

## 8. 活荷重係数に関する感度解析

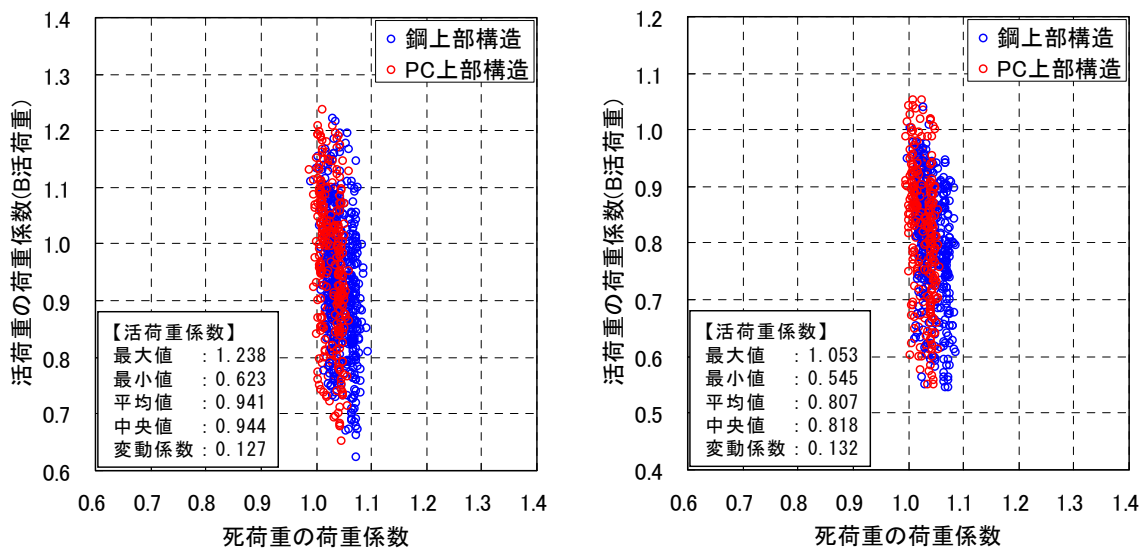
### 8.1. 交通特性や参照期間が活荷重係数に与える感度に関する検討

#### 8.1.1. 有明曙橋の BWIM 記録を用いた検討

##### (1). 荷重係数の算出結果

有明曙橋の WIM 記録を用いて平均大型車混入率を 30%, 10%としたシミュレーションから得られた荷重係数を図 8.1.1 および図 8.1.2 に示す。試算対象橋梁 60 橋から、死荷重と活荷重が支配的となる着目断面として特殊橋（ラーメン橋、アーチ橋、トラス橋）を除いた上部構造主桁を対象とした。荷重係数は B 活荷重断面力、および A 活荷重断面力に対する比率として整理する。

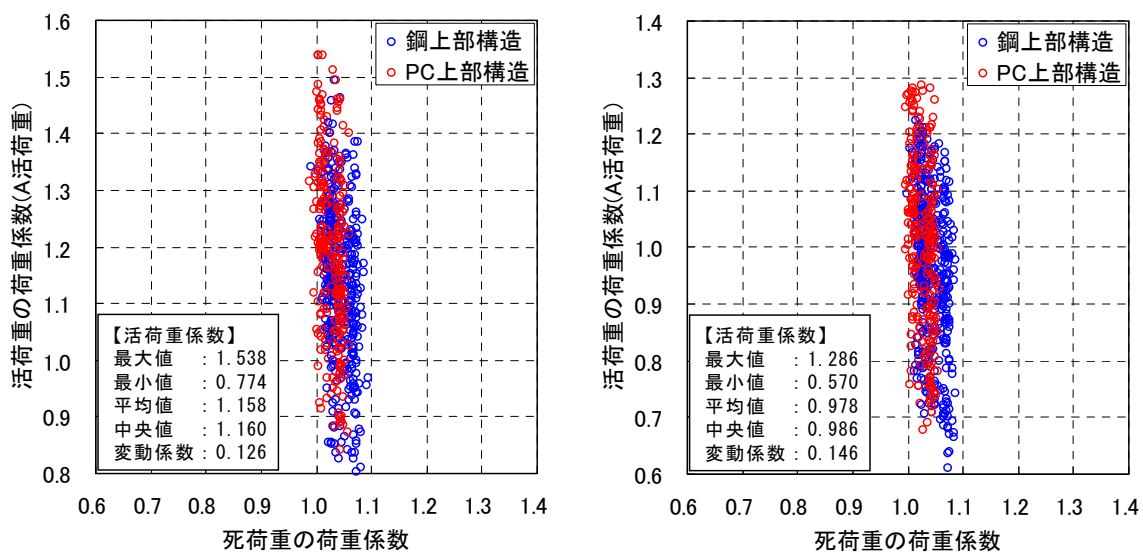
前述の 4.2. に示すように、鋼橋に比べてコンクリート橋は死荷重のバイアスもばらつきも小さい。そして、本研究で用いている荷重係数の抽出方法を用いるとき、永続作用と変動作用のばらつきのトレードオフが反映される。そのため、このような死荷重と活荷重のトレードオフの関係から、相対的にコンクリート橋は大きめの活荷重係数が出ている。



(a) 平均大型車混入率 30%の場合

(b) 平均大型車混入率 10%の場合

図 8.1.1 荷重係数の算出結果 (B 活荷重断面力に対する比率)



(a) 平均大型車混入率 30%の場合

(b) 平均大型車混入率 10%の場合

図 8.1.2 荷重係数の算出結果 (A 活荷重断面力に対する比率)

(2). 平均大型車混入率や参照期間の違いが荷重係数に与える感度

ここでは、平均大型車混入率および参照期間を表 8.1.1 に示すように変化させた時の荷重係数への影響を検討した結果を示す。

表 8.1.1 検討対象とする平均大型車混入率および参照期間

	検討条件
参照期間	50年, 30年, 10年
平均大型車混入率	10%, 30%, 50%

1). 試算対象橋梁

試算対象橋梁は、活荷重に対する荷重係数試算結果（有明曙橋の BWIM 記録を基に平均大型車混入率を 30%に補正したときの荷重係数）を基に選定する。単純橋、および連続橋から活荷重の係数が比較的大きく出るような構造を対象とする。

試算対象橋梁を表 8.1.2 に示す。なお、表中の備考欄には前述の 6 章に示した荷重シミュレーションの対象橋梁番号を示している。

表 8.1.2 試算対象橋梁

No.	橋梁形式	最大支間長	着目断面	活荷重係数 (有明 30%)	備考
1	鋼単純非合成鈹桁	18.3m	主桁支間曲げ	1.01	橋梁番号 1
2	PC 単純ポステン T 桁	30.5m	主桁支間曲げ	0.93	橋梁番号 37
3	鋼単純鋼床版箱桁	75.0m	主桁支間曲げ	0.99	橋梁番号 27
4	鋼 2 径間連続非合成鈹桁	49.0m	主桁端径間曲げ	1.01	橋梁番号 14
5	PC 2 径間連続箱桁	49.0m	主桁端径間曲げ	0.98	橋梁番号 43
6	鋼 2 径間連続非合成鈹桁	40.8m	主桁端径間曲げ	1.09	橋梁番号 12
7	PC5 径間連結合成桁橋	35.2m	主桁端径間曲げ	1.21	橋梁番号 49
8	鋼単純トラス橋	95.1m	上弦材軸力	0.92	橋梁番号 30

