad \dots \dots (3)$$

(3)式より

$$y'_{i+\frac{1}{2}} \quad \dots \dots (4)$$

$y'_0 = 0$ として, 本式により順次 $y'_{i+\frac{1}{2}}$ が求まる.

ここで, $y''_i = -\frac{2}{D} \cdot \varepsilon_b$ で (1/mm) の次元をもつ.

$y'_{i+\frac{1}{2}}$ は y''_i に Δ (mm) を乗じるので (rad) の次元をもつ.

(2)式より

$$y_{i+1} = \Delta \cdot y'_{i+\frac{1}{2}} \quad \dots \dots (5)$$

ここで, $y_0 = 0$ とすると, $y'_{i+\frac{1}{2}}$ が求まっているので, 本式により順次 y_i が求まる.

2.2 関連技術

2.2.1 推進工法⁽¹⁾

本研究では推進工法を用いての施工を考えている。そのなかでも株式会社大阪防水建設社の協力のもと、フリーダムーブ工法を用いる。この工法は、従来の推進工法では垂直・斜・水平の直線的削孔方式であったものを、3 次元的曲がり削孔を可能にし、構造物直下の施工を効率的に行うことができる。そのため、この工法を用いることでパイプ光ファイバセンサを既存のライフラインに沿って施工することが可能である。また、特徴として小さな作業スペースで施工可能であるから、都市部での施工にも期待できる。(図-2.2.1)

■削孔状況



狭い作業スペースで施工可能で、上空制限の影響もほとんど受けません。



図-2.2.1 フリーダムーブ工法の概観

2.2.2 光ファイバセンサ⁽²⁾⁽³⁾

光ファイバセンサとは、光ファイバをベースとしたセンサである。光ファイバは、石英ガラスやプラスチックで形成される細い繊維状の物質で、中心部のコアと、その周囲を覆うクラッドの二層構造になっている。(図-2.2.2)コアはクラッドと比較して屈折率が高く設計されており、光は全反射によりコア内に閉じ込められた状態で伝搬する。

全反射とは、光が屈折率の高い物質から屈折率の低い物質に入射するとき、角度を変えて進入していく。光の入射角度が小さくなるにつれて、屈折角が大きくなっていき、境界面に対して平行に近づいていく。屈折角が 90° を超える入射角で進入したとき、光は境界面で反射する(状態 C)。このようにすべての光が境界面で反射することを全反射と呼び、このときの入射角度を臨界角と呼ぶ。(図-2.2.3)

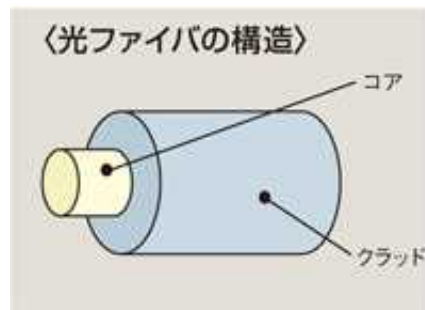


図-2.2.2 光ファイバの構造

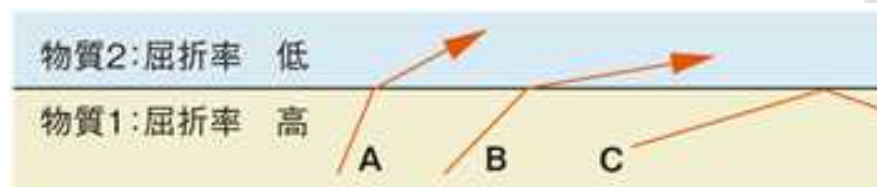


図-2.2.3 全反射の様子

この光ファイバを用いた光ファイバセンサには次の特徴がある。

耐雷性：落雷に強く、サージの影響を受けないので避雷機器等の付帯設備が不要である。

耐電磁ノイズ性：高い磁場での測定が可能であり、既存センサとの併用も容易である。

非引火性・防爆性：ショートせず火花をださないため、爆発の危険性がある所にも設置できる。

多点で広範囲な測定能力：一本の光ファイバ上に多数のセンサを直列に接続でき、配線が容易である。長距離伝送の光ファイバがベースとなり、増幅器などの付帯設備も不要である。

小型・薄型・軽量：細径の通信用光ファイバがベースであるため、軽量であり、作業効率向上や輸送費削減などのメリットが得られる。

長期信頼性：塑性変形の少ないガラスがベースで、耐食性があり電子部品を使用せず故障が少ない。そのため、導入後の保守コストが削減できる。

2.2.3 光ファイバセンサのひずみ計測技術（SDH-BOTDR 方式）⁽⁴⁾

高速光通信技術を生かした独自の技術であり、これによって、高速（1 秒周期）・高分解能（1m 単位）・長距離（1km、最大 5km）で、光ファイバ上の温度・ひずみ分布をリアルタイムで測定できる。長距離・広範囲で温度・ひずみを分布的かつリアルタイムに測定することで、橋梁や道路などのインフラ健全度監視、製造ラインや工場内の温度監視などへの活用が期待される。

光ファイバ中で発生するブリルアン散乱光（BS 光）は、歪・温度変化に比例して周波数に変化する性質を有する。ブリルアン光時間領域反射測定（BOTDR）は、光ファイバの長手方向に沿って BS 光の周波数変化を測定するものであり、歪や温度の分布を測る有効な手法である。

一般的な BOTDR では、光ファイバにパルス光を入力し、反射光として BS 光が入射端に戻ってくる時間から反射（散乱）点の位置を特定し、周波数スペクトル解析により計測した BS 光周波数変化を歪や温度に換算する。しかしながら、BS 光は微弱であり、その周波数変化も非常に小さいため（ $\sim 0.05 \text{ MHz}/\mu\epsilon$ ）、高精度な分布測定には十分な平均化と精密な周波数解析が不可欠となる。このため、測定に数分の時間を要することもあり BOTDR の適用領域を制限する要因の一つとなっている。本検討では、より高速な測定を可能にする自己遅延ヘテロダイン（Self-delayed heterodyne：SDH）BOTDR 方式[参考文献]を適用した。SDH-BOTDR 方式は、周波数変化に伴う BS 光の位相変化を自己遅延ヘテロダイン法により検出し、その時間微分から自然 BS 光の周波数変化を算出する。一般的な BOTDR に比べ、周波数解析に必要な周波数掃引プロセスを省くことができ、同等の測定精度（歪測定精度 $\pm 20 \mu\epsilon$ ）における計測時間を大幅に短縮することが可能である（ $< 10 \text{ 秒}$ ）。

参考文献

(1) フリーダムーブ工法 | 地盤改良技術 | 技術紹介 | OBCC 株式会社大阪防水：

<https://www.obcc.co.jp/mt/205/>, 2019 年 1 月閲覧

(2) 光ファイバ/ケーブルの基礎知識 - 住友電工 Optigate：

<http://www.optigate.jp/basic/cable.html>, 2019 年 1 月閲覧

(3) 光ファイバセンサ - シミウス（CMIWS）日本マイクロンオプティクス：

<https://www.cmiws.jp/よくある質問/光ファイバセンサとは/>, 2019 年 1 月閲覧

(4) 光ファイバセンサ | OKI：

https://www.oki.com/jp/sensing/optical_fiber/, 2019 年 1 月閲覧

3. 実験方法

3.1 実験概要

地上に設置したパイプ光ファイバセンサ

(PE100、ABS、PE50) に管軸直角方向の変位を与える。ひずみゲージによって計測したひずみの実測値と、SDH-BOTDR方式により計測したひずみを比較した (PE50 はひずみゲージのみ)。パイプ光ファイバセンサに与える変位パターンは、図-3.1.1 に示す矩形状変位 (実験-1) とパイプ中央部を除いて地盤ばねを全て外してパイプ中央部にのみ変位を与えた集中変位 (実験-2) とした。それぞれ 3mm ずつ変位を写真-3.1.1 に示す矢印の方向に与え、最大 30mm の変位を与えた。曲げパターンを図-3.1.1 に示す。なお、PE50 の光ファイバ計測が、諸事情により延期となり、ひずみゲージのみのデータが得られている。実験では、地中に埋設したことを想定して写真-3.1.2 に示すような地盤ばねを用いて実験を行った。



写真-3.1.1 実験装置

3.2 実験方法

あらかじめ、上下左右に溝のある ABS 管と PE 管の左右の溝に接着剤で光ファイバセンサを実装する。これを ABS 管光ファイバセンサと PE 管光ファイバセンサと呼ぶ。光ファイバセンサが十分に固着されていることが確認できたあと、実験装置に ABS 管光ファイバセンサと PE 管光ファイバセンサを設置し、ひずみゲージを取り付ける。光ファイバセンサとひずみゲージがそれぞれ正常に測定できるか調べたところ、ひずみゲージは正常に測定できたが、ABS 管の光ファイバセンサは図-3.1.1 の左側 (Front) に配置された光ファイバセンサの反射光がみられず、計測できないことが判明した。そこで、左側

(Front) の光ファイバセンサの値は右側の測定値 (Back) を -1 倍した値で代用することとした。このとき軸方向変位はないものとする。

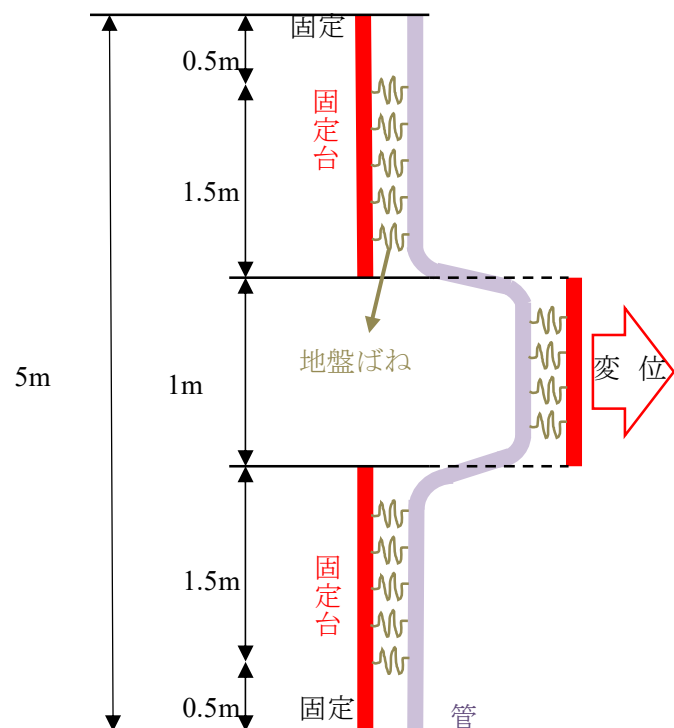


図-3.1.1 曲げパターン

4.実験結果および考察

4.1PE100 の結果

SDH-BOTDRにより計測された曲げひずみをPE管長手方向に積分（中心差分を応用）することで算出した水平方向変位量（積分値）と、ワイヤー式変位計で計測した変位量の比較を行った。

埋設状態を模擬して、段差状の変位を与えた実験-1の場合の変位分布比較を図-4.1.1に示す。ワイヤー式変位計による計測変位は、長手方向±0.5m位置を境に段差状の変位に対応した計測値を示している。SDH-BOTDRひずみ計測値から積分した変位分布は、ワイヤー式変位計の計測値の中間的な値を算出している。現状のSDH-BOTDR方式の分解能は1.0mである。データとして80mm毎の値を出力しているが、これは出力点を中心とした前後±0.5m間の平均的ひずみに相当しており、本実験のように局所的に変位の変化点

が現れるような現象には完全には追従出来ないと考えられる。しかしながら、図中の○で記した箇所のようにマイナス方向への変位を算出している事から、変位分布の曲線形状より、ある程度段差状の地盤変位の発生を検知することが出来る可能性がある。

一方、図-4.1.2に示すように両端固定で中央に集中変位を与えた実験-2においては、ワイヤー式変位計とSDH-BOTDR方式からの変位算出値は精度良く一致している。この傾向は、変位量が6mm程度の段階から現れており、微小な変位量でも精度良く計測することが出来る性能を有していると考えられる。

4.2 ABS と PE50 の結果

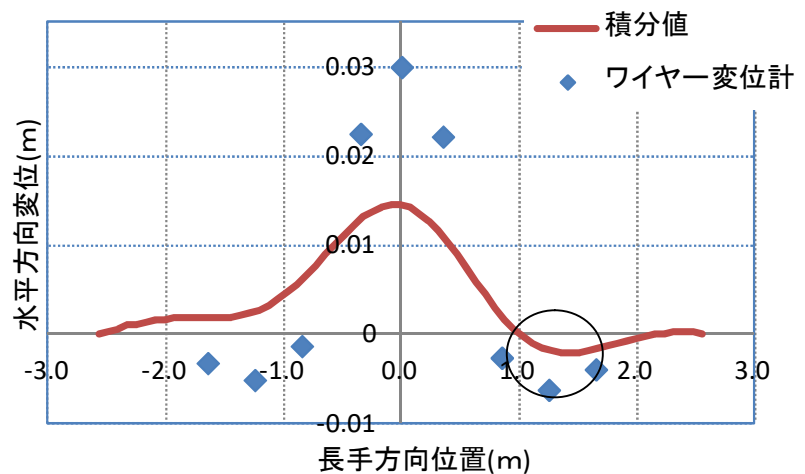


図-4.1.1 PE100 矩形変位入力の変位比較

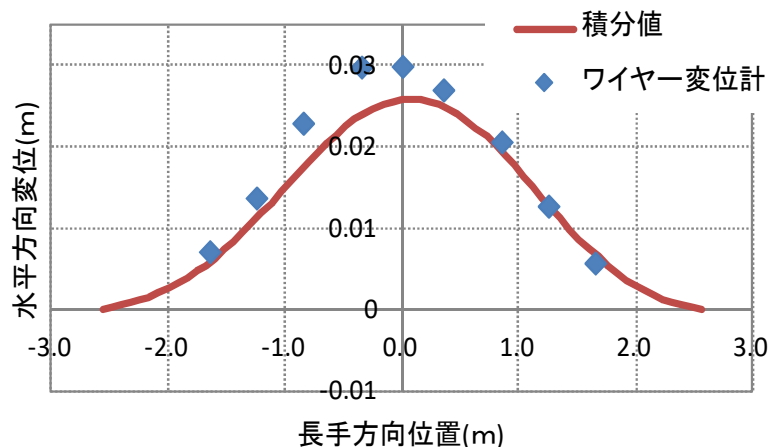


図-4.1.2 PE100 集中変位入力の変位比較

ABS パイプを用いた実験では、前述のように片側の光ファイバが計測不能であった。また、計測できたファイバについても、反射光の強度が極端に低く、そのため1度の計測に多数の計測データの平均値を割り付ける必要が生じてしまった。これは、パイプ光ファイバセンサのファイバ端点と計測器側のファイバ端点との接続部における反射光の極端な減衰によるが、その原因は定かにならなかった。PE50 パイプの実験では、こうした ABS パイプでの実験上の不具合を解決する対策を検討し、推進する予定であったが、時間的、時期的な障害があり、今回の研究においては計測データを得ることが出来なかった。そこで、ひずみゲージによる計測ひずみと SDH-BOTDR による計測ひずみの比較検討を行った。

図-4.1.3 および図-4.1.4 はそれぞれ矩形形状変位を与えた場合の BACK 側と Front 側のひずみの比較を示している。ひずみが急変するパイプ中心部では、ひずみゲージが高いひずみ値を示しているのに対して、SDH-BOTDR 方式では、急激なひずみ変化に追従できず、表現できていない。これは、前述のように反射光の強度が小さく、1回の計測データを得るのに数十回の計測を行い、その平均値を計測データとして割り付けたためである。また、今回使用した SDH-BOTDR 計測器は、その解像度が 1m と長いことも、原因であると考えている。現在では、解像度 30cm の装置も開発されており、この問題は解決される方向にある。さらに、実際の地盤変状は本実験で行った矩形形状変位のように局所的に変状するものではないと考えられるので、実問題に適用した場合の弊害は少ないものと思われる。

5. おわりに

今後は、本提案法を地盤変状量分布のリアルタイム・モニタリングに適用すべく、実用化を見据えた研究開発を推進する所存である。主な用途としては、①工事に伴い変化する地盤変位のモニタリング、②地震後の地盤永久変位分布の計測および③地盤災害の予兆を把握するための微小変位のモニタリングなどである。また、計測器の分解能が高くなれば、実験-1 のような段差状の地盤変位についても、その計測精度は向上するであろう。

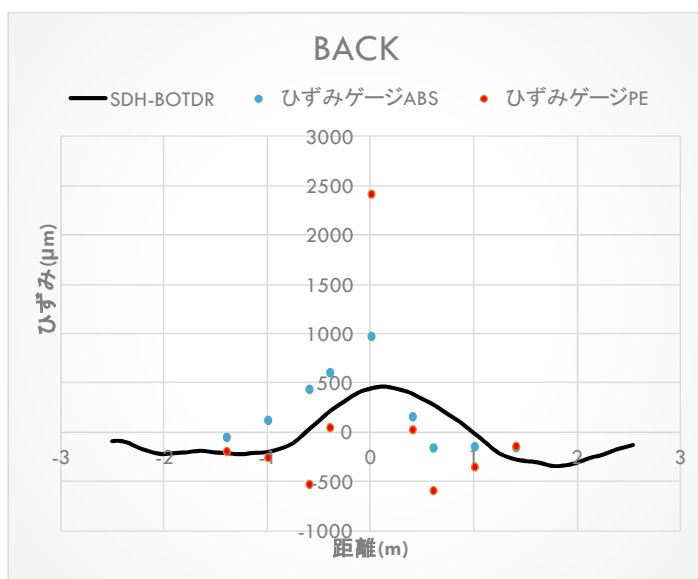


図-4.1.3 BACK 側ひずみの比較

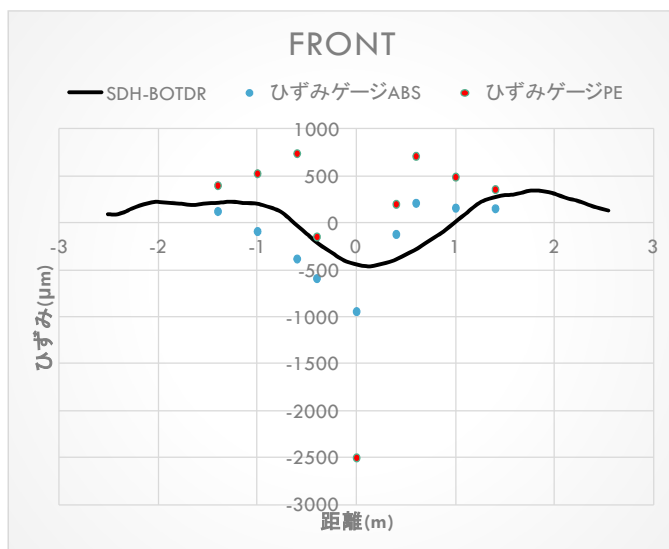


図-4.1.4 Front 側ひずみの比較

福井平野における土質試験データの集約と地盤図の作成

福井工業高等専門学校 教授 吉田雅徳

1. はじめに

地盤図という用語は主に日本国内平野部の第四紀地質図の総称として使用されており、ボーリング柱状図や地質調査結果を図表形式でまとめ、出版物やインターネット上で公開されている。整理方法は、地方自治体別にまとめられたものが主であり、編集・発行する機関は官公庁、研究所、高等教育機関、民間団体等、様々である。近畿地方では、出版物としては「新編大阪地盤図（コロナ社、1987年）」¹⁾、インターネットでは「WEB 版神戸 JIBANKUN（2013 年）」²⁾等が公開されている。一方、福井県には昭和 40 年（1965 年）に発行された「福井県水理（地下水）地質図説明書」³⁾が存在するが、現在まで改訂は行われていない。また、同書は主に第四紀の地質を断面図としてまとめたものであり、土質試験データを集約した資料は存在しない。

