2023年5月28日(日)

D会場

一般セッション | 一般セッション（第五部門：応用数理問題―計算機科学から社会科学まで）

第５部門①

座長:本田 利器(東京大学)
08:30 ～ 10:00 D会場 (6号館 3階 6309室)

[24001-06-01] 超高速領域における鉄道複線桁のねじり振動（シンポジウム講演概要）
*徳永 宗正[1]（1. 鉄道総合技術研究所）
08:30 ～ 08:45

[24001-06-02] レール継ぎ目が橋りょうの列車通過時動的応答に及ぼす影響(シンポジウム講演概要)
*北川 晴之[1]、徳永 宗正[1]、池田 学[1]（1. (公財)鉄道総合技術研究所）
08:45 ～ 09:00

[24001-06-03] 多径間ゲルバー鋼鈑桁橋における全橋および中間ヒンジ構造の FEモデリング（シンポジウム講演概要）
平岡 葵[1]、*林 厳[1]、山口 隆司[1]（1. 大阪公立大学）
09:00 ～ 09:15

[24001-06-04] 熱収支シミュレーションによる鋼矢板厚に応じた材料温度の評価（シンポジウム講演概要）
*萩原 大生[1]、島本 由麻[2]、鈴木 哲也[3]（1. 新潟大学大学院自然科学研究科、2. 東京農工大学大学院農学研究院、3. 新潟大学自然科学系（農学部））
09:15 ～ 09:30

[24001-06-05] 大規模数値計算を用いたガス導管の耐震性評価手法の提案（シンポジウム講演概要）
*穴太 聖哉[1]、三津谷 維基[1]、小林 実央[2]、末冨 岩雄[4,3]、藤田 航平[4]、市村 強[4]、堀 宗朗[5]（1. 東京ガス株式会社、2. 東京ガスネットワーク株式会社、3. エイト日本技術開発株式会社、4. 東京大学、5. 国立研究開発法人海洋研究開発機構）
09:30 ～ 09:45

[24001-06-06] GPUにおけるデータ駆動型手法を用いた粘弾性地殻変動解析手法の開発（シンポジウム講演概要）
*村上 颯太[1]、藤田 航平[1]、市村 強[1]、堀 高峰[2]、堀 宗朗[2]、Maddegedara Lalith[1]、上田 修功[3]（1. 東京大学、2. 海洋研究開発機構、3. 理化学研究所）
09:45 ～ 10:00

一般セッション | 一般セッション（第五部門：応用数理問題―計算機科学から社会科学まで）

第５部門②

座長:古川 愛子(京都大学)
10:10 ～ 11:40 D会場 (6号館 3階 6309室)

[24007-12-01] 道路情報板用 F型支柱の損傷に伴う振動特性変化（シンポジウム講演概要）
*佐伯 昌之[1]、松井 真吾[2]、川又 忠司[3]（1. 東京理科大学、2. 星和電機株式会社、3. 株式会社ネクスコ東日本エンジニアリング）
10:10 ～ 10:25

[24007-12-02] 列車通過時の橋梁上電柱における非線形挙動の逆解析（シンポジウム講演概要）
*髙瀬 忠郁[1]、松岡 弘大[2]、貝戸 清之[1]（1. 大阪大学、2.（公財）鉄道総合技術研究所）
10:25 ～ 10:40

[24007-12-03] 軌道変位に基づく桁たわみ推定のための桁たわみ－軌道変位変換プログラムの構築(シンポジウム講演概要)
*服部 紘司[1]、松岡 弘大[1]、田中 博文[1]（1. 公益財団法人鉄道総合技術研究所）
10:40 ～ 10:55

[24007-12-04] 固有振動数と回転角を用いた鋼アーチ橋模型の損傷検知（シンポジウム講演概要）
*赤星 花奈[1]、林 厳[1]、陳 瑜[1]、山口 隆司[1]（1. 大阪公立大学）
10:55 ～ 11:10

[24007-12-05] 振幅依存性剛性低下と VBI効果を分離可能なひび割れ PRC桁の固有振動数同定法（シンポジウム講演概要）
*井田 直宏[1]、松岡 弘大[2]、貝戸 清之[1]（1. 大阪大学大学院、2. 公益財団法人鉄道総合技術研究所）
11:10 ～ 11:25

[24007-12-06] 振動計測と固有振動数解析による実機貯水槽のバルジング固有振動数の推定（シンポジウム講演概要）
*平井 秀[1]、小野 泰介[2]、平野 廣和[1]、佐藤 尚次[1]（1. 中央大学、2.（株）エヌ・ワイ・ケイ）
11:25 ～ 11:40

A会場

一般セッション | 一般セッション（第一部門：物理数学力学問題 ー物理現象

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

のモデル化から逆問題までー）

第１部門③

座長:珠玖 隆行(岡山大学)
08:30 ～ 09:45 A会場 (6号館 4階 6410室)

[21001-05-01] 山岳トンネルの覆工表面おけるひび割れの定量化に対する検討（シンポジウム講演概要）
*須藤 敦史[1]、佐光 正和[2]、五十嵐 隆浩[2] （1. 東北工業大学、2. 構研エンジ）
08:30 ～ 08:45

[21001-05-02] ナイーブベイズフィルタによるコンクリート表面画像のひび割れ抽出法 （シンポジウム講演概要）
*芦田 拓海[1]、車谷 麻緒[1] （1. 茨城大学）
08:45 ～ 09:00

[21001-05-03] ひび割れ進展性評価のための機械学習を用いた画像レジストレーション技術の検討（シンポジウム講演概要）
*楠本 史弥[1]、野村 泰稔[1] （1. 立命館大学）
09:00 ～ 09:15

[21001-05-04] 異なる欠陥を有する塗装鋼板における腐食進行に対する GANによる予測（シンポジウム講演概要）
*蒋 鋒[1]、浜田 文人[1]、廣畑 幹人[1] （1. 大阪大学）
09:15 ～ 09:30

[21001-05-05] 弱形式化した支配方程式を学習する Variational PINNによる熱伝導方程式の逆解析（シンポジウム講演概要）
*出口 翔大[1]、浅井 光輝[1] （1. 九州大学）
09:30 ～ 09:45

B会場

一般セッション | 一般セッション（第二部門：計算力学）

第２部門③

座長:古川 陽(北海道大学)
08:30 ～ 10:00 B会場 (6号館 4階 6418室)

[22001-06-01] ロバスト主成分分析に基づく沖合津波観測網の最適設計（シンポジウム講演概要）
*藤田 真粋[1]、野村 怜佳[1]、大竹 雄[1]、越村 俊一[1]、森口 周二[1]、寺田 賢二郎[1] （1. 東北大学）
08:30 ～ 08:45

[22001-06-02] FFT均質化手法を用いた周期ミクロ構造の弾塑性トポロジー最適化（シンポジウム講演概要）
*松井 聖圭[1]、干場 大也[1]、西口 浩司[1]、小倉 大季[2]、加藤 準治[1] （1. 名古屋大学、2. 清水建設）
08:45 ～ 09:00

[22001-06-03] 空間2次精度を有する I-SPH(2)による自由表面非圧縮流れ解析（シンポジウム講演概要）
*白神 嘉也[1]、藤岡 秀二郎[1]、浅井 光輝[1] （1. 九州大学）
09:00 ～ 09:15

[22001-06-04] 有限要素法による音場解析手法の構築とその可聴化 (シンポジウム講演概要)
*樫山 和男[1]、深澤 一志[1]、宮内 暖季[1]、吉川 仁[2] （1. 中央大学、2. 京都大学大学院）
09:15 ～ 09:30

[22001-06-05] 非圧縮粘性流体のための安定化陰的 MPM（シンポジウム講演概要）
三原 康平[1]、川野 慎之介[1]、*橋本 涼太[1] （1. 広島大学）
09:30 ～ 09:45

[22001-06-06] 水中に投下された高吸水性ポリマー粒子の膨潤過程の 3 次元数値計算 （シンポジウム講演概要）
牛島 省[1]、*グイネア ニク[2]、芝 隆宏[3]、鈴木 一充[3]、 松原 佑介[4] （1. 京大・学術情報メディアセンター、2. 京大・大学院工学研究科博士課程、3. SDP グローバル株式会社・研究部、4. 三洋化成工業株式会社）
09:45 ～ 10:00

C会場

一般セッション | 一般セッション（第三部門：材料・複雑現象の力学）

第３部門③

座長:小林 俊一(金沢大学)
08:30 ～ 10:00 C会場 (6号館 4階 6426室)

[23001-06-01] 要素内で閉じる付加自由度表現を用いた拡張有限要素法による斜面の動的破壊解析（シンポジウム講演概要）
*齋藤 渓太[1]、後藤 浩之[1] （1. 京都大学）
08:30 ～ 08:45

[23001-06-02] ひずみ軟化を考慮した斜面の土の移動解析（シンポジウム講演概要）
*Yu Junyan[1]、笠間 清伸[1] （1. 九州大学）
08:45 ～ 09:00

[23001-06-03] 浅水長波方程式に基づく土石流のラグランジュ型モデリング（シンポジウム講演概

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

要）

*Dolojan Nilo Lemuel[1]、野村 怜佳[1]、森口 周二[1]、寺田 賢二郎[1]（1. 東北大学）

09:00 ～ 09:15

[23001-06-04] 三次元極限平衡理論に基づく広域斜面安定解析（シンポジウム講演概要）

*須郷 大地[1]、藤田 真粋[1]、外里 健太[1]、野村 怜佳[1]、森口 周二[1]、寺田 賢二郎[1]（1. 東北大学）

09:15 ～ 09:30

[23001-06-05] 越流礫による透過型砂防堰堤の損傷要因分析に関する研究（シンポジウム講演概要）

*齋藤 和樹[1]、堀口 俊行[1]（1. 防衛大学校）

09:30 ～ 09:45

[23001-06-06] 個別要素法を用いた土石流の大粒子集積度に関する検討（シンポジウム講演概要）

*鯨吉 樹[1]、中田 幸男[1]（1. 山口大学）

09:45 ～ 10:00

D会場

一般セッション | 一般セッション（第五部門：応用数理問題―計算機科学から社会科学まで）

第５部門③

座長:市村 強(東京大学)

14:35 ～ 16:05 D会場 (6号館 3階 6309室)

[24013-18-01] 寒冷地の山岳トンネルにおける覆工表面の凍結危険度についての考察（シンポジウム講演概要）

*禿 和英[1]、須藤 敦史[2]、五十嵐 隆浩[3]（1. 株式会社　建設技術研究所、2. 東北工業大学、3. 株式会社　構研エンジニアリング）

14:35 ～ 14:50

[24013-18-02] 南海トラフ地震における確率的津波予測の利活用（シンポジウム講演概要）

*大角 恒雄[1]、藤原 広行[1]、山口 和範[2]、根本　信[2]、徳永　雅彦[3]（1. 国立研究開発法人防災科学技術研究所、2. 応用地質株式会社、3. 徳島県庁）

14:50 ～ 15:05

[24013-18-03] ガウス過程回帰による弾性波探査を考慮した先端抵抗値の3次元空間分布推定（シンポジウム講演概要）

*津田 悠人[1]、富澤 幸久[1]、吉田 郁政[1]、西村 伸一[2]（1. 東京都市大学、2. 岡山大学）

15:05 ～ 15:20

[24013-18-04] 地震動集合の複数指標に基づく代表的波形の生成手法（シンポジウム講演概要）

*林 諦[1]、本田 利器[1]（1. 東京大学）

15:20 ～ 15:35

[24013-18-05] 気温上昇を想定した豪雨によるため池越流確率の評価（シンポジウム講演概要）

*三原 嵩史[1]、西村 伸一[1]、柴田 俊文[1]、珠玖 隆行[1]（1. 岡山大学）

15:35 ～ 15:50

[24013-18-06] 鋼板桁橋の点群計測および定量的評価（シンポジウム講演概要）

*中溝 智也[1]、的野 玄[1]、西尾 真由子[1]（1. 筑波大学）

15:50 ～ 16:05

A会場

一般セッション | 一般セッション（第一部門：物理数学力学問題 ー物理現象のモデル化から逆問題までー）

第１部門④

座長:野村 泰稔(立命館大学)

10:10 ～ 11:40 A会場 (6号館 4階 6410室)

[21006-11-01] ハーフカーモデルによる軌道形状推定と車両重量差を考慮した浮きまくらぎ検出（シンポジウム講演概要）

*増田 大地[1]、北原 優[1]、長山 智則[1]、薛 凱[1]、蘇 迪[1]（1. 東京大学）

10:10 ～ 10:25

[21006-11-02] 地震荷重特徴抽出を備えた深層カーネル学習代替モデルによる地震リスク解析の効率化（シンポジウム講演概要）

*才田 大聖[1]、西尾 真由子[1]（1. 筑波大学）

10:25 ～ 10:40

[21006-11-03] タンクモデルによる鉛直1次元不飽和浸透特性の再現性評価（シンポジウム講演概要）

*中村 聡司[1]、日置 和昭[2]（1. 昭和エンジニアリング株式会社、2. 大阪工業大学）

10:40 ～ 10:55

[21006-11-04] GPRによる地盤剛性の空間分布推定を利用したため池堤体の三次元地震応答解析（シンポジウム講演概要）

*西村 伸一[1]、大橋 亮太[3]、任 宇翔[1]、金重 稔[2]、柴田 俊文[1]、珠玖 隆行[1]（1. 岡山大学、2. ラグロフ設計工房、3. 清水建設）

10:55 ～ 11:10

[21006-11-05] 一般大規模データベースと階層ベイズモデルを用いた海上空港基礎地盤の多変量物性

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

値の推定（シンポジウム講演概要）

*斉藤 大雅[1]、大竹 雄[1]、ウ ステファン[2]、高野 大樹[3]、吉田 郁政[4]（1. 東北大学、2. 統計数理研究所、3. 港湾空港技術研究所、4. 東京都市大学）

11:10 ～ 11:25

[21006-11-06] 多重解像度 DMDを用いた信号復元による大規模港湾空港の沈下挙動の再現(シンポジウム講演概要)

*畑井 向[1]、大竹 雄[1]、高野 大樹[2]、吉田 郁政[3]、村松 正吾[4]（1. 東北大学、2. 港湾空港技術研究所、3. 東京都市大学、4. 新潟大学）

11:25 ～ 11:40

B会場

一般セッション | 一般セッション（第二部門：計算力学）

第２部門④

座長:田中 聖三(広島工業大学)
10:10 ～ 11:40 B会場 (6号館 4階 6418室)

[22007-12-01] Different Weight-Related Interpolation Schemes for Isogeometric Analysis of Geometrically Nonlinear Beams (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

*Duong Huu Nghi[1,2]、Nanakorn Pruettha[2]、Matsumoto Takashi[1]（1. Hokkaido University、2. Thammasat University）

10:10 ～ 10:25

[22007-12-02] 気象条件と避難方法を考慮した津波避難シミュレーション（シンポジウム講演概要）

*堀合 紳弥[1]、尾崎 壮一[2]、加藤 雅也[1]、武山 泰[1]、野島 和也[3]（1. 八戸工業大学大学院、2. 八戸工業大学、3. 日本工営株式会社）

10:25 ～ 10:40

[22007-12-03] 弾性除荷時における弾塑性トポロジー最適化の解析的感度の精度検証（シンポジウム講演概要）

*藤原 睦樹[1]、干場 大也[1]、西口 浩司[1]、加藤 準治[1]（1. 名古屋大学）

10:40 ～ 10:55

[22007-12-04] レベルセット法に基づく 3D-printing FRP における連続繊維の配置の最適化（シンポジウム講演概要）

*森部 天仁[1]、干場 大也[1]、西口 浩司[1]、加藤 準治[1]（1. 名古屋大学）

10:55 ～ 11:10

[22007-12-05] 位相速度の空間的なばらつきに対する弾性波の反射特性に関する一考察（シンポジウム講演概要）

*古川 陽[1]、袴田 柊[1]（1. 北海道大学）

11:10 ～ 11:25

[22007-12-06] レール凹凸の空間的ばらつきのモデル化が軌道振動解析結果に及ぼす影響（シンポジウム講演概要）

*紅露 一寛[1]（1. 新潟大学）

11:25 ～ 11:40

C会場

一般セッション | 一般セッション（第三部門：材料・複雑現象の力学）

第３部門④

座長:中井 健太郎(名古屋大学)
10:10 ～ 11:40 C会場 (6号館 4階 6426室)

[23007-12-01] 局所洗堀後の直接基礎橋脚の残存支持力に関する剛塑性有限要素解析（シンポジウム講演概要）

*山栗 祐樹[1]、西岡 英俊[2]、平野 萌果[2]、佐々木 優奈[2]、小林 俊一[1]（1. 金沢大学、2. 中央大学）

10:10 ～ 10:25

[23007-12-02] 面内傾斜荷重を受ける円形基礎の支持力特性について(シンポジウム講演概要)

*田中 友貴[1]、山栗 祐樹[1]、小林 俊一[1]、熊 曦[1]（1. 金沢大学）

10:25 ～ 10:40

[23007-12-03] DEMを用いた二種混合体の中間骨格構造における粒子配置と接点力の評価（シンポジウム講演概要）

*田上 聖人[1]、中田 幸男[1]、梶山 慎太郎[2]（1. 山口大学大学院、2. 山梨大学大学院）

10:40 ～ 10:55

[23007-12-04] Discrete element analysis of ballast bed subsidence considering the effect of train load

*ムハンマド ウベイド[1]、MATSUSHIMA TAKASHI[1]（1. 筑波大学）

10:55 ～ 11:10

[23007-12-05] 平行移動指数を用いた間隙モデルの保水性推定精度に関する検討（シンポジウム講演概要）

*中島 亮輔[1]、酒匂 一成[2]、伊藤 真一[2]、北村 良介[3]（1. 鹿児島大学理工学研究科、2. 鹿児島

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

大学学術研究院、3. 鹿児島大学　名誉教授）
11:10 ～　11:25

[23007-12-06] 土と水の熱容量の違いを考慮したバルク法における蒸発効率の算定方法に関する検討（シンポジウム講演概要）
*軸屋 雄太[1,2]、酒匂 一成[3]、伊藤 真一[3]（1. 鹿児島大学大学院、2. 日本学術振興会特別研究員DC、3. 鹿児島大学学術研究院）
11:25 ～　11:40

B会場

一般セッション | 一般セッション（第二部門：計算力学）

第２部門⑤

座長:西口 浩二(名古屋大学)
14:35 ～ 16:05　B会場 (6号館 4階 6418室)

[22020-25-01] 自由表面流れ解析に対する IGAの適用（シンポジウム講演概要）
尾崎 壮一[1]、*高瀬 慎介[1]、田中 聖三[2]（1. 八戸工業大学、2. 広島工業大学）
14:35 ～　14:50

[22020-25-02] 強度分布最適化に基づく効果的な地盤改良とその支持力発現機構に関する考察（シンポジウム講演概要）
*小林 俊一[1]、福重 奈央[2]、山栗 祐樹[3]、熊 曦[1]（1. 金沢大学、2. 大洋コンサルタント、3. 中央大学）
14:50 ～　15:05

[22020-25-03] QSIスキームと Multigrid前処理圧力解法を用いた3次元非圧縮性流体のスレッド並列計算（シンポジウム講演概要）
*本西 亮太[1]、牛島 省[1]（1. 京都大学）
15:05 ～　15:20

[22020-25-04] 広域の氾濫被害予測に向けた不連続ガラーキン法による浅水長波ソルバー（シンポジウム講演概要）
*松本 礼央[1]、田中 聖三[2]、浅井 光輝[1]（1. 九州大学、2. 広島工業大学）
15:20 ～　15:35

[22020-25-05] 座標変換を有する底面境界適合型粒子法のSPH(2)による高精度化（シンポジウム講演概要）
*藤岡 秀二郎[1]、辻 勲平[1]、三目 直登[2]、浅井 光輝[1]（1. 九州大学、2. 筑波大学）
15:35 ～　15:50

[22020-25-06] 広域土砂流動シミュレーションにおける抵抗力モデルに関する基礎的検討（シンポジウム講演概要）
*大塚 千穂[1]、飛弾野 壮真[1]、Nilo Dolojan[1]、野村 怜佳[1]、森口 周二[1]、寺田 賢二郎[1]（1. 東北大学）
15:50 ～　16:05

C会場

一般セッション | 一般セッション（第三部門：材料・複雑現象の力学）

第３部門⑤

座長:上田 尚史(関西大学)
14:35 ～ 15:50　C会場 (6号館 4階 6426室)

[23013-17-01] 予め存在する欠陥を持つコンクリートの破壊性能評価におけるデジタル画像相関メトリックスに基づく評価（シンポジウム講演概要）
*Morozova Nadezhda[1]、柴野 一真[1]、島本 由麻[2]、鈴木 哲也[1]（1. 新潟大学、2. 東京農工大学）
14:35 ～　14:50

[23013-17-02] 飛来物の繰返し衝突を受けるポリウレア樹脂塗布 RC版の耐衝撃性に関する基礎的研究（シンポジウム講演概要）
*森 広毅[1]、別府 万寿博[1]、市野 宏嘉[1]、原田 耕司[2]、福井 秀平[3]（1. 防衛大学校、2. 西松建設、3. IMARI株式会社）
14:50 ～　15:05

[23013-17-03] ひび割れの再接触を考慮した損傷モデルによる鉄筋コンクリートはりのポストピーク挙動の再現（シンポジウム講演概要）
*河地 陽太[1]、車谷 麻緒[1]（1. 茨城大学）
15:05 ～　15:20

[23013-17-04] 静水圧の影響を考慮したコンクリートの損傷モデルに関する研究（シンポジウム講演概要）
*相馬 悠人[1]、車谷 麻緒[2]（1. 福島工業高等専門学校、2. 茨城大学）
15:20 ～　15:35

[23013-17-05] 接触挙動を考慮した RBSMによるコンクリート構造のひび割れ進展・倒壊シミュレーション（シンポジウム講演概要）
*菊池 綾嶺[1]、中村 亙[1]、山本 佳士[1]（1. 法政大学）
15:35 ～　15:50

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

B会場

一般セッション | 一般セッション（第二部門：計算力学）

第２部門⑥

座長:吉川 仁(京都大学)
16:15 ～ 17:45 B会場 (6号館 4階 6418室)

[22026-31-01] 膜ロッキング回避を目的とした IGA曲線はり要素への B-bar投影法の適用（シンポジウム講演概要）
*長谷部 寛[1]、唐澤 奈央子[1]（1. 日本大学）
16:15 ～ 16:30

[22026-31-02] 粒子層内部流動化に伴う粒子運動と流体物理量に関する粒子スケール流体・固体連成数値計算（シンポジウム講演概要）
*牛島 省[1]、牧 志峰[1]、鳥生 大祐[1]（1. 京都大学）
16:30 ～ 16:45

[22026-31-03] 粗骨材の粒度分布を反映した鉄筋コンクリートはりのメゾスケール数値実験（シンポジウム講演概要）
*那須川 佳祐[1]、升井 尋斗[1]、車谷 麻緒[1]（1. 茨城大学）
16:45 ～ 17:00

[22026-31-04] 不確かな作用荷重を考慮した落橋防止ブラケットのロバストトポロジー最適化（シンポジウム講演概要）
*天野 承介[1]、干場 大也[1]、西口 浩司[1]、加藤 準治[1]（1. 名古屋大学）
17:00 ～ 17:15

[22026-31-05] ビルディング・キューブ法に基づく構造体と混相流の連成解析（シンポジウム講演概要）
*森下 将吏[1]、西口 浩司[1]、嶋田 宗将[2]、干場 大也[1]、加藤 準治[1]（1. 名古屋大学、2. 神戸大学）
17:15 ～ 17:30

[22026-31-06] 安定化陰的 MPM における粒子－格子間通信スキームの影響（シンポジウム講演概要）
*川野 慎之介[1]、三原 康平[1]、橋本 涼太[1]（1. 広島大学）
17:30 ～ 17:45

C会場

一般セッション | 一般セッション（第三部門：材料・複雑現象の力学）

第３部門⑥

座長:山本 佳士(法政大学)
16:15 ～ 17:30 C会場 (6号館 4階 6426室)

[23018-22-01] 熱収支解析を援用した赤外線画像によるコンクリートの損傷推定 （シンポジウム講演概要）
*柴野 一真[1]、萩原 大生[1]、島本 由麻[2]、木村 匡臣[3]、鈴木 哲也[4]（1. 新潟大学農学部自然科学研究科、2. 東京農工大学大学院農学研究院、3. 近畿大学農学部、4. 新潟大学農学部）
16:15 ～ 16:30

[23018-22-02] AEトモグラフィ法を用いた弾性波速度分布の同定における解析パラメータの妥当性検討（シンポジウム講演概要）
*古川 樹花[1]、小林 義和[1]、中村 勝哉[1]、小田 憲一[1]（1. 日本大学）
16:30 ～ 16:45

[23018-22-03] AEパラメータと動弾性係数を用いた樹脂注入工法により補修したコンクリートの力学特性評価（シンポジウム講演概要）
*島本 由麻[1]、鈴木 哲也[2]（1. 東京農工大学、2. 新潟大学）
16:45 ～ 17:00

[23018-22-04] 弾塑性解析を用いたワイヤ支持式落石防護柵の再現解析（シンポジウム講演概要集）
*高橋 利延[1]、堀口 俊行[2]、有田 毅[1]（1. 東京製綱株式会社、2. 防衛大学校）
17:00 ～ 17:15

[23018-22-05] 土石流対策としてのケーブル式透過型砂防堰堤の性能評価に関する研究（シンポジウム講演概要）
*宮原 邑太[1]、堀口 俊行[1]、竹家 宏治[2]、久米田 大樹[2]、萬徳 昌昭[2]（1. 防衛大学校、2.（株）エスイー）
17:15 ～ 17:30

A会場

共通セッション | 企画セッション（応用力学の実務への展開）

企画セッション（応用力学の実務への展開）②

座長:森口 周二(東北大学)
12:40 ～ 13:40 A会場 (6号館 4階 6410室)

[21012-15-01] 土砂崩壊による送電鉄塔部材傾斜変化の閾値に関する解析的検討（シンポジウム講演概要）
*栗原 幸也[1]、相澤 敦武[2]、中村 直樹[2]、佐伯 昌之[3]（1. 東電設計株式会社、2. 東京電力パ

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

ワーグリッド株式会社、3. 東京理科大学）
12:40 ～ 12:55

[21012-15-02] デジタルツインの考え方に基づく豪雨時の斜面の水分状態予測の適用性 （シンポジウム講演概要）
*小田 和広[1]、小泉 圭吾[2]、伊藤 真一[3]（1. 大阪産業大学、2. 大阪大学、3. 立命館大学）
12:55 ～ 13:10

[21012-15-03] 土留め壁を用いた掘削工事における底面地盤の応力予測手法（シンポジウム講演概要）
*松丸 貴樹[1]、冨田 佳孝[1]、牛田 貴士[1]（1. 鉄道総合技術研究所）
13:10 ～ 13:25

[21012-15-04] 高速鉄道の保線計画策定における数値シミュレーションの活用（シンポジウム講演概要）
*河野 昭子[1]（1. 公益財団法人 鉄道総合技術研究所）
13:25 ～ 13:40

B会場

共通セッション | 企画セッション（数値解析の検証と妥当性確認（V&V)、不確かさ評価）

企画セッション（数値解析の検証と妥当性確認（ V&V)、不確かさ評価）②

座長:西尾 真由子(筑波大学)
12:40 ～ 14:25 B会場 (6号館 4階 6418室)

[22013-19-01] 不飽和斜面の浸透・破壊挙動に関する数値解析の妥当性確認（シンポジウム講演概要）
*齋藤 健太[1]、Jayakody Sanchitha[1]、上田 恭平[1]、渦岡 良介[1]（1. 京都大学）
12:40 ～ 12:55

[22013-19-02] 岩石室内試験の数値解析と V&Vの位置づけ（シンポジウム講演概要）
*櫻井 英行[1]（1. 清水建設株式会社）
12:55 ～ 13:10

[22013-19-03] 弾性体の振動固有値の有限要素解の特性評価（シンポジウム講演概要）
*山田 貴博[1]（1. 横浜国立大学）
13:10 ～ 13:25

[22013-19-04] 地下構造物施工時逆解析における材料モデル設定に関する検証（シンポジウム講演概要）
*鎌田 浩基[1]、青野 泰久[1]、櫻井 英行[1]（1. 清水建設 技術研究所）
13:25 ～ 13:40

[22013-19-05] V&Vプロセスの実施に向けた木材の材料試験に対する妥当性評価（シンポジウム講演概要）
*棗田 智香子[1]、福谷 勇輝[1]、谷田 紗音[1]、高橋 由佳[1]、増田 悠星[1]、松井 和己[1]、倉田 和幸[2]、三浦 孝広[3]、都筑 新[4]、山本 剛大[5]、杉山 裕文[6]、渡邉 大[7]、呂 学龍[1]、山田 貴博[1]（1. 横浜国立大学、2. テルモ株式会社、3. サイバネットシステム株式会社、4. ダッソー・システムズ株式会社、5. 広島大学、6. 山梨大学、7. 芝浦工業大学）
13:40 ～ 13:55

[22013-19-06] 座標系に依存しないニューラルネットワークの開発（シンポジウム講演概要）
*張 思為[1]、堀 宗朗[1]（1. 東京大学）
13:55 ～ 14:10

[22013-19-07] 個別要素法による粒状体の流動解析における入力パラメータの寄与度の定量化（シンポジウム講演概要）
*ショウ クンシン[1]、外里 健太[1]、野村 怜佳[1]、森口 周二[1]、大竹 雄[1]、寺田 賢二郎[1]（1. 東北大学）
14:10 ～ 14:25

F会場

全体イベント | 全体イベント

ランチョンセミナー

11:50 ～ 12:30 F会場 (5号館 5階 5534室)

[2F-1150-abb] ランチョンセミナー
11:50 ～ 12:30

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

一般セッション | 一般セッション（第五部門：応用数理問題―計算機科学から社会科学まで）

第５部門①

座長:本田 利器(東京大学)

2023年5月28日(日) 08:30 ～ 10:00 D会場 (6号館 3階 6309室)

[24001-06-01] 超高速領域における鉄道複線桁のねじり振動（シンポジウム講演概要）

*徳永 宗正[1] （1. 鉄道総合技術研究所）

08:30 ～ 08:45

[24001-06-02] レール継ぎ目が橋りょうの列車通過時動的応答に及ぼす影響(シンポジウム講演概要)

*北川 晴之[1]、徳永 宗正[1]、池田 学[1] （1. (公財)鉄道総合技術研究所）

08:45 ～ 09:00

[24001-06-03] 多径間ゲルバー鋼鈑桁橋における全橋および中間ヒンジ構造の FEモデリング（シンポジウム講演概要）

平岡 葵[1]、*林 厳[1]、山口 隆司[1] （1. 大阪公立大学）

09:00 ～ 09:15

[24001-06-04] 熱収支シミュレーションによる鋼矢板厚に応じた材料温度の評価（シンポジウム講演概要）

*萩原 大生[1]、島本 由麻[2]、鈴木 哲也[3] （1. 新潟大学大学院自然科学研究科、2. 東京農工大学大学院農学研究院、3. 新潟大学自然科学系（農学部））

09:15 ～ 09:30

[24001-06-05] 大規模数値計算を用いたガス導管の耐震性評価手法の提案（シンポジウム講演概要）

*穴太 聖哉[1]、三津谷 維基[1]、小林 実央[2]、末冨 岩雄[4,3]、藤田 航平[4]、市村 強[4]、堀 宗朗[5] （1. 東京ガス株式会社、2. 東京ガスネットワーク株式会社、3. エイト日本技術開発株式会社、4. 東京大学、5. 国立研究開発法人海洋研究開発機構）

09:30 ～ 09:45

[24001-06-06] GPUにおけるデータ駆動型手法を用いた粘弾性地殻変動解析手法の開発（シンポジウム講演概要）

*村上 颯太[1]、藤田 航平[1]、市村 強[1]、堀 高峰[2]、堀 宗朗[2]、Maddegedara Lalith[1]、上田 修功[3] （1. 東京大学、2. 海洋研究開発機構、3. 理化学研究所）

09:45 ～ 10:00

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

超高速領域における鉄道複線桁のねじり振動（シンポジウム講演概要）

Torsional vibration of railway double track girder in ultra high-speed range
(Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

徳永　宗正（鉄道総研）
Munemasa TOKUNAGA, Railway Technical Research Institute
E-mail: tokunaga.munemasa.68@rtri.or.jp

The purpose of this paper is to evaluate the impact of torsional vibration on design and maintenance of bridge when a high-speed train passes through a double-track railway girder. As the results of theoretical approach, the 1st torsional resonance may occur in the ultra-high-speed region, while no significant resonance of the torsional mode occurs in the conventional speed range up to about 300 km/h. The dynamic response of railway facilities above bridge may increase due to the amplified acceleration of torsional resonance. The conventional design method evaluates the displacement response in safe side even without considering tortional mode.

１．はじめに

高速鉄道の橋りょうにおいては，列車の規則的な軸配置による加振振動数と橋りょうの固有振動数が近くなることで発生する共振現象を考慮した設計が要求される [1]．高速鉄道や超高速鉄道における列車運行速度の向上，低剛性桁の普及等により，実橋りょうにおいて列車通過時の動的応答が増加している．現在の設計体系では，動的応答の程度を表す衝撃係数は部材の曲げモードのみを考慮した値が用いられている．現時点では，300km/h 程度までの列車速度領域において，ねじり振動に起因した問題は報告されていない．一方で，超高速鉄道など曲げモードの共振が発生する以上の速度領域においては，ねじり振動の共振が発生する可能性がある．ねじり振動は，走行列車や桁本体の性能に影響を及ぼすだけでなく，版上の電柱，防音壁等の付帯設備の動的応答を励起する可能性がある．

本稿では，従来未検討であった鉄道複線桁の高速列車通過時のねじり振動の基本特性を明らかにすることを目的として，単純支持桁のねじり振動の運動方程式に基づき，高速列車通過時のねじり振動応答を評価し，高速鉄道橋の設計，維持管理に与える影響について考察を加えた．

２．検討方法

桁橋として，スパン長L_bを有する橋長にわたって等断面の単純支持梁モデルを仮定する．Fig.1 に示すように，橋梁断面に関して重心を原点とし鉛直下向きにy軸をとる．ねじり運動はせん断中心（ねじり中心）回りに発生することに留意して，水平方向の振動を無視すると，水平重心軸回りの曲げおよびせん断中心回りのねじりに関する連成振動方程式は式(1)となる [2]．

$$\rho A\frac{\partial^2 v}{\partial t^2}+c\frac{\partial v}{\partial t}+EI\frac{\partial^4 v}{\partial x^4}+\rho Az_s\frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2}=P(t,x) \tag{1a}$$

$$\begin{aligned}&\rho I_s\frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2}+c_s\frac{\partial \varphi}{\partial t}+EC_w\frac{\partial^4 \varphi}{\partial x^4}-GK\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2}\\&+\rho Az_s\frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2}+\rho Az_s\frac{\partial^2 v}{\partial t^2}=eP(t,x)\end{aligned} \tag{1b}$$

ここで，vは鉛直曲げによるねじり中心位置の鉛直たわみ，φはせん断中心回りの回転角，ρは梁の単位長さ質量，Aは梁の断面積，cは曲げ振動に対する単位長さあたりの減衰，EIは梁の曲げ剛性，y_s，z_sはせん断中心座標，Pは鉛直方向の外力である．また，I_sは梁のせん断中心回りの断面 2 次極モーメント $I_s=I_p+A(z_s^2+y_s^2)$，I_pは重心回りの断面 2 次極モーメント，EC_wはそりねじり剛性，GKは純ねじり剛性である．

外力Pについて，列車の連行荷重を次式により表現する．

$$P(t,x)=p_0\sum_k \delta\{x-vt+x_{0,k}\} \tag{2}$$

ここで，v は通過速度，p_0は軸重である全輪軸で一定と仮定する．式(2)のkは各輪軸番号，$x_{0,j}$は輪軸kの初期位置である．

簡単のためにせん断中心と断面重心が一致する($z_s=0$, y_s=0)と仮定して，振動モード形状ϕ_v，ϕ_vを考慮すると変数分離が成立し，式(3)が得られる．式(3)で示す運動方程式は線形方程式であり解析的に解くことが可能である．

$$\ddot{u_v}+2\xi_v\omega_v\dot{u_v}+\omega_v^2u_v+z_s\ddot{u_\varphi}=\phi_v m_v^{-1}P(t,x) \tag{3a}$$

$$\ddot{u_\varphi}+2\xi_\varphi\omega_\varphi\dot{u_\varphi}+\omega_\varphi^2u_\varphi=\phi_\varphi m_\varphi^{-1}eP(t,x) \tag{3b}$$

ここで，ξ_v，ξ_φは曲げモード，ねじりモードのモード減衰，ω_v，ω_φは角固有振動数，m_v，m_φはモード質量である（$m_v=\rho AL_b/2$，$m_\varphi=\rho I_sL_b/2$）．各パラメータは，概ね平均的となる値として以下のように設定した．ξ_v=2%，ξ_φ=1%，$\omega_v=2\pi\times 50L_b^{-0.8}$，$L_b<50$の場合は開断面を想定して$\omega_v/\omega_\varphi$=1.25，$L_b\geq 50$の場合は閉断面を想定して$\omega_v/\omega_\varphi$=3 とした．単位体積質量は$\rho A=20+0.2L_b$ (t)，断面極 2 次半径は$r_p=3+0.01L_b$ (m) ($=\sqrt{I_s/A}$)，列車荷重の載荷位置eは 2.2m，変位算出点はスパン中央で，断面中心，載荷側および非載荷側の張出スラブ付近となるg=5m の 3 点とした．列車は 16 両編成として，列車速度は 50~600km/h とした．

３．検討結果

Fig.2 に，スパンL_b=25m，f_b=3.8Hz($=\omega_v/2\pi$)，f_t=4.8 Hz($=\omega_\varphi/2\pi$)の場合の時刻歴波形を示す．青線は断面中心の鉛直変位であり，曲げモードのみの応答である．赤，青線は載荷側および非載荷側の変位算出点の鉛直変位であり，曲げモードにねじりモードが付加された値となる．V=170km/h は曲げモードの 2 次共振が発生するケースである．列車通過時の波形は各算出点で異なるが，残留波形においては曲げモードが支配的となり各算出点が一致している．V=210km/h はねじりモードの 2 次共振が発生するケースである．このとき，曲げモードはほとんど発生しておらず，列車通過後にはねじりモードの振動が確認できる．列車通過時の変位評価点の波形は 170km/h の場合と似ているが，励起されている振動モードが異なることから残留波形が大きく異なる．V=425km/h はねじりモードの 1 次共振により，顕著なねじり振動が発生しており，載荷側と非載荷側が逆位相の応答を示している．これらから，残留振動の振動特性から橋りょうの固有振動数を評価する際には，列車速度により

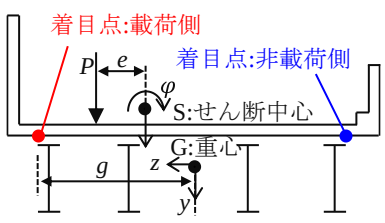


Fig.1　Shear center and gravity center

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

励起されるモードが大きく変化する点に留意する必要がある．

Fig.3 に，変位および加速度の最大値を示す．縦軸は，変位 Disp. (mm)，加速度 Acc. (m/s^2)，曲げモードおよびねじりモードの衝撃係数 IF(Impact Factor)であり，それぞれ時刻歴上の最大絶対値を示している．横軸は列車速度である．衝撃係数における矢印は共振速度(fL_v/m，fは対象モードの固有振動数)であり，数字は共振次数mである．

各図のモード毎の衝撃係数 IF に着目すると，ねじりモードの衝撃係数は，曲げモードの衝撃係数に対して，横軸の列車速度方向に概ね相似 (f_t/f_b倍) の関係にある．また，ねじりモードのほうがモード減衰比が小さいことから，特に共振領域において衝撃係数の絶対値が大きくなる傾向にある．

張出スラブ付近の最大変位および加速度は，曲げモードの衝撃係数と相関が高く，ほとんどの場合で曲げモードが支配的であると言えるが，ねじりモードの共振速度付近で応答が急激に増加している，このとき，曲げモードの共振速度と同等以上の最大変位，最大加速度を示しており，ねじりモードの共振発生に注意する必要がある．300km/h 以下の速度領域においても，ねじりモードの 2 次，3 次共振が発生する場合があることから維持管理においても，ねじり振動が発生することを念頭において，動的応答を評価する必要があるが，L_b=10m の 3 次共振以外は変位の絶対値はそれほど大きくならない．L_b=50m，75m の場合は，それぞれ 590km/h，425km/h において 1 次共振が発生しており，最大加速度が大きく増加しているが，最大変位に与える影響は見られない．これは，ねじりモードの共振速度であっても，変位の大部分を占める曲げモードの応答が大きくなる時刻と，ねじりモードの応答が大きくなる時刻が必ずしも一致しないためである．これらから，ねじり振動が桁の最大変位に与える影響は小さいが，ねじり振動による鉛直加速度が版上の設備，例えば電柱，防音壁，軌道，車両等に伝達することにより振動が増幅する可能性が懸念される．

変位における黒点線は，通常の設計における考え方 [1]を反映したものであり，載荷側の張出スラブの静的変位(V=20 km/h) と曲げモードの衝撃係数の積である．衝撃係数は評価速度以下の最大値を用いている．設計値は，特に曲げモードの共振発生時において張出スラブ付近の最大変位を過大評価する傾向にある．これは，設計の評価法は，静的変位に含まれる曲げモードとねじりモードの静的成分の両者に対して，曲げモードの衝撃係数を乗ずる一方で，曲げモードの共振発生時にはほとんどの場合でねじりモードは増幅されないためである．曲げモードとねじりモードを分離して評価することで精度は向上すると考えられる．以上から，300km/h 以上の超高速領域においても，最大変位が設計値を上回るケースは確認されず，従来の評価法が危険側の評価を与えることはない．

4．まとめ

本稿では，単純支持桁のねじり振動の運動方程式に基づき，高速列車通過時のねじり振動応答を評価した．300km/h 程度までの従来の速度領域においては，ねじりモードの顕著な共振は発生しないが，超高速鉄道や将来的な速度向上を考えると，ねじりの 1 次共振の発生に留意する必要があることを示した．また，従来の設計法でも変位を危険側に評価することは無いが，ねじり共振による顕著な加速度の発生により，版上の設備の動的応答が増加する可能性がある．

参考文献

1) 国土交通省監修・鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），丸善，2004.
2) 川谷充郎，小松定夫，佐々木孝:走行自動車荷重を受けるプレートガーダ橋の動的応答特性に関する研究，土木学会論文集，No.392, 351-358, 1988.

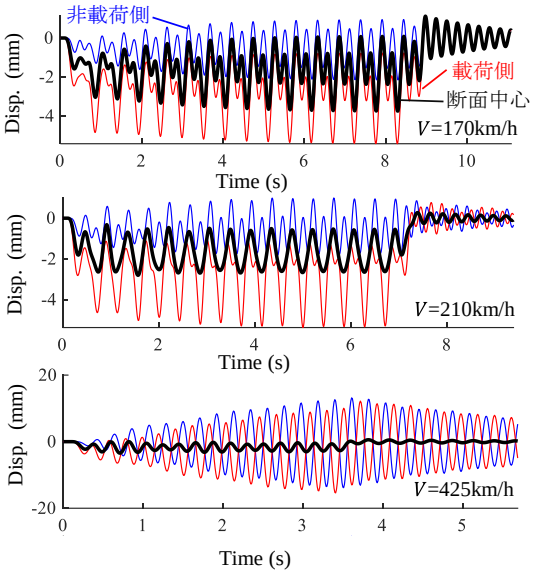
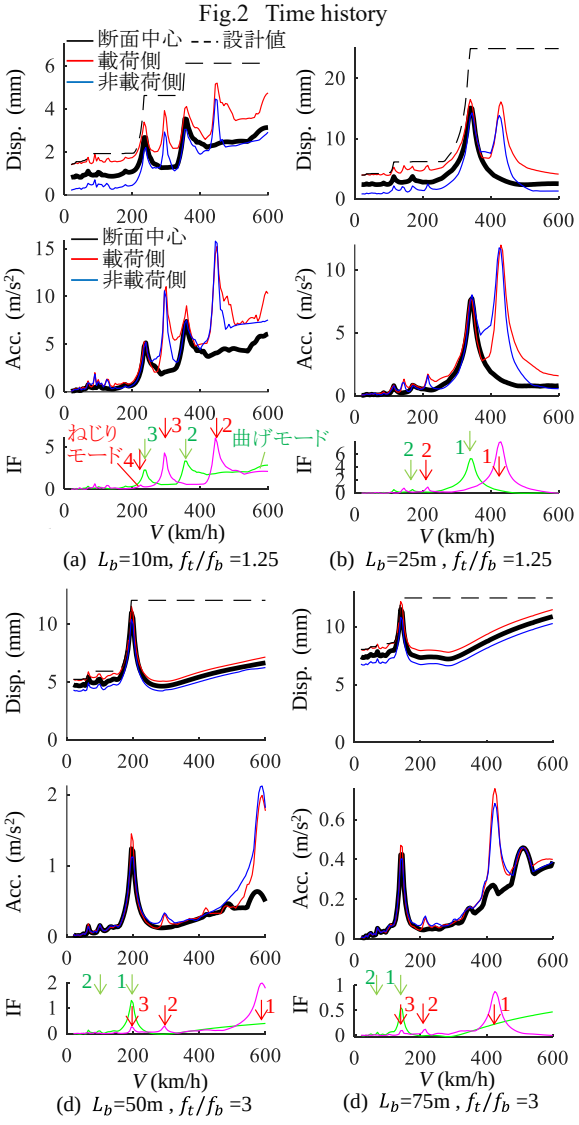


Fig.2 Time history



(a) L_b=10m, f_t/f_b =1.25　(b) L_b=25m , f_t/f_b =1.25

(d) L_b=50m , f_t/f_b =3　(d) L_b=75m , f_t/f_b =3

Fig.3 Maximum displacement and acceleration

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

レール継ぎ目が橋りょうの列車通過時動的応答に及ぼす影響（シンポジウム講演概要）

Influence of rail joint on dynamic response of bridge during train passage
(Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

北川　晴之（鉄道総研）　　徳永　宗正（鉄道総研）　　池田　学（鉄道総研）
Haruyuki KITAGAWA, Railway Technical Research Institute
Munemasa TOKUNAGA, Railway Technical Research Institute
Manabu IKEDA, Railway Technical Research Institute
E-mail: kitagawa.haruyuki.31@rtri.or.jp

The track irregularity around rail joints increases the impact load during train passage. This study conducted numerical analysis to clarify the dynamic behavior of bridge during train passage on rail joint. The result reveals that the numerical analysis can simulate the dynamic behavior of steel bridge with rail joint in comparison of measurement. The existence of the rail joint increased dynamic deflection by 40% when train velocity is around 80 km/h.

１．はじめに

橋りょうの設計において部材の動的応答を適切に考慮する必要がある．鉄道構造物等設計標準・同解説 [1]では，この影響を衝撃荷重として設定し，列車荷重に乗じる係数(衝撃係数)の算出方法を定めている．レール継ぎ目(以下，継ぎ目)部では，レール継目落ちと呼ばれる不整が発生する．この不整上を通過することにより列車に動揺が生じ，衝撃荷重が増加する．

本研究では，継ぎ目による動的応答の増加を定量化することを目的に，まず継ぎ目を有する鋼桁を対象に列車走行解析を行い，実橋りょうを列車が通過したときの波形と比較を行うことで妥当性を確認した．その上で，列車速度と動的応答の関係について実測値と比較し，考察を行なった．

２．解析概要

本研究では，車両と線路構造物の動的相互作用解析プログラム DIASTARSIII[2]を用いて，列車/橋りょうの動的相互作用を考慮した解析を行なった．

Fig.1 に橋りょうおよび軌道の解析モデルを示す．再現解析対象の橋りょうは，スパン 22.3m でスパン上に継ぎ目を有する単純支持鋼桁 2 橋(橋りょう A，B)とした．継ぎ目の位置は，橋りょう A では進入側支点から 15.23m，橋りょう B では 19.03m である．解析ではこれらの鋼桁を弾性梁要素でモデル化した．橋りょうの要素分割は，スパンを 50 分割とした．また，橋りょうは，その形状を考慮するために，梁と軌道の締結装置間，および梁と支承間を剛梁で接続しており，支承部で単純支持されている．軌道はレールをはり要素でモデル化し，まくらぎ，軌道パッド等のその他の部材はばね要素に集約した．桁の質量は図面を参照し，固有周期と継ぎ目形状は実測結果を基に決定した [3]．本研究では軌道ばねの剛性は詳細解析 [4]で用いられた軌道パッドの特性を用いた．減衰はモード減衰比として与え，桁の各モードに対して 1.0%とした．また，解析におけるモード次数は 12 とし，200Hz 程度までの振動を考慮とした．時間積分は，Δt が分母に現れることを回避するよう定式化された，厳密積分法 [5] により行なった．

Fig.2 に車両モデルを示す．車両は車体・台車枠・輪軸を剛体と仮定し，これらをばね・ダンパで結合するマルチボディによりモデル化した．自由度は 1 両あたり 31 である．列車はこの車両モデルを端部でばね・ダンパで結合し，構成した．本研究では，近年の一般的な在来線車両を想定し，車体の質量は空車相当，車両数は 6 両とした．

Fig.3 に解析で用いた継ぎ目周辺の走行面の凹凸形状を

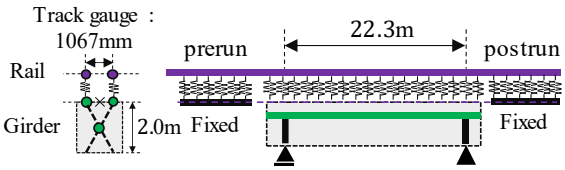


Fig. 1 Outline of bridge and track model

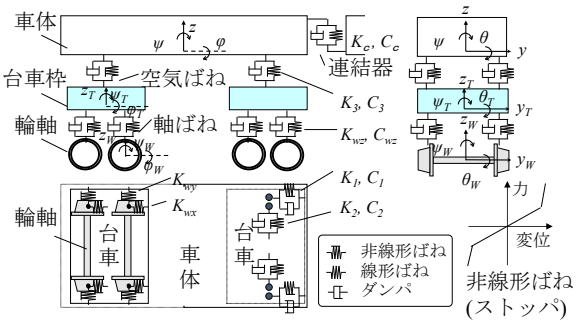


Fig.2 Outline of vehicle model

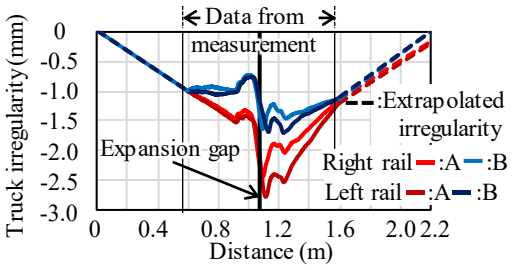


Fig.3 Track irregularity around rail joint

示す．図に示す実線部は 1m 弦の実測で得られた継ぎ目近傍のレール頭頂面凹凸形状から作成した．ただし，継ぎ目の遊間は線形補間している．また，図の点線部は後述する再現解析において継ぎ目通過による応答が十分に表れなかったことから，外挿した不整である．具体的には追加の落ち込み量を 1mm と仮定し，実測で 80km/h 付近で衝撃荷重のピークが生じていたことから，継ぎ目落ちが生じた区間の長さを全体で 2.2m とした．

なお，実測から求めた継ぎ目周辺の車輪の走行面は，レールと車輪間の接触計算に用いる相対変位δ_zを求める際に考慮した．具体的には，以下の式で表される式(1)に走行面の凹凸形状e_Zを加えた．

$$\delta_z = z_R - z_W + e_Z \quad (1)$$

このときz_Rとz_Wは，レールと車輪の鉛直変位である．

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

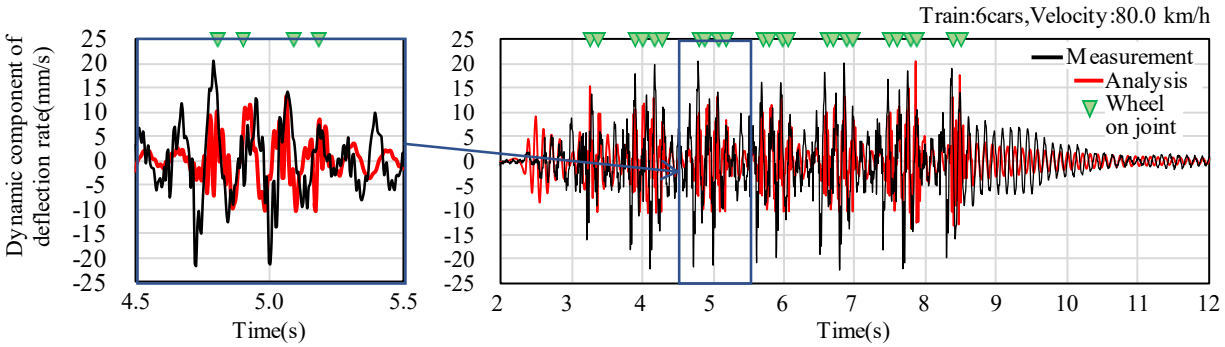


Fig.4 Time history waveform of deflection rate (GirderA, dynamic component)

3．継ぎ目通過による動的応答増加の再現解析

Fig.4 に支間中央たわみ速度の動的成分について，時系列波形を示す．図は橋りょう A 上を 6 両編成列車が 80km/h で走行したときの解析および実測の波形である．継ぎ目通過による動的応答に着目するため，たわみ速度の動的成分を示しており，実測と解析ともに 5Hz~100Hz の周波数成分が含まれるようにフィルター処理を施している．

実測と解析結果を比較すると，いずれの波形においても継ぎ目を車軸が通過する際に衝撃的な応答が発生しており，両者の傾向が一致していることがわかる．このとき，継ぎ目通過によるたわみ速度の振幅は実測がやや大きかった．さらに，車軸通過から次の車軸通過の間に橋りょう自身の振動による振動波形も確認された．実測ではこれらの波形の大きさや位相のばらつきが解析と比べて大きい傾向がみられた．これは，解析において継ぎ目以外の軌道変位を考慮していないことが原因と考えられる．一方で，車軸が継ぎ目上を通過時や橋りょう自身の振動のピークの位置は概ね一致しており，解析では継ぎ目以外の不整を考慮していないことを踏まえると，本解析手法で実測における継ぎ目通過による動的応答を再現できていると考えられる．

4．継ぎ目を有する橋りょうにおけるたわみの動的成分と列車速度の関係

Fig.5 にたわみの動的成分について示す．図は実測と解析の時系列波形におけるたわみの動的成分の最大値と列車速度の関係を示している．たわみの動的成分も Fig.4 と同様のフィルター処理を施している．

まず，実測結果と解析結果のたわみの動的成分を比較すると，解析結果は実測の下限付近に位置し，実測結果がやや大きい傾向にあった．これは解析では継ぎ目以外の軌道不整が考慮されていないためであると考えられる．

さらに，実測では 80km/h 付近で動的成分が極大値となる分析結果が得られていた [3]．解析結果においても同様に 80km/h 付近でたわみの動的成分のピークが確認された．特に橋りょう A では，継ぎ目がない場合と比較して動的変位が 0.1mm 程度増加していた．継ぎ目がない場合の動的たわみが 0.25mm であるため，継ぎ目の影響で 40%程度動的たわみが増加したことになる．この継ぎ目通過による動的たわみ増加について，80km/h 付近以外では継ぎ目の影響が小さかった．80km/h 付近以外で他の軌道変位の影響が卓越していることも踏まえると，車両のばね下系の振動周期と継ぎ目上を走行することによる車体の落下タイミングが一致することによって輪重が増加し，動的応答も増加したと考えられる．さらに高速域では，継ぎ目の有無や位置によらず，概ね同程度の値となっていた．このことから，100～

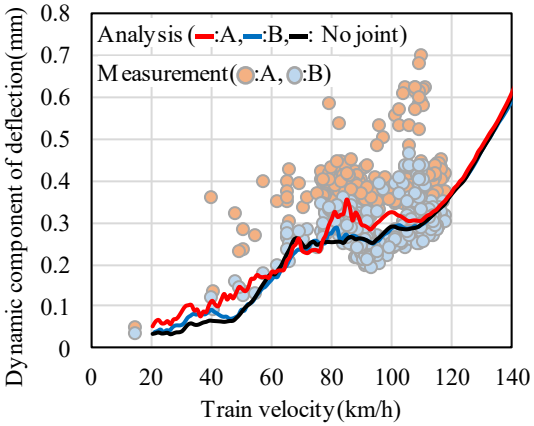


Fig.5 Dynamic component of deflection

140km/h では速度効果の影響が卓越しているといえる．

5．まとめ

本研究では，継ぎ目を有する鋼鉄道橋りょうに対し，列車走行解析から列車速度と橋りょうの動的応答の関係を求め，実測値と比較することで考察を行なった．その結果，本解析によって実測における継ぎ目通過による動的応答の増加を再現できることを確認した．さらに，80km/h 近傍で継ぎ目通過によるたわみの動的成分のピークが形成されていた．このとき，解析において継ぎ目の有無で比較すると，動的たわみが 40%程度増加することが確認された．今後は継ぎ目通過による衝撃荷重の理論式を構成する各変数の影響を検討し，一般性を導いていく予定である．

参考文献

1) 国土交通省監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼・合成構造物），丸善，2009.
2) 涌井一他：鉄道車両と線路構造物との連成応答解析法に関する研究，土木学会論文集，No.513/I-31，pp.129-138，1995.
3) 徳永宗正他：レール継目を有する鋼鉄道橋りょうの列車通過時動的応答の実測，構造工学論文集，Vol.69A，2023.
4) 徳永宗正他：鉄道鋼橋および合成橋の非構造部材が主構造の曲げ剛性へ及ぼす影響，土木学会論文集 A2（応用力学），2022.
5) M. Tanabe et al.: Exact time integration for dynamic interaction of high-speed train and railway structure including derailment during an earthquake, Transaction of the ASME, Journal of Computational and Nonlinear Dynamics, Vol.11, 031004, 1/9, ASME (2016)

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

多径間ゲルバー鋼鈑桁橋における全橋および中間ヒンジ構造の FE モデリング（シンポジウム講演概要）

FE modelling of global bridges and intermediate hinge sections in cantilever-suspended steel girder bridge (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

平岡　葵（大阪公立大・工）　林　厳（大阪公立大・工）　山口　隆司（大阪公立大・工）
Aoi HIRAOKA, Osaka Metropolitan University
Gen HAYASHI, Osaka Metropolitan University
Takashi YAMAGUCHI, Osaka Metropolitan University
E-mail: hayashi-g@omu.ac.jp

In this study, modelling methods for the entire bridge and intermediate hinge sections were investigated for the cantilever-suspended steel plate girder bridge. As a result, a method was proposed that can reproduce not only the natural frequencies and vertical displacements but also the centre of rotation and stress state, even if the hinge bearings are modelled in a simplified manner. It was also found that the use of beam elements in the overall bridge affects the higher-order vibration modes.

1. はじめに

橋梁の修繕や架替えの意思決定を行うため，FEA（Finite Element Analysis）による構造解析は重要な役割をもつ．一方，FEA では既設橋梁の性能の再現・評価にあたり，FE モデル作成の指針について取りまとめられた文献は少なく，現状解析技術者によって結果にばらつきが生じている[1]．そのため，各種橋梁形式に対して FE モデリングの検証を行うことが重要となる．本研究では，1900 年代前半を中心に，軟弱地盤など支点沈下が想定される地域に架橋されていたゲルバー桁橋を対象に，橋梁全体および中間ヒンジ部の FE モデリングについて検討を行う．

2. 研究方法

2.1. 対象橋梁

対象橋梁は 1959 年に竣工された，現在供用中の 7 径間ゲルバー鋼鈑桁橋である．橋梁の一般図を Fig. 1 に示す．本解析では汎用有限要素ソフトウェア Abaqus/Standard 2020 を用いる．

2.2. ヒンジ支承のモデル化

中間ヒンジ部のモデル化の検討をするため，Fig. 2(a),(b) に示すように対象橋梁の 1 主桁のみを取り出し，端吊り桁のヒンジ支承とその周辺部材を詳細にモデル化する．ヒンジ支承はソリッド要素，周辺のウェブおよびフランジはシェル要素，ヒンジ部以外の部材ははり要素によりモデル化する．ヒンジ支承は，Fig. 2(c) に示す BP-A 支承とする．BP-A 支承は，ベアリングプレート（BP）を有しており，上沓－ BP 間，BP －下沓間の接触面のすべり運動で水平変形と回転機能を担う構造である．解析モデルでは，それぞれの接触面に対してクーロン摩擦による接触条件を付与し，支承のすべり挙動を再現する．この接触面に導入する摩擦係数は，道路橋支承便覧[2] を参考に 0.05 とした．

Fig. 2(d) に，支承を簡易的に表現するためのモデル化として導入した弾性ばねモデルの概要を示す．弾性ばねは，鉛直，水平，回転方向に対して抵抗できるように設置した．回転，鉛直方向に抵抗するため，ヒンジ支承端部の上下フランジ中央点間に一方向鉛直ばねを設置し，腐食時の回転中心位置の変化を再現できるモデル化とした．また水平方向に抵抗するため，ヒンジ部の上下フランジ間の中央に，上下フランジの面と剛体拘束した 2 重節点を設け，一方向水平ばねを設置した．ばね定数は，ヒンジ支承の詳細モデルにおける荷重－変位関係から算出する．

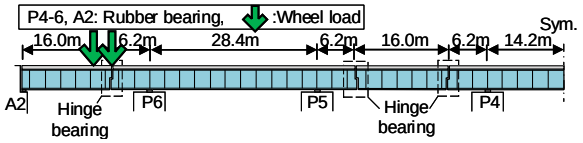


Fig. 1　Target bridge.

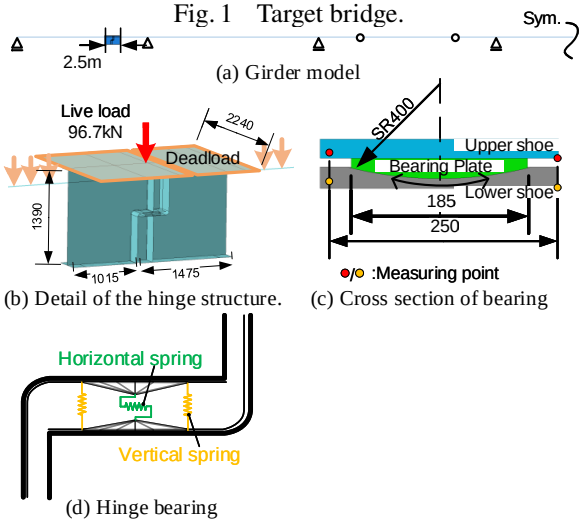


Fig. 2　Modelling of bearing.

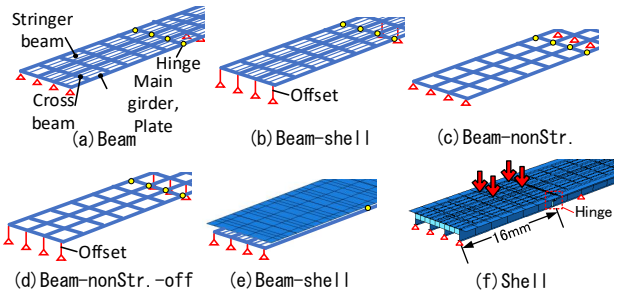


Fig. 3　Modelling of bridge.

2.3. 橋梁全体のモデル化

Fig. 3 に，ゲルバー桁橋の全体のモデル化手法を検討する

Table 1　Material properties.

Member	Physical property	Density (kN/m^3)
Slab（RC）	30 GPa	23
Main, cross girder, Stringer, Upper and lower shoe (hinge)	200 GPa	77
Bearing plate (hinge)	200 GPa	77

Table 2　Natural frequency.

	Bending (Hz)		Torsional (Hz)	
	1st	2nd	1st	2nd
Beam	3.08	12.98	3.45	13.07
Beam-off.	3.11	13.21	3.47	13.31
Beam-nonStr.	3.09	12.96	3.48	13.26
Beam-nonStr.-off.	3.10	13.01	3.49	13.48
Beam-shell	2.90	10.77	3.55	14.56
Shell	2.89	10.92	3.75	14.64
Exp. Result	2.38	10.45	3.75	14.28

ため構築したモデルを示す．モデル化した部材は，主に荷重伝達を行う部材となる床版，主桁，横桁，縦桁とした．境界条件は，対象橋梁のゴム支承を表現するため，鉛直・水平 2 方向のそれぞれに抵抗する線形ばねを与えた．ばね定数は，実際に用いられているゴム支承と，道路橋支承便覧[2] より決定した．解析ケースは，全部材をシェル要素で作成したモデル（Shell）1 パターン，モデル簡易化のため，はり要素で作成したモデル（Beam）4 パターン，床版のみシェル要素で作成したモデル（Beam-shell）を 1 パターンとした．Beam モデルにおける床版は，主桁と床版の換算断面 2 次モーメントを主桁断面に導入した．Beam-off は，支承からの主桁図心高さを剛体要素でオフセットした．また，Beam-nonStr.-off は，縦桁と床版の主桁中立軸位置からの断面二次モーメントを主桁断面に与えた．

3.　結果および考察

3.1.　ヒンジ支承のモデリング

Fig. 5 にヒンジ支承の荷重－回転角関係を示す．なおばねモデルのばね定数は，左右端部それぞれの上下沓間の水平・鉛直方向の相対変位より算出した．図より，両モデルともに回転角は，荷重増加とともに一定に増加していることがわかる．その剛性を比較すると，ばねモデルの方が 27.7% 程度小さい結果となった．

Fig. 3 にヒンジ中央点直下の下フランジ下面における鉛直変位を示す．図より，荷重載荷時の鉛直たわみは，詳細モデルで 5.84mm，ばねモデルで 5.82mm であり，ほぼ同様となった．以上の他に，回転中心およびヒンジ部の変断面部に生じる応力性状も確認しているが，ここでは割愛する．これらより，ヒンジ支承を簡易的にモデル化しても挙動を再現していると考えられる．

3.2.　全橋モデル

Table 2 に固有振動解析結果，Table 3 に静的解析結果を示す．ここでは，固有振動解析は固有振動数，静的解析は載荷位置直下の鉛直たわみのみを示す．

Table 2 より，Shell モデルと実橋梁の固有振動数[3] の差は，0.5Hz 以内である．また Table 3 より，鉛直たわみの差は 1.5% であり Shell モデルの剛性が高い．これは，実橋では供用後約 60 年が経過しており損傷が発生している可能性があり，それに伴う剛性が生じていると考えられる．一方，その差は小さく実橋の再現性は高いと考えられるため，

Table 3　Vertical displacement of bridge model.

		Deflection [mm]	Relative error [%]
Beam	Beam	4.74	10.1
	Beam-off.	4.62	13.1
	Beam-nonStr.	4.73	10.5
	Beam-nonStr.-off.	4.65	12.3
Beam-shell		5.49	4.88
Shell		5.22	N/A
Exp. Results		5.30	N/A

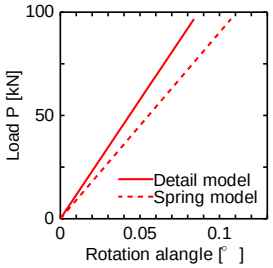


Fig. 4　Rotation angle.

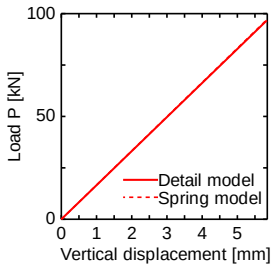


Fig. 5　Vertical disp..

以降のモデル化の違いの検討は Shell モデルとの比較により考察する．

まず，Beam モデルは，曲げ 2 次モードで最大 2.3Hz 高くなっており，鉛直たわみは約 10% 小さいため，曲げ剛性が大きいと考えられる．加えて，ねじり 2 次モードの固有振動数は，最大 1.57Hz 低いため，ねじり剛性が小さいと考えられる．これは，床版剛性を主桁断面に換算して導入しており床版のせん断剛性が考慮できていないためであると考えられる．一方，Shell-beam モデルでは，ねじり 2 次モードが Beam モデルよりも近い結果となり，鉛直たわみは約 3.6% 大きくなった．これより，床版をシェルでモデル化することで再現性が 2 倍以上向上することがわかった．

さらに，Beam モデルと Beam-off. を比較すると，オフセット部材の導入により，曲げ・ねじり 2 次モードが 0.24Hz 程度大きくなったことから，オフセット部材は橋梁の高次の振動モードに影響を及ぼすことがわかった．また，Beam モデルと Beam-nonStr.-off. を比較すると，縦桁のモデル化により，曲げ・ねじり 2 次モードの固有振動数は 0.2Hz 程度，たわみは 1% 未満の差であったため，縦桁は主桁断面に換算して考慮してもその影響は小さいことがわかった．

4.　結論

本研究では，ゲルバー鋼鈑桁橋を対象に，橋梁全体・ヒンジ支承構造の FE モデリングの違いによる橋梁の応答の変化を検討した．その結果，ヒンジ支承の簡易的なばね要素を用いたモデル化について，固有振動数および鉛直変位のみならず回転中心・応力性状まで再現できるモデル化方法を提案した．また，橋梁全体では，はり要素を用いると高次の振動モードに影響を及ぼすことがわかった．

謝辞：本研究は，第 12 期上田記念財団研究助成金を受けて実施した．ここに謝意を表す．

参考文献

1) 土木学会鋼構造委員会：3 次元解析の鋼橋設計への適用に関する研究小委員会報告書，2007.
2) 日本道路協会：道路橋支承便覧，2018.
3) Xin Zhou 他 4 人, Vibration test and system identification of Gerber-type steel plate girder bridge, The 32th KKHTCNN Symposium on Civil Engineering, 2019.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

熱収支シミュレーションによる鋼矢板厚に応じた材料温度の評価（シンポジウム講演概要）

Evaluation of Material Temperatures due to Steel-Sheet-Pile Thickness using Heat-Balance Simulation (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

萩原　大生（新潟大院・自然科学）　　島本　由麻（農工大院・農）　　鈴木　哲也（新潟大・農）
Taiki HAGIWARA, Graduate School of Science and Technology, Niigata University
Yuma SHIMAMOTO, Institute of Agriculture, Tokyo University of Agriculture and Technology
Tetsuya SUZUKI, Faculty of Agriculture, Niigata University
E-mail: f21n001c@mail.cc.niigata-u.ac.jp

This study aims the evaluation of steel-sheet-pile thickness by estimating the surface temperature with heat balance simulation. The heat balance simulation calculates an energy flux balance on the surface of a steel sheet pile under weather conditions. This simulation can detect the differences in surface temperatures according to the thickness and the time when the temperature differences appear.

1．はじめに

農業用鋼矢板護岸では，極度の腐食が顕在化している．腐食による鋼矢板厚の減少に伴い，既設鋼矢板での孔食や座屈が散見される．板厚測定は超音波厚さ計を用いて接触的に実施されるが，測定の時間的・物理的な負担が大きいという課題がある．鋼矢板厚を効率的に把握・評価することは護岸の維持管理において不可欠である．筆者らは，板厚に応じた表面温度の相違から板厚を非接触推定することに着目している．本研究では，農業気象の分野を中心に研究が進められてきた地表面の熱収支に関する理論に基づき，気象データを用いて鋼矢板の表面における熱フラックスの収支を計算し，表面温度を推定する熱収支シミュレーションを行った[1]．板厚に応じた鋼矢板の熱容量を考慮すると，板厚が薄いほど表面温度が上昇しやすく低下しやすい，厚いほど表面温度が上昇しにくく低下しにくいと考えられる．本シミュレーションにより，板厚の異なる鋼矢板における気象条件下での温度特性を評価することを試みる．

2．実験および解析方法

2.1. 屋外実験

板厚の異なる 3 体の鋼矢板の供試体を用いた．供試体は軽量鋼矢板で，型式は LSP-3D，材質は SS400 である．Case A は孔食を含む腐食鋼矢板で，板厚は 1～3 mm の範囲（孔食を除く）である．Case B は孔食のない腐食鋼矢板で，板厚は 3～5 mm の範囲である．Case C は腐食のない新設の鋼矢板で，板厚は 5 mm で一定である．Fig. 1 に供試体の外観を示す．

屋外実験により，供試体を実環境下に設置し，気象条件の変動に伴う鋼矢板の温度の変動を計測した．Fig. 2 に実験状況を示す．場所は新潟大学農学部棟屋上，実験期間は 2021 年 5 月 4 日から 7 日とした．計測項目は，気象データ，熱電対による鋼矢板の温度データおよび赤外線サーモグラフィカメラによる熱画像とした．計測間隔について，気象データと熱電対による温度データでは 10 分間隔，熱画像では 4 時から 19 時までの 1 時間間隔（16 時点）とした．気象データの計測では ATMOS-41 複合型気象計測ユニット（METER 社）を使用した．主な項目は気温，日射量，平均風速，最大瞬間風速，水蒸気圧，大気圧および降水量とした．熱電対は K 熱電対（東洋熱化学社）を用いた．熱電対の設置は 1 体の供試体あたり 6 箇所とした．設置箇所は，フランジ南側の表面と裏面（CH 1・2），ウェブ南側と北側の裏面（CH 3・4），フランジ北側の表面と裏面（CH 5・6）とした（Fig. 1 参照）．

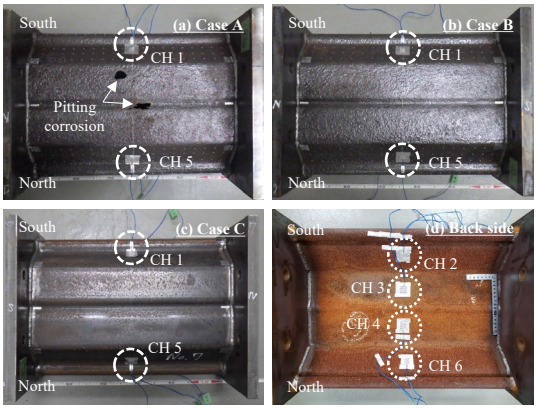


Fig. 1 The test samples of corroded steel sheet piles.

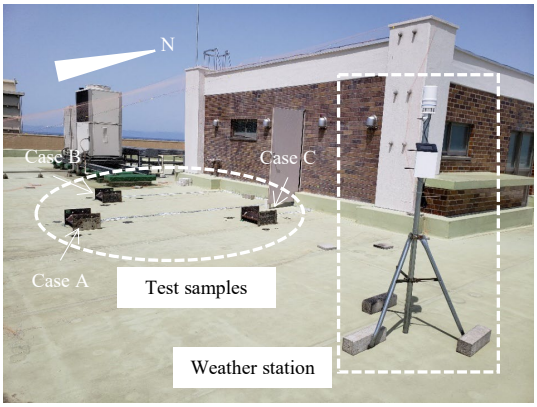


Fig. 2 The setup for an outdoor experiment.

2.2. 熱収支シミュレーション

熱収支シミュレーションについて，Fig. 3 に模式図を示す．鋼矢板において出入りする熱フラックスとして，正味放射量 Rn（W/m^2），顕熱輸送量 H（W/m^2）および鋼矢板内部の伝導熱 G（W/m^2）を仮定した．正味放射量は鉛直下向きである日射量と大気放射量，鉛直上向きである日射量の反射分と赤外放射量である．顕熱輸送量は対流による熱フラックスで，対象表面と大気の間の熱移動を行う．鋼矢板内部の伝導熱は熱伝導による熱フラックスである．これら熱フラックスによる鋼矢板表面における熱収支の関係すなわち熱収支式を式（1）に示す．

$$R_n = H + G \tag{1}$$

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

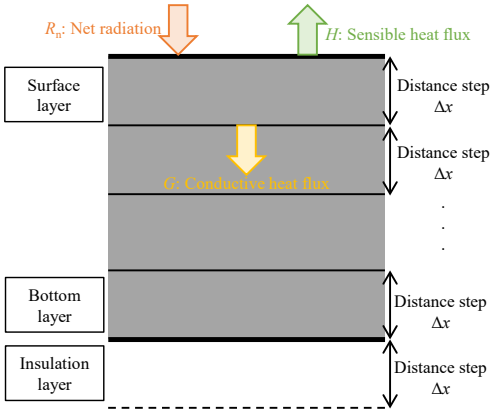


Fig. 3 The model of a heat balance.

3．結果および考察

3.1. 熱収支シミュレーションによる表面温度推定

熱電対による鋼矢板の温度変動について Fig. 4 に示す．ここでは，ウェブ南側の裏面における熱電対（CH 3）による温度変動を挙げる．表面と裏面における空間的な温度勾配については考慮しないこととした．

熱収支シミュレーションによる温度変動の計算値について，熱電対による温度変動の実測値との比較を行った．板厚が 5 mm と仮定した計算値と，腐食のない新設で板厚が 5 mm 一定の Case C におけるウェブ南側（CH 3）の実測値を比較した．検討結果を Fig. 5 に示す．計算値は 4 日間における実測値を概ね再現できる結果となった．曇りや雨の日（5/5・5/7）と比較して，晴れの日（5/4・5/6）において良好な一致となった．

3.2. 鋼矢板板厚に応じた表面温度特性

熱収支シミュレーションにより，仮定する板厚（1～5 mm）に応じた温度変動の相違について比較を行った．温度変動の相違を明確にするために相対温度による比較を行った．ここで，相対温度とは板厚 5 mm（腐食のない新設）の温度を分母，より薄い板厚 1～4 mm（腐食による減肉を仮定）の温度を分子とする比率で表した温度と定める．Fig. 6 に板厚に応じた温度変動と相対温度を示す．板厚が薄い場合ほど温度上昇過程や低下過程における温度の変動がより大きくなる傾向が確認された．ここで，温度変動が比較的大きい晴れの日（5/4）に着目し，詳細な検討を行った．板厚に応じた温度変動と相対温度について，Fig. 6 に示す．いずれの場合も午前の約 6 時から 10 時における温度上昇過程において板厚が薄いほど相対温度が高く，午後の約 16 時から 20 時における温度低下過程において板厚が薄いほど相対温度が低い傾向が確認された．温度上昇を終えたと考えられる約 10 時から 16 時においては，板厚が薄いほど特定の時間間隔における相対温度の変動幅が大きいことが確認された．板厚に応じた温度変動の相違が生じる時間帯が特定されたと考えられる．同様の傾向が熱電対による温度の実測値で確認されるか検証した．板厚に応じた熱電対による温度変動と相対温度について，Fig. 7 に示す．ここでは，板厚が 5 mm 一定の Case C の温度を基準とし，板厚が 1～3 mm の Case A および板厚が 3～5 mm の Case B の温度との比率を求めている．熱電対による実測値において，熱収支シミュレーションによる計算値と同様の傾向が確認された．板厚は対象における熱容量を決定するパラメータであることから，熱容量が小さいすなわち板厚が薄いほど

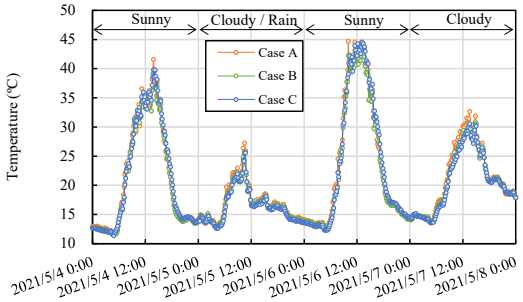


Fig. 4 Results of surface temperatures using thermocouples.

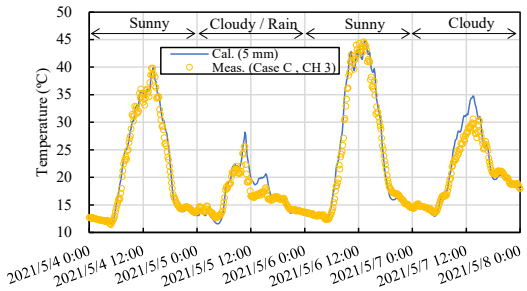


Fig. 5 The result of the heat balance simulation.

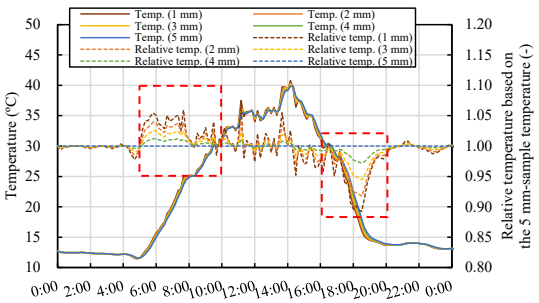


Fig. 6 Differences in surface temperatures according to the thickness using the heat balance simulation.

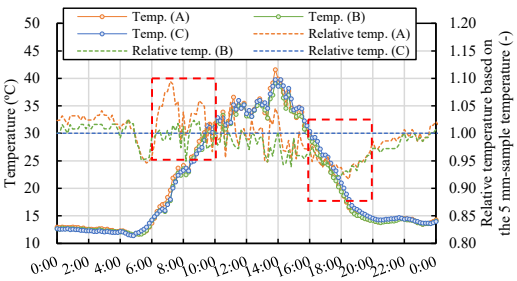


Fig. 7 Differences in surface temperatures according to the thickness using measurement values.

温度上昇過程では温度がより高く，温度低下過程では温度がより低くなることが確認された．

4．おわりに

本研究では，気象条件に基づく熱収支シミュレーションにより，鋼矢板の温度を推定し，板厚に応じてその温度に相違があること，その相違が顕著となる時間を特定することができた．

参考文献

1) 萩原大生: 2.6 気象条件に基づいた熱収支解析による板厚推定，農業用鋼矢板水路の機能診断と保全（鈴木哲也・浅野　勇編著），養賢堂, 64-86, 2022.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

大規模数値計算を用いたガス導管の耐震性評価手法の提案（シンポジウム講演概要）

Proposal of seismic design method for gas pipelines using large-scale numerical calculation (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

穴太　聖哉　　三津谷　維基（東京ガス株式会社）　　小林　実央（東京ガスネットワーク株式会社）
末冨　岩雄（エイト日本技術開発株式会社）
藤田　航平　　市村　強（東京大学地震研究所）　　堀　宗朗（国立研究開発法人海洋研究開発機構）
Seiya ANATA, Masaki MITSUYA, Tokyo Gas Co., Ltd. Mio KOBAYASHI, Tokyo Gas Network Co., Ltd.
Iwao SUETOMI, Eight-Japan Engineering Consultants Inc.
Kohei FUJITA, Tsuyoshi ICHIMURA, University of Tokyo, Muneo HORI, Japan Agency for Marine-Earth Science and Technology
E-mail: s_anata@tokyo-gas.co.jp

We propose a detailed method for standardizing the seismic evaluation of gas pipelines. Firstly, a ground model is built based on the surveys, which is then converted into a FEM model to perform three-dimensional nonlinear seismic response analysis. Based on the analysis results, the behavior at the gas pipelines can be determined and the pipe strain can be analyzed through another analysis. With this method, it is possible to quantitatively evaluate the pipe strain caused by the assumed seismic motion in the area, which is useful for maintenance, management, and repair planning of the facility.

１．はじめに

都市ガスの輸送ラインである高圧ガス導管の耐震設計は，高圧ガス導管耐震設計指針 [1]に則り実施される．本指針では地盤を１質点とみなした応答スペクトル法に基づいてガス導管位置における地盤変位を計算し，地盤ひずみ，管ひずみを順に計算するものである．本指針は，兵庫県南部地震による地震記録やガス管被害に基づいて作成され，以降は大地震の都度指針の妥当性が検証されてきた実績が豊富な設計手法である．しかし，本指針は応答スペクトルに基づく設計に主眼をおいており，想定地震を用いる場合の具体的な手順が具体的に例示されていない．また，計算の簡略化のため，複雑な地盤構造や地盤増幅を考慮できず拡張性に乏しく,詳細に管のひずみを評価することができない．今後，高圧ガス導管の安全性と経済的な建設・維持管理の実現に向け，対象地域で想定される地震動や地盤構造を考慮した耐震性評価，すなわち性能規定化が求められる．

２．性能規定化に基づくガス導管の耐震性評価方法の提案

性能規定に基づく耐震性評価をガス導管に実装する具体的な方法の提案として，Fig. 1 にその流れを示す．括弧内数字は，３章の説明と対応する．まず，対象地域に対して情報収集を行い，地盤モデルを構築，さらに FEM モデルとして離散化する．次に工学的基盤面に時間領域で地震波形を入力し，三次元地盤震動解析を行う．入力地震動は，対象地域で想定される地震から作成する．三次元地盤震動解析の結果から地盤ひずみを確認し，管ひずみの詳細評価が必要と判断された場合，ガス導管位置における地盤の変位波形を用いて，配管系解析を行う．配管系解析では，地盤と管の相互作用は地盤ばねでモデル化され，想定変位により生じるバイリニアの地盤拘束力を作用させる．

上記評価フローは，三次元非線形地盤震動解析によって実現可能となる．従来は大規模な地盤の有限要素解析は現実的ではなかったが，市村ら [2]による計算手法では，地盤の物性に応じて適切なサイズのメッシュ（ソリッド四面体二次要素）を生成し，それを並列計算で非線形解析を行うことができる．下記適用例では，市村らによる計算コードを用いた．

３．実設備への適用

提案手法について，東京ガスネットワーク株式会社の茨城県南部地域に埋設されている高圧ガス導管に適用した．以降，Fig. 1 のフローに沿って実施した内容を示す．

(1) 地盤モデルの構築

埋設地域は，Fig. 2 に示すように J-SHIS 微地形 [3]上はガス導管沿いに火山灰台地から三角州・海岸低地へと地形の変化が大きい．ジオステーションやガス導管の建設時のボーリングデータを用いて，工学的基盤面以浅に４層の堆積層を想定し，各境界面を内挿して地盤モデルを構築した．地表面形状は国土地理院の公開している数値標高モデルを用いた．ボーリングデータの一つを Fig. 3 に示すように，特徴として厚い軟弱土層が堆積していることが分かる．

設定した４層に対して，Table 1 の物性を与えた．

(2) 設計地震動の設定

茨城県南部で想定されている地震として，中央防災会議首都直下地震対策専門調査会 [4]の公開しているプレート境界地震のひとつである茨城県南部地震（以降，茨城波）を選定した．また，周辺に活断層はないが，どこでも発生しうる内陸型地震として伏在断層を想定した地震波形も作成した．

公開されている茨城波の波形はせん断波速度 700 m/s 層のため，対象地域の深部地盤構造 [3]から等価線形解析により 350 m/s 層の地震波形を算出した．また，時間領域で地震応答解析を行うため，加速度波形を積分した速度波形及び変位波形の基線にすれがないよう，フィルタ処理及び基線補正を行った．

伏在断層に対しては，断層モデルから計算したものを用いることとした．

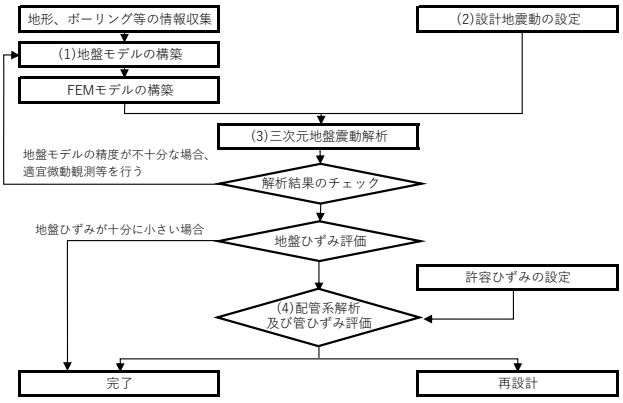


Fig. 1 Proposed seismic evaluation flow of gas pipelines

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

(3) 三次元非線形地盤震動解析

ガス導管沿いに矩形領域を 6 つ設定し，有限要素モデルを構築した．6 モデルの内，最大領域は 2,048 m×9,048 m で，自由度は約 3.6 億，茨城波では並列計算に 512 個の CPU を用いて計算時間は約 7.5 時間と，実務で扱えるレベルで計算を行うことができた．以降の解析結果は，この内の Fig. 2 に四角で示した 1 モデル（2,048 km×3,548 m）を示す．

地盤の非線形構成則は，修正 RO モデル [5]と Masing 則 [6]を用いた．減衰は，レイリー減衰で与え，0.1 秒から 2.5 秒の間で最小二乗法により α と β を決定している．

解析結果の内，地表面の地盤ひずみ分布図を Fig. 4 に示す．ガス導管のような線状構造物は，地表面付近の生じる地盤ひずみの影響で損傷すると考えられている．地盤ひずみは，地表面形状の影響を受けており，局所的なひずみ集中が見られる．

(4) 配管系解析及び管ひずみ評価

地盤震動解析により得られた結果から，ガス導管位置の地表面変位の時刻歴波形を抽出し，配管系解析の外力とした．解析条件を Table 2 に示す．地盤ばねについては，高圧ガス導管耐震設計指針に則り設定しており，軸方向は弾完全塑性，軸直角方向は双曲線型を用いた．解析は ABAQUS を用いた．

茨城波に対する解析結果として，配管モデルの始点からの配管延長で管ひずみを整理したグラフ及びひずみ集中箇所の配管形状を Fig. 5 に示す．ここで管ひずみは，時間領域で解析されており，その最大値を示しているため，同じ時間ステップの管ひずみ分布でないことに注意が必要である．Table 3 に管ひずみを評価した結果を整理した．

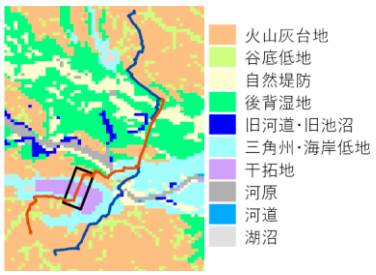


Fig. 2 Microtopography of J-SHIS

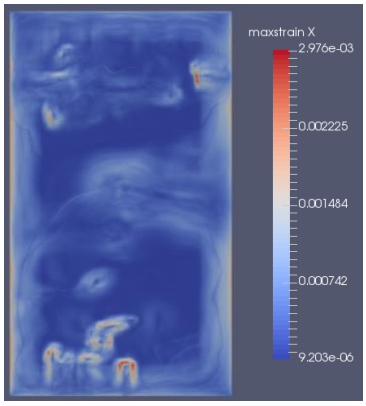


Fig.4 Ground strain map of analysis result

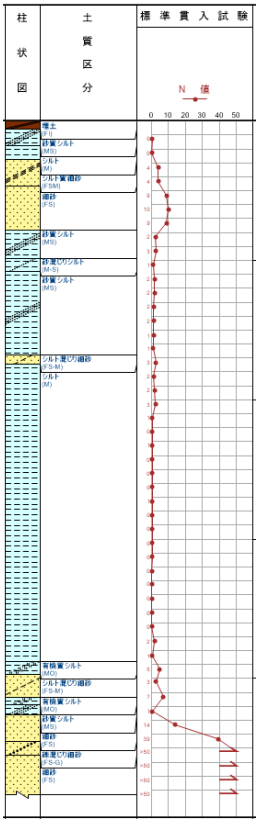


Fig.3 Borehole log

4．まとめ

本手法により，従来法では分からなかった，配管系における管ひずみの集中箇所を定量的に明らかにすることができた．今回のケースのように，既設ガス導管の耐震性評価に本手法を用いる場合，対策の必要な箇所や範囲など，必要最低限でかつ効果の高い対策を行うことが可能となる．

本論では，一連の評価例を示すことで，提案手法の有用性を示した．ただし，評価フローの各項目で課題を有しており，例えば，三次元地盤モデル及び地盤物性の推定方法，対象とする想定地震動の考え方等が挙げられる．これらの課題に継続的に取り組むとともに，本手法の適用例を増やすことで，今後のさらなる評価の高度化が実現される．

最後に，東京電機大学安田名誉教授には地盤構造モデルの作成に関して助言いただき，感謝の意を表します．

参考文献

1) (社)日本ガス協会:高圧ガス導管耐震設計指針, 2020.
2) T. Ichimura et al.: Three-Dimensional Nonlinear Seismic Ground Response Analysis of Local Site Effects for Estimating Seismic Behavior of Buried Pipelines, ASME J. Pressure Vessel Technol., 136(4), 2014.
3) 国立研究開発法人防災科学技術研究所: J-SHIS, URL: https://www.j-shis.bosai.go.jp/map/
4) 中央防災会議「首都直下地震対策専門調査会」:首都直下地震対策専門調査会報告, 2005.
5) I. M. Idriss et al.: “Nonlinear Behavior of Soft Clays during Cyclic Loading,” Journal of the Geotechnical Engineering Division, vol. 104(ASCE 14265), 1978, pp. 1427–1447.
6) G. Masing, “Eigenspannungen und Verfestigung beim Messing,” Proceedings of the 2nd International Congress of Applied Mechanics, 1926, pp. 332–335.

Table 1 Ground structure

	土質	S 波速度 (m/s)	P 波速度 (m/s)	密度 (t/m³)	基準ひずみ	最大減衰定数
第 1 層	表層	100	1,500	1.7	0.001	0.23
第 2 層	砂層①	160	1,500	1.8	0.001	0.23
第 3 層	シルト層	120	1,500	1.7	0.0019	0.16
第 4 層	砂層②	210	1,500	1.8	0.001	0.23
基盤層	N≧50	350	2,000	2	—	—

Table 2 Pipeline specifications

弾性係数 [N/mm2]	ポアソン比 [-]	降伏応力 [N/mm2]	密度 [g/cm3]
206567.38	0.3	440.71	7.87

Table 3 Pipeline max strain of analysis result

モデル	最大ひずみ（茨城）	最大ひずみ（伏在断層）	許容ひずみ	判定
直管部	0.10%	0.15%	3.0%	○
曲管部	0.08%	0.11%	3.0%	○

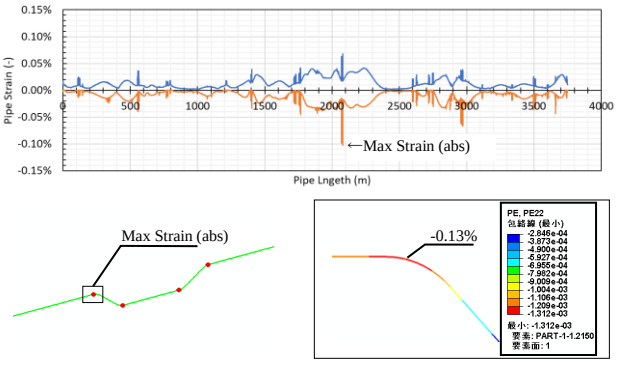


Fig.5 Pipeline strain of analysis result

GPUにおけるデータ駆動型手法を用いた粘弾性地殻変動解析手法の開発（シンポジウム講演概要）

Development of viscoelastic crustal deformation analysis with data-driven method on GPU (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

村上　颯太（東京大・地震研）　藤田　航平（東京大・地震研）
市村　強（東京大・地震研）　堀　高峰（JAMSTEC）　堀　宗朗（JAMSTEC）
Maddegedara Lalith（東京大・地震研）　上田　修功（理化学研究所）
Sota Murakami, The University of Tokyo
Kohei Fujita, The University of Tokyo
Tsuyoshi Ichimura, The University of Tokyo
Takane Hori, Japan Agency for Marine-Earth Science and Technology
Muneo Hori, Japan Agency for Marine-Earth Science and Technology
Maddegedara Lalith, The University of Tokyo
Naonori Ueda, RIKEN
E-mail: souta@eri.u-tokyo.ac.jp

In this study, we developed a 3D viscoelastic analysis solver with data-driven method on GPUs for fast computation of highly detailed 3D crustal structure models. Here, the initial solution is obtained with high accuracy using a data-driven predictor based on previous time-step results, which reduces the number of multi-grid solver iterations and thus reduces the computation cost. The whole analysis was developed with OpenACC and the algorithm was modified suitable for GPUs. The developed GPU-based solver attained 8.6-fold speedup from the state-of-art multi-grid solver.

1. 背景

粘弾性地殻変動解析に基づくプレート間状態推定は，地震後の継続的な地殻変動の予測など，巨大地震における震源シナリオの高度化に重要な役割を果たす．近年，海底地殻変動観測等のプレート間状態推定に重要なデータが集積しつつあることで，プレート間状態推定の高度化が期待されている．一方で，より詳細なプレート間状態推定の実現には，実際の地殻構造を忠実に反映した高詳細な 3 次元地殻構造モデルによる粘弾性地殻変動応答（グリーン関数）の計算が必要であり，非現実的な計算コストがかかる．

地殻変動解析においては，有限要素法に基づいて離散化された大規模な線形方程式の求解が計算コストの大部分を占める．そのため，地殻変動解析向けのマルチグリッド法をベースとした高速求解手法が開発・適用されてきている．近年ではデータ駆動型手法を活用して，方程式ベースの求解手法を高速化する試みがなされており，粘弾性地殻変動解析における有効性も実証されている.[2)]

そこで，本研究ではデータ駆動型手法を活用したマルチグリッドソルバーをベースとして，近年スパコンにおいて多く採用されている GPU に適したアルゴリズムを構築し，高速な解析を実現した．

2. 対象問題

本研究では地殻を Maxwell 粘弾性体とみなし，以下の支配方程式を用いる．

$$\sigma_{ij,j} + f_i = 0, \tag{1}$$

$$\dot{\sigma}_{ij} = \lambda\dot{\epsilon}_{kk}\delta_{ij} + 2\mu\dot{\epsilon}_{ij} - \frac{\mu}{\eta}(\sigma_{ij} - \frac{1}{3}\sigma_{kk}\delta_{ij}), \tag{2}$$

$$\epsilon_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i}). \tag{3}$$

ここで，σ, f はそれぞれ応力テンソル及び外力であり，$\dot{(}),\delta,\eta,\epsilon,u$ はそれぞれ時間に対する 1 階微分，クロネッカーのデルタ，粘性係数，歪みテンソル，変位である．λ, μ はラメ定数である．本研究では，この支配方程式を四面体二次要素を使用した有限要素法によって離散化する．具体的な計算手順は Ichimura et al (2016)[1)] に従う．粘弾性地殻変動解析においては計算時間のほぼすべてが式 (1)-(3) を離散化することで得られる大規模な線形方程式

$$\mathbf{K}^v \delta\mathbf{u}^i = \mathbf{f}^i, \tag{4}$$

を各時間ステップ i で解くことに費やされる．ただし，$\mathbf{K}^v$, $\delta\mathbf{u}^i$, $\mathbf{f}^i$ はそれぞれ粘弾性を考慮した要素剛性行列，変位増分，外力である．

3. 本研究の基礎となる支配方程式の高速求解手法

本研究では式 (4) の高速求解手法として CPU 用に提案されているデータ駆動型予測手法を活用したマルチグリッドソルバー[2)] をベースに GPU 用の高速解析手法を開発する．以下，CPU 用に開発されたデータ駆動型予測手法を用いたマルチグリッドソルバーの概略を説明する．

本研究で対象とするデータ駆動型予測手法は，過去の時系列データから時間発展を表す演算子を推定し，現在のステップの解を入力に次のステップの解を予測する．予測結果を式 (4) の求解における i ステップ目の初期解 $\delta\mathbf{u}^i_{init}$ として用いることで，マルチグリッドソルバーにおける反復回数を削減し計算時間を短縮する．予測精度向上のため，二次の Adams-Bashforth 法に基づくトレンド成分 $\delta\mathbf{u}^i_{adam}$ を除いた $\mathbf{x}^i = \delta\mathbf{u}^i - \delta\mathbf{u}^i_{adam}$ の予測を行う．具体的には，過去の時系列データから $\mathbf{X}^{i-1} = [\mathbf{x}^{i-1}, \cdots, \mathbf{x}^{i-s}]$ のように行列を定義し，時間発展演算子 $\mathbf{C}$ を $\mathbf{X}^{i-1} = \mathbf{C}\mathbf{X}^{i-2}$ を満たすように修正グラムシュミット法により推定し，この演算子 $\mathbf{C}$ を用いて次のステップの解を以下のように推定する．

$$\delta\mathbf{u}^i_{init} \Leftarrow \delta\mathbf{u}^i_{adam} + \mathbf{C}\mathbf{x}^{i-1}. \tag{5}$$

本手法では並列計算機上で効率よく初期解を推定するために，対象領域を分割して得られる小領域ごとに推定を行う．

データ駆動型手法の予測結果を初期解としたマルチグ

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

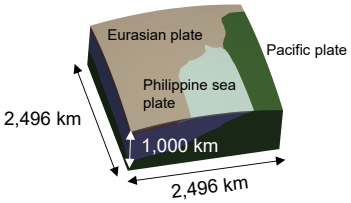


Fig. 1　FE model

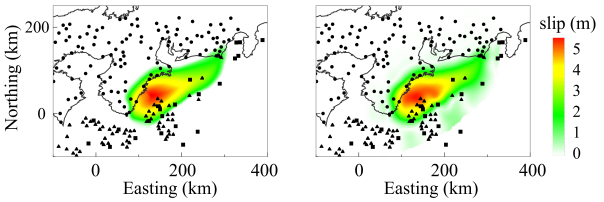


Fig. 2　Reference coseismic slip distribution (Left) and estimated coseismic slip distribution (Right)

リッドソルバーにより，線形方程式 (4) を解く．可変前処理付き共役勾配法を導入し，共役勾配法の前処理として前処理方程式を別の共役勾配法により粗く解いた結果を利用する．この前処理では，マルチグリッド法および精度混合演算を導入することで，計算コストの削減が可能である．

4.　GPU に適した支配方程式求解手法の開発

前章で説明した修正グラムシュミット法による推定においては，$\mathbf{X}^{i-1}, \mathbf{X}^{i-2}$ および直交化過程のデータをメモリ上に保持する必要があり，メモリ容量が比較的小さい GPU においては不向きである．本研究では，$n \times m$ ($m << n$) の乱数行列 Q を用いて，入力するデータセット $\mathbf{X}' \Leftarrow \mathbf{Q}\mathbf{X}^{i-2}$，入力値 $\mathbf{x}' \Leftarrow \mathbf{Q}\mathbf{x}^{i-1}$ と変換することで，GPU メモリの使用量削減と計算時間の短縮を図る．この変換により推定結果が変化するが，m の大きさを適切に設定することで，ほとんど精度を下げずに推定することが可能である．

マルチグリッドソルバーにおいては，疎行列ベクトル積の計算が計算時間の多くを占める．本研究では，粘弾性解析においては入力によらず行列 $\mathbf{K}^v$ が不変であることを利用し，多数のグリーン関数を計算する際に 1 ケースずつ計算するのでなく 4 ケース同時に計算を行う．これにより，疎行列ベクトル積の計算を疎行列密行列積に置き換える．疎行列密行列積は一回の行列の読み込みで複数のベクトルを同時に計算することから，疎行列ベクトル積と比較して，メモリアクセス量が減少し，計算時間の短縮につながる．

本研究においては，CPU ベースの並列計算機向けのアプリケーションから低い開発コストで GPU 計算に適用可能な OpenACC を利用した．OpenACC を利用した地殻変動解析は，GPU に適したアルゴリズムを設計することで，GPU の挙動を詳細に制御可能な CUDA を用いた場合と比較してそん色ない性能を得られることが示されている[3]．

5.　性能計測結果

開発手法の性能計測を実施した．南海トラフ周辺 2496 km × 2496 km × 1100 km を対象領域とし，最小要素サイズ ds = 500 m とする高詳細な有限要素モデル（自由度：4.2×10^9）を対象とする (図 1)．時間刻み幅 dt = 86400 秒, 時間ステップ数 N_t = 30 として地震直後から 228 日後までの地殻応答の計算を行った．ここでは，データ駆動型予測手法が適用可能な $21 \leq N_t \leq 30$ における性能を評価する．スーパーコンピュータ AI 橋渡しクラウド (ABCI) の計算ノード (A) を 16 ノード利用して実行した．各計算ノード (A) は 8 GPU (NVIDIA Tesla A100) を搭載している．

本研究では，対象領域を 163,840 個の小領域に分割し，s = 16 時間ステップ分の時系列データに基づいて次のステップの解を推定する．元の入力データセット $\mathbf{X}^{i-2}$ の大きさは $26,000 \times 16$ であり，これを 96×16 の $\mathbf{X}'$ に変換する．この変換により，1 GPU あたりのデータ駆動型予測手法の計算に必要なメモリサイズは，元の手法の場合の 62.9 GB から 16.3 GB へと大幅に減少する．データ駆動型予測手法による初期解の相対誤差 $\epsilon = |\mathbf{f}^i - \mathbf{K}\delta\mathbf{u}^i_{init}|/|\mathbf{f}^i|$ は 2.46×10^{-5} であり一般的に利用される二次の Adams-Bashforth 法による初期解（相対誤差 : 2.11×10^{-3}）と比較して，高い精度で予測が可能である．これにより，収束までに要する前処理を含めた合計反復回数は 5237 回から 1098 回へと大幅に減少する．また，4 ケースを同時に計算することで，マルチグリッドソルバーは反復あたりで 2.30 倍の性能向上となっている．結果として，効率的なアルゴリズムとして広く用いられているマルチグリッドソルバーを ABCI の GPU を利用して提案手法と同じ条件で実行した場合と比較して，提案手法は 8.6 倍の性能向上を実現した．

6.　適用例

本研究では，開発した粘弾性地殻変動解析手法の適用例として，南海トラフ地震を対象とした地震時すべり推定を試みた．地殻構造モデル，dt, N_t については性能計測と同じとしている．図 2 に示す地震時すべりを参照解とし，参照解地震時すべりに対応する観測点における弾性変形・粘弾性変形による地殻変動を観測データとする．この観測データから参照解すべりを推定するために，372 本の単位断層を導入し，開発した粘弾性地殻変動解析手法によってグリーン関数を高速に計算する．単位断層のすべり量を表すパラメータを，グリーン関数によって関連づけられる観測データの説明性とすべり分布のなめらかさによる制約およびすべり分布の範囲を限定する L1 制約を含めた評価関数を最小するように決定し，すべり分布を推定する．推定された地震時すべり分布のモーメントマグニチュード 8.13 であり，参照解すべりのモーメントマグニチュードは 8.11 とほぼ一致しているなど良好な推定結果が得られた (図 2)．

7.　まとめ

本研究では，GPU を使用して，粘弾性地殻変動解析を高速に実施するためのデータ駆動型手法を活用したマルチグリッドソルバーを開発した．GPU に適したアルゴリズムを構築することで，省メモリ化と高速化（GPU を利用したマルチグリッドソルバーと比較して 8.6 倍）を実現した．

参考文献

1) T. Ichimura, et al.: An elastic/viscoelastic finite element analysis method for crustal deformation using a 3-D island-scale high-fidelity model. Geophys. J. Int. 206(1), 114–129 (2016)
2) K. Fujita et al.: Scalable finite-element viscoelastic crustal deformation analysis accelerated with data-driven method. In: 2022 IEEE/ACM Workshop on Latest Advances in Scalable Algorithms for Large-Scale Heterogeneous Systems (ScalAH). pp. 18-25 (2022).
3) T. Yamaguchi et al.: GPU implementation of a sophisticated implicit low-order finite element solver with FP21-32-64 computation using OpenACC pp. 3-24 (2020)
4) About ABCI. http://abci.ai/en/about_abci/

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

一般セッション | 一般セッション（第五部門：応用数理問題―計算機科学から社会科学まで）

第５部門②

座長:古川 愛子(京都大学)

2023年5月28日(日) 10:10 ～ 11:40 D会場 (6号館 3階 6309室)

[24007-12-01] 道路情報板用 F型支柱の損傷に伴う振動特性変化（シンポジウム講演概要）

*佐伯 昌之[1]、松井 真吾[2]、川又 忠司[3]（1. 東京理科大学、2. 星和電機株式会社、3. 株式会社ネクスコ東日本エンジニアリング）

10:10 ～ 10:25

[24007-12-02] 列車通過時の橋梁上電柱における非線形挙動の逆解析（シンポジウム講演概要）

*髙瀬 忠郁[1]、松岡 弘大[2]、貝戸 清之[1]（1. 大阪大学、2.（公財）鉄道総合技術研究所）

10:25 ～ 10:40

[24007-12-03] 軌道変位に基づく桁たわみ推定のための桁たわみ－軌道変位変換プログラムの構築 (シンポジウム講演概要)

*服部 紘司[1]、松岡 弘大[1]、田中 博文[1]（1. 公益財団法人鉄道総合技術研究所）

10:40 ～ 10:55

[24007-12-04] 固有振動数と回転角を用いた鋼アーチ橋模型の損傷検知（シンポジウム講演概要）

*赤星 花奈[1]、林 巌[1]、陳 瑜[1]、山口 隆司[1]（1. 大阪公立大学）

10:55 ～ 11:10

[24007-12-05] 振幅依存性剛性低下と VBI効果を分離可能なひび割れ PRC桁の固有振動数同定法（シンポジウム講演概要）

*井田 直宏[1]、松岡 弘大[2]、貝戸 清之[1]（1. 大阪大学大学院、2. 公益財団法人鉄道総合技術研究所）

11:10 ～ 11:25

[24007-12-06] 振動計測と固有振動数解析による実機貯水槽のバルジング固有振動数の推定（シンポジウム講演概要）

*平井 秀[1]、小野 泰介[2]、平野 廣和[1]、佐藤 尚次[1]（1. 中央大学、2.（株）エヌ・ワイ・ケイ）

11:25 ～ 11:40

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

道路情報板用 F 型支柱の損傷に伴う振動特性変化（シンポジウム講演概要）

Temporal changes of vibration characteristics of the F type road information board due to damages (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

佐伯　昌之（東理大・理工）　　松井　真吾（星和電機・技術）　　川又　忠司（NEE・施設）
Masayuki SAEKI, Tokyo University of Science
Shingo MATSUI, SEIWA Electric MFG CO., Ltd.
Tadashi KAWAMATA, NEXCO-EAST Engineering Company Limited
E-mail: saeki@rs.tus.ac.jp

In this research, at first, the vibration characteristics of the F type road information boards in service are estimated by analyzing the acceleration responses with the ERA method. Next, the full-scale damage experiments are conducted to investigate the temporal changes of the eigen frequencies due to several patterns of damages. Finally, the sensitivity of eigen-frequency to the damages is analyzed using a simple numerical model of a cantilever beam with a rocking spring.

１．はじめに

道路管理業務の一環として，様々な附属物が定期的に点検されている．その一つとして，高速道路などでよく見かける道路情報板用 F 型支柱があり，現在は主として近接目視や触診等で点検されている．また，他の附属物においても同様の点検がなされており，その数量の多さから，点検業務の長周期化や，点検項目の削減を可能とする技術が望まれている．そのため，著者らは日常的に加速度応答をモニタリングし，振動特性などの定量的な指標に基づき異常を検知するシステムの開発を目指している．

本研究では，まず，実際に運用されている F 型支柱の加速度応答を，土工部と橋梁部で計測し，ERA (Eigensystem Realization Algorithm) 法によりそれぞれの振動特性を推定した．次に，土工部を想定した実スケールの F 型支柱を建設し，損傷に伴う振動特性変化を調べた．さらに，振動特性のうち面内 1 次モードを再現する簡単な数値モデルを作成し，境界条件が振動特性変化に与える影響を調べた．

２．現地フィールドにおける振動特性把握

まず，実フィールドに設置されている F 型支柱の振動特性を把握するために，土工部と橋梁部でそれぞれ 3 箇所を選定し，1 週間弱の加速度応答を計測した．この計測では 3 軸加速度計を Fig. 1 に示す 3 箇所に固定し，200 Hz でサンプリングした．

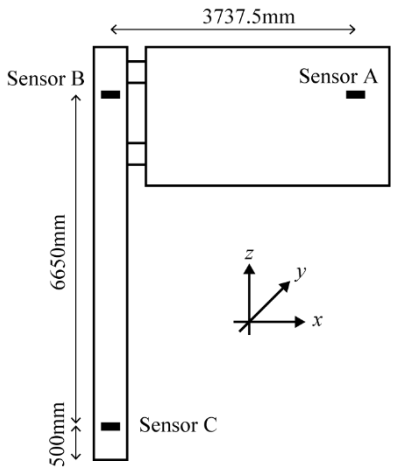


Fig. 1 Accelerometers on the F type information board.

計測された加速度波形をフーリエ変換することで固有振動数を調べ，狭帯域のバンドパスフィルターを適用して，各センサー位置の軌道を確認した．それによると，土工部と橋梁部で共通する以下の 4 つのモードが確認された．

1) 面外 1 次：Sensor A と B がy軸方向（道路方向）に同位相で振動し，振幅は A の方が大きい．支柱の捩じりと曲げを伴う．
2) 面内 1 次：Sensor A と B がx軸方向（道路直交方向）に同様に振動する，支柱の曲げによる振動．
3) 面外 2 次：Sensor A と B がy軸方向に逆位相で振動する．振幅は B の方が大きい．
4) 面内 2 次：Sensor A と B がx軸方向に振動し，A は特に鉛直方向に大きく振動する．

３．ERA 法による振動モードの推定

先の加速度応答を ERA 法により解析した．この解析では，Sensor A と B の合計 6 成分から約 5 分強（$2^{16} \times 0.005 = 327.68$秒）のデータを切り出し，ローパスフィルタを適用した後に，25 Hz にダウンサンプリングした．そして，Sensor A のxとy成分を参照波形として相関関数を計算し，6×2の行列の時系列データを生成した．この波形を ERA 法に入力し，固有振動数，減衰比，モード振幅を推定した．

上記の方法で解析した橋梁部の推定結果の例を Table 1 に示す．表中のA_xは，Sensor A のx成分のモード振幅を意味する．上から面外 1 次，面内 1 次，面外 2 次，面内 2 次のモードに対応しており，先に述べたモードの特徴とよく合致している．

Table 1 The estimated eigen-frequencies and mode shapes.

f	A_x	A_y	A_z	B_x	B_y	B_z
1.52 Hz	0.10	0.92	-0.06	0.08	0.36	0.01
1.71 Hz	0.61	-0.12	-0.53	0.57	-0.08	-0.02
4.52 Hz	0.08	-0.42	-0.09	0.08	0.89	0.03
6.04 Hz	0.32	0.00	0.85	0.39	-0.07	0.10

この解析方法を，5 分刻みでシフトして切り出したデータに適用し，推定精度と検出率を調べた．各サイトで 1 週間弱の連続データを取得していることから，それぞれ 1600～1900 回の推定を行っている．推定されたモードの中から，

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

上記 4 つのモードに該当する解を選択し，平均値，標準偏差, 検出率を算出した. 以下に解析結果の概要をまとめる.

- 土工部の固有振動数は，低次モードから順に 1.8, 1.9, 5.2, 8.0 Hz 前後である．ただし，サイトによって固有振動数の値は若干異なり, 面外 1 次と面内 1 次の固有振動数が近接する場合もある.
- 土工部よりも橋梁部の方が固有振動数は低い.
- 固有振動数の標準偏差は，面外・面内 1 次で 0.003 Hz 程度であり，変動係数にして 0.2 %程度である．各 2 次モードの変動係数も同程度である.
- 面外･面内 1 次モードの検出率は 99 %程度であるが，各 2 次モードの検出率はサイトによっては大幅に低下する.

4．片持梁モデルを用いたアンカーボルトの緩みに伴う固有振動数変化の予測

現地フィールド実験の結果，面内 1 次モードは支柱の曲げ振動であることが分かったことから，簡単な数値モデルを用いて損傷に伴う固有振動数変化を推定した．検討した損傷は，ベースプレートを基礎コンクリートに固定するアンカーボルトが軸力を喪失した場合である. 数値モデルは，基礎部を回転バネとした片持梁であり，有限要素法により離散化し，表示部等の質量は該当する要素に付加することで表現した [1]．また，回転バネは，ベースプレートに平面保持を仮定し，さらにコンクリートは圧縮のみに抵抗するものとして，力のモーメントの釣合い式から導出した.

上記モデルを用いて解析したところ，引張側アンカーボルトが 1 本欠損すると，固有振動数は 0.04 Hz 低下し，圧縮側アンカーボルトが 1 本欠損しても，その低下量は非常に小さいと予想した.

5．実物模型を用いた異常再現実験

星和電機本社敷地内に，実際に高速道路で使用しているものと同じ F 型支柱を建設し，損傷を与えた際の加速度応答を計測した．実験風景を撮影した様子を Fig. 2 に示す．健全または損傷を与えた状態で，表示部先端を斜め下方にロープで引っ張ることで減衰振動を再現した．加速度応答は現地フィールド実験と同様に 3 軸加速度計を 3 箇所に設置し，200 Hz で 10 分間計測した.



Fig. 2 Photos of a full-scale damage experiment

損傷としては，ベースプレートリブの亀裂，アンカーボルトの軸力喪失, リブ上端の支柱亀裂, 表示部ボルト抜け，開口部亀裂を再現した．それぞれ損傷した状態では，面外または面内のいずれかの振動モードで，固有振動数の低下がみられた．特に，引張側アンカーボルト 1 本の軸力を喪失した場合には，面内 1 次の固有振動数は 1.899 Hz から 1.867 Hz に低下し，その変化量は 0.032 Hz であった．この値は 4 章で予想した低下量 0.04 Hz よりは小さかったが，現地フィールド実験で得られた面内 1 次モードの標準偏差 0.003 Hz よりは 1 桁大きな値であった.

6．簡易数値モデルによる固有振動数変化の推定

第 4 章で説明した片持梁モデルは，損傷による固有振動数低下量を過大評価することが分かった．また，現地フィールドで推定された固有振動数を表現しようとしたところ，場所によって回転バネの値を変更する必要があった．これ等の事実を説明するため，回転バネをベースプレートと地盤に起因するバネの直列モデルで表現することとした．これを Fig. 3 に示す．図中のk_rは面内曲げ 1 次モードの固有振動数を説明する回転バネであり，k_bは平面保持の仮定を用いて導出されたベースプレートの回転バネで，αは未知の補正係数で 1 より小さい実数とした．k_gは地盤による回転バネである.

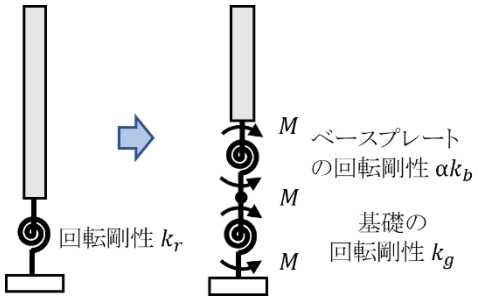


Fig. 3 The modified rocking spring model

損傷実験の結果を用いて，上記モデルの補正係数αを推定した．そして，土工部および橋梁部のk_gを推定した．それによると，k_gは土工部よりも橋梁部の方が小さな値であることが分かった．また，橋梁部を想定して引張側アンカーボルトの損傷に伴う固有振動数の変化量を計算したところ，健全時で 1.684 Hz であったものが 1.661 Hz に低下した．低下量は 0.023 Hz であり，土工部よりも損傷に対する感度は低いと言える.

7．まとめ

F 型支柱の異常を振動特性の変化により検知するための基礎的検討を行った．まず，現地フィールドで加速度応答を計測し，ERA 法による推定精度を定量化した．次に，実規模の損傷実験を行い，損傷程度と固有振動数変化量の関係を調べた．さらに，面内 1 次モードを対象として片持梁モデルを構築し, 損傷に伴う固有振動数変化量を推定した．その結果，引張側アンカーボルトの損傷は検知可能であることを示した.

参考文献

1) 北林知良，辻貴洋，籬はるか，佐伯昌之：道路標識振動応答解析モデルの構築，土木学会論文集 A2（応用力学），Vol. 74，No. 2，I_561-I_570，2018.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

列車通過時の橋梁上電柱における非線形挙動の逆解析（シンポジウム講演概要）

Inverse analysis of nonlinear behavior for railway poles built on bridges under train passages (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

髙瀬　忠郁（大阪大・工）　　松岡　弘大（鉄道総研）　　貝戸　清之（大阪大・工）
Tadafumi TAKASE, Osaka University
Kodai MATSUOKA, Railway Technical Research Institute
Kiyoyuki KAITO, Osaka University
E-mail: t.takase@civil.eng.osaka-u.ac.jp

Significant railway poles vibration under the resonance can cause the excessive stress on the wire supported by the poles. This study proposes a Time-Varying Auto Regressive eXogenous (TV-ARX) model that evaluates the pole stiffness increased when restrained by the wire. The proposed model is obtained by reformulation of existing model, such that the bridge deformation is replaced by the excitation force on the pole. The model is validated using a bridge-pole numerical simulation. The results show that the model can estimate the instantaneous pole stiffness increase and specify the pole displacements where the nonlinearity begins to occur.

１．はじめに

橋梁上の電柱は列車通過時の桁たわみ振動により線路平行方向に大きく振動する場合がある [1]．この振動は，通過列車の移動輪重による橋梁振動の卓越振動数と橋梁上電柱の固有振動数が近接する共振現象に起因する．電柱の過大な振動時には，電柱が支持する電車線類による拘束が発生するため，電車線類に過大な応力を生じ，破損や破断に至る場合がある．これを踏まえ，電柱振動に対する対策要否判定フロー[1]や電柱天端変位に関する制限値 [2]など，基準類の整備が進められている．

電車線による拘束の有無により電柱の固有振動は異なるため，拘束発生時の電柱には非線形挙動が生じていると考えられる．しかし，上述した基準類は橋梁・電柱の線形シミュレーションに基づいており [1),2)]，電柱天端変位に依存した電柱振動の非線形性に関する検討は十分ではない．線形シミュレーションの適用範囲や基準類の妥当性を検証するうえでも，電柱天端変位と電車線の拘束に伴う電柱の固有振動数の変化を明らかにする必要がある．

電車線の拘束による電柱の非線形挙動を分析するためには，列車通過時の橋梁の変形を電柱への加振力とする時変システム同定の適用，および電柱天端変位に依存した瞬間的な固有振動数の変動の把握が必要である．以上を踏まえ，本研究では，鉄道橋に対して適用事例が存在する，走行列車の加振力特性を考慮した時変システム同定法である Time-Varying Auto Regressive with eXogenous（TV-ARX）モデル [3]について，橋梁の変形が電柱への加振力となるよう再定式化を行った．さらに，数値シミュレーションによる再定式化した TV-ARX モデルの妥当性を検証した．

２．橋梁上電柱振動のための TV-ARX モデルの再定式化

列車通過時の桁変形を加振力として応答する電柱に対する TV-ARX モデルを定式化する．提案モデルは，Fig.1 に示す桁-電柱モデルから立式する 1 自由度に縮減した電柱振動に関する運動方程式を中央差分により離散化することで導出できる．固有振動数の時間的な変動を許容するため，自己相関（AR）係数がランダムウォーク過程に従うと仮定するとき，提案モデルは式(1)，(2)として表される．

$$w_m = \boldsymbol{A_m}\cdot\boldsymbol{\alpha} + \boldsymbol{W_m}\cdot\boldsymbol{\beta_m} + \epsilon_m \quad (1)$$

$$\boldsymbol{\beta_{m+1}} = \boldsymbol{\beta_m} + \boldsymbol{\nu_m} \quad (m = 1, \dots, \mathrm{M}-1) \quad (2)$$

ここで，$m(m = 1, \dots, \mathrm{M})$は離散時点，$w_m$は電柱天端変位応答，

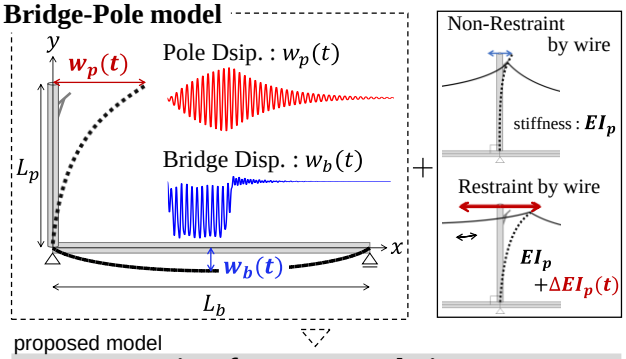


Fig. 1 Description of model and restraint.

$\boldsymbol{A_m}\cdot\boldsymbol{\alpha}$は時点$m$，$m-1$，$m-2$の外生成分（電柱位置における橋梁のたわみ角成分），$\boldsymbol{\beta_m}$は時点$m-1$，$m-2$の電柱天端変位応答の AR 係数を要素に持つ時変 AR 係数ベクトルである．ϵ_mは観測ノイズ，$\boldsymbol{\nu_m}$はランダムウォーク過程におけるシステムノイズであり，ϵ_mと$\boldsymbol{\nu_m}$は互いに独立であり，平均0，分散σ_ϵ^2と$\boldsymbol{\Sigma_\nu}$の正規分布に従う．また，$\boldsymbol{A_m}$は式(3)に示す桁変位応答ベクトル，$\boldsymbol{W_m}$は式(4)に示す電柱天端変位応答ベクトルである．ここで，Δは時間刻みを表す．

$$\boldsymbol{A_m} = [w_b(m\Delta) \quad w_b\big((m-1)\Delta\big) \quad w_b\big((m-2)\Delta\big)] \quad (3)$$

$$\boldsymbol{W_m} = [w_p\big((m-1)\Delta\big) \quad w_p\big((m-2)\Delta\big)] \quad (4)$$

時点mにおける瞬間固有振動数f_mは特性方程式を満たす極$\lambda = \tilde{\lambda}$を用いて，式(5)より算出される．また，パワースペクトル密度（PSD）は式(6)より算出される．

$$f_m = \frac{1}{2\pi\Delta}\sqrt{\mathrm{Re}\{\ln(\tilde{\lambda})\}^2 + \mathrm{Im}\{\ln(\tilde{\lambda})\}^2} \quad (5)$$

$$PS_{f,m} = \frac{\sigma_\epsilon^2}{|1-\beta_{1,m}\exp(-2\pi i f) - \beta_{2,m}\exp(-2\pi i f)|^2} \quad (6)$$

３．階層ベイズ推定法によるパラメータ推定

提案モデルは事前分布が階層化した階層ベイズモデルである．未知パラメータベクトル，観測データ（電柱天端変位応答）ベクトルをそれぞれ$\boldsymbol{\theta} = [\boldsymbol{\beta_1}, \dots, \boldsymbol{\beta_M}, \sigma_\epsilon, \boldsymbol{\Sigma_\nu}, \boldsymbol{\alpha}]$，$\tilde{\mathbf{w}} = [\tilde{\mathrm{w}}_1, \dots, \tilde{\mathrm{w}}_\mathrm{M}]$とすれば，条件付き事後分布$\pi(\boldsymbol{\theta}|\tilde{\mathbf{w}})$は，ベイズの定理より式(7)となる．また，提案モデルの階層化された事前分布は式(8)となる．

$$\pi(\boldsymbol{\theta}|\tilde{\boldsymbol{w}}) \propto \mathcal{L}(\tilde{\boldsymbol{w}}|\boldsymbol{\theta})\pi(\boldsymbol{\theta}) \quad (7)$$

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

$$\pi(\boldsymbol{\theta}) = \pi(\sigma_\epsilon)\pi(\boldsymbol{\alpha})\pi(\boldsymbol{\Sigma_v})\sum_{m=0}^{M-1}\pi(\boldsymbol{\beta_{m+1}}|\boldsymbol{\beta_m}, \boldsymbol{\Sigma_v}) \quad (8)$$

MCMC 法の一種であるギブスサンプリングより式(7)から事後分布を推定する. 詳細は文献 3)を参考されたい.

４．数値シミュレーションによる検証データの作成

列車と同じ車軸配置を有する集中荷重列が電柱共振速度で走行する際の桁，電柱の運動方程式から導出されるモデル（Moving Load Model）2)において，電車線の拘束を表現するため電柱の剛性に対して電柱天端変位に依存する非線形性を式(9)および(10)より導入した.

$$EI_p(t) = \begin{cases} EI_{p_0} & (|w_p(t)| < D_{lim}) \\ EI_{p_0}\cdot(1+\Delta EI_{p_0}/EI_{p_0}) & (|w_p(t)| \geq D_{lim}) \end{cases} \quad (9)$$

$$\Delta EI_{p_0}/EI_{p_0} = K_{Rate}(|\psi_{p,1}(t) - D_{lim}|) \quad (10)$$

ここで，EI_{p_0}は電柱のモード剛性，$\psi_{p,1}(t)$は電柱天端曲げ変位，D_{lim}は制限値（電車線の拘束が始まる電柱天端変位）であり，$1+\Delta EI_{p_0}/EI_{p_0}$は剛性上昇率である．また，$K_{Rate}$は剛性上昇率の大きさを決定する係数である.

５．適用結果

電柱の剛性に非線形性を導入しない（$K_{Rate} = 0.00$），非線形性を導入する（$K_{Rate} = 0.05$，$D_{lim} = 0.025$m）検証データをそれぞれ４.に従い作成し，提案モデルに適用した（Figs.2 and 3）．ここでは電柱天端変位と橋梁支間中央変位を入力とし，瞬間固有振動数およびパワースペクトルを推定した．図中(a)は提案モデルに適用する電柱天端変位（青実線）および推定される電柱天端変位（赤点線），図中(b)は数値解析で設定した剛性上昇率の正解値，図中(c)は提案モデルにより推定した瞬間固有振動数（赤実線）およびパワースペクトル（グラデーション）を示す.

Figs.2 and 3 ともに(b)剛性上昇率と(c)瞬間固有振動数のグラフ形状は概ね一致しており，提案モデルは電柱天端変位に依存した電柱の瞬間的な固有振動数の変動を評価できる．また，(c)瞬間固有振動数から電車線の拘束による電柱の非線形挙動の有無が判断可能であり，電車線による拘束が発生し始める電柱天端変位を特定可能であることが示唆される.

(b)および(c)からそれぞれ読み取れる, 剛性上昇率の最大値$\left(1+\Delta EI_{p_0}/EI_{p_0}\right)_{\max}$と推定剛性上昇率の最大値$\left(f_{p_{\max}}/f_p\right)^2$を比較する．これらは固有振動数と剛性の関係より理論的には一致するため，その差を相対誤差で評価した．推定した瞬間固有振動数の最大値は概ね妥当な値であり，提案モデルにより瞬間的な剛性上昇率が評価可能と考えられる.

６．おわりに

列車通過時の共振により大きく振動することで電車線の拘束を受ける電柱の瞬間的な剛性上昇を評価するために，橋梁の変形が電柱への加振力となるよう TV-ARX モデルを再定式化した．電柱の剛性に対して電柱天端変位に依存する非線形性を導入した数値シミュレーションによる計算波形の適用を通じて，提案モデルは電柱の瞬間的な固有振動数の変動が評価可能であり，電車線による拘束が発生し始める電柱天端変位が特定可能であることを検証した. 今後，実橋梁にて計測したデータを提案モデルに適用し，調査対象とする電柱に関して，固有振動数の変動を確認するとともに拘束による電車線への影響，線形シミュレーションの適用範囲や基準類の妥当性を検証していく.

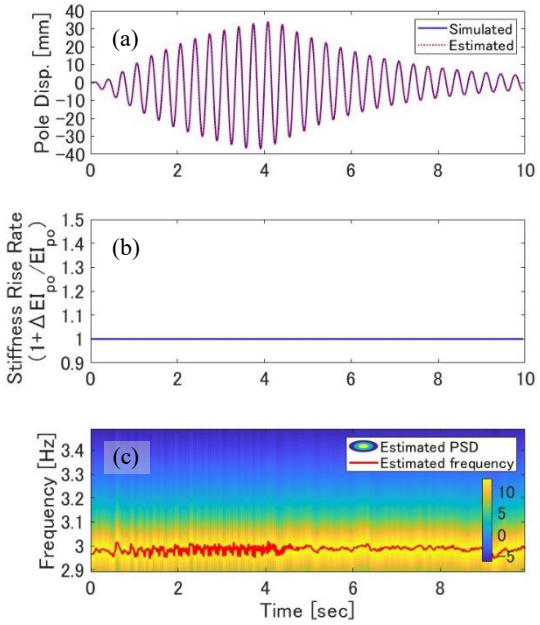


Fig. 2 Estimated results (linear: $K_{Rate} = 0.00$): (a) pole displacements, (b) correct stiffness rise rate, and (c) estimated results.

