

## 第4章 ロングライフ橋梁のための疲労設計

### 4.1 はじめに

我が国の道路橋の数は橋長15m以上に限っても12万橋を越えており、さらに毎年 2,000 橋以上増え続けている<sup>1)</sup>。また、既設橋梁に対する維持管理費用だけをみてもここ数年急増しており、その上さらに今後も耐久性の乏しい橋梁を架け続けるならば、将来の世代に対して膨大な負の遺産を残すことになりかねない。ただでさえ高齢化社会の重荷を担わざるをえない我々の子孫に対し、それに加えてさらに大量の老朽化橋梁の補強や架替の負担を押しつけるのはあまりにも厚かましい話である。

落橋は論外として、架替や大規模な補修・補強工事に伴う長期間の通行止め、交通規制による社会的な影響、あるいは供用中の橋梁に対する点検検査や補修補強の難しさを考え合わせれば、できるだけメンテナンスに手間のかからない構造物を初めから作っておくことが望ましい。従来、鋼道路橋は薄肉補剛構造を基本として主桁一本あたりの鋼重が最少になるように設計されてきた。しかし、そのようなやり方では橋梁全体としては必ずしも鋼重最少とはならず、その上補剛材や二次部材等の比較的小さい部材が多いために製作に手間がかかり、その結果コストが割高で、しかも部材が薄く変形しやすいことから腐食や疲労、振動に対しても不利な構造物を数多く作りだす状況に陥っている。メンテナンスマニマムをめざした結果、補剛材溶接部や二次部材接合部などの構造上の弱点を取り除くことによって構造の単純化すなわち製作時の省力化につながる可能性も充分考えられる。

現在、橋梁の耐用年数は数10年から 100年程度に設定されているが<sup>2)</sup>、その程度の耐用年数では、比較的近い将来に、架け替えや点検、検査、補修、補強などで膨大なメンテナンス上の負担を強いることになる。本章では、工学的な永久寿命として 300年<sup>3)</sup>を想定し、鋼道路橋の疲労設計について、その基本的な考え方と応力照査方法を提案する。

### 4.2 疲労設計の基本的な考え方

図-1は疲労損傷が報告された国内の鋼橋について、道路橋と鉄道橋に分けてそれらの竣工した年と損傷が発見された年の関係を示したものである<sup>4)</sup>。我が国の道路橋では、1980年頃までは風による吊材の振動など特殊な事例を除いて疲労損傷は報告されておらず、活荷重応力の割合が鉄道橋に比べて小さいことも合わせて、道路橋では活荷重による疲労は問題にはならないと考えられていた。しかしながら、近年、交通条件の厳しい一部の路線において、1960年代から70年代にかけて建設された橋梁を中心に疲労損傷が顕在化しつつある<sup>4)～6)</sup>。これまでのところ、それらの損傷は、表-1および図-2の(a)～(d)に示すような床版のたわみによる桁の変形、腹板の面外変形、桁端切欠き部の応力集中、あるいは床組と主構との相対変位などによって生じる二次応力に起因するものがほとんどである。二次応力によって生じた疲労亀裂が直ちに構造物全体の崩壊に繋がるケースはほとんどなく、耐荷力上は十分な余裕がある場合が多い。また、もとより、二次応力は設計計算上無視されるのが普通であり、二次応力を精度よく求めること自体容易ではない。それほど致命的でない亀裂に対して、手間隙をかけても精度が期待できないような応力を求め

