

戦-54 古い年代の鋼部材の材料・強度特性から見た状態評価技術に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 20～平 22

担当チーム：橋梁構造研究 G

研究担当者：村越 潤，澤田 守

【要旨】

本研究では、既設鋼橋の維持管理に資する基礎データの蓄積を図るために、撤去された鋼橋から採取した鋼部材の材料・強度特性を調査するとともに、損傷を受けた部材の損傷進行性(疲労き裂から脆性破壊への移行のし易さ等)の評価方法の検討を行う。また、既設鋼橋における疲労耐久性の評価手法の検討を行う。撤去橋梁 15 橋から採取した鋼部材（17 鋼材）を用いて各種試験を実施し、材料・強度特性を把握した。また、疲労設計導入前の鋼道路橋を対象として、作用応力や疲労損傷度の実態の分析を行うとともに、既設橋の建設当時の適用基準及び標準的な断面設計の方法による再現設計および疲労指針に基づく疲労照査を行い、疲労損傷度に対する設計・構造条件の影響分析を行った。

キーワード：既設鋼橋，維持管理，材料・強度特性，脆性破壊，疲労耐久性

1. はじめに

近年、一般国道において山添橋の 1m 以上のき裂の発生、木曽川大橋、本荘大橋のトラス斜材の破断等、高度経済成長期に大量に建設され、40 年以上経過した道路橋において致命的な事故に至る寸前の重大損傷が報告されている。また、海外では米国ミネソタ州 I-35W 橋の崩壊事故が発生しており、橋全体の致命的な損傷につながる恐れのある部材 (Fracture Critical Member: FCM) に対して適切な点検・診断を行っていく必要がある。

古い年代に建設された鋼橋に使用される鋼材に関しては、現状の鋼材と異なる面が多々あり、疲労・腐食等の劣化損傷の進行した橋の維持管理においては、建設当時の鋼部材の材料、強度特性に配慮する必要がある。

本研究では、既設鋼橋の維持管理に資する基礎データの蓄積を図るために、撤去された鋼橋から採取した鋼部材の材料・強度特性を調査するとともに、損傷を受けた部材の損傷進行性（疲労き裂から脆性破壊への移行のし易さ等）の評価方法の検討を行う。また、疲労設計導入前の鋼道路橋を対象として、作用応力や疲労損傷度の実態の分析を行うとともに、既設橋の建設当時の適用基準及び標準的な断面設計の方法による再現設計および疲労指針に基づく疲労照査を行い、疲労損傷度に対する設計・構造条件の影響分析を行う。

2. 既設鋼橋における使用鋼材の材料・強度特性に関する検討

2. 1 検討内容

(1) 試験片

表-1 に鋼材を採取した橋梁の概要を示す。鋼材については、既に入手済みの撤去部材のうち、大正後期から昭和 50 年代にかけて技術基準、鋼橋製作の変遷を参考にしながら年代を選定した。なお、鋼材の規格、製造方法及び使用鋼材の基準の変遷については省略するが、鋼材の主な年代的変遷としては、製鋼法として昭和 30 年頃から平炉法から転炉法へと移行し、また、昭和 40 年頃から連続鋳造法が取り入れられるようになり、靱性に影響を与える化学成分 P や S を取り除く技術が向上していることが挙げられる¹⁾。

採取部位については主桁・主構部材のフランジ、ウェブを基本とした。板の表裏面の塗装を剥離剤で除去後、板厚測定、写真撮影、腐食観察を実施した後、腐食等による表面の凹凸の影響を除去するため、表面研削を行い、平滑な試験片を製作した。

(2) 試験項目

表-1 に主な試験項目を示す。試験項目は 8 項目であり、以下に概要を示す。

1) 引張試験

試験片は 1 方向から採取し、試験を実施した。JIS 規格による試験片の寸法形状は板厚毎に異なるが、採取上の制約から JIS Z 2201 に規定される 5 号試験

表-1 試験項目

試験項目/ 試験規格/試験温度	試験片番号/橋梁名/ 試験片の詳細	番号	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6	No. 7	No. 8	No. 9	No. 10	No. 11	No. 12	No. 13	No. 14	No. 15	No. 16	No. 17
		橋名	SIN橋	RYG橋	RYO橋	ASA橋	TOS橋	WAN橋	TIY橋	SET橋	TOY橋	MIN橋	KOM橋		YOT橋	KUM橋	KAN橋	TAK橋脚	
		建設年次	T14	S9	S11	S28	S28	S29	S29	S33	S38	S39	S41		S44	S45	S55	S55	
		接合方法	リベット	リベット	リベット	リベット	リベット	リベット	リベット	溶接	溶接	溶接	溶接		溶接	溶接	溶接	溶接	
		橋梁形式	桁橋	トラス	トラス	桁橋	トラス	桁橋	トラス	桁橋	桁橋	桁橋	桁橋		鋼製橋脚	桁橋	桁橋	鋼製橋脚	
		部位	主桁	縦桁	横桁	主桁	斜材	主桁	縦桁	主桁	主桁	主桁	主桁	主桁	柱部	主桁	主桁	柱部	
試験項目/ 試験規格/試験温度		板厚	10mm	10mm	10mm	10mm	9mm	12mm	8mm	20mm	14mm	9mm	11mm	42mm	12-19mm	13mm	13mm	28mm	28mm
		鋼種	St39 _(注)	St39 _(注)	St39 _(注)	SS41	SS41 _(注)	SS41 _(注)	SS41	SS41 _(注)	SM50 _(注)	SS41	SM41	SM41B	SM50	SM50Y _(注)	SM50Y _(注)	SM50YB	SM58
引張試験	JIS Z 2241	5号試験片	○	○	○	○	○	○	○	-	○	○	○	○	-	○	○	○	○
板厚方向引張試験	-	-	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
シャルピー衝撃試験	JIS Z 2242	フルサイズ試験片(10mm) ハーフサイズ試験片(10mm)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	○	-	○	○
CTOD試験	WES 1108	3点曲げ試験片	-	○	○	-	-	○	○	-	-	○	○	-	-	-	-	-	-
化学成分分析	JIS G 0321	-	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
非金属介在物試験	JIS G 0555 (付属書1)	-	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	-	○	○	○	○
結晶粒度試験	JIS G 0551	-	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	-	-	-	○	○
硬さ試験	JIS Z 2243 JIS Z 2244	ビッカース7点 ブリネル3点	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	-	-	-	○	○

(注) 鋼種を特定する既存資料が残っており、引張試験結果から推定した。

片(幅:25mm, 平行部の長さ:60mm)に統一した。伸び計により破断までの、応力-ひずみ・伸び曲線、降伏応力、引張強さ、絞り、伸びを整理した。

また、古い鋼材の場合には溶接補修時等にラメラティアと呼ばれる割れが発生し、板厚方向の引張強度特性が著しく低下する事例も見られることから、同方向の強度特性についても JIS G 3199 を参考に試験を行った。ただし、試験片については板厚が 8~28mm と薄い鋼材を含み JIS 規格に適合した試験片が得られないことから、板厚方向と面内方向について同様に機械加工した試験片(平行部長さ 2mm, 直径 3mm のダンベル型試験片)を製作し、両者の比較を行った。

2) シャルピー衝撃試験/CTOD 試験

シャルピー衝撃試験/CTOD 試験については、衝撃特性、破壊靱性等の年代的な鋼材の基本的特性の把握とともに、その結果を基に、溶接部の疲労き裂の脆性破壊への移行のし易さの目安を把握することを目的としている。CTOD 試験については JIS 規格ではなく、溶接協会規格の WES 1108²⁾「き裂開口変位(CTOD)試験方法」の方法に従った。

図-1 に試験片採取方向の表記を示す。試験温度についてはいずれも遷移曲線を求めるために、5 温度を基本に実施した。シャルピー衝撃試験では、シャルピー吸収エネルギー、脆性破面率の遷移曲線、エネルギー遷移温度、破面遷移温度等、CTOD 試験では、限界 CTOD 値等の結果を整理した。

3) 化学成分分析試験

化学成分の含有量の把握を目的として、各種の鋼材特性に影響を与える主な化学成分の含有量(%),

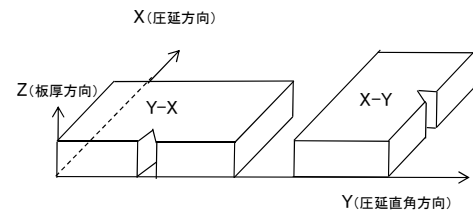


図-1 試験片採取方向

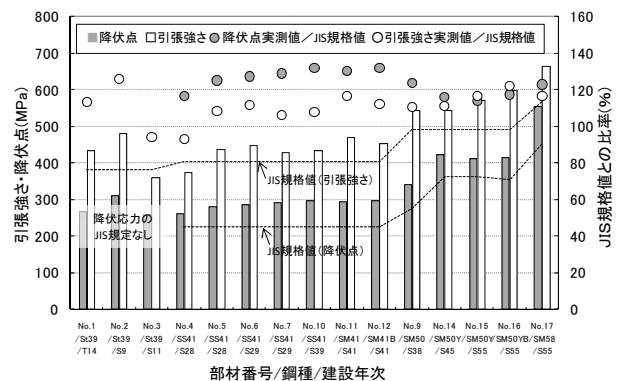


図-2 引張試験結果

次式(式(1),(2))で表される溶接性を表す指標 P_{cm} (%), C_{eq} (%)について整理した。これらは、溶接時の割れ防止の指標として道路橋示方書Ⅱ鋼橋編³⁾(以下、道示Ⅱ)では組立溶接長の低減の判断指標(P_{cm} で0.22%以下, C_{eq} で0.36%以下), 溶接時の割れ防止のための予熱温度の判定条件(鋼種, 板厚に応じた予熱温度を適用する場合の判定条件)として適用されている。

$$P_{cm} = C + \frac{Si}{30} + \frac{Mn}{20} + \frac{Ni}{60} + \frac{Cu}{20} + \frac{Cr}{20} + \frac{Mo}{15} + \frac{V}{10} + 5B \quad (1)$$

$$C_{eq} = C + \frac{Si}{24} + \frac{Mn}{6} + \frac{Ni}{40} + \frac{Cr}{5} + \frac{Mo}{4} + \frac{V}{14} \quad (2)$$

