

鉄道総研報告

第38巻 第11号

2024年11月

論文

- 車両** 実物大車体構体とダンブトラックを用いた衝突試験による FE 解析の精度検証
..... 沖野友洋, 永田恵輔, 高野純一 (1)
- 車両** **運転** 運転曲線予測による貨物列車向け運転支援システムの開発
..... 小川知行, 横内俊秀, 武内陽子 (11)
- 施設** 等価せん断スパン法による RC 杭頭部のせん断耐力の評価
..... 中田裕喜, 北川晴之, 渡辺健, 田所敏弥 (19)
- 施設** せん断スパン比に対する連続性を考慮した RC 棒部材の設計せん断耐力算定法
..... 中田裕喜, 渡辺健, 谷村幸裕 (27)
- 施設** 降雨で被災した鉄道盛土の安定性評価と運行再開可否判断手法
..... 佐藤武斗, 松丸貴樹, 伊藤吉記, 尾崎匠 (37)
- 施設** 積雪が降雨・融雪時の盛土安定性に与える影響
..... 高柳剛, 藤原将真, 佐藤亮太 (45)
- 施設** 反射シールを利用した在来線橋りょうの桁たわみの夜間画像計測
..... 保木本晟也, 松岡弘大 (55)
- 電気** 架線振動解析に基づく電車線コネクタの振動試験方法
..... 小原拓也, 山下主税 (63)
- 運転** 運転士の視線配分データフィードバックシステムの開発
..... 鈴木大輔, 菊地史倫, 小池隆治 (71)

実物大車体構体とダンプトラックを用いた 衝突試験による FE 解析の精度検証

沖野 友洋* 永田 恵輔* 高野 純一*

Verification of Finite Element Analysis Accuracy through Collision Test
Using an Actual Railway Carbody Structure and a Dump Truck

Tomohiro OKINO Keisuke NAGATA Jun-ichi TAKANO

It is impractical to conduct collision tests with the actual train unit to design the crash safety structure. Consequently, numerical simulation is effective and it is important to validate the analytical accuracy. Therefore, the authors conducted the collision test of a full size partial stainless-steel carbody structure of a railway leading vehicle and a typical large dump truck. In addition to the test, FE analysis was conducted under the same conditions as the experimental test in order to compare the numerical result with the experimental one. As a result, the numerical result was in agreement with the experimental result. Finally, using the FE analysis, the authors estimated the impact deformation and fracture behavior of the railway carbody under the actual level-crossing accident.

キーワード：車体強度，衝突安全性，衝突試験，踏切事故，有限要素解析

1. はじめに

鉄道の安全対策として、万一の衝突事故時に乗客や乗務員の被害を軽減する車体構造は重要である。衝突事故時の安全性に優れた車体構造を設計する場合、実車による衝突試験を繰り返し実施することは現実的ではない。そのため、数値解析による衝突安全性評価が有効であるが、その解析精度を確保することが重要となる。

鉄道の衝突安全性に関する多くの研究が欧州や米国でなされている。例えば、実物大の衝突試験や数値解析が行われ、それらの比較がなされている。また、我が国においても、衝突試験と数値解析を実施した例として、2両編成の車両を線路上で走行させ、剛体とみなせる車両（停車）に 8.3m/s で衝突させる条件¹⁾、縮小した先頭車の先頭部分車体を走行台車に取付けて走行させ、剛体壁に 12.5m/s で衝突させる条件²⁾、先頭車両一両を線路上で走行させ、剛体壁に 7.5m/s で衝突させる条件³⁾、中間車を線路上で走行させ、剛体壁に 11.9m/s で衝突させる条件⁴⁾などの報告がある。しかしながら、日本の設計基準で作られた実物大の先頭車車体構体を用いた衝突試験の実施例はほとんどなく、ましてや実際の自動車との衝突試験は皆無に等しい。そのため、衝突事故における車両の損傷に関する基礎的なデータすら十分に得られていないのが現状である。

我が国において、車両の衝突安全性に関する設計基準はないが、欧州では衝突シナリオや衝突安全性評価手法

などが規定されている⁵⁾。衝突安全性の確認は3段階で実施することとなっており、第1段階で車両の衝撃吸収部（大変形部分）の実物大部分構造を対象に試験を実施し、第2段階で試験に相当する数値解析を実施して部分構造の解析モデルのキャリブレーションを行い、第3段階では、第2段階で解析精度を確保したモデルを拡張して列車モデルとして、衝突シナリオに基づいた数値解析を実施する手順となっている。この手順に基づいた車両の衝突安全性評価結果に関する報告があるが^{6)~9)}、第1段階の衝突試験はいずれも剛体壁への衝突であり、これは試験の容易さから広く採用されていると考えられる。しかしながら、第3段階で実施される衝突シナリオには、踏切事故を想定したタンクローリーを模した15トンの変形物との衝突条件があるが、剛体壁との衝突とは列車の変形モードが異なるため、第2段階での剛体壁との衝突試験による解析精度確保では十分ではない可能性が考えられる。一方で、欧州基準がISOなどの国際規格化される動きがあるため、我が国における車両の衝突安全性に関する設計基準を検討し、統一的な見解を準備することは極めて重要であり、前述の第3段階での衝突安全性の確認方法の検証が求められる。特に衝突シナリオについて、筆者らは、我が国で過去に発生した主要な踏切事故の統計的調査を実施し、衝突速度と衝突対象物を整理したが、衝突対象物はトラック、トレーラーおよびダンプトラックが70%を占めており¹⁰⁾、欧州基準で想定されるタンクローリーとの衝突はまれであることから、我が国の実情に即した踏切事故シナリオが求められる。

筆者らは、列車衝突事故時の先頭車の衝撃挙動を把握

* 車両技術研究部 車両強度研究室

することを目的として、ステンレス鋼製先頭車両の実物大の部分車体構体を用いて、剛体壁に衝突させる衝突試験を実施するとともに、衝突試験を模擬したFE解析を実施し、試験結果と解析結果を比較検証して解析モデルの精度を向上した。また、大型ダンプトラックとの衝突についても、同様の試験・解析を実施した¹¹⁾。

本報では、上記文献 11 の後半部分である大型ダンプトラックとの衝突について一部加筆・修正の上、紹介する。また、前半部分である剛体壁との衝突については、便宜上、先行研究と呼ぶ。まず先行研究と同じ構造の実物大部分車体構体を用いて、大型ダンプトラックに衝突させ、我が国の実情に即した踏切事故シナリオによる衝突試験を実施した。これにより、車体構体、ダンプトラック双方の衝撃変形破壊挙動および衝撃荷重や衝撃減速度の時刻歴などの基礎的なデータを取得した。次に、欧州基準で規定された3段階での衝突安全性の確認方法が、日本の実情に即した条件でも適用可能であることを確認するために、先行研究で構築した車体モデルを用いて、大型ダンプトラックとの衝突試験を模擬したFE解析を実施し、試験結果と解析結果を比較検証した。さらに、部分列車車体モデルを拡張して1両の車両モデルとし、大型ダンプトラックとの衝突解析を実施し、実事故時の車体の衝撃変形破壊挙動および衝撃荷重や衝撃減速度の時刻歴などを推定した。

2. 車体構体と大型ダンプトラックの衝突試験

2.1 衝突試験条件および計測系

衝突試験には、1980年代以降に量産された標準的なステンレス鋼製先頭車両の廃車を用いた。具体的には、図1に示すように車体構体をまくらばり後端で切断し、切断面に補強板を取付けて試験体を製作し、走行台車にロードセルを介して取付けた。試験体の外形は長さ約3.2m×幅約3m×高さ約3mで、走行台車を含めた総質量は約10.2トンである。ロードセルは、試験体の四

隅と中はり断面位置2カ所の合計6カ所に設置した。この試験体付き走行台車を、過去に発生した踏切重大事故の平均衝突速度15m/s¹²⁾で、静止した大型ダンプトラックの左側面に衝突させた(図1)。ダンプトラックの総質量は約22トンであり、荷台に約10.1トンの土嚢を積載した。図2に示すように、ダンプトラックと試験体のなす角は90度に設定し、ダンプトラック荷台内寸の中央と試験体中心を一致させた。試験体の台枠底面の地上からの高さは610mm程度で、実際の高さ(図面寸法1002mm)より390mm程度低い。これは、試験体付き走行台車を安全に高速走行させるため、重心を下げる必要があったためである。

計測系は、前述の走行台車に6個の前後方向ロードセル、図3に示すまくらばり直上床面に4点の前後方向加速度センサ(A-1の予備A-1'を含む)およびダンプトラックと最初に接触すると想定される貫通路柱前方にテープスイッチ(接触センサ)を設置し、走行台車上に設置したデータロガーによりサンプリング時間0.1msで記録した。なお、試験体の進行方向を前後方向と定義する。また、地上側に設置したレーザ式速度計により、衝突直前の試験体付き走行台車の速度を計測し、高速度カメラにより、試験体の両側面および上方から見た衝突挙動をサンプリング時間1msで記録した。なお、テープスイッチから信号が出力された時刻、すなわち試験体とダンプトラックが接触開始した時刻を $t=0$ とした。

得られた計測データについて、6個のロードセル各々の軸圧縮方向荷重値の和を求め、自動車業界で広く使用されるCFC1000フィルタ処理¹³⁾を実施して圧縮荷重 P を算出した。また、各加速度センサから得られる加速度 a は、50Hzローパスフィルタ処理(位相遅れなし)を実施した。高速度カメラで撮影した動画から、図1に示す台枠後端近傍の基準ターゲットマーク(左右側面の合計2カ所)の座標の時刻歴を抽出した後、進行方向への移動量を算出してCFC60フィルタ処理¹³⁾を実施し、これらの平均値を微分して試験体の速度 v とした。なお、



図1 試験体(実物大部分先頭構体)とダンプトラック

荷重および加速度は試験体を基準とした前後方向、速度は地上を基準とした前後方向が検討対象である。

2.2 ダンプトラックとの衝突試験結果

レーザ式速度計で計測した衝突直前の走行台車の速度

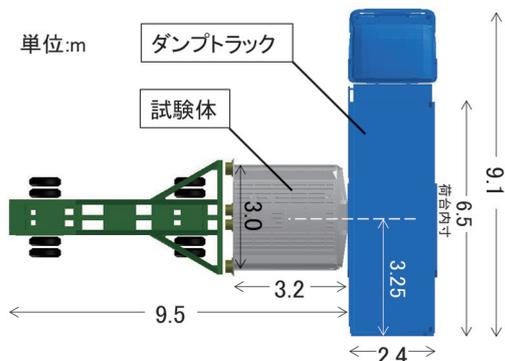


図2 試験体とダンプトラックの水平方向位置関係

は15.08m/sであった。衝突試験における高速度カメラの映像を図4に、最終的な試験体およびダンプトラックの変形状況を図5および図6に、試験体の圧縮荷重 P および速度 v 、加速度 a の時刻歴を図7、図8にそれぞれ

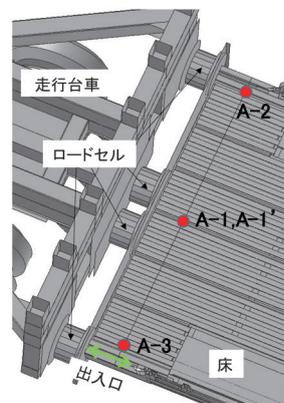


図3 試験体の加速度センサ位置



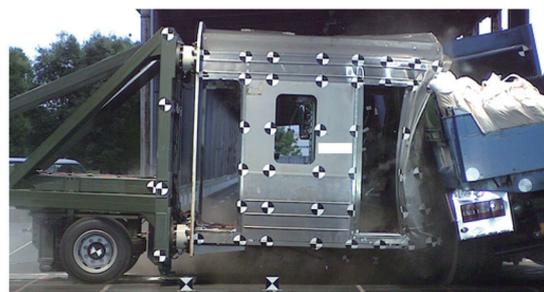
(a) 30ms 時



(b) 60ms 時



(c) 120ms 時



(d) 200ms 時

図4 衝突試験時の高速度カメラ映像

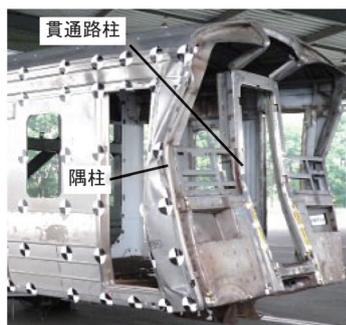


図5 試験体の変形状況



図6 ダンプトラックの変形状況

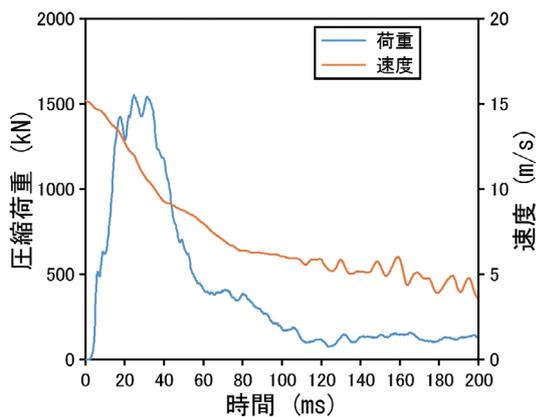


図7 圧縮荷重と試験体速度の時刻歴

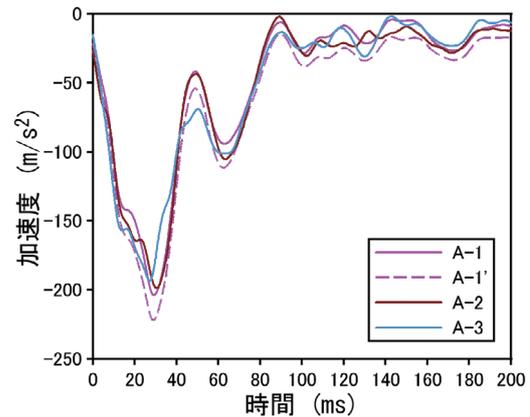


図8 試験体の加速度の時刻歴

れ示す。図8において、負の値は減速度を示す。

図4に示すように、本衝突試験は、試験体において比較的強度の高い台枠よりもダンプロックの荷台が上方に位置する乗り上がり条件での衝突である。貫通路柱や隅柱などの妻面（前面）中央部が荷台と衝突することにより、妻面は曲げ変形、台枠は前方が上方に持ち上げられる様に曲げ変形し、側外板や床波板などのスポット溶接部が破断して、最終的には図5に示す形状となった。また、2本の貫通路柱を上部で繋ぐ貫通路フレームの中央部が前後方向に押し込まれた変形量は514mmであった。先行研究での結果と比較すると、剛体壁との衝突試験では、試験体の主要な部材が圧壊され座屈する圧縮変形挙動が主であったのに対し、ダンプロックとの衝突試験では、主要な部材の曲げ変形挙動が主であり、衝撃変形破壊挙動が大きく異なった。なお、欧州基準で規定されたタンクローリー形状を衝突対象とした場合でも、タンク部が台枠よりも上方に位置するため、ダンプロックとの衝突時と同様に、車体構体の主要な部材の曲げ変形挙動が主になると考えられる。

一方、ダンプロックは上方から見て左回転する挙動となり、図6に示すように荷台において試験体が接触した範囲で局所的に変形が認められ、左後輪の2輪のタイヤホイールが損傷して破断した。ダンプロックのタイヤホイール上部が試験体の妻面下部の台枠高さ近傍に衝突したために、タイヤホイールにせん断荷重が作用したことにより破断したと考えられる。また、図6右に示すようにメインフレームとサブフレームの間にずれが生じていた。これは、タイヤホイールからダンプロック車軸方向への入力荷重により、メインフレームが押し込まれたためと考えられる。

図7より、試験体に作用する圧縮荷重は、 $t=17\text{ms}$ 程度まで急激に上昇し、 $t=35\text{ms}$ 時まで $P=1500\text{kN}$ 程度を維持し（最大荷重1554kN）、その後 $t=60\text{ms}$ 時に $P=400\text{kN}$ 程度まで急激に低下した後、 $t=80\sim 110\text{ms}$ 間は

緩やかに低下し、 $t=110\text{ms}$ 以降は $P=130\text{kN}$ 程度を維持する結果となった。一方、試験体の速度は $v=15\text{m/s}$ 程度で衝突した後、 $t=40\text{ms}$ 程度までほぼ直線的に低下して $v=9\text{m/s}$ 程度となった後、減速率が低下して、 $t=80\text{ms}$ 時には $v=6.4\text{m/s}$ となり、その後、さらに減速率が低下して $t=200\text{ms}$ 時には $v=3.6\text{m/s}$ となった。この図より、試験体速度の減速率が変化する点が、試験体に作用する圧縮荷重が急激に低下する時刻とほぼ一致した。

図8より、試験体に作用する衝撃減速度は、A-1からA-3までほぼ同様な波形となった。 $t=30\text{ms}$ 前後で最大値 $a=190\sim 220\text{m/s}^2$ 程度となり、その後 $t=50\text{ms}$ 時で極小値 $a=40\sim 70\text{m/s}^2$ 程度まで低下した後、 $t=64\text{ms}$ 時で極大値 $a=95\sim 110\text{m/s}^2$ 程度まで上昇し、 $t=85\text{ms}$ 以降は $a=17\text{m/s}^2$ 程度を維持する結果となった。

3. 車体構体と大型ダンプロックの衝突解析

3.1 FE解析モデル

図9に本研究で用いたFE解析モデルを示す。試験体および走行台車モデルは、先行研究で実施した剛体壁への衝突試験結果との比較検証によって解析精度を確保したモデルである。主要な構造部材はシェル要素で、ロードセルなど一部はソリッド要素で構築し、各部材間のスポット溶接部、アーク溶接部はリンク要素でモデル化した。節点数は約65万点、要素数は約61万個である。車体に用いられる各種材料について、材料のひずみ速度依存性を考慮するために、小型試験片を用いて、検力ブロック式高速材料試験機などにより $1\times 10^{-4}\sim 8\times 10^2/\text{s}$ までのひずみ速度で引張試験を実施し、得られた複数の応力ひずみ曲線を再現するよう、FE解析モデルの材料特性のパラメータ調整を実施した。さらに、スポット溶接やアーク溶接の破断特性を考慮するために、準静的なせん断および十字引張試験を実施することで得られた破断特性を再現するよう、材料特性のパラメータ調整を実

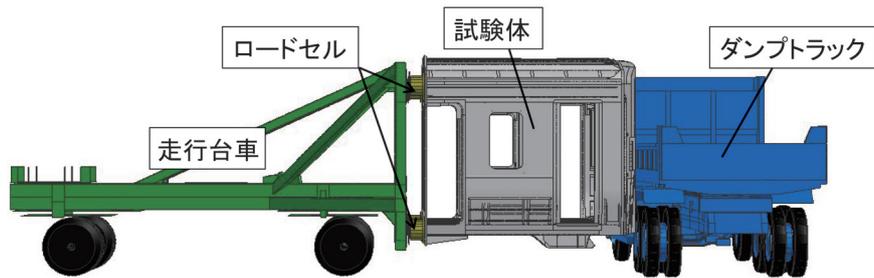


図9 試験体とダンプトラックのFE解析モデル

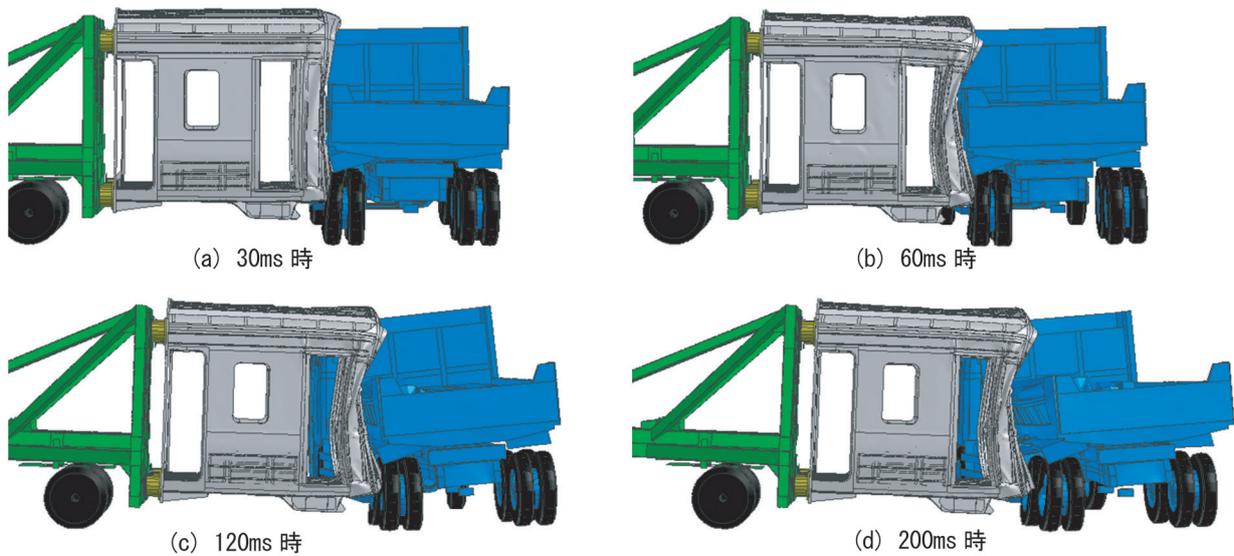


図10 衝突試験を模擬した解析結果（試験体とダンプトラックの変形挙動）

施した。ダンプトラックの解析モデルは、主要な構造部材は要素サイズ 50mm を標準としたシェル要素で構築し、積荷（土嚢）など一部にソリッド要素を用いた。積荷の要素サイズは 150mm を標準とした。節点数は約 11 万点、要素数は約 11 万個である。

解析には汎用の陽解法有限要素解析プログラム PAM-CRASH (Ver 2016.0) を使用した。

3.2 衝突試験を模擬した FE 解析結果および考察

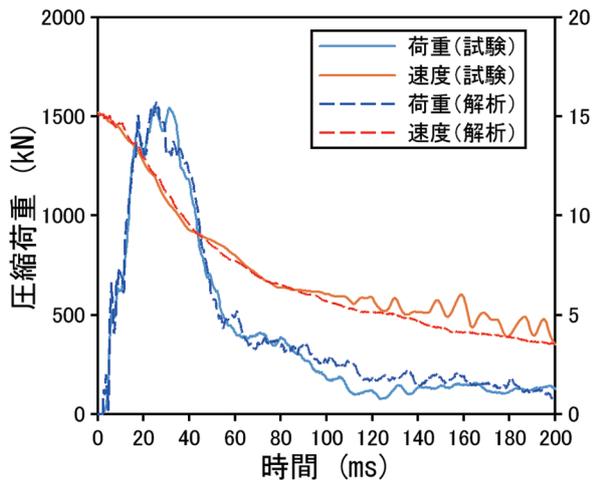
2章で実施した衝突試験を模擬した FE 解析を実施した。試験体およびダンプトラックの変形状況の解析結果を図 10 に示す。また、図 11 (a) に試験体の圧縮荷重 P および速度 v の時刻歴の解析結果を、図 11 (b) に試験体の A-1 における加速度 a の時刻歴の解析結果を試験結果とあわせて示す。図 4 と図 10 を比較すると、時系列での試験体の変形状況やダンプトラックの挙動がほぼ一致した。試験において、貫通路フレームの中央部が前後方向に押し込まれた最終的な変形量は 514mm であったが、 $t=300\text{ms}$ 時での解析結果は 488mm（最終変形量の 95%）であり、概ね一致していると考えられる。

図 11 (a) の解析結果（破線）と試験結果（実線）を

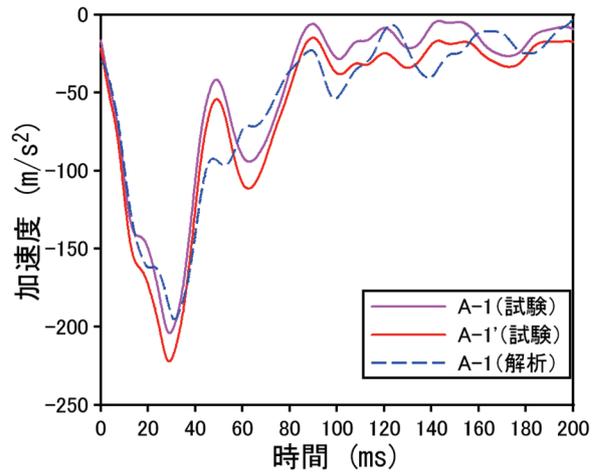
比較すると、圧縮荷重および試験体速度の時刻歴も良く一致した。圧縮荷重の最大値は 1572kN であり、誤差は 1.2% であった。 $t=90\sim 140\text{ms}$ 程度において比較的誤差が大きく、解析による圧縮荷重 P が試験結果よりも 100kN 程度大きくなっており、これにより解析結果の方が試験体速度がより低下したと考えられる。この領域は、積荷（土嚢）の影響が大きいことがパラメータスタディにより分かっており、土嚢を簡易的にソリッド要素でモデル化したことが誤差の要因と考えられ、土嚢の詳細なモデル化は今後の課題である。

図 11 (b) の解析結果（破線）と試験結果（実線）を比較すると、A-1 における減速度波形は、最大値を含む $t=40\text{ms}$ 程度までは良く一致したが、 $t=40\sim 80\text{ms}$ 程度における減速度の変動が再現できず、 $t=80\text{ms}$ 以降の定常状態は概ね再現できた。全体的な傾向は概ね一致したと考えられる。

以上の変形挙動および各種波形履歴の比較検証結果から、概ね試験結果を再現できることが確認された。このことから、衝突時における列車の大変形発生部を試験体とし、剛体壁への衝突試験を実施して試験結果と比較検証することで列車モデルの解析精度を担保すれば、列車

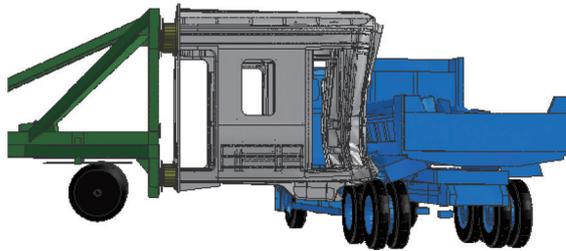


(a) 圧縮荷重と試験体速度の時刻歴

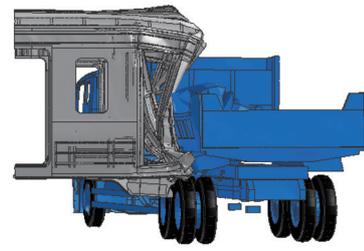


(b) 試験体の加速度 (A-1) の時刻歴

図 11 試験結果と解析結果の比較



(a) 実高さ条件 (200ms 時)



(b) 実車条件 (200ms 時)

図 12 実高さ条件および実車条件での解析結果 (変形挙動)

とダンプトラックとの踏切事故解析のように変形モードが異なる場合でも、良好な精度で各種変形破壊挙動を再現できることが確認できた。したがって、欧州基準で規定される3段階での車両の衝突安全性の確認方法は、日本の実情に合わせた場合でも有効であることが確認された。

3.3 実際の試験体高さでの衝突挙動の推定

2.1 節で示した通り、衝突試験では安全への配慮のため、試験体の台枠底面の地上からの高さは610mm程度で、実際の高さ(図面寸法1002mm)より390mm程度低い条件(以後、試験条件と呼ぶ)で試験を実施した。試験体が実際の高さだった場合の衝突挙動を確認するために、試験体高さを390mm上昇させて実際の高さとした条件(以後、実高さ条件と呼ぶ)および実高さ条件に、列車一両の条件を加えたより実際の車両に近い条件(以後、実車条件と呼ぶ)でFE解析を実施した。実車条件では、走行台車やロードセル等を削除して試験体モデルのみを残し、まくらばり後端以降から車両後端までのモデル化していない部位をその重心位置に質量と慣性モーメントを与えて試験体モデル後端に拘束し、台車も同様な手法でモデル化することで列車一両モデルとした。列車一両モデルの総質量は30.6トンとし、台車相当位置

での前後方向の並進運動のみ許容し、それ以外の運動自由度を拘束した。

試験体およびダンプトラックの $t=200\text{ms}$ 時での変形状況について、実高さ条件および実車条件での解析結果を、図12(a)および図12(b)にそれぞれ示す。図10(d)と比較すると、試験体の沈み込みおよびダンプトラックの傾きが小さくなった。これは、試験条件では比較的強度の高い台枠よりもダンプトラックの荷台が上方に位置する乗り上がり条件での衝突であったのに対し、実高さ条件では台枠の高さが相対的に高くなり、荷台の位置に近づいて乗り上がり量が低下したためと考えられる。また、列車質量が増加したことにより、図12(a)と比較して図12(b)の方が試験体の変形量が大きくなった。

図13(a)に圧縮荷重 P の時刻歴の解析結果を、試験条件と実高さ条件を比較して示す。また、より実際に近い実車条件ではロードセルを取り外しており圧縮荷重が出力できないため、試験体とダンプトラックの接触荷重の時刻歴を比較することとし、3条件での解析結果を図13(b)に示す。また、3条件での試験体速度 v およびA-1位置における加速度 a の時刻歴の解析結果を図13(c)、図13(d)にそれぞれ示す。

まず、衝突高さによる影響について検討するために、

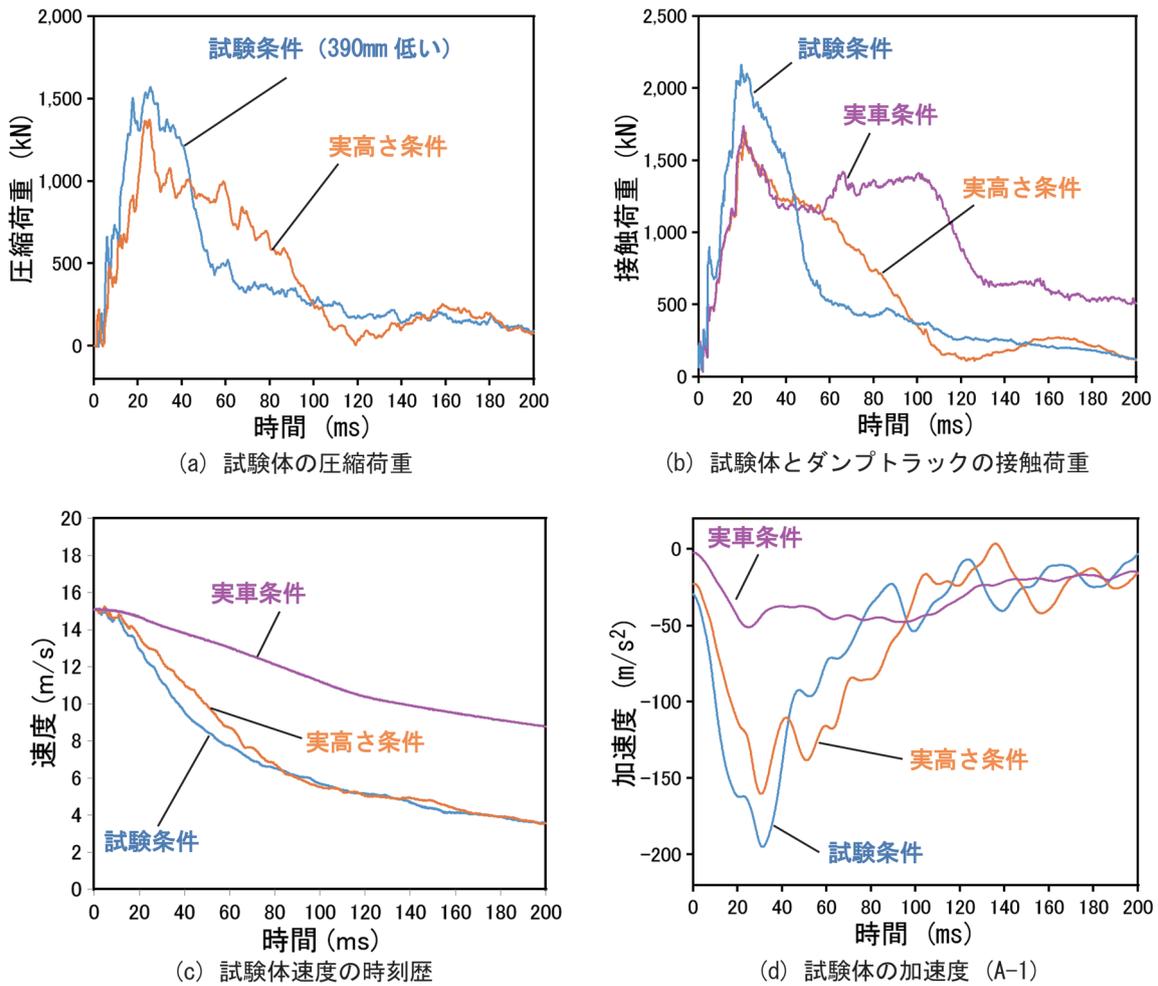


図 13 試験条件，実高さ条件，実車条件での解析結果の比較（試験体の圧縮荷重，接触荷重，速度および加速度）

試験条件と実高さ条件を比較する。図 13 (a) より、実高さ条件では試験条件と比較して、圧縮荷重は $t=45\text{ms}$ 程度までは小さくなり、 $t=45\sim 100\text{ms}$ までは大きくなった。 $t=25\text{ms}$ 時に最大荷重 1374kN 程度となり、試験条件と比較して 198kN 程度小さくなった。最大荷重となった後、 $t=120\text{ms}$ 程度までほぼ直線的に荷重が減少し、その後 $P=140\text{kN}$ 前後を維持する結果となった。図 13 (c) より、試験体速度は $t=10\sim 80\text{ms}$ 程度までは実高さ条件の方が高くなり、速度をより維持する結果となった。また図 13 (d) より減速度は、試験条件で最大値 195m/s^2 程度であったのに対し、実高さ条件では 160m/s^2 程度と小さくなり、全体の傾向は圧縮荷重と同様となった。これらの結果の差異は、試験体がダンプロックのタイヤホイールに衝突するか否かによる影響が大きいと考えられる。すなわち、試験条件では試験体の台枠近傍がタイヤホイールに衝突し、タイヤホイールを介してダンプロックの駆動装置などの重量物が台枠近傍に荷重を负荷したのに対し、実高さ条件ではタイヤホイールとの接触はなく、ダンプロックの荷台との接触による荷重负荷が主であったためである。このため、試

験条件では図 6 右に示すように、メインフレームが押し込まれるようにサブフレームとの間にずれが生じたが、実高さ条件ではサブフレームが押し込まれるようにずれが生じた。このように、実高さ条件ではダンプロックの荷台（上回り）との接触の後、遅れて駆動装置を含むメインフレーム（下回り）の質量が影響を及ぼすのに対し、試験条件では、上回りと下回りがほぼ同時に影響を及ぼすために、上述の結果の差異が生じたと考えられる。次に、列車質量の影響を検討するため、実高さ条件と実車条件を比較する。図 13 (b) より、試験体とダンプロックの接触荷重は、最大荷重値を含め $t=56\text{ms}$ 程度まではほぼ一致し、実高さ条件では荷重が徐々に低下するのに対し、実車条件では荷重を維持し、 $t=200\text{ms}$ 時で実高さ条件では $P=115\text{kN}$ に対し、実車条件では 507kN となった。この結果から、衝突初期においては、試験体の後端部に付与した質量は、接触荷重に影響を与えないと考えられる。図 13 (d) より減速度波形は、実高さ条件で最大値 160m/s^2 であったのに対し、実車条件では 51m/s^2 と 32% 程度となった。これは図 13 (c) のように、列車質量の大きい実車条件の方が試験体速度の

低下率が小さいためであり、接触荷重が $t=56\text{ms}$ 程度まではほぼ一致したことから、同時刻までは、減速度は列車質量と概ね反比例すると考えられる。

4. まとめ

本研究では、万一の踏切事故時に乗客や乗務員の被害を軽減する車体構造を設計するために、先頭車の衝撃挙動を把握すること、および欧州基準で規定された試験とFE解析を組み合わせた3段階での衝突安全性の確認方法が、日本の実情に即した条件でも適用可能であることを確認することを目的とした。ステンレス鋼製先頭車両の実物大の部分車体構体（総質量約10.2トン）を試験体として、静止した大型ダンプトラック（総質量約22トン）の側面に速度15m/sで衝突させる試験を実施するとともに、試験に対応するFE解析を実施した。先行研究で実施した剛体壁を対象とした衝突試験とFE解析の結果と併せて以下の結論を得た。

- (1) 試験体が大型ダンプトラックの側面に衝突した場合、試験体は妻面（前面）および台枠前方が曲げ変形し、側外板や床波板などのスポット溶接部の破断が認められ、ダンプトラックは回転移動し、荷台に局所的な変形が認められた。試験体がダンプトラックのタイヤホイールに衝突するか否かで衝撃挙動が大きく異なり、衝突に伴う衝撃変形破壊挙動や衝撃圧縮荷重、試験体速度および衝撃減速度の時刻歴などの基礎的なデータを明示した。
- (2) 大型ダンプトラックとの衝突では曲げ変形挙動が主となる一方、剛体壁への衝突では圧縮変形挙動が主となり、列車の変形モードが異なるが、試験がより容易に実施できる剛体壁への衝突試験および解析を実施して結果を比較検証することで解析精度を確保すれば、大型ダンプトラックとの衝突解析も十分な精度で再現できることを示した。衝突対象物の主要構造部が台枠よりも上方に位置する場合（例えば欧州基準で定義されたタンクローリー）も同様と考えられる。したがって、欧州基準で規定される3段階での車両の衝突安全性の確認方法は、日本の実情に即した条件でも適用可能であると考えられる。
- (3) 大型ダンプトラックとの衝突試験を精度良く再現できる試験体モデルを拡張して実車モデルとし、実際の事故を想定した衝突解析を実施し、変形挙動、衝撃圧縮荷重、車体速度および衝撃減速度の時刻歴を推定した。本データは、我が国の実情に即した衝突シナリオの設定に資する重要な知見になると考えられる。

本研究で構築した列車と大型ダンプトラックとの踏切事故解析モデルを用いて、今後も様々な衝突条件下での検証を進め、衝突事故時に乗客や乗務員の被害を軽減するための車両の設計指針の検討を進めていく予定である。

文献

- 1) 宇治田寧, 鈴木康文, 舟津浩二, 前橋栄一: 鉄道車両の実車衝撃試験, 日本機械学会年次大会講演論文集, No.99-1, pp.387-388, 1999
- 2) 畑弘敏: 衝突シミュレーションを活用した鉄道車両設計の検討, 平成13年鉄道技術連合シンポジウム講演論文集, S8-3-7, pp.647-650, 2001
- 3) 丸中俊則, 田口真, 木村敏宣, 岸田和人, 熊本秀喜, 吉川孝男: 鉄道車両の耐衝突性能に関する研究(第2報, 構体の一両衝突試験と数値計算を用いた衝突挙動の解明について), 日本機械学会論文集A編, Vol.68, No.666, pp.343-348, 2002
- 4) 濱島豊和, 西村和彦, 曄道佳明: 非線形動的解析を用いた鉄道車両構体の塑性領域を含む長手方向強度評価, 日本機械学会論文集, Vol.81, No.821, DOI: 10.1299/transjsme.14-00255, 2015
- 5) CEN, "EN15227:2020 Railway applications – Crashworthiness requirements for railway vehicles," 2020.
- 6) Mochida, T., Yamaguchi, T., Kawasaki, T. and Miyamoto, T., "Development of crashworthy structure composed of aluminium alloys for high-speed railway vehicle," Proceedings of the World Congress on Railway Research 2008, 2008.
- 7) Alois, S., Benedetto, C., Tim, G., "The impact of the new FRA waiver regulations on the design requirements of European trains – A case study based on the Stadler GTW DMU," Proceedings of the 8th International Symposium Passive Safety of Rail Vehicles, 2011.
- 8) Paradies, R., Autio, M., "Crashworthy double deck steering coach for the finnish railways," Proceedings of the 9th International Symposium Passive Safety of Rail Vehicles, pp.83-100, 2013.
- 9) Warnt, N., Koudolo, M.D., "Crash management system of new BART car San Francisco," Proceedings of the 11th International Symposium Passive Safety of Rail Vehicles, 2017.
- 10) 沖野友洋, 永田恵輔, 佐藤裕之, 堀川敬太郎, 小林秀敏: 踏切衝突事故時の各因子が列車乗員の被害度に及ぼす影響評価, 日本機械学会論文集, Vol.85, No.869, DOI: 10.1299/transjsme.18-00270, 2019
- 11) 沖野友洋, 永田恵輔, 高野純一, 小林秀敏: ステンレス鋼製鉄道車体構体とダンプトラックの実車を用いた衝突試験

- と FE 解析, 日本機械学会論文集, Vol.87, No.902, DOI: 10.1299/transjsme.21-00073, 2021
- 12) 沖野友洋, 山本勝太, 高野純一, 宇治田寧: 列車乗務員の傷害度を指標とした踏切事故時の車両の衝突安全性評価, 日本機械学会第 19 回鉄道技術連合シンポジウム講演論文集, No.2604, 2012
- 13) ISO 6487, "Road vehicles – Measurement techniques in impact tests – Instrumentation," 2015.

運転曲線予測による貨物列車向け運転支援システムの開発

小川 知行* 横内 俊秀** 武内 陽子***

Development of Driver Advisory System Using Speed Estimation for Freight Train

Tomoyuki OGAWA Toshihide YOKOUCHI Yoko TAKEUCHI

In this study, we have developed a driver advisory system for freight trains using a speed estimation technique aiming to improve energy-saving and punctuality. The driver advisory system focuses on the maneuvering of freight trains in cruising mode, with the aim of passing through stations on time. The driver advisory system proposes a recommended driving operation for each passing station. We have developed a method for assigning driving operations using the speed estimation, which switches between constant-speed and saw-toothed driving operations depending on speed and load characteristics. Then, we present a trial result with regard to energy consumption. We confirm the energy-saving effect by comparing the energy consumption with and without the developed driver advisory system.

