

車両の同時載荷が道路橋の疲労損傷に及ぼす影響

Effect of multiple presence of vehicles on fatigue damage of highway bridges

藤野陽三*, バルティア, B.K.***, 三木千寿+, 伊藤学**

Yozo FUJINO, B.K. BHARTIA, Chitoshi MIKI and Manabu ITO

The effect of multiple presence, i.e. interaction, of vehicles, on total fatigue damage to highway bridges has been studied here in terms of non-dimensional factors. For a single-lane loading it has been quantified in the form of 'multiple presence fatigue factor', γ_M and for a double-lane loading, in the form of 'multi-lane factor', β . Based on simulation as well as some theoretical developments, we found that for normal traffic conditions the interaction effect for a single-lane loading is not so significant and can be neglected for practical purposes. Whereas, for a double-lane loading it is rather significant but follow a simple trend. Finally we have proposed relations for the factors γ_M and β for a simple evaluation of fatigue damage of highway bridges.

1. はじめに

鋼橋に溶接構造が導入されて約50年が経過し、一部の鋼橋に疲労損傷が顕在化しつつある。輸送の効率化とともに大型車の重量が増し、交通量も一昔前に比べると飛躍的に増大し、路線によっては大型車混入率が70%~80%に近い時間帯が存在する場合がある。このような荷重環境の悪化が疲労損傷の進行を加速させていると推測され、既設橋梁の余寿命、維持、管理あるいは検査間隔などを考える際には疲労損傷は重要な照査項目の一つになっている。

現行鋼道路橋示方書では、床板設計の一部で疲労に対する配慮を行ってはいるが、全体としては強度照査を行うことにより疲労に対する照査も自動的に済ませているというのが基本的立場になっていると思われる。なお、BS5400(part 10)、AASHTOをはじめ、諸外国の設計基準においては疲労照査の項が設けられている。我国の鋼道路橋においては疲労が問題となるのは将来とも限られたものになると思われるが、前述のような

* Ph.D 東京大学助教授

工学部土木工学科 (〒113 文京区本郷7-3-1)

** 工修 プリンストン大学博士課程

U.S.A

+ 工博 東京工業大学助教授

工学部土木工学科 (〒152 目黒区大岡山2-12-1)

++ 工博 東京大学教授

工学部土木工学科 (〒113 文京区本郷7-3-1)

実情に鑑みれば何らかの形で疲労に対する配慮、規定を示方書に設けることも考えてよい時期に至っている。

示方書への疲労照査のとり込み、あるいは既設橋梁の疲労損傷予測などを念頭において、文献1、2では、一車線荷重に対する疲労損傷予測がシミュレーションより行われ、現行TL-20荷重を基盤においた設計への応用が示されている。本研究も同様の主旨で行われたものである。ただし、橋梁上に2台以上の車両が同時載荷した場合の疲労損傷に及ぼす影響に力点をおき、2車線荷重の場合も含めて確率論的立場から検討している。

なお、疲労損傷の評価は、S-N曲線と線形累積則(Miner則)を用いており、応力レンジ算定は雨だれ(rain flow)法によっている。S-N曲線としては $SN^m = a$ 、溶接構造部を対象とするので $m=3$ を採用している。また、桁の橋軸方向影響線としては単純支持桁によるものを想定し、スパン中央点における静的曲げモーメント(応力)に着目して一車線、二車線の場合について同時載荷の影響を検討し、交通量とスパンの関数としての回帰式を導いている。なお、単純桁の中央曲げモーメントは単にreference valueとしての意味をもたせているだけである。

2. 1車線載荷荷重による疲労損傷

スパン(影響線長)が長くなる、あるいは交通量が大きいと、車両が橋梁上に同時載荷される確率が高くなる。疲労損傷は応力(外力)の m 乗で効くという非線形性があるので、同時載荷の割合が高いと個々の車両による損傷の和は全疲労損傷と一致しない。ここではこの同時載荷の疲労損傷に及ぼす影響を示す尺度として同時載荷疲労係数(multiple presence fatigue factor) r_M を次のように定義する。

$$r_M = \text{全疲労損傷} / \text{1台1台の単独走行車両による疲労損傷の和} \quad \cdots (1)$$

すなわち、同時載荷を考慮した疲労損傷を同時載荷を無視して個々の車両による疲労損傷の和で除した値とする。逆にいえば、この r_M は一車線荷重における同時載荷補正係数である。