4) 硬さ試験

鋼材の強度特性に関連する鋼材の硬さの把握を目的として、鋼材表面に対してブリネル硬さ試験、板厚方向分布に対してビッカース硬さ試験を実施した。

5) 非金属介在物試験／ミクロ試験

各種の鋼材特性に関連する非金属介在物の割合や鋼材の組織把握を目的として、顕微鏡による鋼の非金属介在物の種類および数量の測定、組織結晶粒の観察および結晶粒度の測定を実施した。

2. 2 検討結果

以下、主な試験結果を示す。

2. 2. 1 引張試験

図-2に引張試験結果を示す。No.3,4の引張強さは、当時の規格値（No.3はSt39、No.4はSS41）に比べ、若干下回ったが、それ以外は当時のJIS規格値を満足していた。また、図中には、実測値とJIS規格値の比率を示す。降伏点については、約110～140%、引張強さについては、90～130%であった。

図-3に板厚方向の引張試験結果を示す。図中には図-2のJIS5号試験片の面内方向の引張試験結果を示すが、板厚方向用の試験片の方が、JIS5号試験片

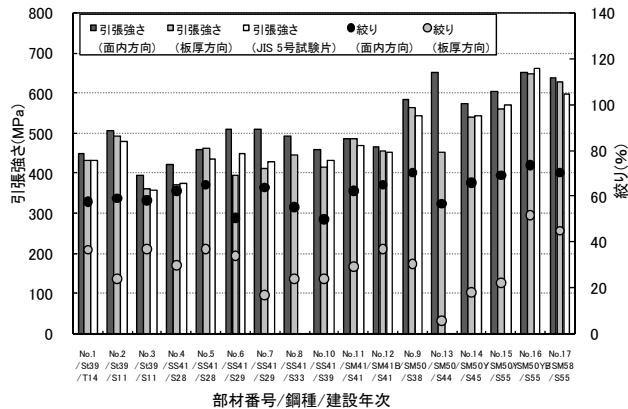
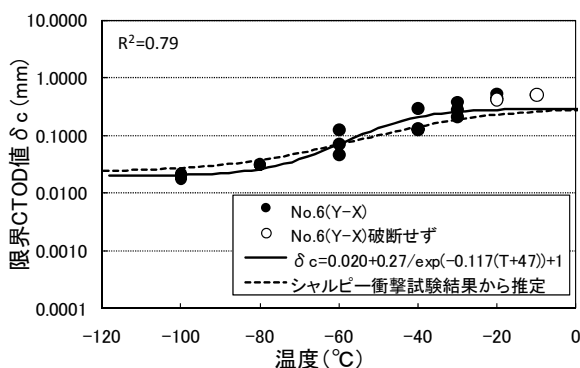


図-3 板厚方向引張試験結果



(a) No. 6 (Y-X 方向)

と比較して、若干高めの傾向が見られる。板厚方向の強度特性については相対比較によると、No.6,7,13の板厚方向の引張強さは、面内方向に比べ低い結果となっており、このような鋼材は、溶接補修時に溶接残留応力が作用した場合に、割れが生じる可能性が高い。

2. 2. 2 シャルピー衝撃試験／CTOD 試験

図-4にシャルピー衝撃試験結果における0℃におけるシャルピー吸収エネルギー値を示す。No.5(X-Y), No.6(X-Y)を除き、SM鋼材BのJIS規格値である27J以上であった。図中には、実測値とJIS規格値との比率を示す。No.12,16のみSM鋼材Bであることが設計図書より把握できており、これら鋼材の実測値はJIS規格値（SM鋼材Bの27J）に対して200～800%となっており、非常に高い値であった。

図-5にNo.7のCTOD試験結果と、式(3)により回帰した結果（平均値曲線）を示す。 δ_{ls} , δ_{us} については、試験温度の最低値または最大値のデータの平均値を読み取って求めた。回帰する際には、脆性破壊が生じることなく試験を終えた試験温度のデータは対象外とした。

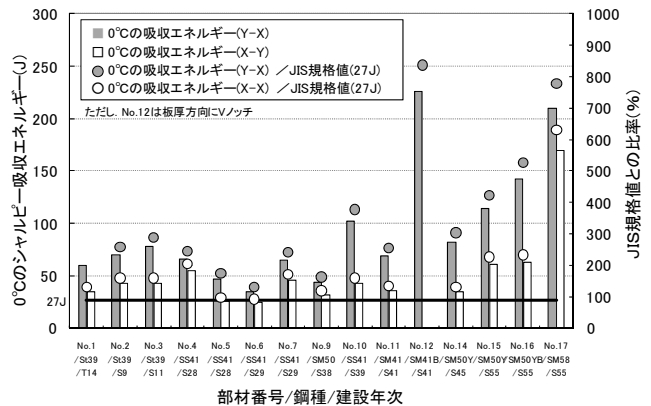
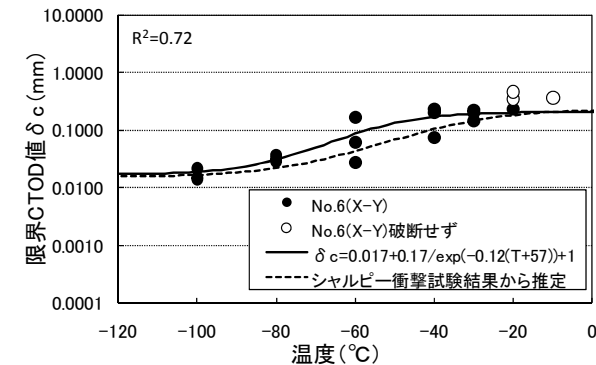


図-4 シャルピー衝撃試験結果



(b) No. 6 (X-Y 方向)

図-5 CTOD 試験結果

$$y = \delta_{ls} + \frac{\delta_{us} - \delta_{ls}}{\exp\{a(T-b)\} + 1} \quad (3)$$

ここで、

δ_{ls} : 下部棚限界 CTOD 値(mm)

δ_{us} : 上部棚限界 CTOD 値(mm)

a, b : 回帰により算出される定数

T : 温度(°C)

また、図中には、WES2805⁴⁾ で提案されている推定式 (式(4)) に基づき、後述するシャルピー衝撃試験結果から推定した結果を併記する。

$$\delta_c(T) = \frac{1}{250} \cdot vE(T + \Delta T) \quad (4)$$

$$\Delta T = 87 - 0.10\sigma_{Y0} - 6\sqrt{t} \quad (5)$$

ここで、

$\delta_c(T)$: 評価温度 T (°C)における限界 CTOD 値の
平均値(mm)

$vE(T + \Delta T)$: 温度 $T + \Delta T$ (°C)におけるシャルピー
一吸収エネルギーの平均値 (J)

σ_{Y0} : 室温における材料の降伏点又は 0.2%耐力
(MPa)

t : 対象とする鋼板の厚さ(mm)

供試鋼材 No.7 では、良い精度で推定できているが、その他の供試鋼材では差が見られ、推定値は実測値に対して低い傾向が見られた。図-6 に、限界 CTOD 値の実測値と限界 CTOD 値の平均値曲線との関係を両常用対数上に示す。限界 CTOD 値のばらつきをワイブル分布とした場合、その平均値 μ は 0.00141、標準偏差 σ は 0.198 となった。

図-7 に CTOD 試験結果およびシャルピー衝撃試験結果から推定した限界 CTOD 値を示す。また、CTOD 試験で得られた平均値-2 σ 曲線 (σ : 標準偏差) と、シャルピー衝撃試験結果から推定した限界 CTOD 値の平均値曲線に対して CTOD 試験のばらつき-2 σ を考慮した曲線を示す。詳細は後述するが、限界き裂長の算出に用いる温度の-30°Cおよび-50°Cにおいて、破壊靱性値の最低値は、約 0.058mm (-30°C)、約 0.027mm (-50°C) であった。

文献⁵⁾ では、1958 年から 1997 年の間に橋梁製作工場で実施されたシャルピー衝撃試験 (4757 データ) の分析結果が報告されている。図-7 には、文献⁵⁾ において 0°C のシャルピー吸収エネルギーが最も低い SS400 鋼材の 10J について、SS400 の保証降伏点 245MPa と板厚 10mm を仮定し、式(2)を用いて限界 CTOD 値に換算した値 (■印) を併記する。プロットした値は、図中の限界 CTOD 値の下限值曲線と