キーワード：消費エネルギー，省エネ運転，定時運転，定速運転，のこぎり運転

1. はじめに

鉄道車両の運転士を対象として、運転品質の向上を目指した運転支援システムが各種開発され実用に至っている。その中で、駅通過を主体とする列車（以下、通過主体列車）に対しては、運転士への乗務負担を軽減した上で、定時通過を促進したり、消費エネルギーを低減したりすることが期待されている。本報告では、定時性や省エネ性の向上を狙って、運転曲線をリアルタイムに予測するシミュレーション組み込んだ運転支援システムについて報告する。

運転支援システムに関する研究開発は以前より様々行われているが^{1)~7)}、予め定められた地点や速度に応じた支援内容とするものが一般的である。省エネ性の向上を狙った運転支援システムについては、停車を主体とする列車を対象に車両システムに組み込む形でのシステム開発による試験事例がいくつか報告されている^{3) 4)}。一方で、車両システムから独立して衛星測位システムを活用することによるタブレット端末を用いた運転支援システムの運用が増えている^{5) 6) 7)}。衛星測位システムを活用することで、車両モニタ装置をはじめとする車両システムとの連携が不要であり、導入に要するコストが低いという利点がある。そこで、本研究においては、衛星測位システムを活用し、運転曲線予測による高度な運転支援を組み込んだシステムにて、通過主体列車に対する運転支援システムに取り組む。

本システムでは、通過主体列車である貨物列車を対象として、運転曲線予測により複数の運転方法に対する駅の通過時刻を計算して、その中から推奨される運転方法を運転士に提示することにより、定時性の向上を目指す。また、駅の通過時刻の調整のための加減速操縦を抑制することや、車両効率の良い運転方法を提示することで省エネ性の向上を目指す。

なお、本システムのコンセプトは、計算機の優れた計算能力と、人間の優れた総合的な判断能力を組み合わせることにより、定時性と省エネ性を向上させることである。本システムは、運転操縦を指示する装置ではなく、運転士に対して支援情報を与える装置という位置付けとし、運転支援内容の採否は運転士の判断に任せることとする。すなわち、運転支援システムが考慮できていない信号現示や天候等を考慮しつつ、運転支援システムの提示内容を参考にして、必要に応じてより望ましい運転操縦に補正することを運転士に期待する設計思想とする。このような位置付けとすることで、運転支援システムは車両システムから独立して衛星測位システムからの信号のみで動作する簡便な機器構成とするとともに、要求される信頼度も低く設定することが可能となる。

2. システム構成

運転支援システムは、タブレット端末に衛星測位システムとスピーカーを接続して構成される。運転支援システムの処理概要を図1に示す。衛星測位システムから、緯度・経度と速度を取得する。取得した緯度・経度に対しては、予め取得した緯度経度変換テーブルにより走行線区のキロ程を取得する。また、列車設定に基づいて、

* 車両技術研究部 水素・エネルギー研究室
** 車両技術研究部 駆動システム研究室
*** 信号技術研究部 運転システム研究室

線路データベース、機関車諸元、貨車諸元を用いて、線路情報、機関車情報、貨車情報を取得する。これらの情報を基に、走行地点の速度及びキロ程からの運転曲線予測シミュレーションにより運転曲線を計算する。運転曲線予測の際には、複数の運転状態（力行運転、定速運転、惰行運転等の状態の別）を定めて、それらを組み合わせた複数の運転曲線候補を計算する。併せて、キロ程から通過駅を判定して時刻表の通過時刻情報を取得する。推奨運転方法選定では、それらの運転曲線候補に対して最も評価指標の良いものを推奨運転方法として選定する。支援タイミング判定では、推奨運転方法の運転状態の変化点に対して、適切なキロ程にて音声情報及び表示情報を出力する。

3. 運転曲線予測

3.1 運転曲線予測範囲

運転曲線予測による運転支援を提示する範囲は、各走行地点から2駅先の通過駅までとした。通過駅毎に区切って運転曲線を予測すると、運転曲線の区切りにおいて、急激な速度変化が発生し、無駄な運転操縦やエネルギーの消費が発生したりすることが懸念される。一方で、停車駅毎に運転曲線を区切って運転曲線を予測することは、長距離の運転曲線作成が必要となり、計算処理に時間を要することとなり、リアルタイムでの運転支援が困難になる。そこで、直近の通過駅に対して運転曲線の区切りを生じさせず、最低限度の範囲で運転曲線を作成することとして、運転曲線予測範囲を2駅先の通過駅までとした。

3.2 運転状態パターン

運転曲線予測をするためには、予測対象範囲の各地点

の運転状態を決定する必要がある。通過主体列車で多用される運転状態は、力行運転、定速運転、惰行運転となるが、これらの運転状態の組み合わせを運転状態パターンと呼ぶこととする。本システムが採用する、次々駅までの運転曲線予測を想定した運転状態パターンの代表例を図2に示す。走行区間に応じて運転状態パターンをいくつか選定し、途中の運転状態を切り替える速度や地点を適宜変更して運転曲線候補を作成する。それぞれの運転状態パターンの概要を以下に示す。

(a) 定速

全区間を定速運転にて走行する運転方法である。

(b) 惰行

全区間を惰行運転にて走行する運転方法である。

(c) 定速→惰行

定速運転の後に惰行運転に移る運転方法である。1駅間目に比べて2駅間目の駅間平均速度が低い場合に有効である。なお、定速運転から惰行運転に移る地点は、1駅目の通過前でも通過後でも良い。

(d) 惰行→定速

惰行運転の後に定速運転に移る運転方法である。1駅間目に比べて2駅間目の駅間平均速度が低い場合に有効である。なお、惰行運転から定速運転に移る地点は、1駅目の通過前でも通過後でも良い。

(e) 力行→定速

力行運転の後に定速運転に移る運転方法である。駅間平均速度が高い駅間にさしかかった場合に有効である。なお、力行運転から定速運転に移る地点については、規定しないが1駅目の通過前となることが多い。

(f) 力行→惰行

力行運転の後に惰行運転に移る運転方法である。1駅間目に比べて2駅間目の駅間平均速度が低い場合に有効である。なお、力行運転から惰行運転に移る地点につ

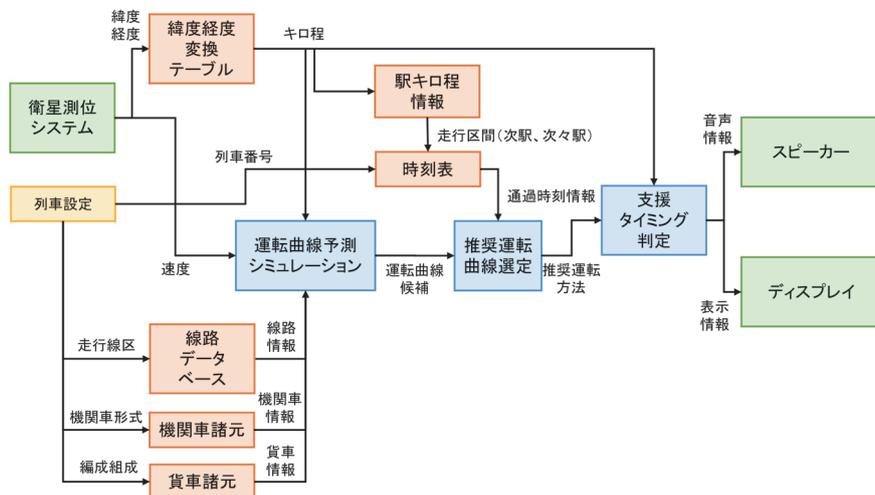


図1 運転支援システムの処理概要

いては、規定しないが1駅目の通過前となることが多い。

(g) 力行→惰行→力行→惰行

途中で再加速する運転方法であり、駅毎にいわゆるのこぎり運転（力行と惰行を繰り返す運転）を実施するパターンである。駅間平均速度が高い駅間にさしかかった場合

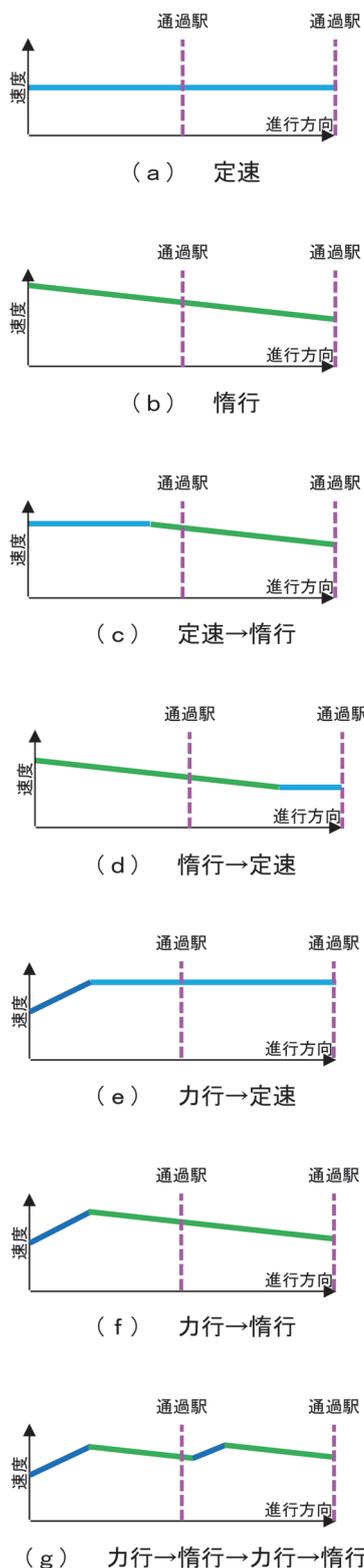


図2 運転状態パターンの代表例

や駅間によって駅間平均速度が異なる場合に有効である。

3.3 選定方法

以上のような運転状態パターンから作成された運転曲線候補毎に走行時分を基本にエネルギー効率や運転操縦性も考慮した評価値 F を算出して、評価値が最小となるものを推奨運転方法として選定する。評価値の計算式を式 (1) に示す。

$$F = T_1 + T_2 + P_D + P_E \quad (1)$$

ただし、

$$T_x = |T_{xp} - T_{xe}|$$

T_x : x 駅間目に対する通過時分ずれ [s]

T_{xp} : x 駅間目に対する計画通過時刻

T_{xe} : x 駅間目に対する予測通過時刻

P_D : 運転操縦性に対するペナルティー [s]

P_E : エネルギー効率に対するペナルティー [s]

である。評価値の算出には、次駅および次々駅の定時からのずれの秒数を基本として、必要に応じてそれ以外のペナルティーを追加した。なお、ペナルティーの計算方法については、適宜調整しているため、本論文で示す走行試験実施日を通じて一定ではない。

3.4 運転方法評価

通過駅間の代表的な運転方法としては、定速運転とのこぎり運転が挙げられる。両者は定時通過のしやすさや、消費エネルギーの観点で得失があるため、はじめに定時性と省エネ性の観点で定速運転とのこぎり運転を比較する。定速運転とのこぎり運転の単純化した比較を図3に示す。青色が力行運転、水色が定速運転、緑色が惰行運転である。定速運転は一定速度で走行するように機関車の定速運転機能で実現される。のこぎり運転は、力行と惰行を繰り返す運転となる。定速運転とのこぎり運転のうち、車両効率の良い運転方法を提示することで消費エネルギーの低減が期待される⁸⁾。消費エネルギーの観点で定速運転とのこぎり運転を比較した事例を図4に示

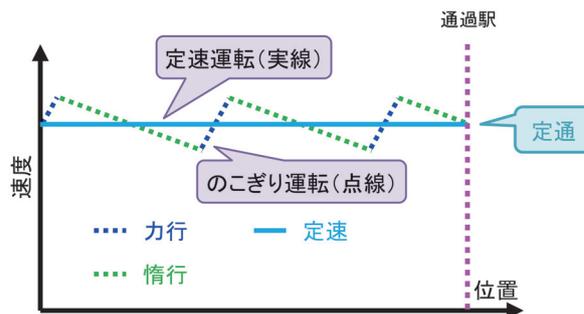


図3 定速運転とのこぎり運転の運転方法の比較

す⁹⁾。この事例は、走行抵抗及びモータ効率を考慮して消費エネルギーの観点での優劣を示している。図4において、横軸が正となるとのこぎり運転の方が省エネとなり、横軸が負となると定速運転の方が省エネとなる。このように、速度・編成質量・勾配などの条件に応じて、定速運転とのこぎり運転の優劣が変わることが確認されている。このため、速度・編成質量・勾配などの条件により、定速運転とのこぎり運転を使い分けることが消費エネルギーの削減につながる。

次に、運転曲線を予測する計算方法の観点で定速運転とのこぎり運転を比較する。説明の簡略化のため1駅分に簡略化した予測の概念図を図5に示す。定速運転で通過駅を定時通過するには、駅までの残りの距離を残りの時間で除して平均速度を計算すればよい。このため、運転士による運転操縦においては通過時刻に合わせた運転操縦はしやすく、運転支援システムでも定時通過のための速度は計算しやすい。一方、のこぎり運転は惰行時の速度の低下度合いにより所要時間が変わってくるため、定時通過のための速度を正確に計算するには運転曲線予測シミュレーションによる時々刻々の速度推移の計算が必要となる。このため、運転士による運転操縦でもシステムによる運転支援でも、定速運転の方が定時通過が容易と考えられる。本システムでは、定速運転とのこぎり運転の両方について運転曲線予測を行い、定速運転時にはモータ効率が低い動作点となることが予想される場合には、評価値にエネルギー効率に関するペナルティー P_E を与えることとした。これにより、勾配が小さい場合（平坦に近い場合）やけん引質量が小さい場合などの条件においては、のこぎり運転が選ばれるようになる。

また、運転操縦性に対するペナルティー P_D としては、運転操縦性が悪いと考えられる運転操縦に対してペナルティーを与えるものである。一例としては、頻繁な運転

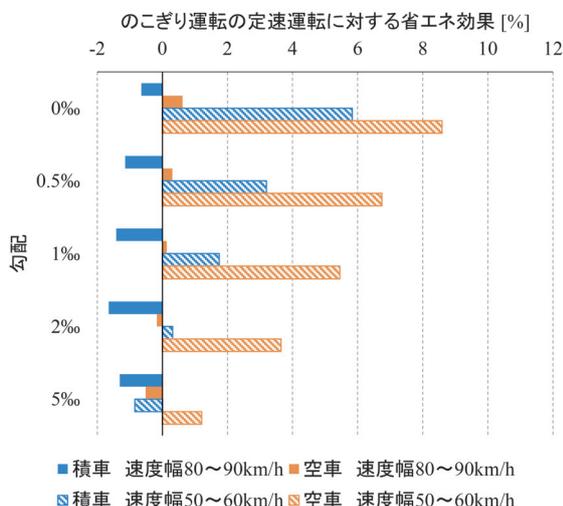


図4 定速運転とのこぎり運転の消費エネルギーの比較⁹⁾

状態の変更を避ける意味で、運転状態の1回の変更につき、10[s]相当のペナルティーを与えることとした。

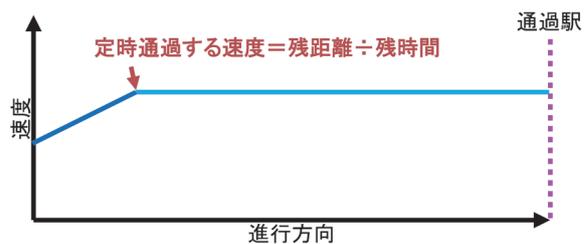
なお、定速運転とのこぎり運転のいずれにおいても、全ての場合に運転曲線予測が成功するわけではない。具体例としては、定速運転は、走行抵抗による速度低下を上回るような下り勾配により速度が一定以上上昇した場合には定速運転の機能が失効してしまうため、そのような場合には運転曲線予測は失敗する。また、のこぎり運転は上り勾配では頻繁に力行を行う必要があるが、開発システムの運転曲線予測では探索回数が肥大化しないように力行回数を制限しているため、そのような場合には運転曲線予測は失敗する。これらのように運転曲線予測が失敗した場合には、推奨運転方法の選定から外れることとなる。

4. 走行試験

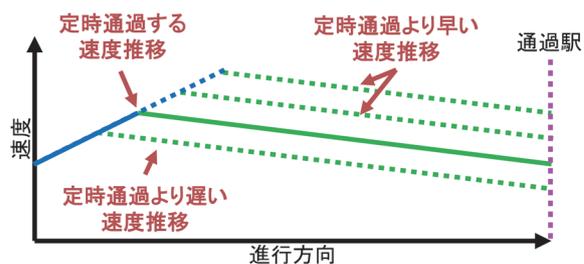
4.1 試験条件

定速運転制御機能を有するインバータ制御の電気機関車が、タンク車をけん引する貨物列車を対象に走行試験を実施した。タンク車は積車・空車時の車両質量を比較的正確に把握することができる。評価区間の条件を表1に示す。停車駅単位で分割して、積車の2区間と空車の2区間を評価の対象とした。なお、当該列車の最高速度は75km/hである。また、当該電気機関車では電力回生は行われないため、回生電力に関する評価は行わない。

走行試験では、運転台に運転支援システムを搭載して、支援内容を参考にして運転するように運転士に依頼し



(a) 定速運転



(b) のこぎり運転

図5 定時通過するための運転曲線予測の概念図

た。運転支援システムの設置例を図6に示す。また、運転支援システムを用いない場合の運転についてもデータを取得した。

走行試験により記録した運転支援画面の例を図7に示す。現在の推奨運転方法（図の例では力行）と、その後の推奨運転方法（図の例では惰行）と、次駅と次々駅の予測通過時分が表示される。また、運転支援システムは、運転支援内容が変更となったタイミングでは、画面表示が更新され、音声により運転支援内容を通知する。

図7の場面における運転曲線予測の例を図8に示す。これらは、走行中に当該箇所にて探索された運転曲線候補である。青色が力行運転を行う区間、水色が定速運転を行う区間、緑色が惰行運転を行う区間であり、灰色が推奨運転方法として選定されたものを示している。前述のように、複数の運転曲線候補を計算した上で、評価値が最も優れているものを推奨運転方法として選定する。

また、各機関車には衛星測位システムを活用した駅の進入／進出時刻を管理するシステムが搭載されている。本システムから得られた進入／進出時刻から駅探時位置の通過時刻を推定した。併せて、通過駅毎に列車遅延を



図6 運転支援システムの設置例

4.2 評価方法

車両モニターデータを取得して消費エネルギーの評価に用いた。日によってけん引質量が異なるため、消費電力量を編成質量で除して比較することとした。また、けん引質量が極端に異なると質量に比例しない走行抵抗分の影響が大きくなり編成質量当たりでの比較も難しいため、編成質量の範囲を限定した。

表1 評価区間条件

	区間A	区間B	区間C	区間D
走行距離 [km]	71.4	51.1	70.3	72.4
けん引条件	積車	積車	空車	空車

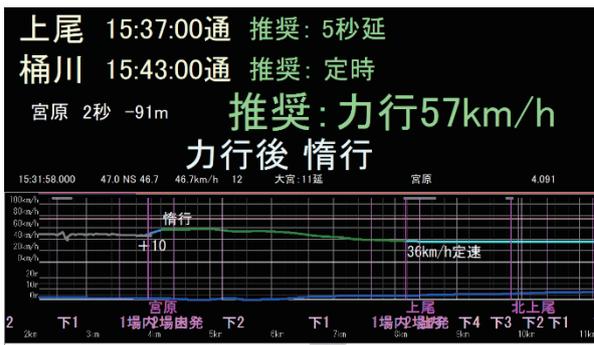


図7 運転支援システムの画面例

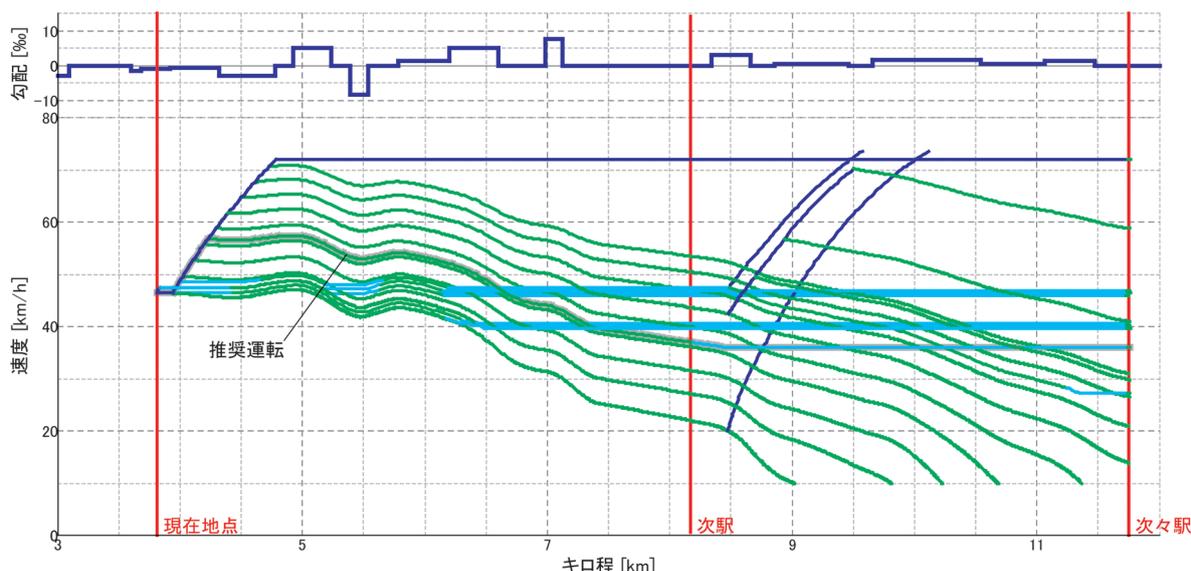


図8 運転曲線予測例

取得して最大遅延 5 分以上の列車については、比較の対象外とした。評価対象の条件を表 2 に示す。

4.3 省エネ性の評価

編成質量当たりの消費電力量（以下、消費エネルギー）の比較を図 9、図 10 に示す。図 9 に示すように、日々の消費エネルギーにはばらつきがある。図 10 に示すように、それぞれの平均値で比較すると、区間によってその効果は異なるが、運転支援システムを用いることにより、4.0～13.6[%] の省エネ効果が確認できる。

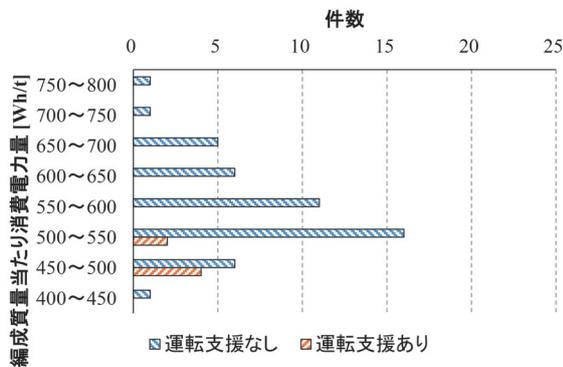
また、消費エネルギーのばらつきについて着目すると、運転支援システムを用いた場合のデータ数は限られているが、運転支援システムを用いることにより消費エネルギーのばらつきも低減できていると考えられる。区間別に着目すると、図 10 より、運転支援を用いない場合に

ばらつきの多い区間 A（変動係数：0.118）の省エネ効果は 12.1[%] であり、運転支援を用いない場合にばらつきの小さい区間 B（変動係数：0.082）の省エネ効果は 4.0[%] である。これより、消費エネルギーのばらつきの多い区間では、運転支援の省エネ効果が発揮されやすいものと推測される。

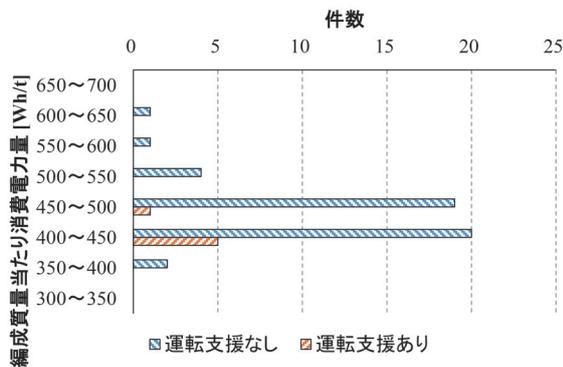
運転支援システムの有無による速度と電力の比較を、一例ではあるが、図 11 に示す。運転支援なしの条件については、定速運転の使用の有無で 2 例を示している。消費エネルギーは、運転支援ありが 481.1[Wh/t]、運転支援なし①（定速運転なし）が 559.2[Wh/t]、運転支援なし②（定速運転あり）が 601.0[Wh/t] である。運転支援ありの条件は、運転支援システムを活用することにより、全般的に力行運転、定速運転及び制動運転が少なくなっていると考えられる。特に、14：13～14：39 頃にかけては、運転支援システムを用いた場合には当該区間の大半を惰行運転で通過している。当該区間は、通過採時駅間が長く、勾配変化も多いため、運転士にとって通過時分の予測が難しく、運転支援システムの効果が発揮されやすい区間であると考えられる。また、運転支援ありの条件を定速運転を用いている運転支援なし②と比較すると、運転支援なし②は消費電力が小さくなっている箇所（概ね 1000[kW] 未満の箇所）が散見され、モータ効率の低い動作点で運転していることが確認できる。

表 2 評価対象条件

		積車	空車
編成質量範囲 [t]		1034～1454	426～556
評価対象データ件数	運転支援あり	6	7
	運転支援なし	47	36



(a) 区間 A



(b) 区間 B

図 9 消費エネルギー分布の比較⁹⁾

4.4 定時性の評価

運転支援システムの有無による通過時刻の比較を図 12 に示す。対象としたのは衛星測位システムの受信状況が良好と考えられる 12 駅として、時刻表により指定された通過時刻±15 秒以内を定時通過として評価した。これより、運転支援システムにより定時通過できた駅が増加していることが確認できる。

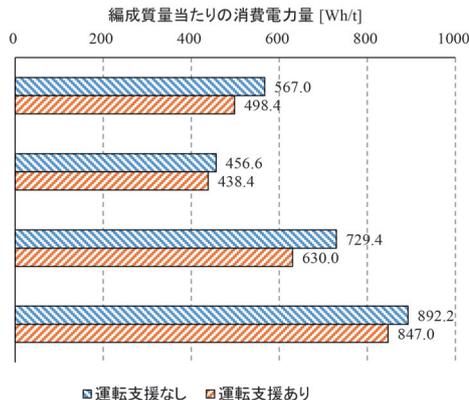


図 10 消費エネルギー平均値の比較⁹⁾

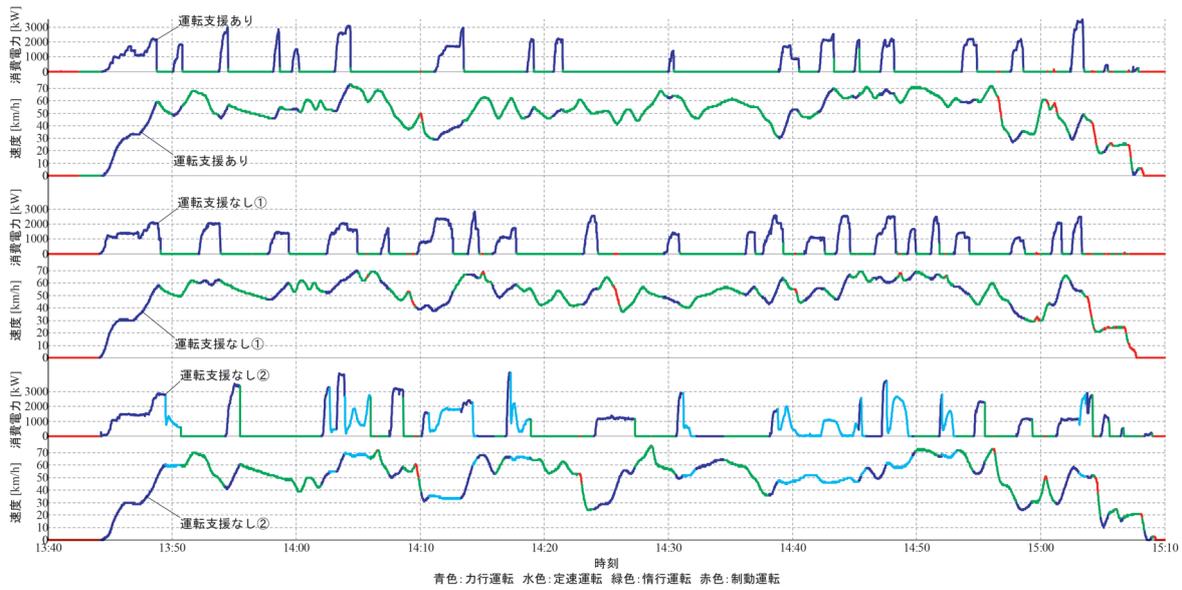


図 11 速度及び電力の推移⁹⁾

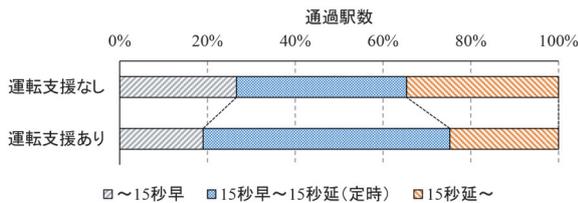


図 12 推定通過時刻の比較

5. おわりに

運転曲線予測により推奨運転方法を提示する運転支援システムを開発し、その定時性と省エネ性を検証した。タンク車をけん引する貨物列車にて検証した結果、運転支援システムにより、定時通過できる運転が増加するとともに、省エネ効果があることが確認された。その要因としては、時分調整のための加減速操縦を抑制できたこと、モータ効率の良い点にて運転できたことが挙げられる。また、消費エネルギーのばらつきの多い区間で運転支援の効果が発揮されやすいものと推測される結果が得られた。

謝 辞

本開発にあたり、日本貨物鉄道株式会社の関係各位に多大な協力を頂いた。この場を借りて厚くお礼申し上げる。

文 献

1) 田邊茂人, 市川和男, 米山信三: 高速列車用ナビゲーション

システム, 鉄道総研報告, Vol.5, No.11, pp.47-54, 1991

- 2) 丸茂喜高, 清水勇介, 竹内亮佑, 網島均, 小島崇: 加減速操作位置提示による列車運転士の運転支援システムに関する研究, 日本機械学会論文集, Vol.80, No.817, 2014
- 3) 青木健, 辻博史, 井山仁志, 小泉善裕, 外崎幸徳: 都市近郊線向け省エネ運転支援システムの実用化, 鉄道サイバネ・シンポジウム論文集, 415, 2017
- 4) 小田篤史, 牧健太郎, 堀聡美, 西野亨, 原田淳一: 省エネ運転支援システムの実証試験, 電気学会全国大会, 5-224, pp.350-351, 2017
- 5) 重田英貴, 大坪孝彰, 初本慎太郎, 植田和典, 小崎元嗣: 運転支援システム「PRANETS」の開発 -On Board, On Demand, On Time にて安全運転をサポートするシステムの開発-, 鉄道サイバネ・シンポジウム論文集 301, 2008
- 6) 三輪隆, 大塚弘, 竹林貢, 梶原隆, 番匠谷隆, 仲尾浩, 尾崎尚: GPS を活用した運転士支援システムの開発, 第 14 回鉄道技術・政策連合シンポジウム講演論文集, S7-4-1, pp.397-400, 2007
- 7) 山元雄太, 藤木登仁, 今永顕一郎: 運転支援用スマートフォンアプリの設計開発, 運転協会誌, Vol.60, No.2, pp.17-20, 2018
- 8) 小川知行: 走行抵抗特性とモータ効率特性を考慮した貨物列車の省エネ運転方法, 電気学会論文誌 D, Vol.142, No.1, pp.50-57, 2022
- 9) 小川知行, 横内俊秀, 武内陽子, 齋藤達仁: 運転曲線予測による貨物列車向け運転支援システムの省エネ効果検証, 電気学会論文誌 D, Vol.144, No.3, pp.87-93, 2024

等価せん断スパン法による RC 杭頭部のせん断耐力の評価

中田 裕喜* 北川 晴之** 渡辺 健* 田所 敏弥*

Evaluation of Shear Capacity of RC Pile Head Based on Equivalent Shear Span Method

Yuki NAKATA Haruyuki KITAGAWA Ken WATANABE Toshiya TADOKORO

In the verification of reinforced concrete (RC) piles, the design shear capacity V_{yd} of bar members is used based on the experimental results of simply supported RC beams. On the other hand, since RC piles are subjected to ground reaction forces, unlike simply supported conditions, the shear capacity may be greater than V_{yd} . In this paper, we used nonlinear finite element analysis to evaluate the shear capacity of RC pile heads taking into account ground reaction forces. We have shown that the equivalent shear span method, which is applied to the analysis of slabs of underground box structures, can also be applied to the analysis of RC pile heads.

キーワード：RC 杭頭部，せん断耐力，等価せん断スパン法，非線形有限要素解析

1. はじめに

鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）¹⁾（以下、コンクリート標準）における棒部材の設計せん断耐力 V_{yd} の算定式は、単純支持された集中荷重が作用する鉄筋コンクリート（以下、RC）く形断面はりに対する実験結果等に基づき、安全側に設定されたものである。一方、RC 杭は円形断面であることに加え、軸方向力および地盤反力による分布荷重を受け、また杭頭部ではモーメント分布に反曲点を有することが多い点に特徴がある。このような場合、杭頭部のせん断耐力は、コンクリート標準のせん断耐力算定式よりも大きい値となる可能性がある^{2) 3)}。

既往の研究では、地盤または地盤反力を模擬した検討が実施されているが^{4) ~8)}、多くが曲げ破壊形態であり、破壊位置や破壊性状、変形性能、支持力等の評価に主眼が置かれている。また、せん断耐力に着目した検討も実施されているが^{9) ~11)}、円形断面や曲げモーメント分布のみの再現に留まっており、RC 杭の特徴を十分に再現された事例は少ない。

ところで、令和5年版のコンクリート標準では、 V_{yd} におけるせん断補強鉄筋による効果に上限が設けられることとなった^{1) 12)}。最近の設計事例によれば、場所打ち RC 杭の杭頭部では、この上限を超えてせん断補強鉄筋が配置されることも少なくない。このせん断補強鉄筋による効果の上限を考慮した V_{yd} による照査に従えば、実際に RC 杭が保有するせん断耐力は大きい可能性があるにもかかわらず、コンクリート強度や断面寸法の変更を行わざるを得ないことになる。一方、非線形有限要素解

析（以下、FEM）を用いることで、諸元や荷重、支持条件などの実態に即して耐力等を評価できると考えられるが、RC 杭は建設頻度の高い部材であるため、杭頭部のせん断耐力の照査において、耐荷機構に基づいた算定式の適用範囲が明らかになると、逐一 FEM に頼る必要がなく、照査行為の省力化につながると考える。

本研究では、実寸法の RC 杭に対し、地盤反力（分布荷重）を考慮した FEM により、耐荷機構やせん断耐力を評価することを目的とした¹³⁾。そして、FEM で得られた結果に基づき、骨組解析を用いた照査で用いることを念頭に、等価せん断スパン法^{14) 15)} の RC 杭頭部への適用性を検証することとした。なお、構造物が地震による慣性力を受け、曲げモーメント反曲点を有する RC 杭頭部におけるせん断耐力を対象とした。

2. 設計事例の調査

近年の設計事例から、一般的な条件¹⁶⁾ で設計された鉄道 RC ラーメン高架橋および RC 橋脚における RC 杭の諸元等を調査した。

図1に、杭径と $p_w \cdot f_{wyd} / f'_{cd}$ (p_w ：せん断補強鉄筋比、 f_{wyd} ：せん断補強鉄筋の設計降伏強度、 f'_{cd} ：コンクリートの設計圧縮強度) の関係を示す。一般に、杭のせん断補強鉄筋は、杭先端にいくほどせん断補強鉄筋量を少なくする段落しを行うことが多いが、ここでは杭頭部（杭頭からの 2D 区間、杭頭：地中梁あるいはフーチング下面の断面、D：杭径）と地中部（2D 区間外）で区分して示した。また、コンクリート標準では、 V_{yd} の算定において、 $p_w \cdot f_{wyd} / f'_{cd} \leq 0.1$ とする上限が設けられている。なお、本論文では、 p_w は等積正方形の辺長 b_w ¹⁾ を用いて、 $p_w = A_w / (b_w \cdot s_s)$ (A_w ：区間 s_s におけるせん断補強鉄筋の総断面積 (mm²), s_s ：せん断補強鉄筋の配置間隔 (mm))

* 構造物技術研究部 コンクリート構造研究室

** 鉄道力学研究部 構造力学研究室

で算定するとともに、 $p_w \cdot f_{wyd} / f'_{cd}$ における f'_{cd} に、コンクリートの施工条件に関する低減係数^{1) 16)}を考慮している。

図より、杭径は1m~2mであった。 $p_w \cdot f_{wyd} / f'_{cd}$ については、杭頭部では $p_w \cdot f_{wyd} / f'_{cd} > 0.1$ 、地中部では $p_w \cdot f_{wyd} / f'_{cd} < 0.1$ となる傾向がみられる。したがって、 V_{yd} を用いた照査による場合、 $p_w \cdot f_{wyd} / f'_{cd} \leq 0.1$ の上限を考慮することで、杭頭部における照査により杭部材の諸元の変更が必要となる可能性がある。

図2に、杭頭から曲げモーメント反曲点までの距離 a_1 と杭径 D の比 a_1/D と、杭頭における軸方向応力 σ_d の関係を示す。軸方向応力 σ_d は、杭の軸方向力を杭の断面積で除したものであり、軸力変動を考慮したときの最大値（引抜きが生じる杭で引張側）と最小値（押し込みが生じる杭で圧縮側）を示している。また、二次元の骨組解析による地震時の慣性力のみを考慮した静的非線形解析による結果であり、橋軸方向載荷時と橋軸直角方向載荷時で区分して示している。

a_1/D は概ね2以下となった。杭頭における軸方向応力 σ_d は、ラーメン高架橋では $-7 \sim 3 \text{ N/mm}^2$ 程度、橋脚では $-10 \sim 6 \text{ N/mm}^2$ 程度となり、軸力変動により幅広く分布することがわかる。

3. 解析概要

3.1 RC 杭のモデル化

図3に、解析モデルを示す。本研究で対象としたRC杭は、鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）照査例RCラーメン高架橋¹⁷⁾に基づくものであり、杭径1000mm、長さ21000mmの単杭である。汎用非線形有限要素解析ソフトDIANA ver10.3を用いて、3次元にモデル化した。

解析対象範囲はRC杭のみとし、上部構造は、RC杭へ伝達される断面力を荷重として与えることにより再現した。コンクリートはソリッド要素で、鉄筋は曲げを伝達しない埋込み鉄筋でモデル化した。また、軸方向鉄筋とコンクリート間の付着応力-すべり関係は、文献18を参考に、島らの式¹⁹⁾における付着応力に低減係数0.4を乗じたものとした。せん断補強鉄筋は完全付着とした。スタブ（接合部またはフーチングに相当）は、線形弾性体とした。

コンクリートは固定ひび割れモデルとし、圧縮側の応力-ひずみ関係には放物線モデルを、引張側にはHordijkモデルを用いた。いずれも、ポストピーク域の軟化曲線を破壊エネルギーにより規定することとし、圧縮破壊エネルギーは中村ら²⁰⁾に従い 35.3 N/mm 、引張側はコンクリート標準に従い 0.074 N/mm とした。ひび割れ発生に伴うせん断剛性の低下は、Al-mahaidhiモデルを用いた。

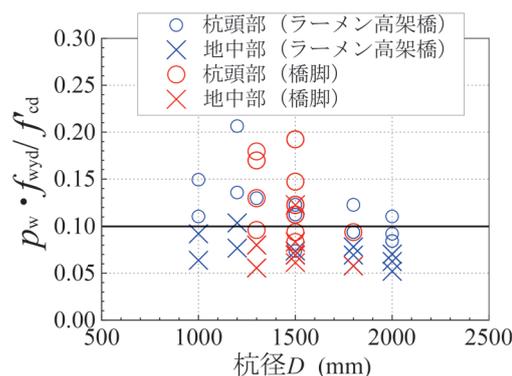
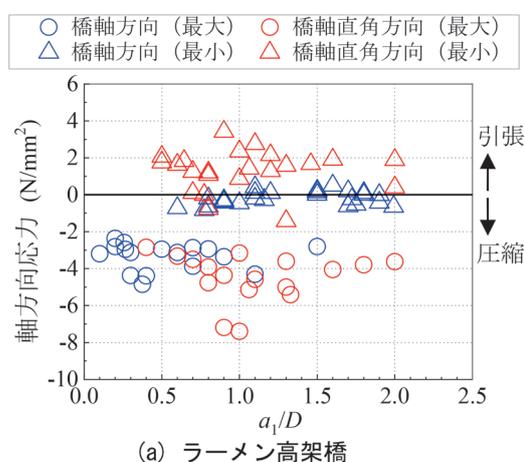
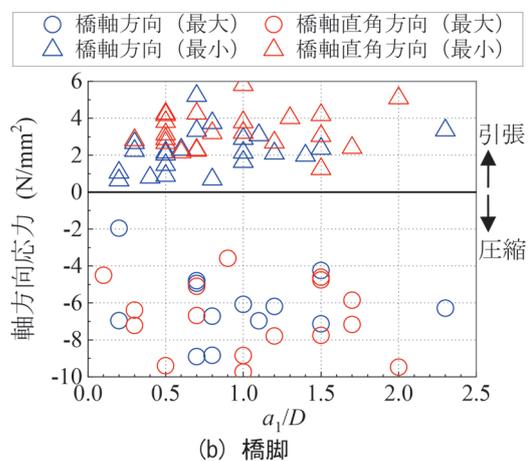


図1 杭径および $p_w \cdot f_{wyd} / f'_{cd}$ の事例



(a) ラーメン高架橋



(b) 橋脚

図2 a_1/D と杭頭における軸方向応力の事例

コンクリートの圧縮強度 f'_c は、 30 N/mm^2 に対し、コンクリートの施工条件に関する低減係数 0.7 ^{1) 16)} を乗じ、材料係数 $\gamma_c = 1.3$ ¹⁾ で除することで得られる 16.2 N/mm^2 とした。ヤング係数等の力学特性は、コンクリート標準に従って圧縮強度 (30 N/mm^2) を用いて算定した値に、コンクリートの施工条件に関する低減係数および γ_c を考慮した。

