

◇ 道路橋の活荷重

1. 概要

橋、高架の道路その他これらに類する構造の道路（以下、道路橋とする）の設計活荷重として、床版および床組みの設計にはT荷重、主桁の設計にはL荷重を用いている。いずれも供用期間内の道路橋に作用する最大活荷重を対象としている。T荷重は最大軸重が問題になるのに比べ、特にL荷重の場合は過積載の影響を大きく受けると判断して最大荷重となる最も重い車両の実態調査が必要になる。また、走行調査による連行状態の把握および車種別分布も問題になる。

疲労損傷を考える場合は、供用期間中にまれにしか発生しないような最大活荷重よりも、走行状態で定常的に受ける変動荷重の方が重要となる。この場合、橋梁を通過する交通流の問題となる。また、交通流が同じでも橋梁のスパン長によって応力変動が異なってくる。

2. 現象

活荷重の作用は、主として道路橋の上部工、下部工（基礎工）、路面および駐車場を設計するための「自動車荷重」および「群集荷重」を主に扱うものとする。

その他「航空機荷重」、「施工時の荷重」、建築でいうところの「積載荷重」に類するものについても扱うものとするが、鉄道については対象外とする。

活荷重による道路橋の破損、破壊、変形 etc

3. 作用因子

活荷重に関する作用因子は、静的なもの他に、疲労など関与する動的なものがある。具体的には、以下のものが考えられる。

(1)車両重量、車両寸法、軸重

日本国内では、車両制限令を参考として設定する。また、既往の実態調査結果などを参照して設定してもよい。

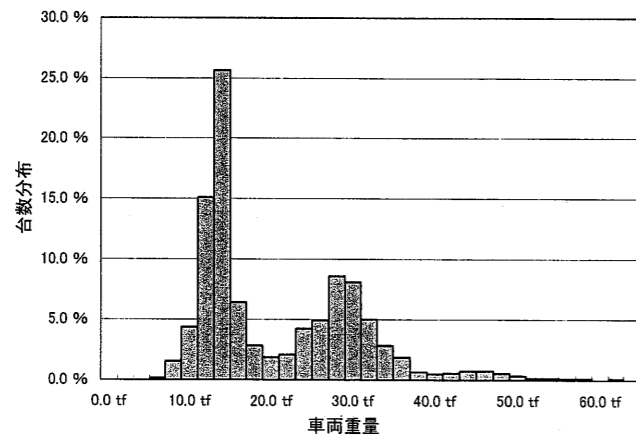


図-3 大型ダンプ 車両重量分布

(出典；土木研究所資料?)

(2)車両寸法、軸距、軸数

市販されている車両データを参考に設定するのがよい。ただし、HDLなど既往の文献などで整理されたものを参照して設定してもよい。

表-3 シミュレーション載荷活荷重モデル

車両種別	車両重量		車長	活荷重モデル	軸重(比)(tf)			種別	大型車混入率		
	平均値(最大値)	標準偏差			1軸目	2軸目	3軸目		10%	20%	40%
軽自動車	1.30tf (3.10)	0.36tf	4.4m		0.501W +0.03	0.498W -0.03	-	小型	0.735	0.653	0.490
乗用車	3.60tf (12.60)	1.35tf	4.4m		0.231W +0.76	0.769W -0.76	-	小型	0.165	0.147	0.110
小型トラック	6.20tf (18.30)	2.50tf	6.0m		0.182W +1.38	0.818W -1.38	-	大型	0.041	0.081	0.161
中型トラック	17.00tf (45.20)	6.30tf	8.5m		0.109W +3.22	0.891W -3.22	-	大型	0.031	0.063	0.127
大型トラック 1-1	20.00tf (61.90)	9.80tf	7.5m		0.081W +3.60	0.919W -3.60	-	大型	0.009	0.018	0.037
大型トラック 1-2	16.00tf (33.70)	7.00tf	8.0m		0.107W +3.01	0.893W -3.01	-	大型	0.005	0.011	0.021
大型トラック 2-1	30.00tf (86.70)	12.00tf	14.0m		0.024W +4.19	0.360W -0.70	0.616W -4.89	大型	0.011	0.021	0.042
大型トラック 2-2	13.80tf (18.70)	2.40tf	10.5m		0.376W +0.464	0.624W -0.464	-	大型	0.003	0.006	0.012
大型ダンプ								合計	1.000	1.000	1.000

各グループの代表車種を示す。

(出典；阪神高速道路公社、(財)阪神高速道路管理技術センター：設計荷重(HDL)委員会報告書、阪神高速道路の設計荷重体系に関する調査研究、昭和61年12月。)

(3)速度、加速度

???

(4)載荷数、車列長さ、発生頻度、渋滞時間

実態調査またはシミュレーション解析を参考にして設定する。

(5)大型車混入率、日交通量

実態調査(交通量センサスなど)を参考にして設定する。

(6)車間距離

既往の実態調査結果などを参照して設定する。

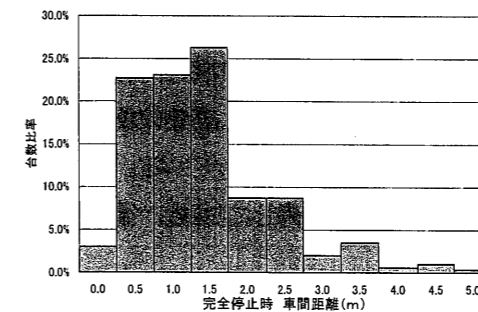


図-4 完全停止時 車間距離分布

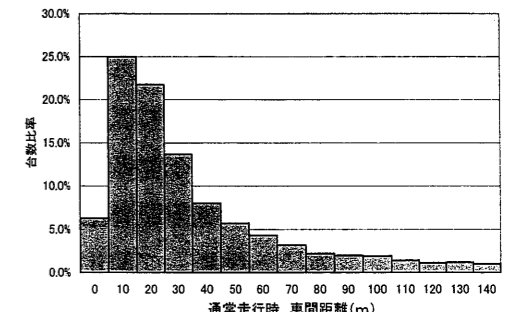


図-5 通常走行時 車間距離分布

4. 作用（モデル）

4.1 自動車荷重（TL 荷重）

道路橋における大型の自動車の交通の状況を勘案して、安全な交通を確保するように定める必要がある。一般的に荷重モデルは、考えられる車両の中で最も車両重量の重い車両の実態調査を行い、その連行状態を把握した上で、想定する支間の橋梁にモデル化された連行自動車モデルを載荷する。このモデルによる応答と等価な影響を及ぼす荷重モデルを設計活荷重とする。なお、橋梁構造の床版及び床組に不利な応力を生じさせる荷重と、主げたに不利な応力を生じさせる荷重とは、その分布範囲や起こりうる回数に差があることから、それぞれの設計に際して適切な荷重を用いることが重要である。

(1) 小支間橋梁、床版及び床組

小支間の橋、床版および床組は、荷重の分布範囲が比較的狭く、不利な応力が起こりうる回数も一般に多いと思われるため、これらのことを考慮に入れた自動車列を基礎にして定める。（道路橋示方書では、T 荷重として扱われる）

短支間橋梁：最大軸重

(2) 中・長支間橋梁、主げた

中・長支間橋梁の主げたは、荷重の分布範囲が比較的広く、不利な応力が起こりうる回数も一般に少ないと思われるため、これらのことを考慮に入れた自動車列を基礎にして定める。（道路橋示方書では、L 荷重として扱われる）