2.1 確率過程論による r_M の評価

r_M を理論的に評価することを試みた。詳細は文献3、4に譲るが、ここではモデルとしては荷重強度一定の確率点過程を考えている。実際の交通流には種々のタイプの車両が混入し、また車長、車重、軸間距離はまちまちであることを考えると、きわめて粗いモデルである。 r_M 自体が同時載荷の影響を示す無次元量であり、車頭間隔がもっとも大きく効いてくるパラメータで、車重、車長などは2次的にしか r_M の値に効いてこないと考え、上述のような極めて単純化されたモデルを用いた。なお、点過程モデルは疲労に影響の大きいトラックの到着過程を想定している。

図1はトラックの流れを点過程(●印)で示したものである。車頭間隔に応じて、単独載荷、2台同時載荷、3台同時載荷とわけることができる。ただし、図中に1例を示しているように1台のトラックが2つの2台同時載荷状態に含まれる場合もあり、事象の分類には注意を要する。いずれにせよ、適当な近似を導入することにより、 n 台のトラックが同時に載荷される確率を求めることができる。(詳しくは文献3、4参照)

同時載荷された状態での条件付車頭間隔分布を次に求め、さらにある車頭間隔状態における疲労損傷を雨だれ法によって求め、条件付車頭間隔分布と n 台載荷の確率を組合わせ r_M を評価することができる。 n が増えるに従い、計算が幾何級数的にやっかいとなるが、ともかく r_M を解析的に求めることができる。先に

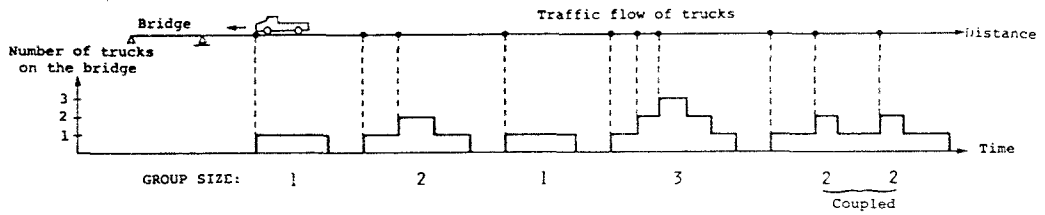


図1. 車両の流れと同時载荷のパターンの例 (・ : 車両位置)

表1. 3つの交通流モデル

Case	Volume (trucks/hr)	Velocity (km/hr)	L (meter)	λL	
				1-EHD	3-EHD
1	250	100	100	0.25	0.75
2	500	100	100	0.50	1.50
3	1000	50	100	2.00	6.00

表2. γ_M の値

	Case 1	Case 2	Case 3
1-EHD	1.18	1.32	2.06
3-EHD	0.98	0.94	1.32

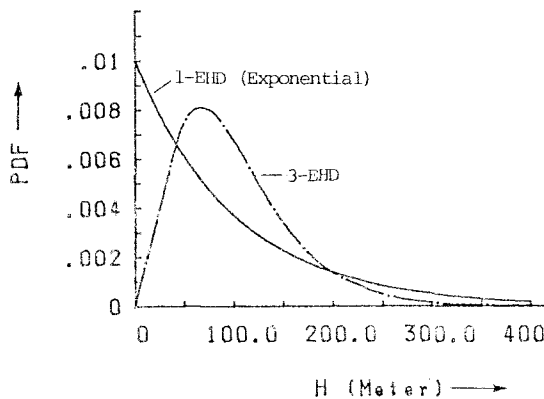


図2. 自由度1, 3のアーラン車頭間隔分布

表3. 交通量Qと λL の値

Q (veh/hr)	V (km/hr)	Mean headway (meter)	λL
200	100	500	0.60
250	100	400	0.75
300	100	333	0.90
350	100	286	1.05
400	100	250	1.20
500	100	200	1.50
600	100	167	1.80
800	100	125	2.40
1000	100	100	3.00
1200	75	62	4.80
1500	75	50	6.00
1800	50	28	10.8
2000	50	25	12.0

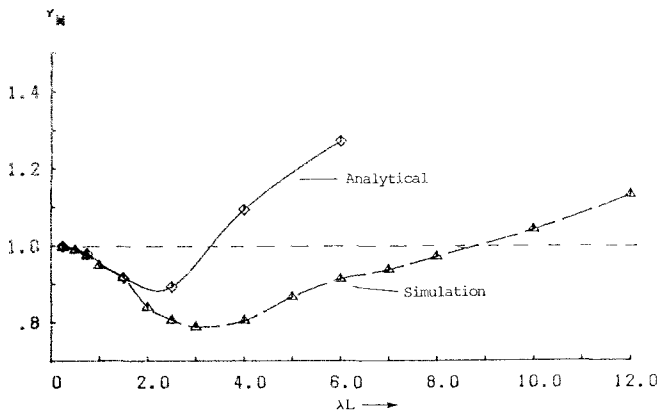


図3. γ_M と λL (解析解とシミュレーション値)