軸方向鉄筋はD32とし、せん断破壊が発生しやすいように線形弾性体とした。せん断補強鉄筋については、

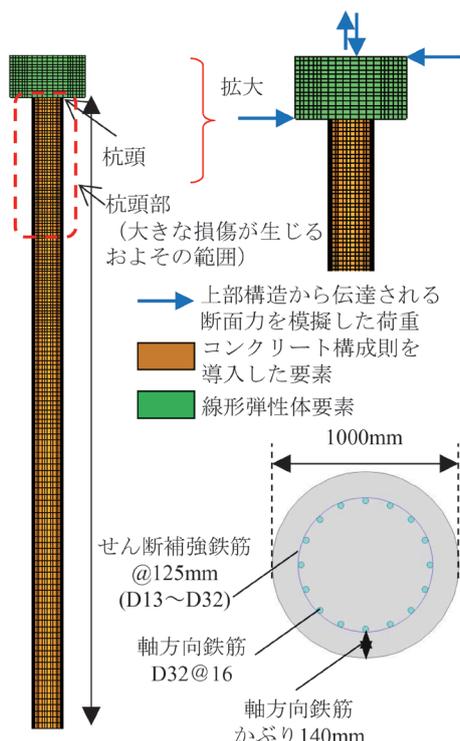
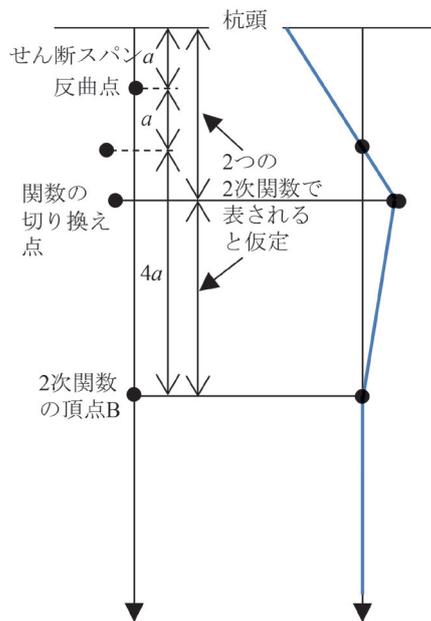
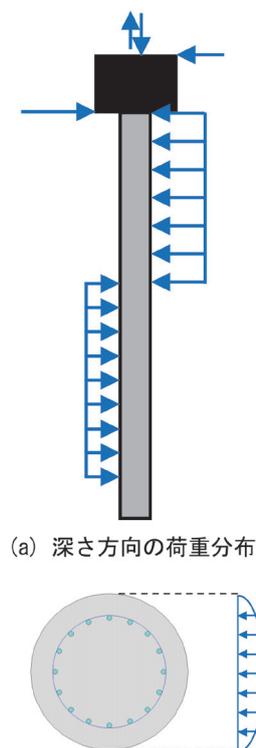


図3 解析モデル概要



(a) 曲げモーメント分布の仮定 (b) せん断力分布の仮定

図4 RC杭の断面力分布のモデル化



(a) 深さ方向の荷重分布 (b) 断面方向の荷重分布

図5 RC杭に作用させた荷重

二次勾配が弾性係数の1/1000であるバイリニアモデルで、降伏強度は 345N/mm^2 とした。配置間隔は125mmとし、鉄筋径を任意に定めることで、せん断補強鉄筋比を設定した。鉄筋のヤング係数は、いずれも 200kN/mm^2 である。

3.2 地盤反力のモデル化

図4にRC杭の断面力分布のモデル化を、図5にRC杭に与えた荷重を示す。本研究では、後述する a_1/D を容易に設定できるように、地盤はモデル化せず、RC杭に荷重を直接作用させることで、地盤反力によるRC杭の断面力分布を再現することとした²¹⁾。

RC杭の断面力分布は、既往の設計事例を参考に、杭頭部で曲げモーメントの正負が切り替わる反曲点を有する曲げモーメント分布を想定し、この分布形状が保持されるように、スタブ部分の集中荷重と杭の地盤反力(分布荷重)を荷重制御で与えることとした(図5)。杭頭部における曲げモーメント分布は二次関数で表されると想定し、RC杭の下部では、杭頭部における断面力と連続するように、別の二次関数で再現した。せん断力分布は直線に、分布荷重は等分布となる。

表1に、曲げモーメント分布の各区間の設定を示す。反曲点や二次関数の頂点の位置を設定し、杭頭部と下部の断面力の連続性を考慮することで、曲げモーメント分

表1 曲げモーメント分布の区間の設定

曲げモーメント分布の区間	a_1 との比
杭頭—反曲点(a_1)	1
反曲点—頂点A	1
頂点A—頂点B	4

布を表現する二次関数、せん断力分布、およびRC杭に作用する分布荷重の大きさが決定される。これらは、既往の設計事例における曲げモーメント分布を参考に設定したが、このように簡易かつ択一的にモデル化することで、検討を容易にしたものである。なお、二次関数の形状や頂点A-頂点Bの区間がやや異なっても、解析結果に顕著な影響を与えないことを別途確認している。

図5(b)に示すとおり、RC杭の断面方向の荷重分布は、杭周面の水平地盤ばね¹⁶⁾による反力が生じた場合と等価になるように、正弦波状とした。軸方向力については、スタブの上縁から作用させることで再現した。

図6に、境界条件および杭先端の鉛直地盤ばねおよび杭周面の鉛直せん断地盤ばねの配置^{16) 17)}を示す。境界条件は、杭先端と杭周面の摩擦を模擬した地盤ばねを介して固定した。ただし、杭先端のばねは、杭底面のRC杭の各節点と、剛な梁を介して結合されており、RC杭軸方向の引張力には抵抗しないものとした。また、杭周

面の地盤ばねは、杭頭からの $1/\beta^{(6)}$ の領域 (4m) では配置していない。

3.3 解析パラメータ

表2に、解析パラメータを示す。図2を踏まえ、 a_1/D は0.5, 1.0および2.0とし、軸方向応力 σ_d は-7 (圧縮), 0, 3 (引張) N/mm^2 とした。また、 $p_w=0.23, 0.52, 0.91, 1.43\%$ とした。なお、 $p_w \cdot f_{wyd}/f'_{cd}=0.1$ となるときの p_w は0.47%である。

4. 解析結果

4.1 分布荷重の形状の影響

ここでは軸方向力を与えない条件とし、 a_1/D の違いがRC杭頭部のせん断耐力等に及ぼす影響を検証する。

図7に、杭頭におけるせん断力と水平変位を示す。荷重制御のため、ある水平変位から1ステップあたりの変位増分がそれまでと比較して急増しているが、ここでは、この変位増分が急増する直前のステップの杭頭における

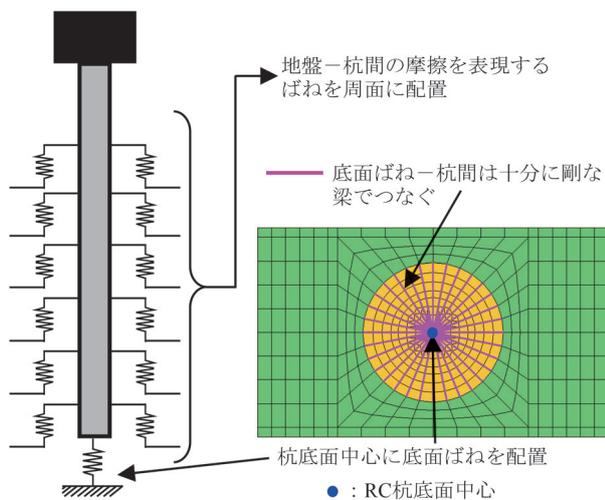


図6 RC杭の境界条件および地盤ばねの配置

せん断力を耐力 V_{ana} と定義する (図7の黒丸)。なお、図に示すとおり、定義した点以降でせん断力は大きく増加しない。

図8に、 $p_w=0.52\%$ における V_{ana} 時の最小主応力分布を示す。いずれも、最小主応力が卓越して発生する領域である圧縮ストラットが、杭頭の圧縮縁と杭頭部での分布荷重 (以下、杭頭部分布荷重) の作用位置間に形成されており、 V_{ana} に達した時点では、この杭頭の圧縮縁および杭頭部の分布荷重の作用位置で、圧縮強度相当の最小主応力が生じている。

図9に、 $a_1/D=1.0$ における V_{ana} 時のせん断補強鉄筋のひずみ分布を示す。 V_{ana} 時に杭頭部のせん断補強鉄筋は降伏するが、 p_w が大きくなると、降伏するせん断補強鉄筋の本数は少なくなることがわかる。これは、せん断補強鉄筋の効果の上限を示唆するものである。

図10に、 p_w と V_{ana} の関係を示す。ここでは、杭頭での圧縮損傷が顕著であったことから、RC杭の耐力の評価には、杭頭のせん断力を用いた。また、図中には、 $p_w \cdot f_{wyd}/f'_{cd} \leq 0.1$ の考慮の有無で区分して、 V_{yd} を併記した。 $a_1/D=0.5$ では、 p_w に対する V_{ana} の増加割合は小さく、せん断スパン比がごく小さいディープビームのせん断補強効果²²⁾ と類似した傾向にあった。一方、 $a_1/D=1.0$ では、 p_w が大きくなると V_{ana} は増加し、 $a_1/D=2.0$ では、 $p_w \geq 0.52\%$ において p_w に対する V_{ana} の増加割合が小さくなった。杭頭の断面が曲げ耐力¹⁾ に達するときのせん断力 V_{mu} は、 $a_1/D=0.5$ では6014kN、 $a_1/D=1.0$ では

表2 解析パラメータ

パラメータ	値
a_1/D	0.5, 1.0, 2.0
せん断補強鉄筋比 p_w (%)	0.23 (D13), 0.52 (D19), 0.91 (D25), 1.43 (D32)
軸方向応力 (N/mm^2)	-7 (圧縮), 0, 3 (引張)

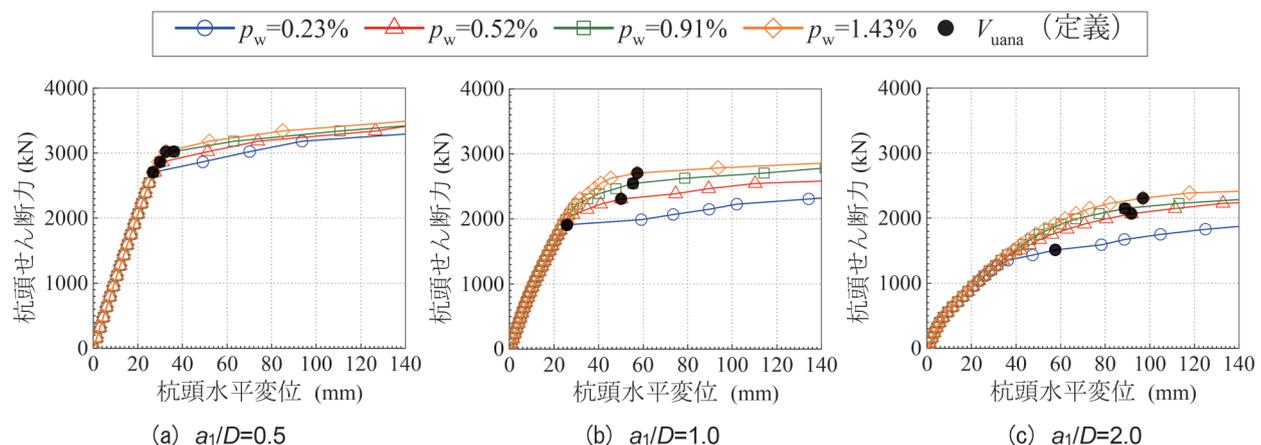


図7 杭頭におけるせん断力と水平変位の関係 ($\sigma_d=0\text{N/mm}^2$)

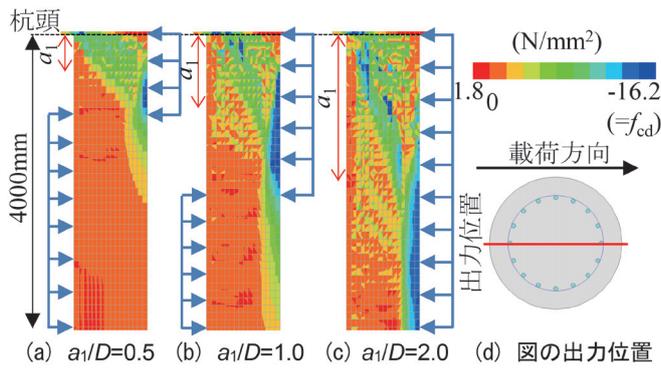


図8 最小主応力分布

(V_{ana} 時, $p_w=0.52\%$, $\sigma_d=0\text{N/mm}^2$)

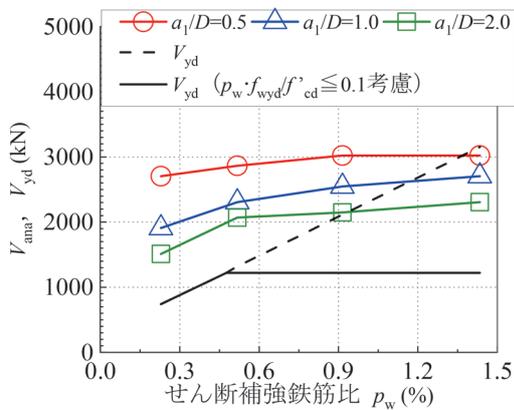


図10 p_w と V_{ana} の関係 ($\sigma_d=0\text{N/mm}^2$)

3007kN, $a_1/D=2.0$ では1504kNであり, $a_1/D=2.0$ は, p_w が大きい領域では曲げ圧縮破壊したと認められることから, 実際に保有するせん断耐力はこれよりも大きいと考えられる。なお, この V_{mu} は, 圧縮側の最外縁のコンクリートが終局ひずみに達した時点のせん断力であるが, 最外縁の面積が小さい円形断面では, やや過少に算定されると考えられる。

$p_w \cdot f_{wyd} / f'_{cd} \leq 0.1$ を考慮した場合, V_{yd} は V_{ana} をかなり過小に評価することがわかる。ただし, p_w が大きくなると V_{ana} は増加するものの, V_{yd} と比較するとその増加割合は小さい。これは, せん断補強鉄筋の形状が円形であるため, 斜めひび割れと交差するせん断補強鉄筋のせん断力方向成分が小さくなり, トラス理論で想定されるせん断補強効果を見込めないと考えられること^{10) 11)}や, p_w が大きくなると降伏するせん断補強鉄筋の本数が少なくなるためと考えられる。

4.2 軸方向力の影響

ここでは, -7 (圧縮) または 3 (引張) N/mm^2 の軸方向応力 σ_d を与えた場合のRC杭頭部のせん断耐力等に及ぼす影響を検証する。

図11, 12に, $p_w=0.52\%$ における V_{ana} 時の最小主応

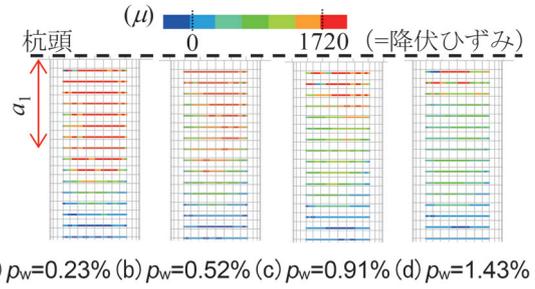


図9 せん断補強鉄筋のひずみ分布

(V_{ana} 時, $a_1/D=1.0$, $\sigma_d=0\text{N/mm}^2$)

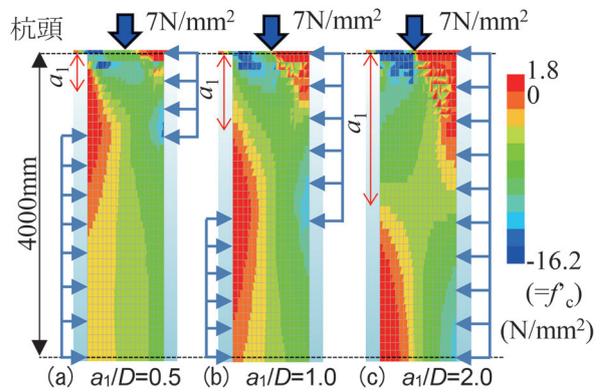


図11 最小主応力分布

(V_{ana} 時, $p_w=0.52\%$, $\sigma_d=-7\text{N/mm}^2$)

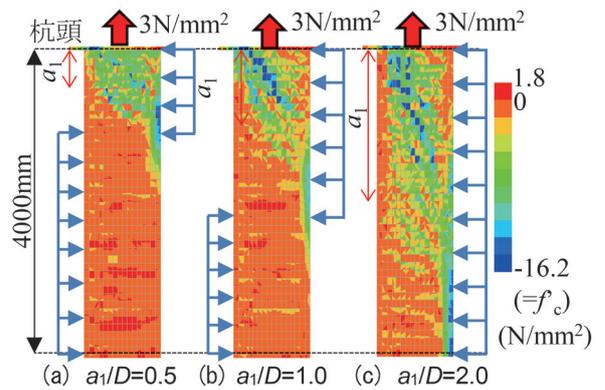


図12 最小主応力分布

(V_{ana} 時, $p_w=0.52\%$, $\sigma_d=3\text{N/mm}^2$)

力分布を示す。 $\sigma_d = -7\text{N/mm}^2$ では, $\sigma_d = 0\text{N/mm}^2$ の a_1/D および p_w が同一のケース (図8)と比較して, 圧縮ストラットの部材軸方向長さが大きくなるとともに, 幅も大きく増加した。 $\sigma_d = 3\text{N/mm}^2$ では, $\sigma_d = 0\text{N/mm}^2$ (図8)と比較して, 最小主応力分布 (圧縮ストラット)に, 顕著な違いはみられなかった。

図13, 14に, p_w と V_{ana} の関係を示す。なお, V_{yd} における軸方向力の効果は, β_n (M_0 法)¹⁾により考慮した。

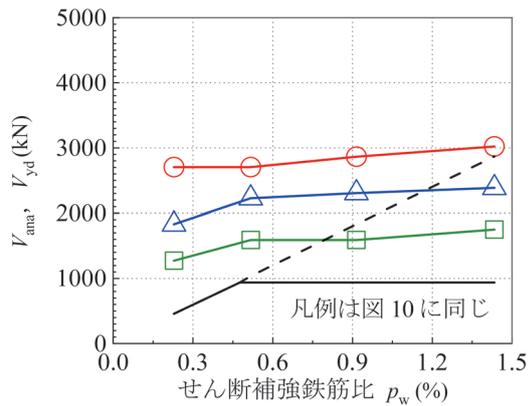


図13 p_w と V_{ana} の関係 ($\sigma_d = -7\text{N/mm}^2$)

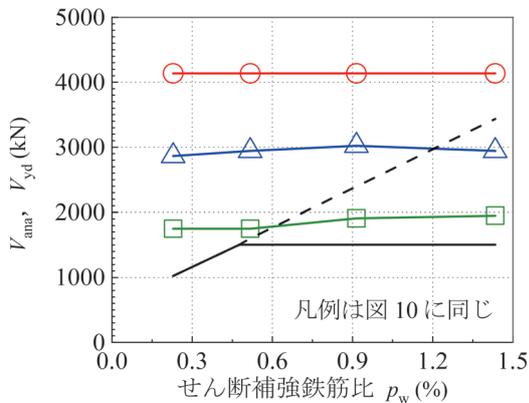


図14 p_w と V_{ana} の関係 ($\sigma_d = 3\text{N/mm}^2$)

$\sigma_d = -7\text{N/mm}^2$ では、 a_1/D によらず、 p_w が大きくなっても V_{ana} の増加はみられなかった。 V_{mu} は、 $a_1/D = 0.5$ では 5411kN、 $a_1/D = 1.0$ では 2705kN、 $a_1/D = 2.0$ では 1352kN であり、 $a_1/D = 0.5$ ではせん断圧縮破壊、 $a_1/D = 1.0, 2.0$ では曲げ圧縮破壊したためと考えられる。

$\sigma_d = 3\text{N/mm}^2$ では、 $\sigma_d = 0\text{N/mm}^2$ のケースと類似した傾向を示した。すなわち、 $a_1/D = 0.5$ では、 p_w に対する V_{ana} への影響は小さく、 $a_1/D = 1.0$ では p_w が大きくなると V_{ana} が増加し、 $a_1/D = 2.0$ では、 p_w の増加に伴い、曲げ圧縮破壊となった。なお、 V_{mu} は、 $a_1/D = 0.5$ では 6341kN、 $a_1/D = 1.0$ では 3171kN、 $a_1/D = 2.0$ では 1585kN である。

V_{yd} と比較すると、曲げ圧縮破壊したケースではせん断耐力の評価はできないが、せん断耐力が V_{mu} よりも大きいと考え、 V_{yd} はせん断耐力を過小に評価していると考えられる。

以上より、地盤反力（分布荷重）を受ける RC 杭頭部では、圧縮ストラットが明確に形成され、せん断圧縮破壊で想定されるような破壊形態であると推定される。

5. 等価せん断スパン法の適用性の検証

原子力指針¹⁴⁾ では、土圧（分布荷重）を受けるボツ

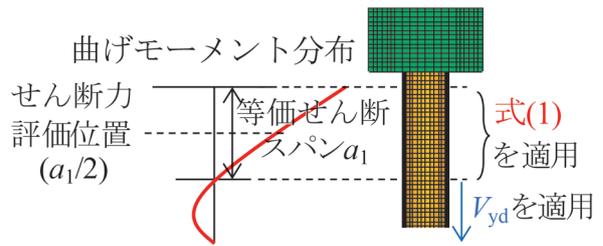


図15 等価せん断スパン法の概要

クラスメン構造の頂版や底版、側壁に対し、等価せん断スパンを用いた設計せん断圧縮破壊耐力 V_{dd} による照査法（等価せん断スパン法）が示されている。解析で得られた耐荷機構や破壊形態から、RC 杭頭部のせん断耐力の評価に、等価せん断スパン法が適用できる可能性があると考えられるが、本手法は限られた実験結果に基づいて等価せん断スパンや照査断面位置を定めていること^{14) 15)}、また RC 杭では大きな軸方向力が作用すること等から、その適用性を検証することとする。

図15に、等価せん断スパン法の概要を示す。杭頭から反曲点までの距離を等価せん断スパン a_1 とし、 a_1 を用いて V_{dd} を算定する。ただし、文献1, 12による知見を踏まえ、RC 杭頭部のせん断耐力 V_{ud} は式(1)のとりとする。

$$V_{ud} = \max(V_{dd}, V_{yd}) \quad (1)$$

また、照査に用いるせん断力は、深さ $a_1/2$ の位置での値とする¹⁴⁾。なお、反曲点以深では、現状では V_{yd} を適用する。

図16に、 p_w と、 $a_1/2$ の位置での V_{ana} と V_{ud} の比 V_{ana}/V_{ud} の関係を示す。なお、比較のために、従来の算定法である杭頭での V_{ana} と $p_w \cdot f_{wyd}/f'_{cd} \leq 0.1$ を考慮した V_{yd} の比 V_{ana}/V_{yd} を併記した。等価せん断スパン法を適用することで、 V_{ana}/V_{ud} は1に近づいており、せん断耐力の算定精度を向上できることがわかる。

図17に、せん断力に関する照査の試算例を示す。近年設計された、一般的な条件¹⁶⁾ における RC ラーメン高架橋および RC 橋脚において、 $p_w \cdot f_{wyd}/f'_{cd} > 0.1$ となる杭頭部を対象とした。従来の $p_w \cdot f_{wyd}/f'_{cd} \leq 0.1$ を考慮しない V_{yd} による場合、せん断力に関する照査は満足するものであるが、 $p_w \cdot f_{wyd}/f'_{cd} \leq 0.1$ を考慮した V_{yd} を適用した場合、照査値が1.0より大きくなる事例がある。一方、等価せん断スパン法の適用により、せん断耐力や考慮すべきせん断力を合理的に評価できたことで、1.0より小さくなった。すなわち、これらの範囲では、 $p_w \cdot f_{wyd}/f'_{cd} > 0.1$ となる量のせん断補強鉄筋の配置を余儀なくされていた場合でも、必要な耐力を有していることを確認した。

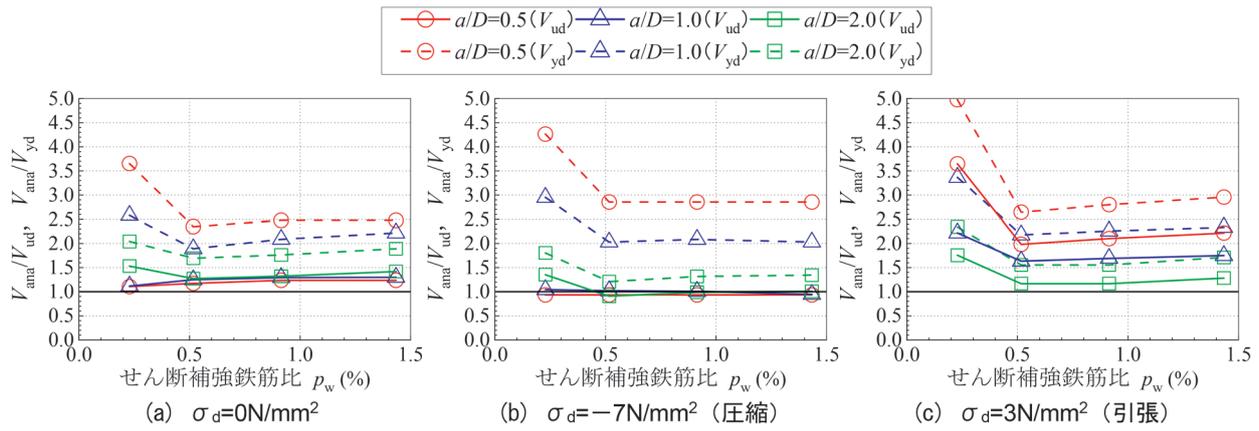


図 16 杭頭におけるせん断力と水平変位の関係

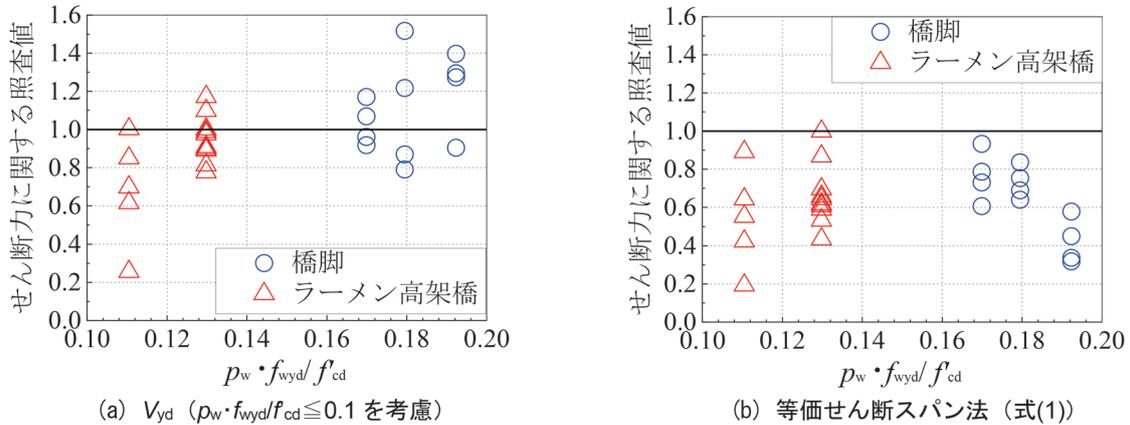


図 17 せん断力に関する照査の試算例

6. まとめ

- (1) 地盤反力（分布荷重）を受け、曲げモーメント反曲点を有する RC 杭頭部では、杭頭の圧縮縁と反曲点を結ぶ圧縮ストラットが形成され、せん断圧縮破壊に類似した破壊形態を示した。また、せん断圧縮破壊であること、せん断補強鉄筋の形状が円形であること等から、RC 杭頭部では、トラス理論で想定されるせん断補強効果を見込めないことがわかった。
- (2) RC 杭頭部におけるせん断耐力は、 $p_w \cdot f_{wyd} / f_{cd} \leq 0.1$ を考慮した棒部材の設計せん断耐力 V_{yd} よりも大きいことがわかった。
- (3) 軸方向力を受ける場合でも、等価せん断スパン法の適用により RC 杭頭部のせん断耐力の算定精度が向上することがわかった。

以上より、対象とした条件に対し、せん断破壊に対して従来のせん断補強鉄筋に依存した設計は合理的でないと考えられる。今後も、様々な地盤条件等に対して引き続き試算を行い、本手法の適用範囲を確認するとともに、

地中深くにおけるせん断耐力の評価法についても検討していく。

文献

- 1) 国土交通省鉄道局監修 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）－第Ⅲ編 コンクリート構造，丸善出版，2023
- 2) 土木学会コンクリート委員会（351 委員会）：コンクリート技術シリーズ 125 コンクリート構造物の設計と連成型性能評価法－時空間性能評価技術の未来予想Ⅱ－，2020
- 3) 斉藤聡彦，坂口淳一，渡辺忠朋：曲げモーメントとせん断力の相互作用に基づく部材耐力の評価，土木学会第 72 回年次学術講演会，V-311，pp.621-622,2017
- 4) 永尾拓洋，棚村史郎，室野剛隆，神田政幸：模擬地盤を用いた地中の RC 杭の非線形モデルに関する検討，鉄道総研報告，Vol.16，No.9，pp.29-34，2002
- 5) 今年年成，室野剛隆，篠田昌弘，川西智浩：地盤中の拘束圧を受ける RC 杭部材の変形性能の評価方法，鉄道総研報告，Vol.20，No.5，pp.29-34，2006

- 6) 佐名川太亮, 西岡英俊, 神田政幸, 森野達也, 米澤豊司, 青木一三: 慣性力と地盤変位が同時に作用する杭の水平抵抗特性に及ぼす杭体の段落し部での損傷の影響, 地盤工学ジャーナル, Vol.10, No.1, pp.33-44, 2015
- 7) 牧剛史, 土屋智史, 渡辺忠朋, 前川宏一: 3次元非線形有限要素法を用いたRC杭基礎-地盤系の連成地震応答解析, 土木学会論文集A, Vol.64, No.2, pp.192-207, 2008
- 8) 後藤源太, 西谷朋晃, 李首一, 中谷隆生: 既設場所打ち杭のせん断耐力に対するせん断スパン比及び帯鉄筋の構造細目が及ぼす影響に関する検討, 構造工学論文集, Vol.70A, pp.215-228, 2024
- 9) 牧剛史, 土屋智史, 齊藤成彦, 渡邊忠朋: コンクリートの損傷指標を用いたRC部材の三次元耐荷機構の数値解析的評価, 土木学会論文集E2(材料・コンクリート構造), Vol.78, No.1, pp.121-137, 2022
- 10) 松本浩嗣, 米花萌, 二羽淳一郎: 単純支持および逆対称曲げモーメントを受ける中実円形断面RCディープビームのせん断性状, 土木学会論文集E2(材料・コンクリート構造), Vol.68, No.4, pp.343-355, 2012
- 11) 田所敏弥, 谷村幸裕, 服部尚道, 北沢宏和: 逆対称曲げ荷重を受ける円形RC部材のせん断耐力におよぼす帯鉄筋の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.787-792, 2006
- 12) 中田裕喜, 渡辺健, 谷村幸裕: 単純支持されたRC棒部材の設計せん断耐力算定法, 鉄道総研報告, Vol.38, No.11, 2024
- 13) 北川晴之, 中田裕喜, 渡辺健, 田所敏弥: 分布荷重を考慮したRC杭頭部における耐力の解析的評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.43, No.2, pp.409-414, 2021
- 14) 土木学会: 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル・照査例(2021年版), 原子力土木シリーズ5, 2021
- 15) 遠藤達巳, 青柳征夫, 松村卓郎: 鉄筋コンクリート製地中構造物の限界状態設計に用いるせん断耐力評価法, 電力中央研究所報告, 1992
- 16) 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(基礎構造物), 丸善出版, 2012
- 17) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)照査例RCラーメン高架橋, 2005
- 18) 飯塚敬一, 檜貝勇, 齊藤成彦, 高橋良輔: かぶり厚の影響を考慮した異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係, 土木学会論文集E2(材料・コンクリート構造), Vol.67, No.2, pp.280-296, 2011
- 19) 島弘, 周礼良, 岡村甫: マッシュピなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係, 土木学会論文集, 第387号, pp.165-174, 1987
- 20) Nakamura, H. and Higai, T.: Compressive fracture energy and fracture zone length of concrete, seminar on post-peak behavior of RC structures subjected to seismic loads, *JCI-C51E*, Vol.2, pp.259-272, 1999.
- 21) 中田裕喜, 坂口淳一, 渡辺健: RC杭のせん断耐力に及ぼす軸方向力および地盤反力の履歴の影響, 第24回コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレードシンポジウム, Vol.24, pp.357-362, 2024
- 22) 谷村幸裕, 佐藤勉: スターラップを用いたディープビームのせん断耐力評価, 鉄道総研報告, Vol.18, No.1, pp.25-30, 2004

せん断スパン比に対する連続性を考慮した RC 棒部材の設計せん断耐力算定法

中田 裕喜* 渡辺 健* 谷村 幸裕**

Method for Calculating of the Design Shear Capacity of Reinforced Concrete Members
with Continuity of Ratio of Shear-span to Effective Depth

Yuki NAKATA Ken WATANABE Yukihiro TANIMURA

The safety of RC structures for shear force is verified by confirming that the shear force does not reach the design shear capacities (V_{yd} , V_{dd}). V_{yd} and V_{dd} are determined on the basis of experimental results and are expressed as a function of the ratio of shear span to effective depth (a/d). Therefore, there may be a significant difference between V_{yd} and V_{dd} at $a/d = 2.0$ in the case of RC beams with larger shear reinforcement ratios. This is due to the fact that the contribution of large amounts of stirrups to the shear capacity of RC beams has not been clarified. Based on experimental results, this research has investigated the contribution of stirrups and load plates to the shear capacity of rectangular cross section RC beams. Finally, a method for calculating the design shear capacity of RC beams with continuity of a/d has been proposed.

キーワード：せん断耐力，RC 棒部材，単純支持，せん断補強鉄筋，せん断スパン比

1. はじめに

鉄筋コンクリート（以下，RC）部材のせん断破壊はぜい性的な破壊であり，RC 構造物の設計において精度よくせん断耐力を算定することが極めて重要である。一方で，RC 部材のせん断破壊は複雑な現象であり，部材の形状や配筋等によって形態が異なることが知られている。そこで，鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）^{1) 2)}（以下，コンクリート標準）では，複数の耐力算定式が設定され，RC 棒部材に対し，せん断スパン比 a/d （せん断スパン a と有効高さ d の比）により算定式を使い分けることによって耐力算定精度の確保が図られている。

RC 棒部材のせん断耐力算定式は実験に基づいて経験的に定められており，知見の蓄積によってコンクリート標準の改訂に伴い精度向上に取り組みられてきた。この取り組みは，実際に適用する RC 棒部材の諸元を念頭に進められてきたが，近年は耐震設計の基準の改訂により RC 棒部材のせん断補強鉄筋量が大幅に増加するなど変化が生じていた。このような状況で，2004 年（平成 16 年）に改訂されたコンクリート標準²⁾（以下，平成 16 年版標準）のせん断耐力算定法では， $a/d = 2.0$ において算定値に不連続が生じるようになっており³⁾，このような設計せん断耐力の不連続は，設計結果を意図しない方向に誘導するなどの不都合が生じることが懸念される。

そこで，本研究では，単純支持された矩形断面 RC 棒部材に関して，せん断補強鉄筋の効果等を検証し， a/d に対する連続性の確保が可能な，棒部材の設計せん断耐力算定法を提案することを目的とした⁴⁾。

2. 平成 16 年版標準の設計せん断耐力算定法

2.1 せん断耐力算定法の概要

平成 16 年版標準のせん断耐力算定法は，棒部材の設計せん断耐力 V_{yd} （式 (1)），設計せん断圧縮破壊耐力 V_{dd} （式 (2)），設計斜め圧縮破壊耐力 V_{wcd} （式 (3)）を用い， $a/d \geq 2.0$ では V_{yd} および V_{wcd} を， $a/d < 2.0$ では V_{dd} を適用する方法が示されている。

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} \quad (1a)$$

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (1b)$$

$$V_{sd} = \{ A_w \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / s_s \} \cdot z / \gamma_b \quad (1c)$$

$$f_{vcd} = 0.2 \sqrt[3]{f_{cd}} \leq 0.72 \quad (\text{N/mm}^2) \quad (1d)$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d} \leq 1.5 \quad (1e)$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_c} \leq 1.5 \quad (1f)$$

$$p_c = A_s / (b_w \cdot d) \quad (1g)$$

* 構造物技術研究部 コンクリート構造研究室

** 研究開発推進部

ここに、 V_{cd} ：せん断補強鋼材を用いないRC棒部材の設計せん断耐力 (N)、 V_{sd} ：せん断補強鋼材により受け持たれる設計せん断耐力、 β_n ：軸方向力の影響を表す係数、 b_w ：腹部の幅 (mm)、 d ：有効高さ (mm)、 f'_{cd} ：コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)、 A_s ：引張側鋼材の断面積 (mm²)、 A_w ：区間 s_s におけるせん断補強鉄筋の総断面積 (mm²)、 f_{wyd} ：せん断補強鉄筋の設計引張降伏強度で、400N/mm² 以下、 α_s ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度、 s_s ：せん断補強鉄筋の配置間隔 (mm)、 z ：圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で、一般に $d/1.15$ (mm)、 γ_b ：部材係数、である。

$$V_{dd} = (\beta_d \cdot \beta_n + \beta_w) \beta_p \cdot \beta_a \cdot f'_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (2a)$$

$$f'_{dd} = 0.19 \sqrt{f'_{cd}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (2b)$$

$$\beta_w = 4.2 \sqrt[3]{100 p_w} \cdot (a/d - 0.75) / \sqrt{f'_{cd}} \geq 0 \quad (2c)$$

$$\beta_p = (1 + \sqrt{100 p_c}) / 2 \leq 1.5 \quad (2d)$$

$$\beta_a = 5 / \{1 + (a/d)^2\} \quad (2e)$$

$$p_w = A_w / (b_w \cdot s_s) \quad (2f)$$

ここに、 V_{dd} ：設計せん断圧縮破壊耐力 (N)、 a ：支持部前面から載荷点までの距離 (mm)、である。

$$V_{wcd} = f_{wcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (3a)$$

$$f_{wcd} = 1.25 \sqrt{f'_{cd}} \quad (3b)$$

ただし、 $f_{wcd} > 7.8 \text{N/mm}^2$ となる場合は $f_{wcd} = 7.8 \text{N/mm}^2$ とする。

ここに、 V_{wcd} ：せん断力に対する腹部コンクリートの設計斜め圧縮破壊耐力 (N)、である。

また、式 (4)~(6) に V_{yd} 、 V_{dd} 、 V_{wcd} の根拠となっている V_y 、 $V_d^{(5)(6)(7)}$ 、 $V_{wc}^{(8)}$ を示す。なお、 V_y は、せん断補強鉄筋により受け持たれる設計せん断耐力 V_s に、補正項としてせん断補強鉄筋を用いないRCはりのせん断耐力 $V_c^{(9)}$ を累加した、修正トラス理論の考え方を踏襲している。

$$V_y = V_c + V_s \quad (4a)$$

$$V_c = 0.20 \cdot (p_c \cdot f'_c)^{1/3} \cdot (d/1000)^{-1/4} \cdot \{0.75 + 1.4/(a/d)\} \cdot b_w \cdot d \quad (4b)$$

$$V_s = \{A_w \cdot f_{wy} \cdot (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / s_s\} \cdot z \quad (4c)$$

ここに、 V_c ：せん断補強鋼材を用いないRC棒部材のせ

ん断耐力 (N)、 V_s ：せん断補強鋼材により受け持たれるせん断耐力、 f'_c ：コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)、 f_{wy} ：せん断補強鉄筋の引張降伏強度、である。

$$V_d = \frac{0.24 \cdot k \cdot f'_c{}^{2/3} \cdot (1 + \sqrt{100 p_c}) \cdot (1 + 3.33r/d)}{1 + (a/d)^2} \cdot b_w \cdot d \quad (5a)$$

$$k = 1 + 7.4 \sqrt[3]{100 p_w} \cdot (a/d - 0.75) / f'_c{}^{2/3} \quad (5b)$$

ただし、 $p_w < 0.002$ となる場合は $p_w = 0$ とする。

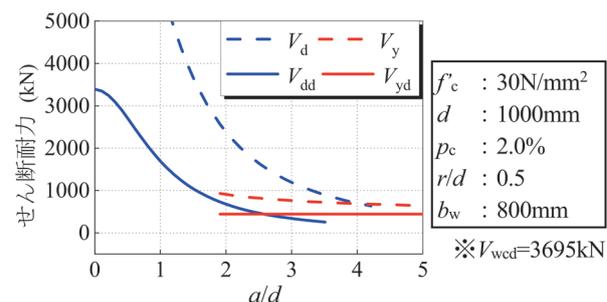
ここに、 V_d ：せん断圧縮破壊耐力 (N)、 r ：支圧板の部材軸方向長さ、である。

$$V_{wc} = (1.04 + 21 p_w) \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (6)$$

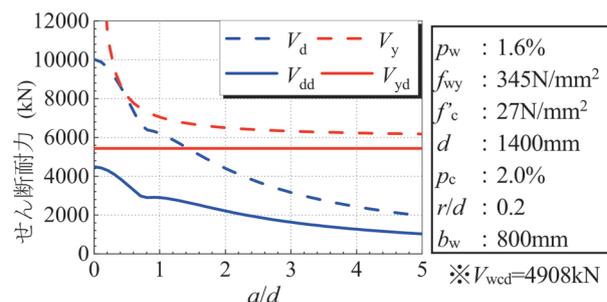
ここに、 V_{wc} ：せん断力に対する腹部コンクリートの斜め圧縮破壊耐力 (N)、である。

