

室内試験と実橋応力計測に基づく 床版の土砂化進展予測に関するケーススタディ

(国研) 土木研究所 寒地土木研究所 寒地構造チーム ○角間 恒
丸藤 大樹
島山 乃

本稿では、コンクリート床版の土砂化進展予測に関する一検討として、床版の土砂化発生過程を追跡した輪荷重走行試験結果、および、実橋を対象にした床版上面の応力頻度推定結果を基に、床版上面側に発生したひび割れが土砂化に進展するまでの実期間に関するケーススタディを行った結果を報告する。

キーワード：床版、土砂化、進展予測

1. はじめに

道路橋コンクリート床版（以下、床版）の維持管理では、上面に発生する土砂化（写真-1）への対応が極めて重要になる。一方、目視観察できない舗装下で発生すること、点検や調査、補修工の実施に際し交通規制が必要になること等、土砂化に着目して床版の維持管理を行う上では多くの課題が存在する。

ここで、土砂化発生進行の時間的特徴に関しては、依然として不明な点が多い。例えば、点検調査で床版コンクリートの損傷を認識したとして、「その損傷がどの程度の期間を経て土砂化に進展するのか」は、対策工の選定や実施時期の設定を行う上で重要な情報になるが、土砂化発生時間軸に関する知見は極めて限られる。

そこで著者らは、床版の疲労耐久性評価に広く活用されている輪荷重走行試験を用いて、土砂化の発生時期を予測する手法の開発に取り組んでいる。これまでに、実験的アプローチによる土砂化発生過程の再現に成功するとともに、試験結果と実橋での応力頻度計測結果を組合せて、土砂化発生に要する実期間（以下、土砂化耐久年数）の試算を行っており²⁾、本稿では、既報²⁾に新たな試験結果および応力頻度計測結果を追加することで、土砂化耐久年数に関するいくつかのケーススタディを行った結果を報告する。

2. 土砂化発生過程に着目した輪荷重走行試験

(1) 概要

土砂化耐久年数の試算は、初期の損傷状態が異なる2シリーズの鉄筋コンクリート部材を対象にした輪荷重走行試験結果を活用して行う。ここでは、輪荷重走行試験の方法や結果の概要を説明する。



写真-1 床版上面に発生する土砂化



写真-2 小型輪荷重走行試験機

(2) 試験方法

a) 試験装置

試験には、寒地土木研究所が所有する小型輪荷重走行試験機（写真-2）を使用した。本試験機の台車部には幅190mmの鉄輪が装着されており、油圧ジャッキを用いて20~40kNの任意荷重を作用させたまま、1mの範囲を約1500往復/時（約3000回/時）の速度で走行できる。

b) 試験体

使用した試験体は、幅300mm×高さ200mmの矩形断面を有する、長さ2000mmの鉄筋コンクリートはりである。断面内には軸方向引張鉄筋としてD16（SD345 また

表-1 試験ケース

試験体名	試験体						試験条件	
	損傷種類*	幅	高さ	長さ	径、本数	かぶり	支点間隔	輪荷重
A-20	ASR 促進	300mm	200mm	2000mm	D16 x 3 (SD345)	58mm	1740mm	20kN
A-30								30kN
A-35								35kN
S-20	静的破砕剤 添加	300mm	200mm	2000mm	D16 x 3 (SD490)	58mm	1740mm	20kN
S-25								25kN

※A-20、A-30、A-35 では試験体全体、S-20、S-25 では試験体上半分に損傷を導入している。

はSD490) が3本配置されている。

表-1に試験ケースを示す。試験には2シリーズ、合計5体を使用し、いずれの試験体も土砂化発生の起点となる先行ひび割れを導入している。A-20、A-30、A-35の3体(以下、シリーズA)では、コンクリートに反応性の細骨材およびNaClを配合し、試験実施までに約8年間の屋外暴露を行うことで、コンクリートにアルカリシリカ反応によるひび割れを導入した。S-20、S-25の2体(以下、シリーズS)では、フレッシュ状態のコンクリートにCaO₃を主成分とする静的破砕剤を添加し、コンクリート中の水との反応による膨張圧を利用することで、試験体上半分のコンクリートに、寒冷地の床版で顕在化している層状ひび割れを模擬したひび割れを導入した³⁾。使用したコンクリート(ひび割れ導入なし)の試験開始時材齢における圧縮強度および静弾性係数は、シリーズAで41.7N/mm²および31.2kN/mm²、シリーズSで36.0N/mm²および25.5kN/mm²である。