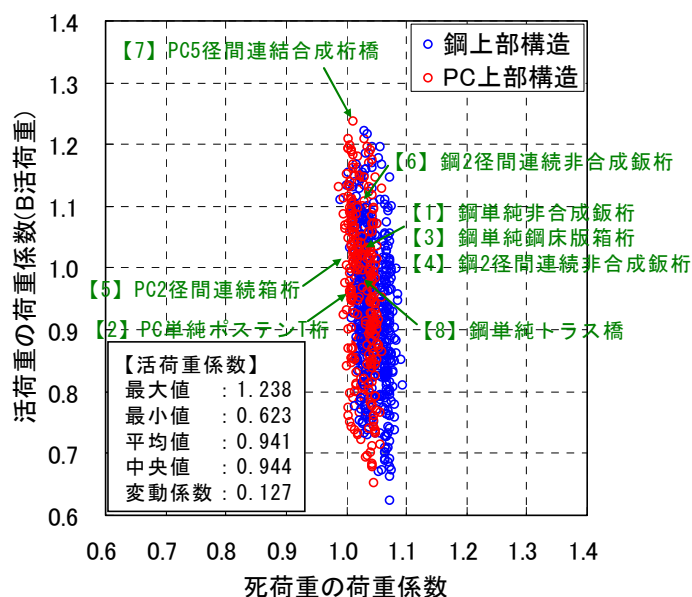


図 8.1.3 対象ケースの活荷重係数（有明曙橋、平均大型車混入率 30%、図 8.1.1 を再掲）

## 2). 参照期間に着目した整理

参照期間ごとに荷重係数を整理した結果を図 8.1.5～図 8.1.7 に示す。この結果から、「7\_PC5 径間連続結合成桁橋」では荷重係数が大きな値を示す傾向にあり、平均大型車混入率 10% の条件下で参照期間が 10 年より長くなると荷重係数は 1.0 以上となる。これは、図 8.1.4 に示すように、最も厳しい荷重条件となるときに外桁が輪荷重直下に位置していること、路肩幅員が狭く B 活荷重の影響線載荷範囲とシミュレーションの車列載荷範囲に大きな差異が生じないことが要因となって、活荷重係数が大きくなっている。その他の橋梁では、平均大型車混入率 10% の条件下では参照期間 100 年においても荷重係数は 1.0 以下となる。また、平均大型車混入率 30% の条件下では参照期間が 50 年より長くなると、過半数の橋梁で荷重係数は 1.0 以上となる。さらに、平均大型車混入率 50% の条件下では参照期間が 30 年より長くなると、過半数の橋梁で荷重係数は 1.0 以上となる。しかし、各橋梁では参照期間を 30 年から 100 年で変化させたとしても、活荷重係数が大きく変化するわけではない。これは、最も厳しい荷重条件が渋滞時の大型車の同時載荷に依存し、渋滞ではかなりの頻度で大型車が同時載荷される状況が出現しているためと考えられる。

平均大型車混入率 50% の条件下で荷重係数が 1.0 以上となる「3\_鋼単純鋼床版箱桁」を対象に、参照期間中の最大値分布の非超過確率 95% 値を与える車両列スナップショットの例を図 8.1.8 に示す。今回のシミュレーション上では、参照期間が長くなることで、複数の大型車が同時載荷される中に稀に重量の大きい車が混入してしまう可能性が高くなっているものと推察される。

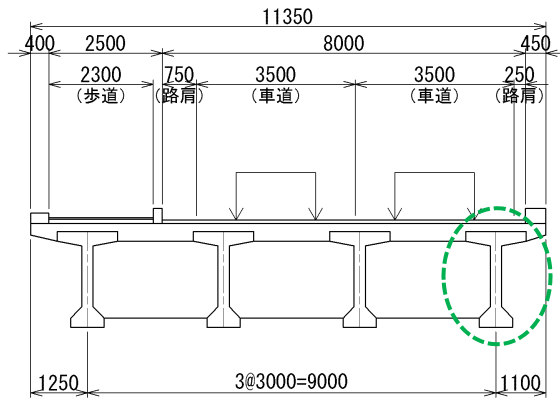
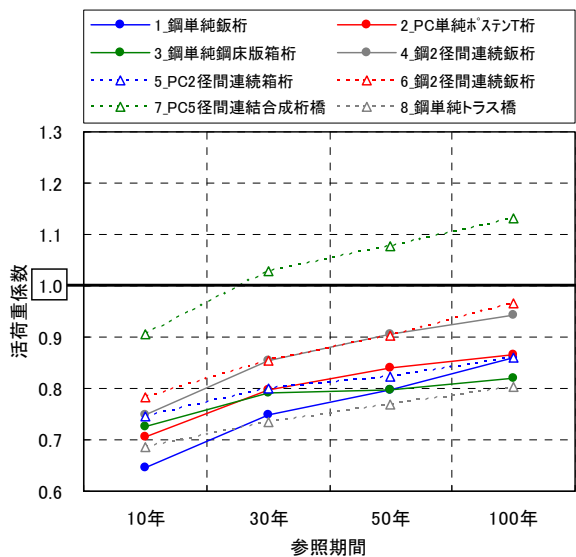


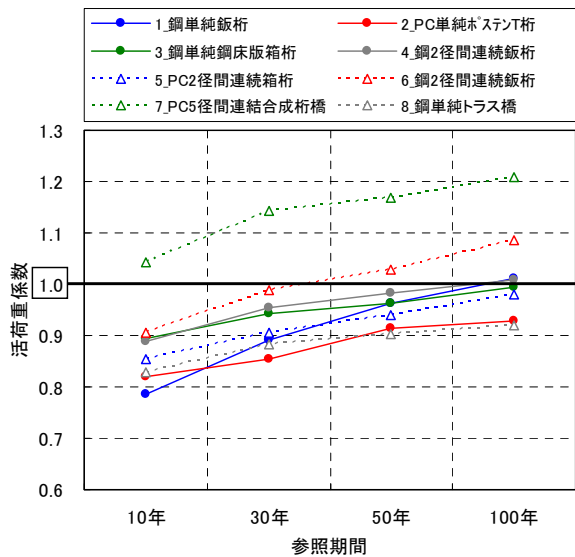
図 8.1.4 7\_PC5 径間連続結合成桁橋の輪荷重載荷位置と主桁配置



平均大型車混入率10%	対象橋梁番号							
	1	2	3	4	5	6	7	8
10年	0.65	0.71	0.73	0.75	0.75	0.78	0.91	0.69
30年	0.75	0.80	0.79	0.85	0.80	0.86	1.03	0.73
50年	0.80	0.84	0.80	0.91	0.82	0.90	1.08	0.77
100年	0.86	0.86	0.82	0.94	0.86	0.97	1.13	0.80

※着色部は荷重係数が1.0以上となるケースを示す。

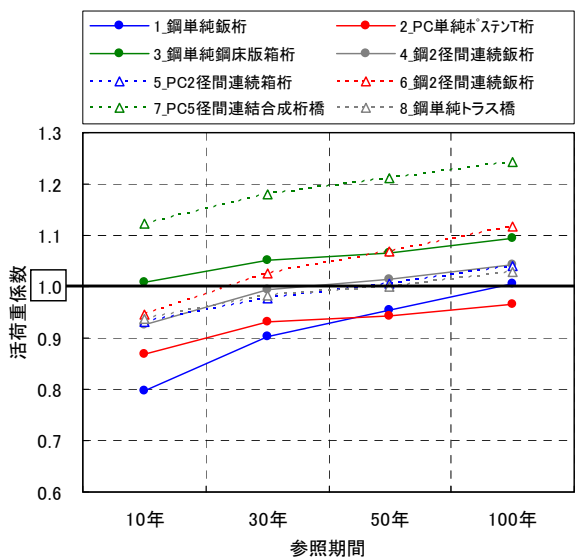
図 8.1.5 平均大型車混入率 10% の時の参照期間別の荷重係数試算結果



平均大型車混入率30%		対象橋梁番号							
		1	2	3	4	5	6	7	8
供用期間	10年	0.78	0.82	0.90	0.89	0.85	0.91	1.04	0.83
	30年	0.89	0.86	0.94	0.95	0.91	0.99	1.14	0.88
	50年	0.96	0.91	0.96	0.98	0.94	1.03	1.17	0.90
	100年	1.01	0.93	0.99	1.01	0.98	1.09	1.21	0.92

※着色部は荷重係数が1.0以上となるケースを示す。

図 8.1.6 平均大型車混入率 30%の時の参照期間別の荷重係数試算結果



平均大型車混入率50%		対象橋梁番号							
		1	2	3	4	5	6	7	8
供用期間	10年	0.80	0.87	1.01	0.93	0.93	0.95	1.12	0.94
	30年	0.90	0.93	1.05	0.99	0.98	1.03	1.18	0.98
	50年	0.95	0.94	1.07	1.01	1.01	1.07	1.21	1.00
	100年	1.01	0.97	1.09	1.04	1.04	1.12	1.24	1.03

