

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
表 真也、吉田英二

【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、近い将来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の効率化に資する対応が求められている。本検討で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。その成果に基づき、床版の劣化程度に応じた補修・補強方法を提案し、実験及び解析検証結果を基に損傷現場に試験施工を実施し、現場からの早急な補修対策検討の要望に対応した。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、積雪寒冷地域においては性能の変化により耐震性能への影響が懸念されるため、本検討では各種ゴム支承の性能特性について定量的に評価し、その成果に基づき実橋モデルの試計算を行った。

さらに、鋼橋に用いる厚板鋼材（40mm 以上を対象）の低温下での靱性に係る要求性能を整理することを目的に、母材および溶接部を対象としたシャルピー衝撃試験を実施した。

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、試設計、衝撃吸収試験、シャルピー試験、厚板鋼材、低温下

I. 凍害等の影響を踏まえた部材の補修補強効果

1. はじめに

北海道の橋梁は、全国に比べると新しい年次での建設が多いといわれているが、建設数が多い高度経済成長期の 1960～70 年代前半からの経過年数が間もなく 50 年を迎えようとしている。この膨大な既設橋梁の維持管理の時代到来に備え、維持管理の効率化に資する対応が求められている。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することとした。

道路橋の鉄筋コンクリート床版の劣化因子としては、大型車両の輪荷重の繰り返し作用による疲労が主に考えられてきた。しかし、積雪寒冷地である北海道の橋梁床版では、写真 - 1 に示すように滞水による凍結融解の繰り返し作用により、床版上面のかぶりコンクリート部分がスケーリングや砂利化に進展することで有効床版厚が減少し、それにより疲労耐久性が大きく低下することが判ってきた。そのため、寒冷地特有の劣化損傷を受けた既設 RC 床版の延命手法を策定することが急務となっている。延命手法として、凍害損傷部分と適切な防水工の施工により凍害の損傷を抑止することで、残存供用年数が確保できる場合は別途、



写真 - 1 凍害損傷（砂利化）状況

補修のみを対象とした研究を行っている¹⁾²⁾。しかし、必要な残存供用年数を確保できない場合には、これらの補修のほかに床版本体に補強を実施しなければならない。本報告は、残存供用年数を確保し既設床版の寿命を延命させる一手法として、床版上面の損傷部を補修、下面を補強した供試体を製作し、輪荷重走行試験による疲労耐久性の評価を行ったものである。

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

2. 実験概要

2.1 実験計画

実験は、無補修・無補強の供試体（以下：基準供試体）と補修・補強を施した供試体（以下：補強供試体）の2供試体を用いた輪荷重走行試験を実施することにした。補強供試体は、図 - 1 に示す順序で予備載荷により下面側にひび割れを発生させ、凍害劣化を模擬するため床版上面 20mm の部分を切削し、その後ウォータージェットで 70mm のコンクリート部分を除去し、再びジェットコンクリートで補修した後、下面側をCFRP 繊維シートで補強することとした。

2.2 供試体諸元

図 - 2 に供試体形状およびゲージ等の配置を示す。供試体は、幅 2650mm × 長さ 3300mm × 厚さ 160mm のRC 床版とした。表 - 1 に床版の諸元を示す。供試体は、昭和 39 年に施工された実橋梁の床版をモデルとして設定し、鉄筋については、実橋に併せてSR235 の丸鋼を用いている。

2.3 補強供試体

補強供試体は、上面側の補修部分をジェットコンクリートで復旧し、下面側の補強には、含浸工程が1 サイクル低減できる、炭素繊維をストランド状に加熱成形した後にすだれ状に織りこんだストランド型CFRP 繊維シート（以下：繊維シート）を使用し 25cm 幅シートを 10cm 間隔で格子状に接着した。

2.4 載荷方法

実験には、クランク式の輪荷重走行試験機を用いた。供試体は 2 辺単純支持、2 辺弾性支持とし、スパン中央部の幅 500mm の載荷板上の 2000mm 範囲に鉄輪を往復させて載荷した。図 - 3 に載荷プログラムを示す。基準供試体については、120kN から荷重漸増載荷にて破壊まで行った。補強供試体については、最初に予備載荷としてたわみ劣化度 0.5 を目標に載荷を行った。その後、本載荷として上面補修後にシート補強を施し、基準供試体と同様に、120kN から荷重漸増載荷にて破壊まで行った。

3. 実験結果及び考察

3.1 基準供試体

図 - 4 に基準供試体の走行回数とたわみの変化を示す。基準供試体については、120kN から階段状漸増載荷を行い、載荷荷重を 200kN に増加させてから、たわみが急増し、41.8 万回・活荷重たわみ 11.2mm の時点で押抜きせん断破壊により終局に至った。

これを 150kN 荷重による走行回数 (N_{150}) に換算

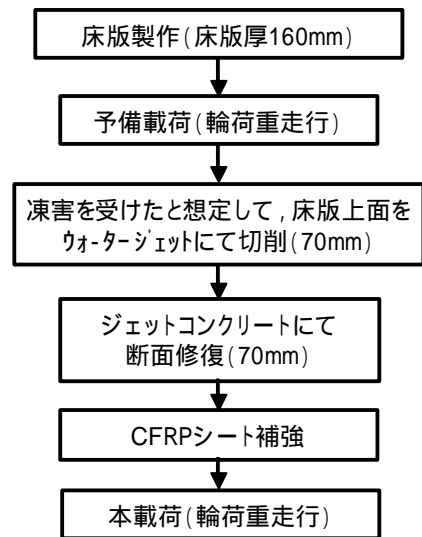


図 - 1 補修補強実験フロー

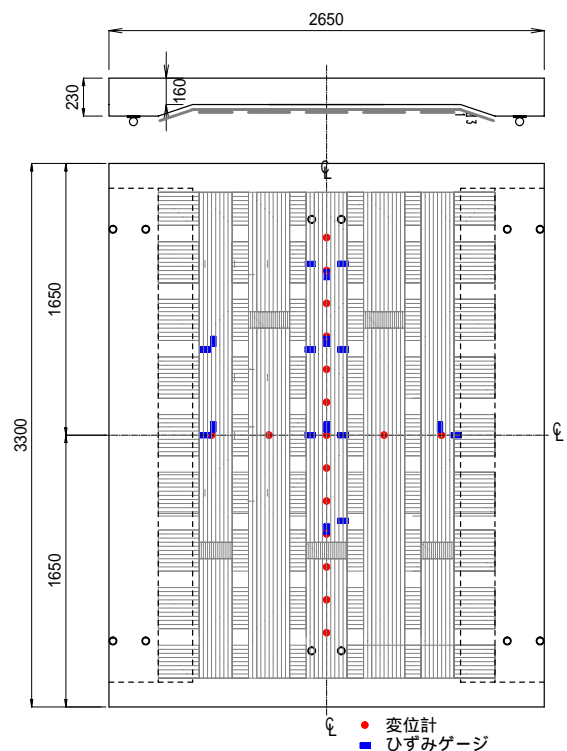


図 - 2 供試体形状・ゲージ配置図

表 - 1 製作床版の諸元

名称	版厚	鉄筋量	Co強度	備考
基準供試体	160mm	上面 16@260 下面 16@130	43.23N/mm ²	上面補修 下面補強
補強供試体		配力筋(共通) 13@230		
材料 : 炭素繊維シート(ストランド型)				
繊維目付量 : 600g/m ²				
引張強度 : 3400N/mm ² 以上				
ヤング係数 : 245kN/mm ²				
接着剤 : 2液混合常温硬化型エポキシ樹脂				