中・長支間橋梁：最大荷重＋連行状態＋車線別分布

4.2 群集荷重

群集荷重としては 700kg/m² まで測定された例があるが、実態調査結果によれば、特に混雑している状態でも 5～7 人/m² (300kg/m²) 程度である。

歩道部においては、歩行者だけでなく、冬季の除雪作業、または架設時の転圧などの思わぬ大きな集中荷重が作用することがあるため注意を要する。

4.3 疲労荷重

(1) 疲労設計荷重

疲労設計に用いる自動車荷重については、実車両の形状や軸重分布等を模擬した車両モデルを採用する。（鋼道路橋の疲労設計指針では、設計の便に配慮して、道路橋示方書に規定する活荷重のうち T 荷重を用いることとなっている。）なお、応力の変動波形は、疲労設計荷重を各車線の通行位置に移動載荷して求め、衝撃の影響、構造解析係数などを考慮して算出する。

(2) 載荷回数

疲労設計にあたって考慮する疲労設計荷重の載荷頻度は、次式に基づいて算出する。

$$n_{ti} = ADTT_{SLi} \cdot n \cdot 365 \cdot Y$$

ここに、

n_{ti} : 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

$ADTT_{SLi}$: 一方向一車線（車線 i ）当たりの日大型車交通量
 $ADTT_{SLi} = ADTT / n_L \cdot L$

n : 頻度補正係数

Y : 設計で考慮する期間（年）

$ADTT$: 一方向当りの日大型車交通量

n_L : 車線数

L : 車線交通量の偏りを考慮するための係数

4.4 動的解析用活荷重

（衝撃係数、群集荷重による振動など）

4.5 動的効果としての衝撃係数

（衝撃の発生確率についてまだ検討されていない状況）

5. 作用効果

（作用効果は、基本的に構造物への影響に限定する。）

（変位、変形、応力（応力範囲）、断面力、応力頻度、振動（地盤振動、騒音、低周波音、etc：環境振動））

4.4 動的解析用活荷重

4.4.1 歩行外力

構造物の運動方程式の外力として人の歩行を考慮する場合の外力モデルを歩行外力とする。

$$M\ddot{w} + C\dot{w} + Kw = F(t)$$

ここに、M: 質量マトリクス, C: 減衰マトリクス, K: 剛性マトリクス, F(t): 歩行外力ベクトル

A. 梶川の方法¹⁾

$$F(t) = W \sin 2ft \quad (\text{Fig.1 参考})$$

ここに、W: 歩行者の体重, α : 衝撃力比 (Fig.2 から求める), f: 歩調

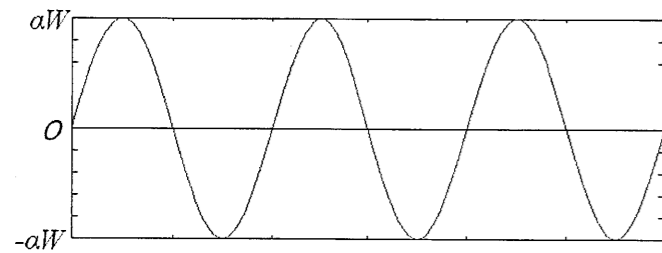


Fig. 1 歩行外力モデル

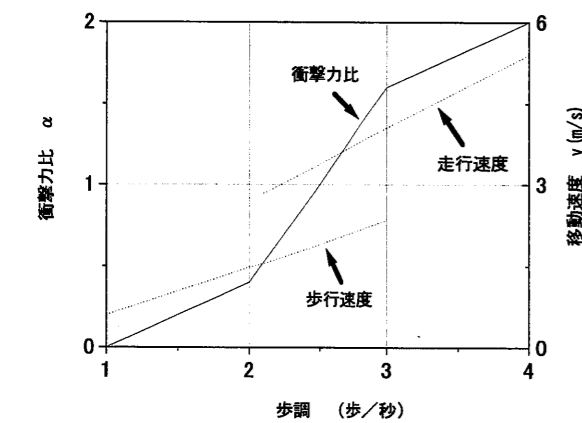


Fig. 2 衝撃力比と移動速度

B. 小幡・林川の方法²⁾

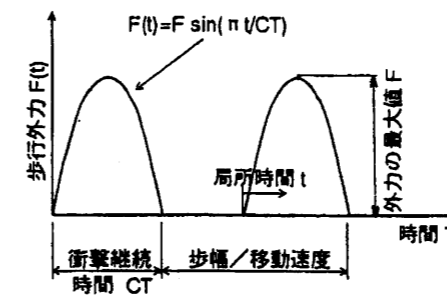
梶川の方法における正弦波外力の負の荷重部分を除去した方法で、パラメーターは梶川の方法と同じとする。

C. Wheeler の方法³⁾

歩行外力をまず、Fig.3 のようにモデル化する。この場合、歩行外力は半正弦波とする。

$$F(t) = F \sin(t/CT)$$

ここに、F: 外力の最大値, CT: 衝撃継続時間



Wheeler の歩行外力

Fig. 3 Wheeler の歩行外力

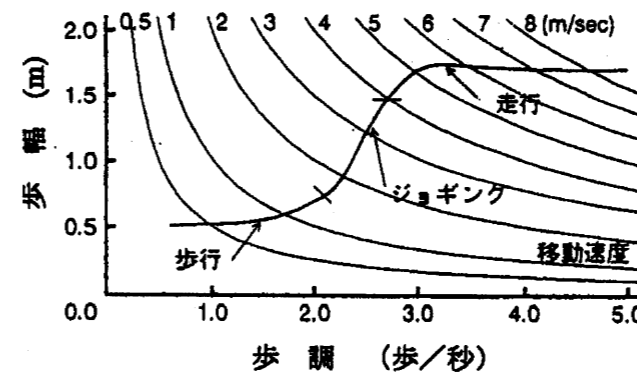


Fig. 4 移動速度

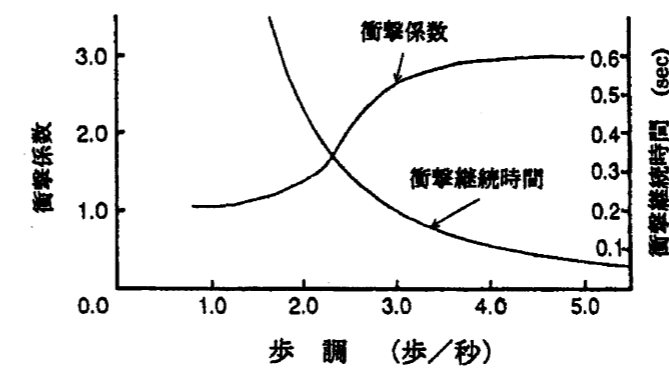


Fig. 5 衝撃係数と衝撃継続時間

D. 米田の方法⁴⁾

歩行外力モデルとしては、正負の両方を考える梶川の方法を使っているが、歩調を共振歩調の 95%、共振歩調の 97.5% の順番で 1 周期ごとに变化させる。また、歩行速度 v, 衝撃力比 α は、共振歩調の 97.5% に対応する値を採用する。

