

戦-37 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，梁取 直樹，
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。平成 21 年度は、前年度に引き続き撤去橋梁 3 橋から採取した鋼部材を用いて各種試験を実施し、材料・強度特性を把握するとともに、疲労設計導入前の鋼道路橋を対象として、建設当時の設計基準による再現設計を行い、現行基準に基づく疲労照査を行うとともに、適用基準および構造条件と疲労耐久性の関係について分析を行った。

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、木曾川大橋、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、将来の疲労損傷が懸念される橋梁部位の疲労耐久性の評価手法の検討を行う。

平成 21 年度は、前年度に引き続き撤去橋梁 3 橋から採取した鋼部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、疲労設計導入前の既設鋼 I 桁橋を対象として、建設当時の設計基準による再現設計を行い、現行基準に基づく疲労照査を行う

とともに、適用基準および構造条件と疲労耐久性の関係について分析を行った。

2. 古い年代に建設された鋼橋の使用鋼材の材料・強度特性に関する検討

2.1 試験内容

(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（今年度は、表-1 における No.1, No.9～11 について試験を実施）。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、鋼材の主な年代の変遷としては、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。なお、鋼材 No.11 は、鋼製橋脚隅角部の当板補強の際のボルト削孔部分を用いた。

表-1 試験項目

| 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 | | |
|----------------------|--------------------------|---------------------|---------------------|------------------|---------------------|---------------------|------------------|---------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|--------|----|---|
| | 橋名 | SIN橋 | RYO橋 | ASA橋 | TOS橋 | WAN橋 | TIY橋 | TOY橋 | MIN橋 | KOM橋 | | | YOT橋 | TAK橋脚 | | |
| | 建設年次 | T14 | S11 | S28 | S28 | S29 | S29 | S38 | S39 | S41 | | | S44 | 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 | 溶接 | 溶接 | 溶接 | | | 溶接 | 溶接 | | |
| | 橋梁形式 | 桁橋 | トラス | 桁橋 | トラス | 桁橋 | トラス | 桁橋 | 桁橋 | 桁橋 | | | 鋼製橋脚 | 鋼製橋脚 | | |
| | 部位 | 主桁 | 横桁 | 主桁 | 斜材 | 主桁 | 縦桁 | 主桁 | 主桁 | 主桁 | 主桁 | | | 柱部 | 柱部 | |
| | 板厚 | 10mm | 10mm | 10mm | 9mm | 12mm | 8mm | 14mm | 9mm | 11mm | 42mm | 12-19mm | 28mm | 28mm | | |
| 試験規格/試験温度 | 鋼種 | St39 ^{注1)} | St39 ^{注1)} | SS41 | SS41 ^{注1)} | SS41 ^{注1)} | SS41 | SM50 ^{注1)} | SS41 | SM41 | SM41B | SM50 | SM58 | SM50YB | | |
| 引張試験 | JIS Z 2241 | 室温 | 各3本 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | - | ○ | ○ |
| 板厚方向引張試験 | - | 室温 | 板厚・面内 方向各3本 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ |
| シャルピー衝撃試験 | JIS Z 2242 | 5温度 | 1温度各3本 | ○ ^{注2)} | ○ ^{注2)} | ○ ^{注2)} | ○ ^{注2)} | ○ ^{注2)} | ○ ^{注2)} | ○ ^{注2)} | ○ ^{注2)} | ○ ^{注2)} | ○ ^{注2)} | - | ○ | ○ |
| CTOD試験 | WES 1108 | 5温度 | 1温度各3本 | - | ○ | - | - | ○ | ○ | - | ○ | ○ | - | - | - | - |
| 化学成分分析 | JIS G 0321 | 室温 | - | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ |
| 非金属介在物試験 | JIS G 0555 (付属書1) | 室温 | - | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | - | ○ | ○ |
| 結晶粒度試験 | JIS G 0551 | 室温 | - | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | - | ○ | ○ |
| 硬さ試験 | JIS Z 2243 JIS Z 2244 | 室温 | ピッカース7点, ブリネル3点 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | - | ○ | ○ |
| サルファプリント | JIS G 0560 | 室温 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | ○ | - | - |

注1) 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。
注2) JIS Z 2202に規定される5mm幅のハーフサイズとした。

注3) シャルピー衝撃試験、CTOD試験においては、圧延方向(L方向)とその直角方向(C方向)について試験を実施した。
注4) WM: 溶接金属, HAZ: 熱影響部

(2) 試験項目

表-1に主な試験項目を示す。試験項目としては9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。なお、No.6について直角方向も含め2方向採取したが、両者の違いは見られなかった。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(限界き裂長:脆性破壊が発生に至るまでのき裂進展長)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規格にはなく、溶接協会規格のWES 1108「き裂開口変位(CTOD)試験方法」の方法に従った。

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温度で実施した。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、破面遷移温度、エネルギー遷移温度、破断面の状況等、CTOD試験では、限界CTOD値、荷重-クリップゲージ開口変位曲線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(%), C, Mn, Si, Cu, Ni, Cr, Mo, V, B, P, S (C, S:赤外線吸収法, その他:発光分光分析法), 次式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(以下、道示II)では組立溶接長の低減の判断指標(P_{cm} で0.2%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。

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

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

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

戦-37 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

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／マイクロ試験／サルファプリント試験

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。No.11の鋼材は、溶接補修時にラメラテアが発生した鋼材でありサルファの偏析が予想されることから、サルファプリントを実施した。

2. 2 試験結果

以下、主な試験結果について示す。

2. 2. 1 引張試験

図-1に橋別の引張試験結果を示す。No.2, 3の引張強さは、当時の規格値(No.2はSt39, No.3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。

図-2に板厚方向の引張試験結果を示す。図中には図-1のJIS 5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、JIS 5号試験片と比較して、若干高め傾向が見られる。相対比較によると、No.5,6,11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いる。No.11の破断面の観察によると、板厚方向から採取した試験片の破断面にリバーパターンが見られ脆性破壊であることが確認された。