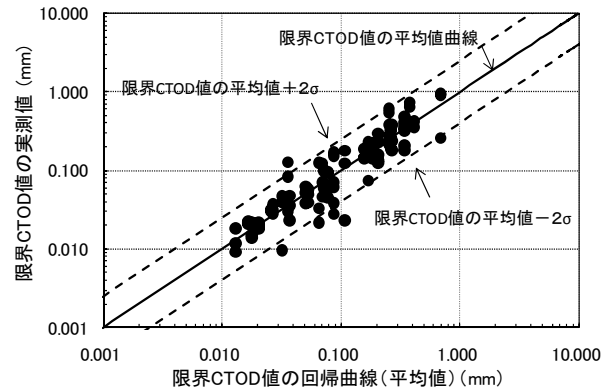


図-6 限界 CTOD 値の実測値と平均値の比較

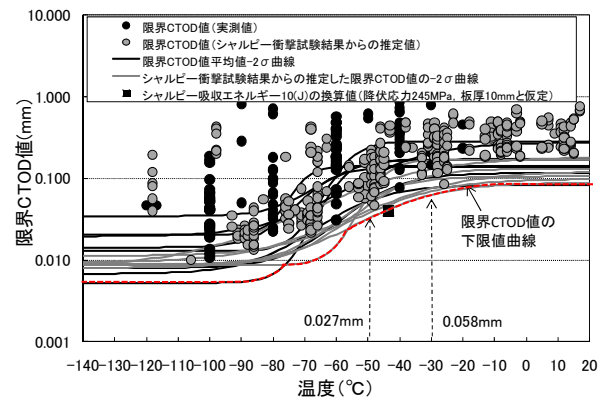
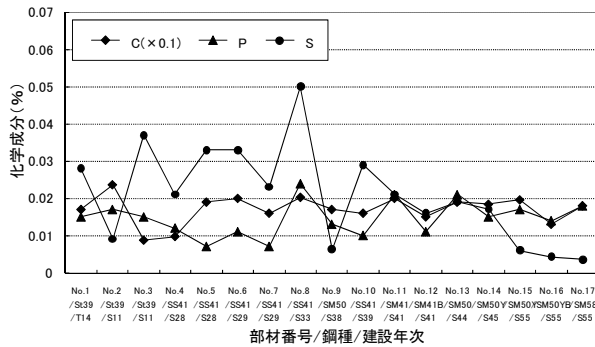


図-7 限界 CTOD 値 (まとめ)

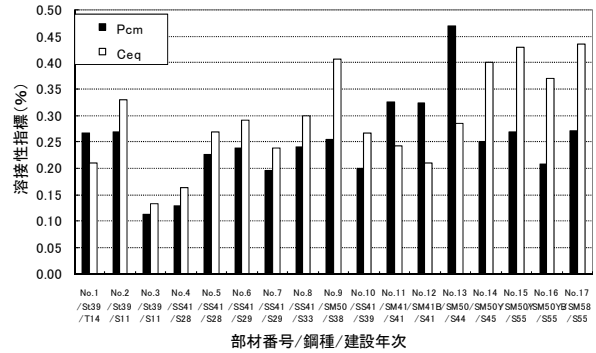
ほぼ同じ値であった。鋼道路に使用されている鋼材には、破壊靱性値の保証値が定められていないが、CTOD 試験、シャルピー衝撃試験および既往の試験結果を基に求めた図-7 の下限値曲線は、破壊靱性値の下限値を概略推定できているものと考えられる。

2. 2. 3 化学成分分析

図-8 に鋼材の材料・強度特性に影響を与える主な化学成分分析結果を示す。靱性や板厚方向の強度特性等に影響するリン P や硫黄 S の量は、現行 JIS 規格 (SS400 では 0.05% 以下, SM 材では 0.035% 以下) を満足していた。S は新しい年代の鋼材ほど減少する傾向がみられた。No.1,2,11~13,15,17 の P_{cm} は 0.25% 以上であり、道示 II において予熱を必要としない P_{cm} 値よりも高い値であった。ラメラシアに対し、鋼材中に存在する層状の非金属介在物 (主に MnS 系介在物) が影響を及ぼすことが知られている。板厚方向引張試験で絞り値の小さい No.6,7,13 の硫黄 S は、他の鋼材と比較して必ずしも高い値とはなっていない。



(a) 主な化学成分



(b) 溶接性指標 (Pcm, Ceq)

図-8 化学成分分析結果

3. 鋼橋主桁溶接部を対象とした脆性破壊に移行するき裂長さの検討

主桁ウェブ等に発生したき裂⁶⁾については、仮にある程度進展した場合、脆性破壊に移行し、主桁破断に至るおそれがあることから、点検時に見つけ次第早急に対処すべき緊急性を要する損傷と考えるのが適切な見方と考えられる。一方では、道路橋の使用鋼材の場合、き裂長に対して脆性破壊への移行の可能性を把握しておくことは、橋梁点検の頻度や優先性の検討を行っていく上で、参考となるものと考えられる。

ここでは、既設鋼橋から切り出した鋼材試験片を用いた破壊靱性試験 (CTOD 試験) とシャルピー衝撃試験結果に基づき、鋼主桁の面外ガセット継手を対象として、き裂が脆性破壊に移行する可能性のあるき裂長さ (以下、限界き裂長と示す) について検討する。一般溶接構造物に用いられる鋼材を対象とした脆性破壊発生に対する評価手法としては、WES 2805⁴⁾ (以下、WES と示す) が提案されており、WES の脆性破壊発生の評価手法に基づき、橋梁に使用されている鋼材に対して限界き裂長の検討を行う。

3. 1 破壊靱性値の検討

破壊靱性値は、負荷速度の影響を受けるため、静的条件下で求めた破壊靱性値を、鋼道路橋の供用条件を踏まえ、動的条件下の破壊靱性値に換算する必要がある。WES では、静的条件下の破壊靱性値から動的条件下の破壊靱性値への換算方法として式 (6), (7), (8) が示されている。

$$\delta_c(\text{衝撃荷重} : T) = \delta_c(\text{静的荷重} : T + \Delta T_d) \quad (6)$$

$$\Delta T_d = -20(\log_{10} \dot{\epsilon} + 4) \quad (\dot{\epsilon} > 10^{-4}) \quad (7)$$

$$\Delta T_d = 0 \quad (\dot{\epsilon} \leq 10^{-4}) \quad (8)$$

ここで、

ΔT_d : 評価対象の温度からの移動量 (°C)

$\dot{\epsilon}$: ひずみ速度 (/sec)

ここでは、式(6)による換算を行うこととし、活荷重による負荷速度と温度条件について検討する。文献⁷⁾では61橋のひずみ計測、文献⁸⁾では21橋の鋼道路橋 (合計83橋) においてひずみ計測を利用した活荷重実態調査の結果が報告されている。これら調査結果での主桁下フランジに生じる最大ひずみは、 3.7×10^{-4} 程度であり、支間長24.4mの鋼単純I桁橋で発生している。仮に、この最大ひずみを用いて、車両走行速度80km/hと支間長20mを仮定してひずみ速度を求めると、約 8.3×10^{-4} /sec となる。これら鋼I桁橋の応力実態を踏まえると、主桁に生じるひずみ速度としては、最大 10^{-3} /sec が妥当な値と考えられる。この場合、限界CTOD曲線の移動量 ΔT_d は -20°C となる。なお、地震等の衝撃的な荷重については、ここでは扱わないことにする。

温度に関して、道路橋示方書共通編 I³⁾では、橋梁 (鋼構造) において様な温度変化を考慮する場合のその範囲は、気候が普通の地方では -10~50°C、寒冷な地方 (北海道、東北等) では -30~50°C と規定されている。本文では、限界き裂長算出時の温度 (以下、評価温度と示す) として、普通および寒冷な地方では、それぞれ -30°C、-50°C とする。これらの条件に対し、負荷速度の影響として移動量 ΔT_d -20°C を考慮することにより、下限値として -30°C (普通の地方)、-50°C (寒冷な地方) における破壊靱性値 (限界CTOD値) を用いることとなる。

3. 2 限界き裂長の試算

ここでは、鋼橋の中でその大半を占める鋼I桁橋の溶接継手を対象とし、限界き裂長の試算を行う。ここで、溶接継手としては、図-9に示すような主桁

腹板に取り付く面外ガセット溶接継手に着目する。

き裂の脆性破壊への移行の判定は、式(9)で評価される、また、応力拡大係数 K は、式(10)で表わされ、小規模降伏条件下では、脆性破壊が発生する限界値（破壊靱性値）の応力拡大係数 K_c とき裂先端開口変位（限界 CTOD 値） δ_c の間には、式(11)の関係が成立する⁹⁾。

$$K \geq K_c \quad (9)$$

$$K = F \cdot \sigma \sqrt{\pi a} \quad (10)$$

$$K_c = \sqrt{\delta_c \cdot E \cdot \sigma_Y} \quad (11)$$

ここで、

F ：継手に生じる応力集中等に対する補正係数

σ ：公称応力(MPa)

a ：き裂長さ(mm)