参考文献

1. 梶川康男：振動感覚を考慮した歩道橋の使用性調査法に関する考察，土木学会論文報告集，第 325 号，1982 年 9 月。
2. 小幡卓司：人間の振動感覚に基づいた歩道橋の振動使用性に関する研究，北海道大学学位論文，1997 年。
3. Wheeler JE: Prediction and control of pedestrian induced vibration in structures. J. of Structural Engineering Div., ASCE, Vol.108, No.ST9, pp.1045-1065, 1982.
4. 米田昌弘：種々の歩行外力モデルを用いた単純桁歩道橋の動的応答解析と共振歩行試験結果に対する考察，構造工学論文集，No.46A, pp.439-446, 2000 年 3 月。

A 平面 (2 次元) 車両モデル

車両モデルで最も簡易なものは，a)に示す 1 自由度振動系モデルであり，現在でも簡易な解析では用いられることがあるが，このモデルを用いた動的応答解析値は，前輪・後輪を考慮した 2 自由度 2 接点モデルによるものより大きくなることが指摘されている．b)の Fig. 7 はタイヤバネを考慮することで，2 自由度を有することになるが接地点は 1 箇所である．また，b)の Fig. 7 はダンプトラックをモデル化し，前後軸を考慮した 2 自由度系モデルとなっている．さらに，Fig. 8 は後軸のタンデム軸を考慮したものである．この他に，前軸，後軸各々にタイヤバネを考慮した 4 自由度系モデル (Fig. 9) が用いられることもある．

a) 1 自由度モデル¹⁾

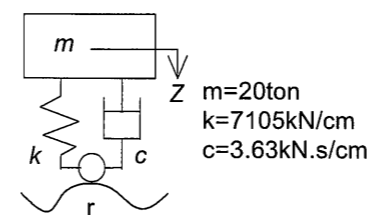


Fig. 6 1 自由度モデル

車両の動的接地力は次式から求める．

$$P(t) = mg + k(z - r) + c(\dot{z} - \dot{r})$$

ここに， $P(t)$: 接地力， g : 重力加速度， r : 路面凹凸， w : 車両載荷位置における橋梁の鉛直方向変位， z_0 : 車両載荷位置における路面凹凸．

車両の運動方程式は次のようになる．

$$m\ddot{z} + c(\dot{z} - \dot{r}) + k(z - r) = 0$$

b) 2 自由度モデル^{2),3),4)}

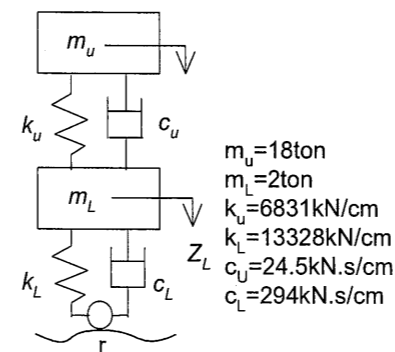


Fig. 7 2 自由度 1 軸モデル

4.4.2 大型車両外力

走行車両による動的外力は道路橋および舗装の設計において重要な作用になる．

橋梁交通振動の主要な原因は，走行車両の移動に伴う動的効果と伸縮継手部を含めた路面凹凸等に励起される走行車両の動的接地力であるが，橋梁交通振動の動的応答解析においては次のことを考慮する必要がある．

① 橋梁の振動と走行車両の振動の連成

走行車両は自ら質量-ばね系の振動システムを形成しており，それが振動する橋梁上を走行するため，両者は連成振動する．

② 走行車両の橋梁進入時の振動初期条件

走行車両は橋梁進入時に既にある振動状態にある．

③ 走行車両の移動に伴う橋梁振動の非定常性

走行車両は橋梁上を走行するため，その橋梁-車両系の微分方程式の係数が時変係数になる．

橋梁交通振動に関する動的応答解析法は，確定論に基づいて時刻歴応答を求めるシミュレーション解析法と不規則振動論に基づく不規則振動解析法に大別できる．橋梁交通振動に関するシミュレーション解析を実施するにあたり，橋梁および車両のモデル化が必要となる．

車両が走行する場合の橋梁の運動方程式は次式で表される．

$$M\ddot{w} + C\dot{w} + Kw = F(t)$$

ここに， M : 質量マトリクス， C : 減衰マトリクス， K : 剛性マトリクス， $F(t)$: 外力ベクトル(=荷重分配ベクトル・接地力)．ただし，車両による外力ベクトルは車両のモデル化によって変わる．

車両モデルとして，大きな影響を与える車両総重量の大きい大型ダンプトラックをモデル化する場合が多い．車両の運動方程式を誘導するにはエネルギー法と力の釣合を考慮するダランベール (D'Alembert) の原理を用いる方法に大別される．一般的には前者の方法，つまり振動系の各エネルギーを求め，それらをラグランジェ (Lagrange) の運動方程式に代入して整理する方法が多く行われる．

次に車両モデルと動的接地力を簡単に紹介する．

B 3次元車両モデル⁶⁾

平面モデル c)の左右輪ならびにタイヤばねを考慮した7自由度系モデルや8自由度系モデルが提案されている。

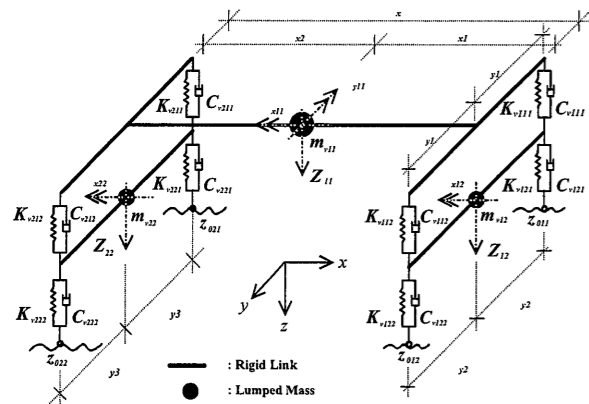


Fig. 10 7自由度モデル

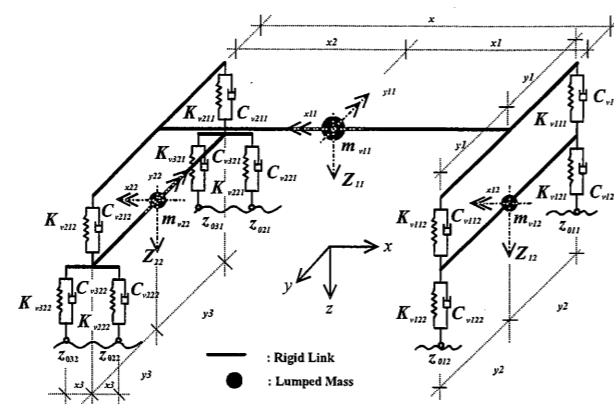


Fig. 11 8自由度モデル

Table 1 7自由度および8自由度車両定数

		7自由度モデル	8自由度モデル
寸法 (m)	y1= y2= y3	2.07	1.80
	x	6.20	3.99
	x3	-	1.20
	x1	3.94	2.99
質量 (ton)	m11	14.79	18.5
	m12	0.65	0.50
	m22	1.07	1.45
ばね定数 (kN/m)	前軸	475	1,577
	後軸	1,820	4,724
	前軸タイヤ	1,390	3,146
	後軸タイヤ	1,170	4,724
	減衰係数 (kN·s/m)	前軸左	7.810
	前軸右	8.065	11.200
	後軸左	3.324	33.420
	後軸右	1.649	33.420
	前軸タイヤ	-	13.300
	後軸タイヤ	-	10.000