2. 2. 2 シャルピー衝撃試験／CTOD試験

図-3にシャルピー衝撃試験結果における吸収エネルギー遷移温度と、0℃におけるシャルピー吸収エネルギー値を示す。No.2~6, No.8の400MPa級の鋼材のエネルギー遷移温度は、LおよびC方向でほぼ同じであった。0℃における吸収エネルギー値は、SM鋼材BのJIS規格値である27J以上であった。

図-4にNo.2,4,6,8,9の鋼材(強度クラス400MPaの鋼材、板厚が10mm程度の薄板で、昭和10~40年前後に建設)についてCTOD試験の結果を示す。限界CTOD値は試験片の板厚や鋼材の強度等に依存するが、ここでは試験片の寸法形状は板厚7~10mmとしている。試験温度は、限界CTOD値の上限側が求められるよう試験片ごとに設定した。図中には、板厚と降伏点がほぼ同条件の文献²⁾における鋼種SN400BのH形鋼(板厚9mm、年代は平成16年頃)のCTOD試験結果を併せて示す。限界CTOD値は、WES2805³⁾による推定式では次式で表される。

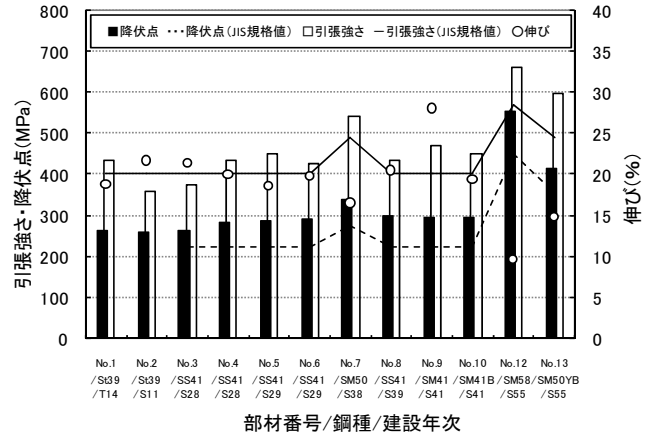


図-1 引張試験結果

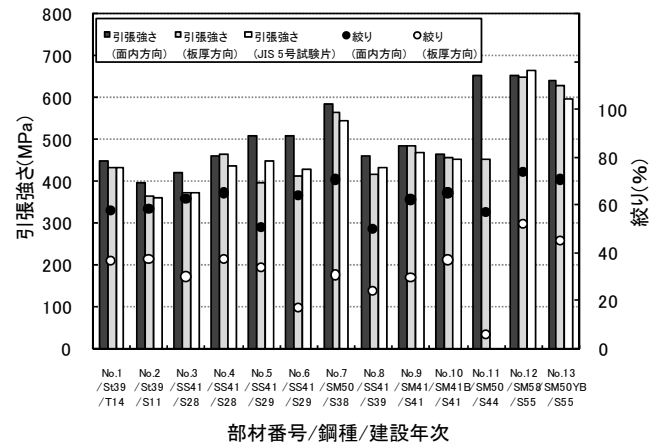


図-2 板厚引張試験結果

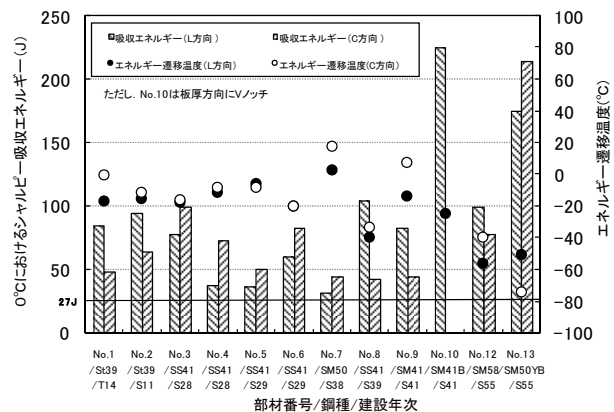


図-3 シャルピー衝撃試験結果

$$\delta_c(T) = 1/k_c \cdot vE(T + \Delta T)$$

$$\Delta T = 87 - 0.10 \sigma_{Y0} - 6\sqrt{t}$$

$$k_c = 250$$

$\delta_c(T)$: 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+ΔT (°C) におけるシャルピー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)