福井平野は縄文海進時には日本海に面した浅い湾であったが、その後、河川が運搬した土砂の堆積により形成された沖積地盤である。そのため、軟弱で低湿な地盤が広く分布しており、地盤構造物や構造物基礎が圧密現象等によって沈下・変形するリスクが高く、建設工事の際には地盤評価に細心の注意を払う必要がある。また、1948 年福井地震の際には平野の広い範囲で液状化現象が発生しており、近い将来の発生が危惧されている南海トラフ地震では福井平野で震度 5 強の揺れが予想されている。2011 年東北地方太平洋沖地震で震度 5 強を記録した浦安市で甚大な液状化被害が発生したことを考慮すると、遠く離れた福井平野でも液状化被害が生じる可能性は低くない。

そこで本研究では、福井県等が管理するボーリング調査結果のデータベース等から、ボーリングデータ、土質試験データを抽出し、東西方向および南北方向の地盤構成を把握するとともに、土の物理的・力学的特性を断面別に整理し、福井平野を形成する土の工学的特性について、既存データを用いてマクロな視点で明らかにする。また、将来的にはこれらの結果を福井地盤図として取りまとめ、福井県内での建設事業を合理的かつ経済的に推進するための基礎資料とすることを目的としている。

2. 対象地区

福井平野は九頭竜川をはじめ、日野川、足羽川、竹田川、兵庫川などの運搬堆積作用によって広大な平野を形成している。主たる河川は東側より西流し、最終的に九頭竜川に合流した後、九頭竜川は坂井市三国町の三国港に向けて北西へと流下している。このため、福井平野の東西方向と南北方向の第四紀の堆積構造には特徴的な違いがあると想定できる。そこで、本研究では図 2.1 に示す坂井市三国町黒目～あわら市疋田を結ぶ測線を東西方向、およびあわら市自由が丘～福井市半田町～文殊山を結ぶ測線を南北方向として 2 つの断面を選定した。両測線は坂井市坂井町上関付近で交差する。

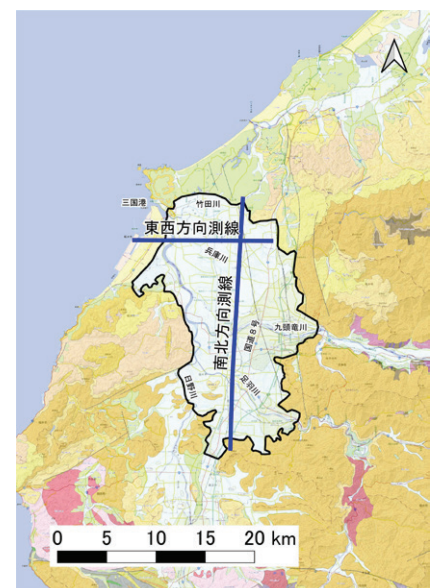


図 2.1 測線の位置 ⁴⁾

3. 収集資料と整理方法

ボーリングデータおよび土質試験データの地盤情報の収集にあたっては、断面図を作成する測線から両端約 1km、幅 2km の範囲内に存在するオープンデータである KuniJiban⁵⁾ や Geo-Station⁶⁾、既に刊行されている地盤図（例えば、北陸農政局計画部⁷⁾）、国や県が公共事業で発注した地質調査報告書を対象とした。

収集した地盤情報の整理方法として、ボーリングデータは以下のように整理した。まず、ボーリングの位置情報を基に、GIS ソフトを利用して、地理院地図⁸⁾にボーリング地点を配置した。つぎに、ボーリング地点を図 3.1 に示すように国土地理院が発刊する 2 万 5 千分の 1 の地形図の図郭ごとに束ね、ボーリング地点番号は図葉番号＋ハイフン＋連番（例えば、「三国」であれば 543621-001）とした。収集したボーリングデータは東西方向測線で 81 本、南北方向測線で 158 本である。これらを選定した測線上に配置し、地盤断面図を作成した。地層区分は、大区分として沖積層と洪積層に分け、それぞれの地質時代に属する粘性土、腐植土、砂質土、礫質土で細区分した。また、収集した土質試験データは東西方向測線で 222 試料、南北方向測線で 2,126 試料であり、断面ごとに土の物理的・力学的特性を深度図および物性間の相関図として整理した。

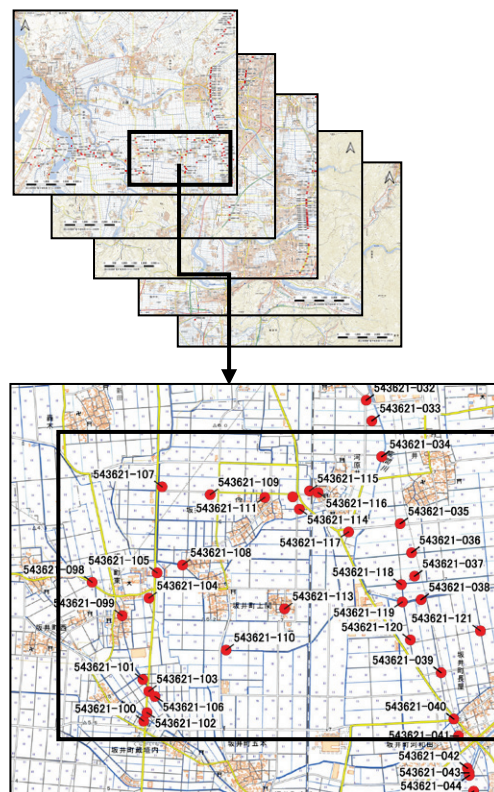


図 3.1 ボーリングデータの整理方法のイメージ

4. 東西方向測線

4.1 地盤構成

東西方向は、西端を坂井市三国町黒目付近とし、坂井市坂井町大味を通り、東端はあわら市北疋田までの長さ約 13.5km の測線である。西側より九頭竜川、兵庫川、竹田川などの主要な河川を横断している。深井戸資料をベースとして作成された北陸農政局計画部発刊の地盤断面⁷⁾に、洪積層上面までの浅い深度のボーリングデータを追加して、沖積層の詳細な土層区分を行った。

図 4.1 に東西方向の地盤断面図を示す。福井平野における第四系の層厚は、約 100～150m と推定されている⁷⁾。沖積層は粘性土と砂質土が交互に堆積する成層構造を示しており、その層厚は約 20～50m で、西側で厚くなる傾向が認められる。兵庫川より西側では、沖積層最下部に砂質土が厚さ 10～20m で分布する。洪積層は礫質土と粘性土が交互に堆積しており、各層には多少の起伏が見られるが、大局的に南北方向測線との交差部から九頭竜川との交差部付近までは、地層が西側に向かって傾斜する傾向が伺える。

4.2 土質特性

図 4.2～図 4.4 に各土層における土質試験データの深度分布図および相関図を示す。物理特性の深度分布図において、沖積粘性土の湿潤密度 ρ_t は深度に関わらず概ね 1.5～1.9g/cm³ の範囲であり、間隙比 e および液性指数 I_L についても特に深度との関係性は認められない。自然含水比 w_n については深度が深くなるに従い小さくなる傾向が認められる。力学特性の深度分布図において、沖積砂質土の N 値と沖積粘性土の一軸圧縮強度 q_u は深度が深くなるに従い大きくなる傾向が認められるが、その他の物性

値についての関係性は認められない。

塑性図において、一般的な海成粘土では液性限界 w_L と塑性指数 I_P の関係は A 線付近に集中する⁹⁾が、当該地の沖積粘性土は液性限界が高くなるほど A 線よりも下方に分布する傾向が認められる。また、 N 値と一軸圧縮強度 q_u 、また、液性限界 w_L と圧縮指数 C_c の関係において、ばらつきは多いが正の比例関係が認められる。

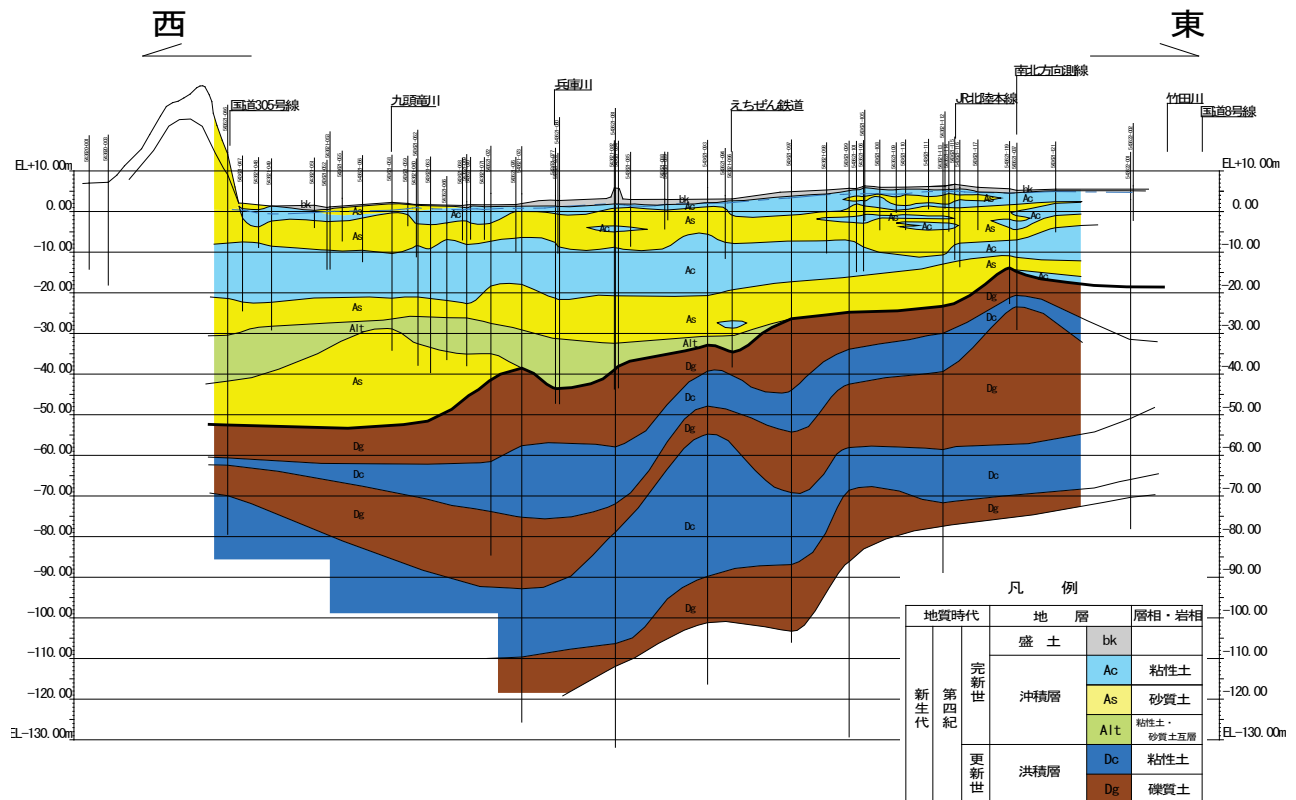


図 4.1 東西方向の地盤断面図

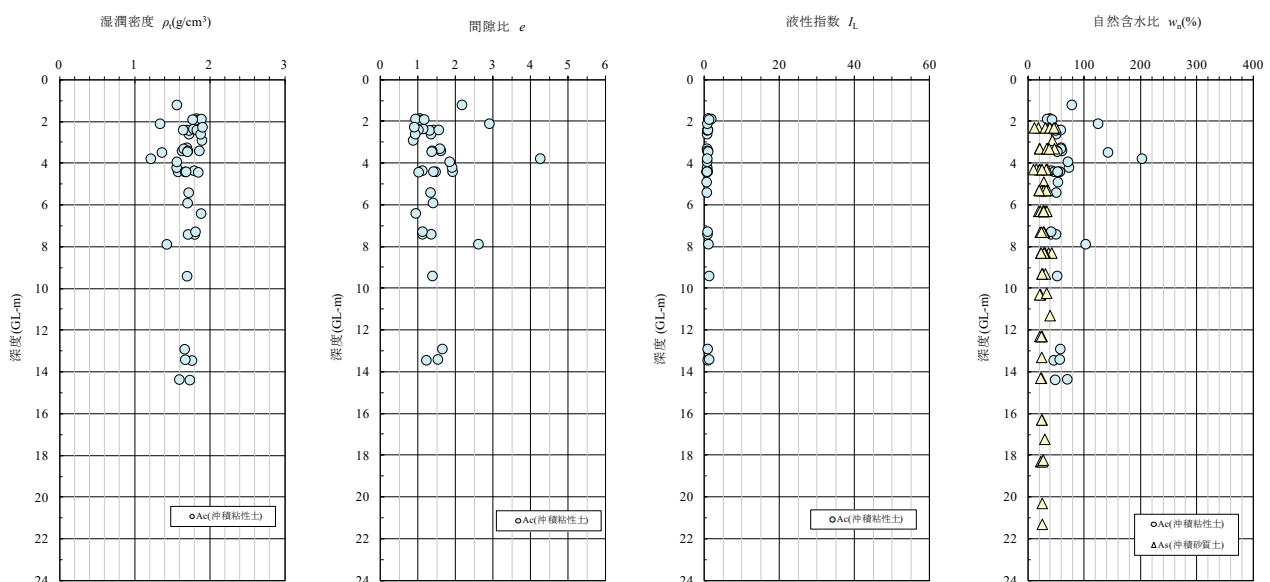


図 4.2 物理特性の深度分布図

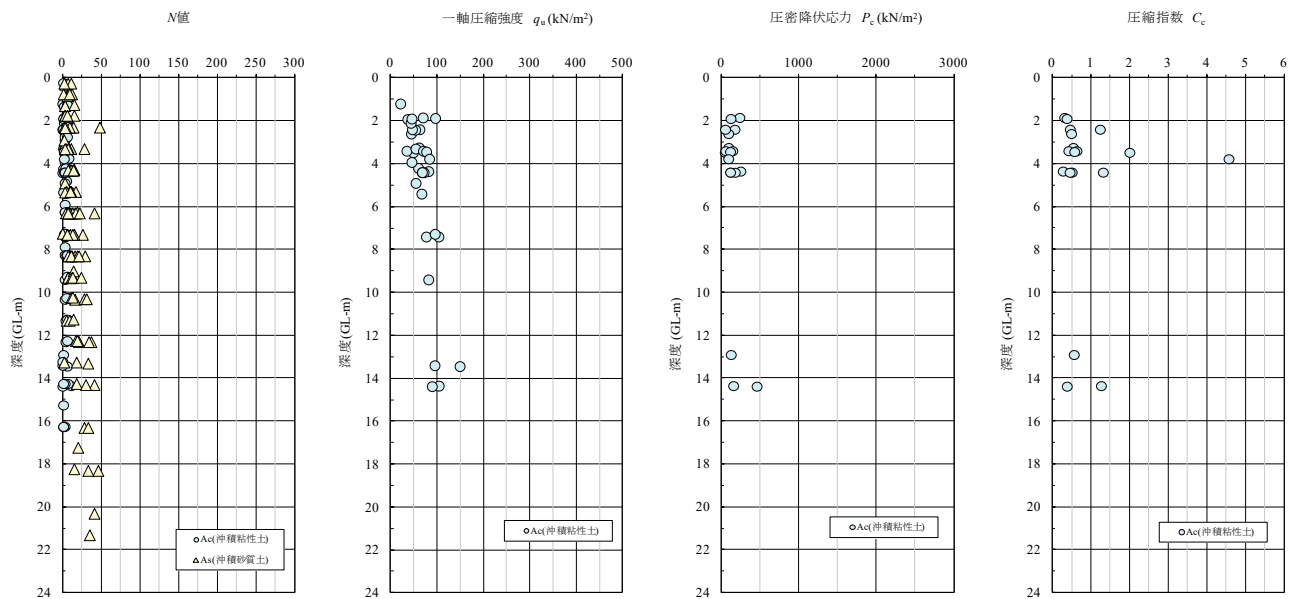


図 4.3 力学特性の深度分布図

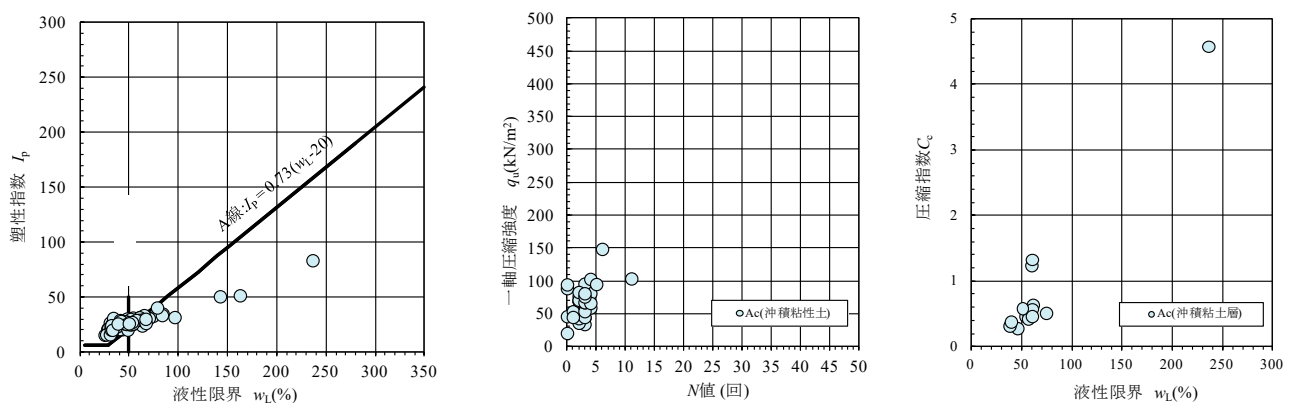


図 4.4 各種特性の相関図

5. 南北方向測線

5.1 地盤構成

南北方向は、北端をあわら市自由が丘付近とし、坂井市坂井町上関（東西断面との交点）～福井市森田～福井市半田町を通り、南端は文殊山付近までの長さ約 24.5km の測線である。北側より竹田川、兵庫川、九頭竜川および足羽川などの主要な河川を横断している。

5.1.1 あわら市自由が丘付近～九頭竜川付近

図 5.1 にあわら市自由が丘付近から九頭竜川付近までの地盤断面図、図 5.2 に土層凡例を示す。沖積層の厚さは概ね 20m 程度であり、砂質土と粘性土が互層を成している。竹田川、兵庫川および九頭竜川沿いでは砂質土や礫質土が厚くなり、自然堤防や扇状地性の堆積物が分布している。一方、両河川から離れた地点（断面図中央付近）では粘性土が厚くなり、氾濫原堆積物としての層相を示す。JR 北陸本線北側には腐植土が分布するが、この付近は加越台地と福井平野の境界にあることから、谷部が溺れ谷となり、腐植土が厚く堆積したと推測される。