車両の運動方程式はラグランジェの運動方程式によって簡単に求める。

$$T = \frac{1}{2} m_{v11} \dot{Z}_{11}^2 + J_{y11} \dot{\theta}_{y11}^2 + J_{x11} \dot{\theta}_{x11}^2 + J_{y22} \dot{\theta}_{y22}^2 + m_{v12} \dot{Z}_{12}^2 + m_{v22} \dot{Z}_{22}^2 + J_{x12} \dot{\theta}_{x12}^2 + J_{x22} \dot{\theta}_{x22}^2,$$

$$V = \frac{1}{2} m_{1u} K_{vm1u} R_{m1u}^2 + K_{vm2u} R_{m2u} Z_{0mu}^2 + 2 W_{mu} Z_{0mu},$$

$$U_d = \frac{1}{2} m_{1u} C_{vm1u} R_{m1u}^2 + C_{vm2u} R_{m2u} Z_{0mu}^2$$

ここに, $Z_{0mu} = w(t, x_{mu}) Z_{rmu}$,

$$R_{mku} = \begin{cases} Z_{11} (1)^m_{xm} y_{11} (1)^u_{y1} x_{11} & m=1, 2; k=1; u=1, 2 \\ Z_{12} (1)^u_{y2} x_{12} & m=1; k=2; u=1, 2 \\ Z_{22} (1)^m_{x3} y_2 (1)^u_{y3} x_{22} & m=2, 3; k=2; u=1, 2 \\ 0 & otherwise \end{cases}$$

$$\frac{1}{2} g (1 - \frac{x_1}{x}) m_{v11} \quad m_{v12} \quad m=1; u=1, 2$$

$$W_{mu} = \frac{1}{4} g (1 - \frac{x_2}{x}) m_{v11} \quad m_{v22} \quad m=2, 3; u=1, 2$$

$$0 \quad otherwise$$

次の Fig.12 に上記の 7 自由度モデルによる求めた動的接地力と実測結果の累積分布を示している。図から分かるように解析モデルを用いて妥当な動的活荷重をシミュレートすることができる。

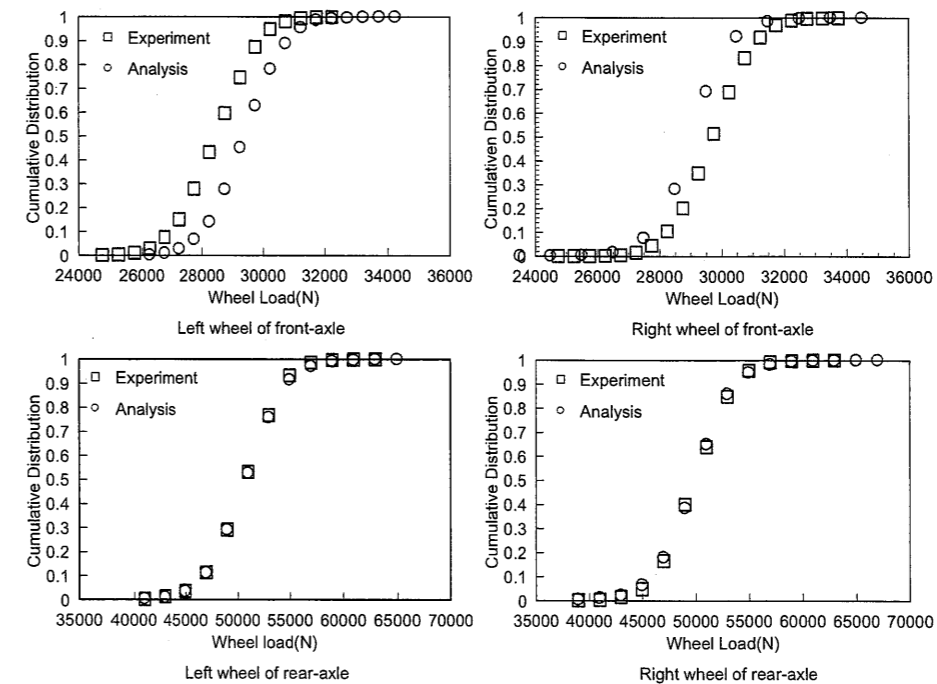


Fig.12 7自由度モデルによる求めた接地力と実測接地力の累積分布

C 路面

走行車両による動的荷重（接地力）のシミュレーションを行う場合、その振動の主な原因の一つとして、車両に入力される路面凹凸が挙げられる。この路面凹凸の性状は、車両の接地力の大きく影響を及ぼし、さらに道路橋の動的応答および舗装管理を検討する場合、重要な因子と考えられている。

車両への入力路面凹凸は測定された生データを車両モデルのタイヤ部に直接入力する方法と路面凹凸のパワースペクトル密度を利用した間接的な方法がある。一般的にモンテカルロ法から推定したシミュレーション法がよく使われている。

例えば、路面凹凸のパワースペクトル密度は次のように定義する。

$$S_r(\omega) = 1/(\omega^n)$$

ここに、 n は路面の平坦性を示す平滑度パラメータである。 n はパワースペクトル密度の傾きである。 $S_r(\omega)$ が発散しないためにスペクトルの分布形状を考慮した変数である。

次式の路面凹凸のサンプル関数 $z_r(t)$ をモンテカルロ法から推定することができる。

$$z_r(t) = \sum_{k=1}^M a_k \sin(kvt - \phi_k)$$

ここに、 a_k は平均値 0、標準偏差 a_k のガウス確率変数で、その分散は $a_k^2 = 4S_r(\omega_k)/v^2$ である。 k は車速 v のとき $k=2\pi f$ で表される凹凸の空間周波数 $f = (v - L)/M$ である。 k は 0 ~ 2 までの一様分布とした確率変数で、 M は十分大きな正の整数である。また、 $S_r(\omega_k)$ は路面凹凸のパワースペクトル密度である。

また、伸縮継手部の凹凸（段差）は、測定データが整備されつつあり⁹⁾、凹凸性状の評価も検討されているが、その多くの測定が凹凸の最大値を対象としている。このため、路面凹凸で記述したような各種スペクトルのモデル化、あるいは伸縮継手部凹凸を確立過程で表すようなモデル化などの検討は少ない。

参考文献

- 岡林隆敏, 山口実浩：連行車両による道路橋の二乗平均応答解析, 土木学会論文報告集, No. 334, pp. 1-11, 1983 年 6 月
- 本田秀行, 小堀為雄, 山田善一：多径間連続桁橋の動的応答と衝撃係数に関する考察, 土木学会論文報告集, No. 331, pp. 65-73, 1983 年 3 月
- 土木学会編 土木技術者のための振動便覧, 土木学会, 第 12 章, 1985 年 10 月
- 川谷充郎, 嶋田玲志, 田邊裕之：桁橋の自動車走行による不規則応答に基づく衝撃係数の評価法, 構造工学論文集, Vol. 35A, pp. 741-748, 1989 年 3 月
- 松村駿一郎, 梶川康男, 山内幸裕, 酒井 徹, 中平進夫：広幅員多径間連続桁橋に対する振動照査について, 構造工学論文集, Vol. 33A, pp. 495-502, 1987 年 3 月
- Kim CW, Kawatani M. A comparative study on dynamic wheel loads of multi-axle vehicle and bridge responses. Proc. of DETC'01 ASME 2001 Design Engineering Technical Conference and Computers and Information in Engineering Conference Pittsburgh, USA: ASME 2001.