K_c ：応力拡大係数 ($\text{MPa}\sqrt{\text{mm}}$)

δ_c ：き裂先端開口変位（限界 CTOD 値）(mm)

E ：材料の縦弾性係数(MPa)

σ_Y ：試験温度における材料の降伏点又は 0.2%耐力 (MPa)

対象とするき裂は、ある程度進展した貫通亀裂とし、継手の応力集中の影響は小さいと仮定して式(10)の補正係数を 1.0 とした。

以上の条件に基づき、限界き裂長を算出する。式(9)の右辺に対して式(11)を、式(9)の左辺に対して式(10)を代入し、両辺が等しくなり脆性破壊に移行する限界き裂長 $2a_c$ について整理すると式(12)となる。

$$2a_c(T) = \frac{2\delta_c(T) \cdot E \cdot \sigma_Y(T)}{\pi \cdot \sigma^2} \quad (12)$$

ここで、公称応力 σ は、曲げによって主桁腹板に生じる直応力であり勾配を有しているが、一様の分布を仮定するとともに、作用応力の最大値は設計における許容応力度（＝保証降伏点/約 1.7）に対し、面外ガセット溶接継手位置を考慮して許容応力度の 90%を仮定する。ここでの評価温度は、-30℃、-50℃の 2 温度とする。限界 CTOD 値 δ_c は、0.058mm（評価温度-30℃）、0.027mm（評価温度-50℃）を用いた。また、降伏点は、各鋼種の公称降伏点（SS400 は 245MPa、SM490 は 325MPa、SM490 は 365MPa）を WES1108²⁾で示されている換算式(13)を用いて評価温度に換算して求めた。

$$\sigma_Y = \sigma_{Y0} \exp \left\{ (481.4 - 66.5 \ln \sigma_{Y0}) \left(\frac{1}{T+273} - \frac{1}{293} \right) \right\} \quad (13)$$

ここで、

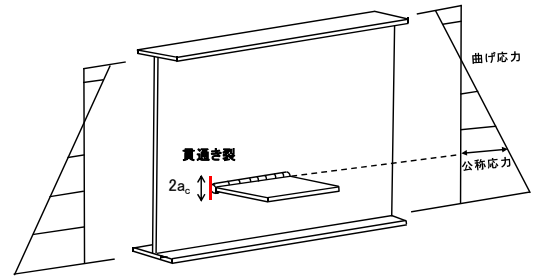


図-9 限界き裂長の対象とした主桁面外ガセット継手

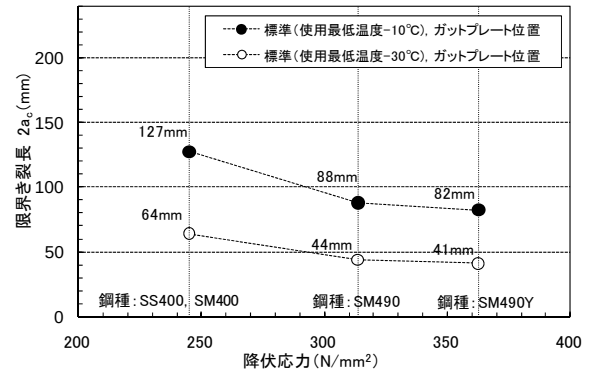


図-10 限界き裂長の試算結果

σ_Y ：試験温度における材料の降伏点又は 0.2%耐力 (MPa)

σ_{Y0} ：室温における材料の降伏点又は 0.2%耐力 (MPa)

上記に基づき試算した限界き裂長さの結果を図-10に示す。文献¹⁰⁾の中央貫通き裂（温度：-10℃作用応力：降伏応力）の場合の限界き裂長の計算例は、SM400 鋼材で約 95mm、SM490 鋼材で 75mm、SM490Y 鋼材で約 65mm となっている。本文で求めた値について、作用応力を保証降伏点に換算すると SM400 鋼材で約 33mm、SM490 鋼材で 26mm、SM490Y 鋼材で約 22mm となり、相対的に厳しい値を推定していることになる。

4. 実橋計測に基づく応力性状と疲労損傷度に関する検討

過去に既設橋の耐荷力評価を目的として実施された実橋計測結果を基に、疲労耐久性評価の観点からデータの再整理を行い、分析を行った。

4. 1 計測概要

応力計測の対象とした橋梁は、交通供用下にある 30 橋の鋼 I 桁橋であり、その内訳は単純合成桁 23 橋、単純非合成桁 5 橋、連続非合成桁 2 橋である¹¹⁾。

設計活荷重の内訳は TL-20 荷重 26 橋、TL-14 荷重他 4 橋である。車線数は 1～4 車線、主桁は 3～10 主桁である。計測項目は以下のとおりである。

(1) 荷重車の静的載荷時における応力計測

総重量約 20 トンに調整した 3 軸のダンプトラック 1 台を、各車線につき支間中央に後タンデム軸の中心位置が一致するように静的載荷し、その時の各主桁の応力度（T 荷重実測応力度と呼ぶ）を計測している。30 橋の各主桁のデータ総数は 139 データである。

荷重車載荷時の計算応力度（T 荷重計算応力度と呼ぶ）は、鋼桁の設計計算に適用される格子解析に基づき算出している。

(2) 交通供用下における 24 時間応力頻度計測

各橋梁のうち複数の主桁のうち、交通供用下の発生応力の最も大きい 1 主桁については、レインフロー法による 24 時間の応力範囲の頻度計測を行った。計測日は、交通条件の異なる土、日曜日を避け、月曜日から金曜日までの間としている。なお、応力頻度計測に合わせて日大型車交通量の調査も行っている。

4. 2 T 荷重応力度

(1) 実応力比

鋼桁橋の設計において、一般に格子解析による計算応力は、実際の発生応力に対して小さい値を示す場合が多く、既設橋のこれまでの載荷試験においても確認されており、両者の比は実応力比と呼ばれている。この要因としては、主に格子解析では考慮さ

れていない RC 床版による荷重分配作用の影響や RC 床版と鋼桁との合成効果の実挙動との違いなどが挙げられる。疲労指針では、これを考慮して RC 床版を有する鋼桁橋の場合、疲労照査に用いる応力に対して、疲労設計が過度に安全側とならないことに配慮して計算応力度に構造解析係数（＝0.8）を乗じて良いとしている。

図-11 に、主桁下フランジについて、支間中央 T 荷重実測応力度と実応力比の関係を示す。図中では、各主桁に対して、最大応力を生じさせる主載荷車線（レーン 1）と隣接車線（レーン 2）に荷重車を載荷した場合の応力度に区分して整理している。低応力側では 1.0 を超えるデータが多数見られるが、疲労を評価する上では、ほとんど影響を与えないことから、統計量の計算には、7 MPa 以下（疲労指針における継手等級 H' の変動振幅応力の打ち切り限界）のデータを考慮しないこととする。

T 荷重計算応力度としては、主載荷車線の方が大きい傾向にあり、最大で 29MPa となっている。また、計算応力度が大きくなる、すなわち主載荷ケースでは実応力比は小さくなる傾向にあり、荷重分配の影響によることが伺えるが、ばらつきが大きい分布となっている。実応力比の平均値は 0.77、標準偏差は 0.19 である。平均値は疲労指針の構造解析係数 0.8 に近い値を示しているが、個々の値は、疲労指針に示される実応力比の計測結果（0.5～0.8 程度）よりも若干大きめの値が見られている。これは本検討の対象橋梁では単純合成桁に荷重車 1 台載荷であるのに対し、疲労指針では連続桁や非合成桁が含まれており、また、連行載荷等の試験条件の違いが要因と考えられる。

(2) T 荷重実測応力度の設計活荷重応力度に対する比率

疲労照査の活荷重は T 荷重を基本としているが、疲労設計が行われていない既設橋の場合、T 荷重による発生応力が求められていないため現行基準と同様に疲労照査を行うには、あらためて格子解析を行う必要がある。設計図書に残されている設計活荷重（L-20 荷重）と T 荷重による発生応力の関連付けが可能であれば、既設橋においても概略の疲労耐久性を推定できる可能性がある。

図-12 に、主桁支間中央下フランジについて T 荷重実測応力度に対する L-20 荷重による応力度（以下、 σ_{L-20} ）の比と支間長の関係を示す。T 荷重実測応力度は、設計活荷重応力度に対して、平均して 0.2 程

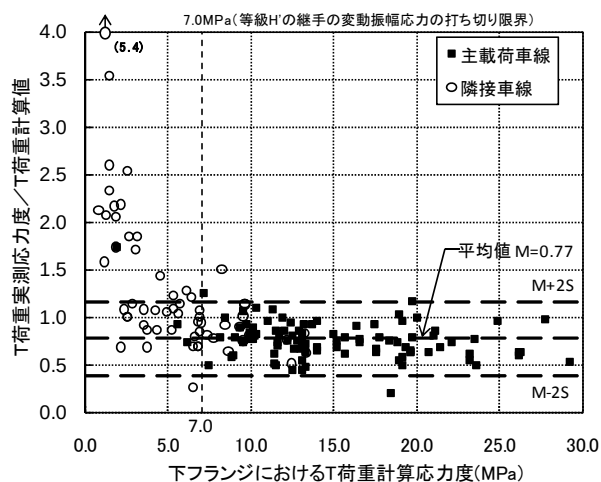


図-11 実応力比（T 荷重実測応力度/T 荷重計算応力度）の傾向

度の比率である。一般に、支間が長くなるにつれて、許容応力度に占める設計死荷重応力度の割合が大きくなること、T 荷重に対する L 荷重の割合が相対的に大きくなることから、その比率は小さくなるものと考えられる。試験結果もその傾向がみられるものの、ばらつきが大きく、個々の橋梁の桁配置と幅員構成等の構造条件の違いによる影響が大きいものと考えられる。