述べた車重のランダム性なども原理的には取り込むことができるが計算はますます繁雑なものとなる。

表1に示す3つのタイプの交通条件のもとで、4台同時载荷の場合までを考慮に入れて得られた r_M の値を表2に示す。なお、車頭間隔分布としては自由度1のアーラン分布(1-EHD, 指数分布)と自由度3のアーラン分布(3-EHD)の2種類(図2)を考えている。すなわち車の到着を再生過程(renewal process)としている。表1の L はスパン長であり、 λ は交通密度を表す分布形のパラメータである。表2からわかるように r_M の値は車間分布により大きく異なる。一般に実情を表しているといわれる自由度3のアーラン分布で車頭間隔分布を代表させると r_M は極端な重交通(ケース3)でも高々1.3であり、ケース1, 2では逆に1.0を下回っている。以下に示す結果はすべて車間分布として3自由度のアーラン分布を用いている。(文献3, 4)

r_M が λL (無次元数)の関数で表されることが解析解の上で証明されている³⁾。図3は r_M を λL に対してプロットしたものである。 λL がある値を越さないと r_M は1.0を越えない。すなわち、同時载荷が疲労損傷をむしろ軽減させることを示している。これは疲労では応力レンジとその回数が効くことによるものである。

図3にはモンテカルロシミュレーションによる結果も併せて示してある。 $\lambda L < 2$ 程度までは解析解はよい一致を示すが、それ以上の λL に対しては解析解が r_M を過大評価している。同時载荷確率の見積りに用いた近似、4台同時载荷までしか考慮しなかったことなどがこの差の原因と考えられる。ただし、表3に示すように通常のスパン長の橋梁であれば重量車の多い交通状態でさえ λL が2を越えることは稀、あるいは越えても1日のうちある限られた時間帯だけであり、その意味においては解析解にある程度の実用性を認めることができる。

2.2 実態交通データを用いたシミュレーション

ここでは文献1), 2) で用いられているのと同じ車両分類(図4)、車重特性(表4)、東名高速道路大和における交通量特性(表5)を使って行ってより現実的な r_M をモンテカルロシミュレーションにより求める。

図5に車種混入率の異なる各交通条件のもとで行ったシミュレーションの結果を示す。なお、ここでは λ は全車両を対象にして算定している。スパン100mとしたとき、 r_M (図5a)はやはりはじめ1.0を下回り、 λL が非常に大きいと1を越す結果となっており、これは図3の解析解の傾向と一致している。またスパン30mのときの r_M (図5b)と比較して大きな差はなく、 r_M がやはり λL で表しうることを、混入率の影響(A~E)をあまり受けないことがわかる。

3. 2車線荷重による疲労損傷

2. では一車線荷重のみを対象にしたが、一般の橋梁では2車線以上有するのが普通である。図6に示すような広く中小橋梁に用いられる多主桁橋梁を考えたとき、各主桁は双方の車線上の車両による応力を受ける。

2.1 と同じような各車線上の車頭間隔分布を再生過程によりモデル化しても、その和の過程(pooled process)(図7)は一般的にはもはや再生過程ではあり得ない。また車両重量が等しいとしても桁の横分配のため、どちらの車線に車両が乗るかによって生ずる応力が異なる、すなわち、2.1で行ったような等強度の再生点過程としての扱いはできなくなる。したがって、解析的に疲労損傷を求めようとする、無理ではないとしても多大の困難が予想される。そこで、ここでは手法としては最も容易なモンテカルロ法を用いること