2.2 a/d に対する連続性の検証

図1に、 a/d の変化に伴う V_{yd} 、 V_{dd} 、 V_y および V_d の算定結果を示す。図1(a)には、図に示した諸元でせん断補強鉄筋を配置しない ($p_w = 0$) 場合を示した。 V_y のうちの V_c と V_d は実験で得られたせん断耐力の平均値を算定する式であるが、 $a/d = 4.0$ で算定値が一致し、それよりも a/d が小さい領域では V_d の方が大きくなっている。これはよく知られているように、スレンダーな (a/d の大きい) 棒部材のせん断破壊は斜めひび割れの発生後ただちに耐力を失うのに対し、ディープな (a/d の小さい) 棒部材では斜めひび割れ発生後も耐荷機構が変化し



(a) せん断補強鉄筋無し ($p_w = 0\%$)



(b) $p_w \cdot f_{wy} / f'_c = 0.20$, $p_w \cdot f_{wyd} / f'_{cd} = 0.27$

図1 せん断耐力算定値の a/d に対する連続性

て耐力を保持し、さらに大きな荷重に耐えうるためである。しかし、これらの中間的な領域ではどちらの破壊形態になるのか明確ではなく、設計においては安全側の措置として、やや a/d の小さい領域でも V_y をもとにした算定方法が用いられ、平成 16 年版標準では $a/d=2.0$ をその境界としていた。設計で用いられる V_{yd} と V_{dd} は、図に示すように $a/d=2.6$ で算定値が一致し、 $a/d=2.0$ では不連続となるがその差はそれほど大きくない。そして、1995 年兵庫県南部地震以前の設計に一般的であった $p_w=0.2\%$ 程度の領域ではさらに差が小さく、 $a/d=2.0$ 程度ですりつくようになっていた³⁾。

しかし、1995 年兵庫県南部地震を契機として耐震設計が見直されたことにより、せん断補強鉄筋比を大きくしたり、高強度鉄筋を用いたりするなど、実構造物の諸元に変化が生じた。図 1 (b) は、最近設計された RC ラーメン高架橋を参考に、せん断補強鉄筋が多量に配置された場合 ($p_w=1.6\%$) を想定して試算した結果である。 $a/d=2.0$ の V_{yd} と V_{dd} の算定値は大小関係が逆転して差が大きく ($V_{yd}/V_{dd}=2.5$) なるとともに、いずれの a/d においても $V_{yd} > V_{dd}$ となっている。これは、 V_{dd} が式 (2c) に示すようにせん断補強鉄筋比の 3 乗根に比例する程度の補強効果しか得られないのに対し、 V_{yd} は式 (1c) に示すようにせん断補強鉄筋量に比例して V_{sd} が増加することによる影響のためである。この違いは、実際にせん断補強効果が異なることも考えられるが、 V_{yd} に関してはせん断補強鉄筋が多量に配置された場合の補強効果に関する検討が不足していることも要因である可能性がある。

ところで、 V_{yd} に関してせん断補強鉄筋に高強度鉄筋を用いた場合にせん断補強効果に上限があることが明らかにされているが¹⁰⁾、せん断補強鉄筋を多量に配置した場合にも上限が存在することが想定される。そこで、 V_{yd} に関して、せん断補強鉄筋量やせん断補強鉄筋の強度の増大による補強効果を検証し、このような領域のせん断耐力を明らかにすることとした (3 章)。

また、図 1 より、実験式 (V_y , V_d) と設計式 (V_{yd} , V_{dd}) の差、すなわち実線と破線の差が a/d によってかなり異なっているが、これは、実験式 V_d で考慮されている支圧板の部材軸方向長さ r が、設計においては設定困難であることから設計式 V_{dd} においては r がパラメータ

とならないように、安全側に簡略化されていることが要因の一つとなっている。しかし、実験式から設計式に変換する過程で算定精度に違いが生じるようであれば、実験式において a/d に対する連続性が確保されていたとしても、設計式においては不連続となることとなる。そこで、 V_{dd} における実験式から設計式への簡略化について再検討することとした (4 章)。

さらに、 V_{dd} はせん断圧縮破壊、 V_{yd} は斜め引張破壊⁹⁾ といった、異なる破壊モードごとに構築された式であるが、破壊モードは a/d だけでなく、鉄筋量なども影響すると考えられる。したがって、 V_{dd} と V_{yd} の適用を $a/d=2.0$ で固定して区別していることも、 V_{dd} と V_{yd} の連続性に影響を及ぼしていると考えられることから、 V_{dd} と V_{yd} の適用区分について検討することとした (5 章)。

3. V_{yd} におけるせん断補強効果の検証

3.1 高強度鉄筋のせん断補強効果

3.1.1 検討概要

せん断補強鉄筋に高強度鉄筋を用いた場合、鉄筋が降伏する前にせん断破壊に至る場合があることから、 V_y の算定にあたってせん断補強鉄筋の降伏強度 f_{wy} の上限を $25f'_c$ とすることで、実験値と良好に整合することが既往の研究¹⁰⁾ で明らかにされている。検討時点において、せん断補強鉄筋の降伏強度の規格値が 800N/mm^2 を超える実験データが少なかったが、その後、SD1275 相当 (降伏強度の規格値が 1275N/mm^2) を用いた実験の知見が得られたことから、これらのデータを加えて V_y における f_{wy} の上限について検討した¹¹⁾。なお、SD1275 相当とは、令和 5 年版のコンクリート標準¹⁾ の付属資料 2-1 に適合する鉄筋を意味するが、JIS G 3112:2020 に定められていないため、相当と記載する。

表 1 に、せん断補強鉄筋に SD1275 相当の鉄筋を用いた供試体を示す。これに文献 10 のうち高強度コンクリートを用いた供試体を除く $f'_c=22.6\sim 55.2\text{N/mm}^2$ のデータを加えた計 17 体のデータを用いて検討した。いずれも単純支持された矩形断面 RC はりで、 a/d は 3.0 (16 体) と 3.83 (1 体) である。載荷は、一方向 4 点曲げ載荷とし、せん断力の最大値 V_{uexp} をせん断耐力の

表 1 せん断補強鉄筋に SD1275 相当の鉄筋を用いた供試体

供試体	b_w (mm)	h (mm)	d (mm)	a/d	f'_c (N/mm^2)	せん断補強鉄筋		引張鉄筋	
						f_{wy} (N/mm^2)	p_w (%)	f_{sy} (N/mm^2)	p_c (%)
No.1	500	750	690	3.00	42.6	1400	0.20	1154	1.77
No.2	500	750	690	3.00	40.3	1400	0.32	1154	1.77
No.5	500	600	540	3.83	38.2	1400	0.20	1154	1.77

b_w : 腹部の幅, h : 断面高さ, d : 有効高さ, a : せん断スパン, f'_c : コンクリート圧縮強度, f_{wy} , f_{sy} : 降伏強度, p_w : せん断補強鉄筋比, p_c : せん断引張鋼材比

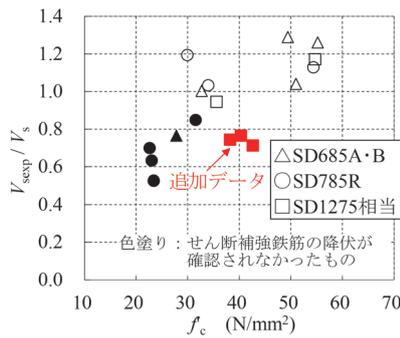


図2 コンクリート強度の影響

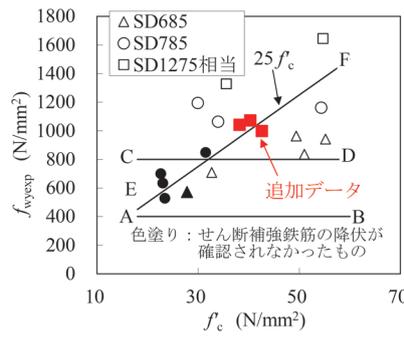


図3 f_c と f_{wyexp} の関係

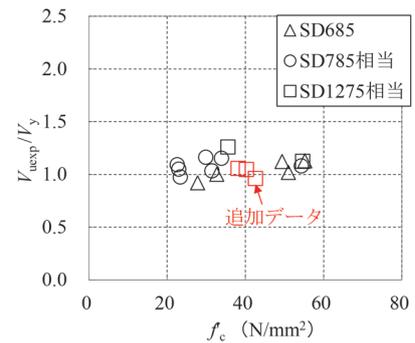


図4 せん断耐力の算定精度 ($f_{wy} \leq 25f_c$)

実験値として検討を行った。

3.1.2 検討結果

図2に、コンクリート圧縮強度 f_c と V_{sexp}/V_s の関係を示す。 V_{sexp} は、 V_{uexp} から式(4b)により算定した V_c を減じた値とし、 V_s は f_{wy} を降伏強度の材料試験結果とした式(4c)により算定した。 f_c が減少すると、 V_{sexp}/V_s が小さくなる傾向にある。 $f_c \leq 40\text{N/mm}^2$ である供試体の多くが $V_{sexp}/V_s < 1.0$ となっており、せん断補強鉄筋は降伏に至っていないものが多い。また、SD1275相当のせん断補強鉄筋については、 f_c が 40N/mm^2 より大きくなっても降伏していないものがある。なお、 p_w と V_{sexp}/V_s には明確な関係は認められなかった¹¹⁾。

図3に、 f_c と f_{wyexp} の関係を示す。 f_{wyexp} は、 V_{sexp} を用いて、式(4c)から逆算して算定したせん断補強鉄筋の応力度である。図には、 $f_{wy} = 400\text{N/mm}^2$ (直線A—B)、 $f_{wy} = 800\text{N/mm}^2$ (直線C—D)、 $f_{wy} = 25f_c$ (直線E—F)を併記した。 $f_c = 20 \sim 32\text{N/mm}^2$ でせん断補強鉄筋が降伏していないものは、 f_c の低下に伴い f_{wyexp} が減少する傾向にある。これに対し、直線A—Bでは全ての範囲で実験値を過小に算定し、直線C—Dでは $20 \sim 32\text{N/mm}^2$ の範囲において実験値を過大に算定した。一方、直線E—Fは、 $f_c = 20 \sim 32\text{N/mm}^2$ において、 f_c の低下に伴って f_{wy} が減少する傾向およびSD1275相当のせん断補強鉄筋が降伏に至っていない現象を概ね再現できている。

図4に、 $f_{wy} \leq 25f_c$ を考慮した場合の f_c と V_{uexp}/V_y の関係を示す。せん断補強鉄筋にSD1275相当の鉄筋を用いた場合でも、 $f_{wy} \leq 25f_c$ の上限を設けることによって、実験結果を概ね算定できると考えられる。

3.2 せん断補強鉄筋量と補強効果の関係

3.2.1 検討概要

図5に、斜め引張破壊 (diagonal tension failure) または $a/d \geq 2.5$ でせん断破壊したと報告された矩形断面RCはりの既往の実験結果における p_w の分布を示す¹²⁾。収集した範囲では、 p_w は最大でも 0.72% であり、多くの供試体が $p_w < 0.4\%$ である。しかし、近年でよく見られる p_w が 1.0% を超えるようなせん断補強鉄筋を多量に

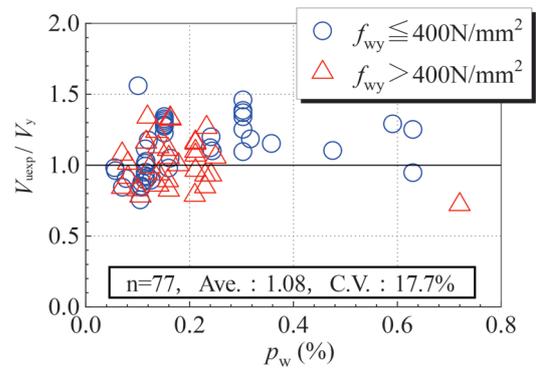


図5 既往の実験における p_w の分布 ($a/d \geq 2.5$)

配置した領域のデータは得られていない状況であった。

一方、従来の設計においては、せん断補強鉄筋を多量に配置したRC棒部材として薄肉断面I形RCはり想定しており、これを対象とした実験結果⁸⁾ から導かれた¹³⁾ 斜め圧縮破壊耐力 V_{wcd} によりせん断耐力が過大にならないように考慮されていた。しかし、 V_{wcd} は矩形断面RCはりに関しては、せん断耐力を過大に算定する傾向が明らかにされたため¹⁴⁾、矩形断面の場合におけるせん断耐力の算定方法を検討する必要が生じていた。そこで、せん断補強鉄筋を多量に配置した単純支持矩形RCはりの荷重実験を行い、せん断耐力およびせん断破壊性状を実験的に検証した¹²⁾。

図6および表2に、供試体諸元を示す。供試体は、 $a/d = 3.0$ であり、 p_w が異なるRC308およびRC313の2体である。せん断補強鉄筋は、RC308にはD13を、RC313にはD16を 100mm の間隔で配置した。したがって、RC308およびRC313の p_w はそれぞれ 0.84% 、 1.32% 、 $p_w \cdot f_{wy}/f_c$ はそれぞれ 0.08 および 0.11 となる。荷重は、図6に示す荷重点および支点位置での一方向4点曲げ荷重とした。

3.2.2 実験結果

図7に、RC313の破壊が生じた左スパンのひび割れ状況の例を示す。図中の数値はひび割れ発生時のせん断力を示す。曲げひび割れが発生した後、 $V = 180\text{kN}$ で斜

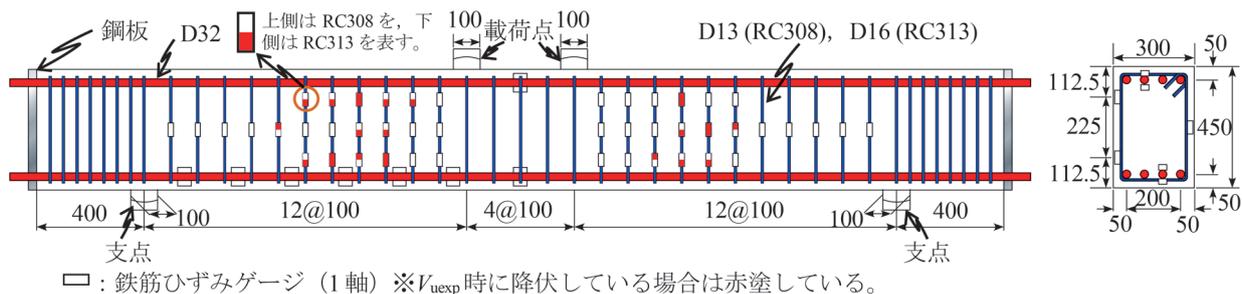
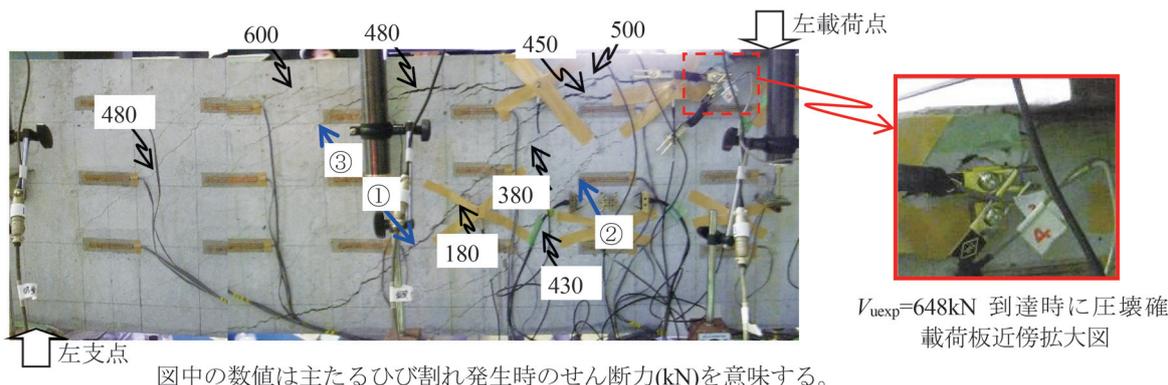


図6 供試体諸元と鉄筋ひずみの計測項目 (単位: mm)

表2 供試体諸元

供試体	a/d	コンクリート			せん断補強鉄筋				軸方向鉄筋		
		f'_c (N/mm ²)	E_c (kN/mm ²)	f_t (N/mm ²)	f_{wy} (N/mm ²)	E_{wy} (kN/mm ²)	p_w (%)	$p_w \cdot f_{wy} / f'_c$	f_{sy} (N/mm ²)	E_{sy} (kN/mm ²)	p_c (%)
RC308	3.0	42.9	32.2	3.28	395	169	0.84	0.08	957	185	2.65
RC313		42.3	34.1	3.42	361	176	1.32	0.11			

a : せん断スパン, d : 有効高さ, f'_c : コンクリート圧縮強度, E_c, E_{wy}, E_{sy} : ヤング率, f_t : コンクリート割裂引張強度, f_{wy}, f_{sy} : 降伏強度, p_w : せん断補強鉄筋比, p_c : せん断引張鋼材比



図中の数値は主たるひび割れ発生時のせん断力(kN)を意味する。

図7 ひび割れ発生状況 (RC313 (支間中央たわみ 27mm))

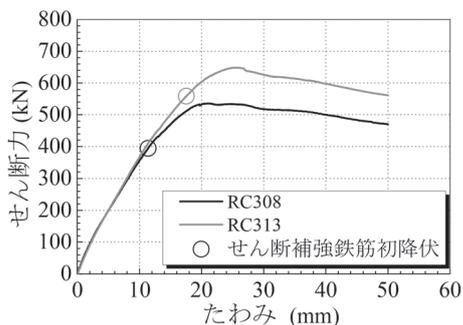


図8 せん断力と支間中央のたわみの関係

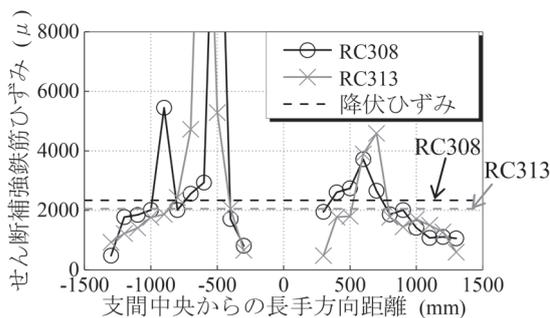


図9 せん断補強鉄筋のひずみ分布

めひび割れ①が生じ, $V=430$ kNで斜めひび割れ②が発生した。その後, 斜めひび割れ③が発生し, ①と③が圧縮鉄筋に沿って進展し, 左載荷点の近傍でコンクリートが剥離, 圧壊し, せん断力が低下した。なお, RC308もRC313と同様の性状であった。

図8に, せん断力 (V) と支間中央のたわみの関係を示

す。RC313のせん断補強鉄筋が初降伏する時のせん断力および V_{uexp} は, RC308よりも大きくなった。なお, いずれの供試体も, 引張鉄筋は降伏していない。

図9に, $V=V_{uexp}$ におけるせん断補強鉄筋のひずみ分布を示す。1つのせん断補強鉄筋に対して複数計測しているもの(図6参照)については最大値を示した。降伏

表 3 実験結果と計算値の比較

供試体	p_w (%)	$p_w \cdot f_{wy} / f'_c$	V_{uexp} (kN)	V_c (kN)	V_s (kN)	V_y (kN)	V_{uexp} / V_y	V_{wc} (kN)	V_{uexp} / V_{wc}	V_y^* (kN)	V_{uexp} / V_y^*
RC308	0.84	0.08	535	178	348	525	1.02	957	0.56	525	1.02
RC313	1.32	0.11	648	177	498	675	0.96	1029	0.63	618	1.05

p_w : せん断補強鉄筋比, f_{wy} : せん断補強鉄筋の降伏強度, f'_c : コンクリート圧縮強度, V_{uexp} : 実験で得られたせん断力の最大値, V_c : 式(4b), V_s : 式(4c), V_y : 式(4a), V_y^* : V_s に $p_w \cdot f_{wy} / f'_c \leq 0.1$ を考慮した V_y , V_{wc} : 式(6)

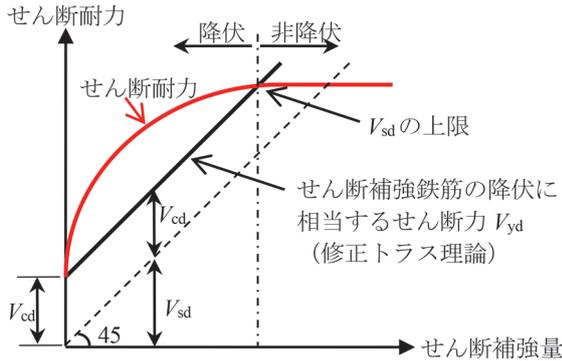


図 10 せん断補強量に伴うせん断耐力の変化¹⁶⁾

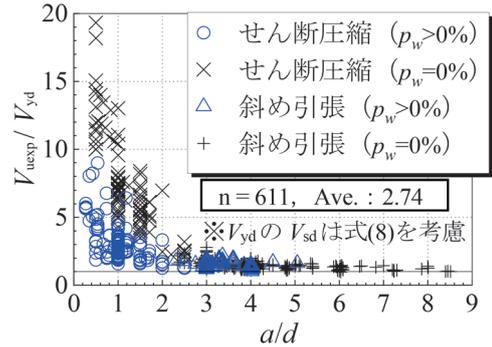


図 11 式 (8) を考慮した V_{yd} と実験結果の比較

したせん断補強鉄筋の本数は, p_w の大きい RC313 が 7 本で RC308 の 8 本よりも少なく, 降伏していない鉄筋のひずみも RC313 の方がやや小さい傾向にあった。

表 3 に, 実験で得られた V_{uexp} と, V_y および V_{wc} の算定値を示す。 V_y および V_{wc} における f'_c および f_{wy} は, 材料試験結果を用いて算出した。 p_w が比較的小さい領域 ($p_w < 0.4\%$) においては, 図 5 に示したように V_{uexp} / V_y が 1.0 を幾分上回るものが多く存在するが, p_w が比較的大きい本実験結果では, 表 3 に示すように V_{uexp} / V_y が RC308 では 1.02, RC313 では 0.96 となり, p_w によって傾向が異なる結果となった。これは, p_w を大幅に増やしても V_y で算定されるほどのせん断補強効果が得られないことを示唆している。なお, RC313 の V_{uexp} と, 曲げ耐力 $M_u^{1)}$ に達したときのせん断力 V_{mu} の比 V_{uexp} / V_{mu} は 0.74 であり, 軸方向鉄筋の降伏や等曲げ区間における圧縮縁コンクリートの圧壊も発生していないことから, 曲げ破壊は生じていないと考えられる。

3.2.3 せん断補強鉄筋による補強効果の限界

文献^{14) 15)} では, 単純支持または両端固定支持された RC はりにおいて, せん断補強鋼材を多量に配置すると, せん断補強鋼材が降伏する前に, 圧縮側コンクリートのせん断圧縮破壊でせん断耐力が支配されるようになり, V_y (V_{yd}) の算定値までせん断耐力が増加しないことが非線形有限要素解析によって示されている。これを模式的に示したのが図 10 であるが, せん断補強鉄筋が鉛直に配置された RC はりにおいて, V_{sd} で考慮できる p_w と f_{wyd} を式 (7) で考慮することで, せん断力の最大値 V_u を

適切に安全側の算定ができることを報告している。

$$p_w \cdot f_{wyd} / f'_c \leq 0.1 \quad (7)$$

すなわち, 図中に示す V_{sd} の上限は, $p_w = A_w / (b_w \cdot s_s)$ と $\alpha_s = \pi / 2$, および式 (7) を考慮して, 式 (8) で算定できる。

$$V_{sd} = p_w \cdot f_{wyd} \cdot b_w \cdot z / \gamma_b \leq 0.1 f'_c \cdot b_w \cdot z / \gamma_b \quad (8)$$

表 3 に, 式 (8) を考慮した V_y である V_y^* を併記した。 $p_w \cdot f_{wy} / f'_c > 0.10$ である RC313 の V_{uexp} / V_y^* は 1.05 となり, $p_w \cdot f_{wy} / f'_c \leq 0.1$ を考慮することで, $p_w = 1.32\%$ の V_{uexp} を安全側に算定できることがわかった。

なお, RC313 の V_{uexp} / V_{wc} は 0.63 となり, V_{wc} は V_{uexp} を過大に算定する結果となった。前述したように, V_{wc} は薄肉断面 I 形 RC はりの実験結果から導かれたものであるが, 矩形断面の場合はフランジの断面幅が増すことで載荷点付近が補強された, 言わば形状効果が存在する。本実験では, 載荷点における支圧板近傍のコンクリートの圧壊で V_{uexp} に達したことを考慮すると, せん断補強鉄筋量が多い矩形断面 RC はりに対して, V_{wc} では, 想定している破壊性状の違いから V_{uexp} を精度よく算定できなかったと考えられる。

図 11 に, 既往の実験結果 V_{uexp} と式 (8) を考慮した V_{yd} の比較を示す⁴⁾。ここでは, a/d に関わらず, 収集した矩形断面 RC はりと比較している。部材係数はコンクリート標準に従って考慮しているが, 材料係数は 1.0,

材料強度には材料試験結果を用いている。また、 $f_{wyd} \leq 25f'_{cd}$ を併せて考慮している。式(8)を考慮した V_{yd} は、せん断圧縮破壊した供試体を含む、全ての実験結果に対して $V_{uexp}/V_{yd} > 1.0$ となることを確認した。すなわち、 $p_w \cdot f_{wyd}/f'_{cd} \leq 0.1$ と f_{wyd} の上限を考慮することで、 V_{yd} は直接支持されるあらゆる棒部材のせん断耐力を安全側に算定できる算定式と考えることができる。

なお、 $p_w \cdot f_{wyd}/f'_{cd} \leq 0.1$ は、単純支持または両端固定支持され、せん断補強鋼材は部材軸と直交するように、軸方向鉄筋は圧縮側と引張側で等量配置された矩形断面 RC はりに対して、コンクリート圧縮強度 $f'_c = 30, 50 \text{ N/mm}^2$ 、有効高さ $d = 0.9, 2.8 \text{ m}$ 、 $a/d = 1.5, 3.0$ 、せん断補強鋼材の降伏強度 $f_{wy} = 345, 785 \text{ N/mm}^2$ とした非線形有限要素解析によって定められたものである^{14) 15)}。したがって、この支持条件や荷重条件、コンクリート圧縮強度、構造諸元と異なる場合には、非線形有限要素解析や実験的検討等によってせん断耐力を算定するのがよいが、特別な検討を行わない場合には、 $p_w \cdot f_{wyd}/f'_{cd} = 0.1$ としたせん断補強鉄筋量を上限として V_{sd} を算定してもよい。

4. V_{dd} における支圧板の影響の再検証

式(5)に示したせん断圧縮破壊耐力 V_d の算定式は、実験から導かれたため、支圧板の部材軸方向長さ r がパラメータとなっているが、前述したとおり、設計においてはこれに相当する値を特定できないため、式(2)では $r/d = 0.05$ として安全側に簡略化されている¹⁷⁾。また、式(2)は式(1)との整合性に配慮して、式(5)と異なる形で d および f'_{cd} の影響が考慮されている。しかし、これらの影響で過度に安全側となっている可能性があるため、式(2)の修正を試みた。

r/d の効果以外について、従来と同様に修正した設計せん断圧縮破壊耐力 $V_{dd,r}$ を式(9)のとおり示す。

$$V_{dd,r} = (\beta_d \cdot \beta_n + \beta_w) \beta_p \cdot \beta_a \cdot \alpha \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (9a)$$

$$\alpha = (1 + 3.33r/d) / (1 + 3.33 \times 0.05) \quad (9b)$$

図12に、 $V_{dd,r}$ と既往のせん断補強鉄筋を有する供試体⁴⁾の V_{uexp} の比較を示す。 $V_{dd,r}$ の部材係数 γ_b により $V_{uexp}/V_{dd,r} > 1.0$ とするためには、図12の $V_{uexp}/V_{dd,r}$ の最小値の逆数から、せん断補強鉄筋を有する RC はりでは $\gamma_b = 1.5$ 、せん断補強鉄筋を用いない RC はりでは $\gamma_b = 1.9$ が必要になる。

次に、 r が不明な実構造物に対し、式(9)からの r/d の除去方法について再検討する。図13に、 $r/d = 0.10$ を代入した $V_{dd,r}$ とせん断補強鉄筋を有する供試体の V_{uexp} の比較を示す。 γ'_b は従来²⁾と同じ1.2としている。せん

断補強鉄筋を有する RC はりに対しては、実験における r/d の最小値である0.10としても、 γ_b は1.2を保持したまま $V_{uexp}/V_{dd,pw} > 1.0$ となることが確認できる。したがって、 r/d が不明な RC はりの設計せん断圧縮破壊耐力は、式(9)において、 $\gamma_b = 1.2$ 、 $r/d = 0.10$ とした式(10)の $V_{dd,pw}$ で算定できる。

$$V_{dd,pw} = (\beta_d \cdot \beta_n + \beta_w) \beta_p \cdot \beta_a \cdot \alpha \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (10a)$$

$$\alpha = (1 + 3.33 \times 0.10) / (1 + 3.33 \times 0.05) = 1.14 \quad (10b)$$

せん断補強鉄筋を用いない RC はりに対しては、実験結果のばらつきを考慮して、式(2)の V_{dd} ($\beta_w = 0$) とする。

なお、図13では、 $p_w > 1\%$ となる供試体が17体含まれている。また、 p_w が大きい領域では p_w の増加に対する $V_{dd,pw}$ の増加割合は小さいため、 β_w に p_w に関する上限は設けていない。

5. a/d に対する連続性を考慮した設計せん断耐力算定法の提案と検証

図11から、 $p_w \cdot f_{wyd}/f'_{cd} \leq 0.1$ を考慮した V_{yd} は、 a/d の大きさに関わらず、 $V_{uexp}/V_{yd} > 1.0$ となることを確認した。また、図13から、 a/d が小さいせん断補強鉄筋を有する RC はりに対し、 $V_{uexp}/V_{dd,pw} > 1.0$ となることを確認し

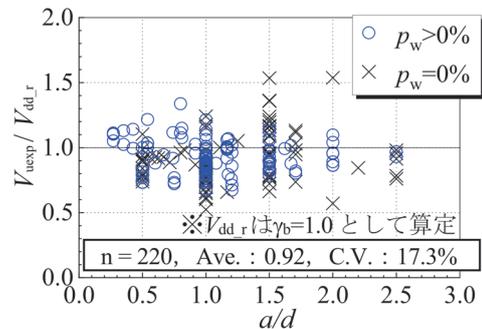


図12 $V_{dd,r}$ の精度の検証

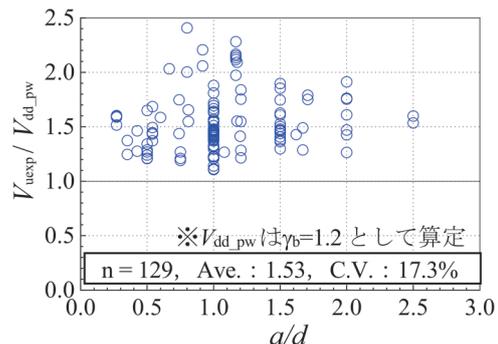


図13 $V_{dd,pw}$ と既往の実験結果の比較 ($p_w > 0$)

た。これらの知見を整理すると、せん断補強鉄筋を有する RC 棒部材の設計せん断耐力 V_{ud} は、式 (11) のとおり示される。

$$V_{ud} = \max(V_{dd_pw}, \min(V_{yd}, V_{wcd})) \quad (11)$$

式 (11) の物理的な意味合いとしては、 a/d が大きい場合、トラス機構が卓越し、せん断補強鋼材 (V_{yd}) または斜め方向のコンクリート (V_{wcd}) のいずれかが力を伝達しなくなることでせん断破壊に至るため、 V_{yd} と V_{wcd} の最小値がトラス機構におけるせん断耐力となるが、 a/d が小さい場合には、アーチ機構 (V_{dd}) が卓越した耐荷機構に変化し、いずれの耐荷機構も成立しなくなる状態を破壊とみなせるため、これらの最大値がせん断耐力となるといったものである。なお、矩形断面 RC 棒部材などにおいては、 $p_w \cdot f_{wy} / f'_{cd} \leq 0.1$ を考慮することで、 V_{wcd} を用いた照査は不要であるが、一般に $V_{yd} < V_{wcd}$ となり、照査上問題にならないことから、式 (11) では特に断面形状を区分せずを示した。

図 14 に、式 (11) により算定した V_{ud} と全ての実験結果 V_{uexp} の比較を示す。概ね $V_{uexp} / V_{ud} > 1.0$ であることを確認した。

図 15 に、図 1 (b) と同一断面の RC はりに対するせん断耐力と a/d の関係を示す。 V_{ud} を用いることにより、

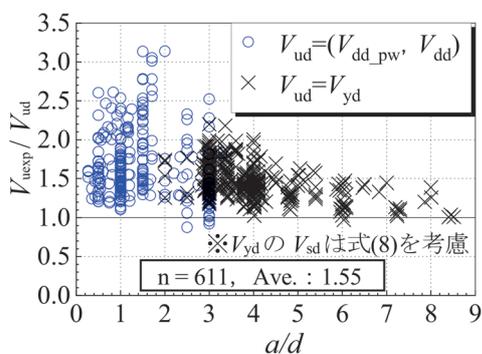


図 14 V_{ud} と既往の実験結果の比較

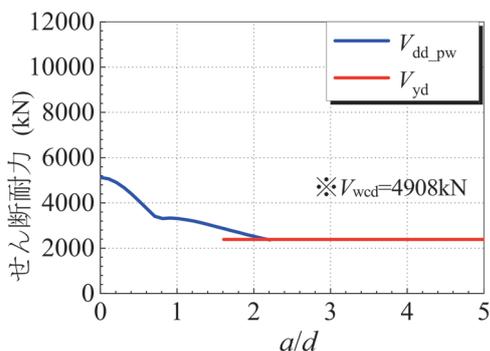


図 15 式 (11) による設計せん断耐力算定値の a/d に対する連続性

設計せん断耐力の不連続性は解消され、 V_{dd_pw} と式 (8) を考慮した V_{yd} が $a/d = 2.0$ 付近で交差することがわかる。

6. まとめ

- (1) V_{yd} におけるせん断補強鉄筋の降伏強度 f_{wy} の上限について、せん断補強鉄筋に SD1275 相当の鉄筋を用いた場合でも、コンクリート圧縮強度 f'_{cd} の 25 倍を f_{wy} の上限とすることで、実験におけるせん断力の最大値 V_{uexp} を概ね算定できることがわかった。
- (2) V_{yd} におけるせん断補強鉄筋の量の上限について、 $p_w \cdot f_{wy} / f'_{cd} \leq 0.1$ とすることで V_{uexp} を算定できることを実験的に明らかにした。また、せん断スパン比 a/d が小さい実験結果を含め、 $p_w \cdot f_{wy} / f'_{cd} \leq 0.1$ とすることで、収集した 611 体の単純支持 RC はりに対し、 $V_{uexp} / V_{yd} > 1.0$ となることがわかった。
- (3) 部材軸方向長さ r と有効高さ d の比 r/d を 0.10 とした設計せん断圧縮破壊耐力 V_{dd_pw} により、収集した 129 体の a/d が小さいせん断補強鉄筋を有する RC 棒部材に対し、 $V_{uexp} / V_{dd_pw} > 1.0$ となることがわかった。
- (4) $p_w \cdot f_{wy} / f'_{cd} \leq 0.1$ とした設計せん断耐力 V_{yd} と、 $r/d = 0.10$ とした設計せん断圧縮破壊耐力 V_{dd_pw} に基づく、従来の a/d による適用区分によらない算定式の適用方法を提案した。提案した適用方法により、 a/d に対する設計せん断耐力の不連続性を解消できた。

文献

- 1) 国土交通省鉄道局監修 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）－第三編 コンクリート構造，丸善出版，2023
- 2) 国土交通省鉄道局監修 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），丸善出版，2004
- 3) 土木学会：コンクリートライブラリー第 129 号 2007 年度版コンクリート標準示方書改訂資料，2008
- 4) 中田裕喜，渡辺健，渡邊忠朋，谷村幸裕：せん断スパン比に対する連続性を考慮した RC 棒部材の設計せん断耐力算定法，土木学会論文集 E2（材料・コンクリート構造），Vol.69, No.4, pp.462-477, 2013
- 5) 二羽淳一郎：FEM 解析に基づくディープビームのせん断耐力算定式，第 2 回 RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集，pp.119-128, 1983
- 6) 谷村幸裕，佐藤勉，渡邊忠朋，松岡茂：スターラップを有するディープビームのせん断耐力に関する研究，土木学会

- 論文集, No.760/V-63, pp.29-44, 2004.5
- 7) 谷村幸裕, 佐藤勉: スターラップを用いたディープビームのせん断耐力評価, 鉄道総研報告, Vol.18, No.1, p.25-30, 2004
 - 8) Placas, A. and Regan, P.E.: Shear failure of reinforced concrete beams, ACI Journal, pp.763-774, Oct. 1971.
 - 9) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫: せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, No.372/V-5, pp.167-176, 1986
 - 10) 黒岩俊之, 谷村幸裕, 岡本大, 佐藤勉: 高強度せん断補強鉄筋を用いた RC 梁のせん断耐力評価, 鉄道総研報告, Vol.18, No.1, pp.19-24, 2004
 - 11) 岡本大, 谷村幸裕, 黒岩俊之, 渡辺忠朋: 高強度せん断補強鉄筋を用いた鉄筋コンクリート梁のせん断耐力算定法に関する一考察, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.35, No.2, pp.631-636, 2013
 - 12) 中田裕喜, 渡辺健, 田所敏弥: せん断補強鉄筋を多量に配置した単純支持矩形 RC はりのせん断破壊性状に関する実験的評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.2, pp.631-636, 2018
 - 13) 土木学会: コンクリートライブラリー第 61 号 コンクリート標準示方書 (昭和 61 年制定) 改訂資料, 1986
 - 14) 坂口淳一, 土屋智史, 渡辺忠朋, 斉藤成彦, 牧剛史: せん断補強鉄筋を多量に配置した RC 梁部材のせん断破壊耐力に関する検討, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol.69, No.2, pp.192-206, 2013
 - 15) 土木学会: 示方書連絡調整小委員会報告書-次世代の「コンクリート標準示方書」に向けて-, コンクリート技術シリーズ 107, 2015
 - 16) 二羽淳一郎: コンクリート構造の基礎 [改訂第 2 版], 数理工学社, 2018
 - 17) 二羽淳一郎, 前田詔一, 岡村甫: ディープビーム的な RC 部材の設計方法に関する提案, コンクリート工学年次論文集, Vol.5, pp.357-360, 1983

降雨で被災した鉄道盛土の安定性評価と運行再開可否判断手法

佐藤 武斗* 松丸 貴樹* 伊藤 壱記** 尾崎 匠*

Method for Determining Resumption of Train Service on Railway Embankment Damaged by Rainfall

Taketo SATO Takaki MATSUMARU Kazuki ITO Takumi OZAKI

Since the stability of railway embankments damaged by rainfall is not easily assessed, the need for temporary restoration is often determined by the inspector's experience, or the damaged embankment is simply restored to its original shape. As a result, there are cases where temporary restoration is carried out with excessive specifications for embankments that meet the performance requirements for train operation. This study proposes a method to evaluate the performance of damaged embankments or temporary restoration embankments in terms of stability and settlement during train operation, and to quickly determine the resumption of train operation on the damaged embankment.