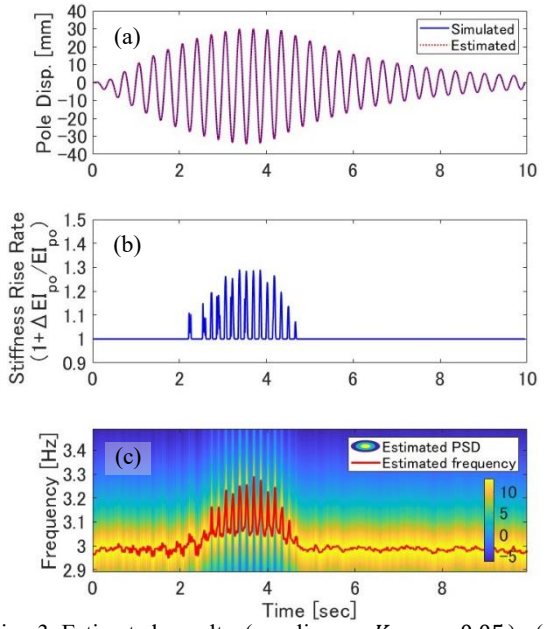


Fig. 3 Estimated results (non-linear: $K_{Rate} = 0.05$): (a) pole displacements, (b) correct stiffness rise rate, and (c) estimated results.

参考文献

1) 常本瑞樹，松岡弘大，後藤恵一，薄広歩，以倉慶子:列車通過時の高架橋振動による電車線路設備損傷の低減対策，鉄道総研報告, Vol.43, No.9, pp.35-40, 2020.

2) K. Matsuoka, M. Tsunemoto and M. Tokunaga: Dynamic behaviour of railway poles built on bridges under train passage in high-speed railways and a simple evaluation method, *Engineering Structures*, Vol.257, No.114099, 2022.

3) K. Matsuoka, K. Kaito and M. Sogabe: Bayesian time‐frequency analysis of the vehicle‐bridge dynamic interaction effect on simple-supported resonant railway bridges, *Mechanical Systems and Signal Processing*, Vol.135, No.106373, 2020.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

軌道変位に基づく桁たわみ推定のための桁たわみ－軌道変位変換プログラムの構築 (シンポジウム講演概要)

Development of the bridge deflection-track irregularity transformation program for the deflection estimation method based on track irregularities (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

服部　紘司（鉄道総研）　　松岡　弘大（鉄道総研）　　田中　博文（鉄道総研）
Koji HATTORI, Railway Technical Research Institute
Kodai MATSUOKA, Railway Technical Research Institute
Hirofumi TANAKA, Railway Technical Research Institute
E-mail: hattori.koji.93@rtri.or.jp

This study develops a railway bridge deflection-track irregularity transformation program for the deflection estimation method based on onboard-measured track irregularities. The program can investigate the effect of the adjacent bridge deflections on the track irregularities of the target bridge. A numerical calculation for 7 consecutive bridges of 13 m beams clarifies that the waveform of track irregularity becomes steady from the third to the sixth bridge in the running direction.

１．はじめに

膨大な構造物の維持管理のため，センサ等を利用した構造物ヘルスモニタリングが広く検討されてきた（例えば[1]）．鉄道分野では，車上に搭載したセンサによる橋りょうの状態評価の研究が進展しつつある．特に軌道変位は軌道の維持管理のために定期的に軌道検測車により計測されるため，これを活用した橋りょうの状態評価手法が提案されている．松岡らは先頭と最後尾車両の二つの軌道変位の差分と桁たわみの比例関係に基づく桁たわみ推定手法を開発した[2]．ただし，松岡らの手法は慣性法に基づく軌道計測を前提としており，適用範囲が新幹線橋りょうに限られる．在来線を含めたより多くの路線での適用には，二台車検測車[3]により得られる軌道変位を利用した桁たわみ推定手法の開発が必要である．二台車検測車でも後述するように二つの軌道変位が得られるため，松岡らの手法と同様の原理で桁たわみ推定手法を構築できる可能性がある．ただし，二台車検測車の検測方式では，ある車軸が隣接橋りょう上にある場合，隣接橋りょうの桁たわみが当該橋りょうの軌道変位に物理的に影響を及ぼすという未解明の課題がある．

本研究では，二台車検測車における桁たわみ推定手法の開発における基礎的検討として，隣接橋りょうの桁たわみを考慮可能な軌道変位算出手法を構築した．具体的には，二台車検測車による桁たわみを算出する構造解析（Finite Element Method: FEM）に，信号処理手法（軌道保守管理データベースシステム: LABOCS[4]）を組み合わせた桁たわみ－軌道変位変換プログラムを開発した．ここで，信号処理は，二台車検測車で得られる軌道変位の特殊な検測特性のために必要となるものである．

構築手法の計算例として 13 m の桁が 7 連連続する区間を対象とし，隣接橋りょうの影響について分析した．

２．二台車検測車を利用した桁たわみ推定について

二台車検測車の特徴と軌道変位に基づく桁たわみ推定法の概要を説明する．Fig. 1 に示す通り，二台車検測車では 1 軸と 4 軸を基準とした 2 軸および 3 軸の相対変位である 124 および 134 偏心矢（124 and 134 asymmetric chord offset track irregularities：124 ACTI and 134 ACTI）を算出できる．松岡ら[2]は，荷重条件の異なる 2 箇所の軌道変位の差分と桁たわみの比例関係を利用した桁たわみ推定法を提案したが，この原理は 124 ACTI と 134 ACTI にも活用できると考えられる．ただし，124 ACTI と 134 ACTI は位相特性が異なるため，直接差分を計算できない．本研究では偏心矢を 10m 弦正矢（10 m symmetric chord offset track irregularity：10 m SCTI）に変換し位相特性を合わせ，二つの 10m SCTI の差分波形（Difference between SCTIs：DTI）を算出する．また，上述の通り，二台車検測車では隣接橋りょうの影響が懸念される．これを考慮するため，これまで梁理論に基づいていた構造解析に FEM を導入した，桁たわみ－軌道変位変換プログラムを新たに構築した．

３．桁たわみ-軌道変位変換プログラムの概要

Fig. 2 に桁たわみ－軌道変位変換プログラムにおける FEM モデルとその計算例を示す．Fig. 2 (a)に示すように，軌道検測車は車軸ごとの集中荷重，軌道および構造物は，梁およびばね要素でモデル化した．ここでは，一両目が軌道検測車，二両目が機関車で構成される軌道検測車を対象とした．FEM では軌道検測車を 1 ステップ（0.1 m）ずつ移動させた静的解析を行った．

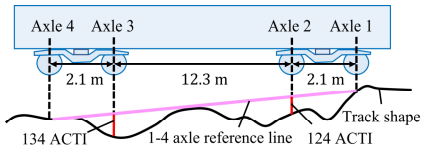


Fig. 1 Two-bogie track inspection vehicle and asymmetric chord offset track irregularities (ACTIs).

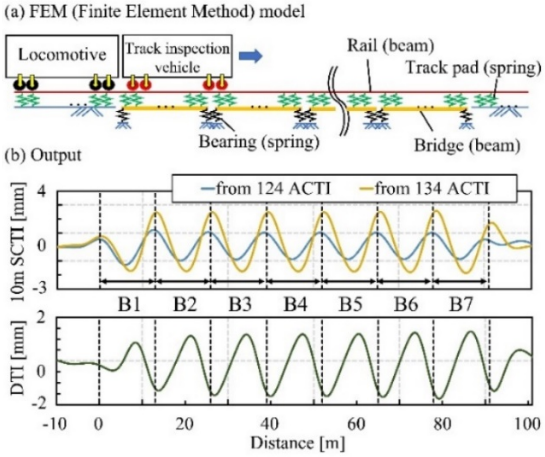


Fig. 2 Schematic sketch of the bridge deflection-track irregularity transformation program (a) FEM model (b) output.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

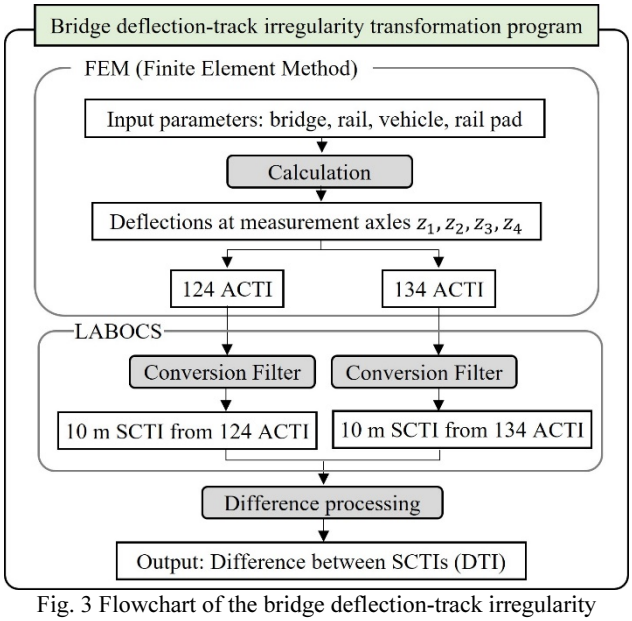


Fig. 3 Flowchart of the bridge deflection-track irregularity transformation program.

Fig. 3 に計算の流れを示す. まず入力諸元を FEM に与え, 124 ACTI および 134 ACTI が出力される. これらの二つの ACTI を LABOCS により FIR フィルタでフィルタリングし, 10m SCTI を求める. その後 10m SCTI の差分をとることで DTI を算出する（Fig. 2 (b) 参照）.

4. 構築したプログラムによる計算例

構築した桁たわみ－軌道変位変換プログラムを使用し, 支間長 13m の桁が 7 連連続する区間を対象に解析を行った. プログラムへの入力諸元は, Table. 1 に示す通りである. 隣接橋りょうの桁たわみが当該橋りょうの軌道変位に与える影響を調べるため, 7 連の桁（起点側より各桁を B1~B7 とする）のうち中央の B4 のみの剛性を, Table. 1 に示す基準剛性 1.4×10^9 (N･m^2) の 50~100%に変化させた 5 ケースでパラメータスタディを実施した. 得られた DTI の波形を Fig. 4 に示し, 結果の考察を以下に示す.

・B3～B6 では定常な波形が得られる. 一方, 軌道検測車が移動する方向に対して起点側となる B1, B2 および終点側の B7 では橋りょう区間前後の軌道変位の影響を受ける.

・剛性の変化に応じて B4 および隣接橋りょうの DTI の振幅も変化するが, 位相は変化しない.

Fig. 5 に実施した 5 ケースの各桁における DTI の最大値（B4 剛性 100%のケースの値で無次元化したもの）を棒グラフで示す. 剛性 90%のケースでの B3, B5 の値に着目すると剛性 100%のケースの B3, B5 と比較してほとんど変化がない. すなわち, 当該橋りょうに対する隣接橋りょうのたわみ量の変化が 10%以下の場合, 当該橋りょうの軌道変位に与える影響はわずかであり, 桁たわみ推定をする際には隣接橋りょうのたわみを当該橋りょうのたわみと同じとみなして評価してよいといえる.

Table. 1 Parameter of the simulation

each axle load (track inspection vehicle)	97 (kN)
each axle load (locomotive)	121 (kN)
Rail bending stiffness	6.5×10^6 (N･m^2)
Rail pad stiffness	4.0×10^7 (N/m)
Bridge bending stiffness	1.4×10^9 (N･m^2)
Bearing stiffness	1.0×10^{11} (N/m)

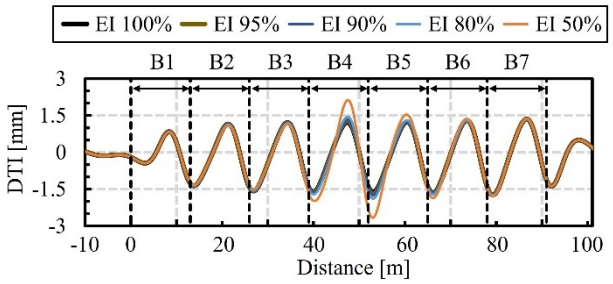


Fig. 4 DTI of the five cases - B4 bending stiffness being 50%, 80%, 90%, 95%, and 100%.

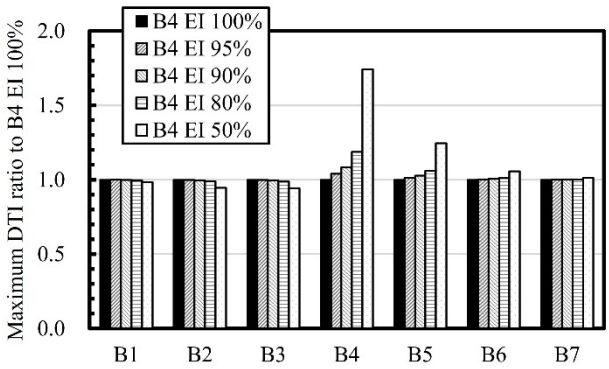


Fig. 5 Maximum DTI ratio to the case B4 EI 100% of five cases - B4 bending stiffness being 50%, 80%, 90%, 95%, and 100%.

5. まとめ

本研究では, 二台車検測車による桁たわみ推定手法の開発のため, これまで軌道変位に及ぼす影響が不明であった隣接橋りょうの桁たわみを評価可能な手法を構築するとともに, 一つの計算例を示した. 得られた結果は以下である.

・FEM による構造計算と LABOCS による信号処理を組み合わせた桁たわみ－軌道変位変換プログラムを構築した.

・13m の桁が連続する 7 連の橋りょうにおいて, B1 を軌道検測の起点側とする解析を行った結果, B3 から B6 において定常な軌道変位の差分波形が得られることが分かった.

・同解析で B4 の剛性を変化させた結果, 隣接橋りょうと当該橋りょうの剛性の差が 10%以下であるならば隣接橋りょうのたわみを当該橋りょうのたわみと同じとみなして評価してよいことが分かった.

今後開発したプログラムをベースにして, 二台車検測車による桁たわみ推定法を実測値に合うように構築していく予定である.

参考文献

1) 杉崎光一, 家入正隆, 北原武嗣, 長山智則, 河村圭, 松田浩：維持管理のイノベーションのためのモニタリング実装方法に関する研究, 土木学会論文集 F3 (土木情報学), Vol. 73, No. 2, pp. II_17-II_32, 2017.

2) K. Matsuoka and H. Tanaka: Drive-by deflection estimation method for simple support bridges based on track irregularities measured on a traveling train, Mechanical Systems and Signal Processing, Vol. 182, 109549, 2023.

3) 竹下邦夫：軌道狂い検出手法に関する研究, 鉄道総研報告特別号, 第 25 号, 1998.

4) 田中博文：軌道保守管理データベースシステム LABOCS（ラボックス）の機能紹介と新バージョンのリリース, 新線路, Vol.69, No.7, pp.24-26, 2015.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

固有振動数と回転角を用いた鋼アーチ橋模型の損傷検知（シンポジウム講演概要）

Damage detection for steel arch bridge model utilising natural frequencies and rotation angles (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

赤星　花奈（大阪公大・工）　林　厳（大阪公大・工）
陳　瑜（大阪公大・工）　山口　隆司（大阪公大・工）
Kana AKAHOSHI, Osaka Metropolitan University
Gen HAYASHI, Osaka Metropolitan University
Yu CHEN, Osaka Metropolitan University
Takashi YAMAGUCHI, Osaka Metropolitan University
E-mail: hayashi-g@omu.ac.jp

In vibration based structural health monitoring, the detection of multiple damage locations and degrees is important, but there are many problems. The purpose of this study is to improve the accuracy of multiple damage detection. FE analysis was performed to investigate the effect of damage location on low-order natural frequencies and rotation angles, and it was found that detecting multiple damages is possible.

1. はじめに

昨今，老朽化した橋梁の増加に伴い，簡易的かつ効率的な点検手法の一つとして，振動応答に基づく橋梁ヘルスモニタリング（VSHM）の研究が行われている．VSHM は，橋梁上に加速度センサを設置し，その応答から損傷検知や健全度の判断を行うものである．しかしながら，局所的な損傷に対する検知精度は高くなく，特に，複数の損傷が存在している場合には損傷位置や損傷度の判断は難しく[1)]，また，振動モードを活用する場合には多数のセンサが必要[2)]となる．本研究では，鋼製アーチ橋に対して，1 つの加速度センサで損傷検知することを想定して，橋梁の振動特性および回転角の変化に着目し，損傷によるそれらのパラメータの変化を有限要素解析により定量的に評価する．

2. 解析概要

対象橋梁は，Fig.1 に示すような全長 75m のランガーアーチ橋の 1/15 スケールとした全長 5000mm，幅 567mm，高さ 893mm の鋼アーチ縮小模型である．構成部材は，アーチリブ，補剛桁，横桁，吊材であり，SS400 材を用いて製作した．また，吊材は，アーチリブと補剛桁にガセットプレートを介して M6 ボルトを用いて接合している．

解析には，汎用有限要素解析コード Abaqus/Standard 2022 を用いた．使用要素は，部材全てに 3 次元はり要素を用いた．部材間は完全結合とした．境界条件は，Fig.1 のように橋梁の両端部をピン・ローラー支持とした．材料特性は，弾性係数を 210kN/mm^2，ポアソン比を 0.3，密度を 77kN/m^3 とした．部材断面は，Table 1 に示す．

損傷解析では，Fig.1 の例に示すように，腐食を模擬した損傷を，補剛桁（G），吊材（H），横桁（C）の各点部にそれぞれ与える．損傷名は，「部材名（C，H，G）＋桁位置（a，b）＋損傷位置（0-8）」とした．また，模擬損傷は，Table1 に示す断面に対して，板厚減少させることで減肉を再現した．損傷レベルは，25%，50%，75% の 3 段階である．解析ケースは，単数損傷と複数損傷の 2 パターンとして，単数損傷では，G，H，C のそれぞれ各点部の計 60 カ所に損傷を与え，複数損傷では，単数損傷 60 カ所の中で，各部材から 4〜5 カ所選んだ 13 カ所選定し，それらと単数損傷の 2 カ所となるように組み合わせ，総計 702 ケース実施した．

これらの解析ケースに対して，固有振動解析および，Fig.1 のように中央横桁に 20kgf の集中荷重を与える線形弾性解析を行い，固有振動数と載荷点の回転角を抽出した．これらの固有振動数と回転角は，載荷点に加速度センサを取り付け，得られた加速度応答から同定することを想定する．

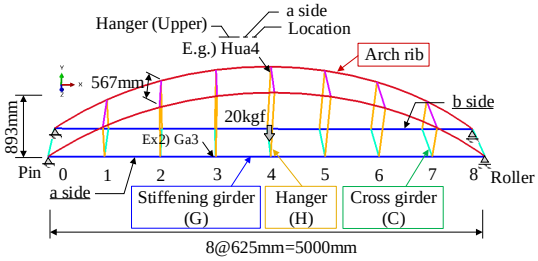
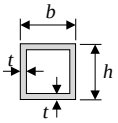
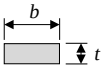


Fig. 1　FE analysis model

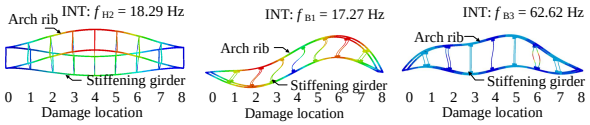
Table 1　Shape of cross section

Damage member	Degree	$b\times h\times t\times l$ (mm)	Cross section
Stiffening girder	Intact	40×40×1.6×80	
	25%	40×40×1.2×80	
	50%	40×40×0.8×80	
	75%	40×40×0.4×80	
Cross girder	Intact	30×30×1.5×80	
	25%	30×30×1.2×80	
	50%	30×30×0.8×80	
	75%	30×30×0.4×80	
Hanger	Intact	16(b)× 4.5(t)	
	25%	12(b)× 3.75(t)	
	50%	8(b)× 2.25(t)	
	75%	4(b)× 1.125(t)	

3. 単数損傷

固有振動解析により，得られた橋軸直角方向（橋直）1 次，2 次，曲げ 1 次〜4 次のうち，本研究では，Fig.2 に示す橋直 2 次，曲げ 1 次，曲げ 3 次に着目する．図中には健全時 (INT) の固有振動数を示す．Fig.3 には，単数損傷時の損傷位置と固有振動数の関係を示す．Fig.3 の横軸は Fig.1 に示す損傷位置，縦軸は各振動モードにおける固有振動数を損傷時から健全時を引いた差分である．つまり，負の値は固有振動数が低下したことを示す．損傷した部材ごとにプロットラインを色分けしており，その種類は凡例の通りである．なお，以下に示す単数損傷の結果は，損傷レベルが 75% のときのものである．

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会



(a) Second transverse (b) First bending (c) Third bending

Fig. 2 Mode shape

Fig.3(a) より，橋直 2 次の固有振動数の変化は，横桁（C）の損傷時に大きくなることがわかる．特に，損傷が橋梁の端部にある場合には，大きな変化しており，Fig.2(a) のモード形状を見ると，損傷番号 1 と 7 を節とした形であることがわかる．Fig.3(b) より，曲げ 1 次の固有振動数の変化は，損傷位置 4 における吊材（H）の損傷が最も大きくなっており，Fig.3(c) では補剛桁（C）の損傷番号 1，3，5，7 で大きく変化することがわかる．これらは，振動モードの節の位置に損傷がある場合に大きく変化しており，これは，損傷により，剛性が低下して振動が生じやすくなったと考えられる．いずれの振動モードにおいても，損傷に対して変化の大きい振動モードが異なることがわかった．

Fig.4 に損傷位置と，載荷点での橋軸周りおよび橋直周りの回転角の関係を表す．なお，回転方向は，Fig.1 における座標軸の正方向に対して時計回りを正とする．

Fig.4(a) より，橋軸周りの回転角は，いずれの部材においても損傷ある桁側に回転する傾向が認められ，補剛桁の損傷が最も変化することがわかる．また，Fig.4(b) より，橋直周りの回転角は，吊材の損傷の影響が最も大きく，損傷位置方向に回転することが認められ，特に，0〜3 や 5〜8 の位置に損傷がある場合に大きく変化している．

これらの結果から，橋軸周りの回転角では a 桁もしくは b 桁，橋直周りの回転角では橋軸方向の損傷位置を判断できる可能性がある．

4. 複数損傷

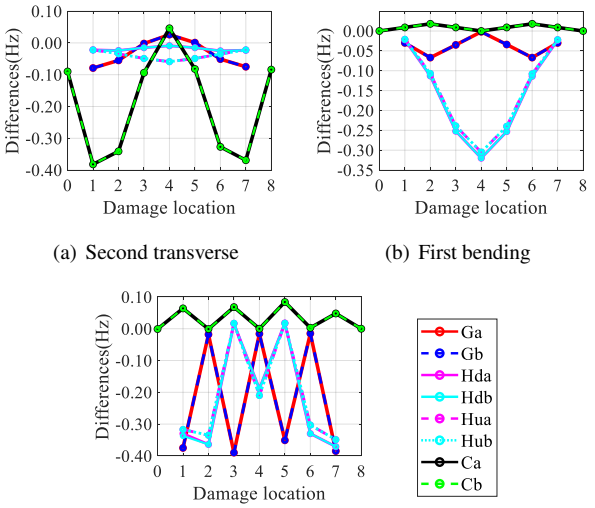
複数損傷に対して，固有振動数のみを用いた損傷部材の分類を検討する．Fig.5 は，複数損傷を与えた場合の各振動モードでの固有振動数の差分を 3 次元的にプロットした図から，橋直 2 次と曲げ 1 次，曲げ 1 次と曲げ 3 次を抽出したものである．複数損傷を組み合わせは，凡例に示すとおりである．

Fig.5 より，損傷の組み合わせにより，同色のプロットのまとまりが確認できる．また，同じ損傷の組み合わせであれば，損傷レベルを変化させると，直線上に現れることがわかる．したがって，プロット位置や，色のまとまりを用いることで損傷位置および損傷の種類，そのレベルの判別できる可能性が認められた．

以上の結果より，損傷に対して変化する固有振動数を用いることで，複数損傷を分類かつその損傷度を推定できる可能性があることがわかった．

5. 結論

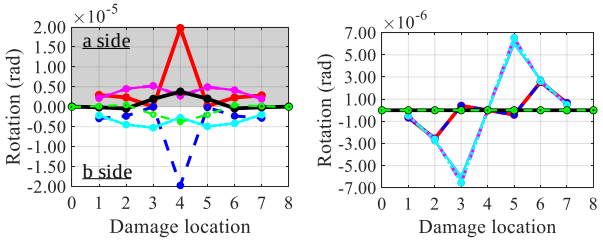
本研究では，鋼製アーチ橋の振動特性および回転角の変化に着目して，損傷によるそれらのパラメータの変化の定量評価を試みた．その結果，各損傷に対して変化の大きい振動モードが独立的に存在し，それらの固有振動数を併せて比較すると，複数損傷の部材の分類，損傷度，損傷位置を推定できる可能性があることがわかった．また，回転角を用いることにより，損傷位置推定の高精度化の可能性を示した．今後は，複数損傷の場合に，回転角を用いて損傷検知精度の向上を試みる．



(a) Second transverse (b) First bending

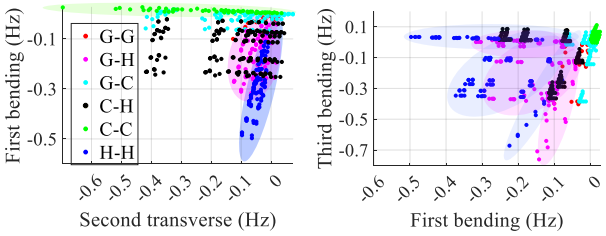
(c) Third bending

Fig. 3 Relationship between damaged location and difference of natural frequencies.



(a) Longitudinal direction (b) Transverse direction

Fig. 4 Relationship between damaged location and Rotations.



(a) Second transverse (b) First bending

Fig. 5 Multiple damage using differences of two natural frequencies

謝辞：本研究は，2022 年度公益財団法人 JFE21 世紀財団技術研究助成の助成を受けたものである．ここに謝意を表する．

参考文献

1) 豊崎裕司，成行義文，源貴志：1 次モード形の変化に基づく合成桁橋の損傷同定法に関する数値解析的研究．日本地震工学会論文集，Vol.16, No.1, pp.1238 – 1247, 2016.
2) Lee S. G, Yun G. J, and Shang S: Reference-free damage detection for truss bridge structures by continuous relative wavelet entropy method. Structural Health Monitoring, Vol.13, No.3, pp. 307 – 320, 2014.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

振幅依存性剛性低下と VBI 効果を分離可能なひび割れ PRC 桁の固有振動数同定法（シンポジウム講演概要）

Frequency Identification Method that can Separate Amplitude-dependent Stiffness Reduction and VBI effect (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

井田　直宏（大阪大・工）　　松岡　弘大（鉄道総研）　　貝戸　清之（大阪大・工）
Naohiro IDA, Osaka University
Kodai MATSUOKA, Railway Technical Research Institute
Kiyoyuki KAITO, Osaka University
E-mail: n.ida@civil.eng.osaka-u.ac.jp

Bayesian TV-ARX method has been proposed for estimating the time-varying natural frequencies of PRC high-speed railway bridges from the displacement during train passages. However, existing method cannot separate the bridge frequency reduction effects caused by the crack breathing and vehicle-bridge interaction. To overcome this, a new model was folmulated that introduced the AR coefficient temporal function consisute of the amplitude- and VBI-dependent terms. As a result of numerical validation, the instanteneous frequency reduction could be estimated and the two effects can be separated by the posterior distribution of each term.

1. はじめに

高度経済成長期に建設された多くの社会基盤構造物の劣化や老朽化は社会問題の一つであり，効率的な維持管理手法の構築が喫緊の課題である．PRC 桁では，その剛性評価においてひび割れの発生や進展が重要な指標であるが [1]，導入プレストレスの影響により列車載荷時以外ではひび割れが閉口するため，列車通過中におけるひび割れ開口時の状態把握手法の構築が課題とされていた [2),3)]．

ひび割れ開口時における鉄道橋の剛性低下判定手法として松岡ら [4),5)]は，列車通過時の波形から瞬間的な固有振動数の同定を可能とした Time Varying Auto Regressive with eXogeneous (TV-ARX) モデルおよびその階層ベイズ推計からなる Bayesian TV-ARX 法を提案している．この手法は，外生成分としてモード外力化された移動荷重を設定し，応答測定値から入力情報を分離しているため，共振の影響を受けやすい高速鉄道橋の固有振動数を高精度に推計することを可能にした．一方で，固有振動数の瞬間的な低下挙動を推定できるが，ひび割れに基づく効果と車両との相互作用(VBI)による効果を分離できないという課題があった [5)]．

以上を踏まえ，本研究では，，列車通過時の固有振動数の時間的な変動におけるひび割れ開閉による振幅依存効果と車両との相互作用依存効果を分離して同定することを目的とし，これまでランダムウォーク過程としてモデル化されていた AR 係数の時間的変動に関数を導入した Time Varying Functional Auto Regressive with eXogeneous（TVF-ARX）モデルを再定式化した．複数のシミュレーション波形に提案手法を適用しモデルの妥当性を検証した．

2. TVF-ARX モデルの定式化

Fig.1 に TVF-ARX モデルで表現したい非線形現象の概念を図示する．列車通過時にはひび割れ開口と VBI の効果が重複し，固有振動数が低下する．これらを分離して当該区間における AR 係数の変動を同定するため，本研究ではこれまでランダムウォークとしてモデル化されていた AR 係数の時間的変動を，ひびわれ開閉の影響を表す振幅依存項および相互作用依存項の線形結合を含む時間関数としてモデル化した．また，下側変位発生時にのみ生じるひび割れ開口に伴った固有振動数の変動挙動を表すため，下側変位時に 1，それ以外は 0 を取るダミー変数δ_mを導入した．橋

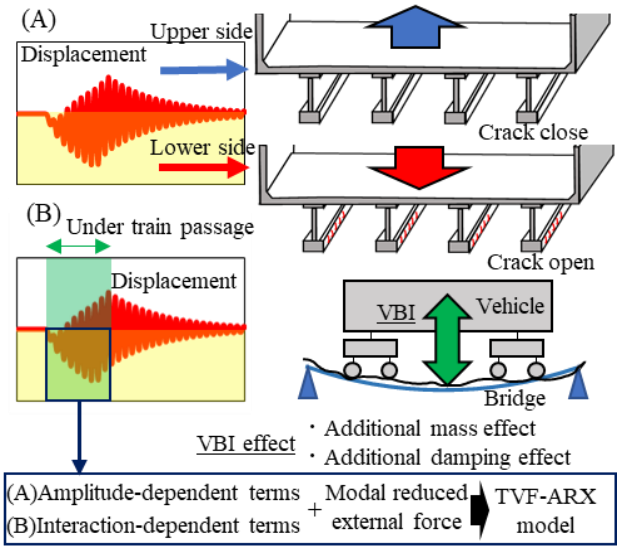


Fig.1Concept of TVF-ARX model

りょう支間中央変位z_mは TVF-ARX モデルにより式 (1) および (2) として定式化される．

$$z_m = A_m\alpha + Z_m\beta_m + \epsilon_m \quad (1)$$

$$\beta_m = c + \eta z_{m-1}\delta_m + \gamma A_m^2 + \nu_m \quad (2)$$

$$(\mathbf{m} = \mathbf{1}, \ldots, \boldsymbol{M-1})$$

ここでm = (1, … , M)は離散時点，z_mは時点mにおける橋梁変位応答，$Z_m = [z_{m-1}, z_{m-2}]$，$\beta_m = [\beta_{1,m}, \beta_{2,m}]^T$は自己相関を表す AR 係数，$A_m\alpha$は外生変数項，$\epsilon_m$は観測誤差，$\nu_m$システム誤差をそれぞれ表す．このとき，$\epsilon_m$と$\upsilon_m$は平均 0，分散$\sigma_\epsilon^2$と$\Sigma_\upsilon$に従う互いに独立な正規分布である．ηは振幅依存項の係数ベクトル，γは相互作用依存項の係数ベクトルを表す．A_mとして考慮されるモード外力は静止輪重のみを考慮した．階層化された式（2）は未知パラメータβ_mをある値$\tilde{\beta}_m$に固定（完備化）すれば，$\tilde{\beta}_m$に関するY = $[\gamma_m\ \theta_m]^T$の線形回帰式となり一括推計できる．得られたβ_mの推定値を既知とすれば式（1）の未知パラメータ$\theta = [\sigma_\epsilon, \Sigma_\upsilon, \alpha]$の条件付き事後分布を解析的に導出できるため，ギブスサンプリングによる一般的な MCMC 法を構成でき

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

る．TVF-ARX モデルにおける瞬間固有振動数は特性方程式を満たす極$\lambda = \bar{\lambda}$を用いて式（3）となる．

$$f_m = \frac{1}{2\pi\Delta t}\sqrt{\mathrm{Re}\{\ln(\bar{\lambda})\}^2 + \mathrm{Im}\{\ln(\bar{\lambda})\}^2} \quad (3)$$

また，時点mにおける瞬間パワースペクトル$PS_{f,m}$は走行列車の外力特性を分離したうえで橋梁のみのパワースペクトルとして式（4）で表される．

$$PS_{f,m} = \frac{\sigma_\epsilon^2}{|1-\beta_{1,m}exp(-2\pi if)-\beta_{2,m}exp(-2\pi if)|^2} \quad (4)$$

3. シミュレーションデータへの適用事例

適用した数値シミュレーションでは，ひび割れ開閉を梁の振幅に依存した剛性の変化でモデル化している．橋梁の剛性に関して，上方変位時には線形，下方変位時にのみ変位に依存した剛性の低下を仮定した．本研究では，過去の研究[5]を参考に下側振幅 1mm あたり，1 次モードのモード剛性を 0.014kN/m 低下する（本解析では最大変位 18mm 時に 2.8Hz が 2.45Hz まで低下する）設定とした．なお，列車速度は共振速度に近い 235km/h とし，走行列車と桁の動的相互作用を考慮したモデル（VBI モデル）[5] と桁上に移動荷重を載荷したモデル（ML モデル）でそれぞれ変位波形を作成した．線形時の条件，橋梁の固有振動数 2.8Hz，モード減衰比 2%，支間長 29.2m，単位長質量 22.2t/m，列車軸重 130kN である．得られた波形とモード外力を TVF-ARX モデルに入力し固有振動数の変動および各項のパラメータを推定した．Fig.2 はひび割れを有するケース（VBI-crack）に入力（黒線）および推定応答（赤点線），Fig.3 は VBI-crack ケースにおける瞬間固有振動数およびパワースペクトルの推定値，および Fig.4 は VBI-crack と ML-crack の各解析ケース各々で推定された振幅依存項ηと相互作用依存項γの分布を示す．Fig.4 には比較のために，ひび割れなしで相互作用ありの解析ケース（VBI-no-crack）の結果も併記した．

Fig.2 と Fig.3 より，振幅に依存して瞬間的に固有振動数が低下する挙動を高精度に推計できることを確認できる．設定通り，列車通過時に 2.4Hz 付近まで固有振動数が瞬間的に低下する． Fig.4-1 はひび割れ依存項の係数ηの事後分布を示す．相互作用の有無に依らず，ひび割れが無い場合に 0 を中心としていたη_1の事後分布は，ひび割れがある場合に負側にシフトする．なお，η_2はひび割れの有無に依らずすべて 0 を中心に分布した．Fig.4-2 は相互作用項の係数γの事後分布を示す．相互作用を考慮した VBI-crack では相互作用依存項γ_1が正に分布するが，ML-crack では 0 を中心に分布する．これらの適用結果より，本研究で提案する TVF-ARX モデルでは，固有振動数の変動に占めるひび割れによる振幅依存効果と相互作用効果を分離可能であることを確認した．

4. おわりに

本研究では，既往研究でランダムウォークとしてモデル化された AR 係数を振幅依存項と相互作用依存項の線形式に置き換えた TVF-ARX モデルを提案し，シミュレーションによって提案手法の有効性を確認した．提案手法は，振幅に依存した瞬間的な固有振動数の低下挙動を高精度に推計できるとともに，導入した振幅依存項と相互作用依存項の事後分布から，固有振動数の時間的な変動に影響する 2 つの効果を分離可能であることを示した．今後の課題として，ひび割れ量，軌道不整等を考慮したシミュレーション波形や実測波形に適用し，本手法の有効範囲や評価精度についてより詳細に検討する予定である．

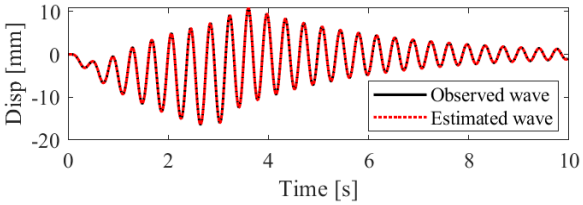


Fig.2 Input estimated displacement responses

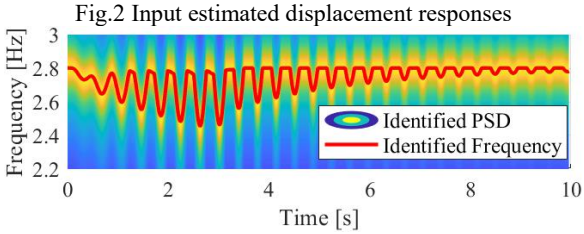


Fig.3 Estimated instantaneous frequency

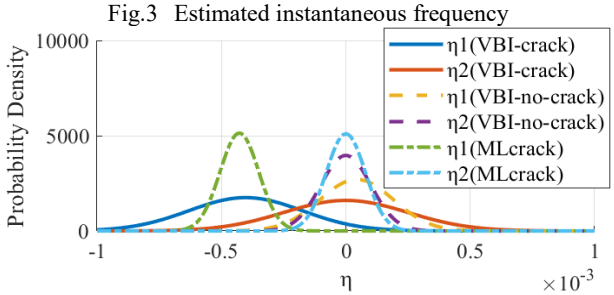


Fig.4-1 Posterior dist. of amplitude-dependent terms (η)

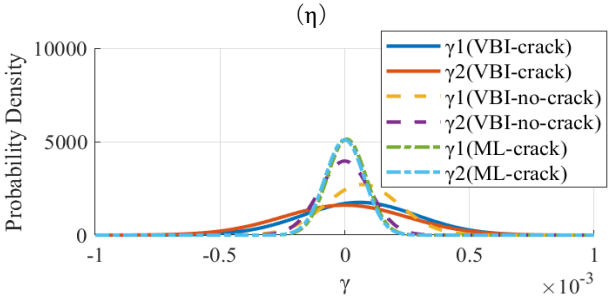


Fig.4-2 Posterior dist. of interaction-dependent terms (γ)

参考文献

1) 中須賀淳貴，水谷司，山本悠人，内田雅人，蘇迪，長山智則，藤野陽三：新幹線高架橋 PRC 桁の大振幅振動メカニズムの解明と構造特性の長期トレンドの分析，構造工学論文集，Vol.62A，pp.42-49，2016.
2) 藤江幸人，井口重信，松田芳範，小林薫：新幹線走行に伴う PRC 単純桁の振動について，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.1081-1086，2008.
3) 松岡弘大，徳永宗正，貝戸清之：Bayesian TV-ARX モデルによる走行列車荷重下のひび割れ開閉に伴う桁剛性変動評価，土木学会論文集 A2，Vol.76，No.2，pp.I_3-I_14，2020.
4) K. Matsuoka, K. Kaito and M. Sogabe: Bayesian time–frequency analysis of the vehicle–bridge dynamic interaction effect on simple-supported resonant railway bridges, Mechanical Systems and Signal Processing, Vol. 135, No. 106373, 2020.
5) K. Matsuoka, M. Tokunaga, and K. Kaito: Bayesian estimation of instantaneous frequency reduction on cracked concrete railway bridges under high-speed train passage, Mechanical Systems and Signal Processing, Vol. 161, No. 107944, 2021.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

振動計測と固有振動数解析による実機貯水槽のバルジング固有振動数の推定（シンポジウム講演概要）

Estimation bulging frequency of the real scale tank by micro-tremor measurement and calculation of natural frequency (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

平井　秀（中央大院・理工）小野泰介（(株）エヌ・ワイ・ケイ）平野廣和（中央大・総合政策）佐藤尚次（中央大・理工）
Shu HIRAI, Chuo University
Taisuke ONO, NYK Co.Ltd.
Hirokazu HIRANO, Chuo University
Naotsugu SATO, Chuo University
FAX:03-3817-1803, E-mail: a19.43mm@g.chuo-u.ac.jp

Bulging is a coupled vibration interacted the wall structure and fluid by short-period seismic motion, which causes the damages of water tanks during an earthquake. In this paper, we carried out micro-tremor measurement and calculation of natural frequency for the SUS panel tank and estimated the natural frequency. As a result, the effectiveness of the micro-tremor measurement method has been proven. In addition, it is found that there is a risk of bulging occurring in this tank.

1．はじめに

地震時における貯水槽の被害の一つに，バルジング[1]が挙げられる．バルジングとは，短周期からやや短周期の地震動による貯水槽の壁面構造体と内容液との連成振動である．この現象により壁面下部や隅角部に損傷被害が生じ，場合によっては破損に至ることがある．しかし，バルジングに関する設計基準は，2022年に改訂された水道施設耐震工法指針・解説2022年版（日本水道協会）で新たに設計基準として規定が追加されたばかりである．一方，耐震設計上必要な既存の貯水槽のバルジング固有振動数を把握する方法は，室内実験段階[2]で微動計測装置を用い，簡易的に測定する方法で有効性が示されている．具体的には，貯水槽の天井部に微動計測装置を設置し，壁面部分を軽く叩くことで振動を計測するものである．

そこで本論では，実機ステンレス製パネルタンクを取り上げ，現地計測と有限要素解析から得られる壁面の固有振動数を算出し両者の比較を行い，バルジング固有振動数把握の有効性と汎用性を示す．そして既存貯水槽の耐震性能に関する調査や点検への適用を目指す．

2．現地計測

2.1 対象の貯水槽

本計測は，実機ステンレス製パネルタンクを対象に振動計測を行う．本貯水槽は二槽一体型の貯水槽である．貯水槽の諸元を Table 1 に示す．

2.2 微動計測装置

微動計測には，(株）白山工業製の DATAMARK JU410 の一体型微動計測装置（以下，微動計）用いる．ここでは微動計を天井に設置し，常時微動計測を行う．また，壁面をプラスチックハンマーで軽く叩き，振動を発生させたときの計測も同様に行う．これにより壁面のバルジング固有振動数が求められることが示されている[2]．

3．微動計観測

3.1 計測位置

微動計設置位置は Fig. 1 に示す様に貯水槽天井の①～③の 3 箇所に設置する．

3.2 計測内容

本計測では貯水槽の常時微動計測に加えて，貯水槽の長辺，短辺の壁面をプラスチックハンマーで小さく叩いたときの計測も行う．微動計のサンプリング周波数は1000Hzとする．ここで貯水槽の短辺方向をx軸，長辺方向をy軸，鉛直方向をz軸とし，x，y，zの加速度を測定する．また，本計測はTable 2に示す4つの条件でそれぞれ計測を行う．

Table 1 Tank Specifications

材質	天井板	SUS329J4L
	側板3段目	SUS329J4L
	側板2段目	SUS444
	側板1段目	SUS444
	アニュラプレート	SUS304A
	底板	SUS304A
幅（mm）		6000
長さ（mm）		6000
高さ（mm）		3000
有効容量（m^3）		83
水位（mm）		2700
厚さ(mm)	側板3段目	1.5
	側板2段目	2.0
	側板1段目	2.5

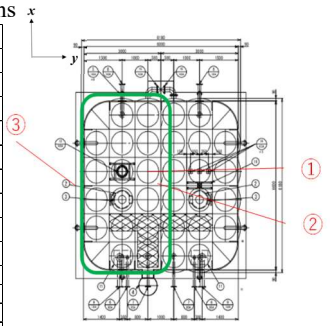


Fig. 1 Micro-tremor installation position

Table 2 Measurement conditions

	位置	計測種類
Case1	①	常時微動計測
Case2	①	側板を叩く
Case3	②	側板を叩く
Case4	③	側板を叩く

3.3 計測データの分析方法

Case2，3，4では計測開始後壁面を軽く叩いているため，一定の減衰状態に移行したと判断できる所からスペクトル解析を行う．

ところで，自然界での地震の振動数は概ね10Hz以下であり，それ以上となった場合も地震としてのエネルギーは小さいとされている[3]．これよりバルジング固有振動数の範囲を10Hzの2倍である0~20Hzと仮定し，20Hzのローパスフィルタ処理を施し，20Hz以上は解析の対象外としている．

3.4 固有振動数の推定方法

スペクトル解析の結果からバルジング固有振動数を推定する．推定方法は以下に示す手順で行う．

(1) Case1の計測から得られたパワースペクトルの内，最も卓越している振動数を確認する．この時，内部に配置されている補強材等の固有振動数となっている可能性があることに留意する．

(2) Case2~4のパワースペクトル，卓越振動数をx, y方向でそれぞれ確認する．

(3) (1)で確認した卓越振動数と一致したものを抽出する．

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

3.5 固有振動数の測定結果

計測データから算出したパワースペクトルをFig. 2～Fig. 5に示す．Fig. 2(a)より常時微動計測であるCase1よりx方向で最も卓越したのは11.56Hzである．Fig. 3～5(a)より壁面を叩いたCase2~4においてx方向でそれぞれ共通して卓越したのは11.56Hz，11.78Hzが代表的な値である．

次に，Fig. 2(b)より常時微動計測であるCase1よりy方向で卓越したのは4.45Hzである．Fig. 3～5(b)より壁面を叩いたCase2~4においてy方向でそれぞれ共通して卓越したのは4.45Hzである．よって，短辺壁面は11~12Hz，長辺壁面は4.45Hzが固有振動数であると考えられる．

4. 固有振動数解析

4.1 解析内容

計測結果との比較を行うため，貯水槽の固有振動数解析を行う．ここでは汎用有限要素解析ソフトADINAを用いる．ADINAは流体部のみの解析と流体問題と構造問題を連成させての解析が可能である．

本解析にはFig. 6に示すモデルを用いる．ここで貯水槽の短辺方向をx軸，長辺方向をy軸，鉛直方向をz軸とする．解析条件は，水槽部をShell要素，補強材はBeam要素，流体水面は自由水面とし，基礎方程式はポテンシャルベース3次元流体方程式を用いることで解析を実施する．拘束条件は底面周りの辺の変位と回転を固定している．固有振動数解析の範囲は0~20Hzとし，算出された刺激係数と対応するモード図によりバルジング固有振動数を推定する．

4.2 解析結果

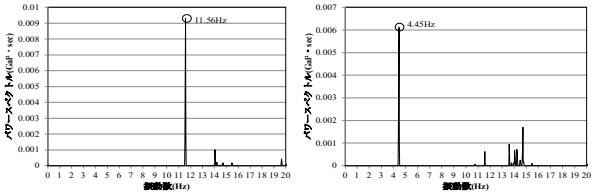
固有振動数解析により算出された固有振動数と刺激係数をTable 3に示す．また，算出された刺激係数から算出した固有振動数とそのモード図をFig. 7に示す．Fig. 7(a)より12.55Hzは短辺方向に顕著なモードが発生している．Fig. 7(b)の4.91Hzは長辺壁面に顕著なモードが発生している．以上より，壁面の固有振動数は，短辺壁面は12Hz代，長辺壁面は4Hz代である可能性が高いと考えられる．

5. 計測結果と固有振動数解析の比較

微動計の計測結果から長辺壁面は 4.45Hz，短辺壁面は 11~12Hz に卓越振動数が存在している．一方，固有振動数解析より長辺壁面は 4.91Hz，短辺壁面は 12.55Hz において壁面にモードが発生している．これは，本計測を行うことで壁面の固有振動数を概ね把握できたと考える．以上より，本論で用いた貯水槽のバルジング固有振動数は，長辺壁面は 4~5Hz，短辺壁面は 11~12Hz の範囲に存在する可能性が高いと考えられる．よって，本論で用いた貯水槽は長辺方向の固有振動数が 10Hz 以下であることからバルジングが発生する危険がある．そのため耐震性向上を目的として，制振装置[4]などの装着を検討すべきと考えられる．

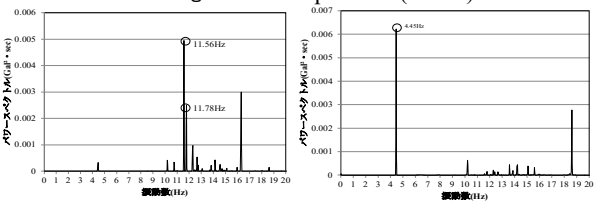
6. おわりに

本論では，実機ステンレス製パネルタンクを用いて計測を行い，微動計から得られる加速度から壁面の固有振動数を算出した．また，貯水槽の固有振動数解析を行い，計測結果との比較を行った．計測結果と解析結果から，微動計測から得られる値は，固有振動数解析から得られた値と概ね一致した．以上のことから，本論で示した手法はバルジングを捉えるための新たな手法として有効であり，実務への適用も可能であると考えられる．また，本研究で用いた貯水槽のバルジング固有振動数は，長辺方向は 4~5Hz，短辺方向は 11~12Hz であると推定される．よって，本研究で対象とした貯水槽はバルジング発生の可能性があるため，制振装置[4]などの装着の検討が必要であると考えられる．



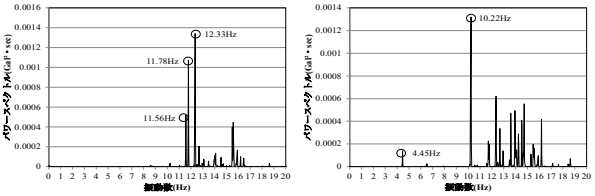
(a) x-direction (b) y-direction

Fig. 2 Power spectrum (Case1)



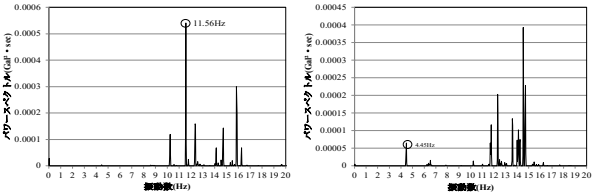
(a) x-direction (b) y-direction

Fig. 3 Power spectrum (Case2)



(a) x-direction (b) y-direction

Fig. 4 Power spectrum (Case3)



(a) x-direction (b) y-direction

Fig. 5 Power spectrum (Case4)

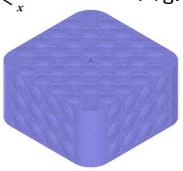
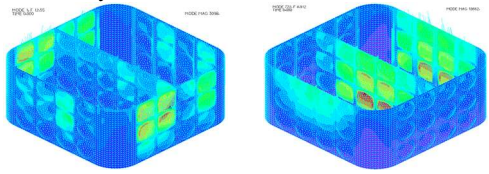


Fig. 6 Tank analysis model

Table 3 Scale factor

固有振動数(Hz)	刺激係数		
	x	y	z
…	…	…	…
4.82	5.18	2300.89	-19826.10
…	…	…	…
4.91	39.30	13518.40	-46.13
…	…	…	…
12.04	-116990.00	-369.68	134.99
…	…	…	…
12.55	6212510.00	768664.00	30554.30



(a) Short side (12.55Hz) (b) Long side (4.91Hz)

Fig. 7 Results of analysis

参考文献

1) 小野泰介:貯水槽における異なる振動現象の把握とその耐震設計に関する研究，中央大学博士学位請求論文，2022.3
2) 齊藤崇他:微動計測装置を用いた貯水槽のバルジング固有振動数の推定，土木学会 構造工学 Vol.69A 2023.3
3) 落合兼寛:原子力発電所の耐震性能を知る-震発生後の電力安定供給のために,日本原子力学会誌 Vol.56, No.2,pp.12-16,2014
4) 大野紗希他:非耐震仕様の FRP 製貯水槽を用いてのバルジング特性の把握とその制振対策の検討, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学)， Vol.78, No.4, 2

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

一般セッション | 一般セッション（第一部門：物理数学力学問題 ー物理現象のモデル化から逆問題までー）

第１部門③

座長:珠玖 隆行(岡山大学)

2023年5月28日(日) 08:30 ～ 09:45 A会場 (6号館 4階 6410室)

[21001-05-01] 山岳トンネルの覆工表面おけるひび割れの定量化に対する検討（シンポジウム講演概要）

*須藤 敦史[1]、佐光 正和[2]、五十嵐 隆浩[2] （1. 東北工業大学、2. 構研エンジ）

08:30 ～ 08:45

[21001-05-02] ナイーブベイズフィルタによるコンクリート表面画像のひび割れ抽出法 （シンポジウム講演概要）

*芦田 拓海[1]、車谷 麻緒[1] （1. 茨城大学）

08:45 ～ 09:00

[21001-05-03] ひび割れ進展性評価のための機械学習を用いた画像レジストレーション技術の検討（シンポジウム講演概要）

*楠本 史弥[1]、野村 泰稔[1] （1. 立命館大学）

09:00 ～ 09:15

[21001-05-04] 異なる欠陥を有する塗装鋼板における腐食進行に対する GANによる予測（シンポジウム講演概要）

*蒋 鋒[1]、浜田 文人[1]、廣畑 幹人[1] （1. 大阪大学）

09:15 ～ 09:30

[21001-05-05] 弱形式化した支配方程式を学習する Variational PINNによる熱伝導方程式の逆解析（シンポジウム講演概要）

*出口 翔大[1]、浅井 光輝[1] （1. 九州大学）

09:30 ～ 09:45

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

山岳トンネルの覆工表面におけるひび割れの定量化に対する検討（シンポジウム講演概要）

Quantification of cracks in the lining surface of mountain tunnels
(Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

須藤　敦史（東北工大・工）　　佐光　正和（構研エンジ）　　五十嵐　隆浩（構研エンジ）
Atsushi SUTOH, Tohoku Institute of Technology
Masakazu SAKO, Koken Engineering Co., Ltd.,
Takahiro IGARASHI, Koken Engineering Co., Ltd.,
E-mail: atsu-sutoh@tohtech.ac.jp

This study applied some analysis method to quantify the crack properties of tunnel lining concrete due to deterioration from cold region environmental and aging conditions. Condition of analysis, characteristic value and appearance of tunnel lining cracks were discussed. Space filling of deterioration fracture patterns in sections of the tunnel lining concrete shows a statistical self-similarity, and its fractal dimension determined by a box-counting algorithm lied in the range from 0.95 to 1.25. And also, the other analysis was performed in dense and coarse conditions of tunnel lining concrete cracks from cold region.

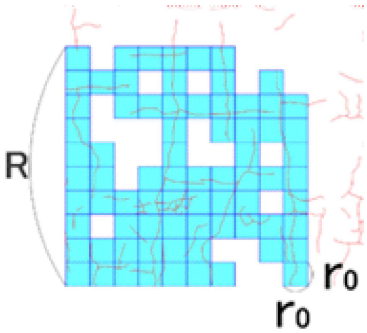


Fig. 1 Image of Box Counting method

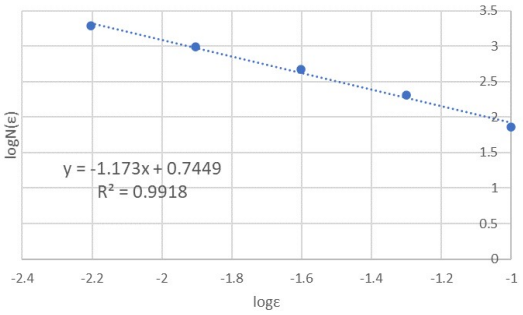


Fig.2　Fractal analysis of tunnel cracks

１．はじめに

山岳トンネルの定期点検は，覆工表面に対する近接目視から①ひび割れ，②浮き・剥離，③漏水，④目地ズレ・開き，⑤豆板・空洞，⑥遊離石灰の 6 種類を基本項目としており，これらの点検結果から山岳トンネルの劣化評価や判定区分を求めているが，その影響は表面のひび割れが圧倒的に大きい．さらに，表面ひび割れの評価は，ひび割れの数，幅や形状・形態など主に定性的な評価が多く，加えてひび割れの形状・形態やそれらの分布の遷移や進展などに対して定量的な評価が成られておらず，定性的な評価・判定をせざるを得ないのが現状である [1]．

著者らは，北海道（寒冷地）における山岳トンネルの覆工表面のひび割れに対してフラクタル解析 [2]を実施しているが，得られる特性値のひび割れ状態や損傷程度に対する評価指標が定量的な評価には至っていない [3]．そこで本研究では，形状因子・ひび割れ率・ひび割れ度により，トンネル覆工表面のひび割れ対する定量化の基礎検討を行った．

２．フラクタル・形状因子・ひび割れ率・ひび割れ度

フラクタル次元は，Fig.1 に示す被覆法のうちの Box Counting 法 [4),5)]が用いている．この方法は，対象範囲 R の正方形ひびわれパターンを一辺の長さ r_0 の正方形格子に分割し，ひびわれを含む一辺の長さ r_0 の正方形の個数 N を求めるもので分割数(ε)を変えたとき N と ε の関係は式(1)のように表される（本解析では ε =1,1/2,1/4,1/8,1/16 …）．

$$N \propto \varepsilon^{-D} \tag{1}$$

また，フラクタル次元（D 値）は以下のように求められる．

$$D = \log N \Big/ \log \varepsilon \tag{2}$$

実際には，それぞれの N と ε を両対数上にプロットして，その勾配からフラクタル次元が求められる．

ここでフラクタル次元は，覆工コンクリート表面のひび割れにおいては，おおよそ 1≦D≦2 の値を示している．

また，ひび割れの分岐発達の状態は，形状因子 Φ で評価され，次式で求められる．

$$R = \Phi\sqrt{A}(\Phi \geq 1) \quad (r_0 = R\text{のとき}N = 1) \tag{3}$$

ここで Φ は形状因子であり，A はひび割れを含む正方形格子の総面積で $A=Nr_0$ より求める．また R は Fig.1 における最大直線距離である．

また，ひび割れのトンネル覆工表面における被覆程度は，次式に示すひび割れ率 *C.R.* (Crack Ratio)で評価される．ここで A_0 は調査対象面積である．

$$C.R.(r_0) = A/A_0 \tag{4}$$

さらにトンネル覆工表面の単位面積におけるひび割れの総延長は，次式で示すひび割れ度 *C.D.* (Crack Density)で評価される．

$$C.D.(r_0) = L/A_0 \tag{5}$$

ここで L はひび割れの総延長で $L=Nr_0$ より求める．

以上より，フラクタル次元はひび割れの状態特徴，ひび割れ度は単位面積当たりのひび割れの総延長，ひび割れ率はひび割れの被覆程度，形状因子はひびわれの分岐発達状態を示す特性値である．

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

Table.1 Quantification of Tunnel cracks

Shape factor (S.F.)		
center	name	portals
6.1222	NO	5.4560
4.5677	KA	5.8346
6.0259	SY	5.5772
6.7733	MI	4.6227
	HR	4.1689
		3.6159
6.1044	CY	3.4482
5.0800	OR	2.7256
4.6401		3.6279
3.3664	SN	3.3567
		2.9655
2.9655	NB	3.6401
3.1217		3.6629
3.6911	NK	2.9324
4.7223	KI	4.7534
	UB	3.7744
4.8176	YS	7.6104
7.5092		
3.9838	JK	
3.9838		
4.8422	Mean	4.2219

Crack Ratio (C.R.)		
center	name	portals
0.0267	NO	0.0336
0.0479	KA	0.0294
0.0275	SY	0.0321
0.0218	MI	0.0468
	HR	0.0575
		0.0765
0.0268	CY	0.0841
0.0388	OR	0.1346
0.0464		0.0760
0.0882	SN	0.0888
		0.1137
0.1137	NB	0.0755
0.1026		0.0745
0.0734	NK	0.1163
0.0448	KI	0.0443
	UB	0.0702
0.0431	TS	0.0173
0.0177		
0.0630	JK	
0.0509		
0.0521	Mean	0.0689

Crack Density (C.D.)		
center	name	portals
0.3531	NO	0.4220
0.6369	KA	0.3839
0.3595	SY	0.4224
0.2893	MI	0.6257
	HR	0.7888
		0.5206
0.3909	CY	1.0780
0.5065	OR	1.8167
0.6003		0.6003
1.1437	SN	1.1518
		1.4707
1.2004	NB	0.9665
1.3490		0.9337
0.9442	NK	1.5694
0.6113	KI	0.5679
	UB	0.8811
0.5728	YS	0.2225
0.2599		
0.8438	JK	
0.6798		
0.6713	Mean	0.8484

3．覆工表面のひび割れに対する定量化

本研究で対象とした山岳トンネルは，北海道（札幌地区）の 14 トンネルにおいて定期点検時の覆工表面に対する観察（CAD）データを使用しており，それぞれのひび割れの本数や形態から粗な箇所と密な箇所を選定して，それぞれの解析値を求めている．

（1）覆工ひび割れにおけるフラクタル解析

まず，札幌地区のトンネルにおいて比較的密な覆工ひび割れ形状とフラクタル次元（D 値）との関係を Fig.2 に示す. Fig.2 より，フラクタル次元（回帰直線の勾配:D=1.173,），および相関係数 R^2 も 0.9918 と高い相関を示している．

したがって，トンネル覆工表面のひび割れ形状に対するフラクタル次元による定量化は可能である．

（2）形状因子・ひび割れ率・ひび割れ度

次に，同様に札幌地区のトンネルにおける坑口部と中央部の覆工表面に対して，形状因子とひび割れ率およびひび割れ度を求めた結果を Table.1(a),(b),(c)に示す．

Table.1(a),(b),(c)よりトンネル覆工におけるひび割れ評価の定量化に対する指標となり得ると考えられる．またトンネル中央部と両坑口では，両坑口における覆工のひび割れが多い（損傷が大きい）を示唆している．

さらに，求めた各特性値を比較した結果を Fig.3(a),(b),(c)に示す．Fig.3(a),(b),(c)より，札幌地区におけるトンネル覆工ひび割れのフラクタル次元は，ひび割れ率・ひび割れ率に伴って大きくなり，また形状因子はひび割れの発達に伴って小さくなっており，高い相関を示している．同様にトンネル中央部に比べて両坑口部のひび割れにおける損傷度は大きくなり，トンネル覆工表面における健全性の判断する値に使用が可能である．

4．結論

本研究は，寒冷地の山岳トンネルにおける覆工表面のひび割れに対してフラクタル解析および形状因子・ひび割れ率・ひび割れ度の解析結果，以下の結論が得られた．

1) フラクタル次元（回帰直線の傾き）は，トンネル覆工のひび割れに対して状態（粗・密）を定量的に評価が可能であり，形状因子・ひび割れ率・ひび割れ度においても同様の結論が得られた．

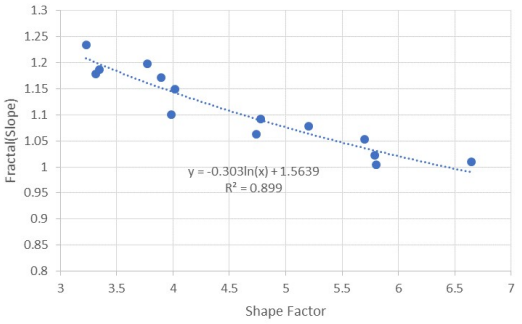


Fig.3(a) Relationship between Fractals and Shape factor

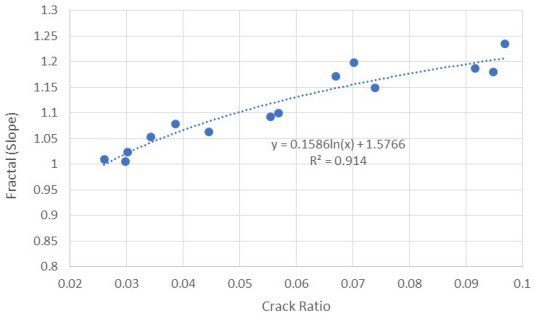


Fig.3(b) Relationship between Fractals and Crack Ratio

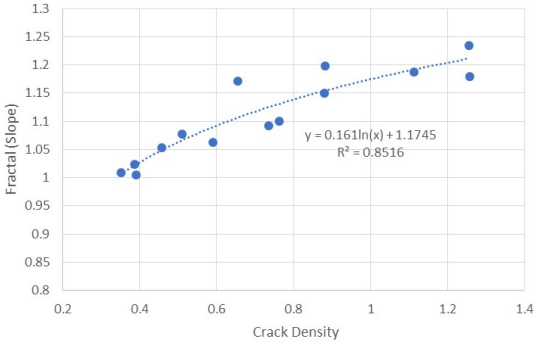


Fig.3(c) Relationship between Fractals and Crack Density

2) しかし，トンネル覆工の表面ひび割れにおける劣化評価値には至っておらず，今後も数多くのトンネル覆工のひび割れの本数やその形態の解析により，定量化およびその評価を進める必要がある．

参考文献

1) 須藤敦史,佐藤京,兼清泰明,丸山収,西弘明：寒冷地の道路構造物（橋梁・山岳トンネル）における劣化特性とその分布について,土木学会構造工学論文集，Vol.62A, pp.156-165, 2016.
2) 阿部忠行,小川 進:舗装ひびわれのフラクタル解析,土木学会論文集, No.442/V-16, pp.119-126,1992.2.
3) 須藤敦史,佐光正和,五十嵐隆浩フラクタル解析によるトンネル覆工のひび割れに対する定量化の一考察:土木学会,第 25 回応用力学シンポジウム論文集,S01A-01,2022.5.
4) 松下貢:フラクタルの物理,裳華房,2002.
5) 土屋範芳,松川陽介,中塚勝人:岩石断面の割れ目の分布と計上のフラクタル解析,日本地熱学会誌,第 16 巻,第 2 号, pp.153-171, 1994.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

ナイーブベイズフィルタによるコンクリート表面画像のひび割れ抽出法（シンポジウム講演概要）

A method for crack extraction on concrete surface images based on naive bayes filter (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

芦田 拓海（茨城大・理工）　　車谷 麻緒（茨城大・工）
TAKUMI ASHIDA, Ibaraki University
MAO KURUMATANI, Ibaraki University
E-mail: mao.kurumatani.jp@vc.ibaraki.ac.jp

This study proposes a method for crack extraction on concrete surface images based on naive bayes filter. The naive bayes filter constructed by this method classifies cracked areas and other areas based on features extracted from grayscaled images. Four features were devised to reflect the size, color, and shape of the cracked area. The analysis results visualize the probability of being a crack for use in classification, and only cracks are extracted.

1. はじめに

近年，コンクリート構造物の効率的な点検手法として，画像処理と機械学習を用いたひび割れ検出手法が注目されている．全ら[1]は，深層学習と Random Forest を用いて自動的に画像中のひび割れ抽出を行う手法を提案しており，深層学習を用いた手法が他にも多く提案されている．しかし，深層学習のアルゴリズムは複雑であることや，結果の導出過程が不透明であることから，実際の点検者が扱いにくく改良しづらいということが考えられる．

そこで，ナイーブベイズフィルタを用いたひび割れ抽出手法を提案する．ナイーブベイズフィルタは，ベイズの定理を適用した確率的分類器であり，迷惑メールの分類等に用いられている．任意に設定した特徴量をもとにひび割れである確率を算出し，ひび割れとノイズを分類する簡易的な機械学習である．特徴量には，人間がひび割れであるか判断する際には，物体の色，大きさ，形状をもとに判断すると考え，これらを表す特徴量を考案した．提案手法の検証例題とともに，考案した特徴量をもとに構築したナイーブベイズフィルタによって，ひび割れ画像からひび割れを抽出できることを示す．

2. 提案手法

2.1 メディアンフィルタによる背景処理

コンクリート表面画像をグレースケール画像に変換し，画像に写りこむ影や汚れを除去するために，メディアンフィルタを利用した背景処理を適用する．小範囲ごとに輝度値の中央値を算出し背景の輝度値とすることで背景画像を人工的に作成する．そして，元画像と背景画像の差分をとることにより，影や汚れによる明暗差を除いた **Fig.1** に示すような画像を作成する．

2.2 ナイーブベイズフィルタ

ナイーブベイズフィルタは，次式のベイズの定理を適用した確率的分類器である．

$$P(H_i|D) = \frac{P(D|H_i)P(H_i)}{P(D)} \tag{1}$$

ここで，$P(H_i|D)$はデータDが得られた後に仮定H_iになる確率（事後確率），$P(H_i)$はデータDが得られる前に仮定H_iになる確率（事前確率）を表す．$P(D|H_i)$は仮定H_iのもとでデータDが得られる確率（尤度），$P(D)$はデータDが得られる平均的な確率（周辺尤度）を表す．仮定H_iは，H_1が「対象領域がひび割れである」，H_2が「対象領域がノイズである」のようになる．尤度に関して，データDが提案手法のように複数ある場合，次式のように変形する．

$$P(D|H_i) = P(d_1|H_i)P(d_2|H_i) \dots P(d_n|H_i) \tag{2}$$

ここで，$d_1, \dots, d_n$は，それぞれ異なるデータであり，データ間の独立性を仮定することで掛け合わせられる．提案手法では 4 つ特徴量を考案したため，データは 4 種類となる．各領域に対してひび割れである事後確率とノイズである事後確率を算出し，これらの大小関係で分類する．

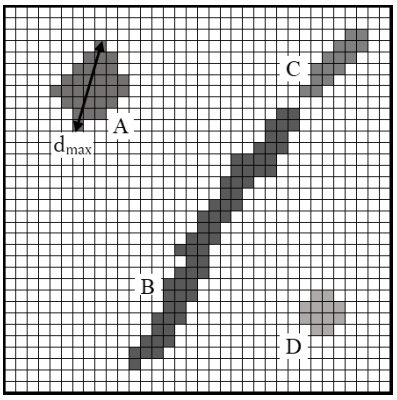


Fig. 1 Image after background processing

2.3 特徴量の算出

ナイーブベイズフィルタにおける特徴量は，背景処理後の画像中でひび割れを特徴づけるものを設定する．人間が画像中のひび割れをひび割れであると判断する要素は，領域の大きさ，色の濃さ，形状であると考え，これらを反映する特徴量を 4 つ考案した．

1 つ目は大きさに関する特徴量Area-ratioである．

$$\text{Area-ratio} = \frac{A_i}{A_{\max}} \tag{3}$$

ここで，A_iは各領域の大きさ(pixel)，$A_{\max}$は最大領域の大きさ(pixel)である．画像中で大きい領域は 1 に，小さい領域は 0 に近づく．**Fig.1** のひび割れ領域 B のようにひび割れは画像中で大きいことを反映する．

2 つ目は色に関する特徴量Blacknessである．

$$\text{Blackness} = \frac{255 - B_i}{255 - B_{\max}} \tag{4}$$

ここで，B_iは各領域の平均輝度値，$B_{\max}$は領域のうち最大の平均輝度値である．黒っぽい領域ほど値は 1 に近づき，ひび割れが画像中で黒っぽいことを反映する．

3 つ目は形状に関する特徴量 Linearity である．領域を最

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

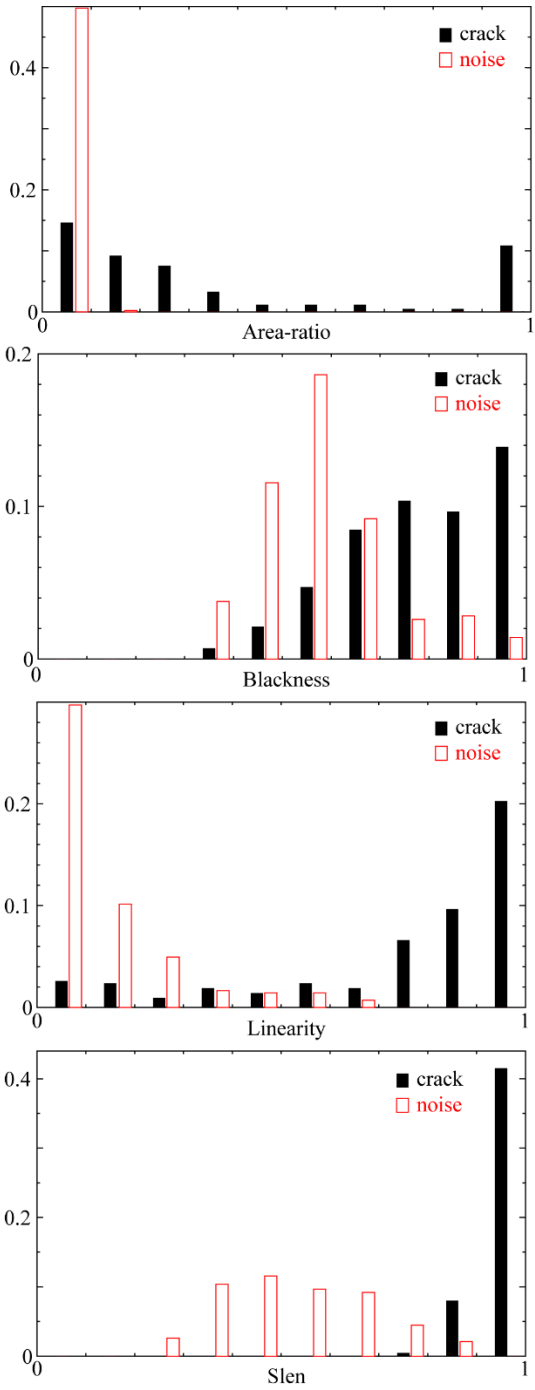


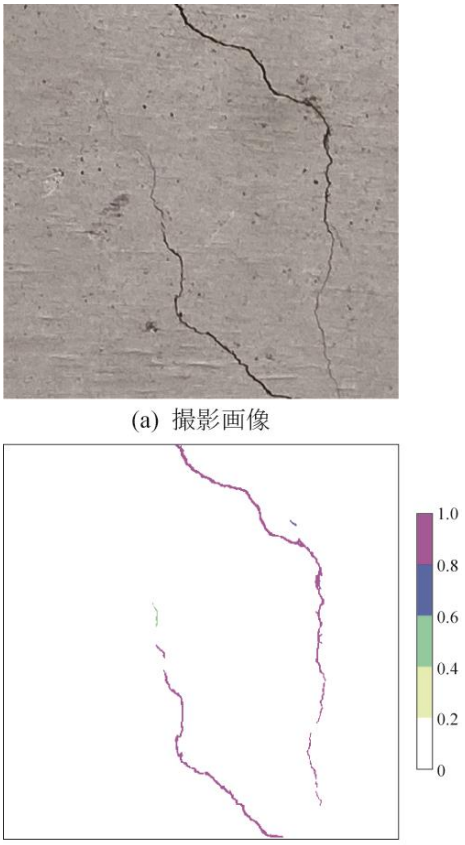
Fig. 2 Probability distribution of each feature

小二乗法で線形近似した際の相関係数である．ひび割れはノイズに比べ直線的であることを反映する．

4 つ目も形状に関する特徴量 Slen である．

$$\mathrm{Slen} = 1 - \left(\frac{d_{\max}}{d_{\min}}\right)^{-1}, \qquad d_{\min} = \frac{A_i}{d_{\max}} \tag{5}$$

ここで，$d_{\max}/d_{\min}$は細長比である．$d_{\min}$を直接算出することは難しいため，領域を長方形に近似した際の短辺の長さとしている．4 つの特徴量はどれも 0〜1 の値となり，1 に近づくほどひび割れである確率が高くなる．仮にひび割れの大きさだけだとノイズである確率の方が高くても，色と形状の尤度を掛け合わせることで，ひび割れである確率を高めることができるのが提案手法の特徴である．



(a) 撮影画像

(b) 解析結果

Fig. 3 Verification example

3. 提案手法の検証例

ひび割れとノイズそれぞれ 212 個用意して 4 つの特徴量のデータを収集した．各特徴量の離散的確率分布を **Fig.2** に示す．例えば，ある領域の特徴量 Slen が 0.9 であったとき，ひび割れの尤度は 0.4 程度となる．これらの離散的確率分布を用いてベイズフィルタを構築し，別に用意した **Fig.3**(a)の画像を解析した結果を **Fig.3**(b)に示す．解析結果は各領域でひび割れである確率を正規化して与えることで，確率ごとに色分けしている．これは，ひび割れである確率を，各領域で算出することができる提案手法の特徴を利用した．実際は画像中に多数のノイズが発生するが，ひび割れである確率が極めて小さいために除去され，ひび割れを抽出することができている．

4. まとめ

画像中の領域の大きさ，色，形状を特徴量としたナイーブベイズフィルタによるひび割れ抽出法を提案した．解析結果では，領域ごとにひび割れである確率を可視化することでひび割れを抽出できることを示した．今後の課題として，**Fig.3** に存在するような抽出しきれなかったひび割れ領域を抽出するために，特徴量の見直しなどを行う．

参考文献

1) 全邦釘，嶋本ゆり，大窪和明，三輪知寛，大賀水田生：ディープラーニングおよび Random Forest によるコンクリートのひび割れ自動検出手法，土木学会論文集 F3（土木情報学），Vol. 73, No. 2, I_297-I_307, 2017.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

ひび割れ進展性評価のための機械学習を用いた画像レジストレーション技術の検討（シンポジウム講演概要）

Investigation of machine learning based image registration for crack propagation evaluation (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

楠本　史弥（立命館大・理工）　　野村　泰稔（立命館大学・理工）
Fumiya KUSUMOTO, Ritsumeikan University
Yasutoshi NOMURA, Ritsumeikan University
E-mail: ce0020hi@ed.ritsumei.acjp

This study aims to conduct image registration on concrete crack images by machine learning and evaluate its accuracy and availability as a complementary technology to AKAZE algorithm. For image transformation methodologies, this study uses affine and homography transformation for linear transformation, and Thin-Plate-Spline (TPS) methodology for non-linear transformation. On the result of image registration experiment, certain accuracy was seen on affine and TPS. On the other hand, homography based registration could not success.

１．はじめに

近年土木構造物の点検の一手法として,表面画像と AI を用いた損傷の自動検出技術が試みられている．しかしながら，点検においては損傷の検出に加えて，過年度画像との比較によって損傷の進展性を評価することが重要であるが,一定の画角で表面画像を取得するのが困難であるために，進展性まで評価することのできる AI 技術はまだ少ない．画角変動の問題は画像レジストレーション技術によって解決が可能であり，数学的アルゴリズムの AKAZE を用いたレジストレーション手法が既にあるが，AKAZE では対応不能な画像も存在する．そこで本研究はコンクリートひび割れ画像を対象として，過年度画像と評価年度画像の損傷位置を一致させる線形・非線形画像レジストレーションを機械学習によって実行し，その精度と AKAZE 手法の補完技術としての機械学習手法の可用性について検証する．

２．レジストレーションシステムの流れ

画像レジストレーションでは画角調整対象の画像と，画角を参照される画像の 2 種類をシステムに入力し，それらの共通特徴量・特徴点を検出，その対応から画像変形パラメータを計算，画像に適用することでレジストレーションを実行する．本研究では画角調整，参照画像として，点検で発見されたコンクリートひび割れの過年度と評価年度画像を想定した画像を検証に用いる．

３．機械学習モデル

(１)　モデルの概要

機械学習による画像レジストレーションに関する先行研究 [1]として，畳み込みニューラルネットワークを用いた方法が Rocco らにより提案されている．この論文で提案されたモデルの入力は，一般的なレジストレーションシステムと同様に，画角調整対象画像と画角参照画像の 2 種類である．本研究においては，このモデルをコンクリートひび割れ画像で転移学習させた後，検証実験に使用する．

モデルの出力はアフィン行列，ホモグラフィ行列，TPS 法の変形パラメータの 3 種類から選択でき，出力ごとにモデルの出力値の数や重みが異なるため，それぞれに合わせて学習を行った後に，モデルを使用する．

(2)　モデルの構造

本モデルは処理順に特徴量抽出，特徴量マッチング，変形パラメータ回帰の 3 つの部分から構成される．

特徴量抽出部分では，畳み込み計算によって画角調整・参照画像から特徴量を 2 セットの 3 次元配列の特徴量マップとして出力する．モデル構造にはクラス分類モデルとして学習された機械学習モデル VGG16 の，特徴量抽出部分を流用し，重みは固定する．流用によって効率的に被写体特徴量を抽出することが可能なほか，重みの固定によって学習にかかる時間を大幅に削減している．

特徴量マッチング部分では 3 次元配列の特徴量マップを,行または列方向にチャネルの要素を持った 2 次元配列にし,2 セットの特徴量マップの行列積を計算することで，各特徴量どうしの類似度を計算する．類似度は再度 3 次元配列にされたのちに変形パラメータ回帰部分に渡される．

変形パラメータ回帰部分は主に畳み込み層と全結合層から構成されており，特徴量マップの類似度を畳み込み計算で圧縮したのちに，畳み込み結果から回帰式によって画像変形パラメータを出力する．本モデルでは変形パラメータ回帰部分の重みのみが学習更新される．

４．画像変形手法

画像変形には線形・非線形変換の 2 種類を用いる.線形変換手法にはアフィン変換とホモグラフィ変換を用い，非線形変換手法には Thin-Plate-Spline 法（TPS 法）[2]を用いる．

アフィン変換は画像に対して拡大縮小，回転，せん断，平行移動を加える変形手法であり，ホモグラフィ変換は凸四角形画像を別の任意形状の凸四角形画像に変形させる手法である．このためアフィン変換はホモグラフィ変換の一種として扱われる．TPS 法は画像上に定義されたコントロールポイントを任意の位置に移動させることで，画像に対して歪み変形を加える変形手法である．

５．精度検証実験

(１)　実験概要

精度検証実験として，機械学習モデルをコンクリートひび割れ画像で学習させた後，学習データの検証データをランダムに回転，拡大縮小した画像と，ひび割れを別画角で撮影した画像に対して，線形・非線形画像レジストレーションを行う．結果画像にはひび割れのマスクをオーバーレイ表示し，視覚的にレジストレーション精度を評価する．また，AKAZE 補完性の評価のため，AKAZE によるレジストレーションを実行し，機械学習手法と精度を比較する．AKAZE 手法ではホモグラフィ変換を用いてレジストレーションを行う．

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

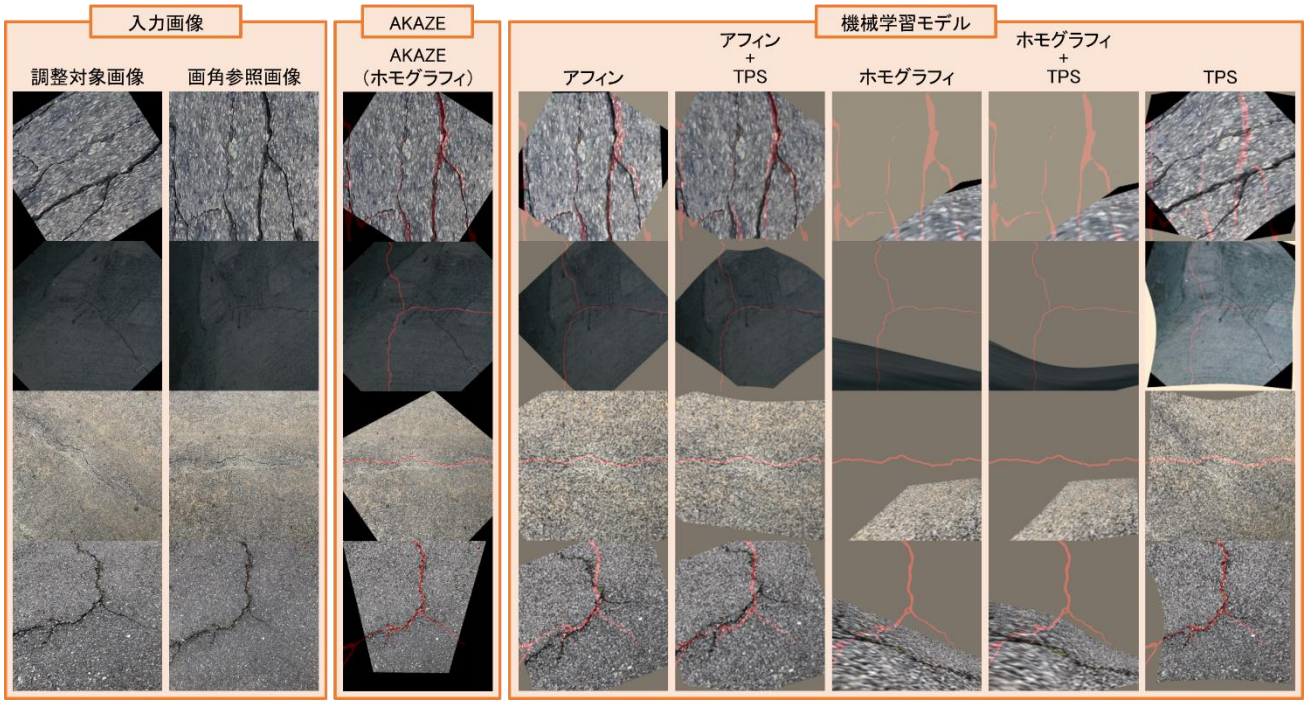


図-1　レジストレーション結果画像

(2)　実験結果

図-1 に実験で用いたレジストレーション対象となる画角調整対象画像，画角参照画像，AKAZE 手法の結果画像，機械学習手法の結果画像を示す．レジストレーション結果画像には画角参照画像のひび割れ位置を赤色で表示している．

AKAZE 手法の結果画像では，ひび割れのマスク上にひび割れ位置が高精度に一致した．しかし図-1 の 2 段目の画像では AKAZE 特徴量が十分に抽出できず，画像変形が不可能で，レジストレーションに失敗した．

機械学習モデルによる手法のうち，アフィン変換を用いた結果では，図-1 の 3 段目までの画像のように，AKAZE 手法には及ばないが，高精度で成功し，AKAZE 手法で失敗した図-1 の 2 段目の画像においても成功した．しかし，図-1 の 4 段目の遠近法による形状変化が必要なレジストレーションには失敗した．一方アフィン変換後に TPS 法を適用すると，図-1 の 4 段目の画像において，マスク位置にひび割れが一致する部分が増えた.これは非線形変換によって線形部分の結果に補正が効いたためと考えられる．

機械学習モデルによる手法のうち，ホモグラフィ変換を用いた結果では，TPS 法を併用した場合であっても，ひび割れ位置がマスクに全く一致しなかった．このため，本研究のモデルでコンクリートひび割れ画像のレジストレーションを行うのは困難であると考えられる．

機械学習モデルによる手法のうち，TPS 法単体での結果では，図-1 の 4 段目のレジストレーションに遠近法による形状変化が必要な画像において，主要なひび割れの部分で高い精度でのレジストレーションに成功した．

6．結論

本研究ではコンクリートひび割れ画像の点検画像を想定した，別画角で撮影されたひび割れ画像に対して，機械学習モデルによるレジストレーションを実行し，その精度と AKAZE によるレジストレーション手法への補完性を検証した．

実験の結果， AKAZE 手法と比べ，機械学習によるアフィン変換でのレジストレーションは精度で劣るが，画角参照画像のひび割れ位置に一致する部分が多く，機械学習手法でもレジストレーションが十分可能であるという結果が得られた．また，TPS 法を用いることで，アフィン変換の結果を補正して精度を上げることも可能なほか，TPS 法単体でレジストレーションを行うことで，遠近法による形状変化に対応したレジストレーションが可能であることが確認された．さらに，AKAZE 手法でレジストレーションに失敗した画像であっても，機械学習手法はレジストレーションが可能であり，AKAZE の補完が可能なことが確認された.一方ホモグラフィ変換を用いたレジストレーションでは，結果画像と画角参照画像のひび割れ位置がほとんど一致しないという結果がみられた．このことから本研究で使用した機械学習モデルでは，コンクリートひび割れ画像に対する，ホモグラフィ変換を用いたレジストレーションが困難であることが示された．

今後の課題として，本研究の機械学習モデルで失敗した，ホモグラフィ変換によるレジストレーションが可能な機械学習モデルの開発が考えられる．ホモグラフィ変換はアフィン変換を実行でき，遠近法による形状変化に対応できる．ゆえにホモグラフィ変換に対応したレジストレーションシステムであれば，アフィン変換のみに対応したシステムよりも高い汎用性を期待できるためである．

参考文献

1) Rocco I. & Arandjelovic R. & Sivic J., Convolutional neural network architecture for geometric matching, 2017 IEEE Conference on Computer Vision and Pattern Recognition (CVPR): 39-48, 2017
2) Thin Plate Splines Warping, https://khanhha.github.io/posts/Thin-Plate-Splines-Warping/
（閲覧日 2023 年 1 月 18 日）

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

A GAN-based Prediction for Corrosion Progress of Paint-coated Steel with Different Defects (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

Feng JIANG, Osaka University
Ayato HAMADA, Osaka University
Mikihito HIROHATA, Osaka University
E-mail: f-jiang@civil.eng.osaka-u.ac.jp

The numerical analysis of corrosion characteristics to accurately predict the progress of corrosion has received much attention from researchers. In actual construction, steel is often treated with coatings to prevent corrosion. In this research, A-type and C-type paint-coating system generally used for steel structural members was applied to SS400 steel. Two types and different sizes of defects were artificially created on the coating to simulate the corrosion after the coating was damaged. The corrosion tests were carried out under the accelerated corrosion test ISO 16539 Method B. The corrosion data of the steel plate surface at different stages were used as datasets. A generative adversarial network (GAN) based prediction model was used to simulate the corrosion progression at the coating defects. According to the experimental results, the prediction model can predict the corrosion at the final stage in the area of coating defects on the steel plate surface.

1. Introduction

Monitoring and controlling corrosion of steel structures is critical to maintaining the integrity and function of these structures. Regular inspection and maintenance of steel structures can help detect corrosion early so that timely repair and preventive measures can be taken. This can help extend the life of steel structures, reduce the risk of failure, and save on costly repairs or replacements. Therefore, it is important for practical maintenance if fast and accurate corrosion prediction models are developed. In recent years, deep learning has shown great potential in many fields and they have been widely used in modeling and prediction tasks. In a previous study, a deep learning-based method was proposed to predict the corroded surface status of uncoated steel (Jiang, F. and Hirohata, M.[1]). This method showed good performance for corrosion prediction of uncoated steel with uniform corrosion. However, in actual steel structures, steel is mostly coated for corrosion protection. In general, paint-coated steel is less susceptible to corrosion than uncoated steel because the coating provides a barrier between the steel and the environment. Nevertheless, paint-coated steel is not immune to corrosion, and the coating will be damaged over time due to various factors. Therefore, it has more practical significance to study corrosion after coating damage.

In this study, adversarial learning was used to simulate future stages of the corroded surface with a data set derived from actual paint-coated steel specimens (taken from two actual bridges). The accelerated corrosion test ISO 16539 Method B was conducted (Jiang, F., et al[2]). The model can be used to predict the next stage of corrosion based on previous corrosion situations. The method proposed in this study can predict corrosion progress quickly and accurately, and this prediction method can save significant cost and time for corrosion assessment of steel structures with paint-coated steel.

2. Specimen and corrosion test

Two coatings commonly used in steel structures, A-type and C-type paint-coatings, were applied to SS400 steel. As shown in Fig. 1, these specimens were cut into 150 mm × 70 mm × 9 mm steel plates. There were 6 specimens for each type of coating, and a total of 12 specimens were used for corrosion test. The coated surface of the specimen was machined to introduce initial defects (brown area in Fig. 1) to simulate the corrosion of the paint-coated steel surface after damage in a real environment. Linear defects and circular defects were used to increase the complexity of the coating defects. The width of linear defects was 1 mm, 2 mm, and 3 mm, and the diameter of circular defects was 3 mm, 6 mm, and 9 mm. Each specimen has 3 different size coating defects on the surface. Therefore, a total of 36 corrosion samples. The back and sides of the specimens were protected with anti-corrosion tape, and the uncorroded parts of the edges were used as reference surfaces after the corrosion tests (black area in Fig. 1). After each stage of the corrosion test, a laser focus measurement system was used to measure the corrosion depth data of the corroded surface in the measurement area (red area in Fig. 1). It has a resolution of 0.2 μm and a measurement interval of 0.1 mm.

ISO 16539 Method B is a recently proposed accelerated corrosion test for use on steel structures, using a spray device to apply artificial seawater at a concentration of 3.5% to the surface. The drying and wetting process was repeated consisting of three hours of drying (60°C, 35% RH) and three hours of wetting (40°C, 95% RH) with a one-hour transition time from dry to wet and from wet to dry, each cycle being 8 hours. This was done in 8 cycles (3 days) and 11 cycles (4 days) alternately. Under this corrosion test, corroded surface data were measured for 0, 1, 3, and 4 months for each specimen.

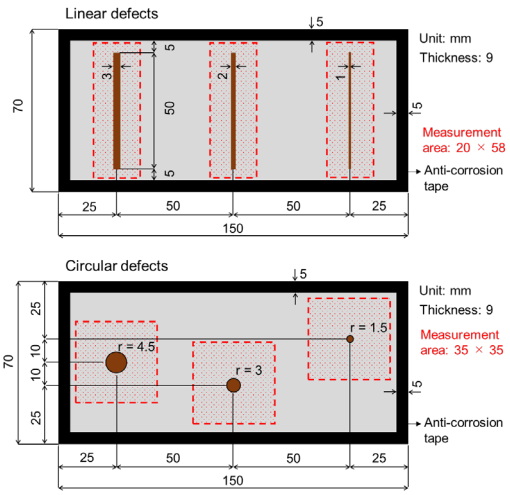


Fig. 1 The size of specimens with different defects and corrosion measurement area

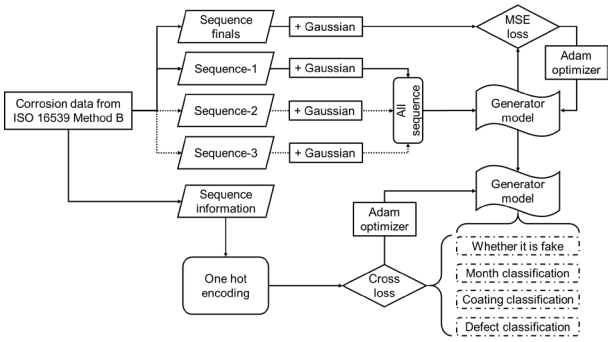


Fig. 2 Model structure

3. Method

Gaussian noise and generative adversarial network (GAN) were used to enrich the dataset. UNet + ViT were used as the generator and Mobilenetv2 was used as the discriminator. UNet has two paths. One is a systolic path, which is a traditional stack of convolutional and max-pool layers. The other path is the symmetric extension path, which allows precise localization using transposed convolution. ViT model, which introduces transformer structure to computer vision. It has more similarity between features obtained from shallow and deep layers. Mobilenetv2 is an effective model for feature extraction, object detection, and segmentation. It is a mobile architecture based on an inverted residual structure that uses deeply separable convolution as an effective building block. The generator was mainly used to simulate the next stage of regression of the input data. The role of the discriminator was to determine whether the input data was the data generated by the generator. In addition, the discriminator trained in this model could also be used to determine the type of coating and defect, and the current stage of the corroded surface. In this model, the adam optimizer was used as the optimizer. Fig. 2 illustrates the structure and the procedure of this corrosion prediction model.

4. Result

In this research, there were 36 samples of corrosion surface data, which were numbered as No.1-No.36. Since there were three specimens for each defect of each coating, the linear defects of coating A were numbered as No.1-No.9, the linear defects of coating B were numbered as No.10-No.18, the circular defects of coating A were numbered as No.19-No.27, and the circular defects of coating B were numbered as No.28-No.36. The corrosion data of No.3, 6, 9, 12, 15, 18, 21, 24, 27, 30, 33, 36 were used as the test sets and the rest as the training sets. Here using the prediction of the corrosion status of specimen No.3 and specimen No.21 for 4 months as an example. Fig. 3 shows the predicted corroded surface by the model and the real corroded surface comparison results. It can be seen that they have the same corrosion trend. It indicates that the model can predict the corroded surface of the paint-coated steel with defects. Table 1 shows the specific results of this prediction model. The RMSEs of the test sets all show good prediction results. However, comparing the prediction of the corroded surface with linear defects and the prediction of the corroded surface with circular defects, it can be found that the corrosion prediction model predicts the corroded surface with linear defects better than that of circular defects. The reason for this phenomenon is that the circumference of circular defects is very small, which means that the corrosion area where the coating damage occurs is actually smaller than that of linear defects. Therefore, the model did not learn enough about circular defects. The sample of paint-coated steel with circular defects needs to be increased in the future work.

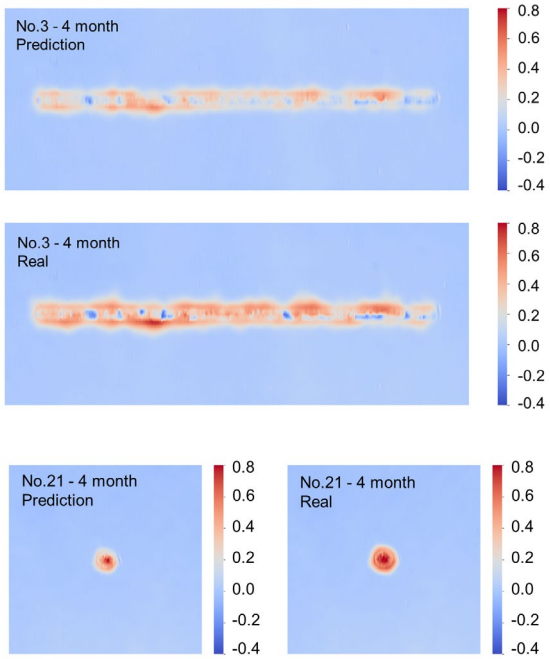


Fig. 3 Comparison results of specimen No.3 and No.21 for 4 months.

Table 1 RMSEs of the test sets.

Linear defects						
No.	3	6	9	12	15	18
RMSE	0.157	0.464	0.224	0.538	0.123	0.218
Circular defects						
No.	21	24	27	30	33	36
RMSE	0.654	1.141	1.893	0.424	1.114	1.123

5. Conclusion

Paint-coated steel is widely used in steel structures. Establishing a reliable corrosion prediction method for paint-coated steel is important for the maintenance of actual facilities. In this research, the corrosion of defective paint-coated steel was investigated to understand the damage that occurs on the actual coating. Corrosion tests were conducted on two paint-coated steels with different coating defects, and a GAN-based model was trained on the corroded surface data obtained from the steel plates to develop an effective corrosion prediction model. The model can predict the corroded surface of the next stage based on the corroded surface of the previous stage, and can also determine the coating type and defects, as well as the current corrosion stage. According to the experimental results, the model proposed in this research can predict the corroded surface quickly and accurately. This study helps to simplify the determination of the corrosion level of paint-coated steel structures and saves time and cost for actual maintenance.

References

1) Jiang, Feng, and Mikihito Hirohata.: A GAN-Augmented Corrosion Prediction Model for Uncoated Steel Plates, Applied Sciences 12, no. 9: 4706, 2022
2) Jiang, Feng, Mikihito Hirohata, Jia Liu, and Kazuki Ojima.: Application of accelerated cyclic test with synthetic ocean water salt-deposition process to the evaluation on corrosion characteristics of weathering steel, Corrosion Engineering, Science and Technology 57, no. 3: 280-289, 2022.

弱形式化した支配方程式を学習する Variational PINN による熱伝導方程式の逆解析（シンポジウム講演概要）

Inverse Analysis of Heat Equation using Variational PINN (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

出口　翔大（九州大・工）　　浅井　光輝（九州大・工）
Shota DEGUCHI, Kyushu University
Mitsuteru ASAI, Kyushu University
E-mail: deguchi@doc.kyushu-u.ac.jp

PINN (Physics-Informed Neural Network) has been one of the most promising scientific machine learning models to evaluate physical phenomena. It has been applied to a wide range of partial differential equations (PDEs) thanks to its flexibility (one only needs to impose specific governing equations depending on problems). However, several scenarios and problems have been found, where PINN fails to capture the solutions. One of the potential reasons is that, as is characterized to be a collocation method to evaluate the governing PDEs, it struggles to recover the entire solution when the solution includes a steep change such as shock wave. In this context, hp-VPINN is a powerful candidate to mitigate this issue since it can refine the mesh / polynomials progressively and locally. We investigate its effectiveness with particular focus on the inverse analysis application.

１．緒言

データ駆動型科学の技術が台頭してから，その実用性が幅広い分野で示され，工学分野にも浸透してきた．近年では，機械学習・深層学習の応用が増加しており，これらの技術を用いて物理問題に取り組む研究が盛んである．特に，物理現象の支配方程式の情報を学習に用いる PINN（Physics-Informed Neural Network）[1]は，順解析，および逆解析の両者に柔軟に対応可能であるという特性を持ち，工学分野から医療分野まで，応用例が広く展開されている[2]．順解析においては，歴史的に成熟しつつある数値解析技術と比較して，その優位性を示すことは未だ困難な状況にある．一方，逆解析に関しては，限定的に入手可能な観測データ柔軟に取り込むことができるという長所があり，数値解析では実現困難な問題への適用可能性が期待できる．

著者らは，上記の機械学習モデル PINN を用い，非圧縮性流体の流れ場・パラメータ逆解析技術を開発してきた．著者らの先行研究では，逆解析において，データ観測点の配置を検討することで一定の高精度化を達成したものの，数%ポイントの改善に留まっていた[3]．本稿では，PINN が支配方程式の情報を強形式で学習するのに対し，Petrov-Galerkin 法により弱形式化した支配方程式を学習に取り込む VPINN（Variational PINN）[4]を導入し，逆解析の高精度化の可能性を検討する．

２．機械学習手法

２．１．PINN: Physics-Informed Neural Network

まず，入力を$\mathbf{x}\left(\in \mathbb{R}^{f_{\text{in}}}\right)$，出力を$\hat{\mathbf{y}}\left(\in \mathbb{R}^{f_{\text{out}}}\right)$とする$L$層のニューラルネットワークにおいて，第$l(=1,2,\cdots,L)$層での順伝播$\mathbf{z}^{(l)}\left(\in \mathbb{R}^{f_{\text{hidden}}}\right)$は以下の通りである．

$$\mathbf{z}^{(l)} = \sigma^{(l)}\left(\mathbf{W}^{(l)}\mathbf{z}^{(l-1)} + \mathbf{b}^{(l)}\right) \tag{1}$$

ここで，$\mathbf{z}^{(0)} = \mathbf{x}$，$\mathbf{z}^{(L)} = \hat{\mathbf{y}}$であり，$\sigma^{(l)}(\cdot)$は要素ごとに作用する非線形写像（出力層でのみ恒等写像）である．また，$\mathbf{W}^{(l)}$，$\mathbf{b}^{(l)}$は第l層における重み，バイアスである．本稿では，以下に示す無次元化した非定常熱伝導方程式を考える．

$$\frac{\partial}{\partial t}u + \nabla\cdot(\kappa\nabla u) = f \tag{2}$$

$$u(0,x) = g \tag{3}$$

$$u(t,x_\Gamma) = h \tag{4}$$

ここで，$u = u(t,x)$，$0 \le t \le T$，$0 \le x \le L$であり，uは物体の温度，κは熱伝導率，fは熱源である．本稿では，伝導率は定数（$\nabla\cdot(\kappa\nabla u) \to \kappa\nabla^2 u$），熱源はゼロとして（$f = 0$），式(2)を簡略化した．また，式(4)，(5)より Dirichlet 型の境界条件のみ考える．ここで，各物理量がニューラルネットワークによって近似されるとき，以下の関係が満足されるべきである．

$$\frac{\partial}{\partial t}\hat{u} + \kappa\nabla^2\hat{u} \approx 0 \tag{5}$$

$$\hat{u}(0,x) \approx g \tag{6}$$

$$\hat{u}(t,x_\Gamma) \approx h \tag{7}$$

ここで，ハット付きの文字 $\hat{\cdot}$ は，対応する物理量がニューラルネットワークによる近似解であることを示す．以上より，PINN が最小化する損失関数$\mathcal{L}_{\text{PINN}}$は以下のように定義される．

$$\mathcal{L}_{\text{PINN}}(\boldsymbol{\theta},\hat{\boldsymbol{\mu}}) \coloneqq w_{\text{PDE}}^{\text{Str}}\mathcal{L}_{\text{PDE}}^{\text{Str}} + w_{\text{IC}}\mathcal{L}_{\text{IC}} + w_{\text{BC}}\mathcal{L}_{\text{BC}} + w_{\text{Data}}\mathcal{L}_{\text{Data}} \tag{8}$$

$$\mathcal{L}_{\text{PDE}}^{\text{Str}} = \sum_i^{\text{N}_{\text{PDE}}}\left|\frac{\partial}{\partial t}\hat{u}_i + \hat{\kappa}\nabla^2\hat{u}_i\right|^2 \tag{9}$$

$$\mathcal{L}_{\text{IC}} = \sum_i^{\text{N}_{\text{IC}}}|\hat{u}_i - g(x_i)|^2 \tag{10}$$

$$\mathcal{L}_{\text{BC}} = \sum_i^{\text{N}_{\text{BC}}}|\hat{u}_i - h(t_i,x_i)|^2 \tag{11}$$

$$\mathcal{L}_{\text{Data}} = \sum_i^{\text{N}_{\text{Data}}}|\hat{u}_i - u(t_i,x_i)|^2 \tag{12}$$

ここで，$\hat{u}_i = \hat{u}(t_i,x_i)$である．$\mathcal{L}_{\text{PDE}}^{\text{Str}}$は支配方程式との整合性を評価する損失項であり，$\mathcal{L}_{\text{IC}}$，$\mathcal{L}_{\text{BC}}$はそれぞれ初期条件，境界条件の誤差を，$\mathcal{L}_{\text{Data}}$は観測データとの差異を評価する．なお，式(8)では$\boldsymbol{\theta} = \left\{\mathbf{W}^{(l)},\mathbf{b}^{(l)}\right\}_{l=1}^{L}$，$\hat{\boldsymbol{\mu}} = \{\hat{\kappa}\}$とした．また，$w_{\text{PDE}}^{\text{Str}}$，$w_{\text{IC}}$，$w_{\text{BC}}$，$w_{\text{Data}}$は各項に与える重みである．重みの定め方については未だ議論が展開されているが，本稿では全て1.0とした．

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

2．2．VPINN: Variational PINN

PINN は，式(2)に示す支配方程式の情報を直接取り込む（式(9)）ことで学習を行う．ここで，元の支配方程式に対する弱形式を考え，弱形式化された支配方程式の情報を学習に用いることを考える．まず，式(2)に対して Dirichlet 境界でゼロとなる試験関数u^*を乗じ，領域積分を行う．

$$\int_\Omega \left(\frac{\partial}{\partial t}u + \kappa\nabla^2 u\right)u^* d\Omega = 0 \tag{13}$$

拡散項を以下のように書き換える．

$$\begin{aligned}\int_\Omega \nabla^2 u u^* d\Omega &= \int_\Omega \nabla\cdot(\nabla u u^*)d\Omega - \int_\Omega \nabla u\cdot\nabla u^* d\Omega \\ &= \int_\Gamma \nabla u u^* d\Gamma - \int_\Omega \nabla u\cdot\nabla u^* d\Omega \\ &= -\int_\Omega \nabla u\cdot\nabla u^* d\Omega\end{aligned} \tag{14}$$

ここで, Γ上での積分に関して Dirichlet 境界上で$u^* = 0$なる条件を用いた．よって，式(13)は以下のように改められる．

$$\int_\Omega \frac{\partial}{\partial t}u u^* d\Omega - \kappa\int_\Omega \nabla u\cdot\nabla u^* d\Omega = 0 \tag{15}$$

弱形式である式(15)において，各物理量をニューラルネットワークにより近似し，VPINN が最小化する損失関数$\mathcal{L}_{\mathrm{VPINN}}$を以下のように定義する．

$$\begin{aligned}\mathcal{L}_{\mathrm{VPINN}}(\boldsymbol{\theta},\hat{\boldsymbol{\mu}}) \coloneqq\ & w_{\mathrm{PDE}}^{\mathrm{Var}}\mathcal{L}_{\mathrm{PDE}}^{\mathrm{Var}} \\ & + w_{\mathrm{IC}}\mathcal{L}_{\mathrm{IC}} + w_{\mathrm{BC}}\mathcal{L}_{\mathrm{BC}} + w_{\mathrm{Data}}\mathcal{L}_{\mathrm{Data}}\end{aligned} \tag{16}$$

$$\mathcal{L}_{\mathrm{PDE}}^{\mathrm{Var}} = \left|\int_\Omega \frac{\partial}{\partial t}\hat{u}u^* d\Omega - \hat{\kappa}\int_\Omega \nabla\hat{u}\cdot\nabla u^* d\Omega\right|^2 \tag{17}$$

ここで，$\mathcal{L}_{\mathrm{PDE}}^{\mathrm{Var}}$は弱形式化された支配方程式との整合性を評価する損失項である．式(8)と(16)は類似しているが，支配方程式の情報の組み込み方が強形式・弱形式のいずれに基づくかによって異なる．なお，各項に与える重みについては PINN と同様に全て1.0とした．

3．PINN および VPINN による逆解析

式(2)-(4)に示す非定常熱伝導問題において，いくつかの点で観測される物体の温度から, 伝導率の逆解析を行った．初期条件に$g = \sin(\pi x/L)$を，境界条件に$h = 0$を与えれば，温度分布uには以下の解析解が存在する．

$$u(t,x) = \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right)\cdot\exp\left(-\frac{\kappa\pi^2 t}{L^2}\right) \tag{18}$$

本稿では$T = 5$，$L = 1$，$\kappa = 0.1$として Figure 1 に示す解を得た．Figure 1 にマゼンタ色の四角形で示す点が観測点であり，式(12)における$u(t_i,x_i)$に相当する．ここでは，$x = \{0.25, 0.5, 0.75\}$の 3 点において，$t = 1,2,3,4$に観測される温度の情報から伝導率を逆解析した．適用したニューラルネットワーク構造は PINN と VPINN で共有であり，$f_{\mathrm{hidden}} = 5$，$L = 4$，$\sigma^{(l)}(\cdot) = \tanh(\cdot)$とした．VPINN においては，空間を部分領域へ分割しない場合と，3 要素・5 要素へ等分割する場合を考慮した．また，式(17)の積分には Gauss-Lobatto 求積法を用い, 求積点はt, x方向にそれぞれ10点ずつ配置した．また，試験関数には 5 次までの Legendre 多項式を用いた. VPINN の求積点を100点としたことから，PINN では$\mathrm{N_{PDE}} = 100$とした. なお, $\mathrm{N_{IC}} = 50$, $\mathrm{N_{BC}} = 100$, $\mathrm{N_{Data}} = 12$は両者で共通である．

30,000エポックの学習を行った結果, 最終1,000エポック間での平均値，標準誤差，および真値との誤差を Table 1 に示す. PINN が最も高精度であり, 次いで分割なし, 5 要素, 3 要素の順に精度が良い結果であった．

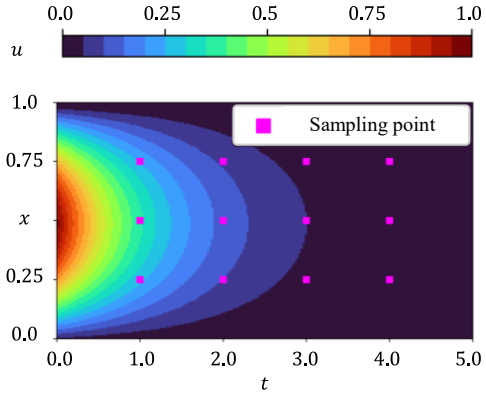


Figure 1 Problem setup and geometry

Table 1 Inverse analysis of diffusion rate $\kappa(= 0.1)$

	Estimate	Relative Error [%]
PINN	0.1001 ($\pm 8.8\times10^{-7}$)	0.116
VPINN (1 element)	0.1004 ($\pm 7.0\times10^{-8}$)	0.377
VPINN (3 elements)	0.1009 ($\pm 9.2\times10^{-7}$)	0.929
VPINN (5 elements)	0.1008 ($\pm 9.2\times10^{-7}$)	0.783

4．結言

本稿では，主に順解析への適用に向けて議論が進められてきた VPINN に関して, その逆解析への適用性に注目し，PINN と VPINN での逆解析精度の比較を行った．基礎検討として熱伝導方程式を考え，観測データから物体の熱伝導率を逆解析した結果，PINN が要素分割を行った VPINN より高精度な結果を得た．現状では，VPINN の学習に用いる試験関数の次数や隠れ層の自由度f_{hidden}の定め方に関する指針が不明瞭であり, 議論の余地が残されている. さらに，活性化関数の選択や求積点の数など，これまで PINN の文脈で知られてきた経験が適用できない領域にある可能性がある．また，VPINN の空間分割に関しては，今回の問題は解が急激に変化する問題でなかったため，空間分割の有効性が希薄であった．解が局所的かつ急激に変動する問題への応用を通し, VPINN がどのような問題で有用となるか検討する必要がある．以上の検討に関しては，講演会で発表したい．

参考文献

1) M. Raissi, P. Perdikaris, G.E. Karniadakis: Physics-informed neural networks: A deep learning framework for solving forward and inverse problems involving nonlinear partial differential equations, *Journal of Computational Physics*, Vol. 378, pp. 686-707, 2019.
2) A. Arzani, J.X. Wang, R.M. D'Souza: Uncovering near-wall blood flow from sparse data with physics-informed neural networks, *Physics of Fluids*, Vol. 33, No. 7, pp. 071905, 2021.
3) 出口翔大，柴田洋佑，浅井光輝: 空間特徴量抽出を援用した PINNs によるパラメータ逆解析の効率化，土木学会論文集, Vol. 79, No. 15, 2022.
4) E. Kharazmi, Z. Zhang, G.E.M. Karniadakis: hp-VPINNs: Variational physics-informed neural networks with domain decomposition, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 374, pp. 113547, 2021.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

一般セッション | 一般セッション（第二部門：計算力学）

第２部門③

座長:古川 陽(北海道大学)

2023年5月28日(日) 08:30 ～ 10:00 B会場 (6号館 4階 6418室)

[22001-06-01] ロバスト主成分分析に基づく沖合津波観測網の最適設計（シンポジウム講演概要）

*藤田 真粋[1]、野村 怜佳[1]、大竹 雄[1]、越村 俊一[1]、森口 周二[1]、寺田 賢二郎[1] （1. 東北大学）

08:30 ～　08:45

[22001-06-02] FFT均質化手法を用いた周期ミクロ構造の弾塑性トポロジー最適化（シンポジウム講演概要）

*松井 聖圭[1]、干場 大也[1]、西口 浩司[1]、小倉 大季[2]、加藤 準治[1] （1. 名古屋大学、2. 清水建設）

08:45 ～　09:00

[22001-06-03] 空間2次精度を有する I-SPH(2)による自由表面非圧縮流れ解析（シンポジウム講演概要）

*白神 嘉也[1]、藤岡 秀二郎[1]、浅井 光輝[1] （1. 九州大学）

09:00 ～　09:15

[22001-06-04] 有限要素法による音場解析手法の構築とその可聴化 (シンポジウム講演概要)

*樫山 和男[1]、深澤 一志[1]、宮内 暖季[1]、吉川 仁[2] （1. 中央大学、2. 京都大学大学院）

09:15 ～　09:30

[22001-06-05] 非圧縮粘性流体のための安定化陰的 MPM（シンポジウム講演概要）

三原 康平[1]、川野 慎之介[1]、*橋本 涼太[1] （1. 広島大学）

09:30 ～　09:45

[22001-06-06] 水中に投下された高吸水性ポリマー粒子の膨潤過程の 3 次元数値計算（シンポジウム講演概要）

牛島 省[1]、*グイネア ニク[2]、芝 隆宏[3]、鈴木 一充[3]、 松原 佑介[4] （1. 京大・学術情報メディアセンター、2. 京大・大学院工学研究科博士課程、3. SDP グローバル株式会社・研究部、4. 三洋化成工業株式会社）

09:45 ～　10:00

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

ロバスト主成分分析に基づく沖合津波観測網の最適設計（シンポジウム講演概要）

Optimal Design for Configuration of Offshore Tsunami Gauges with Robust Principal Component Analysis (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

藤田　真粋（東北大学）　野村　怜佳（東北大学）　大竹　雄（東北大学）
越村　俊一（東北大学）　森口　周二（東北大学）　寺田　賢二郎（東北大学）
Saneiki FUJITA, Tohoku University
Reika NOMURA, Tohoku University
Yu OTAKE, Tohoku University
Shunichi KOSHIMURA, Tohoku University
Shuji MORIGUCHI, Tohoku University
Kenjiro TERADA, Tohoku University
E-mail: saneiki.fujita.s8@dc.tohoku.ac.jp

To realize real-time tsunami risk prediction, we present an optimization scheme to configure offshore wave gauges using machine learning and sparse sensing techniques. The present approach employs robust principal component analysis to extract low-dimensional spatial mode from a dataset of pre-computed tsunami wave heights. The sparse gauges' configuration is optimized according to the impact of observation effects only by the low-rank spatial modes that are supposed to dominate the gauges far from shore. As a demonstration, the optimal observation network off the coast of Shikoku is designed for 1564 possible Nankai Trough earthquakes. The forecast capability of the detected gauges' configuration is examined within the framework of the previous tsunami scenario detection.

1. 緒言

近年，津波被害低減を目的に，沖合での津波観測データを利用したリアルタイムリスク予測手法が提案されている例えば[1]．このような予測システムを国土全体で実現するには，広範囲にわたって密なリアルタイム観測網を導入する必要があるが，計測器の設置や運用に要する費用が問題となる．そのため，襲来する津波の情報を効率的に観測することが可能なスパース観測網の設計が必要となる．ただし，沖合を伝播する波高に対して，沿岸部における波高が相対的に大きくなるという津波の特徴と，リアルタイムリスク予測に求められる「即時性」との二つを踏まえると，絶対値の小さな沖合での伝播成分をより重用するような組み合わせ最適化問題から観測網を決定する必要がある．

本研究ではロバスト主成分分析（RPCA: Robust Principal Component Analysis）とスパースセンサーの最適配置手法[2]を用いて津波観測網の最適設計法を提案し，南海トラフ地震・津波を想定した四国沿岸域を対象として計測点の最適配置を特定する．そして，そこでの観測情報を用いてた津波シナリオ同定に基づく即時予測法[1]を実施し，予測精度の観点から本手法の有用性について検証する．

2. 手法

2.1. 観測点配置の最適化

本研究では，n 点の候補位置で任意時刻の波高情報を復元可能な $p(<n)$ 点の組み合わせを特定することを観測点配置の最適化と呼ぶ．具体的には，ある時刻における候補点での波高 $\boldsymbol{x}_t \in \mathbb{R}^n$ と，観測可能な p 点での波高情報 $\boldsymbol{y}_t \in \mathbb{R}^p$ がダウンサンプリング行列 $\boldsymbol{C} \in \mathbb{R}^{p\times n}$ を用いて次のように関連付ける．

$$\boldsymbol{y} = \boldsymbol{C}\boldsymbol{x} = \boldsymbol{C}\boldsymbol{\Phi}_r\boldsymbol{a} \tag{1}$$

ここで，$\boldsymbol{\Phi}_r \in \mathbb{R}^{n\times r}$，$\boldsymbol{a} \in \mathbb{R}^r$ はそれぞれ，主成分分析によって抽出・次元削減された空間モード，係数ベクトルであり，空間モード $\boldsymbol{\Phi}_r$ を介することで n 次元の波高情報を r 次元まで縮約した情報を有する．この r 次元の状態量は，次式のように観測情報 $\boldsymbol{y}$ から逆推定することが可能である．

$$\hat{\boldsymbol{a}} = (\boldsymbol{C}\boldsymbol{\Phi}_r)^\dagger \boldsymbol{y} \tag{2}$$

ここで，$(\bullet)^\dagger$ は $\bullet$ の一般化逆行列である．$\boldsymbol{a} \approx \hat{\boldsymbol{a}}$ となる観測点配置を特定することにより，スパース観測情報から本来の n 次元空間情報 $\boldsymbol{x}$ の推定を可能にすることが最適化の目的となる．具体的には，次式のように係数の誤差共分散行列の行列式を最小化する行列 $\boldsymbol{C}$ を特定することで最適化を行う．

$$\arg\min_{\forall \boldsymbol{C}} \det\left[\mathrm{Var}\left(\boldsymbol{a}-\hat{\boldsymbol{a}}\right)\right] = \arg\min_{\forall \boldsymbol{C}} \det\left[\left(\boldsymbol{C}\boldsymbol{\Phi}_r\right)^{\mathrm{T}}\boldsymbol{C}\boldsymbol{\Phi}_r\right]^{-1} \tag{3}$$

この組み合わせ最適化問題を効率的に解くために，列ピボット付き QR 分解に基づく貪欲法[2]を適用する．

$$\left(\boldsymbol{\Phi}_r\boldsymbol{\Phi}_r^{\mathrm{T}}\right)\boldsymbol{C}^{\mathrm{T}} = \boldsymbol{Q}\boldsymbol{R} \tag{4}$$

ここで，$\boldsymbol{Q}$ は直交行列であり，$\boldsymbol{R}$ は上三角行列である．また，$\boldsymbol{C}$ は $\boldsymbol{R}$ の対角成分を降順に並び替えるための置換行列とみなされる．

2.2. ロバスト主成分分析

主成分分析（PCA: Principal Component Analysis）は教師なし機械学習手法の一種であり，データ行列の主要な特徴量抽出と次元縮約を可能とする．しかし，データの分散を参照する PCA は外れ値の存在に敏感であるという欠点がある．すなわち，津波波高データへ PCA を適用する場合，抽出される特徴量は波高の大きな沿岸部観測点の情報に強く依存してしまう．

そこで本研究では，RPCA を適用することで沿岸部での情報を効果的に除去して沖合での伝播挙動に対して支配的な特徴量の抽出を目指す．RPCA では，対象とするデータ

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

行列 $\boldsymbol{X}$ が，外れ値を格納したスパース行列 $\boldsymbol{S}$ と秩序構造を格納した低ランク行列 $\boldsymbol{L}$ に分解できるものとし，以下の最適化式を解くことにより各行列 $\boldsymbol{L}$，$\boldsymbol{S}$ を同定する．

$$\text{minimize } \|\boldsymbol{L}\|_* + \lambda\|\boldsymbol{S}\|_1 \quad \text{subject to } \boldsymbol{L}+\boldsymbol{S}=\boldsymbol{X} \tag{5}$$

ここで，λ は重みパラメータである．元のデータ行列 $\boldsymbol{X}$ の代わりに，低ランク行列 $\boldsymbol{L}$ に対して主成分分析を行い，次元削減を行うことで，データ行列 $\boldsymbol{X}$ の特徴量を，外れ値に依存しない，低次のモードとして抽出することができる．本研究では，実際には下記の特異値分解を適用し，次元縮約を行う．

$$\boldsymbol{L} \approx \boldsymbol{\Phi}_r \boldsymbol{\Sigma}_r \boldsymbol{V}_r^{\mathrm{T}} = \boldsymbol{\Phi}_r \boldsymbol{a} \tag{6}$$

ここで $\boldsymbol{\Phi}_r$ と $\boldsymbol{V}_r$ は，それぞれ左特異ベクトルと右特異ベクトルを列方向に並べた行列であり，$\boldsymbol{\Sigma}_r$ は特異値が対角成分に大きいものから並んだ行列である．

3. 検証例題

1564 件の仮想的な南海トラフ地震・津波シナリオを作成し，観測点配置の最適設計のためにランダムに選定した 1414 件をデータ行列 $\boldsymbol{X}$ として用い，残る 150 件をテストシナリオとした津波予測[1] を行うことで観測点配置の妥当性の検証を行う．データ行列 $\boldsymbol{X}$ は，TUNAMI-N2[3] による津波シミュレーションから得られる $n = 134$ 点位置（Fig. 2）における波高データとする．

データ行列に対して，PCA と RPCA によりそれぞれ求めた特異値の累積寄与率を Fig. 1 に示す．RPCA により算出した低次の空間モードは PCA の空間モードよりも高い寄与を有しており，データ行列全体に対して支配的な特徴量の抽出ができていることがわかる．この結果から，式 (1) における次元削減モード数 r として，RPCA での特異値累積寄与率が 80 % となる $r = 7$ を用いることとした．$r = 7$ とした空間モード行列 $\boldsymbol{\Phi}_r$ を用い，最適化を行った結果得られた 7 点の配置を Fig. 2 に示す．PCA を用いた最適化では選定された観測点が沿岸部に集中しているが，RPCA に基づく配置ではそのような傾向が緩和されている．沖合での津波の伝播挙動を支配する低ランク成分とその特徴量が RPCA によって抽出され，合理的な最適化を実現している．

PCA と RPCA のそれぞれで得られた $p = 7$ の観測点を使用し，150 件の検証用シナリオに対する津波予測を実施した結果を Fig. 3，Fig. 4 に示す．10 分間の観測データからシナリオ同定された結果を基に，高知市沿岸部（Point A）において予測される波高と実際に観測される波高（検証用シナリオ）を示す．PCA による最適観測点の結果（青線）と比較すると，RPCA を使用した場合の予測（赤線）では 10 分間の観測情報から，約 6 時間分の波形をより高精度に予測していることがわかる．加えて，Point A における観測波高と予測波高の最大値を 150 件すべてでまとめた Fig. 4 からも，RPCA により最適化した観測網の方が全ての検証シナリオに対してより精度の高い予測をしていることがわかる．以上の結果から，RPCA により抽出された支配的な低次の空間モードと，それを参照した少数の最適観測点は，即時的な津波予測において有用であるといえる．

4. 結言

本研究では，ロバスト主成分分析（RPCA）を使用した低ランク構造の抽出と，その特徴量に基づく最適化理論を津波波高データへと適用し，津波観測網の最適設計を行った．結果として，RPCA に基づく最適観測点配置は，PCA による沿岸部に集中した最適配置を緩和することが可能であることを確認した．また，最適観測網を用いた津波予測結果の比較から，RPCA を使用することにより，短時間の観測でより高精度な予測が可能であることを示した．

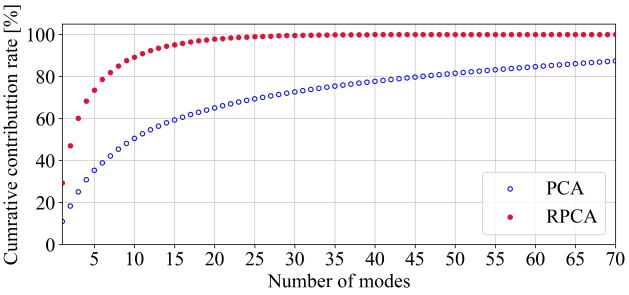


Fig. 1 Cumulative contribution ratio of singular values.

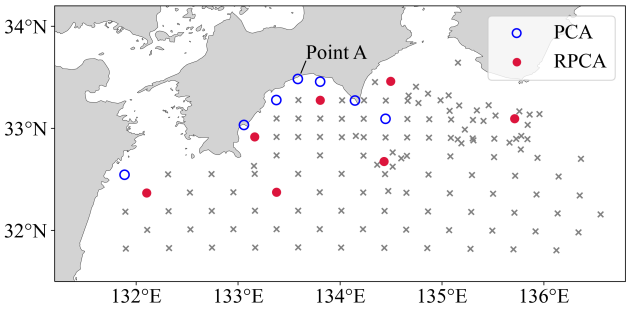


Fig. 2 Optimal configuration of $p = 7$ observation gauges

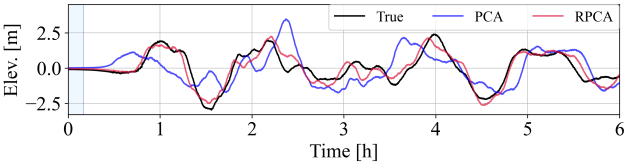


Fig. 3 Predicted and observed tsunami waveforms at Point A in Fig. 2 for one test scenario out of 150.

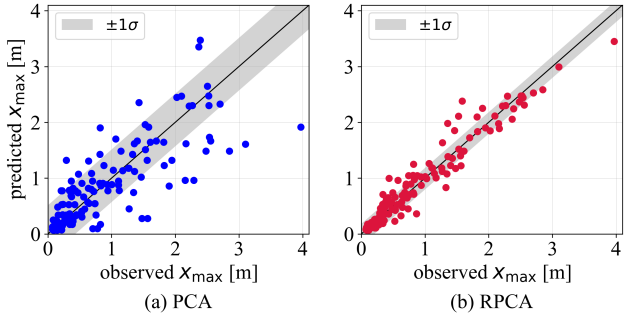


Fig. 4 Comparison of the predicted and observed maximum tsunami elevations at Point A in Fig. 2.

参考文献

1) R. Nomura, et al. : Sequential bayesian update to detect the most likely tsunami scenario using observational wave sequences, Journal of Geophysical Research: Oceans, Vol. 127, No. 10, p. e2021JC018324, 2022.
2) K. Manohar, et al. : Predicting shim gaps in aircraft assembly with machine learning and sparse sensing, Journal of manufacturing systems, Vol. 48, pp. 87–95, 2018.
3) F. Imamura: Review of tsunami simulation with a finite difference method, Long-wave runup models, pp.25–42, 1996.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

FFT 均質化手法を用いた周期ミクロ構造の弾塑性トポロジー最適化 原稿執筆要領 （シンポジウム講演概要）

Topology Optimization for Periodic Microstructure with Elasto-plastic Material Using FFT-based Homogenization (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

松井　聖圭（名古屋大・工）　干場　大也（名古屋大・工）　西口　浩司（名古屋大・工）
小倉　大季（清水建設）　加藤　準治（名古屋大・工）
Masayoshi MATSUI, Nagoya University
Hiroya HOSHIBA, Nagoya University
Koji NISHIGUCHI, Nagoya University
Hiroki OGURA, Shimizu Corporation
Junji KATO, Nagoya University
E-mail: matsui.masayoshi.w2@s.mail.nagoya-u.ac.jp

Thanks to the development of additive manufacturing technology, it is becoming possible to produce materials with desired mechanical properties defined by their periodic microstructures. Topology optimization has attracted much attention for designing optimal microstructures, but its high computational cost prevents nonlinear analysis assuming actual materials. In this study, we focus on the FFT-based homogenization approach and propose a highly efficient optimization method for elasto-plastic microstructures.

