

鋼 I 断面合成桁橋梁の疲労寿命に対する支間長と使用鋼材の影響

Influence of Span and Steel Grade on Fatigue Life of I-Sectioned Composite Girder Bridges

森 猛*, 山口 英治**

Takeshi Mori and Eiji Yamaguchi

* 工博 法政大学教授 工学部土木工学科 (〒184-8584 東京都小金井市梶野町 3-7-2)

** 法政大学大学院 工学研究科修士課程 (同上)

There is no fatigue design specification for steel highway bridges in Japan. However, many damages caused by fatigue cracking have been reported. This fact indicates the necessity of the fatigue design specification, and the preparation for the specification is being done at present. In this study, the safety against fatigue of I-sectioned composite girder bridges has been studied by analyzing fatigue life of those on the basis of the JSSC Recommendations. The influence of bridge span and steel grade on the fatigue life is especially paid attention.

Keywords: fatigue life, composite girder bridge, span, steel grade

1. はじめに

現在の道路橋示方書¹⁾では、鋼床版を除いて疲労の影響を考慮しなくともよいとされている。これは、設計応力に占める活荷重応力の割合が小さいためとされている。しかし、わが国の道路橋においても疲労が原因と考えられる損傷が多数報告されている²⁾。これらの多くは設計時には想定しなかった 2 次応力が原因で生じたものである。しかし、疲労が特に問題とされる溶接構造が道路橋に多用されるようになったのは 1960 年代以降であり、これらの鋼橋の供用年数の増加にともない、通常の設計計算で対象とする主要部材の応力によっても疲労損傷が発生する可能性も十分考えられる。このような一次応力による疲労損傷を防止するためには、適切な方法で維持管理を行うことはもちろんのこと、合理的な方法で疲労に対する安全性の照査を行うことも有効である。そのため、道路橋示方書に疲労設計条項の記載が強く望まれており、その準備が現在進められている³⁾。また、諸外国では米国の AASHTO⁴⁾や英国の BS5400⁵⁾などのように、すでに道路橋に対する疲労設計基準類が設けられている。

一般に支間の短い橋梁ほど、また静的強度レベルの高い鋼材を用いた橋梁ほど疲労損傷を受けやすいとされている⁶⁻⁸⁾。これは、支間が短いほど、また使用鋼材の静的強度(許容応力度)が高いほど疲労荷重(活荷重)の死荷重に対する割合が大きくなるためと考えられている。このような関係を橋梁の試設計を通して定量的に明らかにすることにより、どのような橋梁で疲労が問題となりやすいか、また疲労設計が不要とな

る橋梁の条件なども示せるものと考えられる。

本研究では、一般的な橋梁である鋼 I 断面合成桁形式の 2 車線道路橋を対象とし、日本鋼構造協会の『鋼構造物の疲労設計指針・同解説』⁹⁾(以後、JSSC 指針と呼ぶ)に示されている疲労照査方法を利用して、橋梁の支間と使用鋼材をパラメーターとした疲労寿命解析を行う。そして、その結果に基づき、疲労寿命に対する橋梁の支間と使用鋼材の影響について検討する。

2. 疲労寿命の解析とその条件

2.1 橋梁断面の設計

解析対象は、図-1 に示す断面の 2 車線単純合成桁橋である。支間は、この形式の橋梁の適用範囲を考慮し、25, 30, 40, 50, 60, 70, 80m の 7 種類とした。また、使用鋼材は、静的な許容応力度の異なる SM400, SM490, SM490Y, SM570 の 4 種類とした。以上のように、ここでは支間 7 種類と鋼材 4 種類を組み合わせた計 28 の橋梁を対象とし、道路橋示方書に準拠した市販のソフト¹⁰⁾を利用してそれらの概略設計を行う。なお、ここでは通常の設計では使用されることのない鋼材と支間の組み合わせも対象としているが、これは疲労に対する支間と使用鋼材の影響をわかりやすく示すことを目的としたためである。

荷重分配横桁は支間中央のみに設置し、その格子剛度は 15 とした。主桁の断面力計算には格子解析を用いている。橋格としては幹線道路橋を想定し、設計活荷重を B 活荷重とした。図-1 に示す橋梁断面は、支間・鋼種によらず同じとした。床版厚は道路橋示方書の計

表-1 主桁断面と設計計算応力度

支間(m)		25	30	40	50	60	70	80
SM400 (外桁) σ_{la} (MPa) 137.2	U.flg $b_u \times t_u$ (mm)	410×16	480×19	610×23	700×28	810×32	910×35	920×35
	L.flg $b_l \times t_l$ (mm)	480×39	560×40	730×40	900×40	1080×32	1270×40	1290×40
	Web $h_w \times t_w$ (mm)	1450×9	1700×9	2200×11	2750×11	3300×11	3850×13	4800×16
	σ_1 (MPa)	130.536	131.614	132.3	132.398	133.378	133.378	133.084
SM400 (内桁) σ_{la} (MPa) 137.2	U.flg $b_u \times t_u$ (mm)	390×16	480×18	570×23	650×28	780×31	880×34	880×34
	L.flg $b_l \times t_l$ (mm)	480×35	560×36	720×37	910×36	1080×37	1200×39	1220×39
	Web $h_w \times t_w$ (mm)	1450×9	1700×9	2200×11	2750×11	3300×11	3850×13	4800×16
	σ_1 (MPa)	130.634	131.222	131.81	132.79	132.79	133.574	133.182