今回試験を実施した昭和 10~40 年前後に建設された鋼橋の鋼部材の限界 CTOD 値は、最近の鋼材と比

戦-37 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

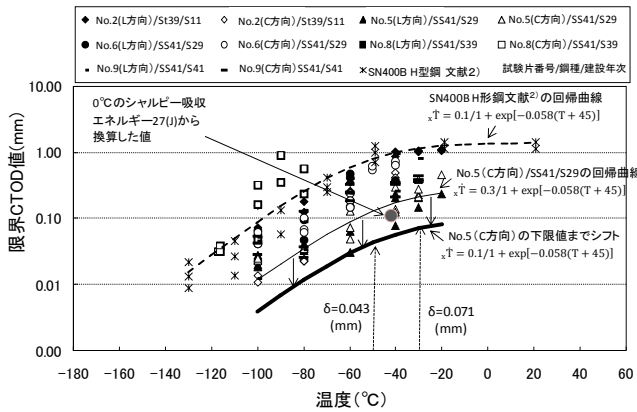


図-4 CTOD 試験結果

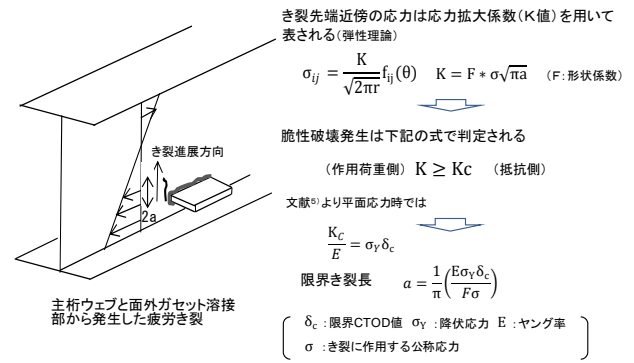
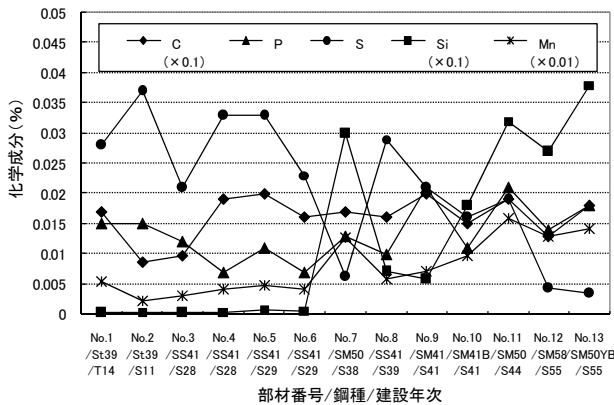
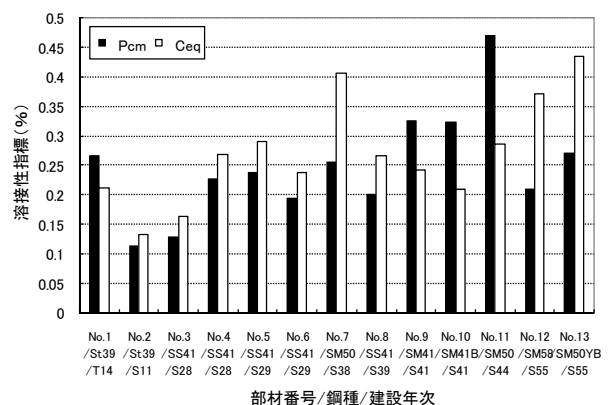


図-5 限界き裂算出フローと想定き裂



(a) 主な化学成分



(b) 溶接性指標

図-6 化学成分分析結果

べて低い傾向がみられた。また、今回実施した中では、No.5 (C 方向) の限界 CTOD 値が最も小さかった。限界 CTOD 遷移曲線の回帰式は下記が提案されている³⁾。

$$\delta_c(T) = \frac{\delta_{shelf}}{1 + \exp[K_b(T - T_\delta)]}$$

δ_{shelf} : 上部棚 CTOD 値(mm)

T_δ : 限界 CTOD 値が $\delta_{shelf}/2$ となる温度(°C)

K_b : 定数

同図に No.5 (C 方向) と文献²⁾ の限界 CTOD 値の回帰曲線を示す。また、No.5 (C 方向) の回帰曲線について今回実施した結果の下限值を含むようシフトさせた曲線を示す。同図には SM 鋼材 B の規格値である 0 度におけるシャルピー吸収エネルギー (27J) を文献³⁾ の推定式で限界 CTOD 値に換算した値を示すが、本曲線は、その値よりも低くなっている。

橋梁の設計時に考慮すべき気温の最低値は、道示 I では、-10°C、寒冷地では-30°Cと規定されている。また、破壊靱性値は負荷速度の影響を受ける。脆性破壊に及ぼすひずみ速度の影響を簡易に考慮する方法として、評価温度 T°C に対して、ひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ に応じて ΔT_d °C だけ移動した温度 (T + ΔT_d) での CTOD

試験結果を用いればよいことが知られている³⁾。

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

また、文献⁴⁾ を参考に、安全側の評価となる橋の最大ひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ として $10^3/\text{sec}$ を採用すると、限界 CTOD 曲線の移動量 ΔT_d は -20°C となり、-30°C、寒冷地では -50°C の限界 CTOD 値で評価することとなる。これらの条件を基に、今回の試験結果の下限値を用いると限界 CTOD 値は、0.071mm、寒冷地では 0.043mm となる。

進展したき裂が一定の長さに達すると脆性破壊に移行することが知られている。主桁ウェブに発生したき裂が脆性破壊に移行した場合、致命的な損傷に至る可能性が高いため、このき裂を対象に、脆性破壊に移行する長さ (限界き裂長) について試算した。図-5 に限界き裂長の算出フローと想定したき裂を示す。なお、き裂は、貫通き裂とし、溶接部近傍の微小き裂ではなく相当程度に進展したケースを想定し、溶接部近傍の応力集中や溶接残留応力の影響はないと仮定した。き裂に作用する公称応力は鋼材の許容応力度とし、使用鋼材は、400 キロ級を想定すると、限界き裂長は、約 110mm、寒冷地では約 70mm

表-2 検討対象とした橋梁

| 形式・幅員・支間 | 単純合成桁 | | | | 単純非合成桁 ^{注)} | 連続非合成桁 ^{注)} | | | 桁高/支間長 |
|----------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|----------------------|----------------------|---------------------------|---------------------------|--------|
| | 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 | |
| S31道示 | | | SC-40-9.5-1/17(S31) | | | | | | 1/17 |
| S39道示 | SC-25-9.5-1/20(S39) | SC-30-9.5-1/20(S39) | SC-40-9.5-1/20(S39) | SC-50-9.5-1/20(S39) | SC-25-8.0-1/20(S39) | SN-25-9.5-1/20(S39) | | | 1/20 |
| | | | SC-40-9.5-1/22(S39) | | | | CN-40+50+40-9.5-1/22(S39) | CN-40+40+40-9.5-1/22(S39) | 1/22 |
| | | | | | | | CN-40+50+40-9.5-1/24(S39) | | 1/24 |
| S55道示 | | | SC-40-9.5-1/20(S55) | | | | | | 1/20 |
| H14道示 | | | SC-40-9.5-1/20(H14) | | | | | | 1/20 |