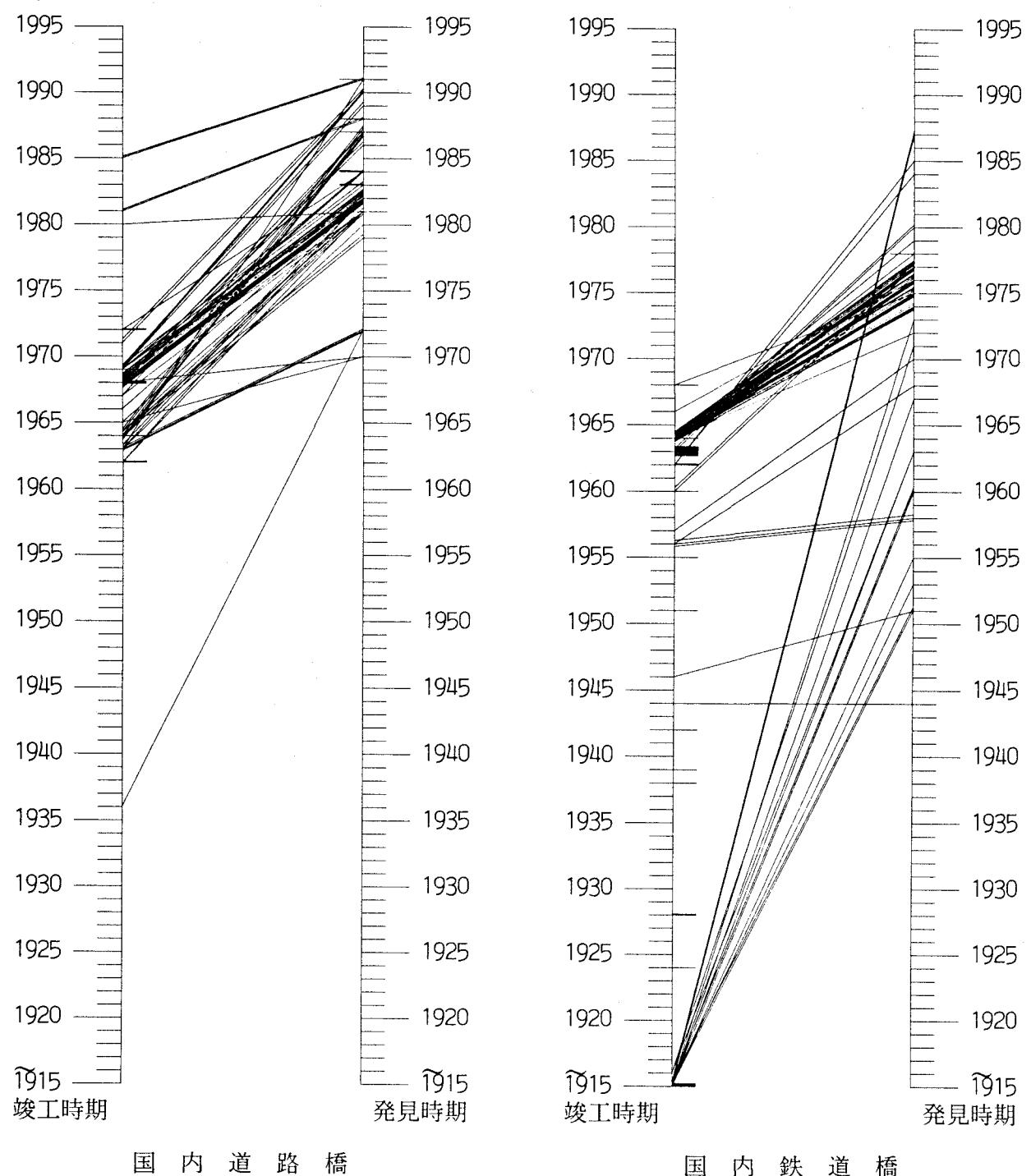


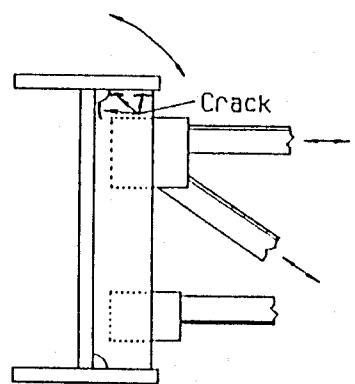
図-1 日本の道路橋と鉄道橋の疲労損傷発見時期と竣工時期の関係

発生位置による分類(その1)

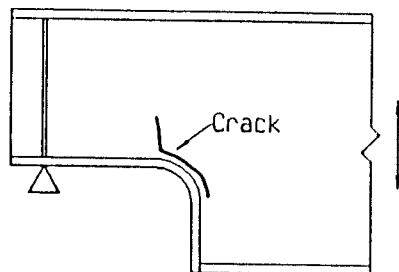
表-1(b) 疲労損傷事例の構造形式、損傷部材、発生位置による分類(その2)

表-1(c) 疲労損傷事例の構造形式、損傷部材、発生位置による分類（その3）

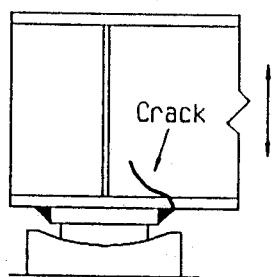
構造形式	損傷部材	亀裂発生位置	損傷程度	橋梁数	鉄道・道路・国外	供用年数	原因	対策
上路7-チ	中間支柱 アーチ上フランジ 補剛筋(ワイヤ)	上下連結部 支拄取付部の溶接止端 端支柱上の切欠き部	桁に進展 ビート沿い ウエブ内	2 1 1	16,19	2次応力(橋軸方向) 面外変形 応力集中		ヒンジ化 下フランジ連結
下路7-チ	アーチワイヤ タイ桥(Box) 吊材 斜材(鋼管) 横筋 上フランジ ウエブ	端横桁連結部の溶接止端 タイ桥上フランジ 角縫手の補強溶接部 上下連結部 連結部かセット 主桁との連結板の溶接部 タリヤとの連結部のウエブチャップ	ビート沿い 破断 溶接部内 亀裂発生 ビート沿い ビート沿い ビート沿い ビート沿い	1 3 3 1 1 1	1 3 1,2,5 4ヶ月	面外変形 初期欠陥 溶接欠陥 振動(風) 振動(風) 2次応力(橋軸方向) 面外曲げ	添接補強 亀裂除去 補強、吊材緊結 トリックワイヤ巻付 フランジ連結	
斜張橋	ケーブル 鋼床版	定着部 トラスアーチとデッキフレームとの隅肉 溶接	破断 ビート内	1 1	15 15	腐食、曲げ 2次応力、腐食		交換 溶接補修、添接補強
吊橋	上弦材 吊材 継筋 鋼床版 横構 橋梁全体	アイル・チー・ピーン孔部 下側カット部 横桁との間のフーカット取付部のウエブチャップ トラスアーチと輸送用隔壁の溶接部 不明 不明	落橋 破断 亀裂発生 ビート沿い 破断 全壊	1 1 2 1 3 3	39 8 11 5 0,10,13 0,54,?	応力集中、腐食 振動(風) 面外曲げ 2次応力 振動(風) 振動(風)	交換 アラカルト切断(解放) 添接補強	
フレンド・アイル	下弦材	垂直材との接合部のかセットフランジ突合せ 溶接	全壊	3	1,3,5	溶接欠陥、低温		
橋脚	梁のウエブ 梁と柱の連結部	主桁貫通部のクリップ溶接 隅角部の溶接部	全壊 ビート内	1 1	9 10,13	溶接欠陥、低温 溶接欠陥	仮支柱 添接補強	
	橋脚歩道高欄 道路標識柱 道路標識柱	中間横材と柱の溶接部 基部のワイヤー・レット上端の隅肉止端 標識柱取付フック付腹板と上フランジ隅肉リート	破断 全周の3割 上フランジへ	1 1 1+	15 18	振動(列車走行) 振動(車、風) 面外変形	ヒンジ化 補剛ワイヤ取付 アラカルト交換	



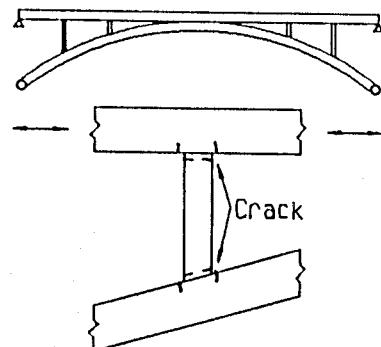
(a)



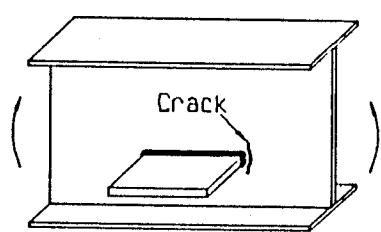
(b)



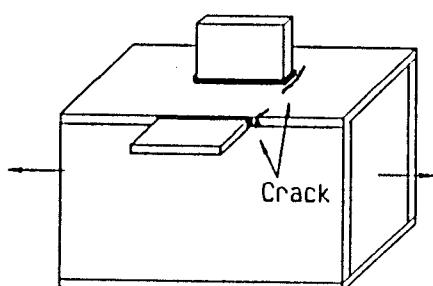
(c)



(d)



(e)



(f)

図-2 日本の鋼橋における典型的な疲労損傷例

て信頼性の低い応力照査を行うよりは、構造ディテールを変えて二次応力そのものを無くしてしまうか、あるいは文字通り二次的な無視しうる程度の大きさに減少させてしまう方がより現実的である。したがって、二次応力による疲労に対しては、部材の相対変位（あるいはその拘束）を減らし、構造的な切欠きを残さないなど、できるだけ二次応力が生じないような構造を採用することで対処することとする。

