

第3章 走行作用

3.1 一般

- (1) [REQ] 本章では，走行作用を受ける木構造物の設計および性能評価における荷重作用を合理的，説明性のある手順に基づいて決定するために必要なデータ，および設計用荷重モデルを導出するための情報を提供する．
- (2) [REC] 本章は，走行作用を受ける土木構造物の維持管理に伴う補修・補強の意思決定における走行作用の規定に適用することが望ましい．
- (3) [REC] 本章は，各地域特性を反映した設計用走行作用の検討に適用することが望ましい．

【解説】

(1)について

本指針は「性能設計」を念頭においていることから，設計者が活荷重データの共有化をはかり，当面の目的に応じた走行作用の設定を行うことができるようにする．また，実態活荷重（特に過積載）の設計活荷重に対する超過確率の評価ができるデータベースを提供するようにする．

本指針では，走行作用（従来の活荷重）のうち，主として道路橋の上部工，下部工（基礎工），舗装を設計するための「自動車荷重」を主に扱うものとする．ただし，道路橋の疲労性能評価のための走行作用も対象にする．走行作用には，「自動車荷重」の他にも歩行者を扱う「群集荷重」，鉄道構造に用いられる「列車荷重」，空港施設に用いられる「航空機荷重」，および施工重機などの「施工時荷重」などもある．それらの内「列車荷重」，「航空機荷重」は実態としてその作用の大きさを規制することができることから対象外とする．一方，「施工時荷重」は，現段階で十分なデータを示すことができないことから，ここでは対象外とする．これらについては，今後，実測データの収集に努め，情報を提供できるようにする必要がある．

(2)について

活荷重は行政基準であり，地域の交通実態調査による結果を逐次反映することは現段階では難しい．一方，実態調査（或はデータベース）による走行作用の確率分布を用い，走行作用を主作用として受ける土木構造物の合理的な補修・補強水準の決定に適用することが望ましい．

(3)について

設計活荷重は渋滞荷重列の生起頻度と，それによって生じる橋梁の応答から逆算してモデル化したもので，将来的に性能設計の考え方に基づいた各地域の交通実態を反映した設計用走行作用（設計活荷重）の検討および設定方法の提示ができる．付録-II-3-1 に活荷重の設定例を示す．

3.2 作用因子

- (1) [REQ] 走行作用に関する作用因子は自動車による影響の大きさを決めるものとする。
- (2) [REC] 走行作用の作用因子は実態調査に基づいた確率特性を記述することが望ましい。
- (3) [REC] 走行作用の作用因子として歩行者による影響を考慮するのが望ましい。

【解説】

(1)について

道路橋における大型の自動車の交通の状況を勘案して、安全性を確保するように走行作用を定める必要がある。走行作用に関する作用因子は「車種，軸種，車重，軸重，軸距，車両の動特性（サスペンションのばね定数・減衰係数）」のような通行車両特性と「走行速度，車線別の車両特性，大型車混入率，日交通量，渋滞時間，車間距離」のような交通量特性により構成するものとする。したがって実測データの収集に努める必要があり，これらの結果から本指針の考えに基づいて情報を提供できるようにする必要がある。

なお，疲労を考える場合は，供用期間中にまれにしか発生しないような最大走行作用よりも，走行状態で定常的に受ける変動作用の方が重要となる。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)について

走行作用は時間的・空間的に変化する荷重因子の影響を受ける物理量であり，実態調査に基づいた確率特性で記述することが望ましい。ただし，地域によって確率特性を指定できない場合には，既往の実態調査などを参照して設定し，活荷重を評価してもよい。

(3)について

歩道橋の場合，走行作用に関する作用因子は「歩行者の体重，歩調，衝撃力比」により構成するものとする。

3.3 作用モデル

- (1) [REQ] 走行作用における作用モデルは、実態に即した適切なモデルを設定しなければならない。
- (2) [REQ] 作用モデルは、設計対象とする構造物の破壊に至る特性を十分考慮した上で、その構造物の安全性を確保できるものとしなければならない。
- (3) [REQ] 走行作用のうち、自動車による動的影響をモデル化するのに衝撃係数が使われる。
- (4) [REC] 歩行者が歩道橋に及ぼす動的影響を適切にモデル化して用いることが求められる。

【解説】

(1)について

走行作用の各作用因子は、ばらつきの大いものが多い。よって、作用モデルを設定する場合には、実態を十分に考慮した上で、適切にモデル化をすることが重要であることを示したものである。

(2)について

設計対象とする構造物によっては、局所的に作用を考慮する場合は構造物として厳しい状態になる場合や、全体的に分布する作用状態を考慮する場合は構造物として厳しい場合がある。疲労設計に用いる走行作用については、実車両の形状や軸重分布等を模擬した作用モデルを採用する。また、疲労損傷の原因究明や寿命予測という観点からも、橋梁への作用を明確に把握する必要がある。従って、作用モデルを考慮する場合には、設計対象とする構造物の破壊に至る特性を十分考慮して、その構造物の安全性を確保できるものとしなければならない。

(3)について

走行自動車の動的影響は、動的応答が生じる場合に発生する。したがって、車両静止状態が構造物にとって限界状態を引き起こすような場合には動的影響を考慮しなくてよい。また、動的影響をモデル化するのに衝撃係数が使われる。衝撃係数は設計活荷重に対する割増係数として規定されている。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、実測データの収集に努める必要があり、これらの結果から本指針の考えに基づいて情報を提供できるようにする必要がある。

(4)について

歩行者による外力のモデル化のためのいくつかの方法が ISO 18649, Annex C¹⁾に示されている。歩行による動的影響を考慮するために、橋梁への歩行外力としていくつかの代表的な方法が考慮されている。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。付録-II-3-2 に歩行外力モデルを紹介する。

3.4 作用効果

- (1) [REQ] 走行作用効果は、走行作用を受ける構造物の「安全性」および「使用性」の観点から評価する。
- (2) [REC] 走行車両によって励起される構造物の振動に起因する構造物周辺への環境振動影響も作用効果として考慮するのが望ましい。
- (3) [REC] 歩道橋の場合、歩行者による振動が使用性評価に影響する可能性がある。

【解説】

(1)について

走行車両による構造物への作用効果は、静的作用および動的作用による構造物への影響を示す。すなわち、構造物の「安全性能」および「使用性能」の検討に直接につながる。特に、構造物の安全性能については部材の耐荷性能に関する安全性と構造系の崩壊などの安全性を意味する。使用性能に関しては構造系としての変形および振動性状などの機能性、さらには使い易さといった利便性などを含む。

(2)について

走行車両の作用効果の中、構造物への動的影響は構造物の振動使用性だけではなく、構造物の振動が原因になる構造物周辺への影響（騒音、低周波音、地盤振動など）にも深く関わっている。すなわち、走行車両によって励起される構造物の振動による構造物周辺への環境振動影響を検討する場合もある。

(3)について

歩道橋の場合には、歩行者・使用者の快適さに基づいて限界値を設定するのがよい。歩道橋の使用性評価は、歩行者の歩行により加振される歩道橋の振動数および加速度または速度の振動モニタリング結果を用いて、人の振動に対する敏感さを考慮した限界値と比較することにより行われている。この限界値には、歩行者の歩行を妨げない限界、および歩行者・使用者が振動により不快感をもたない限界がある。また、歩道橋の使用性を評価するために測定された応答の振動数、加速度および速度に対して基準がある。人の振動に対する敏感さに関する基準として ISO 2631²⁾より、振動の限界レベルを決めている。

3.5 基礎データ

- (1) [REC] 走行作用の検討に当たっては、大型車の通行実態に関するデータを取得し、それらをベースに適切に考慮する必要がある。

【解説】

(1)について

走行作用に関する作用因子は、大型車の通行実態に関する最新のデータより逐次見直し、それらをベースに構造物の性能調査に適切に考慮する必要がある。特に、平成5年度には大型車の重量制限が最大20tonfから25tonfへと緩和され、車両の実重量への関心が高まっている。

- (a) 実重量の把握には付録-II-3-3に紹介する軸重測定による方法が一般的である。
- (b) 現段階ではデータの不足や確率特性を指定できない場合は付録-II-3-4に紹介するような実態調査に基づいた確率特性を記述してもいい。また、道路橋の衝撃係数に関しては付録-II-3-5のデータを利用してもよい。
- (c) 走行作用による動的影響には進入側の段差を含む路面の凹凸状態が重要な役割を果たすことから路面凹凸のデータベース化も必要になる。

参考文献

- 1) ISO 18649 Mechanical vibration - Evaluation of measurement results from dynamic tests and investigations on bridges, ISO, 2004.
- 2) ISO2631-4 Mechanical vibration and shock – Evaluation of human exposure to whole-body vibration-Part 4: Guidelines for the evaluation of the effects of vibration and rotational motion on passenger and crew comfort in fixed-guideway transport systems, ISO, 2001.