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

表-3 主な設計条件

| 設計条件 | 設計基準 | S31道示 | S39道示 | S55道示 | H14道示 |
|-----------------|-------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|----------------------|
| 活荷重 | | TL-20 | | | B活荷重 |
| 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/mm ²) | SM490(190kN/mm ²) | SM490Y(210N/mm ²) | |

となった。今回の試験範囲内の値であるが、点検でき裂発見時の緊急性判断の目安になるものと思われる。

2.2.3 化学成分分析

図-6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。400MPaクラスの鋼材のNo.2~6, 8,12のP_{cm}は0.25%以下であり、道示IIにおける予熱を必要としない値であり、溶接性は比較的良好な鋼材であった。

3. 疲労設計導入以前に建設された鋼I桁橋の疲労耐久性に関する検討

3.1 検討内容

疲労設計導入以前に建設された鋼橋の疲労耐久性把握するため、鋼I桁橋を対象として建設当時の適用基準による再現設計を行い、「鋼道路橋の疲労設計指針」⁶⁾に基づく疲労照査を行うとともに、適用基準および構造条件の違いによる疲労設計荷重による応力範囲及び疲労損傷度の傾向について分析した。

3.1.1 検討対象橋梁と設計条件

表-2に検討対象とした橋梁を示す。昭和39年道示の支間長40mの単純桁を基本ケースとして、適用基準、支間長、連続・単純桁、合成・非合成、桁高支間比等の構造条件の異なるケースを選定した。適

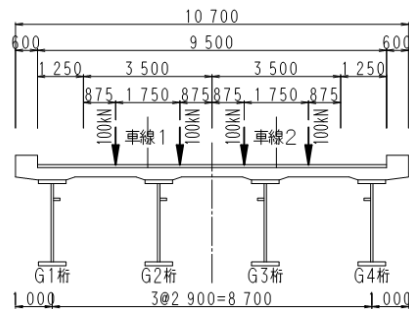


図-7 対象橋梁の断面図(基本ケース)

用基準に関しては、溶接接合の導入された昭和30年代以降で、設計上の変化(床版規定の改訂に伴う死荷重変化、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)⁷⁾)の考えられる昭和31年、昭和39年、昭和55年、平成14年道示とした。

表-3に基本ケースである単純合成I桁橋について関連する設計条件を示す。日大型車交通量について2,000(台/車線)と仮定した。線形条件は直橋(斜角90度)とした。幅員構成及び桁配置については、橋梁部における幅員構成と標準的桁配置を参考に図-7の通りとした。桁高は、標準的な桁高/支間長の範囲を踏まえて、単純合成桁では1/20, 単純非合成桁では1/18, 連続非合成桁では1/22を基本とした。ガセット継手の高さは全てのケースで下フランジ下面から270mmに統一した。なお、平成14道示の場合の疲労照査においては、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。

また、非合成桁については、実際には合成桁として挙動する場合も考えられることから⁸⁾、その影響を把握するため疲労照査段階において合成桁断面とした照査も実施した。

3. 1. 2 疲労照査部位と照査項目

図-8 に支間長 40m の基本ケースにおける疲労照査対象部位を示す。表-4 に図中の照査対象部位に対する継手等級一覧を示す。

3. 2 検討結果

3. 2. 1 疲労照査結果

図-9 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、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と最小応力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。

適用基準に着目すると、応力範囲は S31 道示が最も小さく、次に H14 道示が小さい。適用基準を S39 道示とした場合、支間が短くなるほど設計活荷重応力度が大きくなり、応力範囲も大きくなる。幅員別に見ると、設計活荷重応力度が若干異なり応力範囲も同様に変化が見られ、疲労設計荷重の載荷位置と主桁の位置関係が影響しているものと推察される。また、連続非合成桁の場合、同一支間長の単純桁と比較して、死荷重応力比率が小さくなり、結果的に応力範囲も単純桁と比較して大きくなっている。また、疲労照査の場合には、負曲げ側の振幅についても考慮することから、単純桁の場合と比べて厳しい結果となる。

図-10 に、各橋梁の外桁及び内桁における、下フランジの応力範囲の橋軸方向分布の例を示す。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、反対側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、支間中央以外で最大となった。連続非合成桁については、図中に桁断面を合成とした場合の照査結果を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、応力範囲は 70%程度まで小さくなった。

図-11 に、各橋梁の疲労照査部位について、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、すなわち累積損傷度を考慮した照査が必要になる部位についてのみ、累積損傷度を示

す。ここでは、設計年数 100 年、日大型車交通量 2,000 台/車線とした。図中には、断面変化位置にガセット溶接部があると仮定した場合の累積損傷度も示す。累積損傷度 D は文献⁶⁾に従い、次式により計算した。

$$D = \sum_i D_i$$

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

$$D_i = \sum_j (nt_i / N_{ij})$$

nt_i : 設計で考慮する期間に考慮する疲労設計荷重の載荷回数

N_{ij} : 疲労設計曲線より求められる σ_{ij} に対応する疲労寿命

$$nt_i = ADTT_{SLi} \cdot \gamma_n \cdot 365 \cdot Y$$

$ADTT_{SLi}$: 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）

$$ADTT_{SLi} = ADTT / n_L \times \gamma_L$$

$ADTT$: 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）

$$N_{ij} = 2 \times 10^6 \cdot (\Delta\sigma_f \cdot C_R \cdot C_t)^3 / \Delta\sigma_{ij}^3$$

$\Delta\sigma_{ij}$: 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 : 応力比 $R = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$

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

$$C_t = \sqrt[3]{25/t} \quad t : \text{板厚(mm)} \quad (\text{ここではすべて } 1.00)$$

図-12 に、図-11 中の各ケースで最大となった継手に対し、累積損傷度が 1.0 となる場合（非合成桁は合成断面として照査）の供用年数と日大型車交通量の関係について、適用基準、支間長、単純・連続桁、幅員別に整理した結果を示す。また、表-5 に支間長 40m としたケースの適用基準ごとの設計曲げモーメントと主桁支間平均剛度（合成後）について示す。適用基準別に見ると、昭和 31 年道示、H14 年道示の順に疲労耐久性が高い。昭和 31 年道示では、鋼種が SS400 に限定され許容応力度が小さいことから表-5 に示すように、桁の剛度が高くなった。H14 年道示