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

すると次式の回数が求められる。

$$N_{150} = \sum ((\text{载荷荷重} / 150\text{kN})^{12.76} \times \text{载荷回数}) = 1,008,600 \text{ 回}$$

これに対して、松井式⁻³⁾から求められるせん断耐力及び終局走行回数(Nf)を表-2に示す。基準供試体のせん断耐力 $P_{sx} = 316.5\text{kN}$ と 150kN 荷重とのせん断強度比は 0.474 であるから、

$$a = (\log 1.52 - \log (P / P_{sx})) / 0.07835 = (\log 1.52 - \log 0.474) / 0.07835 = 6.459$$

$$Nf = 10^a = 10^{6.459} = 2,877,600 \text{ 回}$$

となる。

この結果、実験の走行回数は Nf に比べると約 1/3 程度であった。これは、松井式のせん断耐力算定が異形棒鋼を選定していたのに対し、本実験では現橋に同定して丸鋼を選定したため、コンクリートとの付着力の差が大きく影響したものと考察される。

3.2 補強供試体

1) 予備载荷

予備载荷は、一般的に疲労劣化により補修が必要となるひび割れを再現するため、たわみ劣化度の目標値を 0.5 相当に設定した。その結果、 $150\text{kN} \times 2$ 千回载荷にて活荷重たわみが目標値の 4.02mm に達し载荷終了とした。

無補強時の理論たわみ (荷重 150kN)

$$\delta_0 : \text{全断面有効} = 1.62\text{mm}$$

$$\delta_c : \text{引張側コンクリート無視} = 6.42\text{mm}$$

$$\text{たわみ劣化度 } D = (\delta - \delta_0) / (\delta_c - \delta_0)$$

ただし、

D : たわみ劣化度 ($0 < D < 1$)

δ : 床版中央におけるたわみ (実測値)

δ_0 : 全断面のコンクリートを有効と見なした時の床版中央におけるたわみ (計算値)

δ_c : 中立軸以下の引張側コンクリートを無視した床版中央におけるたわみ (計算値)

劣化度 0.5 相当の活荷重たわみ

$$\delta = 0.5 \times (\delta_c - \delta_0) + \delta_0 = 0.5 \times (6.42 - 1.62) + 1.62 = 4.02\text{mm}$$

2) 本载荷

図-5に補強供試体の走行回数とたわみの変化を示す。補強供試体は、各荷重段階での活荷重たわみが基準供試体よりも小さくなり、荷重を上げた段階毎で増加は見られるが荷重が一定の間はたわみの増加は少

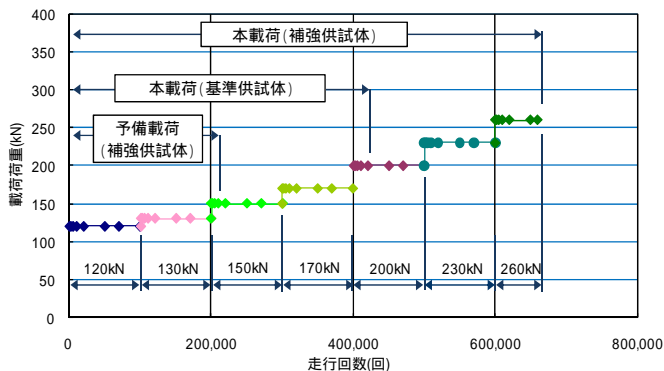


図1-3 载荷プログラム

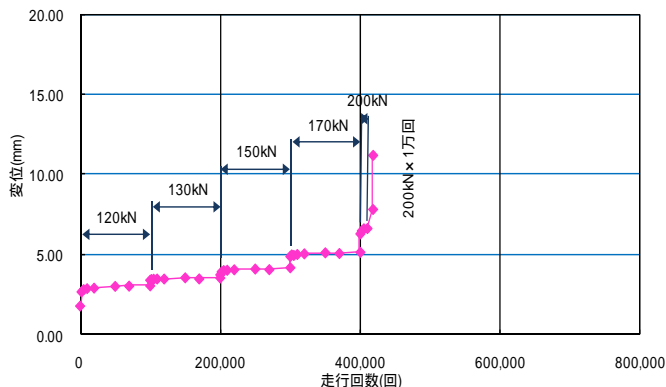


図-4 基準供試体の走行回数と変位関係

表-2 松井式によるせん断耐力及び終局走行回数

	単位	基準供試体
コンクリート強度 c_k	N/mm^2	43.23
最大せん断応力度 $s_{max}=0.656 c_k^{0.606}$	N/mm^2	6.43
引張側コンクリートを無視した中立軸 X_m	cm	3.928
載荷板の配力筋方向の辺長 b	cm	20.00
引張側配力筋までの有効高 d_d	cm	10.55
梁状化したときの梁幅 $B=b+2d_d$	cm	41.10
最大引張応力度 $t_{max}=0.269 c_k^{2/3}$	N/mm^2	3.31
引張主鉄筋のかぶり厚さ C_m	cm	4.00
$P_{sx} = 2 \cdot B \cdot (s_{max} \cdot X_m + t_{max} \cdot C_m)$	N	316445.67
	kN	316.45
$P / P_{sx} (P=150\text{kN})$	-	0.474
150kN換算回数予測 (Nf)		2,877,600

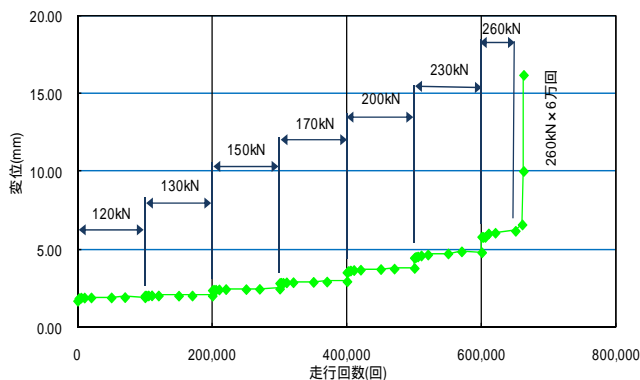


図-5 補強供試体の走行回数と変位関係

なく安定している。260kN に荷重を増加させてから、たわみが急増し 66.2 万回・活荷重たわみ 16.2mm の時点で押抜きせん断破壊により終局に至った。これを、150kN 荷重による走行回数に換算すると、

$$N_{150} = 94,950,330 \text{ 回}$$

となる。

一方、松井らにより提案されている配力鉄筋による剥離破壊耐力分を考慮したせん断耐力から算出する。せん断耐力は 410.77kN、150kN に換算した終局走行回数は 8,081 万回となった。