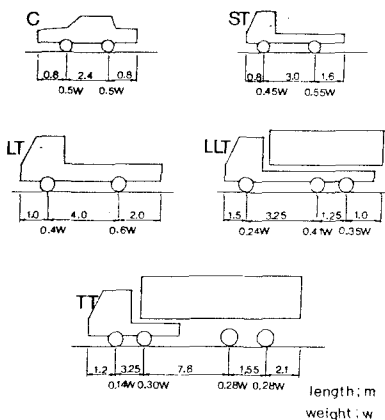


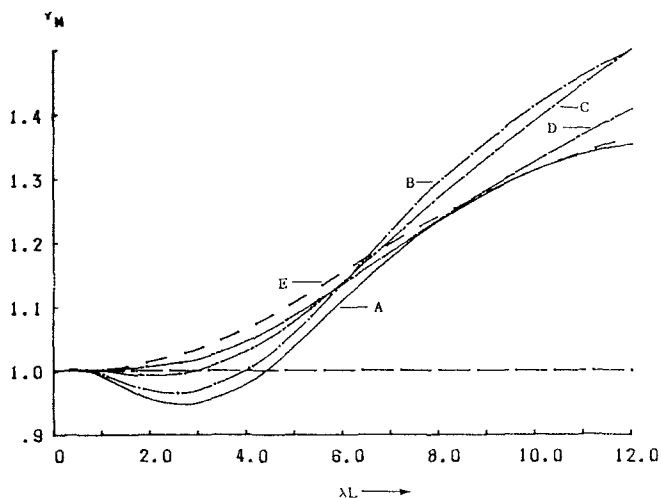
表4. 車重分布特性

Vehicle type	Distribution	Mean value (tonf)	Standard deviation (tonf)	Maximum weight (tonf)	Minimum weight (tonf)
C	Normal	1.2	0.6	4.0	0.5
ST	Normal	3.1	3.2	8.0	0.8
LT	Normal	8.1	3.2	30.0	1.0
LLT	Normal	17.7	6.1	45.0	2.0
TT	Log-normal	22.2	9.6	66.0	6.0

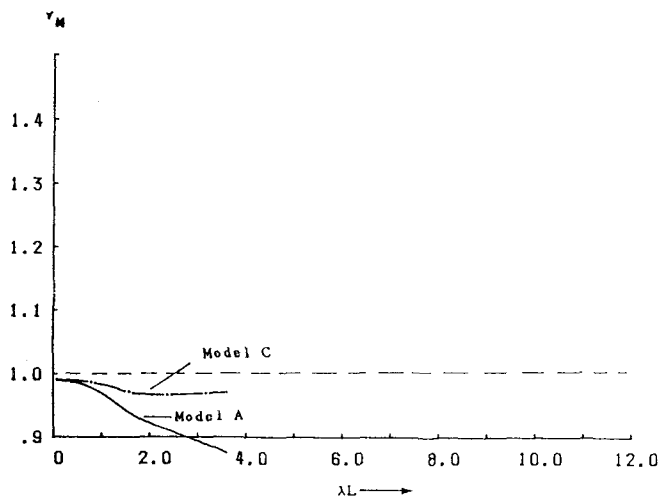
図4. 車両分類

表5. 交通流A～Eにおける混入率 (%)

Traffic model	C	ST	LT	LLT	TT
A	10	5	25	50	10
B	25	5	25	37	8
C	50	5	20	20	5
D	65	5	15	12	3
E	75	12	10	2	1



a) スパン 100m



b) スパン30m

図5. 実態交通特性を取り入れたシミュレーションによる r_M

にした。

2車線における同時載荷の影響を示す尺度として無次元係数 β (multi-lane fatigue factor) を次のように定義する。

$$\begin{aligned}\beta &= \text{全疲労損傷} / \text{各々の車線上の車両荷重の走行による疲労の和} \\ &= \text{全疲労損傷} / \sum r_M \times (\text{各車線における単独走行による疲労損傷の和}) \quad \dots (2)\end{aligned}$$

つまりこの β は、2車線であるが故に生じる同時載荷が疲労に及ぼす影響のみを示すパラメータとして定義している。注目する部材における各車線上の車両による応力の比を θ (ただし $\theta < 1$ にとる) とすれば、当然この β は θ の関数となる。 $\theta = 0$ であれば $\beta = 1$ となる。

2.1と同じ再生点過程モデルを各車線において仮定したときの β をシミュレーションによって求めた結果を図8に示す。同様に2.2と同じ車両モデル、交通条件(モデルA)を用いたときの β を図9 a, bに示す。ともに横軸は λL をとっている。

図8と図9 a (スパン長100mとしている)を比較すると両者は傾向的には一致している。 $\lambda L = 3$ 付近で β が大きくなるのは、この付近で r_M が小さくなるためである。車頭間隔として自由度3のアーラン分布を用いており、同一車線上での同時載荷の確率は小さいが、しかし、2台以上の車両が2車線にまたがって同時載荷される確率は十分高く、かつ2つの車両が平行状態で走行することもありうること(図10)から、 β は1.0より大きい。 λL が非常に大きいときには β はある一定値に近づくが、物理的な理由は定かではない。いずれにせよ、 r_M とは異なり実際に起こりうる交通量範囲での、すなわち λL が小さいときの β の変化が大きい。スパンを30mとしても β の値(図9 b)に大きな変化はない。