一方、これまで一次応力による疲労損傷事例はほとんど報告されていないが、溶接構造が本格的に採り入れられ高速道路網が整備されはじめてから高々30年程度しか経過していないことや、一次応力による疲労寿命の大半が検出困難な微小な亀裂の長期（低速）進展過程で占められることを考えれば、今後、供用年数の増加に伴い、一次応力による疲労損傷が現れてくる可能性は否定できない<sup>5), 6)</sup>（図-2(e), (f)）。一次応力による疲労損傷は橋梁全体の崩壊につながる極めて危険性の高いものであるから、まず第一にこれを防がなければならない。

したがって、ここでは、二次応力が小さくなるような構造を採用した上で、一次応力に対しては応力照査を行い、十分な疲労寿命を確保することを疲労設計の基本とする。

#### 4.3 疲労寿命評価の前提

疲労寿命を評価する上で重要なものは、外力の大きさと頻度、それによって生じる応力の変動範囲と繰返し回数、そして対象とする部材の強度（S-N曲線）である。これらの内、部材（継手）の強度は日本鋼構造協会(JSSC)疲労設計指針<sup>7)</sup>および実物大のディテールを用いた長寿命疲労実験結果<sup>20) - 24)</sup>が与えている。道路橋の場合には、外力すなわち活荷重の大きさと頻度およびそれによって生じる応力範囲の推定が特に重要となる。

まず、活荷重の大きさであるが、今後 300年の変化を推定できる手段はない。社会構造の変化、自動車そのものの変化、法規制の問題などにより、疲労に大きな影響を及ぼす大型車の動向は大きく左右される。大型車の重量に関しては、法規制等によりある程度コントロールが可能と考えられるが、ここでは 300年にに対する余裕をみて、現状の活荷重レベル<sup>8)</sup>の 5割増すなわち 1.5倍を仮定する。また、大型車の台数については、架橋地点によりさらに大きな違いがあるため、一日一車線当たり 100台～ 10000台を想定した。実測値としては、表-2 に示すように高速道、一般道ともに5000台を越えるケースが報告されている<sup>9), 10), 14)</sup>。

活荷重によって実際に橋梁に生じる応力は設計計算応力に比べて小さい場合が多く、比較的応力が大きい領域では、両者の比は 0.6～0.8 程度といわれている<sup>11) - 13)</sup>。図-3 は、文献13および14のデータ（20tf トラック載荷時のスパン中央あるいはスパン1/4 の位置の下フランジ応力の実測値と計算値）を構造形式ごとに分類してプロットしたものである。合成箱桁や鋼床版箱桁、合成 I 桁で得られた比の値が比較的大きい。比が 1 より小さくなるのは非合成コンクリート床版や二次部材など設計モデルに組み入れられていない影響によるものと思われる。本稿で対象とするような発生応力が比較的小さい橋梁ではほぼ 1 に近い値が測定されている<sup>14)</sup>。既設橋梁が対象であれば応力測定により比の値を設定することが可能であるが、ここでは新設橋梁が対象で実測が不可能なことと、将来的にはよりシンプルな構造の方向に向かうと考え、その比（設計計算応力補正係数）を 1.0 に設