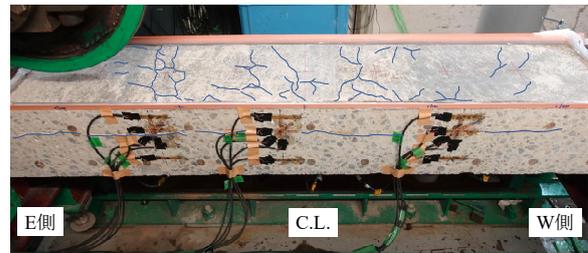
写真-3に、試験開始前に観察した試験体損傷状況の例を示す。シリーズAでは、上面全体に幅0.2mm以下のひび割れを、側面の上側鉄筋位置に水平方向ひび割れの発生を観察できた。シリーズSでは、上面全体に幅0.1~0.4mmのひび割れを、側面の上半分に水平方向を主方向とする複数本のひび割れの発生を確認できた。

c) 走行方法

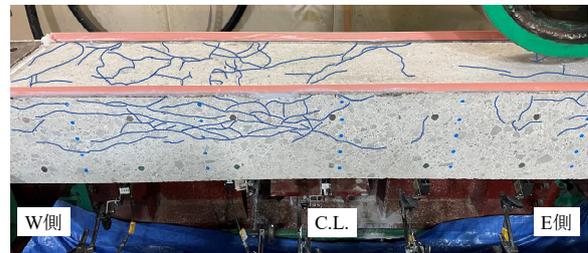
試験体の支持は、試験体中央から±870mm(支点間隔1740mm)の位置に設置した丸鋼により行い、さらに支点直上の上面にも丸鋼を設置してアンカーボルトで上下に挟み込むことで、輪荷重走行に伴う試験体の浮き上がり等を防止した。

輪荷重は、コンクリート養生マット、ゴム板、ベニヤ板、鋼板を積層した軌道装置を介して試験体に作用させた。作用させる輪荷重は試験体毎に20~35kNの範囲で設定し、試験終了まで一定とした。本試験条件を集中荷重が作用する単純はり(鉄筋とコンクリートのヤング係数比15.0)と仮定したとき、上記荷重を載荷したときのコンクリート圧縮縁応力は、道路橋示方書⁴⁾に規定されるRC床版の圧縮応力制限値(床版作用と主桁作用を同時に考慮した場合)の0.74~1.30倍となる。

走行中は、滴下方式により試験体中央の上面に1.74L/24時間の速度で連続的に水を供給することで、上面



(a) シリーズAの例



(b) シリーズSの例

写真-3 試験体の初期損傷状態

全体を湿潤状態に保った。また、試験体側面の止水処理は行っておらず、上面から浸入した水が側面から試験体外に排出される条件になっている。

試験中は、任意走行回数毎に走行を停止、軌道装置を撤去した後、試験体上面および側面の目視観察を行った。

d) 土砂化発生の判定方法

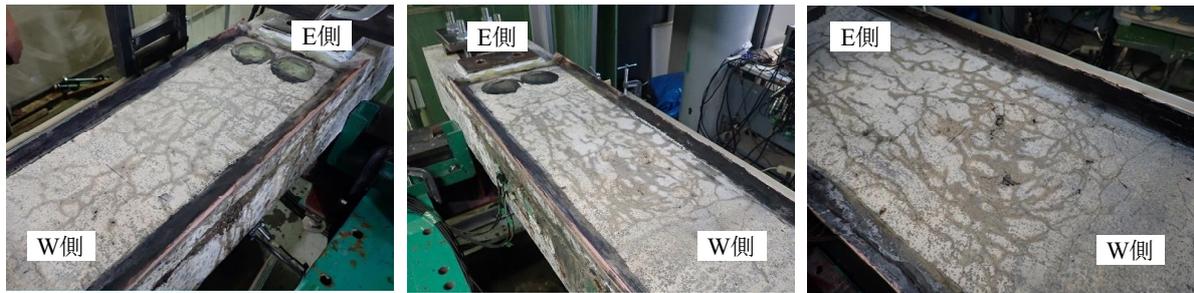
土砂化に関してはその状態を表す明確な定義がないが、既報²⁾に倣い「上面においてコンクリートのセメント分が溶出して骨材が露出する範囲が100mm程度に達した状態」を土砂化発生の判定基準とした。