キーワード：降雨，盛土，安定，累積沈下特性，復旧

1. はじめに

近年、大雨や短時間強雨の発生回数は増加傾向にあり、降雨により鉄道盛土が被災する事例が増加している。降雨量が運行規制値を超過した場合には、列車の運行を見合わせ、運行再開前に沿線の点検を実施する安全確認が行われる。その際に、盛土の被害が確認された場合には復旧の要否が検討され、軽微な被害であればシート等により防護が行われる。中規模以上の被害で、なおかつ早期の運行再開が必要な場合には、大型土のう等により盛土断面を修復する応急復旧が行われることが多い。このような運行再開および復旧の要否は、技術者の経験に基づき判断される場合が多く、検討の余地が残されている。

既往の研究では、被災盛土および応急復旧した盛土の性能を評価した検討はほとんど行われておらず、列車走行が可能な条件は明らかにされていない。そのため、本来は列車走行に対して性能を満足する被災盛土に応急復旧を行う場合や過剰な仕様で応急復旧が行われる場合が存在すると考えられる。

以上より、本研究では被災盛土および応急復旧した盛土を対象に、列車載荷時の盛土の安定および列車の繰返し載荷による累積沈下特性を各種実験により検討した。また、既往の安定解析手法による実験結果の再現解析を実施し、被災盛土の復旧の要否や応急復旧時の仕様を迅速に決定できる手法を提案した。

2. 降雨により被災した盛土の安定性評価

列車載荷時の安定性を評価するために、実物大盛土を用いた降雨・載荷実験¹⁾を実施した。また、降雨時の鉄道盛土の安定性評価手法^{2) 3)}により、実験結果の再現性を検証した。検証した安定性評価手法は、4章で実施する被災盛土の安定検討に活用する。

2.1 降雨・載荷実験の概要

降雨・載荷実験は鉄道総研が所有する大型降雨実験装置により実施した。実物大盛土の概要を図1に示す。実物大盛土は幅11.0m、奥行6.0m、高さ4.0mの在来線盛土を想定しており、のり面勾配1:1.5として、天端に道床バラストを厚さ0.70mで敷設した。盛土材料は、鉄道構造物等設計標準・同解説（土構造物）²⁾（以下、設計標準とする）において施工性の良い材料（B群材料）に分類される稲城砂を用いて構築した。

降雨・載荷実験では、時間雨量30mm/hrの降雨散水を断続的に与えて盛土の崩壊を促進し、盛土に一定の崩壊が発生後、降雨散水を停止して列車荷重に相当する大型

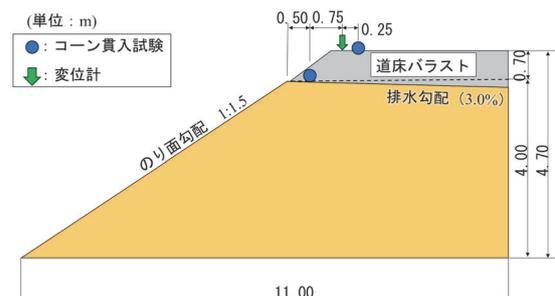


図1 実物大盛土の概要

* 構造物技術研究部 基礎・土構造研究室

** 軌道技術研究部 軌道・路盤研究室

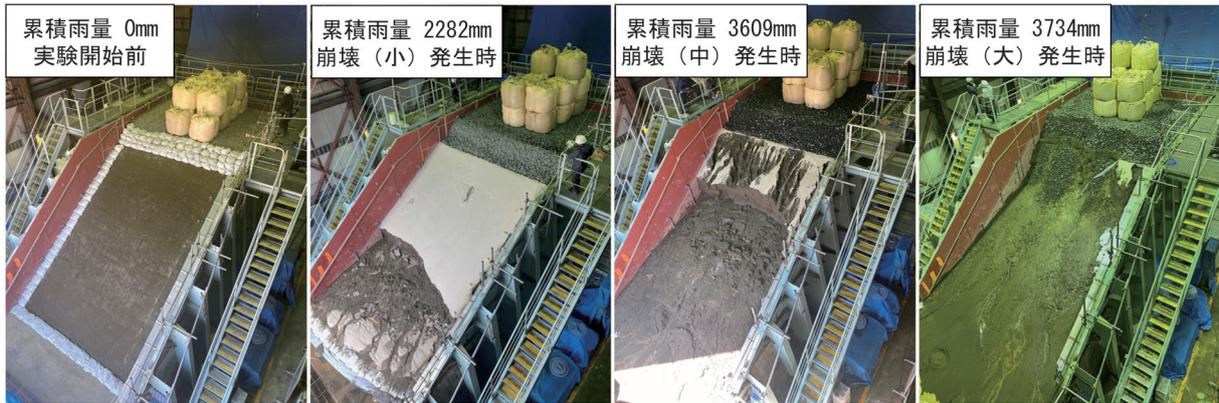


図2 各崩壊段階における載荷実験状況

土のうを載荷した。実験終了時の累積雨量は、3734mmであった。載荷実験後には、大型土のうを撤去し、所定の崩壊が発生するまで降雨散水を実施した。降雨による盛土の崩壊は、のり戻までの崩壊（崩壊（小））、のり面中腹までの崩壊（崩壊（中））、のり肩までの崩壊（崩壊（大））を対象とした。

2.2 列車載荷時における被災盛土の安定性

各崩壊段階における載荷実験状況を図2に、崩壊面のスケッチを図3に示す。図2に示す通り、各崩壊段階では列車荷重を模擬した大型土のうを載荷しても、外観から視認できる崩壊の進行は見られなかった。図3より、各崩壊段階で確認された崩壊範囲は、いずれも載荷実験における載荷端を起点とした45度線よりものり面側に位置していた。この45度線は設計標準における列車荷重の影響範囲である。列車荷重の影響範囲内には崩壊範囲が及んでいない条件で載荷実験を実施したことに相当する。

各崩壊段階において、支持力特性と相関のある換算N値の深度分布を評価することで、崩壊の進行に伴う支持力特性の変化について考察する。図1に示す位置で実施した簡易動的コーン貫入試験による換算N値の深度分布を図4に示す。図中には、図3に示した各崩壊段階の崩壊高さを併記した。崩壊（大）では崩壊範囲がのり肩まで及んだため、天端のみの実施とした。(a) のり肩で確認された崩壊（小）および崩壊（中）の換算N値は、降雨散水前と比較して盛土下部付近で低下が見られた。換算N値の低下は、各崩壊段階の崩壊高さより0.5m程度低い位置を起点に、それよりも下部の範囲で見られた。その一方で、(b) 天端では、このような換算N値の深度分布の変化は見られなかった。(a) のり肩で確認された換算N値の低下は、崩壊に伴う拘束圧の低下に起因すると推察されるが、天端では換算N値の低下がみられなかったことから、のり面の崩壊が天端直下の支持力特性

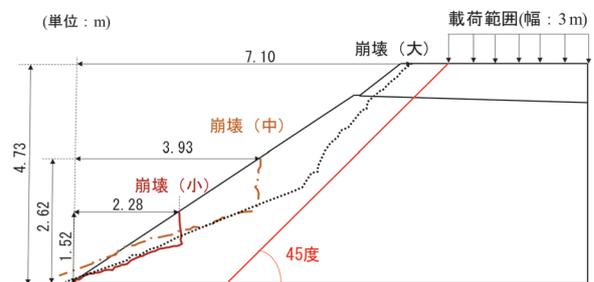


図3 崩壊面のスケッチ

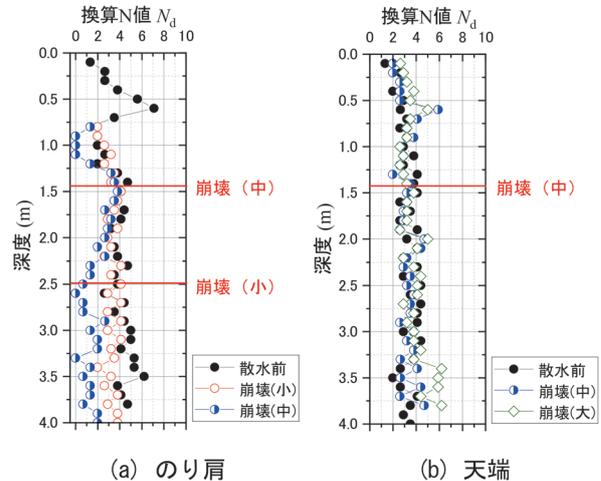


図4 換算N値の深度分布

に及ぼす影響は些少であったと考えられる。

降雨散水および載荷実験時ののり肩沈下量の時刻歴を図5に示す。図中には各崩壊段階で実施した載荷試験の荷重履歴を併記した。のり肩沈下量は、崩壊（小）発生時に3.1mmの沈下が発生しており、列車荷重相当の載荷により4.1mmまで沈下が進行する。その後の崩壊の進行および載荷試験により、6.1mmまで沈下が進行した。崩壊（大）においては、166.6kNを載荷した後は、荷重を増加させて236.6kNを載荷したが、沈下の進行は些少であった。

以上より、本実験で確認された崩壊規模の被災盛土は、列車相当の荷重に対しても一定の安定性を有していることが確認できた。

2.3 安定解析による実験挙動の再現解析

鉄道盛土の降雨時の安定解析手法を用いて、盛土の崩壊範囲の再現性に関する検討を行った。安定解析では、飽和-不飽和浸透流解析により得られた飽和度分布および盛土内水位を考慮した解析モデルを使用し、円弧すべり安定解析^{2) 3)}を実施した。

安定解析に使用した強度定数の一覧を表1に示す。ここに示す強度定数は、降雨・荷重実験で使用した稲城砂を対象に、飽和・不飽和三軸圧縮試験結果をもとに設定した。この強度定数は飽和度 80, 100% を閾値として設定しており、飽和-不飽和浸透流解析により評価した飽和度分布に各強度定数を適用することで、降雨浸透の影響を考慮した安定解析モデルを構築した。

安定解析に使用した粘着力の算定概要を図6に示す。不飽和状態の粘着力の算定にあたり、粘着力が安定解析結果に及ぼす影響が大きいことから、飽和状態と不飽和状態の内部摩擦角を近似的に等しいと扱うことで、不飽和状態の粘着力を小さく評価した。つまり、図中に示す通り、不飽和状態の内部摩擦角を飽和状態の内部摩擦角 ϕ_d と等しいと仮定した場合、得られる粘着力 c は不飽和状態の内部摩擦角 ϕ_{net} が飽和状態よりも小さいと評価した場合の粘着力 c_{net} よりも小さくなる。

円弧すべり安定解析では、盛土体のみを解析対象とし、道床バラストは分布荷重 (10.2kN/m^2) として考慮した。荷重試験を模擬したケースでは、大型土のうを荷重した範囲に分布荷重 29.2kN/m^2 を考慮した。

安定解析結果の一例として、崩壊(中)発生時および崩壊(中)・荷重実験時の安定解析結果を図7に示す。図中に赤線および橙線で示すすべり面は照査値1.0を超過し、当該すべり面で崩壊に至ることを示す。(a)崩壊(中)発生時では、崩壊(小)の断面形状の考慮により実験で得られた崩壊形状と概ね整合するすべり面を再現した。

(b)崩壊(中)・荷重実験時では、荷重範囲に照査値1.0を超過するすべり面が発生しており、実験で確認された荷重実験時において崩壊の進行が見られない挙動と異なる結果が得られた。この原因について、①盛土材料の強度評価法、②上載荷重の荷重分散の影響が挙げられる。①について、一般的には不飽和状態の内部摩擦角は飽和状態よりも若干小さく、粘着力が大きい傾向にあるが、本検討では飽和状態と不飽和状態で内部摩擦角が等しいと設定し、不飽和状態における粘着力を小さく評価した。これは解析結果に及ぼす影響が大きい粘着力を小さく評価することで、安全側の照査結果となるように配慮した

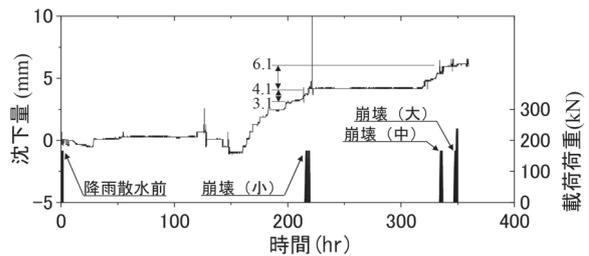


図5 のり肩の沈下量の時刻歴

表1 安定解析に使用した強度定数の一覧

飽和度 S_r (%)	単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	内部摩擦角 ϕ (度)	粘着力 c (kN/m ²)
$S_r < 80$	17.3	36.1	6.5
$80 \leq S_r < 100$	18.2	36.1	2.4
$S_r = 100$	19.1	36.1	0.9

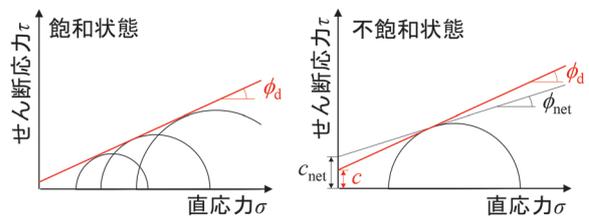
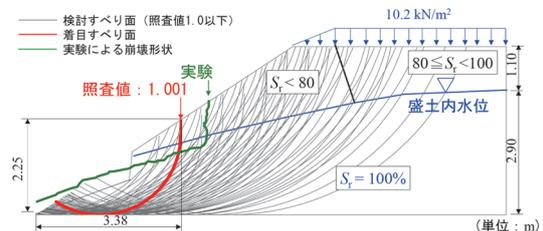
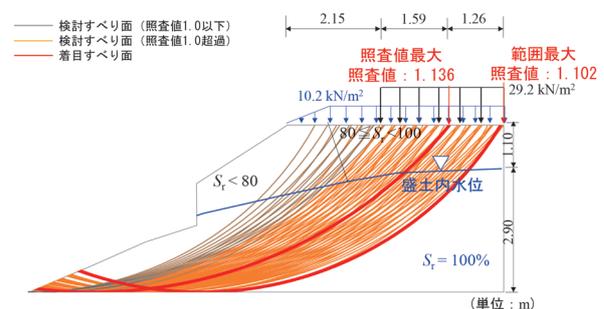


図6 安定解析に使用した粘着力の算定概要



(a) 崩壊(中)発生時



(b) 崩壊(中)・荷重実験時

図7 安定解析結果の一例

ためである。②について、上載荷重は地盤内では分散してすべり面に作用する応力は低下すると考えられるが、安定解析では盛土を剛体と仮定して荷重分散を考慮していない。そのため、上載荷重がすべり面に及ぼす影響が

大きいと考えられる。このような要因により、荷重時を対象とした解析結果は実験結果よりも安全側に評価したと考えられる。

3. 被災盛土・応急復旧盛土の累積沈下特性

本章では、被災盛土および応急復旧盛土を模擬した模型実験によって累積沈下特性を評価した結果を示す。また、得られた知見は、4章に示す被災盛土の安定に関するノモグラムの対象とする崩壊範囲の設定や大型土のうによる応急復旧の標準仕様の決定に活用する。

3.1 被災盛土の崩壊範囲に応じた累積沈下特性

本試験では、のり面の崩壊を模擬した盛土模型を対象に、繰返し荷重試験を実施した。盛土模型の概要を図8に示す。盛土模型の縮尺は1/5であり、奥行方向の寸法は1.0m（まくらぎ7本）である。

荷重荷重に対する寸法効果は応力および地盤材料の強度を考慮すると3乗に比例することから、1/5縮尺に換算すると、1台車分の荷重荷重（160kN/軸×2軸）は $320\text{kN}/5^3=2.56\text{kN}$ となる。一方、盛土材に用いた稲城砂の土粒子間の粘着力（サクシオン）の影響については縮尺の影響を考慮できないため、寸法効果を考慮した荷重荷重でも変形量が小さくなるのが懸念された。そこで、縮尺を考慮した変形が生じるように、1/5盛土模型に対する静的線形弾性解析を実施し、まくらぎ変位が0.2mm程度（実寸で1.0mm程度）となる荷重7.68kNを模型試験に用いることとした⁴⁾。この目標変位について、既往の研究では列車通過時の路盤変位（弾性変形）が1.0mm程度以上になると軌道変位進みが増加する傾向⁵⁾を示すことから、崩壊した盛土模型に対する繰返し荷重試験であること、およびバラスト道床の弾性変形は相対的に小さく路盤変位とまくらぎ変位が近い値を示すことを考慮して、実寸でまくらぎ変位1.0mmを目標変位とした。

本試験では崩壊を模擬した掘削範囲を変えて、6ケースの繰返し荷重試験を実施した。試験ケースに応じた盛土の掘削範囲を図9に示す。本検討では、同一の盛土模型を用いてケース番号順に試験を行ったため、case 2以降では前の試験の荷重履歴の影響を含んだ状態で評価している。各試験ケースの荷重回数は、case 1～5までは10万回とし、case 6はまくらぎの沈下量が大きく進んだことから2万回で荷重中止とした。

各ケースの最終荷重回数におけるまくらぎ沈下量とその変位振幅を図10に示す。なお、まくらぎ沈下量はケース毎に0mmにリセットしている。まくらぎ沈下量と変位振幅ともに、case 1～4まで大きな変化が見られなかったが、case 5, 6ではまくらぎ沈下量と変位振幅ともに

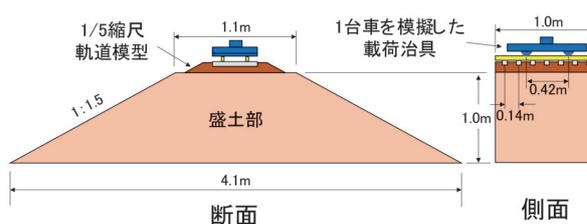


図8 繰返し荷重試験に用いた盛土模型の概要

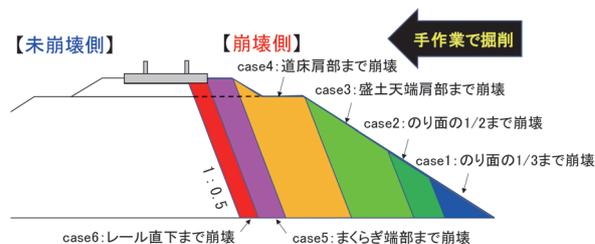


図9 試験ケースに応じた盛土の掘削範囲

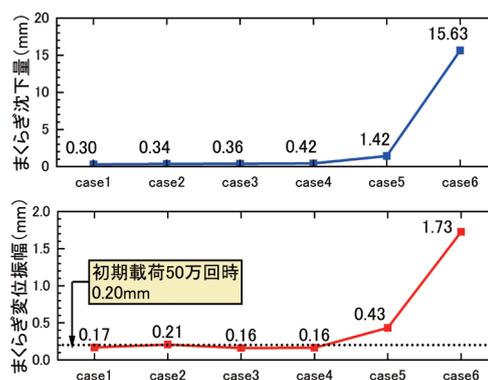


図10 各ケースのまくらぎ沈下量とまくらぎ変位振幅



図11 応急復旧した盛土模型の外観 (case 7)

顕著な増加が見られた。この結果より、道床肩部よりも軌道側に盛土の崩壊が及ばなければバラスト軌道の累積沈下量は極端に大きくならないことがわかった。

3.2 大型土のうによる応急復旧盛土の累積沈下特性

大型土のうによる応急復旧盛土において、繰返し荷重に対する軌道沈下抑制効果を評価した。応急復旧した盛土模型の外観を図11に示す。本試験では、崩壊範囲の異なる2ケースの盛土に対して、大型土のうによる応急復旧を実施した場合を想定した。試験ケースは、case 7（盛土天端肩部までの崩壊）、case 8（まくらぎ端部ま

での崩壊)の応急復旧盛土である。大型土のうは、盛土模型と同様に1/5スケールで構築し、いずれのケースも大型土のうを2列配置した場合と撤去した場合について検討した。

崩壊側のまくらぎ端部の沈下量を図12に示す。

(a) case 7 (盛土天端肩部までの崩壊)では、土のうの設置の有無による沈下量に変化は見られなかった。その一方で、(b) case 8 (まくらぎ端部までの崩壊)では、土のうを撤去すると、まくらぎ沈下量が2倍程度まで増加した。

以上の結果より、まくらぎ端部まで盛土が崩壊しても大型土のうを用いた応急復旧を行うことで、盛土の崩壊領域が道床肩部まで達しない場合と同程度までバラスト軌道の累積沈下を抑制できることが確認された。

4. 降雨で被災した盛土の運行再開判断手法

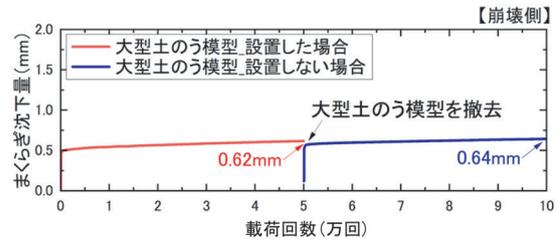
本章では、被災盛土の安定に関するノモグラム、大型土のうを用いた応急復旧の標準仕様について検討し、それらを活用した列車の運行再開判断手法を提案する。

4.1 被災盛土の安定に関するノモグラム

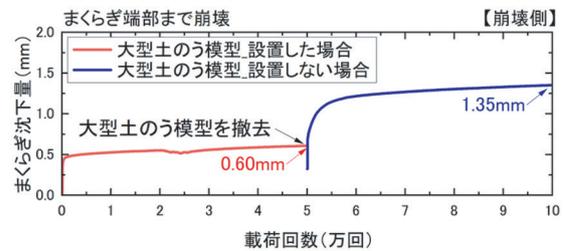
本検討では、列車荷重載荷時を対象に2章で検証した安定解析法を用いており、崩壊形状や盛土内水位等の現場条件を変えて被災盛土の安定性を評価した。検討結果は、図13に示すのり面方向の崩壊距離とのり長の割合である崩壊距離比および崩壊角の関係により、列車載荷時に盛土が安定を満足する範囲を整理した。本検討では、3章で確認されたのり肩までの崩壊規模であれば、列車走行に伴う軌道の累積沈下が生じないことを踏まえて、のり肩までの崩壊範囲を対象とした。

列車載荷時の被災盛土の安定に関するノモグラムを図

14に示す。図中のプロットは安定解析を実施した条件であり、円弧すべり危険度が1.0以下で安定を満足する条件を緑で、円弧すべり危険度が1.0を超過し、安定を満足しない条件を赤で示した。また、照査結果をもとに、安定を満足する領域、満足しない領域を区分した。なお、



(a) case7 盛土天端肩部までの崩壊に対する応急復旧



(b) case8 まくらぎ端部までの崩壊に対する応急復旧

図12 大型土のうによる応急復旧の沈下抑制効果

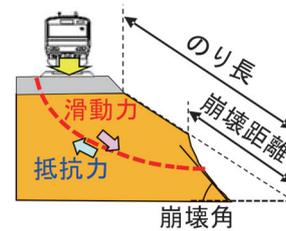


図13 ノモグラムに使用した指標の概要

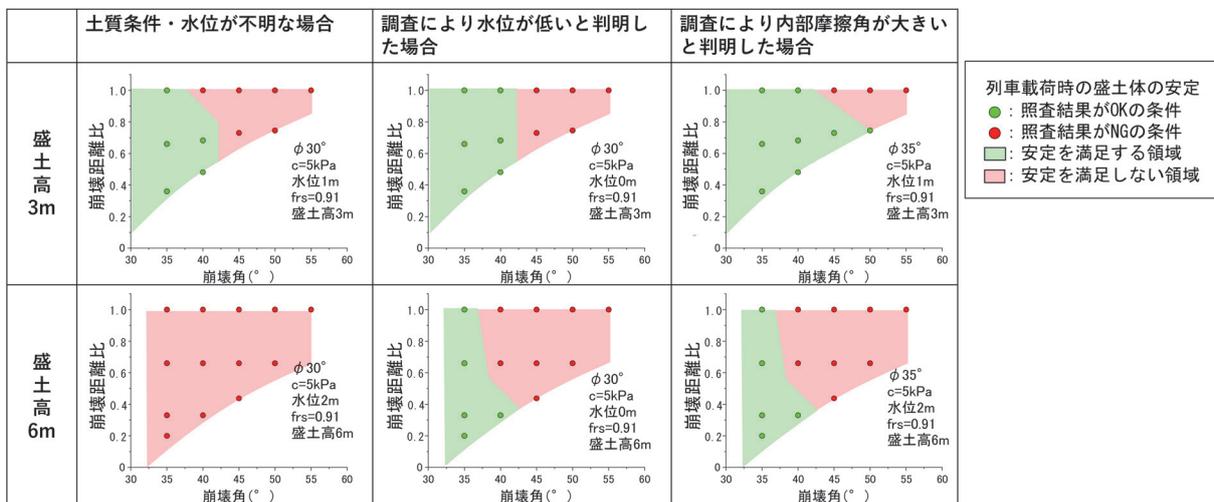


図14 列車載荷時の被災盛土の安定に関するノモグラム

安定解析にあたって、盛土材料の強度に関する土質諸数値には、設計標準²⁾で土質3に分類される既設盛土材料の地盤材料試験結果をもとに、比較的安全側となる内部摩擦角 $\phi=30$ 度、粘着力 $c=5\text{kPa}$ を用いた。円弧すべり抵抗係数 f_{rs} は当該構造物が仮設構造物であり、徐行運行することを勘案して $f_{rs}=0.91$ とした。

列車荷重載荷時を対象に土質条件・水位が不明な場合を例にとると、盛土高さ3mでは崩壊角が小さい場合に列車運行再開時の安定を満足する領域が見られ、応急復旧なしで列車の運行再開が可能となる。一方、盛土高さ6mでは、いずれの崩壊距離比および崩壊角の組合せでも安定を満足せず、応急復旧が必要となる。

現地調査等により盛土情報が取得でき、水位が低いと判断される場合や盛土材料の強度を大きく評価できる場合には、土質条件・水位が不明な場合に比べて安定を満足する領域が拡大し、応急復旧を不要とした列車の運行再開に期待できる。

4.2 被災盛土の応急復旧の標準仕様

応急復旧が必要となる場合に、復旧仕様を簡易に設定するために、大型土のうの配置に関する検討を実施した。本検討では、大型土のうを用いた応急復旧盛土が列車載荷時に作用する土圧に対して、滑動・転倒破壊に対する安定⁶⁾⁷⁾を満足する大型土のうの配置について検討した。

大型土のうによる応急復旧の標準仕様を図15に示す。盛土高さを変えて、土質条件・盛土内水位の情報の有無に応じた6ケースについて検討を実施した。土質条件・水位が不明な場合には、盛土材料の内部摩擦角を30度とし、盛土内水位は盛土高さの1/3とした。盛土材料の粘着力は考慮しないこととし、盛土内水位の影響は、土のうに作用する水圧として考慮した。調査や試験

を行って現地の状況が良好と判断される場合には、実態に合わせて応急復旧の標準仕様を検討した。例えば、水位が低いと判明した場合には盛土内水位を考慮せず、内部摩擦角が大きいと判明した場合には、盛土材料の内部摩擦角 $\phi=35$ 度として安定検討を実施した。安定検討では滑動に対する許容安全率を1.1とし、土のうに作用する土圧と土のうの自重に起因した土のう底面の摩擦抵抗の比較により照査した。転倒に対しては土のうに作用する土圧と土のうの自重の合力の作用位置で照査しており、土のう底面の中央位置から底面幅の1/3の範囲を許容される偏心量とした。

土質条件・水位が不明な場合に注目すると、いずれの盛土高さにおいても土圧・水圧に起因した滑動に対する安全率を確保する必要があるため、最下段の土のうの数を高さ3mで3列、高さ6mでは4列とする必要がある。一方、盛土内水位がない場合は水圧が土のうに作用しなくなるため、高さ3mの復旧盛土では大型土のうの配置が土質条件・水位が不明な場合と変わらないものの、高さ6mの場合は1列分土のうを削減できることがわかる。また、盛土材料の内部摩擦角が大きく、内部摩擦角 $\phi=35$ 度とした場合は、土のうに作用する土圧が全体として低減されるため、特に高さ6mの盛土では上から3~4段目の土のうの数を2列から1列に削減できる結果となっている。

本選定表を用いることで現地の状況に応じた応急復旧が可能となり、更に従来の復旧と比較して土のうの数を削減することができる。

4.3 運行再開判断手法

列車の運行再開判断手法を図16に示す。本手法では、盛土の高さおよび崩壊形状に応じて図14に示したノモ

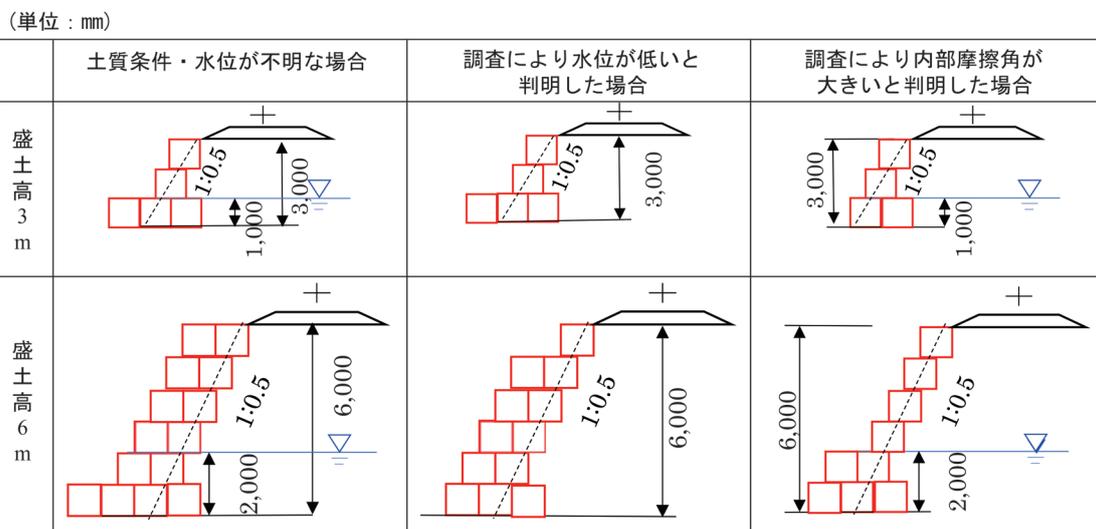


図15 大型土のうによる応急復旧の標準仕様

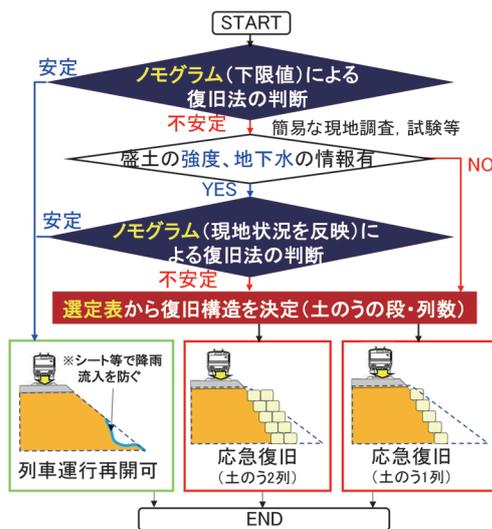


図 16 被災盛土の運行再開判断手法

グラムを用いて、被災盛土が列車載荷時の安定性を評価する。この際に、土質条件・水位が不明な場合を対象に実施し、安定を満足しない場合には、盛土の情報が取得可能か検討する。盛土内水位や盛土材料の強度等の情報が取得できる場合には現地の状況に応じたノモグラムを使用することで、実情に応じた応急復旧の要否を判断することができる。応急復旧が必要となる場合には、図 15 に示した標準仕様をもとに、応急復旧仕様を迅速に決定することができる。

なお、本提案手法は早期の運行再開を行うことを目的としており、運行再開時には徐行とすること、降雨時の運行規制値を通常よりも低減して運用することが必要である。降雨停止後の盛土内の飽和度や水位は時間の経過に伴い低下すると考えられるが、飽和度や水位が高い場合には大きな沈下が発生する可能性があることに留意する必要がある。

5. まとめ

本稿では、被災盛土や応急復旧した盛土を対象に、崩壊形状に応じた安定性や列車走行を想定した繰返し載荷に対する累積沈下特性を明らかにするとともに、応急復旧の要否を判断できるノモグラムおよび応急復旧の標準仕様を活用した運行再開判断手法を提案した。本手法の活用により、降雨で被災した盛土の復旧の要否を迅速に判断することが期待される。

今後は応急復旧のみならず、本復旧の進め方や応急復旧を経ない迅速な復旧方法についても検討を行い、「被災盛土の復旧マニュアル」として取りまとめる予定である。なお、本研究の一部は、国土交通省の鉄道技術開発費補助金を受けて実施した。

文 献

- 1) 佐藤武斗, 杉山健太, 阿部慶太, 笠原康平, 松丸貴樹, 富田佳孝: 実物大鉄道盛土の降雨・載荷実験による崩壊規模に応じた安定性評価, 地盤工学ジャーナル, Vol.19, No.1, pp.101-115, 2024
- 2) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説(土構造物)平成 25 年改編, 丸善出版, 2013
- 3) 小島謙一, 館山勝: 盛土堤体における降雨浸透の解析手法, 鉄道総研報告, Vol.19, No.10, pp.39-44, 2005
- 4) 伊藤壺記, 松丸貴樹: 1/5 縮尺模型載荷試験による盛土崩壊範囲とバラスト軌道の沈下量の関係, 第 59 回地盤工学研究発表会講演概要集, Vol.59, No.23-11-2-05, 2024
- 5) 関根悦夫, 村本勝巳: 営業線路盤の支持力特性に課する研究, 鉄道総研報告, Vol.9, No.7, pp.19-24, 1995
- 6) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説(土留め構造物), 丸善出版, 2012
- 7) 土木研究センター: 「耐候性大型土のう積層工法」設計施工マニュアル [改定版], 2017

積雪が降雨・融雪時の盛土安定性に与える影響

高柳 剛* 藤原 将真* 佐藤 亮太**

Effect of Snow Cover on Embankment Stability during Rainfall and Snowmelt

Tsuyoshi TAKAYANAGI Shoma FUJIWARA Ryota SATO

In this study, the effect of snow cover on slope stability was examined to evaluate the risk of snowmelt disasters more accurately. At first, strength characteristics of snow were obtained through laboratory tests. In addition to the laboratory tests, precipitation experiments were conducted on a snow-covered embankment model to observe the moisture response and deformation of the embankment. Furthermore, slope stability analysis using finite element method were conducted on the snow-covered embankment model. As a result, it was confirmed that restriction of the surface layer of embankment could slightly improve the effect of snow cover on the slope stability.

キーワード：融雪，積雪，土砂災害，維持管理，斜面安定解析

1. はじめに

北海道や本州の日本海側などの積雪地帯の鉄道沿線の地盤斜面（ここで、盛土のり面、切土のり面、自然斜面を包括して地盤斜面と呼ぶ）では、融雪水の浸透を誘因とした土砂災害が発生し、列車の運転に影響を生じた事例^{例え^ば2)}が報告されている。ここでは積雪期に地震動の外力によらず融雪または降雨の作用を誘因として生じる土砂災害を「融雪災害」と定義する。融雪水は積雪の融解によって発生し、降雨と同様に地盤へ浸透して地盤の高含水化に寄与するため、積雪は基本的には長雨の様に作用する融雪の発生源として斜面安定に不利な誘因をもたらす存在となる。この様な融雪災害に列車が巻き込まれるリスクを低減する必要性から、これまで筆者らは融雪災害の警戒基準の開発を目指して、気温等の気象情報から1時間ごとに融雪量を逐次解析評価し、降雨量に融雪量を加算した指標を用いて融雪災害が発生しやすい時期を定量的に評価する新しい警戒基準を検討してきた³⁾。一方で、この様な新しい警戒基準であっても過去の融雪災害事例の発生を適切に予知することが困難な場合がある。本研究では、その原因の一つとして地盤斜面上の積雪の影響に着目した。ここで、本研究では積雪が残存する地盤斜面と積雪の総体を「積雪斜面」と呼ぶ。融雪災害が発生する場合、図1の様に斜面上に積雪が残存する場合が多い。積雪は氷の結晶から、地盤は鉱物からなる不定形な粒状の堆積物であり、それぞれが重量、透水特性、強度特性、変形特性を有する物体である以上、融雪や降雨が積雪斜面に作用する場合に、積雪の有無は



図1 積雪斜面（盛土）における崩壊事例¹⁾

透水問題や応力変形問題などに関連して地盤斜面の安定性に何らかの影響を及ぼすものと想定される。筆者らは、積雪環境で急激な融雪や季節外れの降雨が作用した場合に、積雪が水路の通水を阻害して溢水する、あるいは積雪荷重の影響が疑われる崩壊が鉄道で確認された経験を踏まえて⁴⁾、融雪災害において深い積雪は総合的に不安定要因になると見なして、融雪量を指標とした警戒基準を積雪深に応じて引き下げる補正方法⁵⁾を検討してきた。一方、より合理的に積雪深に応じた警戒基準の補正法を構築するためには、経験のみならず積雪が地盤斜面の安定性に及ぼす影響を詳細に検証できる手段が求められる。なお本論文は、文献1の一部を再構成したものである。

2. 研究目的と内容

本研究の目的は、積雪斜面に融雪や降雨が作用する状態の地盤斜面において、積雪が斜面安定性に及ぼす力学的な影響を検証することである。なお本研究では積雪下の地盤斜面として盛土を設定する。本研究では、上記の検証に必要な雪の力学特性に関する情報を収集する観点から、室内試験として雪供試体を用いた定圧一面せん断

* 防災技術研究部 地盤防災研究室

** 防災技術研究部 気象防災研究室

試験を行う。さらに積雪斜面の模型に対する散水模型実験を実施して盛土の挙動を観察し、これを踏まえて斜面安定解析により積雪斜面の安定性を評価する。

3. 積雪と地盤のせん断強度の把握

本章では積雪斜面の安定性評価に必要となる雪、地盤および両者の境界部の強度定数の取得などを目的として、地盤工学分野で利用されている現場用一面せん断試験機を利用して、様々な条件の雪や地盤の供試体を対象として定圧一面せん断試験（図2、図3）を実施した結果を報告する。ここで、実験ケースの条件は表1に整理して示す。一面せん断試験の供試体の条件設定の狙いとしては「雪の含水状態」、「雪質」、「不攪乱試料と再構成試料」、「せん断速度」、「雪・地盤境界」などの条件が強度定数に与える影響を把握する点にある。

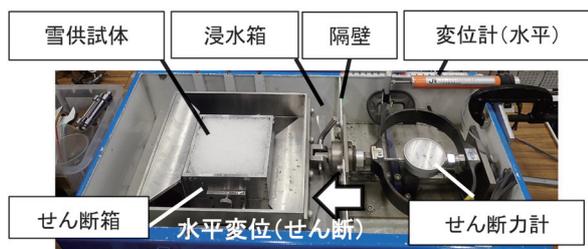


図2 定圧一面せん断試験の準備状況

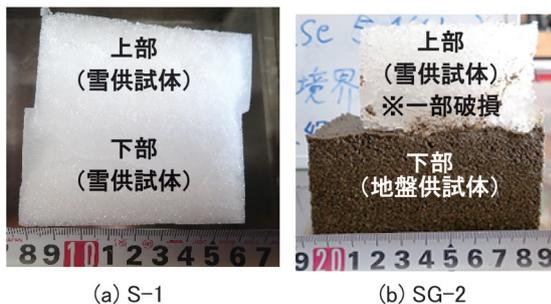


図3 定圧一面せん断試験後の供試体の例

一面せん断試験には、株式会社マルイ製の現場一面せん断試験機「LST」に、データ収録可能な水平変位計およびせん断力計を設置し（図2）、融雪を抑制する目的で低温室（室温2℃）にて試験した。同試験機は直方体状のせん断箱（断面積100mm×100mm、高さ50mm、上下2箱重ね合わせ）を備えている。

雪供試体の準備として、塩沢実験所の屋外の積雪を材料として採取している。積雪材料の採取に先んじて、積雪の断面観測を行い、積雪の10cm高さ毎にサンプリングを行い、雪質、雪の湿潤密度 ρ_{st} を確認し、さらに同じ高さの積雪断面で誘電式含水率計により雪の重量含水率 θ_m を、プッシュゲージにより硬度 $PR^{(6)}$ を計測している。「不攪乱」の雪供試体を採取する場合には、上記の積雪の断面観測の結果に基づき適切な積雪層を選定し、対象となる積雪にせん断箱（事前に雪中で冷却）を押し込んでサンプリングした上で整形している。「再構成試料」を利用する場合には、同一の積雪層から攪乱材料を収集し、せん断箱内に投入された雪試料に対して静的に締め固めて所定の密度に構築した。また「雪・地盤境界部」のせん断強度を把握する実験ケースでは、下部せん断箱に地盤を締め固め、上部せん断箱に雪の不攪乱試料を配置した。なお地盤材料には「稲城砂」を適用する。雪の含水率を変化させるケースでは、積雪試料に対して予め加水を行っている。

定圧一面せん断試験の基本的な手順としては、試験機内に雪供試体を設置し、飽和ケースの場合には浸水箱を冷却水で満たして供試体を飽和させ、供試体上部に載荷板を配置し、その上から錘により垂直応力 σ （積雪深2m程度以下の垂直応力条件を想定して0.6kPa、5.5kPa、10.4kPaの3パターンを設定）を定圧で作用させた。なお稲城砂については、地盤では積雪荷重を受ける点を考慮して垂直応力条件を一部変更した。せん断においては手動で試験機のジャッキを一定の回転速度で動作させ、せん断箱（下位）に水平変位 D を与えた。これにより、供試体をせん断破壊させ、水平変位 D とせん断応力 τ の関係を把握した。試験後の供試体の状況の例を図3に示

表1 定圧一面せん断試験の条件および試験結果

実験ケース	雪供試体							地盤供試体			試験条件		試験結果		図5との対応関係		
	初期湿潤密度 ρ_{st} (g/cm ³)	初期乾燥密度 ρ_{sd} (g/cm ³)	初期重量含水率 θ_m (%)	飽和後重量含水率 θ_{msat} (%)	最大載荷沈下量 δ_{max} (mm)	試料構成	雪質	粒径 (mm)	硬度 PR (kPa) ※不飽和	初期湿潤密度 ρ_{st} (g/cm ³)	初期乾燥密度 ρ_{sd} (g/cm ³)	含水比 w (%)	供試体	せん断速度 vs (%/min)		内部摩擦角 ϕ_d (°)	粘着力 c_d (kPa)
S-1	0.536	0.471	12.1	-	2.8	不攪乱	しまり雪	0.2~0.5	109.4	-	-	-	雪単体	不飽和	1.7	46.7	17.8
S-2	0.463	0.394	14.9	-	8.3	不攪乱	ざらめ雪	1~2	26.2	-	-	-	雪単体	不飽和	1.7	38.5	7.5
S-3	0.563	0.394	30.0	-	8.3	不攪乱	ざらめ雪	1~2	-	-	-	-	雪単体	不飽和	1.7	37.1	7.6
S-4	0.463	0.394	14.9	59.2	15.7	不攪乱	ざらめ雪	1~2	-	-	-	-	雪単体	飽和	1.7	50.7	4.5
S-5	0.511	0.444	13.2	-	7.8	再構成	ざらめ雪	2~5	13.9	-	-	-	雪単体	不飽和	11.1	37.4	5.8
S-6	0.510	0.443	13.2	-	12.5	再構成	ざらめ雪	2~5	17.5	-	-	-	雪単体	不飽和	1.7	25.2	5.5
S-7	0.510	0.443	13.2	53.9	9.6	再構成	ざらめ雪	2~5	-	-	-	-	雪単体	飽和	11.1	47.5	6.8
S-8	0.510	0.443	13.2	53.9	12.0	再構成	ざらめ雪	2~5	-	-	-	-	雪単体	飽和	1.7	50.9	1.7
SG-1	0.463	0.394	14.9	-	5.2	不攪乱	ざらめ雪	1~2	-	1.47	1.41	3.98	雪・土境界	不飽和	1.7	41.4	1.1
SG-2	0.463	0.394	14.9	59.2	7.9	不攪乱	ざらめ雪	1~2	-	1.47	1.41	3.98	雪・土境界	飽和	1.7	47.0	1.6
G-1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.51	1.41	5.30	地盤単体	不飽和	1.7	38.3	4.3

す。なお、本研究ではせん断応力 τ については、せん断力 T をせん断箱の断面積 A で除することで算出している。定圧一面せん断試験については、同一条件の供試体で異なる垂直応力 σ （3パターン）ごとに1回ずつ試験し、垂直応力 σ と最大せん断応力 τ_{max} の関係を整理し、内部摩擦角 ϕ_d および粘着力 c_d を把握した。各実験ケースの内部摩擦角 ϕ_d および粘着力 c_d の値は表1に整理して示される。

