

11.4 積雪寒冷地における性能低下を考慮した構造物の耐荷力向上に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 18～平 22

担当チーム：寒地構造チーム

研究担当者：西 弘明、三田村浩、佐藤 京、
安達 優

【要旨】

北海道における橋梁の架設年次は、高度経済成長時代に集中しており、もうすぐ既設橋の耐用年数といわれている 50 年を迎えようとしている。これらの膨大な既設構造物の更新時期に備え維持管理に資する効率化が求められている。本検討は橋梁部位の中で最も損傷を受けやすいといわれている床版に着目し、積雪寒冷地特有の劣化作用がもたらす疲労耐久性への影響を評価した。

また、免震や水平力分散など橋梁の耐震性能の向上を図る目的で使用している積層ゴム支承の性能特性には、温度依存性がある。特に、北海道のような積雪寒冷地域においては大きな性能変化が予想され、耐震性能への影響が懸念される場所である。本検討では各種ゴム支承の性能特性についての温度依存性実験結果より、ゴム支承の温度依存性を定量的に評価した。併せて、北海道内の 6 地点を選定し、橋梁桁下におけるゴム支承の内部温度と周辺温度を計測し、その結果に基づき北海道内の地域別温度区分について定量化した。

キーワード：積雪寒冷地、既設 RC 床版、疲労耐久性、輪荷重走行試験、補修補強、たわみ劣化度、積層ゴム支承、温度依存性、地域別温度区分

I. 凍害・塩害の影響を踏まえた部材の耐荷力向上

1. はじめに

北海道の橋梁は、全国に比べ新しい年次での建設が多いと言われているが、図-1 の北海道開発局の架設年次の推移に示すように高度経済成長期時代の 1960～70 年代前半までの建設が多く、もうすぐ 50 年を迎えようとしている。このように膨大な既設構造物の維持管理の時代到来に備え、維持管理に資する効率化が求められている。本研究では、橋梁部位の中で特に損傷を受けやすい床版に着目した。

道路橋 RC 床版（以下：床版）の劣化要因は、大型車両輪荷重の繰り返し作用による疲労劣化が主たる要因とされている。しかし、北海道は全国の都市圏に比べ交通量が少ないにもかかわらず、毎年十数橋の床版打替えが行われている。これは、積雪寒冷地特有の気象条件や環境条件に起因する「凍害」や凍結防止剤散布による「塩害」が影響しているものと推測される。

そこで、道内の既設橋梁から劣化作用を受けている床版を切り出した試験体とそれをモデルとした床版を製作して、補修・補強を施した製作床版に対しても輪荷重走行試験機による疲労実験を行い、積雪寒冷地特有の劣化作用がもたらす疲労耐久性への影響および補修・補強効果もたらす疲労耐久性向上（延命効果）について検討を行った。

これらの実験結果等から積雪寒冷地床版の劣化プロセスおよび疲労耐久性を明らかにするとともに、新たに、床版劣化の指標である『たわみ劣化度』についても整理を行った。

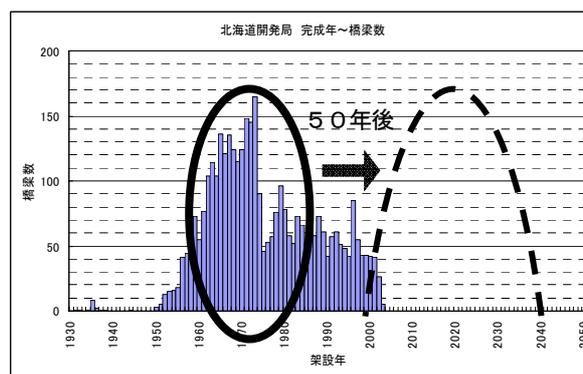


図-1 北海道開発局の架設年次の推移

2. 積雪寒冷地における床版劣化損傷の特徴

積雪寒冷地である北海道の床版においては、大型車両輪荷重の繰り返しによる疲労劣化のほか、雨水の凍結融解の繰り返しに起因する「凍害」、冬期の道路維持管理としての凍結防止剤散布に起因する「塩害」が床版の疲労劣化と複合することから、他地域と比べて非常に劣悪な環境下に置かれていると考えられる。

写真-1 は凍害により床版上面が劣化損傷を受けた事例である。輪荷重等により発生した舗装や床版のひび割れから雨水・融雪水が浸入し、長年に渡る凍結と融解の繰り返し作用により床版上面のコンクリート表面にスケリングが発生し、併せて、輪荷重を受けたことにより、かぶりコンクリートが砂利化したものと考えられる。これが、積雪寒冷地床版における劣化損傷の大きな特徴である。



写真-1 凍害による床版の劣化損傷事例

3. 輪荷重走行試験機による実験手法

3.1 輪荷重走行試験機

輪荷重走行試験機は、モーターによりフライホイールを回転させ、ロッドを介して走行輪を往復運動に変換させる仕組みとなっており、走行部の機構より鉄輪式とゴムタイヤ（ウレタン入り）式に大別される。（写真-2、3に示す。）

最大の載荷荷重は、鉄輪で 300kN、ウレタンタイヤで 150kN の鉛直荷重を載荷でき、往復運動することで実橋床版の破壊形態である押抜きせん断破壊を再現することが可能（写真-4）である。（試験機の諸元を表-1に示す。）試験における床版の破壊の定義は、走行回数と変位量の関係グラフにおいて、勾配が急変し立ち上がる箇所を破壊位置と定義している。（図-2）