図11は、交通モデルCにおける β 値の結果である。図9 a, bの場合とは傾向的には変わらないものの、値としては若干の差がある。ただし大きな差ではない。

図9, 11より、 β も混入率、スパン長の影響はあまり受けず、 λL と θ の関数として表してよいといえよう。

4. 同時載荷係数 r_M と β の簡略式

2.2の図5で見られるように一車線荷重を対象とした同時載荷係数 r_M は交通流特性(混入率)の影響をあまりうけない。大型車の多い交通流モデルA, B, Cでは r_M は $\lambda L < 3$ では1を下回っている。D, Eでは r_M がこの領域でも1を若干上回るが、小型車の割合が多く疲労損傷そのものは同じ交通量であればA, B, Cのそれより圧倒的に小さく、 $r_M = 1.0$ として差支えないと思われる。 $\lambda L > 3 \sim 4$ では r_M は1.0を超える。ただし $\lambda L > 3$ となるのは交通量が非常に大きい場合に限られ、このような状況は朝夕のラッシュアワーに見られるにすぎず交通流としては小型車の多いDもしくはEであり、疲労損傷そのものが小さいと考えられるので、 $\lambda L > 3$ に対する r_M の選び方にそれ程気をつかう必要はない。

一方、 β の値は λL の小さいところでは θ によらずほぼ直線的に増加し、 λL が大きいとはば飽和する(図9, 11)。この飽和値は分配比 θ に強く依存する。 θ は注目している部材の各車線上の車両からの応力比(< 1)であり、今回S-N曲線、 $SN^m = a$ の m を3としていることから、飽和値は図9, 11の結果に θ の3次関数で近似するのが妥当と考えられた。

以上の考察をもとに得られた r_M と β の近似式は

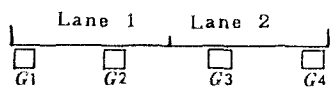


図6. 多主桁橋

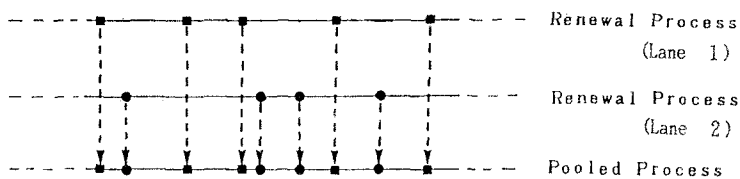


図7. 再生点過程の重ね合わせ

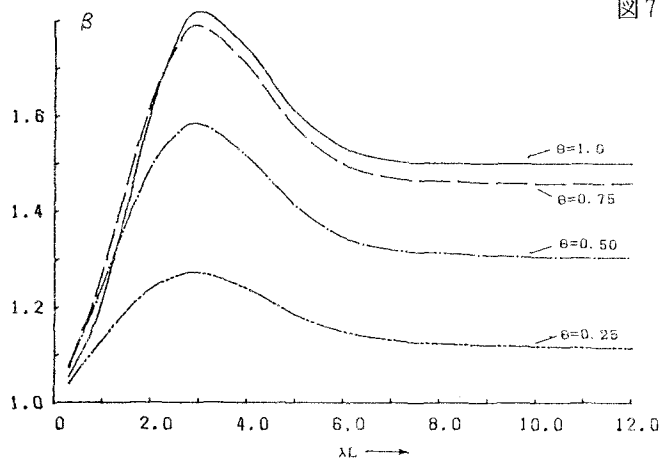
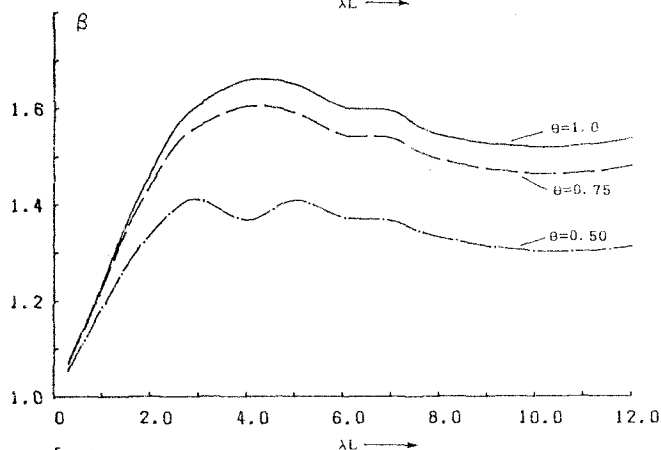
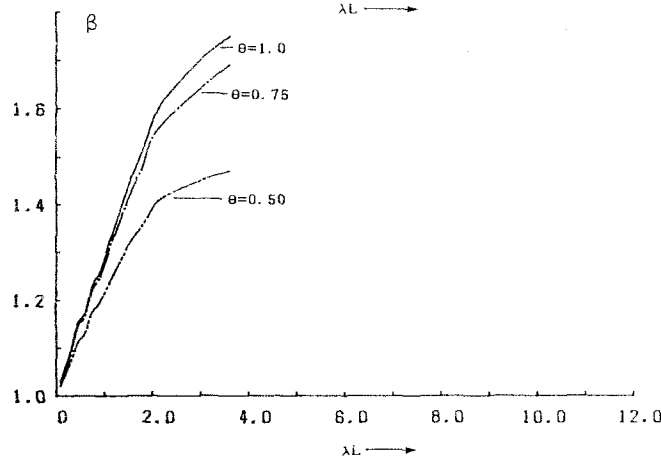