付録-II-3-1 設計用活荷重の試算例

実態活荷重の特性に基づき、橋梁に載荷される等分布荷重強度を試算する例を示す。

1.1 対象支間長と車線数の設定

ここでは支間長 100m、上下線各 2 車線の橋梁を対象とする。載荷方法はレーン載荷とし、等分布荷重強度は片側 2 車線の載荷面積（支間長 100m×幅員 3.5m×2 車線）に対して算出する。

付表 1.1 車種の設定¹⁾

車 種	車 重(ton)
乗用車類	1.31
中型車類	6.09
大型車類 2 軸	11.08
大型車類タンデム軸	17.58
トレーラ類	27.59

付表 1.2 車長の設定¹⁾

車 種	車 長 (m)
乗用車類	4.0
中型車類	6.2
大型車類 2 軸	8.7
大型車類タンデム軸	10.4
トレーラ類	13.6

付表 1.3 車間距離の設定¹⁾

走行状態	車間距離 (m)
通常走行時	19.4
通常渋滞時	8.1
突発渋滞時	2.7

付表 1.4 車種混入率 (単位：%)¹⁾

車種	混入率 (実測平均値)	大型車混入率 20%時	大型車混入率 40%時	大型車混入率 60%時
乗用車類	56.7	60.6	45.4	30.3
中型車類	18.2	19.4	14.6	9.7
大型車類 2 軸	2.4	1.9	3.8	5.7
大型車類タンデム軸	16.1	12.8	25.7	38.5
トレーラ類	6.6	5.3	10.5	15.8
合計	100.0	100.0	100.0	100.0

付表 1.5 大型車およびトレーラ類の混入率が 20%の場合

項目	混入率 (%)	車重 ^{a)} (ton/台)	車両総台数 ^{b)} (台/2車線)			車両総重量 ^{c)} (ton/2車線)		
			通常走行	通常渋滞	突発渋滞	通常走行	通常渋滞	突発渋滞
乗用車類	60.6	1.3	4.8	8.7	14.2	6.2	11.3	18.5
中型車類	19.4	6.1	1.5	2.8	4.6	9.2	17.1	28.1
大型車類 2 軸	1.9	11.1	0.2	0.3	0.4	2.2	3.3	4.5
大型車類タンデム軸	12.8	17.6	1.0	1.9	3.0	17.6	33.4	52.8
トレーラ類	5.3	27.6	0.4	0.8	1.2	11.0	22.1	33.1
合計	100.0	-	7.9	14.5	23.4	46.2	87.2	137.0
等分布荷重 ^{d)} (kN/m ²)						0.7	1.2	1.9

c) = a) × b); d) = c)の合計 / {L × (車線数 × 車線幅)}

付表 1.6 大型車およびトレーラ類の混入率が 40%の場合

項目	混入率 (%)	車重 ^{a)} (ton/台)	車両総台数 ^{b)} (台/2車線)			車両総重量 ^{c)} (ton/2車線)		
			通常走行	通常渋滞	突発渋滞	通常走行	通常渋滞	突発渋滞
乗用車類	45.4	1.3	3.4	5.9	9.2	4.4	7.7	12.0
中型車類	14.6	6.1	1.1	1.9	3.0	6.7	11.6	18.3
大型車類 2 軸	3.8	11.1	0.3	0.5	0.8	3.3	5.6	8.9
大型車類タンデム軸	25.7	17.6	1.9	3.4	5.2	33.4	59.8	91.5
トレーラ類	10.5	27.6	0.8	1.4	2.1	22.1	38.6	58.0
合計	100.0	-	7.5	13.1	20.3	69.9	123.3	188.7
等分布荷重 ^{d)} (kN/m ²)						1.0	1.7	2.7

付表 1.7 大型車およびトレーラ類の混入率が 60%の場合

項目	混入率 (%)	車重 ^{a)} (ton/台)	車両総台数 ^{b)} (台/2車線)			車両総重量 ^{c)} (ton/2車線)		
			通常走行	通常渋滞	突発渋滞	通常走行	通常渋滞	突発渋滞
乗用車類	30.3	1.3	2.2	3.7	5.4	2.9	4.8	7.0
中型車類	9.7	6.1	0.7	1.2	1.7	4.3	7.3	10.4
大型車類 2 軸	5.7	11.1	0.4	0.7	1.0	4.4	7.8	11.1
大型車類タンDEM軸	38.5	17.6	2.8	4.6	6.9	49.3	81.0	121.4
トレーラ類	15.8	27.6	1.1	1.9	2.8	30.4	52.4	77.3
合計	100.0	-	7.2	12.1	17.8	91.3	153.3	227.2
等分布荷重 ^{d)} (kN/m ²)						1.3	2.2	3.2

1.2 荷重条件の設定¹⁾

ここでは載荷する各車両の車重、車長、車間距離はそれぞれのモデルの平均値を用いることとする。大型車混入率については、時間帯による変化を考慮し 20%、40%、60%の 3 ケースを仮定する。また、走行状態としては、通常渋滞、突発渋滞、通常走行の 3 ケースを考慮する。各荷重条件を付表 1.1～付表 1.4 に示す。

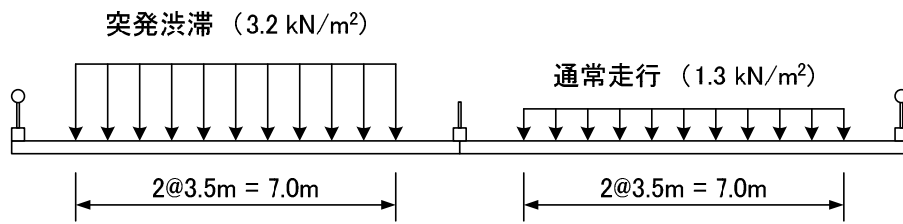
1.3 等分布荷重の試算

上記の荷重条件に基づいて、大型車の混入率による等分布荷重の試算結果を付表 1.5～付表 1.7 に示す。ただし、付表の車両総台数は付式(1.1)に示す 1 車線当たりの車両台数を求め、これに車線数をかけた結果である。ただし、付表の等分布荷重は 2 車線当たりの等分布荷重を示す。

$$N_i = \frac{L \times \gamma_i}{\sum_{i=1}^{N_v} \{(LV_i + LH) \times \gamma_i\}} \quad (1.1)$$

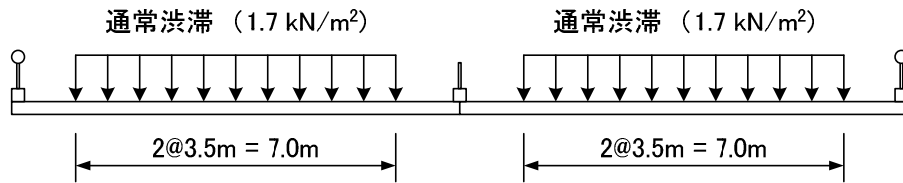
ここに、 N_i =1 車線当たりの i -車類の車両台数； L =支間長 (m)； γ_i = i -車類の混入率； LV_i = i -車類の車長 (m)； LH =想定した混入率に該当する車間距離 (m)； N_v =車類の種類。

付図 1.1 に渋滞特性の組み合わせによる活荷重載荷状態の例を示す。付図 1.1(a)は大型車の混入率を 60%と仮定した場合の深夜から早朝にかけての突発渋滞と通常渋滞の組み合わせを、付図 1.1(b)は大型車混入率 40%と仮定した場合の朝および夕方のラッシュ時の上下線で同時に発生する渋滞の組み合わせを示している。