戦-37 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

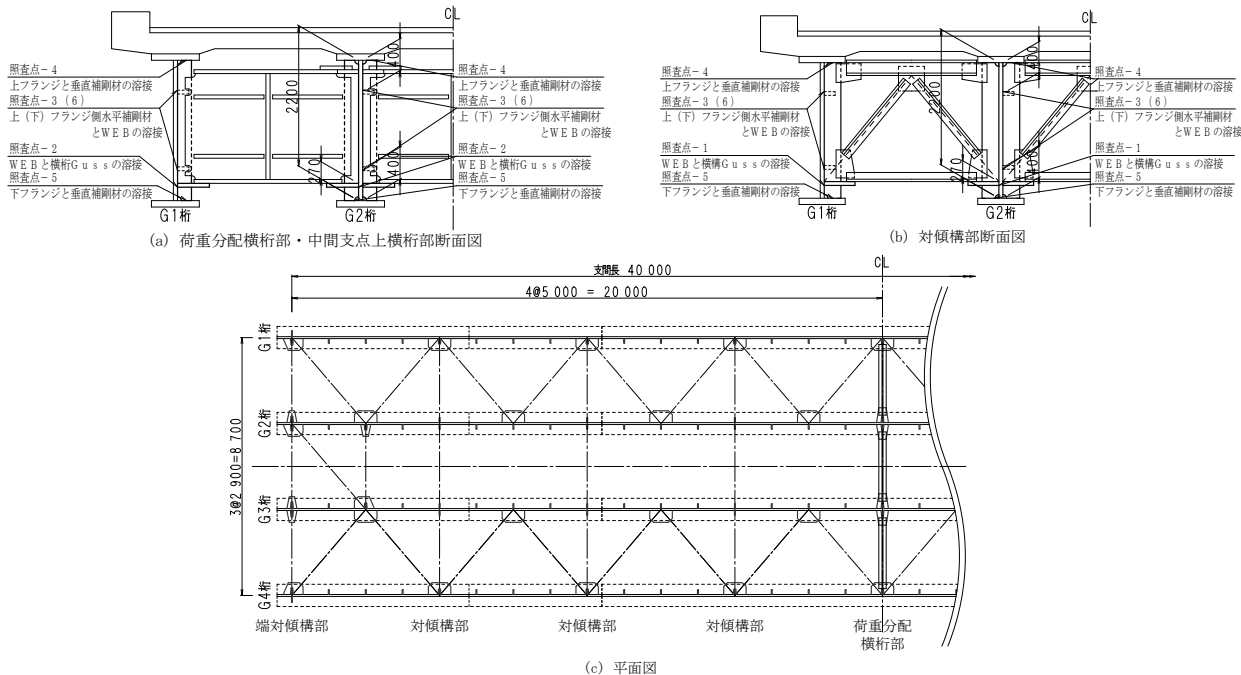


図-8 疲労照査対象部位

表-4 疲労照査部位と継手等級

| 区分 | 図7中の照査点番号 | 照査部位 | 継手構造 | 継手等級 | 打ち切り限界 (N/mm ²) | |
|---------|-----------|------------------|-----------------|------------|-----------------------------|--------|
| | | | | | 一定振幅応力 | 変動振幅応力 |
| 荷重分配横桁部 | 2 | 主桁ウェブと横桁ガセット溶接部 | ガセット継手(面外) | G | 32 | 15 |
| | 3 | 上フランジ側水平補剛材溶接部 | ガセット継手(面外) | G | 32 | 15 |
| | 4 | 主桁上フランジと垂直補剛材溶接部 | 荷重非伝達型十字溶接継手 | E | 62 | 29 |
| | 5 | 主桁下フランジと垂直補剛材溶接部 | 荷重非伝達型十字溶接継手 | E | 62 | 29 |
| | 6 | 下フランジ側水平補剛材溶接部 | ガセット継手(面外) | G | 32 | 15 |
| | 対傾構部 | 1 | 主桁ウェブと横桁ガセット溶接部 | ガセット継手(面外) | G | 32 |
| 3 | | 上フランジ側水平補剛材溶接部 | ガセット継手(面外) | G | 32 | 15 |
| 4 | | 主桁上フランジと垂直補剛材溶接部 | 荷重非伝達型十字溶接継手 | E | 62 | 29 |
| 5 | | 主桁下フランジと垂直補剛材溶接部 | 荷重非伝達型十字溶接継手 | E | 62 | 29 |
| 6 | | 下フランジ側水平補剛材溶接部 | ガセット継手(面外) | G | 32 | 15 |
| その他 | | 3 | 上フランジ側水平補剛材溶接部 | ガセット継手(面外) | G | 32 |
| | 4 | 主桁上フランジと垂直補剛材溶接部 | 荷重非伝達型十字溶接継手 | E | 62 | 29 |
| | 5 | 主桁下フランジと垂直補剛材溶接部 | 荷重非伝達型十字溶接継手 | E | 62 | 29 |
| | 6 | 下フランジ側水平補剛材溶接部 | ガセット継手(面外) | G | 32 | 15 |