- 川谷充郎, 嶋田玲志：桁橋の自動車走行による不規則振動と衝撃係数, 土木学会論文集, No. 398/I-10, pp. 303-309, 1988 年 10 月
- 星谷 勝：確率論手法による振動解析, 鹿島出版会, 1974 年 8 月
- 本田秀行, 梶川康男, 小堀為雄：道路橋の伸縮継手部の凹凸形状, 土木学会論文報告集, No. 324, pp. 173-176, 1982 年 8 月

4.5 動的効果としての衝撃係数

4.5.1 動的効果としての衝撃係数の定義

車両の走行により生じる橋梁のたわみや応力等の動的応答値は、同じ車両が静的に作用した場合に生じる静的応答値に比べて大きくなる。この動的影響は、静的応答値に対する動的応答値の比として定義される動的増幅率で表現される。一方、道路橋の強度設計において、この動的影響は、鉄道橋の慣習により‘衝撃’として考慮され、設計係数である衝撃係数により評価される¹⁾。具体的には、この動的荷重を、交通荷重に衝撃係数を乗じて得られる静的荷重に置き換えることで、簡便な強度設計を可能にしている。

我が国の衝撃係数に関する規定（L 荷重）を Fig.13 に示す。鋼橋においては、これが昭和 14 年に制定されて以来約 60 年間踏襲され続けている（鉄筋コンクリート橋では昭和 39 年、プレストレストコンクリート橋では昭和 43 年制定）²⁾。図には他国の規定も併記してあるが、各国で交通事情や活荷重の載荷方法が異なり、衝撃係数も異なった値となっているものの、おおむね支間長の遞減関数として規定されている。また、アメリカ、ドイツでは、鋼橋とコンクリート橋の衝撃係数が同じであるのに対し、フランスでは死荷重と活荷重の比を考慮して、実質、異なる値を規定し、日本では、明確に両橋を区別して衝撃係数を示している。確かに、コンクリート橋において活荷重応力の占める割合が小さく、動的影響に対して有利と考えられるが、衝撃係数が活荷重による静的応答に対する動的応答の割増率として定義されるならば、その割増率は重量の小さい橋梁が必ずしも大きくないという研究成果もあり^{3), 4)}、動的応答のみを考えた場合若干疑問が残る。

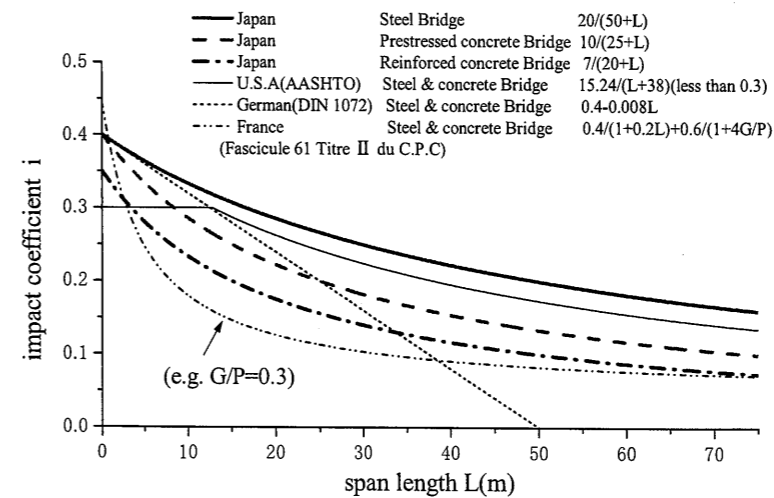


Fig.13 Comparison of impact coefficients

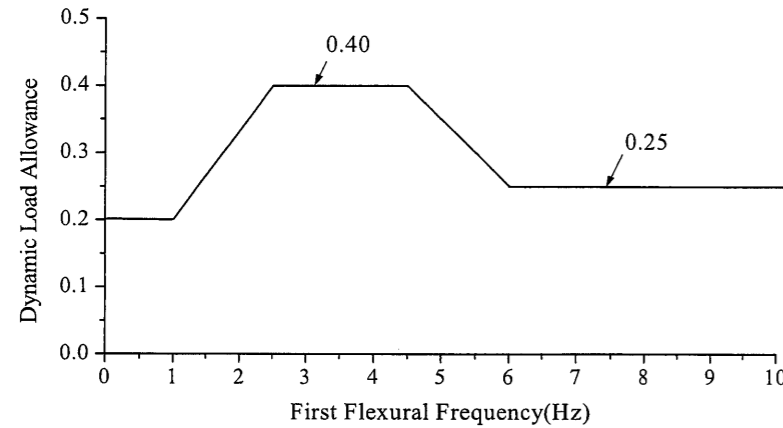


Fig.14 Dynamic load allowance in Ontario highway bridge design code (1983)

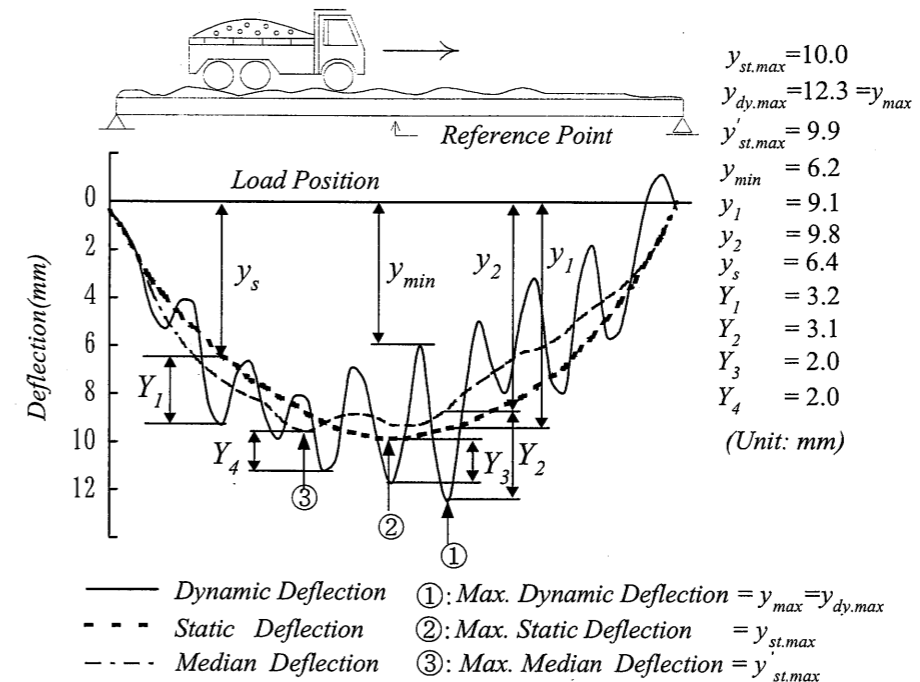
道路橋の衝撃係数は 4.4.2 で示した解析モデルを用い、シミュレートする事も可能である。この場合、モンテカルロ法により求めた路面を利用する時、路面凹凸サンプル数による収束に注意しなければならない。

ただし、衝撃係数は、動的応答のみならず、荷重規定、載荷方法などを含めて同時に議論されるべきものでもあり、今後検討が必要と思われる。

一方、カナダ・オンタリオ州の基準⁵⁾では、橋梁と車両の共振現象を考慮した *Dynamic load allowance* (動荷重増幅率) を、橋梁の 1 次曲げ固有振動数の関数として Fig.14 のように表しており、大型車両の持つ固有振動数域において、かなり高い値を採用している。また、スイスにおいても同様である⁶⁾。このような橋梁の動的応答を考慮した規定は、支間長の逓減関数で表される衝撃係数の規定と比較して、より合理的とも考えられるが、以下のような問題点の指摘もある⁷⁾。