1. 研究の背景・目的

近年，積層造形技術の発展により，構造物の形状（マクロ構造）だけでなく材料の微視構造（ミクロ構造）を制御し，所望の特性を持つ材料を製造することが可能になりつつある．そのため，最適なミクロ構造を設計するマルチスケールトポロジー最適化[1)] が注目を集めてるが，高い計算コストにより高解像度での解析や非線形材料を想定した解析が困難であり，実設計への妨げとなっている．特に，弾塑性材料を想定した解析では，増分解析による反復計算が必要となることから線形弾性材料の場合と比べて極めて長い計算時間を要する．本研究はこれを解決するため，高速フーリエ変換 (FFT) に基づく均質化手法[2)] に着目し，より計算効率に優れた新しい最適化手法を提案する．ミクロ構造に巨視的なひずみを与えたときのエネルギー吸収性能の最大化問題を対象に，既往手法との比較検証を行い，提案手法の妥当性および効率性について示す．

2. 高速フーリエ変換 (FFT) にに基づく均質化手法

ほとんどのトポロジー最適化が有限要素法 (FEM) による構造解析を前提としているのに対し，本研究は FFT に基づく均質化手法[2)] に着目した．これは周期性を有するミクロ構造を解くための代替手法であり，弾塑性材料を想定したアルゴリズムは次式のようになる．

$$\begin{aligned}&\text{(A)}\ \boldsymbol{\varepsilon}_j^0(\boldsymbol{y}) = \boldsymbol{\varepsilon}_{j-1}(\boldsymbol{y}) + \left(\boldsymbol{\varepsilon}_{j-1}(\boldsymbol{y}) - \boldsymbol{\varepsilon}_{j-2}(\boldsymbol{y})\right)\\ &\quad \boldsymbol{E}_j = \left\langle \boldsymbol{\varepsilon}_j^0(\boldsymbol{y}) \right\rangle\end{aligned} \tag{1}$$

$$\begin{aligned}&\text{(B) iterate :}\\ &\quad \text{(a) compute } \boldsymbol{\sigma}^k(\boldsymbol{y}) \text{ from } \boldsymbol{\varepsilon}_j^k(\boldsymbol{y}),\ \boldsymbol{\varepsilon}_{j-1}^{\mathrm{p}}(\boldsymbol{y}),\ \bar{\varepsilon}_{j-1}^{\mathrm{p}}(\boldsymbol{y})\\ &\quad \text{(b) } \boldsymbol{\Sigma}^k = \left\langle \boldsymbol{\sigma}^k(\boldsymbol{y}) \right\rangle\\ &\qquad \text{if } \frac{\left\| \boldsymbol{\Sigma}^k - \boldsymbol{\Sigma}^{k-1} \right\|}{\left\| \boldsymbol{\Sigma}^k \right\|} < \bar{e}_{\mathrm{homo}} \ \text{ break}\\ &\quad \text{(c) } \hat{\boldsymbol{\sigma}}^k(\boldsymbol{\psi}) = \mathscr{FFT}\left(\boldsymbol{\sigma}^k(\boldsymbol{y})\right)\\ &\quad \text{(d) } \hat{\boldsymbol{\varepsilon}}^{k+1}(\boldsymbol{\psi}) = \hat{\boldsymbol{\varepsilon}}^k(\boldsymbol{\psi}) - \hat{\mathbb{G}}^0(\boldsymbol{\psi}) : \hat{\boldsymbol{\sigma}}^k(\boldsymbol{\psi}) \qquad \forall \boldsymbol{\psi} \neq \boldsymbol{0}\\ &\qquad \hat{\boldsymbol{\varepsilon}}^{k+1}(\boldsymbol{0}) = \boldsymbol{E}_j\\ &\quad \text{(e) } \boldsymbol{\varepsilon}_j^{k+1}(\boldsymbol{y}) = \mathscr{FFT}^{-1}\left(\hat{\boldsymbol{\varepsilon}}^{k+1}(\boldsymbol{\psi})\right)\end{aligned} \tag{2}$$

$$\begin{aligned}&\text{(C) } \boldsymbol{\varepsilon}_j^{\mathrm{p}}(\boldsymbol{y}) = \boldsymbol{\varepsilon}_{j-1}^{\mathrm{p}}(\boldsymbol{y}) + \Delta\gamma\, \boldsymbol{n}\\ &\qquad \bar{\varepsilon}_j^{\mathrm{p}}(\boldsymbol{y}) = \bar{\varepsilon}_{j-1}^{\mathrm{p}}(\boldsymbol{y}) + \sqrt{\frac{2}{3}}\,\Delta\gamma\end{aligned} \tag{3}$$

なお，本研究では線形構成則に従う弾塑性材料を想定し，von Mises の降伏基準を採用した．

3. ミクロ構造のエネルギー吸収性能を最大化する最適化問題

ミクロ構造に対してあるマクロひずみを与えたときのエネルギー吸収性能の最大化問題を次式に示す．

$$\begin{aligned}&\text{minimize :}\ f(\boldsymbol{s}) = -\sum_{j=1}^{n} \int_Y \boldsymbol{\sigma}_j(\boldsymbol{y}) : \Delta\boldsymbol{\varepsilon}_j(\boldsymbol{y})\, \mathrm{d}\boldsymbol{y}\\ &\text{subject to :}\ h(\boldsymbol{s}) = \frac{1}{|Y|}\int_Y s_i\, \mathrm{d}\boldsymbol{y} - \bar{V} = 0\\ &\qquad 0 < s_i \leqq 1\end{aligned}$$

目的関数 $f(\boldsymbol{s})$ はユニットセル Y が増分解析 n ステップにわたって吸収するエネルギー，すなわち外力がなす仕事量であり，これにマイナス符号を付けることで最小化問題としている．制約関数 $h(\boldsymbol{s})$ は体積制約条件であり，ユニットセル Y における材料体積分率が一定であることを表している．

目的関数の設計変数に対する感度 $\partial f/\partial s_i$ は，Kato ら[3)] の感度解析手法を用いることで次式のように陽的に計算できる．

$$\frac{\partial f}{\partial s_i} = -\sum_{j=1}^{n} \int_Y \frac{\partial \sigma_j}{\partial s_i} : \Delta\boldsymbol{\varepsilon}_j\, \mathrm{d}\boldsymbol{y} \tag{4}$$

なお，応力感度 $\partial\sigma_j/\partial s_i$ の計算の詳細ついては省略する．

4. 数値計算例

前章で示した最適化問題について，構造解析を従来のように FEM で解いた場合（従来手法）と FFT で解いた場合（提案手法）の最適化結果および計算時間を比較する．使用した CPU は Intel Xeon Gold 6136（12 コア 24 スレッド，3.0

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

Table 1 Material parameters

	phase-A	phase-B
Young's modulus (GPa)	2	200
Poisson's ratio	0.35	0.3
yield stress (GPa)	0.03	0.2
hardening parameter (GPa)	0.02	2
volume fraction (%)	70	30

Table 2 Average compute time per one optimization step

	FEM	FFT
case-1	5.5	0.8
case-2	137.6	2.0

(sec.)

GHz）であり，OpenMP によるスレッド並列計算を行った．

境界条件としてユニットセルに与えるマクロひずみ $\boldsymbol{E}$ は次式に示す 2 通りのせん断ひずみであり，それぞれを case-1 および case2 とする．

$$\boldsymbol{E} = \begin{cases} \{0,\ 0,\ 0.001\}^{\mathrm{T}} & \text{in case-1} \\ \{0,\ 0,\ 0.005\}^{\mathrm{T}} & \text{in case-2} \end{cases} \tag{5}$$

ユニットセルは空隙を含まない二層複合材料で構成されており，それぞれの材料パラメータを Table 1 に示す．これらは特定の材料を想定したものではないが，phase-A と phase-B にはそれぞれ何らかの樹脂および金属材料のような値を設定した．また，ユニットセルの要素数は $256 \times 256 = 65536$，増分解析のステップ数は 32 とした．なお，設計変数を更新するアルゴリズムには最適性規準法を使用し，過度に複雑な材料配置を避けるために密度フィルタを使用した．

最適化されたトポロジー（材料配置）を Fig. 1 および Fig. 2 に示す．これらの図から，提案手法を用いた場合であっても従来手法と概ね同一の材料配置が得られることが見て取れる．このときの相当塑性ひずみの分布を Fig. 3 に示す．ただし，case-1 の場合は弾性範囲に収まり塑性ひずみが発生しなかったため省略している．より大きなひずみを与えた case-2 では交差部で材料が降伏しており，case-1 と比較して交差部を補強するような材料配置が得られたのだと推測できる．

それぞれの解析における最適化ステップあたりの計算時間を Table 2 に示す．FEM による従来手法では case-1 に比べて case-2 の計算時間が 25 倍程度と著しく増加している．これは，Newton-Raphson 法による反復計算ごとに連立一次方程式を解く必要があり，塑性範囲での計算量が増加するためである．一方で FFT による提案手法は，そのような計算時間の増加は見られず，塑性範囲であっても高速に解析できることが読み取れる．

5. 結論

本研究は，既往の最適化手法の計算コストの削減を目的として，FFT による均質化手法を用いた弾塑性トポロジー最適化手法の開発を行った．ミクロ構造にせん断ひずみを与える単純な条件において最適化解析を行い，提案手法を用いることで既往手法と同様の最適化結果を大幅に速く求められることを定量的に示した．加えて，提案手法が塑性範囲での解析に特に効果的であることを明らかにした．

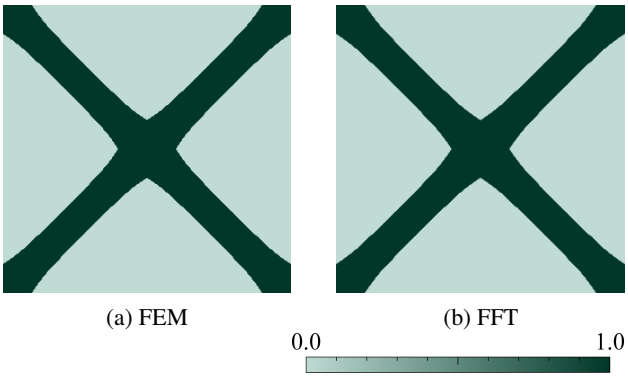


Fig. 1 Optimized topology in case-1 (elastic range)

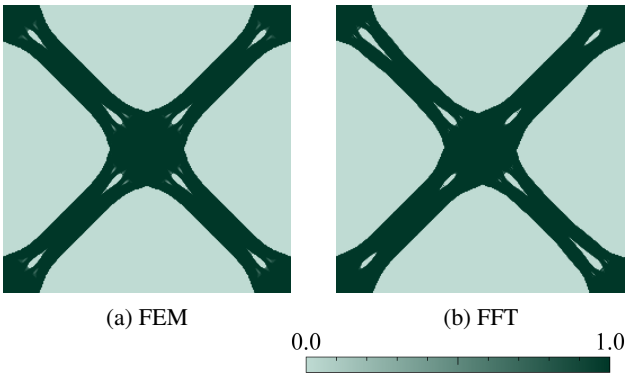


Fig. 2 Optimized topology in case-2 (plastic range)

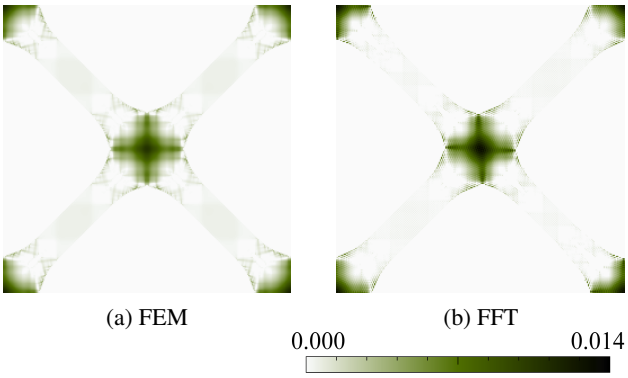


Fig. 3 Equivalent plastic strain distribution in case-2

参考文献

1) J. Kato, D. Yachi, K. Terada, T. Kyoya: Topology optimization of micro-structure for composites applying a decoupling multi-scale analysis, Struct. Multidisc. Optim., 49, pp.595-608, 2014.
2) H. Moulinec and P. Suquet: A numerical method for computing the overall response of nonlinear composites with complex microstructure, Comput. Methods Appl. Mech. Engrg., 157, pp.69-94, 1998.
3) J. Kato, H. Hoshiba, S. Takase, K. Terada, T Kyoya: Analytical sensitivity in topology optimization for elastoplastic composites, Struct. Multidisc. Optim., 52, pp.507-526, 2015.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

空間 2 次精度を有する I-SPH(2)による自由表面非圧縮流れ解析（シンポジウム講演概要）

Incompressible Free surface flow analysis using I-SPH(2) with spatial second-order accuracy (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

白神　嘉也（九州大・工）　　藤岡　秀二郎（九州大・工）　　浅井　光輝（九州大・工）
Yoshiya SHIRAKAMI, Kyushu University
Shujiro FUJIOKA, Kyushu University
Mitsuteru ASAI, Kyushu University
E-mail: y-shirakami@doc.kyushu-u.ac.jp

Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH) is a Lagrangian particle method that is well suited for splitting and coalescing of fluids, but it still has fatal errors that degrade due to particle turbulence during simulation. Therefore, a higher order spatial derivative formulation of SPH that satisfies the second -order accuracy of the Taylor expansion has been developed by our research group. Free-surface flows, in which the particle array is easily disrupted by violent water surface changes and particles within the radius of influence are inevitably lost near the water surface, were expected to be an example of application of a highly accurate model, but numerical instability remains a problem. In this study, we reviewed the entire calculation scheme of the particle method except for the derivative operator and proposed an improved treatment that includes free surface determination. Finally, the proposed method is demonstrated through rotating square and dam failure analyses to show the accuracy and robustness.

1. 緒言

Lagrange 記述に基づく粒子法の一種である SPH 法は，計算過程において物理的な速度によって粒子を動かすため粒子分布が非均一となり，計算精度が低下しやすい．そこで，乱れが生じても Taylor 展開の 2 次の項までを満たす高精度な 2 階微分モデル [1]（以下，SPH(2)と略記）が提案された．ただし，自由表面流れ問題では，激しい形状変化により粒子配置が乱れやすく，また表面付近では影響半径内の粒子が必然的に欠損するため，高精度モデルのよい適用例として期待していたが，自由表面付近で計算が不安定になる問題が残されていた．そこで本研究では，高精度 SPH 法による自由表面流れ解析の計算安定化を目的とし，自由表面判定を含む微分演算子以外の計算スキーム等を全体的に見直した I-SPH(2)を提案する．

2. 高精度微分モデル

SPH(2)は，これまでに SPH 法の枠組みで提案されてきた高精度微分モデルを修正改良した勾配モデルと，空間の 2 階微分項に対する高精度モデルから構成される．両者ともに，理論的には空間 2 次精度を満たすモデルである．ただし，現実的には粒子配置の空間の乱れにより，収束性を悪化させる傾向が避けられず，運用上は粒子再配置法と併用化することが望ましい．以下，2 次精度の勾配モデルおよび，空間 2 階微分モデルを整理して示す．

2.1. 修正勾配モデルと SPH(2)の勾配モデルの比較

修正勾配モデルは，SPH 近似と Taylor 展開から導出されており，通常の勾配モデルに勾配修正行列を作用することで高精度化している．

$$\begin{aligned}\langle\nabla\phi\rangle_i &:= \boldsymbol{L}_i^{-1}\bigcup_{j\in\mathbb{S}_i} V_j\left(\phi_{ij}-R\right)\nabla w_{ij}\\ &\cong \bigcup_{j\in\mathbb{S}_i} V_j\phi_{ij}\boldsymbol{L}_i^{-1}\nabla w_{ij} =: \bigcup_{j\in\mathbb{S}_i} V_j\phi_{ij}\tilde{\nabla}w_{ij}\\ \boldsymbol{L}_i &= \bigcup_{j\in\mathbb{S}_i} V_j\left(\nabla w_{ij}\otimes\boldsymbol{r}_{ij}\right)\end{aligned} \tag{1}$$

V_jは j 粒子の代表体積，ϕ_iは i 粒子の物理量($\phi_{ij}:=\phi_j-\phi_i$)，w_{ij}は j 粒子の i 粒子に対する重み，$\boldsymbol{r}_i$は i 粒子の位置ベクトル($\boldsymbol{r}_{ij}:=\boldsymbol{r}_j-\boldsymbol{r}_i$)を示す．$R$ は Taylor 展開の剰余項であり，ここでは 2 次以上の高次項となる．上記の修正勾配モデルは 2 次以上の項を無視した 1 次精度のモデルであり，R に次節で与える空間 2 階微分項を代入したモデルが SPH(2)の勾配モデルとなる．

2.2. SPH(2)モデルによる空間 2 階微分

2 次元問題における高精度 2 階微分モデルは，次式に示す 3×3 の行列を各 2 階微分項に対して数値的に解くことで評価できるモデルである．

$$\begin{aligned}&\bigcup_{j\in\mathbb{S}_i}\frac{m_j}{\rho_j}\frac{\boldsymbol{r}_{ij}\cdot\nabla w_{ij}}{\left|\boldsymbol{r}_{ij}\right|^4}\boldsymbol{q}_{ij}\boldsymbol{p}_{ij}^T\left[\frac{\partial^2\phi_i}{\partial x^2}\ \frac{\partial^2\phi_i}{\partial y^2}\ 2\frac{\partial^2\phi_i}{\partial x\partial y}\right]^T\\ &= 2\bigcup_{j\in\mathbb{S}_i}\frac{m_j}{\rho_j}\frac{\boldsymbol{r}_{ij}\cdot\tilde{\nabla}w_{ij}}{\left|\boldsymbol{r}_{ij}\right|^4}\boldsymbol{q}_{ij}\left\{\phi_{ij}-\boldsymbol{r}_{ij}\cdot\left(\bigcup_{k\in\mathbb{S}_i}\frac{m_k}{\rho_k}\phi_{ik}\tilde{\nabla}w_{ik}\right)\right\}\end{aligned} \tag{2}$$

ここで，$\boldsymbol{q}_{ij}$と$\boldsymbol{p}_{ij}$は次の式で定義される．

$$\boldsymbol{q}_{ij} := \left[x_{ij}^2\quad y_{ij}^2\quad x_{ij}y_{ij}\right]^T \tag{3}$$

$$\boldsymbol{p}_{ij} := \left[A(x,x)\quad A(y,y)\quad A(x,y)\right]^T \tag{4}$$

$$A(a,b) := a_{ij}b_{ij}-\boldsymbol{r}_{ij}\cdot\bigcup_k V_k a_{ik}b_{ik}\tilde{\nabla}w_{ik} \tag{5}$$

3. 正方形パッチテスト（解析的に微分可能な関数による数値微分モデルの検証）

3.1. 概要

Fig.1 に示す微分可能な連続関数について，理論値と粒子による離散微分値との比較検証を通して，高精度微分モデルの有用性を示す．ここでは，ラプラシアンについて高精度モデルと標準モデルを比較検証した．

検証は以下の手順で行い，誤差評価関数は外れ値の影響を大きく評価する RMSE とした．

$$\mathrm{RMSE}=\sqrt{\frac{\sum_i(\langle\nabla^2\phi\rangle_i-\nabla^2\phi_i)^2}{\sum_i(\nabla^2\phi_i)^2}} \tag{6}$$

1. 粒子を配置し，関数の情報を与える．
2. 影響域に粒子欠損のない内部粒子についてラプラシアンとその誤差を評価する．
3. 外部境界周辺の影響域に粒子欠損がある粒子についてラプラシアンとその誤差を評価する．
4. 粒径を小さくし，1~3 の操作を繰り返す．

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

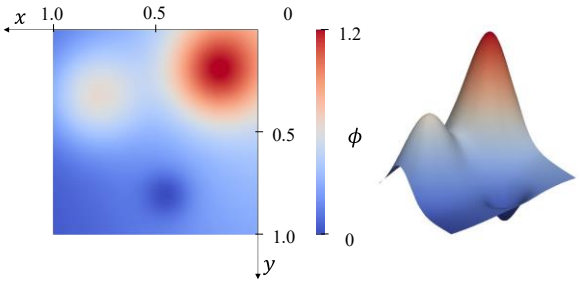
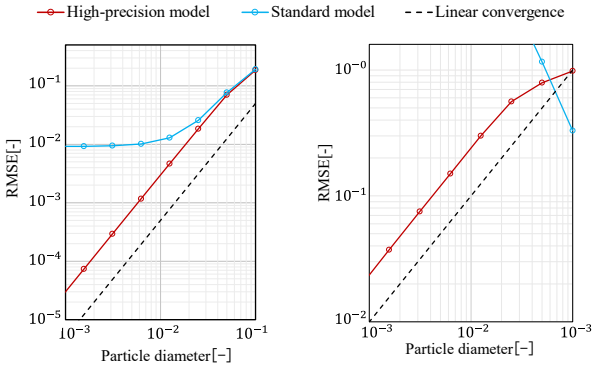


Fig.1 Test function

3. 2. 精度検証結果

検証結果を Fig.2 に示す．標準的なラプラシアンモデルでは，粒子欠損のない内部粒子においても粒子直径の減少に伴う収束性が見られず，外部粒子においては誤差が増大した． 一方，高精度モデルでは粒子欠損がみられる際にも粒子直径の減少による 1 次収束を確認した．



(a) inner particle (b) outer particle
Fig.2 RMSE of Laplacian

4. 自由表面流れ解析

4. 1 高精度 SPH モデルによる解析に向けた改良

自由表面の判定漏れを防ぐために，固有値による判定法[2]に対して修正勾配の特性に基づく改良を行った．

4. 2 正方流体回転解析

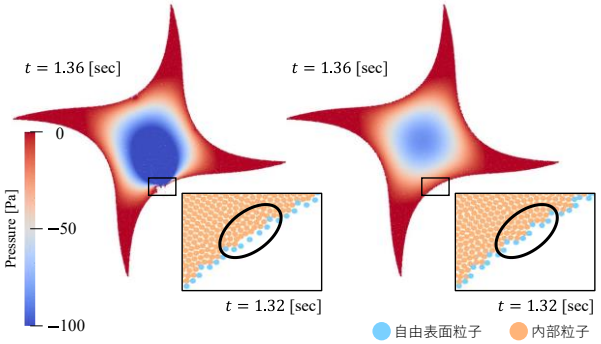
解析モデルは 1 辺が 100cm の正方形領域の無粘性流体であり，初期条件として正方形領域の図心を中心に角速度 1.0 rad/sec を与えた．粒子直径は 0.5cm，また時間増分は 1.0×10^{-4}sec とした．また，この例題のみ XSPH 法[3]を導入することで計算安定化を図った．

解析結果を Fig.3 に示す．Fig.3 (a)の改良なしでは，自由表面の判定漏れから計算不安定性が引き起こされ，図示した時刻$t = 1.32$sec の次の時間ステップで計算が破綻した．一方，Fig3. (b)に示す改良法においては自由表面の判定漏れが減少したことで計算安定性を得て，長時間の解析を行うことができた．

4. 3 水柱崩壊解析

解析モデルは，100cm × 300cmの水槽と40cm × 40 cmの水柱からなり，粒子直径は0.5cm，時間増分は5.0×10^{-4}secとした．

解析結果を Fig.4 に示す．高精度微分モデルのみを導入した場合，自由表面の誤判定に伴い計算破綻が生じた．一方で，提案した改良法により，波が発生して粒子同士が激しく衝突するような場合においても，高精度微分モデルによる計算不安定性を解消し，高精度な解析を実現した．



(a) without modification (b) with modification
Fig.3 Snapshot of rotating square

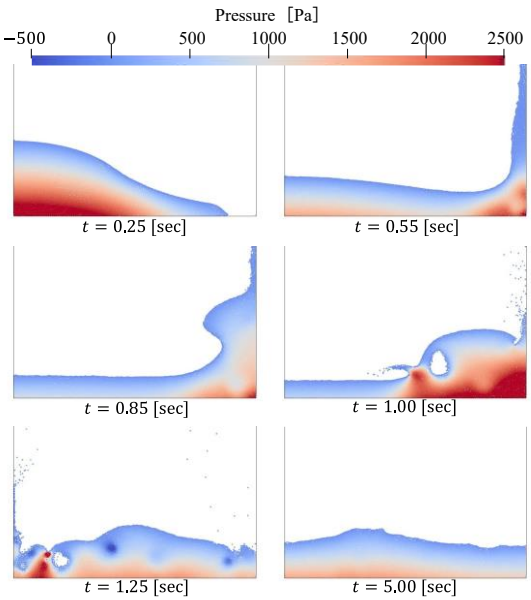


Fig.4 Water column collapse behavior

5. 結言

本研究では，空間 2 次精度を有する微分モデルである SPH(2)を自由表面・非圧縮性流体解析に適用するために，自由表面の判定に改良を施した I-SPH(2)を提案した．高精度微分モデルのみを導入した際には，自由表面の誤判定に伴う圧力振動が計算不安定性の要因であることを究明し，その改良へとつながった．基本的な例題を通して，I-SPH(2)により高精度かつロバストな解析を実行できることを示した．今後は，高精度微分モデルの定量的な検証を行う予定である．

参考文献

1) 藤岡秀二郎，辻勲平，浅井光輝，高精度 SPH 法 ～空間 2 次精度の勾配・ラプラシアン・混合微分～，土木学会論文集， Vol. 79, No.15, 2023.
2) S. Marrone, A. Colagrossi, D. Touzé, and G. Graziani, Fast free-surface detection and level-set function definition in sph solvers, *J. Comput. Phys.*, Vol.229, No.10, pp.3652–3663, 2010.
3) J. Monaghan. Smoothed particle hydrodynamics, *Annu. Rev. Astron. Astrophys.*, Vol.30, No.1, pp.543–574, 1992.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

有限要素法による音場解析手法の構築とその可聴化（シンポジウム講演概要）

Development of Acoustic Analysis Method using the Finite Element Method and its Auralization (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

深澤　一志（中央大・理工）　宮内　暖季（中央大・理工）　樫山　和男（中央大・理工）
吉川　仁（京都大・情報）
Kazushi FUKAZAWA, Chuo University
Haruki MIYAUCHI, Chuo University
Kazuo KASHIYAMA, Chuo University
Hitoshi YOSIKAWA, Kyoto University
E-mail: kaz@civil.chuo-u.ac.jp

This paper presents a noise evaluation system based on the finite element method using impulse response analysis and its auralization. The time-variant convolution is employed to treat the moving sources problem such as traffic noise. The PML boundary condition is employed to treat the open boundary condition. The system exposes to users the computed noise level with both the auditory information using sound source signal and the visual information using CG image. The computed results are compared with the measurement results in VR space.

1. はじめに

著者らは，外部波動問題に適している境界要素法に着目し，時間域高速多重極境界要素法 (FMBEM) を用いた音場解析手法の構築を行ってきた[1]．しかし，現状の計算リソースでは，計算コストの増加から高周波成分を含んだ解析や，より大規模な解析への適用が難しいという問題が存在した．

そこで本研究では，インパルス応答解析に基づく有限要素法 (FEM) による音場解析手法の構築とその可聴化を行った．開境界処理には高精度な吸収が可能な PML 法 (Perfectly Matched Layer Method) を用い，先端形状改良型遮音壁のモデルを作成し，遮音壁周辺の音場解析を行った．解析の妥当性を検証するため，解析解および従来の高速多重極境界要素法との比較を行った．また，交通騒音などの移動音源問題に適用するため時変畳み込み演算を適用し，計算結果を HMD(Head Mounted Display) により可聴化するシステムを構築した．

2. 数値解析手法

2.1. 支配方程式

本研究では開境界の処理に PML 法[2] を使用する．支配方程式の修正波動方程式と移流方程式，式中の変数と行列を以下に示す．

$$\frac{\partial^2 p}{\partial t^2} + \alpha \frac{\partial p}{\partial t} + \beta p - c^2 \frac{\partial^2 p}{\partial x_j^2} - c^2 \frac{\partial \Phi_j}{\partial x_j} = 0 \quad \text{in} \quad D, \tag{1}$$

$$\frac{\partial \Phi_i}{\partial t} + \mathbf{A}\Phi_i + \mathbf{B}\frac{\partial p}{\partial x_i} = 0 \quad \text{in} \quad D_{\mathrm{PML}}, \tag{2}$$

$$\alpha = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z,$$

$$\beta = \sigma_x\sigma_y + \sigma_y\sigma_z + \sigma_z\sigma_x,$$

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} \sigma_x & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_y & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_z \end{bmatrix},$$

$$\mathbf{B} = \begin{bmatrix} \sigma_x - \sigma_y - \sigma_z & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_y - \sigma_z - \sigma_x & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_z - \sigma_x - \sigma_y \end{bmatrix},$$

Table 1　Calculation cost.

	計算時間[分]	使用計算機容量[GB]	解析モデル容量[GB]
FEM	8分	46.7	7.55
FMBEM	90分	73.4	0.07

ここに，D は解析領域を，D_{PML} は PML 領域を，t は時間を，c は音速を，Φ_i は補助変数を表す．$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ は各方向の減衰パラーメータを表し，PML 領域では非 0，非 PML 領域では 0 となり音波を吸収する役割をもつ．また，領域 D 内では Φ_i，σ_i が 0 となるため通常の波動方程式を解くことに等しい．

2.2. 有限要素法に基づく数値解析

式 (1)，(2) に対して Galerkin 法に重み付き残差法を適用し，導いた弱形式に対し，空間方向に四面体 1 次要素を用いた有限要素法を適用し，以下の方程式を得る．

$$\mathbf{M}_e \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} + \alpha \mathbf{M}_e \frac{\partial p}{\partial t} + \beta \mathbf{M}_e p + \mathbf{K}_e p - \mathbf{S}_e \Phi_j = \mathbf{F}_e, \tag{3}$$

$$\mathbf{M}_e \frac{\partial \Phi_i}{\partial t} + \mathbf{A}\mathbf{M}_e \Phi_i + \mathbf{B}\mathbf{S}_e p = 0, \tag{4}$$

ここで $\mathbf{M}_e, \mathbf{K}_e, \mathbf{S}_e, \mathbf{F}_e$ はそれぞれ各要素の質量行列，拡散行列，移流行列，境界積分項を表す．また，本解析では陽解法を用いるため質量行列に集中化を施す．時間方向の離散化には中心差分を用い，音圧と補助変数を求める．

また，移動音源問題を取り扱うために，時変畳み込み演算手法[3] を導入した．

3. 高速多重極境界要素法と計算効率の比較

本手法と高速多重極境界要素法 (FMBEM) を用いて同規模のインパルス応答解析に基づく音場解析を行った．計算コストの比較を **Table.1** に示す．FEM は領域型の解法であることから容量は大きくなるもの，計算時間および計算機容量の点では FMBEM に比べて優れるという結果になった．なお，計算自由度は FEM では約 2,200 万，FMBEM では約 39 万である．比較の詳細については講演時に述べる．

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

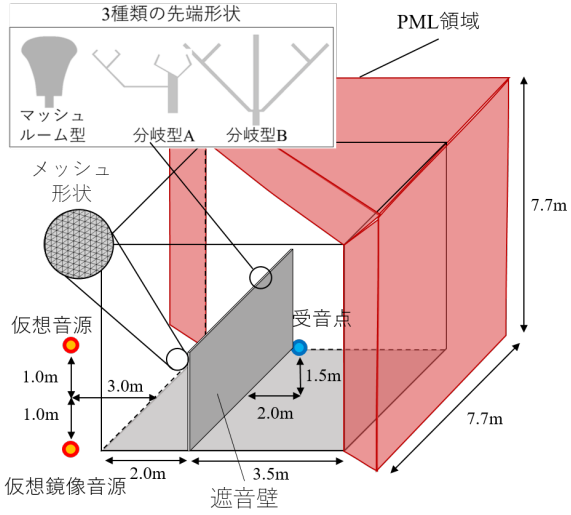


Fig. 1　Computational model.

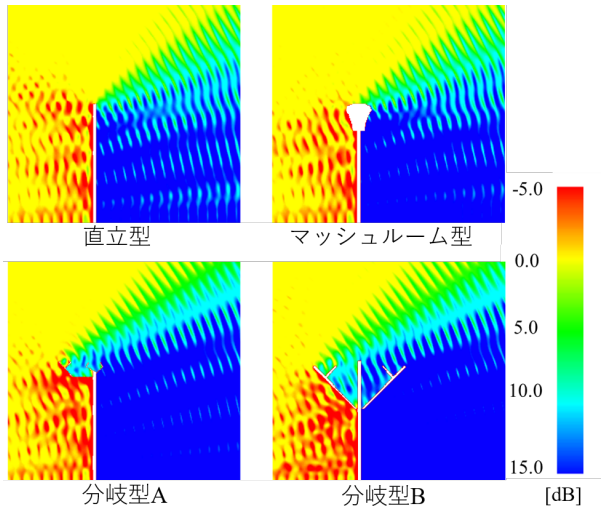


Fig. 2　Distribution of noise.

4.　数値解析例

4.1.　工事騒音問題への適用

Fig．1 に解析モデルを示す，遮音壁周辺の音場解析を行う．その際，先端形状の違いによる音の低減効果を確認するため 4 種類の遮音壁モデルで比較を行う．最小空間離散化幅は 0.022m，時間離散化幅は 6.67×10^{-5}s，音速は 340m/s とし，境界条件は地面部，遮音壁ともに完全反射，PML のパラメータは $L_i = 1.1, R = 10^{-6}$ とする．なお，解析に使用したコンピュータは東京大学のスーパーコンピュータシステム，Oakbridge-CX であり，8 ノード (448cores) を使用し，領域分割に基づく並列計算を行っている．また，自由度は約 8,000 万である．

Fig.2 にインパルス応答に対し工事騒音の実音源を畳み込み，遮音壁がない場合との音圧レベル差を可視化した図を示す．コンターは音の低減量を示し，青色に近いほど遮音壁がない場合に比べ音を低減できていることを表す．図より，遮音効果の定量的な確認や先端改良型遮音壁の効果的な音の低減を確認できる．

4.2.　移動音源問題への適用

道路交通騒音解析を行うために時変畳み込み演算手法を導入した．可聴化対象としては，移動音源として大型車を仮定する．走行距離は 80km/h，150m で走行するものとし，走行音を定常音化したデータを使用する．VR デバイスとシステム利用中の様子を **Fig.3** に示す．

また，装置から発せられる音を HMD の録画機能により測定し，計算結果との比較を行った．**Fig.4** に示す通り，VR 空間内の可聴化結果は計算結果通りの音場が再現できていることが分かる．



Fig. 3　Noise evaluation system using VR.

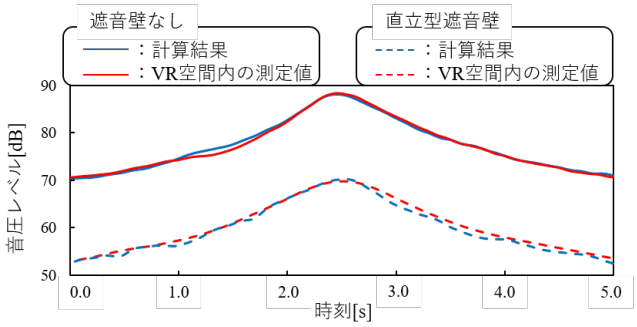


Fig. 4　Comparison of sound pressure level.

5.　おわりに

本研究では，インパルス応答解析に基づく有限要素法による音場解析の構築とその可聴化を行った．また，VR 技術を用いて計算結果を可聴化し，騒音評価システムの構築を行った．結論を以下に述べる．

- 有限要素法は高速多重極境界要素法に比べ計算時間の点で大幅に優れる
- 開境界の処理に PML 法を適用することで，反射波の発生を抑えることができる
- VR 技術により計算結果を可聴化した結果，構築したシステムは VR 空間において計算結果通りの音場が再現ができる

今後の課題として，実測値との比較が挙げられる．

参考文献

1) 庄子諒，深澤一志，吉川仁，高橋徹，樫山和男：インパルス応答解析に基づく高速多重極境界要素法による音場解析とその可聴化，土木学会論文集 A2(応用力学)，土木学会，Vol77，No.2，pp.I_171-I_182，2021.
2) Kaltenbacher, B. Kaltenbacher, M. and Sim, I., "A modified and stable version of a perfectly matched layer technique for the 3-d second order wave equation in time domain with an application to aeroacoustics," *J.Comput.Phys,* , Vol.235, pp.407-422, 2013.
3) 今井啓太，吉町徹，樫山和男：吸音モデルを考慮したインパルス応答解析手法の構築と VR 技術を用いた可聴化，土木学会論文集 A2(応用力学)，土木学会，Vol.75，No.2，pp.I_259-I_267，2019.

非圧縮粘性流体のための安定化陰的 MPM（シンポジウム講演概要）

Stabilized Implicit MPM for Incompressible Viscous Fluids (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

三原　康平（広島大・工）　　川野　慎之介（広島大・先）　橋本涼太（広島大・先）
Kohei MIHARA, Hiroshima University
Shinnosuke KAWANO, Hiroshima University
Ryota HASHIMOTO, Hiroshima University
E-mail: ryotahashimoto@hiroshima-u.ac.jp

This study proposes a stabilized implicit Material Point Method (MPM) for incompressible viscous fluids. The weak forms of the equation of motion and continuity equation were coupled and discretized by MPM in space and Newmark's β method was used in the time domain. Additionally, stabilization methods were introduced to avoid pressure oscillations and unphysical volume shrinkage. The dambreak flow analysis was conducted to validate the developed method including the effectiveness of the stabilizations and implicit scheme.

1.　背景と目的

令和元年台風 19 号で決壊した千曲川の堤防をはじめ，豪雨時に越水による川裏法面の侵食・破堤が頻発し，「粘り強い河川堤防」の開発と適用が進められている．対策工の性能を評価するには，堤防への水の浸透・越流から盛土の変形や破壊に至る一連の現象を表現できる解析手法が有用となる．堤防の越水侵食の解析手法として土と間隙流体の多相連成系で定式化された Material Point Method（MPM）[1]が開発されているが，固相と流体相ともに陽解法を採用しており，時間増分の大きさの制約により実時間スケールでの浸透～越水プロセスの解析には難がある．そこで，堤防周辺の水の自由表面流れと浸透流の統一解析を最終的な目的とし，本研究ではまず，非圧縮粘性流体のための陰解法に基づく MPM をその安定化手法と合わせて提案する．

2.　MPM と開発手法の概要

MPM[2]は格子と粒子を併用した連続体の解析手法である．物体を粒子に分割し，質量等の物理量を背後に設けた有限要素メッシュの節点に投影して支配方程式の弱形式を解き，得られた運動学的変数を粒子に補間して移動させる．メッシュを時間ステップごとにリセットするため，要素のつぶれによる計算の破綻を生じることなく，盛土の崩壊や流体の自由表面流れのような連続体の大変形を扱える．しかし，既存の非圧縮性流体に関する MPM は，弱圧縮性を仮定した陽解法や，運動方程式と連続式を分離する半陰解法によるものであり，前者は CFL 条件による時間増分の制約があり，後者は圧力のポアソン方程式の境界条件を与えるための自由表面粒子の探索が必要となる．

そこで本研究では，時間増分の制約の小さい陰解法を用いて，運動方程式と連続式を同時に解く一体型解法を採用し，非圧縮性流体のための完全に陰的な MPM を開発した．支配方程式であるラグランジュ表示の運動方程式と連続式それぞれの弱形式を MPM で節点に空間離散化し，陰解法である Newmark の β 法で加速度と速度項を時間離散化する．その上で，変位と圧力を未知数として両式を連立して解く．ただし，この定式化では，有限要素法による非圧縮性流体解析と同様に係数行列が特異となり圧力振動が起こるため，Pressure Stabilizing Petrov Galerkin（PSPG）法 [3]による安定化項を追加した．その結果得られる連立一次方程式は次式である．

$$\begin{bmatrix} \frac{1}{\beta\Delta t^2}[M]+\frac{\gamma}{\beta\Delta t}[C] & -[K_v] \\ \frac{\gamma}{\beta\Delta t}[K_v]^{\mathrm{T}}+\frac{1}{\beta\Delta t^2}[K_v^{stab}] & [K_p^{stab}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\Delta u_{nd}\} \\ \{p_{w,nd}\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{F\} \\ \{F_p\} \end{Bmatrix} \quad (1)$$

ここで，β と γ は Newmark の β 法のパラメータ，$[M]$は質量トリックス，$[C]$は粘性マトリックス，$[K_v]$は変位と圧力の連成マトリックス，$[K_v^{stab}]$と$[K_p^{stab}]$は PSPG 法による安定化マトリックス，$\{F\}$と$\{F_p\}$はそれぞれ運動方程式と連続式の残差ベクトルである．本定式化では流体表面のトラクションフリー条件が自動的に満足され，半陰解法で必要な表面粒子探索が不要となる．

続いて，体積保存性に関する安定化処理について述べる．MPM では粒子の重なりを許容しており，一度重なった流体粒子は節点から補間される運動学的変数が一致するため，その後同じ運動を示す．そのため，連続式で非圧縮性条件を課しているにも関わらず見かけ上体積圧縮が生じる．本研究ではこの粒子配置の空間的な偏りを解消するため，Asai ら[4]の安定化 ISPH 法を参考にした安定化処理を提案する．まず，SPH 法における物理量の平滑化処理を参考に，MPM のメッシュの節点 i において平滑化された流体密度$\tilde{\rho}_i$を次式で評価する．

$$\tilde{\rho}_i = \sum_p W_i(\boldsymbol{x}_p) M_p = \sum_p \frac{N_i(\boldsymbol{x}_p)}{\int N_i(\boldsymbol{x})\, d\boldsymbol{x}} M_p \quad (2)$$

ここに，$W_i(\boldsymbol{x})$は節点 i の形状関数$N_i(\boldsymbol{x})$をその空間積分値で割った重み関数であり，SPH 法のカーネル関数と同様ユニティ条件を満たす．$\boldsymbol{x}_p$とM_pは粒子 p の座標と質量である．そして，粒子配置が本来の流体密度ρに近づくよう連続式を補正した．

$$\nabla \cdot \dot{\boldsymbol{u}} = -\frac{\alpha}{\rho}\frac{\rho - \tilde{\rho}}{\Delta t} \quad (3)$$

ここにαは 0 から 1 の値をとる安定化パラメータである．

以下では二次元正方格子で形状関数に二次 B-spline 基底関数，粒子－格子間の変数の投影・補間に FLIP 法を用いた．

3.　開発手法の妥当性の検証

開発した安定化陰的 MPM の妥当性を検証するため水柱のダムブレイク流れ解析（Fig. 1）を行った．584 mm 四方の領域を 40×40 要素に分割し，左下の 146×292 mm の範囲に 1 要素あたり 4 個の粒子を配置し，自重のみを与えた．

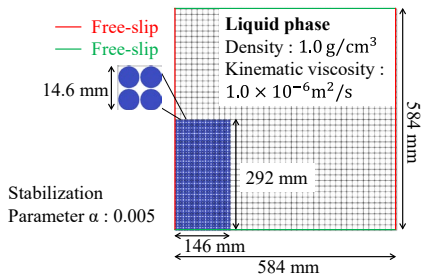
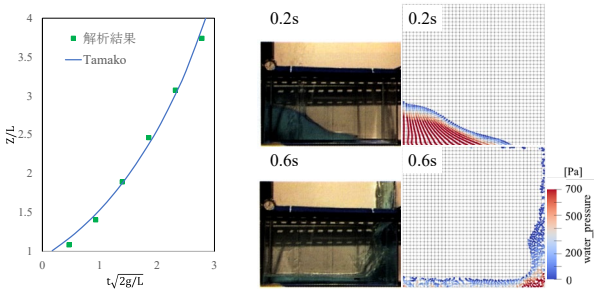


Fig. 1 Analytical model for dambreak flow.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会



(a)Tip position of step wave. (b)Comparison with experiment.

Fig. 2 Results of dam break flow analysis.

時間増分を 1.0×10^{-3}s とし，40,000 ステップ計算した．

Fig.2(a)に段波発生後 0.24 s までの段波の先端位置の時刻歴の既往研究との比較を示す．若干のずれはあるものの概ね妥当な結果が得られた．また，0.2 s 時点で水柱が崩れ底面を右方向に流れ始め，0.6 s 時点では水が壁に沿って落下し始める様子は概ね実験結果画像と同様の結果となった．

4. 安定化の効果の検証

開発手法における PSPG 法による水圧の安定化と体積の保存性に関する安定化の効果を前章と同じダムブレイク流れ解析（Fig. 1）を通じて検証した．

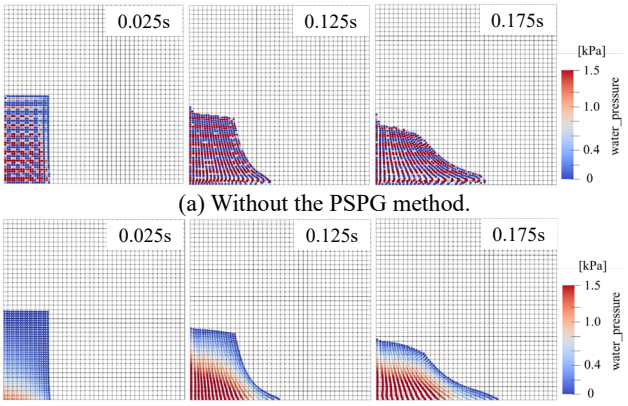
Fig. 3(a)に示すように水圧の安定化前は圧力振動が起こり，また解析開始から 0.175 s で発散し最後まで計算を行うことができなかった．これは本手法で計算する連立一次方程式の係数行列の連続式に関する行の対角項がゼロになり特異となることに起因する．ここに式(1)に示すように PSPG 法による安定化項を追加することでスムーズな水圧分布を示し（Fig. 3(b)），安定して解析を実行できた．

Fig. 4 に体積の保存性に関する安定化の導入前後の 40 s 時点での解析結果を示す．Fig. 1 に示すように解析開始の時点では 200（縦 20×横 10）要素分あった体積が，安定化前（Fig. 4(a)）では一つの要素内に初期の粒子数（4 個）よりも多くの粒子が入り，およそ半分まで体積が減少した．一方で安定化後（Fig. 4(b)）は粒子がおよそ 200（縦 5×横 40）要素に分布し体積が保存されたことが確認できた．

5. 陽解法との比較

最後にダムブレイク流れ解析を陽解法(前進オイラー法, Modified Update Stress Last スキーム）[2]に基づく MPM による解析結果を示し，今回開発した陰解法の有効性を確認する. 陽解法では, 圧力を未知数とせず, 水を弱圧縮性 Newton 流体と仮定して体積弾性係数を 2.0 GPa とした．

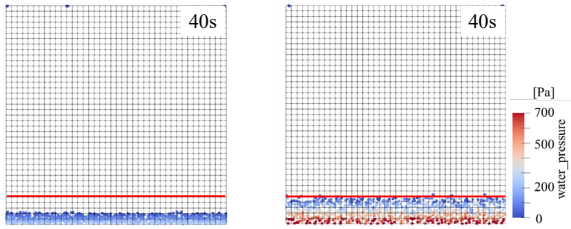
時間増分を 1.0×10^{-3}s ，1.0×10^{-4}s 及び 1.0×10^{-5}s としたときは計算途中で発散し結果が得られなかったため，1.0×10^{-6}s による解析結果を Fig. 5 に示す. 陽解法を用いると隣接する粒子間でも圧力分布が連続せず負圧が生じているものもありうまく計算できない．また 1.0×10^{-6} s という時間増分ではまだ十分に小さくなく，水面形が乱れ不必要に飛散する粒子がある．今回のダムブレイク流れ解析においては，解析結果を得るために陰解法と比較して時間増分を 1/1000 以下にする必要があることが分かった．陽解法は連立一次方程式を解く必要がなく 1 ステップ当たりの計算時間は短いが，本研究が対象とするような数時間スケールの解析を行う場合には陰解法が効果的だと言える．最後に参考までに，この節で行った陽解法 MPM による解析と陰解法による解析を 2s 分行った解析時間を示す. 陽解法 : 4547s, 陰解法 : 324s.



(a) Without the PSPG method.

(b) With the PSPG method.

Fig. 3 Pressure distribution without and with the PSPG method.



(a) Without volume correction (b) With volume correction

Fig. 4 Particle configuration after 40 seconds.

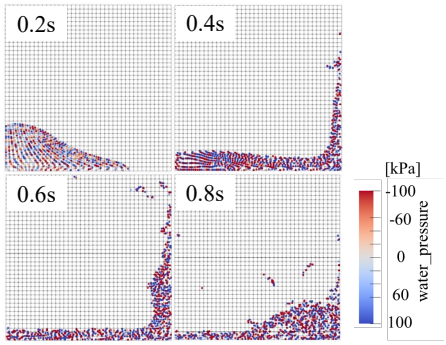


Fig. 5 Results with the explicit (MUSL) scheme.

6. まとめ

非圧縮粘性流体のための陰解法に基づく安定化 MPM を開発し，自由表面流れ解析の妥当性を検証するためダムブレイク流れ解析を行った．その後本手法における安定化処理の効果を確認し，最後に陽解法と比較した陰解法の有効性を確認した．今後，固相との相互作用を考慮した土ー水連成解析への拡張を進める．

参考文献

1) Liang *et al.*: Simulation of overtopping and seepage induced dike failure using two-point MPM, Comput. Methods Appl. Mech. Eng., Vol. 118, pp. 179-196, 1994.
2) Sulsky *et al.*: Application of a particle-in-cell method to solid mechanics, J. Comput. Phys., Vol. 87, pp. 236-252, 1995.
3) Tezduyar, T. E. *et al.*: Incompressible flow computations with stabilized bilinear and linear equal-order-interpolation velocity-pressure elements, Comput. Methods Appl. Mech. Eng., Vol. 95, pp. 221-242, 1992.
4) Asai, M. *et al.*: A stabilized incompressible sph method by relaxing the density invariance condition, J. Appl. Math., Vol. 2012, Article ID 139583, 2012.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

水中に投下された高吸水性ポリマー粒子の膨潤過程の3次元数値計算 （シンポジウム講演概要）

Three-Dimensional Numerical Prediction for Swelling Process of Superabsorbent Polymer Particles Falling into Water (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

牛島　省（京大・学術情報メディアセンター）
グイネア　ニク（京大・大学院工学研究科博士課程）
芝　隆宏（SDP グローバル株式会社・研究部）
鈴木　一充（SDP グローバル株式会社・研究部）　　松原　佑介（三洋化成工業株式会社）
Satoru USHIJIMA, ACCMS, Kyoto University
Niku GUINEA, CERE, Kyoto University
Takahiro SHIBA, SDP Global Co., Ltd.
Kazumitsu SUZUKI, SDP Global Co., Ltd.
Yusuke Matsubara, Sanyo Chemical Industries, Ltd.
E-mail: ushijima.satoru.3c@kyoto-u.jp

This paper presents the experimental results in which multiple superabsorbent polymer (SAP) particles were dropped into water to measure the height of the particle layer deposited on the bottom. In addition, the swelling process was numerically predicted with a three-dimensional computation method which deals with fluid-solid and solid-solid interactions to confirm its applicability and discuss the subjects to be improved.

1. はじめに

高吸水性ポリマー (Superabsorbent polymer, SAP) は，乾燥状態では高分子鎖が絡まった結晶化した硬い粒子であるが，水に接触すると高分子鎖が広がり内部に水を取り込んで膨潤する[1)]．吸水した粒子は水和ゲルとなり，水を保持する機能を持つ．近年は，生活用品のみならず，土壌保水剤，土木工事用止水剤など広い範囲の産業分野において高吸水性ポリマーの実用化が進められている．

SAP 粒子の膨潤・保水過程には分子的なメカニズムが関係する一方で，実用課題では粒子群としてのマクロな挙動が重要となる[2)]．本研究では，それらの中間の粒子スケールの性質に着目する[3)]．すなわち，3 次元場において，複数の SAP 粒子が水と接触した際に，膨潤・保水する過程を数値的に把握することを目的として，基本的な実験を行い，粒子スケールの挙動を再現する計算手法の適用を試みた．

2. SAP 粒子の膨潤実験の概要

SAP 粒子が水中で膨潤する過程を把握するために，Fig.1 に示す実験装置を作成した．粒径約 0.5 mm から 0.75 mm の SAP 粒子を仕切り板上部に層厚約 1 mm 程度に設置しておき，仕切り板を素早く抜いて粒子を水中に投下した．

Fig.1 の水槽の大きさは，l_1 および l_2 がそれぞれ 8 mm および 3 mm であり，水槽内の水深 h_w は 15 mm である．

投入された粒子は水中を落下し，水槽底部に堆積する．このときのおおよその時刻を $t = 0$，粒子群の高さを h_0 とする．時間の経過とともに，底部に堆積した粒子群が周囲の水を吸収して膨潤し始める．これらの一連の過程をビデオカメラで撮影し，画像を解析することにより，粒子群の上面の高さ h の時系列データを取得した．

Fig.2 に水槽底部に堆積した粒子群の写真を示す．SAP 粒子が底面に堆積してから約 5 秒時間が経過すると，粒子層厚の比は $h/h_0 \approx 2$ 程度まで増加する状況が観察された．

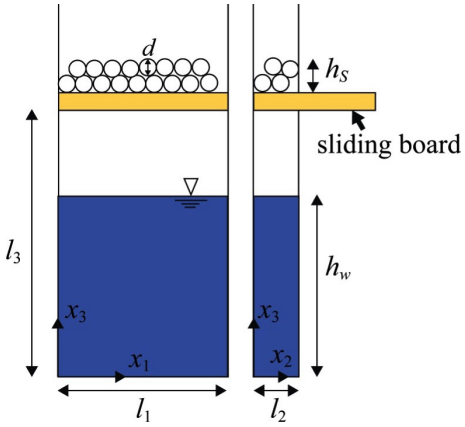
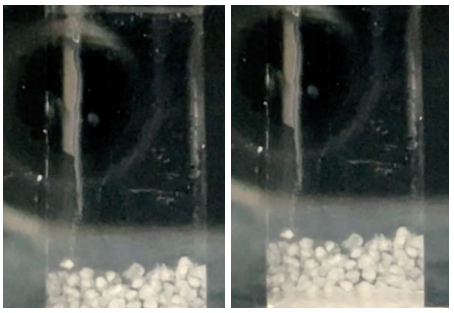


Fig. 1　SAP particles and water tank



(a) $t \approx 0$ [s]　　(b) $t \approx 5$ [s]

Fig. 2　Swelling process of SAP particles

3. 数値計算と結果の考察

数値計算では，水中に配置した SAP 粒子が落下して底面に堆積した後，膨潤する過程を対象とした．計算では，流体・固体連成に加えて，接触する複数の粒子を適切に扱う必要があり，固体の変形も考慮する可能性があるため，既往の解法[4] に対して下記に示す機能を考慮した．

1. 四面体要素が水中にあるとき，四面体要素の各節点が粒子の重心点から離反する速度 (粒子膨張速度) を実験結果に基づいて設定した．
2. 既往研究例から吸水した流体体積と粒子の膨潤体積はほぼ等しいことを利用して粒子密度を設定した．
3. 吸水した粒子は上部の粒子群の重力で変形するほどの柔軟性はないことが判明したため，膨潤以外の四面体頂点間の変位は考慮しないこととした．
4. 壁面および粒子間の接触力が基準値以上となった場合は粒子の膨張を停止した．

実験と計算で得られた粒子層高さ h/h_0 の時系列を Fig.3 に示す．また, Fig.4 に計算結果のスナップショットを示す．

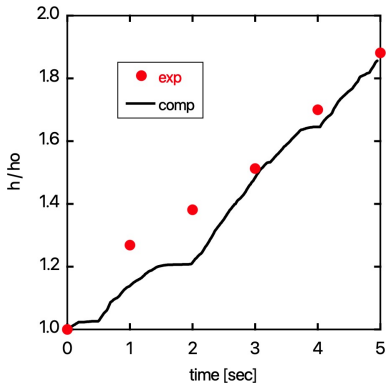


Fig. 3 Time history of h/h_0

実験結果から推定される粒子膨張速度を与えているため，Fig.3 に示された計算結果は実験結果と当然ながらほぼ一致する傾向を示すが，安定な計算を進めるためには上記に示したようなモデリング機能の再検討が必要となり，解決すべき課題も残されている．

SAP 粒子は，素材や表面処理，また外力の有無などの諸条件により，既往の文献に示された膨潤特性とは大きく異なる性質を示すようである．このため，実験を通じて膨潤過程を十分把握した上で，計算モデルを適切に構築する必要があると考えられる．

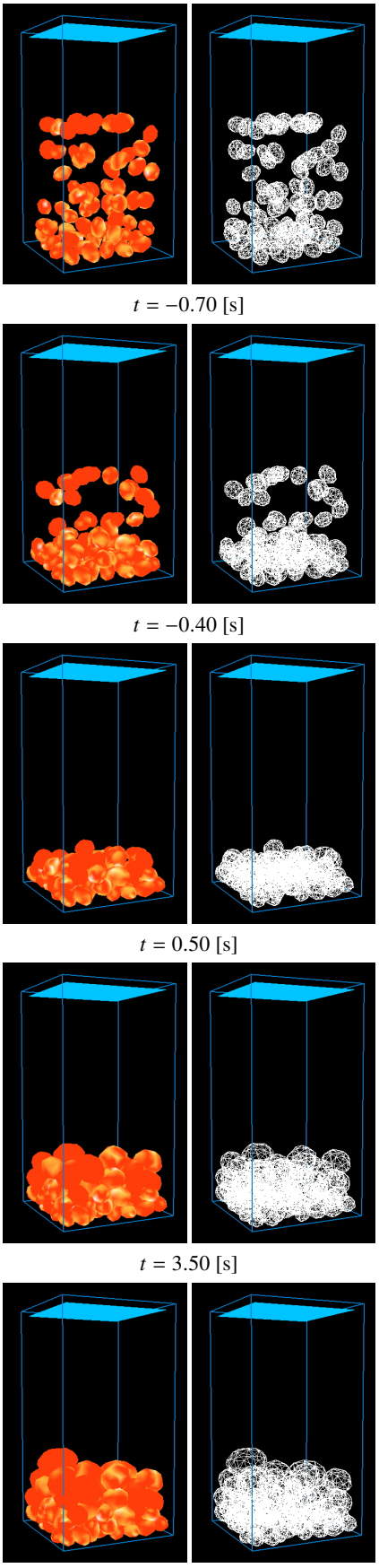


Fig. 4 Calculated SAP particles in water (left = surface, right = wire frame)

参考文献

1) 小林高俊：高吸水性ポリマーの構造と物性, 高分子, Vol. 36, pp. 612–615, 1987.
2) Diersch, H.-J. G., Clausnitzer, V., Myrnyy, V., Rosati, R., Schmidt, M., Beruda, H., Ehrnsperger, B. J. and Virgilio, R.: Modeling Unsaturated Flow in Absorbent Swelling Porous Media: Part 2. Numerical Simulation, *Transp Porous Med*, Vol. 86, pp. 753–776, 2011.
3) Sweijen, T., Chareyre, B., Hassanizadeh, S. and Karadimitriou, N.: Grain-scale modelling of swelling granular materials; application to super absorbent polymers, *Power Technology*, Vol. 318, pp. 411–422, 2017.
4) 牛島省, 福谷彰, 牧野統師, 禰津家久：3 次元流体中を運動する接触と変形を考慮した任意形状固体モデルの数値解法, 応用力学論文集, Vol. 10, pp. 139–146, 2007.

一般セッション | 一般セッション（第三部門：材料・複雑現象の力学）

第３部門③

座長:小林 俊一(金沢大学)

2023年5月28日(日) 08:30 ～ 10:00 C会場 (6号館 4階 6426室)

[23001-06-01] 要素内で閉じる付加自由度表現を用いた拡張有限要素法による斜面の動的破壊解析（シンポジウム講演概要）

*齋藤 渓太[1]、後藤 浩之[1] （1. 京都大学）

08:30 ～ 08:45

[23001-06-02] ひずみ軟化を考慮した斜面の土の移動解析（シンポジウム講演概要）

*Yu Junyan[1]、笠間 清伸[1] （1. 九州大学）

08:45 ～ 09:00

[23001-06-03] 浅水長波方程式に基づく土石流のラグランジュ型モデリング（シンポジウム講演概要）

*Dolojan Nilo Lemuel[1]、野村 怜佳[1]、森口 周二[1]、寺田 賢二郎[1] （1. 東北大学）

09:00 ～ 09:15

[23001-06-04] 三次元極限平衡理論に基づく広域斜面安定解析（シンポジウム講演概要）

*須郷 大地[1]、藤田 真粋[1]、外里 健太[1]、野村 怜佳[1]、森口 周二[1]、寺田 賢二郎[1] （1. 東北大学）

09:15 ～ 09:30

[23001-06-05] 越流礫による透過型砂防堰堤の損傷要因分析に関する研究（シンポジウム講演概要）

*齋藤 和樹[1]、堀口 俊行[1] （1. 防衛大学校）

09:30 ～ 09:45

[23001-06-06] 個別要素法を用いた土石流の大粒子集積度に関する検討（シンポジウム講演概要）

*鯨吉 樹[1]、中田 幸男[1] （1. 山口大学）

09:45 ～ 10:00

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

要素内で閉じる付加自由度表現を用いた拡張有限要素法による斜面の動的破壊解析（シンポジウム講演概要）

Dynamic slope failure analysis based on X-FEM with enrich freedom representation closed in element (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

齋藤　渓太（京大・工）　　後藤　浩之（京大・防災研）
Keita SAITO, Kyoto University
Hiroyuki GOTO, Kyoto University
E-mail: saito.keita.53j@st.kyoto-u.ac.jp

This study implements an eXtended finite element method to analyze the dynamic initiation and propagation of tensile cracks in rock slopes. A new algorithm for crack propagation is introduced to stabilize the evolution. Numerical results show that there is a difference in failure modes between the cases that the input oscillation lower and higher than the natural frequency of the slope.

１．はじめに

一般に斜面の地震時安定性評価では，地質や斜面形状からすべり面を仮定し，滑動力と抵抗力の比で表されるすべり安全率を評価する．例えば，重要構造物周辺の岩盤斜面の安定性評価において，すべり安全率の算定が等価線形手法を用いた動的有限要素解析によって行われている．しかし，安全率による評価のみでは崩壊後の斜面の変位量や土塊の移動量を定量的に評価することはできない．そのためすべり面形成後の挙動については，すべり面を直接設定した動的解析によって検討されることが多い．本来，地震時における斜面内部の弱面の形成・発展とその後の変形は，相互に関連した一連の現象であるため，1 つの数値解析によって示されることが望ましい．

本研究では，斜面における弱面の発生から破壊までの一連のプロセスを数値解析で表すことを目的とし，要素内で閉じる付加自由度表現を用いた拡張有限要素法(X-FEM)によって岩盤斜面の引張クラックの動的な発生と進展を試みる．

２．拡張有限要素法 (X-FEM)

拡張有限要素法(X-FEM)は，通常の有限要素法では表現できない要素内における変位の不連続性を表現できるため，要素の再配置なしでクラックなどの変位の不連続面を扱うことができる．

X-FEM では通常，節点に不連続性の度合いを表す自由度を付加することで変位場が表現される．本研究は，2 次元平面ひずみ問題を考え，山下ら [1]と同様に要素内で閉じる付加自由度表現を用いる．

$$u_i(\boldsymbol{x}) = \sum_j^n N_j(\boldsymbol{x}) u_i^j + g(\boldsymbol{x}) u_i' \tag{1}$$

ここで，iは成分，jは節点番号，nは節点数を表す．要素内の変位$u_i(\boldsymbol{x})$は，第一項の形状関数N_jと節点変位u_i^jによる内挿表現と，第二項のエンリッチ関数$g(\boldsymbol{x})$と変位の食い違い量u_i'による不連続性を表す項で表される．Fig.1 のように，領域Ωが不連続面によって領域Ω^+, 領域Ω^-に分割されるとき，エンリッチ関数$g(\boldsymbol{x})$は不連続性を表す関数としてそれぞれの領域に対し異なる値を返す．J^+,J^-はそれぞれ領域Ω^+, Ω^-に属する接点の集合である．山下らはエンリッチ関数$g(\boldsymbol{x})$として以下のような関数を用いている．

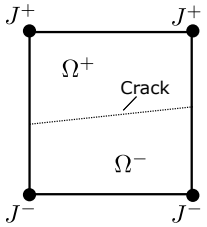


Fig.1 Discontinuous surface and divided target area

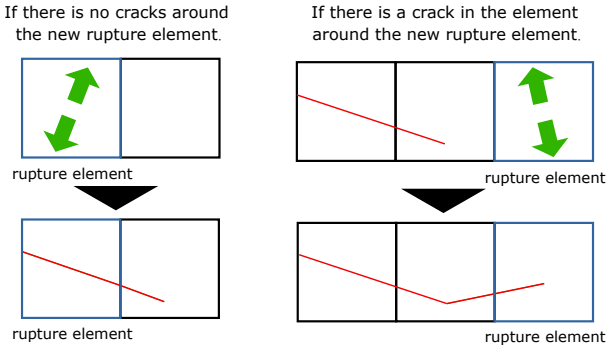


Fig.2 Algorithm for crack propagation.

$$g(\boldsymbol{x}) = \begin{cases} \sum_{j \in J^-} N_j(x) & \text{for } x \in \Omega^+ \\ -\sum_{j \in J^+} N_j(x) & \text{for } x \in \Omega^- \end{cases} \tag{2}$$

本研究において発生する不連続面上の食い違い量は，法線（開口）成分と平行（すべり）成分の 2 成分からなるベクトルで表せる．そのため，要素の変位ベクトル$\boldsymbol{u}(\boldsymbol{x})$は回転行列$R$を用いて，以下のように表せる．

$$u(\boldsymbol{x}) = [N] u_{node} + g(\boldsymbol{x}) [R] u_{ns}' \tag{3}$$

ここで，$[N]$は形状関数によるマトリクス，u_{node}は節点変位からなるベクトル，u_{ns}'は食い違い量の開口成分，すべり成分からなるベクトルである．また，回転行列$[R]$は以下で表せる．

$$[R] = \begin{pmatrix} -\sin\theta & \cos\theta \\ \cos\theta & \sin\theta \end{pmatrix} \tag{4}$$

３．クラックの発生・進展の表現

本研究ではせん断破壊を考慮せず，引張破壊のみを扱う．破壊判定は要素ごとに行い，要素の最大主応力が引張強度に達した時点を引張破壊と定義する．クラックは最大主応力方向に直交するよう発生させる．

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

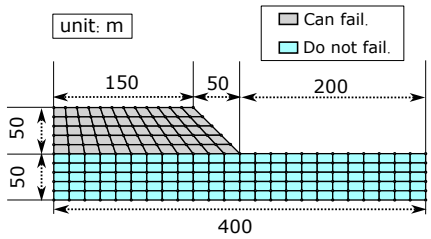
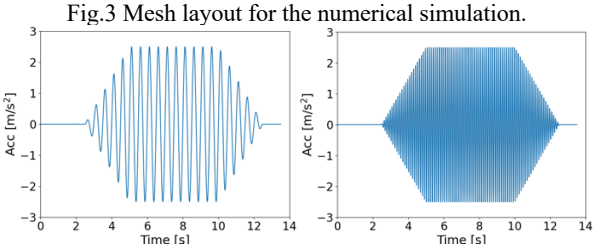


Fig.3 Mesh layout for the numerical simulation.



(a) Case1 2Hz (b) Case2 9Hz
Fig.4 Input acceleration wave.

クラックの進展は周辺要素を参照する．本研究では，以下のような方法を採用した(Fig.2).

- 破壊判定を受けた要素周辺にクラックが存在しない場合，要素の中心から主応力方向に直行するよう引張クラックを発生させる．このとき，クラックは破壊判定を受けた要素と隣接する要素内部まで進展させる．隣接する要素では，その角度で要素を横切る線分の中心を新たなクラック先端とする．
- 破壊判定を受けた要素周辺にクラックが存在する場合，先端から要素に向けてクラックを進展させる．この時，クラック角度は最大主応力方向に直交するようにとる．

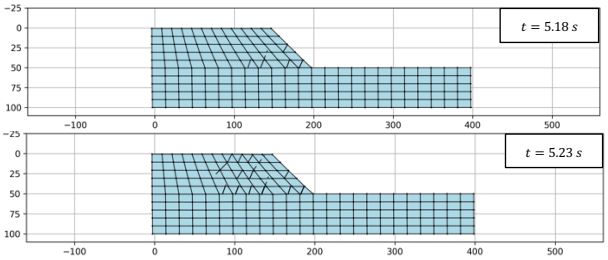
以上のクラックの進展方法を採用する場合，要素内にクラック先端が存在する．本研究ではこれを tip 要素 [1]により表現する．

4．岩盤斜面の数値解析例

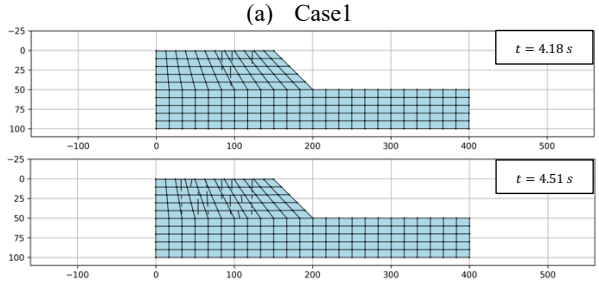
解析対象とする岩盤斜面モデルは Fig.3 に示す通り，斜面部分と下部地盤からなる，法面勾配 1:1，高さ 50m，均質材料のモデルとしている．ただし，クラックの発生は斜面部分にのみ許容する．材料の物性は，S 波速度$V_s = 1500$ m/s，P 波速度$V_p = 3000$ m/s，ポアソン比$\nu = 0.33$とし，クラックを許容する要素には引張強度$f_t = 400$ MPaを一律に与えた．境界条件は，側方は対称なモデルを配置した上での周期境界，底面は水平ローラーとした．

また，発生したクラック面同士が適切な挙動を行うようにクラック面に表面力を与える．ここでは，クラック面の開口に伴う軟化挙動と，クラック面の接触時に発生する摩擦力を考慮する．クラックが開口する際には，クラック先端の塑性変形に伴う軟化挙動を cohesive crack model[2),3)]に基づいて面の法線方向に粘着力を与える．摩擦力は摩擦係数を設定し，クラック面の法線方向に発生する応力に応じて摩擦力の絶対値を制御し，すべり方向の速度でその正負を切り替える．本研究では粘着力が 0 となる開口幅ω_0を 1mm，摩擦係数μを 0.7 とした．

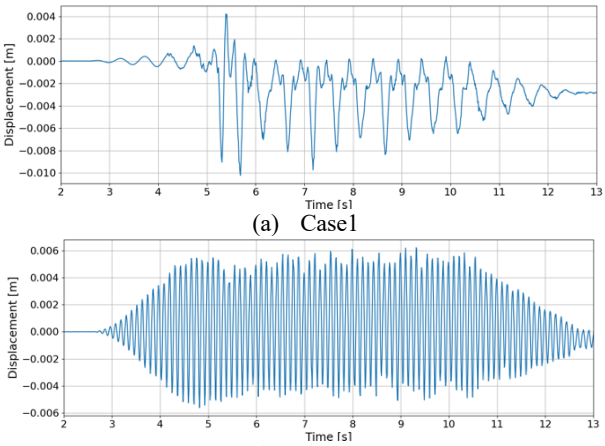
解析モデルに対し自重解析を行った後，Fig.4 に示すような 2 ケースの調和振動を水平方向に入力した．解析モデルの固有振動数は 9Hz 程度のため，Case1 では固有振動数よりも低い振動数の解析，Case2 では固有振動数付近の応答解析に相当する．



(a) Case1



(b) Case2
Fig.5 View of crack propagation.



(a) Case1

(b) Case2
Fig.6 Relative displacement.

5．解析結果および考察

Fig.5 に両ケースのクラックの発生と進展の様子を示す．Case1 では，4.16s より法尻の要素にクラックが発生し，その後 5.23s より急激にクラックが進展していった．Case2 では，3.63s より天端に鉛直方向にクラックが生じ，徐々に下部地盤に向かってクラックが進展していった．このように，入力加速度の振動数の違いによって，異なる破壊形態が確認された．Fig.6 は，天端の左端と，法肩の節点の相対変位の時刻歴波形を示している．振幅はどちらも 0.005m 程度であるが，Case1 では 5.2s 付近で振幅が大きくなり，Case2 では調和的な振動をしている．Case1 では，5.35s で急激にクラックが生じたため，これによる急激な応力解放により振動モードが大きく変化したためと考えられる．

参考文献

1) 山下大輝，後藤浩之，澤田純男:分岐断層の破壊進展方向に関する XFEM シミュレーション，土木学会論文集 A2(応用力学), Vol.76, No2, pp.I_217-I_224, 2020
2) Dugdale, D. S.: Yielding of steel sheets containing slits, J. Mech. Phys. Solids, Vol.8, pp.100-104, 1960.
3) Barenblatt G. I.: The mathematical theory of equilibrium of cracks in brittle fracture, Advances in Applied Mechanics, Vol.7, pp.55-129, 1962.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

The soil runout analysis of slope considering strain softening
(Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

Junyan YU, Kyushu University
Kiyonobu KASAMA, Kyushu University
E-mail: yu.junyan.019@s.kyushu-u.ac.jp

Strain softening is essential for modeling the behavior of many geomaterials in the post-peak region. In the study, landslide behavior after failure is mainly discussed from the viewpoint of strain softening. In this paper, combined with the Drucker-Prager constitutive model, the strain softening of geomaterial was introduced for the material point method, and the following results were obtained. Strain softening not only affects the stability of the slope, but also affects the post-failure stage. When the cohesion is small, the softening stiffness has little effect on the runout characteristics of the post-failure slope.

1. Introduction

When the strength of the geomaterial reaches its peak, strain softening often occurs. Landslide risk analysis requires estimations of the runout characteristics of the sliding soil mass. The transition from stable to unstable conditions involves a major distortion of the soil and a change in constitutive behavior. As for the sliding mass must be the result of the shear band, where the post-peak strength degradation governs the response, it is necessary to consider the effect of strain softening in the post-failure study. LEM and FEM are difficult to simulate post-failure responses (Baecher and Ingra[1)]). Material point method (MPM), however, can make up for the deficiency of the traditional methods in calculating large deformations. In this paper, the material point method is used to calculate the runout characteristics of the post-failure slope with the strain softening elasto-plastic constitutive law.

2. Constitutive model

According to the change of stress-strain relationship, as shown in the Fig. 1, it can be divided into three stages: (i) elastic stage, before the stress reaches its peak value σ_{peak}, The slope between stress and strain is Young's modulus E, (ii) softening stage, the soil strength will decrease at a rate of slope M after the stress reaches the peak value, (iii) residual stage, when the strength drops to residual, the strength remains unchanged, and the plastic strain at this time is ε_{pr}. The Drucker-Prager model is adopted in this study. As shown in Fig. 2 the radial return algorithm (Wilkins[2)]) is adopted to compute the plastic strain increment for each time increment.

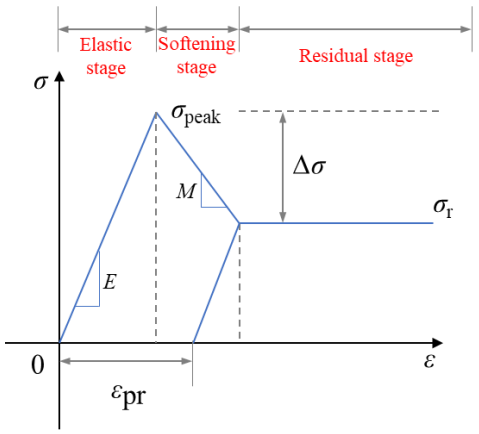


Fig. 1 Stress-Strain relationship.

3. Numerical analysis

3.1. Geometric model and material parameters

This section investigates the implementation of the strength softening in post-failure slope analysis. A slope as shown in Fig. 3 is selected as the research model, where has a length of 140 m and a height of 35 m. With three different slope angles β = 30 °, 45 ° and 60 °, the failure process under gravity is simulated. For the boundary conditions, left and right face are only fixed in normal direction, free in tangential direction. At bottom, all directions are fixed, while top is free.

The material parameters are listed in the Table 1. To investigate the effects of softening parameters on the runout characteristics, only the change of softening parameters has been applied in the simulation, in which residual strength σ_r = 0.25σ_{peak}, 0.50σ_{peak}, 0.75σ_{peak} and σ_{peak} and Softening stiffness, M = 0.5G, G and 2G (G is shear modulus). In this study, 15 seconds has been implemented for each simulation, because the movement have almost stopped at this time.

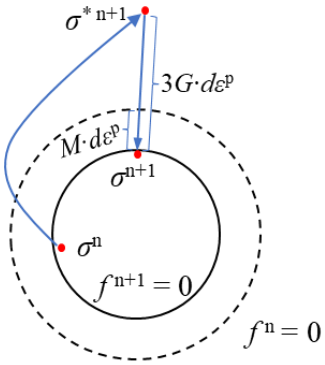


Fig. 2 The return method.

Table 1 Material parameters

Parameters	Value
Young's modulus, E (MPa)	70
Poisson's ratio, ν	0.3
Density, ρ (g/cm^3)	2.1
Cohesion, c (kPa)	1
Internal friction angle, ϕ (°)	20
Residual strength, σ_r (kPa)	0.25σ_{peak}, 0.50σ_{peak}, 0.75σ_{peak} and σ_{peak}
Softening stiffness, M (MPa)	0.5G, G and 2G

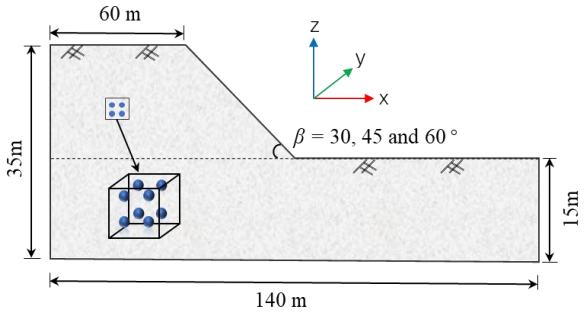


Fig. 3 The geometric model of slope.

3.2. Result of simulation

Firstly, the softening parameters with $\sigma_r = 0.5\sigma_{peak}$ and $M = G$ is analyzed to demonstrate the strain softening in the large deformation of slope. Fig. 4 shows the movement process of slope failure. The consequence of a failure slope can be characterized quantitatively by the following 3 quantities, i.e., the runout distance, the influence distance and the volume of deposition (Liu et al.[3]). For a $\beta = 45°$ slope, as shown in Fig. 4(a), the runout distance is 37.48 m and influence distance is 18.22 m. Compared with Fig. 3(b), where the runout distance is 36.06 m and influence distance is 16.32 m without considering strain softening. Besides runout distance and influence distance, the volume of the deposition is also needed attention. The volume of the deposition is 621.32 m^3/m in Fig. 4(a), while the volume is 607.97 m^3/m in Fig. 4(b).

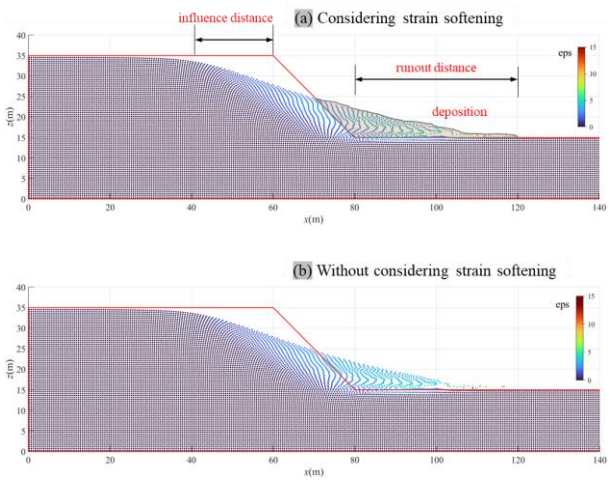


Fig. 4 The consequence of post-failure slope.

In order to evaluate the influence of the softening parameters on the runout characteristics, Fig. 5 has been made. It demonstrates that the runout characteristics of post-failure sliding mass are almost decrease with the increase of residual stress. For example, as shown in Fig. 5(a), the runout distance is 55.34 m with $M = G$, $\beta = 45$ ° and $\sigma_r = 0.25\sigma_{peak}$ while the runout distance is 44.63 m without considering strain softening. One interesting thing is observed that the larger the slope angle is, the more fluctuating the runout distance is. Because when the slope angle is smaller, it is easier to reach equilibrium and shows less runout characteristics. From Fig. 5(c), we can tell that the softening stiffness M has small effects on the sliding mass. Because, in this paper, the cohesion of the case is small and the softening are only applied to the cohesion term, this may be caused by the short time that the stress experiences in the softening stage.

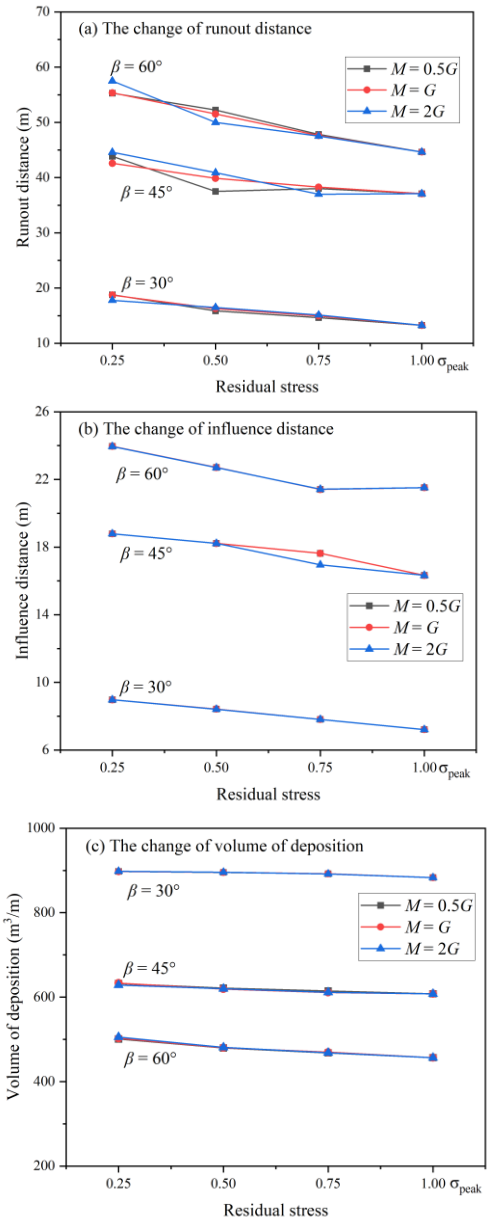


Fig. 5. The influence of the softening parameters on the runout characteristics.

4.Conclusion

a) Strain softening not only affects the stability of the slope, but also affects the post-failure stage, and its effect is greater as the degree of softening increases.

b) If the cohesion is small, the softening stiffness has little effect on the runout characteristics of the post-failure slope.

References

1) Baecher, G B., Ingra, T S. Stochastic FEM in settlement predictions. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1981. 107 (4), 449-463.
2) Wilkins, M.L. Computation of elastic-plastic flow. Methods Comput. Phys. 3. 1964.
3) Liu, X., Wang, Y., Li, D.Q. Investigation of slope failure mode evolution during large deformation in spatially variable soils by random limit equilibrium and material point methods. Computers and Geotechnics, 2019, 111: 301-312.

Lagrangian-type debris flow modeling using shallow water equations (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

Nilo Lemuel DOLOJAN, Tohoku University
Reika NOMURA, Tohoku University
Shuji MORIGUCHI, Tohoku University
Kenjiro TERADA, Tohoku University
E-mail: dolojan.nilo.lemuel,junio.r2@dc.tohoku.ac.jp

This study presents a practical method applicable to modeling debris flows over wide areas. As such, the debris flow is assumed to be a single-phase homogeneous viscous fluid whose behavior is governed by the depth-integrated shallow water equations. The fluid body is discretized using the mesh-free Lagrangian smoothed particle hydrodynamics method, whose calculation cost is defined by the number of particles regardless of the extent of the computational domain. To demonstrate the applicability of the model, experimental and actual debris flows are reproduced and discussed. The results indicate that the method can be useful in the evaluation, assessment, and mitigation of debris flow hazards over wide areas.

1. Introduction

Debris flows are a common natural geohazard that causes significant damage in mountainous regions. Commonly triggered by earthquakes or rainfall, debris flows often travel over long distances in a fluid-like manner causing destruction along their path. While the prevention of debris flows remains to be challenging, numerical simulation and modelling are useful in minimizing the damages and casualties inflicted on the affected communities.

Therefore, this study employs a smoothed particle hydrodynamics (SPH) approach in discretizing the two-dimensional shallow water equations (2D SWE) to better understand the post-failure behavior, propagation, and extent of multiple debris flows over a wide area. Calibration and parameter fitting of the model is conducted to reproduce the debris flow experiments of Iverson et al.[1] and confirm the model's applicability. The calibrated model is then applied on a wide-area scenario to simulate the actual debris flow disasters that occured in Marumori, Miyagi, Japan.

2. Governing Equations

Neglecting the viscosity terms, the depth-integrated 2D SWE can be written in the Lagrangian form as:

$$\frac{Dh}{Dt} + h\nabla \cdot \boldsymbol{u} = 0 \tag{1}$$

$$h\frac{D\boldsymbol{u}}{Dt} = -\nabla P - gh\nabla z - \frac{\boldsymbol{\tau}_b}{\rho} \tag{2}$$

where D/Dt is the total material deriative, h is the flow depth, $\boldsymbol{u}$ is the velocity vector, $P = \frac{1}{2}gh^2$ is the pressure, g is the acceleration due to gravity, z is the bed elevation, ρ is the density and $\boldsymbol{\tau}_b$ is the bed shear stress vector.

The above equations are solved using the mesh-free Lagrangian SPH approach. Under the SPH algorithm, the fluid body is discretized into particles, whose integral domain is subdivided into a finite set of N neighboring particles defined by the smoothing kernel. Approximated using SPH, the continuity and momentum equations for a particle i can be written as:

$$h_i = \sum_{j=1}^{N} V_j W_{ij} \tag{3}$$

$$\frac{D\boldsymbol{u}_i}{Dt} = -\sum_{j=1}^{N} V_j \left(\frac{P_i}{h_i^2} + \frac{P_j}{h_j^2} + \Pi_{ij} \right) \nabla W_{ij} - \boldsymbol{g}_i - \frac{\boldsymbol{\tau}_{bi}}{\rho h_i} \tag{4}$$

Where V_j is the constant volume of a particle, W_{ij} is the kernel function, and Π_{ij} is the stabilizing artificial viscosity term. The vector $\boldsymbol{g}_i$ is defined as $g\nabla z$, where ∇z is calculated from the terrain only once and interpolated into the particle positions for simplicity. Note that the 2D SPH height h_j and constant volume V_j is analogous with the traditional 3D SPH density ρ_j and constant mass m_j, respectively.

To simulate debris flow behavior, the flow resistance or bed shear stress term τ_b must to be specified. Particularly, this study employs both the Manning's turbulent model and Coulomb's frictional model defined, respectively, as:

$$\tau_b = \frac{\rho g n^2 u \sqrt{u^2}}{h^{1/3}} \tag{5}$$

$$\tau_b = \rho g h \cos\alpha \tan\phi \tag{6}$$

where n is the Manning's friction coefficient, α is the slope gradient, and ϕ is the internal friction angle of the material. By modifying only two parameters, n and ϕ, the behavior of the flow could be modified and calibrated.

3. Results

3.1. Debris Flow Flume Experiment

The model is used to simulate the debris flow experiments of Iverson et al.[1]. The experiment involves the release of a debris flow-like material with a total volume of 11.78 m^3 and wet bulk density of 2,100 kg/m^3 over a rectangular concrete channel 95m long, 2m wide, and 1.2 m deep (Fig. 1). Upon release of the material, the propagation of the flow front is measured and plotted with time.

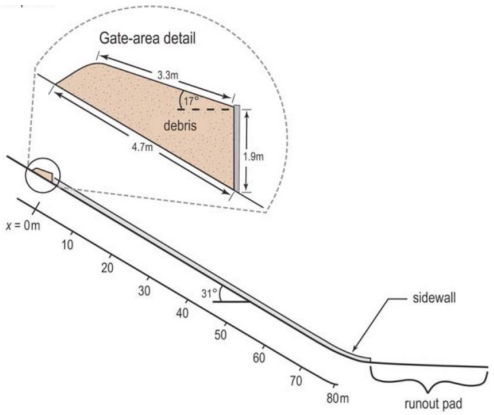


Fig. 1: Flume experimental setup, taken from Iverson et al.[1]

After some parameter fitting and calibration, the model is

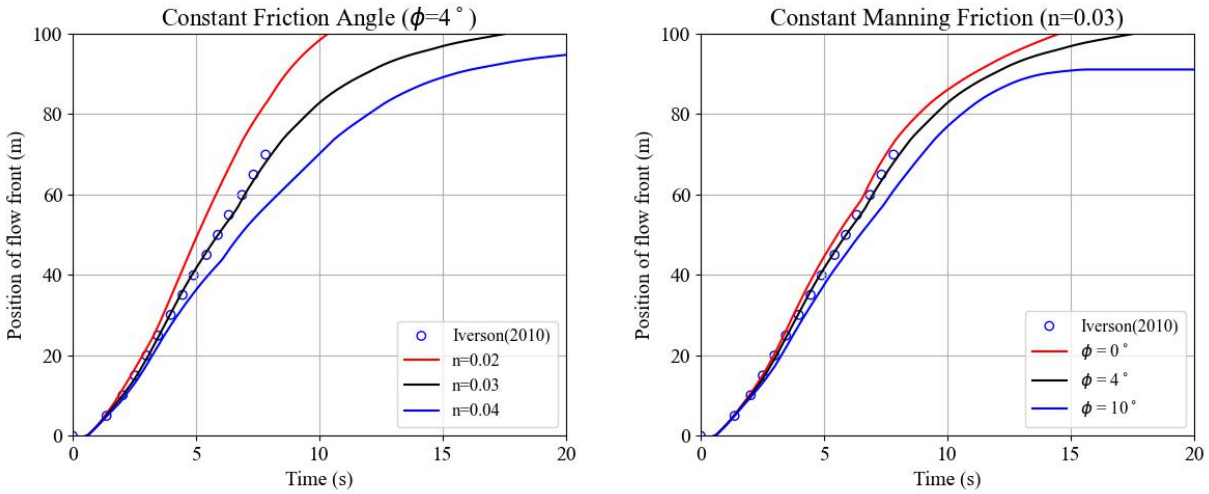


Fig. 2: Graphs showing the propagaton of the experimental and simulated flow front in time. The left figure shows the effect of varying the friction coefficient n, while the right shows the effect of varying the internal friction angle ϕ

shown to reasonably reproduce the experimental results, confirming the applicability of the model. Fig. 2 shows the effect of varying the flow resistance parameters, n and ϕ, in modifying the flow behavior. In both instances, reducing the values leads to less flow resistance and therefore higher flow velocities. The parameters that best replicated the experimental results are Manning's friction coefficient $n = 0.03$ and internal friction angle $\phi = 4°$. This friction coefficient value corresponds to rough concrete or gravel channels[2] consistent with the conditions of the experimental setup, while this friction angle suggests the residual strength of a post-failure mixture of fluidized soil and water.

3.2. Marumori Debris Flow Disasters

Using the calibrated parameters, the model is then applied to simulate the debris flow disasters that occurred in Marumori, Miyagi, Japan. The Manning's friction coefficient, however, was modified to correspond to mountain streams lined with cobbles and boulders (n=0.07)[2]. Figs. 3 and 4 show the simulation results for the Usudaira and Koyasu communities, respectively.

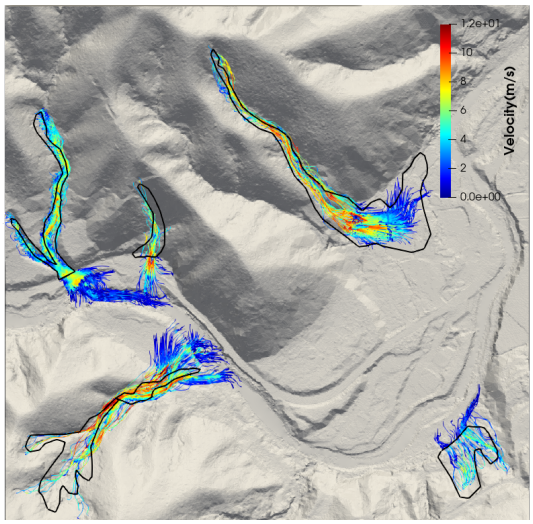


Fig. 3: Pathlines showing the distribution and evolution of the particle velocities through space and time. (Usudaira, Marumori)

The pathlines depict the distribution as well as the evolution of the particle velocities through space and time. It shows that the model generally captures the physical response and corresponds to the extent and location of the delineated damaged areas outlined in black. Moreover, this information can aid in the consideration, placement, or design of protection structures.

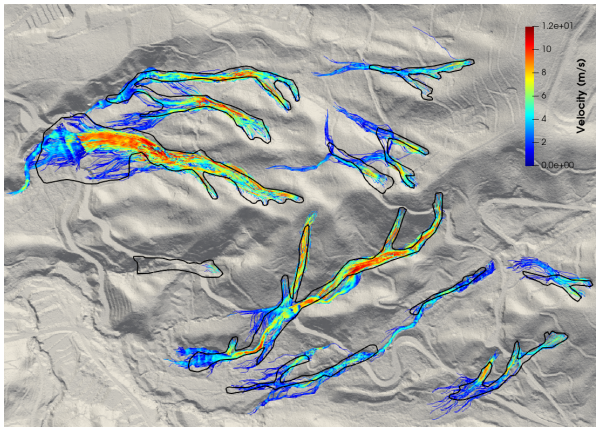


Fig. 4: Pathlines showing the distribution and evolution of the particle velocities through space and time. (Koyasu, Marumori)

4. Conclusions

Using an SPH-based approach in solving the depth-integrated shallow water equations, the propagation velocity, behavior, and extent of an idealized single-phase debris flow can be modeled. Calibration of two material parameters related to the flow resistance terms allows the model to conform with past or experimental data. Despite the numerical and theoretical simplifications, this study was shown to successfully reproduce the flow velocities of the experiment of Iverson et al.[1] and the runout extent of the debris flow disasters that occurred in Japan. Therefore, given proper calibration, the model can be used in the evaluation, assessment, or mitigation of would-be future debris flow hazards in the area. Moreover, the simplified 2D SWE framework provides a practical alternative for wide-area debris flow hazard studies.

References

1) Iverson, R. M. et al: The perfect debris flow? aggregated results from 28 largescale experiments. *J Geophys Re* 2010.
2) Chow, V.T.: Open channel hydraulics, 1959

三次元極限平衡理論に基づく広域斜面安定解析（シンポジウム講演概要）

Slope Stability Analysis for a Large Area based on Three-dimensional Limit Equilibrium Theory (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

須郷　大地（東北大・工）　藤田　真粋（東北大・工）　外里　健太（東北大・工）
野村　怜佳（東北大・災害研）　森口　周二（東北大・災害研）
寺田　賢二郎（東北大・災害研）
Daichi SUGO, Guraduate School of Engineering, Tohoku University
Saneiki FUJITA, Guraduate School of Engineering, Tohoku University
Kenta TOZATO, Guraduate School of Engineering, Tohoku University
Reika NOMURA, International Research Institute of Disaster Science, Tohoku University
Shuji MORIGUCHI, International Research Institute of Disaster Science, Tohoku University
Kenjiro TERADA, International Research Institute of Disaster Science, Tohoku University
E-mail: daichi.sugo.s2@dc.tohoku.ac.jp

Two-dimensional slope stability analysis based on the Limit Equilibrium theory has been widely adopted in practice, while there has not been sufficient discussion on the applicability of Limit Equilibrium Methods in three-dimensional condition has not disussed completely. In this study, The performance of representative three-dimensional Limit Equilibrium Methods are investigated with a simple slope model, and then a wide-area slope stability analysis is conducted considering actual terrain data. The result indicates that there is no significant difference among the methods in terms of the comparison with the actual disaster using ROC curves, while there is a difference in the values of the factor of safety. In other words, there is a possibility that a simple method, which has the lowest computational cost, can output similar results obtained by other methods by only changing the threshold of the fator of safety.

1. 緒言

我が国では約 68 万箇所もの土砂災害警戒区域が存在し，豪雨や地震などの土砂災害を誘発する災害も頻発している．令和元年東日本台風 (2019 年台風 19 号) では 952 件もの土砂災害が発生し，台風に伴う災害としては過去最多を記録した．こうした背景から，土砂災害の事前の効率的な対策の重要性が増々高まっている．対策の効率化を実現する方法の一つとして数値解析による斜面の危険度評価があり，計算機能力の急速な向上を追い風として，力学モデルに基づく数値解析による斜面安定性評価への社会的要請が強くなっている．斜面安定性評価には様々な手法が存在するが，広域解析におけるより高度な力学モデルの適用という観点では，三次元極限平衡法に基づく手法の実問題に対する適用性を詳細に検討することが重要である．そのため本研究では，シンプルな条件下で複数の三次元極限平衡法[1)2)] の特徴を分析した後，実地形を対象に斜面安定解析を実施し，手法による結果の違いを分析する．これにより，広域の斜面安定解析に対する各手法の適用性や特徴を明らかにすることを目的とする．

2. 解析手法

本研究では，Mohr-Coulomb の破壊基準に基づく以下の式 (1) を用いて安全率を算出する．

$$F = \frac{1}{T}\{cA + (N - uA(\boldsymbol{n}\cdot\boldsymbol{g})^2)\tan\phi\} \tag{1}$$

ここで，T はせん断力，c は粘着力，A はすべり面の面積，N は垂直力，ϕ は内部摩擦角，$\boldsymbol{n}$ はすべり面の単位法線ベクトル，$\boldsymbol{g}$ は重力方向の単位ベクトルである．以降では，分割土柱に作用する力として，Fig. 1 に示すようなせん断力 $\boldsymbol{T}_{ij} = T_{ij}\boldsymbol{t}_{ij}$，垂直力 $\boldsymbol{N}_{ij} = N_{ij}\boldsymbol{n}_{ij}$，重力 $\boldsymbol{W}_{ij} = W_{ij}\boldsymbol{g}$，土柱間内力 $\Delta\boldsymbol{Q}_{ij}$ の 4 つを考える．Fig. 2 に示すように，$\Delta\boldsymbol{Q}_{ij}$ については手法によって定義が異なる．また，指標 i および j は土柱の分割に関係する 2 方向を意味する指標であり，表記が煩雑となるため以降では省略する．

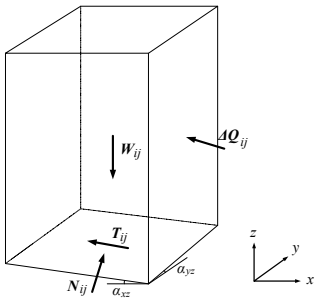


Fig. 1　分割土柱に作用する力

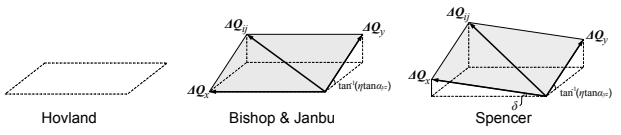


Fig. 2　各手法の内力に関する仮定

斜面安定を考える際，すべり体全体で満たすべきつり合い式は，モーメントのつり合い，鉛直方向，水平方向の力のつり合い式の 3 つであり，これらをそれぞれに以下に示す．

$$\sum(\boldsymbol{r}_b\times\boldsymbol{T} + \boldsymbol{r}_b\times\boldsymbol{N} + \boldsymbol{r}_g\times\boldsymbol{W})\cdot\boldsymbol{v}_n = 0 \tag{2}$$

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

$$\sum(\boldsymbol{T}+\boldsymbol{N}+\boldsymbol{W})\cdot\boldsymbol{g}=0 \tag{3}$$

$$\sum(\boldsymbol{T}+\boldsymbol{N}+\boldsymbol{W})\cdot\boldsymbol{h}=0 \tag{4}$$

ここで，$\boldsymbol{r}_b$ は楕円体中心から土柱のすべり面までの位置ベクトル，$\boldsymbol{r}_g$ は楕円体中心から土柱の重心までの位置ベクトル，$\boldsymbol{h}$ はすべり方向の水平方向単位ベクトルである．各三次元極限平衡法で考慮するつり合い式は異なり，Hovland 法では式 (2)，三次元簡易 Bishop 法では式 (2) と式 (3)，三次元簡易 Janbu 法では式 (3) と式 (4)，三次元 Spencer 法では式 (2)，式 (3)，式 (4) を満たすように安全率の算出式が導出される．Hovland 法以外の手法では安全率の算出式は非線形連立方程式となるため，Newton-Raphson 法により収束計算を行い求解する．

3. 単純斜面における数値計算例

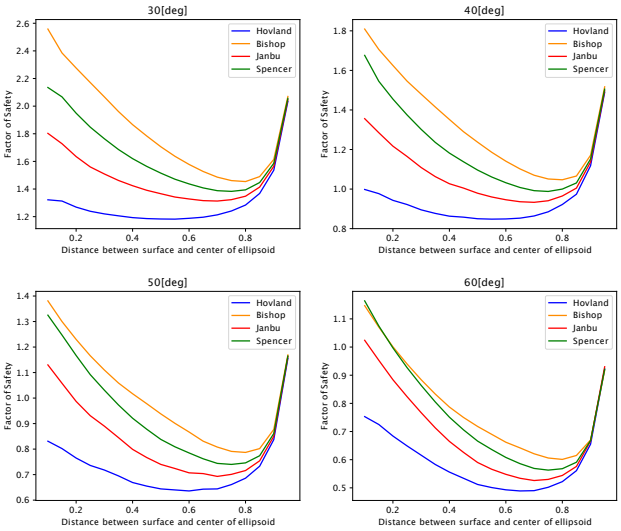


Fig. 3　安全率の変化 ($r_1 = 75$，$r_2 = 50$)

Fig. 3 に，単純斜面の斜面角度を 30° から 60° まで変化させ，すべり面形状を定義する楕円体の位置を地表面の法線方向に移動させた場合の安全率の変化を示す．なお，粘着力は 11.8kPa，内部摩擦角は 30°，単位体積重量は 18.8kPa とした．この図から，楕円体すべり面の条件においては，三次元簡易 Bishop 法が大きい安全率を算出する傾向があることが示された．また，三次元 Spencer 法については初期値によっては不適切な値に収束するなど，非常に不安定な挙動が確認され，広域への適用は困難であると判断したため，実地形へは適用しないことにする．

4. 実地形への適用

本研究では，令和元年東日本台風により多くの土砂災害が発生した宮城県丸森町を対象として斜面安定解析を行う．解析には国土地理院により提供されている数値標高モデル[3] を用いる．土質条件と対象領域は，Dolojan ら[4] が用いたものと同条件とし，地下水は完全飽和条件とした．また，実際の崩壊分布と解析から得られる危険箇所分布の比較を行うため，ROC (Receiver Operating Characteristic) 曲線を用いた評価を行う．危険と判定する安全率の値を 1 以外で複数検討し，それぞれの安全率の値おいて TPR (True Positive Rate) と FPR (False Positive Rate) を求め，縦軸に TPR，横軸に FPR をとることで ROC 曲線を描く．

各手法により算出された安全率をマッピングしたものを

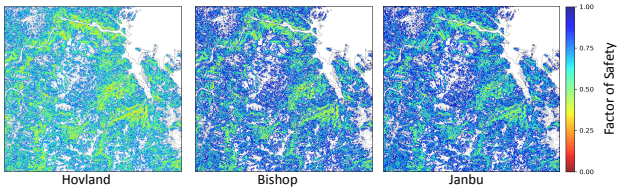


Fig. 4　各手法による安全率マップ

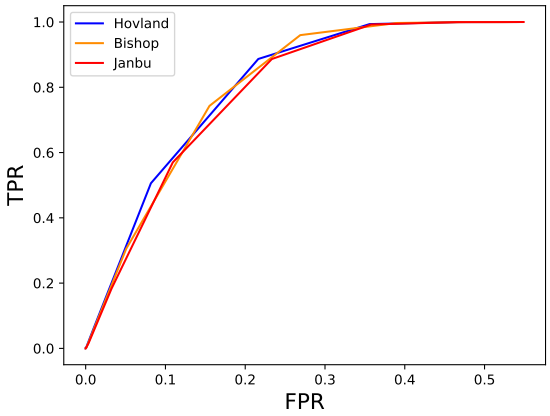


Fig. 5　ROC 曲線の比較

Fig. 4 に，これにより ROC 曲線を描いたものを Fig. 5 に示す．ROC 曲線における精度は，AUC (Area Under the Curve) が大きいほど高精度とされるが，本研究における条件下では，各手法での AUC はほぼ同等であることが確認できる．これは，各手法は危険と判定する安全率が同様の場合にはマップに差が生じるが，手法間で異なる安全率を危険判定の閾値として用いると同様の危険箇所を抽出することを意味している．

5. 結言

本研究では，三次元極限平衡理論に基づく複数の手法の特徴を分析し，広域実地形における解析を実施した．広域における解析では，算出される安全率の違いは存在するが，危険判定の安全率の閾値を変更することで，計算コストの低い手法で，より高度な力学モデルに基づく手法の危険箇所を再現可能であることが示された．この閾値の設定については，土質や地下水面，すべり面の設定などの不確定要素を多く含むものであり，今後の検討課題である．

参考文献

1) Hovland, H. J.: Three-dimensional slope stability analysis method, *Int. J. of Mechanical Science*, Vol. 103, No. 9, pp. 971-986, 1977.
2) 鵜飼恵三, 細堀健司: 簡易 Bishop 法，簡易 Janbu 法および Spencer 法の三次元への拡張, 土木学会論文集, No. 394, pp. 21-26, 1988.
3) 国土地理院: 基盤地図情報，数値標高モデル, `https://fgd.gsi.go.jp/download/mapGis.php?tab=dem`.
4) Dolojan, N. L. J., Moriguchi, S., Hashimoto, M. and Terada,K.: Mapping method of rainfall-induced landslide hazards by infiltration and slope stability analysis: A case study in Marumori, Miyagi, Japan, during the October 2019 Typhoon Hagibis, *Landslides*, Vol. 18, No. 6, pp. 2039-2057, 2021.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

越流礫による透過型砂防堰堤の損傷要因分析に関する研究（シンポジウム講演概要）

Study on the analysis of Damage factors of open Sabo dam caused boulder overflow (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

齋藤　和樹（防衛大・理工）　　堀口　俊行（防衛大・理工）
Kazuki SAITO, National Defense Academy
Toshiyuki HORIGUCHI, National Defense Academy
E-mail: em61030@nda.ac.jp

This study examines damage factors on a real scale with reference to actual damage cases using distinct element method. First, the analysis conditions are based on the analysis of damage factors in the field survey and the size of boulder obtained from the boulder survey. The analysis model verifies the damaged members due to the initial conditions at boulder impact. The results showed that a free fall case from the top of an open Sabo dam to the downstream diagonal member would cause damage to the joints using the maximum boulder diameter of 5.0 m.

１．緒　言

わが国では，大規模化した土石流災害によって対策構造物の損傷事例が報告されている．中でも，令和元年東日本台風の影響で，富士川水系大武川で発生した土石流によって大武川第 5 砂防堰堤と朴の木上流砂防堰堤の部材が一部破損した．Fig.1 に示すように，大武川第 5 砂防堰堤である鋼製透過型砂防堰堤（以下，透過型）は，土石流の衝突面ではないが下流側の斜材が越流した土石流によって破損している．これは，透過型を乗り越えた巨礫が斜材に沿って流れることで生起したといわれている．このような現象を防ぐためには，既存構造物にとって補強もしくは新設構造物には堰堤の構造形式等を検討することが求められているが，実現象で下流部の斜材が損傷するかについての分析は行っておらず，損傷の要因分析が早急に求められる．

ところで筆者ら [1),2)]は，透過型における損傷原因究明のために個別要素法で解析的に検討している．しかし，堰堤前面が損傷した南木曽町における事例の要因分析やそのための補強対策として継ぎ手の強度を向上させることなどの検討を行っているが，越流礫における損傷については検討していない．

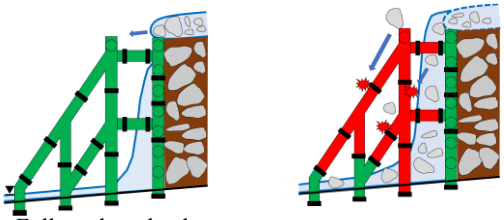
そこで本研究は，個別要素法を用いて実際の被災事例を参考に，実スケールでの損傷要因分析を試みる．そのためには，損傷の要因分析や礫径調査から得られた礫の大きさを基に解析条件を設定して，礫の衝突時の初期条件による部材の破損の有無を検証するものである．

２．大武川第 5 号砂防堰堤の被災状況

令和元年東日本台風では，富士川流域で甚大な被害が生じた昭和 34 年災害の 301 mm/日を上回る 526 mm/日を記録した．そのため大武川流域では，計画を上回る規模の土石流が発生し，堰堤下流側に礫径約 5.0 m の巨礫が確認されている．Fig.2 に示すように，第 5 号砂防堰堤は大量の土石流を捕捉したのち満砂状態となり，土砂や礫などの越流が生じることで透過型の斜材が損傷・脱落した．脱落した部材は，下流側の斜材 5 列の内中央 3 列である．部材脱落の過程は，上流側部材が自立していることから推定して流出した土石流により満砂その後に越流した土石流もしくは転石などが二列目，三列目の部材に衝突し破損，最終的に脱落に至ったものと考えられる．設計荷重（衝撃力）は弾性領域までの変形を許容するが，残存する鋼管に塑性領域まで変形したものが確認されることから少なくとも累積衝撃力は設計荷重の数倍に及んだと思われる．



Fig. 1 Damage of Omu River 5th steel pipe open Sabo dam



(a) Full sand on the dam　(b) Damage caused by boulder overflow

Fig. 2 Damage analysis

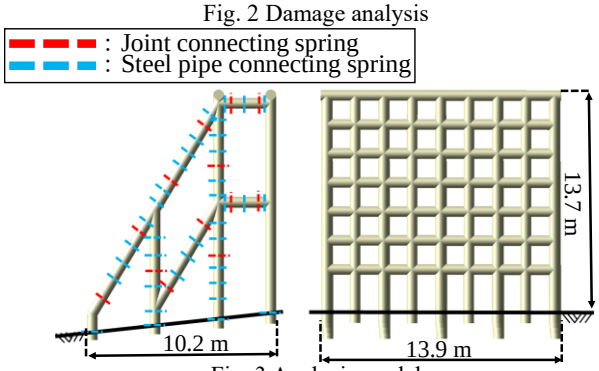


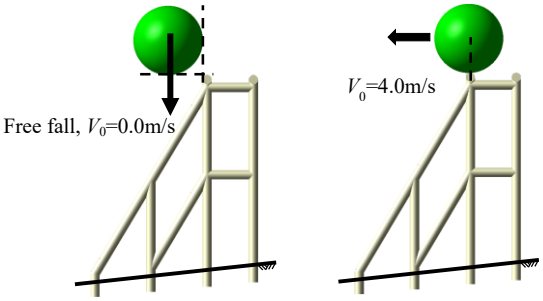
Fig. 3 Analysis model

３．解析モデル

Fig. 3 に解析モデルを示す．透過型モデルは，円柱形要素 317 個で作成し，高さ 13.5 m，横 13.9 m である．中空鋼管は円柱形要素とし，部材を溶接している部分は集合体要素で形状を実際の形に合わせている．各要素間に連結バネを設け後述する一定以上の荷重または，モーメントを受けた際に破断するように設定している．

Fig. 4 に解析条件を示す．本解析では，損傷を生起する条件を検討するため，単純な巨礫の落下衝突における解析条件で検証している．礫モデルの直径は大武川第 5 砂防堰堤で実際に流下した可能性のある 5.0 m を用いた．

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会



(a) Type1(Free fall)　(b) Type2(Flow from the top)

Fig. 4 Initial condition

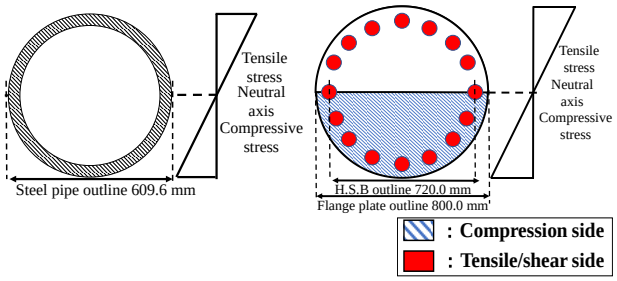


Fig. 5 Cross-section division method

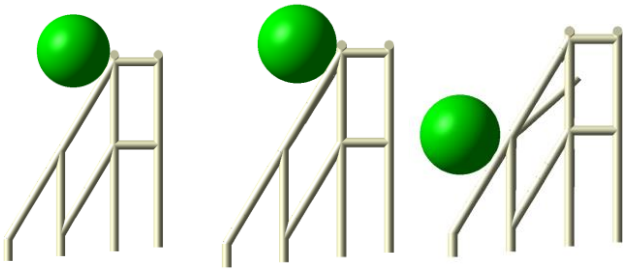
Table 1 Analysis parameter

Item (numbering)			Numerical value	
			Density[kg/m^3]	Nomber
Sabo dam model	Cylindrical element	STK490-22t(S-1)	1093	16
		STK400-22t(S-2)	1093	55
		STK400-19t(S-3)	949	15
		STK400-16t(S-4)	802	20
		STK400-12.7t(S-5)	641	211
Boulder	Spherical element		2600	1
Contact spring	Normal [N/m]		1.0×10^9	
	Shear [N/m]		5.0×10^8	
Damping coefficient			1.0	
Coefficient of friction			0.58	
Time increments[sec]			5.0×10^7	

Table 2 Joint model parameter

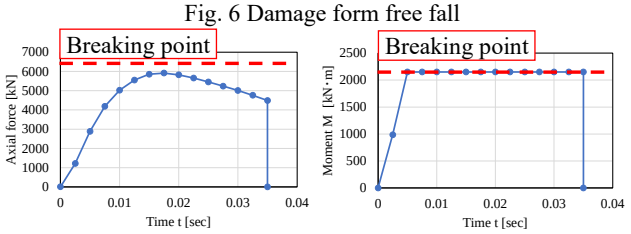
Item	Joint					
	J-1	J-2	J-3	J-4	J-5	J-6
Axial stiffness EA[N]	3.34×10^{10}					
Yield axial force [kN]	6015					
Breaking strain	0.14					
Bending stiffness EI[N・m^2]	5.38×10^9					
Yield moment M_y[kN/m^2]	2150	2151	2140	2151	2151	2151
Fracture rotation angle θ_f [deg]	0.985	0.871	0.963	0.733	0.825	0.917
Shear stiffness GA[N]	1.39×10^9					

Table 1 に解析諸元を示す．次に連結バネの構成側は，Fig.5 に示すように鋼管部（4 種類）および継手部（6 種類）をそれぞれ断面分割法で求めた．鋼管部は，全断面有効として求めた．一方継手部は，圧縮応力はフランジプレート，引張応力およびせん断応力は高力ボルトが受け持つとして求めた．Table 2 に断面分割法をもとに設定した連結バネの諸元を示す．



(a) $t = t_0 + 0.0$ s　(b) $t = t_0 + 0.035$　(c) $t = t_0 + 1.035$ s

Fig. 6 Damage form free fall



(a) Axial force　(b) Moment force

Fig. 7 Response of each member (Type1)

4．損傷解析

Fig.6 に自由落下させた礫径 5.0 m の損傷状況を示す．Fig. 6 (a)は，礫モデルが部材に衝突する直前である（$t = t_0$）．Fig. 6 (b)に示す礫モデルが斜材衝突後 0.035 s に上部斜材の継手部分で破断し，Fig. 6 (c)の $t = t_0 + 1.035$ s には斜材中央鋼管の回転角が下向き 13. 6 °まで進展した．また，設計時における礫径 1.0～2.0m を越流させた解析や，礫径 4.5 m 以下の礫を落下させたケースでは部材の破断が生じないことを確認している．一方，Type2 に示すケースでは流下後における部材の破断は礫径 5. 0m において破断が生起しない．これは，流下時に垂直方向における衝突時の作用荷重が小さく，水平方向に作用荷重が分散されるため，部材へ斜めに衝突するためと考えられる．

Fig. 7 に Type1 の破断した斜材継手部の連結ばねの時刻歴応答を示す．軸力～時間関係を見ると降伏点まで達しておらず弾性応答範囲にある．しかし，曲げモーメント～時間関係では，$t = t_0 + 0.005$ s に降伏モーメントに到達し，直後にわずか 0.03 s で破断回転角に至った．以上より，大武川で実際に流下した可能性のある礫径 5.0 m で堰堤斜材が損傷することがわかる．

5．結　論

本研究は，個別要素法を用いて実スケールでの越流礫における損傷要因分析を検討したのである．そこでは，損傷が生起するための解析条件を設定することで，越流礫の衝突によって斜材の損傷に必要な巨礫の大きさや損傷の状況を示した．本解析条件において，鋼製砂防堰堤の斜材に損傷を与えるには 5.0 m 程度の礫径が必要だと検証できた．

参考文献

1) Horiguchi T., Richefeu V. : Post-analysis simulation of the collapse of an open sabo dam of steel pipes subjected to boulder laden debris flow. International Journal of Sediment Research 35(6), pp.621-635, 2020
2) 嶋川理，堀口俊行，別府万寿博，香月智：個別要素法による透過型砂防堰堤の破壊メカニズムに関する検討，土木学会論文集 A2(応用力学), Vol. 77, No. 2 (応用力学論文集 Vol. 24), I_381-I_392, 2021.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

個別要素法を用いた土石流の大粒子集積度に関する検討
（シンポジウム講演概要）
The Study on the Degree of Large Particles Accumulation in Debris Flow by Distinct Element Method
(Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

鯨吉　樹（山口大・工）　　中田　幸男（山口大・工）
Itsuki TOKIYOSHI, Yamaguchi University
Yukio NAKATA, Yamaguchi University
E-mail: g052fd@yucivil.onmicrosoft.com

Recently, with the increase of debris flow disasters, countermeasures using fence-like trapping structures by Large Particles Accumulation have been promoted. In order to fully demonstrate the disaster mitigation effect of this countermeasure structure, it is necessary to understand Large Particles Accumulation. In this study, we studied the Degree of Large Particles Accumulation of debris flow by Distinct Element Method.

１．はじめに

土石流では流下に伴い粒径が大きな粒子が前方に移動する現象が実務や実験，解析で知られている．本論ではこの現象を大粒子集積と記す．

近年，土石流災害が増加している．その対策として，設置が容易で安価なフェンス状捕捉対策構造物の設置が進められている．これは大粒子集積によって，土石流先頭部にある大粒径粒子がまず捕捉されることで後続の細粒径粒子を含む土石流も捕捉されることが期待される．この対策構造物が減災効果を十分に発揮するには大粒子集積の特徴の把握が必要となる．

この大粒子集積については、渓床面の凹凸の影響が大きく，実験や解析から様々な議論 [1)-3)]がなされている．一方、解析的な検討において，土石流内の流速分布に関する検討が少ない。大粒子と小粒子の分級挙動とも関連することから考えると、流速分布が大粒子集積に与える影響の把握が必要となる．そこで，本論文では個別要素法を用いて渓床面の凹凸と流速分布が大粒子集積に与える影響を検討することとした．

２．個別要素法

本解析では Fig.1 に示す解析モデルを用いて，2 つの粒径の異なる粒子(直径 5.0mm の赤い粒子が 2000 個，直径 2.5mm の青い粒子が 16000 個)を混合し，斜面を流下させた．流下時，粒子には自重と流体力が作用するが，その際の流速分布は Fig.2 のように設定した．Fig.2 の Pattern 1 は解析と同条件の実験を行い，その様子を横から撮影し(Fig.3 に示す)，その画像から流速分布を決定した．Pattern 2 は渋谷らの論文 [4)]を参考に決定した．Pattern 3 は Karman の対数分布則 [5)]を参考に決定した．

Fig.4 に渓床面の凹凸を示す．本解析では凹凸の高さと凹凸間の距離を変更した．実験時は Fig.5 に示すパンチングシートを用いることで解析の凹凸を再現した．

また，Table.1 に解析で用いたパラメータを示す．本解析では斜面の凹凸と流速分布のみを変化させ，分級現象への影響を検討しているが，これはその他のパラメータの影響が小さいことを把握しているためである [3)]．ここでは，解析パラメータのうち，ヤング係数およびダンピング係数，時間増分は解析の時間が膨大にならないようにしつつ，ヤング係数には現実的な値に近い値を設定し，ダンピング係数は粒子が大きく跳ねないような値を設定した．

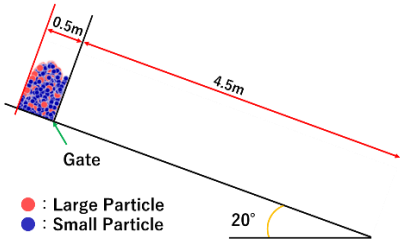


Fig.1 Analysis model

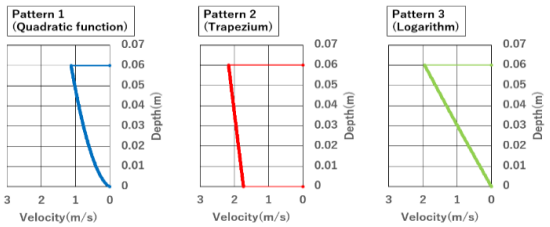
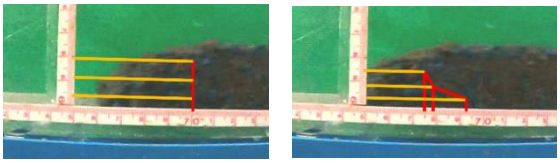


Fig.2 Water velocity distribution


Fig.3 Large particle movement during experiment for Water velocity distribution

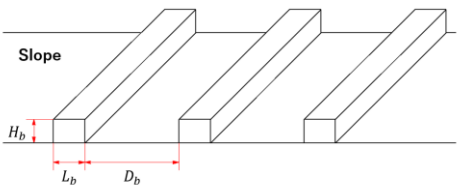


Fig.4 Roughness

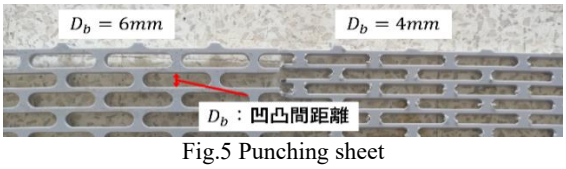


Fig.5 Punching sheet

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

Table.1 Analysis parameters

密度(土粒子)	2650	kg/m^3
ヤング係数 (凹凸以外の斜面)	2.2×10^6	kN/m^2
ヤング係数 (土粒子，凹凸)	1.0×10^6	kN/m^2
ポアソン比	0.3	
摩擦角 (凹凸以外の斜面)	14	°
摩擦角 (土粒子，凹凸)	26.6	°
ダンピング係数	0.7	
時間増分	0.4 × 限界時間増分	s

3．土石流における水の流速および渓床の影響

本解析に対する分析を行う際, Fig.6 に示すように流下方向を X, 流下垂直方向を Y とする．Fig.6 では流下前と流下後の粒子の位置を示している．

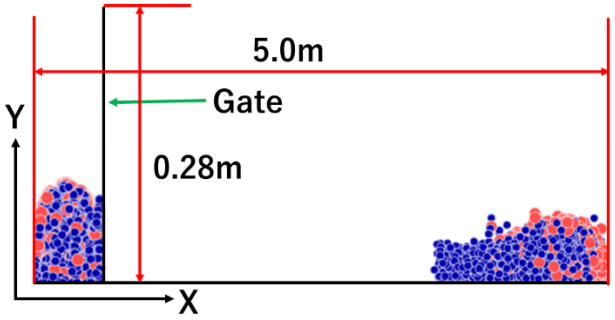


Fig.6 Coordination for simulation

Fig.7 には先頭粒子が 5m に到達した際の全粒子と大粒子の X 座標に対する累積体積比分布を示し、解析条件による大粒子集積度の評価について示している．Fig.7(a),(b)は、X 座標と、(1)式から算出される全粒子体積に対するその X 座標以下の粒子の体積和の体積比Sの関係を示している．赤線は大粒子のみの体積比S_Lを，青線は全粒子に対する体積比Sを示している．

$$S(i) = \frac{\sum_{k=1}^{i} V_k}{V} \tag{1}$$

ここで，V_kが各粒子の体積，Vが全粒子体積である．

また，Fig.7(a)に示すように、大粒子の累積体積比分布の中央付近の傾きを求めて、大粒子集積度D_Lとした．このD_Lが大きいときは大粒子が短い区間に集積していることを表す．

$$\text{大粒子集積度} D_L = \frac{0.3125-0.1875}{4.644-4.473} = 0.73 \tag{2}$$

さらに，$S_L = 0.25$のときの X から$S = 0.5$のときの X を引いた値をΔXとした．このΔXと大粒子集積度D_Lの関係を凹凸高さ，流速分布ごとに示した図が Fig.7(c)である．ΔXは全粒子の中心位置に対する大粒子の中心位置を示しており，この値が大きいほど大粒子がより前方にあり、小粒子と分離していることになる．つまり，Fig.7(c)で右上にプロットされているほど，大粒子は前方に短い区間に集積していることを表す．

Fig.7(c)から，Pattern 2 の場合は凹凸高さの影響はなく，どの場合もD_Lが大きな値を取り，ΔXは小さな値を取っている．これは他のパターンに比べ流速が大きく，かつ，渓床面に流速が作用していることで，凹凸の抵抗が現れにくく、土石流全長が短くなったと考えられる．それに対して，Pattern 1 の 1,2mm の場合と Pattern 3 の場合、ΔX=0.5-0.6，$D_L = 0.3 - 0.6$を取っている．これは Pattern 2 に比べ流速が小さく，かつ，渓床面の流速が 0m/s のため，Fig.7(b)のように土石流全長が延長するような流下となり，D_Lが小さくなったと考えられる．加えて，渓床面の流速が 0m/s で凹凸の抵抗が結果に現れやすくなるために，ΔXが大きくなったと考えられる．さらに，Pattern 1 の 3mm の場合は$D_L, \Delta X$のどちらも小さな値となった．これは他のパターンに比べ，流速が小さいことと，小粒径粒子の直径よりも凹凸の高さが高いことで、凹凸の抵抗を強く受け、小粒子が停止したためである．

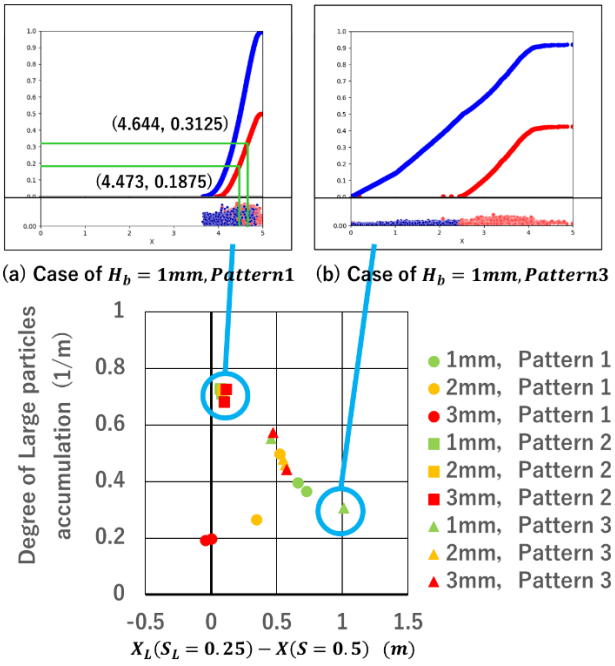


Fig.7 $X_L(S_L = 0.25) - X(S = 0.5)$ and Degree of Large particles accumulation for each Roughness Height and Water velocity distribution

4．まとめ

本研究では，個別要素法を用いて多種多様な渓床面の凹凸と水の流速分布で解析することにより，大粒子の集積度に及ぼす影響を検討し，以下の 2 点を把握した．1 つ目は渓床面の流速が 0m/s ではない流速分布の場合，渓床面の凹凸に関係なく前方の短い区間で大粒子集積が発生，かつ，土石流全長が短くなった．2 つ目は渓床面の流速が 0m/s となる流速分布の場合、凹凸の形状の影響をうけ，土石流全長が長く，前方で大粒子集積が確認された．

参考文献

1) 前田健一, 舘井恵, 福間雅俊, 砂防学会誌, Vol.64, No.4, pp.3-14, 2011.
2) 松村健太郎，齋藤和樹，堀口俊行，香月智，構造工学論文集A，Vol.65A，pp. 835-848，2019.
3) 鯨吉樹, 中田幸男, 地盤と建設, Vol.39, No.1, pp39~47, 2021.
4) 渋谷一，香月智，大隅久，石川信隆，砂防学会誌, 63 巻, 6 号，pp.13-22, 2011.
5) 小松利光，松永信博，新編水理学，理工図書，pp.195, 2013.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

一般セッション | 一般セッション（第五部門：応用数理問題―計算機科学から社会科学まで）

第５部門③

座長:市村 強(東京大学)

2023年5月28日(日) 14:35 ～ 16:05 D会場 (6号館 3階 6309室)

[24013-18-01] 寒冷地の山岳トンネルにおける覆工表面の凍結危険度についての考察（シンポジウム講演概要）

*禿 和英[1]、須藤 敦史[2]、五十嵐 隆浩[3]（1. 株式会社　建設技術研究所、2. 東北工業大学、3. 株式会社　構研エンジニアリング）

14:35 ～　14:50

[24013-18-02] 南海トラフ地震における確率的津波予測の利活用（シンポジウム講演概要）

*大角 恒雄[1]、藤原 広行[1]、山口 和範[2]、根本　信[2]、徳永　雅彦[3]（1. 国立研究開発法人防災科学技術研究所、2. 応用地質株式会社、3. 徳島県庁）

14:50 ～　15:05

[24013-18-03] ガウス過程回帰による弾性波探査を考慮した先端抵抗値の3次元空間分布推定（シンポジウム講演概要）

*津田 悠人[1]、富澤 幸久[1]、吉田 郁政[1]、西村 伸一[2]（1. 東京都市大学、2. 岡山大学）

15:05 ～　15:20

[24013-18-04] 地震動集合の複数指標に基づく代表的波形の生成手法（シンポジウム講演概要）

*林 諦[1]、本田 利器[1]（1. 東京大学）

15:20 ～　15:35

[24013-18-05] 気温上昇を想定した豪雨によるため池越流確率の評価（シンポジウム講演概要）

*三原 嵩史[1]、西村 伸一[1]、柴田 俊文[1]、珠玖 隆行[1]（1. 岡山大学）

15:35 ～　15:50

[24013-18-06] 鋼板桁橋の点群計測および定量的評価（シンポジウム講演概要）

*中溝 智也[1]、的野 玄[1]、西尾 真由子[1]（1. 筑波大学）

15:50 ～　16:05

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

寒冷地の山岳トンネルにおける覆工表面の凍結危険度についての考察（シンポジウム講演概要）

A consideration on Freezing of tunnel lining surfaces in cold regions (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

禿　和英（㈱建設技術研究所）　須藤　敦史（東北工大・工）　五十嵐 隆浩（㈱構研エンジニアリング）
Kazuhide KAMURO, CTI Engineering Co., Ltd.
Atsushi SUTOH, Tohoku Institute of Technology
Takahiro IGARASHI, Koken Engineering Co., Ltd.
E-mail: kamuro@ctie.co.jp

In this study, in order to accumulate basic information for the maintenance and management of tunnels, the regionality in the combined degradation of the depth of centralization and the salinity concentration is examined. In this paper, the tunnels of Hokkaido are regionally degraded, and a considering on the risk of freezing of tunnel lining surfaces in cold regions belonging to inland and coastal areas. The purpose is to compare and consider the combined degradation of coastal and inland areas. Also, it is a comparison and consideration of the progress of the compound deterioration by the region.

１．はじめに

北海道では，建設から数十年以上を経過した山岳トンネルが多数存在しており，今後は予防保全を基本とした維持管理手法の構築とその運用が求められおり [1]，矢板工法で建設された山岳トンネルの長寿命化が直近の問題となっている．

加えて，トンネル覆工における様々な劣化現象に対する基礎的な調査・研究等が少なく，円滑な維持管理を実施していくための基本的な材料性状の把握・評価やそれらの劣化予測が非常に難しいのが現状である．

そこで，北海道開発局が管理する主に矢板工法の山岳トンネルを中心に，トンネル覆工に対する圧縮強度・中性化・含有塩分濃度等の調査・試験を実施しており，その状況や性状等を気象区分（Fig.1 参照）に分けて整理・分析 [2]を行っており，地域によって中性化と塩害（塩化物イオン濃度）の複合劣化現象が現れている [3]．

本報告では，トンネル覆工に対して地域別における塩分供給の程度と凍結の危険性に対する検証をアメダスの観測値により検討を行っている．

２．トンネル覆工の複合劣化（中性化・含有塩分）現象

コンクリートの劣化を促進する塩化物イオンは，飛来塩分（冬期の季節風などから供給）や路面の凍結防止剤散布などの外部から供給される場合とコンクリート製造時に材料から供給される場合がある [3]．

コンクリート表面から，深さ x（mm）,経過時間 t（年）における塩化物イオン濃度 $C(x,t)$は，表面における塩化物イオン濃度 C_0 および塩化物イオンの見掛けの拡散係数 D_{ap}, 予測の精度に関する安全係数（一般的に 1.0） γ_{cl}, および初期含有塩化物イオン濃度 C_i, 誤差関数 erf を用いた式(1)となる．

$$C(x,t) = \gamma_{cl} \times \left[C_0 \left(1 - erf \frac{0.1}{2\sqrt{D_{ap}\, t}}\right)\right] + C_i \quad (1)$$

ここで，トンネル覆工のコンクリート表面における塩化物イオン濃度 C_0（飛来塩分と凍結防止剤等より供給），拡散係数 D_{ap}，コンクリート中の塩化物イオン濃度 C_i を未知数として観測値を基に摂動法により同定している．まず，日本海側北部と南部における覆工内部の観測塩化物イオン濃度と式(1)による同定値を Fig.2 に示す．ここで調査した

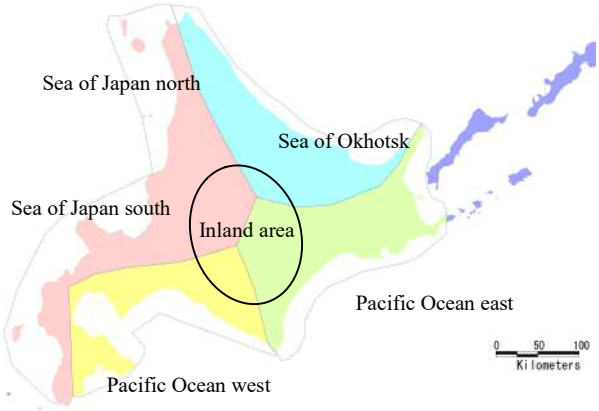


Fig. 1 Weather division in Hokkaido

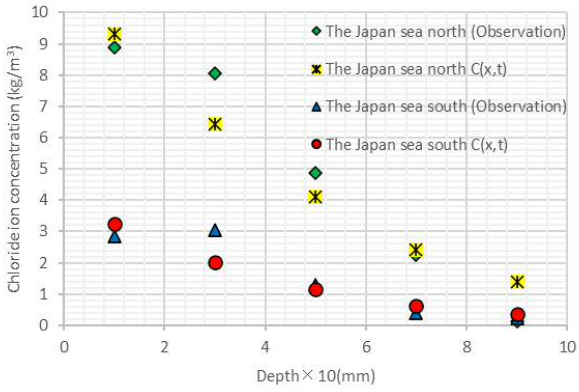


Fig.2　Chloride ion concentration according to the area (The Sea of Japan north and the south)

トンネル覆工における中性化深さの平均は約 15mm であった．Fig.2 より，観測では平均深度 30mm および 50mm において塩化物イオンの濃縮現象が見られ，加えて日本海北部と南部では塩化物イオンの供給量に差があるような結果が得られている [4]．また，日本海側南部と太平洋側西部における塩化物イオン濃度の観測値と同定値（Fig.3 参照）では，塩分供給量は同程度だが，平均深度 30mm および 50mm において塩化物イオンの濃縮現象では太平洋側西が高くなっている [4]．しかし内陸部のトンネル覆工においては塩化物イオンの濃縮現象は際立っていない．

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

３．塩分供給量の環境要因について

内陸部・日本海側の北部と南部における冬期の風向・風速と積雪量および凍結防止剤の散布量を比較したものを Table.1 に示す.