表 - 3 にせん断耐力及び終局走行回数を、破壊時の状況を写真 - 2 に示す。下面の繊維シートが全体的に剥離して、端部のみ接着してハンモック上に吊り下がった状態であった。しかし、シートの破断はなく、剥離に関しても、コンクリートとシートの接着面が剥がれたのではなく、両者は接着したままの状態でコンクリートの押し抜きせん断線から剥離していた。

図 - 6 に鉄筋及びシートひずみと走行回数の関係を示す。ひずみは、荷重の漸増荷荷に応じて徐々に大きくなり、たわみと同様に荷重が一定の間は安定して推移する。なお、荷重を 230kN に上げた時点でシートのひずみゲージが損傷し、以降のデータは欠測となっている。

3.3 剛性の変化

補修補強実験フロー（図 - 1）の各段階の床版状態における荷重とたわみ関係を図 - 7 に示す。初期剛性に対して劣化度 0.5 まで載荷した時点での剛性は大きく低下している。これは、輪荷重の繰返し疲労により下面側にひび割れが発生しているためである。併せて、凍害劣化を模擬して 2cm 切削した場合は、圧縮抵抗領域が減少することで更に大きく低下する。また、上面側の復旧のみでは予備載荷時の劣化状態までしか剛性の回復は認められなかった。これは、すでに下面側に発生したひび割れの影響が残存するためと考えられる。このため、下面側のひび割れに対しては、繊維シートで補強することで、ひび割れ幅が抑制され剛性はほぼ初期剛性まで回復することが確認された。

3.4 繊維シート補強による延命効果

表 - 4 に終局走行回数を用いて算出した繊維シート補強による延命効果を示す。

実験結果での補強効果は、基準供試体が 101 万回で終局に至ったのに対して、補強供試体は 9,495 万回となったことから約 94 倍の補強効果が得られた。

また、理論式で求められる補強効果は、基準供試体が 288 万回に対して補強供試体は 8,081 万回であることから約 28 倍となる。これらのことから、実験結果

表 - 3 配力鉄筋による剥離破壊耐力分を考慮したせん断耐力及び終局走行回数

	単位	補強供試体
コンクリート強度	ck	N/mm ² 45.30
コンクリートの最大せん断応力度	smax	N/mm ² 6.615
引張側コンクリートを無視した中立軸	Xm	cm 4.220
載荷板の配筋方向辺長	b	cm 20.00
引張側配筋までの有効高	dd	cm 10.55
輪荷重に対する床版の有効幅	B	cm 41.10
コンクリートの最大引張応力度	tmax	N/mm ² 3.418
引張主筋のかぶり厚さ	Cm	cm 4.00
載荷板の主筋方向辺長	a	cm 50.00
引張配筋のかぶり厚さ	Cd	cm 5.45
引張側主筋までの有効高	dm	cm 12.00
せん断耐力	Psx	kN 410.77
P/Psx (P=150kN)		0.365
150kN換算回数予測 (Nfh)		80,812,000



写真 - 2 破壊状況

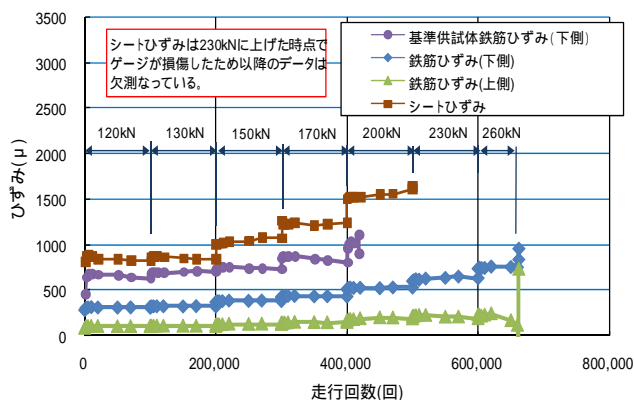


図 - 6 ひずみと走行回数関係

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

における基準供試体は丸鋼鉄筋の付着力の低下で理論式より少ない走行回数となり、補強供試体は丸鋼鉄筋の付着力の低下が下面側の繊維シートの付着力によって抑制されたことによるものと考察される。したがって、実験供試体に異形棒鋼を考慮した場合には、およそ $9,495 / 288 = 33$ 倍の補強効果があると考えられる。また、図 - 8 の S-N 曲線から基準および補強供試体は、いずれも松井式によるせん断耐力及び終局走行回数算定式から評価できることが確認された。

4. まとめ

疲労劣化を模擬した床版に対して、繊維シートにより下面補強した場合の効果について、下記の知見が得られた。

- (1) 疲労損傷した床版について、上面補修では初期剛性は回復できないが、下面補強することで剛性の回復が可能となり、併せて高い疲労耐久性の向上が確認できた。
- (2) 基準供試体に比べて、下面に繊維シート補強した供試体は、約 94 倍の寿命延伸効果が得られた。また、床版に異形棒鋼を用いた場合でも約 33 倍の補強効果があるものと推察される。
- (3) 松井式によるせん断耐力及び終局走行回数算定式および配力鉄筋による剥離破壊耐力分を考慮したせん断耐力算定式からほぼその補強効果を評価できることが確認できた。

今後は、さらに凍害損傷を受けた床版の余寿命に関する実験等を進めて、積雪寒冷地における最適な床版の補修・補強方法の策定に向けて研究していく予定である。

参考文献

- 1) 安達、三田村、本田、松井：積雪寒冷地における橋梁床版の劣化度に関する考察、土木学会年次論文集、2008
- 2) 小野、林川、三田村、松井：積雪寒冷地における RC 床版の疲労耐久性向上について、土木学会年次論文集、2008
- 3) 松井繁之：道路橋床版～設計・施工と維持管理、2007

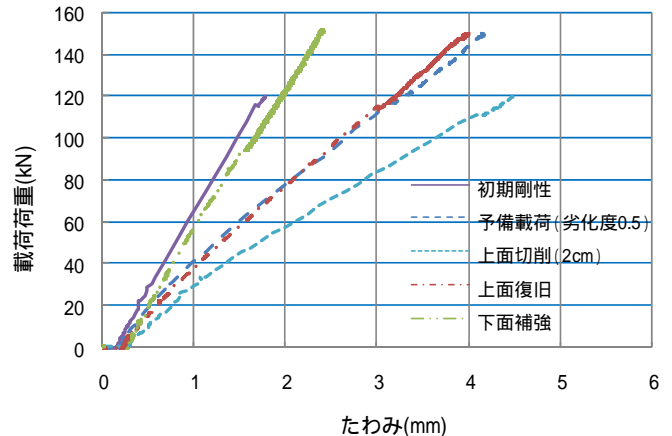


図 - 7 実験段階別の荷重とたわみ関係

表 - 4 繊維シート補強による延命効果

	基準供試体	補強供試体
実験での破壊回数(回)	418,000	662,000
150kN換算破壊回数(回)	1,008,600	94,950,330
比率	1.0	94.1
理論による破壊回数(回)	2,877,600	80,812,000
比率	1.0	28.1
異形棒鋼を用いた場合の比率		33.0