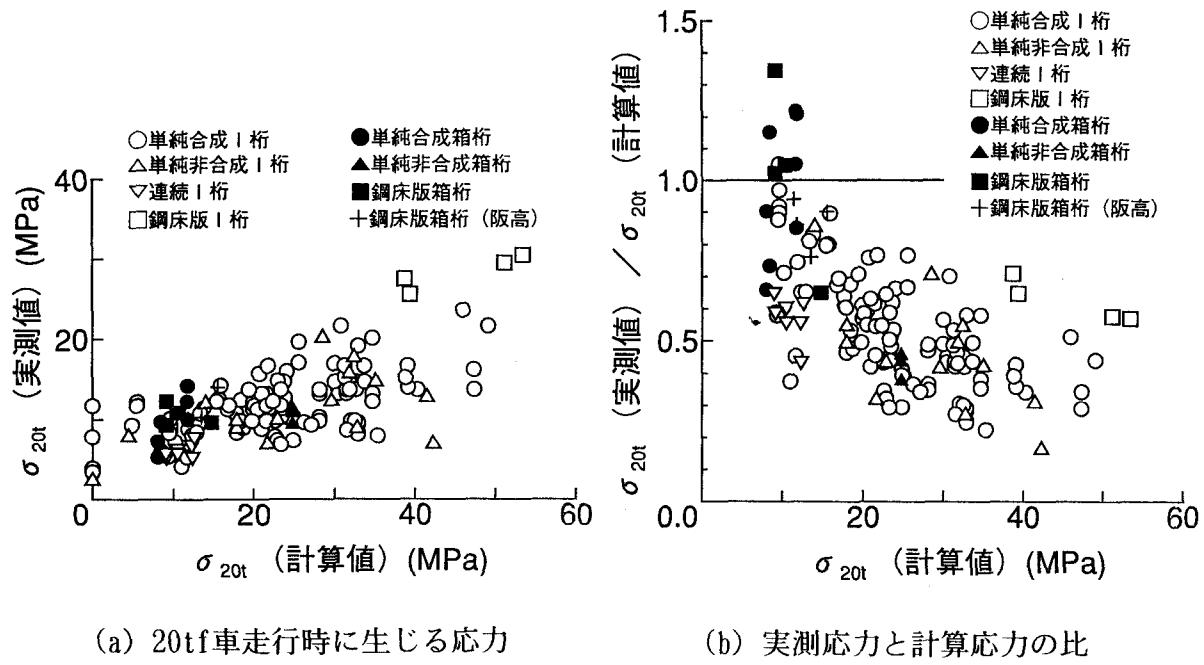


図-3 20tf車走行時に生じる応力の実測値と計算値、およびそれらの比<sup>13), 14)</sup>

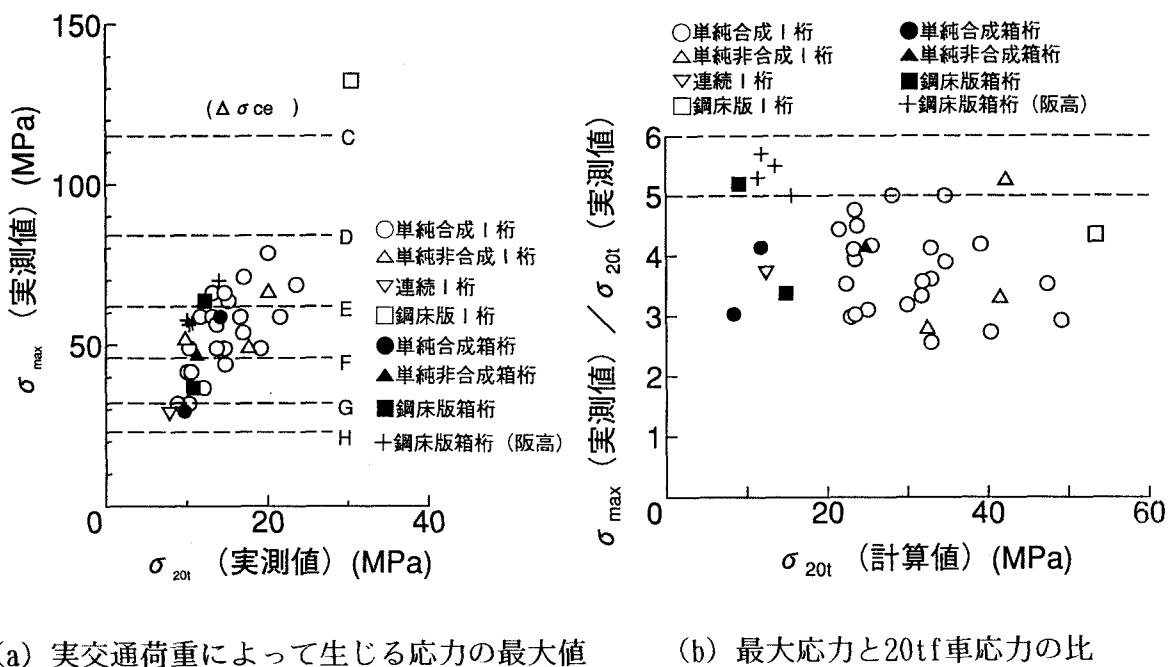


図-4 実交通荷重によって生じる応力の最大値と20tf車走行時に生じる応力<sup>13), 14)</sup>

表-2 大型車交通量の実測データ<sup>9), 10), 14)</sup>

路線名	調査地点	調査年月日	24時間交通量 (台／車線)	大型車交通量 (台／日／車線)	大型車混入率 (%)
国道17号 熊谷バイパス上り	熊谷市肥塚	1984.12.17 (24h)	12,597	4,068	32.3
国道357号 湾岸線上り	江東区有明	1984.11.21 ～23 (48h)	15,917	5,252	33.0
阪神高速 大阪神戸線 西行、下り	名神合流～ 西宮西入口	1983.9.6 ～7 (24h)	19,363(走行) 23,537(追越)	6,014(走行) 4,116(追越)	31.1 17.5
阪神高速 神戸西宮線	神戸市長田 区大橋付近	1993.6.24 ～25 (24h)	20,689(上り) 25,172(下り)	6,808(上り) 7,237(下り)	32.9 28.7

表-3 車両重量の最大値の実測データ<sup>9), 25)</sup> (車重: tf)

調査地点(年)	大型トラック	セミトレーラー	フルトレーラー	最大値
八戸(1987)	43.7	47.3	61.0	61.0
有明(1987)	69.0	81.4	95.4	95.4
有明(1984)	45.2	86.7	64.3	86.7
草加(1987)	43.5	74.5	----	74.5
東名高速(1988)	58.6	90.8	76.8	90.8
阪神高速(1984)				
尼崎料金所	37.8	62.1	45.2	62.1
住之江入路	32.8	68.4	60.6	68.4
芦屋料金所	36.4	56.8	52.8	56.8

表-4 車重頻度分布の実測値から求めた大型車重量のRMC値<sup>25)</sup>

路線名(調査年)	調査地点	大型車重量のRMC値(tf)
一般国道(1984)	熊谷バイパス	22.3
	湾岸線有明	21.7
	首都高速用賀	18.8
首都高速(1988)	3号線	22.6
	5号線	16.4
	湾岸線	24.7
阪神高速(1984)	尼崎料金所	20.8
	住之江入路	18.0
	芦屋料金所	18.8

定した。コンクリート床版を含めたプレートガーダー橋全体の立体解析により、将来信頼できる係数の評価が可能となることが期待される。

#### 4.4 疲労照査法

一次応力に対する疲労照査は、基本的にはJSSC指針の設計例<sup>7)</sup>と同様に、1台の大型車モデルが橋梁上を通過する際に生じる応力の変動範囲に対して行うものとし、最大応力範囲と疲労限による第一段階照査、および等価応力範囲と時間強度による第二段階照査の二段階とする。当然ながら、第一段階の照査でOKであれば、第二段階の照査は必要ない。なお、1台の大型車モデルの橋梁上の走行位置は、照査対象部材に最も厳しい断面力が生じる位置（例えば着目する主桁の直上）とする。

##### (a) 最大応力範囲照査

継手位置において設計寿命期間中に予想される最大応力範囲  $\Delta \sigma_{\max}$  に対し、式(1)の関係を満たせば、無限の疲労寿命が保証される<sup>7)</sup>。

$$\gamma_b \cdot \gamma_w \cdot \gamma_i \cdot \Delta \sigma_{\max} \leq \Delta \sigma_{ce} \cdot C_R \cdot C_t \quad \cdots \cdots (1)$$

ここに、 $\gamma_b$ 、 $\gamma_w$ 、 $\gamma_i$  はそれぞれ冗長度、重要度、検査に関する安全係数、 $\Delta \sigma_{ce}$  は一定振幅応力に対する応力範囲の打切り限界（疲労限）、 $C_R$  と  $C_t$  はそれぞれ平均応力、および板厚の影響を補正する係数である。

最大応力範囲  $\Delta \sigma_{\max}$  を生じる最大荷重として、車両重量  $W_{\max}$  (tf) の1台の大型車を想定すれば、T荷重1組(20tf)によって生じる応力範囲  $\Delta \sigma_T$  を基準として、 $\Delta \sigma_{\max}$  は式(2)のように表すことができる。

$$\Delta \sigma_{\max} = (W_{\max} / 20) \cdot (1+i) \cdot \alpha \cdot \Delta \sigma_T \quad \cdots \cdots (2)$$

ここに、 $i$  は衝撃係数  $(20 / (50 + L))^{1/9}$  、 $\alpha$  は設計計算応力補正係数で 4.3節で述べたように 1.0を仮定する。荷重係数  $(W_{\max} / 20)$  は現状に対し 6.0、さらに 300 年に対する余裕として 4.3節で述べたように 1.5を仮定すれば  $6.0 \times 1.5 = 9.0$  となる。

現状に対する荷重係数 6.0は、実際の交通荷重によって生じる応力範囲の最大値と20tf車1台走行時に生じる応力範囲の比を考慮して設定した。図-4に、文献13および14で測定された実交通流によって生じる最大応力  $\sigma_{\max}$  と20tf車1台走行時の応力  $\sigma_{20t}$  の関係を表す。両者の比が 5.0を越えるケースが幾つかみられることから、ここでは余裕をみて 6.0とした。なお、 $\sigma_{\max}$  は必ずしも1台の大型車によって生じているとは限らず、したがって、 $20tf \times 6.0 = 120tf$  の重量の車両が実際に走行していることを示すものではない。6.0には、車両の重量特性のほかに、複数車両の同時載荷の影響などが含まれているものと考えられる。1台の車両の最大重量としては、表-3に示すように一般道、高速道とともに路線によって60~95tfという実測結果がある<sup>9), 25)</sup>。