※着色部は荷重係数が1.0以上となるケースを示す。

図 8.1.7 平均大型車混入率 50%の時の参照期間別の荷重係数試算結果

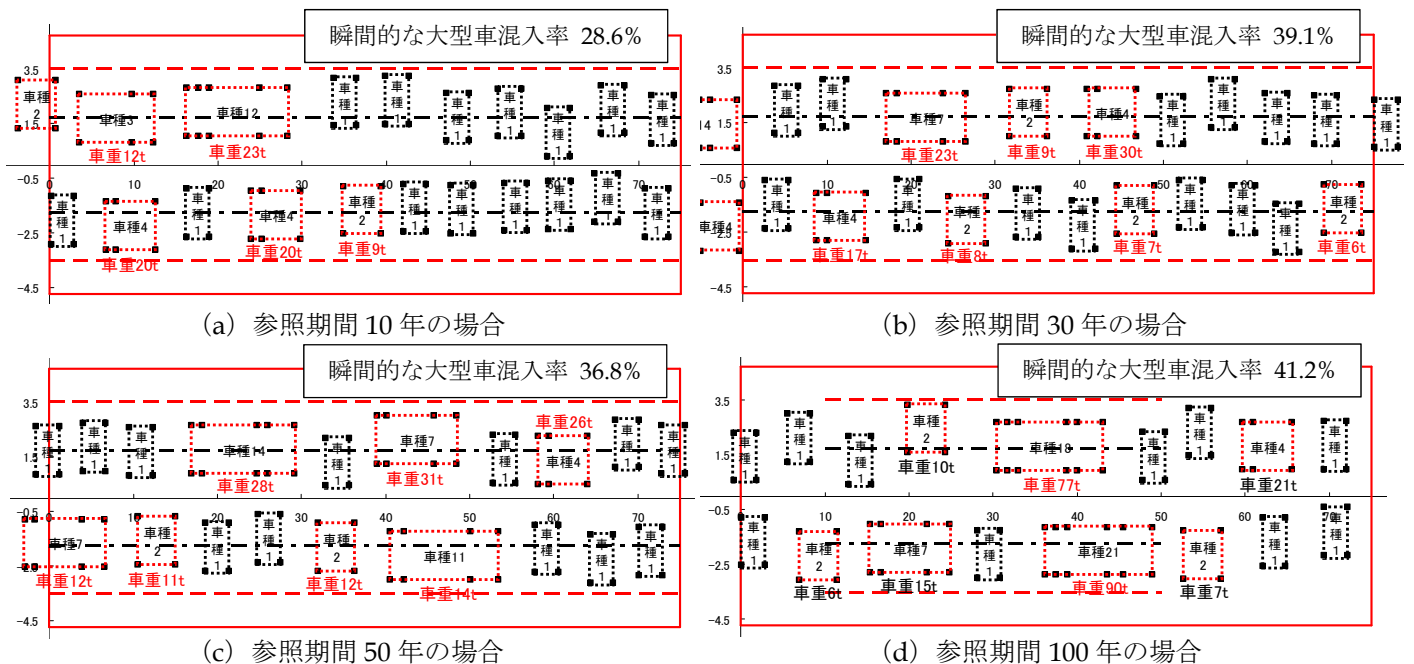


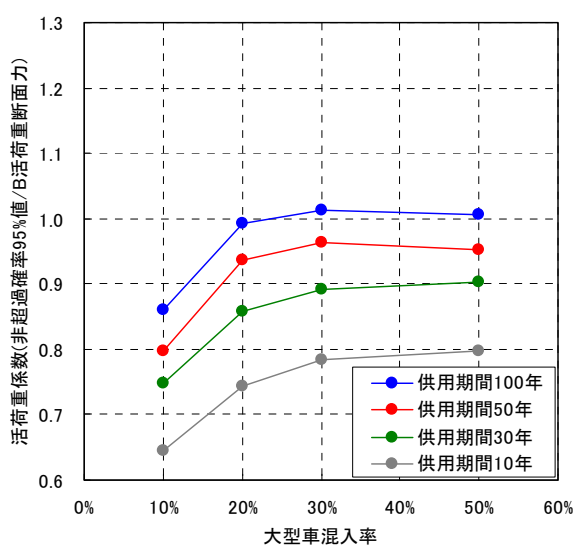
図 8.1.8 車両列スナップショットの例 (3 鋼単純鋼床版箱桁・平均大型車混入率 50%)

### 3). 平均大型車混入率に着目した整理

平均大型車混入率を変化させた時の荷重係数算出結果を図 8.1.9～図 8.1.16 に示す。

平均大型車混入率 30%の場合の荷重係数（参照期間 100 年）に関する結果から、「2\_PC 単純ポステン T 桁」と「8\_鋼単純トラス橋」は荷重係数が 0.9 程度と小さな値である。その他の橋梁の荷重係数は 1.0 程度であり、「7\_PC5 径間連結合成桁橋」の 1.21 が最も大きい。

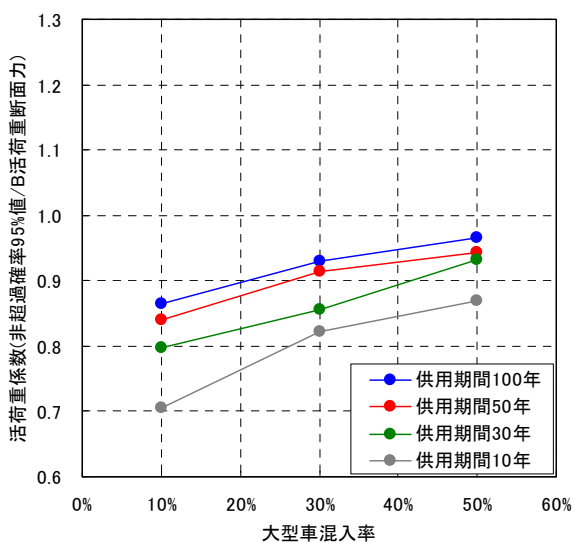
いずれの橋梁においても、平均大型車混入率が大きくなるほど荷重係数は大きくなる傾向を示している。対象橋梁の中で最も支間長の短い「1\_鋼単純非合成鉄桁（支間長 18.3m）」では、平均大型車混入率を 30%とした場合と 50%とした場合で荷重係数はほぼ同等となった。これは、支間長の短い橋梁ではそもそも大型車が同時に載ることができる台数が限定されてしまうため、平均大型車混入率を 30%以上としても橋面上の大型車の同時載荷状況に変化が生じにくいいためである。



		大型車混入率		
		10%	30%	50%
供用期間	100年	0.86	1.01	1.01
	50年	0.80	0.96	0.95
	30年	0.75	0.89	0.90
	10年	0.65	0.78	0.80

※着色部は荷重係数が1.0以上となるケースを示す。

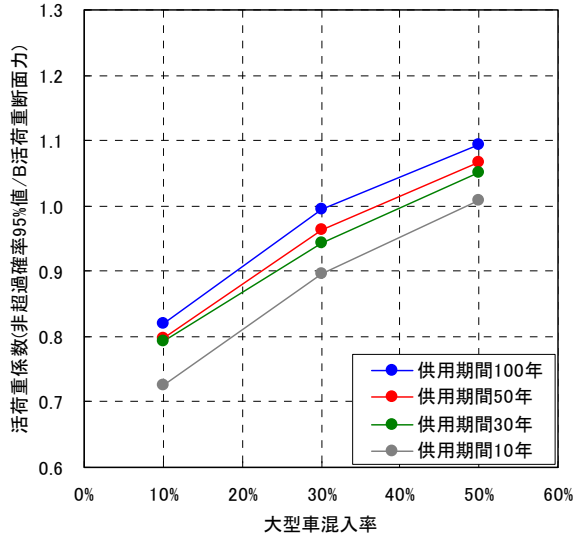
図 8.1.9 1\_鋼単純非合成鉄桁の試算結果（最大支間長 18.3m）



		大型車混入率		
		10%	30%	50%
供用期間	100年	0.86	0.93	0.97
	50年	0.84	0.91	0.94
	30年	0.80	0.86	0.93
	10年	0.71	0.82	0.87

※着色部は荷重係数が1.0以上となるケースを示す。

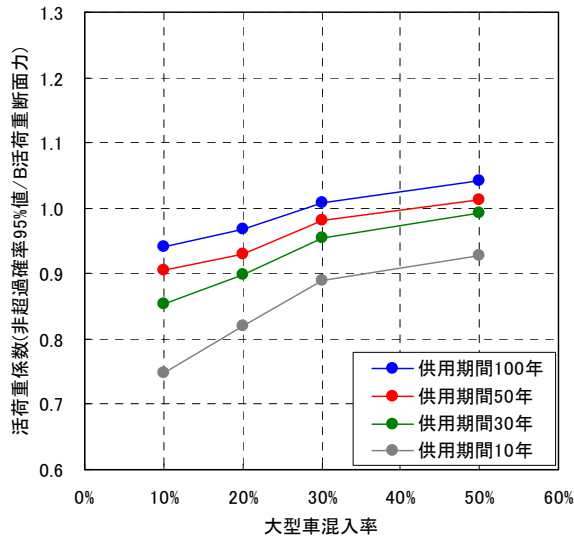
図 8.1.10 2\_PC 単純ポステン T 桁の試算結果（最大支間長 30.5m）



		大型車混入率		
		10%	30%	50%
供用期間	100年	0.82	0.99	1.09
	50年	0.80	0.96	1.07
	30年	0.79	0.94	1.05
	10年	0.73	0.90	1.01