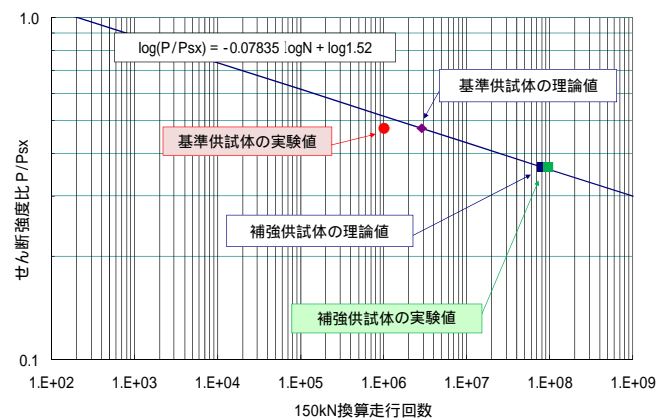


図 - 8 S-N 曲線

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

近年、全国的に橋の耐震性能向上のために積層ゴム支承を用いた橋梁の建設が実施されている。北海道においても、水平力分散や免震を目的とした積層ゴム支承を用いた橋梁の実績が増えている。しかし、積層ゴム支承の性能特性には、温度依存性があるため、北海道のような積雪寒冷地域においては大きな性能の変化が予想され、耐震性能への影響が懸念されるところである。

本研究では、まず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を整理し、ゴム支承の温度依存性を定量的に評価した。また、各種ゴム支承の有する温度依存性が橋梁の耐震性能に与える影響度を検証するため、実橋梁モデルにおける試算を実施しその結果を比較検討した。

2. 設計上の課題点の抽出

2.1 特性抽出サイクルの整理

水平加振の載荷サイクルのうち、ゴム支承の特性(等価剛性および等価減衰定数)を抽出するのに適切なサイクルを検討した。

図 - 1 は、鉛プラグ入り積層ゴム支承(以下 LRB と称する)において各サイクルの等価剛性の代表値に対する比率を整理したものである。この場合の代表値は、2~11 サイクル目の平均値である。

図 - 1 と同様にゴム支承特性の代表値に対する各サイクルの特性値の比率を比較した結果、積層ゴム支承(以下 RB と称する)では低温下においても従来どおりの3 サイクル目を特性抽出サイクルとして問題ない。LRB および高減衰ゴム支承(以下 HDR - S と称する)については、従来の2~11 サイクル目の平均値が設計上安全側ではあるが、今後の検討が必要である。

2.2 非線形特性の整理

各ゴム支承の特性値を抽出し、その温度依存性を整理した。整理した特性値は、等価剛性、等価減衰定数、二次剛性および降伏荷重である。

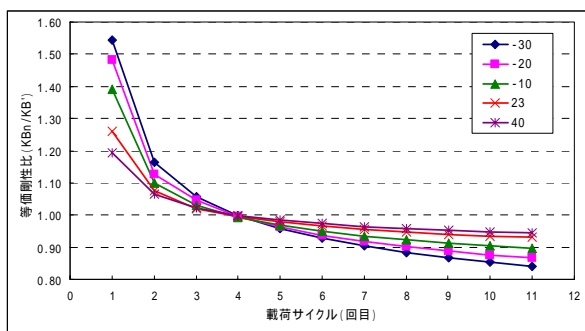


図 - 1 LRB の各サイクルの等価剛性比

図 - 2~図 - 5 は、実験温度ごとに標準温度 +23 を 1.0 とした場合の変化比率を整理したものである。なお、ゴム支承は RB、LRB および HDR - S を対象としている。

-30 での等価剛性比と二次剛性比は同様の結果を示し、RB・LRB の温度依存性はほぼ同等で、HDR - S が高い。等価減衰定数比は、RB は温度依存性があるが、他はわずかである。

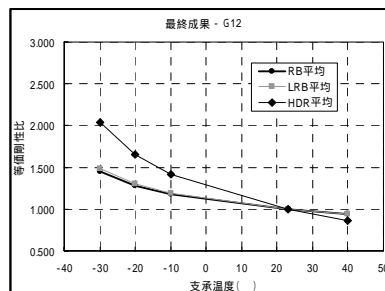


図 - 2 等価剛性比(23 を 1.0 とする)

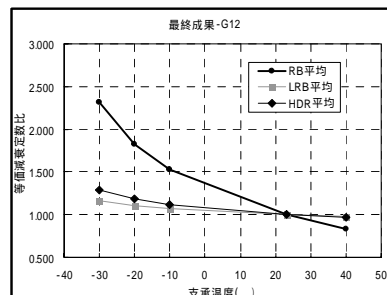


図 - 3 等価減衰定数比(23 を 1.0 とする)

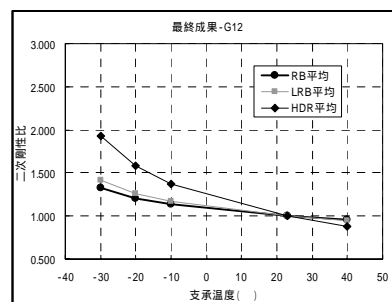


図 - 4 二次剛性比(23 を 1.0 とする)

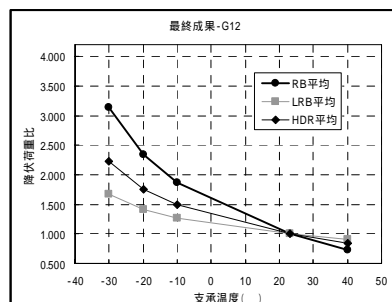


図 - 5 降伏荷重比(23 を 1.0 とする)

降伏荷重比は、RB、LRB、HDR - S の順で温度依存性が高くなっている。

表 - 1 に各特性値の関係式を示す。表中の x はゴム支承温度、y は+23 の特性値に対する比率を示す。

2.3 初期サイクルにおける剛性の整理

3種類のゴム支承において加振の1サイクル目では、等価剛性の低温下での変化が大きく、1サイクル目の特性についての取り扱いが常温の場合とは異なってくる可能性があるものと考えられる。

図 - 6 は、単調加振実験と地震波を入力した加振実験の結果について、各サイクルの剛性を剛性の代表値と比較したものである。ゴム支承は HDR - S である。同様な整理を RB および LRB について行った結果、LRB および HDR - S では初期サイクルの剛性が代表値に比べて高いことが分かった。