写真-2 走行部（鉄輪式）



写真-3 走行部（ウレタンタイヤ式）

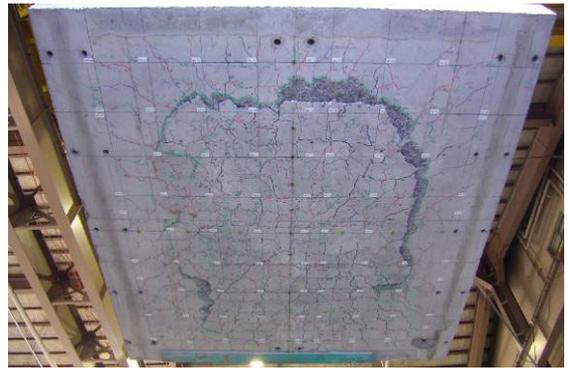


写真-4 床版の押抜きせん断破壊

表-1 輪荷重走行試験機の諸元

項目		仕様
性能	最大荷重	300 kN (鉄輪) 150kN (タイヤ)
	走行速度	1440 往復/時
	走行範囲	±1.0 m
供試体寸法	橋軸方向 (輪移動方向)	3.00 m
	直角方向	支間 2.5~2.0 m (作成実寸 2.8~2.3 m)
	床版厚	16~40 cm (治具改良により 40cm 以上可)
載荷板寸法		12cm (橋軸方向) × 30cm (直角方向)

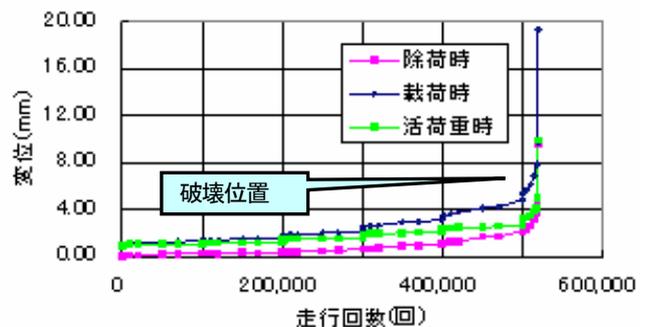


図-2 走行回数と変位量の関係グラフ

3.2 輪荷重走行試験機による実験手法

実験の走行荷重は図-3、4 に示す階段状漸増載荷プログラムとし、既往の実験を踏襲して 130kN を初期荷重と設定した。

供試体各辺の支持方式は、2 辺単純支持（走行方向）と実橋床版の 1 方向性を考慮した弾性支持（直角方向）とした。床版たわみの経時変化を知るために図-3、4 に示す載荷荷重と走行回数において静的載荷時および無載荷時のたわみ計測を行い、さらに製作床版においては、内部鉄筋のひずみ量を計測した。また、各段階におけるひび割れ密度を計測し、たわみ劣化度算出の基礎資料とした。

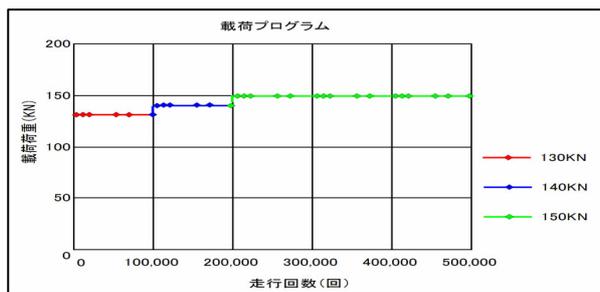


図-3 載荷プログラム (ウレタンタイヤ)

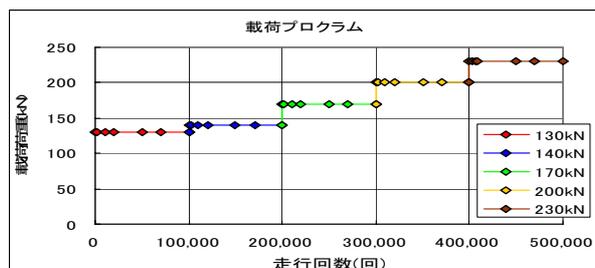


図-4 載荷プログラム (鉄輪)

4. 積雪寒冷地床版の疲労耐久性

4.1 破壊回数の換算

今年度実施した神仙橋D、尻別橋A5、尻別橋A6試験体の実験結果と過年度実施分(幌向橋No1~7、神仙橋A~C、神仙橋基準体、尻別橋A2、A4試験体)の結果を評価するうえで、実橋と実験での荷重の違いや輪荷重載荷幅、床版厚さ、鉄筋量の違いを同じレベルで統一する必要がある。そこで、破壊までの走行回数を150kNの一定荷重に補正し、さらに輪荷重試験機の輪幅を自動車の接地幅に換算し、床版厚さ・鉄筋量の違いについては幌向橋せん断耐力を基準ベースに補正した。各試験体の実験からの計算結果を表-2に示す。

表-2 実験結果からの破壊回数の換算

試験体NO	破壊回数(実験)	150kN換算破壊回数	自動車の設置幅に換算した破壊回数	幌向橋P _{Sx} に換算した破壊回数	載荷方法	
神仙橋	試験体A	10.3万回	1.74万回	23.8万回	9.6万回	鉄輪
	試験体B	15.2万回	3.77万回	51.8万回	33.5万回	鉄輪
	試験体C	10.6万回	1.86万回	25.5万回	7.7万回	鉄輪
	試験体D	52.0万回	37.76万回	37.8万回	31.6万回	※タイヤ
尻別橋	試験体A2	40.9万回	658.35万回	7,455.1万回	5,478.4万回	鉄輪
	試験体A4	41.8万回	868.71万回	9,837.2万回	2,037.9万回	鉄輪
	試験体A5	44.0万回	1,382.92万回	19,719.6万回	6,082.7万回	※鉄輪
試験体A6	52.0万回	4,963.89万回	43,905.5万回	13,543.2万回	※鉄輪	