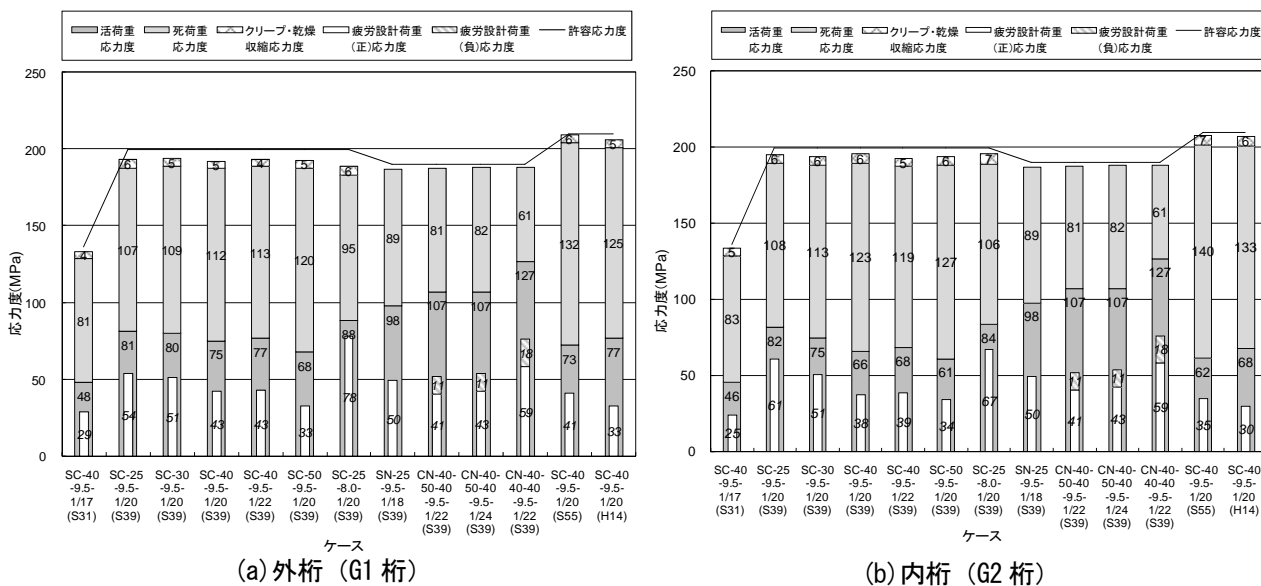


図-9 支間中央下フランジの設計応力度および疲労照査T荷重応力範囲

戦-37 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

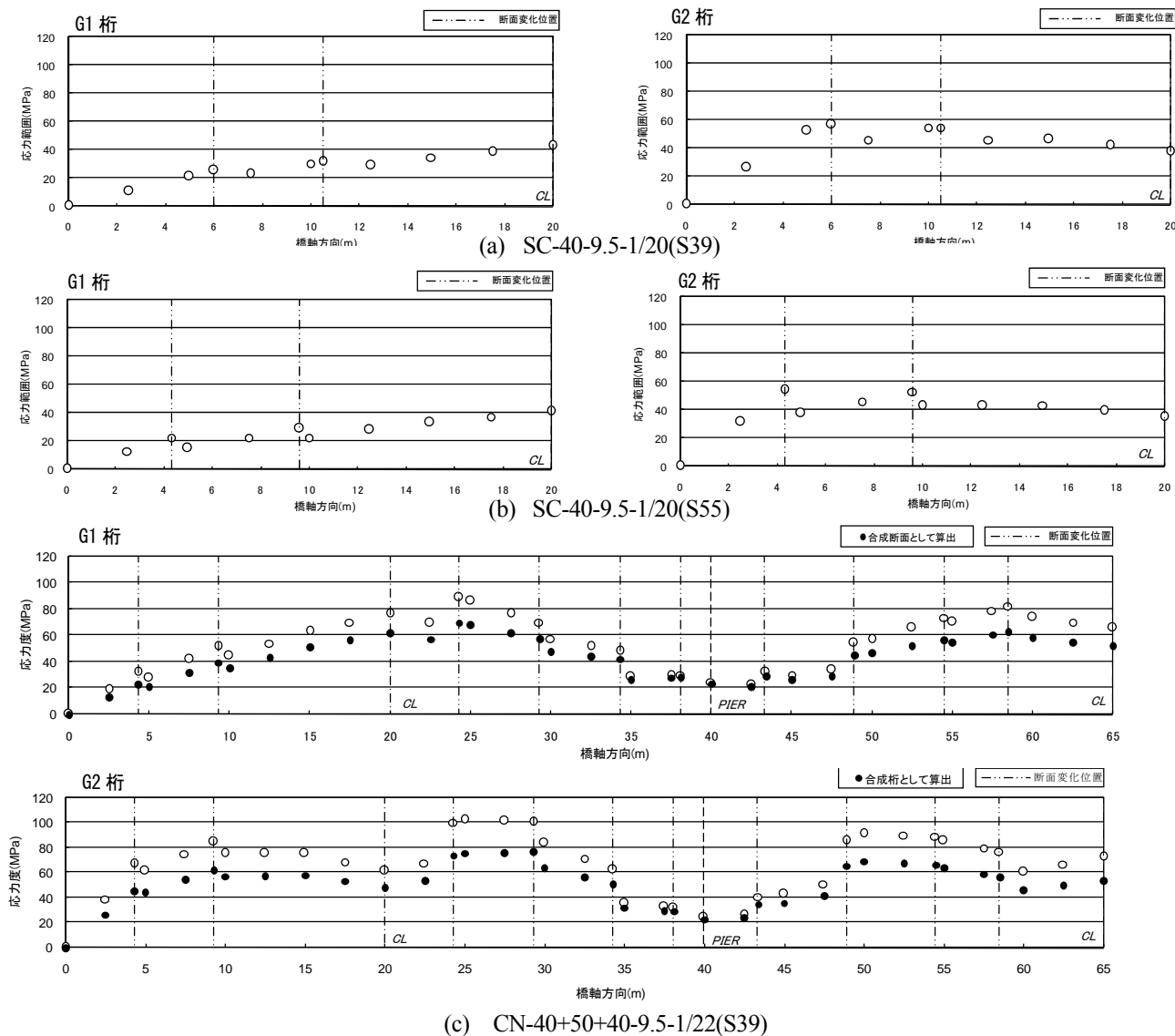


図-10 下フランジにおける応力範囲の橋軸方向分布

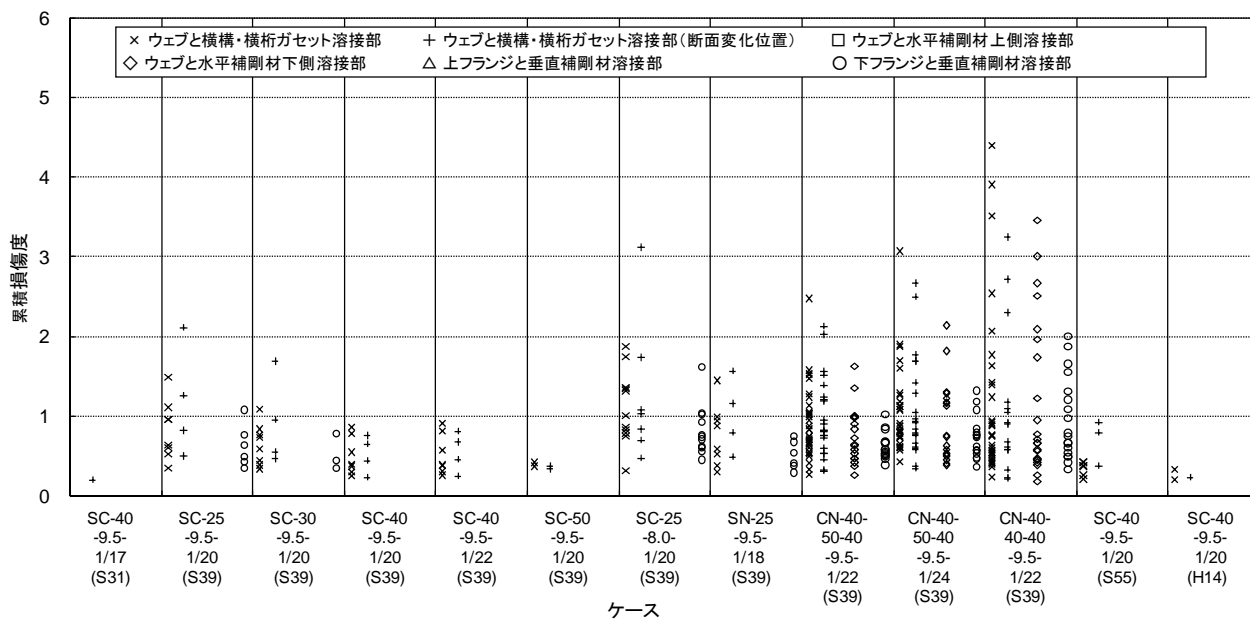