大型車混入率60%と仮定した場合: 突発渋滞2車線+通常走行2車線

(a) 大型車混入率60%と仮定した場合

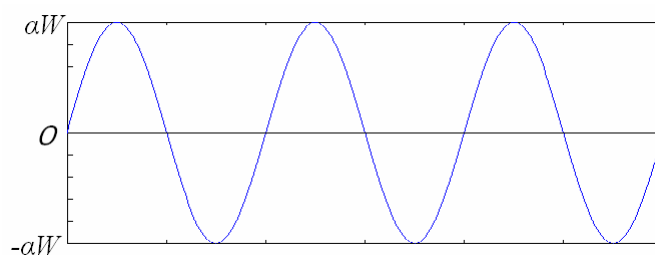


大型車混入率40%と仮定した場合: 通常渋滞2車線+通常渋滞2車線

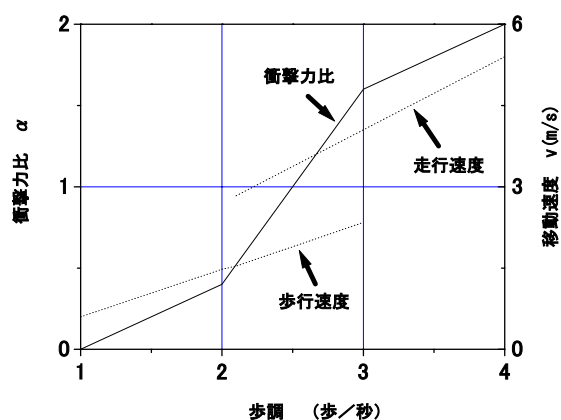
(b) 大型車混入率40%と仮定した場合

付図 1.1 試算による橋軸方向 1m 当たりの等分布荷重強度

付録-II-3-2 歩行外力モデル



付図 2.1 歩行外力モデル



付図 2.2 衝撃力比と移動速度

2.1 梶川の方法²⁾

歩行外力を付式(2.1)および付図 2.1 のようにモデル化する。

$$F(t) = \alpha W \sin 2\pi f t \quad (2.1)$$

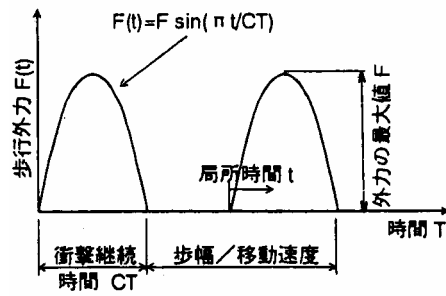
ここに、 $F(t)$: 歩行外力、 W : 歩行者の体重、 α : 衝撃力比 (付図 2.2 から求める)、 f : 歩調

2.2 Wheeler の方法³⁾

歩行外力を付式(2.2)および付図 2.3 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。

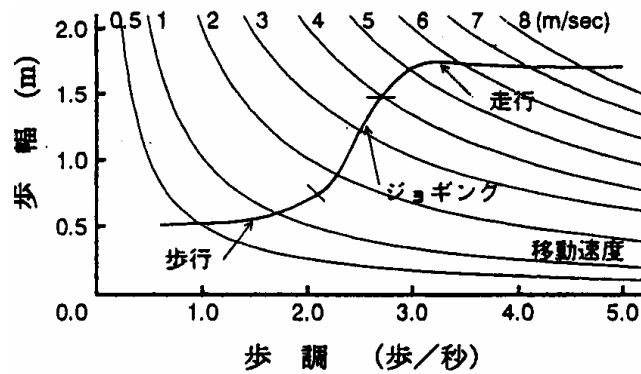
$$F(t) = F \sin(\pi/CT) \quad (2.2)$$

ここに、 F : 外力の最大値、 CT : 衝撃継続時間

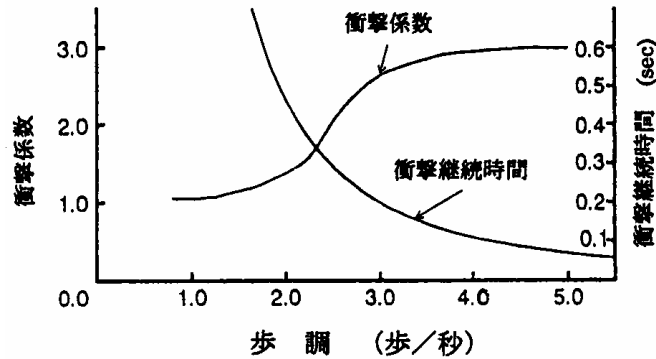


Wheeler の歩行外力

付図 2.3 Wheeler の歩行外力



付図 2.4 移動速度



付図 2.5 衝撃係数と衝撃継続時間

2.3 小幡・林川の方法⁴⁾

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。

2.4 米田の方法⁵⁾

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周期ごとに変化させる。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。

付録-11-3-3 軸重測定方法

現在まで様々な軸重測定が行われてきたが、計測の原理により「直接法」と「間接法」に大別される⁶⁾。直接法は計量台などにより直接軸重を測る方法である。一方、間接法としては橋梁の応答を用いた軸重推定法(BWIM: Bridge Weigh-In-Motion)がある。付表 3.1 に間接法の研究動向を示す。

付表 3.1 BWIM の研究動向

原 理	着目部材	特記事項
主部材の影響線を利用。影響線を多項式近似し、応答値との誤差最小により軸重を推定。	主桁下フランジ：影響線応答， 垂直補剛材：軸数，車線の判別， 光スイッチ：車速の判定。	車速（車両位置）の判別が必要。 連行，平行した場合に誤差が大きくなる ⁷⁾ 。
縦桁の影響線を利用。 応答値の面積が車両総重量に比例することを利用。	縦桁：影響線応答，車速の判別	車速（車両位置）の判別が必要。 同時載荷（連行，並行）の場合推定が困難 ⁸⁾ 。
支点反力の影響線を利用。 応答値の落差が軸重に対応する点に着目。	垂直補剛材：影響線応答	車速判別不要。 垂直補剛材のない構造には適用不可 ⁹⁾ 。
RC床版のひび割れ幅の変動と車両軸重の相関から軸重を推定する。	床版：ひび割れ幅応答	車速判別不要。 精度を高めるには，多くの測点を必要とする ¹⁰⁾ 。
たわみの応答と軸重の相関をGAにより推定する。	たわみを発生する部材全て：たわみ応答	車速判別不要。 同時載荷の場合適用不可。 実橋による検証例がない ¹¹⁾ 。
主部材の影響線を利用。 影響線を直線近似する。 参考文献 7)に準ずる。	主桁：影響線応答 床版：車速，車線，軸数の判別	車速（車両位置）の判別が必要。 同時載荷の影響が大きい ¹²⁾ 。

付録-11-3-4 大型車実態調査例

車重および軸重に関しては、文献 13 の国道 357 号での実態調査結果（昭和 59 年度）によると、トラック最大荷重は 61.9 トンであり、トレーラ荷重については、フルトレーラーで 95.4 トンが観測されている。最大軸重として大型トラックの 30.4 トンが観測されており、セミトレーラでは最大 29.9 トンが観測された。

一方、平成 5 年度には大型車の重量制限が最大 20tonf から 25tonf へと緩和され、緩和以前の実態調査データの信頼性の検討の必要性および緩和以後のデータの蓄積などの関心が高まっている。特に、重量制限緩和以後の観測結果の一つである文献 14)によると、最大車重として 128 トン（6 軸）が観測されている。また、文献 15)の近畿管内 11 路線での交通荷重（24 時間）の観測からも最大 106.4 トンの車重観測結果を報告している。それらの結果から車重は緩和以前より増加していることが分かる。付表 4.1 に文献 15)の観測結果を示す。他の重量制限が緩和以後の実態調査結果を付表 4.2 に示す¹⁶⁾。