※今年度実施の試験体である。

4.2 余寿命予測式の修正

過年度において実施されている実験結果に今年度実施した実験結果を追加して、過年度において提案されている余寿命予測式を修正した。S-N図においては、松井式の傾き勾配を踏襲し、Y切片(載荷荷重せん断強度比P/P_{Sx})を修正した(図-5)。グループ毎の余寿命予測式を作成する際には、各グループでの破壊

時走行回数最大値と最小値の間を通る直線とした。大阪大学の研究成果であるS-N図¹⁾(松井式)と各グループの余寿命予測式を以下に示す。

--- 損傷区分 b:	$\log(P/P_{Sx}) = -0.07835 \log N + \log 1.2667$
--- 損傷区分 c:	$\log(P/P_{Sx}) = -0.07835 \log N + \log 0.9493$
--- 損傷区分 c-遊:	$\log(P/P_{Sx}) = -0.07835 \log N + \log 0.9081$
--- 損傷区分 d-遊:	$\log(P/P_{Sx}) = -0.07835 \log N + \log 0.8694$
— 松井式:	$\log(P/P_{Sx}) = -0.07835 \log N + \log 1.52$

4.3 余寿命予測式からの考察

予測式をグループ毎に見ると損傷区分ランクの順に並ぶことが確認され、さらに遊離石灰析出のあるグループは遊離石灰析出の無い場合に比べて余寿命が小さくなること(Y切片が小さい値)が確認された。積雪寒冷地特有の劣化損傷を受けている床版は松井式に比べ余寿命が小さく、他地域と比べて劣悪な環境下に置かれていることを裏付ける結果と考える。

4.4 余寿命の推定

実験結果と架橋位置の大型車交通量(H11交通センサス)および軸重頻度分布データ²⁾から床版の余寿命を推定した(表-3)。その結果、神仙橋床版で15~34年程度の余寿命であり、常時水の影響を受けた状態が続いたと仮定すると、余寿命は1~3年程度と大きく低下することが確認された。また、凍害を受けていない尻別橋床版の余寿命は100年を大きく超えると推定される。

表-3 余寿命の推定

	神仙橋A	神仙橋B	神仙橋C	神仙橋D
実験での破壊回数(回)	103,000	152,000	106,000	520,000
150kN換算破壊回数(回)	17,350	37,660	18,590	377,570
自動車設置幅に換算破壊回数A(回)	238,280	518,060	255,490	377,570
1年間の疲労輪数(交通センサス・軸重データ)B	15,300	15,300	15,300	15,300
水の影響による補正C	1/10.99	1/10.99	1/10.99	1/10.99
余寿命D=A/B(年)	15.6	33.9	16.7	24.7
水の影響を考慮した余寿命E=A/B/C(年)	1.4	3.1	1.5	2.2

	尻別橋A2	尻別橋A4	尻別橋A5	尻別橋A6
実験での破壊回数(回)	409,000	418,000	440,000	519,500
150kN換算破壊回数(回)	6,583,460	8,687,070	13,829,230	49,638,920
自動車設置幅に換算破壊回数A(回)	74,551,160	98,372,410	197,195,950	439,058,470
1年間の疲労輪数(交通センサス・軸重データ)B	21,200	21,200	21,200	21,200
水の影響による補正C	1/10.99	1/10.99	1/10.99	1/10.99
余寿命D=A/B(年)	3,517	4,640	9,302	20,710
水の影響を考慮した余寿命E=A/B/C(年)	320	422	846	1,884