ここで、雪と地盤の特性の比較の観点で、ざらめ雪（実験ケース S-2）と稲城砂（実験ケース G-1）について、異なる垂直応力 σ （3パターン）ごとに1回ずつ試験した場合の水平変位 D とせん断応力 τ の関係を図4に示す。稲城砂（実験ケース G-1）は締固め度 D_c 84%（最大乾燥密度 $\rho_{dmax} = 1.68\text{g/cm}^3$ はJGS0711のA-c法による）として、古い年代の既設盛土を想定して現在の鉄道盛土の設計値（ D_c 90%以上、性能ランクⅢ⁷⁾よりやや低い値としている。この稲城砂は比較的密詰めに構築された供試体であり、せん断応力は垂直応力に関わらず水平変位4mm程度（水平ひずみ4%程度）でピーク値を示し、その後は水平変位 D の増加とともにせん断応力 τ はピークアウトする。一方で、ざらめ雪（実験ケース S-2）は水平変位 D とともに緩やかにせん断応力 τ が増大し、垂直応力によらず概ね水平変位10mm（水平ひずみ10%）の比較的大変形の領域に至っても、せん断応力の明瞭なピークを判断し難い点が特徴である。これは積雪では氷粒子間の圧力が増加する場合に生じる焼結作用が原因と想定される。また高いせん断応力は比較的大変形領域で生じるため、明確なピークの判断が困難な場合にはJGS 0561-2020 定圧一面せん断試験の規格⁸⁾の試験終了の水平ひずみ12%を超える水平ひずみ15%に達した時点で最大せん断応力 τ_{max} に達したとみなした。

ここで、本研究で実施した定圧一面せん断試験のうち、代表的な最大せん断応力 τ_{max} ～垂直応力 σ 関係を図5に示す。なお図中の凡例は表1に対応する。ざらめ雪の含水状態がせん断強度に及ぼす影響の検証として、ざらめ雪で含水率の異なるS-2、S-3とS-4の3ケースを比較すると、S-4では低い垂直応力条件で最大せん断応力 τ_{max} の低下がみられるものの、その他の垂直応力条件では各ケースでほぼ同様の最大せん断応力 τ_{max} が発揮されている。これより融雪期後期の積雪で多く観測されるざらめ雪について、飽和状態かつ低拘束圧条件を除けば含水状態による強度変化は大きくないものと評価される。

次に不飽和状態のざらめ雪、稲城砂および雪・土境界で発揮されるせん断強度を比較する観点で、S-2、G-1、SG-1の事例を確認する。特徴として、ざらめ雪（S-2）は稲城砂（G-1）より高い最大せん断強度を発揮し得ることが確認される。一方で、雪・土境界（SG-1）のせん断強度が最も低い結果となっている。このため、例え

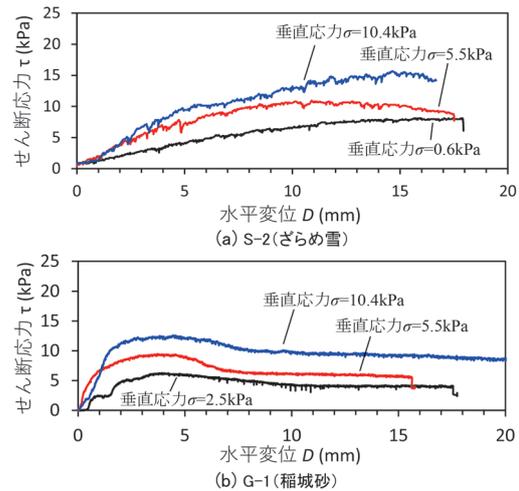


図4 せん断応力 τ ～水平変位 D 関係

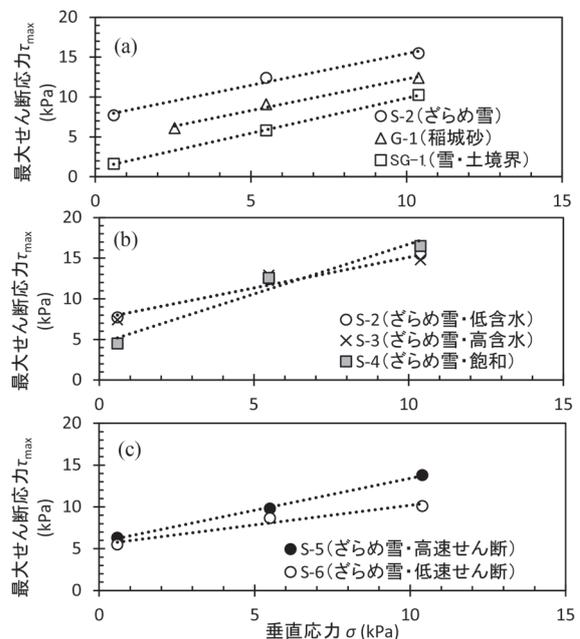


図5 最大せん断応力 τ_{max} ～垂直応力 σ 関係

ば地表面上に植生など積雪と地盤の付着を高める要素が存在しない場合には、雪・土境界が最もせん断強度に乏しい理由から雪崩の破壊モードが選択され、雪と地盤の付着が高い場合には地盤が最弱となり融雪災害のモードが選択される可能性などが想定される。

次に積雪強度のせん断速度依存性について、S-5とS-6の比較を通じて検証する。本研究の実験条件の範囲では、せん断速度が遅いケースでせん断強度が明瞭に向上する様な状況は確認されず、明確な速度依存性は確認されなかった。また表1のS-1とS-2の内部摩擦角 ϕ_d および粘着力 c_d の比較により、雪質がせん断強度に及ぼす影響を確認すると、本研究ではしまり雪の方がざらめ雪より高い強度を発揮することが確認される。このことから、雪質の変化は積雪の強度の変化の大きな要因にな

ることが確認される。

不攪乱試料と再構成試料の比較の観点から、S-2とS-6を比較すると、再構成試料(S-6)の方が、やや垂直応力に対する最大せん断応力が低くなる結果が得られている。原位置の不攪乱試料の方が、凍結等による氷粒子間の固結を生じていることが理由の一つとして想定される。これは硬度PRの観点からも確認されている(表1)。

以上、本章では定圧一面せん断試験により積雪の基本的な強度定数を取得した結果を報告した。これより、積雪はざらめ雪であっても、盛土表層に相当するような砂地盤より高い最大せん断応力 τ_{max} を発揮し得ることを確認した。

4. 積雪斜面を対象とした散水模型実験

4.1 実験概要

本章では積雪斜面の不安定化メカニズムを把握する観点から、積雪斜面(盛土)に一定の降雨が作用する状態を模擬した模型散水実験を実施した結果を報告する。主には積雪斜面の変形に着目するが、併せて散水時の盛土内水分挙動について計測結果を比較した結果も参考までに報告する。

4.2 実験方法

本散水模型実験の積雪斜面(積雪深 $H_s=0.25m$ の実験ケース)の模型の幾何学寸法およびセンサー類の配置

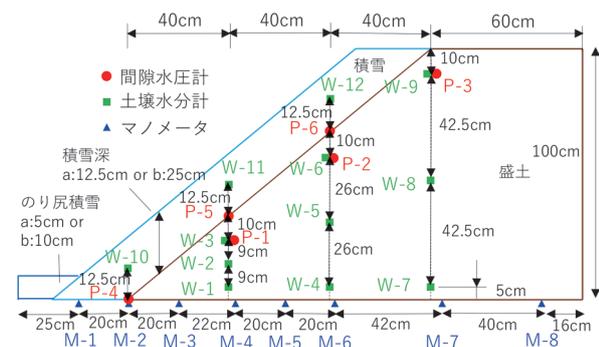


図6 散水模型実験の寸法およびセンサー位置

条件を図6に示す。実験ケースの条件(積雪条件, 地盤条件, 散水条件)を表2に整理して示す。各実験ケースの主な違いは、盛土上の積雪深($H_s=0m, 0.125m, 0.25m$)である。比較の観点から、積雪を伴わない実験条件(積雪深 $H_s=0m$)も含まれており、この場合には図6の実験条件から積雪および積雪内に配置されるセンサー類が除かれる。

今回の散水模型実験(図7)では盛土を合計2回構築している。Case1-1は主に積雪なしの盛土の散水時の土中水分挙動の観察を目的に実施し、のり尻に変状が生じた段階で散水を中断した。さらに同盛土の変状箇所を補修して再利用し、Case1-2では積雪ありの盛土の土中水分挙動と変状発生との関係を観察した。Case2-1はCase1-1と比較する目的で、積雪ありの盛土の散水時の土中水分挙動の観察を目的に実施した。さらにCase2-2で同盛土を再利用し、積雪なしの盛土の変状と土中水分挙動を観察した。またCase2-1では盛土が崩壊に至る前に散水を中断したため、Case2-3では盛土の明確な崩壊を目指して連続的に散水させたものの積雪の影響により明瞭な崩壊に至らなかったために、Case2-4としてさらに積雪を薄くした上で再度散水実験を実施した。

盛土の構築方法について説明する。盛土の地盤材料である「稲城砂」の物理特性を表3に示す(締固め試験はJGS0711のA-c法による)。この地盤材料を加水調整した上で剛土槽内に投入し、締固め度 $D_r 84\%$ 程度に相当する乾燥密度を目標として均一に締固めて地盤を構築した。その後、同地盤を高さ1m, 斜面勾配1:1.2の形

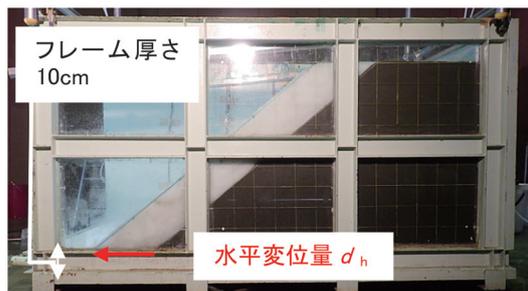


図7 模型構築状況(Case2-1・画像左右反転)

表2 散水模型実験条件

実験ケース	着目する現象	積雪条件					地盤条件					散水条件		
		積雪深 H_s (m)	初期湿潤密度 ρ_{st} (g/cm^3)	初期乾燥密度 ρ_{sd} (g/cm^3)	初期体積含水率 θ (%)	飽和透水係数 k_{sat} (m/s)	盛土準備方法	初期湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)	初期乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	初期含水比 w (%)	初期体積含水率 θ (%)		初期飽和度 Sr (%)	飽和透水係数 k_{sat} (m/s)
Case1-1	水分挙動	0	—	—	—	—	新規構築	1.62	1.41	14.9	21.0	43.62	5.7×10^{-5}	27
Case1-2	変状	0.25	0.51	0.445	6.5	1.99×10^{-3}	再利用	—	—	—	—	—	5.7×10^{-5}	27
Case2-1	水分挙動	0.25	0.42	0.371	4.9	1.99×10^{-3}	新規構築	1.66	1.43	16.4	23.5	49.45	3.9×10^{-5}	27
Case2-2	変状	0	—	—	—	—	再利用	—	—	—	—	—	3.9×10^{-5}	27
Case2-3	変状	0.25	0.51	0.441	6.9	1.99×10^{-3}	再利用	—	—	—	—	—	3.9×10^{-5}	27
Case2-4	変状	0.125	0.51	0.432	7.8	1.99×10^{-3}	再利用	—	—	—	—	—	3.9×10^{-5}	27

状の盛土に整形した（奥行き1m）。なお斜面勾配は安定性が低い既設盛土を想定して、現在の鉄道盛土の設計値（1:1.5、性能ランクⅢ、高さ9m未満）⁷⁾より急勾配な条件としている。なお、この稲城砂による地盤の強度特性は三軸圧縮試験（CD試験）より内部摩擦角 $\phi_d=35.0^\circ$ 、粘着力 $c_d=6.3\text{kPa}$ が得られている。積雪の構築方法については、塩沢実験所の屋外で採取した雪試料（ざらめ雪：粒径2~5mm）を1cm網目のふるいを通して空中落下（平均落下高さ約0.5m）で盛土上に散布した後に、所定の積雪深に整形した。散水実験では、上記の各実験ケースの積雪斜面（盛土）に室内環境下（4~10℃）で融雪期の季節外れの降雨を想定して、27mm/h相当の散水を連続で与えた。なお散水については、散水の熱による積雪の融解を低減する目的で、供給水を簡易な急速冷却器を通過させることで4℃まで低下させている。散水模型実験中の主な計測項目は、土槽底部のマノメータによる圧力水頭 h_w 、間隙水圧 p_w 、土壌水分計による体積含水率 θ である。ただし間隙水圧 p_w は参考情報として取得しており本報告では測定結果は示さない。また、斜面変形を定点撮影による土槽側面写真から観測した。

4.3 実験結果

積雪斜面における浸透現象の実態として、積雪あり（積雪深 $H_s=0.25\text{m}$ ）のCase2-1における水分挙動を報告する。具体的には、Case2-1の散水開始から342minまでの散水期間のうち4段階の体積含水率 θ の空間分布（コンター図）とマノメータ水頭 h_w 分布を図8に示す。さらに比較の観点から、積雪なしのCase1-1の散水開始から342min時点の結果を図9に示す。図8(d)と図9の比較より、本実験条件では積雪の有無はマノメータ水頭には大きな影響を与えていない結果となっている。なお図9のマノメータM-3には気泡混入による計測誤差が生じた可能性があり、解釈に留意されたい。本実験条件で積雪が盛土への透水現象に与える影響が限定的であった理由として、本実験で採用した積雪の雪質が粒径の粗いざらめ雪（粒径2~5mm）であり透水性が高いこと、また積雪深も0.25mと低い点を挙げる。一方、自然界には「しまり雪」（粒径0.5mm程度）など粒径がより細かく透水性の低い雪質も存在し、このような雪質の層が介在する積雪においては、積雪表面に供給される雨水や融雪水が積雪内を浸透して地表に到達するまでに一定の時間を要する点には留意が必要である。この様な、積雪深、雪質、融雪の影響が盛土内土中水分挙動に与える総合的な影響を検証するためには、積雪斜面をモデル化した浸透流解析によるさらなる検討が望まれる。

続いて、積雪斜面の変形問題について考察する。図10に盛土のり面（表面）の高さ10cm位置の水平変位

表3 稲城砂の物理特性

土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	平均粒径 D_{50} (mm)	細粒分含有率 F_c (%)	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	最適含水比 w_{opt} (%)
2.72	0.17	14.90	1.68	14.6

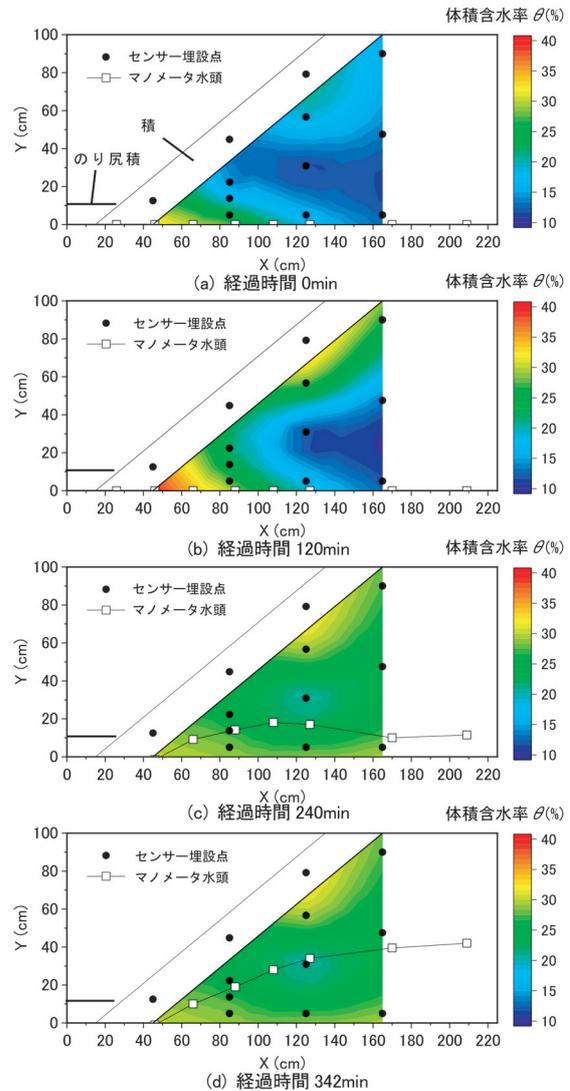


図8 体積含水率分布とマノメータ水頭分布 (Case2-1)

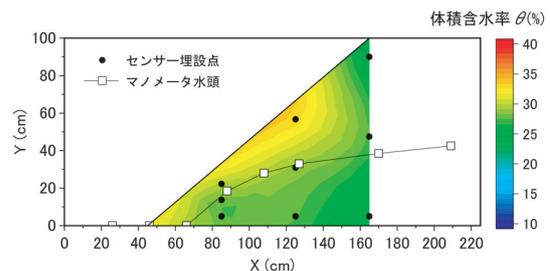


図9 体積含水率分布とマノメータ水頭分布 (Case1-1, 経過時間 342min)

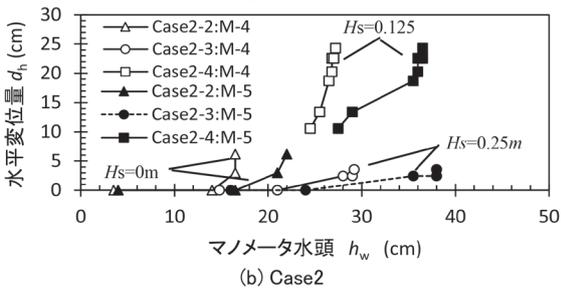
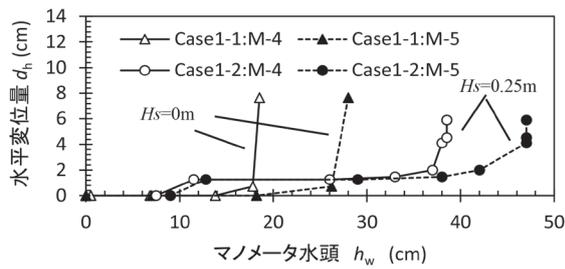
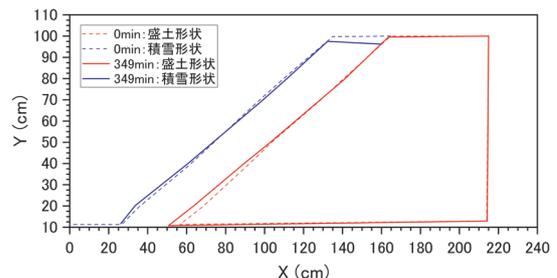


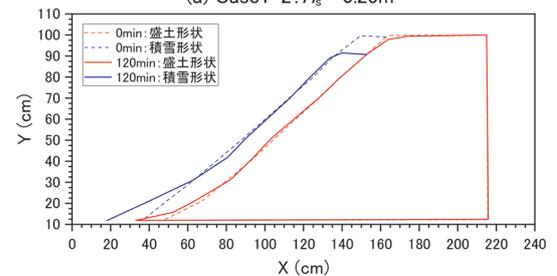
図 10 マノメータ水頭 (M4, M5) と水平変位量関係
※のり高 10cm 位置のり面の水平変位量

量 d_h (図 7) とマノメータ水頭 h_w の関係を示す。水平変位量 d_h は模型実験の側面写真を分析して取得した。なおマノメータ水頭 h_w は盛土のり尻の M-4 と M-5 を代表値として採用している。これらの結果より、積雪ありのケースは積雪なしのケースと比べて、マノメータ水頭 h_w が大きく増加した場合に生じる盛土の水平変位量 d_h の進行が積雪の影響によって抑制されていると理解できる。

積雪深さの異なる積雪斜面の変形モードの違いを把握する観点で、図 11 に Case1-2 (積雪深 $H_s=0.25m$) と Case2-4 (積雪深 $H_s=0.125m$) を対象として、散水の結果として生じる盛土模型の形状の変化を示している。積雪が厚い Case1-2 では積雪がもたれ壁に類似する拘束効果を発揮し、盛土のり尻の浅いすべりによる土圧を受けて積雪背面に圧縮の体積変化が生じているものの、積雪表面に生じる変位は小さい。一方で積雪が薄い Case2-4 では積雪のり先が大きく変形し、盛土のり尻のすべりの進行に引きずられて積雪全体が滑動した。散水を停止した後に確認された盛土の変状写真を図 12 に示し、図 10, 図 11 を踏まえて積雪が盛土変状に及ぼす影響を考察する。積雪なしの Case1-1 と Case2-2 では、共にのり尻先端からのり長 45cm の位置で水平亀裂が生じている。この亀裂は発生確認時点で進行性が確認されたもので、散水を停止しない場合には盛土のすべり破壊に至っていたと評価される。一方で、厚い積雪で盛土のり面が拘束された Case1-2 と Case2-3 では、上記の積雪なしのケースと比べてマノメータ水頭 h_w がより高い条件でも、実験中には明らかな進行性を伴う変形が目視では確認されず、明瞭なすべり破壊には至っていないものと評価さ



(a) Case1-2: $H_s=0.25m$



(b) Case2-4: $H_s=0.125m$

図 11 積雪盛土模型の形状の変化

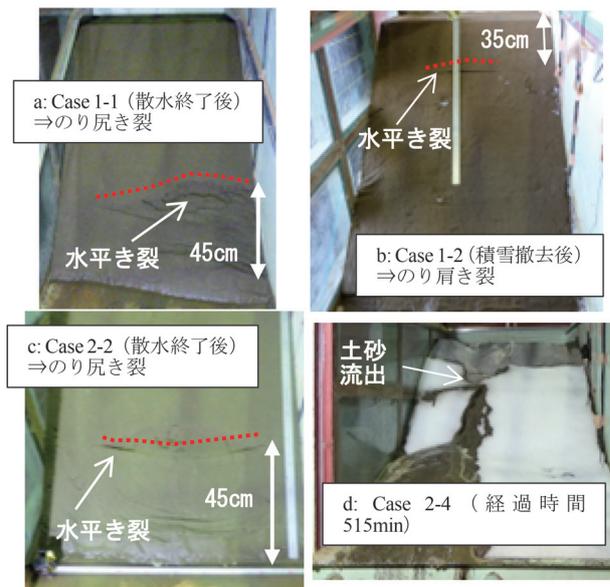


図 12 のり面の変状形態 (正面より)

れる。しかし Case1-2 で散水後に積雪を撤去すると、のり肩からのり面下方向に 35cm の位置に変状として水平亀裂が確認された。これは、Case1-2 では積雪の拘束の影響を受けるため、砂地盤で生じる浅い局所的な変形が進行せず、またざらめ雪は稲城砂と比べて高い粘着力 c を有するため、積雪斜面全体で見た目上の粘着力が上がり、より深い円弧すべりのモードが選択された可能性を考える。積雪が薄い Case2-4 ではのり尻の変状が進み、最終的に融雪の影響で積雪が極端に薄くなった箇所 (のり中腹) から侵食を受けた土砂が流出したが、図 1 の様な積雪と地盤が共に破壊する明瞭なすべり破壊は生じなかった。これらの状況から、積雪は盛土表層の小規模な

すべりや高含水化により泥濘化した土砂の流動をある程度拘束する効果が認められる。

5. 積雪斜面の斜面安定解析

本章では有限要素法解析ソフトウェア PLAXIS 2D を用いて、積雪斜面の応力変形解析およびせん断応力低減法による斜面安定解析を実施し、これにより積雪斜面の安定性を検証した結果を報告する。

解析モデルの幾何学形状、要素（メッシュ）形状、要素の材料条件および境界条件は模型実験を参考とし、図 13 に示す条件とした。さらに要素試験（保水性試験、定圧一面せん断試験、三軸圧縮試験（CD 試験）¹⁾）から求められた積雪斜面の解析パラメータを表 4 に、斜面安定解析の条件を表 5 に示す。斜面安定解析においては、基本的には散水模型実験の条件を再現しつつ、盛土材料の稲城砂の粘着力 c （内部摩擦角 ϕ をはじめその他のパラメータは固定）と盛土内水位（今回は M-4 位置の水頭 h_w を盛土内水位のベンチマークとする）を変化させた場合の、斜面変形モードおよび斜面安全率 F_s の変化を確認する。

解析手順としては、PLAXIS 2D は応力変形解析と定常解析の飽和不飽和浸透流解析であれば連成可能であるため、まず盛土地表全面に降雨が作用する定常浸透流解析について雨量条件を試行錯誤的に変化させて実施し、表 5 の M-4 水頭 h_w （4 パターン）が得られる盛土内の静水圧分布（盛土内水位）を再現する。これより得られる 4 パターンの静水圧分布の情報を応力変形解析に引き継ぎ、4 パターンの定常間隙水圧分布の条件における地盤内応力を算出する。これらの応力および静水圧分布の情報を引き継いでせん断強度低減法により斜面安全率 F_s を評価する（応力変形解析の段階で計算が収束せずに終局状態に至った場合には、せん断強度低減法による斜面安定解析は実施しない）。また雪の強度パラメータについて、今回はざらめ雪を採用する。稲城砂について、三軸圧縮試験（CD 試験）で粘着力 c は 6.3kPa が得られているものの、この粘着力 c では小型模型実験でのり尻に亀裂が生じた盛土内水位条件で斜面安全率 F_s は 1.0 を下回らず、一方で粘着力 $c=0.2\text{kPa}$ の条件で F_s は 1.0 を下回った。この誤差の原因の一つとして、稲城砂の三軸圧縮試験の拘束圧条件は 5kPa~20kPa で実施している一方、小型盛土模型表層ではより拘束圧が低く、この低拘束領域では粘着力 c はより低かった可能性を想定する。ここで稲城砂の粘着力の実態は $c=0.2\text{kPa}$ であると仮定して、図 14 に粘着力 $c=0.2\text{kPa}$ の条件における安定解析 A（積雪なし、M-4 水頭 $h_w=0.27\text{m}$ ）と安定解析 B（積雪あり、M-4 水頭 $h_w=0.27\text{m}$ ）の条件における終局状態の崩壊モードを変位増分 ΔU より示す。なお、前

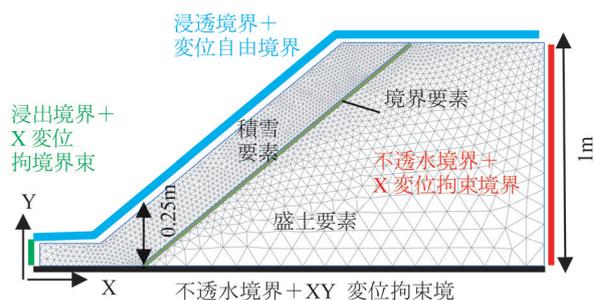


図 13 斜面安定解析の要素条件・境界条件

表 4 解析パラメータ

	材料種別	稲城砂	ざらめ雪	境界要素
基本	材料モデル	Mohr-Coulomb		
	排水モデル (or 非排水モデル)	排水モデル (過剰間隙水圧なし)		
重量	湿潤単位体積重量 γ_{unsat} kN/m ³	16.2	4.2	4.2
	飽和単位体積重量 γ_{sat} kN/m ³	18.9	9.7	9.7
変形	弾性係数 E kN/m ²	6166	400	400
	ポアソン比 ν	0.35	0.1	0.1
	せん断剛性 G kN/m ²	2284	181.8	181.8
	ダイレイタンス角 ψ °	5.0	0	0
強度	粘着力 c kN/m ²	0~6	9.1	1.6
	引張強度 c_t kN/m ²	0	0	0
	内部摩擦角 ϕ °	35.0	46.3	47.0
透水	保水性モデル	van Genuchten ⁹⁾		
	残留飽和度 S_{res}	0.062	0.049	0.049
	浸水飽和度 S_{sat}	1.0	0.9	0.9
	モデル係数: 式(1) g_n	1.38	3.99	3.99
	モデル係数: 式(1) g_a 1/m	3.83	37.6	37.6
	モデル係数: 式(1) g_c	-0.420	-0.749	-0.749
	モデル係数: 式(4) g_l	1.25	0	0
飽和透水係数 k_{sat} m/s	3.90×10^{-5}	1.99×10^{-3}	1.99×10^{-3}	

表 5 斜面安定解析条件

	積雪	盛土	M-4 水頭 (図 6)
安定解析 A	なし	稲城砂 (表 4), 粘着力 $c=0\sim 6\text{kPa}$	$h_w=0\text{m}, 0.18\text{m},$ $0.24\text{m}, 0.27\text{m}$
安定解析 B	ざらめ雪 (表 4)	稲城砂 (表 4), 粘着力 $c=0\sim 6\text{kPa}$	$h_w=0\text{m}, 0.18\text{m},$ $0.24\text{m}, 0.27\text{m}$

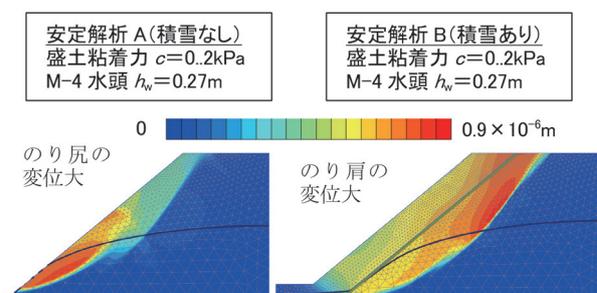


図 14 変位増分絶対値 ΔU の分布の比較 (盛土内水位あり、せん断強度低減法解析ステップ)

者は事前の応力変形解析の結果として至った終局状態、後者はせん断強度低減法の結果として終局状態に至った状態を示している。この安定解析 A (積雪なし) の変形モードは、4 章の散水模型実験 Case1-1 で確認された様に (図 12), 相対的にのり尻に大きな変位が生じている。一方で、安定解析 B (積雪あり) では、のり肩周辺に相対的に大きな変位が深く発現している。この変状モードは散水模型実験 Case1-2 の実験後に積雪を排除して確認された変位の傾向と一致する (図 12)。

ここで、表 5 の条件に基づいて、斜面安全率 F_s に関するパラメータスタディを実施した結果を図 15 に整理して示す。この結果より、散水により盛土内に水位が形成されている条件 (M-4 水頭 $h_w = 0.18\text{m}$, 0.24m , 0.27m) では、安定解析 B (積雪あり) の条件の方が斜面安全率 F_s は高くなる事が確認される。これは、図 14 の変形モードの違いから分かるように、積雪が盛土のり尻の小崩壊を拘束しているために、積雪斜面の方が、斜面安全率 F_s が高まっているものと判断される。一方で、特異な事象として、盛土内水位が形成されていない条件 (M-4 水頭 $h_w = 0\text{m}$) では、積雪斜面の方が斜面安全率 F_s は低下する結果となった。その原因を確認する目的

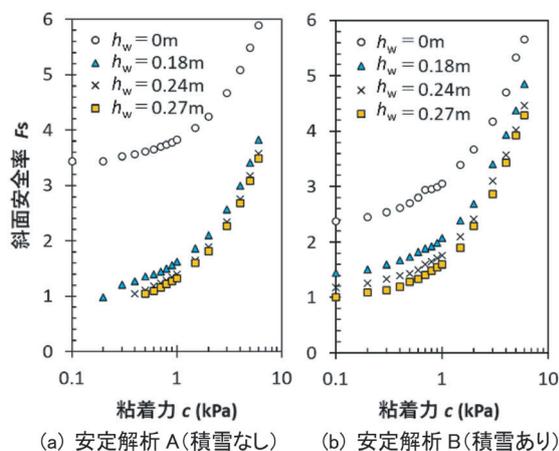


図 15 せん断強度低減法より得られる斜面安全率 F_s , 模型盛土の粘着力 c およびマノメータ M-4 位置の水頭 h_w の関係

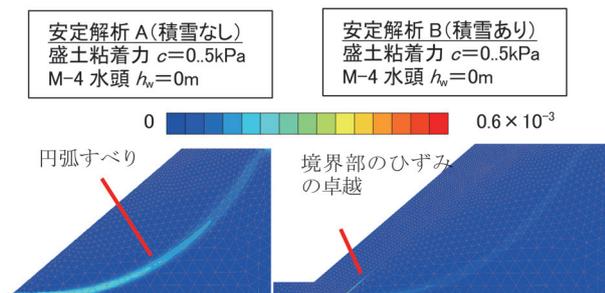


図 16 ひずみ増分 $\Delta\gamma$ の分布 (盛土内水位なし)

で、図 16 に盛土内地下水位が形成されていない条件 (M-4 水頭 $h_w = 0\text{m}$ の条件) における、せん断強度低減法による解析後の終局状態として、ひずみ増分 $\Delta\gamma$ の分布を示す。ここで安定解析 B (積雪あり) を確認すると、積雪と地盤の境界部に増分 $\Delta\gamma$ が卓越した領域が確認される。すなわち、安定解析 B (積雪あり) の盛土内地下水位が形成されていない条件では、積雪と地盤の境界のすべり、いわゆる全層雪崩が最弱の破壊モードとして選択された結果であると判断する。

今回は盛土を対象として斜面安定性を検証し、その結果として、積雪は融雪の影響を除けば概ね盛土安定性に良好な影響をもたらす結果が示された。しかし、自然斜面など斜面勾配や地盤表層の条件が異なる場合、のり肩に積雪が厚く堆積して積雪荷重を作用させる場合などでは、積雪が積雪斜面の斜面安定性に負の影響を及ぼす可能性も想定される。今後、様々な条件の積雪斜面の安定性を検証し、積雪が斜面安定性に有利または不利に影響する条件を整理することで、融雪量を指標とした融雪災害の警戒基準の開発において、現地条件と積雪深に応じた、より適正な警戒基準の補正方法が検討できるものと考えられる。

6. まとめ

本研究では積雪地域において融雪水および雨水を誘因として発生する融雪災害の危険度を評価する観点から、斜面上の積雪が斜面安定性に及ぼす影響を検討した。具体的には、積雪の強度特性を室内試験により把握し、その上で、積雪を伴う高さ 1m の盛土模型を対象とした散水模型実験を実施し、盛土の水分応答および変位を観察した。さらに、この積雪を伴う盛土模型を対象として、有限要素法による斜面安定性解析 (せん断応力低減法) を実施した。その結果、以下の知見を得た。

- ・本実験条件の「ざらめ雪」は締固め度 $D_r 84\%$ の「稲城砂」(砂地盤) より高いせん断強度を発揮し得ることを確認した。ただし、稲城砂では水平ひずみ 4% 程度でせん断応力のピークが得られた一方、ざらめ雪では水平ひずみ 10% 以上でピークが得られる事が多く明瞭なピークが得られない場合がある。これは積雪では氷粒子間の圧力が増加する場合に生じる焼結作用が原因と想定される。

- ・盛土上に積雪を構築した模型に対する散水実験を実施した結果、盛土上に積雪を構築したケースでは、積雪が無いケースと比較して散水によって生じる盛土のり尻の変形が抑制される傾向を確認した。

- ・本研究で得られたざらめ雪の強度特性、変形特性、物理特性を反映した斜面安定解析 (せん断強度低減法) により、積雪斜面の模型の斜面安全率 F_s を解析した。そ

の結果、雨や融雪等の作用を受ける積雪斜面（盛土）では、融雪水は盛土を高含水化させるものの、積雪自体は盛土の斜面安全率 F_s をやや向上させる場合があることが分かった。

ただし、今回は小型盛土模型を対象とした評価であり、今後は本研究の成果を応用して、様々な条件の積雪斜面を対象とし、融雪の作用や積雪による斜面の拘束等の影響を受ける積雪斜面の安定性をより定量的に評価するための検討を進めていく予定である。

文 献

- 1) 高柳剛, 馬日凌, 藤原将真, 佐藤亮太, 内藤直人: 積雪が盛土安定性に及ぼす影響に関する検証, 土木学会論文集, 80巻, 4号, 2024
- 2) 運輸安全委員会: 東日本旅客鉄道株式会社 信越線 妙高高原駅～関山駅間 列車脱線事故, 鉄道事故調査報告書, 報告書番号 RA2014-3-1, 2014
- 3) 高柳剛, 佐藤亮太, 布川修: 解析融雪量と実効雨量を用いた融雪災害警戒指標の設定条件に関する諸検討, 土木学会論文集C(地圏工学), 77巻, 3号, pp.195-212, 2021
- 4) 高柳剛, 宮下優也, 湯浅友輝, 櫻健典: 鉄道における融雪期斜面災害箇所地形および土質条件に関する検証, 地盤工学ジャーナル, 14巻, 2号, pp.123-139, 2019
- 5) 高柳剛, 佐藤亮太, 布川修: 融雪量に基づく実効雨量を用いた融雪災害警戒基準の提案, 鉄道総研報告, Vol.36, No.4, pp.11-16, 2022
- 6) 日本雪水学会: 積雪観測ハンドブック, 朝倉書店, pp.44-45, 2010
- 7) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物, 丸善出版, 2007
- 8) 地盤工学会: 地盤材料試験の方法と解析 [第一回改訂版] -二分冊の2-, 丸善出版, pp.705-709, 2020
- 9) 地盤工学会: 不飽和地盤の挙動と評価編集委員会: 不飽和地盤の挙動の評価, 丸善出版, pp.35-45, 2004

反射シールを利用した 在来線橋りょうの桁たわみの夜間画像計測

保木本 晟也* 松岡 弘大*

Image Measurement of Bridge Girder Deflections on Conventional Line at Night with Reflective Stickers

Seiya HOKIMOTO Kodai MATSUOKA

Image measurement of bridge girder deflection using a video camera has been used on actual railway. However, its applications are limited to daytime when illumination can be secured sufficiently. In this study, the authors investigated an image measurement method for bridge deflection at night using light, small, and simple reflective stickers in addition to a minimal amount of lighting equipment. As a result of the investigation, it was decided to make appropriate use of the contrast between the reflective sticker and the surroundings, and the effectiveness of the proposed method was confirmed by measuring the girder deflection of actual bridges on a conventional line. The result of the actual bridge measurement showed that the girder deflection of the bridge at a distance about 20 meters could be measured with the same accuracy as during the daytime.