4. 4 疲労損傷度

(1) 疲労損傷度の算出

鋼部材溶接継手の疲労損傷度は、通過する大型車により生じる応力範囲とその繰返し回数に依存し、鋼部材の場合には一般に応力範囲の 3 乗と繰返し数の 1 乗に比例するとされている。レインフロー法による応力頻度計測は、計測期間内の実橋部材が受けるダメージを直接計測するものであるが、ここでは計測データを基に、累積損傷被害則を適用し、既設橋の疲労損傷度 D を表現する指標として次式を用いることとする。

$$D = \{(\sigma_{req}^m \cdot \Sigma n_i) \times 365 \times N_{year}\} / C \quad (14)$$

ここで、

σ_{req} : 24 時間応力頻度計測データによる等価応力範囲

$$\sigma_{req} = \{(\Delta\sigma_{ri}^m \cdot n_i) / \Sigma n_i\}^{1/m} \quad (15)$$

$\Delta\sigma_{ri}$: スライスレベル i の応力範囲

n_i : σ_{ri} の頻度

N_{year} : 計測結果に相当する疲労損傷度を受ける年数

C : 継手の疲労強度等級により定まる定数

m : 疲労設計曲線の勾配 (=3)

鋼桁橋の疲労設計では、主桁の曲げに伴う直応力に対して当該部位の溶接継手の疲労照査が行われている。この場合、一般に主桁のウェブガセット継手 (G 等級(200 万回疲労強度 50MPa)¹²⁾、もしくは横桁下フランジ貫通ディテール部の継手 (H' 等級 200 万回疲労強度 30MPa)¹²⁾ において、疲労強度等級が低い場合曲げによる直応力に対する疲労損傷度が厳しくなる。ここでは、ウェブガセット継手を各橋梁の相対的な損傷度を比較するための代表継手として疲労損傷度を評価した。ここで、累積損傷被害則の適用に際して、疲労指針に従って、変動応力範囲に対する打ち切り限界を考慮し、打ち切り限界に H' 等級の 7MPa を用いて疲労損傷度を算出した。なお、ガセット取付け位置は下フランジより 270mm 前後上方であり、当該部位の応力は下フランジ応力の 0.85

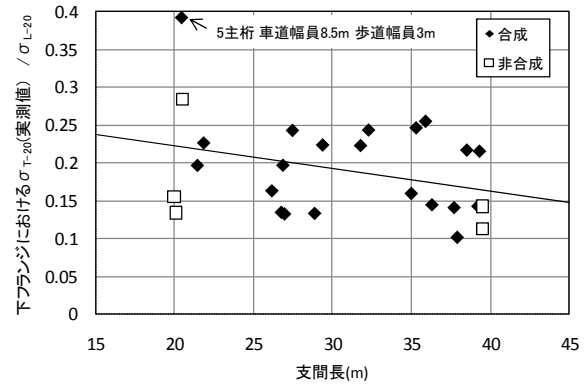


図-12 σ_{L-20} に対する T 荷重実測応力度 σ_{T-20} (実測値)

倍と仮定した。

(2) 日大型車交通量と疲労損傷度の関係

図-13 に各橋梁の最大応力が発生する主桁について、24 時間応力頻度分布を基に、式(14)、(15)より算出したウェブガセット継手の 50 年間の疲労損傷度 D と日大型車交通量の関係を示す。凡例の記号は主載荷車線に載荷した場合の T 荷重実測応力度 (以下、 $\sigma_{T-20(\text{主載荷車線})}$) による分類を示している。図中には他の鋼桁橋の応力頻度計測結果 (▲: 文献¹³⁾, ×: 文献¹⁴⁾) も比較のため示した。回帰式については、A 橋を除く 57 橋の変動振幅応力下での打ち切り限界を考慮した場合 (実線) の結果を併せて示している。疲労損傷度と日大型車交通量の相関性が見られ、また、T 荷重実測応力度 $\sigma_{T-20(\text{主載荷車線})}$ が大きいほど疲労損傷度は大きくなる傾向が見られる。

式(14)に示す疲労損傷度について、大型車交通量と荷重車載荷時の T 荷重応力度との相関性が見られることから、これらをパラメータとして疲労損傷度を表現する回帰式を導出する。次式に回帰式と T 荷重実測応力度及び応力頻度が計測されている A 橋を除く 20 橋のデータについて回帰した結果を示す。

$$D_{est} = (\sigma_{T-20(\text{主載荷車線})}^3 + \sigma_{T-20(\text{隣接車線})}^3) \cdot a \cdot Q \cdot 365 \cdot 50 / C \quad (16)$$

$$D_{est} = (\sigma_{T-20(\text{主載荷車線})}^3) \cdot b \cdot Q \cdot 365 \cdot 50 / C \quad (17)$$

ここで、

$\sigma_{T-20(\text{主載荷車線})}$, $\sigma_{T-20(\text{隣接車線})}$: それぞれ着目桁に近い車線である主載荷車線と隣接車線に載荷した場合の T 荷重実測応力度

Q : 日大型車交通量(台/車線)

a : 一次回帰式の変数(=1.47)

b : 一次回帰式の変数(=1.68)

図-14 に、応力頻度計測データより得られた疲労損傷度と式(16) 及び式(17)による回帰式による推定値との関係を示す。疲労損傷度としては倍半分程度

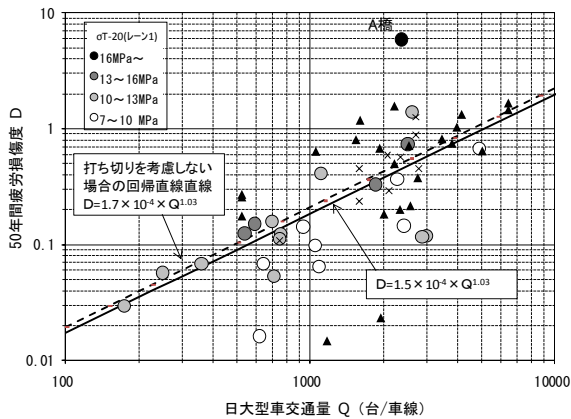


図-13 疲労損傷度と日大型車交通量の関係

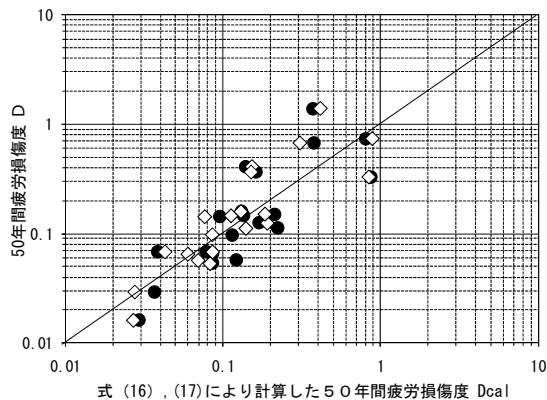


図-14 応力頻度計測データより算出した疲労損傷度と式(16)、(17)による推定値の関係

のばらつきは見られている。ばらつきの要因としては、式(16)及び式(17)では考慮されない構造特性(振動等)や大型車の荷重特性の違いの影響が考えられるが、特に路線毎の重量特性が大きいものと考えられる。式(16)と式(17)では、大差は見られなかった。式(14)と比較して、推定精度が向上したとも必ずしも言い切れないが、実測による疲労損傷度の傾向は概ね把握できるものと考えられる。

なお、ここで言う疲労損傷度については、各種の不確実な要因が含まれるためその値自体にはあまり意味がなく、疲労条件の相対的な厳しさの目安を表現する指標として捉えるべきものである。例えば、長期供用された活荷重条件の厳しい橋梁や構造的に活荷重(T荷重)応力が大きい橋梁について、点検の質(例えば、点検間隔、優先度等)や予防保全策の優先性を検討する指標には活用可能と考えられる。

5. 既設橋の再現設計による疲労損傷度に関する検討

既設橋の建設当時の適用基準と標準的な断面設計の方法による再現設計を行い、疲労指針に基づく疲

労照査を行うとともに、疲労損傷度に対する設計・構造条件の影響について分析した。

5. 1 対象橋梁と設計条件

表-2に対象とした橋梁を示す。溶接接合が道路橋に本格的に導入された昭和30年代以降、溶接構造を採用した設計基準である昭和39年の鋼道路橋設計示方書(以下、S39道示)による支間長40mの単純桁を基本ケースとして、適用基準、支間長、構造形式、桁高支間比等の設計・構造条件の異なるケースを選定した。また、適用基準に関して、支間長40mの基本ケースに対してS39道示のほか、設計上の断面諸元の変化(RC床版規定の改訂に伴う死荷重及び使用鋼材(許容応力度)の変化、鋼道路橋設計ガイドライン(案)の適用(平成7年¹⁵⁾)による作用応力への影響が大きいと考えられる昭和31年、昭和55年及び平成14年の設計基準(以下、それぞれS31道示、S55道示、H14道示)を対象とした。