図8. 再生点過程モデルによる
2車線同時載荷係数 β
(シミュレーションによる)



a) スパン 100m



b) スパン 30m

図9. 交通流モデルAに対する β 値

$$\begin{aligned} r_M &= 1.0 & \text{for } \lambda L \leq 3.0 \\ &= 1.0 + 0.044(\lambda L - 3.0) & \text{for } \lambda L > 3.0 \end{aligned} \quad (3)$$

$$\beta = \text{Min.} \begin{cases} 1.0 + 0.20(\lambda L) \\ 1.0 + 0.1333\theta + 1.8\theta^2 - 1.33\theta^3 \end{cases} \quad (4)$$

である。図12, 13に r_M , β の近似式を各々示す。

3車線以上の場合についても当然検討されるべきであるが、3車線目の寄与は通常小さいのが普通であり、その場合には $\beta = 1$ として実用上差支えないものと思われる。

4. 適用例

3. で提示した r_M , β を使って、東名高速道路大和における24時間交通データ（文献1, 2）を使ってその適用妥当性を検証する。

大和における一車線あたりの交通データを3時間ごとに区分したのが表6である。各区分に対して交通流モデルA～D（表5）を当てはめている。なお、平均時速は交通量によって異なるが、どの時間帯も90km/hあるいは36km/hとすると λ はそれぞれ0.02, 0.05 (m^{-1})。平均車頭間隔は車頭間隔分布として自由度3のアーラン分布を考えているので $3/\lambda$ (m) となる。

この $\lambda = 0.02, 0.05$ そしてスパン長として10～100mまでを考え、1日あたりの累積疲労をシミュレーションにより連続的に車両を発生して雨だれ法により求めた。式(1)の定義にしたがって1車線荷重に対する同時載荷の影響を示す r_M を求めたのが表7である。カッコ内は式(3)より出した値。短スパンで式(3)はいくぶん過大評価となるが両者の一致はよい。

次に、各車線の交通量は等しいとして2車線荷重に対する1日当たりの疲労損傷をシミュレーションから求め、式(3)の r_M ならびに単独走行時の疲労損傷と台数を用いて β を逆算した。その結果を表8に示す。カッコ内は式(4)による β である。5%程度過大評価となる場合もあるが総じて両者の一致はよい。

以上の適用例から、式(3), (4)による r_M , β は実用上十分な精度をもっているといえよう。

最近、活荷重による疲労損傷をシミュレーションを用いて評価する研究がいくつか発表されている。文献1, 2も含めてそれらはいずれも、連続した車両列を発生させ、それによる橋梁部材の応力過程から雨だれ法により疲労損傷を評価している。この方法は交通流モデル別に行うとするとシミュレーション時間をかなり要するものである。

本研究で提案した r_M , β を用いれば、各車種一台が単独走行したときの疲労損傷さえおさえておけば、車重のばらつきなどすべて取り入れた形で、ある期間内の疲労損傷を近似的ではあるが容易に求めることができる。

5. まとめ

(1) 単純支持橋梁の中央曲げモーメント（応力）に着目し、走行荷重の同時載荷が疲労損傷に及ぼす影響を一車線、二車線荷重を対象にしてシミュレーションならびに若干の解析的手法により調べた。