支間(m)		25	30	40	50	60	70	80
SM490 (外桁) σ_{la} (MPa) 186.2	U.flg $b_u \times t_u$ (mm)	270×12	320×14	450×20	540×25	660×29	750×33	840×37
	L.flg $b_l \times t_l$ (mm)	470×27	560×27	650×35	790×37	930×39	1060×40	1230×40
	Web $h_w \times t_w$ (mm)	1450×9	1700×9	2000×10	2400×11	2800×11	3250×11	3700×12
	σ_1 (MPa)	179.046	179.634	179.242	179.438	180.124	182.182	181.888
SM490 (内桁) σ_{la} (MPa) 186.2	U.flg $b_u \times t_u$ (mm)	270×12	310×14	430×20	530×24	620×29	710×33	810×36
	L.flg $b_l \times t_l$ (mm)	470×24	550×25	660×31	800×33	920×36	1060×37	1200×38
	Web $h_w \times t_w$ (mm)	1450×9	1700×9	2000×10	2400×11	2800×11	3250×11	3700×12
	σ_1 (MPa)	179.046	177.478	179.732	180.32	180.516	181.202	181.398

支間(m)		25	30	40	50	60	70	80
SM490Y (外桁) σ_{la} (MPa) 205.8	U.flg $b_u \times t_u$ (mm)	260×12	300×15	380×19	500×23	600×29	690×33	780×37
	L.flg $b_l \times t_l$ (mm)	480×23	520×28	650×31	770×34	870×39	1020×39	1160×40
	Web $h_w \times t_w$ (mm)	1450×9	1600×9	2000×11	2350×11	2650×11	3100×11	3500×12
	σ_1 (MPa)	197.47	196.98	197.372	199.822	200.704	200.606	201.586
SM490Y (内桁) σ_{la} (MPa) 205.8	U.flg $b_u \times t_u$ (mm)	260×12	300×15	380×18	470×23	590×28	660×32	750×36
	L.flg $b_l \times t_l$ (mm)	470×21	520×25	640×28	770×31	870×36	1020×36	1160×37
	Web $h_w \times t_w$ (mm)	1450×9	1600×9	2000×10	2350×11	2650×11	3100×11	3500×12
	σ_1 (MPa)	196.196	196.784	199.43	199.136	199.136	200.018	201.194

支間(m)		25	30	40	50	60	70	80
SM570 (外桁) σ_{la} (MPa) 254.8	U.flg $b_u \times t_u$ (mm)	220×11	270×14	340×18	420×25	490×26	540×29	590×30
	L.flg $b_l \times t_l$ (mm)	450×14	540×19	570×32	650×38	850×32	1000×31	1020×33
	Web $h_w \times t_w$ (mm)	1650×9	1650×9	1750×10	2000×11	2550×11	3000×12	3550×14
	σ_1 (MPa)	243.628	243.824	246.568	247.45	247.156	247.842	248.136
SM570 (内桁) σ_{la} (MPa) 254.8	U.flg $b_u \times t_u$ (mm)	220×11	270×14	340×18	400×25	470×25	530×28	570×29
	L.flg $b_l \times t_l$ (mm)	420×13	530×17	570×29	660×34	850×29	940×30	1000×31
	Web $h_w \times t_w$ (mm)	1650×9	1650×9	1750×10	2000×11	2550×11	3000×12	3550×14
	σ_1 (MPa)	242.452	244.314	245	247.058	248.332	248.528	246.96

σ_1 : 下フランジの設計計算応力度 σ_{la} : 許容応力度

算式にしたがって 230mm、舗装厚は標準的に用いられている 80mm とした。また、主桁断面や補剛材などは文献¹¹⁾にしたがって設定した。ここで設計した主桁断面と主桁中央下フランジでの設計計算応力度を表-1 に示す。この表に示すように、設計計算応力度は、それぞれの鋼材の許容応力度の 95～98% の範囲にある。

2.2 疲労荷重による応力変動の解析とその条件

2.1 で設計した合成桁橋には種々の溶接継手・構造詳細が含まれるため、疲労亀裂の発生が予想される位

置、すなわち疲労寿命を計算すべき位置も多数ある。ここでは、疲労寿命評価位置（継手位置）を通常もっとも大きい応力が生じると考えられる支間中央の主桁下フランジとした。この下フランジの疲労寿命を計算するために、疲労荷重、疲労荷重による応力変動の計算方法、疲労強度、そして疲労寿命計算法を示す必要があるが、ここでは以下のように設定した。

疲労荷重は建設省により示された表-2 の車両の車両諸元¹²⁾（軸配置、重量分布）とそれらの構成比、交通量、車速に基づいたモンテカルロシミュレーション¹³⁾

を行うことにより作成した車両列である。ここで用いた車両構成比は表-3に示すとおりであり、これは国道357号線・有明で測定されたものである¹²⁾。大型車混入率は32.5%となる。車両の走行位置は各車線の中央を中心とした正規分布に従うものとし、その標準偏差は大阪市の測定結果¹⁴⁾に従い15cmとした。車速は幹線国道を想定し、50km/hrとした。時間交通量は1車線当たり1000台であり、日大型車交通量は1車線当たり7800台となる。このように日大型車交通量の多い橋梁は希であり、ここでは疲労に対して厳しい交通条件下で以後の検討を行っていることに注意願いたい。さらに、実際に生じる応力は格子解析から計算した応力よりも小さくなることが多い¹⁵⁾ため、その意味でもここで用いている条件は疲労に対して厳しいものとなっている。