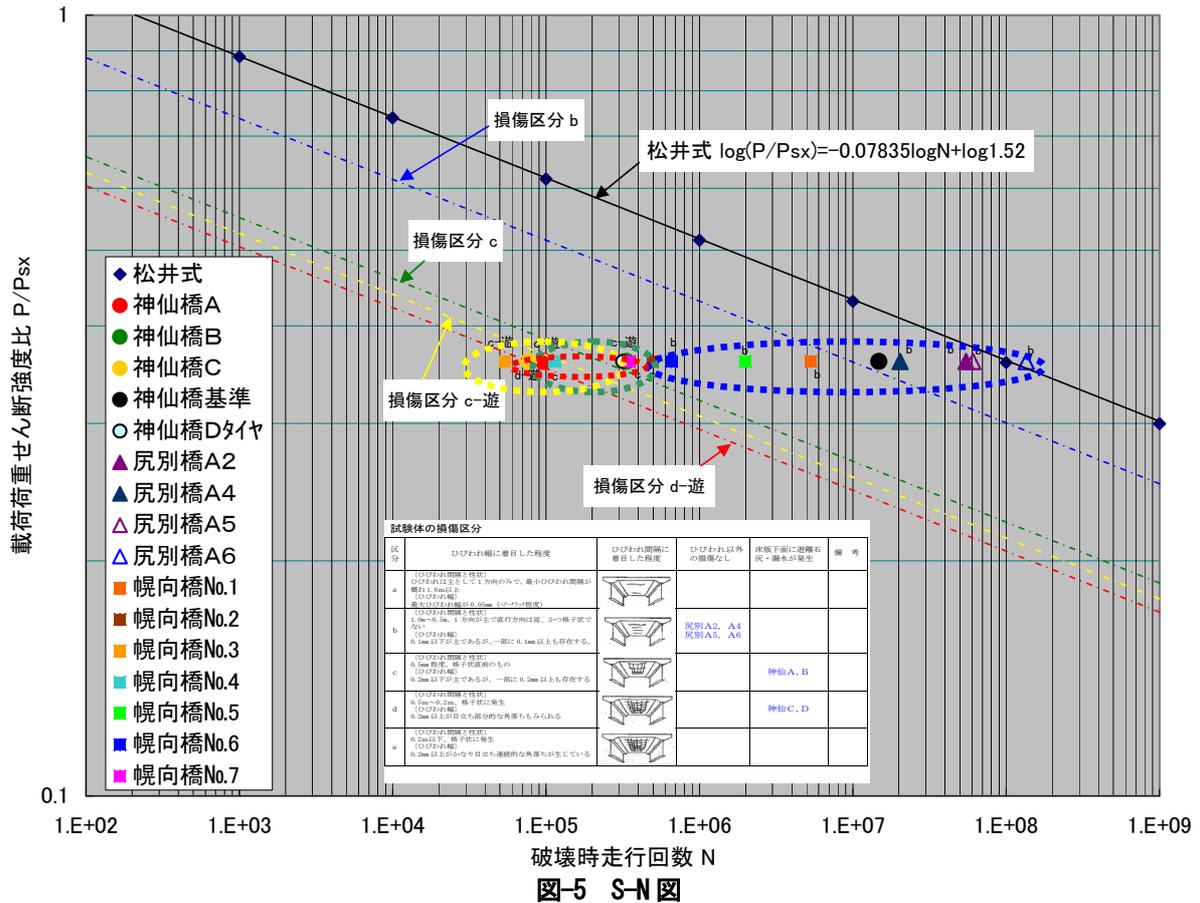


図-5 S-N図

5. 積雪寒冷地床版におけるたわみ劣化度

5.1 劣化度の定義

たわみによる劣化度の評価方法を用いて実験結果の整理を行った。劣化度とは、引張側かぶりコンクリートを無視したときの劣化度を1.0と定義し、供用開始前のひび割れが全く無い健全な状態を劣化度0とするものである。劣化度0のとき、活荷重たわみはコンクリートを全断面有効としたときの理論たわみに一致する。これらを数式で表すと、ある時点でのRC床版の劣化度は次式で表現できる。³⁾

$$D_d = \frac{w - w_0}{w_c - w_0}$$

ここに、 D_d ：たわみによる劣化度

w ：実測たわみ値

w_0 ：コンクリートの全断面を有効としたときの理論たわみ値

w_c ：引張側コンクリートを無視したときの直交異方性を考慮した理論たわみ値

5.2 理論たわみ値の算出

理論たわみは、輪荷重走行試験での試験体支持条件を再現したFEM解析にて各段階の荷重強度に応じた理論たわみ値を算出した。結果を表-4に示す。

表-4 理論たわみ値

神仙橋、尻別橋の理論たわみの算出 (FEM解析にて算出)

載荷荷重	全断面有効時の理論たわみ		引張無視時の理論たわみ	
130KN	たわみ $\delta z(\text{mm})$	0.74	たわみ $\delta z(\text{mm})$	1.50
140KN	たわみ $\delta z(\text{mm})$	0.80	たわみ $\delta z(\text{mm})$	1.61
150KN	たわみ $\delta z(\text{mm})$	0.86	たわみ $\delta z(\text{mm})$	1.73
170KN	たわみ $\delta z(\text{mm})$	0.97	たわみ $\delta z(\text{mm})$	1.96
200KN	たわみ $\delta z(\text{mm})$	1.14	たわみ $\delta z(\text{mm})$	2.30
230KN	たわみ $\delta z(\text{mm})$	1.31	たわみ $\delta z(\text{mm})$	2.65
260KN	たわみ $\delta z(\text{mm})$	1.48	たわみ $\delta z(\text{mm})$	2.99

幌向橋の理論たわみの算出 (FEM解析にて算出)

載荷荷重	全断面有効時の理論たわみ		引張無視時の理論たわみ	
130KN	たわみ $\delta z(\text{mm})$	0.87	たわみ $\delta z(\text{mm})$	1.84

5.3 劣化度に関する考察

神仙橋と尻別橋、幌向橋の実験結果 (過年度分含む) より得られたひび割れ密度と前述の手法により算出したたわみによる劣化度の関係を図-6に示す。また、損傷区分によるグループ分けと劣化度相関式を表-5に示す。

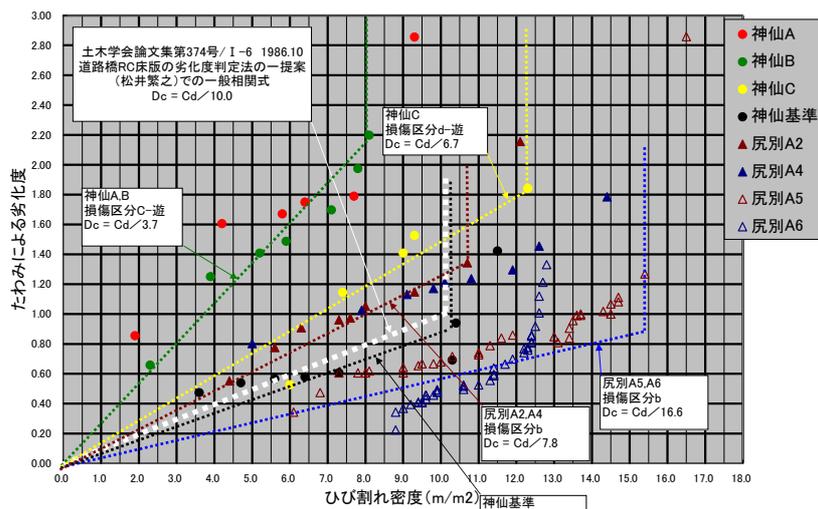


図-6 ひび割れ密度と劣化度

表-5 損傷区分によるグループ分けと劣化度相関式

下面ひび割れによる損傷区分	試験体	劣化度・ひび割れ密度の相関式
b	尻別橋A2	$D_c = C_d / 7.8$
	尻別橋A4	
	尻別橋A5	
	尻別橋A6	
c-遊離石灰	神仙橋A	$D_c = C_d / 3.7$
	神仙橋B	
d-遊離石灰	神仙橋C	$D_c = C_d / 6.7$
その他	神仙基準体	$D_c = C_d / 11.8$