線形条件は直橋(斜角90度)とし、幅員構成と桁配置は図-15のとおりとした。桁高は、桁橋の標準的な桁高/支間長の範囲を踏まえて、単純桁では1/20、連続非合成桁では1/22を基本とした。連続桁についても実績を踏まえ支間割を2ケースとした。主桁断面の計算にあたって応力余裕量は0MPaを目標とした。ガセット継手の設置位置は、建設当時の標準設計を参考に下フランジ下面から270mmの高さに統一した。なお、非合成桁については、一般に接合部の健全性が保たれている場合には合成挙動することが既存の研究により確認されていることから疲労照査の応力算出時には合成桁断面と仮定した。表-3に、単純合成I桁橋について建設当時の適用基準及び設計方法による主な設計・構造条件の相違点を示す。また、図-16に主桁の活荷重たわみの計算結果を示す。活荷重たわみにより桁断面が決定されるケースは見られなかったが、設計基準別では昭和39年道示のたわみが最も大きく、単純連続の別では、連続桁のたわみのほうが相対的に大きいことがわかる。

5. 2 疲労損傷度の算出

疲労損傷度は、疲労指針に従い、次式により計算した。

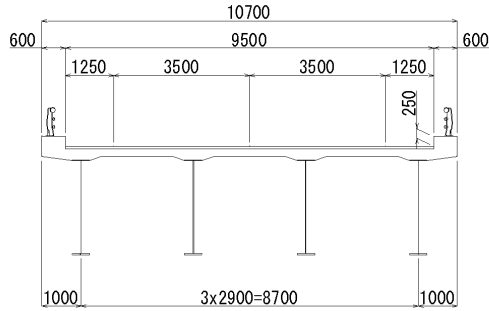
$$D = \sum D_i \quad (18)$$

D_i : 車線*i*に対する疲労設計荷重の移動載荷による累積損傷度

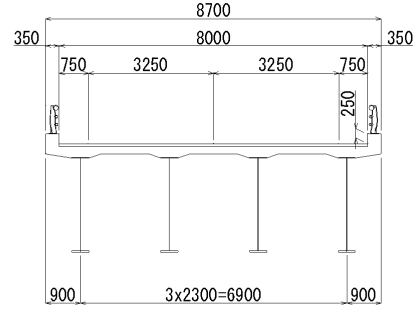
表-2 検討対象とした橋梁

形式・幅員・支間	単純合成I桁				単純非合成I桁 ^{注)}	連続非合成 I桁 ^{注)}		
	有効幅員9.5m(基本ケース)				有効幅員8.0m	有効幅員9.5m		
	支間25m	支間30m	支間40m	支間50m	支間25m	支間25m	支間40,50,40m	支間40m@3
S39道示	SC-25-9.5-1/20(S39)	SC-30-9.5-1/20(S39)	SC-40-9.5-1/20,1/22(S39)	SC-50-9.5-1/20(S39)	SC-25-8.0-1/20(S39)	SN-25-9.5-1/20(S39)	CN-40+50+40-9.5-1/22,1/24(S39)	CN-40+40+40-9.5-1/22(S39)

注) 疲労照査は合成断面および非合成断面の両方で実施する



(a) 有効幅員 9.5m



(b) 有効幅員 8.0m

図-15 幅員構成

表-3 主な設計条件

設計条件		設計基準			
活荷重		S31道示	S39道示	S55道示	H14道示
床版	設計床版厚	170mm	180mm	230mm	250mm
	床版重量	4.1kN/m ²	4.5kN/m ²	5.8kN/m ²	6.1kN/m ²
たわみの許容値		L/600m	L/500m	L ² /20,000m	
主な鋼種 (許容応力度)		SS400(130kN/mm2)	SM490(190kN/mm ²)	SM490Y(210N/mm ²)	
桁高/支間長		単純合成桁: 1/17～1/22, 単純非合成桁: 1/20, 連続非合成桁: 1/22～1/24			

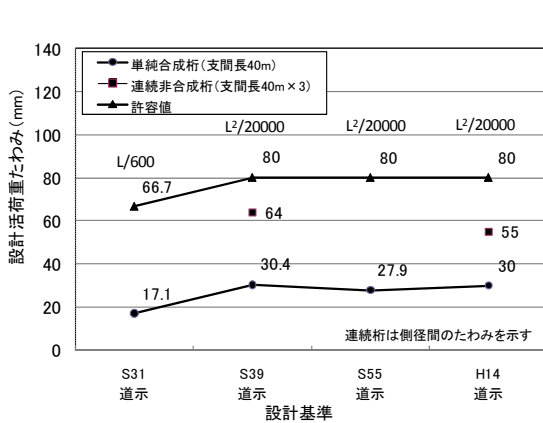


図-16 主桁活荷重たわみ結果

$$D_i = \sum(nt_i/N_{i,j}) \quad (19)$$

nt_i : 設計で考慮する期間に考慮する疲労設計荷重の
の載荷回数

$N_{i,j}$: $\Delta\sigma_{i,j}$ に対応する疲労設計曲線より求められる
疲労寿命

$$nt_i = ADTT_{SLi} \cdot \gamma_n \cdot 365 \cdot Y \quad (20)$$

$ADTT_{SLi}$: 一方向一車線(車線*i*)当たりの日大型車

交通量 (ここでは 2000 台としている)

γ_n : 頻度補正係数 (ここでは 0.03 としている)

Y : 設計で考慮する期間(年)

(ここでは 100 年としている)

$$ADTT_{SLi} = ADTT/n_L \times \gamma_L \quad (21)$$

$ADTT$: 一方向当たりの日大型車交通量

n_L : 車線数

γ_L : 車線交通量の偏りを考慮するための係数 (こ
こでは 1.0 としている)

$$N_{i,j} = 2 \times 10^6 \cdot (\Delta\sigma_f \cdot C_R \cdot C_t)^3 / \Delta\sigma_{i,j}^3 \quad (22)$$

$\Delta\sigma_{i,j}$: 車線*i*に対する疲労設計荷重一組の移動載荷
によって得られる j 番目の応力範囲

$\Delta\sigma_f$: 直応力に対する 200 万回基本許容応力範囲

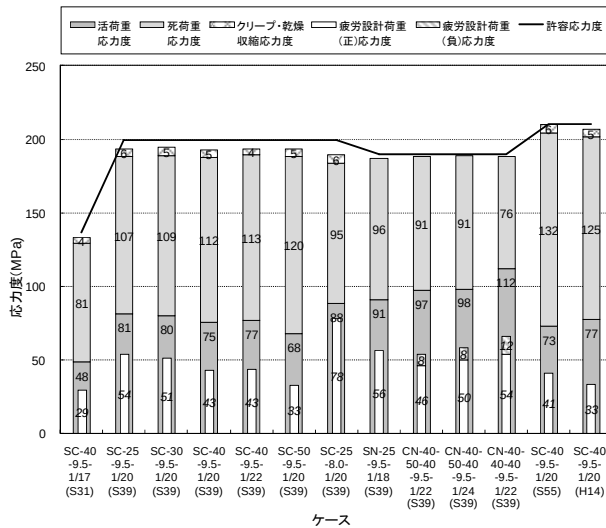
C_R : 平均応力の影響を考慮して基本許容応力範囲及
び打ち切り限界を補正するための係数

$$C_R = 1.00 \quad (-1.00 < R < 1.00)$$

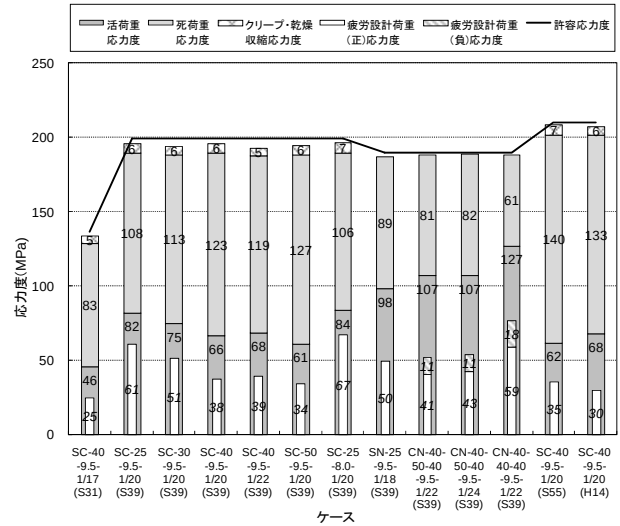
$$C_R = 1.30(1.00 - R)/(1.60 - R) \quad (R \leq -1.00)$$

$$C_R = 1.30 \quad (R > 1.00)$$

$$R: \text{応力比} \quad R = \sigma_{\min}/\sigma_{\max}$$



(a) 外桁 (G1 桁)



(b) 内桁 (G2 桁)