※着色部は荷重係数が1.0以上となるケースを示す。

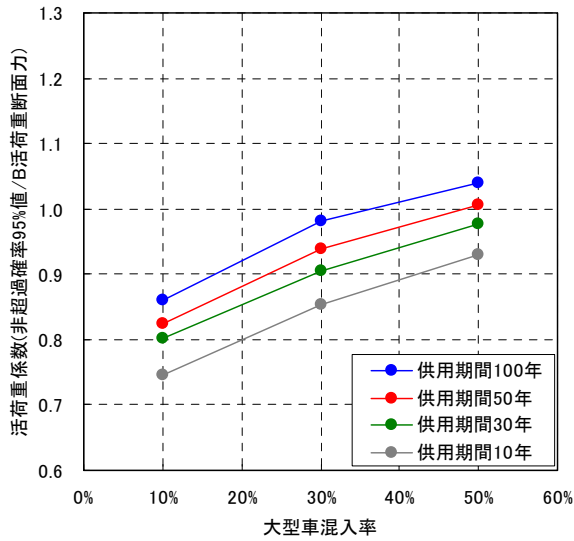
図 8.1.11 3\_鋼単純鋼床版箱桁の試算結果 (最大支間長 75.0m)



		大型車混入率		
		10%	30%	50%
供用期間	100年	0.94	1.01	1.04
	50年	0.91	0.98	1.01
	30年	0.85	0.95	0.99
	10年	0.75	0.89	0.93

※着色部は荷重係数が1.0以上となるケースを示す。

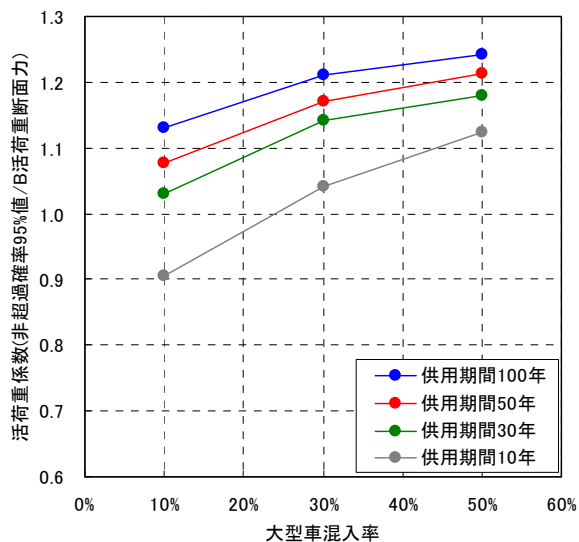
図 8.1.12 4\_鋼2径間連続非合成版桁の試算結果 (最大支間長 49.0m)



		大型車混入率		
		10%	30%	50%
供用期間	100年	0.86	0.98	1.04
	50年	0.82	0.94	1.01
	30年	0.80	0.91	0.98
	10年	0.75	0.85	0.93

※着色部は荷重係数が1.0以上となるケースを示す。

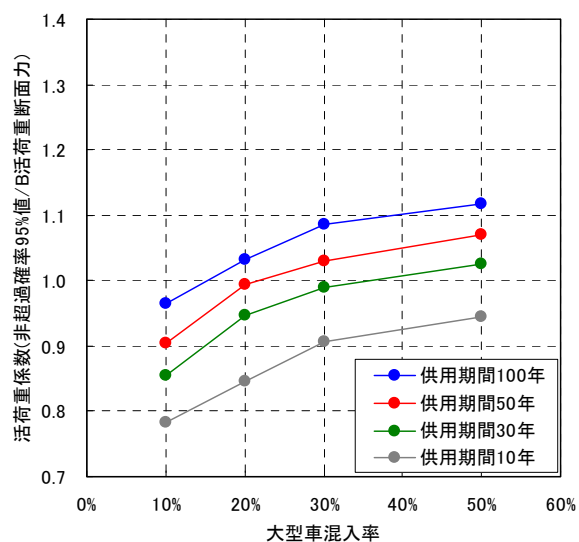
図 8.1.13 5\_PC2径間連続箱桁の試算結果 (最大支間長 49.0m)



		大型車混入率		
		10%	30%	50%
供用期間	100年	1.13	1.21	1.24
	50年	1.08	1.17	1.21
	30年	1.03	1.14	1.18
	10年	0.91	1.04	1.12

※着色部は荷重係数が1.0以上となるケースを示す。

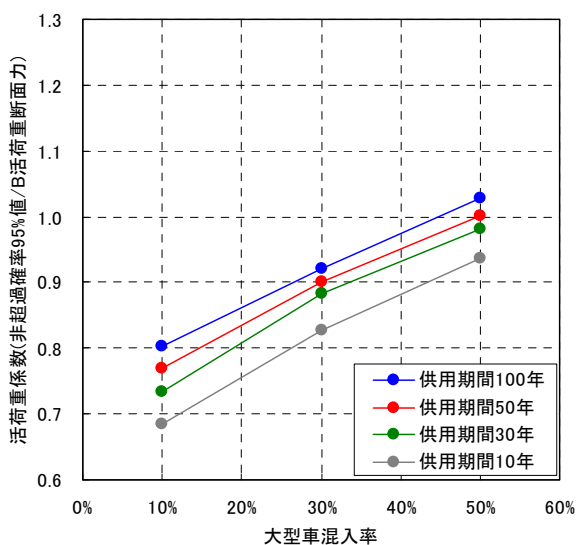
図 8.1.14 6\_PC5 径間連結合成桁橋の試算結果 (最大支間長 35.2m)



		大型車混入率		
		10%	30%	50%
供用期間	100年	0.97	1.09	1.12
	50年	0.90	1.03	1.07
	30年	0.86	0.99	1.03
	10年	0.78	0.91	0.95

※着色部は荷重係数が1.0以上となるケースを示す。

図 8.1.15 7\_鋼2 径間連続非合成鉄桁の試算結果 (最大支間長 40.8m)



		大型車混入率		
		10%	30%	50%
供用期間	100年	0.80	0.92	1.03
	50年	0.77	0.90	1.00
	30年	0.73	0.88	0.98
	10年	0.69	0.83	0.94

※着色部は荷重係数が1.0以上となるケースを示す。

図 8.1.16 8\_鋼単純トラス橋の試算結果 (最大支間長 95.1m)

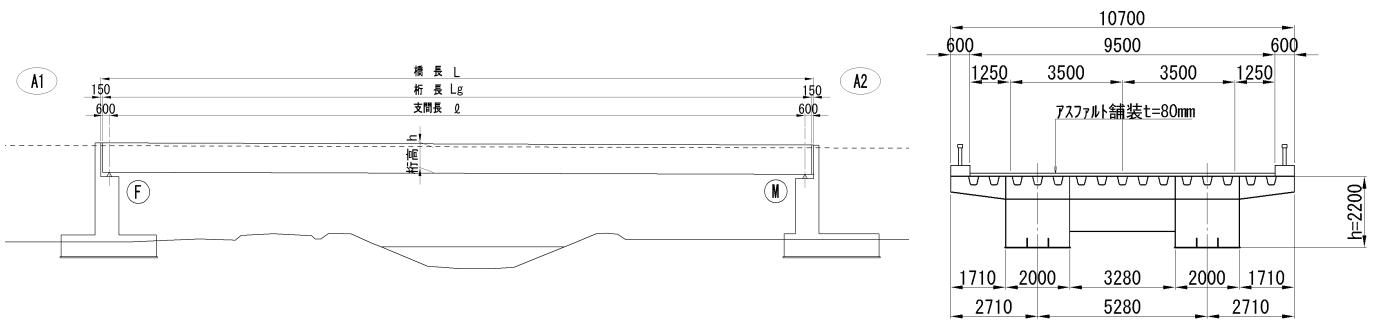


### (3). 支間長による等分布荷重 p2 の低減による影響

図 8.1.17 に示す鋼単純鋼床版箱桁を対象に支間長を 60m から 120m まで変化させた時の荷重係数の変化を調べる。道路橋示方書では長支間橋梁における等分布荷重 p2 の活荷重強度を低減しているが、ここでの検討では活荷重強度を求めるときに等分布荷重 p2 の荷重強度を低減したときとしないときの両者のケースを考慮した。

活荷重の荷重係数の試算結果を図 8.1.18 に示す。平均大型車混入率 30% の場合は、道路橋示方書における活荷重の等分布荷重 p2 の低減を受ける支間長 120m のケースにおける荷重係数は、低減を考慮した場合は 1.0、低減を考慮しない場合は 0.9 程度となった。また、等分布荷重 p2 の低減による影響を受けない支間長のケースの荷重係数は 1.0 程度であり、低減を考慮した結果と同等の傾向を示した。