(1) 日本海側北部・南部における環境要因

Table.1 より, 冬期の日本海側北部における平均風速は南部より強く，積雪量は日本海側北部、南部同等の結果となっているが，凍結防止剤の散布量は日本海側南部が多い.

(2) 日本海側南部と太平洋側西部における環境要因

日本海側南部は太平洋側西部に比べて冬期の平均風速は小さく，加えて積雪量では太平洋側西部が少ない結果となっており，凍結防止剤の散布量は太平洋側西部が多いことより，北海道では外部からの塩分供給による塩化物イオンの濃縮と考えられる.

４．各地域における凍結融解の危険度（地域係数）

次に，コンクリートにおける凍結融解の危険性を，式(2)に示す地域の凍結融解作用に対する指標（地域係数）[5]として，アメダス統計値より求めた結果を Table.2 に示す.

$$T = -t_{a\ i}\left(1-\left[\frac{D_f}{D}\right]\right) \quad (2)$$

ここで T は地域係数, t_{amin} は日最低気温の年間極値 (℃), D_f は凍結持続日数（日），D_w は凍結融解総日数（日）であり，-1.0℃で凍結，0.0℃以上で融解すると仮定しており，地域係数が大きいほど凍結融解の可能性が高い.

ここで Table.2 より，地域係数 T における凍結危険度は内陸部＞太平洋側西部＞日本海側北部＞日本海側南部となり，内陸部や太平洋側西側において凍結融解におけるトンネル覆工表面の損傷危険度が大きいことが分かる.

しかし，観測値では内陸部のトンネル覆工では塩化物イオンの濃縮現象（複合劣化）は他の地区に比べて際立っていないため, 式(3)に示す該当地域の冬季間の最低気温を除いた修正地域係数 T_a の式(3)を提案する.

$$T_a = \left(1-\left[\frac{D_f}{D_w}\right]\right) \quad (3)$$

ここで Table.2 より，修正地域係数 T_a における凍結危険度は太平洋側西部＞日本海側南部＞日本海側北部＞内陸部との結果が得られた.

以上より，修正地域係数が大きいほど凍結融解の危険性は大きく，さらに太平洋側西部におけるトンネル覆工の表面部では，季節風と凍結防止剤による塩化物イオンの供給量および冬期の 1 日当たりに凍結融解が生じるような気象（温度）条件による覆工表面部における損傷の危険度が大きいことが判明した.

５．結論

北海道開発局が管理する主に矢板工法おける山岳トンネルの覆工表面では，中性化と塩化物イオのン濃縮による複合劣化現象が進行しており，それらは冬季の飛来塩分や凍結防止剤の散布および冬期気温による凍結融解の地域性等などの地域環境の違いが要因の一部であるとの結論が得られた.

したがって，在来工法における予防保全を前提とした維持管理の効率的な運用には，冬期における地域の環境特性を考慮し，加えてトンネルの覆工表面における中性化や塩化物イオンの濃縮（複合劣化）現象などの材料特有の情報も必要不可欠であり，今後も多くの調査・試験値の蓄積と整理・分析が必要となる.

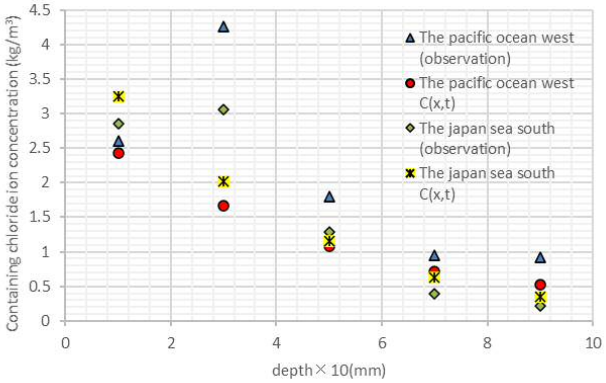


Fig. 3 Chloride ion concentration according to the area (The Sea of Japan side south and the Pacific Ocean west)

Table.1 Weather and Antifreeze conditions in winter

Weather classification	Snowfall (cm)	Wind speed (m/s)	Wind direction	Application rate of antifreeze (ton/km)
Inland	121.0	3.0	Northwest	118.63
Pacific West	43.3	5.9	West	422.95
Japan Sea North	149.3	6.7	Northwest	54.11
Japan Sea South	158.2	3.3	Northwest	408.11

Table.2 Possibility of the freezing (Regional coefficients)

Weather classification	Regional coefficients	Modify regional coefficients	Note
Inland	6.5	0.2	The hight temperature the days of more than 0.0 and lowest temperature the number og days less than -1.0 from refernce 5)
Pacific West	6.0	0.6	
Japan Sea North	4.8	0.3	
Japan Sea South	3.5	0.4	

参考文献

1) 須藤敦史，佐藤京，西弘明:積雪寒冷地トンネルにおける TMS 構築に関する研究，土木学会 第 21 回トンネル工学研究発表会論文集，pp.203-208，2011.12.
2) 禿和英,須藤敦史: 寒冷地トンネルの覆工コンクリートにおける冬期挙動と経年劣化，寒地開発研究会,第 34 回寒地技術論文・報告集,Vol34,CTC18- Ⅰ-014,pp.69-74, 2018.12.
3) 禿和英,須藤敦史,佐藤京:寒冷地のトンネル覆工における複合劣化現象に対する一考察，土木学会 第 25 回応用力学シンポジウム論文集,S01A-01, 2022.5.
4) 禿和英,近藤祐一郎,須藤敦史,五十嵐隆浩,河村巧: 北海道におけるトンネル覆工の含有塩分の地域性について,寒地開発研究会,第 37 回寒地技術論文・報告集,Vol37,CTC21- Ⅰ-018,pp.97-102, 2021.11.
5) 浜幸雄，松村光太郎，田畑雅幸，冨坂崇，鎌田栄治: 気象因子を考慮したコンクリートの凍害劣化予測，日本建築学会構造系論文集，第 523 号，pp.9-16，1999.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

南海トラフ地震における確率的津波予測の利活用（シンポジウム講演概要）

Usage Application of Tsunami Hazard Information Related to The Nankai Trough Earthquake (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

大角　恒雄・藤原　広行（防災科研）　山口　和範・根本　信（応用地質）　徳永　雅彦（徳島県）
Tsuneo OHSUMI, Hiroyuki FUJIWARA, NIED
Kazunori YAMAGUCH, Makoto NEMOTO, OYO Corporation
Masahiko TOKUNAGA, Tokushima Prefecture

E-mail: tsuneo.ohsumi@gmail.com

Accumulation of many investigations is needed for the tsunami hazard assessment and the usage application. These studies were made open to the public by way of NIED Technical Notes titled, “Report on an approach to probablic Tsunami Hazard Assessment related to The Nankai Trough Earthquake” and “Report on Usage Application of Tsunami Hazard Information”. This project has been supporting various kind of measures by sectors such as municipalities, on the design tsunami heights, and so on.

１．はじめに

南海トラフ巨大地震が発生したときの人的・建物被害が懸念される徳島県では，地域海岸毎に設計津波水位だけでなく避難時間を確保するための高さも設定して効果的な減災対策の検討を重ね堤防等を計画し，整備を進めている．この整備高さに対して，対象地点の地震発生条件つき津波ハザードカーブから，津波防御確率を求めることが出来る．この津波防御確率は，津波による浸水リスクを定量的に評価することができ，現況堤防の津波防災レベルの把握とともに整備目標に対して優先的に津波防災対策を進めるべき地域の選定などの活用が可能である．本稿では，徳島県を例として，確率論的津波予測の成果概要および活用方法を示す．

２．徳島県における設計津波の水位の設定

徳島県では，住民の生命を守るため、地域ごとの効果的な減災対策の検討を重ねている [1]．また，比較的発生頻度の高い津波として中央防災会議（2003 年）の東海・南海東・南海 3 連動モデル（M8.7）を用いて，25 の地域海岸での堤防等の計画の根拠となる「設計津波水位」と「避難時間を確保するための高さ」を設定 [2]し，「高潮・波浪に必要な高さ」と比較して整備手法を検討している．地域海岸のうち，設計津波が比較的高く，インフラ施設が集中している阿南市橘地区⑪に関して，「設計津波の水位」の L1 津波高 [3] を **Fig.1** に示す．

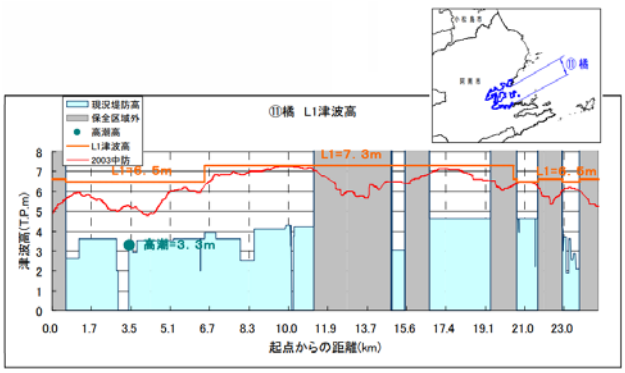


Fig.1　Design tsunami height L1 in Tachibana bay

３．南海トラフ地震における確率的津波予測

防災科学技術研究所（防災科研）が実施している地震・津波ハザードに関して，将来の地震・津波のハザードの成果概要および活用方法を以下にまとめた．

南海トラフ沿いで発生する最大クラスの想定地震は，可能性は否定できないが発生頻度は非常に低いと考えられている．防災科研マルチハザードリスク評価研究部門（藤原広行部門長）では，『南海トラフ沿いの地震に対する確率論的津波ハザード評価』と題する成果をまとめ，防災科学技術研究所研究資料 No. 439 [4] として刊行した．この確率論的津波ハザード評価では，内閣府「南海トラフの巨大地震モデル検討会」[5] で想定された地震や津波に対し，より規模は小さいが，将来に比較的高い可能性で発生すると考えられる地震・津波について，津波のハザードの分布を概観できるものである．

さらに，防災科研では有識者を集めた委員会（佐竹委員長：東京大学地震研究所）を設置して，確率論的な津波評価の利活用を検討してきた [6]．この委員会が取りまとめた提言の中で，津波リスク評価等を実施する専門家に対して，多様な津波ハザード情報を利活用できる公開システムの必要性が謳われている．以上を踏まえ，津波防災に資することを目的として，多様な津波ハザード情報を利活用できることを目指して津波ハザード・リスク情報ステーション（J-THIS：Japan Tsunami Hazard and risk Information Station）[7]を開発し，令和 2 年(2020)年 2 月 21 日に発表した．さらに，防災科研では利用者それぞれの目的に沿って的確に利活用できるシステム（URL: https://www.j-this.bosai.go.jp/）であることを目指し，高度利用のためのシステムに求める具体的な仕様や要望等の検討を続け，システムの改良を進めている．

この研究資料 No. 439 [4] の実際の活用手法として，県及び国土交通省地方整備局の港湾・海岸施設等津波対策を実施している部署に対して，南海トラフに直接暴露している海岸線を持つ県として，南海トラフ沿いの地震で発生する県海岸での津波評価およびその結果を理解していただくために，防災科研研究者と解析を担当した応用地質株式会社担当者による説明会 [8]を開催した．その自治体のうち，徳島県を例に以下に示す．

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

３．１J-THIS：津波ハザード・リスク情報ステーション

このシステムでは，南海トラフ沿いで発生する大地震に伴う津波について，南海トラフ海域に面する海岸に設定した地点（50 m メッシュ間隔）において今後 30 年以内に一定高さ以上の津波が来襲する確率（南海トラフ沿いで大地震が起きたと限定した場合の超過確率）を背景地図と重ねて表示し，各地点における津波の高さ（最大水位上昇量）と南海トラフ地震に対する超過確率の関係を閲覧することができる（**Fig.2**）．

３．２超過確率の関係（ハザードカーブ）の活用

例示として、前述の徳島県阿南市橘地区を対象とした検討内容を示す．当該地区海岸（橘）の設計津波高（L1 津波高）は 7.3mである．対象地点の地震発生条件つき津波ハザードカーブを **Fig.3** に示す．堤防高 3.2 m とした場合，超過確率は 39.8 %となり，津波防御確率は 60.2 %となる。堤防高 5.0 m とした場合，超過確率は 10.4%となり、津波防御確率は 89.6%となる．さらに、堤防高 7.3 m とした場合、超過確率は 1.1 %となり、津波防御確率は 98.9 %となる．このように超過確率を算出して，現況堤防や計画堤防高に対する津波の浸水リスクを評価することで，対策事業に対する費用便益（B/C）を定量的に評価することができる（**Fig.4**）．また，この浸水リスク評価の結果をもとに、現況堤防の津波防災レベルの把握,整備目標とする堤防高の設定において，優先的に津波防災対策を進めるべき地域の選定へ活用が可能となる．

４．まとめ

・重要施設の密集する徳島県阿南市橘に対して，確率論的津波予測に基づく津波ハザードカーブを用いて，南海トラフ地震に対する津波の超過確率を示した．
・現状の堤防高の超過確率から，津波防御確率を求め，現況堤防や計画堤防高と比較することで、津波による浸水リスク定量的に評価できることを示した．



Fig.2 Example of J-THIS: Tsunami hazard station, output

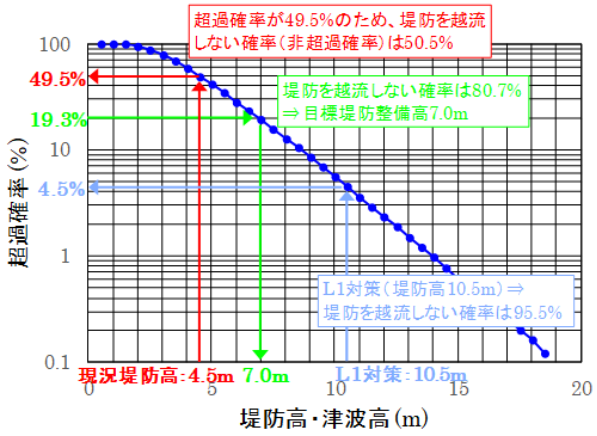


Fig.3 Tsunami hazard curve with the seismic activity of the object point

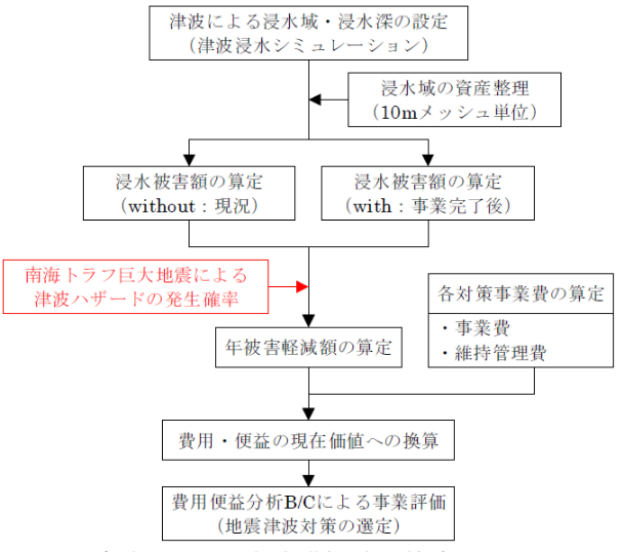


Fig.4 Image of cost-effectiveness evaluation of countermeasures

参考文献

1) 徳島県南海トラフ巨大地震被害想定（第一次）の公表について，2013 年 7 月 31 日公表
https://anshin.pref.tokushima.jp/docs/2013071900016
2) 徳島県設計津波の水位，2013.3.29
https://www.pref.tokushima.lg.jp/jigyoshanokata/kendozukuri/kasen/2013032900154
3) 南海トラフの巨大地震モデル検討会（第二次報告）津波断層モデル編
4) 藤原広行・他：南海トラフ沿いの地震に対する確率論的津波ハザード評価 －第一部 本編－，研究資料 No. 439，防災科学技術研究所，575p.，2020.
http://doi.org/10.24732/nied.00002257
5) 南海トラフの巨大地震モデル検討会（第二次報告）津波断層モデル編
6) 津波ハザード情報の利活用報告書，津波ハザード情報の利活用に関する委員会，研究資料 No. 406，防災科学技術研究所，132p.，2016.
http://doi.org/10.24732/nied.00002020
7) 日本初の確率論的津波ハザード情報を提供 津波ハザードステーション (J-THIS，呼称:ジェイディス)の運用
https://www.bosai.go.jp/info/press/2019/20200221.html
8) 津波防災まちづくり事業への活用，説明資料,防災科学技術研究所・応用地質株式会社，令和 2 年 9 月 23 日

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

ガウス過程回帰による弾性波探査を考慮した先端抵抗値の 3 次元空間分布推定（シンポジウム講演概要）

3D spatial distribution estimation of corn tip resistance considering seismic prospecting based on Gaussian process regression (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

津田　悠人（東京都市大・総合理工）　　富澤　幸久（東京都市大・総合理工）
吉田　郁政（東京都市大・都市工学科）　　西村　伸一（岡山大・環境理工）
Yuto TSUDA, Tokyo City University
Yukihisa TOMIZAWA, Tokyo City University
Ikumasa YOSHIDA, Tokyo City University
Shinichi NISHIMURA, Okayama University
E-mail: y.tsuda@gmail.com

Three-dimensional spatial distribution estimation of corn tip resistance considering seismic prospecting is performed based on actual measured data by Gaussian process regression with multiple random fields. A blind test is performed to examine the accuracy of the proposed method. The correlation between the elastic wave velocity and the trend component of the corn tip resistance is considered in the formulation. The hyperparameters are estimated by the maximum likelihood method. The accuracy of the estimated spatial distribution is examined with or without consideration of elastic wave velocity. It is confirmed that the estimation accuracy is improved by considering elastic wave velocity.

１．はじめに

構造物の杭や基礎の設計，堤防や斜面などの地盤構造物の安全管理を行う上で地盤物性値の 3 次元空間分布を正確に把握することは非常に重要である．ガウス過程回帰 (Gaussian process regression, GPR)は地球統計学の中心的な手法の一つである Kriging を数学的に包括したより一般的な回帰理論である．推定値に加えてその不確定性も評価することが可能でき，様々な分野で注目されている．Yoshida et al.[1] は複数の確率場を重ね合わせた GPR による地盤物性値の 3 次元空間分布推定手法を提案している．富澤ら [2] は Yoshida et al.[1] の手法を複数の計測データの相関性を考慮した手法に拡張し，一つの地盤調査から得られた異なる物性値を対象に相関を考慮する検討を行った．

実務では設計段階に応じて複数の地盤調査を実施している場合があり, 例えば, 弾性波探査が広域に対して行われ, 詳細には標準貫入試験が注目する領域で集中的に行われる．弾性波速度はN値など地盤の強度特性との相関性を有することが知られている．こうした情報を全て活用することでより正確な物性値の空間分布推定が可能になる可能性がある．相関を有する二つの確率場をモデル化する方法である Cokriging も知られているがその自己相関距離が大きく異なる場合は適用できない．本研究では，弾性波探査を考慮した先端抵抗値の空間分布について複数確率場を考慮した GPR を用いて推定する．弾性波探査は地盤中を弾性波が伝播する速度を調査する方法であり，自己相関距離を表すパラメタ scale of fluctuation (以下，SOF)が大きな分布と考えられる．一方，先端抵抗値の空間分布はゆったりとした全体的な分布を表す第 1 確率場（トレンド成分, 大きな SOF）と局所的な細かな分布を表す第 2 確率場（ランダム成分, 小さな SOF）に分けた場合，弾性波速度は前者との相関が高いと考えられる．本研究では先端抵抗値を第 1 確率場と第 2 確率場の 2 確率場，弾性波速度を 1 確率場でモデル化し，先端抵抗値の第 1 確率場と弾性波速度が相関を有すると仮定して定式化した．実測データを対象に弾性波探査を考慮する場合と考慮しない場合の推定結果を比較する．

２．GPR を用いた推定の定式化

観測量ベクトル $\boldsymbol{z}$ は観測された先端抵抗値と弾性波速度から成るベクトルとする．添え字 k は 1 を第 1 確率場，2 を第 2 確率場とし, それぞれの推定点におけるベクトル $\boldsymbol{w}_{k,2}$（添え字の 2 が推定点を表す）の推定式を式(1)に示す．

$$\boldsymbol{w}_{k,2}=\boldsymbol{M}_{k,12}^{T}\left[\boldsymbol{M}_{1,11}+\boldsymbol{M}_{2,11}\right]^{-1}\boldsymbol{z} \tag{1}$$

ここで，$\boldsymbol{M}_{k,ij}$: 共分散行列である．添え字 i, j は 1 を観測点，2 を推定点とする．本研究では，先端抵抗値（q_t）の第 1 確率場に対してのみ弾性波速度（Vs）との相関を考慮するため共分散行列 $\boldsymbol{M}_{k,11}$ は以下のように表すことができる．

$$\boldsymbol{M}_{1,11}=\begin{bmatrix}\boldsymbol{M}_{1,q_t,q_t} & \boldsymbol{M}_{1,q_t,V_s}\\ \boldsymbol{M}_{1,V_s,q_t} & \boldsymbol{M}_{V_s,V_s}\end{bmatrix},\ \boldsymbol{M}_{2,11}=\begin{bmatrix}\boldsymbol{M}_{2,q_t,q_t} & 0\\ 0 & 0\end{bmatrix} \tag{2}$$

第 1 確率場は同一の変動であると仮定し SOF は同じ値と仮定する. 異種物性 q_t と V_s を含めた任意の 2 地点間の共分散行列の各要素は次式で求められる．

$$\mathrm{cov}_k(d)=\sigma_{k,q_t}\sigma_{k,V_s}\,\mathrm{cor}_{k,q_t,V_s}\rho_{k,h}(d_h|\delta_h)\rho_{k,v}(d_v|\delta_v) \tag{3}$$

同一物性値に関する 2 点間の共分散行列の各要素は，例えば物性値 q_t については次式の簡単な形となる．

$$\mathrm{cov}_k(d)=\sigma_{k,qt}^2\rho_{k,h}(d_h|\delta_h)\rho_{k,v}(d_v|\delta_v) \tag{4}$$

ここで，添え字 h, v はそれぞれ水平方向と鉛直方向を表している. σ_k : 確率場 k の標準偏差， d : 2 点間距離, δ : SOF, cor_k : 物性値間の相関係数, ρ_k : 距離に関する相関（自己相関関数）である．自己相関関数のモデルに関して，第 1 確率場は滑らかな分布となる特徴を有する Gaussian モデル，第 2 確率場はシャープな分布となる特徴を有する Markovian モデルを用いる．

Gaussian モデル　　$\rho(d|\delta)=\exp\left(-\pi\left(\frac{d}{\delta}\right)^2\right)$ (5)

Markovian モデル　　$\rho(d|\delta)=\exp\left(-2\left(\frac{d}{\delta}\right)\right)$ (6)

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

空間分布推定に用いるパラメタは最尤法を用いて算出する．式(7)に示す負の対数尤度を最小化するように BFGS 法で最適化する．

$$-\ln L=\frac{1}{2}z^T\left[\boldsymbol{M}_{1,11}+\boldsymbol{M}_{2,11}\right]^{-1}z+\frac{1}{2}\ln\left|\boldsymbol{M}_{1,11}+\boldsymbol{M}_{2,11}\right|+\frac{m}{2}\ln(2\pi) \quad (7)$$

ここで m はデータ数である．

3．実測データの概要および提案手法による推定の一例

TC304 データベースから入手した実測データ [3]を対象として検討を行った．Fig. 1 に実測データが得られている地点の平面図を示す．先端抵抗値（q_t）は 5 地点，せん断弾性波速度（V_s）は X 方向に 4m 間隔で 13 地点で得られている．Fig. 2 に一例として，X=0, 40m 地点の深さ方向の q_t と V_s を示す．q_t は深さ-5 ~ -10 m まで 0.05 m 間隔のデータである．V_s は深さ約-25 m まで計測されており，0 ~ -10 m のような浅い領域では約 1 m 間隔，-10 ~ 25 m のような深い領域では約 5 m 間隔でデータが得られている．

Table 1 に確率場のパラメタの最尤法による推定結果を示す．q_t の第 1 確率場と V_s の SOF は共通と仮定した．水平方向の SOF については限られたデータから決めることは困難と考えて，既往の論文を参考に定めた．従って，Table 1 に示した 7 個が最尤法によって定めたパラメタである．

q_t を対象に V_s の相関を考慮した手法（提案手法）としない手法（q_t のみ，従来手法）による推定結果の比較を行った．Fig. 3 に X=30, 35 m 地点の q_t を対象にしたブラインドテストによる推定結果を示す．Fig. 4 に X=0 ~ 45m, Y=0 の 2 次元断面図を示す．Fig.3 より従来手法と比較すると，X=30, 35 m 地点は周辺に q_t のデータも多いため 0 ~ -5 m の領域で同様の推定結果が得られているが，より細かい変動が推定されている．また，Fig.3, 4 より，V_s を考慮することで深さ-5 ~ -10 m 付近の急激な変化を概ね推定できていることが確認できる．また，q_t のデータが得られていない X=0 ~ 30m の領域や深さ-10 m 以下の領域に関しても大まかな傾向が推定されている．

4．おわりに

本研究では実測データを対象に GPR による 3 次元空間分布推定を行い，ブラインドテストにより検証した．q_t はトレンド成分とランダム成分の 2 確率場，V_s は 1 確率場とし，q_t のトレンド成分と V_s の相関を考慮した定式化を行った．トレンド成分に関して V_s との相関を考慮することで比較的に良好な推定結果が得られた．また，q_t のデータが得られていない領域に関しても概括的な傾向を推定することができた．今後は，V_s が得られている別のモデルサイトを対象にした検討および比較を行う予定である．

参考文献

1) Yoshida et al.: Estimation of trend and random components of conditional random field using Gaussian process regression, *Computers and Geotechnics*, Vol.136, 2021.
2) 富澤ら:ガウス過程回帰を用いた複数の地盤物性値間の相関を考慮した空間分布推定, AI・データサイエンス論文集, Vol.2, No.J2, pp. 617-625, 2021.
3) International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering : TC304 databases, 2023. http://140.112.12.21/issmge/tc304.htm

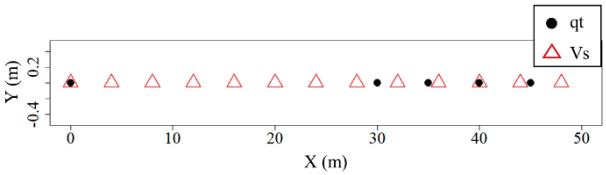
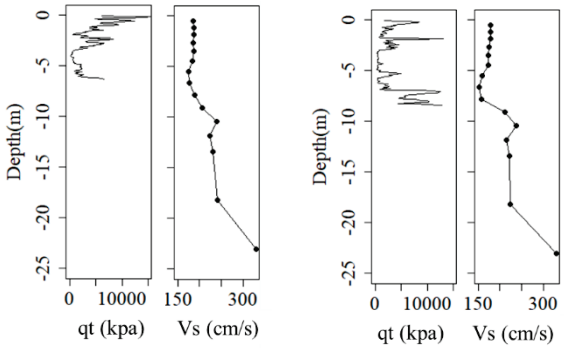


Fig. 1 Plan view of observation data.



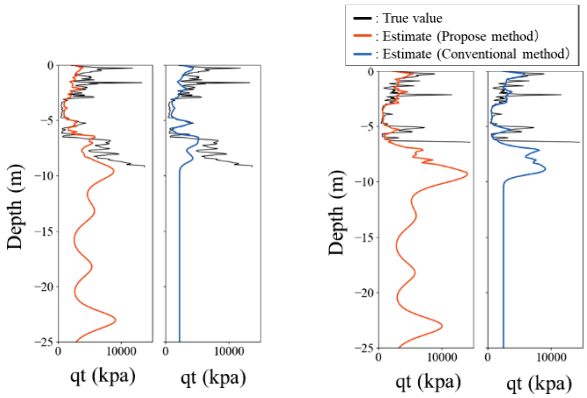
(a) X=0 m (b) X=40 m

Fig. 2 Example of qt and Vs at X=0 m and 40 m.

Table 1 Estimate parameters by MLE.

	First random field (Gaussian)					Second Random field (Markovian)		
	Cor		SD	SOF		SD	SOF	
	qt	Vs		Vertical	Horizontal		Vertical	Horizontal
q_t	1	0.61	1.10	2.67	23*	1.03	1.68	9.90
V_s	0.61	1	1.08					

* Empirically determined, SD: standard deviation



(a) X=30 m (b) X=35 m

Fig. 3 Comparison of estimates and true values for blind test.

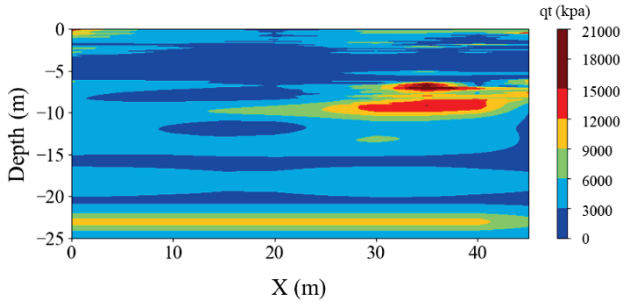


Fig. 4 Spatial distribution estimation of cross-sections (X=0m-45m, Y=0m).

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

Generation of representative ground motions for a ground motion set considering multiple intensity measures
(Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

Di Lin, University of Tokyo
Riki Honda, University of Tokyo
E-mail: lindi@g.ecc.u-tokyo.ac.jp

For consideration of uncertainty in the seismic design, it is impossible to consider all members of a large set of ground motions (GMs) sharing a common characteristics, e.g., originating from a same fault. It would be helpful if we can select or generate one or a few GMs to represent the whole set on some intensity measures. However, this is challenging when representation on multiple intensity measures is considered simultaneously. This study aims to develop a method to generate GMs that can be representative on multiple nonlinear response intensity measures.

1. Introduction

In practical applications, it is impossible to consider all the ground motions (GMs) that satisfy specific requirements, especially when there are a large number of them. Instead, selecting one or a few representative GMs is a more realistic approach.

In this study, our requirement for this representative GM is being the strongest or near strongest on several intensity measures of interest. However, great uncertainty exists in the characteristics of these GMs, reflecting on the uncertainty in the intensity measures of the nonlinear response they induce on the same structure. E.g., one GM may induce a very large peak displacement but a small residual displacement, while another one could be in the opposite condition. So, selecting such a representative GM is a challenge.

To address this challenge, we developed a method to generate representative GMs for a set of GMs by considering several significant intensity measures. To achieve this, we employed a machine learning algorithm called autoencoder to identify a number of abstract features from a given GM set. These features constituted a feature space, where new GMs meeting our requirements can be efficiently found. We used GMs generated from a fault model as an example in this study.

2. Identification of abstract features

The generation of representative GMs relies on the identification of specific features that are sufficient to differentiate between different GMs. These features can be used to constitute a feature space, where each GM can be mapped to a unique point. The process of generating representative GMs can then be simplified as finding a new point in this feature space that corresponds to a representative GM.

Physical indices such as PGA or PGV are often considered as potential features, but it can be challenging to identify a set of physical indices that are sufficient for identifying a specific GM. However, no physical index is proven to have a direct and clear influence on the nonlinear response, physical indices might not be appropriate. Considering that, it is proposed to use abstract features in our study.

A machine learning algorithm called autoencoder is utilized in this study to identify abstract features for GMs. An autoencoder is composed of an encoder and a decoder. Encoder can learn efficient features from unlabeled input data, while the decoder reconstructs input data from features learned by the encoder. Autoencoder has been commonly used in various fields to identify features of data, including seismology.[1, 2)]

Taking GMs as input data of the autoencoder, we can obtain the abstract features we desire through the encoder. The well-trained encoder also plays the role of mapping GMs to a point in the feature space. Conversely, a well-trained decoder can reconstruct new GMs according to the points we find in the feature space.

3. Searching for representative ground motion

To avoid generating unrealistic GMs, with the concern of the sparsity of the feature space identified through autoencoder, the search for representative GMs in the feature space is conducted as the following steps:

1. Select one existing GM as the original GM and obtain the value of each of its features
2. For each feature, modify it around its original value while keeping other features constant. Find one feature that affects the first intensity measure obviously and fix a new value for this feature at where the value of the first intensity measure of the corresponding new GM can be considered representative.
3. Check the next intensity measure of the new GM
4. If the value of the next intensity measure is large enough, conduct step 3 for the rest intensity measures. If not, go back to step 2 for unmodified features on the basis of new GM.

After these steps, new GMs generated by modifying features of original GMs will be representative of intensity measures of interest.

4. Ground Motions & Target Structure

GMs used in this study are generated by a source model, named SPGA model, which can reproduce strong GMs from gigantic earthquakes including strong motion pulses.[3)]

30,000 GMs generated from this model are used to train the autoencoder and act as original GMs to be modified. Each GM has a length of 150 seconds, and a sampling rate of 100Hz, therefore, the dimension of each GM is 15,000.

The target structure is a bi-linear single degree of freedom structure whose natural frequency is 1.5 Hz. The nonlinear response displacement induced on this structure is computed, whose dimensionality is also 15,000.

5. Model

Since we want features identified through the autoencoder can carry some information about the nonlinear response so that it will be easier to find the correlation between features and intensity measures, input data of the autoencoder is the combination of GM and its corresponding nonlinear response displacement on the target structure. Also, to reduce the difficulty of learning, these data are down-sampled by 5. So the dimensionality of each input data is 6000; the first half for GM, and the second half for corresponding nonlinear response displacement.

The autoencoder has 14 full-connected layers, the dimensions of each layer in the encoder are 2000, 1000, 500, 200, 100, 50, and 25. Input data is finally mapped to a 25-dimensional feature space. The decoder has a symmetric structure and reconstructs 6000-dimensional input data from 25 features.

6. Simulation Results

In this study, we generate GMs that can be representative in four intensity measures, which are peak displacement (PD), residual displacement (RD), peak velocity (PV), and energy dissipated (ED) by structure, to judge representative GM. The definition of being representative is to be ranked in the top 1% (=top 300).

To avoid generating an unrealistic GM due to excessive modification of the feature, GMs whose at least one intensity measure rank in the top 20% are used as the candidates of the original GM.

In the following, using randomly chosen two GMs that satisfy our requirement as the original GM, the feasibility and advantages of our method is presented.

We selected one GM that ranks at 867-th, 86-th, 423-th, and 996-th in terms of the four intensity measures, respectively. Because its rankings are very close to the requirement for representative GM, which is ranking in the top 300, we can expect to make it to be a representative GM by modifying only one feature.

By modifying feature No.1 from 0.3 to 1.0, a new GM can then be generated (see fig. 1). This new GM ranks at 1st, 1st, 102-th, and 2nd for four intensity measures respectively. That satisfies our requirements for the representative GM so that this new GM can be considered as a representative GM for this GM set.

Figure 1 shows that the new GM is similar to the original GM, although the increases in their intensity measure are significant. This indicates that abstract features can catch some implicit characteristics of GM which closely relate to its nonlinear performance.

We also explored if other features can also achieve the same goal or even generate a GM that is the largest for four intensity measures. We found modifying feature No.8 from 0.8 to 1.35 can generate a GM that is stronger than all GMs in the set in terms of the four intensity measures. (see Table 1)

Another example is shown in Fig. 2. The original GM ranks at 5107-th, 5559-th, 955-th, and 1275-th respectively for four intensity measures. Compared with the first original GM, the intensity of this GM is still far from our goal, so modification of multiple features might be necessary. Following the steps shown in Section 3, the modification of feature No.11 from 0.7 to 1.3, feature No.5 from -0.4 to -1, and feature No.7 from 0.5 to 0.8 can generate a new GM ranking at 1st, 1st, 110-th, and 1st in four intensity measures. This GM, of course, also satisfies the requirement for representative GM.

7. Summary

This study developed a method to generate representative GMs for a GM set. A representative GM is defined as being representative of several significant intensity measures simultaneously. A machine learning algorithm is utilized to identify abstract features of GMs. By modifying features of existing GMs, representative GMs can then be generated.

This method can be applied in many scenarios, such as generating representative GMs for those being compatible with a specific response spectrum. Representative GMs generated in this way can greatly benefit seismic design.

Table 1 Intensity measure and rankings of each ground motion

GM Name	PD (rank)	RD (rank)	PV (rank)	ED (rank)
GM1	0.25(867)	0.12(86)	1.36(996)	6.96(423)
modify f1	0.35(1)	0.20(1)	1.44(2)	7.65(102)
modify f8	0.33(1)	0.20(1)	1.46(1)	8.41(1)
GM2	0.17(5106)	0.05(5559)	1.36(1275)	5.11(955)
modify 11-f10-f7	0.37(1)	0.15(1)	1.58(1)	7.38(110)

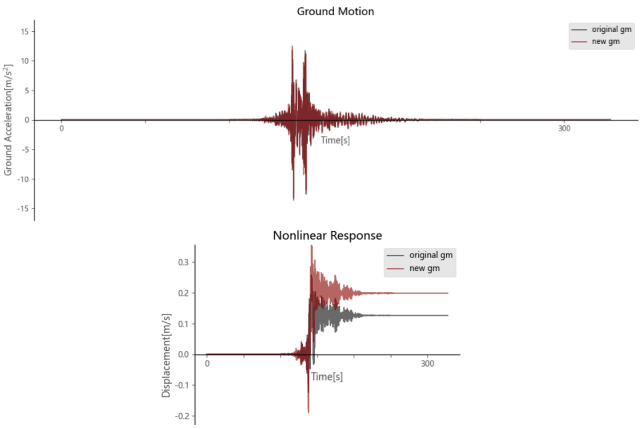


Fig. 1 the time history and corresponding response of the first original ground motion and representative ground motion

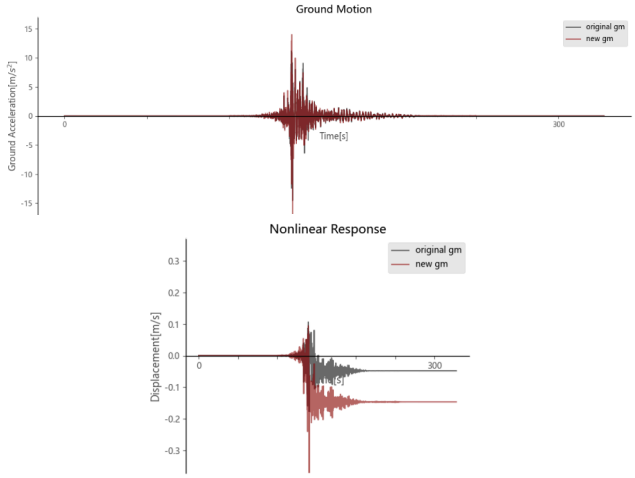


Fig. 1 the time history and corresponding response of the second original ground motion and representative ground motion

Reference

1) N. Gianniotis et al, “Autoencoding ground motion data for visualisation,” International Conference on Artificial Neural Networks, 2012, pp. 395–402.
2) J. Xie, R. Girshick, and A. Farhadi, “Unsupervised deep embedding for clustering analysis, International conference on machine learning, 2016, pp. 478–487.
3) Atsushi NOZU and Atsushi WAKAI (2013), No.1271, Technical Note of the Port and Airport Research Institute.

気温上昇を想定した豪雨によるため池越流確率の評価（シンポジウム講演概要）

Prediction of the probability of overflow by predicting heavy rainfall assuming a rise in temperature

三原　嵩史（岡山大学・環境生命科学）　西村　伸一（岡山大・環境生命科学）
柴田　俊文（岡山大・環境生命科学）　珠玖　隆行（岡山大・環境生命科学）
Takashi MIHARA, Okyayama University　Shin-ichi NISHIMURA, Okayama University
Toshifumi SHIBATA, Okayama University　Takayuki SHUKU, Okayama University
E-mail: px141oi5@s.okayama-u.ac.jp

In recent years, with the increase of heavy rainfall and the aging of earth-fill dams, the risk of breaching of many earth-dams has increased. Therefore, it is desirable to establish the criteria for decision-making regarding the priority of the dams, which should be renovated, and the renovation methods. In this study, for modeling the dam-breaches breaching by the overflow due to heavy rains to overflow,. While, recent climate change is becoming serious, and so, the effect of increasing trend of heavy rains with the temperature increment should be considered in the evaluation of breaching risk. In this study, to consider increasing heavy rains, the method to simulate drastic heavy rains is proposed considering the climate change effect. Finally, the current and the future probabilities of the overflows for the earth-fill dams, could be compared by the proposed method.

１．はじめに

近年，地球温暖化の進行に伴い全国各地において局所的な豪雨の発生が増加している．また，それに加えて全国に分布する多くのため池が老朽化・管理体制の弱体化という課題を抱えている．これらの背景から,今後全国各地において豪雨によるため池の決壊リスクが高めまると考えられている．本研究では気温上昇に伴う豪雨の増加傾向の確認及び，ため池破堤リスク等に関する合理的な意思決定に寄与することを目的として，既存の降雨データベースより抽出した降雨データから得た確率統計的な特徴を基に疑似降雨の作成および，その疑似降雨を用いてため池の破堤確率の予測を行う．

２．疑似降雨の作成方法

疑似降雨の作成において必要となる降雨データとして、本研究では d4PDF(地球温暖化対策に資するアンサンブル気候予測データベース[database for Policy Decision making for Future climate change])1)および岡山県における観測降雨データから抽出した降雨データを使用している．まず，対象データを基に，降雨強度を x(mm/h)として 72 時間連続降雨の k 時間目(k=1~72)における累積確率分布関数 $F_{k(x)}$を式(1)より求め，さらに式(2)を用いて $F_{k(x)}$に従う x を正規分布に従う値 y へ変換した．

$F_k(x) = m(x)/(N+1)$　(1)　$\Phi(y) = F_k(x)$　(2)

m:降雨強度が x 以下であるデータの数，N:対象年数

Φ:正規分布関数

ここで i 時間目の値を y_i と j 時間目の y の値を y_j の相関係数 ρ_{ij} (i,j=1,2…..,72) を算出し，相関係数マトリックスとして正値対称行列 R=(ρ_{ij})を作成する．また，Box-muller 法を用いて標準正規乱数 z を生成する．コレスキー分解より(3)が成り立つ L を求め，相関を持つ正規乱数 Y を生成する．

$R = LL^T$　(3)　　$Y = Lz$　(4)

Y を降雨データに従うような式(5)で再度変換した値 X を疑似降雨の各時間の降雨強度とする．

$F(x) = \Phi(Y)$　(5)　　$X = F^{-1}(\Phi(Y))$　(6)

72 時間分の降雨強度を連続させた一雨を疑似降雨とする．

また，ある特定の高い値を持つ観測値に影響され越流が発生するパターンが固定されてしまうことを防ぐため，1 時間ごとの降雨量を実際の総降雨量分布に基づいて再分配することにより多様な豪雨に対しての検討も行った．

式(7),(8)より年最大 72 時間連続降雨の総雨量 T について極値分布関数の平方根指数型最大値分布関数 $G(T)$を求め，式(8)を満たす総降雨量乱数 T'を生成する．

$\sum_{i=1}^{72} X_i = T$　(7)

$G(T) = \frac{ab}{2} exp\left[-\sqrt{bx} - a\left(1+\sqrt{bT}\right)exp\left(-\sqrt{bT}\right)\right]$　(8)

X_i を再分配前の降雨強度とすると，T'を用いて式(9)より疑似降雨の 1 時間降雨量 X'_i を再計算する．

$X'_i = (T'/T)X_i$　(9)

本研究においては，前述したデータベースを基に①産業革命期以前から気温が 4℃上昇した気候シナリオ下における豪雨(HFB)，②現在までの気温をもとにシミュレーションされた気候シナリオ下における豪雨(HPB)，③岡山県の観測降雨をもとに予測した豪雨(観測値)の 3 パターンの疑似降雨の作成を行った．抽出した降雨データおよび，完成した疑似降雨の一例（HFB）を Fig.1，Fig.2 に示す．

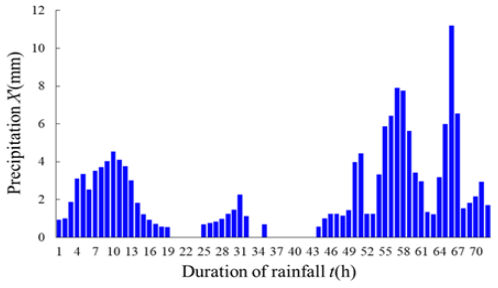


Fig.1 Example of precipitation distribution of rainfall data (HFB)

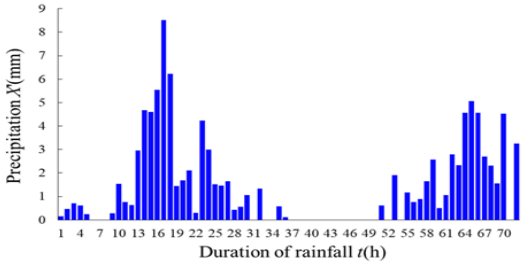


Fig.2 Example of precipitation distribution of completed simulated rainfall (HFB)

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

Fig.1,Fig.2 の比較から完成した疑似降雨は元の降雨データの波形を表現できていることがわかる．また，Fig3 は前述した①～③の各パターンの疑似降雨の 72 時間分の総和の累積確率分布を比較したものである．グラフより，HFB(4℃上昇)，HPB，観測値の順に降水量の多くなる日が増加していることがわかる．このことから，気温上昇と降水量には，やはり相関関係があるのではないかと考えられる．

３．越流確率の計算方法

また，越流確率予測においては対象ため池の洪水吐能力に着目して解析を行った．その理由として，1990 年の台風 19 号により決壊した岡山県内の複数のため池において，聞き取りによる現地の決壊時刻と流出解析により水位上昇を算定した結果，越流時間がある程度一致していたため，越流の原因は洪水吐の能力に原因があると考えられるからである 2)．(10),(11)で算出できる流入量，流出量の変化を利用して洪水吐水深 h を求める．決定した洪水吐水深 h のうち，72 時間中の最大値を越流総水頭 h_p とする．越流総水頭 h_d が洪水吐の貯留可能限界である設計限界水深 h_d を上回った場合を越流発生と定義する．

$$I = f_p rA/3.6 \quad (10)$$

I：流入量(m3/s)，f_p：流出係数，r：降雨強度(mm/h)
A：流域面積(km2)

$$O = CBh^{2/3} \quad (11)$$

O：放流量(m3/s)，C：越流係数，B：堰の有効幅(m)
h：水深（越流総水頭）(m)
この時，降雨強度 r には作成した疑似降雨を使用する．流出係数 f_p については 0.7~0.8 の範囲で一様乱数を用いた．また，越流確率 P_f は条件式(13)で与えられ，モンテカルロ法を用いて決定する．

$$p_f = prob[h_d < h_p] \quad (12)$$

４．解析結果および考察

本研究においては，岡山県に実在する 4 つのため池（A 池，B 池，C 池，D 池）を対象として，作成した 3 パターンの疑似降雨を用いて越流確率の予測を行った.解析対象のため池の概要は Table 1 に，越流予測の結果は Table2 に示す．C 池，D 池においては改修前，改修後の 2 パターンの破堤確率の評価を行っている．

Table.2 より，4℃上昇したシナリオ下における疑似降雨を用いた越流確率の予測結果は，他のシナリオ下での疑似降雨を用いた越流確率の予測結果より非常に高くなっており，このことから気候変動とため池決壊のリスク増加に大きな関係性があることが確認できる。また，C 池，D 池に関しては改修前と改修後で破堤確率が大幅に低減していることが確認できる．このことから，現在行われているため池改修法は今後想定される豪雨に伴うため池被害のリスク軽減に有効であると考えられる．

５．まとめ

本研究では，気温上昇に伴う豪雨の増加傾向の確認及び，ため池破堤リスク等に関する合理的な意思決定に寄与することを目的として，既存のデータを基に多様なパターンの疑似降雨の作成および，その疑似降雨を用いて岡山県内に分布する 4 つのため池を対象に破堤確率の評価を行った．越流確率の予測結果から，地球温暖化に伴うため池の破堤リスクは増加する可能性があることが確認された．また，一方で改修後のため池の破堤確率が改修前のものと比較して大幅に低減していたことがわかり，このことから現行のため池改修法が今後の気候変動に伴うため池決壊のリスク対策に対して有効であることが確認できた．また，算出した破堤確率は，今後のため池のリスク評価にも活用できるのではないかと考える．

参考文献

1) 地球温暖化対策に資するアンサンブル気候予測データベース:
(database for Policy Decision making for Future climate change) (http://www.miroc-gcm.jp/~pub/d4PDF/)
2) Shin-ichi Nishimura, Toshifumi Shibata, Takayuki Shuku (2021): Reliability-based design for earth-fill dams against severe natural disaster events, Soils and Foundations, Vol.61, pp.276-278
2) 藤井弘章，島田清，西村伸一(1991): 9019 台風による岡山県内のため池災害, 1990 年 19 号台風による風水害の調査研究， pp.101-130

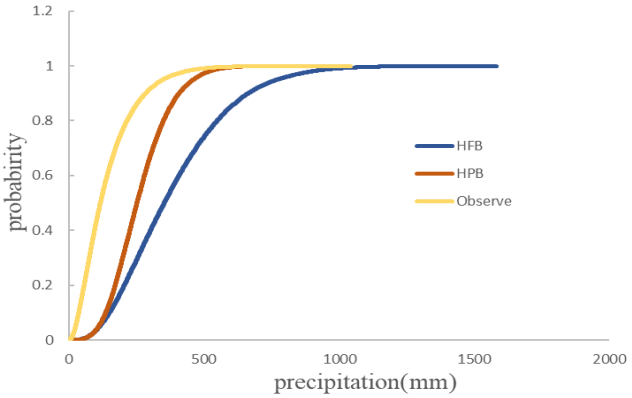


Fig3. distribution of 72-hour continuous total rainfall (HFB, HPB, Observed)

Table 1 Reservoir specifications for studied site

	f_p	A(ha)	C	B(m)	Aw(m^2)	h_d(m)
A	0.75	0.179	1.35	6.2	7700	0.54
B	0.75	0.179	2.11	4.6	3100	0.54
C(before)	0.76	0.128	1.77	4.0	3400	0.34
C(after)	0.76	0.128	4.10	4.4	3400	0.34
D(before)	0.76	0.128	1.39	4.2	3400	0.40
D(after)	0.76	0.128	3.78	4.4	3400	0.40

Table 2 Prediction results of overflow probability.

	HFB	HPB	Observed value
A	0.27	0.00	0.00
B	0.62	0.00	0.00
C(before)	19.0	0.61	1.29
C(after)	0.20	0.00	0.00
D(before)	16.4	6.24	0.81
D(after)	0.00	0.00	0.00

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

鋼板桁橋の点群計測および定量的評価（シンポジウム講演概要）

Quantitative evaluation of steel plate girder bridge point cloud acquired in on-site measurement (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

中溝　智也（筑波大・シス情）　　的野　玄（筑波大・シス情）　　西尾　真由子（筑波大・シス情）
Tomoya NAKAMIZO, University of Tsukuba
Gen MATONO, University of Tsukuba
Mayuko NISHIO, University of Tsukuba
E-mail: nakamizo.tomoya.sy @alumni.tsukuba.ac.jp

Point cloud, which can be obtained by optical measurement, is recently recognized to be useful in the maintenance and management of existing bridge. To apply point cloud, it is necessary to clarify the point cloud characteristics obtained from actual structures. In this study, the point cloud measurement using laser scanner was carried out on a steel plate girder bridge, and qualitative and quantitative evaluations of the obtained point cloud were carried out with motivation of FE modeling of existing bridge from the point cloud. The evaluation indices were the presence of defects, geometric accuracy, density and surface deviation which were used in previous study. As a result, errors due to noise of a few millimeters were observed, but there were no deficiencies in the main components and overall, the data was clean.

1.　はじめに

点群はカメラや LiDAR などを用いた光学計測により取得可能な３次元データの一つであり，BIM/CIM に活用する 3 次元モデルの構築や更には力学的な評価を行うための有限要素モデル作成 [1]にも応用が期待される．点群から作成する有限要素モデルは構造物寸法の再現度や点群密度やばらつきなどデータの性質に大きな影響をうけるため，実構造物での計測で得られるデータについて，これらの品質を明白にする必要がある．

実橋梁点群を扱った既往研究 [2]では，対象橋梁に対して地上型レーザ計測と UAV による写真計測を行い，得られた点群について定性的評価および定量的評価を行った．評価項目は形状欠損部の有無，幾何学的精度，密度，表面偏差であり，これらの評価項目を各計測手法で得られた点群に対して適用することで，評価項目に対する性能を示した．本研究では日本にも数が多い橋梁形式である鋼板桁橋を対象として実橋梁点群取得を行い，特に多数の平板部材で構成される主桁部有限要素モデル構築を念頭においた定性的評価および定量的評価を行う．

2.　点群データ取得

対象橋梁は，1985 年に供用が開始された高速道路オンランプ部の高架橋を構成する 1 車線の単純桁鋼板桁橋の 1 径間で，橋長 25 m，幅員 6.5 m である．

点群計測では，地上設置型のレーザスキャナ（RTC360, Leica 製）を用いた．本機器は，レーザの反射時間から距離を計測する ToF (Times of Flight) 方式のレーザを搭載しており，計測距離 10m で 3mm の分解能，±1.9 mm 座標精度を有している．点群の欠損を減らすため，Fig. 1 の赤丸に示すように橋軸方向の地点と高さを変えて計 36 点，h_1は約 1.5 m，h_2は約 2.5 m として計測を行い，点群合成処理ソフトウェア Cyclone REGISTER（Leica 製品）を用いて各地点の計測データを自動合成した．各地点で高さを 2 段階に変えたのは，例えば下フランジ上面のように，低いところからのみでは取得できない部材面の点群を正確に取得するためである．

3.　点群品質の評価方法

現場計測で得られた点群モデルに対して，4 つの評価項目を設け，品質を評価した．定量的評価のための指標値導出には，オープンソース点群解析ソフト CloudCompare [3]を使用した．各評価項目について以下で説明する．

(a) 欠損の有無

得られた点群を可視化し，欠損の有無やその傾向について，定性的評価を行った．

(b) 幾何学的精度

構造物や部材の寸法を点群から導出し，設計図面に示されていた設計値との比較を行った．Fig. 1 に示す主桁 G1, G2，G3 について，主桁間距離 G1-G2，G1-G3 を求め，特に中央に位置する主桁 G2 については，橋軸スパン長L_{G2}や，桁端と径間中央である S1, S4, S7 地点における断面での主桁高H_w，下フランジ幅W_{bf}，下フランジ厚T_{bf}，ウェブ厚T_wを求めた．

(c) 点群密度

主桁 G1，G2，G3 の単位体積あたりの点数を点群密度として導出した．各点について半径 R の球内に含まれる点数 N をカウントし，球体積で除することで求められる．ここでは，球の半径 R を 1 mm とした．

(d) 表面偏差

主桁 G1 の桁内側を向くウェブ表面を対象とし，対象面の点群に対して平面フィッティングを実行して，その面からの各点の偏差から表面偏差を評価した．平面の推定は最小二乗フィッティングにて行い，推定平面からの各点の偏差の平均値，二乗平均平方根誤差(RMSE)を求めた．この時の RMSE 値は，近似平面に対する点群分布の標準偏差σと同義で，点群のばらつきを示すものである．

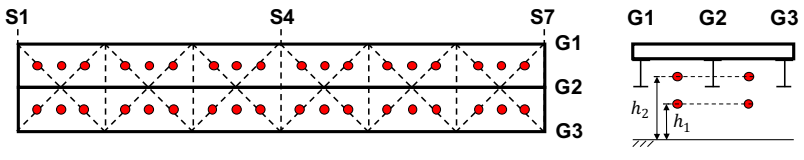


Fig. 1 Top view (left) and cross section (right) of entire girder

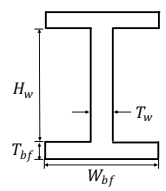


Fig. 2 Cross section of main girder

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

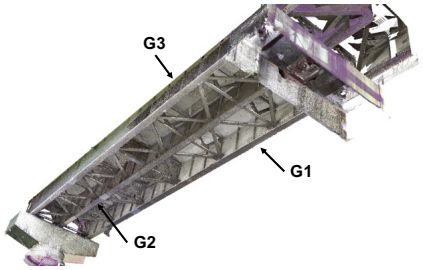


Fig. 3 Point cloud of the subject part of the bridge

4. 実橋梁点群の評価結果

背景除去の処理を施して得られた全橋梁の点群を Fig. 3 に示す．点群の総数は 1,305,805,483 点となった．

4.1 欠損の有無

全体的に主桁や対傾構が判別できる程度に綺麗なデータが得られたが，欠損は床版下部に添加されている管路の影響で床版下部に一部発生していたほか，比較的高い位置にある水平補剛材の上面付近がうまく再現されていなかった．一方で，主桁鋼部材には顕著な欠損が見られず，高さを 2 段階とする多地点計測の効果が示されたと言える．

4.2 幾何学的精度

点群から推定された各寸法の平均値，標準偏差および設計値を Table 1 に示す．スパンL_{G2}や桁高H_wなどの寸法が設計値より大きな値となる箇所は，誤差 10 mm 程度で 0.037%程度と小さくなっており，精度が高いと言える．一方で，下フランジやウェブの厚さT_w，H_wは，最大で 2.27 mm 程度の誤差であるが，厚さの元の寸法値が小さい分，誤差は 10.3%程度と大きくなる．ただし橋長・桁高と板部材厚さの値のオーダーはアンバランスである中で，誤差値は mm オーダーであり，ほぼ一定であると分かった．

4.3 密度

各主桁での点群密度を Table 2 に示す．最大値 3 pts/mm^3 程度，最小値 0.24 pts/mm^3，最頻値が 0.72 pts/mm^3 であり，各主桁について同様の値をとっていたため，全体的に一様な密度でのデータが得られていることがわかる．

4.4 表面偏差

主桁 G1 のウェブについて桁内側を向く平面の点群に対してフィッティングを行った結果，推定平面からの各点の偏差の平均値は 2.420 mm，RMSE は 3.002 mm となった．スキャナの仕様では 10 m 計測距離で標準偏差σが 0.4 mm であるが，現場では相当する RMSE がより大きく，現場での様々な要因でノイズは大きくなるといえる．

Table 2 Density of each girder

	Volume Density (pts/mm^3)		
	max	min	mode
G1	2.86	0.24	0.72
G2	3.34	0.24	0.72
G3	3.10	0.24	0.71

5. 結論

本研究では，鋼板桁橋の現場点群計測への知見を深めるため，欠損の有無，幾何学的精度，密度，表面偏差の項目について評価を行った．多点計測を行うことで，主要部材に対して著しい欠損は見られない精細な点群が得られた．幾何学的精度は全体的に数 mm 程度の誤差が見られたが，断面による違いはみられず，点群密度は全体的に一様であった．主桁のウェブ表面に対するばらつきは RMSE で 3 mm 程度で，スキャナの仕様よりも大きいノイズが生じることがわかった．今後はこの点群からの鋼橋 FE モデル構築に向けて，特に主桁の適切なシェル要素モデリングに取り組んでいく．このとき，板厚など局所的な寸法誤差が妥当なモデル化に影響を与えると考えられる．

謝辞：本研究は JST 創発的研究支援事業 JPMJFR205T によるものです．また実橋梁での点群計測には，首都高速道路(株)および(一財)首都高速道路技術センターより，ご協力をいただきました．ここに記して謝意を表します．

参考文献

1) 中溝智也, 西尾真由子: 3 次元点群データからの鋼構造薄肉部材のシェル要素 FE モデル構築，AI・データサイエンス論文集，3, J2, pp. 786-794, 2022.
2) M. Mohammadi, M. Rashidi, V. Mousavi, A. Karami, Y. Yu and B. Samali, Quality Evaluation of Digital Twins Generated Based on UAV Photogrammetry and TLS: Bridge Case Study, *Remote Sensing,* 13, 3499, 2021.
3) CloudCompare (version 2.12) [GPL software]. (2023). Retrieved from http://www.cloudcompare.org/

Table 1 Mean, STD and design value for each dimension

Dimension		Mean distance (m)	STD (mm)	As-is (m)
G1-G2 distance		2.248	5.385	2.250
G1-G3 distance		4.492	3.335	4.500
L_{G2}		24.314	9.665	24.323
H_w	S1	1.890	1.691	1.895
	S4	1.718	2.328	1.725
	S7	1.551	1.229	1.555
W_{bf}	S1	0.269	1.039	0.270
	S4	0.349	1.130	0.350
	S7	0.269	1.226	0.270
T_{bf}	S1	11.22×10^{-3}	1.051	10.00×10^{-3}
	S4	24.27×10^{-3}	0.722	22.00×10^{-3}
	S7	14.88×10^{-3}	1.536	14.00×10^{-3}
T_w	S1	9.45×10^{-3}	0.955	9.00×10^{-3}
	S4	8.71×10^{-3}	1.198	9.00×10^{-3}
	S7	7.60×10^{-3}	1.678	9.00×10^{-3}

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

一般セッション | 一般セッション（第一部門：物理数学力学問題 ー物理現象のモデル化から逆問題までー）

第１部門④

座長:野村 泰稔(立命館大学)

2023年5月28日(日) 10:10 ～ 11:40 A会場 (6号館 4階 6410室)

[21006-11-01] ハーフカーモデルによる軌道形状推定と車両重量差を考慮した浮きまくらぎ検出（シンポジウム講演概要）

*増田 大地[1]、北原 優[1]、長山 智則[1]、薛 凱[1]、蘇 迪[1] （1. 東京大学）

10:10 ～ 10:25

[21006-11-02] 地震荷重特徴抽出を備えた深層カーネル学習代替モデルによる地震リスク解析の効率化（シンポジウム講演概要）

*才田 大聖[1]、西尾 真由子[1] （1. 筑波大学）

10:25 ～ 10:40

[21006-11-03] タンクモデルによる鉛直1次元不飽和浸透特性の再現性評価（シンポジウム講演概要）

*中村 聡司[1]、日置 和昭[2] （1. 昭和エンジニアリング株式会社、2. 大阪工業大学）

10:40 ～ 10:55

[21006-11-04] GPRによる地盤剛性の空間分布推定を利用したため池堤体の三次元地震応答解析（シンポジウム講演概要）

*西村 伸一[1]、大橋 亮太[3]、任 宇翔[1]、金重 稔[2]、柴田 俊文[1]、珠玖 隆行[1] （1. 岡山大学、2. ラグロフ設計工房、3. 清水建設）

10:55 ～ 11:10

[21006-11-05] 一般大規模データベースと階層ベイズモデルを用いた海上空港基礎地盤の多変量物性値の推定（シンポジウム講演概要）

*斉藤 大雅[1]、大竹 雄[1]、ウ ステファン[2]、高野 大樹[3]、吉田 郁政[4] （1. 東北大学、2. 統計数理研究所、3. 港湾空港技術研究所、4. 東京都市大学）

11:10 ～ 11:25

[21006-11-06] 多重解像度 DMDを用いた信号復元による大規模港湾空港の沈下挙動の再現(シンポジウム講演概要)

*畑井 向[1]、大竹 雄[1]、高野 大樹[2]、吉田 郁政[3]、村松 正吾[4] （1. 東北大学、2. 港湾空港技術研究所、3. 東京都市大学、4. 新潟大学）

11:25 ～ 11:40

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

ハーフカーモデルによる軌道形状推定と車両重量差を考慮した浮きまくらぎ検出（シンポジウム講演概要）

Track profile estimation using a half car model and unsupported sleeper detection considering train vehicle weight difference (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

増田　大地（東京大・工）北原　優（東京大・工）長山　智則（東京大・工）薛　凱（東京大・工）蘇　迪（東京大・工）
Daichi MASUDA, The University of Tokyo
Masaru KITAHARA, The University of Tokyo
Tomonori NAGAYAMA, The University of Tokyo
Kai XUE, The University of Tokyo
Di SU, The University of Tokyo
E-Mail: nagayama@bridge.t.u-tokyo.ac.jp

This study presents an efficient approach to estimate the track profile and detect the unsupported sleeper using train vehicle responses. A half car model is used to represent the bouncing and pitching motions of the train vehicle, and an extended state-space model is defined that includes the track profiles at the front and rear wheels in the state vector. Kalman filter and Rauch-Tung-Striebel smoothing are then employed to estimate the track profiles using the vehicle response observations. In the Kalman filter procedure, both the process noise covariance matrix and observation noise covariance matrix are obtained sequentially using the Robbins-Monro algorithm. The half car model parameters can also be calibrated by solving an optimization problem based on constraints on the estimated track profiles. Furthermore, the unsupported sleeper is detected as a large difference between the track profiles estimated using train vehicles with different weights. A statistical index is proposed to quantitatively identify the unsupported sleeper and distinguish it from random errors between two track profile estimates. The proposed approach is demonstrated on a numerical example.

１．はじめに

浮きまくらぎとは，バラストが崩れてまくらぎが不支持となる軌道不整を指す．浮きまくらぎは列車走行時にのみ顕在化するため，巡視による発見が難しい．しかしその発生個所ではバラストとまくらぎが繰り返し衝突し，バラストの破砕や噴泥などより深刻な軌道不整へと進展するため，早期の検出による適切な補修が望ましい．

浮きまくらぎ検出の既往研究として，楠田ら [1]は，軌道検測車により動的軌道形状を測定し，軌道の 2 次元有限要素モデルを用いて浮きまくらぎ量を算出した．しかし軌道検測車を保有する路線は限られるため，動的軌道形状の測定を高頻度に実施することは困難である．

一方，道路インフラの分野では，スマートフォン等により計測された車両応答から路面形状を推定する簡易手法が提案されている [2]．そこで本研究では，この手法を鉄道のバラスト軌道に応用することで，列車走行時の車両振動を利用した軌道形状の推定および浮きまくらぎの検出を検討する．ハーフカーモデルを車両モデルとして採用し，車両の加速度・角速度応答を観測量にもち軌道形状を状態量に含むカルマンフィルタを構築して軌道形状を推定する．ハーフカーモデルのパラメータは，独立に求めた前後台車輪の軌道形状に関する物理的な制約条件を考慮した最適化問題を解くことで推定する．さらに，浮きまくらぎ発生個所では車両重量差により軌道形状が異なることを利用し，統計指標に基づく浮きまくらぎ区間の判定基準を提案する．

２．軌道形状推定の概要

Fig.1 に示すハーフカーモデルの運動方程式は式(1)で与えられる．

$$\boldsymbol{M}\ddot{\boldsymbol{z}}(t)+\boldsymbol{C}\dot{\boldsymbol{z}}(t)+\boldsymbol{K}\boldsymbol{z}(t)=\boldsymbol{D}\boldsymbol{r}(t)+\boldsymbol{E}\dot{\boldsymbol{r}}(t) \tag{1}$$

ここに，$\boldsymbol{M}$, $\boldsymbol{C}$, $\boldsymbol{K}$はそれぞれ質量，減衰，剛性行列，$\boldsymbol{z}(t)$, $\boldsymbol{r}(t)$は各自由度の上下変位および前後台車輪位置における軌道形状，$\boldsymbol{D}$, $\boldsymbol{E}$はそれぞれ$\boldsymbol{r}(t)$と$\dot{\boldsymbol{r}}(t)$の係数行列である．

つぎに離散時間状態空間モデルを以下のように定義する．

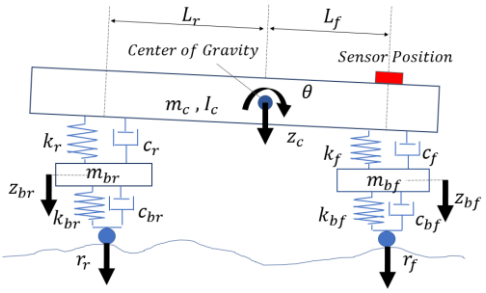


Fig.1 Half car model

$$\boldsymbol{Z}_{k+1}=\boldsymbol{A}\boldsymbol{Z}_k+\boldsymbol{\zeta}_k \tag{2}$$

$$\boldsymbol{u}_k=\boldsymbol{C}\boldsymbol{Z}_k+\boldsymbol{v}_k \tag{3}$$

ここに，$\boldsymbol{Z}_k$は車両応答$\boldsymbol{Z}(t)=[\boldsymbol{z}(t)^T\ \dot{\boldsymbol{z}}(t)^T]^T$に加えて軌道形状$\boldsymbol{r}(t)$とその微分$\dot{\boldsymbol{r}}(t)$を成分とする拡張状態ベクトル，$\boldsymbol{u}_k$は観測ベクトル，$\boldsymbol{A}$, $\boldsymbol{C}$はそれぞれ状態行列および観測行列，$\boldsymbol{\zeta}_k$, $\boldsymbol{v}_k$はそれぞれガウス分布に従うプロセスノイズおよび観測ノイズである．なお観測ベクトルについて，スマートフォンで計測した車両の鉛直加速度およびピッチング角速度に加えて，可観測性を満たすために，これらを数値積分して求めた鉛直変位およびピッチング角を考慮した．

上記の拡張状態空間モデルにカルマンフィルタを適用する．kステップまでの観測量に基づく$k+1$ステップの事前状態推定量$\hat{\boldsymbol{Z}}_{k+1|k}$および事前誤差共分散行列$\boldsymbol{P}_{k+1|k}$は次式で与えられる．

$$\hat{\boldsymbol{Z}}_{k+1|k}=\boldsymbol{A}\hat{\boldsymbol{Z}}_{k|k} \tag{4}$$

$$\boldsymbol{P}_{k+1|k}=\boldsymbol{A}\boldsymbol{P}_{k|k}\boldsymbol{A}^T+\boldsymbol{Q}_k \tag{5}$$

ここに，$\boldsymbol{Q}_k$はプロセスノイズ共分散行列である．$k+1$ステップの観測量に基づく事後状態推定量$\hat{\boldsymbol{Z}}_{k+1|k+1}$および事後誤差共分散行列$\boldsymbol{P}_{k+1|k+1}$は以下の通りである．

$$\hat{\boldsymbol{Z}}_{k+1|k+1}=\hat{\boldsymbol{Z}}_{k+1|k}+\boldsymbol{G}_{k+1}\left(\boldsymbol{u}_{k+1}-\boldsymbol{C}\hat{\boldsymbol{Z}}_{k+1|k}\right) \tag{5}$$

$$\boldsymbol{P}_{k+1|k+1}=(\boldsymbol{I}-\boldsymbol{G}_{k+1}\boldsymbol{C})\boldsymbol{P}_{k+1|k} \tag{6}$$

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

Table 1 Half car model parameters and their estimates.

Parameter	I_c	m_{bf}	m_{br}	k_f	k_r	k_{bf}	k_{br}	c_f	c_r	c_{bf}	c_{br}	L_f
Estimate/Target value	1.08	0.67	0.62	2.04	0.79	0.24	0.48	1.91	1.93	0.82	1.52	0.63

ここに，$\boldsymbol{G}_{k+1} = \boldsymbol{P}_{k+1|k}\boldsymbol{C}^T(\boldsymbol{C}\boldsymbol{P}_{k+1|k}\boldsymbol{C}^T + \boldsymbol{R}_{k+1})^{-1}$は観測ノイズ共分散行列$\boldsymbol{R}_{k+1}$に基づくカルマンゲインである．プロセスノイズ共分散行列$\boldsymbol{Q}_k$および観測ノイズ共分散行列$\boldsymbol{R}_k$はRobbins-Monro アルゴリズムを用いて逐次的に推定する．得られた事後状態推定量に Rauch-Tung-Striebel 平滑化を適用することで，前後台車輪位置における軌道形状推定量$\hat{r}_f$, $\hat{r}_r$を得る．

ハーフカーモデルの$\boldsymbol{M}$, $\boldsymbol{C}$, $\boldsymbol{K}$を構成する 12 個のパラメータを Table 1 に示す．これらを変数$\boldsymbol{\theta}$とすると，軌道形状推定量$\hat{r}_f$, $\hat{r}_r$が実質的に同一の物理量であり，そのパワースペクトル密度（Power spectrum density: PSD）関数が両対数軸上でほぼ直線上となることから，以下の目的関数を設定し，これを最小化する$\boldsymbol{\theta}$の組を遺伝的アルゴリズムにより同定する．

$$F(\boldsymbol{\theta}) = w\left[\frac{\int_{\omega'_a}^{\omega'_b}\left|P_{r_f}(\omega') - P_r(\omega')\right|d\omega'}{\int_{\omega'_a}^{\omega'_b}\frac{P_{r_f}(\omega') + P_r(\omega')}{2}d\omega'}\right] - (1-w)\left|(1-R_f^2)(1-R_r^2)\right| \tag{7}$$

ただし，空間周波数ωについて$\omega' = \log_{10}\omega$である．ここに，$P_{r_f}(\omega')$, $P_r(\omega')$はそれぞれ前後台車輪位置で求めた軌道形状の PSD の対数値，ω'_a, ω'_bは積分の上下限，R_f^2, R_r^2はそれぞれ$P_{r_f}(\omega')$および$P_r(\omega')$を線形回帰したときの決定係数，wは重み係数である．

3．浮きまくらぎ検出手法

本研究では重量の異なる 2 車両について走行時の車両振動を計測し，上記の手法で軌道形状を推定する．前後台車輪の軌道形状推定量の平均値$\hat{r} = (\hat{r}_f + \hat{r}_r)/2$について，位置$x$における軽重車両間の差分値$r_{diff}(x)$を求め，その標準得点を次式により算出する．

$$Z_r(x) = \frac{r_{diff}(x) - \mu}{\sigma} \tag{8}$$

ここに，μ, σはそれぞれr_{diff}の平均および標準偏差である．

健全区間においてr_{diff}が正規分布に従うと仮定すると，標準得点Z_rの 99.7 %以上は信頼区間$[-3\ 3]$に含まれる．一方，浮きまくらぎ区間ではZ_rはこの信頼区間に対して有意に大きな値をとると考えられる．そこで本研究では，$|Z_r| \geq 5$となる区間を浮きまくらぎ区間と判定することとした．

4．数値シミュレーションによる検証

マルチボディー解析により生成した列車の動的応答データを用いて提案手法を検証する．解析には商用ソフトの Simpack を利用し，総質量 33.8 ton と 55.8 ton の 2 車両が延長 3 m（まくらぎ 6 本分）の浮きまくらぎ区間を有する 3000 m の軌道を走行した際の車両応答を生成した．

重車両について遺伝的アルゴリズムで同定したハーフカーモデルのパラメータと真値との比を Table 1 にまとめる．2 車両それぞれについてハーフカーモデルを用いて軌道形状を推定した．浮きまくらぎ区間を含む一部区間における推定結果$\hat{r}$を Fig.2 に示す．健全区間では 2 車両の軌道形状推定結果はよく一致しているのに対して，浮きまくらぎ区間では重車両のほうが沈下量が大きくなっていることがわかる．

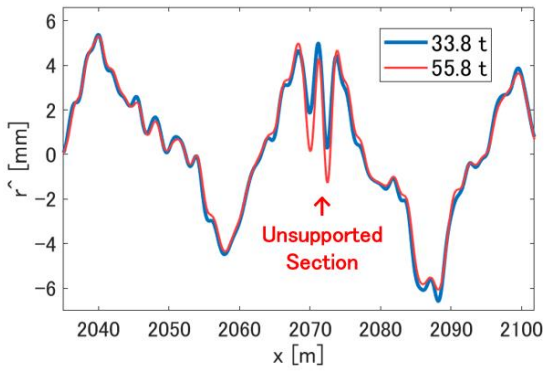


Fig.2 Track profile estimation results

また，2 車両の推定軌道形状の差分値r_{diff}および標準得点Z_rを Fig,3 に示す．なお，$x = [0\ 500]$と$x = [2900\ 3000]$の区間は除外して検討した．図より，健全区間では概ね$Z_r \leq 3$であるのに対して，浮きまくらぎ区間では$Z_r = -9.10$となり，提案指標$|Z_r| \geq 5$を用いた浮きまくらぎ検出が可能であることを示せたものと考える．

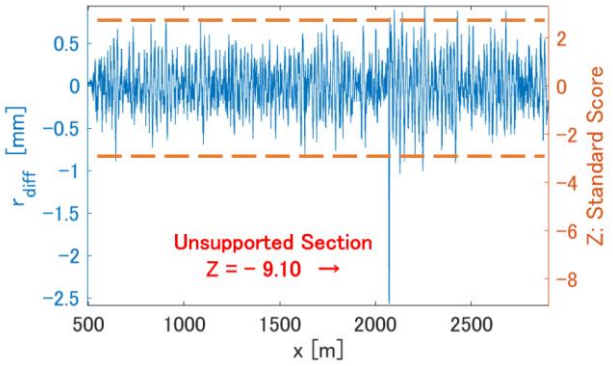


Fig.3 Track profile differences and standard scores

5．結論

本研究では，列車走行時の車両振動を利用したハーフカーモデルによる動的軌道形状の推定手法と，車両重量差を考慮した浮きまくらぎ検知手法を構築し，数値シミュレーションを用いてその有用性を示した．今後は営業路線で実際にスマートフォン等で取得した車両応答データを用いて，本手法の妥当性を検討する予定である．

参考文献

1) 楠田将之，松本麻美，片岡宏夫：軌道変位データに基づく浮きまくらぎ検出手法，土木学会論文集 A2（応用力学），Vol. 74, No. 2（応用力学論文集 Vol. 21），I_543-I_551, 2018.
2) 長山智則，趙博宇，薛凱：走行時の車体振動を利用したハーフカーモデルの同定と路面縦断形状の推定，土木学会論文集 E1（舗装工学），Vol. 75, No. 1, 1-16, 2019

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

地震荷重特徴抽出を備えた深層カーネル学習代替モデルによる地震リスク解析の効率化（シンポジウム講演概要）

Deep kernel learning surrogate model with extracting seismic feature for seismic risk analysis (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

才田　大聖（筑波大・シス情）　　西尾　真由子（筑波大・シス情）
Taisei SAIDA, University of Tsukuba
Mayuko NISHIO, University of Tsukuba
E-mail: saida.taisei.tj@alumni.tsukuba.ac.jp

This study developed a deep kernel learning surrogate model to reduce computational costs of a seismic risk analysis. This model uses convolutional neural networks (CNN) to extract seismic load features. Furthermore, the explainability of the surrogate model are obtained by estimating the contribution of each part of the seismic load by Gradient-weighted Class Activation Mapping (Grad-CAM) and by estimating the contribution of each structural parameter by ARD. In the validation, a surrogate model was constructed for the seismic response analysis of isolated RC piers. It was shown that the computational cost can be reduced and that the model has explainability.

１．はじめに

インフラ構造物の地震リスク評価では、限界状態に対する故障確率を確率論的に計算する地震リスク解析を行う必要がある。この際に、劣化などによる構造パラメータの不確定性だけでなく、地震荷重に対する不確定性も考慮することが重要である。これら不確定性を考慮し地震リスクを計算するために、モンテカルロ計算が用いられるが、数万回以上の計算が必要となることもあり計算コストが大きい。

そこで本研究では、深層カーネル学習による代替モデルを構築し、地震リスク解析の計算コストの低減を図る。代替モデルとは、数値解析を代替する機械学習モデルであり、少数の計算結果から精度の良い代替モデルが構築できれば、計算コストが低減できる。本研究で開発する代替モデルは、畳み込みニューラルネットワーク（CNN）による地震荷重の特徴抽出が組み込まれることで、地震荷重の不確定性に対処できる。また、工学分野ではなぜその結果が得られたのかといった説明性があることが重要である。開発した代替モデルは Gradient-weighted Class Activation Mapping（Grad-CAM）によって、地震荷重の中でどの部分が出力に寄与していたかを推定する。さらに、関連度自動決定（ARD）カーネルの使用によって、地震荷重と構造パラメータの中で何が出力に寄与していたかを推定する。これらの推定された寄与度によって、代替モデルの説明性を担保する。

検証では、免震 RC 橋脚の地震リスク解析を対象に代替モデルを構築し、代替モデルの予測精度、予測分布について評価を行う。さらに、ARD カーネルと Grad-CAM[1]によって推定された寄与度の妥当性について評価する。

２．代替モデル構築手法

本研究では、Fig. 1 に示す深層カーネル学習によって代替モデルを構築する。深層カーネル学習 [2]は深層学習による特徴抽出力とガウス過程によるノンパラメトリック性を兼ね備えた機械学習手法である。深層カーネル学習では、通常のガウス過程回帰におけるカーネル関数 k（$\mathbf{x}$, $\mathbf{x}$’）が次のように拡張される。

$$k(\mathbf{x},\mathbf{x}') \to k(g(\mathbf{x}\,|\,\mathbf{w}), g(\mathbf{x}'\,|\,\mathbf{w})) \qquad (1)$$

ここで、g は重み $\mathbf{w}$ をもつ深層学習機による非線形写像である。すなわち、(1) は深層学習機を通した空間内でガウス過程を行っていると解釈できる。本研究では、g に CNN を採用し、ベースとなるカーネル関数 k には Matern52 カーネルを採用した。さらに、CNN 部に Grad-CAM、ガウス過程部に ARD カーネルを適用し、代替モデルの説明性向上を図った。

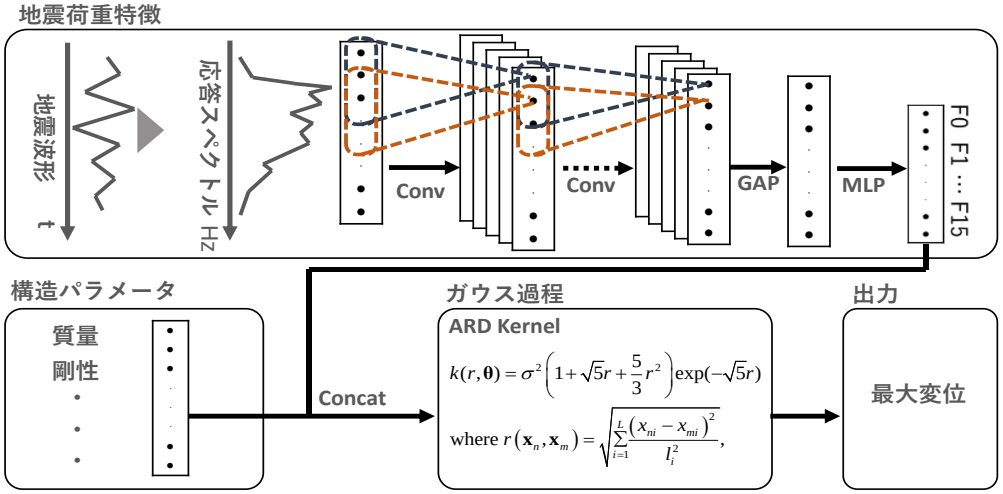


Fig. 1　Deep kernel learning surrogate model architecture

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

３．RC 免振橋脚の地震応答解析

本研究では、RC 橋脚の地震応答解析を代替モデル構築の対象とした。本橋脚は、道路橋の耐震設計に関する資料に記載の免震 RC 橋脚であり、2 自由度系でモデル化した。履歴特性として、橋脚部を Takeda モデル、支承部をバイリニアモデルとした。また、数値積分法はニューマーク β 法、時間増分は 0.001 秒として計算した。粘性減衰は、免震支承では 0%、橋脚では 2%のレイリー減衰を仮定した。構造パラメータの不確定性として、質量や剛性など 8 つのモデルパラメータで、諸元地に対して±10%を上下限値とする一様分布を設定した。地震荷重における不確定性として、1 種地盤で観測された Level2 地震動 20 波形を用いた。

４．代替モデル構築結果

まず、構造パラメータ及び地震種類について、ラテン超方格法で 10000 点の入力データを 2 回サンプリングし、その入力点について 3.で述べた地震応答解析を行い、橋脚及び支承の最大変位を計算した。そのうち片方を訓練用、もう片方を評価用とした。代替モデルの精度については決定係数、予測分布については定性的なグラフの重ね合わせで評価した。また、Grad-CAM 及び ARD によって推定された寄与度を工学的な見地から妥当性を判断した。

代替モデルの予測精度について、ここでは、訓練用データセットからランダムに 10 回サンプリングした 300 の訓練データで構築した 10 の代替モデルについて評価した。その結果、決定係数の平均と標準偏差は、橋脚の最大変位について 0.976 と 0.0053、支承の最大変位について 0.977 と 0.034 であった。双方の予測について、決定係数が 0.97 を超えており、代替モデルは高精度であったといえる。

次に代替モデルにおける支承の最大変位の予測分布について、Fig. 2 に示す。図は青で予測を、赤で数値解析による正解データを示す。Fig. 2 から代替モデルの予測分布と正解データの分布は概ね一致していることが確認できる。

さらに、代替モデルの説明性について、Grad-CAM によって応答スペクトルの部分ごとの寄与度を可視化したものを Fig. 3 に示す。今回用いた解析モデルの固有周期は 0.3 秒付近と 1.0 秒付近であるが、図を見ると、固有周期付近で寄与度が大きくなった様子が確認できる。しかし、固有周期とは外れた周期の寄与が大きくなる場合もあった。また、ARD によるパラメータ寄与度を Fig. 4 に示す。図中の「F」は地震荷重、「f」は構造パラメータから計算された固有周期を示す。図を見ると、外力の寄与が、構造パラメータとしては固有周期の寄与が大きかったことが分かる。

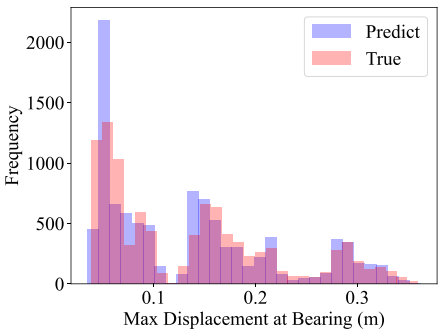


Fig. 2 Distribution of max displacement at bearing predicted by surrogate model

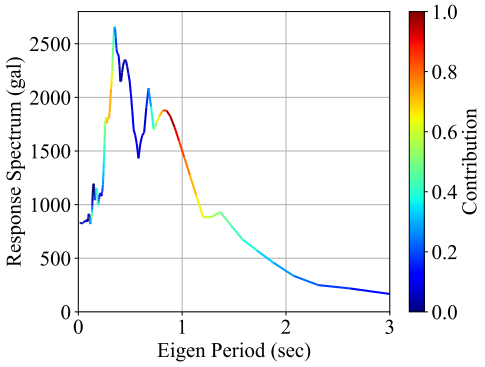


Fig. 3 Contribution of seismic loads estimated by Grad-CAM

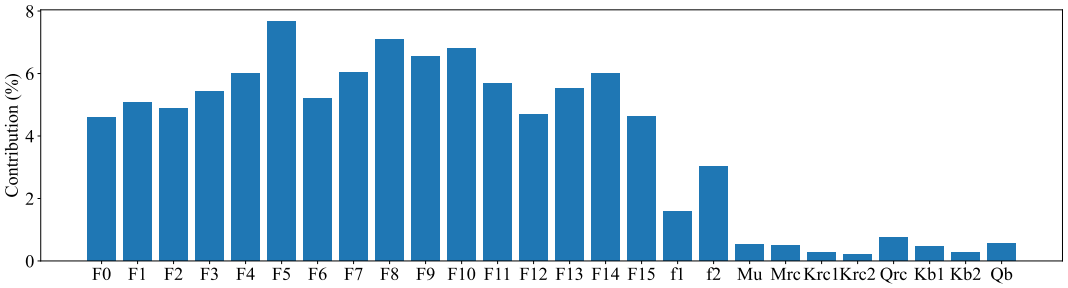


Fig. 4 Contribution of each parameter estimated by ARD kernel

５．結論

本研究では、CNN によって地震荷重の特徴を抽出する深層カーネル学習による代替モデルを開発した。また、本モデルは Grad-CAM および ARD カーネルを組み込むことで、説明性の担保を図った。免震 RC 橋脚の地震応答解析を対象に代替モデルが構築された結果、300 の訓練データ数で 10000 の MC 計算と同等の予測分布が得られることが示された。さらに、Grad-CAM によって地震荷重の寄与度が、ARD によってパラメータの寄与度が算出でき、代替モデルの説明性を得ることができることが示された。

謝辞

本研究は JST 創発的研究支援事業 JPMJFR205T の支援を受けたものです．ここに記して謝意を表します．

参考文献

1) R.R. Selvaraju, M. Cogswell, A. Das, R. Vedantam, D. Parikh, D. Batra: Grad-CAM: Visual explanations from deep networks via Gradient-based localization, Proceedings of the IEEE International Conference on Computer Vision, 2016: pp. 618–626.
2) A.G. Wilson, Z. Hu, R. Salakhutdinov, E.P. Xing: Deep Kernel Learning, Proceedings of the 19th International Conference on Artificial Intelligence and Statistics, PMLR, Cadiz, Spain, 09--11 May 2016: pp. 370–378.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

タンクモデルによる鉛直 1 次元不飽和浸透特性の再現性評価（シンポジウム講演概要）

Reproducibility of Vertical One-Dimensional Unsaturated Permeability in the Tank Model (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

中村　聡司（昭和エンジニアリング㈱）　　日置　和昭（大阪工大・工）
Satoshi NAKAMURA, Syouwa Engineering Co., Ltd
Kazuaki HIOKI, Osaka Institute of Technology
E-mail: s.nakamura@syouwa-eng.co.jp

In this study, various tank model constants were optimized using Powell's conjugate direction (Powell) method and a random search method using a genetic algorithm (GA) method. Herein, two tank models, Sugawara model wherein the permeability from top to bottom is constant, and Aoki-Hioki model, wherein the variation in the storage height causes changes in permeability, were used and the reproducibility of vertical one-dimensional unsaturated permeability characteristics were evaluated. From the results, it was revealed that tank model constants with a higher level of reproducibility were achieved with the GA method than the Powell method, and more accurate vertical one-dimensional unsaturated permeability characteristics were reproduced with Aoki-Hioki model than with Sugawara model.

1. はじめに

本研究では，まず，鉛直 1 次元不飽和浸透解析を行い，下面境界からの浸透量を算出し，それを地下水涵養量とした（本来，地下水涵養量は，蒸発散量や融雪などを考慮した地表付近の水収支により求めるものであるが，本研究では，この浸透量を地下水涵養量と呼ぶことにした）．次に，パウエルの共役方向法 [1]（以下，パウエル法）と，遺伝的アルゴリズムによるランダムサーチ法 [2]（以下，GA 法）を用いて，上段から下段への浸透率が一定であるタンクモデル [3]（以下，菅原モデル）と，浸透率が貯留高の変動に伴って変化するタンクモデル [4),5]（以下，青木・日置モデル）の各定数について最適化を行い，両タンクモデルによる鉛直 1 次元不飽和浸透特性の再現性評価を試みた．

2. Richard 法による鉛直 1 次元不飽和浸透解析

a) 鉛直 1 次元不飽和浸透の基礎方程式と不飽和浸透特性

均質な地盤における鉛直 1 次元不飽和浸透は，不飽和領域に拡張されたダルシー則式と連続の式を組み合わせた Richards の式 [6]に従うものとし，水分特性曲線としては，van Genuchten モデル [7]を用いた．一般に，水分特性曲線には，排水過程と吸水過程の間にヒステリシスが生じると言われており，不飽和浸透解析には無数に存在する吸水走査曲線の設定が重要となるが，本研究では，非定常法による不飽和浸透試験結果 [8]に基づいて，吸水走査曲線のパラメータを設定した．

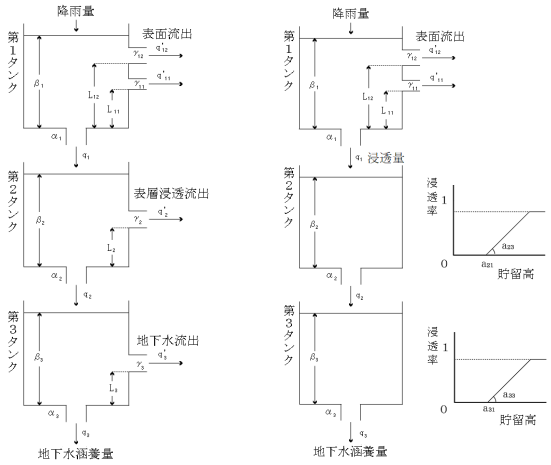
b) 解析条件

降雨は，2021 年 8 月 8 日 12 時～8 月 15 日 12 時までの広島市西区田方における解析雨量 [9]を用いた．解析には，**図 1**(a)に示す菅原モデルの第 1 タンクを用いて浸透量 q_1 を求め，その浸透量 q_1 を入力値とした．

解析は，**表 1** に示す 4 種類の試料を対象に，不飽和帯の厚さを h=1.5m，3.0m と想定し行った．初期圧力水頭分布は ϕ =-z とし，境界条件は，上端から浸透量 q_1 を与え，下端は圧力水頭を 0m で固定し，下端境界における流量を地下水涵養量として求めた．

表 1 試料の諸性質 [8]

		試料A	試料B	試料C	試料D
ρ_s (g/cm^3)		2.63	2.69	2.60	2.65
砂分(%)		100	95	85	44
シルト分(%)		0	3	3	33
粘土分(%)		0	2	12	23
細粒分含有率(%)		0	5	15	56
不飽和浸透パラメータ（吸水走査曲線）	S_{r0} (%)	16.0	26.0	29.5	36.2
	S_{max} (%)	82.4	69.5	80.7	67.5
	α_{sw} (cm^{-1})	0.0210	0.0726	0.0266	0.0162
	n_{sw}	4.825	2.122	2.166	4.212
	S_{rr} ' (%)	15.9	24.6	24.5	36.0



(a) 菅原モデル [3]　　(b) 青木・日置モデル [5]

図 1 タンクモデルの構造

3. タンクモデル定数の最適化手法

(1) タンクモデルの構造

a) 菅原モデルの構造

菅原モデル（**図 1**(a)参照）における貯留高と各タンクからの浸透量および流出量は，式(1)～式(4)のように表される．

$$\beta_n^t = \beta_n^{t-1} - q_n^{t-1} - q'^{t-1}_n + q_{n-1}^{t-1} \quad (1)$$

$$q_n^t = \alpha_n \times \beta_n^t \quad (2)$$

$$q'^t_n = \gamma_n \times \left(\beta_n^t - L_n\right) \quad \left(L_n < \beta_n^t\right) \quad (3)$$

$$q'^t_n = 0 \quad \left(0 \leqq \beta_n^t \leqq L_n\right) \quad (4)$$

ここに，$\beta_n{}^t$：各時間ステップにおける貯留高，$q_n{}^t$：各時間ステップにおける浸透量，$q'_n{}^t$：各時間ステップにおける流出量，α_n：浸透率，γ_n：流出率，L_n：側面の孔の高さ，t：時間ステップ（＝60min），n：タンクの番号である．

b) 青木・日置モデルの構造

青木・日置モデル（**図 1**(b)参照）は，各タンクの貯留高を地盤の体積含水率，上段から下段への浸透率を地盤の不

飽和透水係数とみなし，浸透率（不飽和透水係数）が貯留高（体積含水率）の変動に伴って変化する青木モデル[4]を日置ら[5]が改良したもので，各タンクの浸透率 α_n^t が前時間ステップにおける貯留高 β_n^{t-1} の関数で表される．関数形としては，簡単のため 1 次式を仮定すると，各タンクの浸透率は，式(5)～(6)のように表すことができる．

$$\alpha_n^t = 0 \qquad \left(0 \leqq \beta_n^{t-1} \leqq a_{n1}\right) \qquad (5)$$

$$\alpha_n^t = a_{n3} \times \left(\beta_n^{t-1} - a_{n1}\right) \qquad \left(a_{n1} < \beta_n^{t-1}\right) \qquad (6)$$

ただし，式(6)において $\alpha_n^t \geqq 1$ となる場合は，$\alpha_n^t = 1$ とする．ここに，α_n^t：各時間ステップにおける浸透率，a_{n1}，a_{n3}：定数である．なお，第 1 タンクについては，菅原モデルの第 1 タンクと同様である．

(2) 最適化手法の概要

タンクモデル定数の最適化手法としては，パウエル法がよく用いられるが，局所的な準最適解に陥りやすいという難点がある．そのため，GA 法などの大域的探索法によるタンクモデル定数の最適化に関する研究がなされ，河川流出解析に用いるタンクモデル定数を探索する手法として有用であることが確認されている[10]．本研究では，地盤の鉛直 1 次元不飽和浸透特性をタンクモデルで再現しようとする場合，どちらの最適化手法が再現精度の高い定数を得られるかについて検討を行った．

4. 鉛直 1 次元不飽和浸透特性の再現性評価

鉛直 1 次元不飽和浸透解析により求めた地下水涵養量（不飽和帯の厚さを 3.0m と想定した場合）の経時変化を対象に，菅原モデルと青木・日置モデルのタンクモデル定数を同定した結果の一例（試料 B）を**表 2** に示す．また，同表に示したタンクモデル定数を用いて順解析を行い求めた地下水涵養量の経時変化の一例（試料 B）を**図 2** に示す．これによると，パウエル法と GA 法では地下水涵養量の再現精度に差異が認められること，菅原モデルと青木・日置モデルでも再現精度に差異が認められることを確認できる．ここで，試料 A～試料 D における鉛直 1 次元不飽和浸透解析結果と両タンクモデルによる解析結果との相関係数を求めると，**表 3** のようになる．同表によると，何れの試料に対しても，相関係数は GA 法＞パウエル法となっており，これは，パウエル法が局所的な準最適解に陥ったためと考えられる．また，試料 A のパウエル法を除くと，相関係数は青木・日置モデル＞菅原モデルとなっているが，この要因としては，菅原モデルは上段から下段への浸透率が一定であるため，強い非線形性を示す不飽和浸透特性に対応できないためと考えられる．これに対し，青木・日置モデルは浸透率が貯留高の変動に伴って変化するため，強い非線形性に対応できるものと思われる．

5. まとめ

本研究で得られた知見は，以下のとおりである．

(1) 地盤の鉛直 1 次元不飽和浸透特性を再現しようとするタンクモデル定数を最適化する場合，パウエル法よりも GA 法の方が再現精度の高い定数を得られることが明らかとなった．

(2) 地盤の鉛直 1 次元不飽和浸透特性をタンクモデルで再現しようとする場合，上段から下段への浸透率が一定である菅原モデルよりも浸透率が貯留高の変動に伴って変化する青木・日置モデルの方が高い精度で不飽和浸透特性を再現できることが明らかとなった．

表 2 タンクモデル定数の同定結果の一例（試料 B）

(a) 菅原モデル

	パウエル法	GA法
α_2	0.86	0.05
L_2(mm)	19	40
γ_2	0.54	0.00
β_2^0(mm)	0.000	0.000
α_3	0.19	0.46
L_3(mm)	39	33
γ_3	0.13	0.24
β_3^0(mm)	0.000	0.000

(b) 青木・日置モデル

	パウエル法	GA法
a_{21}(mm)	66	9
a_{23}	0.00071	0.00091
β_2^0(mm)	0	0
a_{31}(mm)	61	5
a_{33}	0.02006	0.00083
β_3^0(mm)	0	0

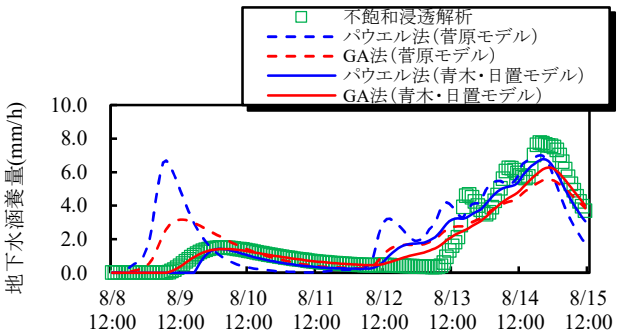


図 2 同定したタンクモデル定数を用いて順解析を行い求めた地下水涵養量の一例（試料 B）

表 3 鉛直 1 次元不飽和浸透解析結果とタンクモデルによる解析結果の相関係数

タンクモデル	最適化手法	試料A	試料B	試料C	試料D
菅原モデル	パウエル法	0.886	0.503	0.413	0.434
	GA法	0.893	0.716	0.467	0.524
青木・日置モデル	パウエル法	0.745	0.801	0.774	0.853
	GA法	0.953	0.899	0.960	0.919

参考文献

1) M.J.D. Powell: An efficient method for finding the mini-mum of several variables without calculating derivatives, Computer Joumal Vo1.7, pp.155-162,1964.
2) Goldberg,D.E.:Genetic Algorithms in Search, Optimization, and Machine Learning, Addison-Wesley, 1989.
3) 菅原正巳：流出解析法，共立出版，1972.
4) 青木一男，福田護，今西肇，飯田智之，西瀬和之：地下水の鉛直かん養量および安定供給量の推定，第 4 回水資源に関するシンポジウム前刷集, pp.287-290, 1992.
5) 日置和昭，中村聡司，杉本和規：修正タンクモデルの改良とパラメータの設定，地盤の環境・計測技術に関するシンポジウム 2011 論文集，pp.89-94，2011.
6) Richards, L.A.: Capillary conduction of liquids through porous mediums, Physics 1 (5), 318–333, 1931.
7) van Genuchten , M.Th. : A closed-form equation for pre-dicting the hydraulic conductivity of unsaturated soil, Soil Sci. Soc. Am. J., Vol.144，pp.892-898，1980.
8) 中村聡司，日置和昭：土の吸水走査とその表現方法について，材料，Vol.69，No.11，pp.829-836，2020.
9) 気象庁:解析雨量 2021 年, (財)気象業務支援センター, 2021.
10) 田中丸治哉：タンクモデル定数の大域的探索，農業土木学会論文集，第 178 号，pp.503-512，1995.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

GPR による地盤剛性の空間分布推定を利用したため池堤体の三次元地震応答解析（シンポジウム講演概要）

Seismic Response Analysis of Earth-fill Dam with Use of GPR to Estimate Spatial Distribution of Ground Stiffness (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

大橋　亮太（清水建設）　　任　宇翔（岡山大・環境生命科学）
西村　伸一（岡山大・環境生命科学）　　金重　稔（ラグロフ設計工房）
柴田　俊文（岡山大・環境生命科学）　　珠玖　隆行（岡山大・環境生命科学）
Ryota OHASHI, Shimizu Corp.　　Yuxiang REN, Okayama University
Shin-ichi NISHIMURA, Okayama University　　Minoru KANESHIGE, Lagrof Civil Design Ltd
Toshifumi SHIBATA, Okayama University　　Takayuki SHUKU, Okayama University
E-mail: theg1786@okayama-u.ac.jp

A three-dimensional survey has recently been developed, using an unmanned aerial vehicle (UAV), which has made the rebuilding of the three-dimensional shape of structures easier. Despite the development of this technique, it has not been adopted for the design of geo-structures. In this study, for the purpose of incorporating the three-dimensional survey technique into the design of geo-structures, an earth-fill dam is surveyed three-dimensionally by a drone, and a three-dimensional finite element model (FEM model) of the dam is made based on the survey results. The spatial distribution of the ground rigidity is estimated based on screw weight sounding (SWS) test results, and then applied to the 3-D FEM modeling. The Gaussian process regression (GPR) is used to model the random field for the subsurface ground. Finally, the FEM model is applied to a seismic response analysis, and the locations of high acceleration and high shear stress inside the earth-fill dam are identified.

１．はじめに

現在，大規模地震に備えたため池の耐震性能照査が急務となっている．一方，UAV の進化により，三次元計測が容易になりつつあるが，設計には取り入れられていないのが現状である．そこで，本研究では，これらの技術を設計に貢献させる目的で，三次元計測結果からため池堤体の三次元有限要素モデルを構築し，地震応答解析を実施している．また，三次元モデル化においては，地盤物性の空間分布推定が必須となるため，本研究では地質統計手法に基づき，現地で行ったサウンディング試験結果を補間し，ため池堤体内の地盤物性の空間分布を推定している．最終的に，推定した空間分布を三次元有限要素モデルに適用し，地震応答解析を行うことで，ため池堤体の弱点箇所を同定することが本研究の目的である．

２．解析方法

第一に，ため池堤体を対象にドローンによる三次元計測を行い，静止画像から三次元点群データを作成し，それを用いて三次元有限要素モデルを作成する．作成手順を Fig. 1 に，作成した三次元有限要素モデルの全体図を Fig. 2 に示す．次に対象地で行ったスクリューウェイト貫入試験(SWS)結果に基づいて，堤体内剛性の空間分布を推定した．SWS 結果は点推定値であるため，統計モデルに基づいてデータを補間する必要がある．本研究では補間法として，地質統計学手法である三次元クリギングを利用した．また地盤の統計モデル推定に，ガウス回帰過程（the Gaussian Regression Processes (GPR)）[1]を使用する．地盤物性値の空間分布はトレンド成分とランダム成分に分離し，トレンド成分から地盤の層区分，ランダム成分から層内でのばらつきを把握することが行われる．観測量ベクトル s はトレンド成分とランダム成分の確率分布の重ね合わせに拡張できる．添え字 l は 1 をトレンド成分，2 をランダム成分とし，それぞれのベクトル $w_{l,2}$ の推定式を式(1)に示す．

$$w_{l,2} = M_{l,12}^{T}\left[M_{1,11} + M_{2,11}\right]^{-1} s \qquad (1)$$

ここで，$M_{l,ij}$：共分散行列である．添え字 i,j は 1 を観測値，2 を推定値とする．共分散行列の各要素は，標準偏差 σ と自己相関関数 $k(d|\delta)$からなる式(2)より求める．

$$cov_l = {\sigma_l}^2 \times k_l\left(d_h|\delta_{l,h}\right)k_l\left(d_v|\delta_{l,v}\right) \qquad (2)$$

ここで，d：2 点間距離，δ：scale of fluctuation (以下 SOF)

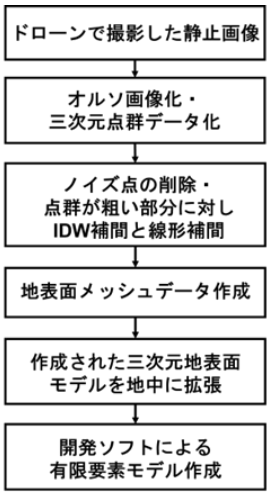


Fig. 1 Algorithm of 3-D modelling.

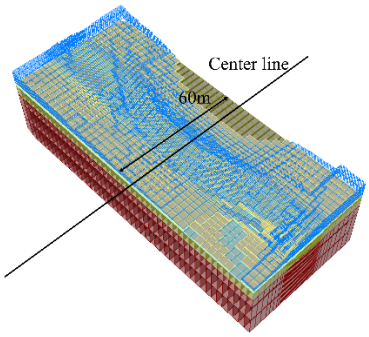


Fig. 2 3-D model of embankment area.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

Table 1 Estimated parameters.

トレンド成分		
水平方向 SOF, $\delta_{t,h}$	鉛直方向 SOF, $\delta_{t,v}$	標準偏差, σ_t
17.52	6.634	1.172
ランダム成分		
水平方向 SOF, $\delta_{r,h}$	鉛直方向 SOF, $\delta_{r,v}$	標準偏差, σ_r
14.08	0.728	0.504

である．本研究は三次元空間での検討であるため，自己相関関数は水平方向と鉛直方向の積を用いている．添え字 h, v はそれぞれ水平方向と鉛直方向である．推定に使用するパラメータを，最尤法を用いて算出し，最適化を行うことで統計モデルを決定した．GPR で推定した統計モデルの内，自己相関関数を式(3)に，パラメータを Table 1 に示す．

$$k = \sigma^2 exp\left(-\pi\left(\frac{d_h}{\delta_h}\right)^2 - \pi\left(\frac{d_v}{\delta_v}\right)^2\right) \qquad (3)$$

推定した統計モデルに基づいて三次元クリギング [2]を実施し，堤体内の地盤剛性を補間した．これらの結果に基づいて三次元地震応答解析を実施した．なお，入力地震波は，南海トラフ地震の想定波を用いている．

３．解析結果および考察

比較のために，サウンディング結果を用いず堤軸方向に対して均一に材料分けをしたモデルと，地盤の空間分布を適用させ不均質に材料分けしたモデルをそれぞれ作成し，地盤の不均質性の影響を調べる．堤軸方向均一モデルの N 値分布を Fig. 3 に，不均質モデルの N 値分布を Fig. 4 に示す．

解析結果として，堤軸方向均一モデルの加速度分布図を Fig. 5 に，不均質モデルの加速度分布図を Fig. 6 に示す．これらは，地震動のピークである，地震開始から約 25 秒後を示している．Fig. 5, 6 によると，両モデルともに堤体の天端部分に，大きい加速度の集中がみられる．特に，不均質モデル（Fig. 6）では，天端中央から堤体左岸の洪水吐付近にかけて応答加速度の高い領域が集中しており，分布のばらつきが少ないことが分かる．この理由として，洪水吐によって堤体が分断されているのと，この周辺の地盤の剛性が比較的小さいことが要因と考えられる．

４．まとめ

本研究では，ため池堤体を対象にドローンによる三次元計測を行い，三次元有限要素モデル化を実施した．また，GPR を用いて，SWS 結果に基づいた堤体内剛性の空間分布を推定した．地表の形状と地下地盤剛性分布の情報を使用した三次元地震応答解析の結果から，不均質モデルによって，堤体の応答加速度が集中する箇所（堤体左岸洪水吐付近）が同定され，地盤の空間的な不均質性が地震応答に大きな影響を与えることが明らかとなった．

参考文献

1) Yoshida, I., Tomizawa, Y., Otake, Y., Estimation of trend and random components of conditional random field using Gaussian process regression. Computers and Geotechnics, 136, 104179, 2021.
2) Deutsch, C.V., Journal, A.G., Geostatistical Software Library and User's Guide, Oxford University Press, 1992.

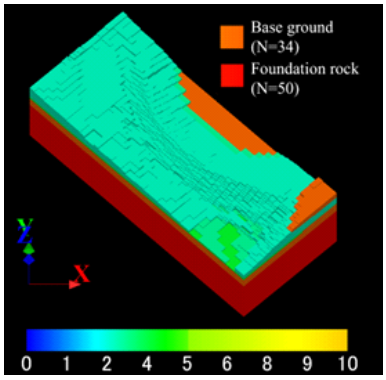


Fig. 3 N-value distribution (Homogeneous model).

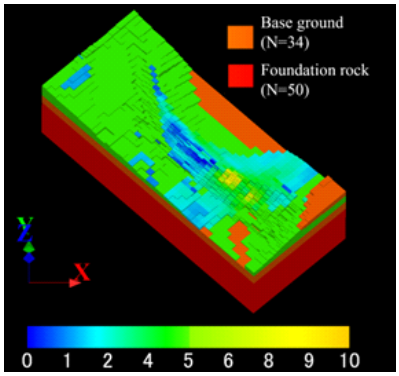


Fig. 4 N-value distribution (Inhomogeneous model).

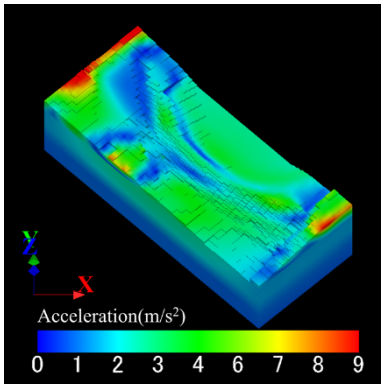


Fig. 5 Distribution of maximum acceleration (Homogeneous model).

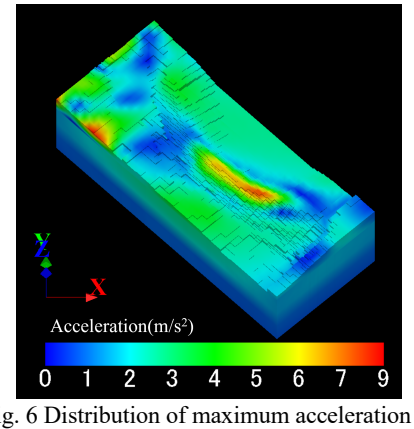


Fig. 6 Distribution of maximum acceleration (Inhomogeneous model).

一般大規模データベースと階層ベイズモデルを用いた海上空港基礎地盤の多変量物性値の推定（シンポジウム講演概要）

Reliability Assessment of Multivariate soil Properties under Offshore Airport Using Large-Scale Generic Database and Hierarchical Bayesian Model (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

斉藤　大雅（東北大・工）　大竹　雄（東北大・工）　ウ　ステファン（統計数理研究所）
高野　大樹（港湾空港技術研究所）　吉田　郁政（東京都市大・工）
Taiga SAITO, Tohoku University
Yu OTAKE, Tohoku University
Stephen WU, The Institute of Statistical Mathematics
Daiki TAKANO, Port and Airport Research Institute
Ikumasa YOSHIDA, Tokyo City University
E-mail: taiga.saito.r3@dc.tohoku.ac.jp

In geotechnical engineering, it is challenging to construct a site-specific multivariate probability distribution model for soil/rock properties because the site-specific data are usually sparse and incomplete. A hybridization method has been proposed to combine these two sources of soil/rock data (site-specific data and a generic database) to produce a quasi-site-specific model. However, this method does not consider the possible intersite correlation, such as similar geological origins of intersite correlation due to geological similarity. The Hierarchical Bayesian model (HBM), which considers inter-site and intra-site correlations, is proposed later. In this study, we consider the applicability of HBM to Haneda Airport, an ocean airport in Japan, by conducting spatial completion of geotechnical properties by using HBM and comparing the results with the actual data. After that, we discuss the possibility of explaining the geotechnical completion by supplementing the unobserved data.

１．はじめに

海上空港等の大規模地盤構造物の設計,建設,維持管理では,事前の地盤調査に基づいて将来予測が実施される．この将来予測は,空港滑走路の長期的平坦性の確保等,施設の機能性を管理し,対策などの戦略決定において重要な情報となる.しかしながら,地盤調査は限定された地盤指標を離散的に取得するものである．将来予測には,多変量地盤指標の 2 次元もしくは 3 次元の空間分布を把握する必要がある．伝統的には,この調査間の補間,欠損部の補完作業は,技術者の経験に委ねられてきた．ただし,この作業は,IoT や DX 等の情報技術との連携を想定した,施設のライフサイクルマネジメント実施上のボトルネックになると考えられる．

この課題に対して,近年のデータ駆動科学の発展や技術発展により,世界中から集められたジェネリックデータ(BID)の利活用に関する優れた研究が報告されている．例えば,Phoon and Kulhawy は,BID を用いてローカルサイトにおけるデータを補完するためのデータベース,変換式を体系的に整理した.[1] 近年では,拡張された BID とローカルサイトのデータ両方の Hybrid により精度を向上したモデルが開発されている [2].しかし,これらのモデルはサイトごとに異なるサイト内相関を持つにも関わらず,BID におけるサイト間相関の可能性を全く考慮していない．一方,BID におけるサイト内相関とサイト間相関の両方を考慮し,さらにローカルサイトデータを用いてベイズ理論的に補完を行う階層ベイズモデル(HBM)が提案されている [3].

本研究では,我が国のある大規模海上空港における地盤物性値のサイト固有多変量確率モデルを構築し,効果的な空間補完法を検討する．具体的には,Jianye et al.[3]において提案された HBM を用いて,BID とサイト固有データの両方を考慮した空間補完法の有効性を検証する.また HBM の結果を用いて,対象空港データと BID の類似性を定量化し,工学的知見の獲得へ寄与するか考察を行う．

２．研究に用いる手法

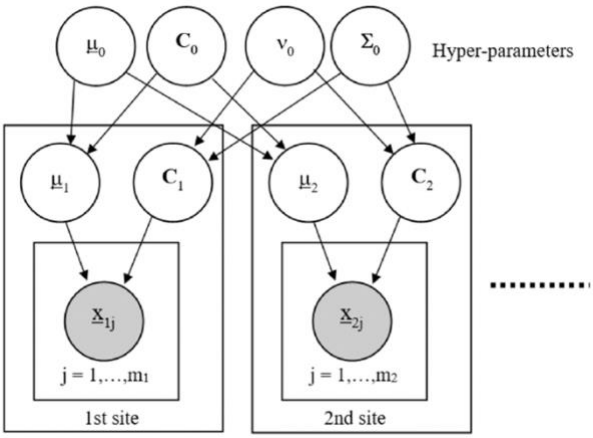


Fig 1. Framework of HBM

階層ベイズモデルでは,BID におけるあるサイトiのデータ$\underline{x_{i,j}}(j = 1, \dots, m_i;\ m_i$はサイト$i$のデータ数)は$(\underline{\mu_i}, \mathbf{C}_i)$で表されるサイト内特徴量に従い(Fig 1. 下段),また異なるサイトでは異なる平均ベクトルと共分散行列を持つ(i.e. $(\underline{\mu_i}, \mathbf{C}_i) \neq (\underline{\mu_j}, \mathbf{C}_j)$) と仮定している (Fig. 1 中段)．さらにこれらのサイト内特徴量はあるハイパーパラメータセット$\boldsymbol{\Theta} = (\underline{\mu_0}, \mathbf{C}_0, \nu_0, \boldsymbol{\Sigma}_0)$に従うと仮定している(Fig. 1 上段)．ターゲットサイトのデータにおいても同様に,サイト内特徴量$\boldsymbol{\Theta}_s = (\underline{\mu_s}, \mathbf{C}_s)$に従い,さらに$\boldsymbol{\Theta}_s$は$\boldsymbol{\Theta}$に従うと仮定する．

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

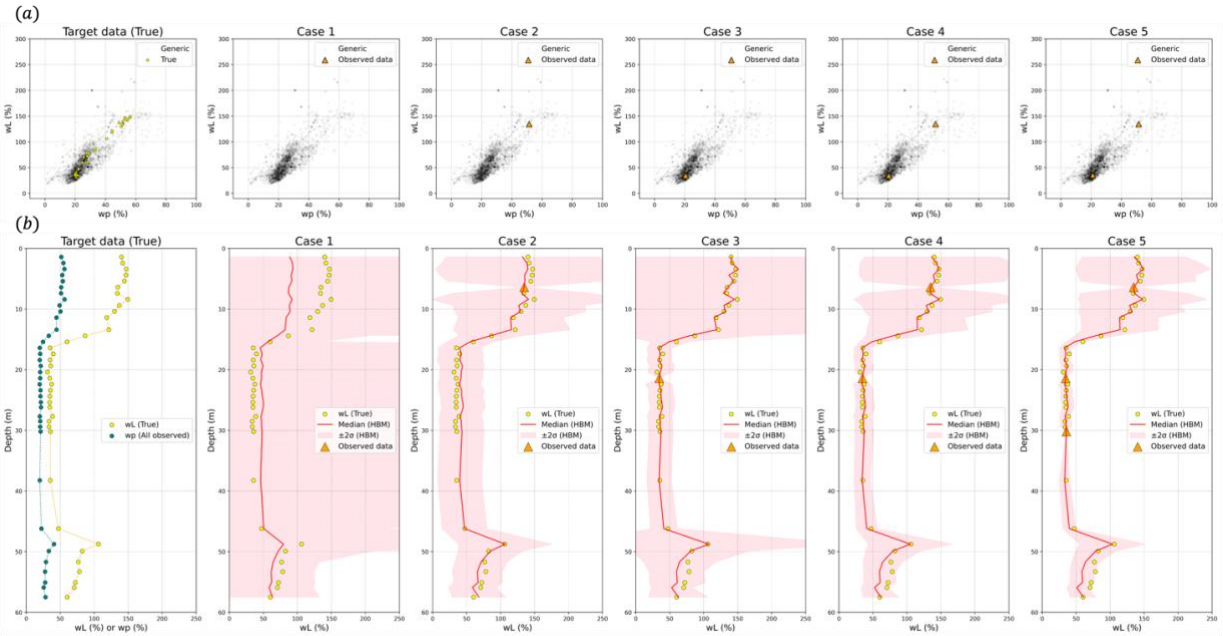


Fig. 2 (a) Generic and Target data; and (b) Inference results for 5 cases

本研究では,HBM モデルの基本的な性質を把握することを目的として,対象サイトのある 1 地点の深度分布推定に着目する．また,BID として CLAY/10/7490(Ching et al.[4];30 の国で採取された 10 個の粘土パラメータに関するデータベース)を採用した．なお,ここでは簡便のため,塑性限界(wp)と液性限界(wL)の 2 つのパラメータのみに着目し,全ての深度で wp が観測されている条件に基づいて,wL の深度分布の信頼性を推定する．

上記の条件において,wL の観測量の違いにより 5 ケースの予測を行う．具体的には,全ての深度で未観測 (Case1), 6.4m 地点で観測 (Case2), 21.4m 地点で観測 (Case3), 6.4m と 21.4m の地点で観測(Case4),6.4m と 21.4m と 30.2m の地点で観測(Case5)である．

まず BID から$\boldsymbol{\Theta}$を算出した後,対象サイトの既知量(観測データ)を用いて,式(1)で表すように対象サイト未観測データの推定を行う．

$$p(\mathbf{X}_s^u|\mathbf{X}_s^o,\mathbf{X}_g) = \int p(\mathbf{X}_s^u|\mathbf{X}_s^o,\boldsymbol{\Theta}_\mathbf{s})p(\boldsymbol{\Theta}_\mathbf{s}|\mathbf{X}_g)d\boldsymbol{\Theta}_\mathbf{s}$$
$$= \iint p(\mathbf{X}_s^u|\mathbf{X}_s^o,\boldsymbol{\Theta}_\mathbf{s})p(\boldsymbol{\Theta}_\mathbf{s}|\boldsymbol{\Theta})p(\boldsymbol{\Theta}|\mathbf{X}_g)\,d\boldsymbol{\Theta}d\boldsymbol{\Theta}_\mathbf{s} \qquad (1)$$

ここで, $\mathbf{X}_s^u$はターゲットサイトにおける未知量, $\mathbf{X}_s^o$は対象サイトにおける観測量, $\mathbf{X}_g \in \mathbb{R}^{2737\times2}$は BID を示す.つまり,(Case1)において, $\mathbf{X}_s^u \in \mathbb{R}^{38}, \mathbf{X}_s^o \in \mathbb{R}^0$,(Case2,Case3)において, $\mathbf{X}_s^u \in \mathbb{R}^{37}, \mathbf{X}_s^o \in \mathbb{R}^1$, (Case4) において, $\mathbf{X}_s^u \in \mathbb{R}^{36}, \mathbf{X}_s^o \in \mathbb{R}^2$, (Case5)において, $\mathbf{X}_s^u \in \mathbb{R}^{35}, \mathbf{X}_s^o \in \mathbb{R}^3$となる．

3．研究結果

Fig 2.の上段は wp と wL の散布図であり,黒プロットは BID データ,黄色またはオレンジプロットは対象サイトデータを意味する．下段は wL の深度分布であり,赤実線は各深度における HBM 結果の中央値,桃色範囲は HBM 結果の±2σ区間を示す.Case1 では wL は未観測であるが, wL の正解値と推定値の中央値には大きなバイアスが生じ,推定分散は極めて大きいことが分かる．Case2 と Case3 では観測点が 1 つ加わることにより,未観測であった Case1 と比べて信頼区間が劇的に小さくなり,また中央値もより正解データに近づくことが確認できた.この時，観測された wL の値が大きい場合と小さい場合で推定分散の挙動に違いがある点が興味深い．さらに観測点を増やした Case4 と Case5 ではより信頼区間が減少し,正解データに近づくことが確認できた．概要では 2 つ変数を用いて HBM を適用したが,シンポジウムでは多変数に拡張した推定結果を提示する予定である．これらの推定結果を踏まえて,対象サイトの地盤特性の把握可能性,3 次元土層構成の自動生成の可能性について考察する．

4．結論と今後の展望

本研究では,実データに基づき,階層ベイズモデリングを適用することで,BID を用いてある大規模海上空港における地盤物性値の効果的な補完を行った.さらに HBM の結果を用いて,対象空港データと BID の類似性の定量化を行った.今後は,BID に対する合理的なクラスタリングの導入可能性について研究する．この作業は，推定精度を向上させるとともに，伝統的な地盤工学的知見の反映のために役立つ可能性がある．

参考文献

1) Kok-Kwang Phoon and Fred H Kulhawy. Evaluation of geotechnical property variability. Can. Geotech. J. 36 (4): 625–639,1999
2) Ching, J., and K.-K. Phoon. Constructing site-specific multivariate probability distribution model using Bayesian machine learning. Journal of Engineering Mechanics 145(1):04018126,2019
3) Jianye Ching, Stephen Wu, Kok-Kwang Phoon. Constructing quasi-site-specific multivariate probability distribution using hierarchical Bayesian model. J Eng Mech 2021;147(10):04021069,2021.
4) Jianye Ching and Kok-Kwang Phoon. Transformations and correlations among some clay parameters — the global database. Can. Geotech. J. 51 (6): 663–685,2014.
5) Stephen Wu, Jianye Ching, Kok-Kwang Phoon. Quasi-site-specific soil property prediction using a cluster-based hierarchical Bayesian model. Structural Safety 99 (2022) 102253

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

多重解像度 DMD を用いた信号復元による大規模港湾空港の沈下挙動の再現（シンポジウム講演概要）

Reconstruction Simulation of Time-Dependent Dynamics of Large Offshore Airport by Signal Restoring Using Multi-Resolution DMD (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

畑井　向（東北大・工）大竹　雄（東北大・工）高野　大樹（港湾空港技術研究所）
吉田　郁政（東京都市大学・工）村松　正吾（新潟大学・工）
Ko HATAI, Tohoku University
Yu OTAKE, Tohoku University
Daiki TAKANO, Port and Airport Research Institute
Ikumasa YOSHIDA, Tokyo City University
Shogo MURAMATSU, Niigata University
E-mail: ko.hatai.r1@dc.tohoku.ac.jp

We are engaged in research to enhance the effective utilization of monitoring information for condition monitoring of civil engineering works. The signals observed during the construction process may significantly contribute to bridging the gap between the design and maintenance of civil engineering structures and facilitating the optimal life-cycle management of such structures. Specifically, this study investigates the feasibility of constructing an optimization method for the construction process utilizing high-density settlement time-series data collected from offshore airports. Our main objective is to predict unequal settlement of airports after completion, based on the settlement time-series data recorded during the construction process, and optimize the construction process based on maintenance and management performance, such as long-term flatness assurance. As a fundamental research contribution, this paper also examines signal restoration techniques for handling low-quality information, including observation noise and missing data. Furthermore, we clarify the relationship between the unequal settlement of airports and the environmental conditions of the targeted area and identify pertinent issues for developing a prediction method using settlement time-series data.

１．はじめに

近年，急速に発達する機械学習や IoT の先端技術が建設業界の生産性向上に大きく貢献することが期待されている．著者らは，社会基盤施設の設計と維持管理をシームレスに接続することの重要性を感じ，施工時状態監視に活用されている大規模かつ高次元なデータの高度利用法を研究している．ここで，施工時に観測されるデータは低品質である可能性が高く，低品質データの信号復元が重要な技術になる．

本研究では，大規模海上空港の盛土構築時に計測される高密度沈下時系列データのライフサイクルマネジメントへの活用可能性について考察する．海上空港は，盛土構築後に長期間の圧密沈下が生じる可能性があり，その挙動は施工プロセスと強い関係があると考えらえる．従って，施工時に盛土構築後の将来挙動が予測できれば，施工段階で空港の維持管理性能を制御できる可能性がある．一方で，施工時の沈下時系列データには観測ノイズやデータ欠損が混在しており，これら低品質な高次元データの信号復元技術の開発が，データ利活用促進の重要な要素であると考えられた．

なお，本研究は，維持管理性能を尺度とした施工時最適化法開発を志向し，その基礎研究として，施工時の沈下時系列データの復元方法を検討した結果を提示する．復元した信号により，対象空港の施工プロセスを再構成し，基礎地盤の沈下プロセスを明らかにした．また，対象地域の地盤調査等との関係を考察することにより，地盤工学的性質を明らかにするとともに，沈下時系列データを用いたリアルタイム将来予測法の構築のための課題を抽出する．

２．対象施設の概要

近年建設された海上空港構築時の盛土施工時不同沈下の時系列計測値を収集した．約 0.5km×2km の空港盛土の平面範囲に対して，39 点に沈下板が設置され約 700 日間のデータが蓄積されている（以降，これを施工時沈下データと呼称する）．施工時沈下データは盛土構築時の盛土基面の沈下時系列データであり，大きな変形が観測され，基礎地盤の力学特性に関する情報が取得できると考えられる．この他，約 400m 間隔で標準貫入試験が実施されており，基礎地盤の大まかな土層構成は把握できる．加えて，本稿では利用していないが，施工終了後には，年に数回の空港全面のレーザー測量が実施されており，平坦性を継続的に計測しながら維持管理がなされている．

３．研究手法

施工時沈下データを用いたデータ駆動予測を行うために，観測ノイズや欠損補間を行い，データを擬似的に完全データに変換することを考える．ここでは，Dynamic Mode Decomposition（DMD）のアルゴリズムを応用する．DMD と多重解像度表現を組み合わせた mrDMD[1]による低次元化作業により局所性のある観測ノイズの除去を行い，大域特徴により欠損部分を補間することを考える．

まず，データ欠損部分は前処理として，欠損の前後の値を線形補間して，それを平均値として±0.5m の一様乱数で擬似的にデータを補間する．その上で，mrDMD による低次元化再構成結果を真の観測データとみなす．

mrDMD の初期ステップでは，任意時刻tにおける沈下量$x(t)$を以下のように，固有値の大きい低周波数モード（slow

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

mode）とそれ以外の高周波数モード（fast mode）によって表す．

$$x(t) = \sum_{k=1}^{m_1} \psi_k^{(1)} \exp(\omega_k t)\, b_k + \sum_{k=m_1+1}^{M} \psi_k^{(1)} \exp(\omega_k t)\, b_k$$

ここで，m_1，$\psi_k^{(1)}$，ω_k，b_kは初期ステップにおける slow mode の数，DMD モード（空間特徴），各 DMD モードの固有値，初期振幅を表す．ステップ 2 では，右辺第二項のみでデータ行列を再構成し，時間方向に 2 分割する．分割したデータ行列に対して，上式と同様に slow mode を取り出す．このプロセスと再帰的に繰り返すことにより，各分解レベルにおける低周波モードを用いて，時刻tにおける沈下量を再構成する．

4. 研究結果

Fig.1 は，解析対象の沈下時系列データである．このデータの他，盛土の構築履歴時系列データがあり，両者を用いて対象空港の沈下時空間データの解析を行う．一部区間でデータが欠損し，また局所的に現実的ではない挙動が存在することが確認される．このデータに対して mrDMD により信号復元を行い，その結果に対して DMDc[1]による将来予測モデルを構築する．

Fig.2 は，信号復元より得られた，対象空港盛土の a)基面の最大沈下量の空間分布，b)盛土の最終高さ，c)基礎地盤の粘性土層の厚さ，d)DMDc による予測誤差を示している．沈下量の空間分布は盛土高さの空間分布と相関していることが分かった．ただし，盛土高さの最大位置と沈下量の最大位置は異なっている事がわかる．沈下量の最大位置は，粘性土とシルト層の合計の層厚が最大となる点で生じている．盛土高さだけでなく，基礎地盤の特性が盛土の沈下挙動を支配する要因になっていることを確認した．

Fig.3 は，信号復元したデータ行列を用いた DMDc による将来予測結果を示している．予測精度が高い点（上図）と予測結果と実データにバイアスが生じている点（下図）の例を示している．Fig.2d)は，対象空間の計算最終時刻における予測誤差の空間分布を示している．予測精度が低下する地点は，一部箇所に限定されている．

5. 結論と今後の課題

本研究は，維持管理性能を尺度とした施工時最適化法開発のための基礎研究として，施工時沈下データの復元方法を研究し，対象空港の施工プロセスと基礎地盤の沈下プロセスを明らかにすることに取り組んだ．今後は，施工時沈下データから将来予測するデータ駆動モデルの開発を行う予定である．mrDMD による信号復元の有効性と DMDc による即時予測の基本的な有効性を確認した．

しかしながら，局所的に大きな誤差が生じることを確認した．この誤差の原因は明確にすることができなかったが，盛土量（強制項）の不確かさや地盤材料非線形性の影響が懸念された．今後は，計測が困難な地盤材料非線形性の影響を考慮するため，数値解析ベースの学習との融合，ベイズ推論に基づくデータ駆動モデルの開発を通じて，不確かさを考慮したデータ駆動予測モデルの開発を行う予定である．

参考文献

1) Kutz, J. Nathan and Brunton, Steven L. and Brunton, Bingni W. and Proctor, Joshua L., Dynamic Mode Decomposition, Society for Industrial and Applied Mathematics, 2016.