凍害により床版上面劣化を受けている損傷区分 c-遊および d-遊グループ (ともに神仙橋既設床版) は標準式と比較して明らかに勾配の立ち上がりが大きく、ひび割れ密度が $10\text{m}^2/\text{m}^2$ になる前に劣化度 1.0 を超過した。また、d-遊グループにおいては破壊時点でのひび割れ密度が $10\text{m}^2/\text{m}^2$ を超過した ($12\text{m}^2/\text{m}^2$ 程度)。勾配の立ち上がり大きいのは、輪荷重による疲労劣化のほかに凍害による上面劣化を受けていることで上面・下面の複合的な劣化が作用していると推察される。ただし、上面劣化が疲労耐久性にどの程度影響を及ぼしているかについては今後の研究課題である。また、ひび割れ密度が $10\text{m}^2/\text{m}^2$ を超過することについては、試験体の実験室内で輪荷重を受け破壊に至る経緯をたどるため、実橋で確認されている $10\text{m}^2/\text{m}^2$ という限界値とそもそも異なる環境下にて現れている数値であり単純比較はできないものとする。

7. まとめ

本研究のまとめを以下に記す。

①積雪寒冷地床版の疲労耐久性

・過年度より実施されてきた成果をもとに、今年度の追加実験を行うことで、積雪寒冷地における既設橋の余寿命予測式の精度を高めることができた。また、損傷グループごとの余寿命予測式では、松井式に比べ S-N 図における Y 切片が小さい値となり、積雪寒冷地特有の劣化損傷を受けている床版は余寿命が小さく、他地域と比べて劣悪な環境下に置かれていることを再確認した。

②積雪寒冷地床版におけるたわみ劣化度

・劣化度という床版劣化の指標を用いて既往の実験データを含めた整理を行った。積雪寒冷地床版におけるひび割れ密度と劣化度の関係式においては、基準式よりも勾配の傾きが大きくなることが確認された。これは、床版上面の凍害による劣化損傷が主要因と考えられるが、下面側の劣化損傷も内在することから、上面の劣化損傷(凍害)が劣化度に及ぼす影響を検討する必要がある。

今後の研究課題として、積雪寒冷地における凍害に着目した床版上面の劣化損傷を定量的に評価し、余寿命の算定とそれをふまえた経済性および施工性に配慮した補修・補強工法を検討する必要がある。

参考文献

- 1) 前田、松井：輪荷重移動装置による道路橋床版の疲労に関する研究、第6回コンクリート工学年次講演会論文集、1984
- 2) 三田村、安達、石川：橋梁床版を用いた車両軸重測定と測定データから推定した床版の残存寿命、寒地土木研究所月報 No637、p2-16、2006.
- 3) 松井、前田：道路橋RC床版の劣化度判定法の一提案、土木学会論文集、第374号/I-6、1986年10月。

II. 低温下における物性変化を考慮した免震設計法に関する研究

1. はじめに

橋梁の免震や水平力分散を目的として使用されるゴム支承は、温度変化の影響によって剛性や減衰などの性能特性が変化することがわかっている^{1),2),3)}。そのため、北海道のような積雪寒冷地域において合理的な橋梁の耐震設計を行うためには、低温時のゴム支承の性能特性を考慮して耐震性能を評価する必要がある。

そこで本研究では、まず各種のゴム支承について性能特性の温度依存性実験を実施し、その結果よりゴム支承の等価剛性および減衰定数と支承温度の関係を定量的に評価した。

また、北海道内の6地点を選定して、実橋梁の桁下におけるゴム支承の内部温度と外気温を計測することで、ゴム支承と外気温の相関関係を評価し、北海道内の地域別最低気温分布を作成した。併せて各種ゴム支承内部の最低温度を設定した。

2. ゴム支承の温度依存性の確認

2.1 実験対象ゴム支承

実験の対象としたゴム支承は、一般的に使用されている積層ゴム支承 (RB), 鉛プラグ入り積層ゴム支承 (LRB) および高減衰ゴム支承 (HDR-S) の3種類である。弾性係数はG10(1.0N/mm²) およびG12(1.2N/mm²)の種類とした。

2.2 実験概要

実験は、ゴム支承供試体(240mm×240mm、厚さ89.5mm)に加振機により水平加振を加えた。水平加振は、振動数0.5HZのsin波、せん断ひずみ±175%、面圧6.0N/mm²で実施した。また、実験ケースは、表-1に示すゴム支承と実験温度の組み合わせとした。



写真-1 実験状況

支承種類	ゴム種類	実験温度(°C)
RB	G10	-30, -20, -10, +23, +40
	G12	-30, -20, -10, +23, +40
LRB	G10	-30, -20, -10, +23, +40
	G12	-30, -20, -10, +23, +40
HDR-S	G10	-30, -20, -10, +23, +40
	G12	-30, -20, -10, +23, +40

表-1 実験ケース

2.3 実験結果

2.3.1 荷重-変位履歴

図-1に横軸を変位、縦軸を荷重とした加振時の荷重と変位の履歴を示す。RB、LRBおよびHDR-Sにおいて、試験温度が低くなるほど剛性が高くなる結果となり、温度依存性があることが明らかとなった。また、低温になるほど、履歴減衰が増加する結果であった。特にRBでは常温(+23°C)ではほとんど見られない履歴減衰が-30°C以下では大きく増加することが確認された。