平均大型車混入率 10% の場合は、支間長 120m のケースにおける荷重係数は、低減を考慮した場合は 0.9、低減を考慮しない場合は 0.85 程度となった。等分布荷重 p2 の低減による影響を受けない支間長のケースの荷重係数は 1.0 付近にあり、低減を考慮した結果と同等の傾向を示した。



※支間長を 61.5m,75.0m,120.0m と変化させて検討

図 8.1.17 支間長による荷重係数への影響の試算対象橋梁

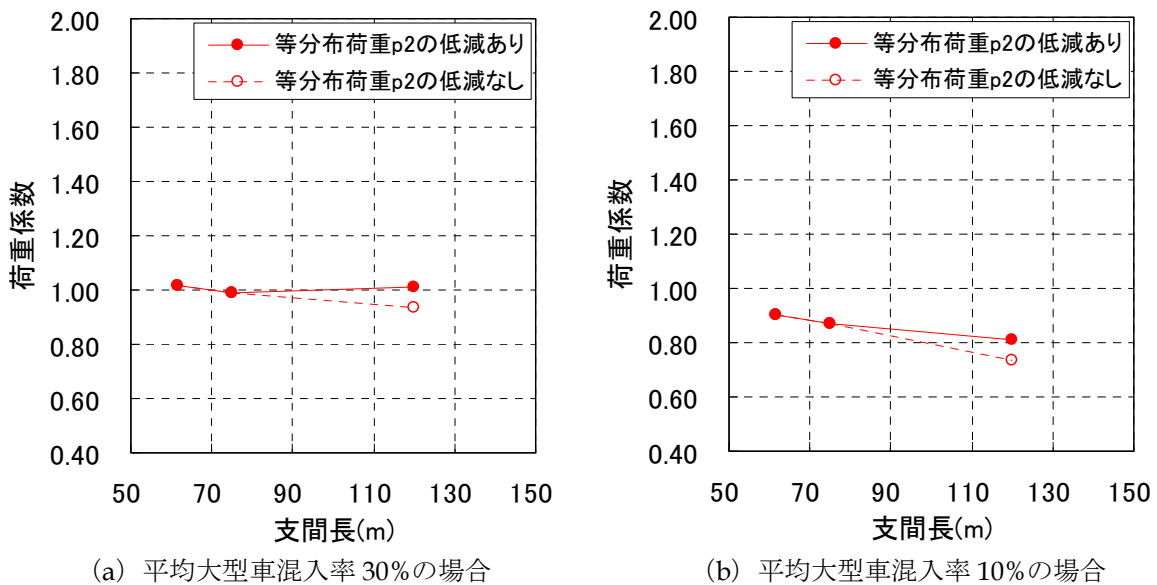


図 8.1.18 支間長による活荷重係数の影響

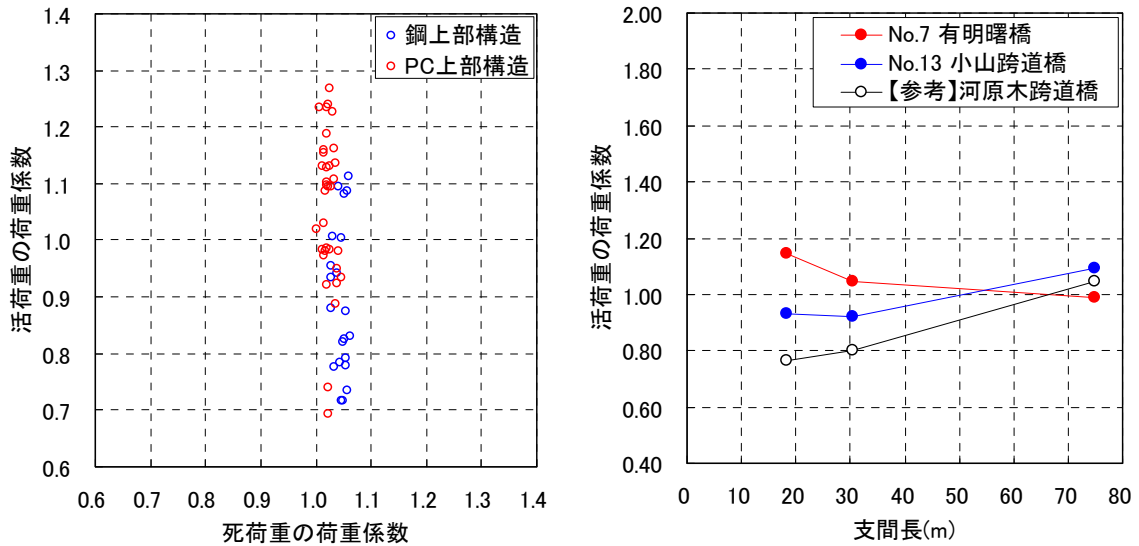


### 8.1.2. 小山跨道橋のBWIM 記録を用いた検討

BWIM 記録における車種構成や車両重量の特性の違いによる荷重係数への影響を確認する目的で、小山跨道橋のBWIM 記録を平均大型車混入率10%に補正した検討も実施した。小山跨道橋のBWIM 記録を用いて荷重係数を算出した結果を図 8.1.19 に示す。図 8.1.1(b)に示した荷重係数が大きくなる連続橋と小さくなる連続橋（橋梁番号 31,32,04）を試算対象とした。なお、荷重係数はA活荷重断面力に対する比率として整理している。

小山跨道橋のBWIM 記録による荷重係数の値は0.7~1.3の範囲にあり、前述の有明曙橋のBWIM 記録を用いた検討と同等の傾向を示している。有明曙橋と小山跨道橋の荷重係数算出結果を比較すると、有明曙橋の方が大きな値を示す傾向にある。ただし、支間長が長くなると小山跨道橋のBWIM 記録を用いた試算結果の方が大きな値を示した。これは、8.1.3 に示す車種1の平均値と変動係数の違いによる影響と考えられる。

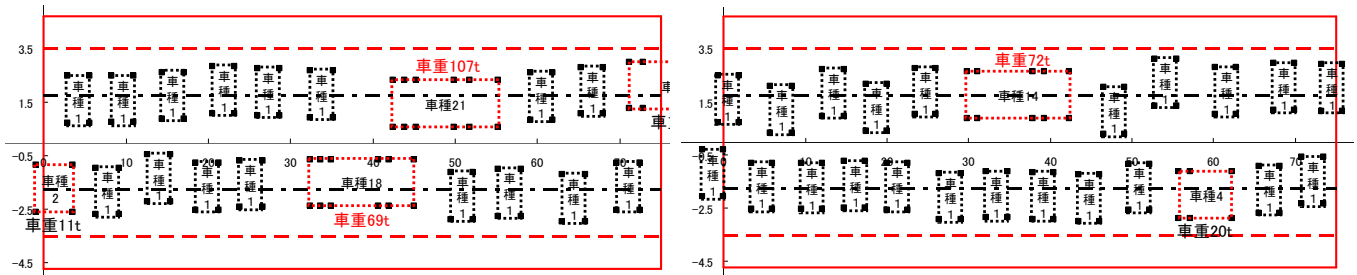
有明曙橋および小山跨道橋のBWIM 記録を用いたときの断面力100年最大値分布の非超過確率95%値を与えるスナップショットの例を図 8.1.20 に示す。有明曙橋および小山跨道橋ともに支間中央部に車両重量の大きい1台の大型車が載荷された状況となっていた。



(a) 小山跨道橋の交通特性による検討結果

(b) 交通特性による荷重係数への影響

図 8.1.19 荷重係数の算出結果（小山跨道橋のBWIM データを用いた検討）



(a) 有明曙橋のBWIM 記録を用いたシミュレーションで得られるスナップショット

(b) 小山跨道橋のBWIM 記録を用いたシミュレーションで得られるスナップショット

図 8.1.20 鋼単純橋（L=75m）支間中央曲げの100年最大値非超過95%値のスナップショットの例

### 8.1.3. BWIM 記録における車種 1 の分布特性による荷重係数算出結果への影響

活荷重に乗じる荷重係数の検討は、有明曙橋と小山跨道橋における 72 時間の BWIM 記録を基に作成した交通流モデルを用いたシミュレーションによって行った。ここで、両者の BWIM 記録のうち車種 1 (乗用車類) の車両重量分布特性は平均値や標準偏差、上限値 (計測値の最大値) に違いが見られ、計測値の最大値は乗用車類として現実的ではない大きな数値となっている。そこで、有明曙橋と小山跨道橋の BWIM 記録における車種 1 の車両重量の分布特性のうち、上限値 (計測値の最大値) をそのまま用いることが荷重係数を算出する上で問題とならないかを確認する目的で、車種 1 のみを与えた渋滞車両列による活荷重断面力の最大値分布を用いて検討を行った。