図-4(a) には、JSSC指針<sup>7)</sup>で与えられる各等級の  $\Delta \sigma_{ce}$  も示してある。E等級の疲労

限を越えている点が幾つかみられるが、このような橋梁については、大型車交通量にもよるが、将来、主桁下フランジの垂直補剛材あるいは横リブ取付け部から亀裂を生じ、桁の破断、即ち落橋にいたる可能性が高い。また、当然のことながら、それ以下の強度等級の継手を有する場合には、疲労破壊の可能性は更に高まる。

### (b) 等価応力範囲照査

前項の疲労限照査でアウトになった場合、即ち疲労寿命が有限と判定された場合には、等価応力範囲 $\Delta\sigma_{eq}$ を用いて以下の疲労照査を行う<sup>7)</sup>。

$$\gamma_b \cdot \gamma_w \cdot \gamma_i \cdot \Delta\sigma_{eq} \leq \{C_0 / (365 \cdot ADTT \cdot L)\}^{1/m} \cdot C_R \cdot C_t \quad \cdots (3)$$

ここに、 $\gamma_b$ 、 $\gamma_w$ 、 $\gamma_i$ 、 $C_R$ 、 $C_t$  は式(1) と同様であり、 $C_0$ ：疲労設計曲線の定数 ( $2 \times 10^6 \cdot \Delta\sigma_f^m$ )、 $\Delta\sigma_f$ ： $2 \times 10^6$  回基本許容応力範囲、 $m$ ：疲労設計曲線の傾き、ADTT：1車線あたりの日平均大型車交通量、L：設計寿命年数(300年)である。

等価応力範囲 $\Delta\sigma_{eq}$ を生じる代表荷重として、等価大型車を用いる。等価大型車の重量 $W_{eq}$ は、実際の交通荷重で生じる複数車両の同時載荷の影響などを考慮した代表的な大型車1台の重量として、式(4)で表される<sup>15)～17)</sup>。

$$W_{eq} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_\phi \cdot W_{RMC} \quad \cdots (4)$$

ここに、 $k_1$ ：車線内の車両連行の影響を表す係数、 $k_2$ ：隣接車線の車両連行の影響を表す係数、 $k_\phi$ ：主桁間の荷重分配の影響を考慮した $k_2$ の低減係数、 $W_{RMC}$ ：大型車の重量分布のRoot-Mean-Cube。 $W_{RMC}$ については、表-4に示すように一般道、高速道とともに幾つかの路線で20tfを越える値が報告されており、それらの最大値が25tfに近い<sup>25)</sup>ことから現状の上限値として25tfを設定、さらに300年に対する余裕をみた場合には30tfを仮定する。

$k_1$ および $k_2$ については主桁のスパンL(m)に対して式(5)および(6)、また $k_\phi$ については荷重分配係数比 $\phi$ に対して式(7)の関係式が提案されている<sup>16), 17)</sup> (図-5～8参照)。

$$k_1 = \begin{cases} 1.00 & (0 < L \leq 30) \\ 0.0015 \times L + 0.955 & (30 \leq L \leq 200) \end{cases} \quad \cdots (5)$$

$$k_2 = \begin{cases} 0.001 \times L + 1.10 & (0 < L \leq 100) \\ 1.20 & (100 \leq L \leq 200) \end{cases} \quad \cdots (6)$$

$$k_\phi = (2\phi - \phi^2)(1 - 1/k_2) + 1/k_2 \quad \cdots (7)$$

荷重分配係数比 $\phi$ は、照査対象の桁について遠い方の車線に対する荷重分配係数と近い方の車線に対する荷重分配係数との比で定義される。 $\phi = 1.0$  の場合には  $k_\phi = 1.0$