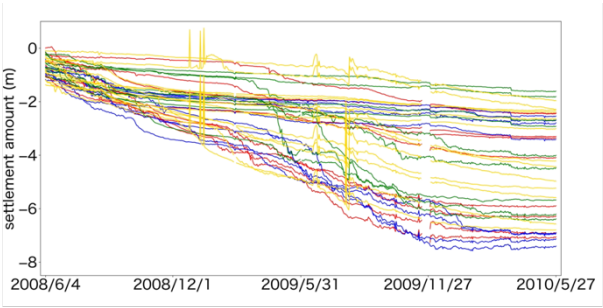


Fig.1 Settlement time series of the target site

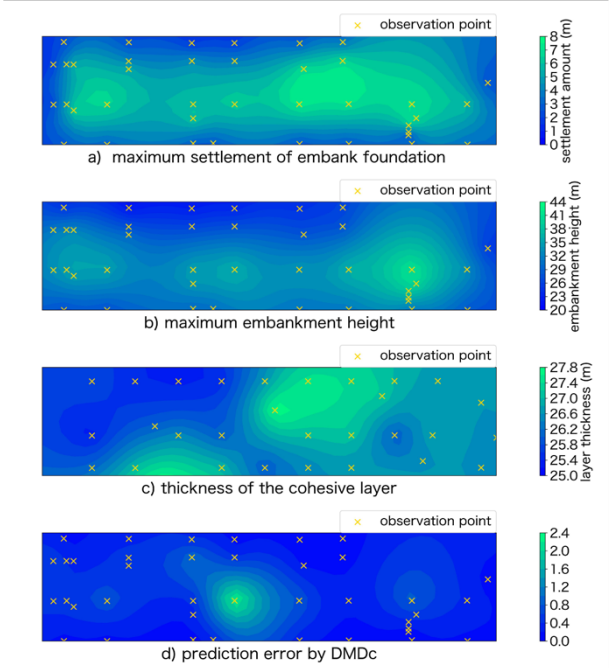


Fig.2 Signal resolution results a) maximum settlement of embank foundation, b)maximum embankment height, c) thickness of the cohesive layer, d) prediction error by DMDc

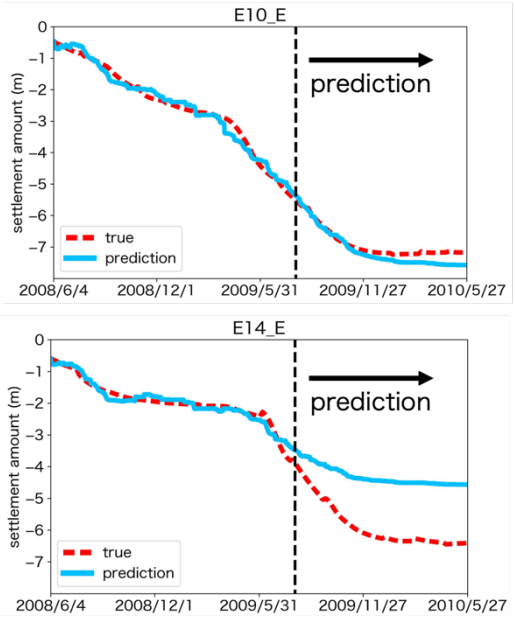


Fig.3 Forecasting results by DMDc

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

一般セッション | 一般セッション（第二部門：計算力学）

第２部門④

座長:田中 聖三(広島工業大学)

2023年5月28日(日) 10:10 ～ 11:40 B会場 (6号館 4階 6418室)

[22007-12-01] Different Weight-Related Interpolation Schemes for Isogeometric Analysis of Geometrically Nonlinear Beams (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

*Duong Huu Nghi[1,2]、Nanakorn Pruettha[2]、Matsumoto Takashi[1]（1. Hokkaido University、2. Thammasat University）

10:10 ～ 10:25

[22007-12-02] 気象条件と避難方法を考慮した津波避難シミュレーション（シンポジウム講演概要）

*堀合 紳弥[1]、尾崎 壮一[2]、加藤 雅也[1]、武山 泰[1]、野島 和也[3]（1. 八戸工業大学大学院、2. 八戸工業大学、3. 日本工営株式会社）

10:25 ～ 10:40

[22007-12-03] 弾性除荷時における弾塑性トポロジー最適化の解析的感度の精度検証（シンポジウム講演概要）

*藤原 睦樹[1]、干場 大也[1]、西口 浩司[1]、加藤 準治[1]（1. 名古屋大学）

10:40 ～ 10:55

[22007-12-04] レベルセット法に基づく 3D-printing FRP における連続繊維の配置の最適化（シンポジウム講演概要）

*森部 天仁[1]、干場 大也[1]、西口 浩司[1]、加藤 準治[1]（1. 名古屋大学）

10:55 ～ 11:10

[22007-12-05] 位相速度の空間的なばらつきに対する弾性波の反射特性に関する一考察（シンポジウム講演概要）

*古川 陽[1]、袴田 柊[1]（1. 北海道大学）

11:10 ～ 11:25

[22007-12-06] レール凹凸の空間的ばらつきのモデル化が軌道振動解析結果に及ぼす影響（シンポジウム講演概要）

*紅露 一寛[1]（1. 新潟大学）

11:25 ～ 11:40

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

Different Weight-Related Interpolation Schemes for Isogeometric Analysis of Geometrically Nonlinear Beams
(Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

Nghi Huu DUONG	Hokkaido University Thammasat University	nghihd.ce@gmail.com
Pruettha NANAKORN	Thammasat University	nanakorn@siit.tu.ac.th
Takashi MATSUMOTO	Hokkaido University	takashim@eng.hokudai.ac.jp

1. Introduction

Isogeometric analysis (IGA) [1] passed its early development period showing high efficiency and accuracy when compared to the traditional finite element analysis (FEA). IGA adopts the advantages of Computer-Aided Design (CAD) functions to approximate geometries and displacements. B-splines and their rational forms, specifically non-uniform rational B-splines (NURBS) [2], are among the most popular functions used in IGA. Nonetheless, when used for large displacement analysis, NURBS functions still have some shortcomings that can be improved. Concretely, the same NURBS basis functions are typically used to represent the initial configuration of a domain and all of its deformed ones. As these configurations can be very different, using the same basis functions to represent all of them is not appropriate. In the study of Vo et al. [3], this specific shortcoming is addressed for large displacement analysis of beams by treating the weights of control points as degrees of freedom (DOFs). Although the weights of control points are allowed to vary, the same set of weights is used for interpolating displacements and rotations.

This study builds upon the concept presented in the research work of Vo et al. [3] by treating the weights of control points as DOFs and utilizing distinct sets of weights for interpolating displacements and rotations. The study assesses the performance of this interpolation scheme by comparing its results with those obtained by the fixed-weight scheme and the scheme in the work of Vo et al. [3].

2. Interpolation schemes for Timoshenko beams

In this study, three different weight-related interpolation schemes are considered. Their details are given below. These schemes are applied to quadratic Timoshenko beam elements that use quadratic NURBS curves to represent their beam axes. The kinematics of the element, including its kinematic unknowns, are taken from the study of Chorn et al. [4]

Interpolation 1 is the conventional scheme in which only displacement and rotation degrees of freedom at control points are considered. The unknown vector for this interpolation scheme is expressed as

$$\mathbf{I}_1 = [u_{X1} \quad u_{Y1} \quad \varphi_1 \quad u_{X2} \quad u_{Y2} \quad \varphi_2 \quad u_{X3} \quad u_{Y3} \quad \varphi_3]$$

where φ_i is the rotation degree of freedom at the i^{th} control point, while u_{Xi} and u_{Yi} are the displacement degrees of freedom at the i^{th} control point.

The next scheme is Interpolation 2 where the weight of the second control point w_2 is treated as an additional degree of freedom. The unknown vector for this interpolation scenario is expressed as

$$\mathbf{I}_2 = [u_{X1} \quad u_{Y1} \quad \varphi_1 \quad u_{X2} \quad u_{Y2} \quad \varphi_2 \quad w_2 \quad u_{X3} \quad u_{Y3} \quad \varphi_3]$$

The third scheme is Interpolation 3 in which the weight of the displacement degrees of freedom at the second control point w_2 is distinguished from the weight of the rotation degree of freedom at the same control point $w_{2\varphi}$. These two weights, i.e., w_2 and $w_{2\varphi}$, are both treated as DOFs, leading to the following unknown vector:

$$\mathbf{I}_3 = [u_{X1} \quad u_{Y1} \quad \varphi_1 \quad u_{X2} \quad u_{Y2} \quad \varphi_2 \quad w_2 \quad w_{2\varphi} \quad u_{X3} \quad u_{Y3} \quad \varphi_3]$$

Fig 1 illustrates a beam axis represented by Interpolation 3. The performance of the elements using these three interpolation schemes is compared by solving a beam problem in the next section.

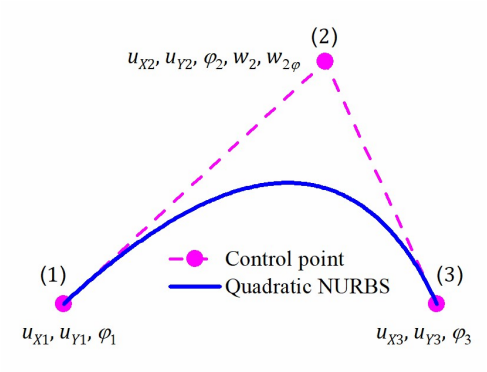


Fig 1. Interpolation 3

3. Numerical example

The problem considered in this study is an L-shaped beam under a uniformly distributed moment $m = 2\pi EI/L^2$ shown in Fig 2. Under the applied moment, the beam is deformed to the configuration illustrated in Fig 3.

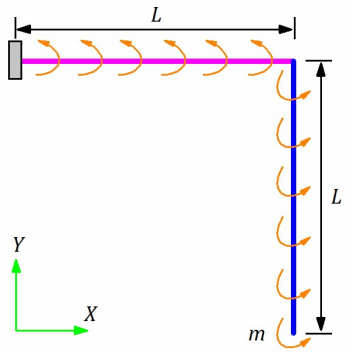


Fig 2. L-shaped beam subjected by a uniformly distributed moment

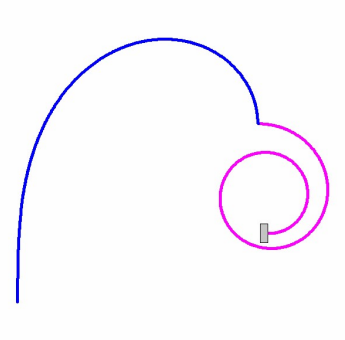


Fig 3. Final deformed configuration

The performance of the three interpolation schemes is compared in Fig 4 by using their relative errors of the deformations. The relative error is defined as

$$RelativeError = \sqrt{\frac{\int_0^l (\mathbf{r}_{num} - \mathbf{r}_{ext})^2 \, \mathrm{d}S}{\int_0^l (\mathbf{r}_{ext})^2 \, \mathrm{d}S}} \qquad (1)$$

Here, S and l are the axial coordinate and length of the beam, respectively. In addition, $\mathbf{r}_{ext}$ is the exact deformed configuration and $\mathbf{r}_{num}$ is an obtained deformed configuration.

It can be seen from Fig 4 that treating weights as DOFs in the interpolations improves the obtained results quite significantly. As shown in Fig 4, without considering any weights as DOFs, Interpolation 1 does not yield as good results as the other two counterparts in terms of accuracy. Furthermore, by considering different weight unknowns for the displacements and rotation, Interpolation 3 yields better results than Interpolation 2 which considers the same weight unknown for the displacements and rotation. Even though the convergence rate of Interpolation 3 is lower than that of Interpolation 2 at the end of the DOF range, the difference is insignificant.

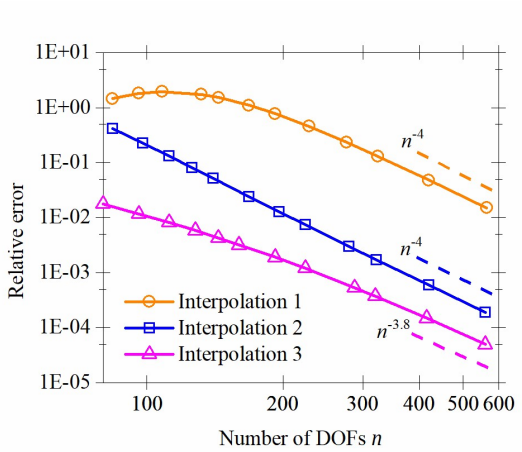


Fig 4. Relative errors of the deformations by the three interpolation schemes

4. Conclusions

Considering the weights of NURBS control points as DOFs can significantly improve the performance of the elements in terms of accuracy. In terms of the solution convergence, the convergence rates given by the three interpolation scenarios are similar at the end of the considered DOF range.

Acknowledgments

Scholarships, under the Collaborative Education Program (CEP), from the ASEAN University Network/Southeast Asia Engineering Education Development Network (AUN/SEED-Net), Sirindhorn International Institute of Technology (SIIT) of Thammasat University, and the Graduate School of Engineering of Hokkaido University for the first author are greatly appreciated.

References

1) Hughes, T. J., Cottrell, J. A., and Bazilevs, Y.: Isogeometric analysis: CAD, finite elements, NURBS, exact geometry and mesh refinement, Computer Methods In Applied Mechanics And Engineering, 194(39-41), pp. 4135-4195, 2005.
2) Piegl, L. and Tiller, W.: The NURBS book, Springer Science & Business Media, 1996.
3) Vo, D., Duong, N. H., Rungamornrat, J., and Nanakorn, P.: A 2D field-consistent beam element for large displacement analysis using a rational Bézier representation with varying weights, Applied Mathematical Modelling, 104, pp. 806-825, 2022.
4) Chorn, V., Vo, D., and Nanakorn, P.: A Total Lagrangian Isogeometric Timoshenko beam formulation for large displacement analysis of 2D frames, in EASEC16, Springer, 2021.

気象条件と避難方法を考慮した津波避難シミュレーション（シンポジウム講演概要）

Tsunami evacuation simulation considering weather conditions and evacuation methods (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

堀合　紳弥（八戸工大・工）　尾崎　壮一（八戸工大・工）　加藤　雅也（八戸工大・工）
武山　泰（八戸工大・工）　野島　和也（日本工営株式会社）
Shin-ya HORIAI, Hachinohe Institute of Technology
Soichi OZAKI, Hachinohe Institute of Technology
Masaya KATO, Hachinohe Institute of Technology
Yasushi TAKEYAMA, Hachinohe Institute of Technology
Kazuya NOJIMA, Nippon Koei Co., Ltd.
E-mail: d21301@hi-tech.ac.jp

According to the estimated damage caused by the Chishima-Japan Trench Earthquake published by the Cabinet Office in 2020, a tsunami exceeding the scale of the 2011 Great East Japan Earthquake is expected to occur, causing enormous human and property damage. There are cases in which evacuation facilities cannot be used. Especially in Aomori Prefecture, when a disaster strikes during the winter season, traffic problems due to snowfall may occur, which may affect the speedy evacuation behavior of residents.

In this study, the authors analyzed tsunami run-up and evacuation behavior in Hachinohe City, Aomori Prefecture, and examined evacuation behavior depending on speed changes and evacuation method selection ratios due to weather conditions.

1. はじめに

東日本大震災以降，津波に関する数値解析を用いた研究が多く進められ，例えば，小園ら[1]は，津波の波力に基づいて建物が倒壊した場合を考慮した津波解析の検討を行なっている．また，避難行動解析の研究として Mas et.al[2] は，NetLogo を用いたマルチエージェントシミュレーションを実施し，宮城県仙台市荒浜地区に適用した解析を行なっている．その一方で，内閣府が令和 2 年に公表した千島・日本海溝地震による被害想定[3]では，2011 年東日本大震災を超える規模の津波が発生し，人的・物的ともに甚大な被害が予想され，行政が指定する避難施設が使用できない事例が発生している．とくに青森県では，冬季間に発災した場合，降積雪による交通障害が発生し，地域住民の迅速な避難行動に影響を及ぼす可能性がある．

そこで本研究では，青森県八戸市を対象とした津波遡上および避難行動について解析を行い，気象条件による速度変化や避難方法の選択割合による避難行動について検討する．

2. 日本海溝地震を想定した津波遡上解析

日本海溝沿いを震源とした地震によって津波が発生した場合の避難行動解析を実施するため，公表されている断層データを用いて津波遡上解析を行い，市街地や避難場所へ到達する津波の水深や到達時刻を算出する．解析には日本工営株式会社の津波解析コードを使用する．解析条件を **Tabel 1** に示す．初期水位変動を求めるため，Okada(1992) による断層パラメータから地殻変動量と水位変動量を算出したのち，津波遡上計算を行った．非線形長波方程式を基礎方程式とし，計算領域は大領域から順に，450m・150m・50m・10m メッシュの格子サイズとした．断層パラメータは，公表されている日本海溝モデルの断層パラメータのうち，青森沖を破壊開始地点とするデータを使用している．また，境界条件として，450m から 50m メッシュまでを反射境界，10m メッシュを遡上境界とし，市街地への遡上を計算する．市指定避難場所の地点にはモニタリングポイントを設置し，水深変化を観察する．遡上領域における建物は，RC 造の構造物のみ地形データに反映し津波遡上に影響を与えている．解析の結果から 450m メッシュおよび 10m メッシュ領域の最大津波高を **Fig. 1**，**Fig. 2** に示す．

3. 積雪および避難手段を考慮した避難行動解析

現在の避難計画では，原則歩行避難が推奨されている．しかし，災害発生時に避難に時間を要する高齢者等は，津波到達予想時刻までに安全な場所への避難完了が困難とな

Table 1　Tsunami run-up analysis conditions

項目	内容
計算格子間隔	領域 1：450m 領域 2：150m 領域 3：50m 領域 4：10m
境界条件	領域 1,2,3：反射境界 領域 4：遡上境界
基礎方程式	非線形長波方程式
計算手法	Leap-Frog 法および Staggerd 格子
断層モデル	Fujii-Satake モデル Ver8.0
想定地震津波	日本海溝地震 (青森県沖破壊開始)
初期波源	Okada(1992) より 断層モデルから地殻変動量と 水位変動量を計算
計算時間	地震発生 6 時間

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

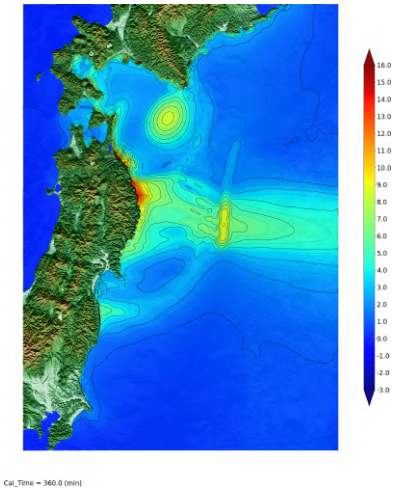


Fig. 1　Maximum Tsunami height in Domain1 (450m mesh)

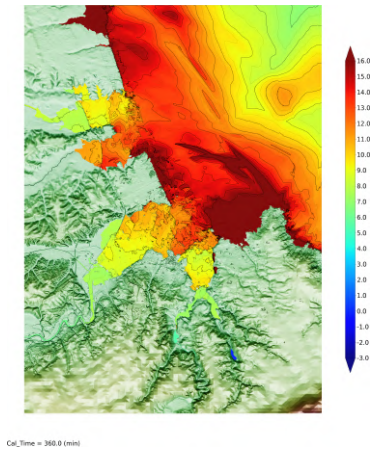


Fig. 2　Maximum Tsunami height in Domain4 (10m mesh)

る可能性がある．とくに，冬季間においてはさらに移動に時間を要し，夏季発災時より津波遭遇のリスクが高くなると考えられるため，歩行避難と車両避難の選択割合による避難行動について解析する．解析条件を **Table 2** に示す．

解析は NetLogo6.2.2(**Fig. 3**) を用いたマルチエージェントシミュレーションを実施する．経路探索法には A*アルゴリズム法を適用し，地震発生時の初期位置から最寄りの避難所まで最短経路を探索して避難する．避難速度は小坂ら[4] を参考に，積雪と未除雪状態の冬季および夜間避難を想定するため，内閣府が被害想定で用いた係数[3] を避難速度に考慮する．避難方法については，設定した割合により住民エージェントが歩行避難と車両避難を選択して各避難方法の速度などの条件を取得した後に行動を開始する．

4.　おわりに

本研究では，日本海溝沿いを震源とした地震による津波を想定し，冬季夜間帯における住民の避難行動について検証するため，市街地への津波遡上解析を行なった．津波遡上計算の結果，避難施設の地点でも 9m 程度の水深が観測され，建物の階数や床面積による避難者の収容制限等を考慮する必要があると考えられる．避難行動解析については，津波遡上計算の結果をもとに現在実施中であり，結果は講演時に示す．

Table 2　Evacuation behavior analysis conditions

項目	内容
解析環境	NetLogo6.2.2
経路探索法	A*アルゴリズム法
解析ステップ	1ticks(step)=1sec
想定環境	冬季積雪・未除雪状態での夜間帯
避難開始	地震発生 10 分後から順次開始
基準歩行速度	小坂ら[4]
避難方法	歩行 or 車両
20 歳未満男性	0.56m/s
20～59 歳男性	0.5m/s
60 歳以上男性	0.44m/s
20 歳未満女性	0.51m/s
20～59 歳女性	0.48m/s
60 歳以上女性	0.44m/s
最大運転速度	18.5km/h

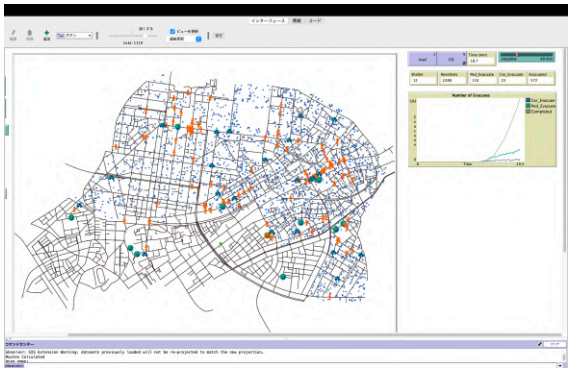


Fig. 3　Netlogo control/output screen

参考文献

1) 小園裕司，高橋智幸，桜庭雅明，野島和也：津波波力に基づく建物倒壊を考慮した津波解析の検討，土木学会論文集 B2(海岸工学)，Vol.71，No.2，pp.I_163 - I_168，2015.
2) Erick Mas, Fumihiko Imamura, and Shunichi Koshimura：AN AGENT BASED MODEL FOR THE TSUNAMI EVACUATION SIMULATION. A CASE STUDY OF THE 2011 GRATE EAST JAPAN TSUNAMI IN ARAHAMA TOWN, *9thInternational Conference on Urban Earthquake Engineering/4th Asia Conference on Earthquake Engineering*，2012.
3) 内閣府 (防災担当)：被害想定手法について (第 1 回ワ-キンググループでのご意見を踏まえた手法の検討)，日本海溝・千島海溝沿の巨大地震対策検討会ワーキンググループ (第 2 回)，2020.
4) 小坂陽介，野村尚樹，大藤愛子，宮島昌克：マルチエージェントシステムを用いた津波避難に関する解析－輪島市臨海地域を対象とした事例研究－，土木学会論文集 A1(構造・地震工学)，Vol.73，No.4(地震工学論文集第 36 巻)，pp.I_1010 - I_1017，2017.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

弾性除荷時における弾塑性トポロジー最適化の解析的感度の精度検証（シンポジウム講演概要）

Accuracy Verification of Sensitivity for Elasto-plastic Topology Optimization at The Elastic Unloading Point (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

藤原　睦樹（名古屋大・工）　干場　大也（名古屋大・工）　西口　浩司（名古屋大・工）
加藤　準治（名古屋大・工）
Mutsuki FUJIWARA, Nagoya University
Hiroya HOSHIBA, Nagoya University
Koji NISHIGUCHI, Nagoya University
Junji KATO, Nagoya University
E-mail: fujiwara.mutsuki.e5@s.mail.nagoya-u.ac.jp

Topology optimization is a design method that has been developing rapidly in recent years, but has not been used much for designing nonlinear problems due to the difficulty of sensitivity analysis caused by path dependence and other factors. To address this problem, Kato, Hoshiba, et al. succeeded in reducing the computational complexity of sensitivity analysis by assuming a displacement control method and neglecting the implicit derivative term in the sensitivity analysis. However, it is known that reliable sensitivity has not been obtained for cyclic unloading. In this study, the accuracy of sensitivity under repeated unloading will be investigated based on the method of Hoshiba et al.

1. はじめに

トポロジー最適化は，設計領域，境界条件，使用材料をあらかじめ設定し，コンピュータによる逆解析を行うことで力学的に最適な材料配置を求めることができる設計手法である．このトポロジー最適化は近年発展を遂げている3D プリンタなどの積層造形技術により注目を集めており，航空分野などではすでに実用化が進んでいる手法である．しかし，これらの設計の多くは線形問題を想定しており，実現象に即した非線形問題による設計はあまり進んでいない．これは，経路依存性などの非線形特有の問題が感度解析を複雑にし，膨大な計算時間を必要とするためである．これに対して Kato[1)] や干場[2)] らは，変位制御法を前提とすることで感度解析における陰的な微分項を無視し，感度解析にかかる計算量を減らすことに成功した．特に，干場らは繰り返し載荷を考慮した弾塑性材料のトポロジー最適化手法を開発した．しかし，この研究では再載荷後の感度の精度検証は行われているものの，弾性除荷時における感度の精度については検証されていない．

そこで本研究では干場らの先行研究をもとに，弾塑性材料の繰り返し載荷を考慮したトポロジー最適化の除荷時の感度の精度について検討していく．

2. 最適化問題の設定

本研究では靭性最大化を目的としている．そのため目的関数は吸収エネルギー最大化，つまり変位制御のもとで外力による仕事を最大化するようなものとなっている．

$$\min \quad f(\boldsymbol{s}) = -\int_{\Omega}\int_{\hat{\varepsilon}} \boldsymbol{\sigma} : \mathrm{d}\boldsymbol{\varepsilon}\mathrm{d}\Omega \tag{1}$$

ここで，$\boldsymbol{\sigma}$ は Cauchy の応力テンソル，$\boldsymbol{\varepsilon}$ はひずみテンソルである．等式制約条件は，構造全体におけるそれぞれの弾塑性材料の体積比が一定となるような式である．

$$\text{s.t.} \quad h(\boldsymbol{s}) = \int_{\Omega} s_j \mathrm{d}\Omega - \hat{V} = 0 \tag{2}$$

また、設計変数 s_j は各要素におけるそれぞれの材料の体積比としている．

$$s_j = \frac{r_j}{r_0} \quad 0 \le s_j \le 1 \tag{3}$$

ここで r_0 はメッシュ分割された一つのボクセル要素の体積，r_j はそのボクセル要素の中で材料 1 が占める体積である．

本研究ではこれらの最適化問題を MMA(Moving Method of Asymptotes) を用いて解く．

3. 使用材料モデル

使用する材料モデルは Von-Mises の弾塑性モデルである．本研究では繰り返しの荷重を考えているため，Bauschinger 効果を考える必要がある．そのため硬化則は等方硬化と移動硬化を同時に考慮した複合硬化則を用い，線形硬化を仮定した．降伏関数 Φ，硬化関数 k および背応力 β の発展式は以下の式で示される．

$$\Phi(\boldsymbol{\xi}, \bar{\varepsilon}^{\mathrm{p}}) = ||\boldsymbol{\xi}|| - \sqrt{\frac{2}{3}} k(\bar{\varepsilon}^{\mathrm{p}}) \tag{4}$$

$$k(\bar{\varepsilon}^{\mathrm{p}}) = \sigma_{\mathrm{y}} + h_{\mathrm{iso}} \bar{\varepsilon}^{\mathrm{p}} \tag{5}$$

$$\Delta\boldsymbol{\beta}_{n+1} = \sqrt{\frac{2}{3}} h_{\mathrm{kin}} \Delta\bar{\varepsilon}^{\mathrm{p}} \boldsymbol{n}_{n+1} \tag{6}$$

ここで，$\bar{\varepsilon}^{\mathrm{p}}$ は累積塑性ひずみ，σ_{y} は初期降伏応力，$\boldsymbol{n}$ は流れベクトルである．また，次式で表される $\boldsymbol{\xi}$ は Cauchy 応力の偏差成分 $\boldsymbol{\sigma}'$ と背応力 $\boldsymbol{\beta}$ の差である．

$$\boldsymbol{\xi} = \boldsymbol{\sigma}' - \boldsymbol{\beta} \tag{7}$$

さらに，h_{iso} は等方線形硬化係数，h_{kin} は移動線形硬化係数であり，それぞれヤング率 E_0 と弾塑性接線係数 E_{h} から以下のように求められる．

$$h_{\mathrm{iso}} = \theta \frac{E_0 E_{\mathrm{h}}}{E_0 - E_{\mathrm{h}}} \tag{8}$$

$$h_{\mathrm{kin}} = (1-\theta) \frac{E_0 E_{\mathrm{h}}}{E_0 - E_{\mathrm{h}}} \tag{9}$$

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

ここで θ は硬化係数のうち等方硬化に寄与する割合を表している．

また，式 (3) の設計変数をもとに 2 材料間の中間密度におけるヤング率 E，弾塑性接線係数 E_{h}，初期降伏応力 σ_{y} の 3 つの材料パラメータは以下のように内挿される．

$$E_0 = (1 - s_i^p)E_1 + s_i^p E_2 \tag{10}$$

$$E_{\mathrm{h}} = (1 - s_i^p)E_{\mathrm{h1}} + s_i^p E_{\mathrm{h2}} \tag{11}$$

$$\sigma_{\mathrm{y}} = (1 - s_i^p)\sigma_{\mathrm{y1}} + s_i^p \sigma_{\mathrm{y2}} \tag{12}$$

ここで，p はペナルティパラメータであり，本研究では $p = 3$ を使用している．

4. 感度解析

本研究では MMA を用いて最適化問題を解いていくため，設計変数を更新するための目的関数の感度，すなわち目的関数の設計変数による偏微分の導出が必要となる．本研究では目的関数の感度の導出の際に Kato ら[1] の手法を用いている．これは，変位制御法という限定的な条件のもと，目的関数の感度における陰的な微分項を消去することで複雑な感度解析の一部分を省略する手法である．この手法により目的関数の感度は以下のように簡略化した形で表される．

$$\frac{\partial f_{n+1}}{\partial s_j} = -\int_\Omega \left(\frac{\partial \boldsymbol{\sigma}_{n+1}}{\partial s_j}\right) : \Delta\boldsymbol{\varepsilon}_{n+1} \mathrm{d}\Omega \tag{13}$$

したがって，陽的に求めることができる応力感度のみで解析的感度を得ることができる．この応力感度についてはリターンマッピングアルゴリズムによる応力の更新式を設計変数で微分して求めていく必要があるが，紙面の都合上その詳細な導出については省略する．

5. 感度の精度検証

前節で求めた感度を有限差分近似のものと比較し，その感度の精度検証を行う．有限差分近似は計算時間が長く実用的な計算には向かないが，高い精度を有するため解析的感度の精度検証におけるベンチマークとしてよく用いられている．有限差分近似による目的関数の感度は次式で表される．

$$\frac{\partial f}{\partial s_j} = \frac{f(\boldsymbol{s} + \Delta\boldsymbol{s}) - f(\boldsymbol{s})}{\Delta s_i} \quad , \quad \Delta s_j = \delta_{ij}\Delta s_i \tag{14}$$

ここで，δ_{ij} はクロネッカーデルタ，Δs_i は設計変数のわずかな変化である．本研究では $\Delta s_i = 1.0 \times 10^{-7}$ としている．

続いて計算条件を示す．境界条件は Fig.1 に示すような上下端固定の柱を想定し，設計変数の初期状態は全領域一様に 0.5 となるように設定した．用いた材料パラメータは Table1 に示す通りで，今回は θ の値を変えることで移動硬化の寄与割合を変えた 3 種類の結果を示す．また，変位制御のもと荷重変位曲線が Fig.2 となるような 1 ループの繰り返し荷重で計算を回し，それぞれのステップで解析的感度の精度検証をおこなった．紙面の都合上，詳細な比較結果に関しては講演会当日に示す．

6. 結論

本研究では弾塑性材料の繰り返し載荷を考慮したトポロジー最適化手法を構築し，得られた解析的感度の精度検証および最適化結果の考察を行った．詳細な結果については講演会当日に示す．

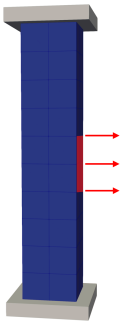


Fig. 1 Boundary Condition

Table 1 Material Parameters for Varification of Sensitivity

	Material1	Material2
E_0 (MPa)	30.0	1960.0
ν_0	0.3	0.3
σ_{y}(MPa)	1.0	2.9
E_{h}(MPa)	10	900
θ	0.6 or 0.8 or 1.0	0.6 or 0.8 or 1.0

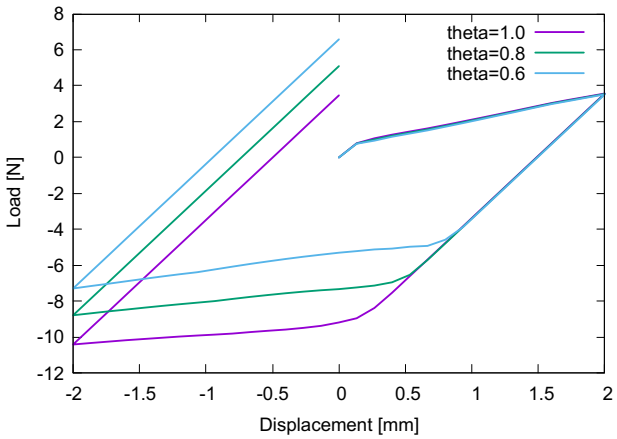


Fig. 2 Load-Displacement Curve

参考文献

1) J. Kato, H. Hoshiba, K. Terada and T. Kyoya: Analytical sensitivity in topology optimization for elastoplastic composites, Structural and Multidisciplinary Optimization, Structural and Multidisciplinary Optimization, 52(3), pp.507-526, 2015

2) 干場大也，加藤準治，高瀬慎介，寺田賢二郎，京谷孝史：弾塑性材料の繰り返し載荷を考慮したマルチフェーズトポロジー最適化および解析的感度の精度検証, 土木学会論文集 A2（応用力学），70(2)，p.p.317-328,2014

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

レベルセット法に基づく 3D-printing FRP における連続繊維の配置の最適化（シンポジウム講演概要）

Optimization of continuous fiber layout in 3D-printing FRP based on level set method (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

森部　天仁（名古屋大・工）干場　大也（名古屋大・工）西口　浩司（名古屋大・工）加藤　準治（名古屋大・工）
Takahito MORIBE, Nagoya University
Hiroya HOSHIBA, Nagoya University
Koji NISHIGUCHI, Nagoya University
Junji KATO, Nagoya University
E-mail: moribe.takahito.i4@s.mail.nagoya-u.ac.jp

Nowadays, the development of additive manufacturing technology has made it possible to print not only metals and cements, but even continuous fiber-reinforced plastics (FRP) with 3D printers. In this study, we propose an optimal design method for continuous fiber reinforced plastic that are designed to be formed by a 3D-printer (3DP-FRP). The continuous fibers, which are the most important feature of 3DP-FRP, are represented based on the Embedded model, and the optimal arrangement and orientation of the fibers are obtained by level set method.

1. はじめに

近年，積層造形技術の発展に伴い，金属や樹脂，セラミック，セメント，そして繊維強化プラスチック（FRP）が 3D プリンタで造形できるようになりつつある．中でも，連続繊維を有する FRP 材料をプリントする 3D 積層造形技術の登場は，さまざまな工学分野におけるものづくりの新時代を切り開くものとして注目されている．この技術の最大の利点は，短繊維よりも高い強度や剛性を持つ連続繊維の配置や配向を，積層面内で自由に変更できることである．

しかし，3D プリンタで造形することを前提とした連続繊維（以下，3DP-FRP と略す）の配置や配向の設計方法についてはこれまで深く検討されてこなかった．また，このような設計自由度の高い 3D-FRP に対して，従来の FRP を対象とした設計手法や経験則では限界があり，3DP-FRP 本来の性能を引出すことはできない．よって，計算機による逆解析手法で最適な連続繊維の配置や配向，もしくはトポロジーを求めることが有効であると考えられる．

このような背景から，本研究では，3D プリンタで造形されることを前提とした連続繊維強化プラスチックの最適設計手法を開発することを目的とする．

まず，本研究では，3DP-FRP の最大の特徴である連続繊維材料の表現法について示す．次に，それによって表現された連続繊維の配置や配向を最適化することで 3DP-FRP 構造の剛性最大化を目的とする手法を提案する．

2. 連続繊維の材料表現

本研究では，鉄筋コンクリートの数値解析における強化鉄筋のモデルとして，Chang らによって提案された Embedded model[1] を，3DP-FRP の最大の特徴である連続繊維の材料表現に用いる．

Embedded model による材料表現の概要を以下の Fig.1 に示す．ここで連続繊維は以下の 2 つの仮定に基づく．

(a) 繊維は，任意の要素中において直線で配置され，その断面積は一定である．
(b) 繊維剛性は，その繊維方向にのみ寄与する．

ここで，繊維が通過する任意の要素の要素剛性マトリクスを，以下のように繊維成分と母材成分の重ね合わせによって表現する．

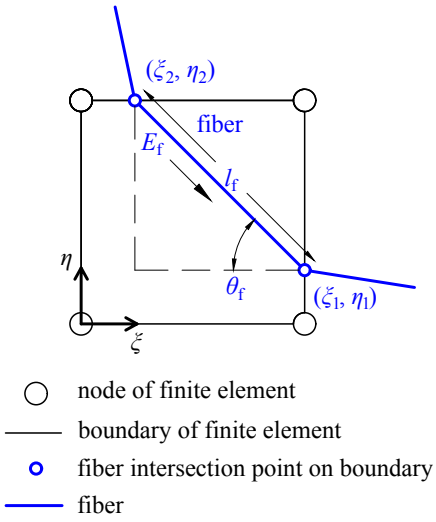


Fig. 1　Representation of fiber with Embedded model

$$\boldsymbol{K}_{\mathrm{ele}} = \boldsymbol{K}_{\mathrm{f}} + \boldsymbol{K}_{\mathrm{m}} \tag{1}$$

ここで，$\boldsymbol{K}_{\mathrm{ele}}$，$\boldsymbol{K}_{\mathrm{f}}$，$\boldsymbol{K}_{\mathrm{m}}$ はそれぞれ，要素および繊維，母材の剛性マトリクスである．また，上記の仮定より，繊維の剛性マトリクス $\boldsymbol{K}_{\mathrm{f}}$ は以下のように表される．

$$\boldsymbol{K}_{\mathrm{f}} = A_{\mathrm{f}} E_{\mathrm{f}} \int_{l_{\mathrm{f}}} \boldsymbol{B}^{\mathrm{T}} \boldsymbol{T}^{\mathrm{T}} \boldsymbol{T} \boldsymbol{B} dl \tag{2}$$

$$\boldsymbol{T} = \left[\cos^2\theta, \sin^2\theta, \cos\theta\sin\theta\right] \tag{3}$$

ここで，A_{f}，l_{f}，E_{f}，$\boldsymbol{B}$ はそれぞれ，通過する繊維の断面積，要素内の繊維長さ，繊維のヤング率，ひずみ-変位関係を表す $\boldsymbol{B}$ マトリクスであり，$\boldsymbol{T}$ は座標変換ベクトルである．

3. レベルセット法に基づく連続繊維の配置の最適化

連続繊維の生成および制御には，レベルセット法[2)3)] を用いる．レベルセット関数によって描かれる等値線を

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

連続繊維として扱い，前章で示した手法でモデル化する．レベルセット関数の更新については，従来の手法と同様にハミルトン-ヤコビ方程式に基づいて行うが，繊維のような極めて異方性の高い材料を扱う最適化問題では，材料の初期配置に強く依存する結果となる．そこで，本研究では以下のような手順で，比較的大域的な最適解に近い結果が得られるように繊維の初期配置を求め，レベルセット法に基づいた最適化を行う．

Step1. 母材を等方性材料と仮定し，母材のみを対象としたレベルセット法に基づくトポロジー最適化を行う．

Step2. Step1 の結果を参照し，レベルセット関数が描くある等値線に沿って繊維を挿入し，繊維を含めた形状最適化を行う．

また，通常レベルセット法では，領域の境界上もしくはその近傍でのみ外形形状の感度やレベルセット関数の更新速度を導出する場合が多い．しかし，提案する手法では，そういった領域から離れた位置に繊維が配置されることを考え，繊維の近傍で得られる繊維の配置に関する感度を，境界近傍のグリッド上へ伝搬させることにより，外形形状へと反映させるようにした．

4. 数値計算例

ここでは，本研究が提案する最適化手法を適用した例を示す．Fig.2 に計算に使用した解析モデルを示す．計算条件として，母材のヤング率を 1 GPa，繊維のヤング率を 30 GPa，また，母材と繊維のポアソン比を 0.3 とした．母材の体積制約としては 60 %を用いた．また，Step1 の母材のトポロジー最適化後，$\phi = 1.1$ および 2.1 の等値線上に繊維を挿入し，Step2 の連続繊維を含めた形状最適化を行った．

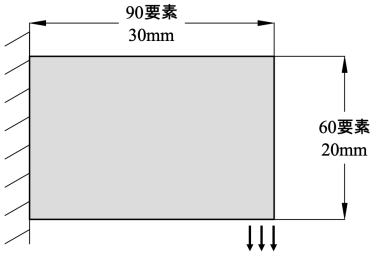


Fig. 2 Design domain and boundary conditions

Fig.3 に目的関数値の推移を，Fig.4~6 にそれぞれ初期状態，母材のトポロジー最適化結果，連続繊維を挿入した形状最適化結果を示す．

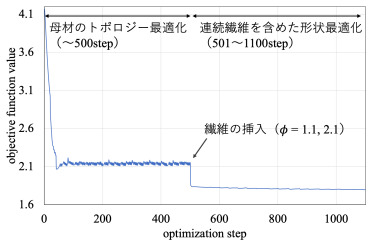


Fig. 3 The history of objective function value

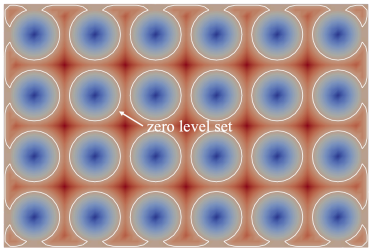


Fig. 4 Step 0 (objective function value: 4.171)

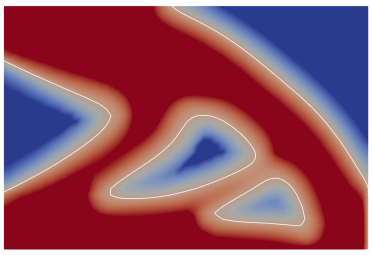


Fig. 5 Step 500 (objective function value: 1.855)

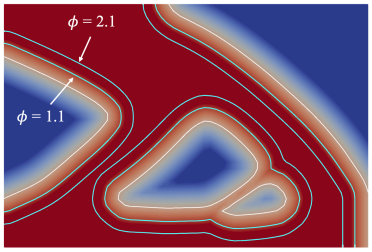


Fig. 6 Step 1100 (objective function value: 1.796)

5. 結論

本研究では，Embedded model を用いて連続繊維を表現し，レベルセット法に基づいて繊維の配置や配向を最適化することで，3DP-FRP 構造の剛性を最大化する手法を提案した．母材のトポロジー最適化を行った後，その結果に基づいて繊維を挿入し形状最適化を行うことで，繊維材料の初期値依存性を緩和しつつ，最終形状では繊維の挿入直後よりも性能が向上することが確認できた．

参考文献

1) T. Y. Chang, H. Taniguchi, W. F. Chen: Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete panels, Journal of Structural Engineering, 113, pp.122-140, 1987.
2) M. Y. Wang, X. Wang and D. Guo: A level set method for structural topology optimization, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 192, pp.227-246, 2003.
3) G. Allaire, F. Jouve, A. Toader: Structural optimization using sensitivity analysis and a level-set method, Journal of Computational Physics, 194, pp.363-393, 2004.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

位相速度の空間的なばらつきに対する弾性波の反射特性に関する一考察（シンポジウム講演概要）

A Study on reflection characteristics of elastic waves on spatial variations of phase velocity
(Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

古川　陽（北海道大・工学研究院）　袴田　柊（北海道大・工学部）
Akira FURUKAWA, Hokkaido University
Shu HAKAMADA, Hokkaido University
E-mail: afurukawa@eng.hokudai.ac.jp

In this study, we consider the reflection characteristics of elastic waves on account spatial variations of phase velocity by numerical computation. One-dimensional problem is considered, and the variation of the phase velocity distribution is expressed using Haar wavelets and random numbers. From the comparison of the computation results, we confirmed that the mean and standard deviation of the reflection coefficients are affected not only by the wavelength of the incident wave, but also by the resolution of the wavelet function.

1. はじめに

弾性波の性質は，材料物性値の空間的なばらつきに影響を受けることが知られている．例えば，コンクリート材料の場合，材料物性値のばらつきは，モルタルや骨材などの材料の構成要素や，損傷によって生じるき裂群などに影響を受ける．そのため，材料物性値のばらつきと弾性波の性質について整理することは，超音波非破壊評価に代表される弾性波の工学的な応用において重要である．

このような背景から，本研究では，材料物性値の空間的なばらつきが弾性波の反射に与える影響について，数値計算を用いて考察する．数値計算においては，1 次元問題を考え，材料物性値のばらつきは位相速度の変化によって与える．位相速度にばらつきを有する領域は多層構造で表現し，その材料物性値は乱数によって与える．さらに，材料の物性値分布の表現に Haar ウェーブレットを用いることで，ばらつきの空間分布を解像度という観点から整理する．

2. 解析手法

本研究で取り扱う解析領域は線形弾性体によって構成され，次式で定義される．

$$V = \{x |\, x \in [0, H)\} \tag{1}$$

$$V_0 = \{x |\, x \in (-\infty, 0) \cup [H, \infty)\} \tag{2}$$

ここに，H は領域 V の厚さを表す．また，これらの領域を Fig. 1 に示す．同図において，領域 V は 1 次元多層構造を有しており，各層の位相速度を変化させることで，材料物性値の空間的なばらつきを表現する．一方，領域 V_0 は均質領域とする．入射波は平面波とし，均質領域 V_0 の無限遠方 ($x = -\infty$) から x 軸の正の方向に進行する．このとき，入射波の波長は λ とする．均質領域 V_0 と領域 V を構成する各層において材料物性値が異なると仮定すると，領域 V に到達した入射波は反射・透過する．このような問題は，各層の界面における波の反射・透過を考えることで解くことができる[1)]．本研究では，領域 V に対する反射特性を，以下で定義する反射係数 $\tilde{R}$ によって表現する．

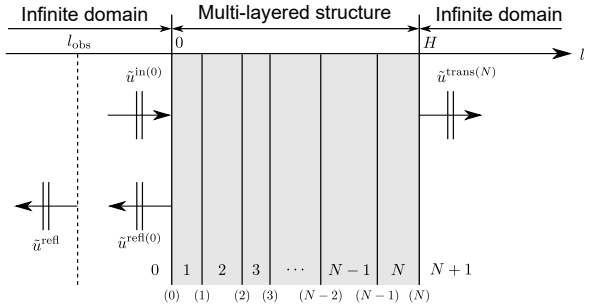


Fig. 1　Analytical domain.

$$\tilde{R} = \frac{\tilde{u}^{\mathrm{refl}(0)}}{\tilde{u}^{\mathrm{in}(0)}} \tag{3}$$

ここに，$\tilde{u}^{\mathrm{in}(0)}$ および $\tilde{u}^{\mathrm{refl}(0)}$ は，Fig. 1 に示す入射波および反射波の変位に対する複素振幅に対応し，周波数 f の関数である．

Fig. 1 に示す領域における弾性波の位相速度の空間分布は，以下の式で与える．

$$c(x) = \begin{cases} c_0 F(x/H) & : x \in [0, H) \\ c_0 & : \text{otherwise} \end{cases} \tag{4}$$

ここに，c_0 は均質領域 V_0 の位相速度を表す．また，力学的インピーダンスは，式 (4) に示す位相速度 $c(x)$ を用いて，次式で与える．

$$Z(x) = \rho_0 c(x);\ x \in (-\infty, \infty) \tag{5}$$

ここに，ρ_0 は均質領域 V_0 の密度を表す．また，式 (4) において，関数 $F(\cdot)$ は材料物性値の空間的なばらつきを表現し，以下の式で与える．

$$F(s) = \sum_{j=1}^{N} \check{b}_j(s) \check{f}_j;\ s \in [0, 1) \tag{6}$$

ここに，$\check{b}_j(\cdot)$ は空間的なばらつきを表現するための基底関数，$\check{f}_j$ は係数を表す．本研究では多重解像度表現を用いて関数 $F(\cdot)$ を表現する．そのため，N は最大解像度 J を用いて $N = 2^J$ で与え，基底関数 $\check{b}_j(\cdot)$ は Haar ウェーブレット[2)] を用いて次式で与える．

$$\check{b}_j(s) = \begin{cases} \phi(s) & : j = 1 \\ \psi(2^m s - n) & : j = 2^m + n + 1 \end{cases} \tag{7}$$

ただし，$m = 0, 1, \cdots, J-1$ および $n = 0, 1, \cdots, 2^m - 1$ である．このとき，関数 $\phi(\cdot)$ および $\psi(\cdot)$ は，以下に示す Haar ウェーブレットのスケーリング関数とウェーブレット関数

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

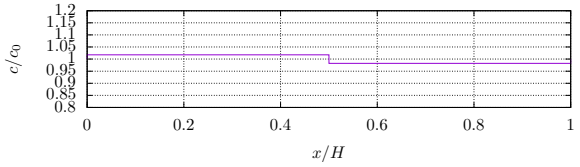


Fig. 2 Spatial distribution of phase velocity in V ($J = 1$).

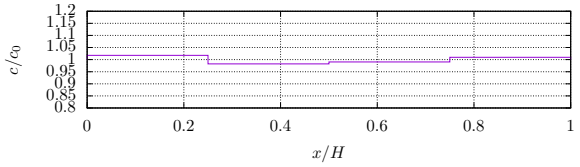


Fig. 3 Spatial distribution of phase velocity in V ($J = 2$).

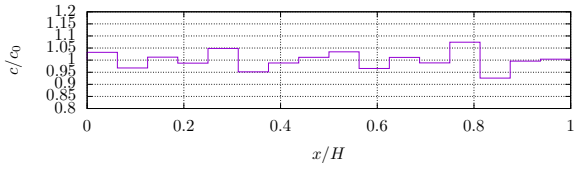


Fig. 4 Spatial distribution of phase velocity in V ($J = 4$).

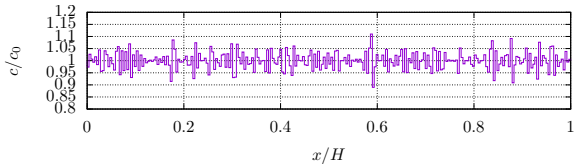


Fig. 5 Spatial distribution of phase velocity in V ($J = 8$).

で与える．

$$\phi(s) = \begin{cases} 1 & : s \in [0,1) \\ 0 & : \text{otherwise} \end{cases} \tag{8}$$

$$\psi(s) = \begin{cases} 1 & : s \in [0,1/2) \\ -1 & : s \in [1/2,1) \\ 0 & : \text{otherwise} \end{cases} \tag{9}$$

さらに，式 (6) に含まれる係数 $\check{f}_j$ は，次式で与える．

$$\check{f}_j = \begin{cases} 1 & : j = 1 \\ Y_j & : j = N/2+1, N/2+2, \cdots, N \\ 0 & : \text{otherwise} \end{cases} \tag{10}$$

ここに，Y_j は正規分布 $\mathsf{N}(\mu, \sigma^2)$ に従う乱数である．ただし，μ, σ は乱数 Y_j の平均と標準偏差を表す．式 (10) では，$j = N/2+1, N/2+2, \cdots, N$ の成分にのみ乱数を代入する．これは，最大解像度 J に対応する成分にのみ，ばらつきが生じることを意味する．なお，Fig. 2 から Fig. 5 には，領域 V における位相速度 $c(x)$ の空間分布の計算例を示す．これらの図から，最大解像度 J に応じて，位相速度の空間分布の特徴が変化していることが確認できる．

3. 数値計算例

前節に示した解析手法を用いて数値計算を行い，その結果を整理する．均質領域 V_0 における位相速度は $c_0 = 1$ とし，密度は $\rho_0 = 1$ とした．領域 V の厚さは $H = 1$ とし，材料物性値の空間分布を表現するための最大解像度は $J = 1, 2, 4, 8$ とした．乱数 Y_j の計算では，平均を $\mu = 0$ とし，標準偏差を $\sigma = 0.1/3$ とした．式 (3) によって得られる反射係数 $\tilde{R}$ は，前述の条件ごとに 500 ケースずつ実施した．得られた結果から，反射係数の平均 $\mu_{\tilde{R}}$ と標準偏差 $\sigma_{\tilde{R}}$ を計算した．

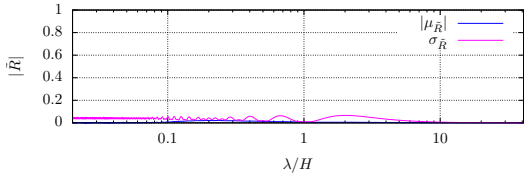


Fig. 6 Reflection coefficient ($\sigma = 0.1/3$, $J = 1$).

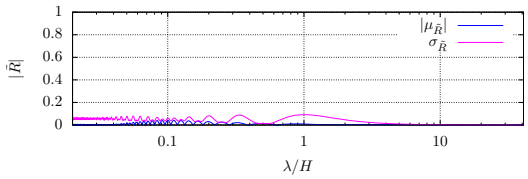


Fig. 7 Reflection coefficient ($\sigma = 0.1/3$, $J = 2$).

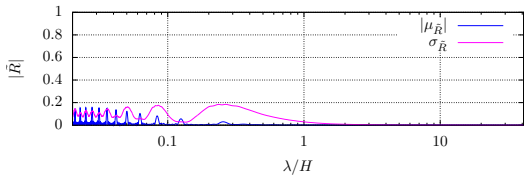


Fig. 8 Reflection coefficient ($\sigma = 0.1/3$, $J = 4$).

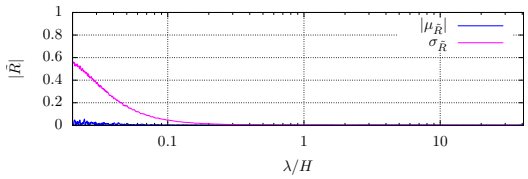


Fig. 9 Reflection coefficient ($\sigma = 0.1/3$, $J = 8$).

解析結果として，Fig. 6 から Fig. 9 に，反射係数の平均の絶対値 $|\mu_{\tilde{R}}|$，標準偏差 $\sigma_{\tilde{R}}$ を示す． これらの図では，横軸は入射波の波長 λ に対応する．Fig. 6 から Fig. 8 に示す結果では，反射係数の平均 $|\mu_{\tilde{R}}|$ および標準偏差 $\sigma_{\tilde{R}}$ に複数のピークが出現する様子が確認された．加えて，これらのピークに対応する波長は，最大解像度 J に対応して変化することが確認された．一方，Fig. 9 に示す結果では，反射係数の平均・標準偏差に明瞭なピークは確認できなかった．さらに，平均 $|\mu_{\tilde{R}}|$ は，他の結果と比較して極めて小さくなった．

4. おわりに

本研究では，位相速度の空間的なばらつきを考慮し，弾性波の反射係数の数値計算を行った．位相速度分布のばらつきは乱数を用いて表現し，各条件における計算結果を統計的に整理した．本研究の解析手法では，位相速度の空間分布の表現に Haar ウェーブレットを用いており，ばらつきを解像度という観点から整理した．本稿に示す数値解析例では，反射係数の平均 $|\mu_{\tilde{R}}|$，標準偏差 $\sigma_{\tilde{R}}$ を示した．計算結果の比較から，反射係数の平均・標準偏差は，入射波の波長のみならず，ばらつきを表現する解像度にも影響を受けることを確認した．

参考文献

1) 斎藤正徳: 地震波動論, 東京大学出版会, 2009.
2) 和田成夫: よくわかる信号処理, 森北出版, 2009.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

レール凹凸の空間的ばらつきのモデル化が軌道振動解析結果に及ぼす影響 （シンポジウム講演概要）

Influence of modeling of spatial variation of surface profile on simulated dynamic response of railway track (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

紅露一寛（新潟大・工）
Kazuhiro KORO, Niigata University
E-mail: kouro@eng.niigata-u.ac.jp

The variation of wheel-rail contact force induced by the spatial variation of surface profile of rails is simulated with the stochastic FEM (SFEM) and the stochastic collocation method. The spatial varitation of rail surface profile is prescribed with Karhunen-Loeve expansion. The covariance kernel of the surface profile is modeled with 6-type functions. The influence of modeling of the spatial variation of the surface profile on the simulated force is investigated through numerical tests.

1. はじめに

軌道はレール，まくらぎ，軌道パッド，防振パッド，道床，路盤などから構成されるが，軌道各部の構成要素にはその形状特性値や材料物性値に様々なばらつきが内在している．一方で，これまでの軌道振動解析の大半は決定論的解析であり，構成部材の形状特性値や物性値のばらつきの影響を考慮した確率論的解析はわずかである[1),2)]．軌道振動応答を考える上では，レール頭頂面や車輪踏面の凹凸や傷などが存在する条件下で車両が走行することで，軌道設計上検討が必要となる動的応答が観測される．これらレールや車輪の不整に起因する振動発生源として，レール頭頂面の凹凸を設定した車両・軌道連成振動解析を行なうことが一般的となっている．しかし，これらの不整は必ずしも定量的に設定できるものだけでもなく，不規則・不確実な物理量として取り扱うことが現実的な場合も多々ある．

レール凹凸を考慮した振動解析を行う場合，継目落ちのようにその発生要因が明確で，観測可能なものについては決定論的に与えることはできるが，そうでない場合では，レール凹凸を確率変数として取り扱うことが妥当である．その場合，空間的に無相関な不規則に生じるものして設定するか，軌道縦断方向の空間相関を仮定して凹凸を設定するかのいずれかの取り扱いが考えられる．特に，レール凹凸に空間の相関構造が存在するものとした場合，その相関構造のモデル化が必要となるが，モデル選択が振動解析結果に及ぼす影響や，振動解析を行なう際の確率空間での離散化条件が振動解析結果に及ぼす影響については未検討となっている．そこで本研究では，レール凹凸の空間的ばらつきを Karhunen-Loeve 展開でモデル化し，数値解の確率空間での応答を polynomial chaos(PC) 展開で近似表現した場合を対象に，空間の相関構造のモデル選択の影響や確率空間での離散化条件の影響について検討する．なお，確率論的解析は，stochastic collocation method に基づき行なうこととする．

2. 軌道振動解析モデル

軌道振動解析において用いた解析モデルを Fig.1 に示す．車両の動的応答は，上部からの死荷重の作用を受ける質点で表現した車輪の鉛直振動を考慮する．レールは Euler はり，軌道パッドの作用力は Voigt ユニットで評価する．

j 番目の走行車輪とレールとの接触力 $P_j (j = 1, 2, \ldots, N_w)$ は，Hertz 接触理論により次式で定義する．

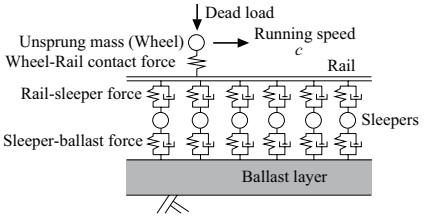


Fig. 1 振動解析モデル

$$P_j = k_c \delta_{c,j}^{3/2}, \quad \delta_{c,j} = u_{w,j} - u_{c,j} + S(x_{c,j}) \tag{1}$$

ここで，N_w は走行車輪数，k_c は Hertz 理論に基づき評価される接触ばね係数，$u_{w,j}$ は車輪鉛直変位，$u_{c,j}$ はレール・車輪接触点 $x_{c,j}$ におけるレールたわみ，$S(x_{c,j})$ は接触点におけるレール凹凸量である．

レール凹凸 S は，その空間的ばらつきを考慮するために，Karhunen-Loeve 展開により次式で与える．

$$S(x_{c,j}) = \bar{S} + \sum_{k=1}^{N_{KL}} \xi_k \sqrt{\lambda_k} f_k(x_{c,j}) \tag{2}$$

ここで，$\bar{S}$ は S の期待値である．λ_k，f_k はそれぞれ S の共分散関数 $C(x; y)$ の固有値と固有関数であり，次の積分方程式を満足する．

$$\lambda_k f_k(y) = \int_\Omega C(x; y) f_k(x) d\Omega_x \tag{3}$$

なお，Ω はばらつきを考慮する領域である．固有値 λ_k と固有関数 f_k の評価に際しては，f に関する有限要素近似

$$f_k(x) = \sum_{i=1}^{n} f_{k,i} \phi_i(x) \tag{4}$$

を導入し，生じた残差に $\phi_i (i = 1, 2, \ldots, n)$ を重み関数とした Galerkin 方法を適用すると，次の一般固有値問題を得る．

$$\lambda_k [\boldsymbol{M}] \{\boldsymbol{f}_k\} = [\boldsymbol{K}] \{\boldsymbol{f}_k\} \tag{5}$$

共分散関数 C の固有値と固有関数は，式 (5) の固有値問題を数値的に解いて与えることとする．

3. 確率空間における軌道各部の動的応答の近似評価

式 (1)，式 (2) を車輪・レール接触力の定義式にそれぞれ適用した上で，レールたわみや作用力等の確率空間での応

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

答 $Q(\boldsymbol{\xi})$ に対し次式の polynomial chaos(PC) 展開を導入し，有限要素近似とあわせて適用する．

$$Q(x,t,\boldsymbol{\xi}) = \sum_{j=1}^{N_{PC}} Q_j(x,t)\Phi_j(\boldsymbol{\xi}) \tag{6}$$

なお，N_{PC} は PC 展開項数，Q_j は展開係数，Φ_j は polynomial chaos[3]，$\boldsymbol{\xi}$ は上述の確率変数 $\xi_m(m=1,2,\ldots,N_{KL})$ を成分にもつベクトルである．軌道各部の応答 Q の PC 展開係数 $Q_j(x,t)$ は，N_{mcs} 通りの確率変数 $\boldsymbol{\xi}$ の下で行った決定論的解析結果を用いて，stochastic collocation method[4] により最小二乗近似を適用して得られた次式で評価する．

$$\sum_{\beta=1}^{N_{PC}}\sum_{m=1}^{N_{mcs}} \Phi_\alpha(\boldsymbol{\xi}_m)\Phi_\beta(\boldsymbol{\xi}_m)Q_\beta = \sum_{m=1}^{N_{mcs}} Q(\boldsymbol{\xi}_m)\Phi_\alpha(\boldsymbol{\xi}_m) \tag{7}$$

なお，$\alpha = 1,2,\ldots,N_{PC}$ である．

動的応答 Q の期待値 $\bar{Q}$ と標準偏差 σ_Q は，次式で評価できる．

$$\bar{Q}(x,t) = Q_1(x,t), \qquad \sigma_Q^2 = \sum_{m=2}^{N_{PC}} Q_m^2 \tag{8}$$

4. 解析条件

解析では，まくらぎ 11 本を 0.56m 間隔で配置された軌道を考え，レールは 60kg レールを対象とする．今回は空間的ばらつきを考慮する次の 6 種類の共分散関数のいずれかを選択して解析する．

$$\text{Case 1}: \quad C(x;y) = \sigma^2 \exp\left[-\frac{r}{b}\right] \tag{9}$$

$$\text{Case 2}: \quad C(x;y) = \sigma^2\left[1 - dr\right] \tag{10}$$

$$\text{Case 3}: \quad C(x;y) = \sigma^2 \exp\left[-\left(\frac{r}{b}\right)^2\right] \tag{11}$$

$$\text{Case 4}: \quad C(x;y) = \sigma^2\left(1+\frac{\sqrt{3}r}{b}\right)\exp\left[-\frac{\sqrt{3}r}{b}\right] \tag{12}$$

$$\text{Case 5}: \quad C(x;y) = \sigma^2\left(1+\frac{\sqrt{5}r}{b}+\frac{5r^2}{3b^2}\right)\exp\left[-\frac{\sqrt{5}r}{b}\right] \tag{13}$$

$$\text{Case 6}: \quad C(x;y) = \sigma^2\left(1+\frac{r^2}{2b^2}\right) \tag{14}$$

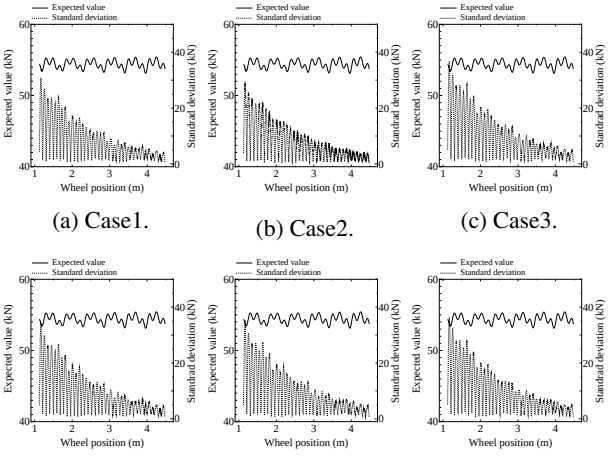
なお，$r = |x-y|$ である．d はレール長さの逆数 (1/m) で与え，$b = 0.15$(m) とした．

レールの材料物性値・形状特性値は，Young 率 E = 210(GPa)，質量密度 7.85×10^3(kg/m^3)，断面積 $A = 77.50\times10^{-4}$(m^2)，断面二次モーメント $I = 3090\times10^{-8}$(m^4) とし，これらのばらつきは存在しないものとした．レール凹凸の期待値は 0，標準偏差は 0.5(mm) とした．Stochastic collocation method を適用する際には，$N_{sim} = 200$ に設定した．

軌道パッドのばね定数は k_{rp} = 50(MN/m)，減衰係数は η_{rp} = 98(kNs/m)，まくらぎ質量は 130(kg)，まくらぎ支持部のばね定数は k_s = 84(MN/m)，減衰係数は η_s = 98(kNs/m) とした．車輪は 1 輪（質量 900(kg)）が 30(m/s) で定速走行し，上載荷重は 45.57(kN) とした．

5. 解析結果

レール凹凸のばらつきの影響が最も大きく発現すると思われる，レール・車輪接触力の期待値と標準偏差と車輪走行位置との関係を Fig.2 に示す．なお，ここで示した解析結果は，レール凹凸の空間的ばらつきを与える KL 展開項数は N_{KL} = 5, PC 展開項数の多項式次数を一次としており，PC 展開項数は $N_{PC} = 1+5 = 6$ となる．今回の解析では，レール・車輪接触力の標準偏差は車輪走行開始直後を最大（期待値の 5%程度）として，過渡応答の低減とともに解析結果に伝播するばらつきの影響が漸減している．6 通りの共分散関数の設定の元では，標準偏差の発現傾向や大きさの違いはほとんど認められないことがわかる．この原因は，共分散関数の固有値分布に起因するものである．Fig.3 に示した 6 種類の共分散関数の固有値分布から，特に Case1 と Case3〜Case6 では 30 次以下の低次の固有関数に対応する固有値の大きさが概ね同オーダーとなっており，今回の KL 展開項数の設定では共分散関数の選択の違いがほとんど発現しないためであると考えられる．その他，KL 展開項数や PC 展開次数の設定，車輪走行速度の影響等に関する検討結果については，講演会当日に示す．



(a) Case1. (b) Case2. (c) Case3.

(d) Case4. (e) Case5. (f) Case6.

Fig. 2 レール・車輪接触力と車輪走行位置の関係

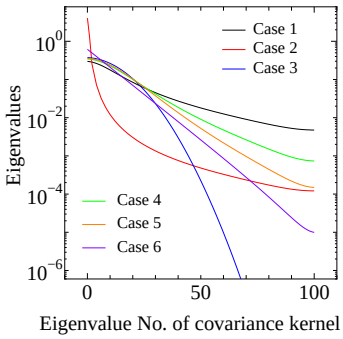


Fig. 3 6 種類の共分散関数の固有値分布

参考文献

1) Andersen, L. & Nielsen, S.R.K.: Vibration of a track caused by variation of the foundation stiffness. *Prob. Engrg. Mech.*, Vol.18, pp.171-184, 2003.
2) 紅露一寛，阿部和久：レールに関する複数の材料物性値・形状特性値の空間的ばらつきが車両・軌道連成振動応答に及ぼす影響．土木学会論文集，Vol.79，No.15，22-15027, 2023.
3) Ghanem, R.G. & Spanos, P.G.: Stochastic finite elements. Dover, 1991.
4) Achharjee, S., Zabaras, N.: A non-intrusive stochastic Galerkin approach for modeling uncertainty propagation in deformation process. *Comp. & Struct.*, Vol.85, pp.244-254, 2007.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

一般セッション | 一般セッション（第三部門：材料・複雑現象の力学）

第３部門④

座長:中井 健太郎(名古屋大学)

2023年5月28日(日) 10:10 ～ 11:40 C会場 (6号館 4階 6426室)

[23007-12-01] 局所洗堀後の直接基礎橋脚の残存支持力に関する剛塑性有限要素解析（シンポジウム講演概要）

*山栗 祐樹[1]、西岡 英俊[2]、平野 萌果[2]、佐々木 優奈[2]、小林 俊一[1] （1. 金沢大学、2. 中央大学）

10:10 ～ 10:25

[23007-12-02] 面内傾斜荷重を受ける円形基礎の支持力特性について(シンポジウム講演概要)

*田中 友貴[1]、山栗 祐樹[1]、小林 俊一[1]、熊 曦[1] （1. 金沢大学）

10:25 ～ 10:40

[23007-12-03] DEMを用いた二種混合体の中間骨格構造における粒子配置と接点力の評価（シンポジウム講演概要）

*田上 聖人[1]、中田 幸男[1]、梶山 慎太郎[2] （1. 山口大学大学院、2. 山梨大学大学院）

10:40 ～ 10:55

[23007-12-04] Discrete element analysis of ballast bed subsidence considering the effect of train load

*ムハンマド ウベイド[1]、MATSUSHIMA TAKASHI[1] （1. 筑波大学）

10:55 ～ 11:10

[23007-12-05] 平行移動指数を用いた間隙モデルの保水性推定精度に関する検討（シンポジウム講演概要）

*中島 亮輔[1]、酒匂 一成[2]、伊藤 真一[2]、北村 良介[3] （1. 鹿児島大学理工学研究科、2. 鹿児島大学学術研究院、3. 鹿児島大学　名誉教授）

11:10 ～ 11:25

[23007-12-06] 土と水の熱容量の違いを考慮したバルク法における蒸発効率の算定方法に関する検討（シンポジウム講演概要）

*軸屋 雄太[1,2]、酒匂 一成[3]、伊藤 真一[3] （1. 鹿児島大学大学院、2. 日本学術振興会特別研究員DC、3. 鹿児島大学学術研究院）

11:25 ～ 11:40

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

局所洗堀後の直接基礎橋脚の残存支持力に関する剛塑性有限要素解析（シンポジウム講演概要）

Rigid-Plastic Finite Element Analysis for Residual Bearing Capacity of Spread Foundation Pier after Local Scouring (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

山栗 祐樹（金沢大・理工）　西岡 英俊（中央大・理工）　平野 萌果（中央大・理工）
佐々木 優奈（中央大・理工）　小林 俊一（金沢大・理工）
Yuki YAMAKURI, Kanazawa University
Hidetoshi NISHIOKA, Chuo University
Moeka HIRANO, Chuo University
Yuna SASAKI, Chuo University
Shun-ichi Kobayashi, Kanazawa University
E-mail: yamakuri@staff.kanazawa-u.ac.jp

In recent years, local heavy rain and typhoon disasters have caused an increase in scour damage to bridge foundations. It is important to evaluate the residual bearing capacity of the foundations after scouring for emergency restoration of bridge foundations. In this study, a simple analysis model that considers the contact between the full width of the foundation and the ground is proposed to calculate the ultimate bearing capacity of the ground after local scouring using the Rigid-Plastic Finite Element Method (RPFEM). In addition, the reproduction analysis of a previous model experiment was conducted to verify the proposed model. As a result, the RPFEM results agreed with the model test results up to a certain scouring depth.

1. はじめに

近年，集中豪雨や台風災害によって，河川橋脚基礎周囲の地盤が流出する洗堀被害が増加している．特に，基礎の沈下や傾斜が生じる中規模被害が多い．洗堀被害が生じると架け替えなどの本復旧を行うが，数か月から年単位の長期間を要することが多い．一方中規模被害であれば，ジャッキアップなどの応急復旧により短期間で再供用することも可能であり，実際に幾つかの事例がある[1)]．今後の類似災害発生時に，再供用の可否判断をより迅速に行うためには，再供用に必要とされる基礎の残存支持力の発現メカニズムを解明することは重要である．

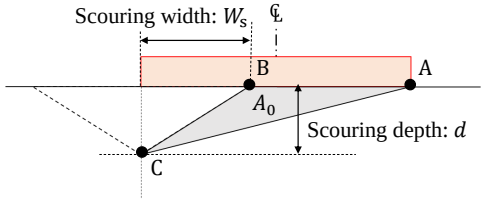
これまでに著者らは，模型実験と数値解析を用いて残存支持力の発現メカニズムに関する検討を進めてきた．前者に関しては，アルミ棒積層体を用いた直接基礎の模型実験を実施し，局所洗堀被害の程度や粒度分布の違いが残存支持力に及ぼす影響を明らかにしてきた[2)]．後者に関しては，剛塑性有限要素法（RPFEM）[3)] を用いて，模型実験の再現解析を行い，RPFEM の適用性を検証してきた[4)]．その結果，洗堀深さの増加に伴って極限支持力が減少する傾向を確認できたが，模型実験よりも控えめな値が算出された．この原因として，基礎の回転に伴う基礎全幅と地盤の接触を考慮していない点が挙げられた．

そこで本研究では，基礎全幅と地盤の接触を考慮した簡易な解析モデルを提案する．また提案モデルを模型実験の再現解析に適用した結果について報告する．

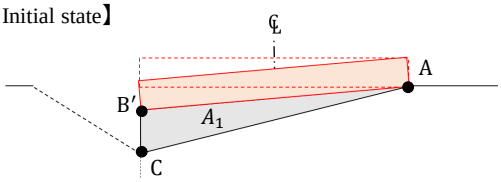
2. 剛塑性有限要素法の概要

剛塑性有限要素法（RPFEM）[3)] は，有限要素による空間離散化と極限定理に基づく最適化問題を組合わせた，剛塑性境界値問題を解く数値解析手法である．地盤工学では，支持力問題や斜面の安定問題，土圧問題に適用されている．材料を剛完全塑性体と仮定するため途中変形を知ることはできないが，地盤の終局限界状態（崩壊荷重と破壊形態）を直接求めることができる．

本研究では，地盤の破壊規準に Drucker-Prager モデルを用いる．必要な材料パラメータはせん断強度 k と摩擦係数



【a. Initial state】



【b. After contact between the foundation's full width and ground】

Fig. 1　Modeling of ground after local scouring and modeling of ground after contact between the foundation's full width and ground.

α' で，それぞれ Mohr-Coulomb モデルの粘着力 c と内部摩擦角 ϕ に換算できる．本研究では k, α' を平面ひずみ条件で c, ϕ に換算した．

3. 局所洗堀後地盤の支持力解析

本研究では，RPFEM を用いてアルミ棒積層体を用いた直接基礎の模型実験の再現解析を実施する．模型実験の詳細は参考文献 2) を参照されたい．以降，局所洗堀後地盤および基礎全幅と地盤の接触を考慮した地盤の解析モデルについて説明した後，解析条件と解析結果について述べる．

3.1. 局所洗堀後地盤のモデル化および基礎全幅と地盤の接触形状のモデル化

本研究で検討した地盤の解析モデルを FIg. 1 に示す．模型実験[2)] では，基礎左端直下の二等辺三角形の範囲のアルミ棒を抜き取ることで局所洗堀を模擬した．本研究では模型地盤と同様の地盤形状を考え，これを局所洗堀後地盤（初期状態）とする．なお，FIg. 1 中の局所洗堀幅 W_s と局所

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

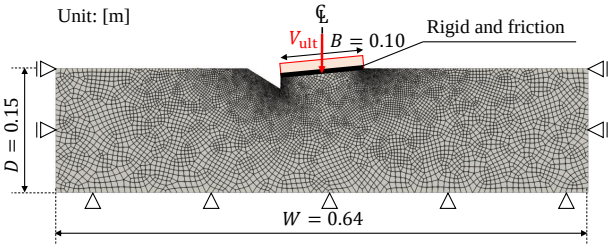


Fig. 2　Finite element mesh for scouring depth $d = 25$ mm.

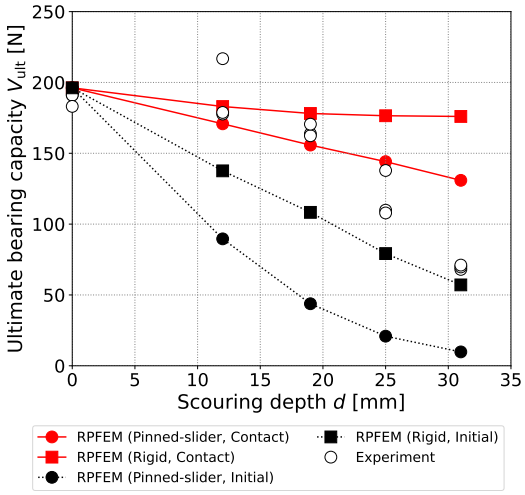


Fig. 3　Ultimate bearing capacity V_{ult} and scouring depth d relation.

洗堀深さ d の関係は $\tan\phi_r = d/W_s$ である．ここに $\phi_r = 32°$ は模型地盤の安息角である．

基礎全幅と地盤の接触の考慮は，FIg. 1 に示すように地盤の幾何形状を初期状態から変えることで表現する．モデル化するための仮定は以下の通りである．

1. 基礎は点 A を中心に反時計回りに回転する．
2. 初期状態の△ ABC の面積 A_0 と基礎全幅接触後の△ AB′C の面積 A_1 が等しいとする ($A_0 = A_1$)．

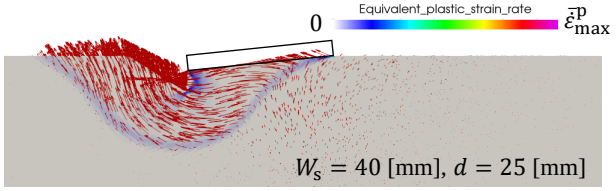
3.2.　解析条件

本研究で用いた 3 次元の有限要素メッシュ（局所洗堀深さ $d = 25$ mm，基礎全幅と地盤の接触後）を FIg. 2 に示す．奥行き方向は 1 要素で，長さは 0.15 m である．剛な基礎・摩擦ありの条件となるように，地盤と基礎が接する節点の変位速度に対して制約条件[3] を与え，平面ひずみ条件で 3 次元解析を実施した．荷重条件については，センターライン上で集中荷重を鉛直下向きに載荷し，地盤の自重を考慮した．また載荷条件として，ピン結合 + スライダー（以後，ピン結合と称す）と剛結合の 2 通りを検討した．

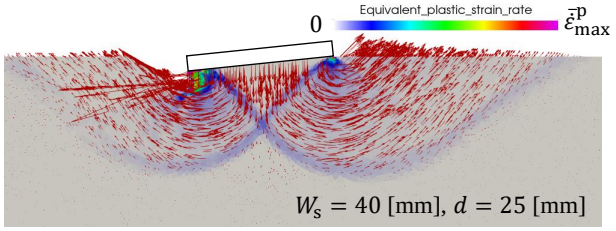
材料パラメータは，洗堀被害なしの地盤の極限支持力について，模型実験結果と RPFEM による計算結果がほぼ一致するように設定した．具体的には，内部摩擦角 $\phi = 20.0°$，地盤の単位体積重量 $\gamma = 21.71$ kN/m^3 とした．粘着力は計算を安定させるために $c = 0.5$ kPa とした．

3.3.　解析結果

極限支持力と洗堀深さの関係を Fig. 3 に，相当塑性ひずみ速度の分布と節点変位速度場の例を Fig. 4 に示す．Fig. 4 中の黒枠は基礎の位置を示す．Fig. 3 より，初期状態と比較すると，基礎全幅と地盤の接触を考慮することで極限支持力が増大することが分かる．ピン結合では，洗堀深さ $d = 19$ mm までは実験結果とほぼ一致する計算結果が得られた．対して剛結合では，洗堀深さが増加しても極限支持力はさほど低下しないことが分かる（最大で約 10% 減少）．



(a) Pinned-slider condition



(b) Rigid condition

Fig. 4　Velocity fields for scouring depth $d = 25$ mm.

Fig. 4 より，ピン結合では，基礎が斜面側に滑動して円弧状のすべり領域が出現した．これは模型実験とは異なる破壊形態であるため，接触形状の改良や荷重の載荷位置などの再検討を行う必要がある．一方剛結合では，典型的な支持力破壊モードが出現した．また洗堀深さの大きさに関わらず，すべり領域の大きさはほぼ同じであった．このため，洗堀深さが増加しても極限支持力がさほど低下しなかったと考えられる．

4.　おわりに

本研究では，先行研究[4] で確認された課題の対応策として，基礎全幅と地盤の接触を考慮した簡易な解析モデルを提案した．また提案モデルを模型実験の再現解析に適用し，その有効性を検証した．その結果，ピン結合において，ある洗堀深さまでは RPFEM による計算結果と模型実験結果が一致した．なお模型実験とは異なる破壊形態が得られたが，課題点に挙げられていた基礎全幅と地盤の接触を考慮することの必要性を確認することができた．

今後は，接触形状の改良や荷重条件の見直し等を行い，引き続き RPFEM の適用性を検証していく予定である．

謝辞：　本研究の一部は JSPS 科研費 JP20K04687 の助成を受けたものである．ここに記して謝意を表する．

参考文献

1) 西岡英俊, 篠田昌弘, 角雄一郎, 山手宏幸: 洗堀により沈下した直接基礎橋脚に対する鉛直載荷試験および列車走行試験, 第 48 回地盤工学研究発表会, pp. 203-204, 2013.
2) 平野萌果, 佐々木優奈, 西岡英俊: 異なる粒度分布のアルミ棒積層体を用いた局所洗掘被害後の直接基礎の残存支持力の検討, 第 57 回地盤工学研究発表会, 20-6-1-04, 2022.
3) 山栗祐樹, 小林俊一, 西藤潤: 混合型剛塑性有限要素法による傾斜荷重を受ける浅い矩形基礎の 3 次元支持力解析, 土木学会論文集 A2（応用力学）, Vol. 77, No. 2, p. I_193-I_204, 2021.
4) 山栗祐樹, 小林俊一, 西岡英俊, 佐々木優奈, 平野萌果: 剛塑性有限要素解析による局所洗堀後地盤の極限支持力の検討, 令和 4 年度土木学会中部支部研究発表会, III-03, 2023.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

面内傾斜荷重を受ける円形基礎の支持力特性について (シンポジウム講演概要)

Bearing Capacity Characteristics of Circular Foundation Subjected to an In-Plane Inclined Load (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

田中　友貴（金沢大・自然研）　山栗　祐樹（金沢大・理工）　熊　曦（金沢大・理工）
小林　俊一（金沢大・理工）
Tomoki TANAKA, Kanazawa University
Yuki YAMAKURI, Kanazawa University
Xi XIONG, Kanazawa University
Shun-ichi KOBAYASHI, Kanazawa University
E-mail: koba@se.kanazawa-u.ac.jp

In practical design, the extended Terzhagi bearing capacity formula is used to evaluate the ultimate bearing capacity of the ground. However, Terzhagi's solution is an approximate solution in two dimensions. In this paper, a three-dimensional rigid-plastic finite element method is used to solve the bearing capacity problem of a circular foundation subjected to an in-plane inclined load. The failure envelope in the V-H plane was illustrated to summarize the ultimate bearing capacity. In addition, to investigate the effect of foundation shape, a comparison of circular and square foundations was conducted, and no significant difference was found between the two.

1. はじめに

基礎構造物の設計の際には，地盤の極限支持力を適切に評価する必要がある．実務においては，その計算コストの低さから，Terzaghi の支持力式の 2 次元解を経験的に 3 次元に拡張した設計式が用いられている．Terzhagi の支持力公式で用いられる粘着力の項と自重項の重ね合わせはあくまでも近似である．また，2 次元と 3 次元では地盤の破壊メカニズムに対する次元が異なる．この次元の違いが，極限支持力の評価に影響を及ぼす可能性がある．したがって，著者らは地盤の支持力問題を 3 次元で解くことは重要と考える．

基礎構造物には，上部構造物の自重に加えて，風や波による荷重など，傾斜，偏心を組合せた荷重が作用する．このような荷重が作用する基礎構造物の支持特性を把握するために，鉛直荷重だけでなく水平荷重やモーメント荷重を考慮する必要がある．2 次元と 3 次元では荷重の自由度が異なることに注意したい．2 次元では鉛直荷重，水平荷重，モーメント荷重の計 3 つ，3 次元では，鉛直荷重，水平荷重 (2 方向)，モーメント荷重 (2 方向)，ねじり荷重の計 6 つである．これらの複雑な荷重条件を取り扱うためには，3 次元の数値解析が有効である．

以上を踏まえて著者らは，支持力問題を解くことを念頭に置いて，3 次元剛塑性有限要素法の開発を行ってきた．開発したコードの妥当性を検証するためには，既知の解析解との比較が不可欠である．これまでに，円形基礎の鉛直支持力解析を行い，その数値解析結果を Cox(1962) の結果と比較し検討した[1)]．本発表では，円形基礎に対する傾斜荷重の支持力問題を取り上げ，開発コードによる数値解析結果から，支持力特性を評価する．

円形は最も単純な 3 次元形状であり，工学的にもタンクや風車の基礎には円形基礎が用いられている．傾斜荷重は，風荷重と地震荷重との組合せや，海洋構造物に対する荷重など，2 次元断面外への作用可能性もあるが，今回は面内方向のみを検討した結果について報告する．

2. 剛塑性有限要素法について

剛塑性有限要素法とは，有限要素による空間離散化と極限定理に基づく最適化問題を組合せた，剛塑性境界値問題の数値解法である．地盤工学の分野では，基礎の支持力問題，斜面の安定問題，土圧問題の解析に利用される．解析に必要なパラメータは地盤の強度定数 (粘着力 c, 内部摩擦角 ϕ) であり，得られる計算結果は地盤の終局限界状態（崩壊荷重，崩壊メカニズム），解は初期応力分布に依存しないという特徴がある．

3. 解析条件

解析に用いたメッシュを Fig.1 に，パラメータを Table1 に示す．本稿では基礎中央に傾斜集中荷重が作用する円形基礎の支持力問題を考える．問題の対称性を考慮し，解析対象領域は半断面のみとした．

Table 1　解析に用いたパラメータ

地盤の単位体積重量 γ[kN/m^3]	16
粘着力 c[kPa]	1*, 16
内部摩擦角 ϕ[deg.]	0, 10, 20, 30

境界条件と載荷条件を Fig.2 に示す．傾斜集中荷重の傾斜角について，鉛直から時計回りを正として，δ =0,5,10,15,20,25,30,60,90 [deg.] とした．地盤の境界条件について，側面はスライダー支点，底面は固定支点とした．また，基礎形状に関する検討も行う．建築基準法関連の支持力式において，円形基礎と正方形基礎はどちらも同じ形状係数を使う．この取り扱いの妥当性を確認するために，本解析結果と正方形基礎に関する検討を行った既往研究[2)] を比較する．そのために，材料パラメータが内部摩擦角 ϕ =30 [deg.]，粘着力 c=1[kPa] の条件で追加解析 ($*$) を行った．

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

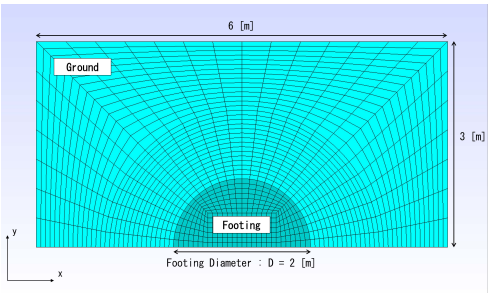


Fig. 1　解析に用いたメッシュ (上面図)

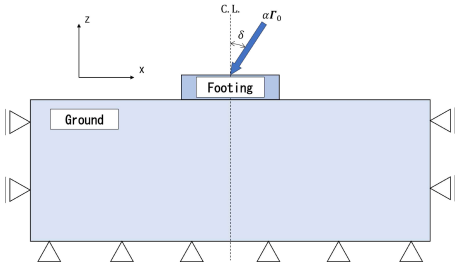


Fig. 2　境界条件と載荷条件 (断面図)

4.　解析結果

解析結果として得られた基礎の極限支持力を鉛直成分 V と水平成分 H に分解し，支持力曲面を描いて結果を整理する．支持力曲面を Fig.3 に示す．図中の括弧内の値は傾斜角を示す．Fig.3 より，内部摩擦角 ϕ の増加に応じて支持力曲面が拡大する様子が見られる．各極限支持力の鉛直成分 V と水平成分 H を中心鉛直載荷に対する極限支持力 V_{ult} で無次元化すると，Fig.4 のようになる．Fig.4 より，傾斜角 20[deg.] までは支持力曲面が一致しており，内部摩擦角の影響は見られない．傾斜角 δ =20[deg.] 以上では，内部摩擦角 ϕ が大きくなると水平方向の極限支持力は小さくなる傾向が確認できる．破壊形態を確認したところ，傾斜角 δ =20[deg.] までは支持力破壊モードが支配的で，傾斜角 δ =20[deg.] 以降では基礎の滑動破壊モードが見られた．支持力曲面を描くことで，地盤の極限支持力だけではなく，破壊形態を大別することができる．

円形基礎と正方形基礎を比較した結果を Fig.5 に示す．Fig.5 より，異なる地盤条件でも円形基礎と正方形基礎との間に大きな差が見られないことがわかる．粘性土 (ϕ =0) の場合，円形基礎の方がわずかに支持力が小さくなっている．これは正方形に内接する円形を考えているためであり，正方形基礎よりも円形基礎の方が接地面積がわずかに小さくなったためと考えられる．

5.　まとめと今後の課題

本稿では傾斜中心載荷を受ける剛な円形基礎の支持力問題を取り上げ，開発コードによる数値解析結果から支持力特性を評価した．解析結果より，内部摩擦角が異なる場合の比較について，傾斜角 δ =20[deg.] 程度まで内部摩擦角に関わらず支持力曲面が一致し，この時，支持力破壊モードが支配的であった．一方，傾斜角 δ =20[deg.] 以降では滑動破壊モードのケースが見られた．円形基礎と正方形基礎の比較については，円形基礎と正方形基礎で同じ支持力曲面が得られた．建築基準法関連の支持力式において，円形基礎と正方形基礎は形状係数を同じとして取扱うが，解析結果はこのような取扱いが特に問題にならないことを示している．

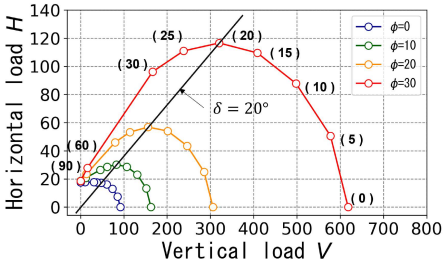


Fig. 3　支持力曲面

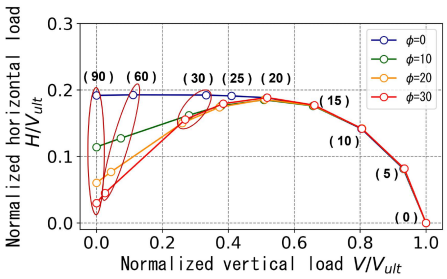


Fig. 4　無次元化した支持力曲面

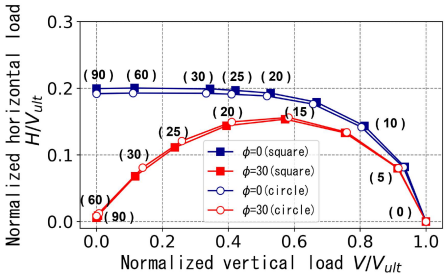


Fig. 5　円形基礎と正方形基礎の比較

今後について，本研究は，3 次元における基礎構造物の支持力特性を明らかにするために，中心鉛直載荷と中心傾斜載荷の場合について解析してきたが，モーメントの荷重条件についても考慮するため，今後は鉛直偏心載荷について解析を行っていく．

参考文献

1) 田中友貴，山栗祐樹，小林俊一，熊曦: 鉛直載荷を受ける円形基礎の 3 次元剛塑性 FEM 解析，第 57 回地盤工学研究発表会発表講演集，20-6-1-02，地盤工学会，2022
2) 山栗祐樹: 変形拘束条件を考慮した 3 次元混合型剛塑性有限要素法の開発と支持力問題への応用に関する研究，令和 3 年度金沢大学博士学位論文，2022

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

DEM を用いた二種混合体の中間骨格構造における粒子配置と接点力の評価（シンポジウム講演概要）

Evaluation of Particle Arrangement and Contact Force in Intermediate Skeleton Structure of Binary Granular Mixture Based on DEM (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

田上　聖人（山口大学大学院）　中田　幸男（山口大学大学院）　梶山　慎太郎（山梨大学大学院）
Masato TAUE, Yamaguchi University
Yukio NAKATA, Yamaguchi University
Shintaro KAJIYAMA, Yamanashi University
E-mail: mtaue2022@gmail.com

In order to understand the micromechanical state of the intermediate skeleton structure, DEM was used to reproduce the angle of reposed experiment, and the large particle arrangement, contact force, and contact vector were discussed. The results show that in the intermediate skeleton structure, the distance between large particles is smaller in the vertical direction than in the horizontal direction. It was found that strong contact forces, which are not generated by small particles alone, are generated on the small particles and develop in the vertical direction, the direction of maximum principal stress.

１．はじめに

二種混合体は，大粒子と小粒子の二種粒子で構成される粒状体である．二種混合体は，大粒子含有率によって性質が変化する．大粒子含有率が低く，性質の主体が小粒子である構造は「小粒子骨格構造」，大粒子含有率が高く，性質の主体が大粒子である構造は「大粒子骨格構造」，それらの間に位置し，大粒子含有率によって性質が変化する骨格構造は「中間骨格構造」と定義される．この場合，小粒子骨格構造と中間骨格構造の境界は「小粒子骨格構造の限界大粒子含有率$V_L^b(\%)$」，中間骨格構造と大粒子骨格構造の境界は「大粒子骨格構造の限界大粒子含有率$V_L^a(\%)$」となる．

著者ら [1]は，形状や粗度など，様々な粒子特性を持つ大粒子を試料として，安息角実験を行うことで，二種混合体の中間骨格構造および小粒子骨格構造の限界大粒子含有率V_L^bに与える粒子特性の影響を明らかにした．しかし，中間骨格構造における微視的力学状態は，実験では把握できていない．

そこで本研究では, DEM で安息角実験の再現解析を実施し，大粒子の位置データ，接点力と接点ベクトルを考察することで，中間骨格構造における微視的力学状態を明らかにする．

２．安息角実験再現解析の条件

2-1. 解析粒子

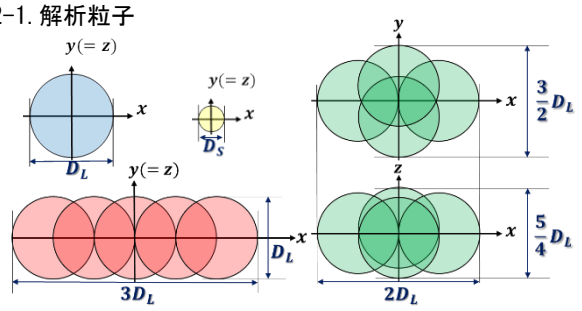


Fig.1 Analytic particles.

図-1 に，解析に用いたモデル粒子を示す．安息角実験では，大粒子に，円柱状のサンゴ礫，扁平楕円体形状の砕石，球体のガラスビーズを使用した．解析では，球体粒子を組み合わせることで，サンゴ礫と砕石のモデル粒子である円柱大粒子，扁平楕円体大粒子を再現した．なお，計算負荷を軽減するために，基本となる球体大粒子を$D_L = 20mm$，球体小粒子を$D_S = 4mm$とした．

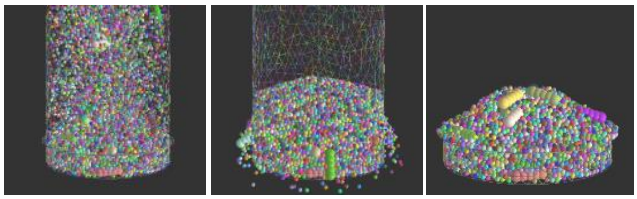
2-2. 解析粒子のパラメータ

Table 1 Analytic particle parameters.

	Unit	Large particle			Small Particle
		Cylinder	Ellipsoid	Sphere	
Poisson's ratio	-	0.30	0.27	0.26	0.17
Density	kg/m^3	2845	2680	2500	2657
Interparticle friction	rad	0.5			
Damping ratio	-	0.8			
Young's modulus	N/m^2	1.13×10^8			

表-1 に，解析に用いたパラメータを示す．ポアソン比，密度に関しては，実験で用いた試料の物性値をもとに決定した．粒子間摩擦，減衰比，ヤング率は，解析負荷の関係から，実際の値を用いることが出来ないため，既往研究 [2]をもとに，決定した．

３．安息角実験再現解析の手順



(a)　(b)　(c)

Fig. 2 Procedure for angle of repose analysis.

安息角実験再現解析の手順を以下に示す．

(a)試験容器メッシュの上に，目標の大粒子含有率になるように大粒子と小粒子を生成し，自由落下させて試験容器メッシュに粒子を充填させる．
(b)上部モールドを 0.0026m/s で上昇させ，粒子を排出する．
(c)粒子の運動がなくなるまで放置し，安息角を算出する．
(a)~(c)の手順を，大粒子含有率を変えながら繰り返す．本研究では，砂山の頂点と試験容器メッシュの端を結ぶ線で出来る角度を安息角としている．

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

４．安息角実験再現解析の結果

4-1. 安息角実験結果の再現性

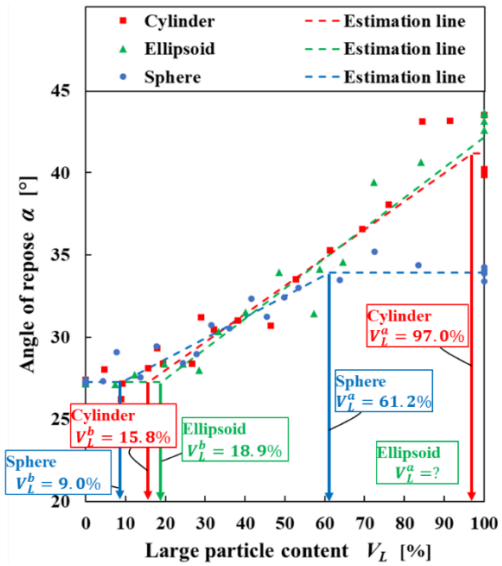


Fig. 3 Relationship between angle of repose and large particle content.

図-3 に，安息角と大粒子含有率の関係を示す．安息角実験では，大粒子の形状がいびつであると，中間骨格構造での安息角の増加率が高くなる．また，小粒子骨格構造の限界大粒子含有率V_L^bは，粗度がある場合，形状がいびつであるほど，粗度が非常に小さい場合，形状が球形であるほど，小さくなることが，明らかになった．解析結果でも，V_L^b~V_L^aの中間骨格構造では，球体大粒子に比べて，いびつな円柱，扁平楕円体大粒子の方が，安息角の増加率が高くなっている．また，V_L^bは，粗度がある円柱と扁平楕円体では，円柱の方が小さく，粗度がない球体で小さくなっている．これらから，解析結果は，一定の再現性があるといえる．

4-2. 中間骨格構造における大粒子配置の異方性

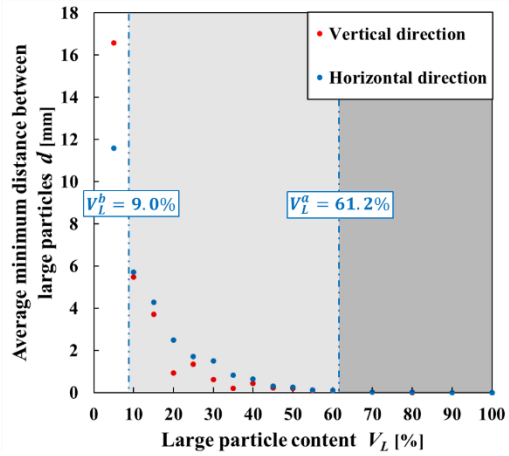


Fig. 4 Relationship between average minimum distance between large particles and large particle content at sphere large particle.

図-4 に，球体大粒子に対する平均大粒子間最小距離と大粒子含有率の関係を示す．重力下で，粒子が堆積する場合，堆積した方向で，強度が異なる構造異方性がある．これは，粒子の配置の異方性が原因であると考えられている．ここでは，大粒子の位置データの分析を行った．その結果，大粒子間の距離は，水平方向に比べて，鉛直方向の距離の方が小さいことが明らかになった．

4-3. 中間骨格構造における平均接点力

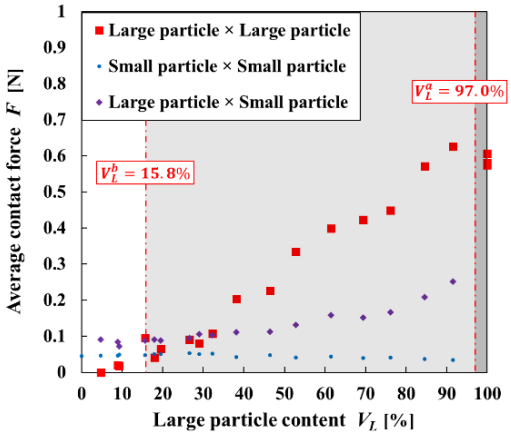


Fig. 5 Relationship between average contact force and large particle content at cylinder large particle.

図-5 に，円柱大粒子に対する平均接点力と大粒子含有率の関係を示す．ここから，大粒子同士および，大粒子と小粒子の接点力は，中間骨格構造において，増加すること．一方で，小粒子同士の接点力は，大粒子含有率によらず，小粒子単体試料（大粒子含有率 0%）の接点力とおよそ等しいこと．接点力の大小関係は，小粒子同士＜大粒子と小粒子＜大粒子同士となることが分かった．これらにより，中間骨格構造において，小粒子のみでは生じない強い接点力が，小粒子に発生していることが，明らかになった．

4-4. 強い接点ベクトルの可視化

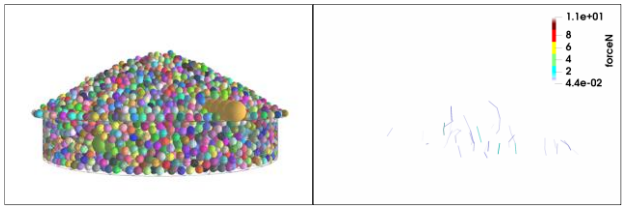


Fig. 6 Binary granular mixture and strong contact vector at V_L^b% large particle content.

図-6 に，小粒子骨格構造の限界大粒子含有率V_L^bにおける強い接点ベクトルを示す．強い接点ベクトルは，V_L^bから最大主応力方向である鉛直方向に発生し，中間骨格構造において，発達していくことが明らかになった．

５．おわりに

本研究では，中間骨格構造における二種混合体内部の状態を明らかにするために，DEM を用いて安息角実験の再現解析を実施した．その結果，中間骨格構造では，大粒子間の距離が水平方向に比べて，鉛直方向に小さいこと．小粒子のみでは生じない強い接点力が，小粒子に発生し，最大主応力方向である鉛直方向に発達することが，明らかになった．

謝辞

本研究はJSPS科研費22J15374の助成を受けたものです．

参考文献

1) 田上聖人他:土木学会論文集 C（地圏工学），78, pp.32-44, 2022.
2) M. Otsubo et al.： Computers and Geotechnics，86, pp.67-79，2017.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

Qualitative Study of Track Settlement induced by Train Load using Discrete Element Method
(Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

Md Ubaid[1], University of Tsukuba
Takashi Matsushima[2], University of Tsukuba
E-mail: s2220905@s.tsukuba.ac.jp

Railway track ballast is discrete granular material which is an important constituent of track bed substructure. Ballast layer transfers and distributes the load induced by moving train to subgrade and provides drainage layer. Understanding the response of ballast particles to train induced cyclic loading becomes an important aspect of ballast engineering. This study uses the Discrete Element method (DEM) to model the track with ballast particles. It attempts to investigate the dynamic track settlement in 2D DEM by analyzing the qualitative response of ballasted track to applied load.

1 Introduction

A railway track can be broadly divided into superstructure which consists of rail, fasteners, rail pad and sleeper, and substructure which consists of ballast layer, sub ballast and subgrade. Ballast particles degrades due to periodic train load, ingress of water and this causes deterioration of track geometry. The increased train speed and higher axle loads produce higher dynamic responses induced due to increase in frequency of loading. The settlement of ballasted track depends on amplitude and number of loading cycles (Stewart H. ,1986). Therefore, study of ballasted track response to higher axle loads and increased frequency is of great importance to understand the long-term performance. To investigate the effect of cyclic train load, two sleeper track is modelled in DEM. Dynamic load induced by moving train is produced using train-track interaction model (R. Ferrara, 2014). Dynamic load on 2D DEM model is obtained by scaling down the train loading produced by train-track interaction model. This study presents the qualitative response track to simultaneous loading on two sleepers and phase delayed loading.

2 DEM Model and Train Track Interaction

The two-sleeper track ballast section is illustrated in figure 1. Since the study is qualitative in nature, simplified circular elements are representing ballast. The dimensions of this model are 2.2 m width and 1.1 m height. Circular Ballast particles are generated and allowed to fall under gravity, until the unbalanced forces are negligible. Compaction is done by a horizontal compaction wall, subsequently tamping is done by vertical tamping tool. The compaction wall and tamping tool are deleted and sleeper conforming to Indian Railways standard [3] is created over the ballast bed.

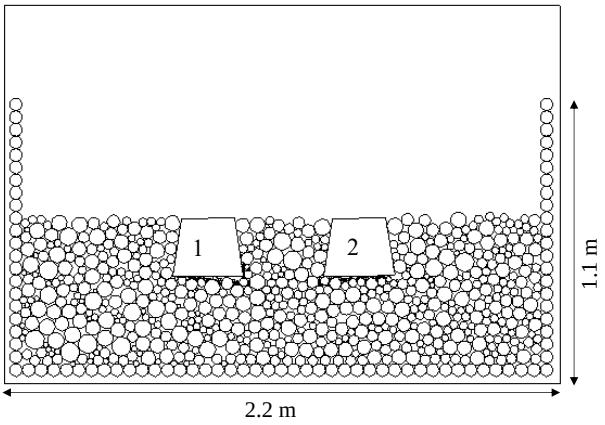


Fig. 1: Two Sleeper track ballast model.

Train induced dynamic load and vibrations is produced using numerical train-track interaction model. The train coach has been modelled as 7 rigid elements representing body, two bogies each having two degree of freedom and four wheels each having one degree of freedom. The dynamic load is produced by passing freight BOXN (Indian Railways) [4] specification wagon at a speed of 80 km/ h. Figure 2 illustrate the typical loading history of dynamic rail-sleeper force.

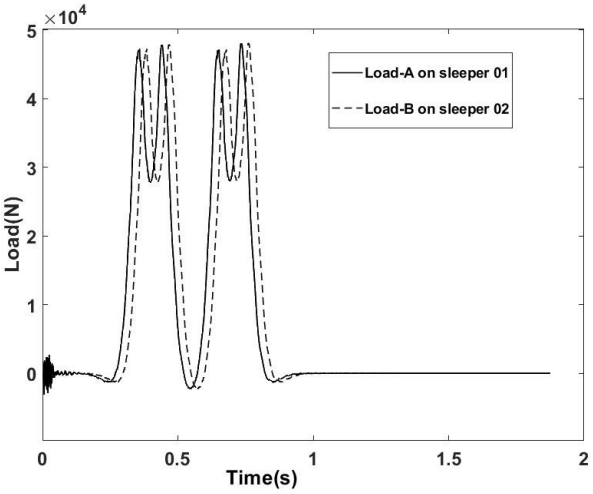


Fig. 2 Loading history of train-track interaction.

The amplitude of the loading which depends on axle load, is generally in the range of 40-120 KN. Four peaks corresponds to the four wheels and the time difference between the consecutive peaks depends on the respective distance between the wheels. Figure (2) illustrates the phase delay between the loading of sleeper 01 and sleeper 02, which depends on sleeper-to-sleeper distance. To investigate the effect of phase delayed loading on track settlement, two loading conditions are applied on DEM model. In the first case, the two sleepers are simultaneously subjected to Load-A. In the second case, the sleeper 01 and sleeper 02 are subjected to phased Load-A and Load-B respectively.

3 Track Settlement

The two-sleeper 2D DEM model is subjected to train load-A. The horizontal and rotational movements of both the sleepers are restricted to allow the sleeper to settle in the vertical direction only. The loading profile has been scaled down and load/unit length is applied on the mass center of sleeper in 2D DEM model.

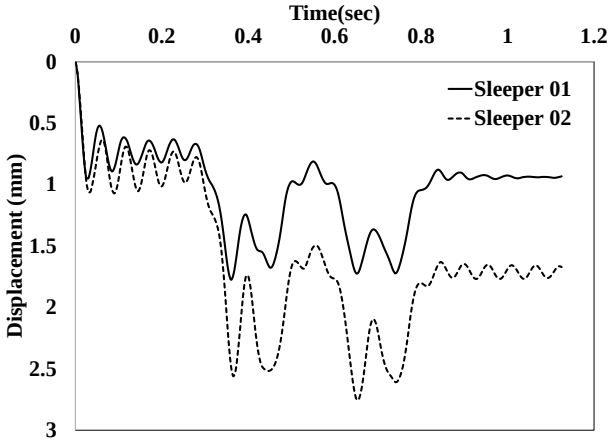


Fig. 3 Settlement response of Track. (Simultaneous loading case)

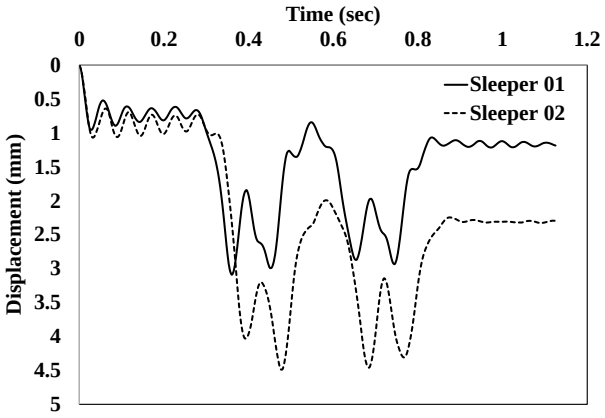


Fig. 4 Settlement response of track (Phase delayed loading case)

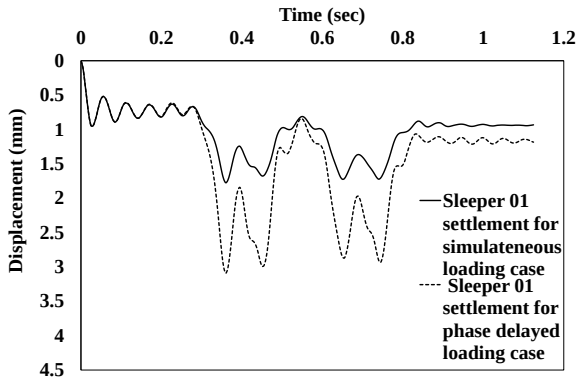


Fig. 5 Comparison of settlement of sleeper 01 for two loading conditions.

Figure 3 illustrates the settlement of sleeper 01 and sleeper 02 for simultaneous loading case. Sleeper 02 settles more than sleeper 01 and displacement of both the sleepers don't return to zero after passing of all four wheels. This indicates the permanent deformation occurs in the track under the subjected load. For the second loading case, sleeper 01 and sleeper 02 is subjected to phase delayed loading history of Load A and Load B respectively. Figure 4 illustrates the settlement response of sleepers for the phase delayed loading condition. Settlement of sleeper 01 and sleeper 02 is more in the phase delayed loading condition compared to simultaneous loading condition. The effect of phase delayed differential loading on sleepers is illustrated in figure 5. Settlement of sleeper 01 is higher in phase delayed loading condition when compared to simultaneous loading condition. The loading history on sleeper no 02 has influenced the settlement of sleeper 02 and vice versa.

4 Discussion and Conclusion

A two sleeper 2 D DEM model track has been made to simulate the qualitative response and dynamic behavior of railway track subjected to two different loading conditions. Dynamic train-train interaction model is used to generate loading history. The response of track corresponding to both the loading conditions indicates a permanent deformation. However, permanent deformation is more in case of phase delayed loading condition. The phase delayed loading is more realistic loading history when analyzing multiple sleeper track model. Although qualitative in nature, the present study presented the influence on settlement due to loading on adjacent sleeper. Hence it is not recommended to study the ballast behavior by modelling single sleeper track or multiple sleeper track with same loading history on all the sleepers. Due to different traffic conditions, a railway track bears loading of different amplitude and frequency. Correspondingly, further study may be conducted to investigate the settlement of track corresponding to different amplitude and loading frequencies. Furthermore, actual ballast shapes elements will affect the inter particle interlocking and may affect the settlement response of the track.

References

1) Stewart, H. Permanent strains from cyclic variable-amplitude loadings. J Geotech Eng; 112(6): pp.646-660, 1986. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1986)112:6(646)
2) Ferrara, R. A Numerical Model to Predict Train Induced Vibrations and Dynamic Over-Loads. Mechanical engineering [physics.class-ph] Universite Montpellier II-sciences at Techniques du Languedoc; Università degli studi mediterranea (Reggio de Calabre, Italie), 2013. English. NNT : 2013MON20101.
3) Quality Assurance (Mechanical), Research Design and Standard Organisation, Ministry of Railway, India.
4) Indian Railways Track Manual Vol. 1 and Vol. 2, Ministry of Railways, India

平行移動指数を用いた間隙モデルの保水性推定精度に関する検討（シンポジウム講演概要）

Estimation accuracy of soil water retention for the model using parallel translation index
(Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

中島　亮輔（鹿児島大・理工）　　酒匂　一成（鹿児島大・理工）
伊藤　真一（鹿児島大・理工）　　北村　良介（鹿児島大・理工）
Ryosuke NAKAJIMA, Kazunari SAKO, Shinichi ITO, Ryosuke KITAMURA, Kagoshima University
E-mail: k8102047@kadai.jp

This accuracy of the model for estimating soil-water characteristic curves (SWCC) proposed by Sako et al. is discussed in this study. Specifically, the correlation between the parallel shift index (I_{pt}) and properties of grain size distribution is investigated. The relationships between fine fraction content, uniformity coefficient and I_{pt} was discussed, and the linear approximation of that relationship was used to recalculate the SWCC. Finally, the accuracy of the numerical model was discussed comparing with the laboratory tests and numerical results.

１．はじめに

土の水分特性曲線は土中の水の浸透挙動を把握するために必要なパラメータの一つである。しかし，水分特性曲線を求めるための保水性試験は複雑かつ試験に長い時間を要することから，水分特性曲線に関する多くのモデルが提案されており，その一つに間隙モデル [1)]がある。間隙モデルは，粒径加積曲線と間隙比を基に間隙径分布を導出し，水分特性曲線と不飽和透水係数を推定する。本研究ではモデルの精度を向上させるために，酒匂ら [1)]によって提案された平行移動指数 I_{pt} と土質の粒度特性値との関係性について検討した。また，平行移動指数と粒度特性値との関係性から算出した近似式を用いたときのモデルの推定精度を明らかにした。

２．間隙モデルの概要および計算過程

Fig. 1 のような土粒子を含む微小要素を Fig. 2 のようにモデル化したものを素体積と呼ぶ。土粒子の微小要素における間隙部分を管径 D_v，傾き θ の円管にモデル化し，土粒子部分を円管以外の不透水性の個体にモデル化する。土粒子の形状や大きさが不規則であることから，D_v，θ を確率変数とみなし，それらの確率密度関数を導入している。D_v，θ の確率密度関数 $P_d(D_v)$，$P_c(\theta)$を以下に示す。

$$P_d(D_v)=\frac{1}{\sqrt{2\pi}\cdot\zeta_v\cdot D_v}\cdot\exp\left[-\frac{\left(\ln D_v-\lambda_v\right)^2}{2\cdot\zeta_v^2}\right] \tag{1}$$

$$P_c(\theta)=\begin{cases}\dfrac{2/\pi-2\cdot\zeta_c}{\pi/2}\cdot\theta+\dfrac{2}{\pi}-\zeta_c & \left(-\pi/2\le\theta\le 0\right)\\ -\dfrac{2/\pi-2\cdot\zeta_c}{\pi/2}\cdot\theta+\dfrac{2}{\pi}-\zeta_c & \left(0\le\theta\le\pi/2\right)\end{cases} \tag{2}$$

ここに，λ_v，ζ_v：分布パラメータ，ζ_c：確率密度関数 θ の最低値。
間隙比は以下の式で表せる。

$$e=\int_0^{\infty}\int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}}\frac{V_p}{V_e-V_p}\cdot P_d(D_v)\cdot P_c(\theta)d\theta dD_v \tag{3}$$

ここに，V_e：素体積の体積，V_p：円管の体積。
また，体積含水率 W_v，サクション s_u は以下の式で表せる。

$$W_v=\frac{e(d)}{1+e}=\frac{1}{1+e}\int_0^{\infty}\int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}}\frac{V_p}{V_e-V_p}\cdot P_d(D_v)\cdot P_c(\theta)d\theta dD_v \tag{4}$$

$$s_u=\gamma_w\cdot h_c=\frac{4\cdot T_s\cdot\cos\alpha}{d} \tag{5}$$

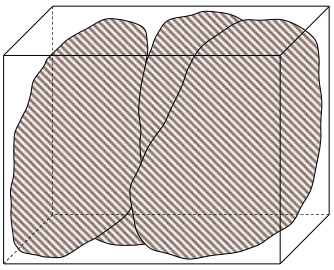


Fig. 1 Elementary Particulate Body (EPB).

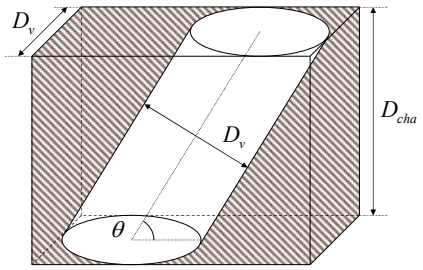


Fig. 2 Modeling of pore structure by EPB.

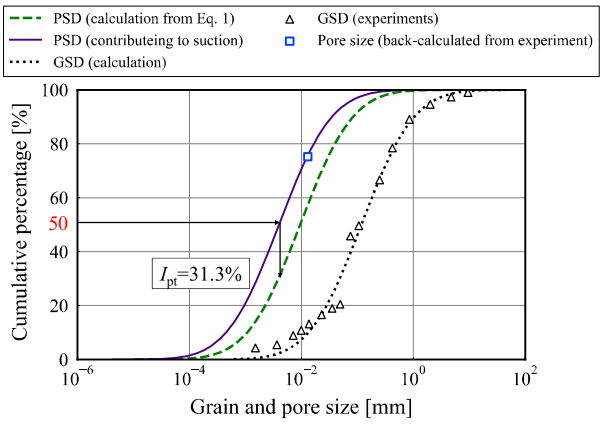


Fig.3 Grain size distributions (GSD) and pore size distributions (PSD).

ここに，d：管径の直径（水分を保持する円管の最大管径），T_s：水の表面張力，α：メニスカスの接触角，γ_w：水の単位体積重量，h_c；毛管上昇高さ。

また，素体積の高さ D_{cha} は，D_{10}（10%通過粒径）が透水性に影響を与える因子であるため，D_{10} を用いている。

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

Fig. 3 に火山灰質砂質土の串良川堤体土（ρ_s = 2.48 (Mg/m^3)）の粒径加積曲線（GSD）と間隙モデルで算出された間隙径分布（PSD）を示す。Fig. 4 に水分特性曲線の実験値と間隙径分布から得られた計算結果を示す。破線で示す間隙径分布は，式 1 の確率密度関数の累積分布関数であり，その間隙径分布から得られた水分特性曲線の計算結果は，実験値よりも過小評価された。これは，間隙中の全ての水が，サクションに起因していると仮定していることによる[1]。Fig. 3 に示す四角のプロットは，実験値から逆算された間隙径を示している。逆算された間隙径は元の間隙径分布（破線）より小さくなっており，これは間隙水の一部がサクションに寄与していることに対応している。そこで，逆算された間隙径分布に対して，元の間隙径分布を平行移動させることで，サクションに寄与する間隙径分布（実線）を算出する。サクションに寄与する間隙径分布から得られた水分特性曲線の計算結果（実線）は実験値と非常に近い値となった。この際，サクションに寄与する間隙径分布の累積間隙体積百分率 50%の管径が，元の間隙径分布の累積間隙体積百分率の何%の管径に対応するかを算出し，それを平行移動指数 I_{pt} [%]と定義している[1]。

３．平行移動指数 I_{pt} と粒度特性値との関係

平行移動指数が土質ごとに明らかとなれば，保水性試験の結果を用いることなく，サクションに寄与する間隙径分布を算出することが可能となる。本研究では，水頭法で得られた火山灰質砂質土 12 試料の保水性試験結果に対して平行移動指数を算出し，平行移動指数と粒度特性値（細粒分含有率，均等係数）との関係性について検討した。12 試料は地盤工学会基準(JGS0051-2009)地盤材料の工学的分類方法[2]に従って SV-G，SVG，SV の 3 種類に分類された。Fig. 5 に粒度特性値と平行移動指数の関係を示す。細粒分含有率と平行移動指数の関係に着目すると，細粒分含有率が大きい土質ほど，平行移動指数が大きくなる傾向がみられる。これは，細粒分が多い土質ほど，間隙水の多くが保水性に寄与していることを示唆している。均等係数と平行移動指数の関係に着目すると，均等係数が大きい土質ほど，平行移動指数が大きくなる傾向がある。いずれの関係もややばらつきが大きいが，正の相関があるようにみえる。そこで，本研究ではモデルの推定精度の検討を行うため，細粒分含有率，均等係数と平行移動指数の関係に対して，線形近似を行い，水分特性曲線の再計算を行った。

4．モデルの推定精度に関する検討

細粒分含有率，均等係数と平行移動指数の関係性から得られた近似式により，平行移動指数を決定した。水頭法で得られた 12 試料の保水性試験結果と，近似式で得られた平行移動指数を用いた場合の計算結果を比較することで，モデルの推定精度を検討した。Fig. 6 に実験値のサクションに対する体積含水率の実験値と計算結果の体積含水率の関係を示す。細粒分含有率，均等係数の両者の近似式を用いた計算結果は，およそ実験値の体積含水率± 0.1 以内に収まる結果となった。このことから，粒度特性値から近似式を用いることで，保水性試験結果を用いることなく平行移動指数を決定できる可能性が示唆された。

5．おわりに

本研究では，間隙モデルの推定精度を向上させるために，平行移動指数を土質ごとに算出し，平行移動指数と粒度特性値との関係性について検討した。平行移動指数は細粒分含有率や均等係数と関係があり，それらの関係性から線形近似式を導出した。その近似式から平行移動指数を決定した際のモデルの推定精度は，およそ実験値の体積含水率± 0.1 以内に収まる結果となった。これにより，粒度特性値を用いることで，保水性試験結果無しで，平行移動指数を決定することができる可能性が示唆された。今後は，データを蓄積するとともに，近似式の適用範囲について検討する。

参考文献

1) K. Sako and R. Kitamura: A practical numerical model for seepage behavior of unsaturated soil, Soils and Foundations, Vol.46, No.5, pp.595-604, 2006.
2) 社団法人地盤工学会編：地盤材料試験の方法と解説，二分冊の一，pp.53-66, 2009.

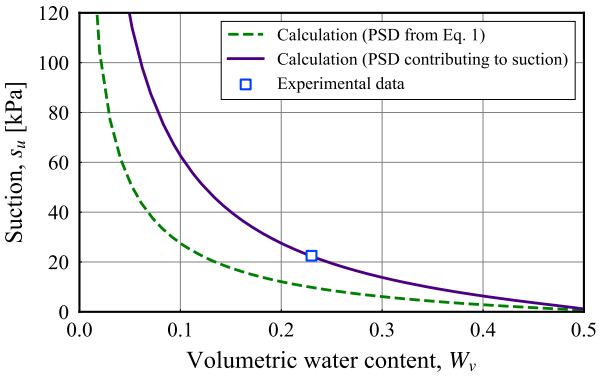


Fig.4 Experiment and calculations of SWCC from Kushira soil.

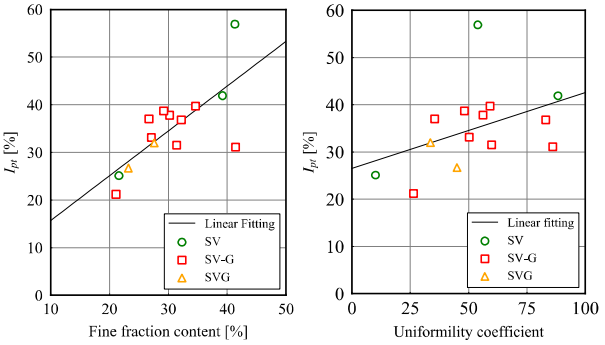


Fig.5 Relationship between properties of grain size distribution and I_{pt} [%].

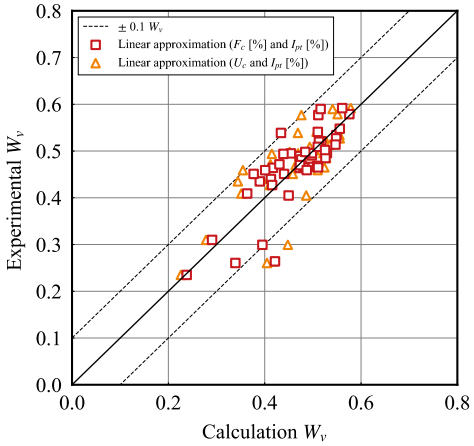


Fig.6 Relationship between experimental W_v and calculation W_v.

土と水の熱容量の違いを考慮したバルク法における蒸発効率の算定方法に関する検討（シンポジウム講演概要）

Study on the calculation method of evaporation efficiency in bulk method considering the difference in heat capacity between soil and water (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

軸屋　雄太（鹿児島大学・理工，日本学術振興会特別研究員 DC）
酒匂　一成（鹿児島大学・理工）　　伊藤　真一（鹿児島大学・理工）
Yuta JIKUYA, Kagoshima University, Research Fellow of Japan Society for the Promotion of Science
Kazunari SAKO and Shinichi ITO, Kagoshima University
E-mail: k7176492@kadai.jp

In risk assessments of slopes after rainfall, to quantify the amount of fluid outflow from the system, it is essential to obtain the amount of evaporation. This study focuses on the bulk method to estimate evaporation and discusses the calculation method of evaporation efficiency under natural convection. Firstly, the calculation method of exchange speed necessary for calculating the evaporation efficiency is examined, and the method considering the difference in heat capacity between soil and water is proposed. Secondly, the validity of the calculation result of evaporation efficiency based on the above-proposed method is evaluated. As a result, it was confirmed that the proposed method effectively calculated evaporation efficiency.

１．はじめに

降雨に起因した斜面災害への対策として，土壌雨量指数などの雨量指標に基づいた警報発令システムが実用化されてきている。一方で，降雨後の警報解除に関する判断は困難とされている。警報解除に向けた降雨後の斜面安定性の評価において，不飽和・飽和浸透流解析などの数値シミュレーションが実施されている。その際，保水特性や浸透特性などの水理特性に加えて，境界条件としての地表面蒸発量の把握が重要となる。蒸発量は，バルク法（β 法）[1]を用いて，一般的な気象データと地表面温度から推定できる。バルク法では，土質条件の影響が蒸発効率によって評価される。これまでに，自然対流状態を対象とした蒸発効率の算定方法が提案されているが [2]，その中で，バルク法のパラメータである交換速度の算定方法が課題とされている。

本論文では，土と水の熱容量の違いを考慮した交換速度の算定方法を新たに提案する。さらに，提案する方法で得られた交換速度を用いて蒸発効率を算定し，Sako らの方法[2]による算定結果と比較することで，蒸発効率の算定結果の妥当性を検討する。

２．バルク法の概要

バルク法を用いた単位時間・単位面積あたりの蒸発量 E の推定式（バルク式）は，次式で表せる。

$$E = \rho g_a \beta \left[q_{sat}(T_s) - q \right] \tag{1}$$

ここに，ρ：空気密度，g_a：交換速度，β：蒸発効率，q：大気の比湿，$q_{sat}(T_s)$：地表面温度 T_s に対する飽和比湿。交換速度 g_a は，地表面と大気の間で空気塊が交換される速度を意味し，自然対流状態では地表面と大気の温度差に依存する [3]。蒸発効率 β は，地表面での蒸発の起こりやすさを表し，土の水分状態に応じて 0 ～ 1 の範囲で値を取る（例えば，乾燥土であれば $\beta = 0$，飽和土であれば $\beta = 1$）。Lee ら[4]は，実験結果に基づく β の関数を提案している（式(2)）。

$$\beta = \begin{cases} \dfrac{1}{4}\left[1 - \cos\left(\dfrac{\theta}{\theta_{fc}} \pi \right) \right]^2 & \theta < \theta_{fc} \\ 1 & \theta \geq \theta_{fc} \end{cases} \tag{2}$$

ここに，θ：体積含水率，θ_{fc}：圃場容水量。

３．室内試験による交換速度と蒸発効率の算定

バルク式のパラメータにおいて，交換速度 g_a と蒸発効率 β は観測データから直接算定できない。そこで，Sako ら [2] は自然対流状態を対象として，室内試験に基づく g_a と β の算定方法（以下，従来法）を提案した。

室内試験では，気象観測と同時に水槽試験と土槽試験を実施し，各槽における蒸発量と表面温度を計測する。水表面は蒸発効率 $\beta = 1$ と定義されるため，バルク式から，水槽における交換速度 $g_{a,water}$ が算出される。このとき，土槽と水槽で交換速度が等しいと仮定することで，土槽における交換速度 $g_{a,soil}$ を算定している。さらに，得られた $g_{a,soil}$ をバルク式に代入することで，蒸発効率 β が算出される。

豊浦砂（土粒子密度 2.640 Mg/m^3，間隙比 0.750，圃場容水量 0.055）と東俣シラス（土粒子密度 2.514 Mg/m^3，間隙比 1.200，圃場容水量 0.320）を土試料に用いて，室内試験を実施した。水槽と土槽には，内径 15.5 cm，高さ 2 cm の塩化ビニール製円筒容器を用いた。土槽は，初期飽和度を 80，60，40 %に調整した試料を，設定した間隙比に合わせて底面から 1 cm 毎に締固めて作製した。計測間隔は 15 分とし，計測開始後 12 時間の経過を以て試験終了とした。

Fig. 1 に，従来法により算出された豊浦砂における体積含水率と蒸発効率の関係を示す。蒸発効率 β の水分依存性

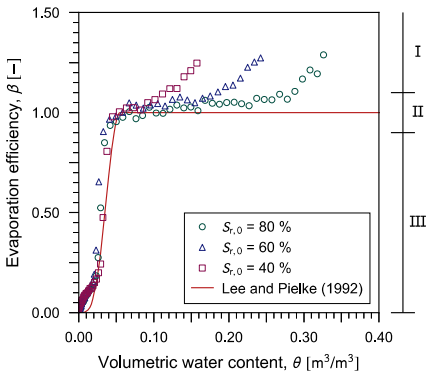


Fig. 1 Experimental results showing θ and β relation calculated by conventional method: Toyoura sand.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

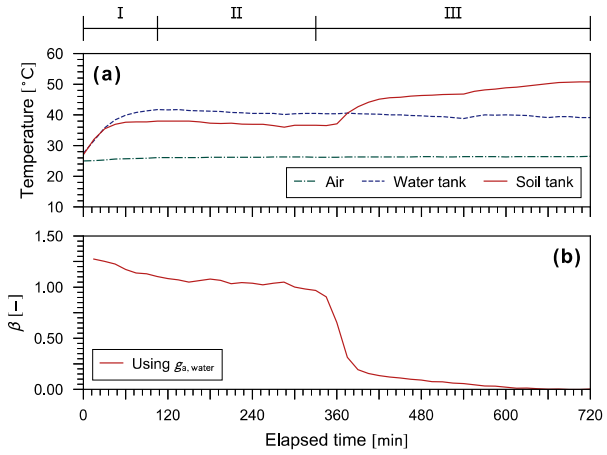


Fig. 2 Experimental results: Toyoura sand, $S_{r,0}$ = 60 %.