(2) 試験結果

a) 土砂化の発生状況

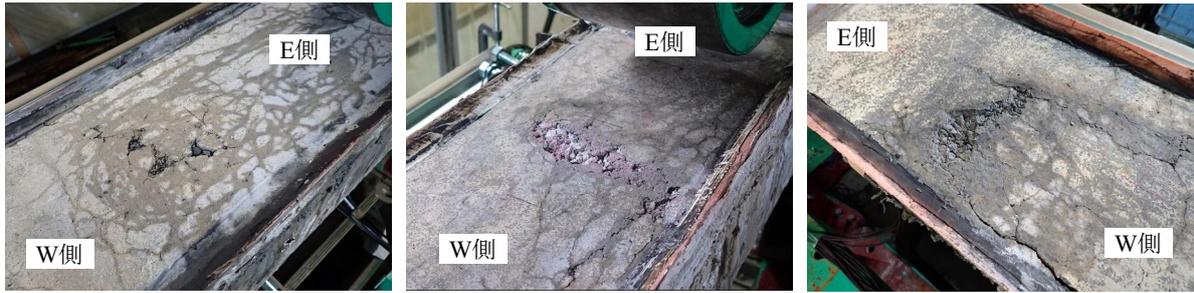
写真-4~7に、輪荷重走行に伴う損傷進行過程の例および土砂化発生状況を示す。なお、シリーズAに関しては、既報²⁾にて損傷進行過程を詳述しており、詳細は文献2を参照されたい。また、シリーズSに関して、本稿は土砂化耐久年数の試算に主眼を置いていることから、ここでは損傷状況の概要を紹介するに留める。

シリーズAでは、土砂化発生に至る過程で、二つの損傷状態(状態I、状態II)を経る特徴が見られた。状態Iは上面に試験体軸方向ひび割れが発生した状態であ



(a) 損傷状態Ⅰ(109万回) (b) 損傷状態Ⅱ(167万回) (c) 土砂化直前(174.5万回)

写真-4 床版上面の損傷進行過程の例(A-20)



(a) A-20(179.5万回) (b) A-30(67.5万回) (c) A-35(20.7万回)

写真-5 土砂化発生状況(シリーズA)

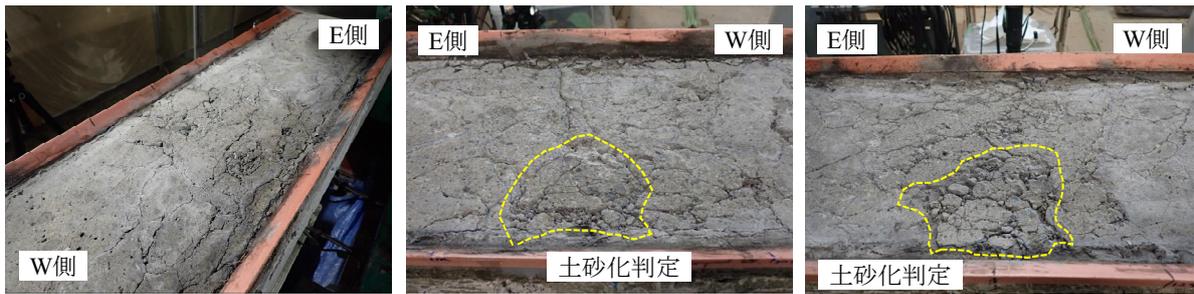


写真-6 床版上面の損傷進行過程の例(S-20、8万回)

(a) S-20(11万回) (b) S-25(7万回)

写真-7 土砂化発生状況(シリーズS)

り、状態Ⅱは、上面の軸方向ひび割れ発生本数の増加とともに、走行および給水の停止後も長時間にわたり湿潤状態が保たれる状態である(写真-4)。さらに走行を続けると、上面に円弧状のひび割れと湿潤領域が形成されるようになり、最終的には、A-20では179.5万回、A-30では67.5万回、A-35では20.7万回の状態を土砂化発生と判定した(写真-5)。