以上の条件下で、自動車荷重列のモンテカルロシミュレーションを行い、それが橋上を走行する際に生じる応力変動を着目部位（主桁支間中央の下フランジ）の応力の影響面を利用して解析する⁷⁾。なお、シミュレーションは4日分、すなわち192,000台の車両のシミュレーションを行っている。

着目位置（支間中央主桁下フランジ）の応力の影響面は、そこでの曲げモーメントの影響面から各主桁の断面定数を用いて算定した。そのときの単位荷重は1tf（9.81kN）とした。影響面の例を図-2に示す。また、このときの最大の縦距と支間の関係を、外桁・内桁、そして使用鋼材で記号を変えて、図-3(a),(b)に示す。当然のことではあるが、支間が短いほど、また使用鋼材の静的許容応力度が高いほど、影響面の縦距が大きくなっている。

この応力の影響面を利用して、疲労荷重が橋上を走行するときの応力変動を解析した例を図-4に示す。この図では、ある時点で橋上を走行する車両の様子と応力の時間変動を示している。このような応力変動にレインフロー法を適用し、応力範囲頻度分布を求める。

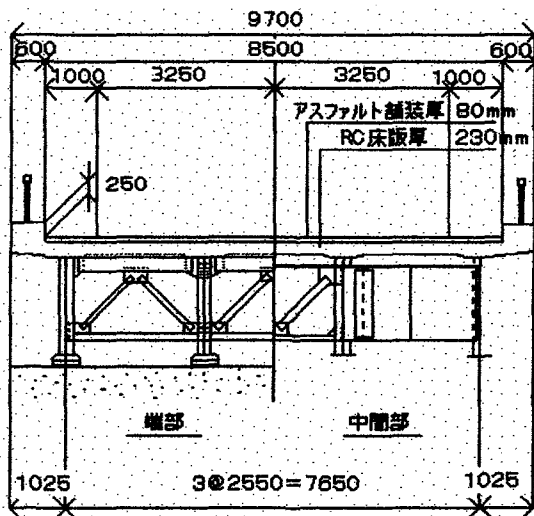


図-1 橋梁断面

表-2 車両の分類と各車両の重量分布

車種	平均重量(kN)	最大重量(kN)	最小重量(kN)	分布形	対称正規標準偏差	全長(m)	車軸間隔(m)	重量分布
乗用車 C	1.30	3.10	0.20		0.36	4.4	1.80	1軸: 50.2%
小型トラック ST	9.62	12.50	1.00		1.31	4.4	1.40	1軸: 23.9%
中型トラック MT	6.16	18.30	1.00		2.50	1.0	3.5	2軸: 76.1%
大型トラック LT	16.75	46.20	3.90		6.20	1.0	3.5	1軸: 16.6%
大型ダンプ LD	19.62	61.90	5.40		9.54	1.2	3.3	2軸: 54.8%
タンクローリー TR	13.92	33.70	3.90		8.31	1.2	4.15	3軸: 31.1%
セミトレーラー TT	24.78	66.70	8.1		12.92	1.2	1.3	1軸: 11.7%
バス BS	13.94	18.30	8.00		2.41	1.2	2.9	2軸: 44.3%

表-3 車種構成比

車種	大型車混入率
	32.5%
乗用車 C	55.1%
小型トラック ST	12.4%
中型トラック MT	13.1%
大型トラック LT	10.3%
大型ダンプ LD	3.0%
タンクローリー TR	1.7%
セミトレーラー TT	3.4%
大型バス BS	1.0%

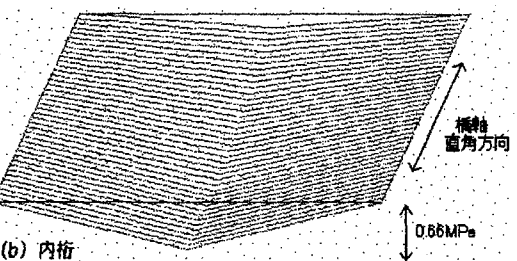
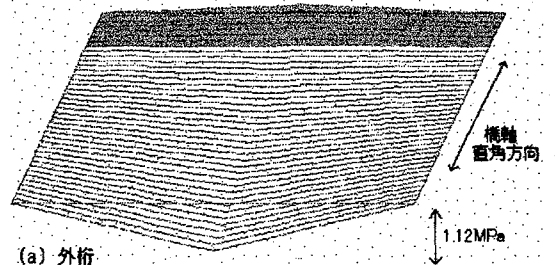