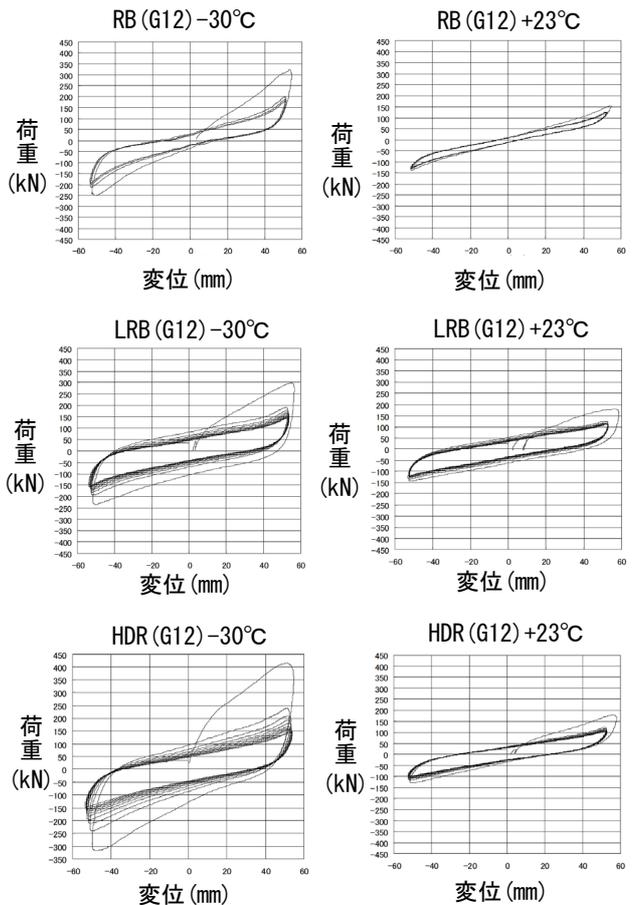


図-1 荷重-変位履歴

2.3.2 等価剛性及び減衰定数の温度依存性の評価

実験結果より、各ケースの等価剛性と等価減衰定数を算出し、各温度の+23℃に対する比率を整理した。横軸を温度、縦軸を+23℃に対する剛性および減衰の比率として作図し、対数近似曲線を図-2、図-3に示す。

図-2によれば、等価剛性は、各ゴム支承とも温度低下により増加する傾向にあり、-30℃では+23℃の1.5倍以上となっている。増加率は、RBとLRBでほぼ同様であるが、HDRでは特に顕著で-30℃で1.9倍以上であった。

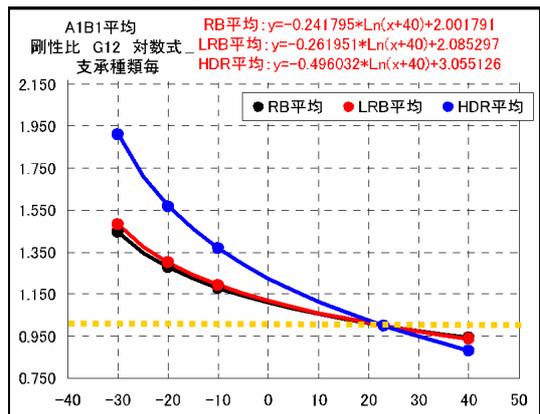


図-2 等価剛性比率の温度変化

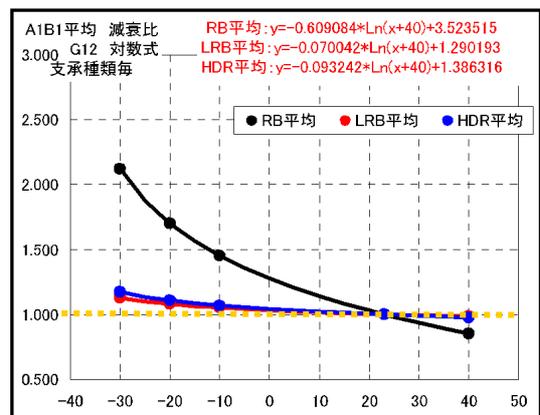


図-3 等価減衰定数比率の温度変化

図-3より、等価減衰定数はLRBおよびHDRでは温度による変化が小さく、-30℃で+23℃の1.1倍程度である。これに対し、RBでは-30℃で2.1倍となっており、温度低下に伴い顕著な増加が発生した。この傾向は、前述した荷重-変位履歴において履歴減衰の増加が見受けられたことと一致する。

なお、図中に等価剛性および等価減衰定数の温度との対数関係式を示している。

3. 最低気温分布と支承最低温度の設定

3.1 計測概要

計測は地域性や冬季の気温区分を考慮して、図-4に示す北海道内の6橋梁を対象として実施した。橋梁の

桁下に試験体のゴム支承を仮設し、支承6箇所内の内部温度を計測した。同時に外気温および桁下外気温も計測した。仮設したゴム支承は、RB、LRBおよびHDR-Sの3種類である。また、計測期間は平成18年度と平成19年度の冬期期間である。計測用ゴム支承の仮設状況を写真-2に示す。

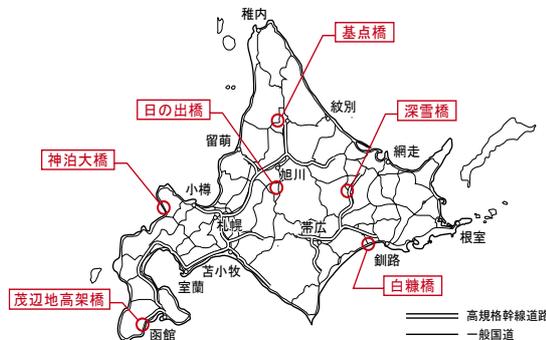


図-4 計測対象橋梁位置図



写真-2 ゴム支承仮設状況

3.2 計測結果

3.2.1 各温度の時間推移

計測結果のうち、各温度の時間推移の一例を図-5に示す。ゴム支承種類はLRBで、図中のゴム支承に添えている記号はゴム支承内の計測箇所を図-6に表し、C1が中央部の表面、C2が中央部の中心部、FR1、FC1、FC2、FR2は端部である。