一方、都市高速道路などのアクセスコントロールがなされている道路では、ある一定値に総重量、軸重を制限できることから、一般国道とは異なる傾向が予測される。一例として、阪神高速道路の場合の重量制限緩和前後の実態調査データを付表 4.3~4.5 に示す¹⁾。付表から分かるように、一般国道に比べ、車重がやや小さいことが分かる。しかしながら、平成 15 年 12 月から平成 16 年 11 月までの兵庫地区の阪神高速道路軸重違反車取締りデータによると、最大軸重 27.9 トンである。また、重量制限緩和前後を比較してみると、緩和以後の車重の平均値が緩和以前より大きくなっていることが分かる。

また、車種混入率に関する緩和前後の観測例を付表 4.6 に示す¹⁾。その他車両配列特性に関わっている車種別車長は平成 5 年度以後の大型化に伴い変化が予想されているが、実態調査データはまだ稀であり、今後の調査活動が必要である。車間距離は人間の感覚、運転技量により決まるところが大きいと考えられ、過去のデータを利用して大きな差はないと推定できる。また、渋滞特性に関しては、地域、路線の線形などによって変わる可能性が高いことから、各路線によるデータの確保が重要である。

ここで明記すべき点は軸重の地域特性である。軸重の地域特性に関する調査結果が文献 17)にまとめられている。その調査によると（付図 4.1）、昭和 40 年度から 61 年度まで、建設省各地方建設局を中心に地域分けをして一般国道の軸重の地域特性を調査した結果、28 トン以上の軸重は北陸地方建設局以外の全地方建設局で観測されている。

終局限界状態を想定する場合の設計荷重を考察しようとする場合、各実態荷重がそのまま供用期間内でどのような最大値をとるかが問題になる。活荷重の場合には、ある決まった範囲の車両のランダムな応答の組み合わせとなり、供用期間中にあり得る応答の最大値の分布を求めて、その 10% 超過確率値を求める必要がある。このように、車種、車間距離、車両混入率がそれぞれの確率分布で限定されている場合の活荷重による供用期間中の最大応答を求めるとき、モンテカルロシミュレーション法が有効となる。そのシミュレーションの流れを付図 4.2 および付図 4.3 に示す¹⁸⁾。

付表 4.1 近畿管内 11 路線での交通荷重 (24 時間) の測定結果¹⁵⁾

車種分類	総重量 (tf)				軸重 (tf)				台数 (台)
	最大	平均	標準偏差	分布 (平均, 標準偏差)	最大	平均	標準偏差	分布	
	46.4	7.61	4.4	WB(7.5, 4.4)	27.6	3.03 4.58	1.67 3.14	第 1 軸: LN 第 2 軸: EXP	11,916
	66.0	20.42	8.3	双峰形分布 N(11.6, 2.1): 32.0% LN(21.0, 6.0): 68.0%	31.8	5.56 4.2 10.4 6.32	1.76 1.6 3.1 3.9	第 1 軸: LN 第 2 軸: 双峰形分布 N: 33.0% LN: 67.0% 第 3 軸: LN	7,301
	54.6	17.26	7.1	WB(17.6, 7.3)	24.8	5.07 5.55 6.64	2.02 2.96 3.41	第 1 軸: N 第 2 軸: LN 第 3 軸: BT	2,906
	93.2	24.77	12.4	双峰形分布 N(14.5, 3.6): 43% LN(31.0, 8.3): 57%	30.4	5.03 3.1 9.6 6.42 6.70	1.84 1.2 3.4 3.96 4.31	第 1 軸: WB 第 2 軸: 双峰形分布 N: 46.3% LN: 53.7% 第 3 軸: LN 第 4 軸: LN	643
	87.2	29.16	13.6	双峰形分布 N(16.5, 4.3): 39% LN(37.0, 11.0): 61%	30.4	6.04 4.0 11.2 6.99 3.8 10.3	1.97 1.8 3.5 4.00 0.8 3.8	第 1 軸: N 第 2 軸: 双峰形分布 N: 39.6% LN: 60.4% 第 3 軸: WB 第 4 軸: 双峰形分布 N: 40.4% LN: 60.0%	716
	105.0	41.3	18.8	双峰形分布 N(19.1, 5.0): 27% LN(49.0, 12.7): 73%	28.0	5.60 8.21 4.4 11.0 3.2 11.2 3.9 13.6	1.82 3.80 1.7 3.2 1.1 4.1 1.8 4.4	第 1 軸: N 第 2 軸: BT 第 3 軸: 双峰形分布 N: 37.4% LN: 62.6% 第 4 軸-双峰形分布 N: 29.0% LN: 71.0% 第 5 軸-双峰形分布 N: 40.0% LN: 60.0%	403
	106.4	51.08	24.0	双峰形分布 N(23.3, 4.5): 30% LN (66.9, 15.9): 70%	32.6	5.94 4.6 10.3 4.2 11.7 2.4 10.8 2.7 12.8 2.8 12.2	1.24 0.9 2.9 0.8 2.8 1.1 3.6 1.8 4.1 1.2 5.0	第 1 軸: N 第 2 軸-双峰形分布 N: 31.5% LN: 68.5% 第 3 軸-双峰形分布 N: 33.9% LN: 66.1% 第 4 軸-双峰形分布 N: 29.6% LN: 70.4% 第 5 軸-双峰形分布 N: 36.1% LN: 63.9% 第 6 軸-双峰形分布 N: 26.4% LN: 73.6%	331

総重量特性 (車種無視) :

台数 : 24,216, 最大総重量 : 106.4 tf, 平均 : 14.65 tf, 分布特性 : Lognormal (超過確率 10% : 35 tf, 超過確率 5% : 43 tf)

車種に含まれる軸重量 :

軸数 : 63,890, 最大軸重 : 32.6 tf, 平均 : 5.25 tf

N : Normal ; LN : Lognormal ; BT : Beta ; WB : Weibull.

付表 4.2 一般国道 23 号線港新橋交通荷重実態調査¹⁶⁾

車種分類 (軸数一分類)	第 n 軸距 Ln(m)					第 n 輪重 Wn (tf)						総重量(tf) (標準 偏差)	台数 混入率 %	
	L1	L2	L3	L4	L5	W1	W2	W3	W4	W5	W6			
2-1	2.59	/	/	/	/	2.05	2.24	/	/	/	/	5.42 (3.26)	213 2.30	
2-2	4.60	/	/	/	/	3.39	2.26	/	/	/	/	7.22 (3.42)	3028 32.69	
3-1	3.28	1.28	/	/	/	2.39	3.30	2.98	/	/	/	17.11 (6.41)	550 5.94	
3-2	5.49	1.25	/	/	/	2.27	3.56	2.48	/	/	/	16.58 (5.10)	1801 19.45	
3-3	1.67	3.67	/	/	/	2.40	2.22	3.61	/	/	/	16.06 (5.59)	427 4.61	
3-4	1.68	5.71	/	/	/	1.67	1.75	2.90	/	/	/	12.59 (3.08)	1075 11.61	
3-5	3.70	8.52	/	/	/	2.28	3.44	3.32	/	/	/	18.02 (4.81)	556 6.00	
4-1	3.28	6.66	1.31	/	/	2.71	3.33	3.25	2.85	/	/	24.22 (8.83)	783 8.45	
4-2	判定されず													
4-3	1.40	4.51	1.18	/	/	1.75	1.38	2.45	2.51	/	/	16.07 (6.20)	351 3.79	
5-1	3.07	1.32	6.75	1.25	/	2.40	3.11	3.15	4.12	4.05	/	33.40 (14.03)	180 1.94	
5-2	2.95	5.45	1.25	1.23	/	2.39	2.94	2.39	2.44	1.73	/	23.78 (8.76)	10 0.11	
5-3	4.70	1.28	5.71	2.41	/	2.10	3.52	3.28	3.23	3.18	/	30.61 (10.32)	37 0.40	
5-4	1.69	5.19	4.11	4.19	/	1.78	1.79	3.06	2.24	2.16	/	22.09 (5.05)	27 0.29	
6-1	3.20	1.31	5.55	1.25	1.23	2.65	3.66	3.62	4.05	4.14	3.39	43.02 (14.38)	224 2.42	
合計 9262 台 / 24 時間														