を図中に示すⅠからⅢの範囲に分けて考察する。範囲Ⅰでは，β が 1 を大きく上回っている。この範囲は試験開始後初期であり，試験開始時の不安定な試験環境の影響を受けていると思われる。そのため，以降，範囲Ⅰを議論の対象としない。範囲Ⅱと範囲Ⅲでは，β が既往モデルに近しい傾向を示している。しかし，範囲Ⅱに着目すると，β がわずかに 1 を上回る値で安定していることが分かる。これについて，Fig. 2 に示す，初期飽和度 60 %の豊浦砂における温度と蒸発効率の時系列変化を用いて考察する。Fig. 2(a)より，範囲Ⅱでは，両槽で表面温度が異なっている。土槽における交換速度の算定において，従来法では，土槽と水槽で交換速度が等しいと仮定しており，両槽での表面温度や地表面種類の違いが考慮されていない。その結果，Fig. 2(b)に示されるように，β が 1 を上回ったと推測される。

４．交換速度の算定方法の改良と検証

水槽における交換速度 $g_{a,water}$ を用いて，土槽における交換速度 $g_{a,soil}$ を算出するためには，両槽での表面温度や地表面種類の違いを考慮する必要がある。そこで，土と水の熱容量の違いに着目した交換速度 $g_{a,soil}$ の算定方法（以下，提案法）を提案する。

はじめに，物体の持つ熱エネルギーに着目する。熱量 Q は，体積熱容量 ζ と温度変化 δT から次式で表せる。

$$Q = \zeta \cdot \delta T \tag{3}$$

上式より，ζ と δT は反比例関係にあることが分かる。ここで，地表面と大気の温度差 T_s - T_a が，δT と比例関係にあると仮定する。また，Kondo ら [3]により，自然対流状態での交換速度が，T_s - T_a の 1 / 3 乗と比例関係にあると明らかにされている。以上の関係から，本論文では簡単のために，交換速度が ζ の 1 / 3 乗と反比例関係にあると定義すると，土槽における交換速度 $g_{a,soil}$ は次式で表される。

$$g_{a,soil} = \left(\frac{\zeta_{water}}{\zeta_{soil,sat}} \right)^{1/3} \cdot g_{a,water} \tag{4}$$

ここに，ζ_{water}：水の体積熱容量，$\zeta_{soil,sat}$：飽和土の体積熱容量。ここでは，バルク式において，土中水分量の影響が全て蒸発効率 β に含まれることから，飽和土の体積熱容量 $\zeta_{soil,sat}$ を用いている。

Fig. 3 に，提案法により算出された体積含水率と蒸発効率の関係を示す。範囲Ⅱにおいて，豊浦砂と東俣シラスのいずれも従来法と異なり，蒸発効率 β が 1 を上回らない値で安定しており，その変域（$0 \leq \beta \leq 1$）を満足している。

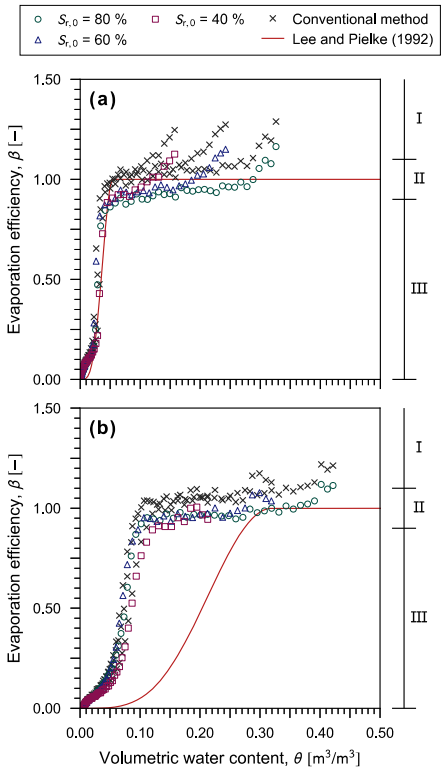


Fig. 3 Experimental results showing θ and β relation calculated by proposed method: (a) Toyoura sand; (b) Shirasu collected in Higashimata.

一方で，β が 1 で安定する既往の傾向 [1) 4)]と異なり，β が 1 を下回る値で安定している。これは，提案法において，土槽と水槽での熱量の違いを考慮できていないことが原因と予想される。また，範囲Ⅲにおいて，東俣シラスでは，試験結果と Lee らの関数による結果が大きく異なっている。このことから，圃場容水量のみを用いた β の水分依存性の評価が，土の種類によっては困難であると示唆された。

５．おわりに

本論文では，土と水の熱容量の違いを考慮した交換速度の算定方法を提案した。さらに，提案法に基づいて算定された蒸発効率が，定義された変域を満足することを確認できた。今後，交換速度の算定において，土槽と水槽での熱量の違いについても検討する必要がある。

謝辞

本研究は，JSPS 科研費（JP19K04602，JP22J14018）の助成を受けたものです。ここに謝意を示す。

参考文献

1) 近藤純正: 水環境の気象学 －地表面の水収支・熱収支－，朝倉書店, pp.194-198, 1994.
2) K. Sako, M. Moriiwa and T. Satomi: Experimental consideration on evaporation efficiency β of unsaturated sandy soil surface, *Japanese Geotechnical Society Special Publication*, 2(4), pp.226-229, 2016.
3) J. Kondo and S. Ishida: Sensible heat flux from the earth's surface under natural convective conditions, *J. Atmos. Sci.*, 54(4), pp.498-509, 1997.
4) T. J. Lee and R. A. Pielke: Estimating the soil surface specific humidity, *J. Appl. Meteor.*, 31, pp.480-484, 1992.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

一般セッション | 一般セッション（第二部門：計算力学）

第２部門⑤

座長:西口 浩二(名古屋大学)

2023年5月28日(日) 14:35 ～ 16:05 B会場 (6号館 4階 6418室)

[22020-25-01] 自由表面流れ解析に対する IGAの適用（シンポジウム講演概要）

尾崎 壮一[1]、*高瀬 慎介[1]、田中 聖三[2] （1. 八戸工業大学、2. 広島工業大学）

14:35 ～ 14:50

[22020-25-02] 強度分布最適化に基づく効果的な地盤改良とその支持力発現機構に関する考察（シンポジウム講演概要）

*小林 俊一[1]、福重 奈央[2]、山栗 祐樹[3]、熊 曦[1] （1. 金沢大学、2. 大洋コンサルタント、3. 中央大学）

14:50 ～ 15:05

[22020-25-03] QSIスキームと Multigrid前処理圧力解法を用いた3次元非圧縮性流体のスレッド並列計算（シンポジウム講演概要）

*本西 亮太[1]、牛島 省[1] （1. 京都大学）

15:05 ～ 15:20

[22020-25-04] 広域の氾濫被害予測に向けた不連続ガラーキン法による浅水長波ソルバー （シンポジウム講演概要）

*松本 礼央[1]、田中 聖三[2]、浅井 光輝[1] （1. 九州大学、2. 広島工業大学）

15:20 ～ 15:35

[22020-25-05] 座標変換を有する底面境界適合型粒子法の SPH(2)による高精度化（シンポジウム講演概要）

*藤岡 秀二郎[1]、辻 勲平[1]、三目 直登[2]、浅井 光輝[1] （1. 九州大学、2. 筑波大学）

15:35 ～ 15:50

[22020-25-06] 広域土砂流動シミュレーションにおける抵抗力モデルに関する基礎的検討（シンポジウム講演概要）

*大塚 千穂[1]、飛弾野 壮真[1]、Nilo Dolojan[1]、野村 怜佳[1]、森口 周二[1]、寺田 賢二郎[1] （1. 東北大学）

15:50 ～ 16:05

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

自由表面流れ解析に対する IGA の適用（シンポジウム講演概要）

Application of IGA for free surface flow analysis (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

尾崎　壮一（八戸工大・工）　高瀬　慎介（八戸工大・工）　田中　聖三（広島工大・工）
Soichi OZAKI, Hachinohe Institute of Technology
Shinsuke TAKASE, Hachinohe Institute of Technology
Seizo TANAKA, Hiroshima Institute of Technology
E-mail: takase@hi-tech.ac.jp

This paper presents an application of Isogeometric analysis(IGA) for free surface flow analysis. In this method, the free surface shape is expressed as a domain boundary with IGA technique based on the B-Spline function. As for the moving boundary method, ALE method based on interface tracking approach is used. For the fundamental research, several numerical examples are presented to demonstrate for the proposed free surface flow analysis using IGA.

1. はじめに

自由表面流れは，土木工学分野において数多く存在し，橋梁や堰などの河川構造物，防潮堤などの海洋構造物周辺の流れ，スロッシングと呼ばれる加振される容器内の液体振動などが挙げられる．このような工学的問題で重要なことは，これらの流体挙動が構造物に及ぼす影響を外力としてその構造物の設計に反映さえることであり，そのためには自由表面流れの流況を正確に把握し，評価する必要がある．また，構造物に作用する流体力を正確に評価するためには，構造物を正確にモデル化し，局所的な流況を把握する必要があるため，自由表面を考慮した非圧縮粘性流体解析が必要となる．

近年，T.J.R. Hughes らによって開発された Isogeometric 解析（IGA) 法[1),2)] が構造解析の分野において，注目されている．IGA では，汎用の CAD ソフトウェアでサーフェースの描画に用いられている B-Spline 関数を FEM の基底関数に直接利用するため，形状表現の誤差を気にすることなく，また，メッシュ生成の手間をかけずにシミュレーションが可能となっている．

そこで本研究では，IGA を用いた自由表面流れ解析手法の構築を目的とする．具体的には，構造物など解析対象を CAD の形状表現に用いられる Spline 関数を有限要素解析の基底関数に採用することで，CAD で描かれた形状が近似誤差が少なく解析可能となる IGA に着目し，自由表面流れ解析を行う．また，Spline 関数は高次の基底関数を容易に導入できることから界面追跡法の 1 つである ALE 法[3),4)] を用いて自由表面形状を直接的に解析をすることで，界面形状の精度向上も期待できる．本論文では，数値解析例を通して，本手法の有効性について検討を行う．

2. 解析手法

2.1. 支配方程式

本研究で用いる支配方程式は，非圧縮粘性流体における Navier-Stokes の運動方程式と連続式で以下のように表される．

$$\rho\left(\frac{\partial \boldsymbol{u}}{\partial t} + \bar{\boldsymbol{u}} \cdot \nabla \boldsymbol{u} - \boldsymbol{f}\right) - \nabla \cdot \boldsymbol{\sigma}\left(\boldsymbol{u}, p\right) = 0 \tag{1}$$

$$\nabla \cdot \boldsymbol{u} = 0 \tag{2}$$

ここで，ρ は密度，$\boldsymbol{u}$ は流速ベクトル，$\bar{\boldsymbol{u}}$ は相対速度であり，空間における流速と観測者の移動速度（節点移動速度）$\hat{u}$ の相対的な速度である．p は圧力，$\boldsymbol{f}$ は物体力ベクトル，$\boldsymbol{\sigma}$ は応力テンソルである．また，Newton 流体を仮定し，構成則には次式を用いる．

$$\boldsymbol{\sigma} = -p\boldsymbol{I} + 2\mu\boldsymbol{\varepsilon}(\boldsymbol{u}) \tag{3}$$

ここで，$\boldsymbol{I}$ は 2 階の単位テンソル，μ は粘性係数であり，$\boldsymbol{\varepsilon}(\boldsymbol{u})$ は次式で定義される変形速度テンソルである．

$$\boldsymbol{\varepsilon}(\boldsymbol{u}) = \frac{1}{2}\left(\nabla \boldsymbol{u} + (\nabla \boldsymbol{u})^{\mathrm{T}}\right) \tag{4}$$

2.2. NURBS 基底関数

本研究では，NURBS 基底関数を用いて IGA の解析を行う．NURBS 曲線 $\boldsymbol{C}(\xi)$ は，実空間上に配置されるコントロールポイント座標値により構成される位置ベクトル $\boldsymbol{B}_i$ と NURBS 基底関数 $R_i^p(\xi)$ の線形結合として，次式で表される．

$$\boldsymbol{C}(\xi) = \sum_{i=1}^{n} R_i^p(\xi)\boldsymbol{B}_i \tag{5}$$

$$R_i^p(\xi) = \frac{N_{i,p}(\xi)w_i}{\sum_{\bar{i}=1}^{n} N_{\bar{i},p}(\xi)w_i} \tag{6}$$

ここで，$N_{i,p}(\xi)$ は B-Spline 関数，w_i は形状を制御するためのコントロールポイントにおける重み，p は基底関数の次数，n はコントロールポイント数である．また，B-spline 関数 $N_{i,p}(\xi)$ は次式で表される再帰的な関数である．

$$N_{i,0}(\xi) = \begin{cases} 1 & \xi_i \le \xi \le \xi_{i+1} \\ 0 & otherwise \end{cases} \tag{7}$$

$$N_{i,p}(\xi) = \frac{\xi - \xi_i}{\xi_{i+p} - \xi_i} N_{i,p-1}(\xi) + \frac{\xi_{i+p+1} - \xi}{\xi_{i+p+1} - \xi i + 1} N_{i+1,p-1}(\xi) \tag{8}$$

ξ_i はノットと呼ばれるパラメータであり，曲線上の要素の境界を表す局所座標値である．

2.3. 安定化有限要素法による離散化

支配方程式 (1)，(2) に対して，NURBS 基底関数を用いて SUGP/PSGP 法[5)] に基づく安定化有限要素法を適用すると以下の弱形式が得られる．

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

$$\rho \int_{\Omega^P} \boldsymbol{w}^h \cdot \rho \left(\frac{\partial \boldsymbol{u}^h}{\partial t} + \bar{\boldsymbol{u}}^h \cdot \nabla \boldsymbol{u}^h - \boldsymbol{f} \right) d\Omega + \int_{\Omega^P} \boldsymbol{\varepsilon}(\boldsymbol{w}^h) : \boldsymbol{\sigma}(\boldsymbol{u}^h, p^h)\, d\Omega + \int_{\Omega^P} q^h \nabla \cdot \boldsymbol{u}^h\, d\Omega + \sum_{e=1}^{n_{\mathrm{el}}} \int_{\Omega_e^P} \left\{ \tau_{\mathrm{supg}} \bar{\boldsymbol{u}}^h \cdot \nabla \boldsymbol{w}^h + \tau_{\mathrm{pspg}} \frac{1}{\rho} \nabla q \right\} \cdot \left\{ \rho \left(\frac{\partial \boldsymbol{u}^h}{\partial t} + \bar{\boldsymbol{u}}^h \cdot \nabla \boldsymbol{u}^h - \boldsymbol{f} \right) - \nabla \cdot \boldsymbol{\sigma}(\boldsymbol{u}^h, p^h) \right\} d\Omega + \sum_{e=1}^{n_{\mathrm{el}}} \int_{\Omega_e^P} \tau_{\mathrm{cont}} \nabla \cdot \boldsymbol{w}^h \rho \nabla \cdot \boldsymbol{u}^h\, d\Omega = 0 \tag{9}$$

第 4 項は移流の卓越に対する安定化を施す SUPG 項および圧力振動を回避するための安定化項である PSPG 項，第 5 項は自由表面の数値不安定性を回避する安定化項である衝撃捕捉（Shock-Caputuring) 項[6] である．ここで，$\mathbf{w}^h$，q^h は流速，圧力の重み関数，τ_{supg}，τ_{pspg}，τ_{cont} は安定化パラメータである．

3. 矩形貯槽内スロッシング解析

本手法の大きく移動する自由表面問題での精度検証を行うため矩形貯槽内スロッシング解析を取り上げる．解析条件として，幅 1.0[m]，高さ 1.0[m] の貯槽内に 50% 貯まった流体に式 (10) で表される水平加速度を与える．振幅 A は 0.0093m，角速度 ω は 5.311rad/s である．

$$f_x = A\omega^2 sin\omega t. \tag{10}$$

流体は水と仮定したため密度 ρ および動粘性係数 μ はそれぞれ，$1.0\times10^3 kg/m^3$，$1.0\times10^{-6} m^2/s$ を用いた．境界条件として壁面で slip 条件を与えた．時間増分量は $\Delta t = 0.001s$ を用いた．

解析結果として，**図-1** に各時刻における水面形状を示す．この図より大きく自由表面位置を変化させながら，安定に解析が行われていることがわかる．また，**図-2** に，貯槽内左壁における水位の時刻歴の実験値との比較を示す．解析結果は実験値[7] とも良い一致を示していることがわかる．このことより，本手法で用いている自由表面解析手法の計算精度が確認できた．

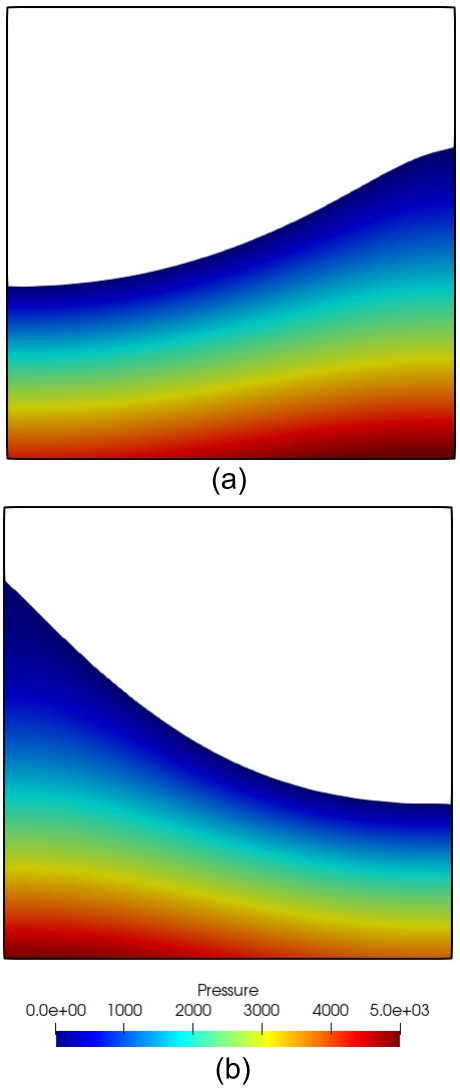


Fig. 1 Analysis results at various times ((a):t=6.0s, (b):t=9.0s)

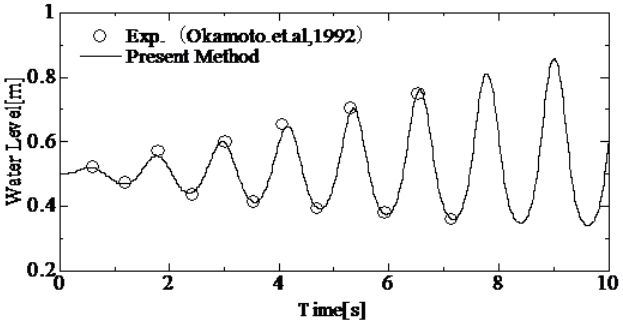


Fig. 2 Time history of water level at left wall

参考文献

1) Hughes, T.J.R, Cottrell, J.A. and Bazilevs, Y., Isogeometric analysis: CAD, finite elements, NURBS, exact geometry and mesh refinement, *Computer Methods in Appled mechanics and Engineering*, 194, pp.4135-4195, 2005
2) Cottrell, J.A., Hughes, T.J.R. and Bazilevs, Y., Isogeometric Analysis Toward Integration of CAD and FEA, Wiley, Chichester, U.K., 2009
3) Hughes, T.J.R., Liu, W.K. and Zimmermann, T.K. : Lagrangian-Eulerian finite element formulation for incompressible viscous flow, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 29, pp.329-349, 1981.
4) Huerta, A., Liu, W.K. : Viscous flow with large free surface motion, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 69, pp.277-324, 1988.
5) Tezduyar, T.E.: Stabilized finite element formulations for incompressible flow computations, *Advanced in Applied Mechanics*, **28**, pp.1-44, 1991
6) Aliabadi,S., and Tezduyar, T.E.: Stabilized-finite-element/interface-caputuring technique for parallel computation of unsteady flows with interfaces, *Compute Methods in Applied Mechanics and Engineering*, **190**, pp.243-261, 2000.
7) Okamoto, T., Kawahara, M.: Two-dimensional sloshing analysis by the arbitrary Lagrangian-Eulerian finite element methods, *Proceeding of JSCE*, **441**, I-18, pp.39-48, 1992.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

強度分布最適化に基づく効果的な地盤改良とその支持力発現機構に関する考察（シンポジウム講演概要）

Study on Effective Ground Improvement Based on Strength Distribution Optimization and its Bearing Capacity Mechanism (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

福重 奈央（大洋コンサルタント）　山栗 祐樹（中央大・工）　小林 俊一（金沢大・理工）　熊 曦（金沢大・理工）
Nao FUKUSHIGE, Taiyo Consultant Corporation
Yuki YAMAKURI, Chuo University
Shun-ichi KOBAYASHI, Kanazawa University
Xi XIONG, Kanazawa University
E-mail: koba@se.kanazawa-u.ac.jp

This study examines effective ground improvement of clay soils. As simplifying the cost as the integral of the material strength over the volume, strength distribution optimization is formulated to realize the desired bearing capacity. Numerical experiments indicate that effective ground improvement can be expected if the strength distribution enables slip lines to extend both vertically downward and laterally across the ground.

１．はじめに

支持力理論によると内部摩擦角がゼロの軟弱地盤の場合，極限支持力は地盤の粘着力から計算できる．そのため所期の支持力が確保できない軟弱地盤に対しては，固化材の添加撹拌によって粘着力の増加を図る地盤改良工法が施工されることがある．実務設計では直方体，柱状，壁状などの改良範囲形状を決め，その改良範囲で強度を一様に増加させ，所期の極限支持力を確保できる設計を行う．実務では使用機材による施工性や出来形の管理も重要となる．

さて，深い基礎であれば改良体を介して下部の支持層に荷重を伝達させることがポイントとなるが，下部の支持層には到達しない浅い改良体によって支持力の改善を図る場合は，浅い基礎の支持力問題と同様にすべり面が地盤表層に現れる支持力モードによる極限支持力を検討する必要がある．本研究では問題を単純化し，地盤の強度のみをコストとする強度分布最適化問題を定式化して数値実験を行い，所期の支持力を確保するための効果的な地盤改良とはどのようなものか，地盤の支持力発現機構の観点から考察する．

２．強度分布最適化問題の定式化

粘性土地盤（内部摩擦角ゼロ，初期粘着力c_0）上で中心鉛直載荷を受ける剛で粗い条件の浅い基礎の 2 次元平面ひずみ条件での支持力問題を考える．この基礎の鉛直支持力度（単位幅，単位奥行き当たりの極限支持力）は$q_{f0} = c_0 N_{c0}$である．ここにc_0 は地盤改良前の均質な地盤の粘着力，$N_{c0} = \pi + 2$ は内部摩擦角ゼロに対する支持力係数である．

著者らはすでに地盤の極限支持力を計算するため，有限要素による空間離散化と極限定理の下界法に基づく最適化を組合せた剛塑性有限要素法を定式化した[1,2]．可容応力場とは釣合い式を満たし，破壊条件を破らない応力場である．極限支持力を計算するためには，可容応力場の中で荷重係数を最大とする荷重を求める最適化問題として定式化した．この手法を改良すれば，基礎地盤の粘着力を位置 $\boldsymbol{x}$ の関数 $\boldsymbol{c(x)}$とし，所期の荷重を支持できる可容応力場の中で改良コストが最小となる最適化問題が定式化できる[3]．

地盤改良の費用対効果を測る指標として，単位体積あたりのコストが地盤の粘着力に比例することを仮定し，領域全体のコストをコスト関数として最小化を図る最適化問題を定式化する．具体的な目的関数は以下の通りである．

$$\text{Find } \max -\int_V c(\mathbf{x})dV = -\sum_i \sum_j c^{ij} w^{ij} (\det J)^{ij} \tag{1}$$

ここに右辺は領域積分を有限要素で離散化した表現で，添字 i,j は要素および積分点を表し，$w^{ij}(\det J)^{ij}$ はガウス積分の重みとヤコビアンの行列式を表す．

一方，制約条件は可容速度場，つまり釣合い式と地盤の破壊規準を満足する必要がある．

$$\boldsymbol{B}^T\boldsymbol{\sigma} = \alpha_0\boldsymbol{\Gamma}_0 + \boldsymbol{\Gamma}_c + \boldsymbol{D}_d^T\boldsymbol{p} \tag{2}$$

$$\boldsymbol{f}(\boldsymbol{\sigma}, \boldsymbol{c}) \le \boldsymbol{0} \tag{3}$$

ここに $\boldsymbol{\sigma}$ は応力，$\alpha_0\boldsymbol{\Gamma}_0$ は所期の支持力，$\boldsymbol{\Gamma}_c$ は物体力等の一定荷重，$\boldsymbol{p}$ はディリクレ境界条件における反力である．また破壊規準 $\boldsymbol{f}$ は Drucker-Prager の破壊規準を使用し，粘着力を平面ひずみ条件で換算した強度定数を用いた．さらに材料強度の改良上限を表す制約条件を課した．

$$\boldsymbol{c_0} \le \boldsymbol{c} \le \boldsymbol{n c_0} \tag{4}$$

ここに $\boldsymbol{n}$ は材料強度上限を表す無次元パラメータである．

３．数値実験結果

軟弱地盤上の中心鉛直載荷を受ける半幅 $B = 2[\mathrm{m}]$ の剛で粗い基礎構造物の 2 次元平面ひずみ条件の極限支持力問題を取り上げる．解析領域および境界条件を Fig. 1 に示す．初期粘着力c_0 に対する極限支持力を$\alpha_{\max}\boldsymbol{\Gamma}_0$ とし，所期の支持力との比を支持力比 m として定義する．

$$m = \alpha_0 \,/\, \alpha_{\max} \tag{5}$$

一例として改良可能範囲を解析領域全体とし，支持力比を $m = 2$, 強度比上限を $n = 6$ の場合の，コスト関数最小の強度分布（上）と対応する破壊モード（下）を Fig. 2 示

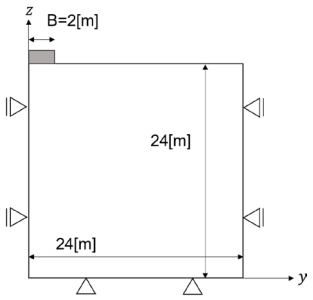


Fig. 1 Schematic illustration of numerical experiments

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

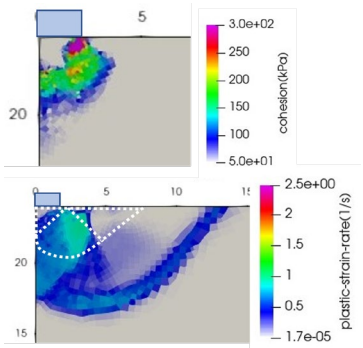


Fig. 2 Optimum strength distribution & failure mechanism.

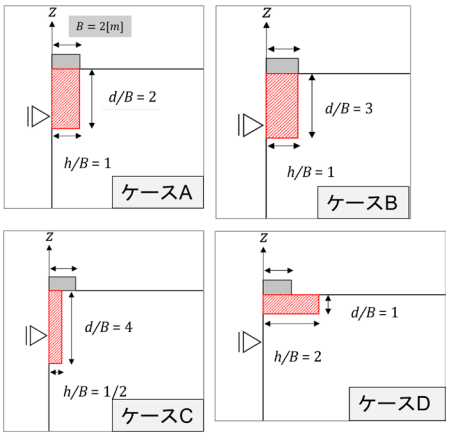


Fig. 3 Four possible improvement zone cases

す．いずれも基礎周辺を拡大した図であるが，基礎直下の地盤が周囲の改良領域で拘束される局所的な地盤改良で所期の支持力が確保できることが分かる．また下図の白線の未改良時破壊モードよりも鉛直下方の深い領域から，より側方に拡がるすべり線が発生することも分かる．これらより本解析例は浅い基礎の支持力の範疇で理解可能で，支持力増加メカニズムはすべり線長さの増加によって動員されるせん断抵抗が増加したと解釈できる．

つぎに改良可能範囲を基礎周辺に限定して数値実験を行った例を Fig. 3 に示す．側方には基礎幅と同じ範囲，鉛直下方には改良可能深さを基礎の全幅$2B$で除した根入れ比 1.0 までとしたケース A を基本とし，同じ改良可能面積で形状の異なるケース C とケース D，また根入れ比を 1.5 としたケース B と比較した．改良可能範囲を強度比上限 n で一様に改良したとき得られる最大支持力比m_{max} と強度比上限との関係を Fig. 4 に示す．同じ改良面積を一様に改良する場合，最大の支持力比が得られるのはケース D で接地圧低減効果が大きいこと，また改良領域がより深いケース C であっても，摩擦杭的な支持力改善効果は見込めない．また改良可能範囲の幅が等しいケース A と B では，改良可能範囲の面積が大きい方が得られる支持力比が増加する．またいずれのケースでも改良可能範囲が有限であるため，図中の矢印で示すように最大支持力比には限界がある．

さらにケース A について，所期支持力比 m に対する強度分布最適化の例を示す．例えば支持力比$m = 1.5$を得るために改良可能範囲を一様に改良する場合は Fig. 4 から強度比 $n = 2.8$ とすればよい．ここで強度比上限を$n > 2.8$ とすれば，強度分布最適化によるコストの減少が期待できる．強度分布最適化によるコスト関数の変化を Fig. 5 に示す．

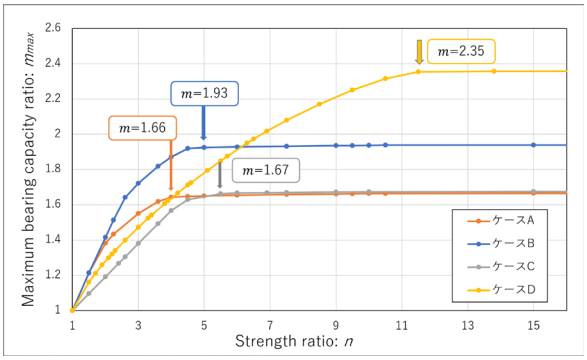


Fig. 4 Maximum bearing capacity ratio m_{max}

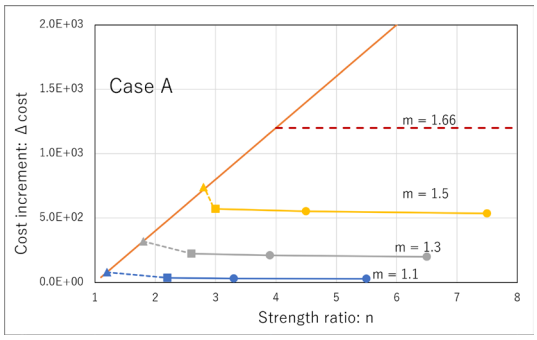


Fig. 5 Maximum bearing capacity ratio m_{max}

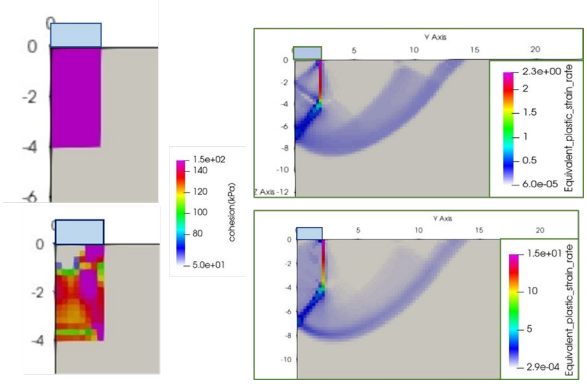


Fig. 6 Optimum solution for Case A

支持力比を$m = 1.5$ とする場合，強度比上限を$n = 3$ (50 [kPa] $\leq c \leq$ 300 [kPa]) とした強度分布最適解（図中■）の方が$n = 2.8$ ($c = 280$ [kPa])で一様に改良する場合（図中▲）よりも，コスト関数値が小さいことが分かる．一様改良（上）と強度分布最適解（下）の強度分布および出現する破壊モードの様子を Fig. 6 に示す．強度の弱い部分を強度の強い部分が取り囲むことで，一様改良と同様のすべり面が出現し，支持力が期待できることが分かる．

4．まとめ

強度分布最適化を利用した数値実験により，支持力発現機構の観点から効果的な地盤改良について考察した．浅い基礎の支持力増加には鉛直下方や側方にすべり線が拡がることが必要であり，それを実現できる強度分布が効果的である．今後は施工の制約も加味した検討を行いたい．

参考文献

1) S. Kobayashi: Soils and Foundations, 45(2) pp. 17-27, 2005.
2) 山栗ら：土木学会論文集 A2, 76(2), pp. I_225-I_236. 2021.
3) 小林ら：土木学会応用力学論文集, 11, pp. 133-140, 2008.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

QSI スキームと Multigrid 前処理圧力解法を用いた 3 次元非圧縮性流体のスレッド並列計算 （シンポジウム講演概要）

Thread-Parallel Computations of 3D Incompressible Flow with QSI Scheme and Multigrid Preconditioned Pressure Solver (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

本西　亮太（京大院・工）　牛島　省（京大・ACCMS）
Ryota MOTONISHI, Graduate School of Engineering, Kyoto University
Satoru USHIJIMA, ACCMS, Kyoto University
E-mail: motonishi.ryota.65z@st.kyoto-u.ac.jp

To obtain accurate numerical results of fluid flows, it is important to apply high-order schemes to the convection terms. While it was shown that QSI scheme is more accurate than 5th-oder TVD, it is time-consuming due to its flux-control procedures. In this paper, QSI scheme is used for the incompressible 3D cavity flow in addition that the pressure Poisson equations are solved with Bi-CGSTAB method without preconditioner and with SOR or multigrid preconditioners. As a result of thread-parallel computations, it was shown that multigrid preconditioner is effective to decrease the total elapsed time even if QSI scheme is employed.

1. はじめに

非圧縮性流体の数値解析において，基礎方程式に現れる移流項を精度良く計算することは，妥当な計算結果を得る上で非常に重要となる．QSI (Quintic Spline Interpolation) スキームは，5 次スプライン関数を利用した移流項計算手法であり，5 次精度の TVD スキームよりも精度の高い結果が得られる[1]．その一方で，QSI スキームでは数値振動を防ぐために反復計算によるフラックス制御を行うため，他のスキームと比較して計算に時間を要する．

また，非圧縮性流体の計算手法である MAC 系解法[2] においては，各時間ステップごとに離散化された圧力ポアソン方程式を解く必要があり，この計算も全体の計算時間の大部分を占める．既報[3] では，2 次元領域における流体計算において，圧力ポアソン方程式の求解にクリロフ部分空間法を用いる場合，前処理を適用することで計算時間が短縮されることが確認されている．

本研究では，高精度であるが計算負荷が高い移流項スキームを利用する場合に，3 次元非圧縮性流体の圧力計算における Multigrid 前処理の効果を確認する検討を行う．すなわち，3 次元キャビティ流れの移流項の計算に TVD および QSI スキームを利用し，圧力ポアソン方程式の求解に用いる Bi-CGSTAB 法に対して，前処理なし，SOR 法あるいは Multigrid 法による前処理を適用する，という 3 条件の計算を行い，計算時間を比較検討する．

2. 数値解析手法

密度 ρ，粘性係数 μ が定数であり，外力が作用しない非圧縮性流体の基礎方程式は以下の通りである．x_i は直交座標系の座標成分，u_i は x_i 方向の流速，p は圧力を表す．

$$\frac{\partial u_j}{\partial x_j} = 0 \tag{1}$$

$$\rho\frac{\partial u_i}{\partial t} + \rho\frac{\partial (u_i u_j)}{\partial x_j} = -\frac{\partial p}{\partial x_i} + \mu\frac{\partial^2 u_i}{\partial {x_j}^2} \tag{2}$$

非圧縮性流体の計算方法として用いる MAC 系解法では，各時間ステップにおいて式 (2) 左辺第 2 項の移流項を計算する．本計算で利用する QSI スキームでは，5 次スプライン関数を用いてセル中心速度をセル境界へ内挿して暫定的な移流フラックスを求めたのち，数値振動を防ぐためにフラックスの制御を行う．制御には DC 法による反復計算あるいは FP 法によるポアソン方程式の求解が用いられるが，本研究では DC 法を用いた．今後は後者に Multigrid 前処理を用いることにより，計算を高速化できる余地がある．

次に，MAC 系解法では，次式で表される圧力ポアソン方程式を各時間ステップにおいて計算する．

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial {x_i}^2} = \frac{\rho}{\Delta t}\frac{\partial u_i}{\partial x_i} \tag{3}$$

本研究では上式を離散化して Bi-CGSTAB 法により近似解を求めた．Bi-CGSTAB 法には，前処理を用いることで反復回数が減少し，より高速に残差を減少させることができるという性質がある．前処理付き Bi-CGSTAB 法のアルゴリズムでは，前処理行列 M の逆行列とベクトルの積 $\boldsymbol{z} = M^{-1}\boldsymbol{v}$ を求める必要がある．本研究では SOR 法と Multigrid 法を用いてこの計算を近似した．

Multigrid 法は，格子点の粗さを変えて解を求めることにより定常反復法の長波長成分の収束を早める手法である．既報[3] の変数補間を若干修正して，格子を粗くする制限補間は Fig. 1 において $\phi = (\phi_1 + \phi_2 + \phi_3 + \phi_4)/4$ によって求め，格子を細かくする延長補間においては $\phi_1, \phi_2, \phi_3, \phi_4$ に ϕ を代入した．

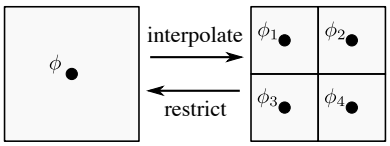


Fig. 1　Restriction and interpolation of multigrid method

3. 3 次元キャビティ流れの計算による計算時間の比較

Fig. 2 に示すように，上部壁面に一定流速 U を与える 3 次元キャビティ流れの計算を行う．移流項の計算スキームに 5 次精度の TVD および QSI を用い，また圧力ポアソン方程式の解法として Bi-CGSTAB 法を選択した．Bi-CGSTAB 法については，前処理を用いない場合に加え，SOR 法，Multigrid 法を前処理に適用する場合について計算

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

を行った．計算条件は $U = L = \rho = 1$，$\mu = 2.5 \times 10^{-3}$ とし，$\mathrm{Re} = UL\rho/\mu = 400$ とした．計算セル数は $128 \times 128 \times 128$ とし，プログラムは OpenMP によりスレッド並列化した．計算には京都大学のスーパーコンピュータシステム (Intel Xeon 20cores 2.4GHz × 2 /node) を利用した．16 並列における圧力計算時間 T_p のスピードアップの値は，前処理なしの場合で約 5.1，SOR 前処理の場合に約 10.8，Multigrid 前処理の場合に約 11.3 となった．

計算結果と既報[4] の流速分布の比較を Fig. 3 に示す．妥当な計算結果が得られていることが確認できる．

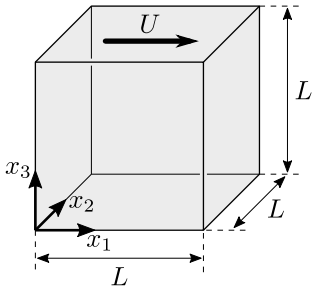


Fig. 2　3D cavity flow

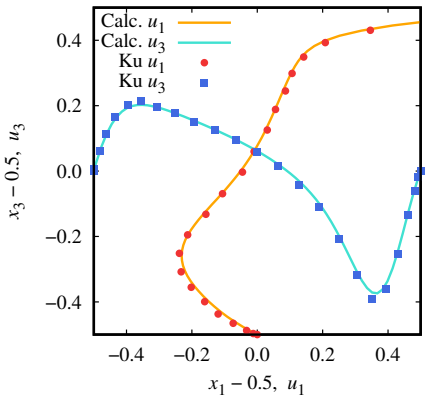


Fig. 3　Velocity distribution of cavity flow (u_1 at $x_1 = x_2 = 0.5$, u_3 at $x_2 = x_3 = 0.5$)

16 並列の場合の各解法における，80,000 ステップまでの移流項計算時間 T_c，圧力計算時間 T_p を Table 1 に示す．移流項の計算において，QSI は TVD の 4〜5 倍ほどの時間を要していることがわかる．一方で，SOR 法や Multigrid 法による前処理はどちらの移流項計算スキームにおいても有効であることが読み取れる．

QSI スキームを用いて，前処理なしの場合と，Multigrid 前処理を用いた場合の 2,000 ステップごとの計算時間の推移を表す結果を，それぞれ Fig. 4 と Fig. 5 に示す．いずれの場合においても移流項計算時間 T_c は定常解に向かう非定常計算の過程でほぼ一定であるが，圧力計算時間 T_p は定常解に近づくにつれて減少している．これは，流れが定常状態に近付くにつれて，Bi-CGSTAB 法の反復回数が減少したためと考えられる．特に，Fig. 4 と Fig. 5 を比較すると，前処理なしの場合では流れの初期段階において圧力計算が計算時間の大部分を占めていることが確認できる一方で，Multigrid 前処理を用いた場合には初期段階においても圧力計算にかかる計算時間が抑えられている．QSI を利用することにより移流項の計算に時間を要しても，Multigrid 前処理により圧力ポアソン方程式を高速に解くことで，全体の計算時間を抑えられることが確認された．

Table 1　Comparison of T_p and T_c

Scheme		TVD	QSI
	T_c [s]	2663.39	12120.19
non-precond.		9081.04	8201.90
SOR	T_p [s]	2470.49	2598.76
Multigrid		2155.14	1891.67

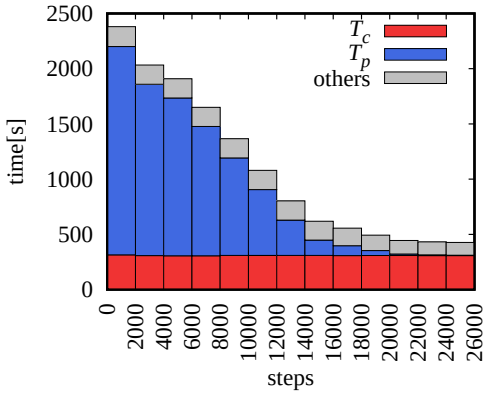


Fig. 4　Elapsed time per 2,000 steps (QSI, non-precond.)

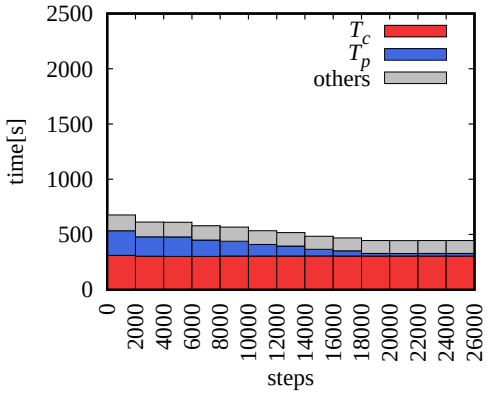


Fig. 5　Elapsed time per 2,000 steps (QSI, Multigrid)

今後の研究では，QSI スキームのフラックス制御において，FP 法に用いられるポアソン方程式へ前処理付き行列解法を適用することで移流項の計算時間の短縮を図り，高精度かつ高速な流体計算法を構築する計画である．

参考文献

1) 牛島省, 吉田圭介, 竹村雅樹, 禰津家久：フラックス制御を利用する移流方程式の 5 次精度保存形スキーム, 土木学会論文集, Vol. 2003, No. 747, pp. 85–94, 2003.
2) 牛島省, 禰津家久：移動一般座標系を用いたコロケート格子による自由水面流れの数値解析手法, 土木学会論文集, No. 698, pp. 11–19, 2002.
3) 本西亮太, 牛島省：密度流の数値解析における圧力計算の前処理法, 土木学会論文集, Vol. 79, No. 15, 22-15029, pp. 1–12, 2023.
4) Ku, H. C., Hirsh, R. S. and Taylor, T. D.： A pseudospectral method for solution of the three-dimensional incompressible Navier-Stokes equations, *Journal of Computational Physics*, Vol. 70, No. 2, pp. 439–462, 1987.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

広域の氾濫被害予測に向けた不連続ガラーキン法による浅水長波ソルバー（シンポジウム講演概要）

A shallow water solver for wide-area inundation damage prediction using discontinuous Galerkin method (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

松本　礼央（九州大・工）　　田中　聖三（広島工業大・工）　　浅井　光輝（九州大・工）
Reo MATSUMOTO, Kyushu University
Seizo TANAKA, Hiroshima Institute of Technology
Mitsuteru ASAI, Kyushu University
E-mail: r-matsumoto@doc.kyushu-u.ac.jp

Shallow water equations are widely used for river flooding, storm surge, tsunami, and other natural disaster simulations. In this context, a continuous Galerkin (CG) method with artificial viscosities and stabilizers has often been used to discretize the space. Although the CG method can produce robust simulations, the numerical solution cannot satisfy conservation laws of mass, momentum and flux on the finite element edges. Then, a discontinuous Galerkin (DG) method, which is effective and promising tools for the hyperbolic equations with discontinuities, has been expected for the next generation numerical simulation tool. In this study, the DG method is applied to the spatial discretization for the shallow water equations, and wetting-drying algorithm and slope limiter are discussed for our purpose. The proposed method has been verified with two fundamental examples. In addition, we find that the proposed method provides better performance in its accuracy than that of CG method.

１．緒言

河川の氾濫や高潮などの数値解析には，浅水長波方程式が広く用いられている．浅水長波方程式は双曲型の偏微分方程式であり，不連続な解を有することによる数値不安定性が生じるため，空間の離散化に CG（continuous Galerkin）法に基づく安定化有限要素法が多く用いられてきた．しかし，CG 法では，人工的な粘性による解のなまりや，質量保存などの保存則を厳密に満足できないなどの問題点がある．そこで，保存性を満足できる有限体積法の良さを持ち併せる DG（discontinuous Galerkin）法が期待されている．DG 法は，浅水長波方程式などの不連続な解を有しやすい双曲型方程式の解析に対して有効であり，要素境界での Flux の収支を考慮して解析を行うため，局所的な保存性を満足できるという性質を持つ．本研究では，浅水長波方程式の高精度かつ高効率な数値解析手法の構築を目的とし，浅水長波方程式の空間離散化に DG 法を適用した．また，移動境界手法を導入することで，水際線の移動を有する浅水長波流れ解析を可能にした．数値解析例としてダムブレーク問題と段波問題を取り上げ，厳密解および CG 法との数値解析結果の比較により，DG 法の有用性について検討を行った．

２．数値解析手法

２．１．支配方程式

支配方程式には，以下に示す浅水長波方程式を用いる．

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} + \nabla \cdot \mathbf{F}(\mathbf{U}) - \mathbf{R} = 0 \tag{1}$$

ここで，$\mathbf{U}$は保存変数，$\mathbf{F}(\mathbf{U})$は流束関数，$\mathbf{R}$はソース項であり，以下のように定義される．

$$\mathbf{U} = [h,\ uh,\ vh]^{\mathrm{T}} \tag{2}$$

$$\mathbf{F}(\mathbf{U}) = [\mathbf{F}_1(\mathbf{U}),\ \mathbf{F}_2(\mathbf{U})]^{\mathrm{T}} \tag{3}$$

$$\mathbf{F}_1(\mathbf{U}) = \left[uh \quad u^2h + \frac{1}{2}gh^2 \quad uvh\right]^{\mathrm{T}},$$

$$\mathbf{F}_2(\mathbf{U}) = \left[vh \quad uvh \quad v^2h + \frac{1}{2}gh^2\right]^{\mathrm{T}}$$

$$\mathbf{R} = \left[0 \quad -gh\frac{\partial z}{\partial x} \quad -gh\frac{\partial z}{\partial y}\right]^{\mathrm{T}} \tag{4}$$

ここで，hは水深，uおよびvはx，y軸方向の断面平均流速，gは重力加速度であり，zは基準面からの高さである．

２．２．DG 法による離散化

式(1)に対し，各内部要素の集合を$\tilde{\Omega}$，その要素境界の集合をΓ_{int}とし，空間方向の離散化として DG 法を適用すると，以下に示す弱形式が得られる．

$$\int_{\tilde{\Omega}} \mathbf{W} \cdot \frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} \mathrm{d}\Omega - \int_{\tilde{\Omega}} \nabla \mathbf{W} \cdot \mathbf{F}(\mathbf{U})\, \mathrm{d}\Omega + \int_{\Gamma_{\mathrm{int}}} \mathbf{W} \cdot \mathbf{F}(\mathbf{U}) \cdot \mathbf{n} \mathrm{d}\Gamma + \int_{\tilde{\Omega}} \mathbf{W} \cdot \mathbf{R} \mathrm{d}\Omega = 0 \tag{5}$$

ここで，$\mathbf{W}$は要素ごとに定義される不連続な重み関数，$\mathbf{n} = [n_x, n_y]^{\mathrm{T}}$は$\Gamma$の外向き単位法線ベクトルである．なお，時間方向の離散化には 3 次精度の Runge-Kutta 法を用いた．

２．３．数値フラックス

DG 法では要素境界で物理フラックスを複数有するため，数値フラックスを用いて近似を行う．式(5)左辺第 3 項のフラックスと外向き単位法線ベクトルの内積を数値フラックスに置き換え，本研究では，以下に示す Local Lax-Freidrich Flux[1]を用いる．

$$\hat{\mathbf{E}} = \frac{1}{2}[\mathbf{F}(\mathbf{U}^+) + \mathbf{F}(\mathbf{U}^-)] - \frac{a_{\max}}{2}(\mathbf{U}^+ - \mathbf{U}^-) \tag{6}$$

ここで，$a_{\max}$は流速と波速の絶対値の和である．また，$\mathbf{U}^+$，$\mathbf{U}^-$は，要素境界における値であり，要素境界であらかじめ設定された法線ベクトルの方向の値を$\mathbf{U}^+$とし，もう一方の値を$\mathbf{U}^-$と定義する．

２．４．Slope Limiter 処理

段波などの不連続面を有する問題を解いた際に発生するオーバーシュートやアンダーシュートを抑制するために，本研究では Slope Limiter 処理 [2]を適用する．この処理を Runge-Kutta 法の各ステップ後に行う．

２．５．移動境界手法

陸域での洪水氾濫を解く場合，移動する水際境界を考慮する必要がある．本研究では，あらかじめ広域にわたりメ

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

ッシュ分割を行い，その中で水深の有無を判定しながら水流域を決めていく手法を用いる．本手法では，設定した微小水深と，浅水長波方程式を解き，得られた水深の大きさから陸水判定を行う．要素内の 3 節点全てが微小水深以下となった場合，その要素は陸域とする．水際要素の流速については無抵抗となる境界条件を与える．

３．数値解析例

本手法の有効性について検討するために，数値解析例としてダムブレーク問題，段波問題を取り上げ，厳密解および CG 法による数値解析結果との比較を行う．なお，CG 法の空間方向の離散化には SUPG 法による安定化有限要素法，時間方向の離散化には Crank-Nicolson 法を用い，要素としては DG 法，CG 法ともに三角形 1 次要素を用いた．

３．１．ダムブレーク問題での検証

解析モデルを Fig. 1 に示す．x，y方向分割幅はそれぞれ 0.1[m]，0.5[m]とし，時間増分は 1.0×10^{-4} [s]，DG 法の微小水深は 2.0×10^{-4} [m]，CG 法の微小水深は 5.0×10^{-3} [m]とした．解析結果として，Fig. 2 は 2 秒後の水面形状，流速分布について示したものである．図より，CG 法と比較して DG 法による結果は，水の到達域をより正しく評価でき，水面形状，流速分布ともに厳密解とよい一致を示した．

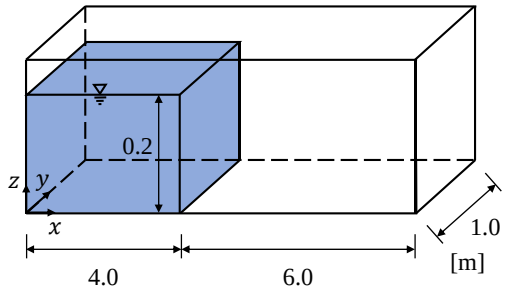


Fig. 1 Schematic defining the dam-break problem

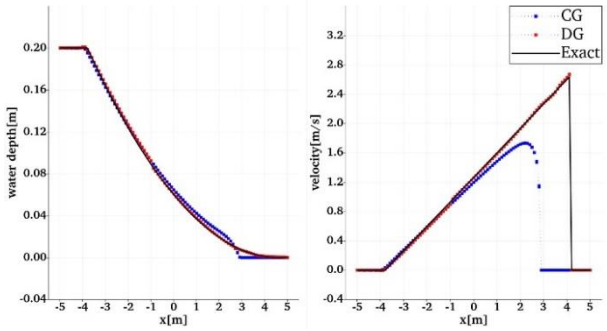


Fig. 2 The computed solutions of the dam-break problem

３．２．段波問題での検証

解析モデルを Fig. 3 に示す．x，y方向分割幅はそれぞれ 0.1[m]，0.5[m]とし，時間増分は 1.0×10^{-4} [s]とした．解析結果として，Fig. 4 は 1 秒後の水面形状，流速分布について示したものである．図より，CG 法と比較して DG 法による結果は，厳密解とよい一致を示しているものの，不連続面においてオーバーシュート，アンダーシュートが発生していた．一方，Fig. 5 は Slope Limiter 処理を導入した場合の 1 秒後の水面形状，流速分布について示したものである．図より，Slope Limiter 処理を導入することで不連続面での数値振動が抑制されているものの，過度なならまりが生じていることが確認できる．

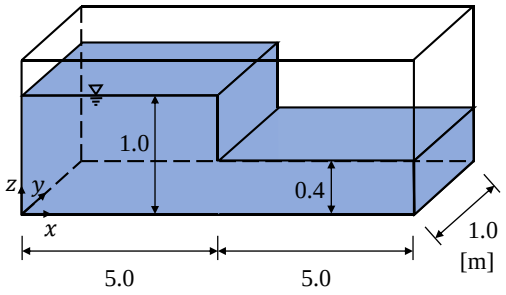


Fig. 3 Schematic defining the bore problem

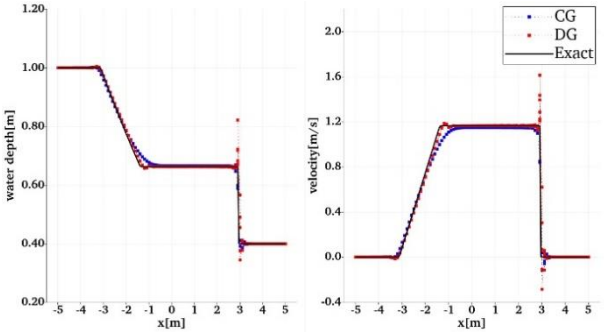


Fig. 4 The computed solutions of the bore problem

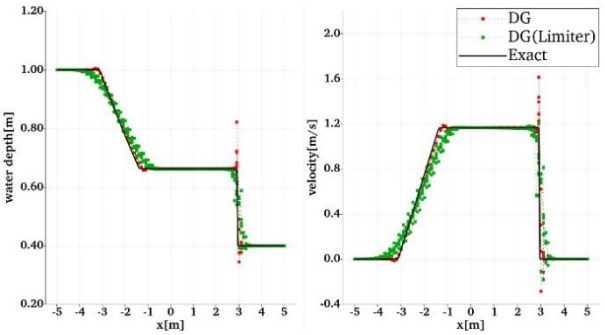


Fig. 5 The computed solutions with Slope Limiter of the bore problem

４．結言

本研究では，浅水長波方程式の高精度かつ高効率な数値解析手法の構築として，空間方向の離散化に DG 法を用いることを提案した．さらに，ダムブレーク問題，段波問題での検証を行い，厳密解および従来の CG 法との数値解析結果の比較を行った．それにより浅水長波流れ解析において DG 法が有効であることが確認できた．今後の方針として，不連続面での数値振動抑制のために最適な Limiter 処理を導入し，さらには DG 法の利点である局所的な高精度化（直交基底高次補間要素）を適用することでより高速かつ高精度なソルバーへと発展させる予定である．

参考文献

1) Nouh Izem, Mohammed Seaid, Imad Elmahi, and Mohamed Wakrim: Discontinuous Galerkin method for two-dimensional bilayer shallow water equations, *J. Eng. Math*, Vol. 96, No. 1, pp. 1-21, 2016.
2) Louis J Durlofsky, Bjorn Engquist, and Stanley Osher. Triangle based adaptive stencils for the solution of hyperbolic conservation laws, *J. Comp. Phys*, Vol. 98, No. 1, pp. 64–73, 1992.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

座標変換を有する底面境界適合型粒子法の SPH(2)による高精度化
（シンポジウム講演概要）

A bottom boundary-fitted particle method using coordinate transformation with SPH(2) (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

藤岡　秀二郎（九州大・工）　辻　勲平（九州大・工）　三目　直登（筑波大・シ）　浅井　光輝（九州大・工）
Shujiro FUJIOKA, Kyushu University
Kumpei TSUJI, Kyushu University
Naoto MITSUME, Tsukuba University
Mitsuteru ASAI, Kyushu University
E-mail: s-fujioka@doc.kyushu-u.ac.jp

We proposed a second-derivative model satisfying the Taylor expansion up to 2nd-order terms to improve accuracy of SPH method named SPH(2). SPH(2) shows a good convergence in the Lid-driven cavity and Karman vortex problems without free surface, and it can simulate free surface problem. In this study, a bottom boundary-fitting coordinate transformation in the free surface problem is implemented in SPH(2) so that complex outer solid boundary geometries can be treated with simple straight boundaries in the computational domain. We demonstrated the feasibility and stability of the proposed model with a couple of examples and confirmed its validity compared with an experimental result.

１．緒言

連続体解析に用いられる SPH，MPS などの粒子法では，大変形を伴う自由表面問題や流体の分裂・結合現象を容易に表現できるという利点がある．一方で，粒子法では一般的に着目粒子から近傍粒子までの距離に応じた固定したカーネル関数（重み関数の一種）を使った内挿近似を行うため，粒子配置が乱れた場合，計算精度が担保されない．この課題に対し本研究グループでは Taylor 展開の 2 次の項までを満足する 2 階微分モデル（以下，SPH(2)と略記）を提案し，複数の例題を通して，既往の SPH モデルに比べて収束性と安定性に優れていることを確認してきた [1]．

本研究では，2 階の混合微分が必要となる壁面境界適合用の座標変換を SPH(2)で実行し，微分モデルとしての優位性を示すとともに，複雑な壁面境界を持つ問題の効率的な解析手法を提案する．

２．座標変換の概要

本研究では松本らが提案した底面境界適合型 MPS 法 [2] と同様の座標変換を用いて検証を行った．本手法では，解析領域内においてヤコビアンが一定となるような座標変換を用いることで，各粒子が保持する体積の変化を防止しながら，境界の扱いを単純にした．

Fig.1 の破線で示すx軸に平行な基準面からの底面境界の高さを$h(x)$としたとき，座標変換は以下のように定義される．

$$\xi = x \tag{1}$$

$$\zeta = y - h(x) \tag{2}$$

この座標変換のヤコビ行列$\boldsymbol{J}$は以下のように表される．

$$\boldsymbol{J} = \begin{bmatrix} \frac{\partial \xi}{\partial x} & \frac{\partial \zeta}{\partial x} \\ \frac{\partial \xi}{\partial y} & \frac{\partial \zeta}{\partial y} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & -\frac{dh}{dx} \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \tag{3}$$

ここで正規座標系の勾配作用素を

$$\hat{\nabla} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial \xi} & \frac{\partial}{\partial \zeta} \end{bmatrix}^T \tag{4}$$

と表すとき，実空間での勾配，ラプラシアンはヤコビ行列$\boldsymbol{J}$を用いてそれぞれ以下の式で表される．

$$\nabla \phi = \boldsymbol{J}\hat{\nabla}\phi \tag{5}$$

$$\nabla^2 \phi = \boldsymbol{J}\hat{\nabla} \cdot \boldsymbol{J}\hat{\nabla}\phi = \boldsymbol{c}_{\mathrm{trans}} \cdot \hat{\boldsymbol{D}}\phi \tag{6}$$

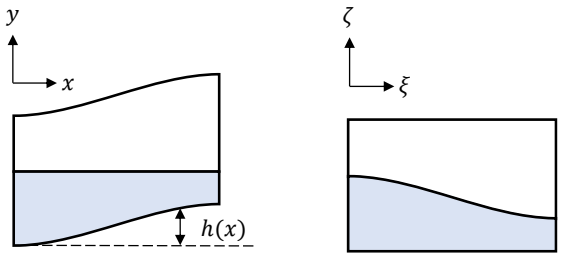
$$\boldsymbol{c}_{\mathrm{trans}} := \begin{bmatrix} 0 & -\frac{d^2h}{dx^2} & 1 & -2\frac{dh}{dx} & 1 + \left(\frac{dh}{dx}\right)^2 \end{bmatrix}^T \tag{7}$$

$$\hat{\boldsymbol{D}} := \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial \xi} & \frac{\partial}{\partial \zeta} & \frac{\partial^2}{\partial \xi^2} & \frac{\partial^2}{\partial \xi \partial \zeta} & \frac{\partial^2}{\partial \xi^2} \end{bmatrix}^T \tag{8}$$

以上の微分作用素を用い，$\xi - \zeta$ 座標系における非圧縮性 Navier-Stokes 方程式を表すと次のようになる．

$$\frac{D\boldsymbol{u}}{Dt} = -\frac{1}{\rho}\boldsymbol{J}\hat{\nabla}p + \nu \boldsymbol{c}_{\mathrm{trans}} \cdot \hat{\boldsymbol{D}}\boldsymbol{u} + \boldsymbol{g} \tag{9}$$

ここで $\boldsymbol{u}, \rho, p, \nu, \boldsymbol{g}$ はそれぞれ流体の流速，密度，圧力，動粘性係数，重力加速度である．$\xi - \zeta$ 座標系において式(5),(6)で示した勾配とラプラシアンを評価することで$x - y$ 座標系における流体の運動を解くことが可能となる．



(a) $x - y$ coordinate (real space)　(b) $\xi - \zeta$ coordinate (analytical space)

Fig.1 Schematic view of coordinate transformation.

３．離散近似モデル

前章で示したように，座標変換を用いる際には 1 階微分と 2 階微分をそれぞれ評価できる離散近似モデルが必要となる．特にラプラシアンでは 1 階微分と 2 階微分の総和の形で表記されるため，誤差の累積を防ぐためにそれぞれ高精度なモデルを使用する必要がある．本研究では SPH 法で広く用いられる 1 次精度の修正勾配モデルと，本研究グループが提案した Taylor 展開の 2 次の項までを満足する 2 階微分モデルを用いた．

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

勾配モデルは以下の式で表される．

$$\langle\nabla\phi\rangle_i \coloneqq \bigcup_{j\in\mathbb{S}_i} V_j\phi_{ij}\tilde{\nabla}w_{ij} \quad (\tilde{\nabla}w_{ij} \coloneqq \boldsymbol{L}_i\nabla w_{ij}\ ) \tag{10}$$

$$\boldsymbol{L}_i \coloneqq \left[\bigcup_{j\in\mathbb{S}} V_j(\nabla w_{ij}\otimes\boldsymbol{r}_{ij})\right]^{-1} \tag{11}$$

V_jはj粒子の代表体積，ϕ_iはi粒子の物理量$(\phi_{ij}=\phi_j-\phi_i)$，$w_{ij}$は$j$粒子の$i$粒子に対する重み，$\boldsymbol{x}_i$は$i$粒子の位置ベクトル$(\boldsymbol{r}_{ij}=\boldsymbol{r}_j-\boldsymbol{r}_i)$を示す．

また 2 階微分モデルは以下の式で表される．

$$\left[\left\langle\frac{\partial^2\phi}{\partial x^2}\right\rangle_i \quad \left\langle\frac{\partial^2\phi}{\partial y^2}\right\rangle_i \quad 2\left\langle\frac{\partial^2\phi}{\partial x\partial y}\right\rangle_i\right]^T \coloneqq 2[\mathbf{M}_i]^{-1}\bigcup_{j\in\mathbb{S}_i} V_jF_{ij}[\mathbf{q}_{ij}](\phi_{ij}-\boldsymbol{r}_{ij}\cdot\langle\nabla\phi\rangle_i) \tag{12}$$

$$[\mathbf{M}_i] \coloneqq \bigcup_{j\in\mathbb{S}_i} V_jF_{ij}[\mathbf{q}_{ij}][\mathbf{p}_{ij}]^T \tag{13}$$

$$F_{ij} \coloneqq \frac{\boldsymbol{r}_{ij}\cdot\tilde{\nabla}w_{ij}}{|\boldsymbol{r}_{ij}|^4} \tag{14}$$

$$[\mathbf{q}_i] \coloneqq \begin{bmatrix}x_{ij}^2 & y_{ij}^2 & x_{ij}y_{ij}\end{bmatrix}^T \tag{15}$$

$$[\mathbf{p}_i] \coloneqq [A(x,x) \quad A(y,y) \quad A(x,y)]^T \tag{16}$$

$$A(a,b) \coloneqq a_{ij}b_{ij} - \boldsymbol{r}_{ij}\cdot\bigcup_{k\in\mathbb{S}_i} V_ja_{ik}b_{ik}\tilde{\nabla}w_{ik} \tag{17}$$

４．三角形状障害物を有する水柱崩壊問題での検証

４．１．解析手法・モデル

本研究では，解析手法として非圧縮性流体を対象とした半陰解法型の安定化 ISPH 法[3]を採用した．また，本検証では，負圧による過度な粒子凝集を防ぐため，粒子配置を規則的な状態へと近づける PS（Particle Shifting）法を導入している．解析モデルは三角形状障害物を有する水柱崩壊問題（Fig.2）を対象とした．本問題では実験[4]が実施されており，その結果との比較により本手法の妥当性を確認する．

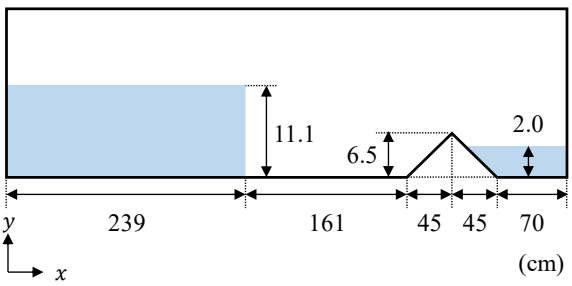


Fig.2 Schematic diagram of dam-break problem.

４．２．解析結果

解析結果を Fig.3，Fig.4 に示す．Fig.3 より 1.8 s 頃に三角形状障害物を越流し，3.0 s から 8.4 s の間に下流側の壁で波が 2 回反射し上流側に戻っていく実験と同様の結果が得られた．また 15.5 s における $\xi-\zeta$ 座標との比較より，三角形状障害物上で適切に座標変換が行われ圧力の乱れも見られないことから，提案モデルの近似が座標変換や自由表面を有する問題に対しても妥当であることが言える．さらに，上流側の壁から 393.5 cm 地点の水深の時間遷移（Fig.4）を実験値と比較すると，波の伝播にわずかな遅れが生じているものの，概ね一致する結果が得られた．

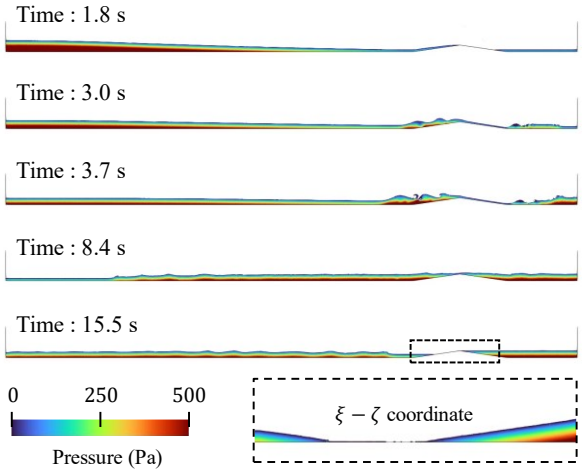


Fig.3 Time transitions of waves

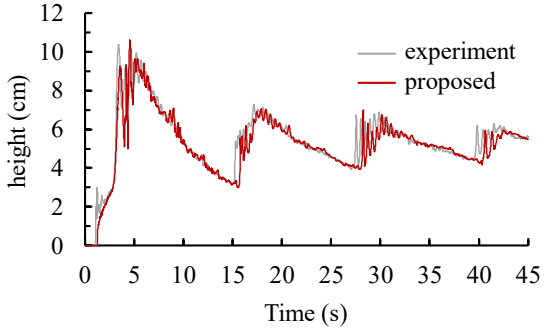


Fig.4 Time transition of free surface height ($x = 393.5$ cm)

５．結言

本研究では 2 階微分を SPH(2)でモデル化した壁面境界適合型 SPH 法を提案した．三角形状障害物を有する水柱崩壊問題の解析を通して，座標変換による効率的かつ高精度な解析が可能であることを示した．SPH 法などの粒子法では粒子の規則配置が精度を担保するためには重要な要素となるが，例えば水深方向に座標を歪ませる σ 座標などの座標変換を施せば計算コスト減らすことができる可能性を秘めている．提案手法はそのための第一段階であり，高精度な 2 階微分モデルである SPH(2)により実現できた成果である．

参考文献

1) 藤岡秀二郎，辻勲平，浅井光輝: 高精度 SPH 法 ～空間 2 次精度の勾配・ラプラシアン・混合微分～， 土木学会論文集, Vol. 79, No. 15, 2023.
2) 松本久也，井元佑介，浅井光輝，三目直登: 底面境界適合型 MPS 法の開発，日本計算工学会論文集, No. 20210017, 2021.
3) M. Asai, A. M. Aly, Y. Sonoda and Y. Sakai: A stabilized incompressible SPH method by relaxing the density invariance condition, *J. Appl. Math.*, 2012, Article ID 139583, 2012.
4) S. Soares-Frazão: Experiments of dam-break wave over a triangular bottom sill, *J. Hydraul. Res.*, Vol. 45, pp. 19-26, 2007.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

広域土砂流動シミュレーションにおける抵抗力モデルに関する基礎的検討（シンポジウム講演概要）

On the Modeling of Resistance Force for Regional Sediment Flow Simulations (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

大塚　千穂（東北大・工）　飛彈野　壮真（東北大・工）　Dolojan Nilo（東北大・工）
野村　怜佳（東北大学災害科学国際研究所）　森口　周二（東北大学災害科学国際研究所）
寺田　賢二郎（東北大学災害科学国際研究所）
Chiho OTSUKA, Tohoku University
Soma HIDANO, Tohoku University
Nilo DOLOJAN, Tohoku University
Reika NOMURA, Tohoku University
Shuji MORIGUCHI, Tohoku University
Kenjiro TERADA, Tohoku University
E-mail: chiho.otsuka.q6@dc.tohoku.ac.jp

This study examines the resistance modeling for sediment flow simulations in mountainous regions. With a two-dimensional shallow water equation employed to express the sediment flow, we discuss resistance modeling for predicting the tendencies of runouts and the final depositions. By employing the stabilized SUPG/PSPG finite element method, we carry out parameter studies on both the soil and slope parameters, Manning's roughness coefficient and internal friction angle, in comparison with the experimental result in the literature. The determined resistance modeling and the combination of the parameters are then applied to the actual landslide site to confirm their practical applicability.

1. 序論

平成 30 年 7 月豪雨や令和元年東日本台風による土砂災害など記憶に新しい災害からもわかるように，土石流の被害を防止・軽減するためには，実災害同様，広域かつ同時多発的な発生の予測や評価が求められる．本研究では，山間地帯において豪雨に起因して同時多発的かつ広範囲にわたってに発生する土砂災害リスク評価への適用を意図して，計算コストに優れた浅水長波方程式による土砂流動解析手法や構成則に関する検討を目的とする．具体的には，浅水長波方程式よって流動する土砂を流体として表現するために合理的な抵抗力モデルとそのパラメータについて複数の数値解析の試行を通じて考える．扱う抵抗力モデルについては，広く知られている 3 種類に限定し，安定化有限要素法による数値解析結果が既往の実験データと一致するかを検証することで適切なモデルやパラメータの組み合わせを議論する．検証結果として得られた適切なモデル及びパラメータを実災害の検証解析に適用することで有用性や適用限界を評価する．

2. 浅水長波方程式による土砂流動の表現

土砂流動の発生から堆積が終了するまでの過程を表すために，浅水長波方程式を用いることにする．この式は，3 次元 Navier-Stokes 方程式における連続の式と運動方程式を鉛直方向に積分して，深さ方向に平均化することによって次式のように得られる．

$$\frac{\partial U_i}{\partial t} + U_j \frac{\partial U_i}{\partial x_j} - \nu \frac{\partial^2 U_i}{\partial x_j \partial x_j} + g \frac{\partial h}{\partial x_i} + S_i = 0 \tag{1}$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_i} U_i h = 0 \tag{2}$$

ここで，U_i は x_i 方向 $(i = 1, 2)$ の鉛直方向平均流速，h は全水深，ν は動粘性係数，g は重力加速度の大きさを表す．式 (1)，(2) に対して 4 節点四辺形要素を用いた安定化有限要素法[1] による空間離散化を行い，時間方向については，数値安定性に優れた陰解法の一つである Crank-Nicolson 法を適用する．そして本研究では，運動方程式に含まれる抵抗力項 S_i として，既往研究[2),3)] を参考に以下の 3 通りのモデルについて検討する．

$$S_i = \underbrace{\underbrace{\frac{gn^2\sqrt{U_1^2+U_2^2}}{h^{1/3}} U_i}_{\text{Turbulent モデル}} + \underbrace{gh\cos\theta\tan\psi \frac{U_i}{\sqrt{U_1^2+U_2^2}}}_{\text{Frictional モデル}}}_{\text{Turbulent + Frictional モデル}} \tag{3}$$

ここで，n はマニングの粗度係数，ψ は土の内部摩擦角を表す．また，第 2 項における θ は斜面の角度を表す．$\psi = 0°$ のとき，式 (3) は第 1 項のみとなるため “Turbulent モデル”，$n = 0$ の場合，第 2 項のみのため “Frictional モデル”，$\psi \neq 0$ かつ $n > 0$ のとき “Turbulent + Frictional モデル” を利用していることとなる．

3. 数値解析例

3.1. 土石流実験との比較による抵抗力モデルおよびパラメータの検討

文献[4)] を参考に，Fig.1 に示す解析領域を設定し，式 (3) における粗度係数 n と内部摩擦角 ψ の 2 つを変更して数値解析を行う．パラメータについては n = 0.000, 0.010, 0.020, 0.025, 0.050, 0.100, 0.200, ψ = 0°, 3°, 5°, 7°, 20°, 30° を用いる．各境界には滑りなし境界を課し，右端（x = 96.5 m 地点）のみ自由流出条件とした．時間増分 Δt は 0.001 s で総ステップ数は 20,000 とする．

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

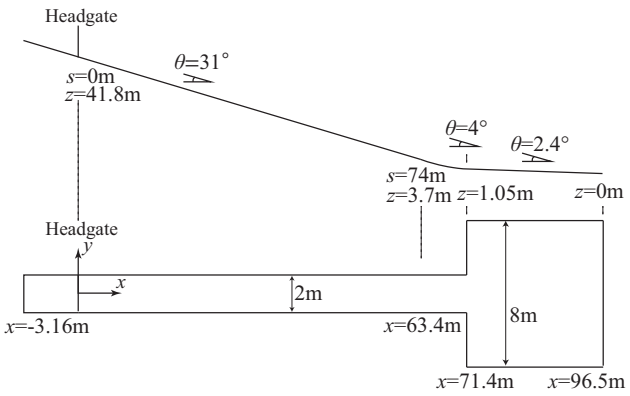


Fig. 1　解析モデル図

$t = 0$ の時点で，$x \leq -3.16$ 地点に設置した土砂を一斉に流出させた際に，Turbulent + Frictional モデル（$n = 0.020$ で固定，$\psi = 0°, ..., 30°$）で得られる流動先端位置の時刻歴を Fig.2 に示す．この図から，内部摩擦角 ψ が小さい場合（赤，橙，青実線，$\psi = 0°, 3°, 5°$），黒マーカーで示される実験データと類似した流下挙動となることが確認できる．$\psi = 20°, 30°$ や $n = 0.100, 0.200$ のように内部摩擦角や粗度係数が比較的大きい場合と，$n = 0.00$ や $\psi = 0$ を設定した Turbulent モデルと Frictional モデルを用いた場合では，おおむね実験結果と乖離する結果となった．このことから，粗度係数 n については経験則値[5] を基にした設定，内部摩擦角については，$3° \leq \psi \leq 7°$ 程度の比較的小さな値を設定した Turbulent + Frictional モデルが有効であるとして，次節の解析を実施した．

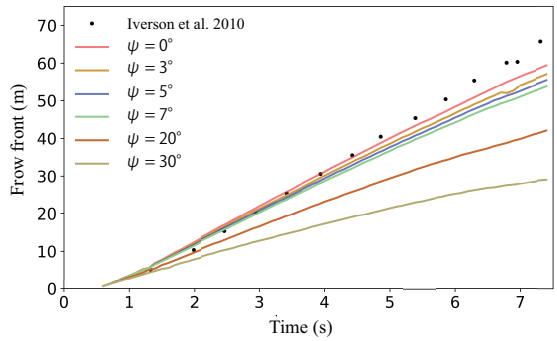


Fig. 2　$n = 0.020$ における解析結果：各解析における流動先端位置の時刻歴

3.2.　実地形での解析

令和元年東日本台風に伴う豪雨により土砂災害が発生した宮城県伊具郡丸森町の一部地域（385 m × 403 m）を対象とした，広域土砂流動シミュレーションを実施した．計算結果と同領域における実際の土砂災害の堆積分布を比較し，前節で評価した抵抗力式とパラメータの組み合わせの実用性や適用限界について論ずる．山岳部では岩等で底面部が粗くなることから粗度値[5]$n = 0.050$ を利用した．内部摩擦角は前節で妥当と評価された $\psi = 3°$ とし，各領域境界に自由流出条件を課した．災害発生後の数値標高モデル（DEM）を基に生成した初期条件を Fig.3 に示す．

Fig.4 に解析結果と実際に観測された土砂流動後の流動範囲の比較を示す．水色で示す流動範囲と黒色の実線で示す実際に観測された土砂流動後の流動範囲の比較から，広域かつ同時多発的な土砂流動及び堆積傾向をおおまかに評価可能であることが分かる．

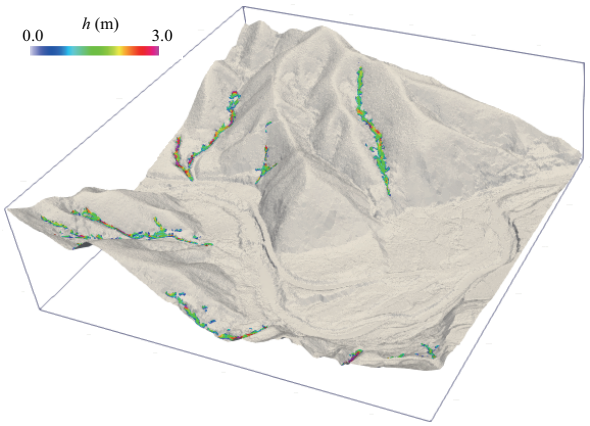


Fig. 3　発災後の数値標高モデル（DEM）を基に作成した初期条件：崩壊箇所・土砂量の様子

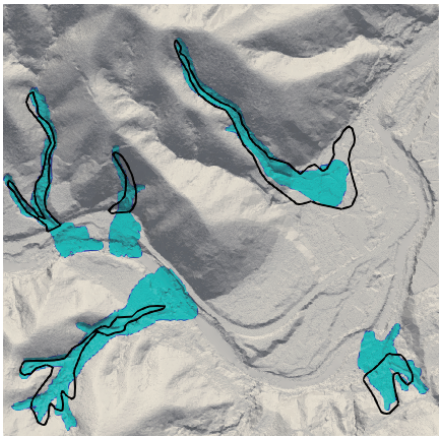


Fig. 4　解析結果（水色部分）と実際に観測された土砂流動後の流動範囲（黒線）の比較

4.　結論

本研究では，同時多発的な崩壊・流動・堆積のシミュレーションの実現を目指して，計算コストに優れた浅水長波方程式による土石流解析手法について検討した．運動方程式の抵抗力項に 3 種類の構成則を採用し，実験値と数値解析結果を比較して有効な抵抗力モデルおよびそのパラメータの組み合わせを確認した．この結果を基に実災害発生地域を対象とした準広域土砂流動シミュレーションを実施したところ，浅水長波方程式に基づく土石流解析により，簡単なパラメータによるモデル化によって土砂流動及び堆積の傾向を大まかに推定できることが分かった．一方，より正確な堆積傾向の予測には，流体的挙動から固体的挙動への遷移過程等をより高度にモデル化する必要があると言え，今後の課題としたい．

参考文献

1) 利根川大介, 樫山和男: 安定化有限要素法による津波遡上および流体力の解析手法の構築, 応用力学論文集, 2009.
2) Lee, S. O. and Song, C. G.: Influence of flow resistance stresses on debris flow runout, 2018, https://doi.org/10.1007/s12665-018-7604-2.
3) Murillo, J. and García-Navarro, P.: Wave riemann description of friction terms in unsteady shallow flows: Application to water and mud/debris floods, *J Comput Phys*, 2012.
4) Iverson, R. M., Logan, M., LaHusen, R. G. and Berti, M.: The perfect debris flow aggregated results from 28 large-scale experiments, *J Geophys Res*, 2010.
5) Chow Ven, T.: Open channel hydraulics, 1959.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

一般セッション | 一般セッション（第三部門：材料・複雑現象の力学）

第３部門⑤

座長:上田 尚史(関西大学)

2023年5月28日(日) 14:35 ～ 15:50 C会場 (6号館 4階 6426室)

[23013-17-01] 予め存在する欠陥を持つコンクリートの破壊性能評価におけるデジタル画像相関メトリックスに基づく評価（シンポジウム講演概要）

*Morozova Nadezhda[1]、柴野 一真[1]、島本 由麻[2]、鈴木 哲也[1] （1. 新潟大学、2. 東京農工大学）

14:35 ～ 14:50

[23013-17-02] 飛来物の繰返し衝突を受けるポリウレア樹脂塗布 RC版の耐衝撃性に関する基礎的研究（シンポジウム講演概要）

*森 広毅[1]、別府 万寿博[1]、市野 宏嘉[1]、原田 耕司[2]、福井 秀平[3] （1. 防衛大学校、2. 西松建設、3. IMARI株式会社）

14:50 ～ 15:05

[23013-17-03] ひび割れの再接触を考慮した損傷モデルによる鉄筋コンクリートはりのポストピーク挙動の再現（シンポジウム講演概要）

*河地 陽太[1]、車谷 麻緒[1] （1. 茨城大学）

15:05 ～ 15:20

[23013-17-04] 静水圧の影響を考慮したコンクリートの損傷モデルに関する研究（シンポジウム講演概要）

*相馬 悠人[1]、車谷 麻緒[2] （1. 福島工業高等専門学校、2. 茨城大学）

15:20 ～ 15:35

[23013-17-05] 接触挙動を考慮した RBSMによるコンクリート構造のひび割れ進展・倒壊 シミュレーション（シンポジウム講演概要）

*菊池 綾嶺[1]、中村 亙[1]、山本 佳士[1] （1. 法政大学）

15:35 ～ 15:50

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

Evaluation of Fracture Performance of Concrete with Pre-Existing Defects based on the Digital Image Correlation Metrics

(Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

Nadezhda Morozova, Niigata University
Kazuma Shibano, Niigata University
Yuma Shimamoto, Tokyo University of Agriculture and Technology
Tetsuya Suzuki, Niigata University
Email: f21e106a@mail.cc.niigata-u.ac.jp

1. Introduction

Concrete is a complex heterogeneous material that can accumulate multiple defects under external forces leading to a negative impact on construction performance. Existing defects are the primary cause of deterioration in concrete defining its deformational behavior and new defects may contribute to material deterioration and construction failure[1]. Mechanical property degradation cannot give a complex evaluation of the damage degree caused by defects such as cracks and voids accumulated during loading and which redistribute the strain within the concrete matrix leading to reducing material bearing capacity. Therefore, obtaining comprehensive information about these internal structural changes is necessary to accurately assess the damage and maintain concrete structures effectively. Investigation of defect influence on the fracture behaviour of the concrete can be achieved by the non-destructive Digital Image Correlation (DIC) technique allowing full-field strain evolution analysis[2].

2. Materials and Methods

2.1. Specimens tested

The analysis of the influence of pre-existing defects on concrete fracture performance was conducted on the samples taken from the in-service concrete water structure located in Niigata, Japan and operated for about 50 years. In this research, the sampling size is five concrete core samples of cylindrical shape; the tested samples' dimensions are 150 to 204 mm in height and about 100 mm in diameter.

Figure 1 depicts the defect system on the concrete cylinder surface as the result of construction degradation due to the long operation period and severe environmental conditions such as sea salt and cold temperature. As can be seen, each sample has a different damage degree in form of surface discontinuities (cracks and voids) which are detected visually.

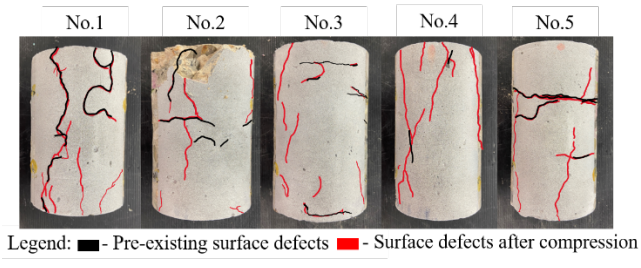


Fig. 1 System of pre-existing defects.

2.2. Compression test with AE measurement

The important concrete mechanical properties such as strength and strain energy were investigated by conduction of a compression test with implemented AE monitoring system. The corresponding testing setup is illustrated in Figure 2.

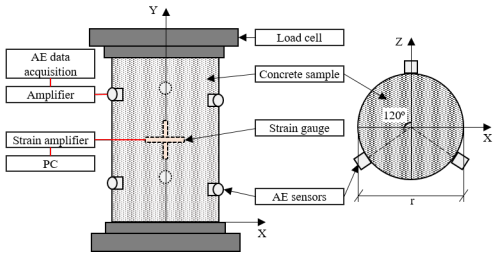


Fig. 2 AE monitoring system.

Since elastic waves are generated and propagated through the material due to crack formation and can be captured by piezoelectric sensors, AE signal parameters can give insight into the types of damage occurring and their progress. According to rate process theory[3], the AE energy release characteristics are evaluated by the cumulative AE energy occurrence frequency ratio (Eq. 1),

$$f_e(U)dU = \frac{dE_{AE}}{E_{AE}} \tag{1}$$

where $f_e(U)$ is the AE energy per unit strain energy U, dE_{AE} is AE energy per unit strain energy U and E_{AE} is the total number of AE energy. The increment of strain energy dU is set to 0.5 N·m.

2.3. DIC technique

In this research, the strain distribution on the specimen surface was determined by DIC. This technique allows obtaining a complete reconstruction of the crack geometry which is important for the analysis of cracking processes in concrete. DIC is based on the tracking of the same pixels between two consecutive images namely un-deformed and deformed states[4] (Fig. 2). The data analysis was conducted by settings in Table 1.

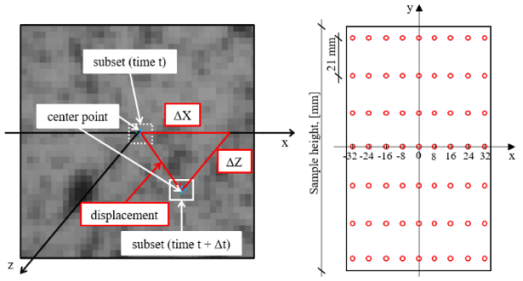


Fig. 2 DIC principles and measurement points scheme.

Table 1 DIC test setting.

Subset size (pixel)	Step size (pixel)	Filter size (pixel)	Correlation accuracy σ -
37-47	10	29	less 0.02

To analyze the characterization of the material behavior under loading more precisely, the measurements were conducted in the same stress field of the concrete cylinder. Figure 2 illustrates the scheme of measurement points' location. The number of horizontal lines depends on the sample height and varies from 7 to 9 lines. Each line includes 9 points spaced apart at regular intervals equal to 8 mm.

In this research, understanding of defect influence on the fracture behaviour is based on the DIC metrics. The circumferential (e_{xx}) and shear (e_{xy}) strains, radial displacement (dR) and correlation accuracy (σ) are basic parameters that can characterize the defect and its impact on the fracture.

3. Results and Discussion

3.1. Mechanical properties of concrete

All samples had an initial damage degree confirmed before the compression test was conducted. Thereby, low mechanical properties were expected. The compressive strength of concrete samples is 14,5 N/mm^2 with the dispersion of the values: of 18.3 N/mm^2 in sample No.1 and 12.0 N/mm^2 in sample No.3. The average value of maximum compressive strength is about 1,700 × 10^{-6} with the dispersion of the values: of 1,749 × 10^{-6} in sample No. 1 and 737 × 10^{-6} in sample No. 4. The average value of strain energy is 14.5 J with maximum and minimum values in samples No.1 (18.3 J) and No.3 (12.0 J), respectively.

3.2. AE energy release behaviour

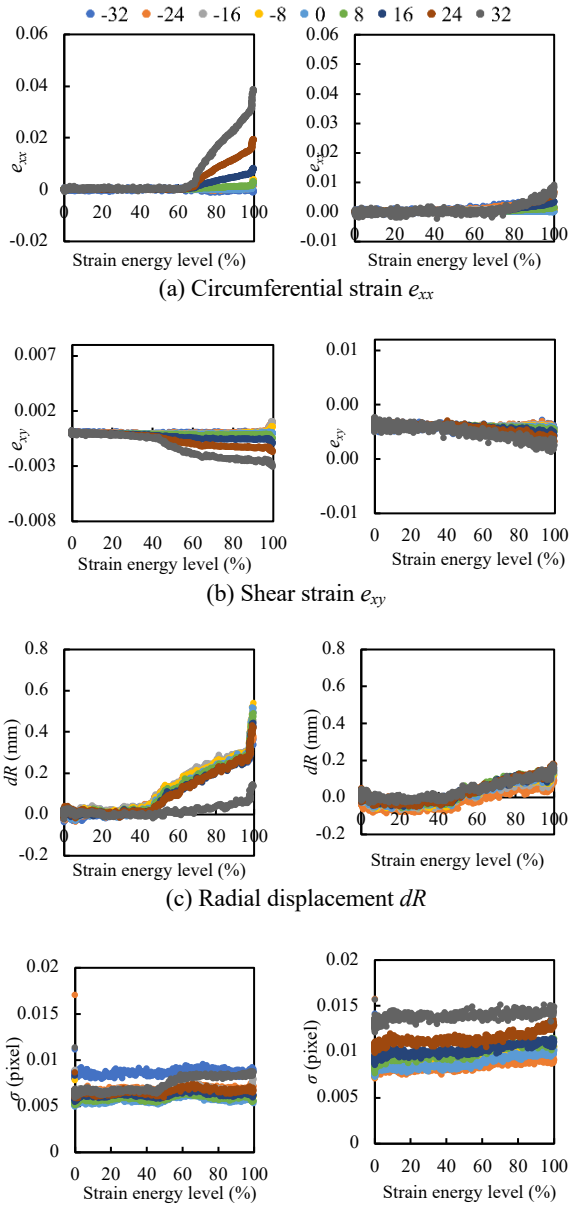
The number and distribution of pre-existing defects in each concrete sample are unique and vary in different degrees and therefore, the AE energy release trend reflects different fracture processes in each sample. The average AE hit value is 69,800 hits with maximum and minimum values in samples No.3 (119,056 hits) and No.1 (33,133 hits), respectively. The average value of total AE energy is 20,639 V^2 with maximum and minimum values in samples No.2 (28,661 V^2) and No.1 (13,320 V^2), respectively. The AE energy release behaviour for all samples has a continuous trend corresponding to the uninterrupted development of the defects and has AE energy release events of different magnitudes varying in the samples.

3.3. Fracture monitoring

To compare the influence of pre-existing surface defects on the fracture, sample No.1 with different measurement lines location and defect systems was selected and its DIC metrics are represented in Figure 3. As can be seen, the central part of sample No.1 has a weak zone on the right side where significant strain localization is observed (Fig.3 (a)). Regarding to radial displacement, the peeling due to shear crack development is also detected (Fig.3 (b, c)). The reason for this deformation process is the crack in the right upper part which continued to evolve under the load and causes the shear crack (Fig.1). In contrast, the measurements line located on the upper side of sample No.1 also crosses the pre-existing surface defect but material behaves differently here. As can be observed, the fracture processes in this sample part show a similar trend but a smaller amplitude. It can be the consequence of dominated shear fracture mentioned above. According to this analysis, we can sort out the prevalent deformation, its location, type and severity.

4. Conclusions

Analysis of defect influence on concrete fracture performance is important for understanding material degradation mechanisms and can help in maintaining concrete structure integrity. DIC strain and displacement metrics are valuable indicators that reflect actual material behaviour under load and can help to get a comprehensive understanding of fracture.



(a) Circumferential strain e_{xx}

(b) Shear strain e_{xy}

(c) Radial displacement dR

(d) Correlation accuracy σ

Figure 3. DIC metrics of samples No.1

References

1) Gu, X., Hong, L., Wang, Z., and Lin, F.: A modified rigid-body-spring concrete model for prediction of initial defects and aggregates distribution effect on behavior of concrete. Computational Materials Science, 77, pp.355–365, 2013.
2) Li, P., Cai, M., Gao, Y., Gorjian, M., Miao, S., and Wang, Y.: Macro/mesofracture and instability behaviors of jointed rocks containing a cavity under uniaxial compression using AE and DIC techniques. Theoretical and Applied Fracture Mechanics, 122, pp.103620, 2022.
3) Ohtsu, M.: Rate process analysis of acoustic emission activity in core test of concrete, Proc. Proc. of JSCE, pp.211–217, 1992.
4) Tong, J.: Full-field characterisation of crack tip deformation and fatigue crack growth using digital image correlation—a review. Fatigue and Fracture of Engineering Materials and Structures, 41(9), pp.1855–1869, 2018.

飛来物の繰返し衝突を受けるポリウレア樹脂塗布 RC 版の耐衝撃性に関する基礎的研究

Fundamental Study on Impact Resistance of Polyurea Resin Coated RC Slabs Subjected to Repeated Projectile Impacts

森　広毅（防衛大・理工）　別府　万寿博（防衛大・建設）　市野　宏嘉（防衛大・建設）
原田　耕司（西松建設）　福井　秀平（IMARI 株式会社）
Koki MORI, National Defense Academy
Masuhiro BEPPU, National Defense Academy
Hiroyoshi ICHINO, National Defense Academy
Koji HARADA, NISHIMATSU CONSTRUCTION CO. LTD.
Shuhei FUKUI, IMARI & CO.
E-mail: beppu@nda.ac.jp

In this study, experimental and numerical investigations were conducted to examine the impact resistance of polyurea resin coated RC slabs subjected to repeated projectile impacts. The results revealed that the polyurea resin coating on RC slabs were highly effective in preventing the scattering of scabbing fragments, and scabbing occurred at lower energy than the scabbing limit energy at a single projectile impact. Numerical investigation was carried out to reproduce the impact behavior of the polyurea resin coated RC slabs.

１．緒言

近年，火山噴石の衝突による避難所の被害や竜巻飛来物による建物への被害が多く報告されており，退避シェルター等の耐衝撃性設計や補強方法の確立が求められている．このような災害では飛来物が構造物に繰り返して衝突する可能性がある．しかし，既往の研究[1), 2)]では，単一衝突に対する裏面補強効果の評価は行われているが，飛翔体が繰り返し衝突する場合に関する検討は行われていない．本研究は，繰返し衝突を受けるRC版および剥離片の飛散防止を目的としたポリウレア樹脂塗布RC版の耐衝撃性に関して実験および数値解析的な検討を行ったものである．

２．実験および考察

質量 4.5kg, 先端部の直径 90mm の鋼製飛翔体を RC 版およびポリウレア樹脂を塗布した RC 版に平均速度約 23 および 39m/s で繰返し衝突させる実験を行った．なお，RC 版については速度 86.9m/s の単一衝突実験も行っている．Fig.1 に，RC 版の寸法，配筋およびポリウレア樹脂の塗布領域を示す．裏面の中央 830mm 四方にポリウレア樹脂を塗布した．コンクリートの圧縮強度は 49.5 N/mm^2 であり，ポリウレア樹脂の引張強度は 9.9N/mm^2，破断伸びは 276%である．Table.1 に，実験ケースおよび繰返し衝突の回数を示す．RC 版に裏面剥離が生じる，または塗布したポリウレア樹脂が破断あるいは剥離するまで飛翔体を繰返し衝突させた．Fig.2 に，実験結果の一例を示す．衝突速度 86.9m/s の単一衝突では，無塗布 RC 版に裏面剥離が生じた．また，飛翔体を速度約 38.7m/s で 2 回衝突させることで RC 版に裏面剥離が生じた．塗布厚 2mm のポリウレア樹脂塗布 RC 版については，飛翔体を速度約 23.6m/s で 12 回衝突させることで，Fig.3 に示すようにポリウレア樹脂に破断が生じた．衝突速度約 39.1m/s で 8 回衝突させると，Fig.4 に示すようにポリウレア樹脂が RC 版から剥離したが，ポリウレア樹脂が剥離片の飛散を抑制したことから耐衝撃性が高いことがわかる．Fig.5 に，無塗布 RC 版のケースにおける飛翔体の運動エネルギーの推移と衝突回数の関係を示す．既往の評価式 [3)]から，単一衝突で裏面剥離が発生する際の飛翔体の運動エネルギー（以下，裏面剥離限界エネルギー）を算定すると約 7000J となる．無塗布 RC 版に対する繰返し衝突においては，裏面剥離限界エネルギーより約 5～40%小

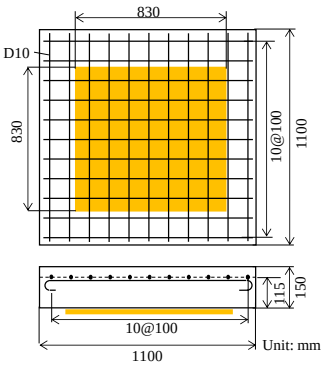


Fig.1 Dimension of RC slab.

Table.1 Experiment cases.

Coating thickness	Average velocity	Number of collisions
0mm	86.9m/s	1
	38.7m/s	2
	21.7m/s	4
2mm	39.1m/s	8
	23.6m/s	12
3mm	39.5m/s	7
	23.5m/s	17
4mm	38.9m/s	6
	23.1m/s	9

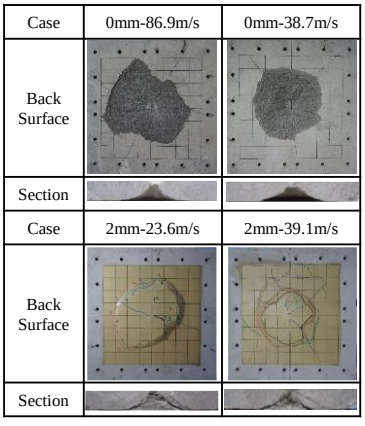


Fig.2 Final failure state of RC slabs.

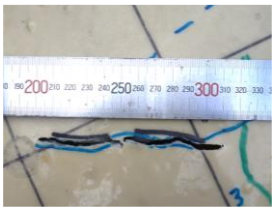


Fig.3 Rupture of polyurea resin.

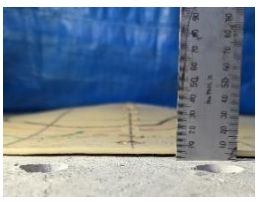


Fig.4 Pealing of polyurea resin.

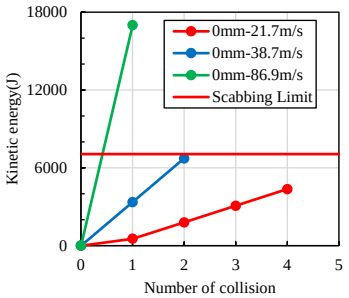


Fig.5 Transition of kinetic energy.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

さいエネルギーで RC 版に裏面剥離が発生した．このことから，繰返し衝突の場合には裏面剥離限界エネルギーよりも小さいエネルギーで裏面剥離が発生することがわかった．Fig.6 に，ポリウレア樹脂塗布 RC 版においてポリウレア樹脂が破断あるいは剥離が発生するまでの飛翔体の運動エネルギーの推移を示す．破壊に至るまでの飛翔体の運動エネルギーの総和は，例えば塗布厚 2mm，衝突速度 39.1m/s のケースでは裏面剥離限界エネルギーの 3.9 倍となり，エネルギーの観点からポリウレア樹脂塗布による高い剥離片飛散防止効果が確認できた．

３．解析および考察

解析は，衝撃解析コード AUTODYN Ver.19 を用いて行った．Fig.7 に示すような 1/4 モデルを作成し，RC 版，裏面支持具および鋼製飛翔体をモデル化した．RC 版は 5mm×5mm×5mm の固体要素でモデル化し，ポリウレア樹脂および裏面支持具についてはシェル要素でモデル化した．鉄筋についてははり要素（要素長 5mm）でモデル化し，コンクリートの節点と結合した．鋼製飛翔体は固体要素でモデル化した．境界条件については，裏面支持具のロードセルの位置の面内（x，y 方向）および衝突方向（z 方向）の変位を固定した．また，初期条件については，鋼製飛翔体の全節点に各ケースの衝突速度を初速度として与えた．コンクリートの構成則は，ひずみ速度による動的強度の増加を考慮可能な RHT モデルを用いた．

Fig.8 に，1 回目の衝突後における解析結果の破壊性状を示す．無塗布 RC 版の衝突速度 86.9m/s のケースでは，裏面に円周および放射状のひび割れが生じた．また，断面に斜めひび割れが発生し，実験による破壊モードを再現したが，裏面剥離の範囲は過小となった．これは，RHT モデルのひずみ速度による動的強度の増加率が小さいためと考えられる．塗布厚 2mm，衝突速度 39.1m/s のケースでは，裏面および断面にひび割れが進展したが，裏面剥離には至らなかった．解析結果における裏面の破壊の範囲は実験より約 15%小さくなった．Fig.9，Fig.10 および Fig.11 に，それぞれ塗布厚 2mm，衝突速度約 39.1m/s のケースにおける飛翔体の変位，速度および衝撃荷重の時刻歴応答について実験と解析を比較して示す．Fig.9 から，解析結果の貫入深さは実際の貫入深さより 50%大きい結果となった．また，Fig.10 から，解析結果による飛翔体の速度の低下は実験よりも過小に評価していることがわかる．Fig.11 から，解析結果の最大衝撃荷重が実験よりも約 50%小さくなることがわかった．これは，実験において飛翔体衝突直後から飛翔体の速度が急激に減少しているためである．また，飛翔体衝突後 2ms までの解析結果の力積は，実験結果より 20%小さかった．以上から，解析においてポリウレア樹脂塗布 RC 版の破壊モードを再現したが，飛翔体の時刻歴応答や RC 版に破壊の生じる範囲の再現性は低い結果となった．

４．結言

本研究は，繰返し衝突を受ける RC 版および剥離片の飛散防止を目的としたポリウレア樹脂塗布 RC 版の耐衝撃性に関して，実験および数値解析的な検討を行ったものである．検討の結果，繰返し衝突を受ける無塗布 RC 版の場合は，単一衝突による裏面剥離限界エネルギーより小さいエネルギーで裏面剥離が発生することがわかった．また，ポリウレア樹脂塗布 RC 版の剥離片飛散防止効果が高いことがわかった．

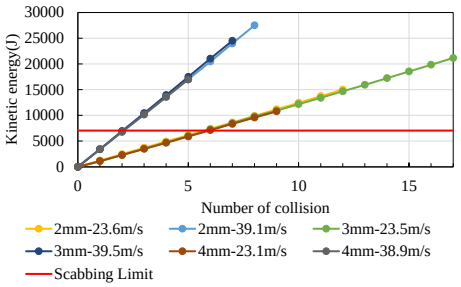


Fig.6 Transition of total energy.

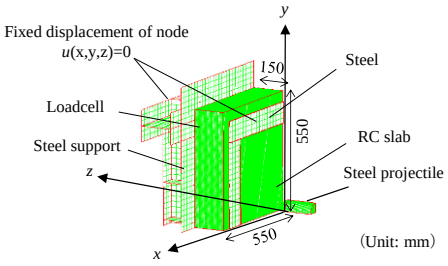


Fig.7 Numerical model.

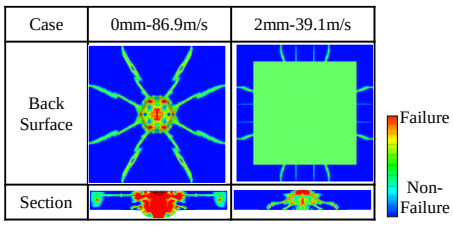


Fig.8 Analytical failure state of RC slab.

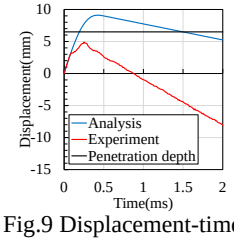


Fig.9 Displacement-time history.

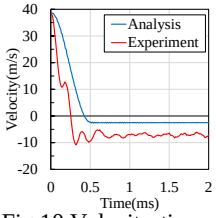


Fig.10 Velocity-time history.

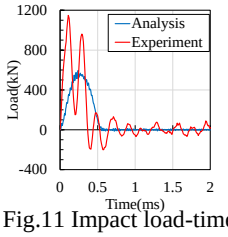


Fig.11 Impact load-time history.

参考文献

1) 清田翔吾，片岡新之介，別府万寿博，市野宏嘉，佐藤和幸：アラミド繊維シート補強による RC 版の裏面剥離抑制効果に関する基礎的研究，構造工学論文集，Vol.66A，pp.1047-1058，2020.
2) 清田翔吾，別府万寿博，市野宏嘉，折戸宏志：ポリウレア樹脂塗布による RC 版の裏面剥離抑制効果に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.42，No2，pp.589-594，2020.
3) 電力中央研究所：飛来物衝突に対するコンクリート構造物の耐衝撃法，電力中央研究所報告，総合報告 U24，1991.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

ひび割れの再接触を考慮した損傷モデルによる鉄筋コンクリートはりのポストピーク挙動の再現（シンポジウム講演概要）

Simulation of Postpeak Behavior of Reinforced Concrete Beam Using Damage Model Considering Crack Closure and Contact (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

河地　陽太（茨城大・工）　　車谷　麻緒（茨城大・工）
Yohta KAWACHI, Ibaraki University
Mao KURUMATANI, Ibaraki University
E-mail: 22nm810s@vc.ibaraki.ac.jp

This study simulates the post-peak non-linear behavior of a reinforced concrete beam with shear reinforcements. The non-linear finite element analysis with a damage model is applied to the simulation, and the damage model is extended to the constitutive law that can express the closing and recontact of cracks. Several numerical examples are presented to demonstrate the validity of the proposed model.

１．はじめに

コンクリート構造物のポストピーク挙動の検討は，東日本大震災のような大規模災害時における構造物の安全性を考えるうえで非常に重要である．RC はりの破壊力学挙動を包括的に把握するため，現在までに多くの研究が行われてきた．例として，剛体ばねモデルを用いた数値解析により，ポストピーク挙動を含む曲げ破壊型 RC はりの破壊力学挙動を再現した研究が報告されている [1]．一方で，非線形有限要素解析により，ポストピーク挙動を精度よく再現した研究は見当たらない．

そこで，本研究では車谷らが提案した損傷モデルを用いた非線形有限要素解析に新たなモデル化を加えることで，曲げ破壊型 RC はりのポストピーク挙動を再現することを試みた．具体的には，界面の摩擦接触を考慮した損傷モデルに，コンクリート要素の引張・圧縮判定を導入した．引張と圧縮のそれぞれに対して損傷変数を定義することで，引張から圧縮に転じた際に生じるひび割れの再接触を考慮した解析を行った．

２．コンクリートと鉄筋の材料モデル

鉄筋コンクリートの破壊力学挙動を 3 次元で詳細に再現するには，コンクリートと鉄筋それぞれに合った材料モデルを与える必要がある．

コンクリートの材料モデルの構成則はフックの法則にスカラー変数 D を用いた次式で表される．

$$\boldsymbol{\sigma} = (1-D)\,\boldsymbol{c}:\boldsymbol{\varepsilon} \tag{1}$$

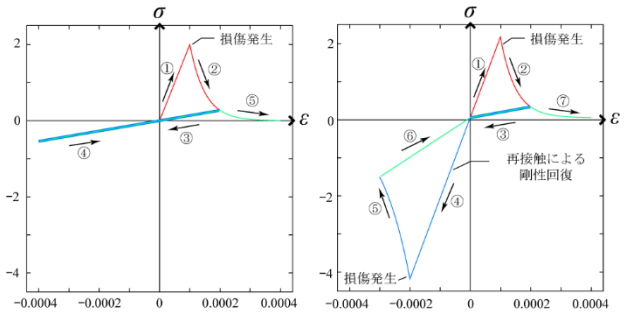
ここで，$\boldsymbol{\sigma}$ はコーシーの応力テンソル，$\boldsymbol{c}$ は弾性係数テンソル，$\boldsymbol{\varepsilon}$ はひずみテンソル，D は損傷変数である．

損傷モデルでは，ひずみテンソルをスカラー値に変換した等価ひずみを用いる．本研究では，修正 von-Mises モデルによる等価ひずみ ε_e を用いる．

$$\varepsilon_e = \frac{k-1}{2k(1-\nu)}I_1 + \frac{1}{2k}\sqrt{\left(\frac{k-1}{1-2k}I_1\right)^2 + \frac{12k}{(1+\nu)^2}J_2} \tag{2}$$

ここで，ν はポアソン比，k は圧縮引張強度比，I_1 はひずみテンソルの第 1 不変量，J_2 は偏差ひずみテンソルの第 2 不変量である．等価ひずみ ε_e が破壊発生ひずみ ε_0 以上のとき，損傷変数 D は次式で表される．

$$D = 1 - \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_e}\exp\left\{-\frac{E\varepsilon_0}{G_f}(\varepsilon_e-\varepsilon_0)h_e\right\} \tag{3}$$



(a)従来モデル　　(b)提案モデル

図-1　応力－ひずみ関係

ここで，h_e は要素長さ，E はヤング率，G_f は破壊エネルギーである．

本研究では，体積ひずみ ε_v の正負によって，現在のコンクリート要素の状態が引張または圧縮であるかを簡易的に判定する．体積ひずみ ε_v による引張・圧縮判定を導入し，引張時と圧縮時の損傷変数をそれぞれ計算することで，引張から圧縮に転じた際のひび割れの再接触を考慮する．界面については，紙面の都合上省略するが，詳細は文献 [2]を参考されたい．

鉄筋の構成モデルには，非線形等方硬化則に基づく von-Mises 塑性モデルを適用する．

３．提案モデルの検証例題

本節では，はじめに簡単な検証例題を設定して，従来の損傷モデルと提案モデルの応力－ひずみ関係の違いを示す．解析対象は，1 辺 1000 mm の立方体要素である．この有限要素モデルに対して，1 軸引張解析，1 軸圧縮解析，1 軸引張解析を連続して行い，応力－ひずみ関係の軌跡を確認する．

コンクリートの材料パラメータについて，検証用のため，ポアソン比 ν は 0.2，ヤング率 E は 20 GPa，圧縮引張強度比 k は 2，破壊発生ひずみ ε は 0.0001，破壊エネルギー G_f は 0.1 N/mm とした．

解析結果として，応力－ひずみ関係を**図-1** に示す．従来モデルでは，引張から圧縮に転じた際に，剛性は回復しない．一方で，ひび割れの再接触を考慮した提案モデルでは，

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

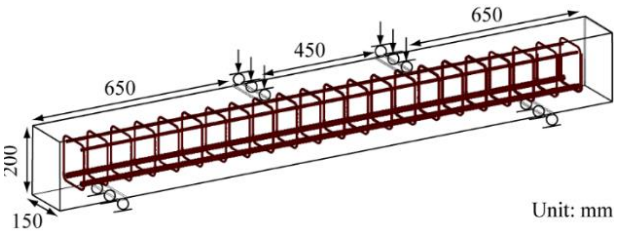
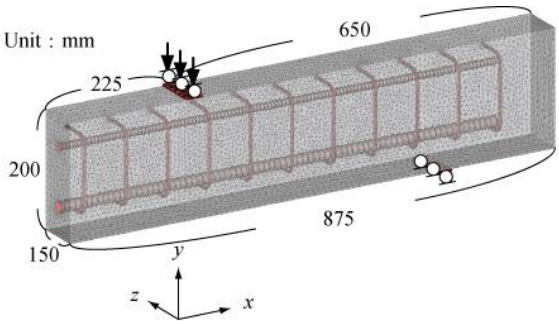


図-2　曲げ破壊型 RC はりの寸法と荷重・境界条件



Material parameters of steal

E	ν	σ_{y0}	Q	b
190 GPa	0.3	400 MPa	150 MPa	20

Material parameters of concrete

E	ν	k	ε_0	G_f
34 GPa	0.2	10	0.0001	0.1 N/mm

図-3　曲げ破壊型 RC はりの寸法と荷重・境界条件

引張から圧縮に転じた際に，剛性が回復していることがわかる．

４．実験結果と解析結果の比較

本研究では，文献 [3]の曲げ破壊型 RC はりの実験結果を数値シミュレーションによる再現対象とする．試験体の寸法および載荷・支持条件を**図-2** に示す．シミュレーションに用いる 3 次元有限要素モデルの概要を**図-3** に示す．4 点曲げ試験の対称性を考慮し，1/4 モデルを解析対象とする．

鉄筋の材料パラメータは，引張解析を行い，引張試験とのキャリブレーションにより，材料パラメータを同定した．コンクリートの材料パラメータについて，まずポアソン比は一般的に用いられる 0.2 とした．その他のパラメータは，文献 [2]の材料試験結果とコンクリートのとり得る値の範囲からヤング率 E は 34 GPa，圧縮引張強度比 k は 10，破壊発生ひずみ k は 0.0001，破壊エネルギーG_f は 0.1 N/mm とした．界面の材料パラメータに関しては，既往の研究を参考に設定した．

従来モデルと提案モデルの 2 つを用いて曲げ破壊型 RC はりを対象に非線形有限要素解析を実施した．荷重－変位関係を比較した結果を**図-4** に示す．従来のモデルでは，10 mm 程度までしか荷重－変位曲線を再現できていないのに

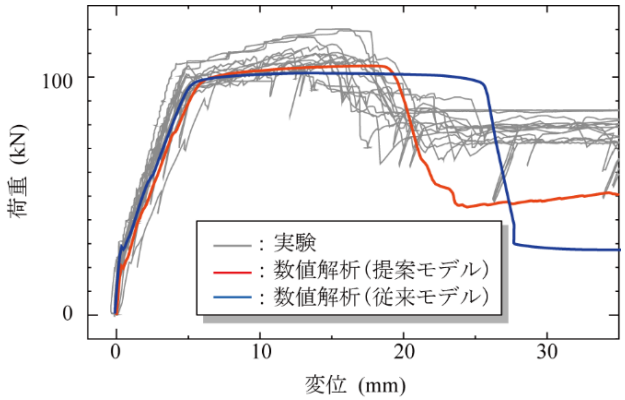


図-4　荷重－変位曲線

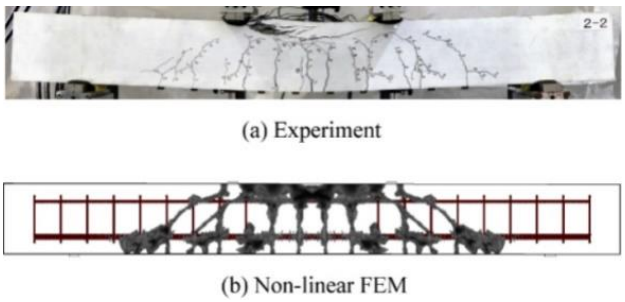


図-5　ひび割れ分布図

対して，界面と再接触を考慮した提案モデルでは，最大荷重を過ぎた 20 mm 程度まで荷重－変位曲線を精度よく再現できていることがわかる．さらに，実験と数値解析において，ポストピークにおけるひび割れ分布を比較した結果を**図-5** に示す．数値解析から得られるひび割れ分布を見ると，上縁で生じる圧縮破壊を含めて，実験結果と同様のひび割れ分布が再現されている．

５．おわりに

本研究では，界面とひび割れの再接触を考慮した非線形有限要素解析を行った．ひび割れ分布の比較を行った結果，ポストピーク後に上縁で生じる圧縮破壊を含めたひび割れ分布を再現できることを示した．荷重－変位曲線の比較を行った結果，従来モデルよりもポストピーク挙動の再現性が高いことを示した．

今回は，ポストピーク挙動を含めた曲げ破壊型 RC はりの破壊力学挙動の再現を試みたが，圧縮破壊後の挙動に差異あるため，再現性を向上させることが今後の課題である．

参考文献

1)　山本佳士，坂敏秀，車谷麻緒：RBSM を用いた鉄筋コンクリート部材の破壊シミュレーションにおける不確かさ評価と妥当性確認，計算工学講演会論文集，Vol.26, 2021.
2)　相馬悠人，車谷麻緒：界面の摩擦接触を考慮した損傷モデルによる鉄筋コンクリートの破壊シミュレーション，土木学会論文集 A2，Vol.75, No.2, I_165-I_173, 2019.
3)　車谷麻緒，岡崎慎一郎，山本佳士，上田尚史，小倉大季：不確かさの定量化に向けた RC はりの一斉載荷実験，土木学会論文集 A2，Vol.75, No.2, I_411-I_420, 2019.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

静水圧の影響を考慮したコンクリートの損傷モデルに関する研究（シンポジウム講演概要）

Study on Damage Model for Concrete Considering the Effect of Hydrostatic Pressure (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

相馬　悠人（福島工業高等専門学校）　　車谷　麻緒（茨城大学）
Yuto SOMA, National Institute of Technology (KOSEN), Fukushima College
Mao KURUMATANI, Ibaraki University
E-mail: soma@fukushima-nct.ac.jp

We studied a damage model which can simulate the compressive failure of concrete affected by lateral pressure. The proposed model considers compressive resistance to hydrostatic pressure generated in the fracture region using the damage variable. After showing the formulation for the one-dimensional problem, the stress-strain curves in tension and compression were presented.

1. はじめに

構造物の建設材料であるコンクリートは，一般的に圧縮に抵抗する材料として使用される．コンクリートの圧縮破壊は，部材の終局に直結するため，引張破壊だけでなく圧縮破壊までを精度よく再現できる材料モデルが必要である．三軸圧縮応力状態下のコンクリートでは，側圧の作用が大きくなるに伴い，圧縮強度が大きくなり，軟化勾配が小さくなることが知られている[1)]．

そこで本研究では，コンクリートの引張破壊から圧縮破壊までを精度よく再現できる材料モデルを定式化するため，圧縮応力状態下における静水圧の影響を考慮した損傷モデルについて検討する．

2. 静水圧の影響を考慮した損傷モデルの定式化

引張破壊および圧縮破壊の挙動をそれぞれ定式化する．1 次元問題における引張状態の構成則は次式で表される．

$$\sigma = (1 - D_\mathrm{t})E\varepsilon \quad \text{when } \varepsilon \geq 0 \tag{1}$$

ここで，σ は応力，ε はひずみ，E はヤング率，D_t は 0〜1 の値を取る引張時の損傷変数であり，次式で表される．

$$D_\mathrm{t}(\epsilon_\mathrm{t}) = 1 - \frac{\varepsilon_{\mathrm{t}0}}{\epsilon_\mathrm{t}} \exp\left(-\frac{E\varepsilon_{\mathrm{t}0}h_\mathrm{e}}{G_\mathrm{ft}}(\epsilon_\mathrm{t} - \varepsilon_{\mathrm{t}0})\right) \tag{2}$$

ここで，G_ft は引張破壊エネルギー，h_e は要素長さ，$\varepsilon_{\mathrm{t}0}$ は引張破壊発生ひずみ，ϵ_t は引張ひずみの最大値である．

対して，1 次元問題における圧縮状態の構成則は次式で表される．Fig. 1 に示すように，破壊領域における静水圧に対する圧縮抵抗を考える．

$$\sigma = (1 - D_\mathrm{c})E\varepsilon + D_\mathrm{c}\sigma_\mathrm{m} \quad \text{when } \varepsilon < 0 \tag{3}$$

ここで，σ_m は静水圧に対する圧縮抵抗力である．1 次元問題では，解析時のパラメータとして与える．D_c は 0〜1 の値を取る圧縮時の損傷変数であり，次式で表される．

$$D_\mathrm{c}(\epsilon_\mathrm{c}) = 1 - \frac{\varepsilon_{\mathrm{c}0}}{\epsilon_\mathrm{c}} \exp\left(-\frac{E\varepsilon_{\mathrm{c}0}h_\mathrm{e}}{G_\mathrm{fc}}(\epsilon_\mathrm{c} - \varepsilon_{\mathrm{c}0})\right) \tag{4}$$

ここで，G_fc は圧縮破壊エネルギー，$\varepsilon_{\mathrm{c}0}$ は圧縮破壊発生ひずみ，ϵ_c は圧縮ひずみの最大値である．

3. 提案モデルの性能確認

検討したモデルの応力-ひずみ関係を Fig. 2 に示す．材料パラメータとして，ヤング率 E を 30 GPa，引張破壊発生ひずみ $\varepsilon_{\mathrm{t}0}$ を 0.0001，圧縮破壊発生ひずみ $\varepsilon_{\mathrm{c}0}$ を −0.0002，引張破壊エネルギー G_ft を 0.1 N/mm，圧縮破壊エネルギー G_fc を 1.0 N/mm とした．グラフが見やすくなるよう各値を設定した．また，解析時にパラメータである静水圧に対する圧縮抵抗力 σ_m を 0.0, -5.0, -10.0 MPa とし，3 ケースの圧縮状態下の応力-ひずみ関係を示す．要素長さ h_e は 200 mm とした．グラフを見ると，静水圧の増加と共に，圧縮強度が増加し，軟化勾配が緩やかになっていることが分かる．

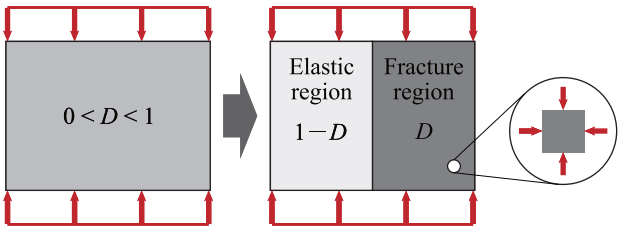


Fig. 1　Elastic and Fracture Region in Compression

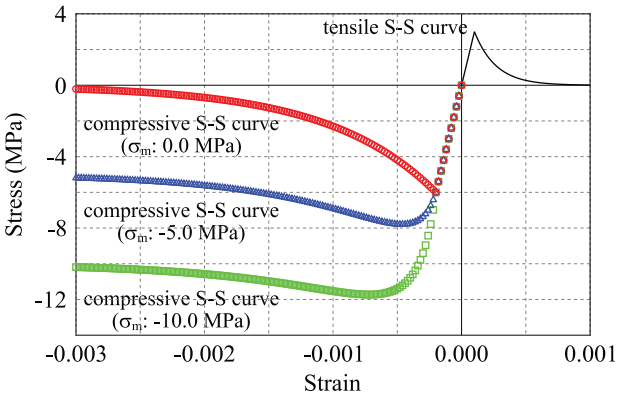


Fig. 2　Stress-Strain Curve

4. おわりに

今後は，多次元問題への定式化の拡張，および検討したモデルの性能および妥当性の確認を行う予定である．

参考文献

1) 長沼一洋:三軸圧縮下のコンクリートの応力〜ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, No.474, pp.163-170, 1995.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

接触挙動を考慮したRBSMによるコンクリート構造のひび割れ進展・倒壊シミュレーション（シンポジウム講演概要）

Crack propagation and collapse simulation of Concrete Members Using RBSM Considering Contact (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

菊池　綾嶺（法政大・デザイン工）　中村　亙（法政大・デザイン工）　山本　佳士（法政大・デザイン工）
Ayane KIKUCHI, Hosei University
Wataru NAKAMURA, Hosei University
Yoshihito YAMAMOTO, Hosei University
E-mail: y.yamamoto@hosei.ac.jp

In order to accurately reproduce the collapse behavior of concrete structures, an algorithm to update the network between elements is introduced in the RBSM considering geometric nonlinearity. Specifically, a new network was constructed by placing multiple contact-determining spheres on Voronoi polyhedral elements and a reduced integration Timoshenko beam element between the newly-determined contact elements. As a result, in the numerical simulation of concrete structures, the contact phenomenon after large displacement and large rotation behavior, which could not be reproduced by the conventional RBSM, can be reproduced.