3. 実橋梁モデルの試計算

3.1 橋梁モデル

試計算は、図 - 7 に示す 5 径間連続合成床版橋をモデルとして実施した。

3.2 計算結果

3.2.1 標準温度+23 における橋脚の設計

標準温度+23 において橋脚の設計を実施した結果、橋脚柱断面とゴム支承断面は表 - 2 のとおりとなった。なお、設計方法は道路橋示方書による。

ゴム支承は、RB、LRB および HDR - S とも同断面となった。橋脚柱は RB の場合は橋直方向幅が 6.0m だが、LRB と HDR - S では 5.0m と小さくなった。なお、橋軸方向幅や配筋は各支承種類とも同一である。

表 - 1 各特性値の温度依存性関係式

特性	剛性	支承種類	関係式 (対数式)
等価剛性比	G10	RB	$y = -0.224237 \times \ln(x + 40) + 1.929044$
		LRB	$y = -0.239496 \times \ln(x + 40) + 1.992263$
		HDR-S	$y = -0.546871 \times \ln(x + 40) + 3.265761$
	G12	RB	$y = -0.241795 \times \ln(x + 40) + 2.001791$
		LRB	$y = -0.261951 \times \ln(x + 40) + 2.085297$
		HDR-S	$y = -0.566007 \times \ln(x + 40) + 3.345045$
等価減衰定数比	G10	RB	$y = -0.855519 \times \ln(x + 40) + 4.544529$
		LRB	$y = -0.085155 \times \ln(x + 40) + 1.352810$
		HDR-S	$y = -0.120606 \times \ln(x + 40) + 1.499685$
	G12	RB	$y = -0.717967 \times \ln(x + 40) + 3.974632$
		LRB	$y = -0.089375 \times \ln(x + 40) + 1.370293$
		HDR-S	$y = -0.156744 \times \ln(x + 40) + 1.649410$
二次剛性比	G10	RB	$y = -0.151533 \times \ln(x + 40) + 1.627823$
		LRB	$y = -0.206459 \times \ln(x + 40) + 1.855388$
		HDR-S	$y = -0.510632 \times \ln(x + 40) + 3.115615$
	G12	RB	$y = -0.179342 \times \ln(x + 40) + 1.743039$
		LRB	$y = -0.225236 \times \ln(x + 40) + 1.933185$
		HDR-S	$y = -0.503246 \times \ln(x + 40) + 3.085015$
降伏荷重比	G10	RB	$y = -1.357219 \times \ln(x + 40) + 6.623140$
		LRB	$y = -0.335086 \times \ln(x + 40) + 2.388305$
		HDR-S	$y = -0.587744 \times \ln(x + 40) + 3.435103$
	G12	RB	$y = -1.165667 \times \ln(x + 40) + 5.829516$
		LRB	$y = -0.364841 \times \ln(x + 40) + 2.511585$
		HDR-S	$y = -0.664396 \times \ln(x + 40) + 3.752682$

3.2.2 低温下における橋脚応答値の計算

表 - 2 に示す+23 の設計結果である橋脚柱およびゴム支承の断面において、-10、-20、-30 の低温下での橋脚の応答値を計算した。設計方法は道路橋示方書による。

図 - 8~図 - 10 に計算結果を示す。ここに、 θ_{max}/θ_a 、 S_{max}/P_s および se/a は、橋脚の応答回転角、ゴムの応答せん断力および応答せん断ひずみの許容値に対する比を表す。

各支承種類ともゴム支承のせん断ひずみの照査値は、温度の低下とともに減少する傾向にある。ゴム支承のせん断力の照査値は、温度による変化は見られない。また、橋脚の回転角の照査値については、温度低下とともに増加する傾向にある。

これらの傾向は、HDR - S、LRB、RB の順で顕著に現れ、HDR - S では低温下でのゴムのせん断ひずみは極端に小さくなるが、それによって橋脚の回転角が増加し-20 を下回る低温下では、照査値が 1.0 を超えて NG となる結果が得られた。

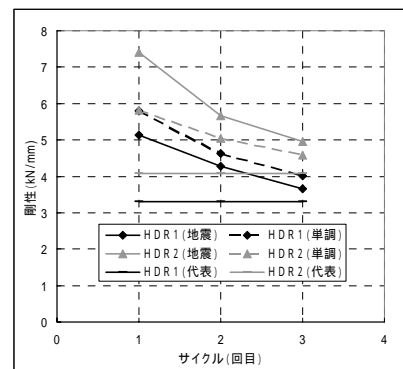


図 - 6 HDR-S の剛性比較

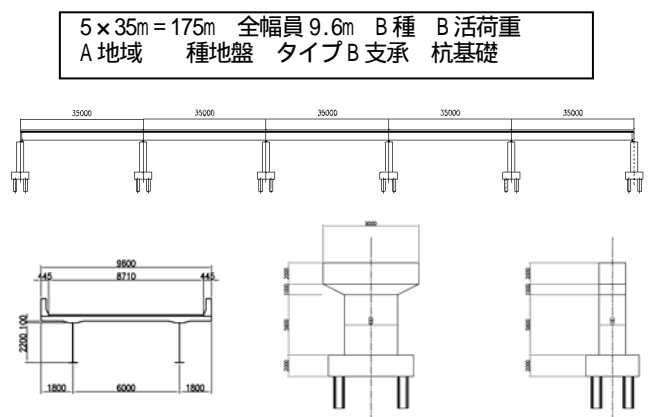


図 - 7 橋梁モデル図

表 -2 標準温度+23 における設計結果

支承種類	設計温度 (°)	橋脚柱断面		柱軸方向鉄筋				ゴム支承断面		
		橋軸幅 (mm)	橋直幅 (mm)	橋軸方向		橋直方向		橋軸幅 (mm)	橋直幅 (mm)	層厚 (mm)
				径	間隔(mm)	径	間隔(mm)			
RB	+23	6000	1500	D29	200	D29	200	650	650	81.25
LRB	+23	5000	1500	D29	200	D29	200	650	650	81.25
HDR-S	+23	5000	1500	D29	200	D29	200	650	650	81.25

表 -3 -30 における設計結果

支承種類	設計温度 (°)	橋脚柱断面		柱軸方向鉄筋				ゴム支承断面		
		橋軸幅 (mm)	橋直幅 (mm)	橋軸方向		橋直方向		橋軸幅 (mm)	橋直幅 (mm)	層厚 (mm)
				径	間隔(mm)	径	間隔(mm)			
RB	-30(上限)	7000	2000	D29	200	D29	200	500	500	62.5
	-30(下限)	5000	2500	D29	150	D29	150	600	600	75.0
LRB	-30(上限)	5000	2000	D29	150	D29	150	600	600	75.0
	-30(下限)	5000	2000	D29	150	D29	150	550	550	68.8
HDR-S	-30(上限)	6000	2000	D29	200	D29	200	500	500	62.5
	-30(下限)	6000	2000	D29	200	D29	200	500	500	62.5