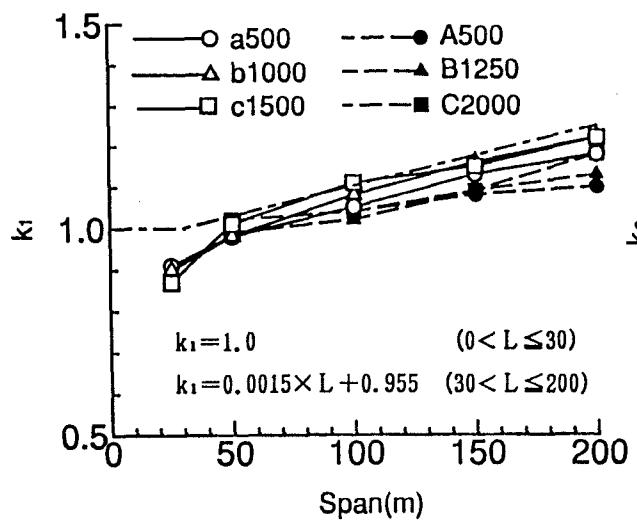


図-5 車線内の車両連行係数 $k_1$

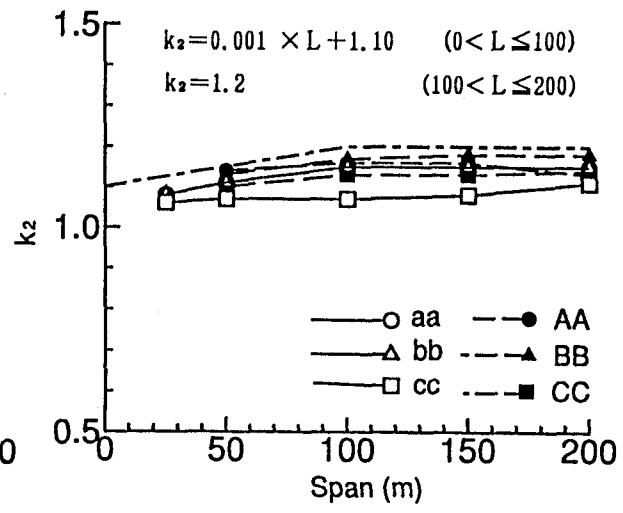


図-6 隣接車線の車両連行係数 $k_2$

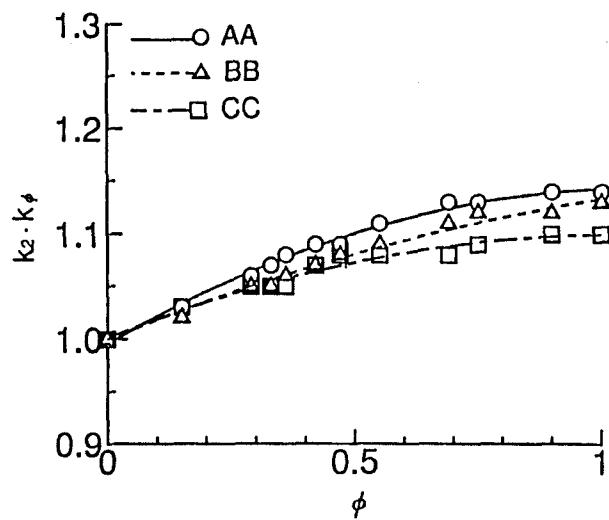


図-7 主桁間の荷重分配が $k_2$ に及ぼす影響

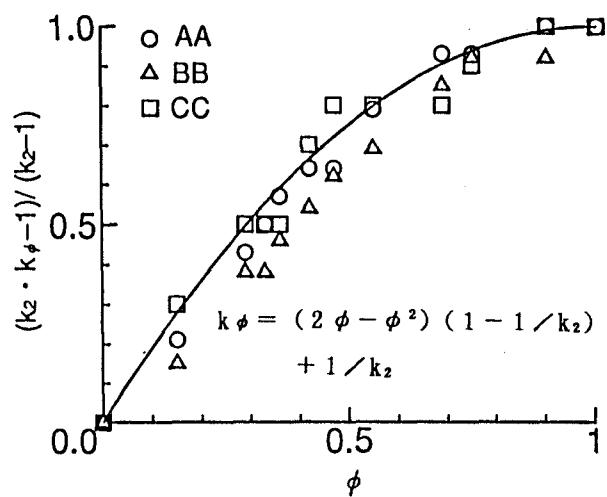


図-8  $k_2$ の低減係数 $k_\phi$

すなわち低減なしの最も厳しい条件となり、 $\phi = 0.0$  の場合には  $k_\phi = 1/k_2$  すなわち  $k_2 \cdot k_\phi = 1.0$  で隣接車線の影響がない最も緩い条件となる。なお、 $k_\phi = 1.0$  と仮定することで、 $k_\phi$  による  $k_2$  の低減を省略することができる。

$\Delta \sigma_{eq}$  は、 $W_{eq}$ 、および T 荷重 1 組によって生じる応力範囲  $\Delta \sigma_T$  を用いて、式(8) のように表すことができる。

$$\Delta \sigma_{eq} = (W_{eq}/20) \cdot (1+i/2) \cdot \alpha \cdot \Delta \sigma_T \quad \cdots (8)$$

ここに、 $i$  および  $\alpha$  は式(2) と同様。ただし、等価大型車重量が交通荷重の平均的な代表値であることに対応させ、衝撃係数についても、実測値が平均的には設計値の  $1/2$  程度であるという報告<sup>18)</sup> を参考に、 $1/2$  に低減した。

#### 4.5 活荷重応力範囲の許容値

前節で示した疲労照査法に従い 300 年耐用を保証する許容活荷重応力範囲を試算する。照査対象として、スパン 50m の単純プレートガーダーの引張フランジ付近を想定する。したがって、衝撃係数  $i = 0.2$ 、応力比の補正係数  $C_R$  および板厚の補正係数  $C_t$  はいずれも 1.0、また  $k_1 = 1.03$ 、 $k_2 = 1.15$  となる。なお、簡便のため  $k_\phi = 1.0$  と仮定し、荷重分配による  $k_2$  の低減は考慮しない。安全係数についても特に考慮せず、 $\gamma_b = \gamma_i = \gamma_w = 1.0$  を仮定する。

最大応力範囲照査、等価応力範囲照査それぞれについて許容活荷重応力範囲  $\Delta \sigma_{T,a}$  は式(9) および式(10) で与えられる。

$$\Delta \sigma_{T,a} = \Delta \sigma_{eq} / 10.8 \quad (9)$$

$$\Delta \sigma_{T,a} = 1.35 \times \Delta \sigma_f / (\text{ADTT})^{1/3} \quad (10)$$

一方、法規制等によるコントロールに期待して活荷重レベルが現状のまま ( $W_{max} = 120\text{tf}$ 、 $W_{RMC} = 25\text{tf}$ ) であると仮定した場合には、最大応力範囲照査に対して式(11)、耐用年数 300 年、200 年、100 年を想定した場合の等価応力範囲照査に対してそれぞれ式(12)から式(14)により、許容活荷重応力範囲  $\Delta \sigma_{T,a}$  が与えられる。

$$\Delta \sigma_{T,a} = \Delta \sigma_{eq} / 7.2 \quad (11)$$

$$\Delta \sigma_{T,a} = 1.62 \times \Delta \sigma_f / (\text{ADTT})^{1/3} \quad (12)$$

$$\Delta \sigma_{T,a} = 1.85 \times \Delta \sigma_f / (\text{ADTT})^{1/3} \quad (13)$$

$$\Delta \sigma_{T,a} = 2.33 \times \Delta \sigma_f / (\text{ADTT})^{1/3} \quad (14)$$

図-9～14に典型的なプレートガーダー橋の下フランジ付近の継手の例を示す。まず、プレートガーダーの断面を構成するための基本的な継手であるフランジとウェブあるいは縦リブとの間の縦方向継手がCまたはD等級(①)、垂直補剛材や横リブを取り付ければDまたはE等級(②)、さらに水平補剛材を付けた場合にはFまたはG等級(③)、横桁・対傾構・横構を設け主桁のウェブに面外ガセットで接合すればやはりFまたはG等級(④)となる。なお、引張フランジの継手等級は通常は②のDまたはE等級以上であるが、アタッチメントを取り付けた場合にはFまたはG等級(⑤)、縦リブにスカラップを設けた場合にはG等級(⑥)、面内ガセットを付けた場合にはGまたはH等級(⑦)まで低下する。

耐用年数300年～100年を想定した場合について、式(9)～(14)に従ってそれぞれ大型車交通量ADTTと許容活荷重応力範囲 $\Delta\sigma_{T,a}$ との関係を求めたものが表-5～8である。表中の( )付の値は、 $ADTT \leq 10000$  の $\Delta\sigma_{T,a}$ の中で $ADTT = \infty$ に対する $\Delta\sigma_{T,a}$ よりも小さい(すなわち $ADTT = \infty$ の条件を十分に満足してしまう)ものを示す。耐用年数が200年以上の場合には、 $ADTT = 10000$  の列のほとんど全ての継手等級および $ADTT = 5000$ の列の高強度側の継手等級について $\Delta\sigma_{T,a}$ が $ADTT = \infty$ に対する値とほぼ同じかそれ以下となっている。したがって、 $ADTT \geq 5000$ 台の重交通路線では、耐用年数200年は疲労强度上、実質的に寿命無限大を意味することになる。