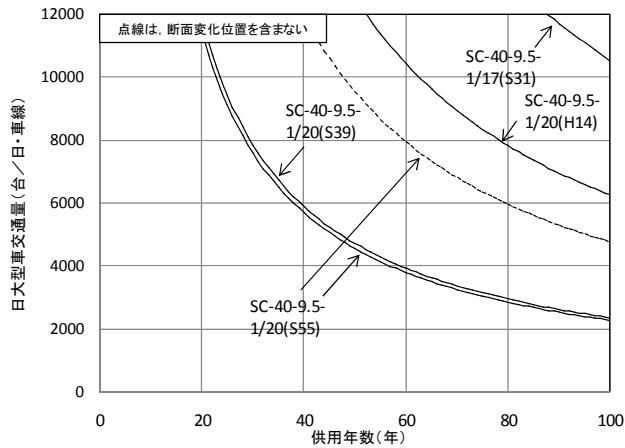
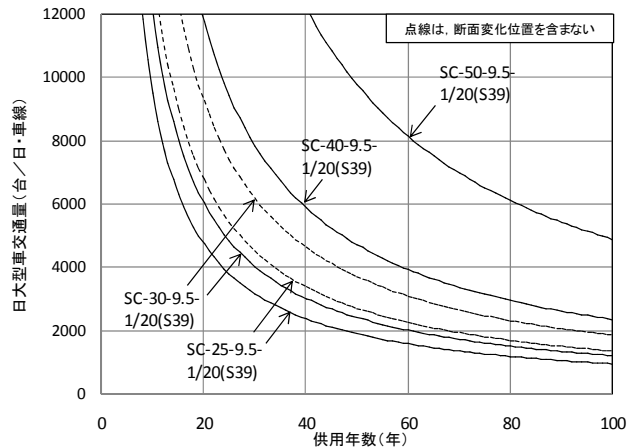


図-11 各照査部位の累積損傷度

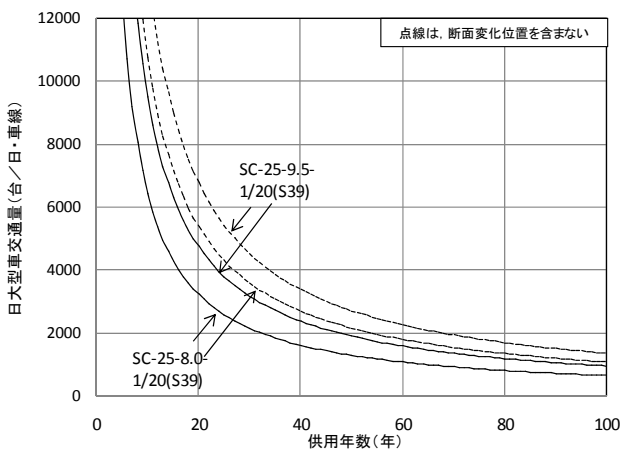
戦-37 古い年代の鋼部材の材料・強度特性から見た
状態評価技術に関する研究



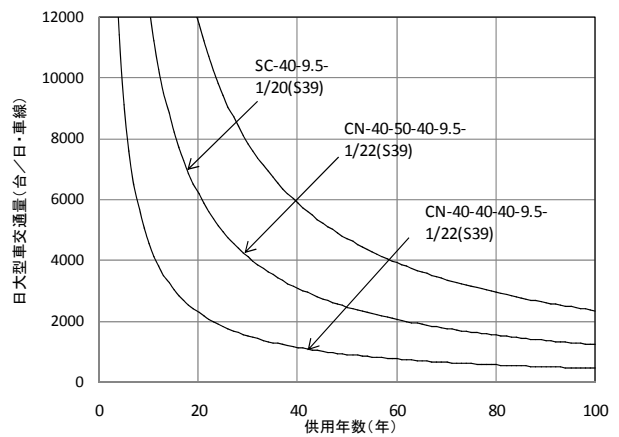
(a)適用基準別(単純合成桁、支間長 40m、幅員 9.5m)