図-2 応力の影響面

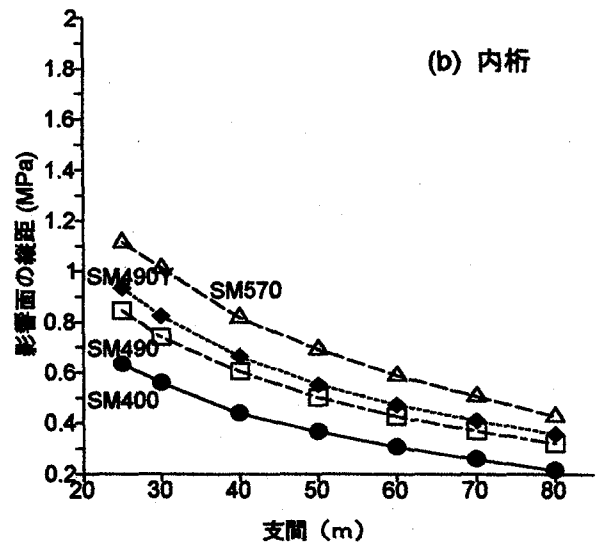
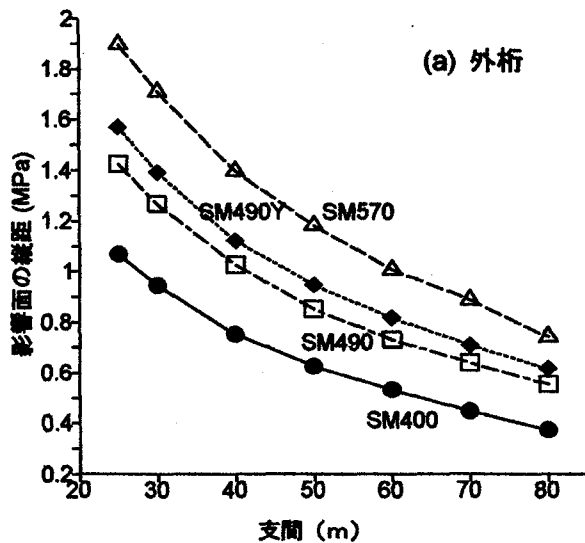


図-3 支間中央下フランジの最大応力

求めた応力範囲頻度分布の例を図-5(a)に示す。従来から知られているように、低応力範囲でその頻度が非常に高く、高応力範囲では少なくなっている。高応力範囲での頻度分布をわかりやすく示すために、頻度を対数目盛りとして頻度分布を表したのが図-5(b)である。応力範囲頻度分布はほぼ指数分布で表されるようである。他のケースでも以上の傾向は同じであった。

2.3 疲労寿命の計算方法

疲労寿命の計算は JSSC 指針に従った。ここでは、まず支間中央下フランジに JSSC 指針によって示されている疲労強度の異なるいくつかの継手（強度等級 A～H）の存在を仮定する。それぞれの強度等級は応力範囲と疲労寿命の関係、すなわち図-6に示す疲労設計曲線として与えられている。これらの応力範囲 ($\Delta\sigma$) - 疲労寿命 (N) 関係を式で表せば、以下のようになる。

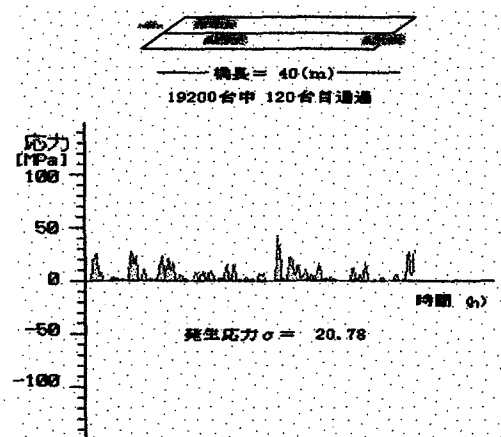


図-4 応力変動の解析例

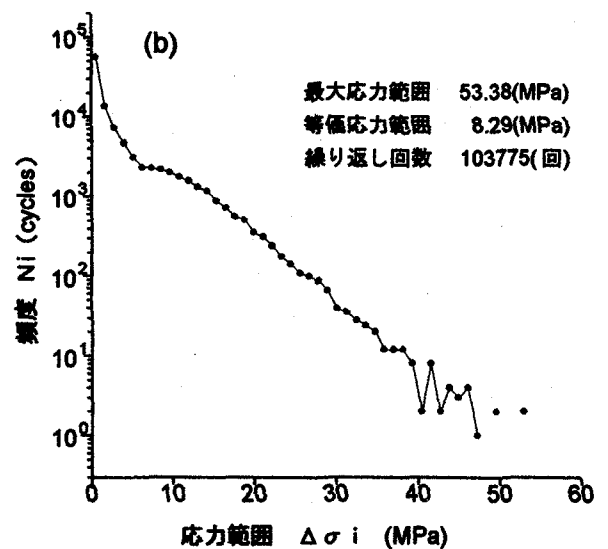
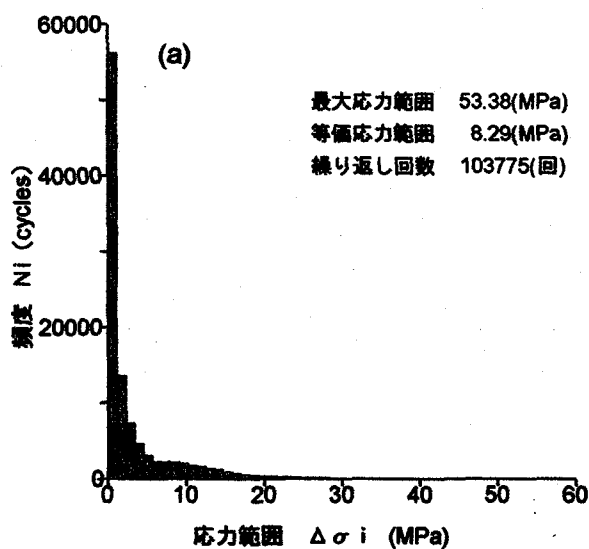