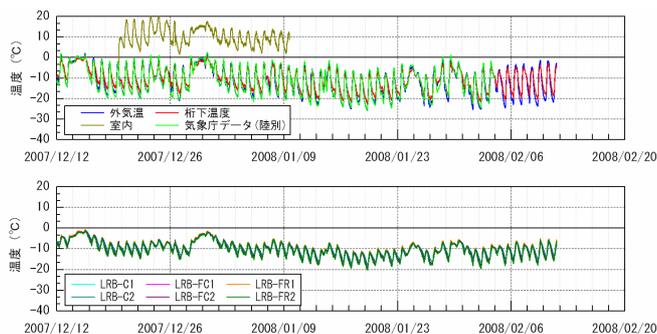


図-5 各温度の時間推移の例

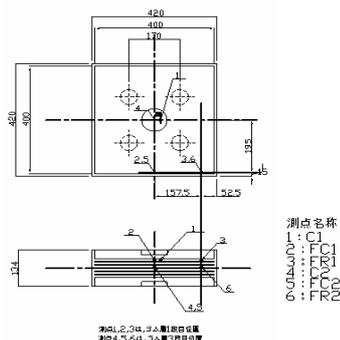


図-6 ゴム支承内の計測箇所

3.2.2 外気温と支承温度の分布

横軸に外気温、縦軸に支承温度をとり、LRBにおける同時刻の外気温と支承内部温度の分布図を図-7に示す。図-7は支承中心部C2と支承端部FR1の温度と外気温の関係を表しており、支承温度と外気温には一定の相関があることが確認された。また、支承端部FR1は中心部C2に比べバラツキが小さく、かつ、直線的であり、同時刻の外気温に対しては支承端部の方がより相関性が高い結果となった。

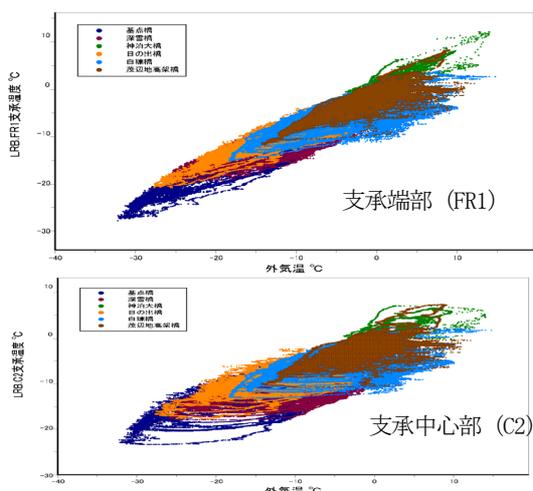


図-7 外気温と支承部の温度の分布 (LRB)

3.3 外気温と支承温度の関係

外気温と支承温度のそれぞれの日最低値を抽出した分布図を図-8に示す。この外気温と支承温度は同時刻ではなく、外気温が最低値を示した後、数時間を経過して支承温度の最低値が発現している。図-8で明らかのように外気温と支承温度の日最低値には直線的な相関関係が得られるので、この関係により各ゴム支承種類の中心部と端部の関係を定式化することができた。表-2に相関の関係式を示す。これらの関係式を用いることで、外気温の最低値xが決まれば、支承温度の最低値yを設定することができる。

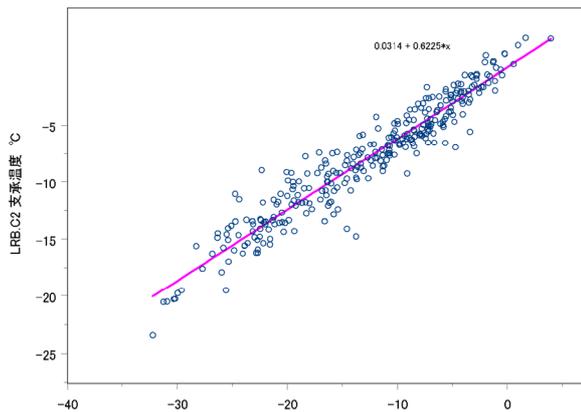


図-8 日最低外気温と支承温度の分布 (LRB)

表-2 最低外気温と最低支承温度の関係式

支承種類	位置	関係式
LRB	中心部	$y = 0.6225x + 0.0314$
	端部	$y = 0.7441x + 0.2430$
HDR	中心部	$y = 0.6617x + 0.3699$
	端部	$y = 0.7468x + 0.3909$
RB	中心部	$y = 0.6755x + 0.3874$
	端部	$y = 0.7451x + 0.2885$

3.4 気象観測値と計測値の関係

最適な空間補間法を選定するために、一般的に使用されている逆距離加重法 (IDW)、スプライン関数法、クリギング法の3つの空間補間法を比較した。これらを使用して、気象観測値から橋梁6地点の外気温の推定を行い、計測値と対比したものを図-9に示す。各空間補間法に推定値と計測値に対する相関係数を求めた結果、IDWが最も高い数値 (0.963) となったので、これを最適な空間補間法として選定した。