(2) 一車線荷重に対する同時載荷係数 r_M 、二車線荷重に対する同時載荷係数 β を定義し、 r_M , β が無

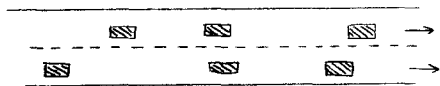
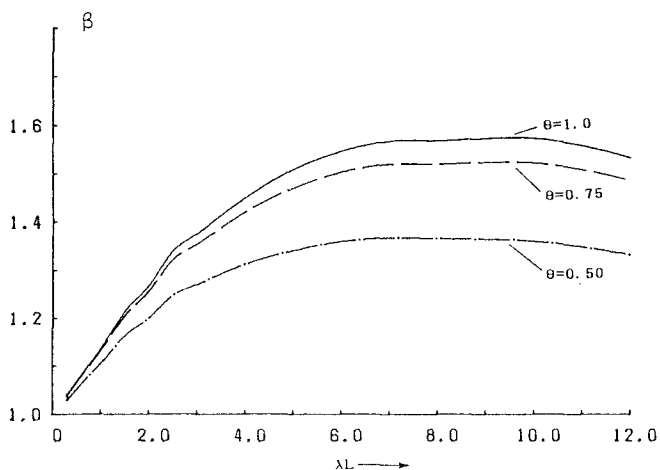


図10. 2車線における車の流れ

a) スパン 100m



b) スパン30m

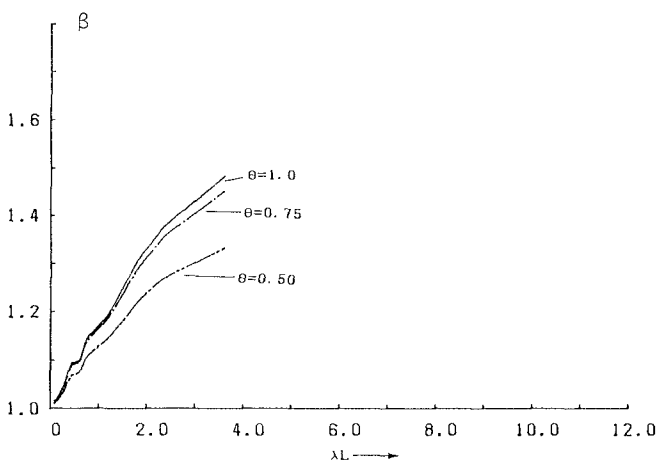


図11. 交通流モデルCに対する β 値

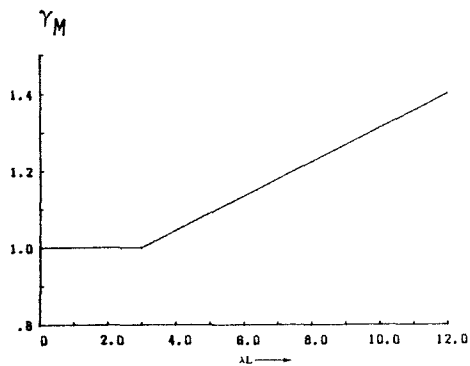


図12. γ_M の簡略式 (式(3))

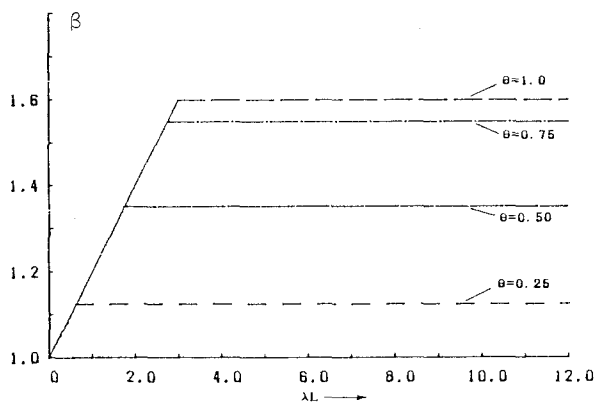


図13. β の簡略式 (式(4))

次元量 λL (λ : 車両発生率, L : 影響線長) の関数として交通流特性 (混入率) にかかわらず近似的に表しうることが示された。

(3) r_M , については λL , β については λL と応力構成比 θ の関数としての近似式を提示した。

(4) 東名高速道路大和の1日交通流を用いて r_M , β の回帰式の適用妥当性が示された。

なお、本論では単純支持桁の中央曲げモーメントに着目して、 r_M , β を評価したが、影響線の形が多少変わってもこれらの値にはさほど変化がないと予想される⁴⁾。ただし、影響線長がさらに短い場合についても、 r_M , β の妥当性を検討しておく必要はあろう。