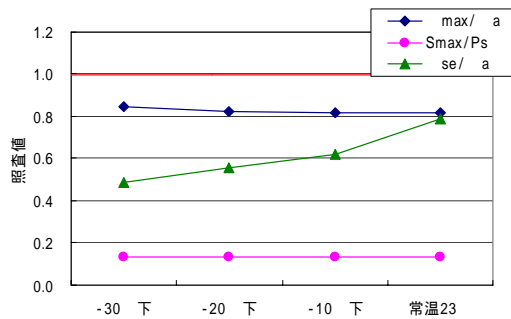


図 -8 低温下における橋脚の応答値(RB)

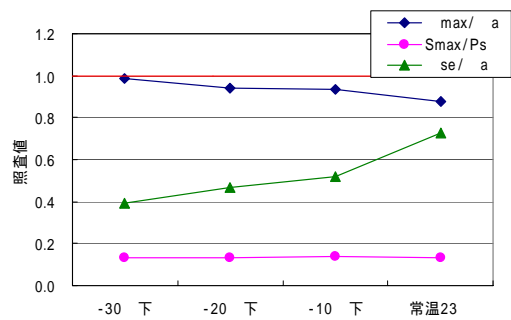


図 -9 低温下における橋脚の応答値(LRB)

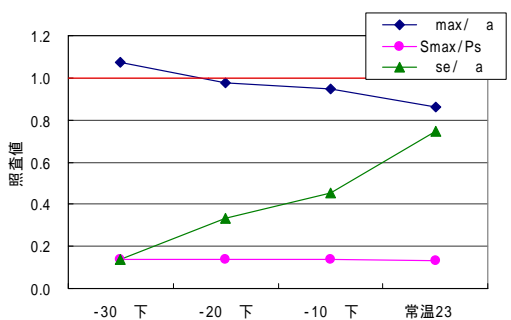


図 -10 低温下における橋脚の応答値(HDR-S)

標準温度+23 における設計結果と比較すると、いずれのゴム支承においても橋脚柱断面や配筋が増加している。また、逆にゴム支承断面は小さくなっている。この理由として、低温下ではゴム支承の支承剛性が増加し、変形が抑制される。そのため小さい断面で対応可能となるが、橋脚に作用する水平力は逆に増加するため柱の所要断面や配筋が増加することによるものである。

なお、温度における上限、下限とは、各ゴム支承における+23 に対する-30 の等価剛性の変動率の上限値と下限値を意味する。

標準温度+23 での設計結果に対し、低温下では橋脚柱の断面や配筋を増加させる必要がある結果となった。逆に、ゴム支承の最適断面は小さいものとなった。

4. まとめ

積層ゴム支承を低温域で使用する場合には、標準温度+23 と低温下での設計を実施し、双方の結果を満足できる断面を設定する必要がある。すなわち、耐震設計では標準温度から低温までを網羅した最適設計を実施することが望ましい。

参考文献

- 1) 今井隆、佐藤京、西村貴明、田中弘紀、三田村浩：寒冷地における橋梁用ゴム支承の性能評価実験(その2)、平成19年度土木学会北海道支部論文集第64号、2008.1
- 2) 三田村浩、佐藤京、石川博之：寒冷地における橋梁用ゴム支承の性能評価実験、寒地土木研究所月報 No. 670、2009.3
- 3) 日本道路協会：道路橋支承便覧、2004.4

3.2.3 低温下-30 における橋脚の設計

低温下-30 において橋脚の設計を実施した結果、橋脚柱断面とゴム支承断面諸元は表 -3 のとおりとなった。

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

III. 鋼材の低温下における靱性能に関する検討

1. はじめに

寒冷地においては、凍害による劣化や低温下における部材特性の変化など、構造物の性能低下が認められ、温暖地における場合とはその構築の仕様段階から大きく異なることが多い。このため、これらを考慮した構造物の材料特性に関する研究が不可欠な状況にある。

我が国の鋼橋は、合理化橋梁の開発に伴い使用されるは厚板化する傾向にある。道路橋示方書では、鋼材の板厚について100mmまでを適用範囲と規定しているが、気温が著しく低下する地方では、特に低温脆性に注意して鋼種を選定する必要があることが記載されている。しかし、現状において板厚40mm以上の鋼材を対象とした低温靱性に関する研究報告事例は皆無な状況にある。

これらの背景から、本研究は積雪寒冷地域の低温下における厚板(板厚40mm以上を対象)の靱性能試験として実用的手法である衝撃吸収試験(以後、「シャルピー試験」と記す。)により、鋼橋における鋼材の低温下での靱性に係る要求性能を整理することを目的として、母材および溶接部を対象として試験を行ったものである。

2. 鋼材の低温靱性に関する研究方法

2.1 研究背景の概要

図-1には、北海道の最低気温分布図を示す。図に示すように北海道は気温が著しく低下する寒冷地であることから、架橋される橋は特に低温靱性に留意した鋼種選択が必要となる。尚、-35~45区域の鋼橋は、-40が設計温度のため、これを最低遭遇温度とする。

図-2には、鋼橋の現場継手構造(例)を示す。現行の設計要領の基準では、鋼材の板厚は既往実験により低温靱性が確認されている板厚40mmを越えないことを基本とし、長大橋や、新技術によりこれを越える板厚が有利となる場合、別途検討が必要としてきた。

これより、鋼材の低温下での靱性に係る要求性能を整理することを目的として、試験を行った。

2.2 試験方法

現状における鋼材の靱性指標は、日本工業規格の構造用鋼材(JIS G3106等)で示されるシャルピー吸収エネルギーに代表される。このため、本研究ではシャルピー衝撃試験(JIS Z2242)により試験を実施した。

図-3に試験概要図を示す。試験はVノッチ試験片に対して高速で衝撃を与えることで試験片を破壊し、破壊するのに要した吸収エネルギーと試験片の破面性状から靱性を評価する。又、金属材料の衝撃値は、試験温度によって変化するため、試験温度管理に十分に留意して実施した。