一般車両集計結果：秋期 12 時間，冬期 12 時間，計 24 時間

計測：夏期（1996 年 7 月 29 日）・秋期（1996 年 10 月 16 日～17 日）・冬期（1996 年 12 月 8 日～10 日）

付表 4.3 阪神高速道路各料金所における車種別最大車重（平成 11 年調査）（単位：トン）¹⁾

車種	計測地点	計測地点					車種 最大車重	HDL ⁵⁾
		芦屋	中島	長田	守口	堺		
	中型	16.8	20.2	16.8	13.2	10.0	20.2	19.8
	大型 2 軸	19.1	42.4	28.5	23.4	35.3	42.4	24.1
	大型 3 軸 (1)	33.2	32.4	45.2	35.5	28.4	45.2	37.8
	大型 3 軸 (2)	25.2	24.6	25.1	21.2	29.7	29.7	
	大型 4 軸	26.6	37.8	35.1	40.0	36.5	40.0	68.4
	セミトレーラ (1)	28.8	25.0	22.9	21.3	25.0	28.8	
		46.2	47.9	38.3	38.2	35.5	47.9	
	セミトレーラ (2)	47.3	59.9	20.2	35.4	-	59.9	
		20.9	37.9	-	-	-	37.9	
		60.3	60.2	32.5	51.1	45.0	60.3	
		84.1	77.0	70.8	78.7	66.9	84.1	
その他トレーラ		38.2	-	49.3	75.6	27.7	75.6	60.6
最大車重		84.1	77.0	70.8	78.7	66.9	84.1	68.4

付表 4.4 阪神高速道路各料金所における車種別車重の特性値（単位：トン）¹⁾

車種	芦屋		中島		平均值		HDL（芦屋）	
	平均值	標準偏差	平均值	標準偏差	平均值	標準偏差	平均值	標準偏差
乗用車類	-	-	-	-	-	-	1.31	0.34
中型車類	6.08	2.15	6.10	2.29	6.09	2.22	5.07	2.68
大型車類 2 軸	11.59	3.87	10.69	5.33	11.08	4.80	10.21	3.85
大型車類タンデム軸	18.27	4.53	16.92	5.51	17.58	5.10	16.73	4.73
トレーラ類	30.20	15.09	26.64	12.64	27.59	13.40	22.31	9.48

付表 4.5 阪神高速道路各料金所における車種別最大軸重（平成 11 年調査）（単位：トン）¹⁾

車種	計測地点	計測地点					車種 最大軸重	HDL ⁵⁾
		芦屋	中島	長田	守口	堺		
	中型	11.3	15.2	12.4	10.1	7.3	15.2	14.3
	大型 2 軸	12.1	22.1	14.8	13.0	18.6	22.1	18.0
	大型 3 軸 (1)	13.6	14.3	18.0	15.7	12.9	18.0	19.2
	大型 3 軸 (2)	12.1	13.6	12.6	10.6	11.7	13.6	
	大型 4 軸	8.6	11.7	11.3	11.9	11.6	11.9	
	セミトレーラ (1)	11.5	10.4	10.6	9.0	9.8	11.5	19.2
		13.9	16.0	14.0	12.0	10.9	16.0	
		13.1	15.3	5.7	9.2	-	15.3	
	セミトレーラ (2)	5.6	10.9	-	-	-	10.9	
		14.5	13.9	8.5	13.9	11.9	14.5	
		19.8	17.5	13.6	16.5	15.3	19.8	
その他トレーラ		12.2	-	10.6	17.4	9.4	17.4	15.7
最大車重		19.8	22.1	18.0	17.4	18.6	22.1	19.2

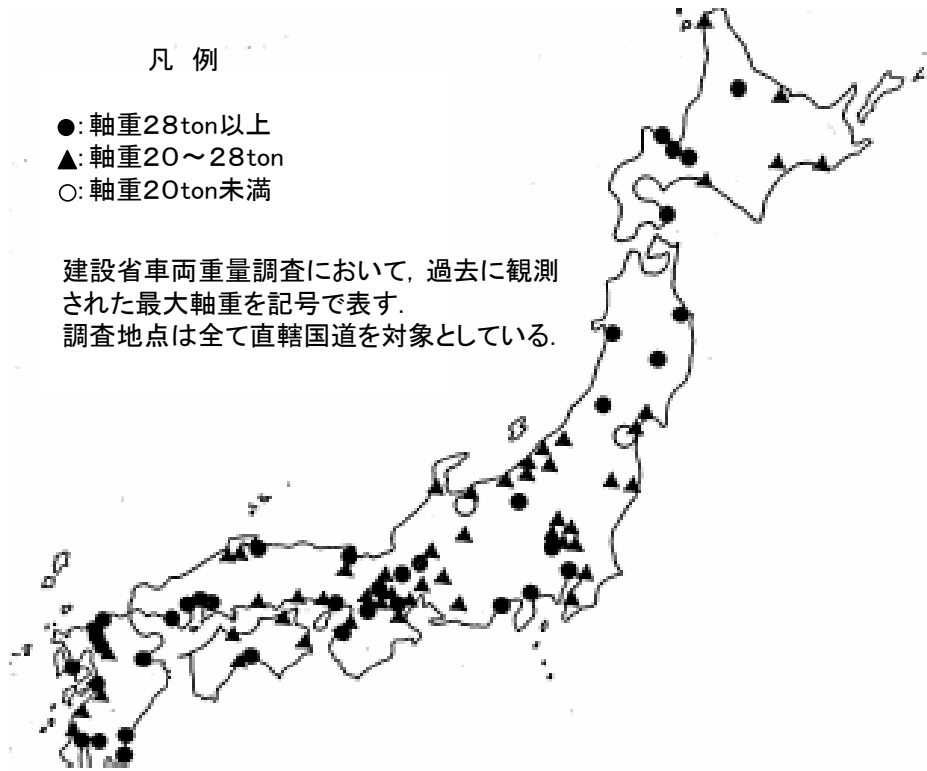
付表 4.6 阪神高速道路における車種混入率（単位：%）¹⁾

車種	芦屋	中島	平均値	HDL（芦屋）
乗用車類	71.8	23.7	56.7	65.5
中型車類	12.6	30.4	18.2	17.9
大型車類 2 軸	1.5	4.3	2.4	2.6
大型車類タンデム軸	11.5	26.2	16.1	11.6
トレーラ類	2.6	15.4	6.6	2.4
合 計	100.0	100.0	100.0	100.0