ここでは触れていないが、設計計算で用いている構造解析モデルは実際の構造系を忠実に反映したものではない。したがって、実際に橋梁ディティールに発生する応力と計算応力の間にはかなりの差があり、その比 α は1より小さいのが普通である⁵⁾。疲労の場合にはそれが m 乗 (= 3乗) で効き、無視できない量になりうる^{1) 2)}。この α の値をつめることも重要であることを指摘しておく必要があろう。

従来、道路橋においては走行する一台一台の車両は鉄道車両にくらべ軽く、疲労は問題となり得ないとされてきた。しかし、すでに述べたように一部の鋼橋では疲労損傷が顕在化されつつあり、道路橋の「疲労」が非常な勢いで注目を集めるようになってきている。確かに、使用が開始された鋼橋上部工において外力が原因となって損傷あるいは破損が生じるとすれば「疲労」がもっとも有力なモードであろう。既設橋梁の維持・管理あるいは余寿命を考える上で「疲労」が欠かせないチェックポイントであるのはこのような理由からである。

新設橋梁を対象とする設計示方書にどのような形で疲労照査を入れるかにあたっては既存鋼橋の現状をよく見極めた上で慎重に検討することが望ましい。本研究は疲労照査を示方書体系にとり入れるということをも前提としているのではなく、取り込むかどうかを検討する上での一資料として発表するものであることをことわっておきたい。

謝辞

本研究を行うにあたり、科学研究費 (総合研究A) の補助を受けました。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) Miki, C. et al.: Computer Simulation Studies on the Fatigue Load and Fatigue Design of Highway Bridges, 土木学会論文集 No.356/1-3, pp.37-46, 1985年 4月.
- 2) 三木千寿 他: シミュレーションによる道路橋の疲労設計活荷重の研究, 構造工学論文集, Vol.32A, pp. 597-608, 1986.
- 3) Fujino, Y. et al.: A Stochastic Study on Effect of Multiple Truck Presence on Fatigue Damage of Highway Bridges, 土木学会論文集, No.374/ I-6, 1986年10月.
- 4) 伊藤文人・藤野陽三・三木千寿: 疲労強度・疲労寿命と実働荷重, 科学研究報告書 (総合研究 (A)) (代表: 田島二郎埼玉大学教授), 「鋼橋の寿命予測と維持管理に関する研究」, 第3章, pp.41-132, 1986年 3月.
- 5) 例えば, 第22回建設技術報告 (昭和41年度): 既存橋梁の耐荷力と供用限界に関する研究, 建設省, 1966.

表6. 東名大和における24時間交通特性

time	traffic model	traffic volume/lane (3 hrs)
1- 4	A	681
4- 7	B	1520
7-10	(C+D)/2	2303
10-13	C	1521
13-16	C	2631
16-19	D	3070
19-22	C	1534
22- 1	B	1007
total		14267

表7. シミュレーションならびに簡略式 (カッコ内) による r_M (1日平均)

L (meter)	Average λ			
	0.02		0.05	
	λL	r_M	λL	r_M
100	2.0	1.00 (1.0)	5.0	1.08 (1.09)
75	1.5	1.00 (1.0)	3.7	1.04 (1.04)
50	1.0	1.00 (1.0)	2.5	1.00 (1.00)
30	0.6	0.98 (1.0)	1.5	0.98 (1.00)
10	0.2	0.97 (1.0)	0.5	0.95 (1.00)

表8. シミュレーションならびに簡略式 (カッコ内) による β (1日平均)

L (meter)	Average λ					
	0.02			0.05		
	λL	θ	β	λL	θ	β
100	2.0	1.0	1.27 (1.40)	5.0	1.0	1.50 (1.60)
		0.75	1.26 (1.40)		0.75	1.46 (1.55)
		0.50	1.20 (1.40)		0.50	1.34 (1.35)
					0.25	1.14 (1.13)
50	1.0	1.0	1.16 (1.20)	2.5	1.0	1.37 (1.50)
		0.75	1.15 (1.20)		0.75	1.35 (1.50)
		0.50	1.12 (1.20)		0.50	1.26 (1.35)
					0.25	1.12 (1.13)
30	0.6	1.0	1.11 (1.12)	1.5	1.0	1.24 (1.30)
		0.75	1.10 (1.12)		0.75	1.23 (1.30)
		0.50	1.07 (1.12)		0.50	1.17 (1.30)
					0.25	1.07 (1.13)
10	0.2	1.0	1.04 (1.04)	0.5	1.0	1.07 (1.10)
		0.75	1.04 (1.04)		0.75	1.07 (1.10)
		0.50	1.03 (1.04)		0.50	1.04 (1.10)
					0.25	1.00 (1.10)

(1986年10月17日受付)