次に、 $ADTT = \infty$ に対する $\Delta\sigma_{T,a}$ の値を図-3の $\sigma_{20t}$ と比較する。一般的な垂直補剛材や横リブ取付け部等のリブ十字継手に適用されるE等級に注目すると、 $\Delta\sigma_{T,a}$ は300年に対する余裕をみて活荷重を5割増しした場合で約6MPa、活荷重レベルが現状維持とした場合に約9MPaであり、何れも図-3の $\sigma_{20t}$ の分布のほぼ下限値に相当する。したがって、従来の鋼橋の大半はそのままでは300年疲労フリーを保証するのは難しいことが分かる。しかしながら、逆にみれば、比較的活荷重応力の小さい橋梁に関しては、何割か応力を減らしてやれば300年疲労フリーを達成できるともいうことができる。応力を減らす方法としては、断面を増やすことが先ず思い浮かぶが、照査の対象となる継手の位置を応力の低い所に移動してやる方法も有効である。また、それぞれの継手形式に対して欠陥や溶接形状をコントロールすることによって強度等級をEからDあるいはDからCと向上させてやることもできる。さらに、疲労照査で問題となるような継手そのものを無くしてしまうことは、最も単純でかつ確実な最善の方策である。

#### 4.6 まとめ

様々な社会状況のなかで「良いものを長く使う」時代が明らかに到来している。鋼橋の場合、ハード面で重要なポイントの一つは「疲労」であろう。実際に一部の道路橋において疲労損傷が顕在化しつつある。これまでのところ二次応力によって生じた事例がほとんどであるが、供用年数の増加を考慮すれば、一次応力による疲労亀裂発生の可能性は否定できない。一次応力による疲労損傷は構造全体の崩壊につながるものであるから、まず第一にこれを避けなければならない。本稿では、工学的な永久寿命として耐用年数300年を想定し、鋼道路橋の疲労設計に対する基本的な考え方および応力照査方法を示した。

300年耐用の鋼道路橋に対する疲労設計の基本的な考え方として二次応力による疲労に



図-9 主桁と横桁の取り合い部（箱桁） 図-10 主桁と横桁の取り合い部（I桁）

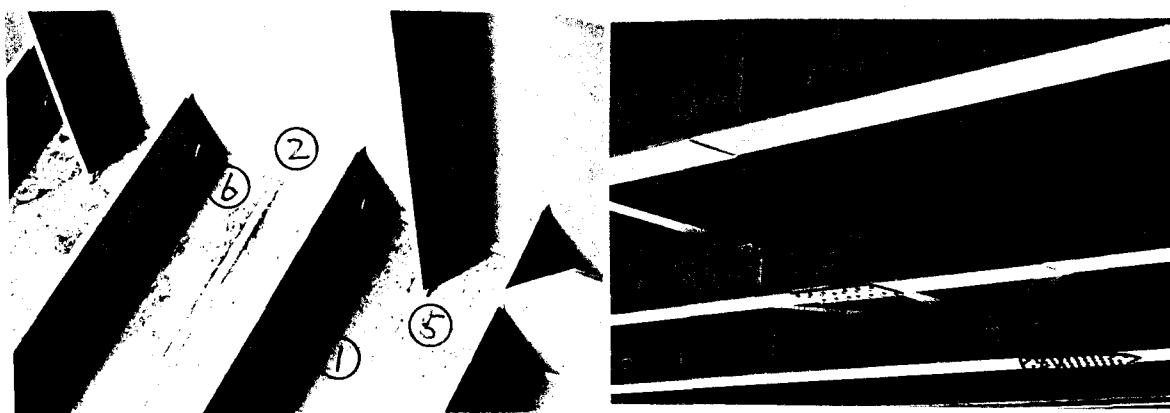


図-11 箱桁内部からみた下フランジ 図-12 対傾構、横構と主桁の取り合い部

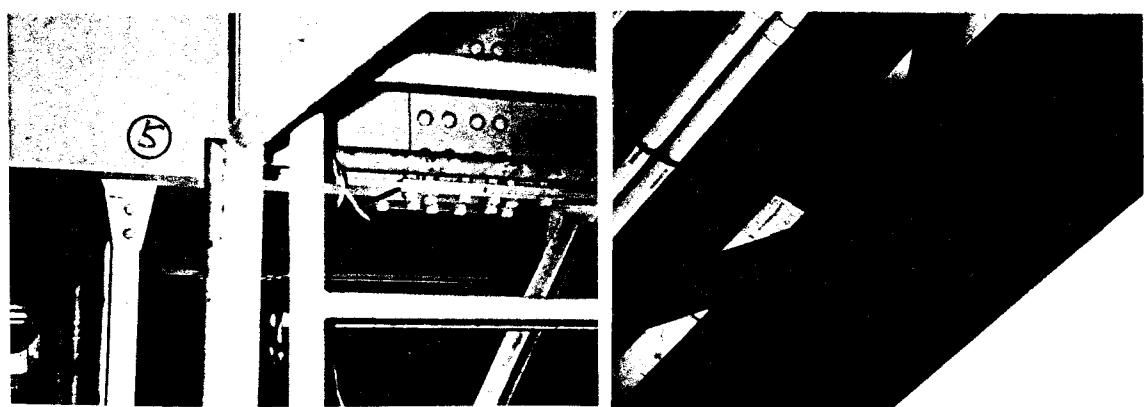


図-13 フランジガセット（面外）

図-14 フランジガセット（面内）

表-5 日平均大型車交通量 ADTT と 300年耐用許容活荷重応力範囲 $\Delta\sigma_{T,a}$ との関係  
( $W_{max} = 180tf$ 、 $W_{RMC} = 30tf$ )

ADTT (台/日/車線)	100	500	1000	5000	10000	$\infty$
$\Delta\sigma_{T,a}$ (MPa)	C等級	36.4	21.3	16.9	(9.9)	(7.8)
	D等級	29.1	17.0	13.5	7.9	(6.3)
	E等級	23.3	13.6	10.8	6.3	(5.0)
	F等級	18.9	11.1	8.8	5.1	(4.1)
	G等級	14.5	8.5	6.8	3.9	3.1
	H等級	11.6	6.8	5.4	3.2	2.1

表-6 日平均大型車交通量 ADTT と 300年耐用許容活荷重応力範囲 $\Delta\sigma_{T,a}$ との関係  
( $W_{max} = 120tf$ 、 $W_{RMC} = 25tf$ )

ADTT (台/日/車線)	100	500	1000	5000	10000	$\infty$
$\Delta\sigma_{T,a}$ (MPa)	C等級	43.6	25.5	20.3	(11.8)	(9.4)
	D等級	34.9	20.4	16.2	(9.5)	(7.5)
	E等級	27.9	16.3	13.0	(7.6)	(6.0)
	F等級	22.7	13.3	10.5	(6.2)	(4.9)
	G等級	17.5	10.2	8.1	4.7	(3.8)
	H等級	14.0	8.2	6.5	3.8	(3.0)

表-7 日平均大型車交通量 ADTT と 200年耐用許容活荷重応力範囲 $\Delta\sigma_{T,a}$ との関係  
( $W_{max} = 120tf$ 、 $W_{RMC} = 25tf$ )