シリーズSでは、走行回数の増加とともに、先行して導入したひび割れの近傍で骨材の剥離が進行し、ひび割れに沿って白色析出物が観察された。これはコンクリートのセメント分が溶出したものと推察され、S-20では8万回以降に、上面の広範囲に滲出して付着する様子が観察された(写真-6)。その後も走行を続けると、骨材露出箇所が点在するとともに、表層コンクリートが剥離してブロック状に割れる状態に至り、C-20では11万回、C-25では7万回において、骨材の露出範囲および表層コンクリートの剥離範囲が連続100mm以上に達したことから、土砂化発生と判定した(写真-7)。

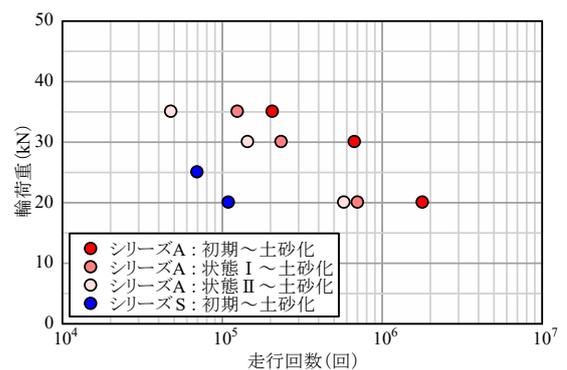


図-1 S-N 関係

b) S-N 関係

図-1は、輪荷重と土砂化発生までの走行回数の関係を片対数軸上にプロットした結果(以下、S-N関係)であり、土砂化発生までの過程で明確な状態遷移が観察されたシリーズAでは、状態Ⅰおよび状態Ⅱから土砂化発生までの走行回数についても同様に図示した。

表-2 応力頻度推定の対象橋梁

対象橋梁		A 橋	B 橋	C 橋
諸元等	路線	一般国道 5 号	一般国道 235 号	一般国道 237 号
	管理者	函館開発建設部	室蘭開発建設部	旭川開発建設部
	形式	単純合成鈹桁橋	単純合成鈹桁橋	単純合成鈹桁橋
	架設年次	昭和 45 年	昭和 45 年	昭和 41 年
	適用示方書	昭和 39 年	昭和 39 年	昭和 39 年
	支間長 ^{※1}	27.00m	26.00m	27.10m
	平面線形/斜角 ^{※1}	直橋/90°	直橋/68°	直橋/60°
	主桁間隔 ^{※1}	3500mm	3000mm	2800mm
	床版厚 ^{※1}	180mm	200mm	180mm
	交通量 ^{※2}	7,030 台/12 時間	2,659 台/12 時間	7,096 台/12 時間
	大型車混入率 ^{※2}	30.8%	42.3%	11.7%
主桁の 応力頻度 計測	計測時期	2003 年 8 月	2007 年 1 月	2012 年 10 月
	計測時間	72 時間	72 時間	24 時間
	計測箇所	径間中央(G1 桁除く)	径間中央	径間中央
	サンプリング	100Hz	100Hz	200Hz
	頻度解析方法	ピークバレー法	ピークバレー法	ピークバレー法

※1 応力頻度計測の対象になった径間の諸元のみを記載している。

※2 平成 27 年度 全国道路・街路交通情勢調査

図より、両シリーズとも、輪荷重の増加により初期状態から土砂化発生までの走行回数は減少し、試験体数 3 体を確保したシリーズ A (初期～土砂化) の結果からは、線形の S-N 関係が成立することが窺える。また、シリーズ A の“状態 I～土砂化”および“状態 II～土砂化”、さらにシリーズ S (初期～土砂化) についても、それぞれ S-N 関係の傾きがシリーズ A の“初期～土砂化”のそれと同程度になっているのは興味深い。すなわち、構造諸元が同一かつ損傷進行要因として輪荷重作用が支配的であれば、S-N 関係の傾きが床版の損傷状態に依存しない可能性があり、4 章では、この特徴を考慮して S-N 関係を定式化し、土砂化耐久年数の試算に適用する。

3. 床版上面に作用する応力の頻度推定

(1) 概要

4 章で行う土砂化耐久年数の試算では、床版上面に作用する圧縮応力の頻度を作用条件として入力する。そこで本章では、作用モデルの設定を目的に、複数橋梁に対して床版上面の応力頻度推定を行った。

なお、実橋における床版上面応力の直接計測は困難であることから、主桁の応力(ひずみ)頻度計測結果を基に床版上面の応力頻度を推定している。その推定は、主桁下フランジの橋軸方向応力を入力値とした合成桁の断面計算により行っており、骨組み解析や有限要素解析等により橋梁の 3 次元挙動を考慮したものではない。