洪積層は概ね EL-15m～EL-20m 以深に分布し、礫質土が主体であり、EL-30m 以深で砂質土および粘性土が分布する。

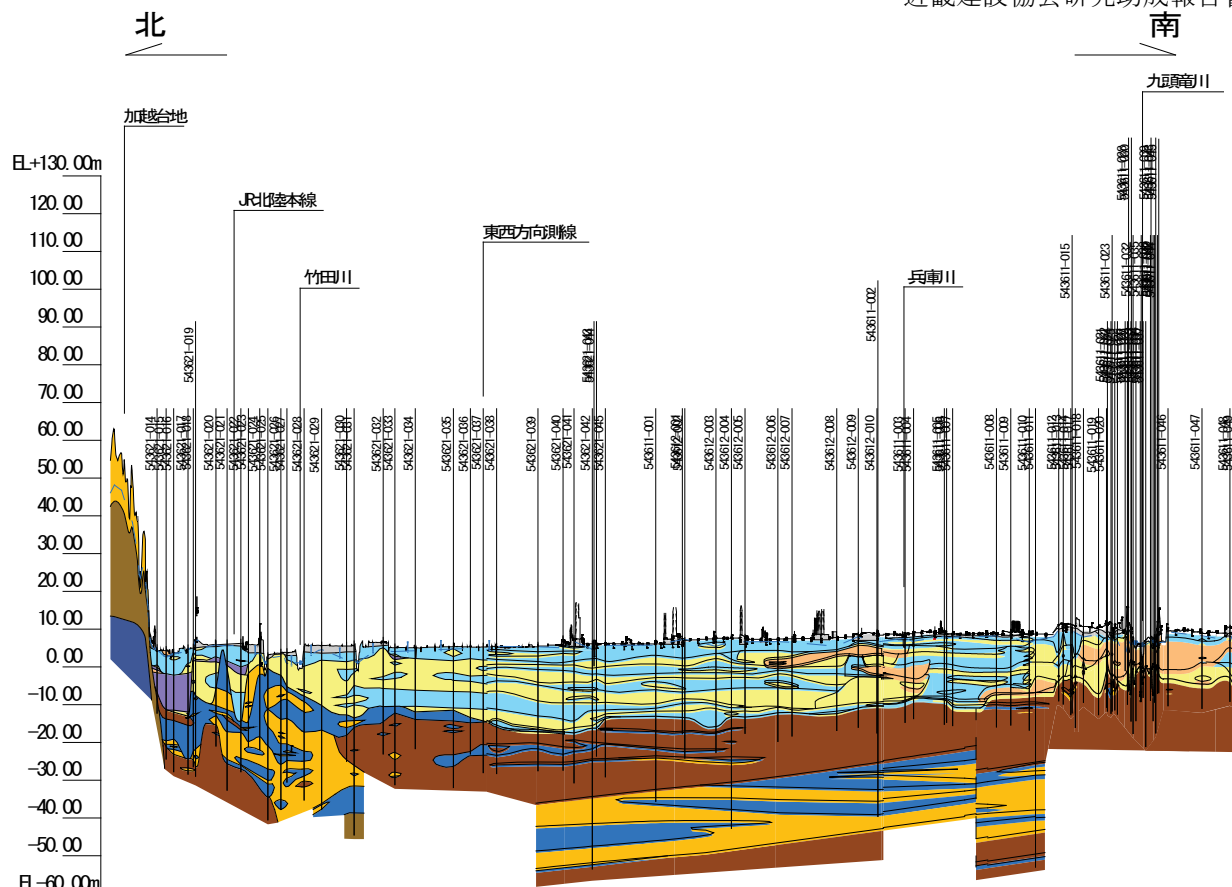


図 5.1 南北方向の地盤断面図（加越台地付近～九頭竜川付近）

凡 例			
地質時代	地 層	層相・岩相	
新 生 代	完 新 世	盛土	bk
		崖錐性堆積物	dt
			礫混じり粘性土
			粘性土
		沖積層	腐植土
			砂質土
	更 新 世	洪積層	礫質土
			粘性土
			砂質土
			礫質土
			粘性土
			砂質土

図 5.2 土層凡例

特徴として、竹田川沿いでは礫質土が消失し、砂質土と粘性土が混在する。また、兵庫川の南側で地層のずれが存在する。両地点ではかつての河川流路の移動や断層運動などの影響を受けている可能性がある。なお、この断面では最深で EL-60m までボーリング調査を行っているが、基盤岩は確認されていない。

5.1.2 九頭竜川付近～文殊山

図 5.3 に九頭竜川付近から文殊山までの地盤断面図を示す。沖積層は足羽川付近で最も深く、層厚は 25m 程度で、南側の文殊山に向かうに従い若干浅くなる傾向が認められる。特徴として、九頭竜川～足羽川付近までは砂質土と粘性土が指交関係にあり、複雑な堆積構造を形成していること、足羽川の南側～国道 8 号～北陸自動車道までは砂質土がほとんど分布しないことである。

洪積層は礫質土が広く分布する。九頭竜川～足羽川までのボーリングデータは 1 層目の礫質土までが多く、足羽川～文殊山までは礫質土下層の粘性土までのデータが多い。最深で EL-60m までボーリング調査が行われているが、基盤岩（安山岩）が確認できたのは北陸自動車道近傍の EL-55m 付近（深度 65m）のデータのみである。

5-2 土質特性

図 5.4～図 5.6 に各土層における土質試験データの深度分布図および相関図を示す。物理特性の深度分布図において、湿潤密度 ρ_t は深度に関わらず概ね $1.6 \sim 1.9 \text{ g/cm}^3$ の範囲であり、間隙比 e および液性指数 I_L についても特に深度との関係性は認められない。ここで、概ね深度 10m 以浅において、湿潤密度 ρ_t が $1.2 \sim 1.4 \text{ g/cm}^3$ 、間隙比 e が 3~6、液性指数 I_L が 100~300% の範囲にある値は、加越台地南側に分布する腐植土のデータである。

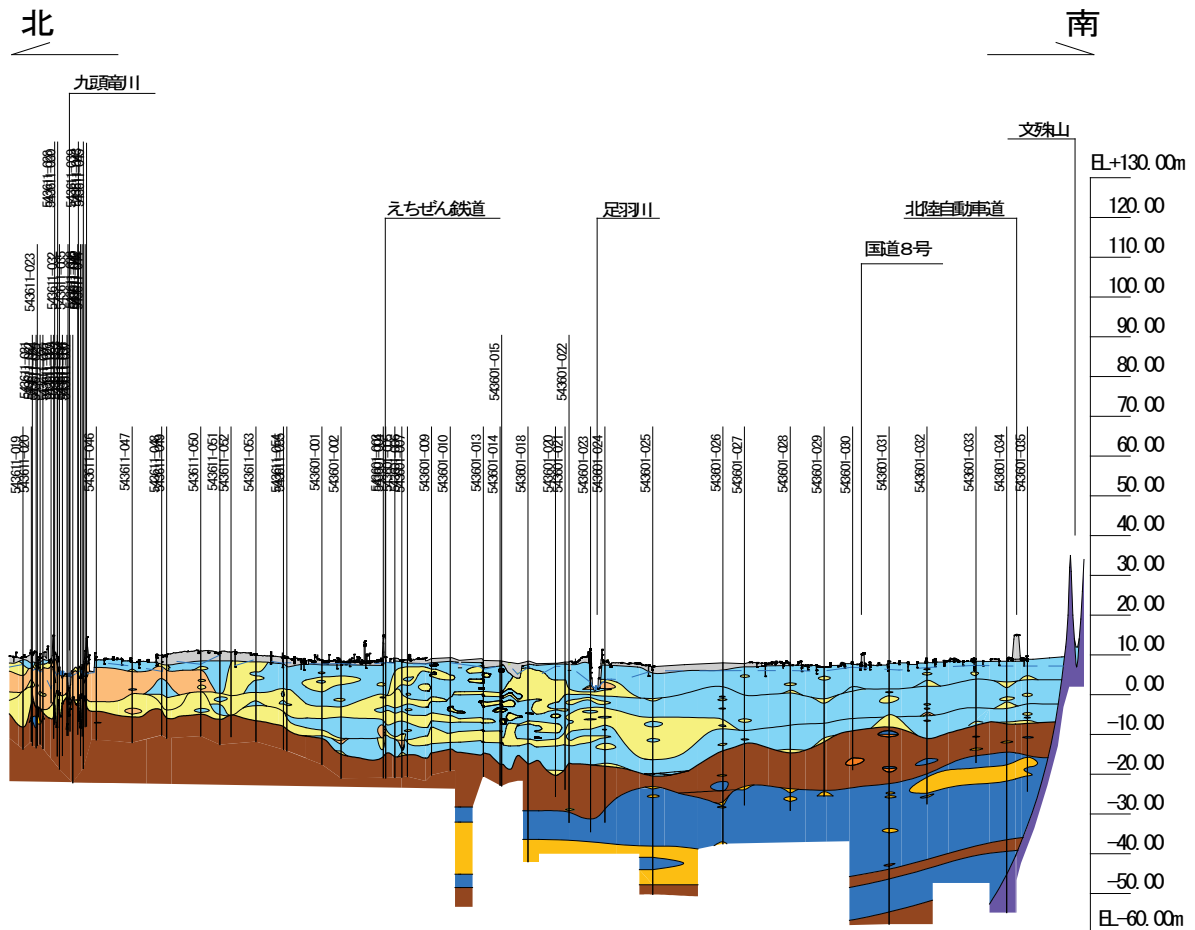


図 5.3 南北方向の地盤断面図（九頭竜川付近～文殊山付近）

力学特性の深度分布図において、一軸圧縮強度 q_u および圧密降伏応力 p_c は深度の増加に伴い、値が大きくなる関係が認められるが、圧縮指数 C_c については認められない。 N 値は全体でみると関係は読み取れない。

塑性図において、 $w_L > 50\%$ の範囲では沖積粘性土が A 線よりも下方に分布し、洪積粘性土は A 線よりも上方に分布する傾向を示す。また、 N 値と一軸圧縮強度 q_u 、液性限界 w_L と圧縮指数 C_c の関係には正の比例関係が認められる。なお、液性限界 w_L が 100% 以上、圧縮指数 C_c が 1.0 以上のデータは腐植土である。

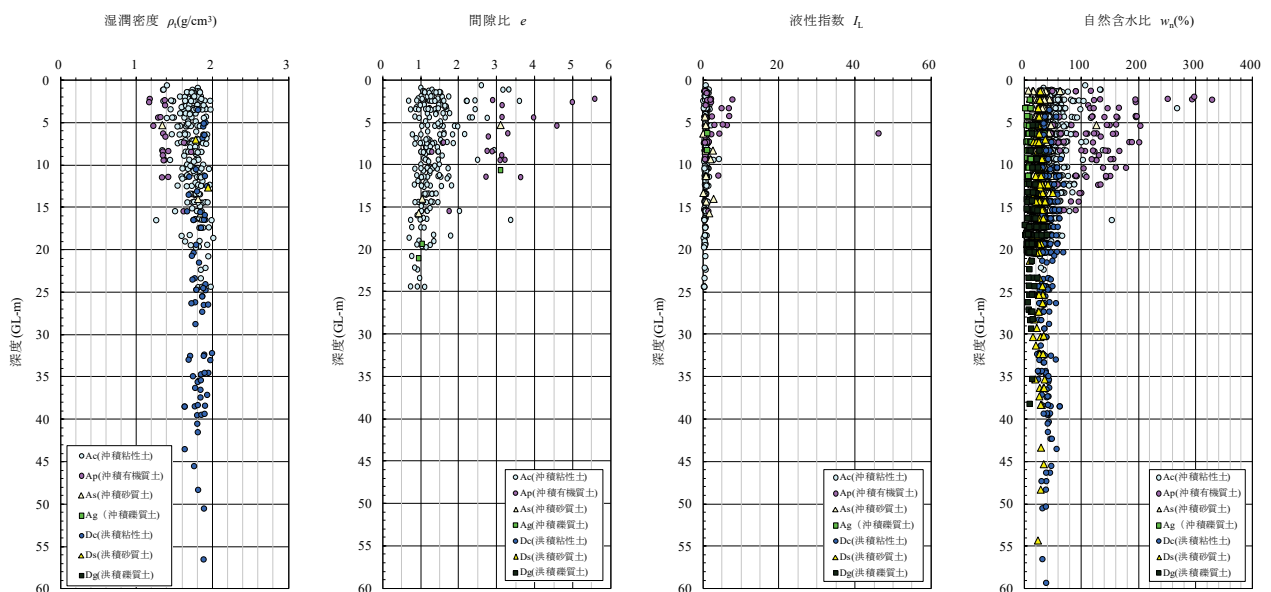


図 5.4 物理特性の深度分布図

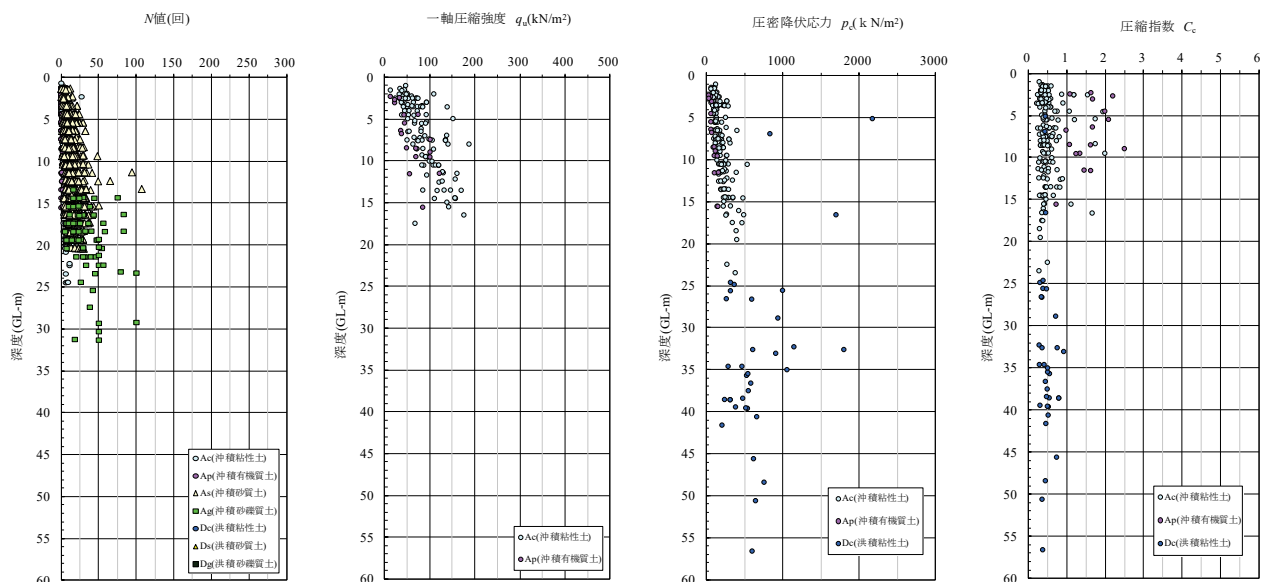


図 5.5 力学特性の深度分布図

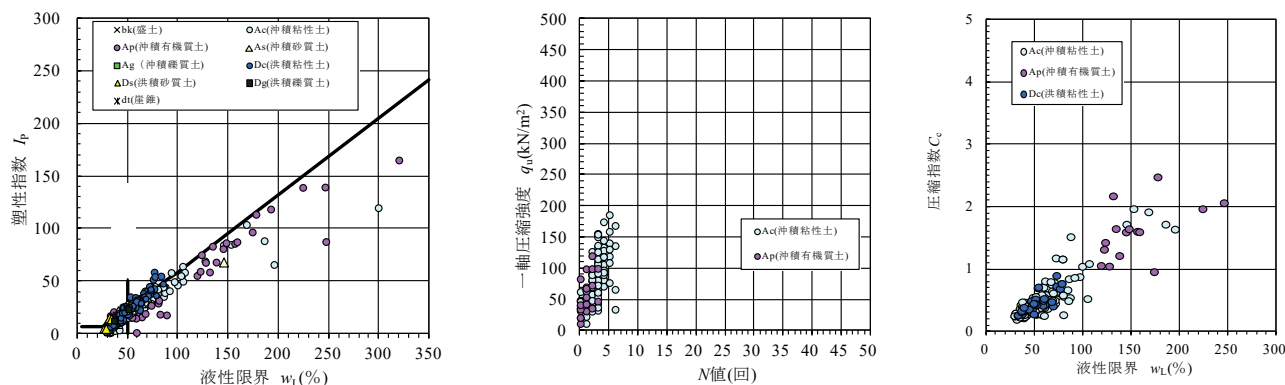


図 5.6 各種特性の相関図

6. おわりに

本研究では、福井平野の東西方向および南北方向における代表的な 2 つの測線を選定し、収集したボーリングデータを鉛直断面で整理して、その地盤構成と土質特性をマクロな視点で調査した。

成果の 1 点目は、2 測線における詳細な地盤断面図を作成したことである。従来の断面図に新たなボーリングデータの情報を加えることで、複雑な福井平野の地層構造を明らかにすることができた。同地盤は九頭竜川をはじめ、日野川、足羽川による運搬堆積作用によって形成された平野である。九頭竜川を例にすれば、河道形態が下流に向かって網状河川から蛇行河川に変化するため、浅層部の堆積物は河道形態の違いに左右され、形成される地形種も異なることを地盤図から読み取ることができた。今後は、代表的な河川が東側より西流していることから、新たな東西方向の測線を選定し、福井平野の中部域や南部域における地盤構成および土質特性を整理し、福井平野全体の堆積環境を明らかにしていく必要がある。

2 点目は各断面における土の物理的・力学的特性を土質ごとに整理したことである。土質試験データの深度分布図および相関図を作成したことで、物理的または力学的特性の深度別の特徴、さらに、各特性値の相関の有無を明らかにすることができた。膨大なデータ量であるため様々な観点での分析と考察は今後の課題である。

今後、本研究を継続的に遂行し、その成果を福井地盤図として取りまとめ、福井県内での建設事業を合理的かつ経済的に推進するための基礎資料として広く公開していく予定である。

謝辞

本研究は平成 31 年度一般社団法人近畿建設協会研究助成の補助を受けて、福井地質調査業協会が組織した福井地盤図作成実行委員会とワーキンググループとの協同作業により実施した。データを提供して頂いた機関各位、ならびに、委員会とワーキンググループのメンバーの皆様に心より感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 土質工学会関西支部・関西地質調査業協会編著：新編大阪地盤図，コロナ社，1987.
- 2) 神戸 JIBANKUN 運営委員会：WEB 版神戸 JIBANKUN，<http://www.strata.jp/KobeJibankun/>
- 3) 福井県：福井県水理（地下水）地質説明書，1965.
- 4) 国立研究開発法人産業技術総合研究所地質調査総合センター：シームレス地質図 V2，
<https://gbank.gsj.jp/seamless/seamless2015/2d/>
- 5) 国立研究開発法人土木研究所・国立研究開発法人港湾空港技術研究所：
国土情報検索サイト kunijiban，<http://www.kunijiban.pwri.go.jp/jp/index.html>
- 6) 国立研究開発法人防災科学研究所：ジオ・ステーション(Geo-station)，
<https://www.geo-stn.bosai.go.jp/>
- 7) 北陸農政局計画部：広域農業開発基本調査九頭竜川水系地区報告集坂井平野の微地形区分，1982.
- 8) 国土地理院：地理院地図（電子国土 Web），<http://maps.gsi.go.jp/>
- 9) 社団法人地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説，p.59，2009.