図-17 支間中央下フランジの設計応力度および疲労照査 T 荷重応力範囲

σ_{min} : 最小応力度 σ_{max} : 最大応力度

C_t : 板厚の影響を考慮して基本許容応力範囲及び打ち切り限界を補正するための係数

$$C_t = \sqrt[4]{25/t} \quad t: \text{板厚 (mm)} \quad (\text{ここではすべて} 1.00)$$

5. 3 検討結果

(1) 設計応力度

図-17 に、各橋梁における、外桁及び内桁支間中央下フランジ（連続桁は中央径間中央）の設計死・活荷重応力度と疲労照査に用いる最大応力範囲（以下、疲労設計応力範囲）について整理した結果を示す。ここで、応力範囲とは、疲労設計荷重に対する最大応力度と最小応力度の差の絶対値に活荷重補正係数、衝撃の影響、構造解析係数（=0.8）を考慮した値である。外桁と内桁による応力度の違いは特に見られない。

適用基準に着目すると、支間長 40m の場合、疲労設計応力範囲は S31 道示の場合が最も小さく、次いで H14 道示、S55 道示、S39 道示の順となっている。

S39 道示の場合について、支間長と幅員の影響に着目すると、当然ながら支間長が短いほど、また幅員が小さいほど、疲労設計応力範囲は大きくなる傾向が見られる。S31 道示では、鋼種が SS400 に限定され許容応力度が小さいことから、疲労設計応力範囲は最も小さい。一方、S55 道示では床版が厚くなり死荷重による曲げモーメントが増加するものの、鋼種が SM490 から SM490Y となり許容応力度の高い鋼材を使用しているため、結果的に S39 道示の場合と疲労設計応力範囲はほとんど変わらない。

連続非合成桁については、支間長が同じ単純桁と比較して、許容応力度に占める設計活荷重応力度の比率が大きくなり、かつ、負曲げの応力振幅も考慮する必要があることから、疲労設計応力範囲は単純桁と比較して大きくなる。

図-18 に、各橋梁の外桁と内桁における、基本ケースの単純桁と連続非合成桁を例に、下フランジの応力範囲の橋軸方向分布を示す。プロットした点は、横桁および横構位置（内桁と外桁のどちらか一方のみの場合でも、両方の桁にあるものと仮定）と、断面変化位置（応力的に厳しい側）を抽出している。外桁では、支間中央で最大となっているが、内桁では、断面変化位置の関係により、支間中央以外でも応力が大きくなっていることがわかる。連続非合成桁については、図中に桁断面を非合成とした場合の照査結果も併せてプロットしている。合成断面と仮定して疲労照査を行う場合、疲労設計応力範囲は 70% 程度まで小さくなっている。

図-19 に、各橋梁についての照査部位別の疲労損傷度を示す。ここでは、設計供用年数 100 年、日大型車交通量 2,000 台/車線と仮定し、疲労設計応力範囲が一定振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界を超えた部位、すなわち疲労損傷度を考慮した照査が必要になる部位についてのみ示す。また、参考として断面変化位置にガセット継手が存在すると仮定した場合の疲労損傷度も示す。疲労損傷度が 1.0 を超える部位は、単純桁では、すべてウェブガセット溶接部（G 等級）である。一方、連続非合成桁では、ウェブガセット溶接部の他に、下フランジと垂直補剛

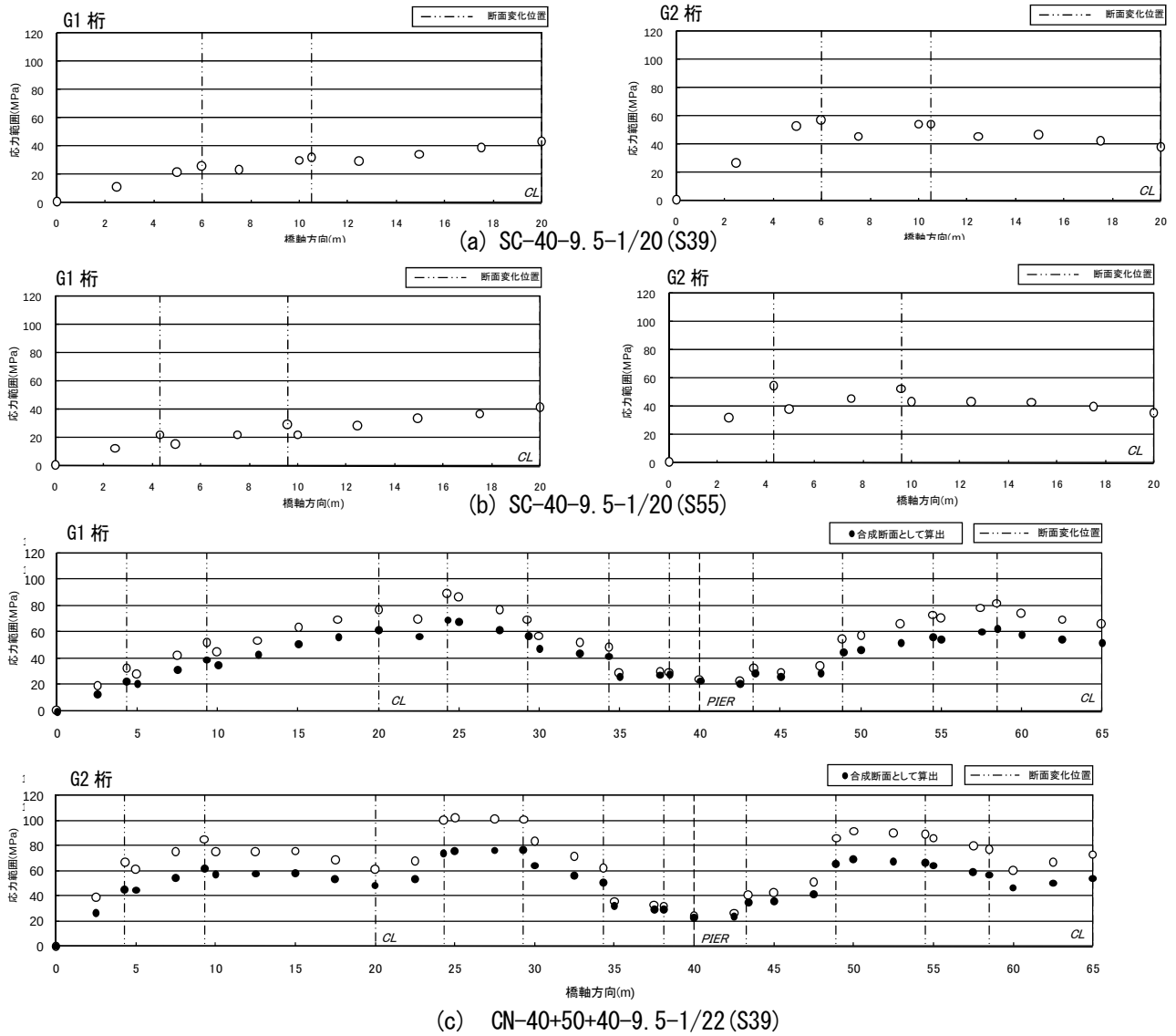
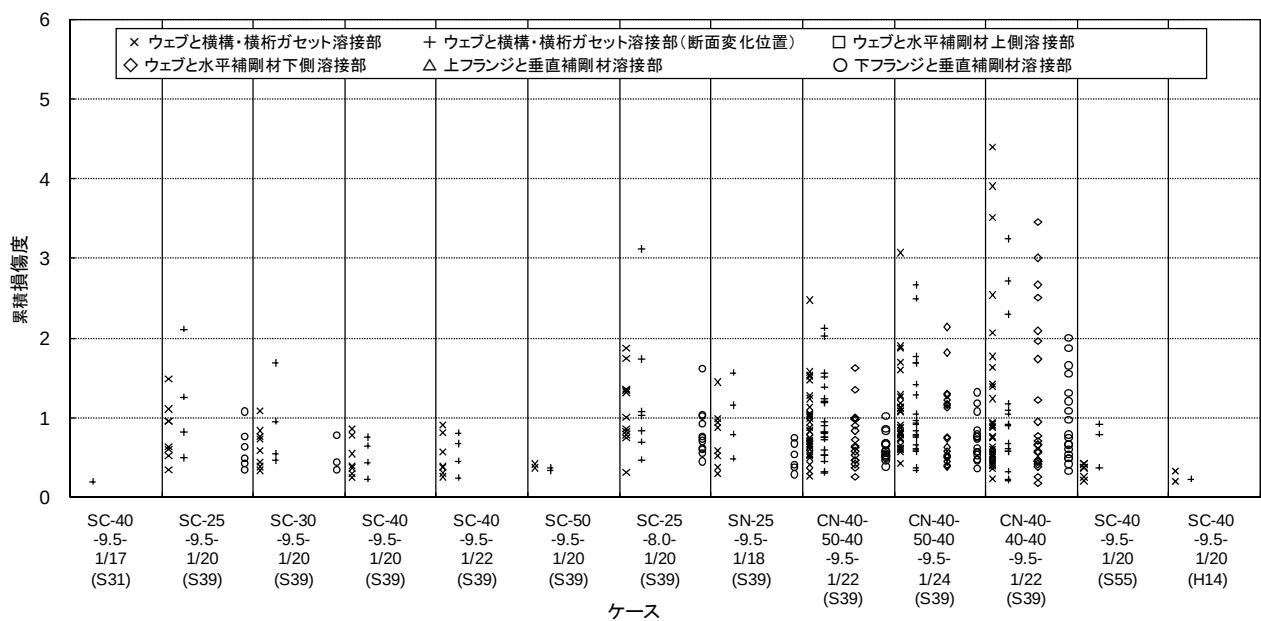