(2) 推定方法

a) 対象橋梁

応力頻度推定は、表-2 に示す 3 橋を対象に実施した。

3 橋は、いずれも北海道内の一般国道に架橋された RC 床版を有する鋼鈹桁橋(3 主桁)であり、道路を管理する国土交通省北海道開発局により、上部工耐荷力の調査を目的とした主桁の応力頻度計測が実施されている。

b) 合成桁の断面計算

床版上面の応力推定は、主桁 1 本、有効幅分の床版(ハンチ含む)、アスファルト舗装からなる合成桁の断面計算により行った。計算に用いた断面寸法は各橋梁の設計図書等を基に設定し、各材料の静弾性係数は、主桁を 200kN/mm²、床版を 27.0kN/mm²、アスファルト舗装を 2.7kN/mm²とした。

B および C 橋では、応力頻度計測に併せて荷重車を用いた静的載荷による主桁上下フランジの応力計測が行われており、本推定手法が概ね 10μ以内、最大でも 22μの誤差で上フランジのひずみを推定できることを確認している。

(3) 推定結果

図-2 は、下フランジの応力頻度から推定した床版上面の橋軸方向圧縮応力の頻度分布であり、計測時間が 24 時間と他 2 橋より短い C 橋については、作用回数を 3 倍して 72 時間当たりの回数として表示している。また、1 階級当たりの応力幅は 0.12~0.16N/mm²の範囲で橋梁毎に異なる。

図より、ほとんどの橋梁および主桁において、0~0.2N/mm²が最頻値になっており、A 橋の G3 桁のみ 0.3~0.4N/mm²が最頻値となっていた。最大応力に着目すると A 橋 G3 桁の 2.1N/mm²および 1.9N/mm²、ならびに、B 橋 G1 桁の 1.9N/mm²が上位 3 位であったが、72 時間当たりの作用回数はいずれも 10 回に満たない。また、外桁上

(G1、G3) と中桁上 (G2) を比較すると、外桁上において圧縮応力の最大値が大きく、B 橋を除き作用回数も多くなっている。

4. 土砂化耐久年数に関するケーススタディ

(1) 概要

2 章で得た土砂化発生に関する S-N 関係、および、3 章で推定した床版上面の応力頻度を用いて、土砂化耐久年数の試算を行った。

本試算は、あくまで 2 章の輪荷重走行試験で取り扱った損傷が実橋床版上に発生していることを前提にしており、損傷進行要因として前述 A~C 橋における活荷重作用のみを考慮する。また、多くの仮定条件を含む一方で、実橋の調査等により試算結果の妥当性が検証されたものではないことを予め断っておく。

(2) 試算方法

a) 試算ケース

応力頻度推定を実施した A~C 橋の主桁上の床版に、写真-3 (シリーズ A、S の初期状態) あるいは写真-4 (シリーズ A の状態 I、II) の損傷が発生している場合を想定した合計 32 ケース (主桁数 8×損傷状態数 4) を対象に、土砂化耐久年数を試算した。以下では、シリーズ A の初期状態、状態 I、状態 II、シリーズ S の初期状態を、順に損傷状態 A0、A1、A2、S0 と呼ぶ。

b) S-N 関係式の定式化

土砂化耐久年数の試算に当たり、図-1 の S-N 関係を定式化した (図-3)。その際、コンクリート圧縮縁応力の作用状況 (大きさ、回数) により土砂化発生までの走行回数を評価できるという仮定の下、S-N 関係の縦軸を輪荷重から圧縮縁応力に変換した式(1)の形式を採用した。

$$\sigma_c = \alpha * P = a * \text{Log}_{10} N + C \quad (1)$$

ここで、 σ_c : コンクリートの圧縮縁応力 (N/mm²)、
P : 輪荷重 (kN)、N : 土砂化発生までの走行回数 (回)、
a : S-N 関係式の傾き、C : S-N 関係式の切片、
 α : 輪荷重を圧縮縁応力に変換する係数である。S-N 関係式の傾き a および切片 C については、単に試験結果の回帰式から設定した場合、S-N 関係式が交差する等により試算結果に矛盾が生じる可能性がある。そこで、いずれの S-N 関係も傾きが同程度になっていることに着目して、全ての S-N 関係式の傾きを同一とした上で、最小二乗法により切片を決定した。このときの傾きとして、試験体数 3 体を確保したシリーズ A の各 S-N 関係を片対数軸上で直線近似した傾きの平均値 (a = -3.50) を採用した。また、係数 α は、本研究の輪荷重走行試験条件を集中荷重が作用する単純はり (鉄筋とコンクリートのヤング係数比 7.0) と仮定した曲げ応力計算より、 $\alpha = 0.21$ とした。