図-5 応力範囲頻度分布(SM490Y, 40m, 外桁)

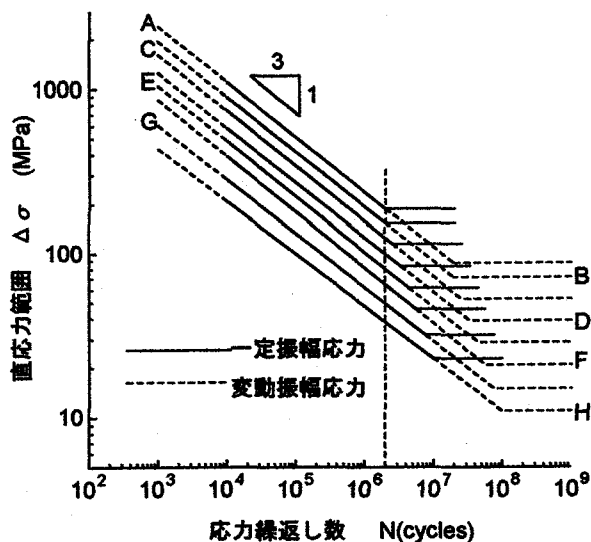


図-6 疲労設計曲線

$$\Delta \sigma^3 \cdot N = C_0 \quad (\Delta \sigma > \Delta \sigma_{ce}, \Delta \sigma_{ve}) \quad (1)$$

$$N = \infty \quad (\Delta \sigma \leq \Delta \sigma_{ce}, \Delta \sigma_{ve})$$

ここで、 C_0 、 $\Delta \sigma_{ce}$ 、 $\Delta \sigma_{ve}$ は、疲労損傷度 ($\Delta \sigma_f^3 \cdot 2 \times 10^6$ 、 $\Delta \sigma_f$: 200 万回疲労強度)、一定振幅応力、変動振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界であり、強度等級ごとに表-4 に示す数値が与えられている。一定振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界は、変動応力の応力範囲成分の全てがそれ以下であれば、疲労照査の必要のない(寿命が無限となる)限界値を示すものであり、一定振幅応力下の疲労限度に対応する、変動振幅応力の応力範囲成分の一つでも一定振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界を超える場合には、疲労損傷に寄与しない応力範囲の限界値として変動振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界を用いる。

疲労寿命は、線形累積被害則を用いて以下のように求めた。線形累積被害則では、応力範囲頻度分布のうち、ある応力範囲レベルを $\Delta \sigma_i$ 、その頻度を n_i とおき、疲労損傷度 ($\sum \Delta \sigma_i^3 \cdot n_i$) が疲労強度等級ごとに与えられた数値 C_0 に達したきに疲労破壊が生じると考える。ただし、 $\Delta \sigma_{ve}$ 以下の $\Delta \sigma_i$ の繰返し数 n_i は 0 とする。ここでは、4 日分の応力範囲頻度分布を用いており、それによる疲労損傷度 D_{4day} を用いれば、疲労寿命 N_{year} (年) は以下の式から求められることになる。

$$N_{year} = \frac{C_0}{D_{4day}} \cdot \frac{4}{365} \quad (2)$$

なお、JSSC 指針では変動振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界を設けずに ($\Delta \sigma_{ve} = 0$) 疲労寿命評価を行ってもよいとしている。ただし、その場合には安全側の評価となる。

表-4 設計 $\Delta \sigma$ - N 関係(JSSC 指針)

名称	強度等級	応力の打ち切り限界(MPa)	
	2×10^6 回 基本許容応力範囲 $\Delta \sigma_f$ (MPa)	一定振幅応力 $\Delta \sigma_{ce}$ (N)	変動振幅応力 $\Delta \sigma_{ve}$ (N)
A	190	190	88
B	155	155	72
C	125	115	53
D	100	84	39
E	80	62	29
F	65	46	21
G	50	32	15
H	40	23	11

3. 疲労寿命の計算結果

3.1 支間の影響

以上の条件・方法で計算した外桁の疲労寿命と支間の関係の例を継手の強度等級によって記号を変えて図-7(a)、(b)に示す。図(a)は SM400、図(b)は SM490Y を使用した場合の結果である。図中の A~H は継手の疲労強度等級を示している。なお、図(a)では A、B、C、また図(b)では A、B が示されていないが、このような省力はこれらの当級の継手の予想寿命がグラフの範囲外 (10^6 年以上) にあることを意味している。

図-7(a)、(b)いずれの場合も、支間が長くなるにしたがって疲労寿命は長くなっている。例えば、使用鋼材を SM490Y、強度等級を E とした場合、支間 25m に比べて支間 80m での疲労寿命は 30 倍以上となっている。SM400 を使用鋼材とした場合に注目すると、もっとも低い強度等級 H の継手が支間中央下フランジに存在しても、支間が 50m 以上であれば、その寿命は 200 年以上あることがわかる。