ADTT (台/日/車線)	100	500	1000	5000	10000	$\infty$
$\Delta\sigma_{T,a}$ (MPa)	C等級	49.8	29.1	23.1	(13.5)	(10.7)
	D等級	39.9	23.3	18.5	(10.8)	(8.6)
	E等級	31.9	18.6	14.8	8.7	(6.9)
	F等級	25.9	15.2	12.0	7.0	(5.6)
	G等級	19.9	11.7	9.3	5.4	(4.3)
	H等級	15.9	9.3	7.4	4.3	3.2

表-8 日平均大型車交通量 ADTT と 100年耐用許容活荷重応力範囲 $\Delta\sigma_{T,a}$ との関係  
( $W_{max} = 120tf$ 、 $W_{RMC} = 25tf$ )

ADTT (台/日/車線)	100	500	1000	5000	10000	$\infty$
$\Delta\sigma_{T,a}$ (MPa)	C等級	62.7	36.7	29.1	17.0	(13.5)
	D等級	50.2	29.4	23.3	13.6	(10.8)
	E等級	40.2	23.5	18.6	10.9	8.7
	F等級	32.6	19.1	15.1	8.9	7.0
	G等級	25.1	14.7	11.7	6.8	5.4
	H等級	20.1	11.7	9.3	5.5	4.3

対してはできるだけ二次応力が生じないような構造を採用することで対処することとし、一次応力に対しては応力照査を行って十分な疲労寿命を確保することとした。一次応力に対する疲労照査は一台の大型車モデルが橋梁上を通過する際に生じる応力の変動範囲に対して行うこととし、最大応力範囲と疲労限を用いた第一段階照査、および等価応力範囲と時間強度を用いた第二段階照査の二段階についてそれぞれ照査式を提案した。最後に、プレートガーダー橋を対象として300年耐用を保証する活荷重許容応力範囲を試算した。その結果、200年以上の耐用年数を想定すれば、疲労強度上は実質的に寿命無限大となることが示された。なお、300年にわたる将来の交通量および活荷重強度を正確に予測できる手段はなく、本稿の提案は大胆な仮定に基づいたものであるが、ある種の目安を与えるものと考えている。

### 【参考文献】

- 1) 西川和廣：道路橋の寿命と維持管理，土木学会論文集，No.501／I-29, pp.1-10, 1994.
- 2) 三木千寿：鋼構造の耐用年数，土木学会誌，1983年10月号, pp.12-17.
- 3) 坂野昌弘・藤野陽三・長井正嗣・三上市藏：300年耐用鋼道路橋の疲労設計法，鋼構造年次論文報告集，第2巻, pp.643-650, 1994.
- 4) 三木千寿・坂野昌弘・館石和雄・福岡良典：鋼橋の疲労損傷事例のデータベースの構築とその分析，土木学会論文集，No.392 /I-9, pp.403-410, 1988.
- 5) Miki, C., Sakano, M. and Tateishi, K. : Fatigue Cracking Experiences in Steel Bridges, Proc. of the Third Pacific Structural Steel Conference (PSSC 1992), pp.821-828, 1992.
- 6) Sakano, M., Mikami, I. and Shibata, H. : Survey on Fatigue Cracking in Steel Bridges, Proc. of the Fifth International Conference on Fatigue and Fatigue Thresholds (Fatigue 93), pp.1747-1752, 1993.
- 7) 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説, 1993.
- 8) 日本道路協会：限界状態設計法分科会荷重検討班第1次報告書, 1986, 第2次報告書, 1989.
- 9) 阪神高速道路公団：設計荷重(HDL)委員会報告書, 第2編活荷重分科会報告(別冊1), 1984.
- 10) 藤原稔・岩崎泰彦・田中良樹：限界状態設計法における設計活荷重に関する検討，土木研究所資料，第2539号, 1988. (もしくは、日本道路協会：限界状態設計法に関する報告書, 1987)
- 11) Miki, C., Toyofuku, T., Yoshimura, Y. and Murakoshi, J. : Stress Reduction Factor for Fatigue Assessment of Highway Bridges, Proc. of JSCE, No.386/I-8, pp.125-133, 1987.
- 12) 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.
- 13) 高木千太郎・藤本吉一・森康晴：東京都における既設橋梁の実応力測定と応力実態，橋梁と基礎, 1992年7月号, pp.19-23.

- 14) 阪神高速道路公団：疲労設計荷重に着目した荷重実態調査業務概要報告書, p. 8-2, 1994.
- 15) 坂野昌弘・三上市藏・宮川欣也：大型車3乗平均重量と同時載荷係数を用いた道路橋疲労設計荷重の設定, 構造工学論文集, Vol. 38A, pp. 1063-1070, 1992.
- 16) 坂野昌弘・三上市藏・堀研也：都市高速道路橋の疲労照査に用いる同時載荷係数の提案, 土木学会構造工学論文集, Vol. 41A, pp. 855-863, 1995.
- 17) 坂野昌弘・三上市藏・堀研也：一般道路橋の疲労照査に用いる同時載荷係数の提案, 第3回構造物の安全性・信頼性に関する国内シンポジウム論文集, pp. 261-268, 1995.
- 18) 田島二郎代表：鋼橋の寿命予測と維持管理に関する研究, 科学研究費補助金（総合研究(A)）研究成果報告書, p. 75, 1986.
- 19) 日本道路協会：道路橋示方書（I共通編・II鋼橋編）・同解説, 1994.
- 20) 坂野昌弘・三上市藏・米本栄一・安池寿夫：4種類の垂直補剛材取付部をもつプレートガーダー試験体の疲労実験と寿命予測, 構造工学論文集, Vol. 38A, pp. 999-1010, 1992.
- 21) 坂野昌弘・三上市藏・米本栄一・西村剛：垂直補剛材取付け部の鉄道橋変動荷重疲労実験, 構造工学論文集, Vol. 41A, pp. 845-854, 1995.
- 22) 坂野昌弘・三上市藏・村山弘・森脇清隆：フランジ貫通型鉄道橋床組連結部の疲労強度, 構造工学論文集, Vol. 41A, pp. 965-973, 1995.
- 23) 坂野昌弘・三上市藏・鹿野顯一・米本栄一：鋼道路橋の疲労設計のための垂直補剛材取付け部の変動荷重実験, 材料, Vol. 44, No. 500, pp. 557-561, 1995.
- 24) 坂野昌弘・三上市藏・米本栄一・桜木大介：あて板型フランジアタッチメント取付け部の長寿命疲労挙動, 鋼構造論文集, Vol. 3, No. 9, pp. 67-74, 1996.
- 25) 関西道路研究会道路橋調査研究委員会耐久性小委員会報告書, 1994.