#### (1). 検討の対象とする車両重量分布

有明曙橋、および小山跨道橋における BWIM 記録のうち、車種 1 の車両重量の分布特性を表 8.1.3 に示す。また、鋼道路橋の疲労設計指針<sup>1)</sup> (以下、疲労指針と呼ぶ) における小型車の重量分布特性を合わせて示す。さらに、有明曙橋、小山跨道橋、および疲労指針の小型トラックの車両重量分布を比較したものを図 8.1.21 に示す。同図には車両重量の大きい車両の発生台数を対数正規分布による発生確率を基に算出した結果を示している。小山跨道橋の方が有明曙橋よりも平均値や変動係数が大きいいため、車両重量の大きい車両の発生台数が多い (分布の裾野が長い) 傾向にあることがわかる。

表 8.1.3 車種 1 (乗用車類) の車両重量分布特性

	平均値	変動係数	下限値	上限値
有明曙橋	2.8 tf	0.765	0.1 tf	34.5 tf
小山跨道橋	4.7 tf	1.013	0.1 tf	61.1 tf
疲労指針	3.6 tf	0.364	1.0 tf	12.6 tf

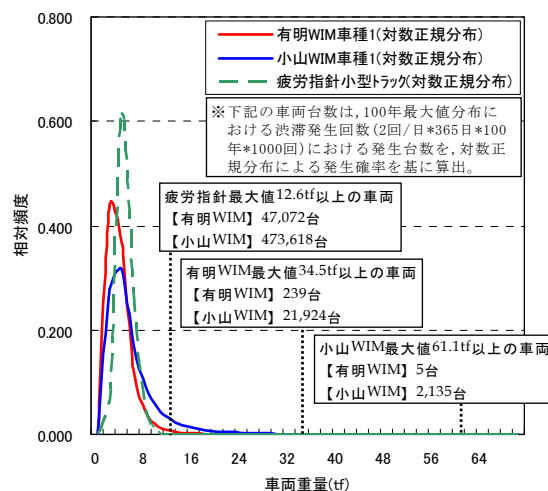


図 8.1.21 車両重量分布の比較 (乗用車類)

#### (2). 車種 1 のみを与えた渋滞車両列による活荷重断面力最大値分布の算出

図 8.1.22 に示す鋼単純非合成鈹桁 (支間長 30m) の外桁支間中央曲げに着目して、車種 1 のみを与えた渋滞車両列を作成して活荷重断面力の最大値分布を算出した。

活荷重断面力の最大値分布は、荷重係数を算出する荷重シミュレーションと同じ方法で算出した。有明曙橋、小山跨道橋の車種 1 のみを与えた交通流モデルを作成し、1 年間に 730 時間区間の頻度で渋滞が発生するものとした。また、BWIM 記録による活荷重断面力の最大値分布に与える影響を確認する目的で、以下の 3 ケースを試算した。

【ケース 1】 車種 1 の車両重量の上限値を有明曙橋の BWIM 記録の最大値(34.5tf)とした場合

【ケース 2】 車種 1 の車両重量の上限値を小山跨道橋の BWIM 記録の最大値(61.1tf)とした場合

【ケース 3】 車種 1 の車両重量の上限値を疲労指針の小型トラックの最大値(12.6tf)とした場合

活荷重断面力の最大値分布算出結果として、道路橋示方書・同解説による等分布荷重 p2 による活荷

重断面力とシミュレーション結果の比率を図 9.1.10 に示す。

有明曙橋の BWIM 記録を用いた試算結果は、試算ケースによる平均値、非超過確率 95% 値への影響は生じていない。一方で、小山跨道橋の BWIM 記録を用いた試算では、【ケース 3】のみ他ケースよりも小さな値を示した。有明 BWIM、小山 BWIM とともに、【ケース 1】と【ケース 2】の結果に差異が生じていないことから、車種 1 の最大値による影響よりも、車種 1 の平均値と変動係数の違いが断面力最大値分布の算出結果に大きな影響を与えているものと考えられる。

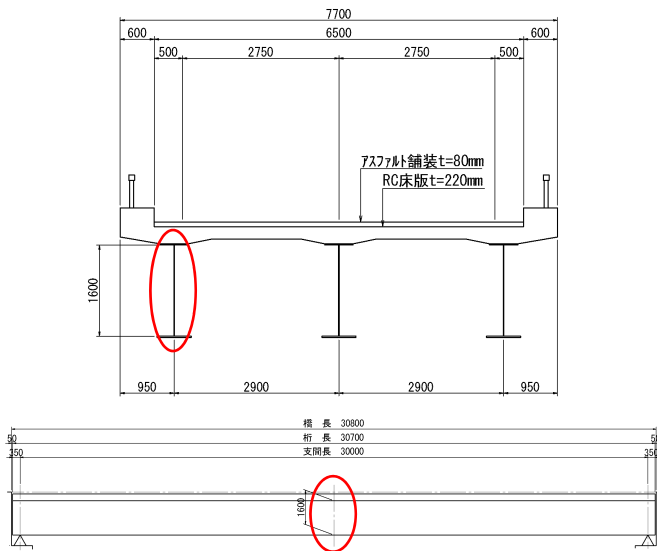


図 8.1.22 本検討の対象橋梁

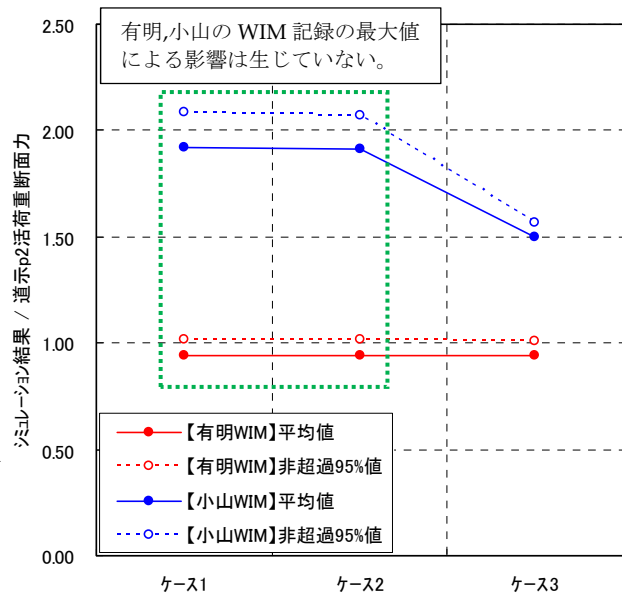


図 8.1.23 活荷重断面力最大値分布の算出結果

### (3). まとめ

以上の検討結果から、有明 BWIM と小山 BWIM の荷重係数算出結果に差異が生じた要因は、車種 1 の平均値と変動係数による影響が大きく、BWIM 記録における車種 1 の車重最大値による影響は小さいことがわかった。そのため、荷重シミュレーションにおける車種 1 の分布特性は表 8.1.4 に示す値を用い、上限値（計測値の最大値）は計測結果の値をそのまま用いた試算結果を用いて様々な考察に活用しても本研究の範囲では問題はないと考えられる。

表 8.1.4 荷重シミュレーションで用いる車種 1（乗用車類）の車両重量分布特性

	平均値	標準偏差	変動係数	下限値	上限値
有明曙橋	2.8 tf	2.1 tf	0.765	0.1 tf	34.5 tf
小山跨道橋	4.7 tf	4.7 tf	1.013	0.1 tf	61.1 tf

## 8.2. T 荷重に着目した感度解析

### 8.2.1. 床組に着目した検討

床組（縦桁）の設計に用いられている曲げモーメント式は、道路橋示方書（平成 24 年）では表 8.2.1 に示す算出式が用いられており、連続桁の場合は単純桁により算出される曲げモーメントを係数にて処理する方法を採用している。

表 8.2.1 道路橋示方書（平成 24 年）の縦桁の設計曲げモーメント式

端支間	$0.9M_0$
中間支間	$0.8M_0$
中間支点	$-0.7M_0$

※ $M_0$ ：単純桁としての支間中央の曲げモーメント

#### (1). 横桁に着目した検討

床組を対象としたシミュレーションを実施し、荷重組合せおよび荷重係数を抽出する。各種荷重の同時載荷状況は、一定時間間隔で離散化した B-C モデルを用いて把握する。各種荷重の与え方は、前述の「4.入力する荷重の確率モデル」に示したものをを用いる。

本検討では、図 8.2.1 に示す鋼 2 径間連続非合成鈹桁の支間中央位置の横桁に着目し、死荷重と活荷重に関するシミュレーションを行う。着目する横桁の活荷重(L)は L 荷重による断面力が支配的となるが、本検討では活荷重の荷重係数を L 荷重に着目した場合と T 荷重に着目した場合の 2 種類を算出するものとした。