図-8(a)、(b)は、SM490 を使用した場合の外桁と内桁の疲労寿命一支間関係を示したものである。内桁の疲労寿命は外桁に比べて長くなっている。このことは、他の鋼材を使用した場合も同様であった。したがって、この形式の橋梁では外桁の照査だけで、内桁の照査は省略できる可能性が高いといえる。

先述のように、JSSC 指針では変動振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界 $\Delta \sigma_{ve}$ を 0 として疲労寿命評価を行ってもよいとしている。このような条件で求めた疲労寿命と先の例のように $\Delta \sigma_{ve}$ を考慮した方法で求めた疲労寿命の比を計算した。その結果の例 (SM570、外桁) を図-9 に示す。継手の強度等級が高いほど、また支間が長いほど、 $\Delta \sigma_{ve}$ を 0 とした寿命評価法では短寿命側 (安全側) の評価となっている。このように、変動振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界を設け

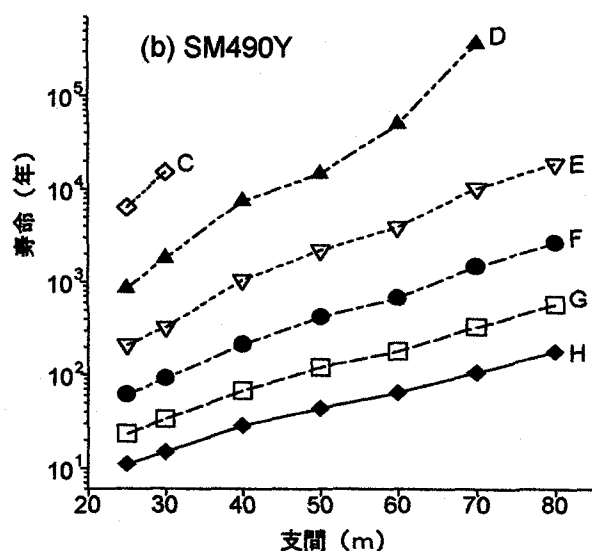
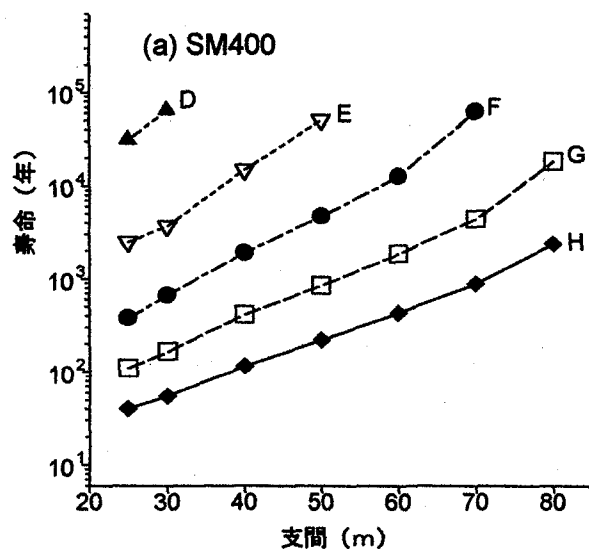


図-7 支間の影響

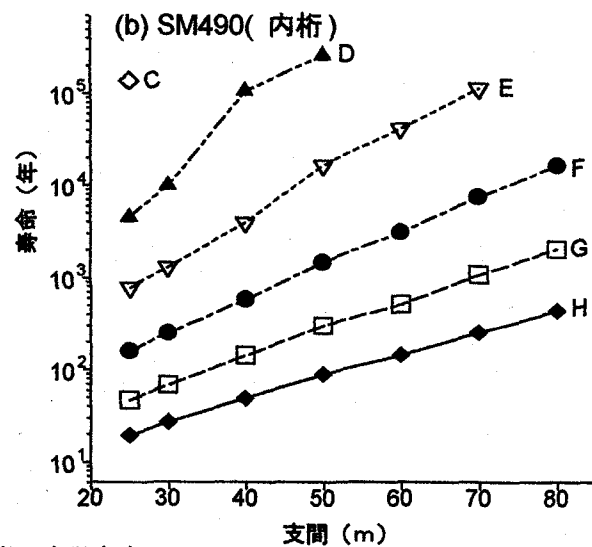
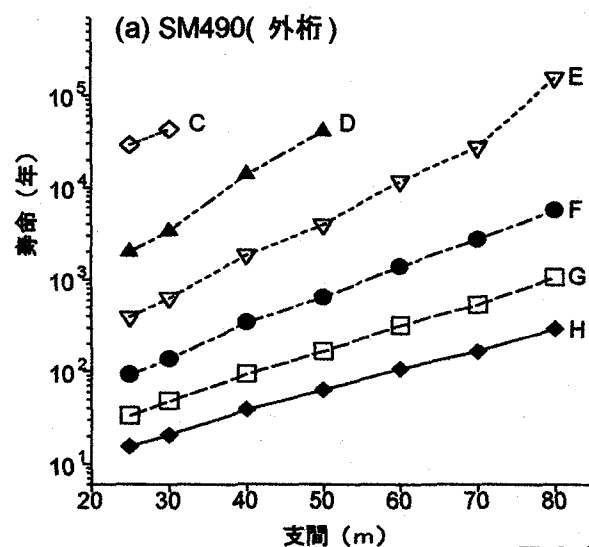