繊維補強軽量コンクリートの床版上面増厚工法への適用と補強効果に関する

研究

神戸市立工業高等専門学校 都市工学科 教授 水越睦視

1. 研究の背景・目的

現在、橋長 15m 以上の道路橋は 17 万橋を超過し、これら橋梁群の多くは 2020 年代には供用開始から約 55 年を迎える。RC 床版の劣化損傷が顕在化し、大規模更新が進められているが、膨大な数の道路橋床版に対しては、長寿命化に向けた補修補強は喫緊の課題である。上面増厚工法は、RC 床版の交通荷重による疲労損傷に対する安全性の向上、車両の大型化に伴う設計荷重変更への対応、凍結防止剤散布による床版上面からの劣化対策などを目的として適用されている¹⁾。近年、本工法が適用された一部の道路橋 RC 床版において再劣化事例も確認されている¹⁾。これらの対策として、上面増厚を行う際に増厚界面にエポキシ系接着剤を塗りながらコンクリートを打ち込む事例が増えている¹⁾。また、上面増厚コンクリートの劣化対策として上面増厚部を除去し、更に既設 RC 床版の上段鉄筋の下側までのコンクリートを除去してポリビニルアルコール（以下、PVA）繊維補強普通コンクリートで打替え補強する工法も提案されている²⁾。

増厚材料には、一般的に活荷重により発生するひび割れ抑制のための鋼繊維と普通骨材を用いた鋼繊維補強コンクリートが多く使用されている¹⁾。しかし、下面増厚工法に比べると、上面増厚前より舗装厚を 25mm 減じたとしても増厚部の厚さは 50mm 程度と厚いことから上部工の自重が増加する。そこで、増厚材料として骨材の全量を人工軽量骨材とし、短繊維に鋼繊維よりも軽い PVA 繊維を使用した超速硬 PVA 繊維補強軽量コンクリート 2 種（以下、PVA-LC2）を適用し、早期交通解放と増厚材料の軽量化を図ることを考えた。さらに、電磁波レーダなどの非破壊試験装置による路面からの維持管理を考えた場合、鋼繊維よりも有機繊維を用いるのが適しているといえる。

本研究では、ウォータージェット（以下、WJ）による下地処理を行い、はつり深さ（上面増厚量）、打継ぎ界面への接着剤塗布の有無（接着剤の有無）を要因に、PVA-LC2 により上面増厚した RC 梁の曲げ載荷試験を行い、曲げ補強効果について実験的に検討した。

2. 実験概要

2.1 配合試験

実験に使用した増厚コンクリートの目標性能は、実際の施工現場の実績を基にスランプ $8 \pm 2.5\text{cm}$ 、空気量 $2.0 \pm 1.5\%$ 、施工可能時間 60 分、3 時間圧縮強度 24N/mm^2 以上とした。増厚コンクリートの示方配合を表-1 に、使用材料を表-2 に示す。コンクリートの練混ぜには、パン型強制練りミキサを用いた。練混ぜは、セメント、細骨材、粗骨材の空練りを 5 秒間、水、高性能減水剤、凝結遅延剤を投入し、2 分間練り混ぜ、PVA 繊維を投入しながら 1 分間練り混ぜた後、排出した。直ちに、フレッシュコンクリートのスランプ、空気量、コンクリートの練上り温度、気温を測定した後、強度試験用の供試体を作製した。超速硬セメントの硬化が促進される夏期においては、所要のスランプと施工時間が確保できるかを、硬化が遅延する冬期においては、所要の 3 時間圧縮強度が得られるかを確認した。

表－1 増厚コンクリートの示方配合

配合試験 の実施日	配合 No.	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	PVA繊維混入率 V_f (vol%)	高性能減水剤 C× (%)	凝結調整剤 C× (%)	単位量 (kg/m ³)				
							W	C	S	G	PVA繊維
6/22	1	30	56	1.0	1.8	0.8	170	567	653	442	13
7/23	2	30	56	1.0	1.8	0.8	160	533	674	459	13
12/25	3	30	56	1.0	0.8	0	160	533	674	459	13
3/27	4	30	56	1.0	1.5	0.1	160	533	674	459	13

表－2 使用材料

水 (W)	工業用水(密度:1.00cm ³)
セメント (C)	超速硬セメント(密度:2.98g/cm ³)
軽量 細骨材 (S)	構造用人工軽量細骨材 膨張頁岩系 (表乾密度:1.92g/cm ³ , 絶乾密度:1.68g/cm ³ , 粗粒率:2.51, 吸水率:14.5%)
軽量 粗骨材 (G)	構造用人工軽量粗骨材 膨張頁岩系 (表乾密度:1.65g/cm ³ , 絶乾密度:1.26g/cm ³ , 粗粒率:6.38, 最大寸法:15mm, 吸水率:30.8%)
PVA繊維	ポリビニルアルコール繊維(直径:660 μ m, 繊維長:30mm, ヤング係数23.0kN/mm ² , 引張強度:900N/mm ² , 切断伸度:9.0%)
混和剤	ナフタレン系高性能減水剤, 凝結調整剤

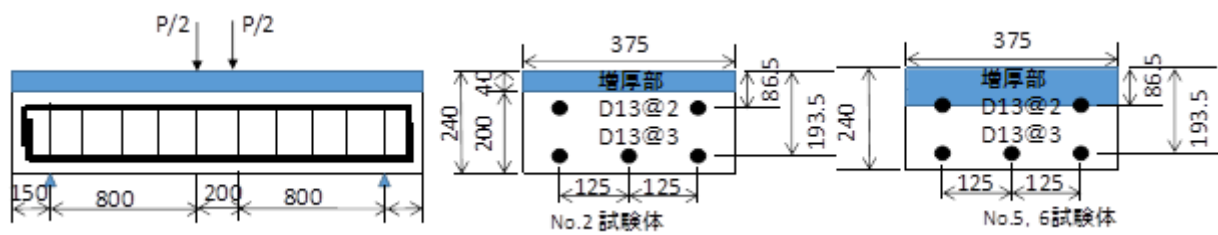
2.2 上面増厚 RC 試験体の載荷試験

昭和 48 年度の道路橋示方書に準拠し, RC 床版を設計し, この RC 試験体をベースとした. ベース試験体のコンクリート(既設部)には, レディーミクストコンクリート(普通 21-12-20N)を用いた. 上面に PVA-LC2 を増厚する前に, 既設部上面の WJ 処理工を行い, 約 1 から 2 時間の乾燥後に上面増厚施工を人力により行った. RC 試験体の種類を表-3 に, RC 試験体の形状寸法と載荷状況(No.2, 5, 6)を図-1 に示す. なお, RC 試験体には確実に曲げ破壊が生じるようにスターラップ D10 を 200mm ピッチで配置した. 主鉄筋には D13 (SD295A) を用い, 降伏強度 375N/mm², ヤング係数 200kN/mm², 引張強度 530N/mm², 伸び 27%であった.

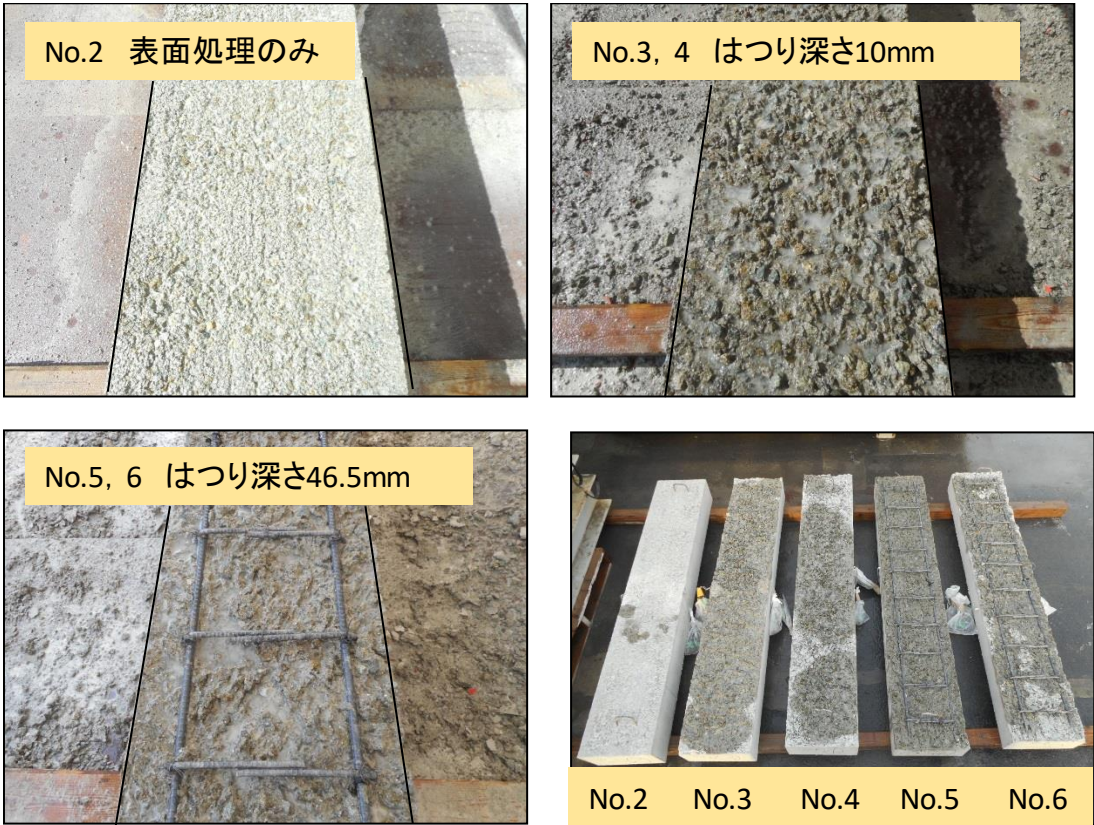
RC 試験体毎の WJ 処理工終了後の増厚界面の状況を図-2 に示す. 今回, 増厚界面の表面処理方法として, ハンドガンを用いて, 吐出圧力と吐出水量を適宜調整し, 所定の深さまで処理することができる WJ 処理工を採用した. これは, 切削時の振動が少ないためマイクロクラックの発生を抑制でき, 全表面を対象とすることからブラスト処理の必要がなくなると考えたためである. また, 広範囲な劣化箇所が存在したとしても短時間で処理することも可能となる. No.2 の処理には 2 穴回転ガンを用い, No.3~6 ではハンドガンを使用した. 吐出圧力と吐出水量は No.2 では 150Mpa, 12 リットル/分, No.3~6 では 200MPa, 14 リットル/分とした. RC 試験体 No.5, No.6 は, 既設部が比較的健全である通常の 10mm 程度のはつり深さとは異なり, 土砂化などによる深い劣化が進行していることを想定し, 上側鉄筋位置まで WJ 工法によるコンクリート除去を行ったものである. また, RC 試験体 No.2, 4, 6 の 3 体には, 土木用高耐久型エポキシ系接着剤(コンクリート付着強さ 1.6N/mm² 以上または母材破壊を呈する)を用い, 増厚界面に塗布しながら増厚部を施工することにより両者を確実に一体化させることを期待した. これら上面増厚した試験体と無補強の試験体の曲げ載荷試験を実施した. 載荷は漸増単調載荷とし, 載荷中にスパン中央たわみ, スパン中央位置の上側・下側鉄筋および上縁コンクリートのひずみを測定し, ひび割れ進展と破壊の状況を観察した.

表－3 RC 試験体の種類

ベース床版		上面増厚補強床版						No.1に対する 各試験体の重量比
No.	床版厚(mm)	増厚施工	表面処理方法	接着剤	増厚量(mm)	床版厚(mm)	増厚材料	
1	200	無	無	無	0	200	無	1.00
2		有	WJ表面処理(切削0mm)	有	40	240	LC2-PVA	1.16
3			WJ切削10mm	無	50			1.15
4				有	50			
5			WJ切削46.5mm (上側鉄筋芯まで)	無	86.5			1.11
6				有	86.5			



図－1 RC 試験体の形状寸法と載荷状況 (No.2, 5, 6)



図－2 WJ 処理工終了後の増厚界面の状況

3. 配合試験結果および考察

3.1 フレッシュ性状と3時間圧縮強度

表－1 に示した配合のフレッシュコンクリート試験の結果を表－4 に示す。硬化が促進する夏期配合の試験では、配合 No.1 ではスランプが 17.0cm と目標の 8cm に対して大きかったが、配合 No.2 では単位水量を $W=160\text{kg/m}^3$ とすることで目標スランプ $8.0\pm 2.5\text{cm}$ の範囲に入り、60 分後も施工可能であることを

確認した。硬化が遅延する冬期配合の試験である配合 No.3 では、単位水量は $W=160\text{kg/m}^3$ で夏期配合と同じとし、高性能減水剤の添加率を $C\times 0.8\%$ に減じることで、スランプ 10.0cm が得られた。RC 試験体の上面増厚コンクリートは、3 月に No.4 の配合を用いて人力で施工したが、施工時間 60 分を確保できることを確認した。また、3 時間圧縮強度の試験結果を表-5 に示す。表より、今回実施した気温範囲の全ての配合において、3 時間の圧縮強度は目標値の 24N/mm^2 を満足していることがわかる。なお、施工実績から本研究では気温 5°C 以上での施工を想定している。

3.2 RC 試験体の載荷試験時のコンクリートの材料特性

載荷試験実施時の RC 試験体コンクリートの材料特性を表-6 に示す。載荷試験は増厚コンクリート打設後、28 日以降で実施していることから、PVA-LC2 は相当な高強度を示した。JCI-SF 規準による曲げ強度とせん断強度は PVA 繊維の混入により、普通コンクリートの圧縮強度から算出される各強度と同程度の値が確保されている。

表-4 フレッシュ試験の結果

試験日	配合 No.	スランプ (cm)	空気量 (%)	練上り温度 ($^\circ\text{C}$)
6/22	1	17.0	3.3	27.0
7/23	2	8.0	2.7	32.9
12/25	3	10.0	3.2	13.6
3/27	4	8.5	3.5	17.6

表-5 3 時間圧縮強度試験の結果

試験日	配合 No.	養生開始時の気温 ($^\circ\text{C}$)	3 時間圧縮強度 (N/mm^2)	単位容積質量 (kg/m^3)
6/22	1	27.0	28.0	1839
7/23	2	30.4	32.3	1832
12/25	3	13.0	30.6	1821
3/27	4	15.8	29.8	1804

表-6 載荷時の RC 試験体コンクリートの材料特性

使用箇所と種類	圧縮強度 (N/mm^2)	静弾性係数 (kN/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	曲げ強度 (N/mm^2)	せん断強度 (N/mm^2)
既設部 普通コン	26.2	24.2	2.24	—	—
増厚部 軽量コン	58.4	19.4	—	3.90	8.75

4. RC 試験体の載荷試験結果および考察

4.1 荷重とスパン中央たわみの関係

荷重たわみ曲線を図-3、図-4 に示す。荷重 $P=40\text{kN}$ までを表示した図-3 より、上面増厚試験体 No.2 の挙動がやや異なるものの No.2~6 の初期剛性は無補強試験体 No.1 に比べて大きくなっている。また、荷

重とたわみの関係が線形挙動でなくなった時点で曲げひび割れが発生したものと考えられ、曲げひび割れ発生荷重は上面増厚補強により明らかに大きくなっている。図-4 より、上面増厚試験体では、降伏荷重、最大荷重ともに大きく向上していることがわかる。なお、No.6 では、部材降伏後の中央たわみ 23mm 以降でのひずみ硬化現象が他の増厚試験体に比べて若干小さく最大荷重がやや小さくなったが、全体の曲げ挙動としては全ての増厚試験体で同様の曲げ挙動を示すものと考えられる。

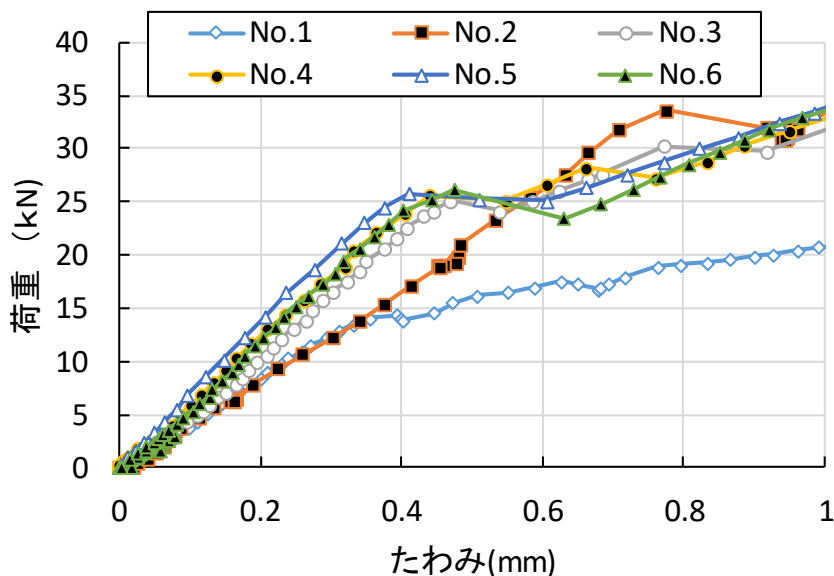


図-3 荷重たわみ曲線（初期）

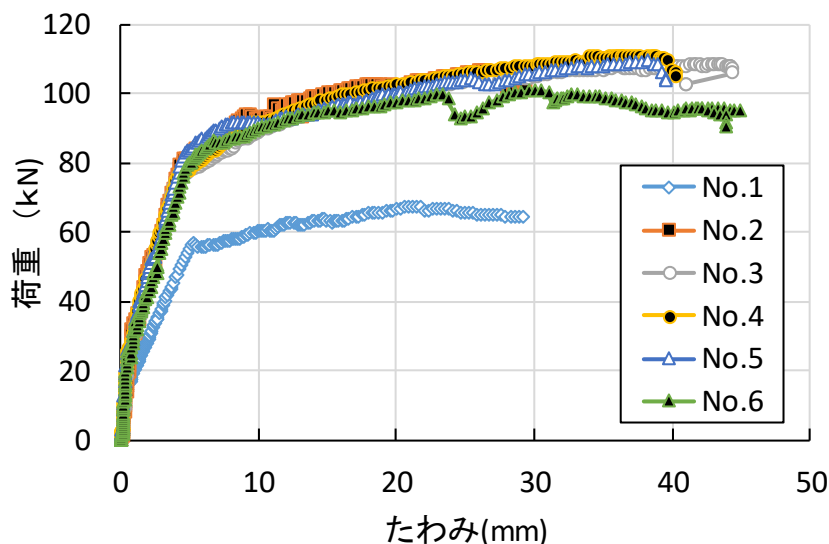


図-4 荷重たわみ曲線（全体）

4.2 荷重と鉄筋・上縁コンクリートひずみの関係

荷重と鉄筋・上縁コンクリートひずみの関係を図-5 に示す。図より、無補強の No.1 試験体では、下側鉄筋ひずみが曲げひび割れ発生後、荷重の増加に伴って大きくなり、降伏ひずみ (1875×10^{-6}) を超えていることがわかる。上側鉄筋ひずみも荷重の増加に伴い、引張側に転じて降伏した。その後、上縁のコ