１．はじめに

近年，重要な土木・建築構造物の設計において，設計作用を超えるようなケースに対しても安全性の検討を行うことが求められている．ひび割れ進展挙動，圧縮破壊の局所化挙動，鉄筋の付着すべり，座屈挙動等の鉄筋コンクリート構造部材の破壊挙動から構造システム全体の倒壊挙動までを精度良く再現可能な数値解析技術の確立は，上記のような安全性の検討のための有用なツールになるものと考えられる．

このような背景から著者らは，各種応力下におけるコンクリート材料の軟化・局所化挙動および部材レベルの破壊挙動，特に現状のコンクリートの数値解析技術では再現が困難な圧縮軟化・局所化挙動，拘束圧依存性挙動までを再現可能な，剛体バネモデル(RBSM)を開発している[1]．さらに、RBSMを大変位・大回転挙動を伴う倒壊問題へ適用するために，幾何学的非線形性を考慮可能な3次元RBSMの開発を行っている[2]．しかしながら，幾何学的非線形性を考慮したRBSMでも，基本的に初期の要素ネットワークを参照し続けるため，新規の要素間接触の再現が困難であった。そこで著者らは，剛体要素（多面体要素）に接触判定用の球を配置し，接触が判定された際に要素ネットワークを更新することで，大変位・大回転が生じた後の接触，衝突現象を再現する手法を提案している[3]．同手法は，接触判定球を一つの多面体要素に対して，一つのみ配置していたため接触挙動の精度が十分ではなかった．そこで本研究では，Matsushimaらが提案している動的最適化法[4]を用いて，多面体要素の表面形状を複数の接触判定球で近似し，接触挙動の再現精度を向上させることを試みた．

２．解析手法の概要

(1) 幾何学的非線形性を考慮したRBSM[2]

本研究では，Voronoi分割によるランダム多面体要素を用い，さらに大変位・大回転挙動を再現できるよう拡張した3次元剛体バネモデル(RBSM)によりコンクリートをモデル化した．RBSMは対象を剛体要素とバネの集合体としてモデル化し，対象の力学的挙動を追求する手法である．バネに非線形構成モデルを導入することで，ひび割れ，すべり等の不連続挙動を簡便に表現することができる．図-1に示すように，3次元RBSMでは，剛体要素内の代表点に並進3，回転3の計6自由度を設定し，要素内に剛体変位関数を仮定する．本研究では，RBSMと低減積分ティモシェンコはり要素の等価性に着目して新たに開発した，有限回転を含む幾何学的非線形性を考慮した手法を用いた[2]．

図-2に提案手法の概要を示す．提案手法では，2つの剛体要素間の力学モデルとして，図中の青線で示すように，Voronoi面を断面に持つ，幾何学的非線形性および有限回転を考慮した低減積分ティモシェンコはり要素を仮定する．ここで，Voronoi分割の性質上，Voronoi面は2つの母点を結ぶ線分の垂直二等分面になる．Toi[5]は，RBSMの積分点位置が2つの剛体要素の自由度設定点のちょうど中間の断面に位置している場合，その要素剛性マトリクスは，同様にはり軸方向中央断面に1点の積分点を持つ低減積分ティモシェンコはり要素の要素剛性マトリクスと，完全に一致することを明らかにしている．すなわち，断面をVoronoi面とし，Voronoi母点を節点とする，低減積分ティモシェンコはり要素のネットワークからなる構造は，要素配列にVoronoi分割を適用し，Voronoi母点を自由度設定点としたRBSMと，微小変形の仮定のもとでは完全に一致する．紙面の都合上，結果は省略するが，検証解析によりこれらは実際に一致することを確認している．すなわち，2つの剛体要素間の力学モデルとして低減積分ティモシェンコ梁を

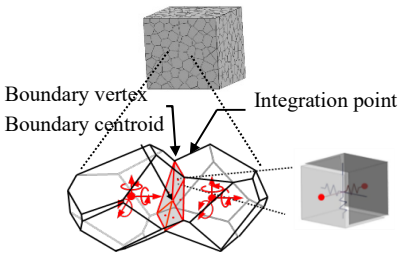


Fig. 1 RBSM Overview

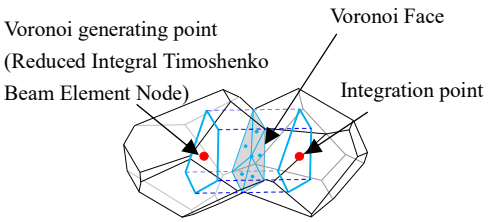


Fig. 2 Conceptual diagram of the proposed method

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

仮定すれば，微小変形領域においては，従来の微小回転の仮定に基づく RBSM と等価になり，さらに，有限回転を含む幾何学的非線形性を考慮することで，大変位・大回転挙動の再現が可能になる．

また，提案手法では，ティモシェンコはり要素の断面内の積分点は，従来の手法と同様に，Voronoi 面の重心と頂点からなる三角形の重心に配置（図-1）する．さらに，提案手法では，積分点で得られる Green-Lagrange ひずみの，はり軸方向の垂直ひずみ成分および軸方向を含むせん断ひずみ成分（2 成分）を，従来の RBSM における垂直バネおよびせん断バネのひずみと仮定し，著者らが提案している従来の構成モデルを適用して応力を算定し，これを第 2 Piola -Kirchhoff 応力として評価して内力計算を行った．また，コンクリートを表現する各バネの構成モデルは，微小変形を仮定した RBSM で妥当性，有用性を確認しているモデルと同一のものを使用した．同一のものを使用しても，前述したコンクリートの各種応力下の軟化・局所化挙動，拘束圧依存性挙動は定量的にも妥当な精度で再現できることを確認している．

(2) 複数球形要素による多面体要素近似と接触挙動のモデル化

従来の RBSM は DEM のように接触判定は行わず初期のネットワークを参照し続けるが，提案手法では，以下のように要素ネットワークを更新する．まず，多面体要素間の接触判定を行う．多面体要素を球要素で近似し、接触判定を行う．また、本研究では，Matsushima らが提案している動的最適化法 [4]を適用し，複数の球形要素で Voronoi 多面体の形状を近似し接触判定を行った．動的最適化法により各剛体要素内に配置された複数の接触判定球は，剛体要素とともに並進および回転移動する．時間増分ステップ毎に，接触判定球を用いて初期のネットワークとは異なる要素との接触判定を行い，新たに接触と判定された場合には，その要素母点間に新たにティモシェンコはり要素を配置する．図-3 中の青色の実線で示すように，この梁要素の断面は接触した球要素の位置にのみ存在するものと仮定した．その断面積は円形状と仮定し，その半径は，それぞれの接触判定球の半径の平均とした．さらに，断面内積分点における垂直ひずみおよびせん断ひずみを，RBSM におけるバネのひずみおよびせん断バネのひずみと仮定する．構成モデルには，コンクリートと同様のものを用いるが，引張強度と粘着力は 0 と仮定した．

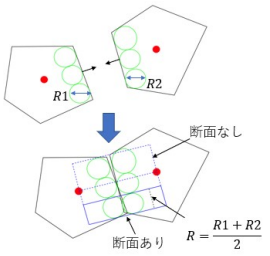
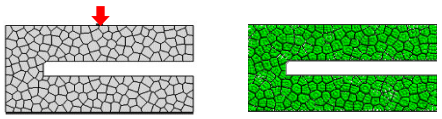


Fig. 3 Contact Model Overview

３．解析例

ここでは，コンクリート部材にひび割れが発生，進展し，大変位・大回転が生じた後に部材同士が接触し，別の機構が発生して別の箇所で新たにひび割れが進展するという解析例を示す．なお，以降の解析では計算負荷の低減のため，2 次元モデルで解析を行っている．図-4 に要素分割と境界条件の概要を示す．解析は，供試体上部の中点位置および下部の全面に厚さ 10mm の載荷板要素を設置し，上部の載荷板要素を鉛直下方へ変位制御することにより載荷を行った．また解析モデルの平均要素寸法は 20mm である．コンクリートの圧縮強度を 30.0MPa と設定した．なお，モデルの材料パラメータは，コンクリートの圧縮強度が決まれば，一意に決まるように同定されている [2]．図-5 に提案モデルの解析により得られた変形図を示す．コンクリート上部材が下部材に接触し，上部のコンクリートが接触点で反力を受け，上部コンクリートにあらたにひび割れが生じていく過程まで再現できている．初期接触位置とその方向，さらに接触面積が増加する挙動も再現できている．



(a) Voronoi Element Splitting and Boundary Conditions　(b) Contact Judgment Ball

Fig. 4 Element splitting model

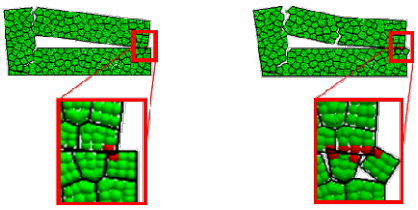


Fig. 5 Displacement of the contact judgment ball and contact status

４．まとめ

本研究は，幾何学的非線形性を考慮した RBSM において，剛体要素（多面体要素）を接触判定用の複数の球で近似し，接触が判定された際に要素ネットワークを更新することで，大変位・大回転が生じた後の，接触，衝突現象を再現する手法の開発を試みたものである．提案手法は比較的簡便に従来手法よりも精度よく接触挙動を再現できることが分かった．

参考文献

1) 山本佳士，中村光，黒田一郎，古屋信明 ：3 次元剛体バネモデルによるコンクリート供試体の圧縮破壊解析，土木学会論文集 E，Vol.64，No.4，pp.612-630，2008.
2) Yamamoto, Y., Isaji, Y., Nakamura, H. and Miura, T. : Collapse Simulation of Reinforced Concrete Including Localized Failure and Large Rotation Using Extended RBSM, Proceedings of 10th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures (FraMCoS-10), 2019.
3) 山本佳士，中島達也 ：要素ネットワークの更新を考慮した RBSM によるコンクリート部材の倒壊シミュレーション，計算工学講演会論文集 Vol.26，2021.
4) Matsushima, T. and Saomoto, H. : Discrete element modeling for irregularly-shaped sand grains. Proc. Numerical Methods in Goetechnical Engineering, pp. 239-246, 2002.
5) Toi, Y. : Shifted Integration Technique in One- Dimensional Plastic Collapse Analysis Using Linear and Cubic Finite Elements，International Journal for Numerical Methods in Engneering，Vol.31，pp.1537-1552, 1991.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

一般セッション | 一般セッション（第二部門：計算力学）

第２部門⑥

座長:吉川 仁(京都大学)

2023年5月28日(日) 16:15 ～ 17:45 B会場 (6号館 4階 6418室)

[22026-31-01] 膜ロッキング回避を目的とした IGA曲線はり要素への B-bar投影法の適用（シンポジウム講演概要）

*長谷部 寛[1]、唐澤 奈央子[1] （1. 日本大学）

16:15 ～ 16:30

[22026-31-02] 粒子層内部流動化に伴う粒子運動と流体物理量に関する粒子スケール流体・固体連成数値計算（シンポジウム講演概要）

*牛島 省[1]、牧 志峰[1]、鳥生 大祐[1] （1. 京都大学）

16:30 ～ 16:45

[22026-31-03] 粗骨材の粒度分布を反映した鉄筋コンクリートはりのメゾスケール数値実験（シンポジウム講演概要）

*那須川 佳祐[1]、升井 尋斗[1]、車谷 麻緒[1] （1. 茨城大学）

16:45 ～ 17:00

[22026-31-04] 不確かな作用荷重を考慮した落橋防止ブラケットのロバストトポロジー最適化（シンポジウム講演概要）

*天野 承介[1]、干場 大也[1]、西口 浩司[1]、加藤 準治[1] （1. 名古屋大学）

17:00 ～ 17:15

[22026-31-05] ビルディング・キューブ法に基づく構造体と混相流の連成解析（シンポジウム講演概要）

*森下 将吏[1]、西口 浩司[1]、嶋田 宗将[2]、干場 大也[1]、加藤 準治[1] （1. 名古屋大学、2. 神戸大学）

17:15 ～ 17:30

[22026-31-06] 安定化陰的 MPM における粒子－格子間通信スキームの影響（シンポジウム講演概要）

*川野 慎之介[1]、三原 康平[1]、橋本 涼太[1] （1. 広島大学）

17:30 ～ 17:45

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

膜ロッキング回避を目的としたIGA曲線はり要素への$\bar{B}$投影法の適用（シンポジウム講演概要）

Application of the $\bar{B}$ projection method to an IGA curved beam element for avoiding membrane locking (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

長谷部　寛（日本大・理工）　　唐澤　奈央子（日本大・理工［研究当時］）
Hiroshi HASEBE, Nihon University
Naoko KARASAWA, Nihon University
E-mail: hasebe.hiroshi@nihon-u.ac.jp

In the present study, the membrane locking that occurred in an IGA curved beam was investigated. Even if we used a higher-order NURBS basis function, the membrane locking could not be avoided. Therefore, we implemented the $\bar{B}$ projection method. As a result, the oscillation of axial force was alleviated. The membrane locking was avoided as well as the FEM curved beam element.

１．はじめに

構造物の変位や応力評価のための有限要素解析には種々の要素が用いられる．構造要素のはり要素はその一つであるが，直線はり要素が用いられることが多く，曲線を折れ線近似するなどの形状誤差を含んだ解析になることが一般的である．

一方でHughesらにより提案されたIsogeometric Analysis（IGA）[1]は，CADの形状表現に用いられるNURBSに代表されるスプライン関数を基底関数に採用することで，CADで描いた形状を厳密に保持し，形状誤差の無い解析を実現する．

FEM同様，IGAでも様々な要素が開発されており，著者はベルヌーイ・オイラーはり理論に基づくIGA曲線はり要素を構築した[2]．しかし，これまでの検討過程で，高次のNURBS基底関数を用いたとしても，FEMの曲線はり要素と同様にロッキングは避けられないことを確認している．

IGA曲線はり要素のロッキング回避策は，主としてティモシェンコはり要素を対象に検討されているが[3]，ベルヌーイ・オイラーはり要素に対しては，Casqueroらにより2次のNURBS基底関数と$\bar{B}$投影法[4]を用いた膜ロッキング回避策が提案された[5]．しかし，はり要素に対して2次のNURRB基底関数を用いた場合，変位の2階微分項を含む曲げモーメントが要素間で不連続となり，解析精度が低下する．そのため，3次以上のNURBS基底関数を用いたIGAはり要素において，膜ロッキング回避策に関する検討を行う必要があると考えられる．

そこで本研究では，これまで構築したIGA曲線はり要素を用い，3次以上のNURBS基底関数を採用した際の膜ロッキング発生状況の確認，ロッキング回避策とその働きについて検討した．

２．NURBS曲線と基底関数

式(1)に示すNURBS曲線$\mathbf{C}(\xi)$は，式(2)に示すNURBS基底関数$R_i^p(\xi)$とコントロールポイントの位置ベクトル$\mathbf{B}_i$の線形結合で表される．

$$\mathbf{C}(\xi)=\sum_{i=1}^{n}R_i^p(\xi)\mathbf{B}_i \quad (1), \qquad R_i^p(\xi)=\frac{N_i^p(\xi)w_i}{\sum_a^n N_a^p(\xi)w_a} \quad (2)$$

ここで，ξはパラメータ空間の座標，w_iはコントロールポイントにおける重み，pは基底関数の次数，nはコントロールポイント数，$N_i^p(\xi)$はB-Spline基底関数と呼ばれる再帰的な関数であり，次式で表される．

$(p=0$ のとき$)$

$$N_i^0(\xi)=\begin{cases}1 & (\xi_i\le\xi\le\xi_{i+1})\\ 0 & (\text{otherwise})\end{cases} \quad (3a)$$

$(p\ge1$ のとき$)$

$$N_i^p(\xi)=\frac{\xi-\xi_i}{\xi_{i+p}-\xi_i}N_i^{p-1}(\xi)+\frac{\xi_{i+p+1}-\xi}{\xi_{i+p+1}-\xi_{i+1}}N_{i+1}^{p-1}(\xi) \quad (3b)$$

ここで，ξ_iはノットと呼ばれるパラメータであり，IGAでは要素の境界を表す局所座標値である．

３．支配方程式と離散化

支配方程式にはKirchhoff仮定を適用した式（4）に示す平衡方程式を用い，ひずみと力の関係には線形弾性体を仮定して式（5）を用いた．また，ひずみは断面内でひずみが線形分布することを仮定し，式（6）を用いた．

・平衡方程式

$$N'-kV+q_t=0, V'+kN+q_n=0, M'+V+q_\theta=0 \quad (4)$$

・ひずみと断面力の関係

$$N=\epsilon EA, \qquad M=\chi EI \quad (5)$$

・ひずみの定義

$$\epsilon={u_t}'-ku_n, \qquad \theta={u_n}'+ku_t,$$
$$\chi=\theta'={u_n}''+k'u_t+ku_t' \quad (6)$$

ここで，Nは軸力，Vはせん断力，Mは曲げモーメント，kは曲率，q_tは接線方向の分布荷重，q_nは法線方向の分布荷重，q_θはモーメント分布荷重，$(\cdot)'$は弧長パラメータsによる1階微分，$(\cdot)''$は2階微分，ϵは膜ひずみ，χは曲げひずみ，Eはヤング率，Aは断面積，Iは断面二次モーメント，u_tは接線方向変位，u_nは法線方向変位，θはたわみ角である．

ここで，式（5），（6）を式（4）に代入し，部分積分を行うと次式（7）の仮想仕事の原理が導かれる．

$$\int_0^L(\epsilon^*N+\chi^*M)\,ds=\int_0^L({u_t}^*q_t+{u_n}^*q_n+\theta^*q_\theta)\,ds$$
$$+[{u_t}^*\bar{N}+{u_n}^*\bar{V}+\theta^*\bar{M}]_\Gamma \quad (7)$$

ここで，Lははりの長さ，$(\cdot)^*$は重み関数，$\overline{(\cdot)}$は境界値である．

変位の近似関数はNURBSがC^{p-1}連続であるため未知変数にたわみ角を持たせず式（8）のように構成し，Galerkin法に基づく有限要素法で離散化した．

$$u_t(\xi)=\sum_{i=1}^{n}R_i^p(\xi)u_{t_i}, \qquad u_n(\xi)=\sum_{i=1}^{n}R_i^p(\xi)u_{n_i} \quad (8)$$

ここで，$(\cdot)_i$はコントロールポイント値である．

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

４．$\bar{B}$投影法

膜ロッキングは式(7)で示した仮想仕事の原理の左辺第一項の膜ひずみϵに起因して生じる．$\bar{B}$投影法はこれを$\bar{B}$ひずみ$\bar{\epsilon}$に置きかえることで，ロッキングを回避できる手法である[3),5)]．

$\bar{B}$ひずみ$\bar{\epsilon}$は次式(9)で計算される．

$$\bar{\epsilon} = \sum_{A=1}^{\tilde{n}} \widetilde{R_A^p}\,\bar{\epsilon}_A, \bar{\epsilon}_A = \sum_{B=1}^{\tilde{n}} \widetilde{M_{AB}}^{-1} \int_0^L \widetilde{R_B^p}\epsilon\, ds, \widetilde{M_{AB}} = \int_0^L \widetilde{R_A^p}\widetilde{R_B^p}\, ds \quad (9)$$

ここで，$\tilde{n}$は 1 次低い NURBS 基底関数のコントロールポイント数，$\widetilde{R_A^p}$は 1 次低い NURBS 基底関数，$\widetilde{M_{AB}}$は 1 次低い NURBS 基底関数で構成される質量マトリクスである．

５．純曲げを受ける円弧はりの解析

膜ロッキングに対する$\bar{B}$投影法の効果を検証するため，非伸縮変形となる純曲げを受ける円弧はりの解析を行った．解析モデルと解析条件を Fig.1 に示す．解析モデルは一端を固定した半径 1m の 1/4 円弧はりとした．純曲げ状態とするため荷重は分布モーメント$q_\theta = 1$ Nm/mを満載した．断面形状およびヤング率は図中に記すとおりであるが，膜ロッキングが生じるよう，曲率に対する断面高さの比率を十分小さく設定した．

解析モデルを 3 次の NURBS 基底関数に基づく 4 要素で分割した．要素係数マトリクスの数値積分にはガウス求積法を用い，全ての解析ケースで積分点数を 10 点とした．$\bar{B}$投影法の効果を検証するため，$\bar{B}$投影法を用いた場合，用いない場合の 2 種類の定式化で解析を行い，結果を比較した．

Fig. 2 は変位を 3 倍にして描いた変形図である．参照解として，3 次の NURBS 基底関数に基づく 512 要素で分割し解析した結果を掲載した．$\bar{B}$投影法を用いない場合，変形は小さくロッキングが生じていることが確認できた．これに対して$\bar{B}$投影法を用いた場合，参照解を捉えられた．

続いて$\bar{B}$投影法の効果を検証した．Fig. 3 は円弧はりの軸線に沿った軸力分布を示したものである．軸力は，式（5）に示したように，膜ひずみϵにヤング率E，断面積Aを乗じたものであり，本研究ではEA = 一定であることから，膜ひずみの分布と等価である．

Prathap らが FEM 曲線はり要素で示した結果と同様に[6)]，$\bar{B}$投影法を用いない場合は 3 次 NURBS 基底関数に基づく IGA 曲線はり要素でも物理的には生じない軸力の数値的振動が生じていることが確認された．この振動が偽りの剛性となり，ロッキングを生じさせている．一方で，$\bar{B}$投影法を用いると軸力（膜ひずみ）の数値的な振動が解消されたことが確認できる．これによりロッキングが回避されたと解釈できる．なお，グラフのスケールの関係上，軸力がゼロになっているように見えるが，実際は完全にはゼロになっていない．

５．まとめ

本研究ではベルヌーイ・オイラーはり理論に基づいて構築した IGA 曲線はり要素に生じる膜ロッキングに着目し，$\bar{B}$投影法を用いてその解消を図った．3 次の NURBS 基底関数を用いた場合であっても，軸力（膜ひずみ）に数値的振動が生じること，ロッキングが発生することを確認した．$\bar{B}$投影法を用いることで軸力の数値的振動が解消し，その結果としてロッキングが回避されることを確認した．今後は純曲げ以外の条件において$\bar{B}$投影法が同様の働きを有しロッキングを解消するか検討する必要がある．

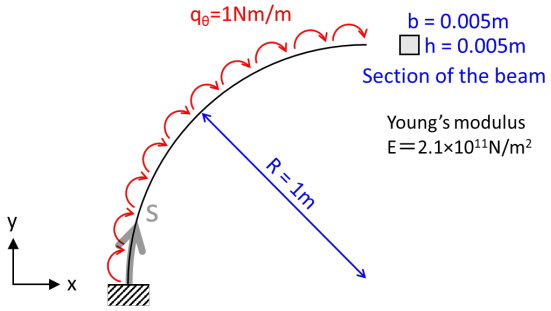


Fig. 1 Computational model and condition

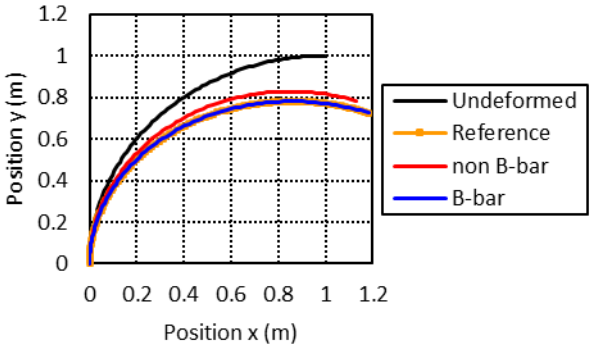


Fig. 2 Deformation of the beam with multiplying displacement by a factor of 3

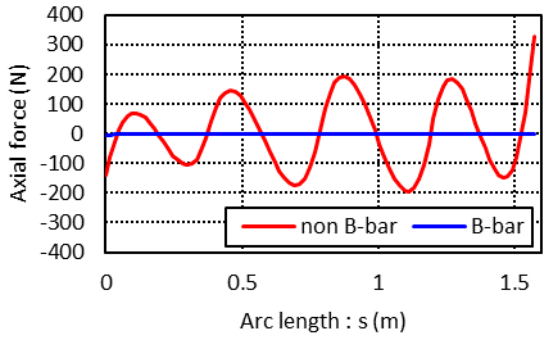


Fig. 3 Axial force along with the arc length

参考文献

1) J. A. Cottrell et al.: Isogeometric Analysis-Toward Integration of CAD and FEA，Wiley，2009.
2) 唐澤ら: NURBS 基底関数を用いた曲線ベルヌーイ・オイラーはり要素の構築，土木学会論文集特集号（応用力学），15 巻，2023.（掲載決定）
3) R. Bouclier et al.: Locking free isogeometric formulations of curved thick beams, Comput. Methods Appl. Mech. Engrg., 245-246, pp.144-162, 2012.
4) T. Elguedj et al.: B and F projection methods for nearly incompressible linear and non-linear elasticity and plasticity using higher-order NURBS elements, Comput. Methods Appl. Mech. Engrg., 197, pp.2732–2762, 2008.
5) H. Casquero et al.: Removing membrane locking in quadratic NURBS-based discretizations of linear plane Kirchhoff rods: CAS elements, Comput. Methods Appl. Mech. Engrg., 399, 115354, 2022.
6) G. Prathap: The Finite Element Method in Structural Mechanics, Springer, 1993.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

粒子層内部流動化に伴う粒子運動と流体物理量に関する粒子スケール流体・固体連成数値計算（シンポジウム講演概要）

Numerical Prediction Considering Particle-Scale Fluid-Solid Interaction for Particle Movements and Fluid Variables in Fluidization of Particle Layer (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

牛島　省（京大・学術情報メディアセンター）
牧　志峰（京大・大学院工学研究科修士課程）
鳥生　大祐（京大・学術情報メディアセンター）
Satoru USHIJIMA, ACCMS, Kyoto University
Shiho MAKI, CERE, Kyoto University
Daisuke TORIU, ACCMS, Kyoto University
E-mail: ushijima.satoru.3c@kyoto-u.jp

The computation method, which allows us to deal with the particle-scale fluid-solid and solid-solid interactions, was applied to the internal fluidization in a saturated particle layer to understand the characteristics of particle motions and physical variables of the pore fluids. With the experimentally measured results, the mechanical progress of the internal fluidization was discussed.

1. はじめに

飽和した礫粒子群が互いに接触して骨格構造を形成しているとき，粒子間隙に満たされた静水が流れ始めると，間隙水圧が変化するとともに粒子表面に粘性力が作用し，力学条件によっては礫粒子が骨格構造を維持できなくなり動き出すという，いわゆる内部流動化が起こる[1]．

一方，地震時等に生ずる地盤の液状化は，土粒子が振動を受けて配置が変化し，間隙水圧が上昇することが原因とされている．これらを考慮すると，地盤液状化は「粒子駆動型」，上記の内部流動化は粒子間隙の流れが原因となることから「流体駆動型」の流体・固体連成現象と見ることができるだろう．

「粒子駆動型」および「流体駆動型」のいずれの連成現象に対しても，それらの素過程は，礫粒子スケールの比較的単純な力学条件，すなわち粒子間の接触力と粒子に作用する流体力を考えることにより理解できると考えられる．このうち，粒子に作用する流体力を評価するには，粒子周辺の流れを把握する必要がある．本報では，実験結果に加えて，接触する固体群と流体との連成問題に対してある程度の適用性が確認されている連成解法を利用して，内部流動化について考察を加える．

2. 内部流動化実験と計算の概要

飽和した粒子層内に発生する内部流動化を把握する実験を行った．Fig.1 に装置の概要を示す．粒子の挙動を観察しやすいように，既報[2] よりも粒子層厚 h_g を増加させ，120 mm とする一方，$l_1 = 150$ [mm] と短くして，流動化領域が縦長になるよう設定した．他の主な寸法は，l_2, l_3 および h_w をそれぞれ 40 mm, 200 mm および 300 mm とし，底面にある内径 $D = 31$ [mm] の円管から平均流速約 0.53 m/s で鉛直上方に向かう水流を供給した．実験では，粒子を入れた水槽の背面中央 ($x_1 = l_1/2, x_2 = l_2$) で，高さ $x_3 = 20, 40, 60, 80$ [mm] の 4 点で超小型間隙水圧計 (東京測器 KPG-50KPA) により水圧を計測した．供試体の粒子にはガラスビーズも用いたが，本報では平均粒径約 4 mm の礫粒子を利用した結果を示す．

一方，数値計算では，既報[2] と同様に 26 種類の代表的な粒子形状を選んで，それらを四面体要素で表現する粒子

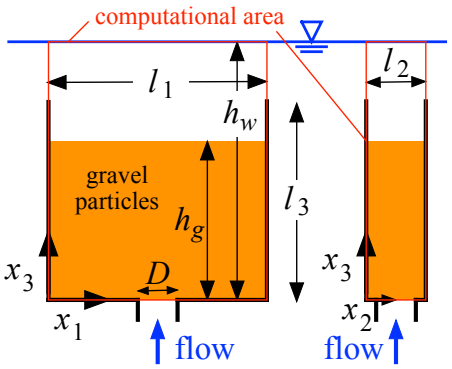


Fig. 1　Experimental equipment

モデルを利用した．使用した粒子モデル数は 14,341 とし，流体計算セル数は，$480 \times 120 \times 935 = 53{,}856{,}000$ とした．その結果，流体計算セル幅は，平均粒子径の 1/10 以下となっており，粒子周辺の流れを扱える解像度としている．

Fig.2 に概要を示すように，演算処理を高速化するため，計算領域を $16 \times 4 \times 17 = 1{,}088$ の subdomain に分割してプロセス並列計算を行った．

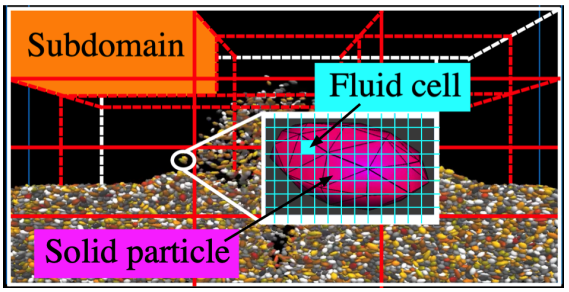
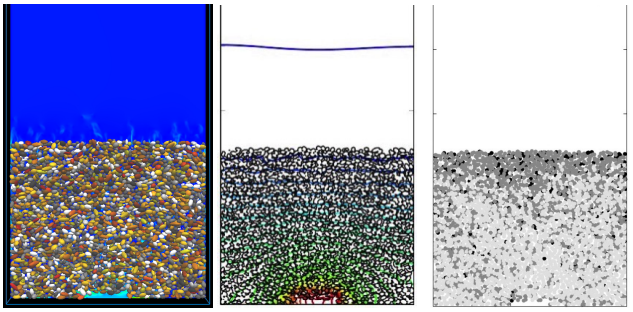


Fig. 2　Schematic view of parallel computation and resolution of fluid-cell against single particle

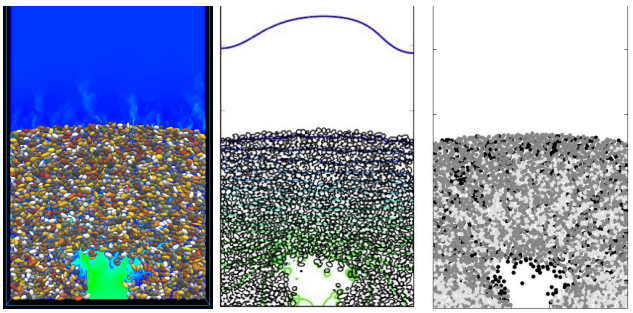
©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

3. 実験および計算結果

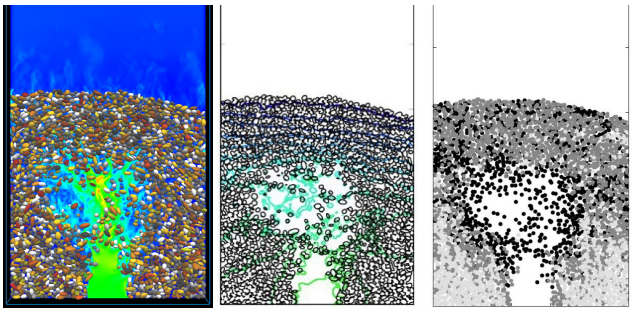
Fig.3 に，流入開始から 0.5, 1.0, 1.5 および 3.0 秒における数値計算結果を示す．Fig.3 では，各時刻の粒子分布と流体の速度ベクトルの大きさ U，また静水圧を引いた圧力 p'，そして粒子間接触力ベクトルの大きさ f_c の分布を示している．Fig.3 の f_c は，基準値 $F_c = 0.1$ [N] に対して，接触力が比較的小さい $f_c < 0.1F_c$ を黒色，$0.1F_c \leq f_c < F_c$ をグレー，それ以上の $F_c \leq f_c$ を薄いグレーで表している．



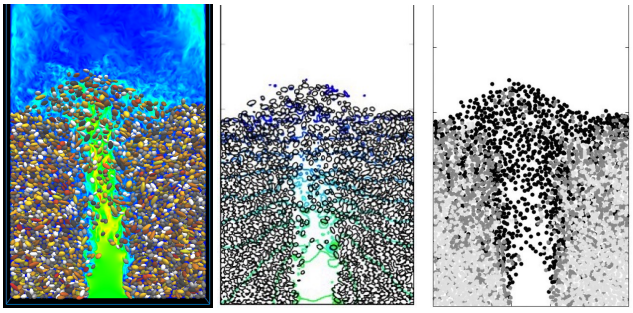
(a) t = 0.5 [s]



(b) t = 1.0 [s]



(c) t = 1.5 [s]



(d) t = 3.0 [s]

Fig. 3　Calculated partilces with U, p' and f_c

Fig.3 (a) に示されるように，底面から流体が浸入し始めると底面付近で p' が上昇する．Fig.3 (a) の f_c では明瞭ではないが，p' が上昇する底面付近の領域では，間隙水圧が増加する一方で，p' の等値線の間隔が狭いため上部の粒子層に向かう流体力が作用していると考えられる．

次に，Fig.3 (b) の結果では，先行研究[1] にも示されるように，流入口上部に明確な空隙 (cavity) が形成され始める．cavity の上部境界付近で p' が高くなり，同時に f_c が低下する傾向がある．一方，粒子層全体にわたり，粒子間力 f_c は低下する．cavity が成長した Fig.3 (c) でも同様に，cavity の上部周辺で p' が上昇，f_c が低下し，粒子が動きやすい流動化状態になっている．Fig.3 (d) では，水流が貫通し，貫通領域とその周辺では f_c が低下し，粒子が流動化した状態となっている．

cavity の上部高さが超小型間隙水圧計を取り付けた高さに到達する時刻 $t'N$ (N は水圧計高さを mm 単位で表した数値で，20, 40, 60, 80) と，$p'N$ の時系列を合わせて示した実験および計算結果をそれぞれ Fig.4 と Fig.5 に示す．Fig.3 に見られたように，cavity が発達してその上部が通過する直前に p' のピークが生ずる傾向が定量的に確認できる．

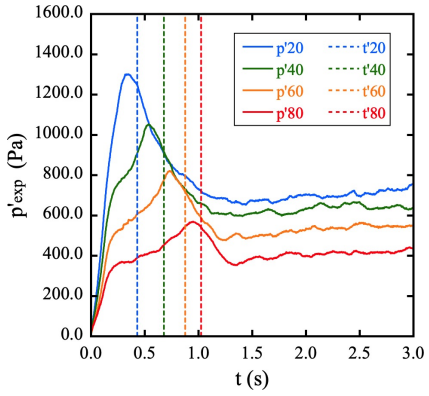


Fig. 4　$t'N$ and time history of $p'N$ (experiment)

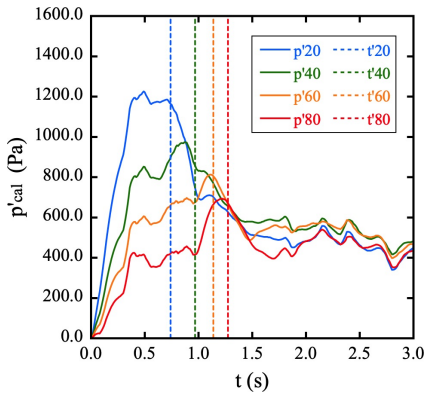


Fig. 5　$t'N$ and time history of $p'N$ (calculation)

参考文献

1) Alsaydalani, M. and Clayton, C.: Internal fluidization in granular soils, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 140, No. 3, p. 04013024, 2014.
2) 牛島省, 鳥生大祐, 牧志峰：鉛直上昇流による飽和粒子層の内部流動化に対する流体・固体連成計算, 土木学会論文集, Vol. 79, No. 15, 22-15032, pp. 1–12, 2023.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

粗骨材の粒度分布を反映した鉄筋コンクリートはりのメゾスケール数値実験（シンポジウム講演概要）

3D Meso-Scale Numerical Experiment of Reinforced Concrete Beam Reflecting the Aggregate Grading (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

那須川　佳祐（茨城大・工）　　升井　尋斗（茨城大・工）　　車谷　麻緒（茨城大・工）
Keisuke NASUKAWA, Ibaraki University
Hiroto MASUI, Ibaraki University
Mao KURUMATANI, Ibaraki University
E-mail: 22nm829x@vc.ibaraki.ac.jp

Three- dimensional Numerical experiments are carried out for reinforced concrete in meso-scale. The reinforced concrete model reflects the geometry of deformed bars and coarse aggregates in detail. We finally show numerical experiments of reinforced concrete beams with or without shear reinforcements to verify the availability of the proposed model. The numerical results are compared to experimental results performed in a laboratory.

１．はじめに

コンクリートをメゾスケールで見ると，モルタルと粗骨材から構成される二相の複合材料である．コンクリートの内部に存在する粗骨材の体積率･形状･粒度分布の違いは，コンクリートの力学性能や破壊挙動に影響を及ぼすことが知られている [1)-2)]．コンクリートに形成するひび割れは，材料としての強度特性に加えて，構造物の耐久性にも関係する重要な因子であるため，粗骨材がコンクリートに及ぼす影響を定量的に把握しておく必要がある．このような背景から，コンクリートのメゾスケールに着目した数値シミュレーションに関する研究が盛んに行われている．

既往の研究で車谷らは，異種材料による非均質性を反映可能な損傷モデルを提案している [3)]．このモデルを用いれば，粗骨材の形状に沿ったメッシュ生成を行わずに，非均質性を考慮したコンクリートの破壊シミュレーションが行える．

粗骨材の存在を考慮してコンクリートの破壊シミュレーションを行うには，粗骨材の形状や分布を反映したコンクリートのメゾスケールモデルを作成する必要がある．升井らは，粗骨材の充填率・粒度・形状を反映したコンクリートの 3 次元メゾスケールモデルの作成方法を提案している [4)]．しかし，実際のコンクリートとの類似性は示されたが，数値解析への適用には至っていない．

そこで本研究では，粗骨材の粒度分布を考慮した鉄筋コンクリートはりの 4 点曲げ試験の数値解析を行う．実験結果と比較し，数値解析により再現したひび割れ進展挙動の再現性を評価する．

２．数値解析手法

２．１　粗骨材の形状と分布を反映したコンクリートのメゾスケールモデリング

本研究では，離散ボロノイ図を用いて粗骨材形状を作成する．ボロノイ分割された領域を粗骨材形状として 1 つずつ抽出・保存することで，疑似的な粗骨材モデルを作成する．メゾスケールモデルを実際のコンクリートに近づけるには，粗骨材の粒度分布を再現する必要がある．本研究では，粗骨材モデルの体積を基準に，粗骨材モデルを分類し，間接的に粒度分布を再現する．区分化した累積分布の情報を参照し，あらかじめ作成しておいた粗骨材モデルを，解析対象とする領域内部にランダムに配置することで，コンクリートのメゾスケールモデルを作成する．

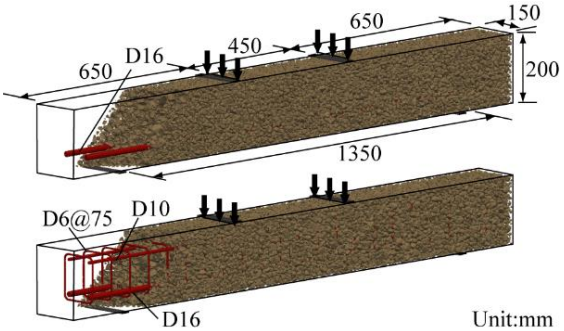


図 - 1　試験体の寸法と載荷・支持条件

２．２　コンクリートの材料モデル

コンクリートの材料モデルには，車谷らが考案した損傷モデル [3)]を適用する．損傷モデルの構成則は次式で表される．

$$\boldsymbol{\sigma} = (1 - D)\boldsymbol{c}\colon\boldsymbol{\varepsilon} \tag{1}$$

ここで，$\boldsymbol{\sigma}$ はコーシー応力テンソル，D は損傷変数，$\boldsymbol{c}$ は弾性係数テンソル，$\boldsymbol{\varepsilon}$ はひずみテンソルである．

本研究ではコンクリートをモルタルと粗骨材の二相材料として扱い，各要素の体積におけるモルタルの体積率Vを求める．粗骨材は損傷しないものとして，各要素に含まれるモルタルの損傷のみを考えると，損傷変数$D(\varepsilon_{\mathrm{e}})$は次式で表される．

$$D(\varepsilon_{\mathrm{e}}) = 1 - \frac{\varepsilon_0\alpha_0}{\varepsilon_e}\exp\left\{-\frac{E\varepsilon_0\alpha_0}{G_{\mathrm{f}}}h_{\mathrm{e}}(1-V)\left(\frac{\varepsilon_{\mathrm{e}}}{\alpha_{\mathrm{D}}} - \varepsilon_0\right)\right\} \tag{2}$$

ここで，ε_0はモルタルの破壊発生ひずみ，h_{e}は要素長さ，G_{f} はモルタルの破壊エネルギーを示す．α_0とα_{D}はそれぞれ次式の関係を示す値である．

$$E_{\mathrm{m}} = \alpha_0 E,\quad \varepsilon_{\mathrm{m}} = \alpha_D^{-1}\varepsilon \tag{3}$$

ここで，E_{m} はモルタルのヤング率，ε_{m} は要素内のモルタルの等価ひずみ，ε は要素全体の等価ひずみである．

２．３　鉄筋の材料モデル

鉄筋の材料モデルには，von-Mises 塑性モデルを適用する．降伏関数fは次式で表される．

$$f = \sigma_{\mathrm{v}} - \sigma_{\mathrm{y}} - Q(1 - e^{-bp}) \tag{4}$$

ここで，σ_{v}は von-Mises 相当応力，σ_{y}は初期降伏応力，p

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

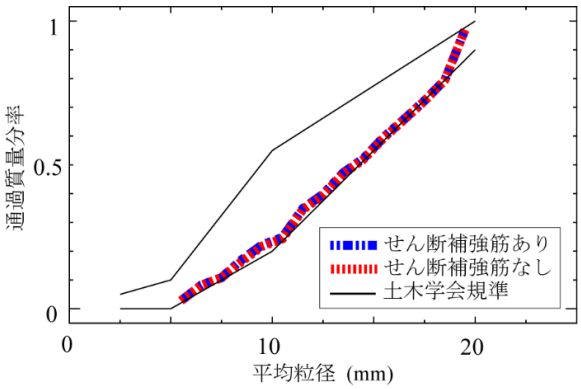


図 - 2　充填した粗骨材の粒度分布

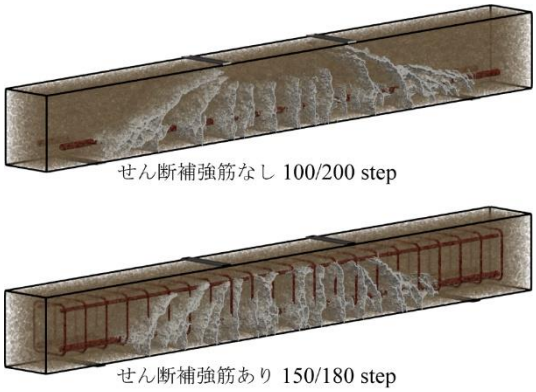


図 - 3　ひび割れの 3 次元可視化

は相当塑性ひずみ，Q およびb は鉄筋の非線形硬化パラメータである．

３．メゾスケール数値実験の結果および実験との比較

３．１　実験概要および数値解析条件

破壊モードが異なる RC はりのモデルを作成した．試験体の寸法と載荷・支持条件を図 - 1 に示す．

充填した粗骨材の粒度分布を図 - 2 に示す．充填する粗骨材の粒度分布は土木学会規準 [5]の標準粒度に従った．有限要素には四面体 1 次要素を使用した．モルタルの材料パラメータは，ヤング率を 20 GPa，ポアソン比を 0.2，圧縮引張強度比を 12，破壊発生ひずみを1.6×10^{-4} ，破壊エネルギーを 0.08 N/mm とした．粗骨材の材料パラメータは，ヤング率を 60 GPa，ポアソン比を 0.2 とした．

鉄筋の材料パラメータは，ヤング率を 190 GPa，ポアソン比を 0.3，降伏応力を 400 MPa，非線形硬化パラメータQ とbをそれぞれ 100 MPa と 5 とした．本研究では，鉄筋の複雑な形状までモデル化しているため，ヤング率や降伏応力を実験と同じ値に設定しても，力学挙動が同じになるとは限らない．そこで，3 次元の鉄筋のモデルに対して引張解析を実施し，鉄筋の材料パラメータを同定した．

３．２　荷重変位関係とひび割れ分布の比較

解析結果として，ひび割れと粗骨材の分布を重ね合わせたものが図 - 3 である．発生したひび割れは，粗骨材を迂回しながら複雑に進展している．荷重－変位関係を図 - 4 に示す．せん断補強した RC はりは延性的な挙動を示し，曲げ破壊の特徴を捉えている．せん断補強筋のない RC はりは脆性的な挙動を示し，せん断破壊の特徴を捉えている．部材表面のひび割れを図 - 5 に示す．実験結果を詳細に再現できていることが分かる．

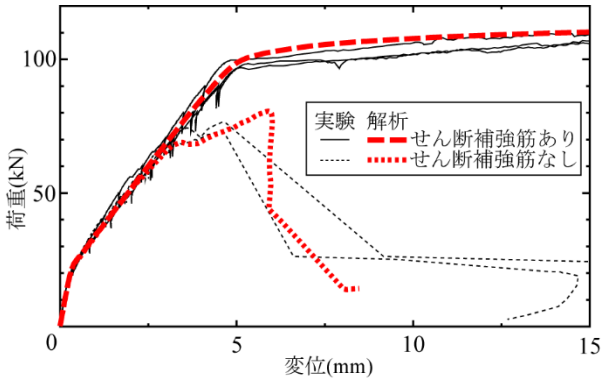


図 - 4　荷重－変位関係

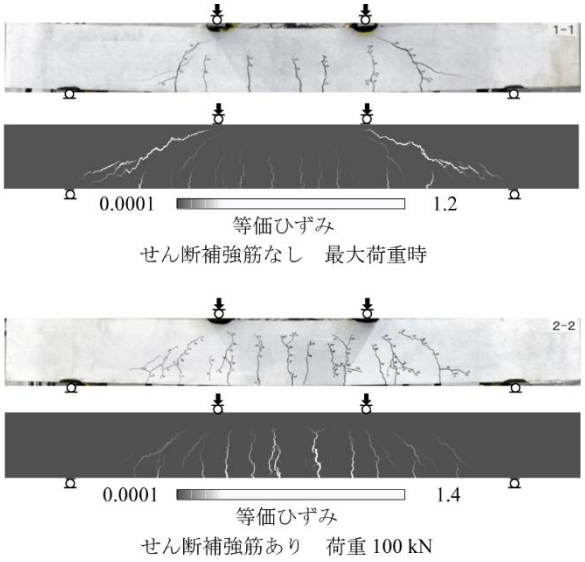


図 - 5　実験結果と解析結果の部材表面のひび割れ

４．おわりに

本研究では，区分化した粗骨材粒径の累積分布の情報を参照することで，粗骨材の粒度分布を反映した鉄筋コンクリートの 3 次元メゾスケールモデルを作成し，非均質性を考慮した損傷モデルを適用して数値解析を行った．実験結果を詳細に再現でき，RC はりに対して有用な数値解析手法であることを示した．

参考文献

1) 大塚浩司，勝部宏明：コンクリートの破壊進行領域の性状に及ぼす骨材寸法の影響，土木学会論文集，Vol. 1993，No. 478，pp. 109-116，1993.
2) 山本泰彦：コンクリートのワーカビリチーおよび強度におよぼす粗骨材粒の特質，コンクリート・ジャーナル，Vol. 7，No. 11，pp. 11-21，1969.
3) 車谷麻緒，加藤匠，佐々木浩武：非均質性を考慮した損傷モデルの定式化とその性能検証，土木学会論文集 A2（応用力学），Vol.75，No.1，pp.47-54，2019.
4) 升井尋斗，那須川佳祐，車谷麻緒：粗骨材の形状と分布を反映したコンクリートのメゾスケールモデリングとその定量的評価，土木学会論文集（応用力学），Vol. 79, No. 15, 22-15036, 2023.
5) 土木学会：2018 年制定 コンクリート標準示方書[規準編]，pp.130-137，2018.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

不確かな作用荷重を考慮した落橋防止ブラケットのロバストトポロジー最適化（シンポジウム講演概要）

Robust Topology Optimization of Falling Bridge Prevention Brackets Considering Uncertain Acting Loads (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

天野　承介（名古屋大・工）　干場　大也（名古屋大・工）　西口　浩司（名古屋大・工）
加藤　準治（名古屋大・工）
Josuke AMANO, Nagoya University
Hiroya HOSHIBA, Nagoya University
Koji NISHIGUCHI, Nagoya University
Junji KATO, Nagoya University
E-mail: amano.josuke.d9@s.mail.nagoya-u.ac.jp

Bridge fall prevention brackets are designed to resist forces in the direction of the bridge axis. However, they were damaged by the Kumamoto earthquake in April 2008, and the cause is considered to be the action of forces perpendicular to the bridge axis, which was not assumed in the design. Therefore, it is necessary for bridges to be robust enough to withstand loads other than the design loads to some extent. In this study, the optimal structure of a bridge fall prevention bracket under uncertain loading conditions is obtained by a topology optimization method.

1. はじめに

近年，トポロジー最適化が着目されているが，実構造物において作用する荷重条件などは不確かに変化することが多い．これら不確かな条件を考慮した設計のことをロバスト設計と呼ぶ．このロバスト性を考慮したトポロジー最適化手法として，*Zhao* ら[1] は，外荷重の大きさと方向を正規分布に従う確率変数と仮定し，平均コンプライアンスの期待値と標準偏差の推定の一部にモンテカルロシミュレーションを利用した方法を提案するとともに，最適構造を示している．また，本研究で対象とする落橋防止ブラケットは，橋軸方向の力に抵抗することを想定して設計されている．しかし，平成 28 年 4 月の熊本地震により損傷した事例があり，原因は設計では想定していない橋軸直角方向の力の作用であると考えられている．[2] したがって，設計荷重以外の荷重でもある程度耐えうるようなロバスト性が必要である．そこで本研究では，落橋防止ブラケットを対象として，不確かな荷重条件を想定した場合の最適構造を上記のトポロジー最適化手法によって求める．

2. 最適化問題の設定

本研究では，剛性最大化を目的としているため，荷重ベクトル $\boldsymbol{f}_{\text{ext}}$ と節点変位ベクトルの内積 $\boldsymbol{d}$，つまり外力仕事（コンプライアンス）を最小化することを考える．荷重の大きさ p と方向 θ を不確かな条件としたときの目的関数 C_{R} を以下のように定義する．

$$\min\ C_{\text{R}}(\boldsymbol{s}) = E[C(\boldsymbol{s},p,\theta,\phi)] + \alpha\sqrt{V[C(\boldsymbol{s},p,\theta,\phi)]} \quad (1)$$

$E[C(\boldsymbol{s},p,\theta,\phi)]$ と $V[C(\boldsymbol{s},p,\theta,\phi)]$ はそれぞれコンプライアンスの期待値と分散，s は設計変数，α は標準偏差の重み係数を示している．

3. コンプライアンスの期待値と標準偏差の推定

不確かなコンプライアンスの期待値と分散を以下に示す．

$$E[C] = \sum_{i,j=0}^{M-1} E[\xi_i\xi_j]\boldsymbol{f}_i^{\text{T}}\boldsymbol{d}_j \quad (2)$$

$$V[C] = \sum_{i,j,k,l=0}^{\text{M-1}} V[\xi_i\xi_j\xi_k\xi_l]\boldsymbol{f}_i^{\text{T}}\boldsymbol{d}_j\boldsymbol{f}_k^{\text{T}}\boldsymbol{d}_l \quad (3)$$

ここで、i, j, k, l, M は確率変数の数，$E[\xi_i\xi_j]$ および $V[\xi_i\xi_j\xi_k\xi_l]$ はそれぞれ確率変数 ξ の期待値と分散，ξ は p , θ, ϕ の関数であり，直交座標系に沿って定義し直した確率変数である．

4. 設計感度の導出

随伴ベクトル λ_i を用いて，新たな目的関数として以下のように定義する．

$$C_R = E[C] + \alpha\sqrt{V[C]} + \sum_{i=0}^{M-1}\boldsymbol{\lambda}_i(\boldsymbol{K}\boldsymbol{d}_i - \boldsymbol{f}_i) \quad (4)$$

上式を設計変数 s_e により微分操作を行い，整理すると最終的な解析的感度式は以下のように表すことができる．

$$\frac{\partial C_R}{\partial s_e} = \sum_{i,j=0}^{M-1}\boldsymbol{\lambda}_i^{\text{T}}\frac{\partial \boldsymbol{K}}{\partial s_e}\boldsymbol{d}_i \quad (5)$$

5. 結論

本研究では，不確かな作用荷重を考慮した落橋防止ブラケットのロバストトポロジー最適化手法を構築し、得られた解析的感度の精度検証および最適化結果の考察を行った．詳細な結果については講演会当日に示す．

参考文献

1) J. Zhao and C. Wang: Robust topology optimization under loading uncertainty based on linear elastic theory and orthogonal diagonalization of symmetric matrices, Comput.Methods Appl.Mech.Engrg, 273, pp.204-218, 2014.
2) 北田幸夫， 土手一郎， 松村寿男， 中村将章， 加藤準治: トポロジー最適化を用いた落橋防止ブラケットの形状導出，土木構造・材料論文集第 38 号, 2022.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

ビルディング・キューブ法に基づく構造体と混相流の連成解析（シンポジウム講演概要）

Coupled analysis of structures and multiphase flows based on the building-cube method (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

森下　将吏（名古屋大）　西口　浩司（名古屋大）　嶋田　宗将（神戸大）
千場　大也（名古屋大）　加藤　準治（名古屋大）
Masashi Morishita, Nagoya University
Koji Nishiguchi, Nagoya University
Tokimasa Shimada, Kobe University
Hiroya Hoshiba, Nagoya University
Junji Kato, Nagoya University
E-mail: morishita.masashi.m3@s.mail.nagoya-u.ac.jp

High-speed flooding flows that occur in swift-flowing river basins and near river bank failures cause damage to building envelopes and other structures due to unsteady hydrodynamic forces. However, there are few studies on the coupled analysis of three-dimensional gas-liquid two-phase flow and elastic structures because of the large computational cost. In this study, we focus on the Eulerian solution method based on the orthogonal mesh method, which is suitable for massively parallel computation. We propose a coupled analysis method of multiphase flows and structures based on the building cube method for large-scale coupled analysis of flooding flows and structures.

1. 緒言

山間部の急流河川流域や河川堤防の決壊場所近傍で発生する高速な氾濫流は，その非定常流体力により，建築物外壁などの構造体の損壊・流失などの被害を生じ得る．既往の氾濫解析では，1 次元または 2 次元モデルの洪水解析モデル[1),2)] が使用されることが一般的である．上記の研究は，2 次元モデルまたはフィールドデータから得られた速度と水深を使用しているため，氾濫流の 3 次元的構造や非定常な流体力，および構造体との相互作用の評価は困難である．既往研究では，Kankanamge らが 3 次元の気液二相流と剛体でモデル化した構造体との連成解析を行っている[3)]．ただし，3 次元の気液二相流と弾性構造体の連成解析は，計算コストが大きいため，最大で 322 万要素の計算メッシュ（最小要素サイズ 10mm）の数値解析しか行われておらず，氾濫流と構造体との連成挙動の解明のためには，さらなる大規模解析が望まれる．

そこで本研究では，超並列計算に適した直交メッシュ法に基づくオイラー型解法に着目する[4)]．この手法では，ビルディング・キューブ法 (BCM)[5)] と呼ばれる階層型直交メッシュ法を用いることで，各プロセッサの計算負荷が均等になり，メモリアクセスが局所的かつ連続的になるため，高い並列化効率を実現できる[4)]．ただし，オイラー型解法[4)] では，移流計算に伴う界面および固体内部変数の数値拡散が生じるため，複雑構造および非線形固体材料の取り扱いが困難であった．そこで著者らは，これらの数値拡散を根本的に回避するために，構造領域をラグランジュ粒子によって表現し，移流による固体界面と固体内部変数の数値拡散を回避する手法[6)] を提案した．しかし，著者らの提案手法[6)] は，構造と混相流の連成問題に拡張されていない．

以上より本研究では，氾濫流と構造体との大規模な連成解析を目指して，ビルディング・キューブ法に基づく構造体と混相流の連成解析手法を提案することを目的とする．

2. 基礎方程式

本研究では，非圧縮性の仮定の下で固体と流体の基礎方程式を体積平均化した方程式を用いる．

$$\nabla \cdot \boldsymbol{v}_{\mathrm{mix}} = 0 \tag{1}$$

$$\rho_{\mathrm{mix}} \left\{ \frac{\partial \boldsymbol{v}_{\mathrm{mix}}}{\partial t} + (\boldsymbol{v}_{\mathrm{mix}} \cdot \nabla)\, \boldsymbol{v}_{\mathrm{mix}} \right\} = \nabla \cdot \boldsymbol{\sigma}_{\mathrm{mix}} + \rho_{\mathrm{mix}} \boldsymbol{b} \tag{2}$$

式 (1)(2) の各物理量はそれぞれ以下のように定義される．

$$\boldsymbol{v}_{\mathrm{mix}} = \sum_{i=1}^{n} \phi_i \bar{\boldsymbol{v}}_i \tag{3}$$

$$\rho_{\mathrm{mix}} = \sum_{i=1}^{n} \phi_i \rho_i \tag{4}$$

$$\boldsymbol{\sigma}_{\mathrm{mix}} = \sum_{i=1}^{n} \phi_i \bar{\boldsymbol{\sigma}}_i \tag{5}$$

式 (3)(4)(5) において，ϕ_i は検査体積中の物質 i の体積率である．本研究の数値計算においては，ϕ_i は一つの計算セルにおける物質 i の体積率に相当する．式 (1)(2) では，各物質の速度 $\boldsymbol{v}_i$ を求めるのではなく，体積平均化された単一の速度場 $\boldsymbol{v}_{mix}$ を求める．さらに，式 (4)(5) の計算では，物質毎に体積率 ϕ_i，質量密度 ρ_i，構成方程式を与える．以上の空間平均化された運動方程式は，構成方程式に弾性体およびニュートン流体を仮定することで，構造-流体連成問題を取り扱える定式化になっている．

3. 構成方程式

本研究では，固体の構成方程式として，次式の超弾性体モデルを仮定する[7)]．

$$\boldsymbol{\sigma} = G(\boldsymbol{B} - \boldsymbol{I}) + 2\mu \boldsymbol{D} - p\boldsymbol{I} \tag{6}$$

ここで，G はせん断弾性係数，$\boldsymbol{B}$ は左コーシーグリーン変形テンソル，μ は粘性係数，$\boldsymbol{D}$ は変形速度テンソル，は圧力である．流体の構成方程式としては非圧縮性ニュートン流体を仮定する．

$$\boldsymbol{\sigma} = 2\mu \boldsymbol{D} - p\boldsymbol{I} \tag{7}$$

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

4. 数値解析手法

4.1. フラクショナルステップ法

本研究では，基礎方程式を MAC 系解法のひとつであるフラクショナル・ステップ法[8] を使って速度場と圧力場を分離して解く．まず，体積平均化を行った連続体の運動方程式 (2) は，応力について圧力 p と偏差応力 $\boldsymbol{\sigma}'_{\mathrm{mix}}$ に分けて時間離散化をすることによって，以下の式のように書き換えられる．

$$\rho^n_{\mathrm{mix}} \frac{\boldsymbol{v}^{n+1}_{\mathrm{mix}} - \boldsymbol{v}^n_{\mathrm{mix}}}{\Delta t} + (\rho_{\mathrm{mix}} \boldsymbol{v}_{\mathrm{mix}} \cdot \nabla)\, \boldsymbol{v}_{\mathrm{mix}} = -\nabla p^{n+1} + \nabla \cdot \boldsymbol{\sigma}'_{\mathrm{mix}} + \rho_{\mathrm{mix}} \boldsymbol{b} \tag{8}$$

次に，フラクショナル・ステップ法を利用して速度に関する式と圧力に関する式に分離すると，それぞれ次のようになる．

$$\rho^n_{\mathrm{mix}} \frac{\boldsymbol{v}^{*}_{\mathrm{mix}} - \boldsymbol{v}^n_{\mathrm{mix}}}{\Delta t} + (\rho_{\mathrm{mix}} \boldsymbol{v}_{\mathrm{mix}} \cdot \nabla)\, \boldsymbol{v}_{\mathrm{mix}} = \nabla \cdot \boldsymbol{\sigma}'_{\mathrm{mix}} + \rho_{\mathrm{mix}} \boldsymbol{b} \tag{9}$$

$$\rho^n_{\mathrm{mix}} \frac{\boldsymbol{v}^{n+1}_{\mathrm{mix}} - \boldsymbol{v}^{*}_{\mathrm{mix}}}{\Delta t} = -\nabla p^{n+1} \tag{10}$$

ここで，$\boldsymbol{v}^{*}_{\mathrm{mix}}$ は中間速度と呼ばれ，$n+1$ ステップにおける速度 $\boldsymbol{v}^{n+1}_{\mathrm{mix}}$ を計算するために現れる中間的な解であり，物理的な意味を持たない．一方，式 (10) の両辺の発散を取り，時刻 $n+1$ でも連続の式 (1) が成立することにより，以下のポアソン方程式が得られる．

$$\frac{\nabla \cdot \boldsymbol{v}^{*}_{\mathrm{mix}}}{\Delta t} = \nabla \cdot \left(\frac{1}{\rho^n_{\mathrm{mix}}} \nabla p^{n+1} \right) \tag{11}$$

また，式 (10) は次のように書き換えられる．

$$\boldsymbol{v}^{n+1}_{\mathrm{mix}} = \boldsymbol{v}^{*}_{\mathrm{mix}} - \frac{\Delta t}{\rho^n_{\mathrm{mix}}} \nabla p^{n+1} \tag{12}$$

以上を整理すれば，フラクショ・ナルステップ法では次の 3 段階で速度と圧力が計算される．

1. 式 (9) より中間速度 $\boldsymbol{v}^{*}_{\mathrm{mix}}$ を計算する．
2. 中間速度 $\boldsymbol{v}^{*}_{\mathrm{mix}}$ を用いて，圧力ポアソン方程式 (11) より圧力 $p^{\mathrm{n+1}}$ を計算する．
3. 圧力 $p^{\mathrm{n+1}}$ を用いて，速度修正式 (12) より中間速度 $\boldsymbol{v}^{*}_{\mathrm{mix}}$ を速度 $\boldsymbol{v}^{\mathrm{n+1}}_{\mathrm{mix}}$ に更新する．

4.2. 空間離散化

本研究では，アルゴリズムを単純にするため，基礎方程式の空間離散化手法としてコロケート変数配置法に基づく有限体積法を採用する．すなわち，圧力・速度・応力は同一セルの中心点で定義され運動方程式の移流項と応力の発散項，速度修正式は Red/Black オーダリングにより色分けされた逐次過緩和法（Successive Over Relaxation Method, SOR 法）により解く．Red/Black オーダリングは，互いに依存しない交互の格子点を色分けし，並列計算機向けに並列処理ができるように改良された手法である．元の反復式と演算順序が異なるため厳密には元の解と一致しないが，大規模並列計算機には有利な手法である．

4.3. 界面捕捉法

本研究で扱う連成解析においては，異なる物体の境界面が時々刻々と変化する．この物体境界面を捕捉するために，ここでは VOF（Volume of Fluid）法を基本とする移流計算では最も高精度な手法の 1 つとされる PLIC（Piecewise Linear Inteface Calculation）法[9] を採用する．この PLIC 法は境界メッシュで物体界面を線形近似して再構築し，その物体がメッシュ境界を横切る立体の体積すなわちフラックスを計算して高精度に移流計算を取り扱う手法である．

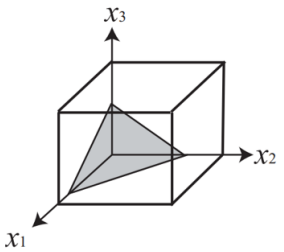


Fig. 1 Material interface in PLIC method

PLIC 法では体積率からメッシュ内の界面を Fig.1 のように線形近似で構築し，その界面の情報を用いて体積フラックスを計算する．ここでは 1 つのメッシュに N 種類の物質が存在するとしているので，$\phi_1, \phi_2, \cdots, \phi_N$ を設定する．これらの体積率を PLIC 法により計算することで，自由移動境界面の追跡が可能となる．

5. 結言

本研究では，氾濫流と構造体との大規模な連成解析を目指して，ビルディング・キューブ法に基づく構造体と混相流の連成解析手法を提案した．数値解析例については講演会当日に紹介予定である．

参考文献

1) O. Mark, et.al.: Potential and limitations of 1D modelling of urban flooding, Journal of Hydrology, Vol.299, No.3-4, pp.284-299, 2004.
2) E. Mignot, P. Andre and T. Ishigaki: Comparison of numerical and experimental simulations of a flood in a dense urban area, Water science and technology, Vol.54, No.6-7, pp.65-73, 2006.
3) Sunindu L. Kankanamge, P. Mendis and T. Ngo: Use of fluid structure interaction technique for flash flood impact assessment of structural components, Journal of Flood Risk Management, https://doi.org/10.1111/jfr3.12581
4) K. Nishiguchi, R. Bale, S. Okazawa, and M. Tsubokura: Full Eulerian deformable solid-fluid interaction scheme based on building-cube method for large-scale parallel computing, International Journal for Numerical Methods in Engineering, 117(2), pp.221-248, 2019.
5) K. Nakahashi: Building-Cube Method for Flow Problems with Broadband Charasteristic Length, Computational Fluid Dynamics 2002, Springer Berlin Heidelberg, pp.77-81, 2003.
6) T. Shimada, K. Nishiguchi, R. Bale, S. Okazawa and M. Tsubokura: Eulerian finite volume formulation using Lagrangian marker particles for incompressible fluid-structure interaction problems, International Journal for Numerical Methods in Engineering, 123(5), 1294-1328, 2022.
7) H. Zhao, Jonathan. B. Freund and Robert D. Moser: A fixed-mesh method for incompressible flow–structure systems with finite solid deformations, Journal of Computational Physics, Vol.227, pp.3114-3140, 2008.
8) A.J. Chorin: On the convergence of discrete approximations to the Navier-Stokes equations, Mathmatics of computation, Vol.23, No.106, pp.341-353, 1969.
9) D.L. Youngs: Time-dependent multi-material flow with large fluid distortion, Numerical Methods for Fluid Dynamics, 59, pp.273-285, 1982.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

安定化陰的 MPM における粒子－格子間通信スキームの影響（シンポジウム講演概要）

Influence of Particle-Grid Transfer Schemes in stabilized implicit MPM
(Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

川野　慎之介（広島大・先）　　三原　康平（広島大・工）　　橋本　涼太（広島大・先）
Shinnosuke KAWANO, Hiroshima University
Kohei MIHARA, Hiroshima University
Ryota HASHIMOTO, Hiroshima University
E-mail: m222225@hiroshima-u.ac.jp

This study examines the effects of different particle-grid transfer schemes on incompressible fluid analyses by stabilized implicit Material Point Method (MPM). Stabilized implicit MPM with several transfer schemes, i.e., Particle-in-Cell (PIC), Fluid-Implicit Particle (FLIP), and Taylor Particle-in-Cell (TPIC) was applied to two numerical examples. The results showed that TPIC improves the accuracy and stability of free-surface shape and velocity profile.

１．背景と目的

Material Point Method（MPM）[1]は粒子と格子を併用した連続体解析手法であり，現在は流体解析にも適用されている．MPM では各ステップで粒子から格子，格子から粒子への運動学的変数の投影・補間が行われ，その粒子－格子間の通信スキームとして複数の方法が提案されている．そのスキームにより計算の精度や安定性が影響を受けることが知られているが，時間離散化に陽解法を用いた検討例 [2]はあるものの，陰解法での検討例は限られている．本研究では，三原らが提案した非圧縮粘性流体のための安定化陰的 MPM[3]において，Particle-in-Cell（PIC），Fluid-Implicit Particle（FLIP），Taylor-Particle-in-Cell（TPIC）[2]といった通信スキームによる解析結果への影響について検討する．

２．安定化陰的 MPM と粒子－格子通信スキームの概要

MPM は，解析領域を粒子に分割し，質量などの物理量を背後に設けた有限要素メッシュの節点に投影し支配方程式を解き，得られた変位場を粒子に補間することで物体の大変形を表現する．本研究では，非圧縮粘性流体を対象として運動量保存則と連続式を連成して変位と圧力を同時に解く安定化陰的 MPM[3]を用い，形状関数には二次 B-spline 基底関数を用いた．

当該手法では，陽解法による MPM と同様，各時間ステップの最初に粒子が持つ速度を有限要素メッシュの節点へと投影する．その計算式が粒子－格子間通信スキームによって異なり，PIC および FLIP では次式が用いられる．

$$\boldsymbol{v}_I^m = \frac{\sum_{p=1}^{n_p} N_I(\boldsymbol{x}_p^m) M_p \boldsymbol{v}_p^m}{\sum_{p=1}^{n_p} N_I(\boldsymbol{x}_p^m) M_p} \tag{1}$$

ここに，上付き添字mは時間ステップを，下付き添字のIは節点I，pは粒子pの物理量を各々表し，$\boldsymbol{v}$は速度，$\boldsymbol{x}$は位置，n_pは粒子数，$N_I(\boldsymbol{x})$は節点Iの形状関数，Mは質量を表す．つまり，粒子の運動量を節点に分配し，同じく粒子から節点に分配された質量で除して節点速度を計算する．一方，TPIC[2]では粒子速度の一次テイラー級数近似を使用し

$$\boldsymbol{v}_I^m = \frac{\sum_{p=1}^{n_p} N_I(\boldsymbol{x}_p^m) M_p \left(\boldsymbol{v}_p^m + \nabla \boldsymbol{v}_p^m \cdot (\boldsymbol{x}_I^m - \boldsymbol{x}_p^m) \right)}{\sum_{p=1}^{n_p} N_I(\boldsymbol{x}_p^m) M_p} \tag{2}$$

で節点速度を計算する．粒子近傍の速度の空間勾配の情報を保持し，これを考慮して節点の運動量を評価する．なお，本研究では Newmark の β 法の使用に伴い節点加速度の計算も必要となるが，式(1)または(2)と同様の式を使用した．

方程式を解いて節点での運動学的変数が更新されたら，それを粒子へと補間する．FLIP[4]（陰解法の場合）は，

$$\boldsymbol{v}_p^{m+1} = \boldsymbol{v}_p^m + \frac{1}{2}\Delta t \sum_{I=1}^{n_{nd}} N_I(\boldsymbol{x}_p^m)(\boldsymbol{a}_I^m + \boldsymbol{a}_I^{m+1}) \tag{3}$$

PIC および TPIC は，

$$\boldsymbol{v}_p^{m+1} = \sum_{I=1}^{n_{nd}} N_I(\boldsymbol{x}_p^m) \boldsymbol{v}_I^{m+1} \tag{4}$$

で粒子の速度を計算する．ここでΔtは時間増分，$\boldsymbol{a}$は加速度，n_{nd}は節点数を表す．FLIP は節点加速度を補間し台形則で粒子速度を更新するのに対し，PIC と TPIC では更新後の節点速度を粒子へ直接補間し計算する．粒子の加速度はいずれのスキームでも式(4)と同様に節点値が補間される．なお，二次 B-spline 基底関数を形状関数として単純に用いて TPIC を使用すると，メッシュの端部で形状関数が Partition of Unity 条件等を満たさないことに起因して計算が不安定になることが知られており，本研究では Nakamura *et al.*の Kernel Correction[2]も適用した．以下，各スキームを用いた安定化陰的 MPM の解析結果を二つの計算例で比較する．

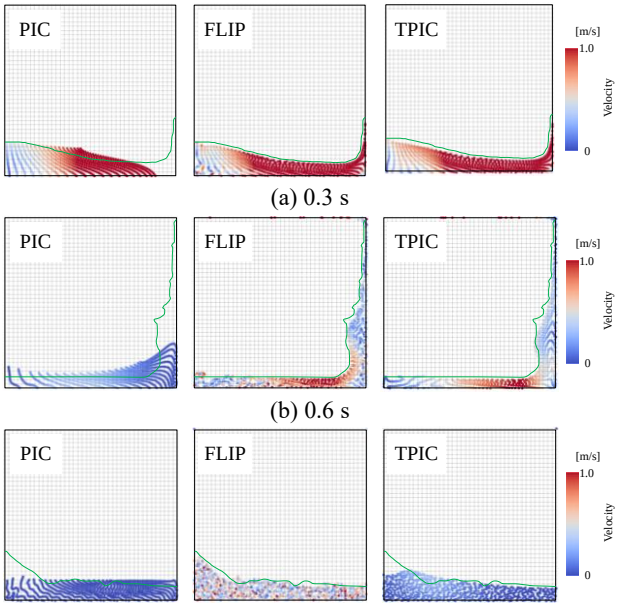
３．ダムブレイク流れの解析

まず，三原ら [3]と同じダムブレイク流れの解析を行った．584 mm 四方の水槽の左端に幅 146 mm，高さ 292 mm の水柱を設置した．計算格子は縦 40 セル×横 40 セルとし，各方向の境界条件は free-slip とした．液相粒子は 1 つの要素に 4（2×2）個とし，1 ステップ当たりの時間増分は 1.0×10^{-3} s で，5.0 s まで自重のみを与えて解析した．

Fig. 1 に解析開始から 0.3，0.6，5.0 s 時点の速度分布を示す．図中には OpenFOAM に含まれる Volume Of Fluid 法による自由表面流れ解析ソルバーinterFoam による解析結果の水面形を合わせて表示している．水柱が崩れて壁面と衝突するまでの 0.3，0.6 s の水面形を見ると PIC では粘性の高い流体挙動が確認できる．これは，既往研究でも知られているように粒子と節点間で速度情報を通信する際に，運動量の数値散逸が発生したためであると考えられる．一方，FLIP と TPIC では過度な減衰を生じることなく，OpenFOAM と概ね一致する結果となった．

次に，水面が安定した 5.0s 時点の FLIP と TPIC の結果を見ると，FLIP では速度分布に空間的なばらつきがみられ，水面付近での粒子の配置も滑らかでないのに対し，TPIC では連続した速度分布を示し，水面の粒子の分布も滑らかである．これは粒子速度の更新式の違いに起因すると考えられる．というのは，FLIP（式(3)）では前の時間ステップの

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会



(a) 0.3 s

(b) 0.6 s

(c) 5.0 s

Fig. 1 Velocity distribution (green line: OpenFOAM).

粒子速度を用いて算出するため，例えば水面の結合のように元々連続していなかった粒子どうしが同じ格子に侵入した場合に斑な速度分布を生じる．一方，式(4)を用いる TPIC では節点速度を直接補間することで連続した速度分布が得られる．

以上より粒子ー格子間の通信スキームによって，数値減衰や速度分布の状況が大きく異なることが分かった．

4．正方形流体片の回転に伴う変形解析

既往研究[2]では，TPIC は速度の勾配を考慮して節点に投影することで，回転を伴う運動の表現性能を高められることが示されている．そこで，次に SPH 法や MPS 法といった他の粒子法の計算の安定性に関するベンチマーク問題の一つである，正方形流体片の回転解析（Fig. 2）[5]を行った．5.0 m 四方の計算領域を 100×100 要素の計算格子に分割し，その中心に一辺 1.0 m の正方形流体片を配置した．流体粒子は 1 つの計算格子に 36（6×6）個とした．流体片の中心周りに初期角速度$\omega = 1$ rad/sを与え，1 ステップ当たりの時間増分は 1.0×10^{-3}s とし，$t\omega = 4.0$ radまで解析を行った．なお，前章の結果を踏まえ FLIP と TPIC のみの結果を示す．

Fig. 3(a)に$t\omega = 4.0$ rad時点での水圧分布，(b)に(a)内での実線長方形の拡大図を示す．図中の緑線は初期の正方形の頂点が描く理論的な軌跡である．FLIP，TPIC ともに初期の正方形の頂点が外側へと伸びていく様子が大変形領域まで安定して解析できている．なお，流体片の中心付近で負圧が発生し，また，その分布は滑らかであり，圧力振動等の不安定性は見られない．これらは安定化陰的 MPM で採用されている PSPG 法による圧力安定化の効果であると考えられる．また，当該手法では速度と圧力を分離して解く半陰解法で必要な表面粒子の探索と圧力境界条件の付与が不要なため，それによる誤差が入り込まないことも一因として考えられる．

頂点の軌跡については，理論解に比較すると FLIP と TPIC ともに伸びが小さかった．これは粒子および格子の解像度が粗かったことによると考えられ，今後検討を要する．頂点の先端の形状に着目すると，FLIP では先端が膨らんで

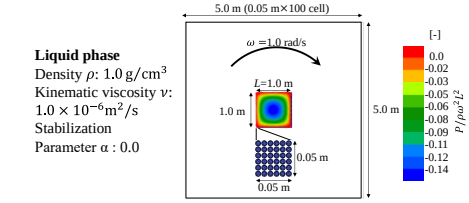
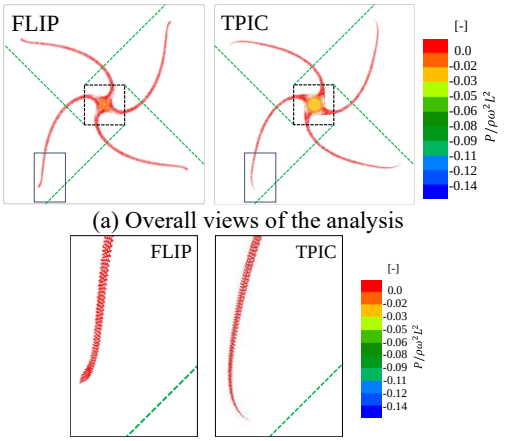


Fig. 2 Analytical model for square fluid patch.



(a) Overall views of the analysis

(b) Zoomed-in views of the black line box within (a)

Fig. 3 Pressure distribution at $t\omega = 4.0$ rad (green dotted lines: theoretical trajectories of the vertices, black dotted lines: initial square).

いるのに対し，TPIC では$t\omega = 4.0$ rad までシャープな先端形状を保っている．このように，安定化陰的 MPM においても回転を伴う運動における TPIC の優位性が確認できた．

5．まとめ

非圧縮粘性流体のための安定化陰的 MPM における粒子ー格子間の通信スキームが解析結果に及ぼす影響を検討することを目的に，PIC，FLIP，TPIC の各スキームを使用してダムブレイク流れと正方形流体片の回転解析を行った．

粒子近傍の速度勾配を考慮して節点速度分布を再構築する TPIC では PIC で生じる運動量の数値散逸が解消でき，かつ FLIP で見られる速度分布の空間的なばらつきも抑制されることが確認できた．また，回転を伴う流体運動同時に角運動量も十分に保存されることが分かった．したがって，流体のような速度分布が重要，かつ大変形を伴う対象の解析に TPIC を採用した安定化陰的 MPM が有効であると考えられる．

参考文献

1) Sulsky *et al.*: Application of a particle-in-cell method to solid mechanics, *J. Comput. Phys.*, Vol. 87, pp. 236-252, 1995.
2) Nakamura *et al.*: Taylor particle-in-cell transfer and kernel correction for material point method, *Comp. Methods Appl. Mech. Engrg.*, Vol. 403, 115720, 2023,
3) 三原ら：非圧縮粘性流体のための安定化陰的 MPM，第 26 回応用力学シンポジウム，2023（投稿中）．
4) Iaconeta *et al.*: Comparison of a material point method and a galerkin meshfree method for the simulation of cohesive-frictional materials, *Materials*, Vol. 10, 1150, 2017.
5) Le Touzé *et al.*: A critical investigation of smoothed particle hydrodynamics applied to problems with free-surfaces, *Int. J. Numer. Meth. Fluids*, Vol. 73, pp. 660-691, 2013.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

一般セッション | 一般セッション（第三部門：材料・複雑現象の力学）

第３部門⑥

座長:山本 佳士(法政大学)

2023年5月28日(日) 16:15 ～ 17:30 C会場 (6号館 4階 6426室)

[23018-22-01] 熱収支解析を援用した赤外線画像によるコンクリートの損傷推定 （シンポジウム講演概要）

*柴野 一真[1]、萩原 大生[1]、島本 由麻[2]、木村 匡臣[3]、鈴木 哲也[4] （1. 新潟大学農学部自然科学研究科、2. 東京農工大学大学院農学研究院、3. 近畿大学農学部、4. 新潟大学農学部）

16:15 ～ 16:30

[23018-22-02] AEトモグラフィ法を用いた弾性波速度分布の同定における解析パラメータの妥当性検討（シンポジウム講演概要）

*古川 樹花[1]、小林 義和[1]、中村 勝哉[1]、小田 憲一[1] （1. 日本大学）

16:30 ～ 16:45

[23018-22-03] AEパラメータと動弾性係数を用いた樹脂注入工法により補修したコンクリートの力学特性評価（シンポジウム講演概要）

*島本 由麻[1]、鈴木 哲也[2] （1. 東京農工大学、2. 新潟大学）

16:45 ～ 17:00

[23018-22-04] 弾塑性解析を用いたワイヤ支持式落石防護柵の再現解析（シンポジウム講演概要集）

*高橋 利延[1]、堀口 俊行[2]、有田 毅[1] （1. 東京製綱株式会社、2. 防衛大学校）

17:00 ～ 17:15

[23018-22-05] 土石流対策としてのケーブル式透過型砂防堰堤の性能評価に関する研究（シンポジウム講演概要）

*宮原 邑太[1]、堀口 俊行[1]、竹家 宏治[2]、久米田 大樹[2]、萬徳 昌昭[2] （1. 防衛大学校、2. （株）エスイー）

17:15 ～ 17:30

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

熱収支解析を援用した赤外線画像によるコンクリートの損傷推定
（シンポジウム講演概要）

Damage Estimation of Concrete by Infrared Image with Heat Balance Analysis
(Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

柴野　一真（新潟大院・自）　　萩原　大生（新潟大院・自）　　島本　由麻（農工大院・農）
木村　匡臣（近畿大・農）　　鈴木　哲也（新大・農）
Kazuma SHIBANO, Graduate School of Niigata University
Taiki HAGIWARA, Graduate School of Niigata University
Yuma SHIMAMOTO, Tokyo University of Agriculture and Technology
Masaomi KIMURA, Kinki University
Tetsuya SUZUKI, Niigata University
E-mail: simamoto@go.tuat.ac.jp

Infrared thermography, which detects thermal anomalies caused by damage in concrete, is a useful technique for the diagnosis of concrete structures. It is confirmed that thermal anomalies obtained from infrared images have different detection characteristics depending on the service environment and weather conditions. In this study, the relationship between heat conduction characteristics and surface temperature due to weather conditions such as solar radiation, wind speed, temperature, and internal damage is investigated by heat balance analysis. The effect of the position and thickness of internal defects on the surface temperature trend was discussed. Using calibrated heat balance model, the surface temperature trend of the infrared image obtained from the actual structure was verified. The heat balance model is able to reproduce the surface temperature trend of concrete with high accuracy.

１．はじめに

赤外線画サーモグラフィ法を用いたコンクリート構造物の点検は，表面温度の熱異常から内部の損傷を推定可能な点から，有用な非接触技術である．赤外線画像によるコンクリートの損傷推定は気象条件に影響を受けることが確認されている [1]．そのため，気象条件を考慮した損傷による表面温度トレンドを明らかにする必要がある．そこで本研究では，内部欠損とひび割れを模擬した供試体を対象にパッシブ試験を行い，損傷と赤外線画像から得られた表面温度トレンドの関係を熱収支解析により明らかにした．較正された熱収支モデルにより実コンクリート構造物の表面温度トレンドから赤外線画像による損傷推定の有用性を検討した．

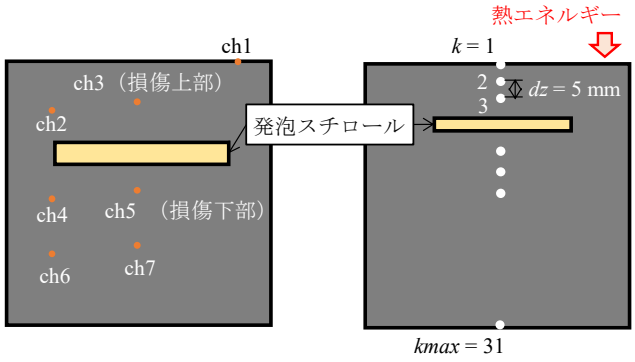
２．実験方法

実験的検討では，コンクリート供試体と実コンクリート道路擁壁を対象としたパッシブ赤外線サーモグラフィ試験と気象計測を行った．コンクリート供試体には，厚さと深さの異なる内部損傷モデルを作成した．コンクリート供試体は 15 cm の立方体である．内部欠陥を模擬した表面積 70 mm 四方の発泡スチロールを埋設した．内部温度計測のため，K 熱電対（DVK : 東洋熱化学社製）を Fig. 1 (a)の通り，損傷上部と下部に埋設した．実コンクリート道路擁壁では赤外線画像を 8 時から 16 時の間，2 時間毎に計 5 回計測した．パッシブ試験では，熱収支解析に用いる日射，風速，気温の 3 指標を計測した．本論では，Case1（深さ 5 cm，厚さ 1 cm），Case2（深さ 10 cm，厚さ 1 cm），Case3（深さ 5 cm，厚さ 0.5 cm）における検討結果について詳述する．

３．解析方法

コンクリート表面を仮想的な厚さのない平らな面として考えると熱収支式は次の式により示される [2]．

$$(1-ref)S^{\downarrow}+L^{\downarrow}=\sigma {T_S}^4+H+G \qquad (1)$$



(a) 供試体断面図　　(b) 解析モデル

Fig. 1 コンクリート供試体の断面図と解析モデル

Table 1 熱収支解析の解析条件

解析条件	単位	値
大気からの長波放射	J/m^2･s	370
空気の比熱	J/K·kg	1.007×10^3
空気の密度	kg/m^3	1.166
コンクリートの比熱	J/K·kg	25.7×10^{-3}
コンクリートの密度	kg/m^3	2.3×10^3
コンクリートの熱伝導率	W/m·K	2.8
コンクリートの放射率	-	0.96
コンクリートのアルベド	-	0.5

ここで，refはコンクリートのアルベード，$S^{\downarrow}$は水平面日射量，$L^{\downarrow}$は大気からの長波放射，$\sigma {T_S}^4$は地表面が放出する長波放射，Hは顕熱輸送量，Gは地中伝導熱である．コンクリートは土壌と比較して透水性が低いため，潜熱は考慮しなかった．一般に左辺は気象条件，コンクリートの熱物性値であるため，既知である．式(1)より右辺の未知量である表面温度を求めた．

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

顕熱輸送量は式(2)により求められる．

$$H = c_a \rho_a C_H U (C_c - C_a) \quad (2)$$

ここで，c_aは空気の比熱，ρ_aは空気の密度，$C_H U$は顕熱輸送の交換速度，T_aは気温である．顕熱輸送の交換速度は対象の粗度に依存する．コンクリートは裸地と同等とみなし，次式により算出した [3]．

$$C_H U = 0.0027 + 0.0031U \quad (3)$$

ここで，U は風速である．コンクリート内部への伝導熱は，コンクリートの熱容量とコンクリート内部温度の時間変化量を深さ方向に積分して求められる．コンクリート深部への伝導熱は式(3)により求めた．

$$G = \int_0^D \frac{d(c_c \rho_c T_G)}{dt} dz \quad (4)$$

ただし，Dはコンクリートの厚さ，c_cはコンクリートの比熱，c_cはコンクリートの密度，T_Gはコンクリート内部温度である．コンクリート内部の温度変化は熱伝導方程式の差分法に基づき算出した（Fig. 1 (b)）．解析条件を Table 1 に示す．

４．結果および考察

４．１．熱収支解析モデルの実測値との比較検証

厚さと深さの異なるコンクリート供試体における表面温度トレンドを Fig. 2 に示す．相関係数は Case1 で 0.902，Case2 で 0.877 および Case3 で 0.894 であった．すべてのケースにおいて 0.850 を上回っており，高い精度で熱収支モデルにより表面温度トレンドを再現可能であった．ピーク時以降では，精度が低下していた．より高精度なモデルには，除熱過程を反映した解析が必要と考えられる．内部損傷の違いによる表面温度トレンドを考察する．7 時から 16 時の間において計算値では，Case1 が Case2 および Case3 よりも高い値であった．実測値では，類似の時間帯で Case2 は Case1 より高い値であったが，Case3 は Case1 より小さな値であった．詳細な考察を行うため，内部温度トレンドと損傷の関係を考察した．

４．２．内部欠陥と内部温度トレンドの関係

コンクリート内部の温度トレンドを Fig. 3 に示す．Case1 の ch1（表面温度）と ch3（損傷上部）の温度差は Case2, Case3 と比較して，小さかった．温度差のピークでは，Case2, Case3 が Case1 の約 2 倍であった．ch5（損傷下部）においても Case1 の熱伝達が遅れていた．これらのことから表面に近く，損傷が大きな場合，熱伝導を妨げる断熱層が生じ，表面温度の上昇に寄与すると考えられる．

５．おわりに

本検討では，内部損傷を有するコンクリート供試体を対象にパッシブ赤外線サーモグラフィ法を実施し，熱収支解析により損傷による熱伝導特性を考察した．検討の結果，損傷が表面に近く，厚い場合，断熱効果により表面温度が大きくなることが確認された．

参考文献

1) Lehmann, B., Wakili, K. G., Frank, T., Collado, B. V., and Tanner, C.: Effects of individual climatic parameters on the infrared thermography of buildings, Applied Energy, 110, pp. 29-43, 2013.
2) 近藤純正：水環境の気象学，朝倉書店，pp. 150-151，1994.
3) 近藤純正：地表面に近い大気の科学，東京大学出版，pp. 143-144，2000.

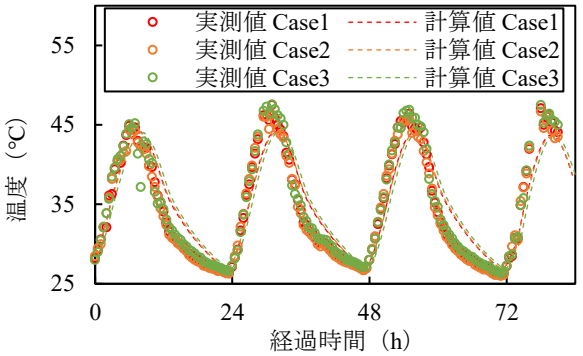
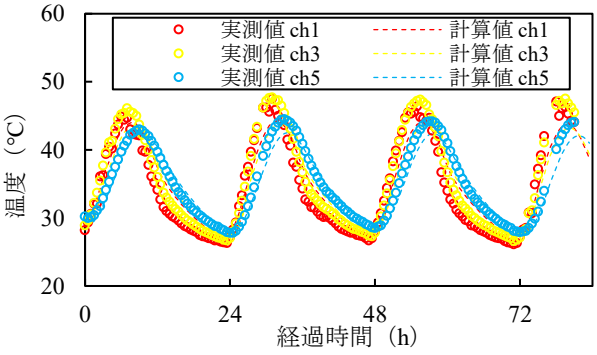
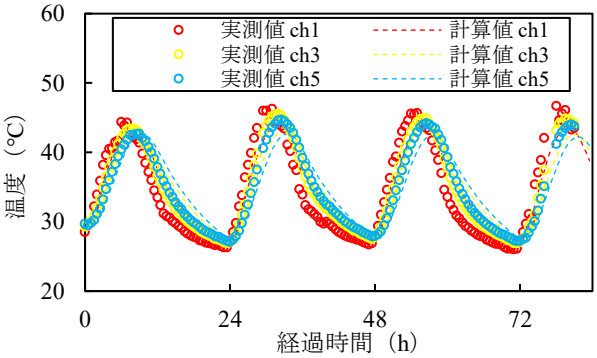


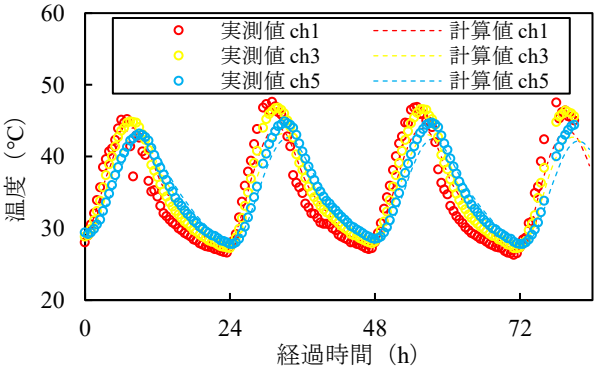
Fig. 2 厚さと深さの異なるコンクリート供試体における表面温度トレンド



(a) Case1 （深さ 5 cm，厚さ 1 cm）



(b) Case2 （深さ 10 cm，厚さ 1 cm）



(c) Case3 （深さ 5 cm，厚さ 0.5 cm）

Fig. 3 厚さと深さの異なるコンクリート供試体におけるコンクリート内部の温度トレンド

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

AE トモグラフィ法を用いた弾性波速度分布の同定における解析パラメータの妥当性検討（シンポジウム講演概要）

Validation of the parameters used in identification of elastic wave velocity distribution based on AE tomography.(Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

古川　樹花（日大・理工）　小林　義和（日大・理工）中村　勝哉（日大・理工）　小田　憲一（日大・理工）
Mikika FURUKAWA, Nihon University
Yoshikazu KOBAYASHI, Nihon University
Katsuya NAKAMURA, Nihon University
Kenichi ODA, Nihon University
E-mail: csmi22016@g.nihon-u.ac.jp

In the field of non-destructive inspection, acoustic emission tomography (AET) is attractive to visualize the failure in the existing structure by the identified velocity distribution. In AET algorithm, the number of elastic waves is required to identify accurate elastic wave velocity distribution since the identification of elastic velocity distributions based on invers analysis. However, the required number of the parameters in which are elastic wave events used and relay points　have been empirically determined. In this study, the required number of the parameters in AET is validated in numerical test in which the mode is approximated the concrete structure with failures. As results of numerical test, it is confirmed that increasing relay points contribute to improve the identification of the elastic wave velocity distributions. Moreover, in the 4 of relay points used, 625 elastic wave events are sufficient for practical AET analysis in the model.

１．はじめに

非破壊検査の分野において AE トモグラフィ法(以下，「AET」と称する.)を用いた構造物内部の損傷を可視化する試みが行われている[1)]．AET は弾性波が解析対象に設置されたセンサに到達した時刻を用いて弾性波速度分布を同定する手法であり，同定した速度分布の高低によって構造物の損傷を可視化することが期待できる．また，その他の弾性波速度分布を同定する手法として弾性波トモグラフィ[2)]が挙げられるが，AET は入力値として弾性波の到達時刻のみを用いるため，弾性波トモグラフィのように弾性波の発振位置及び時刻をあらかじめ把握する必要がないため，発信毎にセンサを配置する必要がない．しかし，AET のアルゴリズムセンサ数，解析モデルのセル数，中継点数及び弾性波のイベント数が任意で定めるパラメータであるため，パラメータの値によって解析精度が異なる場合がある．特に，弾性波速度分布の同定が逆解析によって行われるため，逆解析に用いる式数に関わる弾性波のイベント数は重要なパラメータである．また，AET のアルゴリズムにおいて，弾性波速度分布の同定に用いる弾性波の発振位置及び時刻の精度が中継点数に依存するため，中継点数の設定も留意するべきである．しかしながら，従来の AET ではイベント数及び中継点数は経験則に基づいて決定されることが多く，AET を用いた構造物に生じる損傷の可視化で要求されるイベント数と中継点数について検討した例は少ない．そこで本研究では，損傷のあるコンクリート供試体を模した解析モデルを用いた数値実験によって，妥当な解析精度が得られるイベント数と中継点数の設定について検討した．

２．AET 概要

弾性波速度分布は弾性波の発振位置からセンサまでの観測走時と理論走時の差である走時残差が最小になるようなスローネスを更新することによって同定される．走時残差 ΔT_{ij} を式に示す．

$$\Delta T_{ij} = \left(A_i - \bar{P}_j\right) - T_{ij} \tag{1}$$

ここで，A_iはセンサiにおける弾性波の到達時刻，$\bar{P}_j$は弾性波発信源の候補点jにおける推定発振時刻，T_{ij}はij間の理論初動走時である．走時残差が収束条件を満たすまで最小二乗法によって弾性波速度分布の更新を行う．なお，理論初動走時は一般に最小二乗法[1)]によって算定するが，本研究では，簡易的な検討を行うため直線パスによる算出を行った．また，T_{ij}は式(2)より算定される．

$$T_{ij} = \sum_k S_k l_k \tag{2}$$

ここで，T_{ij}は発振点jからセンサまでの推定理論走時，S_kはセル k における弾性波速度分布の逆数であるスローネス，l_kはセル k における波線長である．

Fig.1 に AET による弾性波速度分布の同定の概要を示す．Fig.1 より解析モデルはセルによって区切られており，セル内の速度分布は一定となっている．AET ではセル毎に速度分布が変化することにより弾性波速度分布の不均一性を模擬している．また，弾性速度分布の更新は波線が通過したセルを対象としている．従って最小二乗法において波線数が式数，セル数が変数となることから弾性波のイベント数が弾性波速度分布を同定における重要なパラメータであることがわかる．加えて，$\bar{P}_j$はセルの接点及びセル内の中継点から選択された発振位置より算定されるため，中継点数が解析精度に寄与することが考えられる．

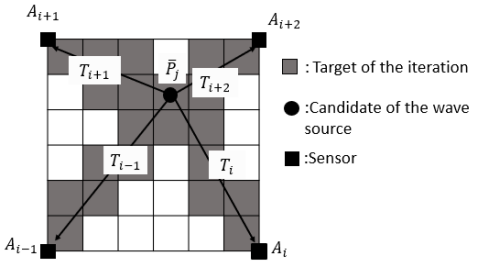


Fig. 1 The conceptual diagram of the Iteration in AET algorithm.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

３．解析条件

数値実験に用いる弾性波速度分布の真値及び弾性波の発振位置を Fig.2 に示す．Fig.2 は空洞のあるコンクリート構造物の一部を模擬しており，解析領域は，0.300 m×0.900 m とした．また，Fig.2 の濃淡は弾性波速度分布を示しており，青色が空洞を示してる．また，白点はランダムに配置した弾性波の発生源を示している．ここで一つの発振源から弾性波が一回発生することを 1 イベントと定義している．

解析条件を Table 1 に示す．解析領域は 108 個のセルによって分割しため，接点数が 133 個，正方形のセルの 1 辺が 0.05m となる．初期弾性波速度は健全なコンクリート構造物を想定して 4000 m/s とした．イベント数は，125 個，625 個，1250 個，2500 個としてイベント数による解析精度の影響を確認する．中継点数は位置評定の精度が一般に 1cm 程度になることが予想されるため，中継点数を 4 個，8 個，16 個，32 個として解析精度への影響を確認した．Fig.3 の黒点は解析に用いたセンサ配置を示しておりセンサはモデル周辺に 16 個均等に配置した．

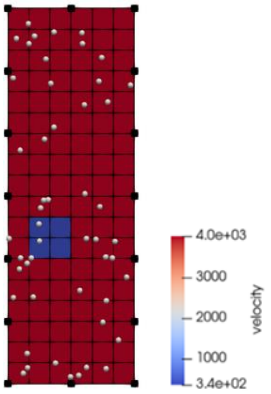


Fig. 2 Randomly generated sources

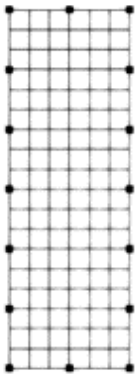


Fig. 3 Receiver placement model

Table 1 Initial conditions for analytical model

Number of elements	108
Number of nodes	133
Element size (m)	0.05 x 0.05
Initial elastic wave velocity (m/s)	4,000
Number of events	2500,1250,625,125
Relay points	4,8,16,32
Number of sensors	16

４．解析結果

イベント数と解析精度の関係を Fig.4 に示す．なお，解析精度は到達時刻から得られるノルムの比L_2を用いて以下の式によって算定した．

$$L_2 = \frac{\sum\left\|\Delta A_j^c\right\|_2}{\sum\left\|\Delta A_j^I\right\|_2} \qquad (3)$$

ここで$\sum\left\|\Delta A_j^I\right\|_2$はイベント毎に得られる観測到達時刻と初期弾性波速度に基づいて算定された到達時刻のℓ_2ノルムの総和，$\sum\left\|\Delta A_j^c\right\|_2$は観測到達時刻と同定された弾性波速度分布基づいて算定された到達時刻のℓ_2ノルムの総和である．Fig.4 より，中継点数の増加に伴いL_2が減少していることから，中継点数を増加させることで解析精度が改善することがわかる．また，中継点数が 4 個の際にイベント数を 125 個から 625 個の間で解析精度が改善し，イベント数 625 個以降で解析精度に大きな変化がないことがわかる．

Fig. 5 にイベント数 125 個，625 個における弾性波速度分布の同定結果を示す．Fig.5 より，コンター図の濃淡が Fig. 5(a)と比較して Fig.5(b)は鮮明になっていることがわかる．

以上のことから，Fig. 2 に示す解析モデルにおいては中継点数が 4 個の場合 イベント数 625 個以上必要が弾性波速度分布の同定精度を良好に得られるパラメータとなることがわかった．

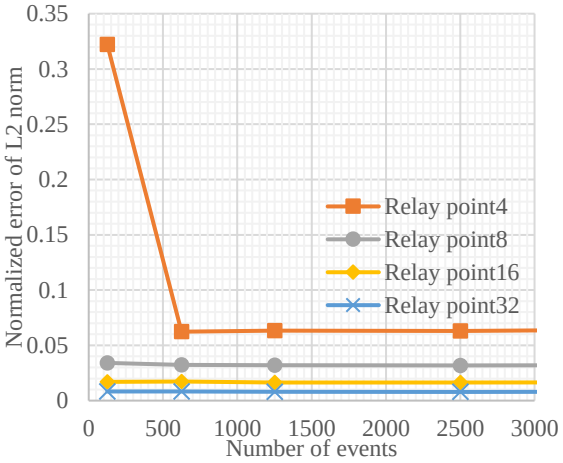
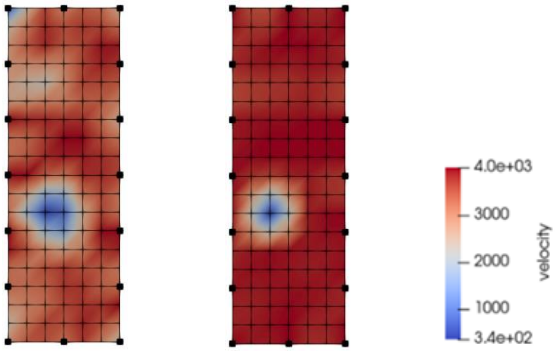


Fig. 4 Number of events vs Normalized error of L^2 norm



a) 4 relay points 125 Events　b) 4 relay points 625 Events

Fig. 5 Visualization result about velocity distribution

５．まとめ

本研究では，損傷のあるコンクリート供試体を模した解析モデルを用いた数値実験によって，妥当な解析精度が得られるパラメータの設定について検討した．検討の結果，中継点増加に伴い解析精度が改善することが明らかになった．また，Fig. 2 に示す解析モデルにおいては中継点数が 4 個の場合 イベント数 625 個以上必要となることがわかった．

参考文献

1) 小林義和，塩谷智基：AE 源を利用した速度分布同定手法「AE トモグラフィ」の開発．非破壊検査．2015，vol，64．6，pp．255-261
2) 佐々木宏一，芦田譲，菅野強：建設・防災技術者のための物理探査．pp. 117-127

AE パラメータと動弾性係数を用いた樹脂注入工法により補修したコンクリートの力学特性評価（シンポジウム講演概要）

Use of AE Parameter and Dynamic Elastic Modulus for Evaluation of Mechanical Properties of Concrete Repaired by Resin Grouting Method (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

島本　由麻（東京農工大・農）　　鈴木　哲也（新潟大・農）
Yuma SHIMAMOTO, Tokyo University of Agriculture and Technology
Tetsuya SUZUKI, Niigata University
E-mail: simamoto@go.tuat.ac.jp

In this paper, the mechanical properties of concrete specimens grouted with resin were evaluated using AE parameters and dynamic elastic modulus. After the specimens were cracked in splitting test, soft or hard resin was grouted into the cracks. The dynamic elastic modulus of both soft and hard resins increased after grouting. AE energy could complement strength indices. These results suggest that AE measurements can be used to evaluate the fracture process of resin-concrete composites in detail.

１．はじめに

近年，農業水利施設においては長期供用に伴い損傷が顕在化しており，補修対策が進められている．コンクリート構造物の性能評価では当初の基準強度と現況の比較検証が行われることが多い．しかしながら，設計基準強度は材料の均質性を前提としているため，材料の局所的な損傷実態を反映しておらず，強度の低下量のみで損傷実態や長期的な材料の耐久性を議論することは困難である．より詳細な性能評価や補修対策を実施するためには強度を補完する指標の確立が必要であると考えられる．

筆者らは載荷過程において材料損傷から発生する弾性波（Acoustic Emission: AE）に着目し，AE エネルギ指標から損傷実態を評価できる可能性を明らかしている [1]. AE 法を用いた類似研究においても同様の結果が報告されており [2], 力学特性の評価に AE 法を導入することの有用性は高いものと推察される．

本報では，割裂載荷によって発生させたひび割れに樹脂材を注入したコンクリート・コアを対象に，AE パラメータと動弾性係数を用いて力学特性評価を試みた結果を報告する．

２．実験方法

検討対象は実験室内で打設したコンクリート円柱供試体（高さ：20 cm，直径：10 cm）である．配合設計は，粗骨材最大寸法:25 mm, スランプ:10 cm, 水セメント比:47%, 空気量：5%，細骨材率：37%とした．材齢 28 日に割裂載荷によってひび割れを供試体に発生させた後に，軟質樹脂材（引張強度：0.4 MPa）または硬質樹脂材（引張強度：48 MPa）を低圧注入した．この樹脂－コンクリート複合材に対して，再び割裂引張強度試験を実施した．

樹脂注入前後での供試体において，X 線 CT 法による内部構造の可視化と共鳴振動法による動弾性係数(JISA1127, 縦振動，ピックアップ位置は供試体端面中央）の測定を実施した．割裂引張強度試験に際しては AE 計測を行い，破壊挙動の詳細な評価を試みた（**Fig. 1**）．なお，割裂引張強度試験は注入材の十分な硬化を考慮し，注入 2 か月経過後に実施した．載荷位置は注入前のひび割れ導入時と同様とした．

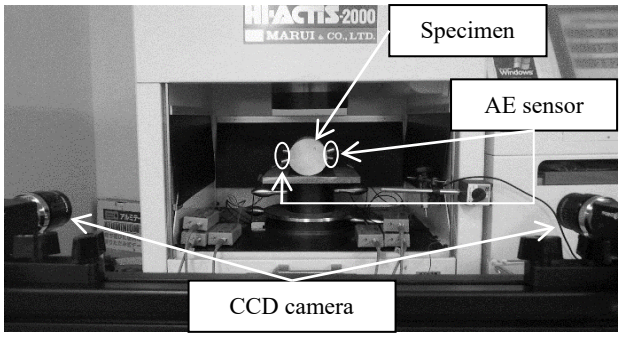


Fig.1　Splitting test with AE monitoring.

３．解析方法

本報では AE 指標の中でも AE エネルギを指標に破壊挙動を評価した．

弾性波などの信号を対象としたエネルギの評価は，一般的に時系列信号値の二乗の積分値として評価される．検出した AE のエネルギ値は, AE パラメータの最大振幅値と同様に，破壊現象の規模と相関のある評価指標として用いられている [3]．しかしながら，AE センサによって電気信号へと変換された弾性波の時刻歴波形の後半部はセンサ自身の共振波形であり, 検出した現象とは無関係であることから，本研究では AE パラメータである最大振幅値に着目し，その二乗値を算出することで検出波のエネルギ評価を試みた．式（1）に評価式を示す．

$$E_{AE} = a^2_{max} \qquad (1)$$

ここで，E_{AE}：検出波の AE エネルギ（単位：V^2），a_{max}：AE パラメータの最大振幅値（単位：V）である．

４．結果および考察

４．１．樹脂注入前後での CT 値および動弾性係数の比較

Fig. 2 に樹脂注入前後のコンクリート・コアに関する X 線 CT 画像と空隙構造の変質に関するヒストグラムを示す．検討の結果，樹脂材を注入した供試体では，約 500～1,200 の CT 値の範囲において，頻度が増加することが確認された．これは樹脂材の影響によるものであると考えられる．

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

Fig. 3 に割裂破壊前後での動弾性係数の比較結果を示す．共鳴振動法（JIS A 1127）により推定した動弾性係数は，無損傷状態で最も大きかった．注入工法を施した供試体での動弾性係数は割裂ひび割れを発生させた供試体と比較して，軟質樹脂材と硬質樹脂材のいずれにおいても増加することが確認された．増加率は 1.3～1.4 倍であった．

割裂引張強度は，無損傷状態で 3.0～4.0 MPa（サンプルサイズ：7 供試体）であり，割裂ひび割れを発生させた後に樹脂注入を施した樹脂 - コンクリート複合材で 1.2～2.7 MPa（軟質樹脂，4 供試体）と 3.0～4.7 MPa（硬質樹脂，4 供試体）であった．破壊形態においては，軟質樹脂－コンクリート複合材では，割裂応力場において樹脂材の剥離や樹脂材自体が裂ける接着破壊が発生した．一方，硬質樹脂－コンクリート複合材では母材であるコンクリート部において被着体破壊が確認された．

４．２．AE エネルギ指標による割裂破壊挙動の評価

Fig. 4 に AE エネルギ指標を用いて割裂載荷過程を評価した結果を示す．無損傷状態と比較して軟質樹脂 - コンクリート複合材では，載荷過程における樹脂部の変形が卓越し，ひずみ量が 10.4 倍となった．

AE エネルギ指標は，破壊挙動と密接に関連していることが示唆された．無損傷状態では載荷終期に AE エネルギが急増した（**Fig. 4** (a)）．一方，軟質樹脂 - コンクリート複合材では載荷中期にも AE エネルギの増加が認められ，載荷終期の AE エネルギの増加も無損傷時と比較して小さかった（**Fig. 4**(b)）．軟質樹脂材の引張破壊によって応力が解放される際に AE エネルギが発生したものと推察される．硬質樹脂 - コンクリート複合材では，前述のとおり被着体破壊が進行したことから，脆性的な破壊プロセスとなった．硬質樹脂 - コンクリート複合材のひずみ値は 180～315×10^{-6} であり，軟質樹脂材を用いた場合の 2,315~3,450×10^{-6} と比較して約 1/10 程度の変形により最終破壊に至った．

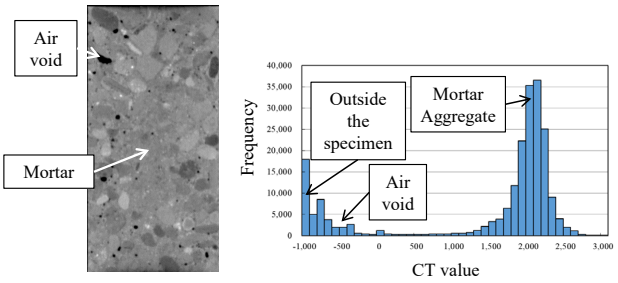
５．まとめ

本報ではひび割れ損傷に樹脂材を注入した樹脂 - コンクリート複合材を対象に，動弾性係数および AE 指標を用いて力学特性を評価した．

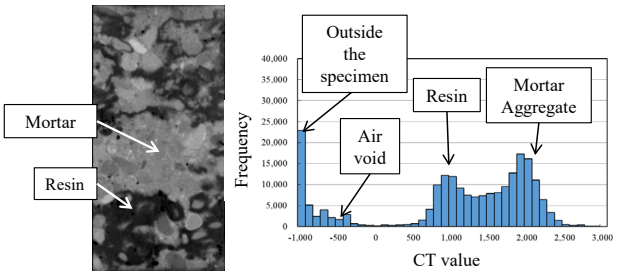
検討の結果，軟質樹脂材と硬質樹脂材のいずれにおいても，樹脂注入後の動弾性係数は注入前と比較して増加することが確認された．樹脂をひび割れに注入した樹脂 - コンクリート複合材では，AE エネルギを指標とすることで，強度指標を補完できる可能性が確認され，AE 計測により複合材の破壊過程を詳細に評価できることが示唆された．

参考文献

1） Shimamoto, Y. and Suzuki, T.: Damage Evaluation of Heavily Cracked Concrete by Initial AE Energy Parameter, Advanced Experimental Mechanics, 5, pp. 122-127, 2020.
2） Gross, C.U. and Ohtsu, M. Edit.: Acoustic Emission Testing, Springer, 2008.
3） 日本非破壊検査協会：載荷時の AE 活動を利用した評価，アコースティック・エミッション試験 II 2008，pp. 28-29，2008.



(a)　Non-damaged concrete (Before splitting test)



(b)　After repair by resin grouting

Fig. 2 X-ray CT image and histogram of CT value.

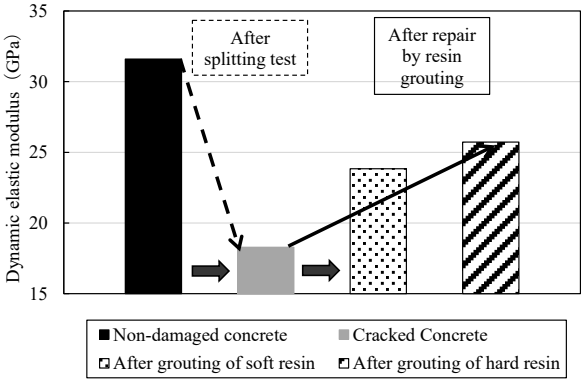
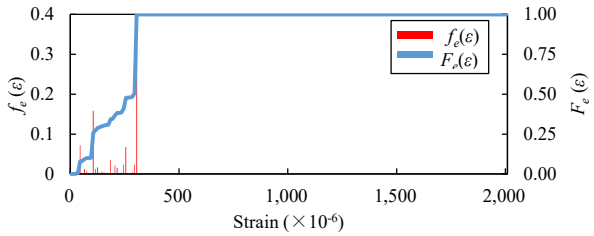
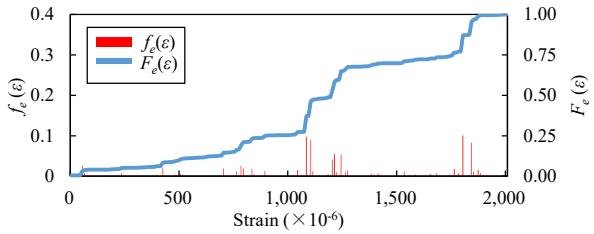


Fig. 3 Comparison before and after grouting by dynamic elastic modulus.



(a)　Non-damaged concrete (Before splitting test)



(b)　After repair by soft resin grouting

Fig. 4 Relationship between AE energy rate and strain in splitting fracture process.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

弾塑性解析を用いたワイヤ支持式落石防護柵の再現解析（シンポジウム講演概要集）

Reproductivity analysis of full-scale rock fall protection fence using elastic-plastic method (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

高橋利延（東京製綱（株））　堀口俊行（防衛大学校・建設）　有田毅（東京製綱（株））
Toshinobu TAKAHASHI, Tokyo Rope MFG. Co., Ltd.
Toshiyuki HORIGUCHI, National Defense Academy
Takeshi ARITA, Tokyo Rope International Inc.
E-mail: takahashi.toshibobu@tokyorope.jp

This study examined the reproducibility of full-scale experiments using distinct element method with a finite element method. The finite element method using beam element was used to model a rockfall protection fence. The load and time relationship between the full-scale experiment and analysis results was compared. The results of the analysis reproduced the maximum tension of the wire rope. The elastic plastic deformation of the H-steel member obtained in the experiment was also reproduced. Therefore, the proposed method reproduced the experiment in terms of the maximum load and deformation.

１．緒　言

我が国は，急峻な地形が多く台風や集中豪雨によって自然災害が発生している．一方で，都市計画が進み，交通需要の増加や住宅地開発によって交通網が拡大したことで，落石災害に見舞われている．そのため，落石対策の一方法としてたわみ性の網状部材，ワイヤロープ類および支持部材によって構成される落石防護柵が建設されている．

また，平成 29 年に落石対策便覧 [1]が改訂され，従来の特殊構造の照査は特に規定が無く，主に設計式を基にした計算などで照査していたが，従来型以外の特殊構造の照査は実規模実験が必要となった．さらに，実験と異なる条件の検討には，数値解析での補完ができると定められた．そのため，衝撃応答特性の把握および性能照査の手法として実規模の実験や解析による性能照査が行われている [2)-4)]．しかし，特殊構造の中でも比較的簡素なワイヤロープ支持式落石防護柵についての実規模実験 [5)]での再現解析への適用性について検討されていない．また，実物大実験での性能照査について検討されているが，性能照査にある限界状態を照査することは困難であるため補完解析での検討が望まれている．

そこで本研究は，落石防護柵のモデル化を弾塑性解析で行い，重錘を球形要素でモデル化した手法で，パラメータにおける感度解析を行い，ワイヤロープ支持式落石防護柵の再現解析を検討するものである．その際，実験と解析の張力－時間関係を再現し，実験では困難な箇所における衝突の補完解析を行う．

２．実験の概要

Fig.1 にワイヤロープ支持式落石防護柵を示す．その供試体は，横ロープ，間隔保持材（横ロープ間の開き防止部材）および金網からなる支持面を 4 本の支柱で支えた構造である．各支柱は，下端を架台にヒンジ結合，頭部を吊ロープで支持しており，左右の端末支柱は，側方からそれぞれ 4 本のサイドロープで支持している．Fig.2 に示すように 0.17 t の多面体のコンクリート製重錘は，クレーンで落差 33.0 m の地点まで持ち上げたのち，空圧式の離脱装置を用いて自由落下させ，供試体に衝突させた．重錘衝突後の損傷状況は，両側の端末支柱が内側に反るように変形した．衝突箇所の金網およびワイヤロープには塑性変形が生じ，金網には素線 4 本分の範囲で破網が確認された．また，Fig.3 に張力の時刻歴応答を示す．Rope 1～9 は下端から近いところから Rope 1 として 9 本の張力を計測している．張力が最も大きくなった Rope 6（上から 3 本目）で，96.1 kN であった．これは降伏張力 118 kN の 81 %であり，横ロープ荷重のピーク付近で支柱が塑性変形したことによりエネルギーが吸収されるとともに，横ロープの固定状況が変化し，ロープ張力が低減されたものと考察している．



Fig.1 full-scale rock fall protection fence



(a) drop weight　(b) drop height

Fig.2　Outline of experiment

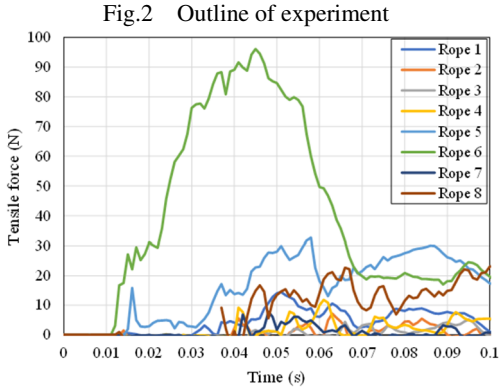


Fig.3 Relationship between tensile force and time

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

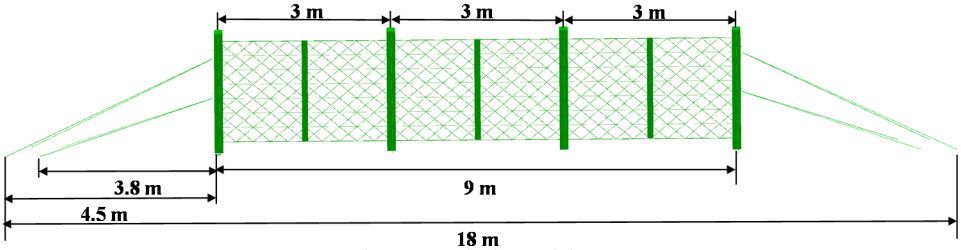


Fig.4　Analysis model

Table 1　Analysis parameter

Time step	Δt (s)	1.0×10^{-8}
Brace SS400	Moment stiffness EI (N・m^2)	7.8
	Yield moment M_y (kN・m^2)	9.4
	Rupture moment M_p (kN・m)	16
Wire rope 3×7 ,φ18	Axial stiffness EA (N)	1.2×10^{7}
	Yield axial force M_y (kN)	1.6×10^{2}
	Rupture axial force M_p (kN)	2.1×10^{2}
Interval holding member	Moment stiffness EI (N・m^2)	94
	Yield axial force M_y (kN)	0.95
	Rupture axial force M_p (kN)	15.5
Wire net φ3.2	Axial stiffness EA (N)	1.7×10^{6}

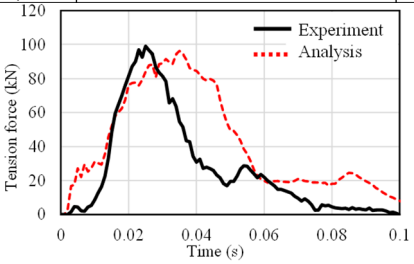


Fig.5 Relationship between tensile and time

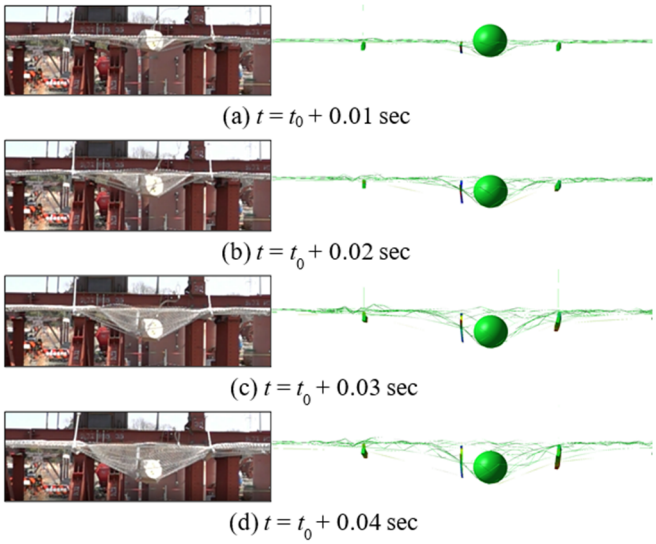


Fig.6 Deformation response of analytical model

３．解析の概要

本解析プログラムは，弾塑性解析に落石モデルを剛体要素とした手法である．その際，接触間には個別要素法で用いている接触ばねを利用し，陽解法を用いて大変形問題を解いている．Fig.4 に，解析モデルの正面図を示す．実験供試体は，節点 778 個を用いてモデル化し，Table1 に示すパラメータを使用した．また，重錘は球形要素を使用した．

４．解析結果

Fig.5 に実験の張力と解析で得られたワイヤロープ横 6 の張力の時刻歴応答を示す．実験では $t=t_0+0.035$ sec で最大張力 96 .1 kN に達し，解析では $t=t_0+0.025$ sec で最大張力 98.9 kN に達する．実験と解析における最大張力を比較すると，実験を概ね再現できている．さらに，結果を考察すると再現解析における変形応答は，最大張出量が実験値の 63 %となる 0.69 m となった．一方で，張力の時刻歴応答においては，最大張力が実験値の 103 %となる 98.9 kN となった．よって，最大張力は安全側になると考えられる．

Fig.6 に，実験と解析結果の変形応答図を示す．Fig.6(a)は，落石モデルとの接触時を $t=t_0$ sec として，重錘が Rope6 と接触したときの $t=t_0+0.1$ sec を示す．当初，重錘が衝突してから各部材において弾性応答を示している．Fig.6(b)～(d)は，落石が時々刻々と柵と衝突し，その衝突点から荷重が伝わり応力伝播している．解析においてそれぞれ支えている H 鋼部材が赤くなっており応力が集中していていることが分かる．実験では $t=t_0+0.03$ sec において，支持面の最大張出量 1.1 m に達したのち，$t=t_0+0.04$ sec では張出量を維持し，$t=t_0+0.05$ sec 以降は重錘を押し戻す挙動となった．解析では，$t=t_0+0.05$ sec において，支持面の最大張出量 0.69 m に達したのち，$t=t_0+0.06$ sec 以降は重錘を押し戻す挙動となった．このように変形応答を概ね再現していることがわかる．

５．結　言

本研究は，落石防護柵の実規模実験を用いて，弾塑性解析を用いた再現シミュレーションを試みたものである．その際，実験と解析の変形応答と張力の時刻歴応答について比較検討した．

(1) 提案手法は，実物大実験における変形応答を定性的に再現することができた
(2) 張力の時刻歴応答は，Rope6 の最大張力の誤差が 3 %となり，概ね再現することができた．最大張力は安全側の結果となった．
(3) 本解析モデルは，ワイヤロープの降伏内において実験の補完解析が期待できる．

参考文献

1)社団法人日本道路協会:落石対策便覧，2017.12.
2)西田陽一，石井太一，桝谷浩:ワイヤネット式落石防護柵の性能評価に関する実規模実験と解析について，第 11 回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム論文集，2014.10.
3)園田佳臣，福永一基:実規模実験と数値解析によるワイヤリング落石防護柵の性能照査，構造工学論文集 Vol.64A，2018.3.
4)酒井啓介，奥田峻，田邊梨沙，岸徳光，小室雅人:高エネルギー吸収型落石防護柵（支柱強化型）の実物大衝撃荷重載荷実験による性能検証，構造工学論文集 Vol.65A，2019.3.
5)高橋利延，橋口寛史，堀口俊行:ワイヤロープ支持式落石防護柵の実規模重錘衝突実験，第 12 回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム論文集，2019.12.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

土石流対策としてのケーブル式透過型砂防堰堤の性能評価に関する研究（シンポジウム講演概要）

Study on performance evaluation of countermeasure structure against debris flow in open Sabo dam supported by cable (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

宮原　邑太（防衛大・理工）　堀口　俊行（防衛大・理工）
竹家　宏治（(株）エスイー）　久米田　大樹（(株）エスイー）　萬徳　昌昭（(株）エスイー）
Yuta MIYAHARA, National Defense Academy
Toshiyuki HORIGUCHI, National Defense Academy
Koji TAKEYA, SE Corporation
Taiki KUMEDA, SE Corporation
Masaaki MANTOKU, SE Corporation
E-mail: em61040@nda.ac.jp

In recent years, the number of landslide disasters caused by small scale streams has been increasing. An open Sabo dam supported by cable has been proposed as a countermeasure structure. In order to evaluate the performance of the open Sabo dam, an impact experiment is conducted to confirm the response of the cable members. In addition, elastic-plastic analysis is conducted to reproduce the experimental results and the results are generally reproducible. Furthermore, according to the results of a dam model analysis comparing with different loading rate, it is found that the cable bear a static action and cross member bear a dynamic action.

１．緒　言

近年の局地的な集中豪雨や台風の影響により土石流災害が多く発生している．特に，流域面積が 0.05 km^2 以下の比較的規模の小さな無流水渓流による被害が増えている [1]．そこで，無流水渓流対策工として Fig. 1 に示すようなケーブル式透過型砂防堰堤(以下, ケーブル式堰堤と呼称する.)が提案されている. ケーブル式堰堤が土石流を捕捉すると，ケーブルに対して横からの衝撃的な荷重が作用するものと考えられる．しかし，ケーブルの横衝撃応答に関する研究は少ない．また，ケーブルで堤体を保持する型式の構造はリングネットのような大変形を有したワイヤ構造のみであり，土石流への適用性は検討されていない．

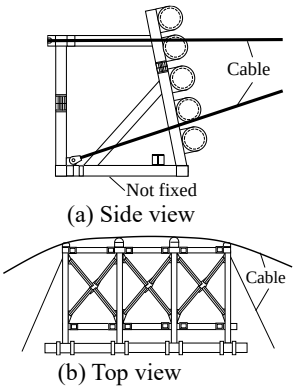
そこで本研究は，弾塑性解析を用いて部材の特性を把握するため，重錘衝突実験によるケーブルの横衝撃応答について再現性を検討する．また，載荷速度の違いによる応答を比較することで，ケーブル式堰堤の性能評価について検討するものである．

２．重錘衝突実験の概要

Photo 1 に実験装置を示す．実験は，300 kg の重錘を落下高さ 1.0, 2.25 m から，ケーブルが破断するまで繰り返し落下させた．ケーブルは，長さ 1 m の PC ケーブル（F10TD）を使用した．Table 1 に静的引張試験による F10TD の諸元を示す．重錘は，ケーブル上部に載せている載荷台に衝突させている．ケーブルの両端にロードセル（BL-50TB）を設置し，ケーブルに発生する張力を測定した．

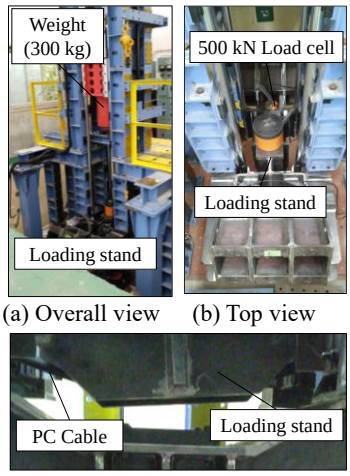
Fig. 2 に落下高さ 1.0, 2.25 m におけるケーブル張力と時間の関係を示す．落下高さ 1.0 m の場合，ケーブルは 3 回目の衝突（累積衝突高さ 3.0 m）で破断した．この時の衝突速度は，約 4.4 m/s である．各実験ケースで生じる最大張力は静的な諸元と差はなかった．

落下高さ 2.25 m の場合，ケーブルは 1 回目の衝突（累積落下高さ 2.25 m）で破断した．この時の衝突速度は 6.6 m/s である．ケーブルに生じる最大張力は 118 kN であるものの，ミルシートにおける引張試験の最大張力とあまり差は見られなかった．



(a) Side view　(b) Top view

Fig.1 Open Sabo dam supported by cable



(a) Overall view　(b) Top view

(c) Cable location

Photo 1 Outline of Experimental device

Table 1 Specification of F10TD

Diameter (mm)	12.5
Sectional area (mm^2)	54.8
Tensile strength (kN)	108
Yield strength (kN)	100
Elongation (%)	7.20

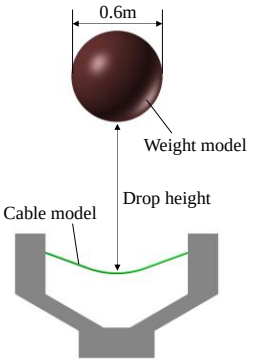


Fig.3 analysis model of drop weight experiment

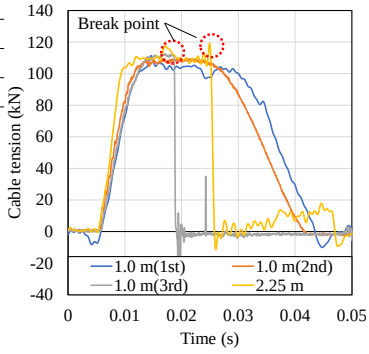


Fig.2 Relationship between cable tension and time

Table 2 Analysis parameter

Time step (s)	1.0×10^{-7}
Weight model (kg)	300
Spring constant (N/m)	1.0×10^{9}

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

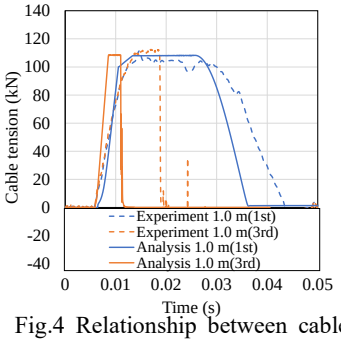


Fig.4 Relationship between cable tension and time (1.0 m)

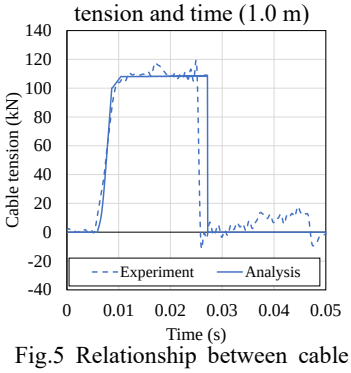


Fig.5 Relationship between cable tension and time (2.25 m)

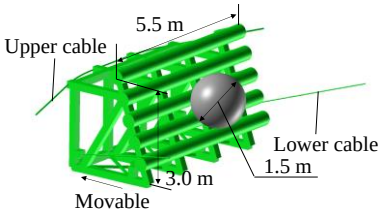


Fig.6 Dam model

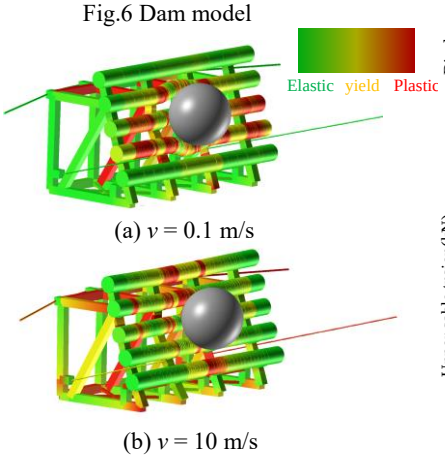


Fig.7 Response of dam model (Pushover analysis)

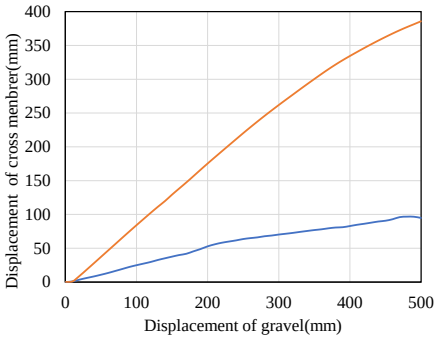


Fig.8 Displacement of cross member

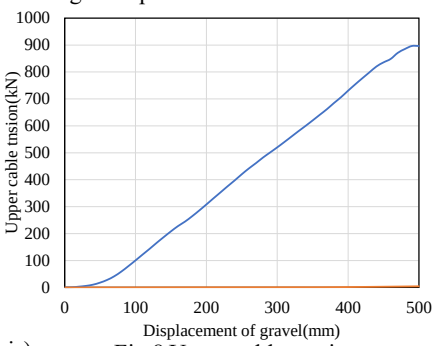


Fig.8 Upper cable tension

3．実験の再現解析

ここでは，数値解析による実験結果の再現性を検討する．解析には動的な弾塑性解析プログラム [2]を使用した．

Fig. 3 に重錘衝突実験の再現解析モデルを示す．解析は，100 個の弾塑性要素によってモデル化したケーブルモデルに対して，球形要素による重錘モデルを衝突させた．Table 2 に解析諸元を示す．球形要素の直径は載荷台の幅と同じ 0.6 m とした．ケーブルの諸元は，実験において衝突速度による差が見られなかったため，静的な諸元を用いた．

Fig. 4 に落下高さ 1.0 m の 1 回目と 3 回目の実験結果と解析結果の比較を示す．落下高さ 1.0 m では，張力の継続時間が解析結果の方が短いものの，概ね再現することができた．

Fig. 5 に落下高さ 2.25 m の実験結果と解析結果の比較を示す．落下高さ 2.25 m では，実験結果を精度良く再現できている．

解析により，重錘衝突実験によるケーブルの張力応答を概ね再現できることがわかった．落下高さによって張力応答の再現性に差が生じるが，これは衝突速度が遅くケーブルが破断しない場合には，重錘衝突後に載荷台が運動量を持ち下方に移動する影響が生じており，衝突速度が速い場合は，ケーブルが破断してしまうため載荷台の運動の影響が少ないことによるものと考えられる．

4．ケーブル式透過型砂防堰堤の性能評価

ここでは，ケーブル式堰堤に対し，礫を水平方向(500 mm)に強制変位させた応答解析を検討した．この際，礫の載荷速度を変化させて比較を行うことで静的な作用と動的な作用に対するケーブル式堰堤の応答の違いを検討した．

Fig. 6 に堰堤モデルを示す．直径 1.5 m の礫モデルを下から 3 段目の横材に接触させ，水平方向に 500 mm 移動させた．この際，礫の載荷速度は v = 0.1, 10 m/s の 2 ケースで解析を行った． また，ケーブル式堰堤の底面には，摩擦を表現するために，塑性要素でモデル化した摩擦要素を配置した．堰堤の部材は，横材が鋼管 φ406.4，t12.7，フレームが H 鋼 200×200×8×12 で材質は SS400 とした．ケーブルは上段が PC ケーブルの F100T，下段を F50T とした．

Fig. 7 に礫が 500 mm 移動した際の際の堰堤モデルの応答を示す．礫の載荷速度 v = 0.1 m/s の場合，ケーブルが降伏しており，載荷点周辺の横材は弾性域のものもある．載荷速度 v = 10 m/s の場合，ケーブルは降伏せず，載荷速度 v = 0.1 m/s と比較して横材の塑性化している範囲が広い．

Fig. 8 に，3 段目横材中央の変位と礫移動量の関係を示す．載荷速度が速いと部材の変形が大きいことがわかる．

Fig. 9 に，上段ケーブル張力と礫移動量の関係を示す．載荷速度が遅い方がケーブルに発生する張力が大きい．

以上の結果より，ケーブル式堰堤は，静的な作用はケーブルが負担し，動的な作用は横材が負担する構造であると考えられる．

5．結　言

本研究で得られた成果を以下にまとめる．

(1) ケーブルの横からの衝撃応答の最大値は，静的な応答とあまり差が無かった．また，ケーブルの破断には落下高さ 2.25 m 分のエネルギー(6.6 kJ)が必要である．

(2) 弾塑性解析 [3]による重錘衝突実験の再現性を確認できた．

(3) ケーブル式堰堤は，静的な作用はケーブルが負担し，動的な作用は横材で負担する構造であることがわかった．

参考文献

1) 国土交通省・国土保全局砂防部：無流水渓流対策に係る技術的留意事項（試行案），https://www.mlit.go.jp/river/shishin_guideline/sabo/muryuusuikeiryuu_ryuuizikou_r0403.pdf, 2022.（参照 2023-02-22）

2) 小松喜治，堀口俊行，香月智：鋼製透過型砂防堰堤の二段階設計に対応する補強効果解析，土木学会論文集 A2 分冊（応用力学）特集号，(応用力学論文集 Vol.22)，I_361-I_370, 2019.