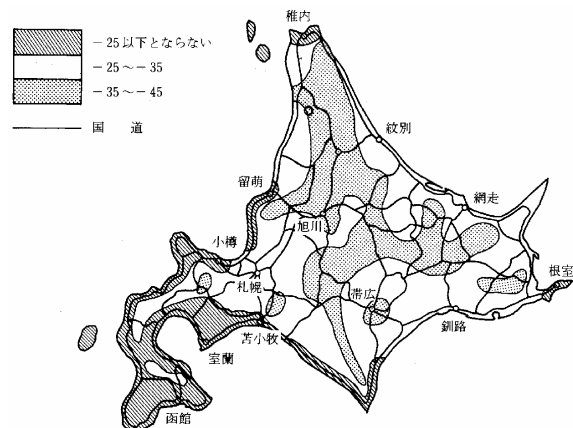


図-1 北海道の最低気温分布図

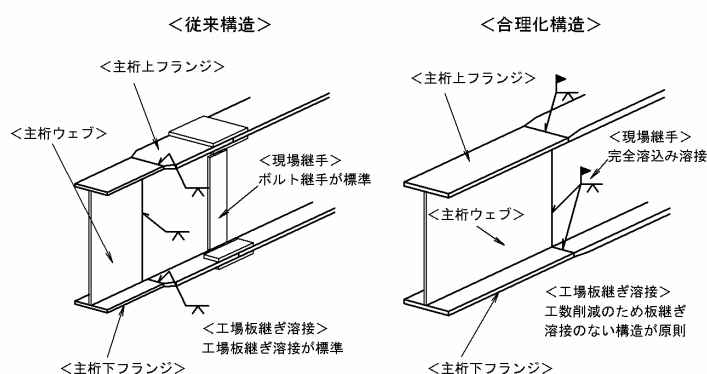


図-2 合理化構造の現場継手構造(例)

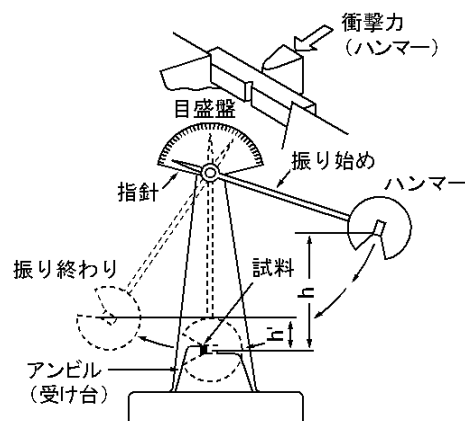


図-3 シャルピー試験概要図

2.3 試験の対象鋼材および対象部位

本試験では鋼橋の合理化橋梁に用いる厚板として使用頻度の高い「溶接構造用鋼材 SM520C、SM570」を試験対象鋼材とした。

図-4にはシャルピー試験片を採取した部位を示す。試験片の採取は母材、熱影響部、ボンド部、溶接金属部の4箇所とした。又、1つの試験温度に対する試験片はJIS Z2242に準じ3本とした。

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

2.4 低温靱性の判定指標

鋼材のシャルピー吸収エネルギーは JIS 規格 (JIS G3106) から、SM520C 0 47J 以上, SM570 -5 47J 以上である。これよりも低温下での靱性判定指標は無い。また、板厚 38mm 以下の鋼種選定基準に用いた低温下での靱性評価の基となる既往実験⁽¹⁾では北海道の最低遭遇温度 (-40) で 47J と規定されている。

これらの状況から、本実験における低温下での靱性判定指標は、既往実験と同様に最低遭遇温度 -40 47J を確保とする。

2.5 試験温度の設定

試験温度は、図 - 1 の北海道の最低気温分布図より、最低遭遇温度 (-40) に対して、鋼種や板厚の影響を反映した要求遷移温度算出式から設定する。要求遷移温度は、日本溶接協会 (WES3003) の規定に従い以下の式から求めた。

・ $\sigma_{yo} < 390\text{N/mm}^2$ の場合 (SM520C)

$$\sqrt{Te} = T + 166.3 - 0.13\sigma_{yo} - 6 t - 17976 / \sigma_{yo} (\sigma / \sigma_{yo} + 0.6)$$

・ $\sigma_{yo} > 390\text{N/mm}^2$ の場合 (SM570)

$$\sqrt{Te} = T + 166.3 - 0.13\sigma_{yo} - 6 t - 0.45 \sigma_{yo} (\sigma / \sigma_{yo} + 0.6) \exp(-\sigma_{yo} / 294)$$

- σ : 使用応力 (許容応力) (N/mm²)
- σ_{yo} : 降伏点又は耐力の保障値 (N/mm²)
- t : 板厚 (mm)
- T : 最低使用温度 ()
- \sqrt{Te} : 試験温度 ()

2.6 試験ケース

表 - 1 に試験ケースを、表 - 2 に溶接条件を示す。CASE4 は標準の溶接材料ではなく低温用溶接材料を用いた試験ケースを計画した。溶接条件は現場溶接条件の実態を踏まえて設定した。又、シャルピー試験に先立ち、溶接部試験片の品質確認のため溶接施工試験を実施することとした。

3. 研究結果

3.1 マクロ試験結果

表 - 3 には、マクロ試験 (JIS G0553) により実施した溶接部の施工試験結果を示す。

溶接部マクロ試験の結果、全ケースとも欠陥は見られず、材質や板厚に関係なく、設定した溶接条件は施工品質が確保された条件と言える。

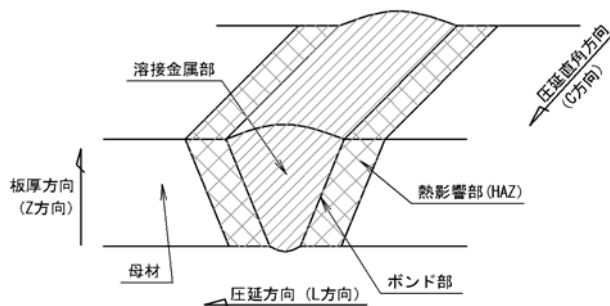


図 - 4 試験対象部位の名称

表 - 1 シャルピー試験一覧

ケース	鋼種	板厚	溶接材料	要求遷移温度	試験温度 ()
CASE 1	SM520	69 mm	標準	- 31	20, 0, -31
CASE 2		56 mm	標準	- 26	26, -26
CASE 3	SM570	90 mm	標準	- 41	24, -41
CASE 4		88 mm	低温用	- 40	20, -40

表 - 2 鋼材の溶接条件

溶接条件		
溶接方法	CO2 - MAG 溶接	
開先形状	形状	
	開先角度	度
	ルートギャップ	mm
ルートフェイス	ルートフェイス	mm
	予熱温度	100 ~ 150
パス間温度	100 ~ 150	
溶接材料		
ワイヤー径	mm	12
CO2 量	l/m	25
電流	A	320
電圧	V	34
溶接速度	mm/min	250 ~ 350
入熱量	J/mm	2,000

表 - 3 マクロ試験結果

ケース	鋼種	板厚 (mm)	溶接材料	溶接部のマクロ試験結果 (写真)
CASE1	SM520C	69	標準	欠陥なし
CASE2		56	標準	欠陥なし
CASE3	SM570	90	標準	欠陥なし
CASE4		88	低温用	欠陥なし

3.2 シャルピー試験結果

1) 母材および溶接部のシャルピー試験結果

表 - 4 に、母材および溶接部（溶接金属部、ボンド部、熱影響部）の試験結果を示す。CASE1 ボンド部で靱性判定指標の47Jに達しないケースも見られるが、これを除くと溶接金属部以外の各部位においては、低温下でも一定の靱性能を保有する状況を確認できた。