ンクリートひずみが 3500×10^{-6} の終局ひずみに達した後に上縁コンクリートが圧壊し破壊に至る曲げ引張破壊を呈した。上面増厚試験体 No.2～6 も No.1 と同様のひずみ挙動を示したが、試験体 No.2, No.3, No.4 では、上側鉄筋ひずみの値は降伏ひずみ手前で伸びが止まっているのが確認できる。試験体 No.5, No.6 は、上側鉄筋も引張降伏していることがわかる。今回、鉄筋ひずみはスパン中央位置のみで測定したためひび割れ発生位置の影響などを受け、このような差異が生じたものと思われる。実際の破壊性状からも、曲げひび割れは増厚部まで進展しており、試験体 No.2, No.3, No.4 においても上側鉄筋は引張降伏していたものと考えられる。RC 試験体の載荷試験終了後のひび割れと破壊の状況を図-6 に示す。全ての試験体で斜めひび割れは発生せずに曲げ引張破壊を呈し、試験体 No.2 から No.6 では、曲げひび割れは増厚部まで進展し、上縁コンクリートに圧壊が生じた。

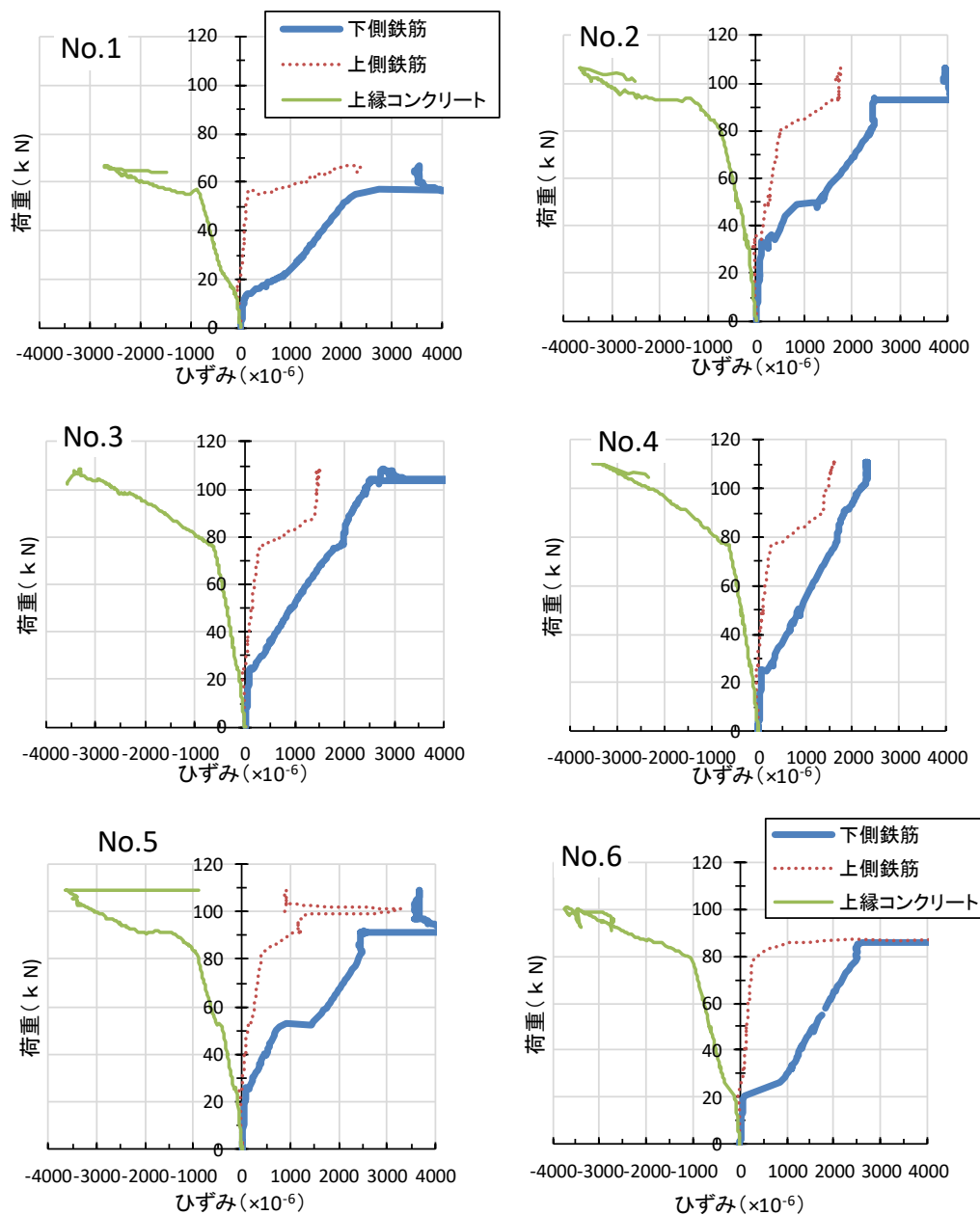


図-5 荷重と鉄筋・上縁コンクリートひずみの関係

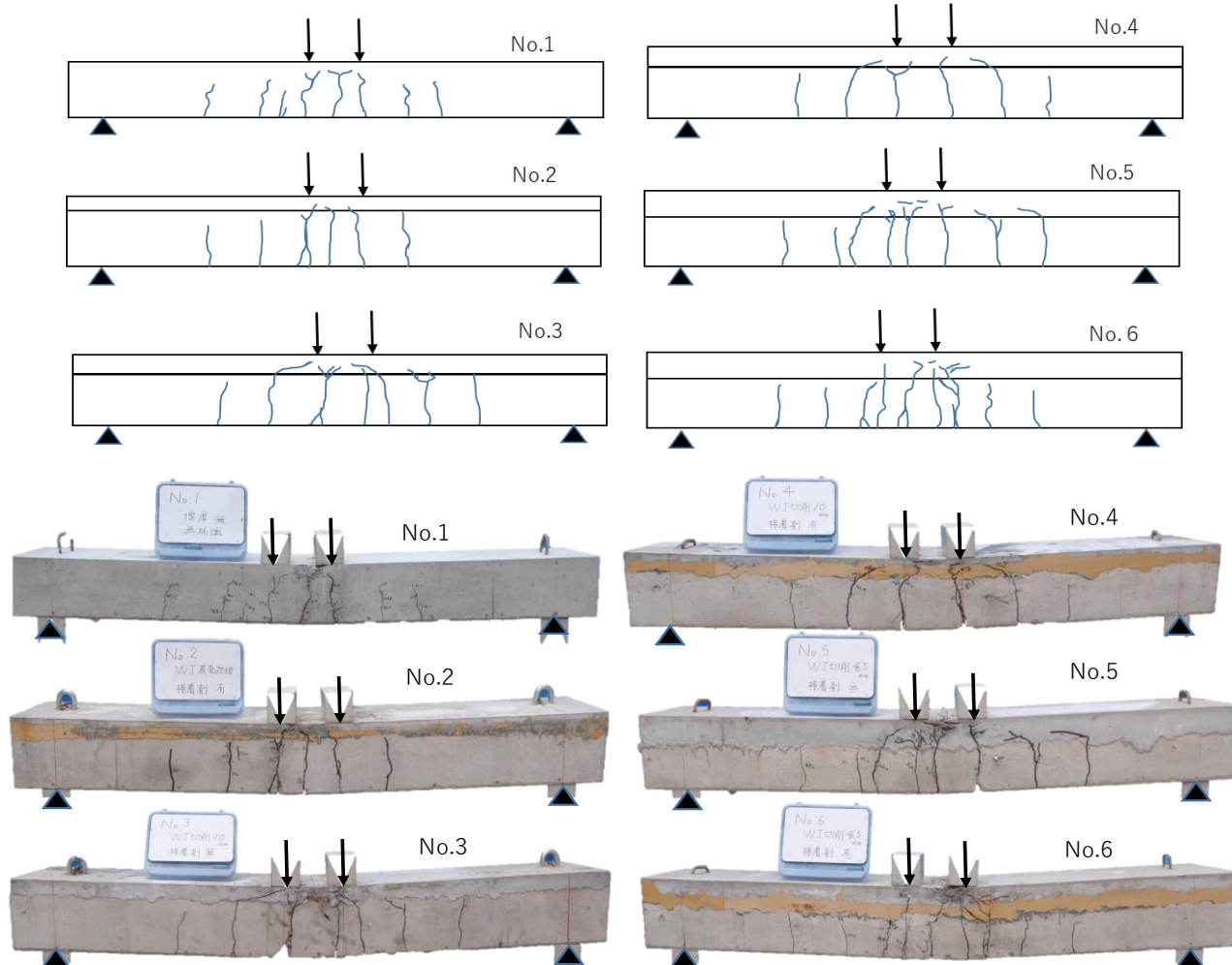


図-6 RC 試験体の荷重試験終了後のひび割れと破壊の状況（上：スケッチ，下：写真）

4.3 降伏耐力および曲げ耐力

RC 試験体の荷重試験結果を降伏耐力，曲げ耐力の計算値とあわせ表-7 に示す．ここで，降伏荷重の実験値は，下側 3 本の主鉄筋のいずれかが降伏ひずみ (1850×10^{-6}) に達したときの荷重とした．降伏荷重の計算値は，コンクリートの引張抵抗を無視した一般的な RC 弾性計算（コンクリート構造における弾性計算）により算定した．ただし，中立軸深さを算定する際，圧縮域の既設部と増厚部は一体化しているものとし，既設部の普通コンクリートと増厚部の PVA-LC2 の 2 種類のヤング係数を考慮して求めた．結果として，増厚量（厚さ）の異なる RC 試験体 No.2，と No.3，4，および No.5，6 で中立軸深さはほとんど変わらず，降伏荷重の計算値は，ほぼ同じ値となった．また，終局荷重の実験値は，曲げ破壊時の最大荷重であり，計算値は，土木学会コンクリート標準示方書に準拠した等価応力ブロックを断面の圧縮力の算定に用い³⁾，中立軸は全て増厚部に位置していたため，PVA-LC2 の試験時の圧縮強度により算出した．また，前節 4.2 で考察したように，全ての試験体で下側鉄筋が降伏した後に上側鉄筋も引張降伏し，最終的に圧縮縁のコンクリートが圧壊する曲げ引張破壊を呈した．この破壊状況を踏まえて曲げ耐力の計算を実施した．

表-7 より，降伏荷重（降伏耐力）と終局荷重（曲げ耐力）の計算値と実験値を比較する．降伏荷重は，試験体幅が 375mm あり，支間中央点の主鉄筋に添付したゲージにより判断したため，その実験値の計算値に対する比（以下， $P_{y.exp}/P_{y.cal}$ ）が試験体間で 0.78 から 1.18 とややばらついているが， $P_{y.exp}/P_{y.cal}$

が 0.94 の No.1 と 0.98 の No.3 の降伏荷重は、図-4 に示す荷重たわみ曲線の部材降伏荷重とほぼ一致している。鉄筋ゲージのひずみ値は、ひび割れの発生位置の影響を受けるため、このような範囲に $P_{y.exp}/P_{y.cal}$ が分布したが、降伏荷重は上面増厚することで無補強よりも向上し、その程度からは増厚量や接着剤の有無の影響を明確にすることはできないが、降伏荷重は RC 弾性計算により推定できるものと考えられる。なお、No.6 では $P_{y.exp}/P_{y.cal}$ が 0.78 と小さくなったのは、下側 3 本の主鉄筋ひずみのばらつきが大きかったためであり、全ての主鉄筋が降伏した時の荷重 $P_{y.exp}=69.8\text{kN}$ で計算すると 0.90 となった。終局荷重は、その実験値の計算値に対する比（以下、 $P_{u.exp}/P_{u.cal}$ ）は、無補強 No.1 で 1.17、上面増厚補強 No.2 から No.6 で 1.18 から 1.29 であり、終局荷重は等価応力ブロックによる計算で推定でき、このことは、既設部と増厚部が一体化しているという仮定が正しいことを示唆している。

以上より、曲げ挙動と降伏荷重・終局荷重を荷重たわみ曲線と計算値との比較で考察してきたが、PVA-LC2 による上面増厚による曲げ補強効果は、降伏荷重、終局荷重から確認でき、増厚界面の一体性も確保できているものと考えられる。増厚量や接着剤の有無の違いは、ほとんど認められなかった。ただし、試験体 No.2 のように WJ 工法によるコンクリート除去ではなく表面処理のみを行った場合でも接着剤使用の効果が確認できた。

表-7 RC 試験体の載荷試験結果（降伏耐力、曲げ耐力）

試験体 No.	降伏荷重 (kN)			終局(最大)荷重(kN)		
	①実験値	②計算値	①/②	③実験値	④計算値	③/④
1	47.6	50.6	0.94	67.1	57.3	1.17
2	66.2	77.9	0.85	106.2	85.7	1.24
3	76.4	77.6	0.98	108.4	85.7	1.26
4	91.4	77.6	1.18	110.9	85.7	1.29
5	62.8	77.5	0.81	109.2	85.7	1.27
6	60.6	77.5	0.78	100.9	85.7	1.18

4.4 使用状態の鉄筋ひずみと断面のひずみ分布

現行の道路橋示方書より求めた設計曲げモーメント作用時（荷重 $P=22.3\text{kN}$ ）の下側鉄筋のひずみと実験時の曲げひび割れ発生荷重を表-8 に示す。昭和 48 年の道路橋示方書で設計した試験体 No.1 の設計曲げモーメント作用時の実験ひずみは、鉄筋の許容引張応力 120N/mm^2 に相当するひずみ 600×10^{-6} を超え、曲げひび割れが発生していることがわかる。一方、上面増厚した全ての試験体において、設計曲げモーメント作用時の実験ひずみは 100×10^{-6} 以下のひずみに収まっており、曲げひび割れ発生以下であることがわかる。図-3 の荷重たわみ曲線をみても、上面増厚により初期剛性が大きくなっている。このことからヤング係数の小さい PVA-LC2 を使用しても、上面増厚することにより初期剛性が改善できることがわかった。降伏荷重（実験値）時の断面のひずみ分布を図-7 に示す。試験体 No.4 を除き、降伏時においても断面のひずみ分布は直線関係にあることがわかる。なお、No.4 については、No.3 とほぼ同じ荷重 $P=76.5\text{kN}$ でみると、直線分布しており、降伏時には既設部と増厚部は一体化していたと考えられる。また、中立軸深さも、No.6 試験体では 10mm 程度大きい、その他の試験体は、計算値とほぼ一致していた。以上より、降伏するまでの弾性領域の使用状態においては、増厚量や接着剤の有無の違いに関係なく、PVA-LC2 による上面増厚補強効果が確認された。

表-8 設計曲げモーメント作用時の下側鉄筋のひずみと実験時の曲げひび割れ発生荷重

床版 No.	下側鉄筋の 引張ひずみ ($P=22.3\text{kN}$)	曲げひび割れ 発生荷重の実験値 (kN)
1	807×10^{-6}	13.8
2	73×10^{-6}	31.8
3	85×10^{-6}	26.1
4	70×10^{-6}	25.6
5	76×10^{-6}	25.8
6	91×10^{-6}	26.1

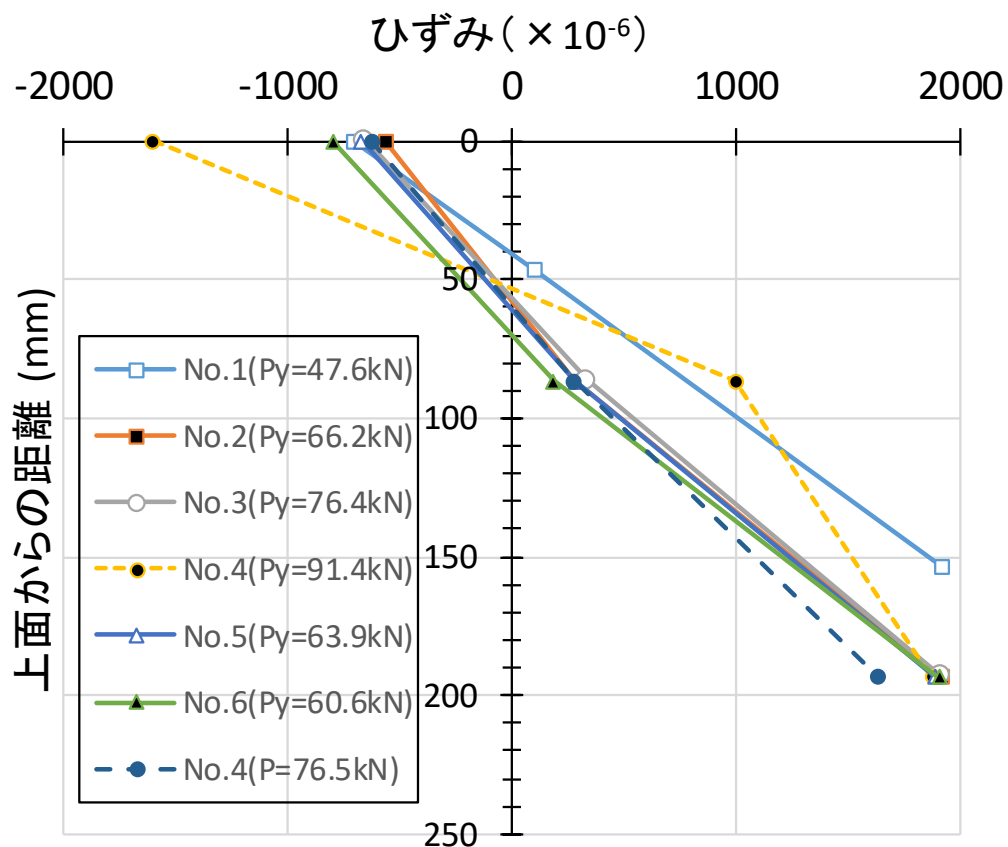


図-7 降伏荷重（実験値）時の断面のひずみ分布

5. まとめ

本研究では、水平ひび割れや貫通ひび割れは発生していない状態を想定し、土砂化が生じたケースとしては、上側鉄筋芯までを除去した試験体を用いて実験的に検討した。以下に得られた知見をまとめる。

- (1) PVA-LC2 は 60 分の施工時間と 3 時間圧縮強度 24N/mm^2 が確保できることが配合試験により確認された。
- (2) 曲げ挙動と降伏荷重・終局荷重を荷重たわみ曲線と計算値より検討した結果、PVA-LC2 による上面増厚により、降伏荷重、終局荷重は向上し、増厚界面の一体性も確保できているものと考えられる。なお、打継ぎ界面の処理深さ（増厚量）や接着剤塗布の有無の違いは、ほとんど認められなかった。
- (3) 鉄筋ひずみと荷重たわみ曲線による検討の結果、降伏するまでの弾性領域の使用状態においては、増厚量や接着剤の有無の違いに関係なく、PVA-LC2 による上面増厚補強効果が確認された。