- ① 衝撃係数を算出するために、橋梁を設計する以前に、橋梁の 1 次曲げ固有振動数を決める必要がある。
- ② 橋梁の 1 次曲げ固有振動数の推定精度が悪ければ、設計後、再度衝撃係数を決め直す必要がある。
- ③ 橋梁の形式によっては卓越振動数が 1 次の曲げ振動数とならない場合がある。

わが国のように、設計活荷重を床版および床組の設計荷重 (T 荷重) と主桁または主構の設計荷重 (L 荷重) に分けて考える場合には、T 荷重については主として 1 台の自動車を考えているので、衝撃係数は個々の自動車の衝撃のうち、最大値を取ればよいが、L 荷重のように橋梁に対してほぼ満載荷重を考える場合、その大きさによって発生確率が異なり、一般にはスパン長が大きくなるほど、設計荷重に近い状態になる確率は小さい。現行示方書で用いられている L 荷重のような状態が起こるのは夜間わずかの時間帯であり、しかもそのように密な状態では高速で通過することが不可能である。したがって走行自動車による動的影響も少ない。今後、設計活荷重の載荷確率と合わせて、衝撃の発生確率についても研究されなければならない。また、床版に対する衝撃係数は疲労問題の重要なファクターであり⁸⁾、実測データの収集と解析とのより詳細な検討が課題である。



- $y_{st,max}$: 最大静的たわみ。
- $y_{dy,max}$: 最大動的たわみ。最大たわみ, $y_{max}=y_{dy,max}$ となる。
- $y'_{st,max}$: 最大中央たわみ。 $y'_{st,max}$ と $y_{st,max}$ は必ずしも同一載荷点位置で生じない。
- y_{min} : $y_{dy,max}$ を含む波形サイクル区間の最小動的たわみ。
- y_1 : y_{max} に対応する静的たわみ。 y_1 は必ずしも $y_{st,max}$ でない。
- y_2 : y_{max} に対応する中央たわみ。
- y_s : Y_1 が記録された同一載荷点での静的たわみ。
- Y_1 : 動的たわみと静的たわみとの差の最大値。
 Y_1 は必ずしも $y_{st,max}$ や $y_{dy,max}$ のどちらかが生じる同一載荷点位置ではない。
- Y_2 : 動的たわみと中央たわみとの差の最大値。
- Y_3 : $y_{st,max}$ が生じる同一載荷点での動的たわみと静的たわみとの差。
- Y_4 : $y'_{st,max}$ が生じる同一載荷点での動的たわみと中央たわみとの差。

Fig.15 単純桁橋の動的たわみの一例

Table 2 衝撃係数算定一例 (Fig.15 参考)

I_1	$\frac{Y_1}{y_s}$	0.500	I_5	$\frac{y_{dy,max} y_2}{y_2}$	0.255
I_2	$\frac{Y_3}{y_{st,max}}$	0.200	I_6	$\frac{y_{dy,max} y_1}{y_1}$	0.352
I_3	$\frac{Y_4}{y'_{st,max}}$	0.202	I_7	$\frac{y_{dy,max} y'_{st,max}}{y'_{st,max}}$	0.242
I_4	$\frac{y_{dy,max} y_{min}}{y_{dy,max} y_{min}}$	0.330	I_8	$\frac{y_{dy,max} y_{st,max}}{y_{st,max}}$	0.230

4.5.2 動的増幅率算定法

衝撃係数は、部材強度設計において、活荷重による静的最大応力に対する動的効果として表されていることから、本来、応力ないし曲げモーメント応答を基にした動的増幅率で評価することが望ましい。しかし、応力測定が困難な場合もあり、研究の初期はたわみ応答に基づいて算出する場合が多かった。なお、解析結果からではあるが、曲げモーメント応答から求まる動的増幅率と、たわみ応答から求まるそれには差があり、連行走行の場合に曲げモーメント応答から求まる値の方が大きいという指摘もある⁹⁾。

動的増幅率は衝撃係数を算定する基になるものであるが、その定義法に関する検討は意外に少なく、研究者により各種定義法が提案されている¹⁰⁾。

Fig.15 は、単純桁橋を車両が単独走行したときに支間中央点でのたわみ応答を示した概念図である。実線は動的たわみ、破線は静的たわみ、一点鎖線は動的たわみのピーク値を平均化した中央たわみを示している。Table 2 に各種動的増幅率の定義を示す。

I_1 は、静的たわみと動的たわみの比が最大になる載荷位置での両者の比と定義しているが、この最大値が生じる位置と橋梁の最大応答が生じる位置とは必ずしも同じでないことなどの理由から、現在では古典的な定義法と考えられている。

I_2 は、最大静的たわみに対する同時的な動的たわみのピーク値に着目した比として定義している。

I_3 は、静的たわみが中央たわみに相当すると考え、最大中央たわみに対する同時的な動的たわみのピーク値に着目した比とする定義である。静的たわみと中央たわみは当然異なり、静的応答を基準とする動的増幅率の定義から若干疑問は残るが、測定された応答たわみの波形から静的たわみの最大値を見いだすことが困難な場合もあることから、一つの定義法としては有用である。ただし、我が国では中央たわみを基準とする考え方は少ない。

I_4 は、最大動的たわみが生じる載荷点において、最大動的たわみと最小動的たわみの和に対する動的たわみ成分の倍振幅の比として定義している¹²⁾。

I_5 は、最大動的たわみに着目して、そのときの中央たわみに対する動的たわみ振幅の比として定義している¹³⁾。

I_6 は、最大動的たわみに着目して、それに対応する静的たわみに対する動的たわみ振幅の比として定義されている¹¹⁾。

I_7 は、最大中央たわみを基準にして、それと最大動的たわみとの差の比として定義している¹¹⁾。

I_8 は、最大静的たわみを基準に、それと最大動的たわみ値との比として定義している。我が国での動的増幅率を算出する際には、この I_8 の定義に基づく場合が多い。また、この算定値に 1 を加えて、 $y_{dy,max} / y_{st,max}$ を DAF (Dynamic Amplification Factor)としている場合もある。

我が国では I_8 の定義が多く用いられているが、動的応答はその位相によって必ずしも最大静的応答よりも大きくなり、そのとき I_8 はマイナスとなる。この位相は、橋梁と走行車両の動的特性の僅かな違いにより変化する可能性があり、動的増幅率を評価するには、これを考慮して実験値を評価するのの一つの考え方である。そこで、川谷ら¹⁴⁾は次式に示す DIF (Dynamic Increment Factor)により、実験値を評価している。

$$DIF = 1 + (y_{I,dy,max} / y_{st,max}) \cdot |y_{I,dy} / y_{dy} - y_{st}|$$

ここで、 $y_{I,dy,max}$ は、Fig.16 に示すように $y_{st,max}$ を含む 1 サイクル区間の $y_{I,dy}$ の最大値である。こ

のように振幅 $y_{I,dy}$ の最大値 $y_{I,dy,max}$ を採る区間は動的応答値 y_{dy} があまり小さくならない範囲に限定したとき、その DIF から 1 を差し引いた値が上述の I_8 に対応する。