2) 溶接金属部のシャルピー試験結果

図 - 5 に、溶接金属部に着目した試験結果を示す。本図は、横軸を試験温度、縦軸を吸収エネルギーとした溶接金属部の吸収エネルギー曲線である。図中には鋼材の靱性判定指標とした吸収エネルギー値47Jを点線で示す。

試験結果の評価は、北海道の最低遭遇温度-40 に相当する、鋼種や板厚の影響を考慮した要求遷移温度と靱性判定指標47Jに相当する換算試験温度を比較し、各ケースの試験結果を評価する。（なお、試験結果は3個の試験片の平均値とする）

- CASE1：要求遷移温度-31、換算試験温度-23
- CASE2：要求遷移温度-26、換算試験温度-19
- CASE3：要求遷移温度-41、換算試験温度-26
- CASE4：要求遷移温度-40、換算試験温度-26

本溶接条件下において、全試験ケースとも、換算試験温度が要求遷移温度を下回る結果となり、低温下において靱性が低下する傾向が見られた。

CASE4は、低温用溶接材料を用いたケースであり、低温下での靱性能の保持が期待されたが、本溶接条件の基では標準溶接材料と同様な結果となった。

3.3 溶接金属部の化学成分分析結果

CASE4では低温用の溶接材料を用いて低温域での靱性改善の実験を行ったが、靱性の改善が見られなかった。その原因の検証として、CASE1とCASE4に対して溶接金属部の化学成分分析を行った。

表 - 5 に化学成分結果を示す。CASE1(標準溶剤) CASE4(低温溶接材料)の両ケースの化学成分を比較した結果、窒素(N)の含有量がCASE1 161ppm、CASE4 92ppmと溶接材料が従来から保有している一般値30~40ppmに比べ高い状態であることが確認された。

この結果から、本溶接条件においては、溶接条件のCO₂(シールド)不足により窒素(N)の巻き込みが多く生じ、低温下で靱性が低下する傾向を助長した可能性が考えられる。また、低温溶接材料を用いても靱性能が低下する傾向となったが、1ケースのみの試験結果であるため、今後、試験ケースを増やして確認する必要がある。

表 - 4 シャルピー試験結果

ケース	材質	板厚 (mm)	要求遷移温度	靱性判定指標 (要求遷移温度：47J以上)							
				溶接金属部			ボンド部		熱影響部		
				47J以上	標準溶材	低温溶材	換算温度	標準溶材	低温溶材	標準溶材	低温溶材
CASE1	SM520	69	-31	152J	×	×	-23	×	×	181J	
CASE2		56	-26	192J	×	×	-19	103J	×	286J	
CASE3	SM570	90	-41	178J	×	×	-26	49J	×	174J	
CASE4		88	-40	144J	×	×	-26		120J	×	201J

：低温下において靱性が低下しない。
×：低温下において靱性が低下する。

図 - 5 シャルピー試験結果（溶接金属部）

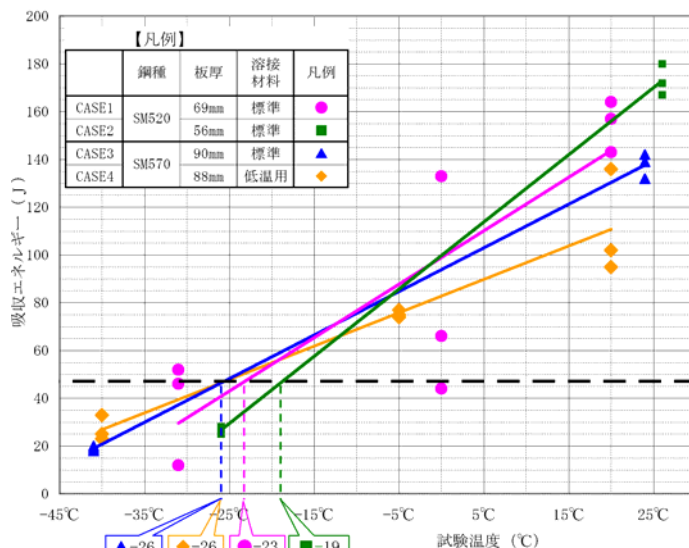


表 - 5 化学成分分析結果 (%) (溶接金属部)

		C	Si	Mn	P	S	Cr	Ni	Cu	Mo	O	N
CASE1	分析	0.046	0.510	1.170	0.015	0.013	0.030	0.010	0.270		0.044	0.0161
	標準											
CASE4	分析	0.038	0.510	1.580	0.012	0.009	0.030	0.410	0.020		0.059	0.0092
	低温											
CASE1	公表	0.080	0.510	1.100	0.010	0.010	---	---	---	---	---	0.003-0.004
	溶材											
CASE4	公表	0.050	0.400	1.280	0.012	0.010	---	0.410	---	0.290	---	0.003-0.004
	溶材											

4. まとめ

本研究では、積雪寒冷地域の低温下における厚板鋼材(板厚40mm以上を対象)の靱性能について実験を行った。その結果を整理すると、以下のとおりである。

- (1) マクロ試験結果では試験片に溶接欠陥が見られなかった。

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

- (2) シャルピー試験の結果、母材および溶接部の熱影響部とボンド部は、低温下においても靱性を確保できる傾向にある。
- (3) 溶接金属部の化学成分分析から、CO₂不足による窒素(N)の巻き込みにより、低温下で靱性低下の傾向を助長する可能性が得られた。

本研究での低温下における靱性評価は、実用的な試験方法として実績が豊富なシャルピー衝撃試験により実施した。

今後は溶接条件の見直しによる靱性能の検証や破壊靱性面からのアプローチも視野に入れ、寒冷地においてより安全で合理的な鋼橋の建設に資することができるよう研究を重ねていきたい。

参考文献

- 1) 鋼材の低温域における溶接性と安定性に関する試験調査（鋼材のシャルピー衝撃試験結果の整理集計）
～昭和60年11月（北海道開発局土木試験所構造研究室）

IMPROVING THE LOAD CAPACITY OF STRUCTURES BY CONSIDERING IN 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. A government request to promptly study repair methods was met; based on the results of evaluation, methods of repairing and strengthening floor slabs depending on their degree of deterioration was proposed. Trial construction was also performed for damaged slabs based on the results of experimentation, analysis and verification.

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 performance of bridges. Since the performance of rubber bearings is expected to vary considerably especially in cold regions. In this study, the performance characteristics of various rubber bearings were quantitatively evaluated, and trial design were performed based on the results of evaluation using actual bridge models.

Charpy impact tests were also conducted on base material and on welded parts in order to clarify the required ductility of steel plate (40 mm or thicker) used for steel bridges in low-temperature conditions.

Keywords: cold, snowy region, existing RC slab, fatigue durability, wheel-running test, repair and strengthening, degree of degradation by deflection, laminated rubber bearing, temperature dependence, trial design, impact absorption test, Charpy impact test, thick steel plate steel, low-temperature conditions