参考文献

- 1) 土木学会：セメント系材料を用いたコンクリート構造物の補修・補強指針，コンクリートライブラリー150，pp.59-89，2018.6
- 2) 長谷俊彦，田尻丈晴：ビニロン繊維補強コンクリートによる既設 RC 床版の上面打換え補強効果，構造工学論文集，Vol.63A，pp.1263-1272，2017.3
- 3) 土木学会：コンクリート標準示方書〔設計編：標準〕，pp.180-185，2018.3

構造物の自重を考慮した衝撃的鉛直動に対する免震機構の開発

明石工業高等専門学校都市システム工学科 教授 石丸和宏

1. 研究目的

兵庫県南部地震（阪神淡路大震災）は都市部に起きた M7.2 の巨大な直下地震であり，高速道路や新幹線の高架橋が倒壊し，多くの土木・建築構造物が破断された．倒壊した構造物の多くは耐震設計製基準が定められた 1981 年以前に施工されたものに集中していた¹⁾．地震計の捉えた兵庫県南部地震の鉛直動の最大加速度は 332.2gal であり，それは水平動の最大加速度 818.0gal²⁾ の約半分と従来の地震と変わりなく，鉛直力の影響はなかったとされている．しかし，その破断現象の中には衝撃的な鉛直動（短周期，短波長の波動）に起因すると思われる特徴的な破断形態のものがあつた．その例として，鉄筋コンクリート橋の橋脚部に水平面上に生じた亀裂や，岩石の跳躍現象（写真 1）などがあげられる．

物体の跳躍現象に関しては，六甲山の岩石の浮き上がり，墓石の飛び跳ね，ピアノや家具の飛び跳ね，車両の飛び上がりなどの証言もある³⁾．これらの現象は地震動による周期的な繰り返し载荷によって発生するものではなく，衝撃的な鉛直力によるものだと考えられる．



写真 1 岩石の跳躍現象

以上のように，地震での構造物への被害が水平動によるものだけでなく，衝撃的な鉛直力が橋脚部のような柱状の構造物に損傷を生じさせ，大規模な破断を起こす可能性は否定できない．したがって，水平動に対する免震だけで構造物の破断を防げない

可能性があるため，特に重要構造物においては鉛直動に対しても免震する必要があると考える．しかしながら，鉛直動の存在に着目し，その免震機構に関して研究した事例は少ないが，直下地震による衝撃的な鉛直動から高架橋の橋脚などの柱状部材を守るための研究として，積層繊維補強ゴム（以後 PRF と呼ぶ）を使用した免震機構の開発をすること等が挙げられる．

石丸ら⁴⁾は PRF の衝撃応答特性を重錘落下実験によって調べ，衝撃伝達荷重-変位曲線を得ることを目的として実験を行っていた．しかし，計測装置保護のため PRF に作用する衝撃力そのものの計測ができず，その計測が今後の課題として挙げられていた．そこで石丸，津田葉，藤綱ら⁵⁾は計測と治具一体となった装置を作成し，衝撃力を計測するとともに，同じ位置エネルギーを与えたときに PRF のエネルギー吸収について調べた．さらに石丸，松本，水鳥ら⁶⁾は PRF と総ゴムに同じ衝撃力を与える実験を行い，衝撃力が小さい場合は PRF と総ゴムは同程度の衝撃力緩和性能を有するが，衝撃力が大きい場合は総ゴムに比べ，PRF は衝撃力の緩和効果が高く，PRF を衝撃力緩和装置として用いると，最大 200kN の衝撃力が作用しても，50kN～60kN にまで衝撃力を低減させることがわかった．しかしながら，この PRF を用いることは土木構造物を衝撃的な鉛直動から守るためには有効であるが，実用を考えると，通常時の土木構造物の自重を支えるには，鉛直方向の剛性は低い．

したがって，本研究では通常時は金属で構造物の自重を支え，衝撃的な鉛直動が作用した際には，金属部分が座屈し，PRF でそのエネルギーを吸収する免震機構の開発を行う．実験では，その免震機構として，アルミ円筒内に PRF を挿入させた合成部材を取り扱い，重錘落下実験を行うことで，その衝撃力緩和性能を調べる．

2. 実験概要

2.1 実験の概説

本実験で取り扱う合成部材として、アルミ円筒の内部に PRF を入れた合成部材を作成し、重錘による自由落下衝撃実験を行い、その動特性を調べる。

2.2 使用機器

実験に用いた機器は、柱部材のひずみを測ることで衝撃力を求める。ノイズ低減のため、(株)東京測器研究所の FLA-5-11-5LS を用いる。このひずみゲージは $\Phi 3.2\text{mm}$ 、2 心シールド付きビニール線がついており、ノイズを抑えるために、シールドされているのでノイズを低減することができる。ひずみゲージの貼り方は、治具の側面に対角線が直交するように 4 枚貼る。図 1 は、治具の円柱部である。4 枚の平均値を用いることで曲げの影響を打ち消し、軸力のみ計測することができる。アンプとしてはキーエンス社のマルチ入力データロガーアンプ NR-500 を使い、動ひずみ計は NR-ST04 を用いた。

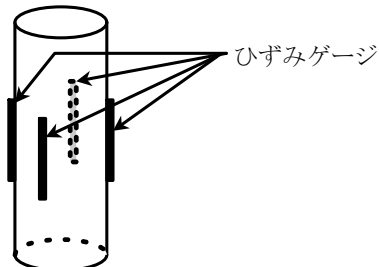


図 1 ひずみゲージの位置

2.3 合成部材

本研究では、アルミ円筒（写真 2）の内部に PRF（写真 3）を入れた合成部材（写真 4）を使用した。

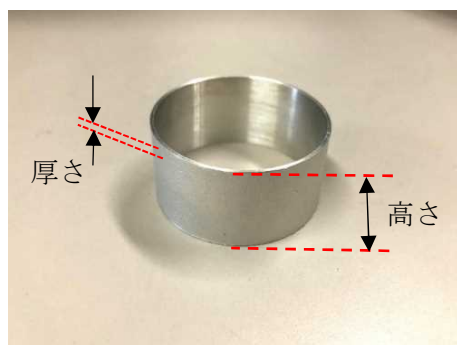


写真 2 アルミ円筒

近畿建設協会研究助成報告書
PRF は、通常のゴムに化学繊維材を埋設したものである。繊維材を 1 枚の布のように平面状に加工し、その両面にゴムを圧着させたものを繊維補強ゴムシートとする。この構造によってゴムの変形を繊維が拘束し、その剛性および破断荷重（耐力）も繊維側の剛性および破断強度が支配的となるため、ゴム単体と比べて高耐力を示す。



写真 3 PRF



写真 4 合成部材

この繊維補強ゴムシートを積層一体化したものが PRF であり、PRF 構造（Poly Rubber Fiber 構造）と呼ばれている。今回は 10 層を重ね合わせたものであり、積層密度は 1 層/2mm（厚さ 2mm 毎に 1 層）である。また、使用した繊維材は低強度繊維であり、材質がビニロン、引張強度が 588N/cm である。なお、引張強度は 1 層で 3cm 幅の試験体を引き伸ばし破断したときの力を 3 で除した場合の強度を示している（JIS L 1096）。また、破断時の伸びは 20%、構成糸は 1200denier である⁷⁾。なお、1denier とは、繊維の太さの単位であり長さ 9000m の繊維の重さが 1g の時の糸の太さである。この埋設した繊維材が破断する際にエネルギーが吸収され、衝撃的な鉛直力が軽減される。

合成部材として、写真 4 に示すようにアルミ円筒

内に PRF を挿入した合成部材を考える。支承として使用することを想定すると、通常時は金属で構造物などの自重を支えるが、鉛直動が作用した際は、金属部分は座屈し、PRF でそのエネルギーを吸収する構造となっている。アルミ円筒は高さ 20mm、直径 40mm であり、厚さの変化による特性を調べるため厚さ 0.4mm、0.6mm、0.8mm、1.0mm の 4 種類に分けて作成した。なお、アルミ円筒のアルミの種類は、A6063 である。

2.4 実験装置

本実験の概要図を図 2、写真 5 に示す。合成部材に作用させる衝撃力は重錘の自由落下により発生させる。図 3 は合成部材と治具の概要図である。治具円柱部は 5 本にすることで、大きな衝撃力でも円柱が塑性変形しにくいような治具を作成した。治具を重錘落下装置下の鉄板上に固定し、重錘を合成部

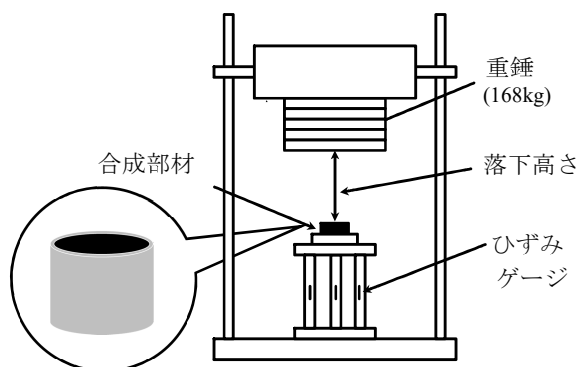


図 2 衝撃実験装置



写真 5 実験装置全体写真

近畿建設協会研究助成報告書
材上に自由落下させた際に治具に作用した荷重（以下、衝撃伝達荷重という）を鋼材（SS400、ヤング率 2.1×10^5 (N/mm²)）のひずみを計測することで求める。ひずみゲージで計測したひずみに、フックの法則に従ってヤング率をかけて応力を求める。求めた応力に、ひずみゲージを貼り付けた円柱部分の断面積をかけて衝撃伝達力を求める。

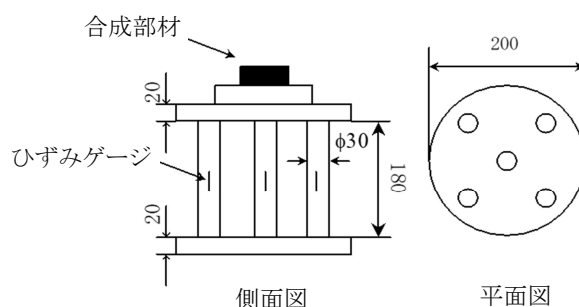


図 3 合成部材と治具の概要図（単位：mm）

合成部材に作用させる衝撃力を計測する際は治具上部には何も設置せず、重錘を落下させることで衝撃力を求める。実験はアルミ円筒の厚さ 0.4mm、0.6mm、0.8mm、1.0mm の合成部材に 150mm、200mm、250mm の落下高さに設定し、高さごとに 4 種類の合成部材で 3 個ずつ実験し、計 36 回の実験を行う。

3. 結果と考察

合成部材のアルミ円筒の厚さが衝撃力緩和性能に及ぼす影響を調べるため、重錘落下実験を行った。衝撃伝達荷重は、治具の柱部のひずみを 20μsec ごとに 10000 点の 0.2sec の計測を行うことで求めた。

3.1 アルミ円筒の厚さの違いが衝撃伝達荷重に及ぼす影響

合成部材の衝撃力緩和性能を調べるために、重錘落下高さ 150mm から 250mm において作用する衝撃力と合成部材を介して治具の円柱ひずみから得られる衝撃伝達荷重を比較した。図 4 は、アルミ円筒厚さ 0.4mm から 1.0mm のそれぞれの合成部材に 150mm の高さから重錘 168kg を自由落下させた場合における衝撃伝達荷重-時間応答曲線である。落下高さ 150mm における衝撃力の最大値は 137.4kN

であり、アルミ円筒の厚さ 0.4mm から 1.0mm の合成部材の衝撃伝達荷重の最大値は順に 68.8kN, 70.9kN, 70.7kN, 71.8kN であった。合成部材に作用する最大衝撃力で、最大の衝撃伝達荷重を割った衝撃力緩和性能は 49.9%, 48.4%, 48.5%, 47.7% であった。衝撃力が合成部材に作用し、衝撃伝達荷重が最大値に達するまでの時間はアルミ円筒厚さ 0.4mm から 1.0mm の場合で 0.0057sec, 0.0039sec, 0.0049sec, 0.0057sec と衝撃伝達荷重の作用時間はほぼ同様であった。なお、0.4mm と 0.6mm の実験後の合成部材を解体した後のアルミ円筒は写真 6 と写真 7 に示すように、アルミ円筒は破断しており、さらに、またアルミ円筒の上部が座屈し、下部が少し広がっていた。また、写真 8 と写真 9 に示すように 0.8mm, 1.0mm は破断しなかったが、0.4mm と 0.6mm と同様に上部が座屈し下部は広がっていた。アルミ円筒が破断した場合には①に示すように衝撃伝達荷重が急激に下がる波形であった。

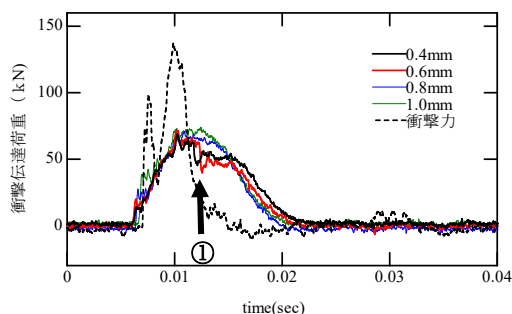


図 4 落下高さ 150mm における衝撃伝達荷重-時間応答曲線の比較

図 5 は、重錘落下高さ 200mm における衝撃伝達荷重-時間応答曲線の図である。落下高さ 200mm における衝撃力の最大値は 173.1kN であり、アルミ円筒の厚さ 0.4mm から 1.0mm の合成部材の衝撃伝達荷重の最大値は順に 72.3kN, 73.2kN, 76.3kN, 79.3kN であった。それぞれの緩和性能は 58.2%, 57.7%, 55.9%, 54.2% であった。衝撃伝達荷重の最大値はアルミ円筒の厚さが厚いほど衝撃伝達荷重が増すことがわかる。落下高さ 150mm と比較すると、アルミ円筒の厚さによる緩和性能の差がわずかに大きくなり、厚さが薄いほど高い緩和性能を示している。また、写真 10 に示すように、0.4mm の実験後



写真 6 0.4mm 実験後のアルミ円筒
(落下高さ：150mm)



写真 7 0.6mm 実験後のアルミ円筒
(落下高さ：150mm)



写真 8 0.8mm 実験後のアルミ円筒
(落下高さ：150mm)



写真 9 1.0mm 実験後のアルミ円筒
(落下高さ：150mm)

のアルミ円筒は破断している。そのほかの 0.6mm, 0.8mm, 1.0mm ではアルミ円筒の破断が確認されなかった。また落下高さ 150mm の時に厚さ 0.6mm の合成部材はすべての合成部材が破断したが, 200mm の高さから落下させた場合は 3 つの合成部材のうち、一つしか破断しなかった (写真 11)。また, 写真 12 はアルミ円筒厚さ 1.0mm の実験後の様子である。この破断状況より, アルミ円筒の上部のみ座屈していることがわかる。写真 13 はアルミ円筒厚さ 1.0mm の合成部材を解体した後の PRF である。この写真の赤い枠線の内部は, ゴムの繊維層が飛び出ており, この部分 (すなわち PRF 上部) では繊維が破断していると考えられる。この二つの写真を観察すると, 重錘からの衝撃力はアルミ円筒と PRF の上部で吸収され, アルミ円筒の厚さが厚かったので, 破断に至らなかったと考えられる。

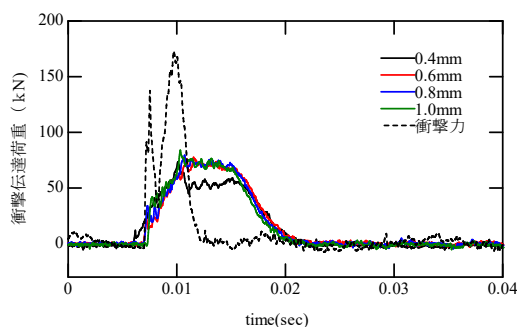


図 5 落下高さ 200mm における衝撃伝達荷重-時間応答曲線の比較

図 6 は, 重錘落下高さ 250mm における衝撃伝達荷重-時間応答曲線である。落下高さ 250mm における衝撃力の最大値は 218.1kN であり, アルミ円筒の厚さ 0.4mm から 1.0mm の合成部材の衝撃伝達荷重の最大値は順に 73.2kN, 79.5kN, 84.6kN, 87.3kN であった。それぞれの緩和性能は 66.4%, 63.5%, 61.2%, 60.0%であった。落下高さ 200mm の場合と同様に, 衝撃伝達荷重の最大値はアルミ円筒の厚さが厚いほど衝撃伝達荷重が増し, 薄いほど高い緩和性能を示している。衝撃伝達荷重が最大値に達するまでの時間はアルミ円筒厚さ 0.4mm から 1.0mm の場合で 0.0041sec, 0.0040sec, 0.0037sec, 0.0066sec となっており, ほぼ等しいことが分かる。0.4mm, 0.6mm の実験後の合成部材 (写真 14, 写真 15) は,



写真 10 0.4mm 実験後のアルミ円筒
(落下高さ : 200mm)



写真 11 0.6mm 実験後のアルミ円筒
(落下高さ : 200mm)



写真 12 1.0mm 実験後のアルミ円筒
(落下高さ : 200mm)



写真 13 合成部材を解体した後の PRF
(落下高さ : 200mm)

アルミ円筒が破断していたが、0.8mm、1.0mm は破断していなかった。

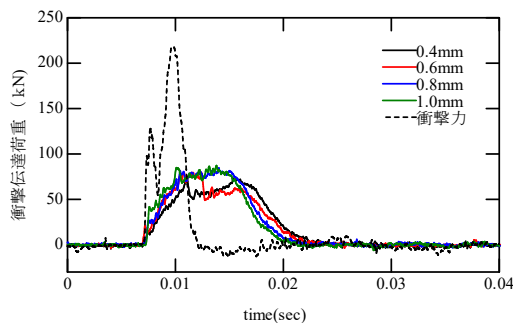


図 6 落下高さ 250mm における衝撃伝達荷重-時間応答曲線の比較



写真 14 0.4mm 実験後のアルミ円筒
(落下高さ：250mm)



写真 15 0.6mm 実験後のアルミ円筒
(落下高さ：250mm)

以上より、すべてのアルミ円筒の厚さの場合において合成部材の衝撃力緩和性能を確認することができた。さらに、すべての落下高さにおいてアルミ円筒の厚さが薄い方が緩和性能が高いことがわかった。これは、厚さが薄いことにより、円筒上下での局部座屈および円筒破断による衝撃エネルギー

近畿建設協会研究助成報告書の吸収のためであると考えられる。

3.2 重錘の落下高さの違いが衝撃伝達荷重に及ぼす影響

図 7 はアルミ円筒厚さ 0.4mm の合成部材に異なる重錘落下高さの衝撃伝達荷重-時間応答曲線である。衝撃伝達荷重の最大値は 150mm, 200mm, 250mm の順に 68.8kN, 72.3kN, 73.2kN である。この結果から落下高さが高くなるほど衝撃伝達荷重が大きくなっている。また、すべての応答曲線において、衝撃伝達荷重が上昇した後降下し、再び上昇しているのは、アルミ円筒の破断で一度降下し、その後すべての衝撃力が PRF に作用するためであると考えられる。