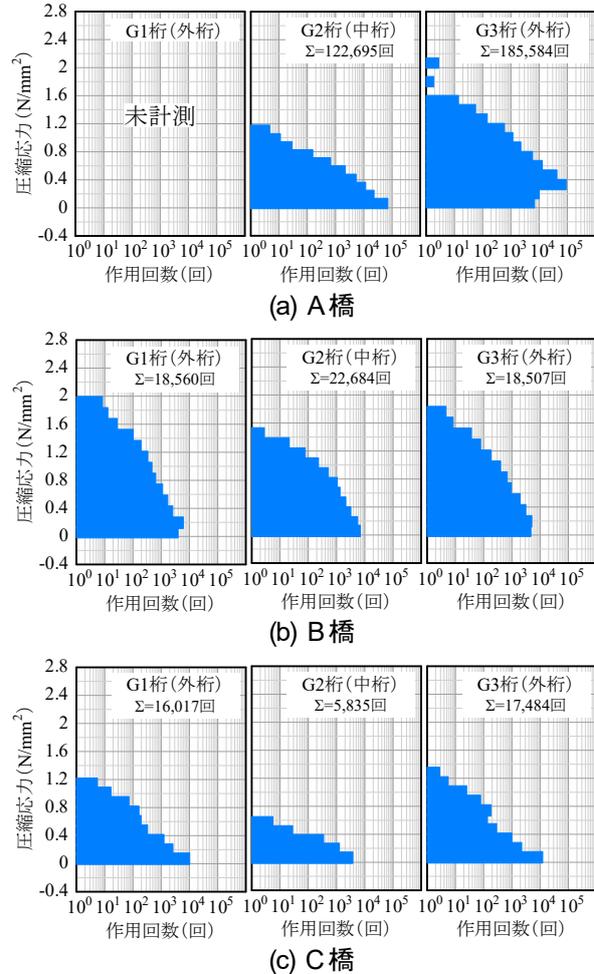


図-2 床版上面の応力頻度推定結果(72時間)

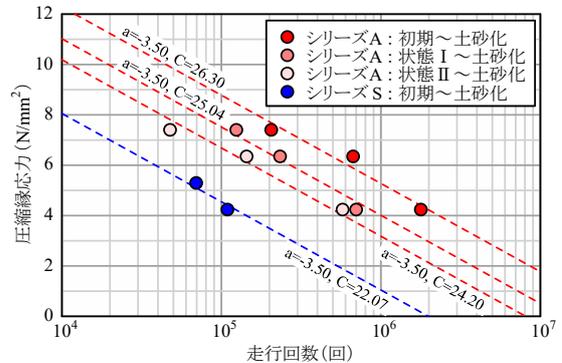


図-3 試算に使用する S-N 関係式

c) 土砂化耐久年数の計算

変動応力下での土砂化耐久年数は、S-N 関係式およびマイナーの線形累積被害則⁹⁾により推定する。すなわち、3 章で推定した圧縮縁応力の大きさおよび作用回数を用いて、72 時間当たりのマイナーの線形累積損傷度 DI は式(2)で計算できる。

$$DI = \sum (n_i / N_i) \quad (2)$$

ここで、 n_i : 72 時間当たりの圧縮縁応力 σ_{ci} の作用回数、
 N_i : S-N 関係式から得られる圧縮縁応力 σ_{ci} に対する走行回数である。

表-3 土砂化耐久年数の試算結果（単位：年）

損傷状態	A 橋			B 橋			C 橋		
	G1 桁	G2 桁	G3 桁	G1 桁	G2 桁	G3 桁	G1 桁	G2 桁	G3 桁
A0	試算 対象外	5.7	3.2	34.7	29.8	35.6	34.5	97.1	32.0
A1		2.5	1.4	15.1	13.0	15.5	15.0	42.3	13.9
A2		1.4	0.8	8.8	7.5	9.0	8.7	24.5	8.1
S0		0.4	0.2	2.2	1.8	2.2	2.1	6.0	2.0