図-8 外桁と内桁の疲労寿命

るか否かによって推定寿命は大きく変化する。

3.2 使用鋼材の影響

ここで求めた疲労寿命と使用鋼材の静的許容応力度の関係の例を図-10(a) (支間 30m) と (b) (支間 60m) に示す。いずれの場合も使用鋼材の許容応力度が高くなるにつれて疲労寿命は短くなっている。例えば、図 (a) に示す支間 30m では、使用鋼材を SM400 から SM570 とすることで強度等級 F の継手の疲労寿命は 1/17 程度となっている。

3.3 疲労が問題となる使用鋼材と支間の関係

疲労設計に用いられる設計寿命は、英国の橋梁の疲労設計基準である BS5400 で 120 年、米国の AASHTO では 75 年、本州連絡橋公団で 100 年、新幹線では 70 年とされている。現在の道路橋示方書には、設計寿命に関する条項はないが、50 年程度と考えられている。先にも述べたように、道路橋示方書は数年の内に改訂さ

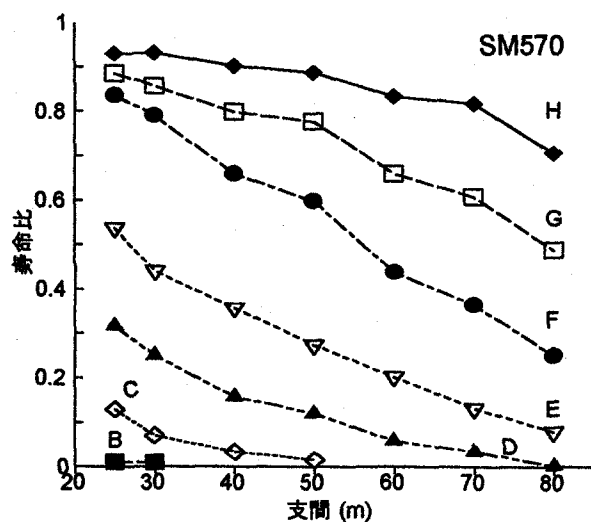


図-9 計算法による疲労寿命の変化

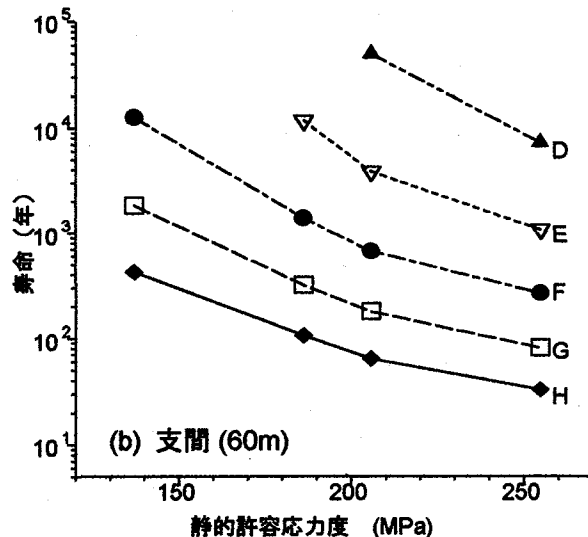
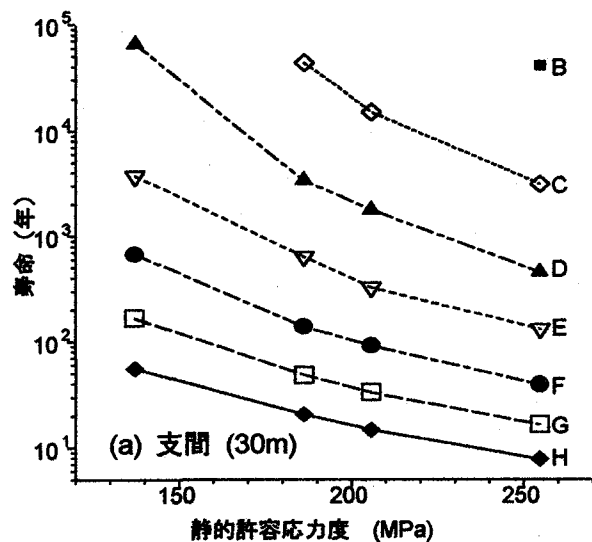


図-10 使用鋼材の影響

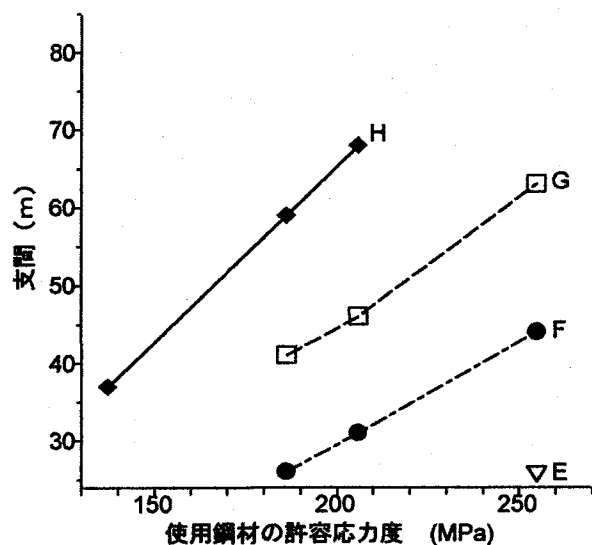


図-11 寿命 100 年となる支間と使用鋼材の

れ、そこには疲労設計条項も含まれる予定となっている。そこでは、設計寿命 100 年が考えられているようである¹⁰⁾。ここでは、設計寿命を 100 年とした際に問題となる橋梁支間と使用鋼材の組み合わせについて検討する。