キーワード：桁たわみ、画像計測、デジタル画像相関法、反射シール、橋りょう

1. はじめに

鉄道橋の列車通過時に発生する桁たわみは、橋りょうの性能を表す代表的な指標であり、設計および維持管理において広く利用されている¹⁾。古くから地上からの桁たわみの計測が行われてきたが、その計測には多大な労力と時間を要する場合が多い。このような背景から、簡易に列車通過時の桁たわみを計測する手法の開発が進められ、すでに多くの手法が実用化されている^{2)~5)}。

その中で、撮影機器の高性能化と低廉化、画像処理手法の発展に伴い、ビデオカメラと画像解析による非接触式の桁たわみ計測が注目されている。桁たわみの画像計測は、橋りょうにターゲットを設置してその動きを追跡することで変位を算出するターゲット方式と⁶⁾、橋りょう表面のテクスチャを利用して変位を推定するノンターゲット方式に大別される^{7) 8)}。特にノンターゲット方式は橋りょうにターゲットを設置するための高所作業や線路内立ち入りが不要であるため、精度の検証だけでなく、実際の鉄道橋での活用が既に進められている⁷⁾。

ただし、これまで検討されてきた屋外での桁たわみの画像計測手法は、十分な照度が確保できる日中に限定されていた。一方、特殊車両の走行、入線検討、速度向上試験などは営業列車の走行が終了した夜間に実施される場合が多く、このような場合にはこれまで検討されてきたノンターゲット方式の画像計測の適用が困難である²⁾。このため、高所作業などを要する伝統的なリング式変位計による計測が行われてきた。なお、近年では

LED式のターゲットを用いた画像計測手法も提案されているが、橋りょう上での電源確保やターゲットの重量増加に伴う設置作業が問題となる場合もある。このほか、ターゲットを設置せず、線路外から照明で計測対象橋りょうを照らすノンターゲット方式の画像計測も考えられる。しかし、この場合は多くの照明設備が別途必要になるほか、撮影距離が遠い場合は照明設備のみで橋りょう表面を十分に明るくできない可能性も高い。したがって、最小限の照明設備および電源不要の軽量かつ小型の簡易なターゲットにより、夜間の桁たわみの画像計測が可能となれば、これまで夜間に実施されてきた桁たわみ計測を省力化できると考えられる。

以上の問題意識のもと、本研究では夜間に実施可能なターゲット方式の桁たわみの画像計測手法について検討した。具体的には、橋りょうの桁側面に設置するターゲットとして再帰反射シール（以下、単に反射シールと記載）を用いた上で、地上からLED照明を照射することで反射シール部分の輝度を確保し、夜間における桁たわみの画像計測を可能とする。地上のLED照明は、橋りょう本体を明確に照らすほどの強度はないものの、反射シールとそれ以外の場所を区別可能なコントラストを生成できる。このコントラストを利用して、デジタル画像相関（Digital Image Correlation：DIC）法などの一般的な画像処理手法により、反射シール位置の画像上の移動量から桁たわみを計測できると考えられる。ただし、このようなコンセプトに基づくターゲット方式の夜間の画像計測手法の適用性について、実橋りょうで検証した事例は、著者の知る限り存在しない。本稿では、在来線における河川上の鋼鉄道橋を対象とし、日中は既存手法によって、

* 情報通信技術研究部 情報解析研究室

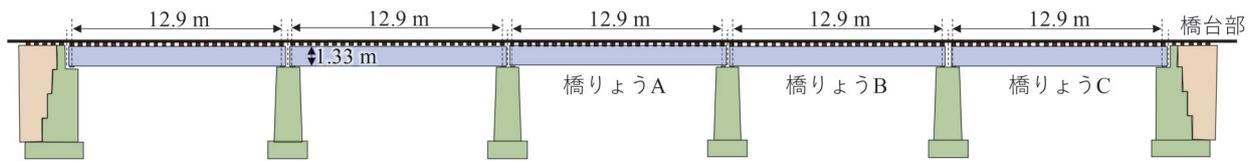


図1 対象橋りょうの側面図



図2 対象橋りょうの写真

夜間は提案手法を用いて、列車通過時の桁たわみ画像計測を実施した結果を報告する。また、反射シールと照明を用いた夜間における画像計測精度を計測結果から検証するとともに、得られた複数橋りょうの桁たわみの相对比较による性能評価結果に関する考察についても述べる。

2. 試験方法

2.1 対象橋りょう

本研究で計測対象とした橋りょうA、橋りょうBおよび橋りょうCの側面図を図1、写真を図2にそれぞれ示す。橋りょうAからCは河川を跨ぐ在来線単線区間における全5連の橋りょう区間のうちの3連である。いずれも橋長13.4m、支間長12.9m、桁高1334mmの鋼上路I桁橋である。当該区間の列車通過速度は60～100km/h程度である。建設年代が古いため当該橋りょうの詳細図面は残っていないが、過去の標準桁の一つであり全国に多く残っている達680号40フィート桁であると考えられる。開床式で床版はなく、橋りょう上フランジに木まくらぎが敷設され、その上にレールが締結装置により固定されている。橋りょうAおよびBは両端支承が橋脚上に設置されているが、橋りょうCの終点側支承のみ橋台上となっており、橋台上に端まくらぎが敷設され、橋台裏のバラスト軌道に接続されている。

2.2 使用機器

夜間での桁たわみ計測を行うために、線路外からビデオカメラで撮影する場合、比較的大規模な照明設備が必要であった。また、照明を設置可能な位置が橋りょうから遠い場合や、橋りょうへの電源を要する機器の設置を

表1 撮影機器の諸元

機器	ID	型番(メーカー)	主な仕様
ハンディカメラ 	SC-1	FDR-AX700 (SONY)	1920×1080 pixel 60 fps 光学ズーム 12倍
ハンディカメラ 高解像度カメラ	SC-2	同上	同上
	DC-1	Pocket Cinema Camera 6K (Blackmagicdesign)	4096×2160 pixel 120 fps / 60 fps
レンズ	-	SIGMA 150-600mm F5-6.3 DG OS HSM (SIGMA)	最大撮影倍率 1:4.9
UドップラーII 	UD-II	UドップラーII (鉄道総研開発)	He-Ne レーザ (クラス2) 周波数帯: DC~2kHz 計測距離: 0.1~100m 自己振動補正機能付き 反射シール使用

避けたい場合には、既存の手法の適用が困難である。以上を踏まえ、本研究では桁に反射シールを設置したうえで、持ち運び可能な1台の照明をビデオカメラと同様に線路外に設置し、橋りょうを照射したうえで撮影を行った。

本計測試験での使用機器は、カメラなどの撮影機器と、ターゲット方式に必要な設備に分けられる。

2.2.1 撮影機器

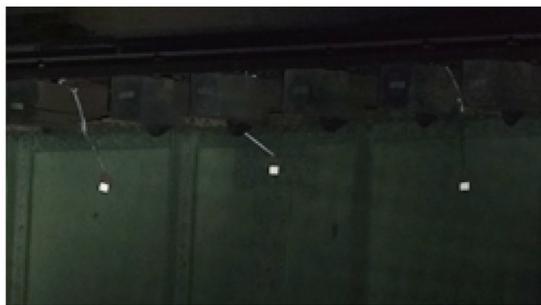
計測で使用した撮影機器の概要を表1に示す。ビデオカメラは民生品のハンディカメラを使用した。同じ列車走行時の複数橋りょうの桁たわみを計測するためここでは2台使用した。また、撮影距離が多少異なる橋りょうAとBを比較的近い精度で撮影できるように別の高解像度カメラも利用した。高解像度カメラは映像作品製作用のシネマカメラに望遠レンズを取り付けて使用した。これらのカメラはいずれも三脚を用いて安定した地面に設置し、60fpsで撮影した。さらに、カメラによる画像計測との比較対象として、高精度で桁たわみを計測可能であるUドップラー⁴⁾(UドップラーII)によるレーザ計測も実施した。Uドップラーの詳細については文献4を参照されたい。以下では、それぞれについて表1記載のID(ハンディカメラ:SC-1・SC-2、高解像度カメラ:DC-1、UドップラーII:UD-II)で呼称する。

2.2.2 ターゲットと照明

図3に橋りょうBにおける日中と夜間の撮影状況および照明の設置状況をそれぞれ示す。ターゲットには、50×50mmのマグネットシートタイプの反射シールを使用し、橋りょうAおよびBのウェブ上部に設置した。設置は橋りょう上保守用通路から実施したため、線路内立ち入りは必要となるが、高所作業車や足場設置は不要である。照明は図3(c)のようなLEDライトを、橋りょうAとBの間の橋脚が照射範囲の概ね中央となる方向で、橋りょうから20mから30m離れた撮影箇所の隣に1台のみ設置した。照明の全光束は約28,080lm、照射角度は約40°である。夜間は光量が少ないため、日中の画像に見られた桁側面のボルトや補剛材などの特徴は不明瞭である。しかし、反射シール箇所は照明により輝度が十分に確保されており、反射シール以外の箇所との明確なコントラストを確認できる。



(a) 日中の反射シールの撮影状況



(b) 夜間の反射シールの撮影状況



(c) 照明の設置状況

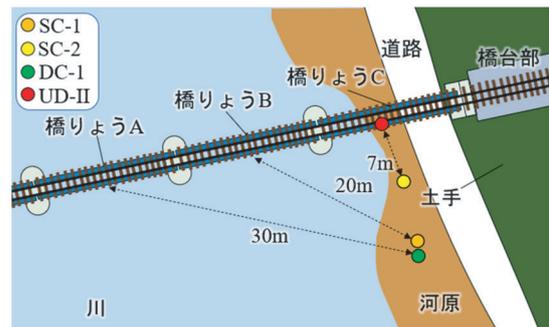
図3 照明の設置状況および橋りょうBにおける昼夜での反射シールの状況

2.3 計測ケース

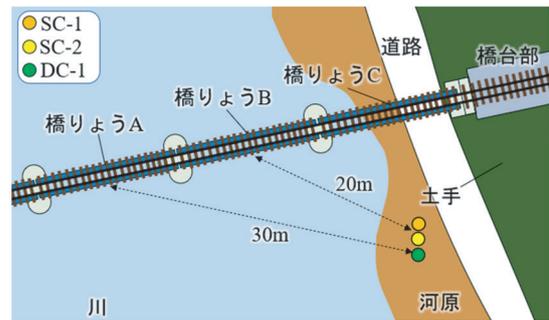
表2および図4に計測ケースおよび各ケースでの機器配置と撮影距離をそれぞれ示す。ケース1およびケース2は、本試験環境での画像計測の基本的な精度を確認するため、橋りょうCをUD-IIとSC-2により計測した。

表2 計測方法および使用機器と対象箇所

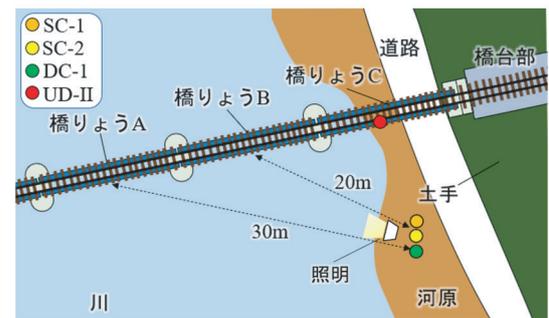
ケース	種別 車両	時刻	橋りょう			目的
			A	B	C	
1	普通 2両	13:41 日中	DC-1	SC-1	UD-II SC-2	SC-2とUD-II の比較
2	特急 7両	13:44 日中	DC-1	SC-1	UD-II SC-2	
3	普通 2両	14:42 日中	DC-1	SC-1 SC-2	-	SC-1による 昼夜での比較
4	普通 2両	21:33 夜間	DC-1	SC-1 SC-2	UD-II	
5	貨物 9両	23:30 夜間	DC-1	SC-1 SC-2	UD-II	3橋りょうの比較



(a) ケース1およびケース2



(b) ケース3



(c) ケース4およびケース5

図4 各ケースにおける機器配置と撮影距離

ケース3およびケース4では、反射シールを利用した夜間画像計測の精度を確認するため、同種同方向の列車通過時の橋りょうBを日中および夜間で計測した。ケース3は日中、ケース4は夜間である。以上により画像計測および夜間計測の精度を確認したうえで、橋りょうごとの桁たわみ量の違いを把握するために、ケース5では夜間に橋りょうA、B、およびCをそれぞれDC-1、SC-2、およびUD-IIで計測した。

3. 画像処理

撮影した映像を画像に分解した後、DIC法²⁾⁶⁾により画像内の任意箇所の変位を算出する。DIC法は、測定対象物の模様ランダム性を利用して複数画像内の対応箇所を抽出する手法であり、対象物の変位の算出に利用されている。物体追跡の代表的な手法であり、橋りょうの変位推定以外にも金属片のひずみ計測等⁹⁾で数多くの適用事例がある。本章では、具体的な画像処理手法について以下に説明する。

3.1 ヒストグラム均等化

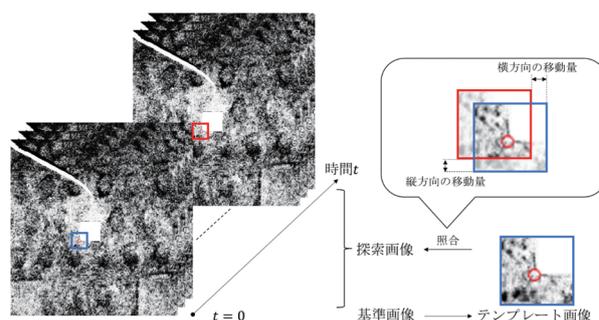
コンクリート橋などの構造物を日中に撮影すると、コントラストが低くなることもある。そのため、日中の画像に対してのみ、反射シールとそれ以外の箇所とのコントラストを大きくするためにヒストグラム均等化を行う。夜間の画像については、反射シールにより画像計測が適用可能なコントラストが生成されるため、ヒストグラム均等化は行わない¹⁰⁾。

3.2 テンプレートマッチング

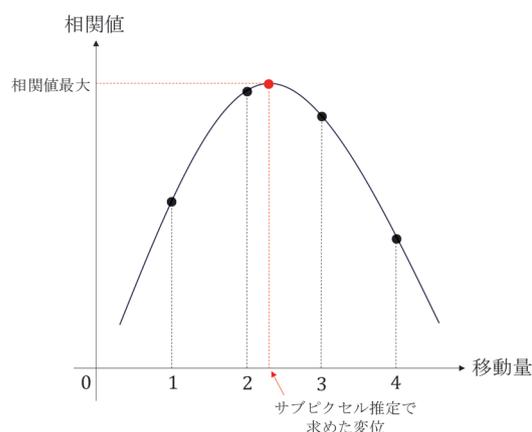
図5(a)に反射シールを含む桁側面の画像に対するテンプレートマッチングの処理を示す。テンプレートマッチングは、列車通過前の画像の一部を基準画像とし、列車通過中の参照画像の中で基準画像と最も類似する箇所を探索する手法である。基準画像の各移動位置での相関値を求めることで2次元相互相関関数が得られ、最大値を取る位置を移動量として算出する。列車通過時の主桁では、列車の影により画像上での明るさが変動する場合があります。濃度差やその2乗和を指標として用いると、明るさの変化から類似度の算定精度が低下する可能性がある。そこで、本研究では各画素における輝度値から領域全体における輝度値の平均を差し引いてから正規化した値である、零平均正規化相互相関ZNCC (Zero-mean Normalized Cross-Correlation)⁶⁾をテンプレートマッチングの指標とした。

3.3 サブピクセル推定

テンプレートマッチングで推定された移動量は1ピ



(a) テンプレートマッチング



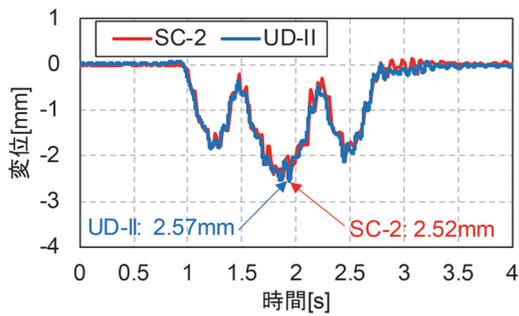
(b) 二次曲線によるサブピクセル推定

図5 画像処理手法

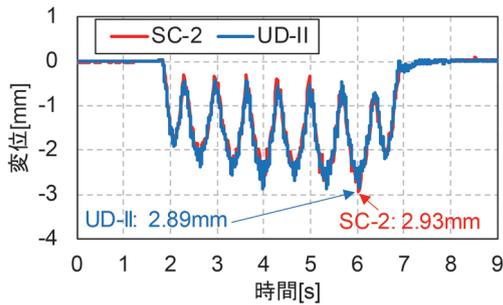
クセル単位であるため、カメラの設置位置が橋りょうから20mを超えるような場合には、桁たわみの計測精度として不十分となる場合が多い。そこで、サブピクセル推定により1ピクセル未満の移動量を推定する。図5(b)は、二次曲線で一次元の移動量をサブピクセル推定した場合の相関値のグラフである。本手法では、二次元の画像に対して移動量を計算するため、二次曲面を利用したサブピクセル推定を行う。相関値が最大になる移動量とその周囲8画素の移動量におけるZNCCに対して、最小二乗法による二次曲面のフィッティングを行い、二次曲面で最大値を与える1画素未満のサブピクセル移動量を推定する。

3.4 実寸値への変換

画像から上記のサブピクセル推定により得られる変位はピクセル単位で表されるため、実寸値への変換を行う。ターゲット方式の場合はターゲットの寸法を用いることで正確な換算が可能である。一方、ノンターゲット方式の画像計測では、画像上の実寸値が既知かつ撮影中に寸法が変化しない箇所による変換、もしくは事前のカメラ諸元の入手、キャリブレーションおよび正確な撮影距離が必要である。本研究では、反射シールを設置してい



(a) 計測ケース 1 (列車速度 : 106km/h)



(b) 計測ケース 2 (列車速度 : 107km/h)

図 6 画像計測およびレーザ計測の比較 (橋りょう C)

いケース 1 および 2 では橋りょうの桁高さ (1334mm)、ケース 3、ケース 4 およびケース 5 では反射シールの一辺の長さ (50mm) を用いて変換した。

4. 試験結果と考察

4.1 画像計測とレーザ計測の計測結果の比較

画像計測は、撮影環境や条件により日中であっても計測精度が変化する。そこでまず日中における画像計測の精度の確認を行うため、日中のケース 1 およびケース 2 において、UD-II および SC-2 により計測された橋りょう C の支間中央の変位を比較した。列車速度はいずれのケースでも 106km/h 程度であった。ピクセルから変位への寸法変換係数はケース 1、ケース 2 でそれぞれ 1.68mm/pixel および 1.66mm/pixel であった。

UD-II および SC-2 で計測されたケース 1 およびケース 2 の桁たわみ波形および最大値を図 6 に示す。SC-2 の波形は UD-II の波形と良好に一致している。両ケースの各波形で記録された桁たわみ最大値もほぼ同様の値 (ケース 1 では UD-II : 2.57mm, SC-2 : 2.52mm, ケース 2 では UD-II : 2.89mm, SC-2 : 2.93mm) であり、その差はいずれも 0.05mm 程度であった。一方、列車通過時における 2 つのカメラによる計測値の差の標準偏差は、ケース 1 で 0.12mm (0.75 秒~3.50 秒)、ケース 2 で 0.10mm (1.70 秒~7.50 秒) であり、桁たわみ最大値の差は両ケースで標準偏差よりも小さかった。以上か

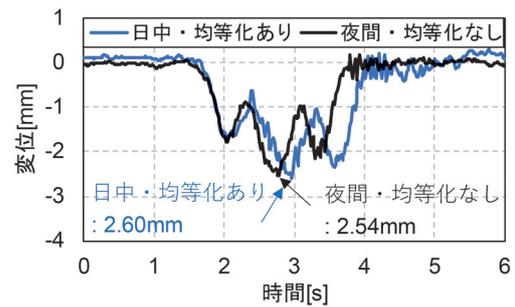


図 7 日中と夜間の計測結果の比較 (橋りょう B)

ら、今回の計測条件においても過去の研究結果^{2) 6)}と同様に、少なくとも日中においてはビデオカメラによる画像計測で、UD-II と同程度の精度で桁たわみを計測できることを確認した。

4.2 日中と夜間での計測結果の比較

画像解析による夜間の計測精度を確認するため、日中と夜間で計測結果の比較を行った。日中計測のケース 3 および夜間計測のケース 4 において同じ車種の 2 両編成列車がともに下り方向に通過した際に、両ケースで SC-1 により橋りょう B の支間中央を計測した。SC-1 による撮影の様子は、図 3 (a) および (b) の通りである。日中計測のケース 3 での照度は約 35,000lx であったが、夜間計測のケース 4 での照度は試験の都合上測定していない。なお、乗車率や列車速度 (ケース 3 は 82km/h, ケース 4 は 92km/h) の違いに起因する桁たわみの若干の相違が存在する。ピクセルから変位への寸法変換係数は、ケース 3 で 1.99mm/pixel およびケース 4 で 0.56mm/pixel であった。ケース 4 では橋りょう B 全体を広角に撮影したため、寸法変換係数は他ケースと比較して小さくなった。

ケース 3 (日中) およびケース 4 (夜間) の桁たわみ波形および最大値を図 7 に示す。3.1 節で述べた通り、日中の画像に対してのみヒストグラム均等化を適用している。列車速度が異なるため位相が若干異なるが、列車通過時の桁たわみ波形は概ね同じ傾向を示す。また、日中と夜間で桁たわみ最大値の差は 2.3% 程度 (0.06mm) と、4.1 節で示した画像計測とレーザ計測の誤差程度であり、概ね一致していると言える。以上から、反射シールと 1 台の照明を使用することで、20m 程度離れた橋りょうの桁たわみを日中と概ね同等の精度で夜間でも計測できることを確認した。

4.3 3 橋りょうでの比較

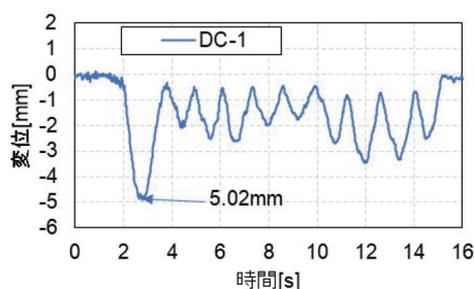
4.2 節の試験結果から、桁側面に反射シールを設置すれば、1 台の照明により夜間に桁たわみを日中と同程度の精度で計測できることが明らかとなった。そこで、よ

り簡易に計測できるようになった桁たわみを橋りょうの維持管理に活用する事例として、カメラとUドップラーIIによる3橋りょうの同時計測を行い、桁たわみの相对比较による性能評価、および今後の調査の優先順位付けについて検討した。本研究では夜間計測のケース5で、貨物列車通過時に3橋りょうを同時に計測した。対象橋りょうはDC-1が橋りょうA、SC-2が橋りょうB、UD-IIが橋りょうCであり、計測箇所はいずれも支間中央である。

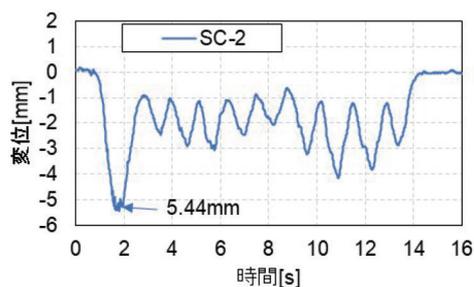
得られた桁たわみ波形および最大値を図8および表3にそれぞれ示す。いずれの橋りょうでもほぼ同様の桁たわみ波形が計測されていることを確認できる。また、いずれの橋りょうでも貨物列車の動力車である先頭車両通過時に最大変位が記録された。貨物列車は旅客列車より荷重が大きいため、ケース1からケース4と比較して桁たわみも倍程度となっている。

表3最右列は、3橋りょうに対する桁たわみ最大値の相对比较を示す。UD-IIにより計測した橋りょうCを1とした場合、橋りょうAは3% (0.17mm) ほど小さく、橋りょうBは5% (0.25mm) ほど大きい。これまでの検証結果から、UD-IIと画像計測との差および、日中と夜間の画像計測の差はいずれも0.06mm程度以下である。また、標準偏差は0.1mm程度であるため、その2倍の0.2mm以上で統計的に有意な差と言える。以上を踏まえると、橋りょうAとCの差は有意とは言えないが、橋りょうBとCの差(0.25mm)、橋りょうBとAの差(0.42mm)は誤差とは言えず、橋りょうの状態もしくは性能に起因するものと推察される。なお、これらの橋りょうの形式および支間長は同一である。ただし、橋りょうAおよびCには橋りょう上にレール継目が存在するため、橋りょうAおよびCではレール継目通過時に生じる衝撃力により桁たわみ最大値がレール継目のない橋りょうBよりも大きくなる可能性がある。しかしながら、実際には表3に示すようにレール継目のない橋りょうBの桁たわみ最大値がもっとも大きいため、橋りょうBには他の橋りょうAおよびCにはない構造的な特徴もしくは変状が想定される。なお、計測時に行った外観目視では橋りょうAの桁端部に腐食が確認されたが、橋りょうBおよびCでは桁たわみを増大させるような変状は確認できていない。今後、橋りょうBの桁たわみが大きい原因を明らかにするため、支承部の浮き・あおり¹¹⁾などの詳細な計測および調査を行う予定である。

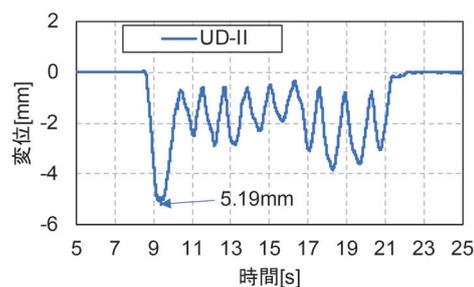
上記の例では各橋りょうで異なる計測方法を用いたが、比較的安価かつ容易に設置できる民生品のビデオカメラを複数台使用すれば、従来は費用や労力の面で困難であった複数橋りょうに対する桁たわみの計測および比較が可能である。加えて、反射シールと持ち運び可能な



(a) 橋りょう A (DC-1)



(b) 橋りょう B (SC-2)



(c) 橋りょう C (UD-II)

図8 貨物列車通過時の各橋りょうの桁たわみ計測結果

表3 貨物列車通過時の各橋りょう桁たわみ最大値

橋りょう	桁たわみ最大値 [mm]	橋りょうCに対する変位差 [mm]	橋りょうCに対する比率
A	5.02	-0.17	0.97
B	5.44	0.25	1.05
C	5.19	-	1

照明を使用すれば、夜間であってもビデオカメラによる画像計測を実施できる。同時計測時は、上述の通り、各橋りょうに対して車両側の条件はほぼ一致するため、橋りょう間の性能の相对比较および詳細調査などの優先順位付けが容易となる。

5. まとめ

本研究では夜間におけるビデオカメラを利用した簡易な桁たわみの画像計測を実施した。得られた知見を以下にまとめる。

- ・橋りょう側面に反射シールを設置することで、橋りょうから 20m 程度離れた箇所に設置した照明およびビデオカメラにより、夜間でも列車通過時の 2.5mm 程度の桁たわみを 0.06mm 程度の誤差で画像計測できることを明らかにした。
- ・反射シールを使用することで橋りょう側面自体を撮影可能な明るさを確保できない場合でも、反射シール周辺の輝度分布を利用して画像計測が適用可能であることを確認した。
- ・同形式の 3 橋りょうを複数カメラで夜間に同時計測することで、同じ列車条件での対象橋りょう桁たわみの相対比較が可能となることを示した。

今回の計測時は雨風ともになく良好な撮影環境であったが、雨天や強風時には依然として画像計測が適用できない場合も多い。今後、風防など悪天候時に対応した撮影方法に加え、オプティカルフロー推定などと合わせた画像処理によるカメラや三脚の揺れの影響低減法について検討していく。また、今回桁たわみが相対的に大きかった橋りょう B については別途調査を実施し、その原因を明らかにする予定である。

謝 辞

本研究における計測試験では、四国旅客鉄道株式会社に多大なご協力をいただいた。この場を借りて厚く御礼申し上げる。

文 献

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説—変位制限，丸善出版，2006
- 2) Matsuoka, K., Uehan, F., Kusaka, H. and Tomonaga, H.: Experimental Validation of Non-Marker Simple Image Displacement Measurements for Railway Bridges, Applied Sciences, Vol.11, No.25, p.7032, 2021.
- 3) 徳永宗正, 池田学, 吉田幸司：実測加速度積分による列車通過時の単純支持橋りょうの変位応答波形の復元, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.78, No.1, pp.47-60, 2022
- 4) Uehan, F.: Development of the U-Doppler non-contact vibration measuring system for diagnosis of railway structures, Quarterly Report of RTRI, Vol.49, No.3, pp.178-183, 2008.
- 5) Matsuoka, K. and Tanaka, H.: 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, No.109549, 2023.
- 6) 朝長光, 阪田暁, 加藤積希, 松岡弘大, 箕浦慎太郎：高速鉄道橋りょうにおける非接触たわみ計測の適用性検証, 鉄道工学シンポジウム論文集, No.24, pp.1-8, 2020
- 7) 四井陽貴, 松岡弘大, 貝戸清之：サブピクセル推定誤差発生メカニズムに着目した橋りょう変位の全視野画像計測の実用的改善法, 土木学会論文集, Vol.79, Issue.15, No.22-15054, 2023
- 8) 松岡弘大, 上半文昭, 日下博也, 今川太郎, 野田晃浩：ノンターゲット光学式測定による桁たわみ形状 測定の精度検証と適用性検討, 土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol.74, No.2, pp.I_715-I_726, 2018
- 9) 出水亨, 松田浩, 戸次翔, 森崎雅俊, 内野正和, 伊藤幸広, 森田千尋：デジタル画像相関法のひずみ計測向上に関する基礎的研究, 土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol.68, No.2, pp.I_683-I_690, 2012
- 10) 保木本晟也, 松岡弘大, 石井貴大, 中田悠貴：反射シールを利用した桁たわみの夜間画像計測, 鉄道工学シンポジウム論文集, No.27, pp.111-118, 2023
- 11) 川田真也, 塚原高志, 窪田利幸, 松田芳範：JR 東日本における鉄道橋支承部の変状対策, インフラメンテナンス実践研究論文集, Vol.1, No.1, pp.445-451, 2022

架線振動解析に基づく電車線コネクタの振動試験方法

小原 拓也* 山下 主税*

Vibration Test Method for Connectors of Overhead Contact Line Based on OCL Vibration Analysis

Takuya OHARA Chikara YAMASHITA

Electrical connectors connecting contact wires and messenger wires are sometimes subject to fatigue-failure due to vibration caused by train passage. It is therefore desirable to establish a method for evaluating the fatigue resistance of the connectors. Therefore, the authors proposed a test method consisting of two types of vibration tests that take into account the two fatigue factors of the connectors: the relative displacement of the contact wire and their resonance. The test conditions were determined by analyzing overhead contact line vibration using an OCL-pantograph simulation. Furthermore, the authors carried out vibration tests on real connectors and confirmed that the test results were consistent with the actual failure status of the connectors.

キーワード：電車線コネクタ，軟銅より線，振動試験，疲労，架線相対変位，共振

1. はじめに

電車線コネクタ（図1。以下、「コネクタ」）は、架線の線条間を電氣的に接続し、電位差を解消することで電線や金具に不要な電流が流れることを防ぐ金具である。コネクタを構成するリード線には軟銅より線などの曲がりやすい線条が用いられているが、列車通過時の架線振動によって疲労断線する場合があります。コネクタを使用する上で長年の課題となっている。

コネクタを含む電車線金具の疲労耐久性評価はJIS^{1) 2)}に規定される振動試験に準拠して実施されてきた。ただし、JISの振動試験は主にボルトの緩みの確認試験として定められたものであり、同試験に合格したコネクタであっても現場では疲労断線が発生している。また、その加振条件は1968年に旧JRS（日本国有鉄道規格）として制定されて以来変更されておらず、現在の列車高速化

に伴う設備仕様の変更などは反映されていない。このような状況から、コネクタの疲労耐久性を適切に評価するための試験方法の確立が求められている。

そこで、コネクタの疲労耐久性を適切に評価する試験方法として、コネクタの疲労形態に着目した2種類の試験方法である鉛直振動試験と水平振動試験を提案した。これら試験の加振条件は、架線振動解析の結果を基に設定した。本稿では、シンプル架線においてちょう架線とトロリ線を接続するM-Tコネクタを例として、具体的な試験方法について述べる。なお、以降の文中では、「ハンガ」を「H」と略して表記する。

2. 試験の種類

コネクタの振動試験方法を定めるためには、実設備におけるコネクタの疲労形態を考慮する必要がある。図2に、架線の鉛直振動波形例と、過去の研究で報告された2種類のコネクタ疲労形態³⁾を示す。なお図2に示すようなM-Tコネクタは、各形態ともリード線のイヤー際において最大ひずみが生じる。

1つ目の疲労形態は、コネクタが接続する線条間の鉛直方向の振動変位の差（以下、「架線相対変位」）によるリード線の変形に起因する疲労である。これは主にパンタグラフ通過の瞬間に発生する。図3に、ある営業線における架線の鉛直方向の振動変位の実測結果と、そこへコネクタを取り付けた場合のリード線ひずみの構造解析結果³⁾を示す。架線相対変位とひずみの波形が一致していることから、架線相対変位がリード線の疲労に大きく影響していることがわかる。

2つ目の疲労形態は、コネクタの共振に伴うリード線の変形に起因する疲労である。コネクタの共振は、列車

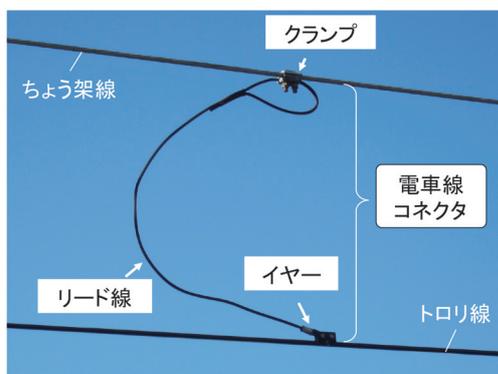


図1 電車線コネクタ

* 電力技術研究部 集電管理研究室

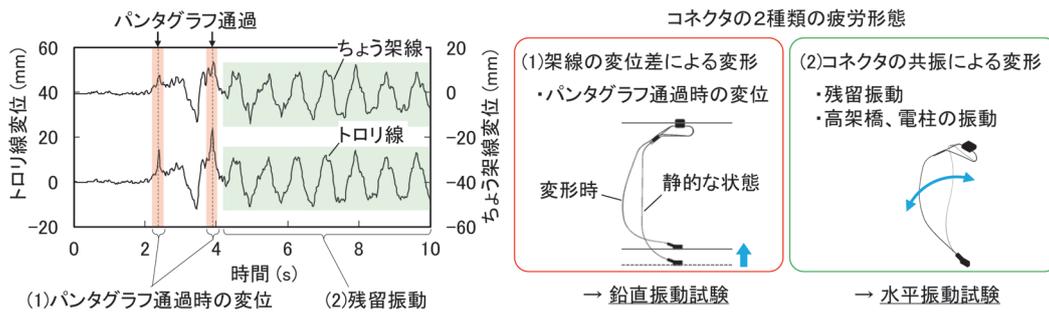


図2 コネクタにおける2種類の疲労形態と対応する振動試験方法

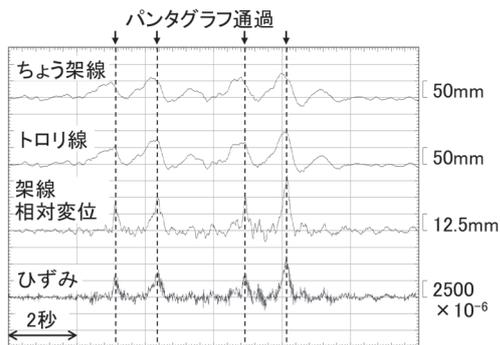


図3 架線振動波形およびコネクタ推定ひずみ波形³⁾

通過後の架線の残留振動や、高架橋桁や電柱が振動する場合に、架線の線条が水平方向に振動し、その周波数とコネクタの固有振動数が一致することで発生する⁴⁾。共振が発生するとリード線に著大な曲げひずみが多数加わるため、疲労により短期間で断線に至るおそれがある。

本研究では、それぞれの疲労形態に対応する2種類の振動試験を以下のように提案した。

- (1) 鉛直振動試験（架線相対変位による疲労に対応）
コネクタのちょう架線側を固定し、架線相対変位を模擬してトロリ線側を鉛直方向に繰り返し押し上げた際の疲労耐久性を評価する。
- (2) 水平振動試験（コネクタの共振による疲労に対応）
M-Tコネクタの1次振動モードを考慮して、コネクタに水平方向（まくらぎ方向）の振動を与えた際の疲労耐久性を評価する。

なお、ここでいう「疲労耐久性」とは、各試験後のリード線素線切れの有無を指す。以降の章で、評価の考え方と具体的な試験方法を述べる。

3. 架線振動の分析

本章では、鉛直および水平振動試験の加振条件の根拠となる架線振動について周波数や振幅の分析結果を示す。

3.1 架線相対変位

架線相対変位の周波数は、図4中の式(1)に示すよう

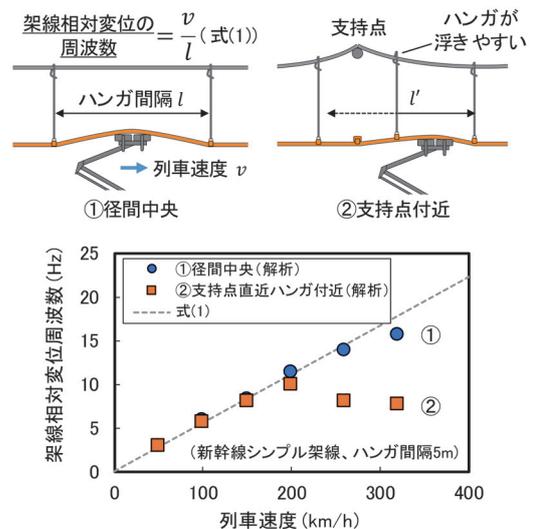


図4 列車速度と架線相対変位周波数の関係

に、列車速度 v とハンガ間隔 l からなる式 (v/l) で表される⁵⁾。

図4中のグラフは、上記の式と整備新幹線用シンプル架線の振動周波数を解析した結果の比較であり、径間中央については両者が概ね一致する（図4のグラフ中の①）。しかし、シンプル架線の支持点付近では、ハンガがちょう架線に対して浮きやすいため、実質的にハンガ間隔が増加し、架線相対変位の周波数が低くなる傾向がある（図4のグラフ中の②）。

架線相対変位の振幅も径間内位置によって異なることが報告されている³⁾。図5は、整備新幹線用シンプル架線における径間内位置と架線相対変位の振幅および周波数の関係を示したものである。架線相対変位の振幅は、周波数とは逆に支持点付近で増加する傾向がある。これは、支持点でちょう架線が固定されているため、ちょう架線の振動変位が小さくなり、トロリ線とちょう架線の振動変位の差が大きくなるためである。このように、径間内位置によって架線相対変位の周波数や振幅の大きさが異なるため、鉛直振動試験の加振条件はコネクタを取り付ける位置ごとに設定する必要があると考えられる。

図6は、現在国内で使用されている新幹線用シンプル

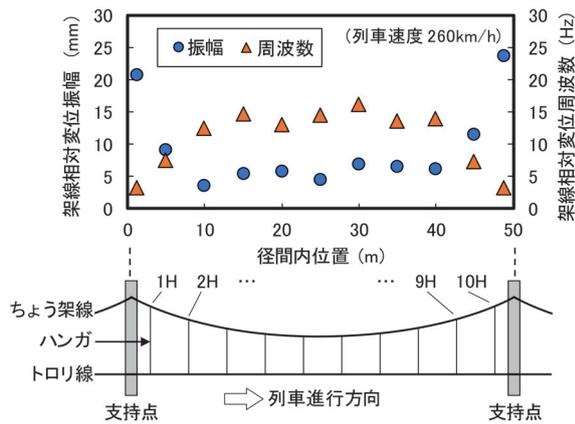


図5 径間内位置と架線相対変位振幅・周波数の関係

架線における架線相対変位の周波数と振幅を架線-パンタグラフ系シミュレーションにより算出した結果である。第5章では同図を用いた鉛直振動試験の試験条件設定手順を述べる。ここで、鉛直振動試験における加振振幅は、安全側に考えて架線に生じうる最大の架線相対変位振幅を考慮して設定する必要があると考えられる。過去の研究³⁾で、架線相対変位の振幅が大きくなる条件として「列車速度の増加」と「電車線張力の低下」が報告されており、図6におけるシミュレーション条件の列車速度は営業最高速度を、張力は気温変化等により生じ得る張力低下(-10%)を考慮している。同図から、先述のとおり、支持点近くでは周波数が低く振幅が大きい傾向が、また径間中央では周波数が高く振幅が小さい傾向が確認でき、グラフ全体では右肩下りの分布となることがわかった。表1に、図6から抽出したコネクタ取り付け位置ごとの架線相対変位の周波数範囲を示す。

3.2 架線水平振動

本節では、共振によるコネクタリード線の疲労断線⁴⁾が報告されている整備新幹線用シンプル架線区間かつ高架橋区間の架線振動を分析対象とする。

過去の研究⁶⁾で、高架橋へ入力される振動周波数は「走行速度 (m/s) / 車両長 (m)」が卓越し、この高架橋の振動が電柱や金具等に入力されることがわかっている。水平振動試験で考慮すべき架線の振動周波数範囲(以下、「架線周波数範囲」)は、走行速度を100~360km/hとし、車両長を25mとした場合、1.1~4.0Hzと算出できる。

架線水平方向の振動振幅は、構造解析プログラムを用いて算出した。図7に、構築した架線モデルを示す。本解析は、モデルの支持点箇所に電柱振動変位を入力して架線水平方向の振動変位を算出するものであり、所内架線設備における電柱加振試験を実施して解析結果の妥当性を確認した(図8)。解析結果の方がやや変位が大きくなる傾向があるものの、解析値と実測値が概ね整合す

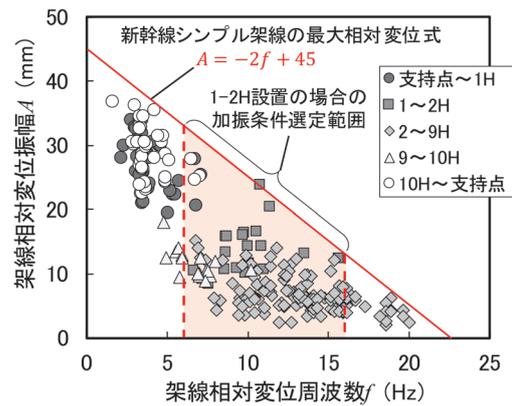


図6 架線相対変位の周波数と振幅の関係

表1 架線相対変位周波数範囲(新幹線シンプル架線)

コネクタ取り付け位置	周波数範囲 (Hz)
支持点~1H	2~7
1~2H	6~16
2~9H	7~20
9~10H	4~11
10H~支持点	1~7

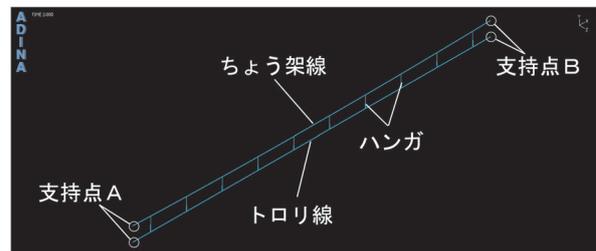


図7 架線構造解析モデル

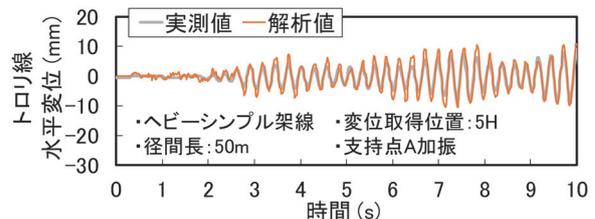
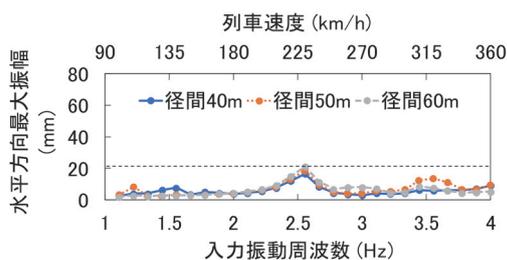
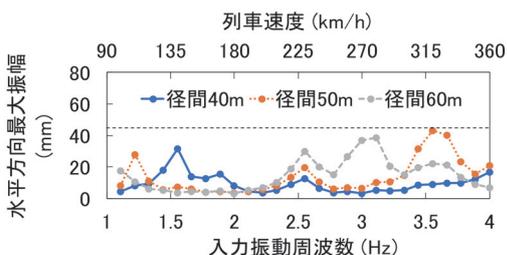


図8 架線構造解析の妥当性確認

ることから、本解析は妥当性があるものと判断した。図9に、高架橋区間の整備新幹線用シンプル架線における架線水平方向振動の解析例を示す。架線モデルに入力する電柱振動変位は、高架橋と電柱の連成モデルによる構造解析手法⁶⁾を用いて算出した。図9の各グラフ中に引いた破線は、それぞれのコネクタ取り付け位置における最大振幅である。図9より、架線水平方向振動は、ピークを示す振動数が電柱の固有振動数(2.5Hz)付近にあり、それ以外にも径間長に応じた架線の固有振動モード



(a) 支持点~1H



(b) 1H~2H

図9 架線水平方向振動解析例

表2 水平振動試験の加振振幅

最高 列車速度 (km/h)	周波数 範囲 (Hz)	加振振幅 (mm)			
		支持点 ~1H	1H ~2H	2H ~3H	3H ~4H
260	1.1~2.9	25	35	60	80
320	1.1~3.6		45		
360	1.1~4.0				

に起因するピークが多数確認された。

これら全てのピークに対応するため、各速度に応じた架線周波数範囲内の水平方向加振振幅を、最大振幅で一律に設定することとした(表2)。

4. コネクタのひずみ周波数特性

従来のJISの振動試験では、設置するコネクタの高さについては記載がない。しかしながら、コネクタの高さによって周波数特性が異なることを考慮する必要がある。図10は、高さの異なるコネクタにトロリ線押し上げによる加振を与え、発生するリード線ひずみと周波数の関係を構造解析により求めた結果である。図10より、ひずみのピークの周波数や大きさが、コネクタ高さによって変化することがわかる。これは、リード線の長さや傾き方によってコネクタの変形のしやすい周波数が変化するためである。よって、振動試験で安全側の評価を行うためには、想定されるコネクタ高さに対して、最もひずみが大きくなる加振周波数を設定する必要がある。