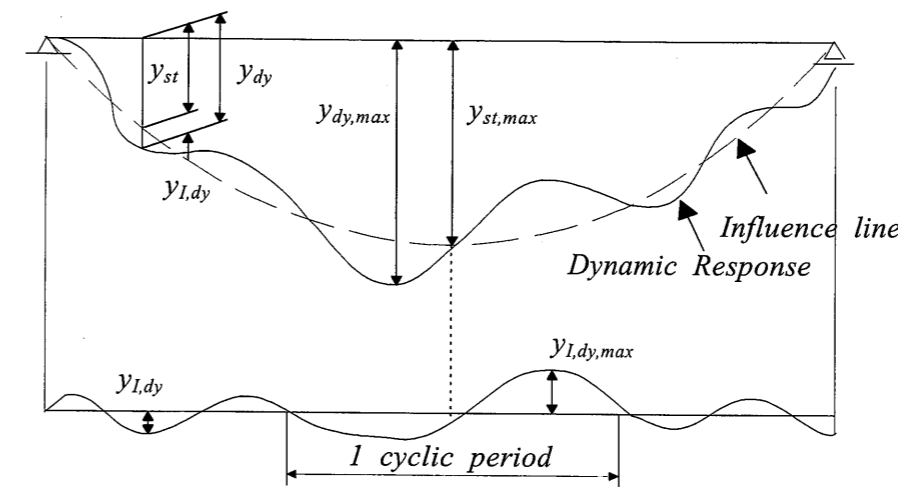


Fig.16 DIF (Dynamic Increment Factor)の定義

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I 共通編，2002.3.
- 2) 川谷充郎：コンクリート道路橋の衝撃係数，第2回橋梁振動に関するコロキウム論文報告集，pp.97-102，1989.8.
- 3) 吉村虎蔵，彦坂 熙，内谷 保：単一走行車両による道路橋の非定常ランダム応答の解析，土木学会論文報告集，第258号，pp.35-44，1977.2.
- 4) 山田善一，小堀為雄：ランダム自動車荷重列による道路橋の衝撃に関する研究，土木学会論文集，第119号，pp.1-9，1965.7.
- 5) ONTARIO Highway Bridge Design Code 1983, Highway Engineering Division, Ministry of Transportation and Communications, OTM, 1983.
- 6) Schütz, K. G.: Schwingbeiwerte für Strassenbrücken, Stahlbau, Nr.58, Heft 3, März, 1989.
- 7) 本田秀行：道路橋の衝撃係数の動向と一考察，土木学会構造工学委員会，橋梁交通振動研究小委員会資料，1992.4.
- 8) Kim, C.W., Kawatani, M.: Sensitivity of random variables for impact factor of RC decks of highway bridges and probabilistic assessments, Proc. of the Second International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management (IABMAS04), Kyoto, Japan, 2004.
- 9) 川谷充郎，嶋田玲志，田邊裕之：桁橋の走行車両による不規則応答に基づく衝撃係数の評価法，構造工学論文集，Vol.35A，pp.741-748，1989.3.
- 10) 橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析，技報堂出版，1993.10.
- 11) Bakht, B. and Pinjarkar, S. G.: Review of Dynamic Testing of Highway Bridges, The Research and Development Branch, Ministry of Transportation of Ontario (OTM), TRB 880532, SPR-89-01, January, 1989.

- 12) Cantieni, R.: Dynamische Belastungsversuche an Strassenbrücken in der Schweiz, 60 Jahre Erfahrung der EMPA, Eidgenössische Materialprüfungs- und Versuchsanstalt (EMPA), Massivbau, Bericht Nr.116/1, Juli, 1983.
- 13) Cantieni, R. : Dynamic Load Testing of Highway Bridges, IABSE Proceedings, P-75/84, pp.57-72, August, 1984.
- 14) 川谷充郎, 小松定夫, 佐々木孝 : 走行自動車荷重を受けるプレートガーダー橋の動的応答特性に関する研究, 土木学会論文集, No.392/I-9, pp.351-358, 1988.4.