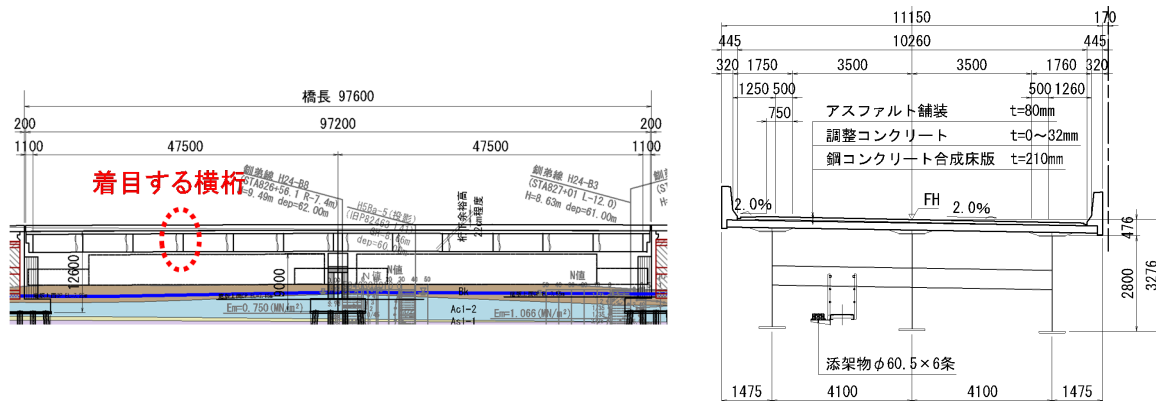


図 8.2.1 試算対象橋梁（鋼 2 径間連続非合成鈹桁）

シミュレーションから得られた断面力 100 年最大値分布を図 8.2.2 に示す。また、断面力 100 年最大値分布の非超過確率 95%および 50%付近の断面力標本を基に荷重係数を算出した結果を表 8.2.2 に示す。ここで、活荷重(L)の荷重係数は、シミュレーションによる断面力を L 荷重で除した場合 (L(L)) に加えて、T 荷重で除した場合 (L(T)) も算出した。

活荷重の荷重係数は、L 荷重に着目した係数 (L(L)) は 0.9~1.2 程度、T 荷重に着目した係数 (L(T)) は 1.7~2.1 程度となった。シミュレーションで発生する複数の車両が横桁に与える荷重効果は、1 組の T 荷重が与える効果よりも大きくなることを示している。しかし、設計実務では、着目部材の活荷重断面力 L 荷重で決定されており、シミュレーションで発生した活荷重断面力は L 荷重による断面力とほぼ同等である。T 荷重に荷重係数を乗じることで車両列の影響を無理にモデル化し、横桁の設計に用いる必要性は低いと考えられる。

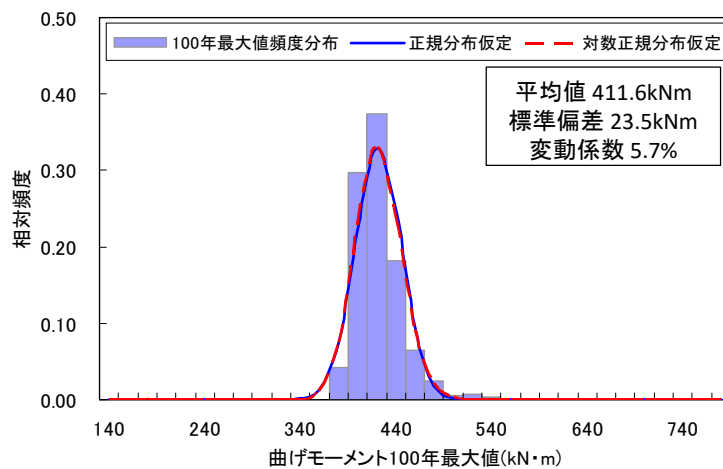


図 8.2.2 横桁（曲げ）の断面力 100 年最大値頻度分布

表 8.2.2 荷重係数の算出結果

(a) 非超過確率 95%付近の荷重係数

非超過確率	組合せ	荷重係数(シミュレーション結果/現行基準値)				
		D	L(L)	L(T)	W	EQ
96.5	DL	1.040	1.163	(2.105)		
96.3	DL	1.039	1.163	(2.105)		
96.2	DL	1.046	1.152	(2.086)		
96.1	DL	1.027	1.153	(2.089)		
95.9	DL	1.017	1.154	(2.089)		
95.8	DL	1.037	1.139	(2.062)		
95.6	DL	1.036	1.138	(2.061)		
95.5	DL	1.048	1.128	(2.042)		
95.4	DL	1.081	1.106	(2.002)		
95.2	DL	1.050	1.121	(2.030)		
95.1	DL	1.045	1.122	(2.032)		
94.9	DL	1.036	1.127	(2.041)		
94.8	DL	1.050	1.117	(2.022)		
94.7	DL	1.032	1.128	(2.042)		
94.5	DL	1.043	1.116	(2.021)		
94.4	DL	1.046	1.114	(2.016)		
94.2	DL	1.074	1.095	(1.982)		
94.1	DL	1.045	1.113	(2.015)		
94.0	DL	1.029	1.121	(2.029)		
93.8	DL	1.060	1.101	(1.993)		
93.7	DL	1.042	1.112	(2.014)		
最大値		<b>1.081</b>	<b>1.163</b>	<b>(2.105)</b>		

(b) 非超過確率 50%付近の荷重係数

非超過確率	組合せ	荷重係数(シミュレーション結果/現行基準値)				
		D	L(L)	L(T)	W	EQ
51.4	DL	1.037	0.953	(1.725)		
51.3	DL	1.051	0.943	(1.708)		
51.1	DL	1.035	0.953	(1.726)		
51.0	DL	1.043	0.948	(1.717)		
50.8	DL	1.050	0.943	(1.708)		
50.7	DL	1.035	0.953	(1.726)		
50.6	DL	1.044	0.948	(1.716)		
50.4	DL	1.031	0.955	(1.730)		
50.3	DL	1.040	0.950	(1.719)		
50.1	DL	1.030	0.955	(1.729)		
50.0	DL	1.027	0.957	(1.732)		
49.9	DL	1.062	0.935	(1.692)		
49.7	DL	1.070	0.929	(1.682)		
49.6	DL	1.046	0.944	(1.709)		
49.4	DL	1.066	0.931	(1.686)		
49.3	DL	1.047	0.943	(1.707)		
49.2	DL	1.046	0.943	1.708		
49.0	DL	1.026	0.955	(1.730)		
48.9	DL	1.040	0.946	(1.713)		
48.7	DL	1.047	0.941	(1.704)		
48.6	DL	1.037	0.947	(1.715)		
最大値		<b>1.070</b>	<b>0.957</b>	<b>(1.732)</b>		

(2). 縦桁に着目した検討

1). 試算対象

道路橋示方書（平成 24 年）の床版支間は、鉄筋コンクリート床版では 4.0m 以下であり、また従来までの規定（3.0m 程度以下）を参考に、本検討の試算対象の床版支間は 3.0m および 4.0m の 2 ケースとした。また、縦桁の支間長は、横桁の配置を考慮して 6.0m を基本に、3.0m および 6.0m の 2 ケースとした。支間数は、床版支間で 3 径間まで（縦桁数 2 本）、縦桁支間は連続桁の影響が確認できる 3 径間までとした。

表 8.2.3 検討ケース

床版支間数 (2 ケース)	床版支間長 (2 ケース)	縦桁支間長 (2 ケース)	縦桁支間数 (3 ケース)
2 径間	3m	3m	1 径間
3 径間	4m	6m	2 径間
			3 径間