共通セッション | 企画セッション（応用力学の実務への展開）

企画セッション（応用力学の実務への展開）②

座長:森口 周二(東北大学)

2023年5月28日(日) 12:40 ～ 13:40 A会場 (6号館 4階 6410室)

[21012-15-01] 土砂崩壊による送電鉄塔部材傾斜変化の閾値に関する解析的検討（シンポジウム講演概要）

*栗原 幸也[1]、相澤 敦武[2]、中村 直樹[2]、佐伯 昌之[3]（1. 東電設計株式会社、2. 東京電力パワーグリッド株式会社、3. 東京理科大学）

12:40 ～ 12:55

[21012-15-02] デジタルツインの考え方に基づく豪雨時の斜面の水分状態予測の適用性 （シンポジウム講演概要）

*小田 和広[1]、小泉 圭吾[2]、伊藤 真一[3]（1. 大阪産業大学、2. 大阪大学、3. 立命館大学）

12:55 ～ 13:10

[21012-15-03] 土留め壁を用いた掘削工事における底面地盤の応力予測手法（シンポジウム講演概要）

*松丸 貴樹[1]、冨田 佳孝[1]、牛田 貴士[1]（1. 鉄道総合技術研究所）

13:10 ～ 13:25

[21012-15-04] 高速鉄道の保線計画策定における数値シミュレーションの活用（シンポジウム講演概要）

*河野 昭子[1]（1. 公益財団法人 鉄道総合技術研究所）

13:25 ～ 13:40

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

土砂崩壊による送電鉄塔部材傾斜変化の閾値に関する解析的検討(シンポジウム講演概要)

Analytical study on the threshold of the transmission tower member's inclination due to the landslide (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

栗原幸也（東電設計㈱）・相澤敦武（東京電力パワーグリッド㈱）
中村直樹（東京電力パワーグリッド㈱）・佐伯昌之（東京理科大学・理工）
Tatsuya KURIHARA, Tokyo Electric Power Services Co., Ltd
Tsutomu AIZAWA, TEPCO Power Grid, Incorporated
Naoki NAKAMURA, TEPCO Power Grid, Incorporated
Masayuki SAEKI, Tokyo University of Science
E-mail: t.kurihara@tepsco.co.jp

Recently, there are a lot of cases found where transmission towers are damaged due to the effects of abnormal weather. Therefore, the authors propose an advanced transmission tower monitoring system that utilizes inclination sensor technology. This paper summarizes the analytical model of transmission tower that is able to represent the relationship between the base displacement and the change in the inclination angle of structural members measured in the full-scale base displacement test. Furthermore, 20 analytical models of transmission steel towers are developed and the threshold values that prevent the material damages are estimated.

１．はじめに

大雨や震度 5 以上の地震などの影響により，送電鉄塔付近で土砂崩れが発生し，これにより鉄塔基礎が変位することで，倒壊や部材損傷に至る事例がいくつか確認されている．自然災害が発生した直後に鉄塔の健全性を確認することが理想だが，現地までの巡視路が崩壊するなどの安全面のリスクがある．さらに，安全な場合でも現地への移動を要することによる情報把握の遅れが発生する．

本研究の目的は，これらの問題を取り除くため，鉄塔基礎の変位を迅速に把握し，鉄塔損壊およびそれに伴う周辺設備の損傷や人的被害のリスクを定量的に評価するシステムの開発である．具体的には，鉄塔に取り付けた傾斜計を用いて基礎変位を推定し，一律に設けた閾値に対して異常を検知するものである．ところで，現行の管理基準は，法令外の基準類である送電用支持物設計標準 JEC-127-1979[1]に記載されている許容基礎変位量とされており，その値は次式により定められている．

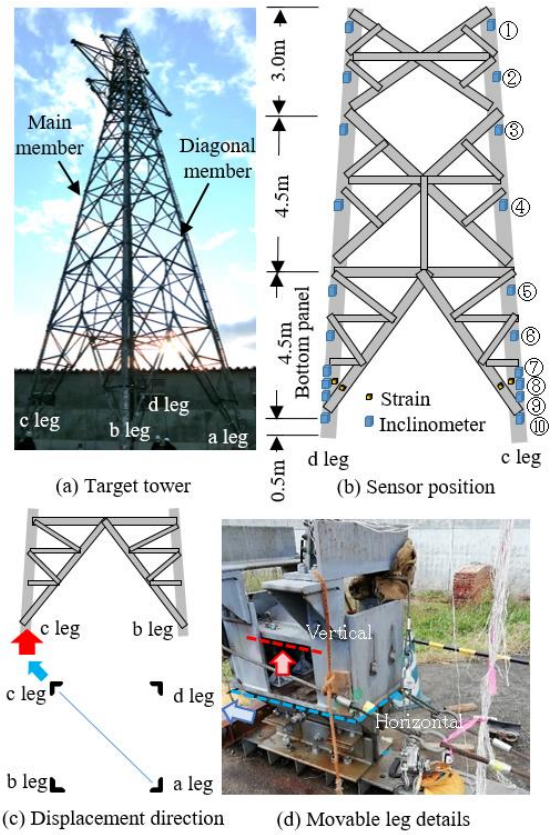
$$\left.\begin{aligned} \text{鉛直許容基礎変位量} &= \frac{\text{脚間距離（m）}}{1200} \\ \text{水平許容基礎変位量} &= \frac{\text{脚間距離（m）}}{800} \end{aligned}\right\} \quad (1)$$

管理手法を確立するために，実規模鉄塔の基礎部を強制的に変位させる試験を実施した．そして，数値解析により基礎変位試験の結果を再現する解析モデルを構築し，基礎変位試験の結果を再現できるかを検証した．最後に，妥当性が確認された解析モデルの技術を用いて，実際に運用している送電鉄塔 20 基の解析モデルを作成し，部材損傷の発生を未然に防ぐための閾値を算定した．本稿では，これら一連の検討内容について報告する．

２．試験概要

試験鉄塔および部材名称を Fig.1(a)に示す．対象鉄塔は L 字型の断面をもつ山形鋼で製作された鉄塔で，塔高は 28.2 m，脚間距離は 6.1 m，鉄塔重量は 10.3 ton である．傾斜計および歪ゲージの設置位置を Fig.1(b)に示す．一般的に基礎変位の影響は最下から 3 パネル目までと言われている．そのため，傾斜計は最下から 3 パネル目までに主柱材 1 脚あたり 10 個設置した．傾斜計の分解能は 0.0035 deg に設定し，部材に接着した上で，傾斜計の上下をステンレスバンドで固定した．また，基礎変位による軸力変化を確認するため，最下パネル主柱材と腹材に歪ゲージを設置した．

4 脚のうち 3 脚は変位および回転を固定した状態で，基礎変位させる脚（以下，可動脚）に鉛直上方向と塔外方向に基礎変位を与えた．基礎変位の方向を Fig.1(c)に示す．鉛直変位は，油圧ジャッキを用いて，Fig.1(d)の赤線部面を上方向に変位させた．水平変位はワイヤーを巻き取ることで Fig.1(d)の



(a) Target tower　(b) Sensor position
(c) Displacement direction　(d) Movable leg details

Fig.1 Experiment outline

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

青線部面に強制変位を与えた．後述する解析モデルを用いて，部材の強度を電技指針に沿って判定した結果，許容耐力範囲におさまる基礎変位量は，鉛直・水平ともに 16 mm となったため，16 mm まで基礎を変位させた．なお，当該鉄塔の脚間距離は 6.1 m のため，式(1)から計算される鉛直許容基礎変位量は 5 mm，水平許容基礎変位量は 7 mm であった．

３．試験モデルと比較検討

(1) 解析モデル

Fig.2(a)に対象鉄塔の解析モデルを示す．この解析モデルに試験と同様の基礎変位を与え，部材の傾斜および軸力の変化を算定し，試験結果と比較した．解析モデルは ADINA (ver.9.4)で作成し，部材交点に節点を設け，節点間を 1 つの梁要素とした．また，鉄塔は腹材および主柱材のボルト接合部にボルト滑りが生じる．そのため，ボルト滑りを再現する要素を解析モデルに入れている[2]．また，可動脚の境界条件は，鉛直変位のケースは鉛直変位のみを自由とし，水平変位のケースは変位および回転を全て自由とした．その他の脚は変位および回転を固定して解析した．

(2) 傾斜変化の比較

鉛直許容基礎変位 5 mm および水平許容基礎変位 7 mm 時の傾斜変化を実測(黒点)と解析結果(青点)で比較した．傾斜計を設置する際の施工性も考慮し，設置作業が容易な地上から傾斜計④までの傾斜変化に着目して解析と実測の比較を行った．その結果を Fig.2(b)と(c)に示す．ここでは，その他脚も比較したが，最も傾斜変化が生じた可動脚 c 脚の主柱材に着目した．Fig.2(b)，(c)より，鉛直および水平変位ともに地上から 2 m までの位置では計測箇所によって解析結果との差が大きくなることがわかった．また，2 m 以上の箇所では，ある一箇所を除けば差が 0.010 deg 以内と小さかった．

(3) 軸力変化の比較

鉛直および水平の許容基礎変位時の軸力変化を実測と解析結果で比較した．軸力変化の計算は応力とひずみの線形関係を仮定し，弾性係数は一般的な鋼材の値を用いて，205 GPa とした．主柱材およびその他腹材でも比較しているが，鉛直および水平変位ともに敏感に軸力が変化する可動脚 c 脚の最下パネル腹材に着目した．その結果，解析による鉛直許容変位時の軸力増加量-11.6 kN と実測結果の差は約 0.7 kN であった．また，解析による水平許容変位時の軸力増加量-10.6 kN と実測結果の差は 1.2 kN で，解析と実測の差は小さかった．

４．モデル精度向上

送電鉄塔の部材は運搬もしくはめっき漬け容器の大きさの都合で長さが制限されており，一般的な制限長は 10 m とされている．そのため，塔高が高い場合は主柱材をボルトで塔内側，塔外側交互に接続して塔高まで組み立てる必要がある．一般的な主柱材ボルト接続部（以下，継手）の長さはフランジ幅の 3 倍とされており，両フランジにボルト接続している．この継手による主柱材の図心のずれが，継手部に偏心を与える．この主柱材継手の偏心の影響がどの程度傾斜変化に与えるのかを解析モデルで確認した．まず，現行モデルの 1 要素を主柱材のみ最下から 3 パネル目まで 9 分割した．さらに，分割後に主柱材部材厚さ 12 mm 分の偏心を考慮した新しい解析モデルを作成した．解析は継手偏心の影響を確認するため，分割した状態（紫線），継手部の断面性能を考慮した状態（黄線），継手偏心を考慮した状態(赤線)の 3 つの状態で解析を行った．その結果を Fig.2(b), (c)に示す．なお，Fig.2(b)，(c)の黒点は計測結果である．

2m 以下に設置した傾斜計⑦は水平材付近，⑧は継手直上，⑨は継手上に 3 箇所が 50cm 以内に設置されている．実測結果から 3 箇所の傾斜変化の差は最大で 0.03 deg あり，鉛直時の最大傾斜変化箇所は継手直上，水平時の最大傾斜変化箇所は継手上であったことから，偏心よりも部材たわみの方が傾斜変化に与える影響が大きいと考えられる．

Fig.2(b)，(c)より，地上から 2 m までは主柱材継手の影響で 0.007 deg 異なるが，2 m 以上では同様の傾斜変化が生じていた．また，1 m 以上の範囲ではある一箇所を除けば実験結果との差が小さいが，地上付近は一致しなかった．この要因は境界条件が実験と一致していないためと考えられる．

５．解析による閾値算定

第 4 章までに実規模試験結果と解析モデルの比較を行い，継手部を再現したモデルならば，地上から高さ 1m 以上の範囲で解析モデルの再現性が高いことが確認された．この解析技術を用いて，実運用されている鉄塔 20 基の解析モデルを作成し，閾値を算定する．なお，送電鉄塔には鋼管材で建設された鉄塔もあるが，本検討対象は基数が多い山形鋼で建設された鉄塔を対象にした．各鉄塔の鉛直および水平許容基礎変位を計算し，その際の地上 2 m から 1 m の範囲で主柱材最大傾斜変化量を計算し，その結果を Fig.4(a), (b)に示した．Fig.4(a)，(b)の縦軸は傾斜変化，横軸は許容基礎変位量である．Fig.4(a)，(b)より，鉛直基礎変位時の全鉄塔の最小傾斜変化量は 0.04 deg，水平基礎変位時の全鉄塔の最小傾斜変化量は 0.05 deg であった．上記より，今回解析した対象モデルでは閾値は 0.04 deg に設定することが望ましいと考える．

参考文献

1) 電気学会 電気規格調査会標準規格：送電用支持物設計標準 JEC-127-1979
2) 山崎智之，本郷榮次郎，中村秀治：ボルト滑りを考慮し応力測定値との整合に留意した 基礎変位鉄塔の実用的耐荷力解析法について，構造工学論文集 Vol.59A.2013.

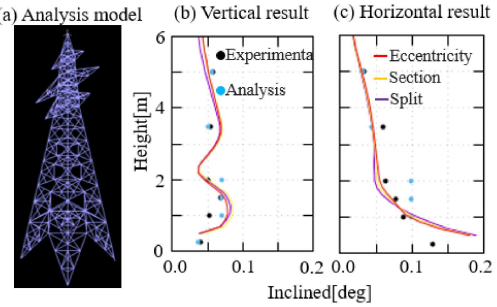


Fig.2 Analysis model and result

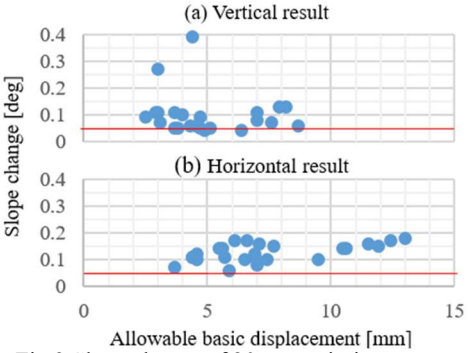


Fig.3 Slope change of 20 transmission towers

デジタルツインの考え方に基づく豪雨時の斜面の水分状態予測の適用性（シンポジウム講演概要）

Applicability of moisture condition prediction on slopes for heavy rainfall based on Digital Twin (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

小田　和広（大阪産業大・工）　小泉　圭吾（大阪大・工）　伊藤　真一（立命館大・理工）
Kazuhiro ODA, Osaka Sangyo University
Keigo KOIZUMI, Osaka University
Shin-ichi ITOU, Ritsumeikan University
E-mail: oda@ce.osaka-sandai.jp

An example of analytical prediction of soil moisture conditions on slopes based on the concept of digital twins is presented. The simulation model using for prediction was identified by data assimilation. The predicted behaviors of the volumetric water contents were almost reproduced the measured ones. The prediction accuracy of the moisture conditions depends on ground water level.

１．はじめに

近年，土中の水分量をリアルタイムモニタリングできるシステムが開発されている [1]．このシステムを斜面に適用すれば，今まで経験に頼りがちであった斜面の安定性を科学的に評価できよう．また，このシステムにデータ同化を組み込むとモニタリングが行われる毎にシミュレーションモデルを同定することができる．さらに，同定されたモデルを使えば，数時間先の土中の水分量の予測が可能になる（Fig.1）．これを使えば，斜面の安定性を予測できる可能性がある．つまり，デジタルツインによる斜面防災である．この考え方に基づき，地下水位が生じない事例，数時間先の土中の水の状態を予測出来ることを筆者らは示した [2]．本論文では，斜面の安定性がより低くなる地下水位が生じる事例における数時間先の土中の水分量の予測の可能性について考察する．

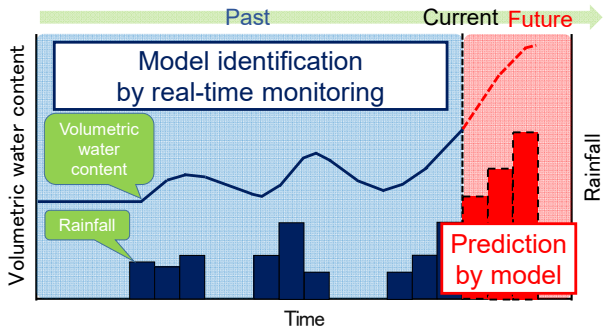


Fig.1 Conceptual diagram of prediction method based on Digital Twin

２．解析手法

本研究では，体積含水率の計測値を使ってデータ同化を行い，シミュレーションモデルのパラメータを同定する．次にそのモデルを使って予測を行う．解析手法の詳細は参考文献 [3]参照していただきたい．解析手法の特徴としては，地下水の発生を再現するために，筆者らが提案した浸透係数βを飽和不飽和浸透流解析に導入し，シミュレーションモデルとしていることである．浸透係数βはタンクモデルの概念を排水境界に適用したものであり，完全排水と完全非排水条件の中間的な排水条件を表現するものある．つまり，ある程度の排水を許容することにより，微弱な降雨では地下水が生じず，降雨が強い場合のみ地下水位が生じ，また，降雨が止むと水位が低下し，やがて地下水も消失することを一次元モデルで再現しようとするものである．

また，パラメータの同定には融合粒子フィルタを用い，粒子数は 500 個とした．以下のデータ同化結果および予測値は各粒子によるシミュレーション結果の平均である．

３．解析対象

本研究では，近畿地方に位置する道路沿いの盛土のり面を研究の対象とした [4]．研究対象の盛土は主にまさ土で構成されている．本盛土には，雨水浸透によるのり面の健全性を把握するために，土壌水分計，傾斜計，雨量計，RTK-GNSS，また，地下水位の影響を把握するために水位計を設置した．このうち，土壌水分計は地表面から深度 40cm，80cm および 100cm にそれぞれ設置した．また，雨量計も計測地点に設置した。いずれも計測間隔は 10 分である．解析対象は，平成 30 年 7 月豪雨時の計測値（7/4~7/10）をした．この間の総降雨量は 437.5mm であった．

４．解析ケース

Table.1 はモデルを同定し，予測解析を実施した時点を示している．CASE-B では土は擬似飽和状態であり，データ同化結果から地下水は生じていないと推察されている．CASE-C では水位が深度 100cm に達してはいないが，地下水が生じていると推察されている．CASE-D では体積含水率が急増している途中であり，地下水位が上昇している段階である．データ同化結果に基づけば，地下水位がピークに達する，すなわち，斜面の安定性が最も低下するのは 7/6 の 1:00 付近であることから，予測実施時刻から地下水位がピークに達するまでの時間差は，CASE-B，-C および-D でそれぞれ約 13，7 および 5 時間となる．

Table 1 Analytical cases.

CASE-A	Data Assimilation	-
CASE-B	Prediction	7/5 12:00
CASE-C	Prediction	7/5 18:00
CASE-D	Prediction	7/5 20:00

５．データ同化結果

Fig.2 はデータ同化結果を示している [5]．図中には雨量計で計測された現地の 10 分雨量を併せて示している．7/5 の 23:00 付近で体積含水率は急増している．これは，地下水

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

が発生し，水位が増加することによって，地下水位が達した地点の土が飽和したためである A)．なお，地下水位がピークに達するのは 7/6 の 1:00 付近である．また，7/6 の 0:00 付近において斜面に変状が生じている．降雨の終了とともに地下水位は低下するため，浅いほど体積含水率が低下しはじめるのが早い．このような体積含水率の挙動を部分的な排水条件を表現する浸透係数βを用いたモデルによってデータ同化可能である．

６．予測結果

Fig.3 は CASE-B における体積含水率の予測結果を示している．体積含水率の急増は再現できているが，値そのものは計測値よりも小さい．また，ピーク後の体積含水率は，深度 40cm と 80cm ではほぼ再現できているが，深度 100cm では予測の方が計測値よりも減少が早い．水分特性曲線に関わるパラメータは不飽和状態の計測値に用って同定されることを考慮すれば，浸透係数βが十分に同定されていない，つまり，値の分布域が十分に絞られていなかったためと考えられる．

Fig.4 は CASE-C における体積含水率の予測結果を示している．ピーク時における体積含水率は CASE-B よりも大きくなっている．

Fig.5 は CASE-D における体積含水率の予測結果を示している．ピーク時における体積含水率は CASE-B や CASE-C よりもさらに大きくなっており，計測値とほぼ一致している．これは，浸透係数βの同定が進み，その分布範囲がある程度絞られてきたためである．ただし，7/6 の約 0:00～約 4:00 における深度 40cm における体積含水率は，予測結果の方が計測値よりもかなり小さい．このことは，実際は深度 40cm 以上にまで達している地下水位を予測結果は過小評価していることを示している．

７．まとめ

本研究では，体積含水率のモニタリング結果対して，データ同化することによって同定されたモデルを使用し，その後の土中の水の状態の予測を行った．その結果，多少の問題点はあるものの，提案したモデルによって土中の水の状態の予測は可能である．水の状態の予測は，地下水が発生し，水位が上昇する程精度が向上する．限られた議論ではなるが，斜面防災の分野においてもデジタルツインの考え方は有用であろう．

謝辞：本研究は JSPS 科研費 21K04595 の助成を受けて実施されました．

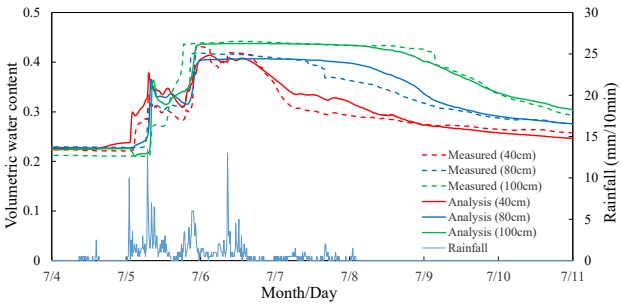


Fig.2 Results of Data assimilation.

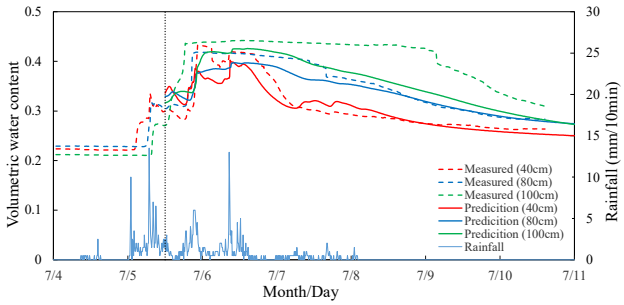


Fig.3 Comparison of measured and predicted in CASE-B

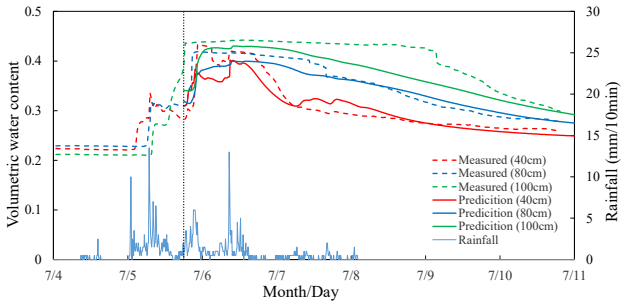


Fig.4 Comparison of measured and predicted in CASE-C

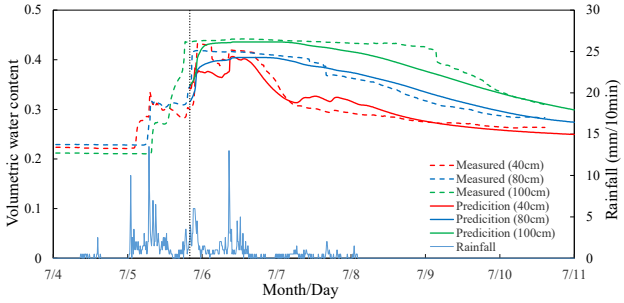


Fig.5 Comparison of measured and predicted in CASE-D

参考文献

1) 小濱健吾：高速道路の自営回線と無線センサを活用したモニタリングシステムの開発 —NEXCO 西日本と大阪大学の産学連携—，産学官連携ジャーナル，18 巻，1 号，7-9，2022.
2) 河原慎治，小田和広，小泉圭吾，伊藤真一：デジタルツイン的発想に基づく雨水浸透シミュレーションモデルの同定における データ同化間隔の影響，Kansai Geo-Symposium 2021 発表論文集，134-139，2021.
3) 伊藤真一，小田和広，小泉圭吾，西村美紀，檀上徹，酒匂一成：融合粒子フィルタを用いた境界条件を含む浸透解析モデルの推定手法の提案，土木学会論文集 C，76/1，52-66，2020.
4) 堤浩志・田山聡・殿垣内正人・小西貴士・小泉圭吾：高速道路沿いのり面における平成 30 年 7 月豪雨時の土中水分計測結果の考察，第 54 回地盤工学研究発表会発表講演集，1769-1770，2019.
5) 小田和広，小泉圭吾，伊藤真一：豪雨時における盛土のり面の水分状態の推定に対するサイバーフィジカルシステムの有用性，斜面崩壊と雨の降り方の関係に関するシンポジウム 北九州 2022 論文集，57-64，2022.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

土留め壁を用いた掘削工事における底面地盤の応力予測手法（シンポジウム講演概要）

Prediction Method of Stress of Bottom Ground for Excavating Work Using Retaining Wall (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

松丸　貴樹（鉄道総合技術研究所）　　冨田　佳孝（鉄道総合技術研究所）　　牛田　貴士（鉄道総合技術研究所）
Takaki MATSUMARU, Railway Technical Research Institute
Yoshitaka TOMIDA, Railway Technical Research Institute
Takashi USHIDA, Railway Technical Research Institute

E-mail: matsumaru.takaki.35@rtri.or.jp

In excavating works using temporally retaining walls, the stress and the displacement of the walls and the deformation of the surrounding grounds are examined, in order to keep their safeties. Especially for the case of neighboring construction, 2-dimensional finite dimensional analyses are often conducted for the prediction of the deformation of the walls and grounds. However, conducting numerical simulations based on FEM is not easy because of the difficulty of the consideration of the excavating process and the unloading force. In this study, we proposed the method for evaluating the stress of the bottom ground, aimed for the use for examining its safety. The validity of the method was studied by the comparison with the results obtained by FEM analysis.

１．はじめに

土留め壁を用いた掘削工事（掘削土留め工）では，仮土留めに発生する変位や応力の安全性を確認すると共に，周辺地盤や構造物への影響を生じないように施工を行う必要がある．土留め壁に発生する断面力や変形は弾塑性法を用いて評価されることが多く，道路・鉄道等の分野では一般的な設計手法として活用されている[1]．また，周辺地盤への影響の予測が必要な場面では，弾性や弾塑性のFEMを用いた解析が実施されることが多い．近年では，都市部を中心に既設構造物に近接した掘削土留め工の適用事例が多いことに加え，計算技術の発達により FEM 解析による近接影響検討事例が増えつつある．しかしながら，掘削工事を対象とした FEM 解析は，施工過程の考慮や排土による除荷挙動の適切な評価が必要であり，容易なものではない．

本研究では，掘削土留め工の設計で検討が必要となる底盤安定（ボイリング，盤ぶくれ等）の検討に資することを目的として，掘削底面地盤の応力状態の評価を簡便に実施する手法を提案すると共に，実際の掘削工事を想定したFEM解析との比較から手法の妥当性の検証を行った．

２．掘削工事における掘削底面地盤の応力変化予測手法

本研究では，古典的な土質力学で扱っている載荷問題を対象に用いられる地中応力算定法を，掘削問題での底盤地盤の応力予測に活用することを試みる．なお以下では z 方向を掘削における深度方向，x 方向を水平方向とする．

(1) Boussinesq の解

Boussinesq[2] は半無限，均質等方体を仮定し，弾性論を用いて線形弾性体表面に作用する点荷重による弾性体内部の応力分布を求めている．本研究では，次式に示す水平・鉛直方向の帯状荷重 q に対する地盤内応力算定式を活用する．

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi}\cdot(2\theta + \sin 2\theta \cos 2\varphi)$$
$$\sigma_x = \frac{q}{\pi}\cdot(2\theta - \sin 2\theta \cos 2\varphi) \qquad (1)$$

ここに，θおよびφは載荷範囲の幾何形状を表す確度であり，詳細は文献 2)を参照されたい．

(2) Frohlich の地中応力理論を応用した算定法

Frohlich[3]の地中応力理論をもとにした元井・石井[4]が提案した受働側圧の評価手法を，本研究では開削工事における掘削底盤地盤の応力評価に活用する．

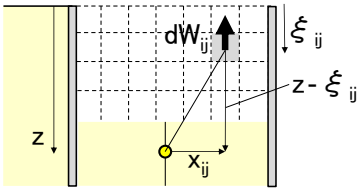


Fig. 1 Evaluation method of stress based on Frohlich's theory.

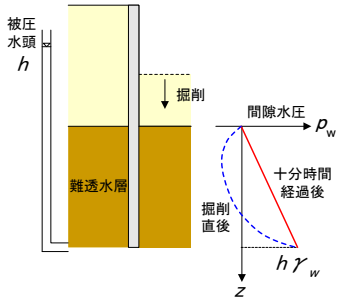


Fig. 2 Distribution of pore water pressure

Frohlich の応力算定は荷重の載荷に対して示されおり，本検討では，掘削に伴う除荷荷重を微小な領域に区分した点荷重の除荷の総和として考えることとする．手法の概略イメージを Fig.1 に示す．地盤内の任意の深さ z における鉛直・水平方向応力σ_z・σ_xが，それよりも浅い範囲にある微小な土の重量dW_{ij}の除荷の総和に等しいとする．Frohlich の地中応力理論に従うと，除荷dW_{ij}による応力減少$d\sigma_z$・$d\sigma_x$は次式で表される．

$$d\sigma_z = \bar{c}\cdot\frac{(z-\xi_{ij})^{\mu}\cdot x^2}{\sqrt{x^2+(z-\xi_{ij})^2}^{\mu+1}}dW_{ij}$$
$$d\sigma_x = \bar{c}\cdot\frac{(z-\xi_{ij})^{\mu-2}}{\sqrt{x^2+(z-\xi_{ij})^2}^{\mu+1}}dW_{ij} \qquad (2)$$

ここに，μ は比例常数であり，本論文では一般に粘性土を対象として用いられる μ=3 として応力算定を行う．また，$\bar{c}$は μ の値に応じて定まる定数である．この算定を掘削領域全域で行ったものを総和することで掘削に伴う底盤地盤の応力を評価することができる．

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

(3) 有効応力の算定

(1) (2) の手法で評価される地中応力は全応力であり，間隙水を伴う問題では有効応力として評価する必要がある．例えば盤ぶくれを扱う問題では被圧水頭が掘削底面から作用する．掘削底面地盤での間隙水圧分布の変化のイメージを Fig.2 に示す．時間が十分経過すると深度に応じ間隙水圧が増加する分布となることが想定され，有効応力算定の際にはこの間隙水圧分布を全応力から差し引くこととした．

3．数値解析及び地中応力の評価例

ここでは，軟弱粘性土地盤を対象とした切梁式土留め壁を用いた掘削工事を想定し，仮土留めを用いた掘削工事で適用実績のある 2 次元土－水連成弾塑性 FEM 解析での応力変化と，2 で示した掘削底盤の応力予測法の比較を行うことで，提案手法の妥当性の検証を試みる．

FEM 解析の詳細は文献 5)に示すが，その概要は以下の通りである．解析に用いた 2 次元有限要素モデルを Fig.3 に示す．1 層 2 径間の駅間トンネルの掘削工事を想定した形状寸法および掘削ステップを設定した．地盤は平面ひずみ要素とし，切ばりはトラス要素とした．土留め壁はソイルセメント壁を想定しており，芯材をビーム要素，ソイルセメントを平面ひずみ要素としてモデル化した．対象地盤は沖積砂質土および粘性土から成り，掘削は 4 次掘削までを行うこととし，実施工での一般的な施工期間を想定した．また，掘削終了後十分な放置期間を設けた．解析には 2 次元土－水連成 FEM 解析コード DACSAR[7]を用いている．

本 FEM 解析と 2 で示した手法により地中応力を算定した．4 次掘削終了後十分時間が経過したときの掘削底面中央位置での鉛直･水平有効応力の深度分布を Fig.4 に示す．本図から，鉛直有効応力については簡便な Boussinesq の解で FEM 解析結果を概ね再現できる一方で，水平有効応力については地表面付近での除荷の影響を大きく評価し，応力が負値となる一方で，深部ではより大きな応力が残存しており，掘削完了後の水平有効応力を FEM 解析とは異なる形で評価している．そこで，水平有効応力については Frohlich の地中応力理論を応用した手法の適用を試み，その結果を同図中に示す。FEM 解析に近い応力分布が得られていることがわかる．このような結果が得られる要因は十分に検討する必要があるが，掘削に伴う除荷の影響を評価する際に，領域を細かく分割し除荷位置と応力の評価位置の位置関係を考慮することが，掘削底面地盤の応力評価の予測精度控除に予測することに繋がったものと考えられる．

また，文献 5)では土の三軸試験で用いられるような応力比（q/p'）を使った掘削底面地盤の評価が試みられている．この値の算定を行うが，本検討ケースをベースに，①As2 層上面（Ac2 層底面）に Fig.3 に示すように被圧水頭 21.5m を作用させたケース（ここまでの解析では Ac2 層底面では静水圧（水頭 9m）が作用するとしている），②①の状態で掘削幅を 6m と狭くしたケースも検討に加え，間隙水圧分布および掘削幅が変わった際の応力予測手法の適用性について検討した．ここでは数値解については前述のように FEM 解析の再現性を確認できた方法として，鉛直有効応力には Boussinesq，水平応力には Froulich を適用している．この図からは，いずれのケースについても数値解が FEM 解析の結果と近い応力比の深度分布となっており，間隙水圧分布や掘削幅に応じた応力の変化を表現できている．本提案手法によって掘削土留め工の底面地盤の応力を評価できることを示唆している．

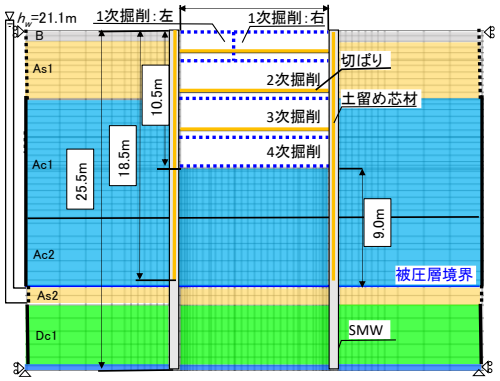


Fig. 3 Finite model for 2-dimensional excavating work[5)]

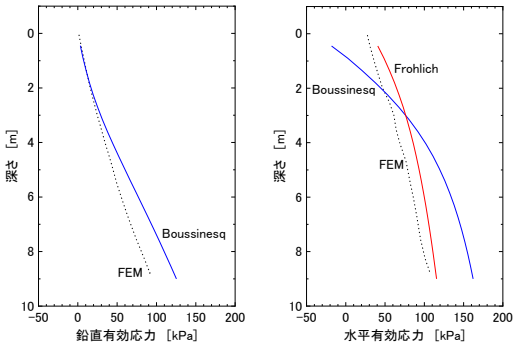


Fig. 4 Distribution of vertical and horizontal effective stress

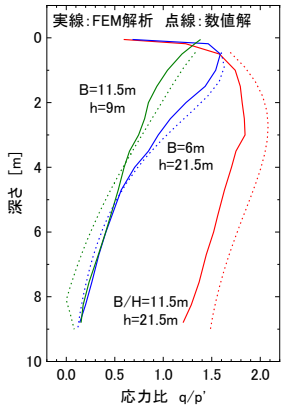


Fig. 5 Distribution of stress ratio

参考文献

1) 土木学会: トンネル標準示方書［共通編］･同解説／［開削工法編］･同解説, 2016.
2) Boussinesq, J.: Application des potentials a L'etude de L'equilibre et du mouvement des solides elastiques, *Gauthier-Villars*, 1895.
3) Frohlich, O.K.: Druckverteilung im Baugrunde, *Springer*, pp.12-18, pp.22-26, 1934.
4) 元井康雄，石井雄輔: 掘削領域を考慮した山留め平衡土圧評価，第 39 回地盤工学研究発表会講演概要集, pp.1671-1672, 2004.
5) 牛田貴士，冨田佳孝，松丸貴樹: 開削工事における底盤破壊に関する 2 次元土･水連成有限要素解析，第 57 回地盤工学研究発表会講演概要集, 2022.
6) Iizuka, A. and Ohta, H.: A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, *Soils and Foundations*, Vol.27, No.3, pp71-87, 1987.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

高速鉄道の保線計画策定における数値シミュレーションの活用（シンポジウム講演概要）

Practical use of numerical method for decision of counterplan of highspeed railway track (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

河野　昭子（鉄道総合技術研究所）
Akiko KONO, Railway Technical Research Institute
E-mail: kono.akiko.43@rtri.or.jp

DEM simulation was carried out to decide counterplan of highspeed railway track by using numerical model whose quantitative accuracy has been validated. As a result, it was confirmed that the higher the density, the smaller the difference in the progress of ballast settlement due to the running speed. Furthermore, the result of DEM simulation of tamping operation during ballast renewal shows that after reaching the maximum density of ballast layers after 20 seconds, it did not improve any further.

１．はじめに

鉄道の開業から 150 年，安全・安定輸送と高速化のために，先人による高度な技術開発が行われてきたが，その多くは実験的検討によるもので，「鉄道技術は経験則から成る」としばしば言われる所以となっている．

他方，鉄道技術の各分野 - 電力，車両，軌道（線路のこと），構造物 等々 - においては，数値解析モデルも導入され，より複雑な境界条件，外力条件における現象解明や対策法の提案が進められてきた．

ところで，我が国の鉄道線路の約 9 割を占めるバラスト軌道（有道床軌道ともいう）は，道床バラスト層が不規則形状の砕石で構成されているため，弾性連続体としてモデル化した場合，実際の物性の不均一性を再現することは困難であった．しかし近年では，道床バラスト層を離散体でモデル化した DEM シミュレーションも広まりつつある [1]．更に，従来は専ら定性的評価に用いられていた DEM シミュレーションも，ソルバーの並列化や解析モデルの精緻化により定量的精度が向上している [2]．

そこで本論文では，定量的精度が確認されている解析モデルを用いて，車両走行速度と道床バラスト層の締固め度（密度で評価）が道床沈下に与える影響を検証した事例と，その検証結果から道床更換後のタンピング作業の最適化について検証した事例について紹介する．

なお DEM シミュレーションにおいては，筑波大学で開発された三次元個別要素法コード”DEMCS”[3]を，同大学と鉄道総研の共同研究で改良した”DEMCS-track”[4] を用いた．

２．初期沈下過程の解析手法

1）解析モデル

解析モデルの概観と断面寸法を Fig.1 に示す．解析モデルの奥行は 800mm とした．

締固め度の影響を検証するため，解析モデルの断面寸法は統一し，充填するバラスト要素数を 3 通りに調整し，異なる締固め度のモデル A，B，C を構築した．

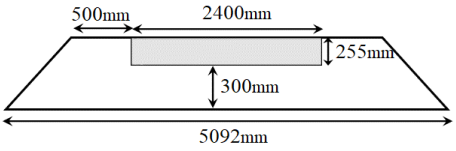
その結果，モデル A はバラスト要素 28410 個で全体平均密度が 1.50g/cm^3, モデル B はバラスト要素 29500 個で全体平均密度が 1.60g/cm^3, モデル C はバラスト要素 30440 個で全体平均密度が 1.67g/cm^3 となった．

２）入力荷重波形

解析モデルのまくらぎ要素に入力した，走行速度 160 km/h と 210km/h の列車走行荷重波形を Fig.2 に示す．この荷重波形は，道床バラスト層をばね-質点系で単純化した車両／軌道動的応答モデル [5] を用いて行った車両走行シミュレーションにより求めたレール圧力（レール底面からまくらぎ上面へ作用する荷重）の波形である．

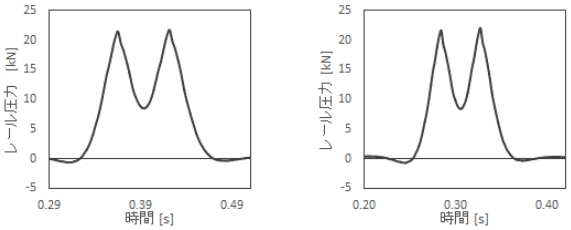


(a)　Overview



(b)　Size of cross section of track

Fig.1 Overview and size of DEM model



(a)160km/h　　(b)210km/h

Fig.2 Input waveform

３．初期沈下過程のシミュレーション結果

DEM シミュレーション結果より，モデル A に対する載荷 200 波における沈下進みを Fig.3 に示す．

図より，沈下進みの減少割合が収束する載荷 100～200 波における沈下進みの平均値は，走行速度 160km/h において 0.0079mm, 同 210km/h で 0.0087mm で, 両者の差は 0.0008 mm となっている．

同様にモデル B と C の載荷 100～200 波における沈下進みの平均値は, モデル B では走行速度 160km/h で 0.0025mm, 同 210km/h で 0.0027mm となり両者の差は 0.0002mm, また

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

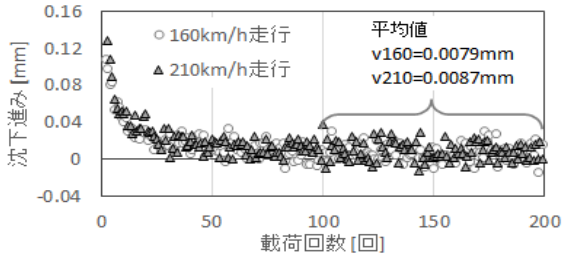


Fig.3 Ballast settlement of Model A

モデル C では，走行速度 160km/h で 0.00094mm，210km/h で 0.00097mm となり，両者の差は 0.00003mm となった．

以上より，走行速度が道床初期沈下に与える影響は，道床バラスト層の密度が小さいほど顕著となる傾向がシミュレーションにより確認された．

４．道床更換作業の再現

前章の結果より，道床更換後の道床初期沈下を抑制するためには，道床バラスト層を十分に締固め，密度を向上させる必要があることが示されたが，実際の現場では，密度変化を把握，管理することは不可能である．

そこで，道床更換時のタンピング過程における道床バラスト層の密度変化を把握するために，砕石投入からタンピングの一連の作業を DEM シミュレーションで再現した．タンピングは，5 秒間を 5 セット行い，各セットの間ではツールの上昇・下降を繰り返した．

シミュレーション結果より，砕石投入後，タンピング 1 セット後（合計 5 秒間），タンピング 4 セット後（合計 20 秒間）の解析モデルを Fig.4 に示す．図より，投入直後にはまくらぎ間に砕石が堆積し，まくらぎ下は空間であったのが，タンピングにより砕石がまくらぎ下に移動する過程が確認できる．

更に解析モデルでは，Fig.5 に示すように，道床バラスト層の密度分布を定量的に把握することが可能である．

Fig.5 に示した中央まくらぎの下部周辺の密度の平均値を，タンピング過程毎に示した結果を Fig.6 に示す．図より，タンピング 10 秒後には密度 1.5g/cm^3 程度であったのが，20 秒後には 1.63g/cm^3 まで向上するが，それ以降は向上しないことが明らかである．これは道床バラスト層が，ある程度まで締固まると，それ以上タンピングを続けても，密度が上がらないことを示している．

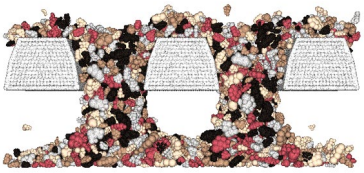
５．おわりに

高速鉄道における保線計画策定を目的とし，定量的精度を検証済の離散体モデルを用いて，車両走行速度と道床バラスト層の締固め度が道床沈下に与える影響を検証した．また同モデルを用いて，道床更換時のタンピング作業の最適化について検証した．得られた知見は次の通りである．

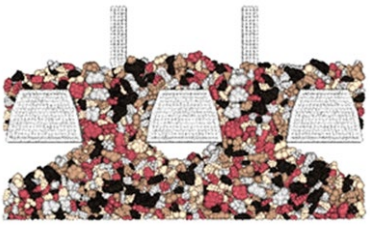
１，道床バラスト層の密度 1.50g/cm^3，1.60g/cm^3，1.67g/cm^3 の 3 通りの解析モデルを用いて，時速 160km/h と 210km/h の列車走行荷重下における沈下進みを比較したところ，走行速度による差は，密度が最も高いモデルでは 0.00003mm，密度が最も低いモデルでは 0.0008mm だった．

２，道床更換時の砕石投入からタンピングのプロセスを再現し，まくらぎ下の密度変化を観察した結果，20 秒後に 1.63g/cm^3 なった後は，それ以上向上しないことが示された．

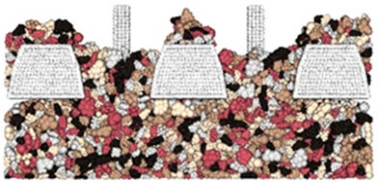
３，以上より，道床更換時のタンピング作業として，5 秒間を 4 セット実施することを提案した．



(a) Just after putting in stones



(b) After the first tamping, total 5 seconds



(c) After the fourth 5s tamping, total 20 seconds

Fig.4 DEM simulation of ballast renewal process

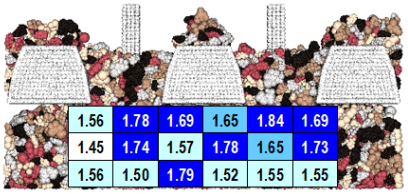


Fig.5 Distribution of density of ballast layer

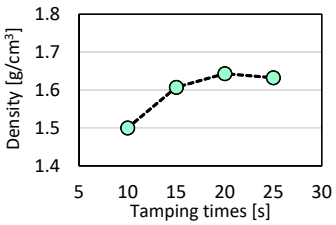


Fig.6 Change of density of ballast layer

参考文献

1) Kono, A. , Ferellec,J.F., Nhu,V. H., Saussine,G. : Ballasted tracks tamping analysis and optimization using DEM, Proceedings of WCRR 2019, 2019
2) 河野昭子,松島亘志：DEM による単粒度砕石層の残留変位予測における定量的精度の検証，土木学会論文集 A2（応用力学）, Vol.77 No.2, 2021
3) T.Matsushima and H.Saomoto ‘Discrete Element Modelling for Irregularly-shaped Sand Grains’, Proc. NUMGE2002: Numerical Methods in Geotechnical Engineering, pp.239-246, 2002
4) 河野昭子,松島亘志：離散体モデルを用いた道床バラスト層の変形挙動解析，鉄道総研報告 Vol.28 No.12 pp.41-46 ,2014
5) 石田誠,三浦重,河野昭子：軌道動的応答モデルとその解析結果，鉄道総研報告 Vol.11 No.2 pp.19-26 ,1997

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

企画セッション（数値解析の検証と妥当性確認（ V&V)、不確かさ評価）②

座長:西尾 真由子(筑波大学)

2023年5月28日(日) 12:40 ～ 14:25 B会場 (6号館 4階 6418室)

[22013-19-01] 不飽和斜面の浸透・破壊挙動に関する数値解析の妥当性確認（シンポジウム講演概要）

*齋藤 健太[1]、Jayakody Sanchitha[1]、上田 恭平[1]、渦岡 良介[1] （1. 京都大学）

12:40 ～ 12:55

[22013-19-02] 岩石室内試験の数値解析と V&Vの位置づけ（シンポジウム講演概要）

*櫻井 英行[1] （1. 清水建設株式会社）

12:55 ～ 13:10

[22013-19-03] 弾性体の振動固有値の有限要素解の特性評価（シンポジウム講演概要）

*山田 貴博[1] （1. 横浜国立大学）

13:10 ～ 13:25

[22013-19-04] 地下構造物施工時逆解析における材料モデル設定に関する検証（シンポジウム講演概要）

*鎌田 浩基[1]、青野 泰久[1]、櫻井 英行[1] （1. 清水建設 技術研究所）

13:25 ～ 13:40

[22013-19-05] V&Vプロセスの実施に向けた木材の材料試験に対する妥当性評価（シンポジウム講演概要）

*棗田 智香子[1]、福谷 勇輝[1]、谷田 紗音[1]、高橋 由佳[1]、増田 悠星[1]、松井 和己[1]、倉田 和幸[2]、三浦 孝広[3]、都筑 新[4]、山本 剛大[5]、杉山 裕文[6]、渡邉 大[7]、呂 学龍[1]、山田 貴博[1] （1. 横浜国立大学、2. テルモ株式会社、3. サイバネットシステム株式会社、4. ダッソー・システムズ株式会社、5. 広島大学、6. 山梨大学、7. 芝浦工業大学）

13:40 ～ 13:55

[22013-19-06] 座標系に依存しないニューラルネットワークの開発（シンポジウム講演概要）

*張 思為[1]、堀 宗朗[1] （1. 東京大学）

13:55 ～ 14:10

[22013-19-07] 個別要素法による粒状体の流動解析における入力パラメータの寄与度の定量化（シンポジウム講演概要）

*ショウ クンシン[1]、外里 健太[1]、野村 怜佳[1]、森口 周二[1]、大竹 雄[1]、寺田 賢二郎[1] （1. 東北大学）

14:10 ～ 14:25

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

不飽和斜面の浸透・破壊挙動に関する数値解析の妥当性確認（シンポジウム講演概要）

Validation of numerical analysis on seepage and failure behavior of unsaturated slope
(Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

齋藤　健太（京都大・工）Sanchitha Jayakody（京都大・工）上田　恭平（京都大）渦岡　良介（京都大）
Kenta SAITO, Kyoto University
Sanchitha JAYAKODY, Kyoto University
Kyohei UEDA, Kyoto University
Ryosuke UZUOKA, Kyoto University
E-mail: saito.kenta.74z@st.kyoto-u.ac.jp

This study validated a numerical method for seepage and failure behavior of unsaturated slopes. Centrifuge model experiments conducted under the same conditions showed that the variation of pore water pressure was small over the seepage and failure behavior, but the variation of horizontal displacement was large. Validation of the numerical model for the seepage behavior of unsaturated slopes showed that the mean difference between the experimental and numerical values was large. For the failure behavior, the numerical values were within the variation of the experimental values.

１．はじめに

模型実験および数値解析それぞれの不確かさを考慮して数値解析の妥当性を確立論に基づいて評価する考え方の一つに Verification & Validation（検証と妥当性確認, 以下 V&V と呼ぶ）がある [1]．妥当性確認（Validation）とは，実験条件や手順を確立した上で複数回実施した実験結果と解析条件の不確かさを考慮した数値解析結果の比較を行い，予め設定した妥当性確認の要求精度を満足するかどうか判定することを指す．地盤工学分野において，複数回の模型実験結果とその数値解析による挙動予測を両者の不確かさを考慮した確率論に基づき検討した事例は少ない．また，不飽和斜面の破壊挙動において，低頻度・極端外力である豪雨時の観測データが不足しているため，間隙水圧や変位量のばらつきの変化を検討した事例は少ない．

そこで，本研究では地盤工学分野における V&V の適用を進めるため，不飽和斜面の浸透・破壊挙動への適用を試みる．実験に関して，不飽和斜面の浸透・破壊挙動に関する遠心模型実験を同一条件下で 5 回実施し，不飽和斜面の間隙水圧および水平変位の不確かさを示す．解析に関して，材料パラメータの不確かさを考慮した遠心模型実験の再現解析を実施する．以上より，多数の実験結果と多数の解析結果の比較を通じて，不飽和斜面の浸透・破壊挙動に関する数値解析の妥当性確認を行う．なお，寸法や結果はすべて模型スケールである．

２．同一条件下の遠心模型実験によるばらつきの定量化

遠心模型実験には京都大学防災研究所の遠心力載荷装置を使用した．斜面の材料としてまさ土を使用した．図 1 に実験模型概要図を示す．50 G 到達後，水位調整タンクから斜面上部に水を供給し，浸透実験を開始する．浸透実験終了後，降雨用ノズルから 25 mm/h の雨を緩傾斜部分に供給し，降雨実験を開始した．降雨実験中は，斜面上部に水を供給し続けている．降雨開始後，斜面崩壊が発生した時点で実験を終了した．以上の実験条件を統一し，5 回の遠心模型実験を実施した．

各実験の降雨開始時点を 0 s とし，-100 s から 150 s まで間隙水圧および水平変位の値を比較した．図 2 に P3 の間隙水圧の時刻歴，図 3 に M13 の水平変位の時刻歴を示す．図中の凡例の末尾の数字は実験ケース番号を示している．図 2，図 3 に示す間隙水圧および水平変位の時刻歴より，

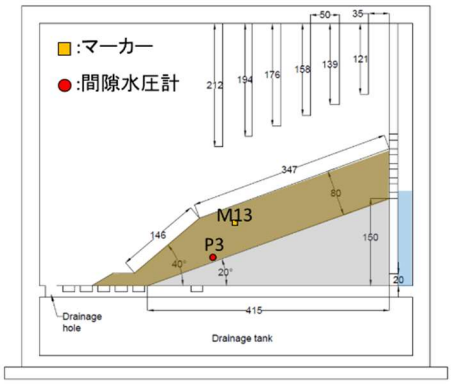


Fig.1 Schematic diagram of the centrifuge model

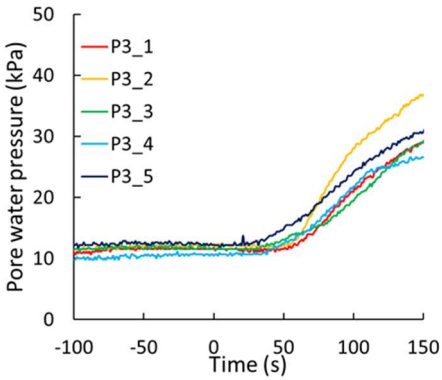


Fig.2 Time history of pore water pressure at P3

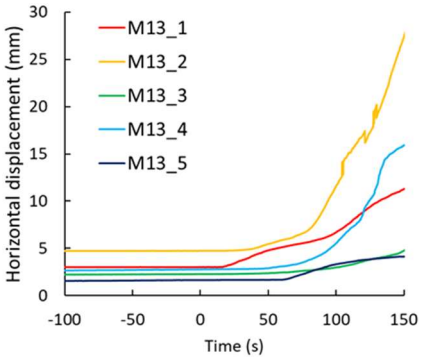


Fig.3 Time history of horizontal displacement at M13

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

水平変位のばらつきは間隙水圧と比較して，浸透実験から降雨実験にかけて増加していることがわかる．

３．解析条件

数値解析には多孔質体理論に基づく動的有限要素解析手法[2)]を適用する．解析に用いた有限要素モデルを図 4 に示す．モデルは斜面と排水スリットをモデル化し，基盤は考慮していない．斜面の構成式には超弾性関係に拘束圧依存性を考慮した修正 Cam-Clay モデルを，排水スリットには neo-Hookean 超弾性モデルを適用した．変位境界条件として，モデルの下端は全節点固定，右側面から 4 列は図 4 に示す通り同一深度の節点の変位を等しく拘束している．水理境界条件として，排水スリット設置位置に水圧 0 kPa を設定し，それ以外を非排水境界条件とした．空気境界条件として，斜面表面に間隙空気圧ゼロの条件を与えた．遠心模型実験に準じて 1) 自重解析，2) 浸透解析，3) 降雨解析の 3 段階に分けて再現解析を行った．

４．浸透挙動における解析モデルの妥当性確認

浸透解析では，斜面と排水スリットの透水係数のばらつきを考慮した．透水係数のばらつきを考慮した解析を 1000 ケース行い，透水係数のばらつきによる解析上の間隙水圧のばらつきを取得した．

浸透解析終了時の P3 の実験・解析の間隙水圧のヒストグラムを図 5 に示す．実験・解析ともに間隙水圧のばらつきは小さいが，実験と解析の平均値の差が 7.64 kPa と大きいことがわかる．間隙水圧の過小評価は，排水スリットの透水係数および排水境界の設定が要因として考えられる．解析上では，浸透流の排水が速やかに行われるのに対して，実験では排水に時間がかかるため，緩傾斜から急傾斜に変わる P3 付近で水がたまったと推測される．

５．破壊挙動における解析モデルの妥当性確認

降雨解析では，不飽和降伏曲面のパラメータであるR^*を求める際に必要な材料パラメータa^cのばらつきを考慮した．材料パラメータa^cは，未知であるため最小値$a^c_{min} = 0.004$，最大値$a^c_{min} = 0.015$ として一様分布を仮定し，パラメータ組を 500 組発生させた．

降雨開始後 60 s の M13 の水平変位のヒストグラムを図 6 に示す．水平変位は，浸透実験・解析終了時の変位量を 0 mm として比較している．数値解は実験値よりも過小評価する傾向にあり，平均値同士を比較すると 0.52 mm の差があった．水平変位の過小評価は，材料パラメータセットおよび解析モデルが再現できない部分や解析で設定した降雨強度が原因として考えられる．材料パラメータセットが比較的表層部分で変形が発生するセットだった可能性がある．本研究では，降雨はすべて浸透すると仮定し，表面流を考慮しなかったため実際には浸透しない降雨までで供給した結果，斜面表面まで水位が上昇し緩傾斜表層部のみ変形が大きくなったと考えられる．

６．まとめ

同一条件下で複数回実施した遠心模型実験では，浸透・破壊挙動にかけて間隙水圧のばらつきは小さいが，水平変位のばらつきは増加することが明らかとなった．不飽和斜面の浸透挙動における解析モデルの妥当性確認では，実験・解析ともにばらつきは小さいがそれぞれの平均値の差が大きいことがわかった．不飽和斜面の破壊挙動では実験のばらつきは大きいが，解析値は実験値のばらつきの範囲内であった．

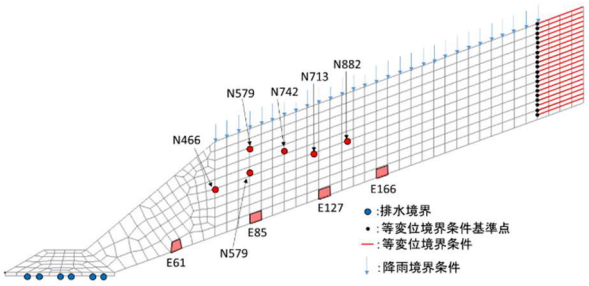


Fig.4 Finite element model with boundary condition

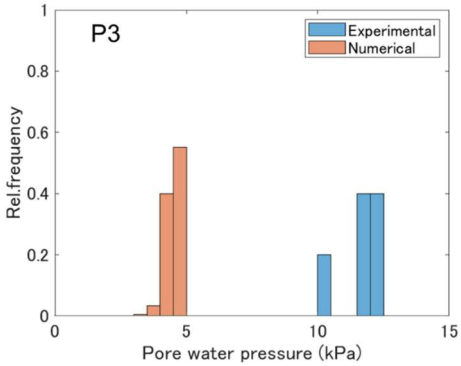


Fig.5 Histogram of pore water pressure at P3 at the end of seepage experiment and analysis

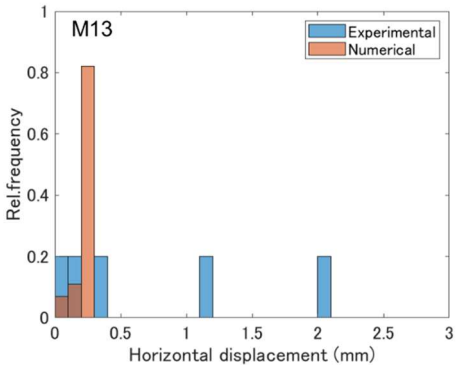


Fig.6 Histogram of horizontal displacement of M13 at 60s after the start of rainfall

参考文献

1) The American Society of Mechanical Engineers: An Illustration of the Concepts of Verification and Validation in Computational Solid Mechanics, ASME V&V10.1,2012.
2) Uzuoka, R. and Borja, R. I.: Dynamics of unsaturated poroelastic solids at finite strain, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 36, 1535-1573, 2012.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

岩石室内試験の数値解析と V&V の位置づけ（シンポジウム講演概要）

Numerical Analysis of Rock Tests and Role of Its Verification and Validation (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

櫻井　英行（清水建設・技術研究所）
Hideyuki SAKURAI, Shimizu Corporation
E-mail: hideyuki.sakurai@shimz.co.jp

The role of numerical analyses in the civil engineering will become even greater as the integration with AI, the digital twin engine and so on. This increases the importance of establishing methodologies, such as V&V, to verify and validate the analysis processes and results. Regarding V&V in civil engineering, there is an increasing number of research papers and lectures and information dissemination through committee activities. However, it seems that study of V&V frameworks specialized in civil engineering has been omitted. This paper presents a framework for presenting credibility using V&V in tunnel excavation analysis and issues in its implementation.

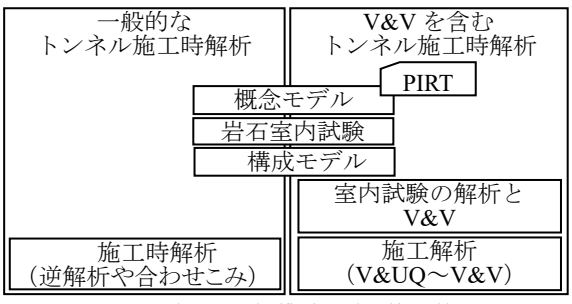
１．はじめに

高性能な商用数値解析ソフトが広く普及し，土木分野に特有な事象を扱うことのできる高度なソフトも大学，研究機関等で開発・展開されており，土木のモノづくりにおいても数値解析の果たす役割は，AI や ICT との融合も深化し，益々大きくなるに違いない．そのためには，V&V（Verification and Validation）のような解析の過程や結果の「検証と妥当性確認」の方法論の確立が重要となる．土木では，土木学会，日本コンクリート工学会の委員会活動による情報発信や V&V を扱った研究論文や講演が増加しつつあるが[1)他]，土木に特有のコンクリートや地盤・岩盤といった対象を扱う場合の V&V の枠組みの検討が置き去りにされているように思う．本稿では，トンネル施工時解析における V&V を用いた信頼性の提示の枠組みについての考え方を示し，その実行に際しての課題について考える．

２．室内試験とその解析の位置づけ

本稿での解析の目的はトンネルの断面設計のためではなく，施工管理のための施工過程を模擬した解析とした．したがって，モデル化においては，設計で仮定されがちな安全側ではなく，可能な限り岩盤や支保の状態を正しく把握，予測することが要件となる．

Fig. 1 は，一般的な山岳トンネル施工時解析と本稿で論ずる V&V を含んだ施工時解析の対比である．モデル化における最初の過程は，概念モデルの検討である．PIRT（Phenomena Identification and Ranking Table）[2)]を用いるなどして，地山の特性に応じて扱う偏微分方程式に導入する仮定や理想化の方針を決定する．熱応力やクリープなどの現象の考慮の要否などを PIRT に整理すると関係者間の円滑なコミュニケーションにも有用である．



PIRT: Phenomena Identification and Ranking Table
V&UQ: Verification and Uncertainty Quantification

Fig.1 V&V を含むトンネル施工時解析の枠組み

概念モデルに基づき，必要となる室内試験を計画し，実施する．室内試験は，一般には，トンネル施工時解析に用いる岩石の物性を取得し，岩盤物性や応力ひずみ関係のモデル化のために行われる．並行して試験そのものを対象とした解析が行われることは稀である．しかし，室内試験では，施工中の変位計測に比べ精度・正確度に優れた計測が可能であるほか，施工中に計測される変位計設置後からの相対変位ではなく，試験開始前からの絶対変位も分かる．更には．実際のトンネルでは設定が困難な境界条件も明確である．対象とするトンネル施工時解析を実施する前に室内試験を対象とした数値解析とその V&V を実施することにより，施工時解析における多くの有用な情報が得られるはずである．最も大きいのは，試験と解析の誤差の算出により，数値モデルの予測性能を定量化できることである．トンネル施工時解析の際の計測結果との差異の妥当性評価に活用できるはずである．V&V で重要となる不確かさの定量化（UQ：Uncertainty Quantification）の方針策定にも有用であると考えられる．

３．室内試験の解析と V&V

Fig.2 に室内試験の解析における V&V の構成要素を示す．上述のとおり，ここでの室内試験は岩盤の構成モデル設定のデータ取得だけが目的ではなく，試験を模擬した数値解析の V&V を行うための物理モデルでもある．具体的には，この V&V に基づき，施工時解析における UICT-C（Fig.2）の整備を行い，施工時解析の予測性能の推定を行うのである．UICT（Uncertainty Identification and Characterizing Table）とは解析結果の不確かさを定量化する方針を検討するためのツールであり，物性パラメタや境界条件なのどの不確かさをモデル化する際の統計量や結果への感度といった特性を整理した表を指す．

室内試験の V&V の最初の手順も施工時解析同様，概念モデルの構築であるが，これは，Fig.1 の施工時解析の概念モデルに準ずる．当然のことながら，境界条件や着目量といった細部は異なる．

試験結果は試験体によってばらつくため，その UQ のためには試験を多数実施することが望ましい．しかし，通常は試験体数や時間，予算などの制約により十分な数の実施は難しい．そのため，既存の物性データベース（DB）や文献データを補完情報として用い，高度な専門知識に基づき試験結果のばらつきの分布を検討することになる．その検討に基づく物性パラメタの不確かさの特性を図中の UICT-T に室内試験解析の UQ のための方針として整理する．

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

以降，図中の主要な箱書きについて解説を加える．
【UICT-T】構成モデルのパラメタの他，試験方法，装置などに含まれる不確かさの特性を整理した表である．不確かさの性状，結果への感度，モデル化の方法（要否を含む）などの情報が含まれる．結果への感度が不明な場合は，事前に感度解析を行うことも考えられる．
【数値モデル】本稿では，解析コードと解析モデルを合わせて数値モデルと表現した．解析コードは一般には商用コードであると思われるが，使用する有限要素や解析オプションを選択することは解くべき微分方程式や構成モデルを選定することに他ならない．
【解析コードとコード検証】コード検証は，設定した数理モデル（微分方程式，構成モデル）を精度よく正しく解けるかの検証である．商用コードの場合，コード検証は開発元で実施済みではあるが，コードの使用法やメッシュ収束性などは解析者が一度は行うべき検証である．
【解析モデルと解析検証】解析モデルは，メッシュ分割，境界条件などの入力データを指す．それを検証するのが解析検証である．メッシュの細かさ，時間刻み，収束判定許容値など，数理モデルの解が十分な正確度で得られることを検証する．
【シミュレーション】ここではモデルに含まれる不確かさの伝搬解析を行って，この下の【解析値の頻度分布】を得ることが重要となる．可能であれば MCS（Monte Carlo Simulation）を行うことが望ましいが，確率的現象として扱う方法や代理モデル（Surrogate Model）を用いる方法もある．時間や環境が限られる場合でも有用な方法として，近年の研究開発が盛んにおこなわれている．
【試験結果の不確かさの推定】複数回の試験結果は必ずばらつきを有する．しかし，統計量として扱うだけの十分なデータではないのが一般的である．試験結果と物性 DB，文献データから UICT-T をまとめると同時に，専門家の経験と知識から計測結果の不確かさの定量的推定も行う．
【誤差の定量化】解析結果と試験結果の頻度分布からメトリクス（誤差指標）を計算する．変位以外の複数の応答値でメトリクスを評価できることは室内試験の利点である．メトリクスの計算法は着目量に応じて検討する必要がある．
【妥当性確認】数値モデルは，もとより誤差を含んでいる．実現象とそれを理想化した数理モデルとの差異，構成モデルの当てはめ，離散化誤差，丸め誤差などに加え，最も大きな不確かさに起因する誤差である．したがって，妥当性確認では，それらの誤差を勘案した“妥協”が必要である．妥協できないほどの誤差（メトリクス値）の場合は，追加試験，構成モデルと UICT-T の見直しに戻ることになる．妥協できる場合は，目的としている施工時解析に進む．
【施工時解析】以上の V&V に基づき，施工時解析の UQ の方針と施工時解析において予想される誤差の検討を行う．前者は，UICT-T を参考に UICT-C にまとめる．施工時解析ではより多くの，そしてより大きな不確かさを扱わなければならない．地圧条件，境界条件，岩盤の空間的バラツキなどである．後者の予測性能は，室内試験解析の妥当性確認のメトリクス値から類推することになる．高度な専門知識を要するし，本稿で示した枠組みによる V&V の蓄積が重要である．

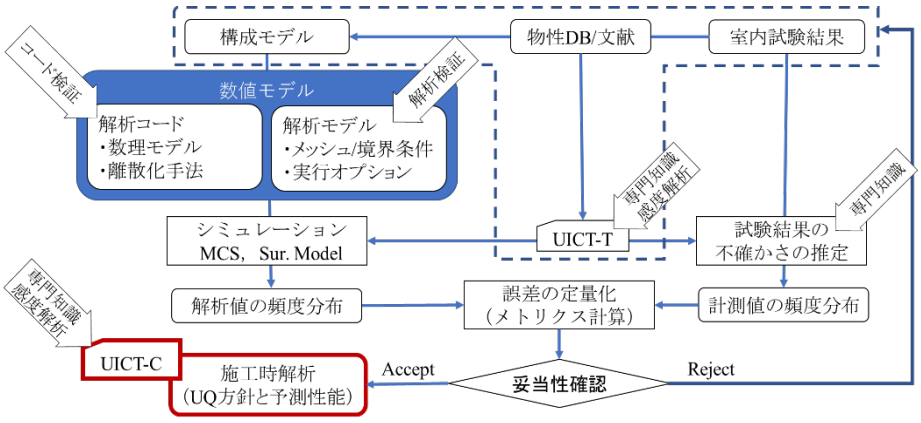
4．おわりに

トンネル施工時の施工管理に資する数値解析を目的とした V&V の枠組みを示し，室内試験の数値解析の重要性に着目したその V&V の構成要素と流れを述べた．しかし，UICT の構築が専門家の判断に依存することやひずみの局所化の扱いなど，試験方法にも大きな課題がある．それについては，文献 3)に詳述する．

施工時解析では，まずは，Fig.1 にあるように V&UQ を行って計測結果との差異がどの程度になるかをメトリクス（信頼性指標）で定量的に把握ことが重要であると考える．そのメトリクス値の蓄積のない現状では，そこで合否判定を行うのではなく，解析を進めて施工時解析全体を通して信頼性指標を把握することが重要であると考える．同様な枠組みによる解析を既設トンネルを含めて多くのトンネルで実施することにより，数値解析の信頼性の確度が高まり，施工中のトンネルの施工管理に資する情報を提示できるのではないだろうか．当然，その際にも更なる確度の向上ためにV&Vにより信頼性のエビデンスの蓄積が重要となる．

参考文献

1) 櫻井ら：土木分野における V&V の現状～土木分野の V&V に関する事例紹介，日本機械学会誌，Vol.123, No.1222, pp.15-21, 2020.
2) The American Society for Mechanical Engineers: ASME V&V 10-2019, Standard for Verification and Validation in Computational Solid Mechanics, 2019.
3) 青野ら：地下構造物の施工時データ同化解析における岩石試験の解析の V&V と検証例，計算工学講演会論文集, 28, 2023（執筆中）．



DB：Data Base　UQ：Uncertainty Quantification　UICT：Uncertainty Identification and Characterizing Table　MCS：Mote Carlo Simulation　Sur. Model：Surrogate Model

Fig.2 トンネル施工時解析の予測性能定量化に資する室内試験の解析と V&V

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

弾性体の振動固有値の有限要素解の特性評価
On Numerical Properties of Finite Element Procedures for Eigenvalue Analysis of Solid Vibration

山田　貴博（横浜国大・環境情報）
Takahiro YAMADA, Yokohama National University
E-mail: tyamada@ynu.ac.jp

This paper discusses numerical properties of finite element procedures for eigenvalue analysis of free vibration of elasticity. Exact solutions for a three-dimensional rectangular domain with the slip boundary condition, in which stationary modes of P-wave and S-wave can be obtained separately, are adopted for comparison with numerical solutions. Eigenvalue distributions of the finite element solutions are characterized in detail.

1. はじめに

弾性体の振動および波動伝播の問題は，理工学における様々な分野で現れる重要な問題の一つであり，その数値計算は有限要素法により広く実施されている．これらの問題に対する時刻歴解析を含む数値解の特性は，本質的に振動固有値の精度で決定されることから，固有値の数値解の詳細な特性把握が求められる．しかしながら，３次元弾性体の振動固有値問題において厳密解を陽に与えることのできる問題設定とそれを利用した数値解の特性評価についての研究はほとんど見当たらない．

Day 等は，直方体領域に対して厳密解が求められる固有値問題[1] を提案しているが，数値解の特性評価までは行われていない．一方，筆者はヘルムホルツの定理に基づき P 波の定在波で表された固有モードの厳密解を陽に表示できる円筒領域における問題を示し，有限要素解析手法の検証手法を提案した[2]．本研究では，Day 等と同様な直方体領域の固有値問題に筆者が円筒領域で示したヘルムホルツの定理に基づく厳密解の構成法を適用することで，P 波と S 波のそれぞれの定在波として表された固有値，固有モードを導出する．これにより，P 波と S 波のそれぞれに対応する固有値の分布が得られ，それらに対応する有限要素解を評価することで，詳細な数値解の特性を議論することができる．本研究は，このような手法で固体の振動固有値の有限要素解の特性評価を行う．

2. 弾性波動方程式と固有値問題

本研究では，均質等方弾性体の自由振動に対応する固有値問題を考えるために，領域 Ω で定義された点 $\boldsymbol{x}$，時刻 t に依存する変位 $\boldsymbol{u}(\boldsymbol{x},t)$ を未知数とする次の弾性体の運動方程式から出発する．

$$\rho\frac{\partial^2\boldsymbol{u}}{\partial t^2} = \nabla\cdot\left[\mu\{\nabla\boldsymbol{u}+(\nabla\boldsymbol{u})^t\}+\lambda(\nabla\cdot\boldsymbol{u})\mathbf{I}\right] \tag{1}$$

ここで，ρ は密度，λ,μ はラメの定数，$\mathbf{I}$ は単位テンソルである．材料の均質性の仮定から，この運動方程式 (1) は，次式のように変形できる．

$$\frac{\partial^2\boldsymbol{u}}{\partial t^2} = (\lambda+\mu)\nabla(\nabla\cdot\boldsymbol{u})+\mu\Delta\boldsymbol{u} \tag{2}$$

さらに，微分作用素についての恒等式

$$\Delta\boldsymbol{u} = \nabla(\nabla\cdot\boldsymbol{u})-\nabla\times\nabla\times\boldsymbol{u} \tag{3}$$

を用いて，式 (2) は次のように書き換えられる．

$$\rho\frac{\partial^2\boldsymbol{u}}{\partial t^2} = (\lambda+2\mu)\nabla(\nabla\cdot\boldsymbol{u})-\mu\nabla\times\nabla\times\boldsymbol{u} \tag{4}$$

いま，弾性波動論[3] にしたがって，この方程式を P 波と S 波の方程式に分離する．ヘルムホルツの定理より，変位 $\boldsymbol{u}$ はスカラーポテンシャル ϕ とベクトルポテンシャル $\boldsymbol{\Psi}$ の和として表すことができる．

$$\boldsymbol{u} = \nabla\phi+\nabla\times\boldsymbol{\Psi} \tag{5}$$

微分作用素の定義から ϕ と $\boldsymbol{\Psi}$ が滑らかであれば

$$\nabla\times(\nabla\phi) = 0,\quad \nabla\cdot(\nabla\times\boldsymbol{\Psi}) = 0 \tag{6}$$

が成立する．したがって，式 (4)(5) より ϕ と Ψ がそれぞれ次の波動方程式を満たすとき，変位 $\boldsymbol{u}$ は弾性体の運動方程式 (4) を満たすものとなる．

$$\frac{\partial^2\phi}{\partial t^2} = c_p^2\Delta\phi,\qquad \frac{\partial^2\boldsymbol{\Psi}}{\partial t^2} = c_s^2\Delta\boldsymbol{\Psi} \tag{7}$$

ここで，c_p, c_s は次式の P 波速度と S 波速度である．

$$c_p = \sqrt{\frac{\lambda+2\mu}{\rho}},\qquad c_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \tag{8}$$

このとき，式 (7) の第 1 式，第 2 式はそれぞれ P 波すなわち体積変形の伝播および S 波すなわち等容変形の伝播を表す．

いま，波動方程式 (7) の解 $\phi(\boldsymbol{x},t)$，$\boldsymbol{\Psi}(\boldsymbol{x},t)$ に対して，時刻 t の関数と空間変数 $\boldsymbol{x}$ の関数による変数分離を行うと，固有角振動数 ω_p, ω_s を用いて，解は以下のように表示できる．

$$\phi(\boldsymbol{x},t) = e^{i\omega_p t}\bar{\phi}(\boldsymbol{x}),\qquad \boldsymbol{\Psi}(\boldsymbol{x},t) = e^{i\omega_s t}\bar{\boldsymbol{\Psi}}(\boldsymbol{x}) \tag{9}$$

ここで，$\bar{\phi},\bar{\boldsymbol{\Psi}}$ は固有関数（固有モード）であり，次の固有値問題の解である．

$$c_p{}^2\Delta\bar{\phi} = -\omega_p^2\bar{\phi},\qquad c_s{}^2\Delta\bar{\boldsymbol{\Psi}} = -\omega_s^2\bar{\boldsymbol{\Psi}} \tag{10}$$

このとき，スカラーポテンシャルの固有モード $\bar{\phi}$ とベクトルポテンシャル $\bar{\boldsymbol{\Psi}}$ に対して，変位モードはそれぞれ

$$\bar{\boldsymbol{u}}_p = \nabla\bar{\phi},\qquad \bar{\boldsymbol{u}}_s = \nabla\times\bar{\boldsymbol{\Psi}} \tag{11}$$

と表される．したがって，この変位モードにおいて物理的に合理的な境界条件となるよう領域形状とスカラーポテンシャル $\bar{\phi}$ とベクトルポテンシャル $\bar{\boldsymbol{\Psi}}$ の具体形を与えることで，厳密解が用に表示できる固有値問題を構成する．

3. 直方体領域における厳密解の構成

本研究では，直方体領域を $\Omega=]0,L_1[\times]0,L_2[\times]0,L_3[$ を考え，前節で述べた固有値問題の解を構成する．

P 波の定在波については，円筒領域の場合[2] と同様に，

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

固有モードを表すスカラ関数 $\bar{\phi}$ を次式で表す．

$$\bar{\phi} = \cos\frac{l\pi}{L_1}x_1 \cos\frac{m\pi}{L_2}x_2 \cos\frac{n\pi}{L_3}x_3 \tag{12}$$

ここで，l, m, n は波数を表す非負整数であり，$l = m = n = 0$ となる自明な解を除く．このとき，角振動数 ω_p は

$$\omega_p = c_p\pi\sqrt{\left(\frac{l}{L_1}\right)^2 + \left(\frac{m}{L_2}\right)^2 + \left(\frac{n}{L_3}\right)^2} \tag{13}$$

で表され，式 (11) の第 1 式より変位モードは以下となる．

$$\bar{\boldsymbol{u}}_p = \begin{Bmatrix} \frac{l\pi}{L_1}\sin\frac{l\pi}{L_1}x\cos\frac{m\pi}{L_2}y\cos\frac{n\pi}{L_3}z \\ \frac{m\pi}{L_2}\cos\frac{l\pi}{L_1}x\sin\frac{m\pi}{L_2}y\cos\frac{n\pi}{L_3}z \\ \frac{n\pi}{L_3}\cos\frac{l\pi}{L_1}x\cos\frac{m\pi}{L_2}y\sin\frac{n\pi}{L_3}z \end{Bmatrix} \tag{14}$$

この変位モードは，各境界の面で法線方向成分が零の滑り条件を満足している．

一方，S 波の定在波については，固有モードを表すベクトル関数 $\bar{\boldsymbol{\Psi}}$ を次式で表す．

$$\bar{\boldsymbol{\Psi}} = \begin{Bmatrix} D_1\cos\frac{l\pi}{L_1}x_1\sin\frac{m\pi}{L_2}x_2\sin\frac{n\pi}{L_3}x_3 \\ D_2\sin\frac{l\pi}{L_1}x_1\cos\frac{m\pi}{L_2}x_2\sin\frac{n\pi}{L_3}x_3 \\ D_3\sin\frac{l\pi}{L_1}x_1\sin\frac{m\pi}{L_2}x_2\cos\frac{n\pi}{L_3}x_3 \end{Bmatrix} \tag{15}$$

ここで，l, m, n は P 波の場合と同様に波数を表す非負整数，D_1, D_2, D_3 はモード形を表すパラメータである．上記のベクトル関数は，$l = m = n = 0$ だけではなく，l, m, n のいずれか 2 つが零であっても，恒等的に零ベクトルとなり，自明な解となることに注意する．このとき，角振動数 ω_s は

$$\omega_s = c_s\pi\sqrt{\left(\frac{l}{L_1}\right)^2 + \left(\frac{m}{L_2}\right)^2 + \left(\frac{n}{L_3}\right)^2} \tag{16}$$

で表され，式 (11) の第 2 式より変位モードは以下となる．

$$\bar{\boldsymbol{u}}_s = \begin{Bmatrix} \left(\frac{D_3 m}{L_2} - \frac{D_2 n}{L_3}\right)\pi\sin\frac{l\pi}{L_1}x\cos\frac{m\pi}{L_2}y\cos\frac{n\pi}{L_3}z \\ \left(\frac{D_1 n}{L_3} - \frac{D_3 l}{L_2}\right)\pi\cos\frac{l\pi}{L_1}x\sin\frac{m\pi}{L_2}y\cos\frac{n\pi}{L_3}z \\ \left(\frac{D_2 l}{L_1} - \frac{D_1 m}{L_2}\right)\pi\cos\frac{l\pi}{L_1}x\cos\frac{m\pi}{L_2}y\sin\frac{n\pi}{L_3}z \end{Bmatrix} \tag{17}$$

これから境界上で変位モードが滑り境界を満足していることが分かる．このとき，l, m, n が正の整数であるとき，式 (17) よりモード形を表すパラメータ D_1, D_2, D_3 は 2 つの独立な定数で表され，固有値の重複度は 2 となる．また，l, m, n のいずれか 1 つが零の時，$\bar{\boldsymbol{\Psi}}$ は 1 成分のみが非零となることから，固有値の重複度は 1 となる．

以上より，P 波の定在波によるモードと S 波の定在波によるモードが同じ滑り境界条件を満足するものとして厳密解が構成された．したがって，数値計算においても滑り境界条件を設定することで，P 波の定在波によるモードと S 波の定在波によるモードの両方を含むすべての固有値，固有モードが厳密解と比較可能となる．

4. 固有値分布の数値特性

前節で述べた滑り境界を課した直方体領域における固有値問題の厳密解と四面体要素による有限要素近似階と比較を行い，解の数値特性の評価を行う．領域形状については，辺長が同じ立方体とすると，座標軸に対する対称性が発生し，固有値の重複が生じる．本研究ではこのような固有値の重複を避けるため，相異なる辺長として $L_1 = 0.9$, $L_2 = 1.0$, $L_3 = 1.2$ と設定する．材料定数については，ヤング率 $E = 1000$，ポアソン比 $\nu = 0.25$ とする．

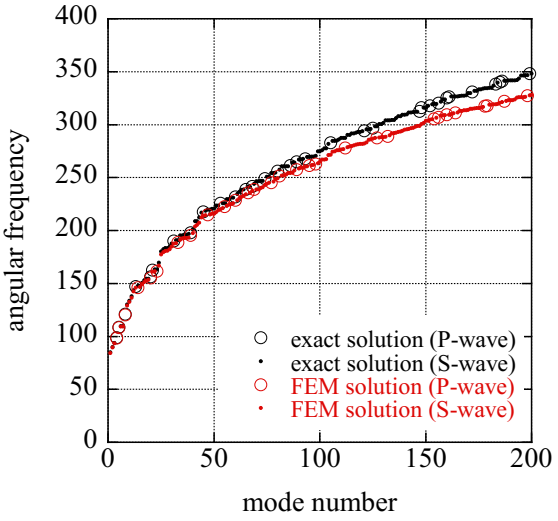


Fig. 1　distribution of eigenvalues

要素分割として，8 × 8 の対称な一様分割を用いた場合の計算結果を厳密解と比較する．Fig. 1 に固有値の分布として，固有値を昇順に並べたモード番号と角振動数の関係を示す．特に本研究では，P 波によるモードと S 波によるモードを分離した厳密解が得られていることから，筆者が示した手法[2] で計算結果で得られた固有モードと厳密解の固有モードの対応関係を特定し，各角振動数が P 波によるものか S 波によるものかを示している．なお，本研究の固有値問題は前節で述べたように s 波のモードに対しては重複固有値を含むものとなる．これに対応するため，重複固有値に対応した固有モードについては，厳密解の固有モードの線形結合を考え，線形結合に対して一致度が高いモードを選択する手法を新たに導入した．

Fig.1 より固有値の精度は低次モードほど高い基本特性が確認できる．

Fig.1 において，モード番号の厳密解と数値解でのずれは P 波による固有値の分布から読み取れる．低次のモードでは厳密解と数値解のモード番号はほぼ一致しているが，70 次以降ではずれが大きくなっている．これは，P 波と S 波の固有値が近接するとき，数値誤差によって固有値の大小関係が変化したことに起因するものと考えられる．

また，厳密解では重複する固有値については，低次モードの数値解では連続するモード番号の解として得られているが，次数が高くなると連続ではなくなることも分かった．

5. 結び

本研究で示した直方体領域における厳密解との比較により，固体の振動固有値の有限要素解の数値特性を詳細に評価することが可能となった．これにより，波動伝播解析や振動解析に対しても有用な情報が得られると考える．

参考文献

1) D.M. Day and L.A. Romero: An analytically solvable eigenvalue problem for the linear elasticity equations, *SAND2004-3310*, 2004.
2) 山田貴博: 特定 P 波モードを用いた弾性円筒の振動固有値解析の検証, 土木学会論文集 A2（応用力学）, 76(2), pp. I_259 – I_267, 2020.
3) P. M. Shearer: Introduction to Seismology, 3rd ed., Cambridge University Press, 2019.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

地下構造物施工時逆解析における材料モデル設定に関する検証（シンポジウム講演概要）

Verification of Material Model Setting for Inverse Analysis of Underground Structures during Construction (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

鎌田　浩基（清水建設）　　青野　泰久（清水建設）　　櫻井　英行（清水建設）
Hiroki KAMADA, Shimizu Corporation
Yasuhisa AONO, Shimizu Corporation
Hideyuki SAKURAI, Shimizu Corporation
E-mail: hiroki.kamada@shimz.co.jp

This study quantified the accuracy of parameter estimations obtained by inverse analysis using several analytical models and observation data generated by a correct analytical model that is addressed as the actual ground. The prediction accuracies were also quantified in the forward analysis under several conditions set the estimated parameters. These results confirm the importance of setting up an analytical model that can represent the actual behavior of the ground, and similar verification study before the practical analysis.

１．はじめに

山岳トンネルなどの地下構造物の施工時において，設計の合理性確認や設計変更の効果の評価を目的として，数値解析を用いることがある．数値解析における岩盤物性を設定するための方法として，逆解析（最適化，データ同化など）によるものがある[1)]．逆解析に用いる解析モデルにおいて，対象とする岩盤を適切に表現する材料モデルを設定することが必要であるが，実務においてそれらの設定は，シミュレーションを実施するエンジニアに委ねられるか，既往の数値解析例に基づくなどにより決められる．さらに，現場で得られる情報には限りがあり，材料モデルはいくつかの仮定に基づく「モデル」であるため，実際の岩盤挙動を必ずしも適切に表現できるとは限らない．また，逆解析における計算負荷を考慮し，線形弾性モデルを用いて，簡易的な対象岩盤の挙動予測を行うケースも考えられる．したがって，実際の岩盤挙動を適切に表現しえない材料モデルを設定し，逆解析によるパラメータ同定や，同定したパラメータを用いた順解析を行い，地山の挙動や応力状態の予測を行ってしまう可能性は小さいとは言えない．

そこで，本研究では，実際の地山を模擬し，正解の材料モデルを用いた解析モデルにより模擬観測データを作成し，いくつかの材料モデルを設定した解析モデルを用いて逆解析を実施することで，パラメータ推定結果の評価を行った．また，推定したパラメータを用い，いくつかの条件の下で順解析を行った際の，予測精度を定量化した．それらの結果から，実際の地山挙動を表現しうる材料モデルの設定の重要性についての確認を行った．

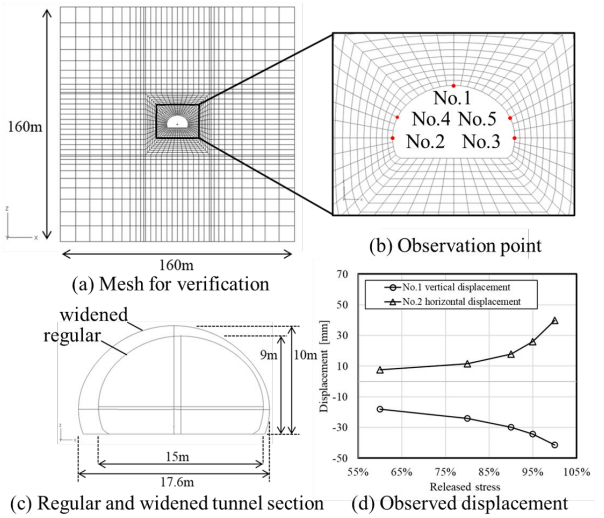
２．検証問題の設定

解析対象を素掘りトンネルとし，Fig. 1 のような 2 次元平面ひずみ仮定の解析モデルとした．本研究では，以下の二種類の検証問題を設定した．

(i) 正解の材料モデル，材料定数を設定した標準断面トンネルの解析モデルから，模擬観測データを作成し，材料モデルの異なる三つの解析モデルを用いて逆解析を実施する．それぞれの同定結果の評価を行う．

(ii) 検証問題(i)で同定した三つの材料モデル用い，断面形状や地圧条件（初期応力）の異なる解析モデルを用いて順解析を実施する．それらを正解の材料モデルで解析した結果と比較することにより，予測精度を確認する．

検討した材料モデルを Table 1 に示す．モデル名の数字が材料モデル，アルファベットは後述の解析条件に対応する．Table 2 は，添え字 0 の正解の Mohr-Coulomb（MC）-ひずみ軟化材料の定数である．同定する 1～3 の材料は弾性，弾塑性，ひずみ軟化モデルとした．解析条件は Table 3 であり，A は材料モデル 1～3 を同定する基本条件，残りは同定した材料モデルによる順解析の条件であり，B は拡幅断面，C，D は地圧の異なるモデルである．モデル A1 では E，モデル A2，A3 では E，c，ϕ を同定変数とした．観測誤差は平均 0mm，標準偏差 0.1mm の正規分布に従う乱数により作成し，観測変位は掘削解放応力が 60%, 80%, 90%, 95%, 100%での変位として時系列的な観測を模擬した．また，逆解析における目的関数は観測変位と解析変位との二乗平均平方根誤差（RMSE），最適化には勾配法に基づくアルゴリズムを使用した．



(a) Mesh for verification　(b) Observation point
(c) Regular and widened tunnel section　(d) Observed displacement

Fig. 1 Analytical model for the verification

Table 1 Analysis model and material model

Analysis model	Material model
Correct analysis model (A0, B0, C0, D0)	MC strain-softening
Model-1 (A1, B1, C1, D1)	Linear elastic
Model-2 (A2, B2, C2, D2)	MC elastoplastic
Model-3 (A3, B3, D3, D3)	MC strain-softening

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

Table 2 Material constants of correct models with index “0”

Parameter	Value
Young’s modulus E	2.39 MPa
Poisson ratio ν	0.2
Cohesion c , residual value c_r	1.67, 0.8 MPa
Friction angle ϕ , residual value ϕ_r	30, 27 deg
Plastic shear strain at residual region ε_r	0.08

Table 3 Analysis conditions for each model

	Model A	Model B	Model C	Model D
Analysis type	Inverse	Forward	Forward	Forward
Section	Regular	Widened	Regular	Regular
Initial stress	7.0 MPa	7.0 MPa	8.0 MPa	10.0 MPa

３．検証結果(i)

Table 4 に検証問題(i)の結果を示した．なお，A2，A3 については，同定パラメータの初期値を変えた二通りずつの同定結果を-1，-2 を付して示している．まず，A1 モデルでは線形弾性体を用いており，塑性や軟化を表現できないため，そのしわ寄せがヤング係数 E に及び，正解のヤング係数の半分程度の値（誤差 47.7%）が同定された．目的関数である RMSE は 19.2mm であった．A2 モデルでは弾塑性モデルを用いており， E は正解に近い値（相対誤差 2.4%, 3.5%）が同定され，粘着力 c ，内部摩擦角 ϕ は正解より小さい値（誤差 10.3%~51.4%）が同定された．A2 モデルは，塑性域においてひずみ軟化挙動を表現できないために，その影響が c , ϕ に及び, 正解よりも小さい値が同定された．c ， ϕ に関しては初期値により同定結果が数値誤差の程度以上に異なる結果となった．RMSE は 13.3mm，14.4mm であり，A1 モデルより小さい結果となった．A3 モデルでは正解と同じひずみ軟化モデルを用いているが，E , c , ϕ のいずれも初期値により同定結果が異なる結果となった．正解の値との比較により，A3-2 の結果は概ね大域的最適解，A3-1 の結果は局所最適解であることが考えられる．ただし，いずれも RMSE は A1，A2 モデルの結果と比較して小さい値となった．

Table 4 Result of the verification(i)

Analysis model	Material	E [GPa]	c [MPa]	ϕ [deg]	RMSE [mm]
A0 (Correct)	Softening	2.39	1.67	30	-
A1	Elastic	1.249	-	-	19.2
A2-1	Elastoplastic	2.448	0.811	33.10	14.4
A2-2	Elastoplastic	2.473	1.362	24.15	13.3
A3-1	Softening	2.879	1.548	26.54	7.12
A3-2	Softening	2.397	1.736	29.04	1.40

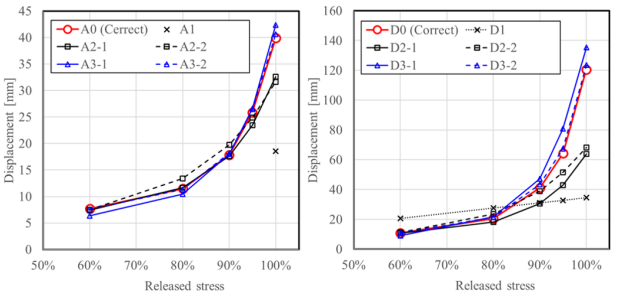
４．検証結果(ii)

Table 5 に，正解のモデル A0，B0，C0，D0 と比較した場合の，Fig. 1 (b)の観測点 No.2 の水平変位（側壁変位）の相対誤差を示した．ただし，モデル A については逆解析時の同定変位による誤差, モデル B~D については同定パラメータを用いた予測変位による誤差である．なお，以下では誤差の大小をその絶対値により評価している．Table 5 より，側壁変位についてはいずれのモデルにおいても線形弾性体を用いた場合に最も誤差が大きく，ひずみ軟化モデルを用いた場合，弾塑性モデルを用いた場合に比べ概ね変位誤差が小さいことがわかる．また，モデル 3-1 については前述の通り，局所最適解のパラメータによる解析結果であるため，モデル 3-2 よりも誤差が大きい．また線形弾性体を用いたモデルを除き，モデル A の誤差に対し，モデル B，C の誤差変化は最大でも 5%程度であるが, モデル D2-1, D2-2 では誤差変化が 23~29%程度に増大していることが分かる．それに対し，モデル D3-1，D3-2 では誤差変化は 1~6%程度と比較的小さい．これは岩盤のひずみ軟化挙動が大きくなり，弾塑性モデルを用いたモデル D2-1，D2-2 で挙動を表現できなくなったことが要因だと考えられる．

Fig. 2 に 変位（Fig. 1 (b)の No.2）の正解値とモデル A とモデル D の変位予測結果を示した．ただし，グラフの横軸は掘削解放応力である．これより，逆解析時（モデル A）において，ひずみ軟化モデルを設定した場合に，正解の変位を最もよく表現していることが確認できる．また初期応力が逆解析時よりも大きなモデル D においては，ひずみ軟化の特性が顕著に現れるため，線形弾性モデル，弾塑性モデルを設定した場合の誤差が特に増大していることがわかる．

Table 5 Displacement error (No.2 horizontal displacement)

	Displacement error (No.2 horizontal) [%]			
	Model A (Inverse)	Model B (Inverse)	Model C (Inverse)	Model D (Inverse)
1(Elastic)	-53.55	-39.12	-47.51	-71.29
2-1(Elastoplastic)	-18.24	-18.10	-22.77	-47.06
2-2(Elastoplastic	-20.61	-20.44	-24.40	-43.40
3-1(Softening)	6.13	11.12	11.63	12.38
3-2(Softening)	1.86	2.14	1.73	2.55



(a) No.2 horizontal displacement and correct value (Model A)　(b) No.2 horizontal displacement and correct value (Model D)

Fig. 2 Displacement prediction using estimated parameters

５．おわりに

本研究では，複数の材料モデルによりトンネル掘削変位を用いた逆解析と，推定したパラメータによる順解析における誤差定量化を実施した．今回想定している条件において，実際の岩盤挙動を適切に表現しうる材料モデル設定の重要性を確認できた．正解と同じ材料モデルを用いた場合には，局所最適解が得られた場合でも，逆解析において RMSE が比較的小さく，異なる条件での順解析においても変位誤差変化が小さいロバストな結果となった．実際の岩盤についても，その挙動表現が可能な適切な材料モデルを設定することにより，逆解析での RMSE を小さくし，逆解析時と断面形状や初期地圧が異なる条件においても，より実用に足る信頼度の順解析を実施しうる可能性がある．実際の解析の前にも同様の検証を行い，確認することが重要である．

参考文献

1) 青野泰久，山本真哉，鎌田浩基，櫻井英行: 岩盤力学に関するシンポジウム講演集, 49, pp.196-201, 2023.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

V&V プロセスの実施に向けた 木材の材料試験に対する妥当性評価（シンポジウム講演概要）

Material Test Validation of Wood for V&V process
(Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

棗田　智香子，福谷　勇輝（横国大）
谷田　紗音，高橋　由佳，増田　悠星，松井　和己（横国大）
倉田　和幸（テルモ株式会社）　三浦　孝広（サイバネットシステム株式会社）
都筑　新（ダッソー・システムズ株式会社）　山本　剛大（広島大）　杉山　裕文（山梨大）
渡邉　大（芝工大）　呂　学龍，山田　貴博（横国大）
Chikako NATSUMEDA, Yuki FUKUTANI, Yokohama National University; YNU
Sato TANIDA, Yuka TAKAHASHI, Yusei MASUDA, Kazumi MATSUI, YNU
Kazuyuki KURATA, Terumo Corporation
Takahiro MIURA, Cybernet Systems Company Limited
Arata TSUZUKI, Dassault Systemes K. K.
Takeki YAMAMOTO, Hiroshima University
Hirofumi SUGIYAMA, University of Yamanashi
Dai WATANABE, Shibaura Institute of Technology
Xuelong LYU, Takahiro YAMADA, YNU
E-mail: natsumeda-chikako-bf@ynu.jp

In this study, we validate material tests to obtain Young's modulus of wood introducing in simulation as the lowest level of V&V process for wood products. Though the variation in material coefficient from experiments should ideally be only variation in material property itself, it could also include differences in specimen geometry and friction with experimental equipment. In order to eliminate them as much as possible or properly evaluate them, preliminary experiments are conducted using material other than wood and some displacement\strain measurement devices, and experimental methods are investigated.

1. はじめに

シミュレーション結果の品質保証における基本的な考え方に V&V（Verification（検証）and Validation（妥当性確認））がある．筆者らはこれまでに木工椅子を題材としてより簡単な事例で ASME V&V-40[1] に基づく V&V プロセスを示してきた[2]．

ASME V&V-10[3] が提示する階層型アプローチにおける最下層は材料試験であり，本研究では縦圧縮試験（木目に平行方向の圧縮）・横圧縮試験（木目に直交方向の圧縮），曲げ試験から木材のヤング係数を求める．JIS Z2101:2009[4] においてそれぞれの試験方法およびヤング係数の導出方法が規定されているが，治具の設置方法や荷重の負荷方法の詳細までは記述されていない．実験で得られる材料定数のばらつきは材料特性そのもののばらつきのみであることが理想であるが，実際には試験片形状の違いや治具との摩擦による影響が含まれる可能性がある．特に本研究で対象とする材料は異方性があり材料自身のばらつきが大きい木材であるため，それらの影響を極力排除，あるいは適切に評価することが重要である．本稿では，まずは等方で均質な材料と考えられるポリアセタール材を用いて予備実験を実施し，材料試験方法の妥当性を確認する．

2. 圧縮試験

圧縮試験の実験装置を Fig.1 に示す．圧縮にはテンシロン万能試験機（RTF-1350, 荷重容量 50 kN）を使用した．変位\ひずみはカンチレバー型変位計（CE-10）\ひずみゲージ（東京測器研究所製，ゲージ長 5 mm）で，荷重はロードセル（9E01-L23-50kN）で測定した．圧縮試験では次の 2 点について予備実験を実施した．

Table 1　Young's modulus [GPa]

	displacemnet	gauge	
		(face0)	(face1)
not tilted	3.77	3.80	3.78
tilted	3.92	3.57	3.55

Question of Interest:

- 試験片の端面が傾いている場合も，曲げ成分が出ずにまっすぐに圧縮できるか．
- ひずみゲージを省略できるか．すなわち変位\ひずみそれぞれから算出するヤング係数が一致するか．

2.1. 試験片端面の傾き

意図的に上面に 1° 傾きをつけた試験片を用いて圧縮・除荷 1 サイクルの実験を行った．側面 4 面にひずみゲージを貼り付け，それぞれの対面で軸成分と曲げ成分を算出した（Fig.2）．

$$(\text{軸成分}) = (\text{対面のひずみの和})/2 \quad (1)$$

$$(\text{曲げ成分}) = (\text{対面のひずみの差})/2 \quad (2)$$

Fig.2 より球面座を用いることで曲げ成分が抑えられていることを確認した．

2.2. 変位・ひずみから算出されるヤング係数

上下面傾きのない試験片と意図的に上面に 1° 傾きをつけた試験片で行った実験において変位・ひずみそれぞれからヤング係数を算出した（Table 1）．傾きのない試験片の

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

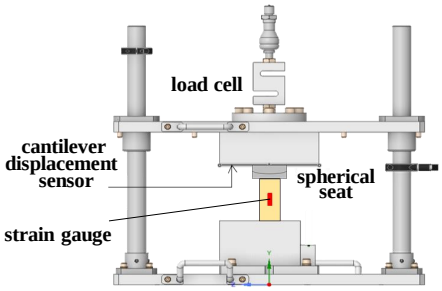
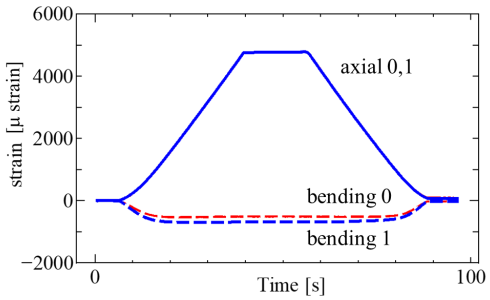
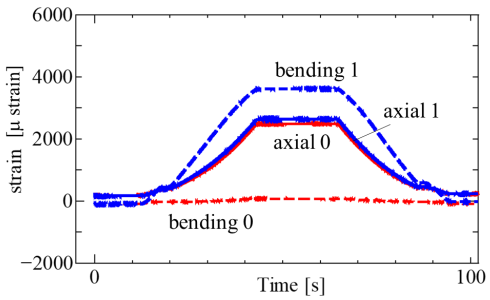


Fig. 1　Compression test equipment



(a) with spherical seat



(b) without spherical seat

Fig. 2　Strain components in compression test

結果からこの材料のヤング係数は 3.78 GPa 程度と推測できる．3.78 GPa と上面に傾きのある試験片で変位から得られたヤング係数との差は 5 %未満であることから，変位計の変位からヤング係数を適切に測定できると判断した．

3.　曲げ試験

曲げ試験の実験装置を Fig.3 に示す．圧縮試験で用いた測定器具に加えて，試験片中央のたわみをレーザー変位計（IL-065）で測定した．曲げ試験では次の 2 点について予備実験を実施した．

Question of Interest:

1. 純曲げになるか．すなわち支持点・載荷点の拘束により軸成分の変形が生じないか．
2. 純曲げの仮定において，中央のたわみと上下面のひずみそれぞれから算出する曲げヤング係数が一致するか．

3.1.　純曲げ変形

負荷・除荷 1 サイクルにおいて試験片上下面に貼り付けたひずみゲージから得られる軸成分（式 (1)）は，曲げ成分（式 (2)）に対して 10 %以下であるため，純曲げになっていると判断した（Fig.4）．

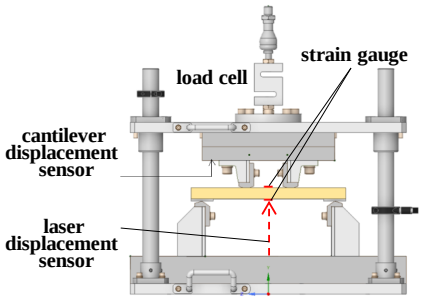


Fig. 3　Bending test equipment

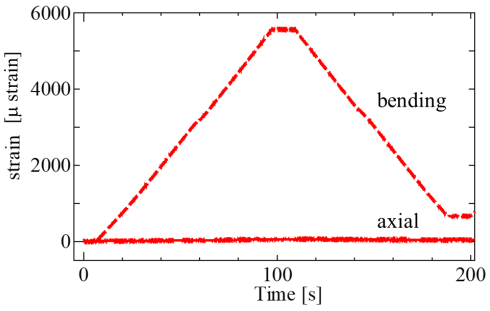


Fig. 4　Strain components in bending test

3.2.　たわみ・上下面のひずみから算出される曲げヤング係数

中央部のたわみ，上下面のひずみからそれぞれ曲げヤング係数を次式から算出した．L は支点間距離，l は載荷点間距離，I は断面 2 次モーメント，F は荷重，y は試験片中央のたわみ量，h は試験片高さ，M は載荷点間のモーメント，ε は上下面のひずみゲージから得られる曲げ成分（式 (2)）である．

$$\text{たわみ：} E = \frac{l(3L^2 - 4l^2)}{48I}\frac{F}{y} \tag{3}$$

$$\text{ひずみ：} E = \frac{h}{2I}M\frac{1}{\varepsilon} = \frac{h}{2I}\frac{F(L-l)^2}{8}\frac{1}{\varepsilon} \tag{4}$$

載荷時に得られる曲げヤング係数は，たわみから 2.36 GPa，ひずみから 2.32 GPa であり，それらの差は 1 %程度であるため両者は一致しているといえる．

4.　おわりに

本稿では V&V プロセスの最下層である材料試験の妥当性を確認した．細かい作業ではあるが，実験方法・器具による影響を材料特性そのもののばらつきと区別して評価できるようになった．今後，この装置・実験方法で木材の材料試験を実施する．

参考文献

1) ASME: ASME V&V-40 2019 Assessing Credibility of Computational Modeling Through Verification and Validation: Application to Medical Devices, ASME 2018.
2) 松井和己, 倉田和幸, 三浦孝広, 都筑新, 渡邉大, 山本剛大, 杉山裕文, 棗田智香子, 山田貴博: ASME V&V40 に基づいた木製椅子に対するシミュレーションの品質保証, 計算工学講演会論文集, 27, 2022.
3) ASME: ASME V&V-10 2019 Standard for Verification and Validation in Computational Solid Mechanics, ASME 2019.
4) 日本規格協会, JIS Z 2101:2009 木材の試験方法, 2009.

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

DEVELOPMENT OF COORDINATE SYSTEM INDEPENDENT NEURAL NETWORK
(Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

Siwei ZHANG, University of Tokyo
Muneo HORI, University of Tokyo
E-mail: zhangsiwei@g.ecc.u-tokyo.ac.jp

A neural network is required to be coordinate system independent when it is applied to solve physical problems. Instead of training, this paper develops a post-processing which is applicable for any arbitrary neural network. The essence of the post-processing is synthesized rotation that generates a set of rotated input data, applies the neural network to each of the set, re-rotates the output, and extracts a coordinate system independent solution from the output. Numerical experiments of the post-processing are carried for structural response analysis. It is shown that the post-processing works as designed. Discussions are made for further use of the post-processing of neural networks to make them coordinate system independent.

1. Introduction

Coordinate system independence is required for a neural network when it is applied to solve physical problems which ought to have coordinate system independent solutions. A standard solution for this requirement is training of the neural network; for instance, a set of rotated data are made from a given data set, and the network is trained until it satisfies the coordinate system independence. However, it is not possible to fully satisfy the coordinate system independence unless a huge amount of training is made.

As an alternative of training, this paper develops a post-processing which can be applied to any arbitrary neural network. The essence of the post-processing is synthesized rotation that takes the following four steps: 1) generation of a set of rotated input data; 2) application of the neural network to each of the set; 3) re-rotation of the neural network output; and 4) extraction of a coordinate system independent solution from the output. It is proved that a neural network with the synthesized rotation fully satisfies coordinate system independence.

This paper formulates the synthesized rotation. Numerical experiments are carried out for a neural network which is trained to solve seismic response analysis. It is shown that the neural network implemented with the synthesized rotation generates a coordinate system independent solution as designed.

2. Formulation of synthesized post-processing

Let $\boldsymbol{x}$ and $\boldsymbol{y}$ be n-dimensional vectors in a certain coordinate system. A neural network (NN), denoted by $\boldsymbol{\mathcal{N}}$, outputs $\boldsymbol{y}$ for an input of $\boldsymbol{x}$, i.e.,

$$\boldsymbol{y} = \boldsymbol{\mathcal{N}}[\boldsymbol{x}]. \tag{1}$$

In terms of $\boldsymbol{R}_\theta$, a which matrix of rotating a coordinate system by θ, the coordinate system independence of $\boldsymbol{\mathcal{N}}$ is expressed as

$$\boldsymbol{R}\cdot\boldsymbol{y} = \boldsymbol{\mathcal{N}}[\boldsymbol{R}\cdot\boldsymbol{x}] \tag{2}$$

When $\boldsymbol{x}$ and $\boldsymbol{y}$ are time series of vectors, the coordinate system independence of $\boldsymbol{\mathcal{N}}$ is expressed in the same form as Eq. (2).

For a given set of data $\{\boldsymbol{x}^{(i)}\}$ for $i = 1,2,\dots,I$, we rotate each element and generate M data as $\{\boldsymbol{R}_{m\Delta\theta}\cdot\boldsymbol{x}^{(i)}\}$ for $m = 1,2,\dots,M$ with $\Delta\theta = \pi/M$. NN is trained to satisfy

$$\boldsymbol{R}_{m\Delta\theta}\cdot\boldsymbol{\mathcal{N}}[\boldsymbol{x}^{(i)}] = \boldsymbol{\mathcal{N}}[\boldsymbol{R}_{m\Delta\theta}\cdot\boldsymbol{x}^{(i)}] \tag{3}$$

for $i = 1,2,\dots,I$, and $m = 1,2,\dots,M$. While training of (3) improves NN, the coordinate system independence cannot be fully satisfied unless a large number of I and M are used.

By the synthesized rotation uses the same rotated data set for a given input of $\boldsymbol{x}$, i.e., $\{\boldsymbol{R}_{m\Delta\theta}\cdot\boldsymbol{x}\}$ for $m = 1,2,\dots,M$. Applying $\boldsymbol{\mathcal{N}}$ to each $\boldsymbol{R}_{m\Delta\theta}\cdot\boldsymbol{x}$, we obtain $\{\boldsymbol{\mathcal{N}}[\boldsymbol{R}_{m\Delta\theta}\cdot\boldsymbol{x}]\}$.

Suppose that an element which has the largest component is chosen form $\{\boldsymbol{\mathcal{N}}[\boldsymbol{R}_{m\Delta\theta}\cdot\boldsymbol{x}]\}$, i.e., $\max\{\boldsymbol{\mathcal{N}}[\boldsymbol{R}_{m\Delta\theta}\cdot\boldsymbol{x}]\}$. The largest component is indeed coordinate system independent; when $\boldsymbol{R}_{k\Delta\theta}\cdot\boldsymbol{x}$ is input,

$$\max\{\boldsymbol{\mathcal{N}}[\boldsymbol{R}_{m\Delta\theta}\cdot(\boldsymbol{R}_{k\Delta\theta}\cdot\boldsymbol{x})]\} = \max\{\boldsymbol{\mathcal{N}}[\boldsymbol{R}_{m\Delta\theta}\cdot\boldsymbol{x})]\}. \tag{4}$$

As is seen, the post-processing of max satisfies the coordinate system independence.

Another extraction is the use of average value, which is defined as

$$\text{ave}\ \boldsymbol{\mathcal{N}}[\{\boldsymbol{R}_{m\Delta\theta}\cdot\boldsymbol{x}\}] = \frac{1}{M}\sum_{m=1}^{M}\boldsymbol{\mathcal{N}}[\boldsymbol{R}_{m\Delta\theta}\cdot\boldsymbol{x}]. \tag{5}$$

It is readily shown that the post-processing of ave satisfies the coordinate system independence in the same manner as Eq. (4).

3. Numerical experiments for seismic structural response analysis

3.1. Problem setting

Numerical experiments were conducted by using a Long short-term memory (LSTM) NN which was trained to output the seismic response of a 5-degree-of-freedom (DOF) lumped mass system for a given input ground motion. The first five frequencies of the system are $0.310Hz$, $0.380Hz$, $0.905Hz$, $1.101Hz$ and $1.426Hz$. Input ground motions are two horizontal acceleration components, and output responses are two horizontal displacement components. 385 ground motions were selected from PEER NGA WEST2 database, truancated with Irias Intensity and intercepted to be segements of certain length for inputs.

It should be mentioned that LSTM NNs are specially designed for learning long-term dependencies[1)] and have been widely used in the prediction of time history seismic responses. For the LSTM NN used here, the train set, validation set, and test set are divided by 60%, 30% and 10% of the dataset.

The accuracy of the LSTM NN on test data regarding the coordinate system independence is shown in Table 1; the accuracy is defined as $A = 1 - |\boldsymbol{R}\cdot\boldsymbol{\mathcal{N}}[\boldsymbol{x}] - \boldsymbol{\mathcal{N}}[\boldsymbol{R}\cdot\boldsymbol{x}]|$ for input of $\boldsymbol{x}$.

Table 1 Accuracy of the typical NN on test data

	0°	30°	60°	90°	120°	150°
A (%)	100.00	91.19	85.23	78.55	69.61	68.78

3.2. Synthesized post-processing

As for the synthesized rotation, we set $M = 18$, i.e., $\Delta\theta = 10$ deg and 18 rotated data are synthesized from one data. We employ the same LSTM NN and apply the post-processing.

We first examine the maximum synthesized post-processing, $\max\{\boldsymbol{\mathcal{N}}[\boldsymbol{R}_{m\Delta\theta}\cdot\boldsymbol{x}]\}$. The LSTM NN implemented with max is denoted by $\boldsymbol{\mathcal{N}}^{\max}$. In Fig. 1, the time series of $\boldsymbol{R}\cdot\boldsymbol{\mathcal{N}}^{\max}[\boldsymbol{x}]$ and $\boldsymbol{\mathcal{N}}^{\max}[\boldsymbol{R}\cdot\boldsymbol{x}]$ are plotted for 10 data. As is seen, they fully coincide with each other; the relative difference between $\boldsymbol{R}\cdot$

$\mathcal{N}^{\max}[\boldsymbol{x}]$ and $\mathcal{N}^{\max}[\boldsymbol{R}\cdot\boldsymbol{x}]$ is less than 1%, which cannot be seen in the plot.

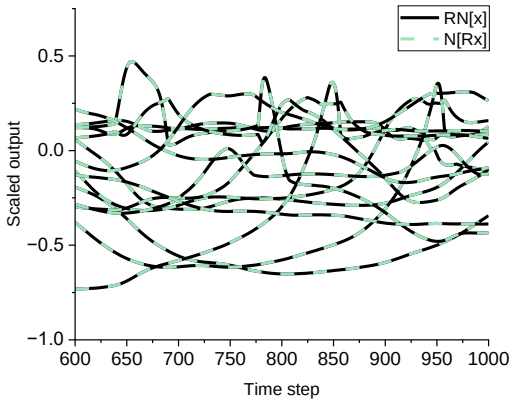


Fig. 1 Maximum post-processing results

Next, we examine the synthesized post-processing with ave $\mathcal{N}[\{\boldsymbol{R}_{m\Delta\theta}\cdot\boldsymbol{x}\}]$. The LSTM NN implemented with ave is denoted by $\mathcal{N}^{\mathrm{ave}}$. In Fig. 2, the decrease in the error of $\mathcal{N}^{\mathrm{ave}}[\boldsymbol{R}\cdot\boldsymbol{x}]$ with respect to $\boldsymbol{R}\cdot\mathcal{N}^{\mathrm{ave}}[\boldsymbol{x}]$ as the increase of M (or the decrease of $\Delta\theta$) is plotted; M =6, 9, 18, 36, 72 and 180 and $\Delta\theta$ = 30, 20, 10, 5, 2.5 and 1.0 deg. As is designed, the error decreases as M increases.

As for the seismic structural response analysis, the relative error in the order of 0.1% is acceptable. Thus, we can choose suitable M. It should be noted that the error decrease slowly with respect to M, which, in our eyes, seems strange.

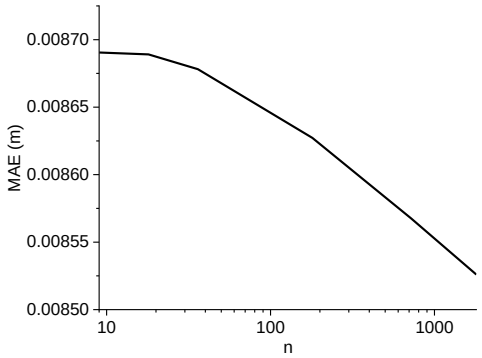


Fig. 2 MAE of displacement

3.3. Discussion

The synthesized post-processing which are implemented in $\mathcal{N}^{\max}$ or $\mathcal{N}^{\mathrm{ave}}$ performs well to meet the requirement of the coordinate system independence. It should be emphasized that the synthesized post-processing is applicable to any arbitrary NN so that it satisfies the coordinate system independence. Even a less trained NN becomes coordinate system independent.

The increase of computational load due to the post-processing is an issue of discussion. The synthesized rotation results in M fold increase in processing of NN to each rotated data, in addition to the extraction associated with maximum or average. However, the computation time required for these computational load is not large; it is negligibly small compared with the computational load that is needed to train an NN.

It is interesting to train an NN which is implemented with the synthesized post-processing. The loss function is to evaluate the difference between predicted results and ground truth. Including the coordinate system independence in the loss function could help the NN take into consideration the coordinate system independence. For instance, the loss function including coordinate system independence is expressed as

$$L=\frac{1}{I}\sum_{i=1}^{I}\frac{1}{M}\sum_{m=1}^{M}(\mathcal{N}\left[\{\boldsymbol{R}_{m\Delta\theta}\cdot\boldsymbol{x}^{(i)}\}\right]-\boldsymbol{R}_{m\Delta\theta}\cdot\boldsymbol{y}^{(i)})^2 \quad (6)$$

The NN implemented with the synthesized post-processing is trained to minimize L.

4. Extension of synthesized post-processing

This paper studies two-dimensional vectors. The synthesized post-processing is surely applicable to three-dimensional vectors; the synthesized rotation is three-dimensional and a larger number of M will be needed.

The synthesized post-processing is applicable to physical problems of tensor input and output. While slightly more complicated, max of Eq. (4) and ave of Eq. (5) is applicable to these problems.

An NN is used to extract information from satellite images. The satellite images are taken in a given coordinate system assigned to the satellite. The results of the NN analysis might better satisfy the coordinate system independence. Since satellite images are regarded as two-dimensional vector data, $\mathcal{N}^{\max}$ or $\mathcal{N}^{\mathrm{ave}}$ developed can be applied to them.

5. Concluding remarks

The synthesized post-processing is formulated and implemented into $\mathcal{N}$. It is shown that the implemented NN, $\mathcal{N}^{\max}$ and $\mathcal{N}^{\mathrm{ave}}$, satisfy the coordinate system independence as designed even though $\mathcal{N}$ cannot fully satisfy the independence.

The increase in the CPU time due to the implementation is negligible, when the CPU time required for one NN operation is small.

Due to the generality, the synthesized post-processing is applicable to three-dimensional physical problems or physical problems of tensor input and output. It might be useful to apply satellite images to obtain coordinate system independent information from the images.

References

1) S. Hochreiter and J. Schmidhuber.: Long Short-Term Memory, Neural Computation, vol. 9, no. 8, pp. 1735-1780, 1997.

Quantification of the Contribution Ratio of Input Parameters on DEM-based Granular Flow Simulations (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

Junsen Xiao, Graduate School of Engineering, Tohoku University
Kenta Tozato, Graduate School of Engineering, Tohoku University
Reika Nomura, International Research Institute of Disaster Science, Tohoku University
Shuji Moriguchi, International Research Institute of Disaster Science, Tohoku University
Yu Otake, Department of Civil and Environmental Engineering, Tohoku University
Kenjiro Terada, International Research Institute of Disaster Science, Tohoku University
E-mail: xiao.junsen.s2@dc.tohoku.ac.jp

Although the discrete element method (DEM) has been widely employed to simulate granular flow, the effects of input parameters have not been well understood yet. To address this problem, the present study aims to quantify the contribution ratios of input parameters in granular flow simulation. A response surface of run-out distance is constructed by performing a series of DEM simulations with different combinations of four parameters (spring coefficient, friction angle between elements, coefficient of restitution, and bottom friction angle) and their contribution ratios to the distance were discussed.

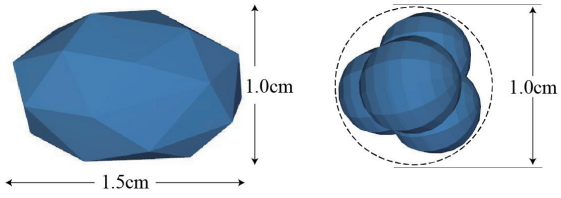
1. Introduction

Investigating solid particle flow behavior is essential for understanding the mechanism of sediment-related disasters and hence important for disaster prevention. In recent years, numerical analysis techniques have been extensively applied to the study of granular flow. When studying the properties of granular flow, it is necessary to examine the behavior of particle assembly. Based on this concept, the powerful tool for studying particle behavior, Discrete Element Method (DEM)[1)], was employed in this study.

The purpose of this study is to quantify the contribution ratios of input parameters to run-out distance in granular flow simulation using DEM. A response surface is constructed according to the simulation results, and then the Monte Carlo simulation (MCS) is performed to calculate the contribution ratio of each parameter. For the generality of the conclusions, the effects of particle shape, contact force model and particle size distribution are also considered in this study.

2. DEM-based granular flow simulation

The particle models used in this study are shown in Fig.1. The slope model shown in Fig.2 is an inclined plane having an angle of 45°. The contact force model employed in this study is linear hysteretic model and Voigt model as graphycally explained in Fig.3.



(a) Polygon (b) Clump

Fig. 1 Particle models

In this study, we construct surrogate models of run-out distance using the results of DEM simulations with four input parameters, such as spring coefficient, friction angle between elements, coefficient of restitution, and bottom friction angle. The surrogate models can estimate the maximum run-out distance for each mass ratio, and one surrogate model is constructed for each 10th percentile of the run-out distance. Since the range of the mass ratio from 10% to 100% is considered, ten surrogate models are constructed in total.

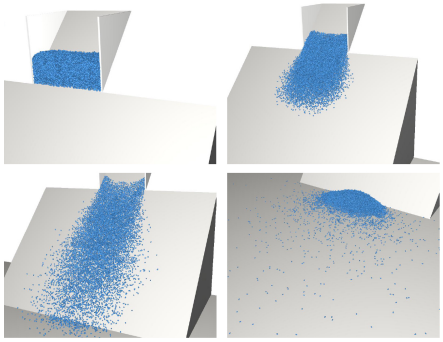
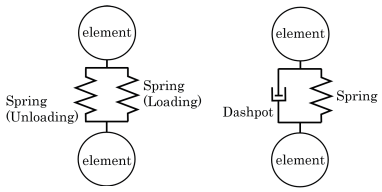


Fig. 2 An example of simulation case



(a) Linear hysteretic model (b) Voigt model

Fig. 3 Contact force models: (a) Linear hysteric model and (b) Voigt model

3. Quantification of the contribution ratio

3.1. Response surface

56 sets of parameters are sampled with the concept of Latin hypercube sampling(LHS), and these sets are used in the DEM simulations. Based on the results of DEM simulations, a response surface is created using radial-basis functions(RBF) interpolation with the Gaussian function being employed. The above-introduced four input parameters in each set form a position vector $\boldsymbol{x}(x_1, x_2, x_3, x_4)$ in the parameter space, and the basis function $\varphi(\boldsymbol{x})$ is expressed as:

$$\varphi(\boldsymbol{x}, \boldsymbol{x_0}) = \exp(-\beta \|\boldsymbol{x} - \boldsymbol{x_0}\|^2), \tag{1}$$

where β is the fitting parameter that controls the shape of the Gaussian function. The response surface function $\boldsymbol{f(x)}$ is represented by a linear combination of the basis functions multiplied by the weight coefficients as

$$f(\boldsymbol{x}) = \sum_{i=1}^{N} \omega_i \varphi(\boldsymbol{x}, \boldsymbol{x}_i), \tag{2}$$

where, N denotes the total number of parameter sets, ω_i denotes the weight coefficient for each set. The difference between the output indicator vector and the indicators calculated from the response surface is minimized applying the least squares method. Here, we define the following evaluation function:

$$L_{(\omega)} = \|\boldsymbol{y} - \boldsymbol{\Phi\omega}\|^2 + \lambda \|\boldsymbol{\omega}\|^2 . \quad (3)$$

Here, λ is referred to as regularization coefficient to prevent overfitting[2]. In this study, a cross-validation procedure is carried out to obtain the optimal values of β and λ.

3.2. Evaluation of the contribution ratio

The surrogate model was utilized for MCS to quantify the sensitivity of the indicators to the variations in the different parameters. From the results of the MCS, the probability density distribution of each indicator can be obtained, from which the variance can be calculated. Fig.4 shows the quantified contribution ratio of each parameter based on different particle shapes (polygon and clump) and different contact force models (linear hysteretic model and Voigt model). Fig.5 shows the results of the contribution ratio of each parameter considering particle size distribution.

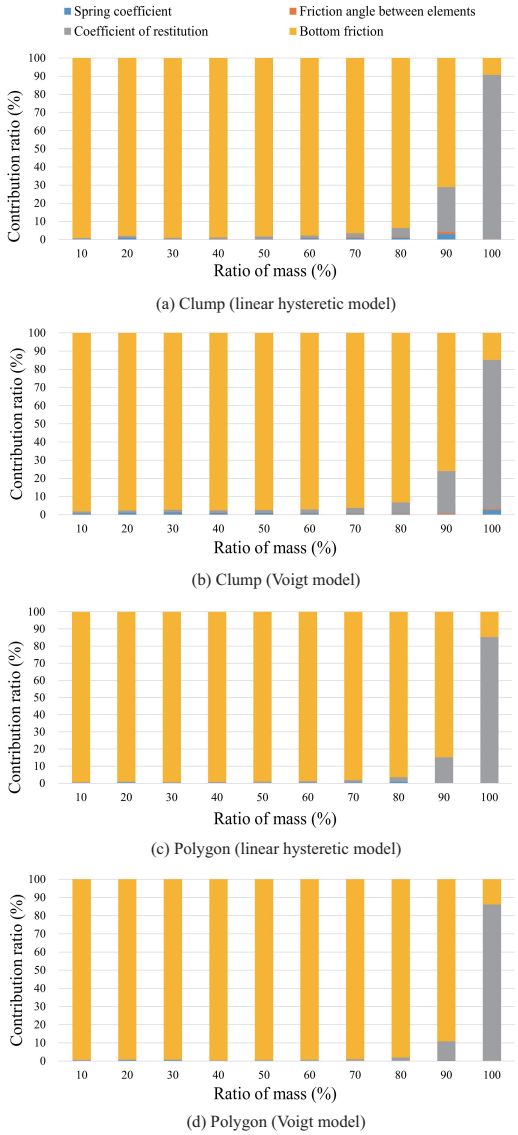


Fig. 4 Contribution ratios considering particle shape and contact force model

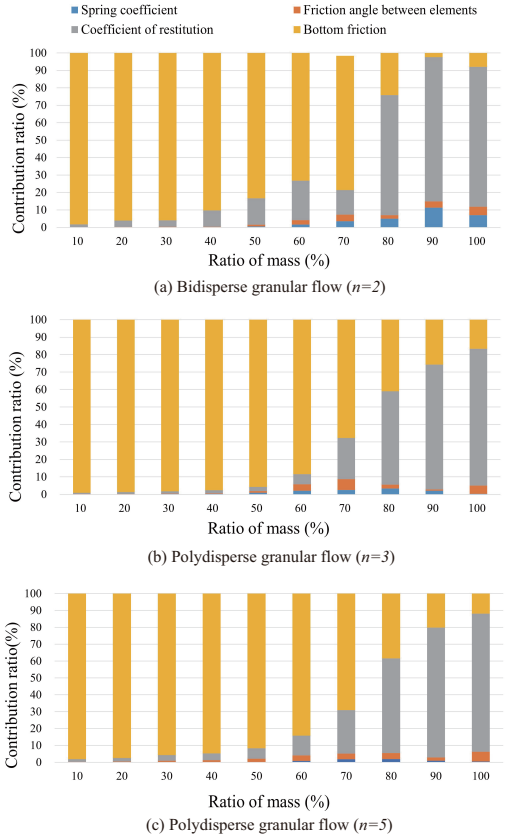


Fig. 5 Contribution ratios considering particle size distribution

3.3. Discussion

The bottom friction and the coefficient of restitution have considerable contribution, while the spring coefficient and the friction angle between elements do not have a significant effect on the result. The influences of the particle shape and the contact model on the contribution ratio were not important. Particle size distribution causes an effect on the contribution ratio to a certain extent, mainly on the contribution of coefficient of restitution at medium and long distance.

4. Conclusion

In this study, a series of granular flow simulations were performed by varying the input parameters of DEM, and surrogate models wa constructed using the results. The contribution ratio of each input parameter on the run-out distance was then analyzed through the MCS. Although contribution of each parameters were analyzed, the conclusions are valid within the calculation conditions considered in this study. Further validation is hence needed to improve the objectivity of the conclusions.

References

1) Cundall, P.: A computer model for simulating progressive, large scale movements in blocky rock systems proceedings of the international symposium on rock fractures, International Society for Rock Mechanics, pp. 1 – 12, 1971
2) Vovk, V.: Kernel ridge regression, Empirical Inference, pp. 105 – 116, 2013

全体イベント | 全体イベント

ランチョンセミナー

2023年5月28日(日) 11:50 〜 12:30 F会場 (5号館 5階 5534室)

[2F-1150-abb] ランチョンセミナー

11:50 〜　12:30

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会

11:50 〜 12:30 (2023年5月28日(日) 11:50 〜 12:30 F会場)

[2F-1150-abb] ランチョンセミナー

©公益社団法人土木学会 応用力学委員会