図-18 下フランジにおける応力範囲の橋軸方向分布



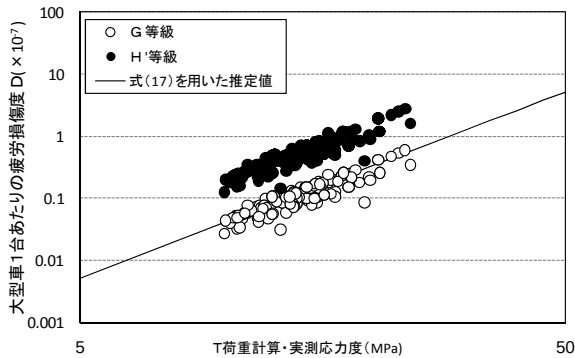


図-20 T荷重応力度と疲労損傷度の関係

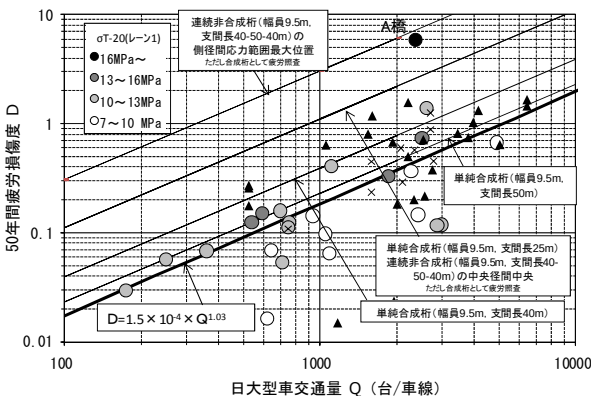


図-21 日大型車交通量と疲労損傷度の関係

材溶接部（E等級）や、ウェブと水平補剛材溶接部（G等級）も1.0を超える部位が見られる。

適用基準別に見ると、S39,S55,S31道示の順に相対的に疲労耐久性が高い。S39道示とS55道示では大きな違いは見られない。連続桁では単純桁に比べ相対的に厳しい傾向が見られる。なお、H14道示による設計では、日大型車交通量を2,000（台/車線）とした場合でも、継手の変更等を行うことなく、一定応力振幅に対する応力範囲の打ち切り限界を用いた照査を満足していた。

なお、主桁と横桁の交差部において、下フランジが主桁ウェブを貫通する構造ディテールの場合、疲労強度等級はH'等級に該当し、G等級に対して疲労損傷度は4.6倍となる。文献⁶⁾の損傷事例のように、S39道示適用の連続非合成桁の場合で、かつ大型車交通量が多い場合には、相対的に厳しい疲労条件下であったと考えられる。

図-20に、図-19にプロットした各データについて面外ガセット位置のT荷重計算応力度（ただし、構造解析係数は考慮）と大型車1台あたりの疲労損傷度Dの関係を示す。ここでは、疲労照査の対象継手のうちG等級の継手のみ抽出している。また、図中には、H'等級と仮定した場合の疲労損傷度と、式(17)

を用いた推定値についても併記する。既設橋の実測値より求めた式(17)の推定値は、疲労設計指針^{1,2)}に基づき算出した値と概ね一致しているが、両者の比較に関する詳細な分析については今後の検討課題である。

図-21に既設橋において支間中央の照査部位について大型車交通量との関係を整理した結果を示す。新設橋の疲労照査の目安としている疲労損傷度1.0を超える日大型車交通量は、設計・構造条件により異なるが、連続非合成桁を除いて1,000～4,000台/車線の値を示している。これらの値は、図-13に示した実橋計測の結果と概ね同程度の値となっており、損傷度の傾向は概ね同程度であるものと考えられる。図中には、連続非合成桁の側径間応力範囲最大位置における値も併記している。連続桁については、負曲げの影響等により単純桁と比較して非常に高い疲労損傷度となっている。

以上、桁高支間比や幅員構成を同一条件とした限定されたケースではあるが、既設橋の疲労耐久性に関して、適用基準、支間長及び幅員構成が損傷度を与える影響の傾向について概略把握できたものと考ええる。

7. まとめ

古い年代に建設された撤去橋梁15橋から採取した鋼材(17鋼材)を対象として、各種試験を行い材料・強度特性について検討を行った。また、破壊靱性値の調査結果と対象部位の応力条件を基に、き裂が脆性破壊に移行する限界き裂長について試算した。主な結果を以下にまとめる。

- (1) 既設鋼材の材料・強度特性については、JIS規格値を概ね満足するものの、板厚方向の強度特性が極端に低い鋼材が確認された。
- (2) CTOD試験(4橋)、シャルピー衝撃試験(15橋)の結果と破壊靱性に係る既往の研究を踏まえ、既設鋼道路橋に使用されている鋼材の破壊靱性値 δc の下限側の値を検討した結果、0.058mm（評価温度-10℃）、0.027mm（評価温度-30℃）となった。

鋼I桁橋の応力計測結果を基に、作用応力と疲労損傷度の分析を行うとともに、既設橋の建設当時の設計基準及び標準的な断面設計に基づき再現設計を行い、構造条件と疲労耐久性の関係について分析を行った。主な結果を以下にまとめる。

- (1) 応力頻度計測データから算出した疲労損傷度

は、日大型車交通量と T 荷重実測応力度の 3 乗に日大型車交通量を乗じた値から求められる疲労損傷度から概ね推定できることがわかった。

- (2) 既設橋の再現設計を基に、構造条件と損傷度の関係を把握した。適用基準別では、S39, S55, S31 道示の順に疲労損傷度は大きい傾向にある。これらの違いの要因としては、使用鋼材の許容応力度の変化（鋼種：SS400→SM490→SM490Y）と設計活荷重応力度の変化（TL-20→B 活荷重）、床版等の死活荷重応力度の増加によるものと考えられる。また、短支間、幅員小、連続桁など T 荷重応力度の振幅が大きい構造では累積疲労損傷度が大きくなる傾向が確認された。

- 11) 建設省土木研究所：既設橋梁の耐久性評価向上技術に関する調査研究Ⅲ, 土木研究所資料, 第 2682 号, 1988.12.
- 12) 日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針, 2002.
- 13) 建設省土木研究所：既設橋梁の耐久性評価向上技術に関する調査研究Ⅱ, 土木研究所資料, 第 2615 号, 1988.2.
- 14) (財)阪神高速道路管理技術センター：阪神高速道路における鋼橋の疲労対策, 2002.
- 15) 建設省道路局国道課：鋼道路橋数量集計マニュアル（案）, 建設物価調査会, 1996.

参考文献

- 1) 西村, 藤井, 湊：最新土木材料(第 2 版), 森北出版 1988.
- 2) (社)日本溶接協会：WES1108, き裂先端開口変位 (CTOD) 試験方法, 1995.
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ 共通編, Ⅱ 鋼橋編, 2002.3.
- 4) 社団法人 日本溶接協会：溶接継手のぜい性破壊発生及び疲労き裂進展に対する欠陥評価方法 WES 2805, 2007.
- 5) 一宮充, 平林泰明, 柳沼安俊, 下里哲弘, 三木千壽：既設構造物の鋼材の年代的な特徴とその溶接性について (その 2) - 鋼材のシャルピー吸収エネルギーの年代変化 -, 土木学会第 58 回年次学術講演会, pp.969-970, 2003.9.
- 6) (社)日本道路協会：道路橋補修・補強事例集 2009 年版, pp.151~156, 2009.10.
- 7) 藤原稔, 村越潤, 鹿嶋久義：鋼プレートガーダー橋における応力測定結果に関する報告, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.1181-1188, 1991.3.
- 8) 玉越隆史, 中洲啓太, 石尾真理：道路橋の設計自動車荷重に関する試験調査報告書 - 全国活荷重実態調査 -, 国土技術政策総合研究所資料 No.295, 2006.1.
- 9) 長谷部茂雄, 川口喜昭, 有持和茂：脆性破壊発生特性からみた溶接継手ボンド部の材質評価に対する提案, 溶接学会誌, Vol.44, No.1, pp.77-84, 1975.
- 10) (社)日本鋼構造協会：公共構造物の信頼性評価- 構造物の信頼性評価技術開発特別委員会報告 -, テクニカルレポート, No.13, pp.89-109, 1989.5.

Research on structural condition evaluation of existing aged steel bridge members focusing on material/mechanical property

Abstract : The majority of highway bridges in Japan were constructed during the 1950s–1970s, which coincides with high-economic growth period. With recent rapid increase of aged bridges older than 50 years, structural condition evaluation techniques for those bridges should be established for the sake of preventive maintenance. This research aims at assessing the material/mechanical properties of old structural steels in existing bridges based on forensic approach to prevent steel members from serious damage such as brittle fracture, and also developing fatigue assessment techniques of existing steel I-girders designed in the past design code.

Key words : existing steel bridge, maintenance, material/mechanical property, brittle fracture, fatigue durability