(b)支間長別(単純合成桁、幅員 9.5m、昭和 39 年道示)



(c)幅員別(単純合成桁、支間長 25m、昭和 39 年道示)



(d)単純・連続桁の別(幅員 9.5m、昭和 39 年道示)

図-12 供用年数と日大型車交通量の関係

表-5 設計曲げモーメントと主桁支間平均剛度(合成後)

| ケース名 | | SC-40-9.5-1/17(S31) | SC-40-9.5-1/20(S39) | SC-40-9.5-1/20(S55) | SC-40-9.5-1/20(H14) | ケース名 | | SC-40-9.5-1/17(S31) | SC-40-9.5-1/20(S39) | SC-40-9.5-1/20(S55) | SC-40-9.5-1/20(H14) | | |
|------|------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|------|------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|------|------|
| G1 桁 | 桁高(mm) | 2400 | 2000 | 2000 | 2000 | G2 桁 | 桁高(mm) | 2400 | 2000 | 2000 | 2000 | | |
| | 曲げモーメント (KN/m) | 鋼重 | 1555 | 826 | 824 | | 1223 | 曲げモーメント (KN/m) | 鋼重 | 1295 | 694 | 696 | 962 |
| | | 型枠 | 563 | 560 | 559 | | 579 | | 型枠 | 507 | 510 | 511 | 491 |
| | | ハン子 | 176 | 181 | 181 | | 270 | | ハン子 | 160 | 167 | 167 | 230 |
| | | 床版 | 2296 | 2520 | 3211 | | 3549 | | 床版 | 2069 | 2295 | 2941 | 3010 |
| | | 合計 | 4590 | 4087 | 4775 | | 5621 | | 合計 | 4031 | 3666 | 4315 | 4693 |
| | 後死荷重 | 385 | 424 | 557 | 819 | | 後死荷重 | 554 | 599 | 714 | 876 | | |
| | 活荷重 | 3640 | 3860 | 3865 | 5144 | | 活荷重 | 3719 | 3593 | 3700 | 4707 | | |
| | 全死・活荷重 | 8615 | 8371 | 9197 | 11584 | | 全死・活荷重 | 8304 | 7858 | 8729 | 10276 | | |
| | 支間平均剛度(合成後) $I_y(m^4)$ | 0.1131 | 0.0686 | 0.0747 | 0.1029 | | 支間平均剛度(合成後) $I_y(m^4)$ | 0.1126 | 0.0661 | 0.0724 | 0.0964 | | |

については、設計活荷重による曲げモーメントが大きく、桁の剛度が高くなった。一方、昭和 39 年、昭和 55 年道示と比較すると、昭和 55 年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、鋼重による曲げモーメントの変化はほとんどなく、剛度は 1 割程度の差しか見られない。これは、昭和 55 年道示では、床版厚の増加に伴い死荷重が増えるものの、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と考えられる。断面変化位置を含めて比較すると、疲労耐久性に関して差はほとんど見られない。支間長別に

見ると、支間が短いほど疲労耐久性は低くなり、支間長との相関がみられた。適用基準と昭和 39 年道示、支間長を 25m とし、幅員を変えた場合についても疲労耐久性に差が見られた。今回実施した、適用道示：昭和 39 年、支間長：25m、幅員：8.0m としたケースは、単純桁のうち疲労に対して厳しい条件であることが想定される。単純・連続桁別に見ると、疲労照査の場合には、負曲げ側の振幅についても考慮することから、連続桁の疲労耐久性のほうが低くなった。

4. まとめ

古い年代に建設された撤去橋梁 11 橋から採取した鋼材を対象として、各種試験を行い材料・強度特性について検討を行った。静的強度については、面内方向は一部を除き JIS 規格値を満足していたが、板厚方向においては、強度が低いケースが見られた。靱性については、現在の鋼材と比較して低い傾向がみられたが、0℃におけるシャルピー吸収エネルギーは、SM 鋼材 B 種の現行 JIS 規格値を満足していた。

また、疲労設計導入以前に設計された既設鋼 I 桁橋を対象として疲労照査を行い、適用基準や構造条件の違いが疲労耐久性に及ぼす影響について検討した。限定されたケースであるが、支間長 40m の単純合成桁を基本として比較した結果、設計基準、支間長および幅員構成により累積損傷度に差が見られた。連続桁は単純桁に比べ相対的に疲労に対して厳しい傾向が見られた。

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) 久保, 南, 豊田: 建築鉄骨用鋼材の弾塑性破壊靱性簡易推定方法の開発, 溶接構造シンポジウム 2004 講演論文集 2004.
- 3) 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.
- 4) Rolfe, S.T. and Barsom, J.M.: Fatigue Control in Structures Applications of Fracture Mechanics, Prentice-Hall, Inc. 1997.
- 5) 白鳥正樹, 三好俊郎, 松下久雄: 数値破壊力学, 実教出版, 1980.
- 6) 日本道路協会: 鋼道路橋の疲労設計指針, 2002.
- 7) 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.
- 8) 村越, 梁取, 澤田, 西, 三田村: 約 50 年間供用された床版目地を有する連続非合成鋼 I 桁橋の損傷状況と現地載荷試験, 構造工学論文集 Vol.56A, pp.710-721, 2010.3.

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