セルの着色 ■：1年未満、■：5年未満、■：10年未満

また、土砂化耐久年数は、各橋梁で推定した応力頻度が年間の平均的な応力頻度を表すと仮定した上で、線形累積損傷度が1.0に達する期間として式(3)で算出した。

$$Y = 72 * \beta / (365 * 24 * DI) \quad (3)$$

ここで、Y：土砂化耐久年数（年）、β：試験条件（常時湿潤）と供用条件（乾湿繰返し）の違いを補正するための係数であり、係数βは、降雨日の輪荷重走行のみが土砂化発生に寄与するという仮定の下、アメダスによる架橋地点での年間降雨日数の年平均値を基に、A橋で2.90、B橋で3.11、C橋で2.31とした。

(3) 試算結果

表-3は試算結果であり、土砂化耐久年数が1年未満、5年未満、10年未満となったケースのセルを、それぞれ赤色、黄色、青色で着色した。

橋梁単位で試算結果の特徴を見ると、A、B、C橋の順に土砂化耐久年数が短くなった。対象の3橋が比較的類似した構造形式のため、土砂化発生要因として活荷重作用を取り扱った本試算においては、大型車交通量の違いが試算結果に大きく反映されたと言える。

外桁（G1桁およびG3桁）と中桁（G2桁）を比較すると、A橋およびC橋では外桁上において中桁上の2～3倍程度の速さで、B橋では外桁上と中桁上が同程度の速さで土砂化に至っている。3本の主桁で構成される鋼鈹桁橋の場合、横断勾配が低く滞水が生じやすい外桁上で土砂化が発生しやすいと考えられるが、活荷重作用の観点でも、外桁上でより土砂化が発生しやすいことが本試算から示唆される。

具体的な年数に着目すると、試算ケースにより結果が大きく異なるが、A橋では損傷状態によらず総じて5年程度未満で、特に損傷状態A2やS0からは1年未満という極めて短期間で土砂化に至る結果となった。また、損傷状態S0に関しては、B橋およびC橋においても5年未満で土砂化に至った。本試算はごく限られた条件下で実施したものであるが、上記の結果は、床版上面側にコンクリートの層状ひび割れが発生している場合、点検調査により損傷を把握してから措置を行うまでの数年以内、交通特性等によっては数か月以内に土砂化に進展する可能性がある損傷として扱う必要があることを示している。

5. おわりに

本稿では、床版の土砂化発生過程を追跡した輪荷重走行試験結果、および、実橋を対象にした床版上面の応力頻度推定結果を組合せることで、床版コンクリートに発生した損傷が土砂化に進展するまでの実期間を試算した。その結果、床版上面側に発生したコンクリートの層状ひび割れは、数年以内に土砂化に進展する可能性がある損傷であることを示した。

最後に、本文中にも記したとおり、本稿の試算は多くの仮定の下で実施しており、実橋における土砂化発生要因を網羅したものではない。引き続き、多岐にわたる土砂化発生要因に対し、土砂化発生過程に関する実験データの蓄積を進めるとともに、実橋の調査を通して試算結果の妥当性を検証していきたい。

謝辞：床版の応力頻度推定（3章）に当たり、国土交通省北海道開発局函館開発建設部、旭川開発建設部、室蘭開発建設部より、実橋における応力計測データをご提供いただきました。ここに付記し、関係各位に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 嘉瀬由葉、古川智也、高橋佑弥：実道路橋梁を対象とした床版土砂化予測に基づく予防保全的維持管理の提案、コンクリート構造物の補修、補強、アップグレード論文報告集、第22巻、pp.523-528、2022。
- 2) 角間恒、仁平陽一郎、丸藤大樹、畠山乃：床版土砂化発生までの実時間スケールの評価に向けた一検討、寒地土木研究所月報、No.862、pp.37-43、2024。
- 3) 角間恒、仁平陽一郎、畠山乃：模擬損傷部材による寒冷地特有の損傷が進行した実橋床版の損傷性状に関する再現実験、コンクリート構造物の補修、補強、アップグレード論文報告集、第23巻、pp.479-484、2023。
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋・鋼材編、2017。
- 5) Miner, M. A. : Cumulative damage in fatigue, Journal of Applied Mechanics, Vol.65, 99.A159-A164, 1945.