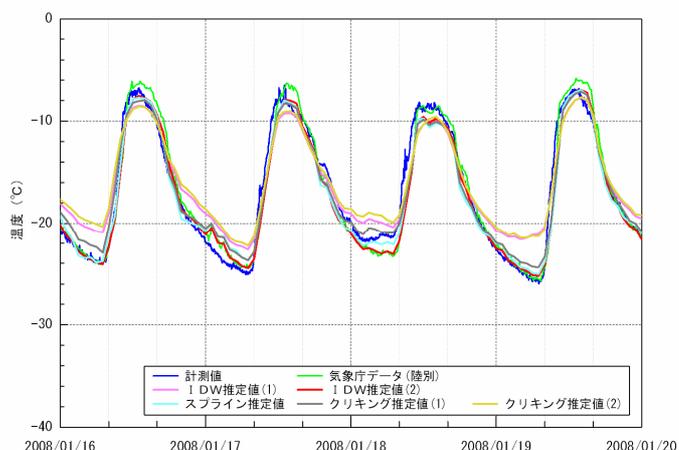


図-9 計測値と推定値の対比

3.5 最低気温分布と支承最低温度の設定

北海道の最低気温分布図を図-10に示す。

既往の気温観測値の内、アメダス設置174地点の最低気温上位3位までの年月日を抽出し、選定したIDWを用いて該当年月日の24時間分の気温分布図を合成して北海道の最低気温分布図を作成した。また、支承最低温度の設定値を表-3に示す。作成された表-2の最低外気温と最低支承温度の関係式と図-10の北海道の最低気温分布図より、外気温の温度帯毎の支承最低温度を設定した。

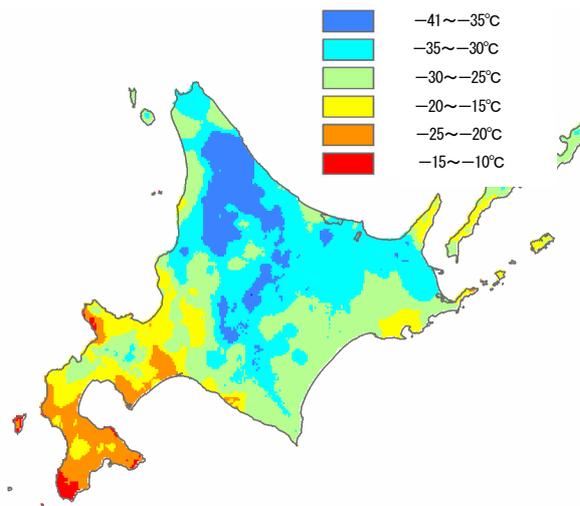


図-10 北海道の最低気温分布図

表-3 支承最低温度の設定値

外気温(°C)	LRB	HDR	RB
-41 ~ -35	-30	-30	-30
-35 ~ -30	-25	-25	-25
-30 ~ -25	-20	-25	-25
-25 ~ -20	-20	-20	-20
-20 ~ -15	-15	-15	-15
-15 ~ -10	-10	-15	-15

4. まとめ

本研究のまとめを以下に記す。

① ゴム支承の温度依存性の確認

・ゴム支承の低温下載荷実験により、RB、LRB、HDR-Sの3種類のゴム支承における温度依存性を確認し、常温(+23°C)に対する-30、-20、-10°Cの等価剛性比と等価減衰定数比を設定した。

② 最低気温分布と支承最低温度の設定

・実橋梁の桁下温度計測結果により、外気温と支承内部温度に一定の相関性が確認された。また、このデータの日最低値を整理し外気温と支承内部温度

の相関関係式を設定した。

・アメダス174観測地点による既往外気温データを基に、空間補間法としてIDWを使用して北海道の最低気温分布図を策定した。

・外気温と支承内部温度の関係式および最低気温分布図より、外気温帯別の支承最低温度を設定した。

今後の研究課題として、低温下でのゴム支承の温度依存性を考慮した免震設計法の提案に向けて試設計を実施し、温度依存性が橋梁構造に与える影響を検討する。また、ゴム支承形式毎に温度依存性を考慮した等価剛性と等価減衰定数を整理し低温地域におけるゴム支承の設計温度を策定する。併せて、温度依存性を考慮したゴム支承の粘弾塑性モデルについて検討する。

参考文献

- 1) 七戸文雄、久慈茂樹、宇野裕恵、小坂晃、今井隆：橋梁用LRBの性能安定性に関する実験的研究、土木学会第58回年次学術講演会、2003.9
- 2) 潤田久也、山崎智之、大島俊之、中村昌弘：寒冷地気温変動下における高減衰ゴム支承材内部温度の応答確認実験及び数値解析、土木学会論文集No. 773, pp. 69-118, 2004.10
- 3) 山本吉久、山田博：温度依存性を考慮した免震支承の動的解析、土木学会第60回年次学術講演会、2005.9

IMPROVING THE LOAD CAPACITY OF STRUCTURES BY CONSIDERING THEIR REDUCED PERFORMANCE UNDER COLD, SNOWY CONDITIONS

Abstract : In Hokkaido, many bridges were constructed in the high economic growth period and will soon reach their fiftieth year, which is said to be the end of the service life of existing bridges. To prepare for the renewal of these existing structures, it is necessary to improve the efficiency of maintenance and management. This study focuses on the floor slab, which is considered the bridge member most vulnerable to damage, and evaluates the effect of deterioration peculiar to cold, snowy regions on its fatigue durability.

Temperature dependence is one of the performance characteristics of laminated rubber bearings, which are used for improving seismic isolation, horizontal force dispersion and other seismic capacities of bridges. Since the performance of rubber bearings is expected to vary considerably especially in cold, snowy regions such as Hokkaido, there are concerns regarding effects on seismic capabilities. In this study, the temperature dependence of rubber bearings was evaluated quantitatively based on the results of a temperature-dependence experiment on performance characteristics of various rubber bearings. In addition, regional temperature distribution in Hokkaido was quantified based on the results of measurements of internal and ambient temperatures of rubber bearings under bridge beams at six selected locations in Hokkaido,

Key words: : snowy cold region : existing RC slab : fatigue durability : mobile equipment for wheel-load testing
: repair and reinforcement : degree of degradation by deflection : laminated rubber bearing
: temperature dependence : thermal division by region