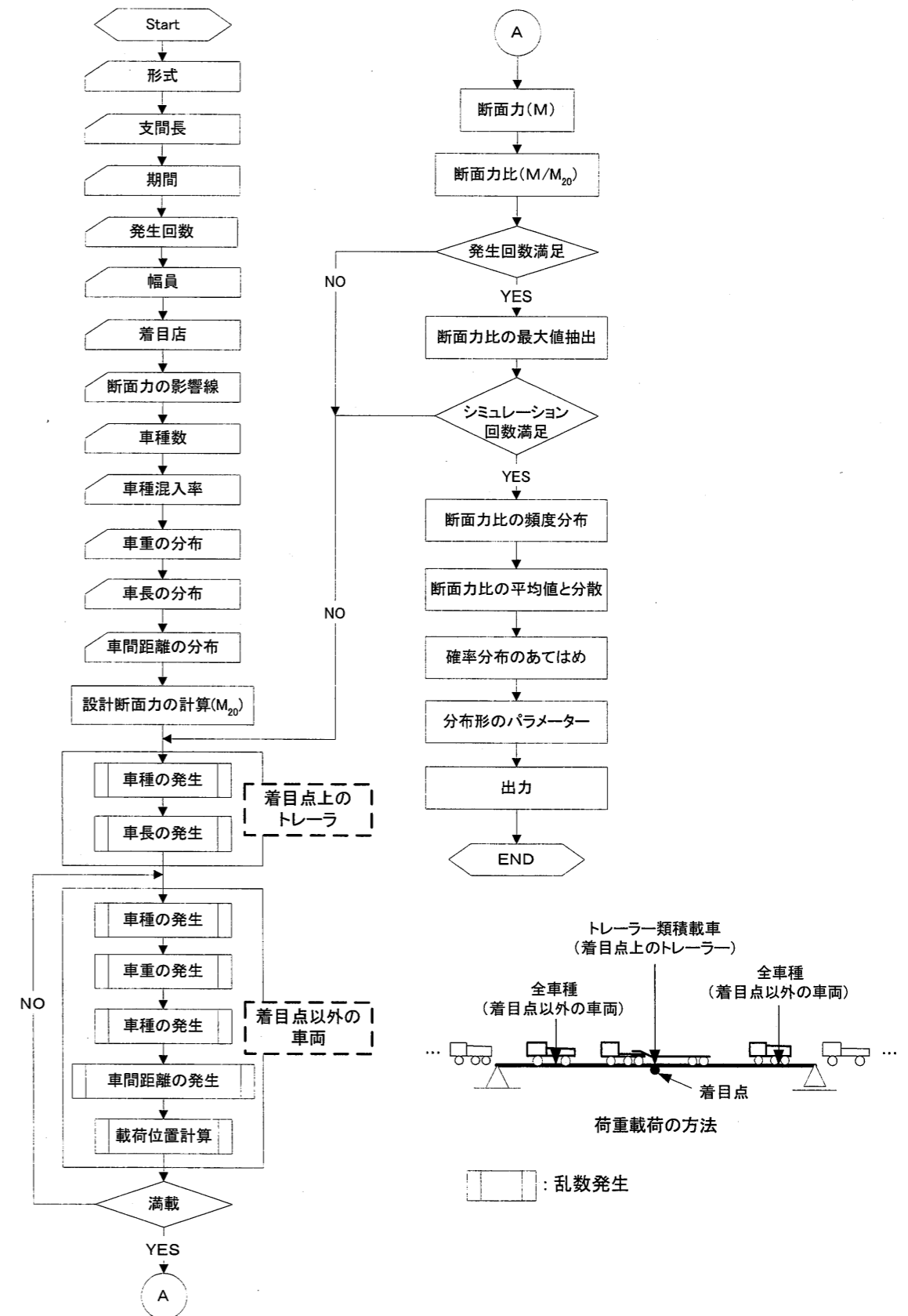


Fig. 1 主桁の活荷重応答に関する効率化シミュレーションのフロー

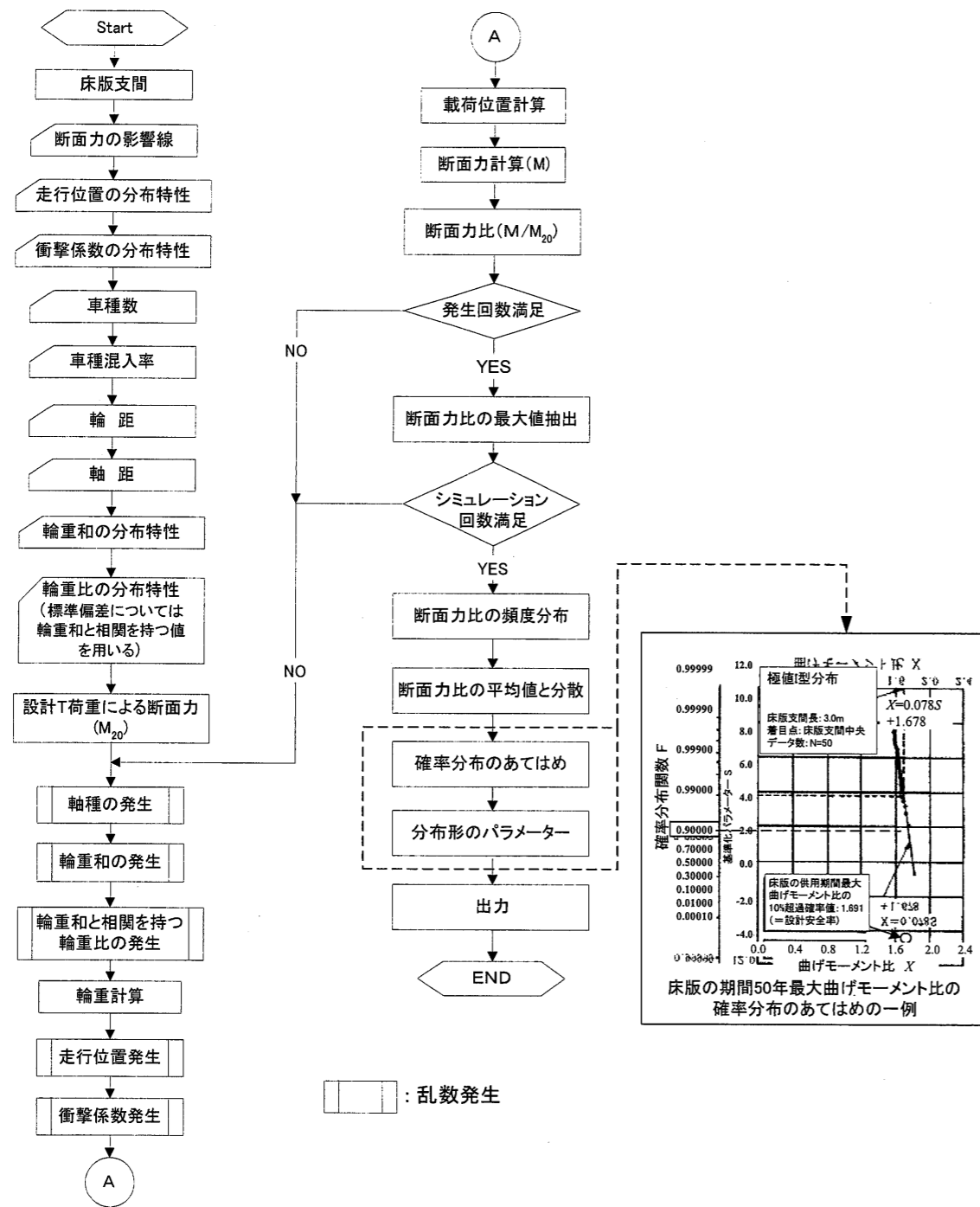


Fig. 2 床版のシミュレーション方法のフロー

衝撃係数モデル

1. 主桁

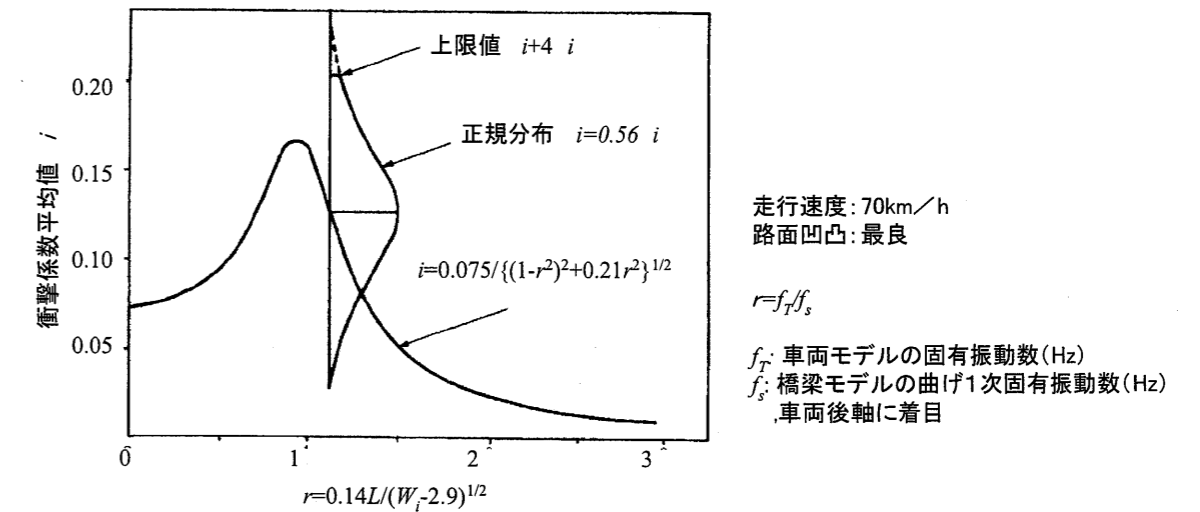


Fig. 1 道路橋衝撃係数のモデル化一例 (HDL 報告書)

2. 床版

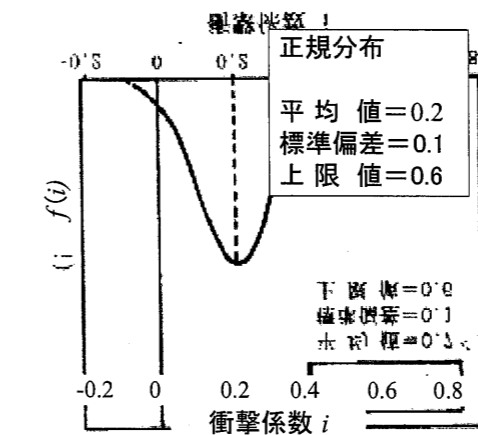


Fig. 2 RC 床版の衝撃係数モデル一例 (金井道夫, 佐藤和徳: 橋梁活荷重の信頼性解析, 土木研究所資料, 第 1865 号, 昭和 57 年 7 月.)