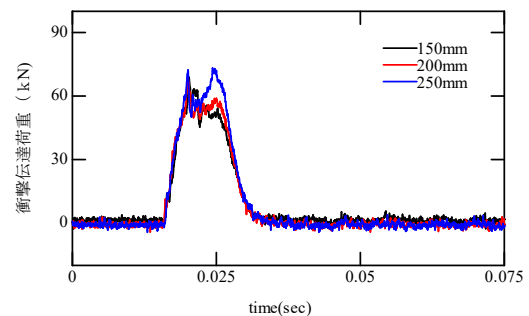


図 7 衝撃伝達荷重-時間応答曲線
(アルミ円筒厚さ 0.4mm)

次に、アルミ円筒厚さ 0.6mm の落下高さを変えた場合の衝撃伝達荷重-時間応答曲線を図 8 に示す。衝撃伝達荷重の最大値は 150mm, 200mm, 250mm の順に 70.9kN, 73.2kN, 79.5kN と、落下高さが高くなるほど衝撃伝達荷重が大きくなっている。衝撃伝達力が最大値に到達するまでの時間は順に 0.0039sec, 0.0040sec, 0.0041sec とほぼ等しい時間となった。

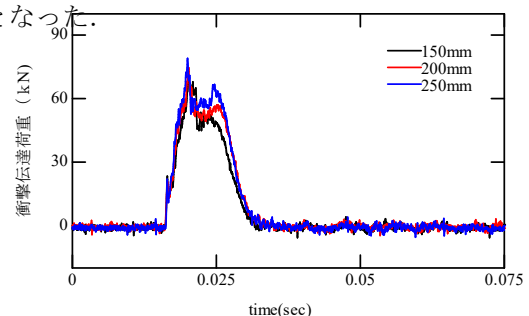


図 8 衝撃伝達荷重-時間応答曲線

(アルミ円筒厚さ 0.6mm)

図 9 はアルミ円筒厚さ 0.8mm の落下高さを変えた場合の衝撃伝達荷重-時間応答曲線である。衝撃伝達荷重の最大値は 150mm, 200mm, 250mm の順に 70.7kN, 76.3kN, 84.6kN と、高さが高くなるほど衝撃伝達荷重が大きい。衝撃伝達力が最大値に到達するまでの時間は順に 0.0049sec, 0.0037sec, 0.0032sec であった。また、写真 16 に示すように、アルミ円筒は破断しなかった。

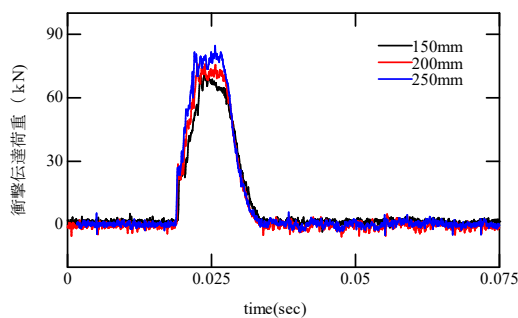


図 9 衝撃伝達荷重-時間応答曲線
(アルミ円筒厚さ 0.8mm)



写真 16 0.8mm 実験後のアルミ円筒
(落下高さ 250mm)

最後に、図 10 はアルミ円筒厚さ 1.0mm の落下高さを変えた場合の衝撃伝達荷重-時間応答曲線である。衝撃伝達荷重の最大値は 150mm, 200mm, 250mm の順に 71.8kN, 79.3kN, 87.3kN と、高さが高くなるほど衝撃伝達荷重が大きくなることが分かる。衝撃伝達力が最大値に到達するまでの時間は順に 0.0057sec, 0.0066sec, 0.0028sec になった。また写真 17 に示すように 1.0mm の厚さの円筒は高さを変えても破断しなかった。

以上より、全ての厚さにおいて、重錘の落下高さ

近畿建設協会研究助成報告書を高くすると、衝撃伝達荷重は上昇した。PRF はある範囲の衝撃力が作用すると、内部の繊維が切れることでエネルギーが吸収され、衝撃伝達荷重がほぼ一定になることがわかっている。しかしながら、4種類のアリミ円筒の厚さの合成部材の衝撃伝達荷重-時間応答曲線から、落下高さが高くなるにつれ、衝撃伝達荷重が大きくなっており、これまでの PRF のみの実験で見られた衝撃伝達荷重の最大値が一定になることがなかった。以上のことから合成部材

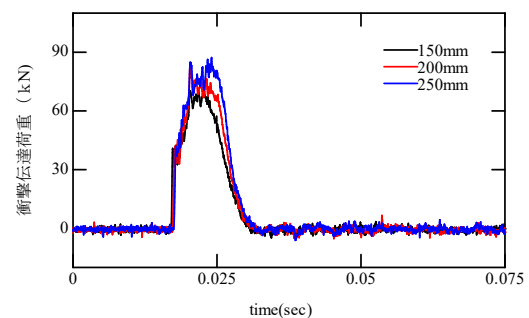


図 10 衝撃伝達荷重-時間応答曲線
(アルミ円筒厚さ 1.0mm)



写真 17 1.0mm 実験後のアルミ円筒
(落下高さ 250mm)

はまだ衝撃力を吸収する能力(衝撃吸収能)を有すると考えられる。特に円筒厚さを薄くすることで、円筒上下で局部座屈させ、さらに円筒破断による衝撃エネルギーの吸収が PRF 単体のみよりも期待できることがわかった。

したがって、この合成部材のさらなる衝撃吸収能を調べるためには、今回の実験に用いたアリミ円筒の厚さを薄くしたり、合成部材に作用させる衝撃荷重を重たくする、落下高さを高くすることにより衝撃力をさらに上げて実験する必要があると考える。

結論

本研究は、合成部材に作用する衝撃力を計測できる装置と積層繊維補強ゴムに金属円筒を組み合わせた合成部材を作成し、通常時は金属で自重を支えるが、鉛直動が作用した際には、金属部分は座屈し、PRF でそのエネルギーを吸収するような鉛直動免震機構の開発を行うことを目的に衝撃実験を行った。衝撃実験としては、重錘落下実験を行い、合成部材の衝撃伝達荷重-時間応答曲線を得ることができた。これらより、以下のことが分かった。

- ・衝撃力は円筒の座屈を含むすべての塑性変形および PRF 内の繊維破断により緩和された。
- ・アルミ円筒の厚さが薄いほど、高い緩和性能を有する。
- ・合成部材は一度アルミ円筒が座屈して、PRF でその後、衝撃力を吸収する。
- ・衝撃伝達荷重が最大値に達する時間はアルミ円筒の厚さを変えても、ほぼ等しい。

合成部材の最大衝撃吸収能は、衝撃伝達荷重の最大値が衝撃力を上げるとそれに伴い上がっているため、今回の衝撃力では調べることができなかった。したがって、今後の課題として、合成部材の高さを低くしたり、荷重を大きくすることで衝撃緩和効果の上限を調べたり、繊維が破断したときの PRF の衝撃緩和性能の変化を調べることがあげられる。またすべての実験において、同じ材質の PRF を用いたため、PRF に埋設された積層繊維の層数及び繊維の種類、ゴム層等の変化による衝撃力緩和性能の変化を調べることも挙げられる。

謝辞

本研究は、近畿建設協会研究助成および日工記念財団研究助成を受けたものです。本研究に協力していただいたシバタ工業（株）西本安志様、西村佳樹様、明石工業高等専門学校都市システム工学科平見樹哉さん、松本知香さん、小森山友大さん、中村友哉さん、森岡拓磨さん、建築・都市システム工学専攻松本拓実さんに厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 鈴木祥之：兵庫県南部地震による被害報告，京都大学防災研究所年報第 38 号 A，pp. 69-97，1995
- 2) http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/hyogo_nanbu/index.html，（2020 年 1 月 9 日取得）
- 3) 園田恵一郎，小林治俊，永野圭：兵庫県南部地震
一初期上下動の証言について，大阪市立大学工学部紀要・震災特別号，p. 187，1997
- 4) 菅原巧，山本玲於奈，西本安志，石丸和宏：積層繊維補強ゴムの衝撃力低減効果，土木学会第 73 回年次学術講演会，土木学会，I-317，2018. 8
- 5) 津田葉涼太，藤綱里帆，西本安志，石丸和宏：同
一エネルギーを与えた場合の積層繊維ゴムの衝撃力緩和性能，2019 年度土木学会関西支部年次学術講演会，土木学会，I-35，2019. 5
- 6) 松本拓実，水鳥皓平，西本安志，石丸和宏：重錘落下実験による積層繊維補強ゴムの衝撃力緩和性能，土木学会第 74 回年次学術講演会，土木学会，I-260，2019. 9
- 7) 西本安志：PRF の衝撃緩衝効果に関する基礎的研究，九州大学博士論文，2004

質的变化を考慮した道路整備ストック効果の定量的評価に関する研究

京都大学大学院工学研究科 准教授 松島 格也

1. はじめに

これまで道路整備効果の把握は費用便益分析における 3 便益により行われてきた。しかしながら、これらの便益は交通量の絶対量による影響が大きく、そのみに従って建設された結果都心部への一極集中が進んだ可能性が否定できない。また、今後想定される新規区間の道路はこれまでに開通した区間よりも少ない交通量であることが想定され、そういった場合にどのような便益を評価すべきか、またその便益をどのように定量化するのかは、大きな課題である。道路ストック効果を把握する試みが全国で始まっているが、その定量的な評価に関する統一的な基準は欠けている。

本研究では、従来の 3 便益、特に交通量の変化のみによらない評価指標の提案を目指した。具体的には、サプライチェーン構造の変化に伴う物流構造の変化による便益と買い物行動の変化に着目し、交通量変化以外の便益の定量化を試みた。そのために、サプライチェーン構造の変化を明示的に考慮した小売企業の在庫管理行動のモデル化と、市場裁定条件により規定される市場構造を表現する社会経済会計モデルを構築した。

2. 本研究の分析枠組

本研究では以下の 2 つの観点から研究を進めた。すなわち、物流構造の変化による便益と買い物行動の変化による便益とに着目した。まず、都市内道路整備による商品の輸送時間短縮が、物流センターの立地を促進することを指摘する。そのために、フランチャイズ小売企業の在庫管理行動をモデル化し、物流センターが有する機能には、個別チェーン店の直面する商品在庫保有リスクを集約する機能と、都市外からの商品仕入れにおけるロットサイズの大型化を達成する機能の二つがあることを明らかにした。都市内道路整備による物流センターや都市内のチェーン店の再編は、消費者の買い物交通行動の変化に繋がる可能性があり、物流に生じた変化が消費者の私的なトリップに間接的な影響を与える可能性を示唆した。そのうえで、都市内道路整備による物流の円滑化が、都市内のチェーン店や物流センターの立地パターンを再編する効果や、消費者の買い物利便性を改善する効果について分析した。

次に、中山間地域を対象とした社会経済モデルを構築し、道路整備が家計の消費行動を変化させることを指摘した。交通費用の減少は、道路整備による買物、通勤時間の減少効果と、中心都市への通勤家計の増加による通勤時間の増加という 2 つの相反する効果をもたらす。域内の生産量が有効需要に規定される場合、地方自治体による産業振興政策は、小売・サービス業、域内産業の賃金率や財・サービス価格を変化させない。賃金率が中心都市との裁定条件で決定される場合、域内家計の所得上昇効果はない。しかし、域内雇用数の増加は、通勤時間の減少による余暇時間の増加を通じて、域内家計の社会的厚生を増加させる可能性がある。このような観点より、交通施設の整備や地元自治体の政策が、家計の消費行動や余暇時間の消費パターンに及ぼす影響を総合的に分析できるような地域経済モデルを定式化した。

3. 在庫管理モデルによる都市内道路整備と物流構造の変化

食品や日用品を扱う商店の立地は、消費者の生活の利便性に直結している。近年は、ネット通販や

宅配など様々な流通チャネルが存在しており、消費者の商品調達方法が多様化しているとは言え、生鮮食品など日常的に購入される商品の多くは、消費者の居住地付近の商店において購入されている。本研究では、このように商店を通じた消費者の商品調達に着目する。消費者の居住地付近に商店が立地していない場合、消費者は買い物の度に、遠方まで買い物に出かける不便を強いられることになる。このような買い物の利便性が低い地区に、商店の新規立地が実現した場合、近隣住民は、買い物交通費用（ガソリン代や旅行時間）が軽減される便益を受ける。現代の都市においては、小規模なスーパーマーケットやコンビニエンスストアのチェーン店が多数立地しているが、このようなチェーン店の立地戦略は、消費者の利便性を高めることを通じて、売上や利益を伸ばそうとするものであると言える。

都市内にチェーン店を多数立地させるためには、各チェーン店に商品を配送する拠点となる物流センター（配送センター、Distribution Center, DC）を配置することが効果的である。チェーン店は商品の在庫を保有している。商品の需要は日々変動しているため、在庫保有には常に売れ残りのリスクが伴う。小規模なチェーン店には、このようなリスクを負担することは困難である。そこでチェーン店を統括するフランチャイズ小売企業は、都市内もしくは都市近郊に物流センターを配置し、この物流センターに多量の在庫を保有する倉庫機能を持たせる。物流センターからチェーン店には頻繁に商品が配送されるため、チェーン店は必要最小限の在庫を保有すれば運営が可能となる。この点において、物流センターはチェーン店の在庫保有リスクを集約して引き受ける拠点と見なすことができる。

現代のスーパーやコンビニエンスストアなどのフランチャイズ小売企業の多くが、物流センターを都市内に配置し、傘下のチェーン店に商品を配送する戦略を採用している。この傾向には、都市内道路網整備等による物流費用の継続的低減が寄与している可能性がある。仮に、都市内道路ネットワークが未整備であり、物流センターとチェーン店間の商品の輸送時間が長い場合には、チェーン店が急遽商品を追加発注したとしても、商品がチェーン店に配送されるまでの間に在庫切れが発生する可能性がある。このため、チェーン店は安定的に商品を販売するために、商品の在庫ストックを増加させることが合理的となる。このような状況では、図1に示すように、チェーン店は物流センターを介さずにサプライヤから直接商品を仕入れることが効率的になると考えられる。一方、都市内物流時間が十分に短縮されれば、図2に示すように都市の物流拠点となる物流センターを配置することが効率的になると考えられる。

以上で議論したように、都市内道路の整備状況や都市内物流費用は、フランチャイズ小売企業によ

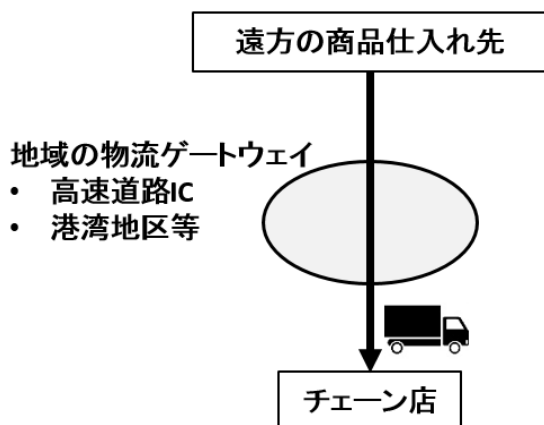


図1 直接仕入れをする場合

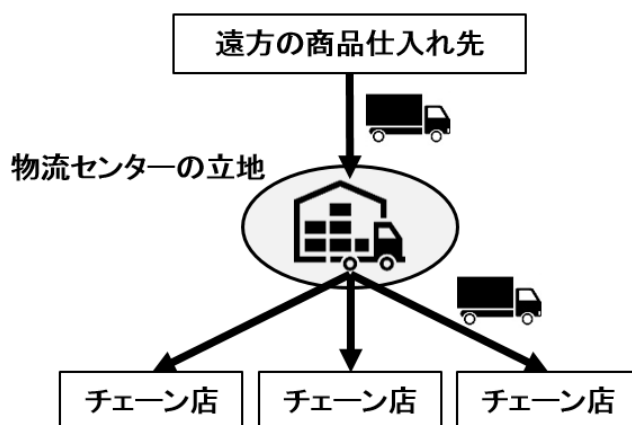


図2 都市内物流センターを配置する場合

る都市内物流センターの立地戦略に影響を及ぼす可能性がある。そして、物流センターの立地は、チェーン店の在庫保有費用を軽減することによりチェーン店の立地数を増やすとともに、消費者の買い物交通費用を軽減すると考えられる。本研究では、このような問題意識のもとで、在庫保有リスクの観点から、都市内の複数のチェーン店を統括するようなフランチャイズ小売企業が、都市内物流センターの立地を決定するような理論的モデルを定式化する。そのうえで、都市内道路整備による物流の円滑化が、都市内物流センターやチェーン店の立地パターンを再編する効果と、消費者の買い物利便性を改善する効果について分析する。

本研究は、在庫管理という視点から、フランチャイズ小売企業による都市内物流センターの立地戦略を分析する。チェーン店が顧客満足度を高めるためには、来店した消費者が在庫切れに直面する事態を防ぐ必要がある。しかし、商品の需要は日々変動しており、平均よりも高い需要が生じることもあるため、チェーン店は、需要の高まりに備えて在庫を保有しなければいけない。この在庫を安全在庫と呼ぶ。安全在庫は、売れ残った場合には処分する必要があるため、商品価値の減耗が早い商品を扱うチェーン店にとっては重い負担となる。商品価値の減耗が早い商品の例としては、食品や季節性の衣料品、ファストファッション、型落ちしやすい電子機器などを挙げられる。このような商品を扱う小売企業においては、在庫管理をいかに効率的に行うかが、経営戦略上の重要な課題となる。例えば、スーパーやコンビニエンスストアの主力品は飲食料品であり（飲食料品は平成 28 年度のスーパーの売上の 73%、コンビニエンスストアの売上の 68%を占めている）、これらの身近なチェーン店にも、上述の議論は当てはまる。

本研究では、小売企業による都市内物流センターの立地に関する意思決定をモデル化する。そのために、OR の分野で利用されている在庫管理モデルを応用する。在庫管理モデルとして最も広く知られている基本的なモデルが EOQ (Economic Order Quantity)モデルと Safety Stock（安全在庫）モデルである。交通に関係した研究分野において、在庫管理モデルは物流リードタイムの品質（早さや信頼性）の評価に関する研究に応用されてきた実績がある。Baumol and Vinod や Blauwens *et al.*は、在庫管理モデルを利用して荷主の費用と物流リードタイムの関係を表現し、貨物輸送サービスや輸送機関の選択問題に応用している。de Jong and Ben-Akiva は、貨物の輸送経路の選択に在庫管理モデルを応用している。瀬木は貨物の時間価値の性質の分析に在庫管理モデルを応用している。