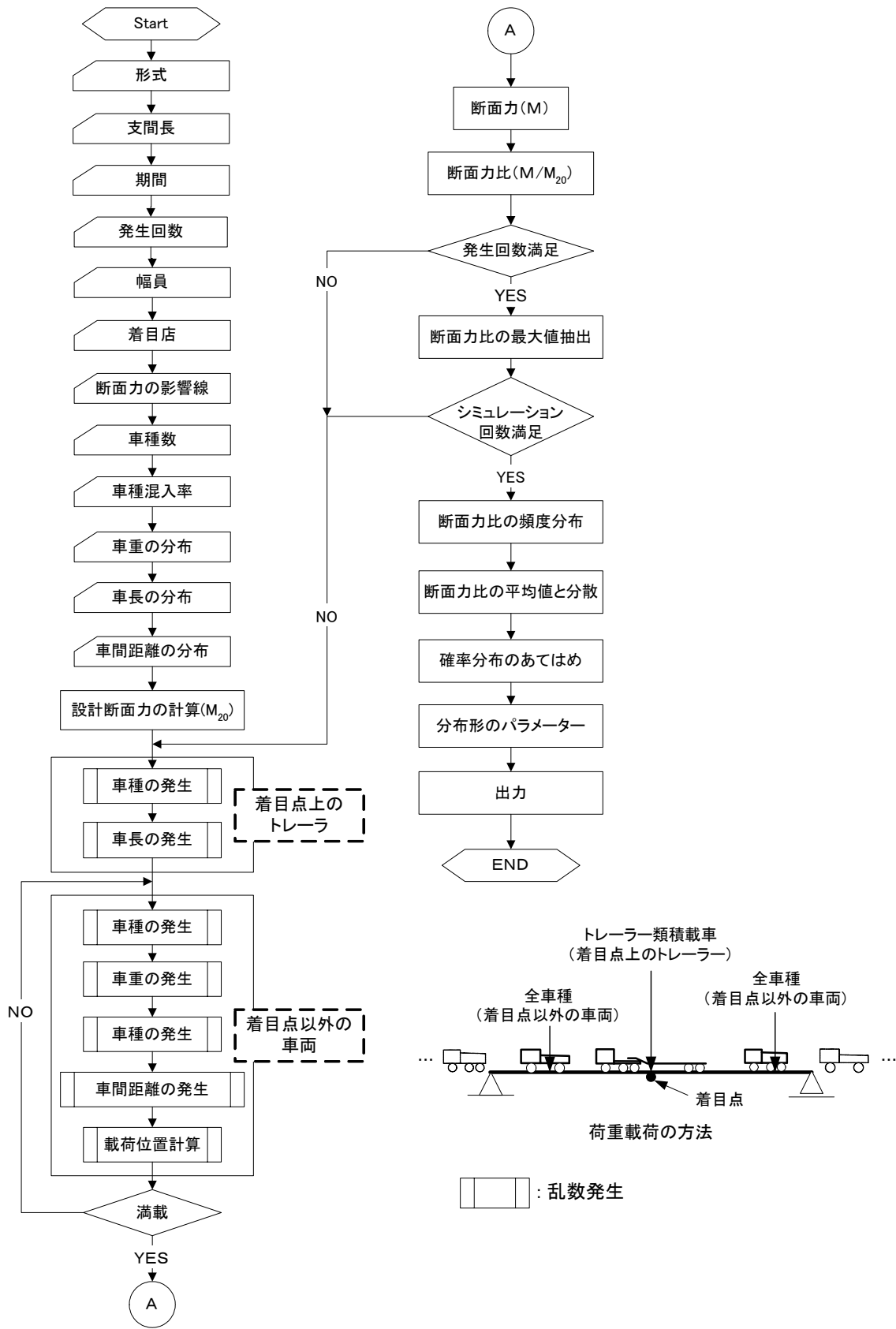
凡例

- : 軸重28ton以上
- ▲: 軸重20～28ton
- : 軸重20ton未満

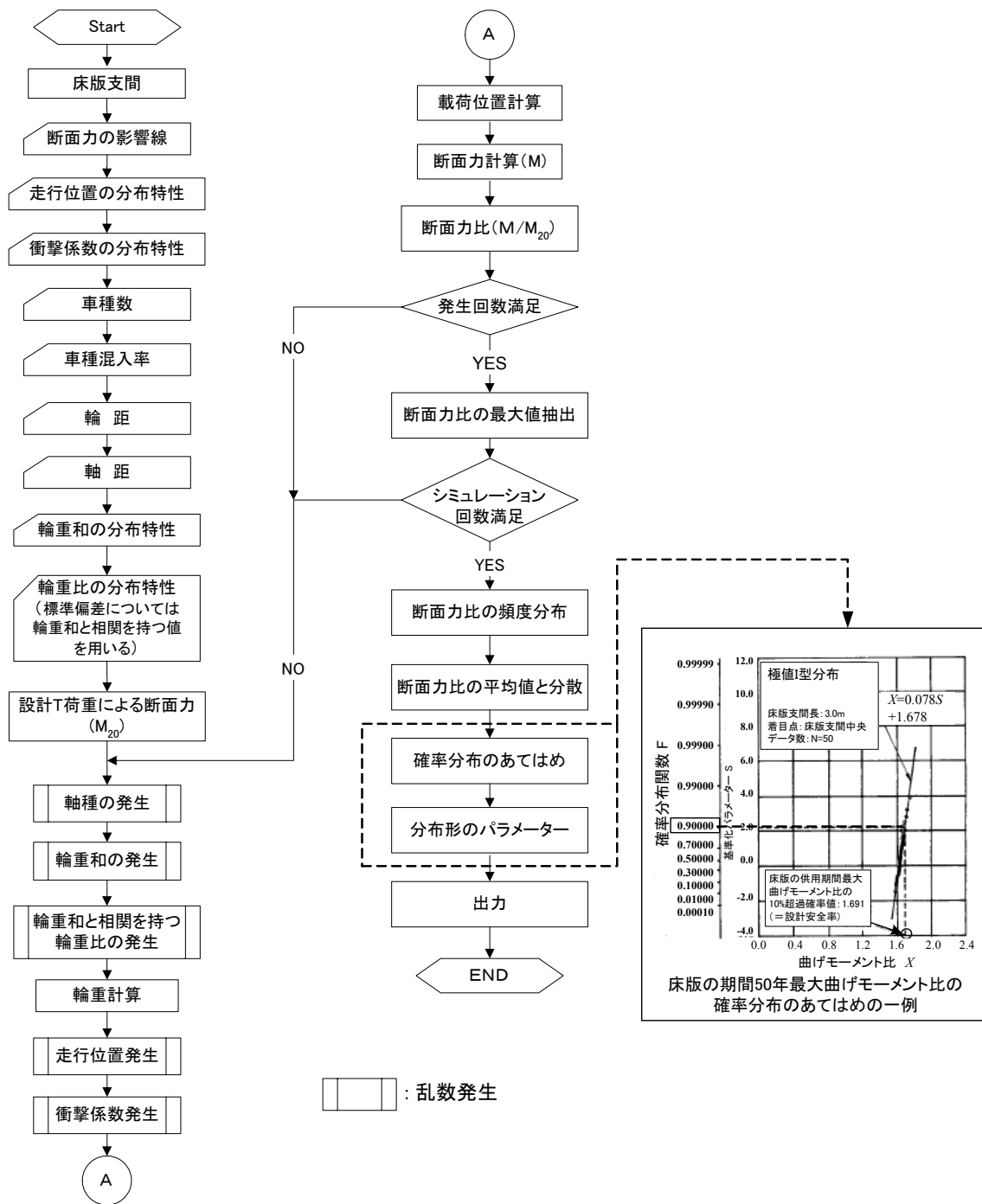
建設省車両重量調査において、過去に観測された最大軸重を記号で表す。
調査地点は全て直轄国道を対象としている。