図-7 に示した疲労寿命と支間の関係、および図-10 に示した疲労寿命と使用鋼材との関係より、疲労寿命が 100 年となる支間と使用鋼材の関係を継手の強度等級ごとに求めた。その結果を図-11 に示す。図の縦軸は支間、横軸は使用鋼材の許容応力度である。対象とする橋梁が、各強度等級ごとに与えられている関係よりも左上にあれば疲労寿命は 100 年以上となることを意味している。また、右下にあれば 100 年の内に疲労の問題が生じるということになる。例えば、図-11 は、溶接のままの面内ガセット溶接継手のような強度等級 H の継手が支間中央の下フランジに存在すれば、SM400 で支間 37m 以下、SM490 で 59m 以下、SM490Y で 68m 以

下、SM570 ではここで対象としたすべての支間(25～80m)で疲労が問題となることを意味している。また、強度等級が D 以上であれば、ここで対象としたすべての橋梁(支間、使用鋼材)で疲労の問題は生じないということも示している。また、ここ示したような関係を用いることにより、疲労が問題とならないように使用鋼材および継手・構造詳細を選択することも可能となる。

4. まとめ

支間 7 種類 (25, 30, 40, 50, 60, 70, 80m)、使用鋼材 4 種類 (SM400, SM490, SM490Y, SM570) を組み合わせた計 28 通りの 2 車線鋼 I 断面合成桁橋梁の概略設計を行い、各橋梁の支間中央で主桁の疲労寿命を応力変動のシミュレーション解析を行うことにより求めた。それらの結果をもとに、疲労寿命に対する支間と使用鋼材の影響、そして疲労が問題となる橋梁支間と使用鋼材の組み合わせについて検討し、以下の結果を得た。ただし、ここでの結果は疲労に対して非常に厳しい荷重条件下で得られたものであることに注意願いたい。

- (1) 橋梁の支間長が長くなるにつれて、疲労寿命は長くなる。例えば、支間 80m の橋梁の疲労寿命は支間 25m にくらべて 15 倍以上となる。
- (2) 橋梁の使用鋼材の静的許容応力度が高くなるしたがって、疲労寿命は短くなる。例えば、使用鋼材 SM570 の橋梁の疲労寿命は使用鋼材 SM400 の場合の 0.14 倍以下となる。
- (3) 設計寿命を 100 年とした場合に疲労が問題となる橋梁支間と使用鋼材の組み合わせを継手の強度等級ごとに示した。この関係を用いることに

より、疲労が問題とならないような、使用鋼材および継手の選択が可能となる。

参考文献

- 1) 日本道路橋協会：道路橋示方書・同解説（I 共通編），丸善，1995.
- 2) 道路協会：鋼橋の疲労，丸善，1997.
- 3) 名取 暢：鋼道路橋の疲労設計（疲労設計の導入による設計・構造イメージの変化），第 2 回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文集，pp.49-61，1999.
- 4) American Association of State Highway and Transportation Officials：AASHTO LRFD Design Specifications，1994.
- 5) British Standards Institution：BS5400, Steel Concrete and Composite Bridge, Part 10, Code of Practice for Fatigue，1979.
- 6) 伊藤文人：実働荷重による疲労寿命設計（岡本舜三 編：鋼構造の研究，第 5 章），技報堂出版，pp.289-328，1977.
- 7) 森猛，梶原仁，長谷川洋介：JSSC 指針に基づく鋼構造物の疲労安全性照査プログラムの開発とその応用，鋼構造論文集，第 2 巻第 8 号，pp.37-45，1995.
- 8) 村越潤：強度特性から見た高性能鋼材の橋梁への適用性について，土木技術資料 38-2，pp.56-61，1996.
- 9) 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説，技報堂出版，1993.
- 10) 日本電子計算：JSP-4 合成桁（鈑桁・箱桁）の概略設計ソフト，1985.
- 11) 全日本建設技術協会：土木構造物標準設計解説書，第 23～28 巻（活荷重合成プレートガーター橋），1979.
- 12) 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.
- 13) Miki,C., Goto,Y., Mori,T. and Yoshida,H.：Computer Simulation Studies on the Fatigue Load and Fatigue Design of Highway Bridges，土木学会論文集，No.356，pp.37-46，1985.
- 14) 関西道路研究会道路橋調査研究委員会疲労小委員会，報告書，1989.
- 15) 藤原稔，村越潤，鹿嶋久義：鋼プレートガータ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.
- 16) 西川和廣：道路橋示方書の性能照査規定化とこれからの橋，第 2 回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文集，pp.39-48，1999.

（1999 年 9 月 17 日受付）