Safety Stock モデルの重要な貢献の一つは、安全在庫を複数のチェーン店間で共有することにより、必要な安全在庫の総量を削減できることを明らかにした点にある。たとえば、来客が平常よりも少なかったチェーン店の余分な安全在庫を、来客が平常よりも多かったチェーン店に補充することができる。これにより、在庫保有リスクを全体として平準化し、安全在庫の総量の圧縮が可能になる。安全在庫を複数のチェーン店間で共有するいま一つの方法は、サプライチェーンの上流に物流センターを配置することにより、下流に位置するチェーン店の在庫保有リスクを集約化することである。ただし、この方法を利用するためには、チェーン店が必要なときに必要なだけ、物流センターから商品を補充できるような輸送環境が必要である。すなわち、物流センターとチェーン店間の輸送時間の短さが、物流センターを核とするサプライチェーンを形成するための要件となる。

本研究の新規性は、在庫保有リスクのサプライチェーン上流への集約という観点から、道路上の輸送時間と都市内物流センターの立地の関係を分析する点にある。物流拠点の立地を最適化する Facility Location Model に関しては、数多くの研究蓄積がある。しかし、これらの研究では、物流センターは物流の結節点としての役割しか持たないことが多い。本研究のモデルは、サプライチェーンの上流と下流の間の在庫管理の協調と、その協調に道路上の旅行時間が与える影響を定式化する点に新規性がある。

モデルの概略は以下のとおりである。円周都市を考え、都市の中心部には物流ゲートウェイ地区（高速道路インターチェンジや港湾地区など）が存在する。物流ゲートウェイ地区と円周は、放射線状に伸びる多数の物流専用道路（図中の破線）により連結されている。交通混雑は発生しないと考える。円周上は住民が居住する市街地であり、消費者が均等な人口密度で居住している。

都市内には日常的な商品を販売するチェーン店を経営する独占企業が存在する。この企業は、円周上の任意の位置にチェーン店を立地することができると思う。企業は利潤を最大化するように、円周上のチェーン店数と商品の販売価格を決定する。円周上の人口密度は均質であるため、企業は均等な間隔を置いてチェーン店を立地させることになる。消費者は円周上を移動して最寄りのチェーン店を利用し、自宅とチェーン店間の距離に比例した買い物交通費用を負担する。1つのチェーン店が担当する商圈は、そのチェーン店の位置を中心とした範囲となる。

また、企業の意味決定の対象には、「物流ゲートウェイ地区に物流センターを立地させるか否か」も含まれる。物流センターを立地させない場合には、個々のチェーン店は都市の外部から直接商品を仕入れる。物流センターを立地させる場合には、物流センターが都市の外部から商品を仕入れて在庫を保有し、チェーン店は物流センターから商品を仕入れる。いずれの場合にも、チェーン店が商品を仕入れる際には、都市外部に位置するサプライヤから、物流ゲートウェイ地区を経由したのちに、物流専用道路を介して各チェーン店に商品の輸送が行われる。

モデル分析より、平均在庫管理費用が十分に小さければ、都市内輸送時間の短縮はチェーン店数の増加と商品の販売価格の減少をもたらすことが示された。また、都市内輸送時間が十分に短ければ、輸送時間の短縮により物流センターの新規立地が実現したとき、店数の増加と価格の減少がもたらされることが示された。都市内の消費者余剰はチェーン店数について単調増加し、商品価格について単調減少する。したがって、都市内輸送時間の減少は消費者余剰を増加させることがわかる。すなわち、都市内輸送時間の短縮は、企業の利潤を増やすのみならず、消費者余剰も改善することを示している。輸送時間の短縮による企業の意味決定の変化に伴い、消費者は商品価格の低下と、買い物交通費用の軽減という恩恵を受けることになる。

以上の分析結果より、都市内道路整備が都市内の物流センターやチェーン店の立地パターンに及ぼす影響に関するいくつかの政策的示唆が導かれる。

第1に、都市内道路整備は、仮にそれが物流の円滑化のみに資するものであったとしても、都市内のチェーン店数を増やすことにより消費者の買い物利便性を改善し、消費者余剰を増加させる。

第2に、都市内物流センターの立地は、都市内輸送時間が十分に短い場合、都市内のチェーン店数を増やし、消費者の買い物利便性を改善する効果を持つ。よって、物流センターの立地は、消費者余剰の増加に繋がる。また、本研究の分析結果は、都市内道路整備による輸送時間の短縮が、都市内物流センター立地の必要条件であることを示している。下流のチェーン店から上流の物流センターに在庫保有リスクを集約する戦略は、現代のスーパーやコンビニエンスストア等の小売企業の多くが採用するものであるが、このような戦略の成立には、都市内道路整備が寄与していると言える。

第3に、都市内道路整備による都市内の物流センターやチェーン店の再編は、消費者の買い物交通行動の変化に繋がる可能性がある。チェーン店数が増えれば、消費者は居住地のより近隣において商品を購入するようになり、短距離の買い物トリップが増加する。これは、物流に生じた変化が消費者の私的なトリップに間接的な影響を与える可能性を示唆するものである。

4. 中山間地域を対象とした社会経済モデルによる道路整備効果の把握

従来、空間的に限定された特定の地域の経済構造を分析することを目的として、経済理論に基づい

て市場均衡を分析するために、応用一般均衡（computable general equilibrium: CGE と略す）モデルが利用されている。都市計画の分野においても、CGE モデルを用いた交通整備効果や都市・地域政策の効果进行分析の研究が蓄積されている。これらの CGE モデルは、いずれも市場における需給調整を通じて、財やサービスの価格、労働賃金率、資本レントが内生的に決定されるメカニズムを有している。さらに、地方生活圏における交通施設の整備効果进行分析することを目的とした実証的・実用的経済モデルもいくつか提案されてきた。しかしこれらのモデルは部分均衡の枠組にとどまっている。すでに述べたように、ある生活圏域の内部に位置する狭小地域を対象とした場合、通常の CGE モデルを適用することには問題がある。中山間地域における狭小地域を対象として分析をする場合、以下に示すような性質を持つ社会経済会計モデルを構築する必要がある。

本研究では、中山間地域の賃金率や財・サービス価格が、中心都市と中山間地域経済の間に競争関係の下で、利潤が 0 となるような水準に決定されると考える。域内の家計が中心都市で雇用される場合、家計は通勤費用を負担しなければならない。したがって、域内企業が域内で労働者を確保するためには、域内賃金率は「中心都市の賃金所得－通勤費用」以上でなければならない。一方、財・サービス市場においても、家計が域内で財・サービスを購入するためには、域内の価格水準は少なくとも「中心都市の価格水準＋買物費用」以下でなければならない。小売・サービス業は、中心都市で必要な財やサービスを仕入れるが、域内の価格水準が生産費用より大きい限り域内に立地することが可能である。

以上で言及したような中山間地域の経済構造を、図 3 に示すように模式的に整理できる。中山間地域では、域内で消費・投入される財や中間財の多くが域外で生産されるため、図 3 では、域内における経済循環構造を考慮していない。地方自治体が策定する財政計画に基づいてモデルの政策変数の値を決定する（STEP1：外生的パラメータ、政策変数の設定）。ついで、これらの域内賃金率、財・サービスの域内・域外価格、域内家計数、および自治体の財政支出計画を与件として、家計行動により小売・サービス業、域内産業に対する有効需要が決定される。さらに、域外との契約条件や域内資源の供給制約により移出産業の生産量が決定される（STEP2：有効需要の決定）。ついで、域内の財・サービスに対する有効需要に基づいて、域内における小売・サービス業の立地量が内生的に決定され

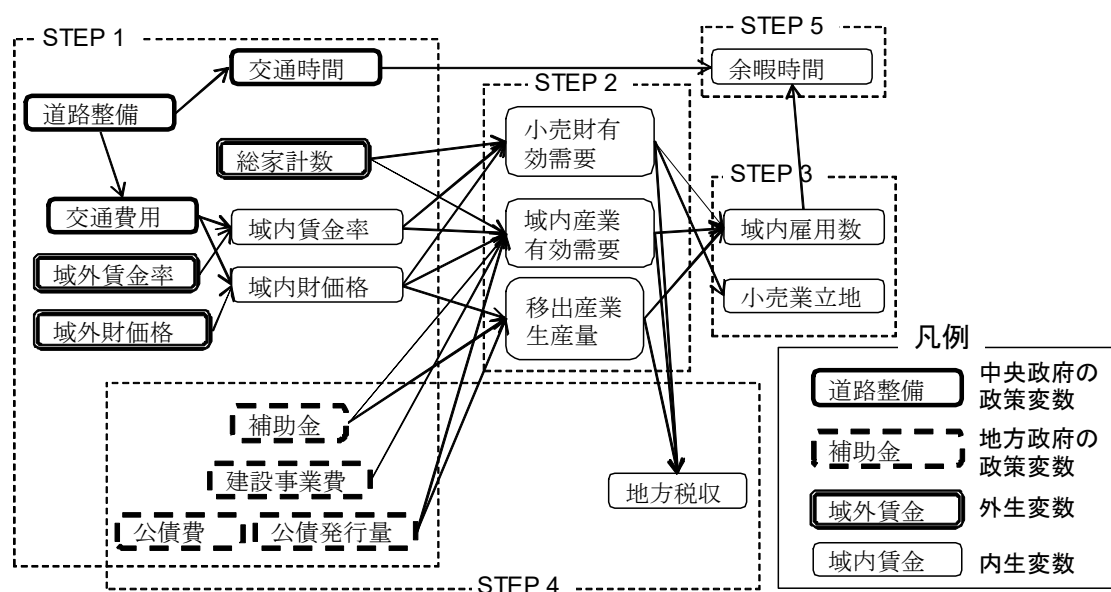


図3 地域経済構造

る。さらに、各産業の域内雇用数が決定される（STEP3：域内雇用数の決定）。移出産業の利潤や家計・企業の行動に基づいて、地方税収入が決定される。これにより、地方自治体の財政バランスが求まる（STEP4：財政収支の判定）。市場均衡における家計行動に基づいて、余暇時間が確定する（STEP5：余暇時間の決定）。賃金率や財・サービス価格が中心都市との競争関係により決定されるため、域内における有効需要が本質的な役割を果たす。域内雇用の増加や域内における小売・サービス業の立地により、家計は移動時間を節約する（余暇時間を増加する）ことが可能となる。

本研究では、政策パラメータとして、1) 上位政府による地域間道路整備、2) 地方自治体による産業振興政策を取りあげる。上位政府による道路整備は、家計の通勤・買物費用、財の輸送費用（以下、交通費用と呼ぶ）、及び通勤・買物交通時間（以下、交通時間）に直接影響を及ぼす。交通費用の減少には、1) 労働市場の競争条件に影響を及ぼし、域内家計の賃金率の増加をもたらす、2) 域内の財・サービス価格の低下により、域内家計の消費量の増加をもたらす、3) 移出産業の価格競争力を高め、単位生産量あたりの利潤増加をもたらす、という直接的な効果が存在する。さらに、交通時間の減少により、家計の買物交通時間が減少する。一方で、企業の販売額が一定である場合、域内の賃金率の増加は域内雇用数の減少をもたらすというストロー効果が発生する危険性がある。道路整備による買物、通勤時間の減少効果と、中心都市への通勤家計の増加による通勤時間の増加という2つの相反する効果が同時に出現する。

これに対して、域内の生産量が有効需要に規定される場合、地方自治体による産業振興政策は、小売・サービス業、域内産業の賃金率や財・サービス価格を変化させない。賃金率が中心都市との裁定条件で決定される場合、域内家計の所得上昇効果はない。しかし、域内雇用数の増加は、通勤時間の減少による余暇時間の増加を通じて、域内家計の社会的厚生を増加させる可能性がある。このような観点より、本研究では交通施設の整備や地元自治体の政策が、家計の消費行動や余暇時間の消費パターンに及ぼす影響を総合的に分析できるような地域経済モデルを定式化する。

モデルの概要は以下のとおりである。労働力のみを生産要素とする静学経済を考える。域内には、中心地に通勤する域外通勤家計(タイプ a)、域内に雇用機会を有する域内勤労家計(タイプ b)、老人家計(タイプ c)という3つのタイプの家計が存在する。タイプ a および b の家計は賃金所得、賃金外所得（年金等）を獲得する。老人家計は、賃金外所得のみにより生計を立てている。家計は財の消費に対して Cobb-Douglas 型選好を有しており、家計の消費額シェアは財のタイプにより連続的に分布している。福祉サービスはニューメレール財である。

域内には、移出産業（農業、林業、製造業）、小売・サービス業、域内産業（建設業、福祉サービス、運輸通信業）が存在する。移出産業は生産量が外生的に制約されており、その生産物はすべて域外に移出され、市場価格と生産費用、輸送費用との価格差により利潤を獲得する。財のタイプが連続的に分布している小売・サービス業は、差別化された財を提供しているが、中心地に立地する小売・サービス業との間に完全競争市場が成立する。対象地域では、一定規模以上の収益をあげる財のみが販売される。域内産業（建設業、福祉サービス業、運輸通信業）は、いずれも労働投入量に関して収穫一定の技術を持つと仮定する。また、地方政府は、国からの所得移転、税金、国からの補助金、起債、保険料による収入と、補助金、年金、賃金支払、消費財購入額等の支出をバランスさせる。

実証分析の対象地域として鳥取県日野郡日南町を取り上げる。同町は鳥取県南西部に位置し、岡山、広島、島根県と接する典型的な中山間地である。同町の人口は、平成 27 年現在で 4,765 人であり、農業(兼業)及び林業が同町の基幹産業となっている。高齢化率は 44.90%であり、全国平均 21.90%を大きく上回る。計算にあたって各種外生変数、ならびにパラメータの値を、内生的に決定される町内における各産業の従業者数が鳥取県統計年鑑における平成 27 年従業者数に等しくなるよう、キャリ

ブレーションにより求めた。家計調査及び町役場職員に対するヒアリングの結果より小売財の消費シェアパラメータを推計した結果を図 4 に示している。同図中の点が実際の品目の購入シェアを、実線が近似曲線を当てはめた結果を示している。また、町内外の賃金及び物価水準について、利用可能な既存統計は存在しないが、モデルのキャリブレーションにより賃金・物価水準とそこから導出される観察可能な経済変数（例えば、雇用者数等）の関係の妥当性に関して検討している。

基本ケースにおける経済会計表を作成した結果を表 1 中に記載している。すでに述べたように、域内家計の最終消費の多くは域外企業の生産によるところが大きく、経済活動の大きな部分を域外に頼っている中山間地域の特徴を示している。また、域内に立地する企業総生産の約半額が域外に漏出していることもみてとれる。

次に、地域振興のための政策として、上位政府による地域間道路整備(政策 1)、地方自治体による建設事業費の増加(政策 2)、を行った場合に、地域経済に及ぼす影響を分析しよう。具体的には、地

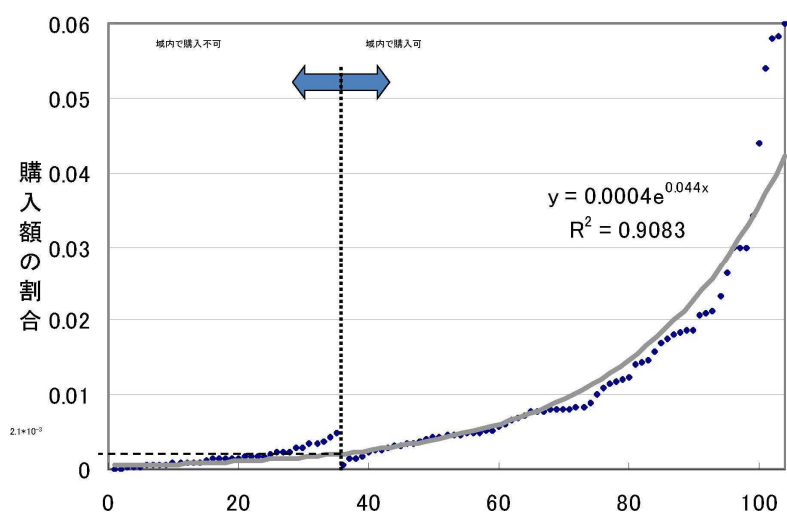


図 4 小売財の消費シェアパラメータ

表 1 社会経済会計表（単位 100 万円）

生産	中間投入		最終消費			合計
	域内企業	域外企業	域内家計	域外家計	地方政府	
移出産業	0	0	0	4,226	0	4,226
小売業	0	0	4,137	0	0	4,137
建設業	0	0	0	0	2,353	2,353
福祉	0	0	826	0	0	826
交通企業	170	0	6	0	0	176
家計	0	0	0	50	0	50
域外企業	2,514	0	6,657	0	261	0
域内家計	9,902	1,477				
地方政府	431	0				
上位政府	1,180	0				
総付加価値	14,197	1,477				

域間道路整備により地域間交通費用及び交通時間が 20%減少した場合、ならびに、建設事業費を 20%増加した場合を想定している。

まず、いずれの政策も域内の雇用機会の増加をもたらし、結果として域外通勤家計の一部を域内勤労家計へ変化させることがわかる。直接的な通勤・買物交通時間の減少に加えて、域内勤労家計への転換による通勤時間の減少を通じて、余暇時間の増加をもたらす。政策 1（交通時間・費用減少）では余暇時間が大きく増加し所得も増加している。政策 2（建設事業費増加）では所得は変化せず、余暇時間のみが増加する。

政策 1 はさらに、家計の可処分所得の増加と、それに伴う財の購入量の増加を通じて域内への小売・サービス業の立地増加をもたらす。すなわち、道路整備により交通費用が減少すれば、家計が負担する交通費用の直接的な減少に加えて、移出産業及び兼業農業の利潤が増加することにより、実質所得が増加する。余暇時間の増加と財の購入量の増加の 2 つの効果によって家計の効用水準も増加することとなる。ただし、交通費用の低下により域内賃金率が上昇したため、小売・サービス業以外の域内雇用機会が減少する。

一方、政策 2 の効果はほぼ全てが建設産業の雇用増加に帰着する。家計所得は変化せず、通勤時間の減少に伴う余暇時間の増加のみが結果として得られる。以上の結果を表 2 にまとめている。このように、中山間地域の地方自治体に居住する家計の所得増加をもたらすためには、地方自治体による財政支出のみでは不十分であり、上位政府による交通施設整備が不可欠であることがわかる。

中山間地における過疎地域を対象とした社会経済会計モデルを構築した。域内における雇用がそれほど大きくなく、また消費財購入の大きな割合を域外に頼っている中山間地域においては、その活動の多くを域外の中心都市に頼っている。域内の経済活動を支えるための政策として、地方自治体による財政支出、上位政府による交通整備、及び、農業等移出産業の付加価値向上を取り上げ、その経済効果を分析した。その結果、地方自治体による財政支出はすべて余暇時間の増加に帰着する一方、中央政府による交通整備は賃金の増加をもたらすことがわかった。また、移出産業の付加価値向上は、家計所得の増加を通して小売財の立地や域内雇用創出に影響を与える可能性があることがわかった。

表 2 政策分析の結果

ケース		基本ケース	政策 1	政策 2
人口	域外通勤家計	783	758	635
	域内勤労家計	4,506	4,531	4,654
域内雇用	小売	829	853	829
	建設	416	413	499
	その他	1,364	1,356	1,365
	計	2,609	2,622	2,693
所得（百万円）		11,887	11,976	11,887
平均余暇時間		20.58	20.65	20.60
小売業の立地に関する閾値		0.337	0.317	0.337