付図 4.1 最大軸重の実態（全国車両重量調査，S. 40～61）¹⁷⁾



付図 4.2 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¹⁸⁾

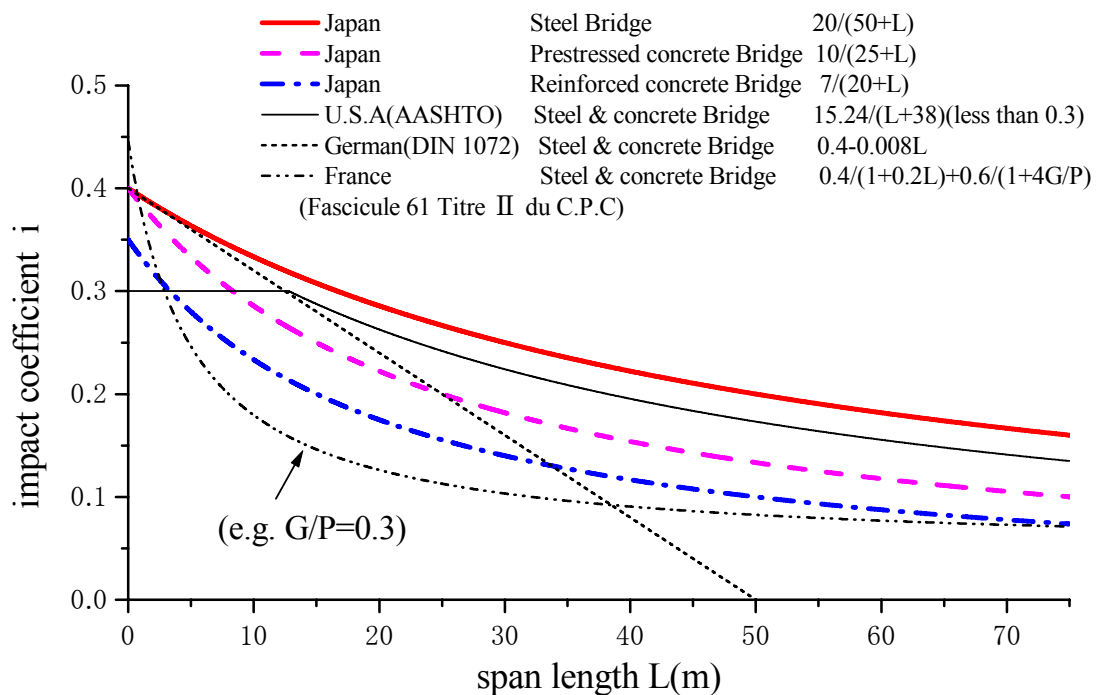


付図 4.3 床版のシミュレーション方法のフロー¹⁸⁾

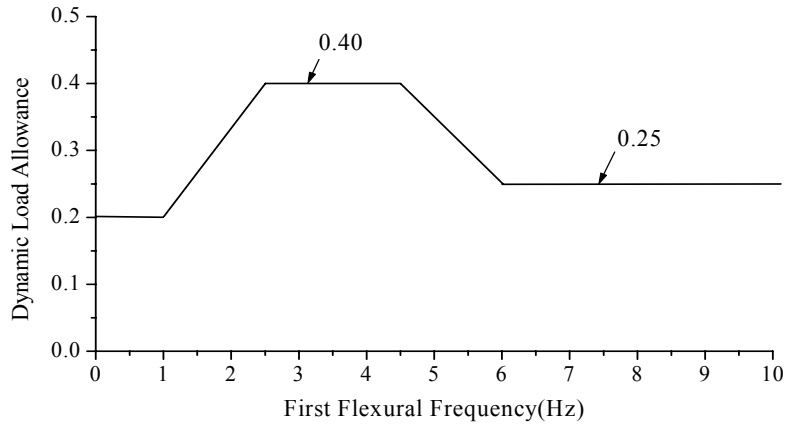
付録-II-3-5 動的効果としての衝撃係数

5.1 動的効果としての衝撃係数の定義

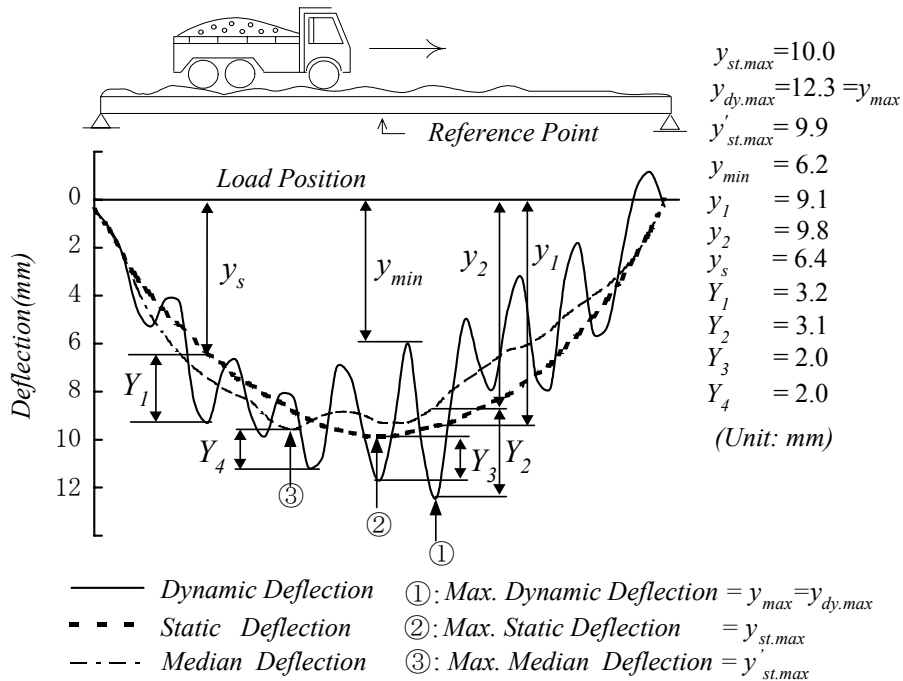
車両の走行により生じる橋梁のたわみや応力等の動的応答値は、同じ車両が静的に作用した場合に生じる静的応答値に比べて大きくなる。この動的影響は、静的応答値に対する動的応答値の比として定義される動的増幅率で表現される。一方、道路橋の強度設計において、この動的影響は、鉄道橋の慣習により‘衝撃’として考慮され、設計係数である衝撃係数により評価される¹⁹⁾。具体的には、この動的荷重を、交通荷重に衝撃係数を乗じて得られる静的荷重に置き換えることで、簡便な強度設計を可能にしている。



付図 5.1 各国の衝撃係数の比較



付図 5.2 OHBDC (カナダ・オンタリオ州) 衝撃係数規定²³⁾



$y_{st.max}$: 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.

付図 5.3 単純桁橋の動的たわみの一例

付表 5.1 衝撃係数算定一例（付図 5.3 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

我が国の衝撃係数に関する規定（L 荷重）を付図 5.1 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）²⁰⁾。付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^{21), 22)}、動的応答のみを考えた場合若干疑問が残る。

道路橋の衝撃係数は解析モデルを用い、シミュレートすることも可能である。この場合、モンテカルロ法により求めた路面を利用するとき、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²³⁾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付図 5.2 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²⁴⁾。このような橋梁の動的応答を考慮した規定は、支間長の遞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²⁵⁾。

- 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定める必要がある。
- 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、最大値を採ればよいが、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、一般には支間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小さい。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²⁶⁾、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。

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²⁷⁾。

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²⁸⁾。

付図 5.3 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。付表 5.1 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²⁹⁾。

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³⁰⁾。

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³¹⁾。

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²⁹⁾。

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²⁹⁾。

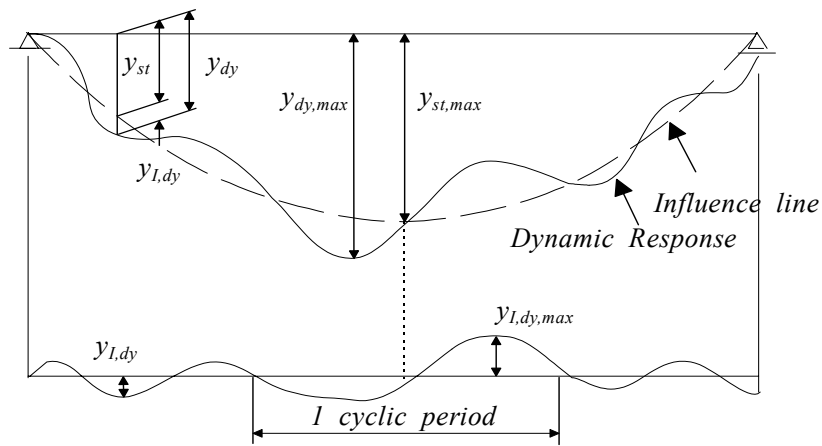
I_8 は、最大静的たわみを基準に、それと最大動的たわみ値との比として定義している。我が国で