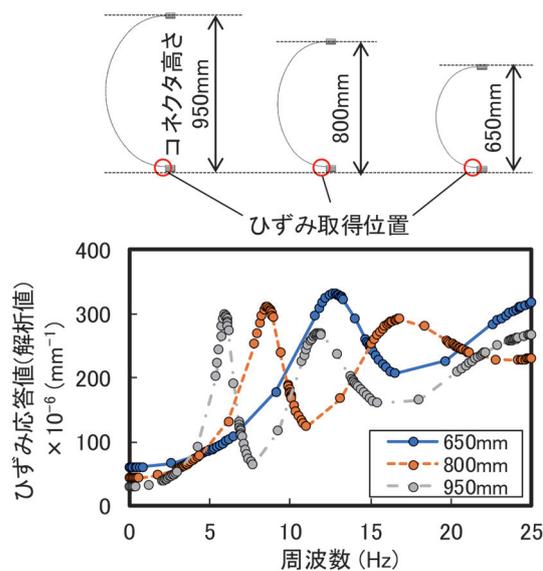


図10 コネクタ高さとしずみ周波数特性

5. 試験条件設定手順

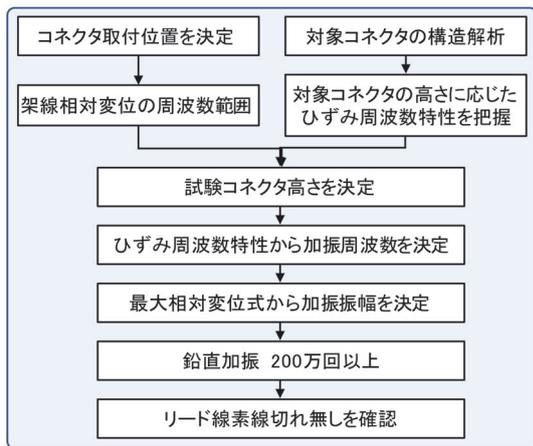
図11に、提案する鉛直振動試験および水平振動試験の実施フローを示す。ここでは例として、整備新幹線用コネクタを1H~2H間に取り付けることを想定し、両試験の試験条件設定手順を述べる。なお、整備新幹線用コネクタを1H~2H間(オーバーラップ箇所含む)に取り付ける場合、コネクタ高さの選択範囲は825~1475mmである。

5.1 鉛直振動試験

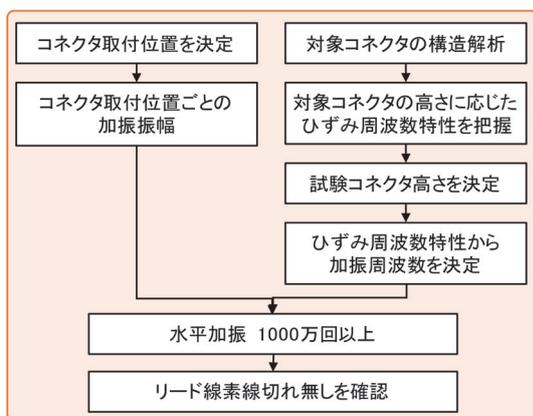
試験条件の設定では、図6に示した架線相対変位の周波数と振幅の関係を用いる。以下にその手順を示す。安全かつ実際の使用状況に即した加振振幅とするには、同一周波数のうち最大振幅を通る線(図6中の赤の実線)上から値を設定すればよいと考えられる。以降、この線の式を最大相対変位式と呼ぶ。

対象コネクタの取り付け位置(1H~2H)における架線相対変位の周波数範囲は、表1より6~16Hzである。第4章で述べたように、リード線ひずみの周波数特性はコネクタ高さによって異なるので、安全側の試験とするためには、上記の周波数範囲で最もひずみが大きくなるコネクタ高さ、およびそのときの周波数を選定する必要がある。図12は、選択範囲のコネクタ高さに対する最大ひずみの周波数特性の解析結果である。この場合、6~16Hzで最大ひずみとなるのは、高さ1225mmのコネクタ(周波数7.1Hz)であるので、試験用コネクタ高さは1225mm、加振周波数は7.1Hzと選定し、加振振幅は最大相対変位式から30.8mm(= -2×7.1+45)と定まる。

本試験の加振回数は、従来のJIS試験と同じく 2×10^6



(a) 鉛直振動試験



(b) 水平振動試験

図 11 試験実施フロー

回以上とした。2×10⁶回以上ならば一般的なコネクタの取替周期（8～15年程度）における通過パンタグラフ数を上回ると考えられる。

5.2 水平振動試験

水平振動試験では、実設備と同様にコネクタのちょう架線側とトロリ線側を同時に水平方向に加振することが必要であるため、新たに振動試験機を製作した（図13）。

対象コネクタの取り付け位置（1H～2H）における加振振幅は、表2より35mm（260km/hを想定）である。安全側の試験とするためには、鉛直振動試験と同様に、ひずみが最大となるコネクタ高さに加振周波数を選定する必要がある。図14は、コネクタモデルに対して水平振動試験を模擬した振動を入力した際の、最大ひずみの周波数特性の解析結果である。架線周波数範囲1.1～2.9Hz（表2参照）において最大ひずみとなるのは、高さ1425mmのコネクタ（周波数1.8Hz）であったので、試験用コネクタの高さは1425mm、加振周波数は1.8Hzを選定する。

架線水平振動は、1回の列車通過によって、ある程度

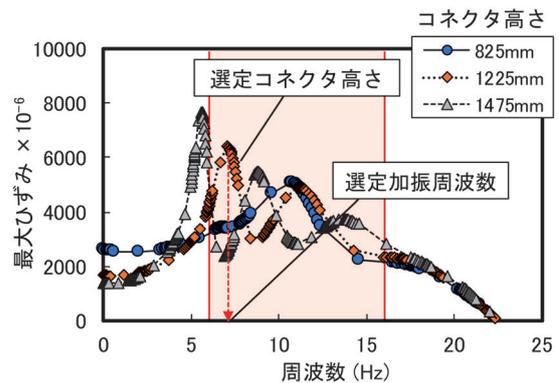


図 12 試験条件の選定（鉛直振動試験）

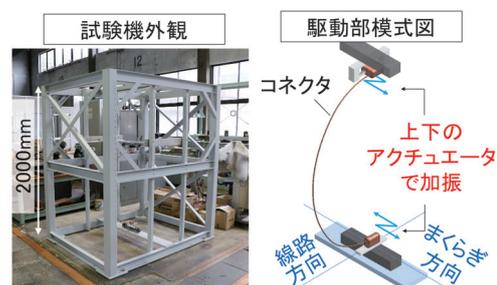


図 13 コネクタ水平振動試験機

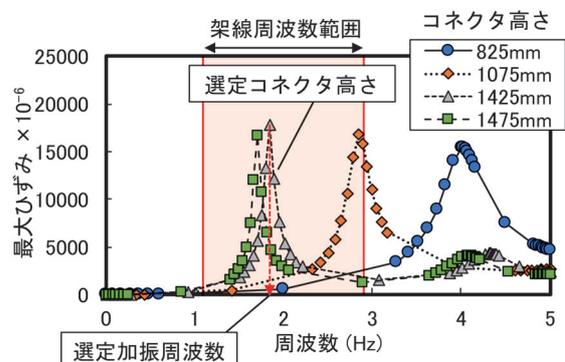


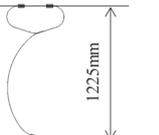
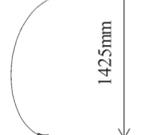
図 14 試験条件の選定（水平振動試験）

の時間、継続し振動回数は架線条件や列車速度などで異なるため、これを基準に加振回数を定めるのは困難である。そこで、水平振動試験の加振回数は、一般の振動試験において実用上十分な上限値と考えられている10⁷回以上とした。

6. 実際のコネクタを用いた提案試験方法の確認

本章では、上記で提案した試験を実際のコネクタに対して実施し、現場でのコネクタの断線状況と試験結果が整合するかを確認した結果を示す。ここでは、前章と同じく整備新幹線用コネクタを1H～2H間に取り付けることを想定し、図11の試験実施フローに従って振動試

表 3 試験条件

疲労要因	架線相対変位	共振
実設備の被害状況	破断例なし	破断例あり
対応する試験	鉛直振動試験	水平振動試験
加振周波数	6.3Hz	1.8Hz
加振振幅	32.4mm	35mm
ひずみが最大となるコネクタ高さ	 122.5mm	 142.5mm

験を実施した。表 3 に、前章で定めた試験条件を示す。なお、両試験とも、試験に使用したコネクタの個数は 1 個である。

まず、鉛直振動試験の結果を述べる。図 15 (a) に試験機に取り付けた状態のコネクタを、図 15 (b) に試験結果を示す。2×10⁶ 回加振した結果、リード線に素線切れは発生しなかった。これより、対象コネクタを 1H～2H 間に取り付ける場合、同コネクタは架線相対変位によって疲労破断しないと考えられる。対象コネクタが架線相対変位で破断したという事例は、これまでに報告されておらず、今回の試験結果はこれと整合する。

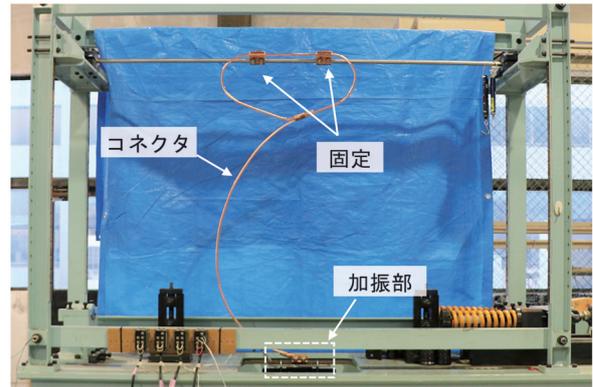
次に、水平振動試験の結果を述べる。図 16 (a) に試験機に取り付けた状態のコネクタを、図 16 (b) に試験結果を示す。水平振動試験の結果、対象コネクタは 10⁷ 回の加振到達前 (68.7 万回) にリード線が全破断した。これより、対象コネクタを 1H～2H 間に取り付ける場合、同コネクタは列車速度やコネクタ高さの条件が合致したときに疲労破断する可能性があると考えられる。このことは、対象コネクタが共振で破断した事例⁴⁾ が報告されていることと整合する。

以上より、本試験の結果は実設備におけるコネクタの被害状況と整合することが確認された。よって、本試験を実施することにより、コネクタの実用上の疲労耐久性を評価できると考えられる。

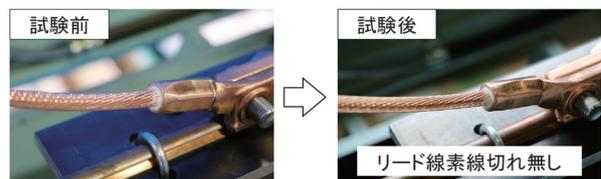
7. まとめ

コネクタの疲労耐久性を適切に評価するため、コネクタの 2 つの疲労要因である架線相対変位と共振に着目し、それぞれに対応する鉛直振動試験と水平振動試験からなる振動試験方法を提案した。主な結果は以下のとおりである。

- (1) 鉛直振動試験について、架線-パンタグラフ系シミュレーションを用いてコネクタ取り付け位置に

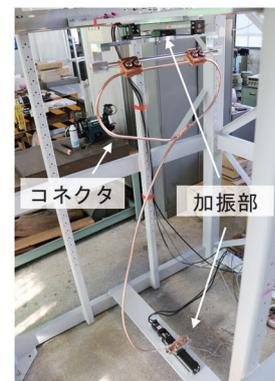


(a) コネクタを試験機に取り付けた状態

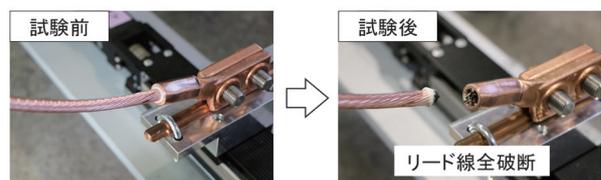


(b) 試験結果

図 15 鉛直振動試験の様子



(a) コネクタを試験機に取り付けた状態



(b) 試験結果

図 16 水平振動試験の様子

応じた架線相対変位の振幅と周波数の関係を把握し、加振条件を設定するための関係式を提案した。

- (2) 水平振動試験について、架線構造解析により水平方向の架線振動波形を把握し、径間内位置に応じた加振振幅および架線周波数範囲を提案した。
- (3) コネクタのひずみ周波数特性と架線周波数範囲を用いて、架線振動に対してひずみが最大になる試

験コネクタ高さの選定方法を提案した。

- (4) 上記試験方法の実施フローを作成した。さらに、実際のコネクタに対して同試験を実施し、学会等で報告されているコネクタの断線状況と試験結果が整合することを確認した。

文 献

- 1) 日本産業規格 JIS E 2002, 2020
- 2) 日本産業規格 JIS E 2201, 2013
- 3) 山下主税, 小原拓也, 小林樹幸: 電車線コネクタの疲労対策, 鉄道総研報告, Vol.32, No.4, pp.17-22, 2018
- 4) 米倉裕司, 西本朋幸: M-T コネクタ破断対策の検証について, 第28回鉄道電気テクニカルフォーラム論文集, pp.113-116, 2015
- 5) 小原拓也, 山下主税: 電車線コネクタの鉛直振動試験の検討, 令和4年電気学会全国大会講演論文集, 5-142, pp.238-239, 2022
- 6) 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.34, No.9, pp.35-40, 2020

運転士の視線配分データフィードバックシステムの開発

鈴木 大輔* 菊地 史倫* 小池 隆治**

Development of a Gaze Distribution Data Feedback System for Train Drivers

Daisuke SUZUKI Fumitoshi KIKUCHI Takaharu KOIKE

This study aimed at developing gaze data feedback system for conducting a driving simulator training using quantitative gaze data of train drivers. The system can preset driving scenes to efficiently instruct trainees within a limited training time. The system can also to compare trainees with experts on face direction and gaze data graphs to clarify the characteristics of trainees' visual search. In addition, the system can visualize the gaze data and clearly show the objects that trainees were looking at while driving. An instructor from a railway company tried the system and gave it a positive evaluation as a training tool for trainees' visual search.

キーワード：視線配分，注視行動，フィードバック，振り返り，運転シミュレータ，訓練

1. はじめに

1.1 背景と目的

鉄道の運転士は様々な異常事象に対応することが求められており，この対応力を向上させるために運転シミュレータを用いた訓練が行われている^{1) 2)}。鉄道総研は，運転シミュレータを活用した訓練方法として，発生した異常事象に迅速・的確に対応することに焦点を当てた異常時対応能力向上プログラム^{3) 4)}を提案した。また，「シミュレータ運転体験後に，運転中の操作や心理状態について思い出すこと」を振り返りと呼び，訓練運転中に撮影された自身の映像と走行速度や運転操作等の運転データを見ながら異常時の対応を振り返る機能（振り返り支援システム）^{5) 6)}を開発した（図1）。

一方で，運転中に発生する異常事象をいかに素早く発見するかに着目すると，運転士の視線配分のあり方が重要だと考えられる。乗務員の教育や訓練での指導にデータを使った客観的な説明をすることは効果があることがわかっており^{5) 7)}，視線配分においても「シミュレータ運転体験後に，客観的な視線配分データ（注視対象物や注視時間）に基づいて，運転中の視線配分を振り返ること」が有効であると考えられる。そこで本研究では，運転士に負担をかけることなく視線を計測する方法について検討し，訓練受講者の視線配分データを訓練運転直後にフィードバックするシステムを開発した。なお，本論文では，「訓練受講者に，行動の内容や結果を知らせ，関連する知識を与えること」を「フィードバック」と呼ぶこととする。



図1 振り返り支援システムの画面例
（上方，側方，後方からのカメラ映像と車外映像）

1.2 視線配分に関する先行研究の調査

鉄道分野では運転士の視線配分に関して，古くから研究されてきた。鉄道総研の人間科学研究部の前身である鉄道労働科学研究所において，水田ら⁸⁾は，在来線の普通列車を運転中の視線配分を算出した。その結果，車外は約80%，車内機器は約15%，その他は約5%であった。車外のうち前方は約50%，信号は約25%，その他は約25%であった。一回あたりの注視時間は0.5～0.9秒が多く，短時間のスキヤニングが行われていることを示した⁹⁾。水田ら¹⁰⁾は，列車の運転状況と視線配分の関係を分析し，運転制限速度まで余裕のある状態では速度計への注視頻度は低くなること，車外への視線配分は線路環境，特にカーブの多少，左右方向の見通しの状況などによって影響を受けやすいことを示した。伊南ら¹¹⁾は，貨物列車を運転している時の視線配分を調査し，車内機器に向けられる注視時間が長いこと，ノッチ扱いやブレーキ扱いの際に電圧・電流計や圧力計に対して長い時間の注視が行われることを明らかにした。また，西日本旅客鉄道株式会社の安全研究所においても，西本ら¹²⁾は，運

* 人間科学研究部 人間工学研究室

** 株式会社エモヴィス

転士の視線配分を分析した。その結果、車外は約 85%、速度計・時刻表・時計等は約 15%であった。車外のうち前方は約 65%、信号は約 10%、標識は約 10%、その他は約 15%であった。しかしながら、これらの運転士の視線配分に関する研究の目的は運転台設計等への活用であり、運転中の視線配分に関して、データを用いた訓練については検討されてこなかった。

鉄道総研において、筆者ら^{13) 14)}は、運転シミュレータにおける走行速度の異なる2つのシナリオ（高速と低速）を対象に、運転中に前方に発生した異常事象を発見できた運転士と発見できなかった運転士の視線配分を比較した。その結果、発見できた運転士は高速走行では比較的遠くの正面を長い時間注視していることが多く、前方を奥行方向に深く見ていると考えられた。低速走行では比較的近くの注視点の移動範囲が広く正面以外にも風景や線路を注視していることが多く、前方を左右方向に広く見ていると考えられた。

他の交通分野においては、初心者と熟練者による視線配分の違いについて検討されてきた。永田ら¹⁵⁾は、自動車の運転者を対象に、初心者と熟練者の低速走行時の視線配分を比較した。その結果、初心者より熟練者の方が左右方向の注視範囲が広いことを示した。また、佐藤¹⁶⁾は一般道を運転中のドライバの注視点と周辺視情報処理について測定し、熟練者は片側一車線の道路では前方に中心視をすえて周辺の情報は周辺視で処理する視覚探索を用いて運転していること、片側二車線道路や市街地では他車の動き等に注意を払うために広い範囲に注視点分布していることを示した。片山ら¹⁷⁾は、二輪車のライダーを対象に、初心者と熟練者の視線配分を比較した。その結果、初心者の特徴として、同一対象物を繰り返し見る回数が少ないこと、遠方を注視する回数が少ないことを示した。

このように、初心者と熟練者の視線配分は異なるといった研究結果が数多く報告されている。初心者を熟練者に近づけるための訓練方法については、初心者に自身の視線配分データをフィードバックし、自身の視線配分について振り返りながら熟練者との違いを教育することが考えられる。

1.3 データを用いた振り返りに関する先行研究の調査

データを用いた振り返りの訓練効果については、運動学習の分野で研究されてきた。小澤ら¹⁸⁾は、鉄棒運動を対象に、運動直後に自身の映像を見たグループと見なかったグループを比較した。その結果、自身の映像を見たグループは習得率が高く、自己評価と教師による評価の差も小さいことを示した。自身の映像を見ることにより正確に自身のフォームや動きを認識できるようになったと考えられている。村山ら¹⁹⁾は、フライングディスク・

サイドアームスロー（プラスチック製の円盤を横投げで投げる動作）を対象に、映像の即時フィードバックの有無による技術向上について比較した。その結果、フィードバックを行った群において、課題（ディスクが地面と水平になって飛ぶ）の成功回数が多くなり、技術向上の効果が確認された。賀川²⁰⁾は、カヌー競技を対象に、運動技能習得のためデジタル・コンテンツを利用して動画をフィードバックした。その結果、フォームの改善やコース取り等、技能習得に関する効果が認められたと報告している。杉山ら²¹⁾は、バスケットボールを対象に、ミドルシュートの成功率が高い選手の視線配分を成功率が低い選手に映像で提示した。その結果、成功率が低かった選手の視線配分は成功率が高い選手に近づき、成功率も向上したと報告している。しかしながら、データを用いた振り返りの効果について、運動技能の習得に関しては数多く検討されているものの、視線配分についてはバスケットボールの例のみであり、運転中の視線配分を対象とした検討はなされていない。

2. 視線配分データフィードバックシステムの作成

視線配分データを用いた訓練を実現するために、訓練運転中に計測した視線配分データを、訓練運転直後に訓練受講者にフィードバックするシステム（視線配分データフィードバックシステム）を開発した。視線配分データフィードバックシステムは、「視線計測・注視対象物判定機能」と「視線配分データ集計・表示機能」からなる。

2.1 視線計測・注視対象物判定機能²²⁾

視線の計測にはEMR ACTUS（株式会社ナックイメージテクノロジー製）を使用した。EMR ACTUSは2台のカメラで頭部と眼球を撮影し（図2）、キャリブレーションをせずに非接触で視線を計測できることを特長とする。運転現場の訓練で視線配分データを収集するためには、運転士に負担をかけずに視線を計測することが重要である。また、普段の運転と同様の視線配分データを収集するためには、視線を計測されていることを運転士に意識させないことも重要である。さらに、運転現場でのシミュレータ訓練は時間が限られているので、キャリブレーション等に時間を割かず効率的に視線配分データを収集する必要がある。これらの点を考慮し、キャリブレーションをせずに非接触で視線を計測できる手法を用いた。

視線計測の範囲は装置の性能を考慮し、運転シミュレータの前画面内とした。鉄道の運転中は前方だけでなく、運転室内の速度計や時刻表の注視が重要となる場合も想定される。そこで、頭部映像の画像解析により、

頭部の回転と傾き量を算出し、それらをもとに顔向き（前方、時刻表、速度計、運転台手元）を判定することとした（図3、図4）。

顔向き判定の閾値を定めるために、運転操縦中の顔向きを計測する実験を行った。参加者は鉄道総研の職員4名（男性2名、女性2名）であった。運転シミュレータの一駅間を運転中に「時刻表」、「速度計」、「運転台手

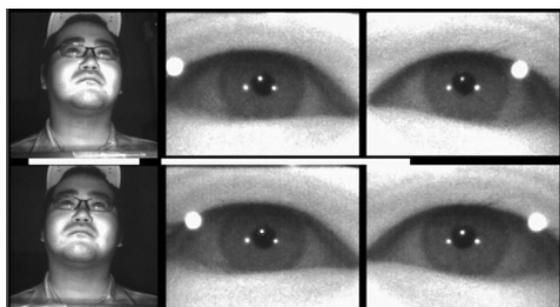


図2 撮影された頭部と眼球の様子
（文献²²⁾から引用）



図3 顔向き判定のエリア

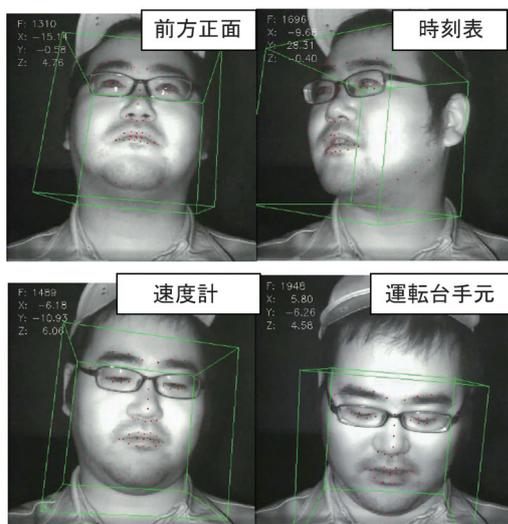


図4 頭部の回転・傾き量から顔向きを推定
（文献²²⁾から引用）

元」を見るよう所定のタイミングに口頭で指示した。一駅間で、指示はそれぞれ2回であった。口頭の指示により顔を向けた「時刻表」、「速度計」、「運転台手元」の顔向き角度のデータをもとに、顔向き判定の閾値を定め、顔向きを判定した。参加者の属性と顔向き判定の結果を表1に示す。「時刻表」、「速度計」、「運転台手元」について、画像解析により顔向きを判定できることを確認した。ビデオ映像と顔向き判定結果を比較し、画像解析による顔向き判定は、ビデオ映像による顔向きと概ね一致していることを確認した。

顔向き判定により、前方画面内と画面外（時刻表、速度計、運転台手元）を判別したうえで、前方画面内に顔が向いている際には、前方画面上での視線の位置を計測し、注視点を抽出した。また、キロ程が同じ場合、前方風景（信号機などの画面上での位置）も同じになることが鉄道運転の特徴であることから、キロ程ごと（0.1m刻み）に各オブジェクト（信号機など）の前方画面上での座標を計測し、オブジェクトエリアデータを生成した。オブジェクトエリアデータの生成には、OI-Editor（株式会社エモヴィス製）を使用した。表示されている動画映像上で任意の対象物の矩形を指定した後、物体追跡処理により映像の再生とともに連続した矩形座標データを出力した。出力するデータには映像上のフレーム情報を付与し、運転シミュレータのログファイルのキロ程情報と照合して、キロ程ごとのオブジェクトエリアデータを生成した（図5）。物体追跡のために、元の映像は逆転再生させた。

訓練運転終了後に各オブジェクトのエリアデータと各注視点の前方画面上での座標データを照合し、注視対象物を判定した（図6）。事前に生成したキロ程ごとのオブジェクトエリアデータを用いることにより、訓練受講者が運転中に注視していた対象物を自動で判定できることを確認した。

2.2 視線データ集計・表示機能

運転シミュレータから出力される運転データ（キロ程、走行速度、力行ノッチ、ブレーキノッチ）、顔向きデータ、視線データを整理し、統合データを作成する。キロ

表1 参加者の属性と顔向き判定結果

参加者		A	B	C	D
属性	性別	女性	男性	女性	男性
	眼鏡	なし	あり	なし	あり
顔向き判定	画面内(%)	85	94	92	91
	時刻表(%)	5	3	3	4
	速度計(%)	7	2	4	4
	運転台(%)	3	1	1	1

程ごとに複数の運転士を比較できるようにキロ程をデータ統合の基軸とした。

視線配分データフィードバックシステムの画面例を図7に示す。視線配分データフィードバックシステムの画面は、「(1) 運転場面指定エリア」、「(2) グラフエリア」、



(A) 対象物の初期指定



(B) 対象物の追跡状況

図5 矩形座標データの生成

「(3) 動画エリア」の三つで構成されている。

2.2.1 運転場面指定エリア

運転場面指定エリアでは、駅進出や踏切通過等、あらかじめ設定しておいた指導すべき運転場面を指定できる。実際の運転士の定期訓練では、例えばシミュレータ訓練の時間が60分で訓練運転が40分程度の場合、視線配分データを用いた振り返りの時間は20分程度しか取れないことが想定される。そのため、記録した動画を全て再生して振り返りを行うことは難しい。運転場面指定エリアであらかじめ指定しておいた指導すべき運転場面を呼び出しながら指導することで、少ない時間でも漏れなく効率的に振り返りを行うことができる。

2.2.2 グラフエリア

グラフエリアでは、顔向きデータと視線データが集計され、他の運転士と比較することで訓練受講者の特徴を把握することができる。例えば、顔向きデータから前方風景や計器を見ている割合が高い/低い傾向があるとい

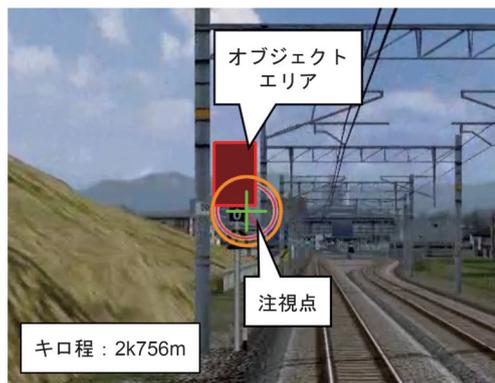


図6 注視対象物の判定イメージ

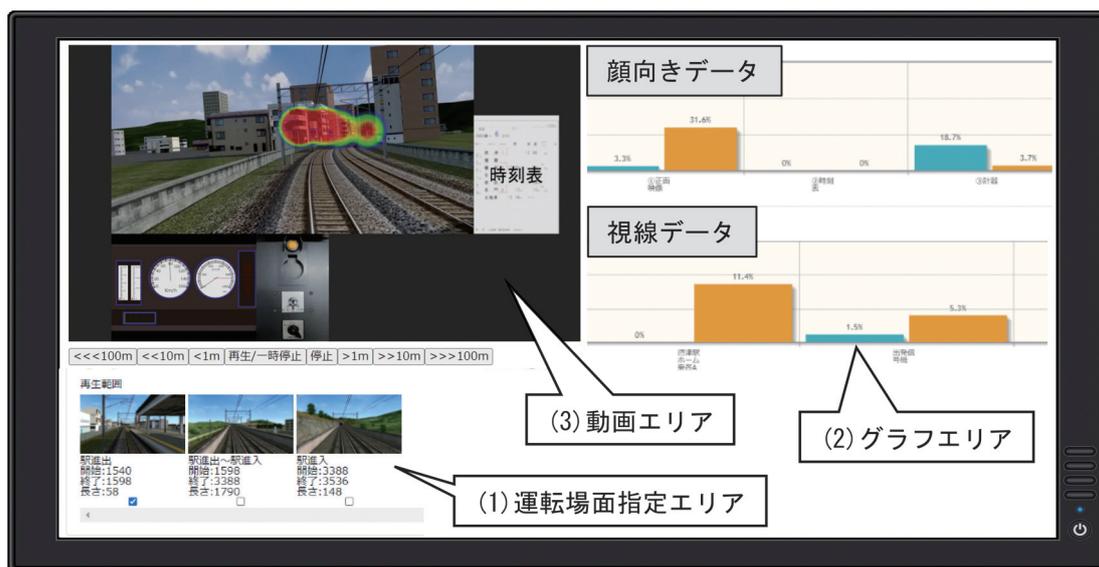


図7 視線配分データフィードバックシステムの画面例

たことがわかる。また、視線配分データから前方風景の中で、信号機や踏切特発、踏切等を見た回数が多い／少ない、あるいは通過する直前まで見ていたかといった傾向を把握できる。

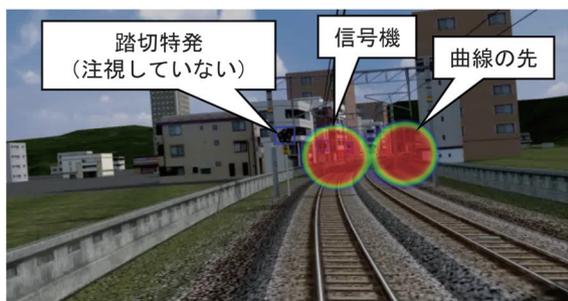
2.2.3 動画エリア

動画エリアでは、視線の可視化を用いて訓練受講者を指導できる。例えば、同じキロ程での訓練受講者の視線と指導操縦者の視線をボタン操作で瞬時に切り替えることができるので、全く同じ風景の中で見ているものの違いをわかりやすく示すことができる。

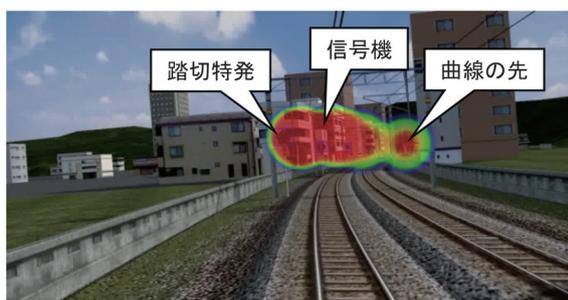
2.3 視線配分データフィードバックシステムの使用イメージ

視線配分データフィードバックシステムの使用イメージを指導操縦者のデータを比較用データにする場合を例に説明する。まず、列車遅延や通告等の訓練シナリオを作成し、比較用データとする指導操縦者に運転してもらい、運転してもらった指導操縦者に、前方注視で気をつけている点をヒアリングする。例えば、カーブ直後に踏切特発を見る等である。ヒアリング結果を参考に振り返りで指導すべき運転場面を設定する。例えば、踏切特発から踏切通過まで等である。また、それぞれの運転場面で比較したい注視対象物を選定する。例えば、出発信号機、ホーム旅客、踏切特発、踏切、標識等である。

次に、訓練受講者に運転してもらい、訓練運転直後に



(A) 訓練受講者の例



(B) 指導操縦者の例

図8 動画エリアに表示される視線の可視化の例

視線配分データをフィードバックして、振り返りを行う。例えば、カーブから踏切通過までに、指導操縦者は踏切特発をよく見ているが、訓練受講者は見る回数が少ない等である。この後、視線の可視化をもとに指導する。前方風景に視線を可視化した例を図8に示す。同じ風景の中で見ていたものを比較すると、訓練受講者は踏切特発を確認せずに信号機と曲線の先のみを見ていたのに対して、指導操縦者は踏切特発もしっかり確認できていたことがわかる。このように視線移動の傾向を把握したうえで、可視化された視線データで具体的な改善点を指導することができる。

3. 視線配分データフィードバックシステムの有効性評価

視線配分データフィードバックシステムの有効性を確認するために、視線検知システム付き運転シミュレータを訓練に使用している鉄道会社Aの運転現場1箇所に視線配分データフィードバックシステムを設置し(図9)、シミュレータ訓練に関わる指導員等が試用し、4名に対して訓練での活用等のヒアリングを行った(図10)。その結果、本システムは「運転士の視線について今までにできなかった指導ができるツールである」、「データに基づいたより説得力のある指導ができる」、「キロ程での集

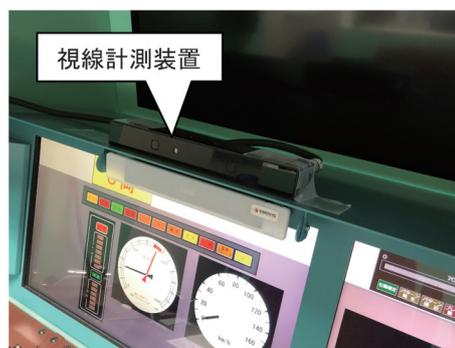


図9 設置された視線計測装置



図10 視線配分データフィードバックシステムの試用風景

計で効率的に指導できる」といった肯定的な意見が得られた。

4. おわりに

本研究では、視線配分データを用いた訓練を実現するために、訓練運転中に計測した視線配分データを、訓練運転直後に訓練受講者にフィードバックするシステム（視線配分データフィードバックシステム）を開発した。視線配分データフィードバックシステムを用いることにより、あらかじめ設定しておいた指導すべき運転場面を指定でき、限られた訓練時間内で漏れなく効率的にデータを用いた振り返りを行うことができる。また、顔向きデータと視線配分データのグラフにおいて、指導操縦者等と比較することにより訓練受講者の視線配分の傾向を把握できる。さらに、視線配分データが可視化された動画により、全く同じ風景の中で見ているものの違いをわかりやすく示すことができる。本システムを鉄道事業者の運転現場で試用したところ、シミュレータ訓練に関わる指導員から肯定的な評価を得た。

実際の訓練での使用方法や訓練シナリオ毎の視線配分データのフィードバック方法等については、今後、さらに検討する必要がある。

付 記

本論文の内容の一部は、文献 22 において発表した。

謝 辞

本システムの作成においては、北海道旅客鉄道株式会社および西日本旅客鉄道株式会社の関係者の皆様にご多大なご協力を頂いた。ここに記して感謝の意を表す。

文 献

- 1) 石坂直弘：運転士対応力向上シミュレータの導入，サイバネティクス，Vol.20，No.3，pp.4-7，2015
- 2) 鈴木大輔，斉藤雅章，鈴木寿，石坂直弘，吉田鷹夫，籾木俊暁：列車運転士の対応力向上シミュレータを用いた訓練手法，人間工学，Vol.51，Supplement，pp.242-243，2015
- 3) 喜岡恵子，澤貢，北村康宏，赤塚肇：運転士の異常時対応能力向上に向けた教育プログラムの開発，鉄道総研報告，Vol.23，No.9，pp.5-10，2009
- 4) 喜岡恵子，澤貢，北村康宏，赤塚肇，佐藤文紀：異常時対応能力向上プログラムにおける列車運転行動の可視化，可視化情報学会誌，Vol.30，No.117，pp.14-19，2010
- 5) 小美濃幸司，遠藤広晴：運転士の異常時対応能力向上プロ

グラムの実用化，鉄道総研報告，Vol.27，No.3，pp.17-22，2013

- 6) 遠藤広晴，異常時の運転行動・心理状態を自ら振り返る訓練プログラム，運転協会誌，Vol.55，No.4，pp.5-8，2013
- 7) 山内香奈：鉄道従業員教育におけるエビデンスを活用した推奨行動の促進教材の開発と評価，日本教育工学会論文誌，Vol.36，No.4，pp.361-373，2013
- 8) 水田淳一，伊南盛治，吉岡哲二，工藤盈，伊藤祐天，飯山雄次：列車運転における視作業分析，人間工学，Vol.11，No.2/3，pp.55-61，1975
- 9) 水田淳一，伊南盛治，吉岡哲二，工藤盈，伊藤祐天，飯山雄次：動力車乗務員の注視行動（運転情報の人間工学的研究），鉄道労働科学，No.28，pp.129-142，1975
- 10) 水田淳一，伊南盛治，工藤盈，伊藤祐天，麻生銀吾：動力車乗務員の注視行動（2）—運転情報における人間工学的研究一，鉄道労働科学，No.29，pp.115-126，1975
- 11) 伊南盛治，山口正，吉岡哲二，工藤盈，伊藤祐天，山内一泰：動力車乗務員の注視行動（3）—運転情報の人間工学的研究一，鉄道労働科学，No.30，pp.123-136，1976
- 12) 西本嗣史，宗重倫典：運転士の注視行動に関する研究（2）—夜間および日中走行結果の比較一，JREA，Vol.56，No.11，pp.31-34，2013
- 13) 鈴木大輔，山内香奈，松浦理：異常事象に気付く運転士の注視行動，鉄道総研報告，Vol.33，No.1，pp.17-22，2019
- 14) 鈴木大輔，山内香奈，松浦理：異常事象発見のための鉄道運転士の視覚探索方略，人間工学，Vol.55，No.5，pp.189-199，2019
- 15) 永田雅美，栗山洋四：自動車運転初心者の注視行動に関する研究，自動車技術会論文集，No.23，pp.85-90，1981
- 16) 佐藤公治：運転初心者と熟達者の視覚探索・周辺視情報処理，国際交通安全学会誌，Vol.19，No.3，pp.191-199，1993
- 17) 片山硬，元木正典，中西盟，落合英雄：初心者ライダーと熟練者ライダーの注視行動の違い，自動車研究，Vol.16，No.3，pp.24-27，1994
- 18) 小澤治夫，石田譲，岡崎勝博，西嶋尚彦：鉄棒単元におけるスポーツミラーによる運動画像の即時フィードバックの効果，北海道教育大学釧路校研究紀要，No.35，pp.1-6，2003
- 19) 村山光義，村松憲，佐々木玲子，清水静代，野口和行：動作映像の即時フィードバックを用いた技術指導の効果，日本体育学会第 57 回大会予稿集，pp.1-15，2006
- 20) 賀川昌明：デジタル・コンテンツを利用した動画フィードバックが運動技能の習得・発揮に及ぼす効果の検討，鳴門教育大学情報教育ジャーナル，No.8，pp.1-9，2011
- 21) 杉山敬，石川優希，亀田麻依，木葉一穂，前田明：バスケットボールのミドルシュートにおける注視点がシュート成功率に及ぼす影響，スポーツパフォーマンス研究，Vol.6，

pp.263-275, 2014
22) 鈴木大輔, 松浦理, 小池隆治, 松鶴邦征: 鉄道運転シミュ

レータにおける視線データフィードバックシステム, 人間
工学, Vol.55, Supplement, p.1B1-5, 2019

鉄道総研報告 監修スタッフ

■監修責任者

芦谷公稔

■編集責任者

谷村幸裕

■企画・監修

川崎邦弘	長倉 清	日比野有	小方正文
仁平達也	瀧上唯夫	田所敏弥	重枝秀紀
桃谷尚嗣	布川 修	新井英樹	福田光芳
松井元英	上半文昭	斉藤実俊	水上直樹
富田 優	豊岡亮洋		

鉄道総研報告 第38巻 第11号

2024年11月1日 発行

監修・発行所：公益財団法人 鉄道総合技術研究所

〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38

©2024 Railway Technical Research Institute

本誌に関するお問い合わせ先
総務部広報 電話 042-573-7219

RTRI REPORT

Vol. 38 No. 11

Nov. 2024

PAPERS

- Verification of Finite Element Analysis Accuracy through Collision Test Using an Actual Railway Carbody Structure and a Dump Truck
.....T.OKINO, K.NAGATA, J.TAKANO (1)
- Development of Driver Advisory System Using Speed Estimation for Freight Train
.....T.OGAWA, TYOKOUCHI, Y.TAKEUCHI (11)
- Evaluation of Shear Capacity of RC Pile Head Based on Equivalent Shear Span Method
.....Y.NAKATA, H.KITAGAWA, K.WATANABE, T.TADOKORO (19)
- Method for Calculating of the Design Shear Capacity of Reinforced Concrete Members with Continuity of Ratio of Shear-span to Effective Depth
.....Y.NAKATA, K.WATANABE, Y.TANIMURA (27)
- Method for Determining Resumption of Train Service on Railway Embankment Damaged by Rainfall
.....T.SATO, T.MATSUMARU, K.ITO, T.OZAKI (37)
- Effect of Snow Cover on Embankment Stability during Rainfall and Snowmelt
.....T.TAKAYANAGI, S.FUJIWARA, R.SATO (45)
- Image Measurement of Bridge Girder Deflections on Conventional Line at Night with Reflective Stickers
.....S.HOKIMOTO, K.MATSUOKA (55)
- Vibration Test Method for Connectors of Overhead Contact Line Based on OCL Vibration Analysis
.....T.OHARA, C.YAMASHITA (63)
- Development of a Gaze Distribution Data Feedback System for Train Drivers
.....D.SUZUKI, F.KIKUCHI, T.KOIKE (71)