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。

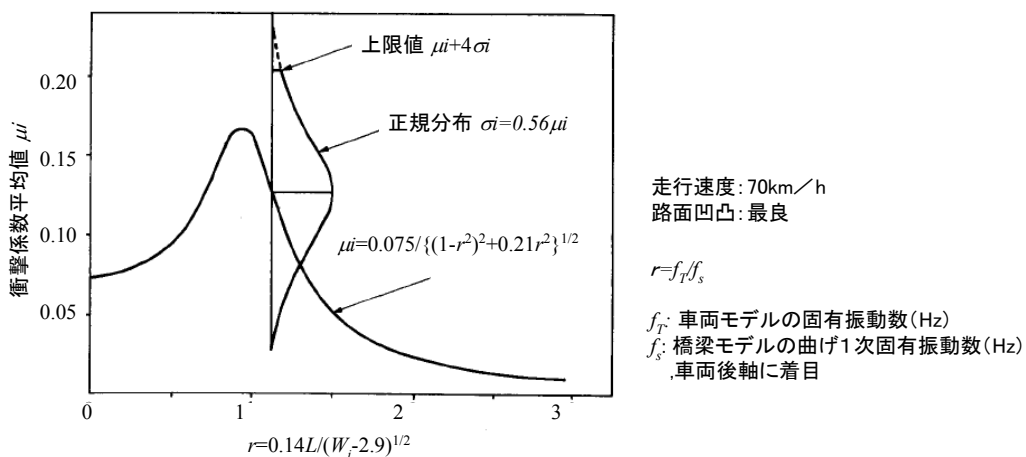
我が国では I_8 の定義が多く用いられているが、動的応答はその位相によって必ずしも最大静的応答よりも大きくなり、そのとき I_8 はマイナスとなる。この位相は、橋梁と走行車両の動的特性の僅かな違いにより変化する可能性があり、動的増幅率を評価するには、これを考慮して実験値を評価するのも一つの考え方である。そこで、川谷ら³²⁾は次の付式(5.1)に示す DIF (Dynamic Increment Factor)により、実験値を評価している。

$$DIF = 1 + (y_{I,dy,max} / y_{st,max}) \quad , \quad y_{I,dy} = |y_{dy} - y_{st}| \quad (5.1)$$

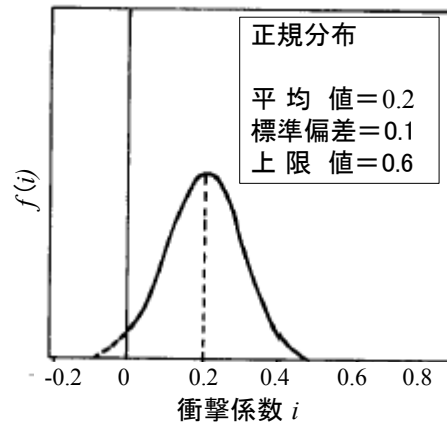
ここで、 $y_{I,dy,max}$ は、付図 5.4 に示すように $y_{st,max}$ を含む 1 サイクル区間の $y_{I,dy}$ の最大値である。このように振幅 $y_{I,dy}$ の最大値 $y_{I,dy,max}$ を採る区間は動的応答値 y_{dy} があまり小さくない範囲に限定したとき、その DIF から 1 を差し引いた値が上述の I_8 に対応する。



付図 5.4 DIF (Dynamic Increment Factor) の定義³²⁾



付図 5.5 道路橋衝撃係数のモデル³⁴⁾



付図 5.6 RC 床版の衝撃係数モデル³⁴⁾

また、文献 33)-35)によると床版の衝撃評価の場合、舗装の凹凸や伸縮装置部の段差の影響が大きいことから鋼床版・RC 床版の衝撃係数は床版支間の関数とするよりも、段差量の関数としてまとめた方が実態とよく適合することを実験によって明らかにしている。また、桁端部での 20mm 程度、一般部での 10mm 程度の段差を想定すると、鋼床版での衝撃係数は、桁端部で 0.5~0.6、一般部で 0.3、RC 床版での衝撃係数は、桁端部で 0.4、一般部で 0.2 となる。

5.3 衝撃係数の確率特性

橋梁の衝撃係数の確率特性に関する調査報告は稀であるが、文献 34)には数値解析により、付図 5.5 のような衝撃係数モデルを提案している。一方、床版に関しては付図 5.6 に示すような正規分布で理想化したモデルが提案されている³⁶⁾。また、文献 27)ではモンテカルロシミュレーションにより RC 床版の衝撃係数を算定し、桁端部近傍の床版の場合、平均衝撃係数が 0.17 程度、標準偏差が 0.09 程度、一般部では平均衝撃係数が 0.09~0.13、標準偏差が 0.09~0.1 程度であり、対数正規分布で理想化できることを報告している。

参考文献

- 1) (財) 阪神高速道路管理技術センター：湾岸線西神部活荷重検討会，資料 No.1-5，2006. 1.
- 2) 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. 9.
- 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) 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.
- 5) 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. 3.
- 6) 新都市社会技術融合創造研究会：第 3 回新都市社会技術セミナー，pp.1-18~1-19，2006. 2.
- 7) 三木千壽，村越潤，米田利博，吉村洋司：走行車両の軸重測定，橋梁と基礎，1987-4，pp.41-44，

1987.

- 8) 小塩達也, 山田健太郎, 小林直人, 水野良浩: 鋼 I 桁橋の縦桁を用いた Bridge Weigh-in-Motion システムの開発, 構造工学論文集, Vol.47 A, pp.1083-1091, 2001.
- 9) 小塩達也, 山田健太郎, 貝沼重信, 小幡敏幸, 古市 亭: 鋼床版部材を用いた走行車両の輪重推定, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1141-1151, 1998.
- 10) 松井繁之, A. El-hakim: RC 床版のひびわれの開閉量による輪荷重の測定に関する研究, 構造工学論文集, Vol.35 A, pp.407-418, 1989.
- 11) 米田昌弘, 枝元勝哉: 遺伝的アルゴリズムを適用した Bridge Weigh-in-motion システム, 構造工学論文集, Vol.50 A, pp.707-718, 2004.
- 12) 玉越隆史, 中州啓太, 石尾真理, 中谷昌一, 道路橋の交通特性評価手法に関する研究—橋梁部材を用いた車両重量計測システム (Bridge Weigh-in-Motion System), 国土技術政策総合研究所資料, No.188, 2004年7月.
- 13) 藤原, 岩崎, 田中: 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, 橋梁研究室, 昭和 63 年 1 月.
- 14) 玉越隆史, 中州啓太, 石尾真理, 中谷昌一: 道路橋の交通特性評価手法に関する研究—橋梁部材を用いた車両重量計測システム (Bridge Weigh-in-Motion System), 国土技術政策総合研究所資料, No.188, 2004. 7.
- 15) Shozo Ito, Shigeyuki Matsui and Hiroshi Tanigaki: Characteristics of axle loads and total weights of large vehicles measured by a WIM method at slab concrete cracks. Proc of the 2nd Int. Conf. on Bridge Maintenance, Safety and Management, 18-22 Oct., 2004, Kyoto, Japan. (CD-ROM).
- 16) 小塩達也, 山田健太郎, 貝沼重信, 小幡敏幸, 古市 亭: 鋼床版部材を用いた走行車両の輪重推定, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1141-1151, 1998. 3.
- 17) (社) 日本道路協会: 限界状態設計法分科会荷重検討班第二次報告書, 1988. 3.
- 18) 阪神高速道路公団 (財) 阪神高速道路管理技術センター: 阪神高速道路の設計荷重体系に関する調査研究, 阪神高速道路公団設計荷重 (HDL) 委員会報告書, 1986. 12.
- 19) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, I 共通編, 2002. 3.
- 20) 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.
- 21) 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.
- 22) 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.
- 23) ONTARIO Highway Bridge Design Code 1983, Highway Engineering Division, Ministry of Transportation and Communications, OTM, 1983.
- 24) Schütz, K. G.: Schwingbeiwerte für Strassenbrücken, Stahlbau, Nr.58, Heft 3, März, 1989.
- 25) 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.
- 26) Kim, C.W., Kawatani, M. and Kwon, Y.R.: Impact coefficient of reinforced concrete slab on a steel girder bridge, Engineering Structures, DOI:10.1016/j.engstruct.2006.05.021.
- 27) 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.

- 28) 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.
- 29) 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.
- 30) 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.
- 31) Cantieni, R.: Dynamic Load Testing of Highway Bridges, IABSE Proceedings, P-75/84, pp.57-72, August, 1984.
- 32) 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.
- 33) 建設省土木研究所構造研究室：橋の衝撃荷重に関する試験調査研究（II-1987），土木研究所資料台2508号，昭和62年11月．
- 34) 阪神高速道路の設計荷重体系に関する調査研究，阪神道路公団設計荷重（HDL）委員会報告書，阪神道路公団（財）阪神高速道路管理技術センター，1986. 12.
- 35) 横山 功一, 井上 純三, 永原 隆, 道路橋床版の衝撃係数に関する実験，構造工学論文集Vol. 35A, pp.749-756, 1989.
- 36) 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．