2). 検討に用いる解析モデル

縦げたの断面力が最大となるように、車線の位置を決定した（以下は 2 本縦桁の例）。活荷重は、曲げモーメントの影響線を基に最も不利な条件となる位置に載荷する。

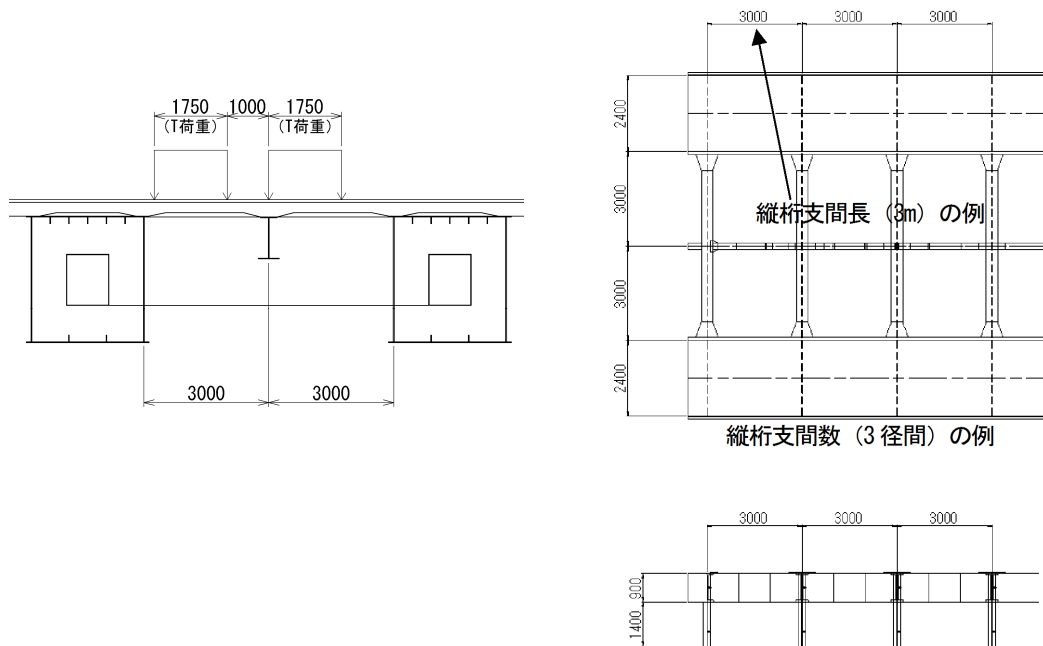
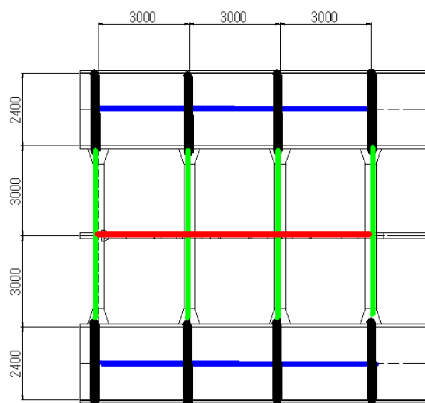


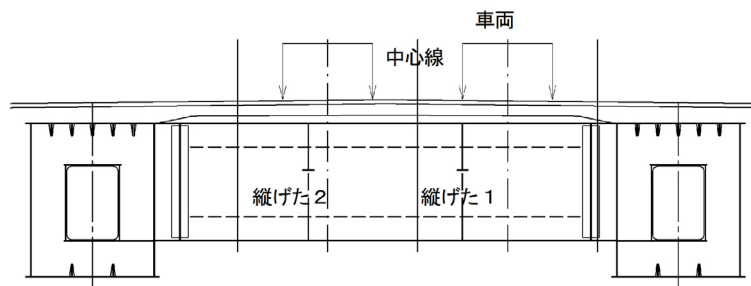
図 8.2.3 想定した構造



注)

- ・図の色わけは以下の通り
  - 赤：縦げたの剛性を考慮
  - 緑：横げたの剛性を考慮
  - 青：主げたの剛性を考慮
  - 黒：剛体としての取り扱い
- ・横げたを有する主げた位置を支点とする

図 8.2.4 格子モデル



シミュレーション解析上の道路の設定  
縦げた1が不利となるように、仮想道路中心線を決定した。

図 8.2.5 解析上の車線の位置

### 3). 交通特性の仮定

本検討で用いる交通特性は、有明曙橋の BWIM 記録を基に平均大型車混入率を 30%に補正したものをを用いる。また、大型車交通量に関する特性として、床版の設計における 1 方向あたりの大型車の計画交通量を参考に、500 台/日, 1,000 台/日, 2,000 台/日を想定する。

### 4). 活荷重断面力の算出方法

活荷重断面力は、格子解析モデルによる影響線を基に、車両列スナップショットによって算出する。渋滞列の载荷位置は、着目点に最も不利な条件となる位置とする。また、渋滞列の車頭間隔は 0.50m を確定値とし、車両の横ぶれの影響は考慮しないものとする。

また、車両列スナップショットによる 1 回の载荷で、大型車が少なくとも 1 台は出現するものと仮定し、シミュレーションの計算回数は 500 回/日, 1,000 回/日, 2,000 回/日とする。



## 5). 縦桁の荷重係数の試算結果

検討結果より以下の荷重係数が得られた。荷重係数はシミュレーションから得られた活荷重断面力の非超過確率 90%値, 95%値, 99%値を道路橋示方書に準じて算出した断面力で除した値であり、道路橋示方書による断面力は橋軸方向の支間長に応じた割増係数を考慮した値としている。

この結果から、床組に対する T 荷重係数としては 1.0~1.5 程度になるものと考えられる。

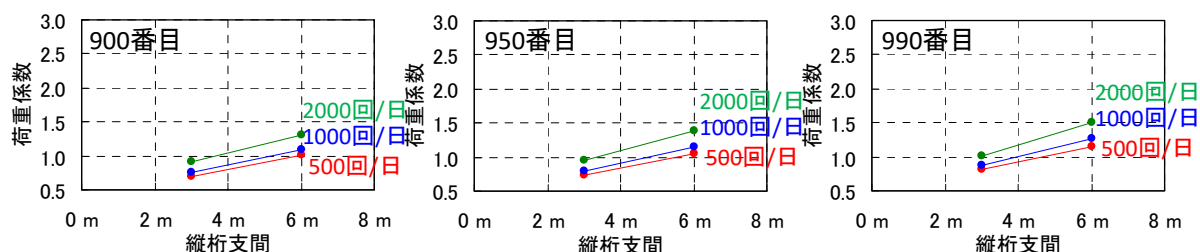


図 8.2.6 縦桁に着目した荷重係数の算出結果

表 8.2.4 縦桁の荷重係数試算結果

縦桁支間数:1径間			95%値/現行基準断面力		
床版支間	縦桁支間	着目位置	500回/日	1000回/日	2000回/日
3 m	3 m	端支間	0.74	0.79	0.95
		6 m	端支間	1.06	1.14
4 m	3 m	端支間	0.69	0.74	0.89
		6 m	端支間	0.89	0.95

縦桁支間数:2径間			95%値/現行基準断面力		
床版支間	縦桁支間	着目位置	500回/日	1000回/日	2000回/日
3 m	3 m	端支間	0.65	0.70	0.84
		中間支点	0.54	0.58	0.69
	6 m	端支間	0.90	0.97	1.18
		中間支点	0.99	1.06	1.29
4 m	3 m	端支間	0.62	0.66	0.78
		中間支点	0.45	0.48	0.57
	6 m	端支間	0.79	0.85	1.02
		中間支点	0.87	0.92	1.10

縦桁支間数:3径間			95%値/現行基準断面力		
床版支間	縦桁支間	着目位置	500回/日	1000回/日	2000回/日
3 m	3 m	端支間	0.69	0.74	0.90
		中間支点	0.53	0.57	0.68
		中間支間	0.66	0.71	0.85
	6 m	端支間	0.87	0.93	1.12
		中間支点	0.83	0.89	1.06
		中間支間	0.73	0.78	0.95
4 m	3 m	端支間	0.63	0.67	0.80
		中間支点	0.44	0.47	0.55
		中間支間	0.60	0.64	0.77
	6 m	端支間	0.82	0.87	1.04
		中間支点	0.76	0.81	0.96
		中間支間	0.68	0.73	0.87

### 8.2.2. 床版に着目した検討

道路橋示方書（平成 24 年）における T 荷重による床版の設計曲げモーメントは、表 8.2.5 に示すような床版支間に応じた算出式によって求められる。床版の設計曲げモーメント式は、理論値を導いた時の仮定と実際の構造との違いや、床版を施工する時に生じる床版厚や配筋の誤差等を考慮して、理論値に対して 20% 程度の安全余裕を考慮している。

本検討は、供用期間中に生じる床版の曲げモーメントをシミュレーションによって求め、理論値や床版の設計曲げモーメント式との関係を基に T 活荷重に乗じる荷重係数を求める。

表 8.2.5 道路橋示方書・同解説（平成 24 年）における床版の設計曲げモーメント

床版の区分	曲げモーメントの種類		床版の支間	車両進行方向に直角の場合		車両進行方向に平行の場合	
			適用範囲 (m)	主鉄筋方向の曲げモーメント	配力鉄筋方向の曲げモーメント	主鉄筋方向の曲げモーメント	配力鉄筋方向の曲げモーメント
単純版	支間曲げモーメント		$0 < L \leq 4$	$+(0.12L + 0.07)P$	$+(0.10L + 0.04)P$	$+(0.22L + 0.08)P$	$+(0.06L + 0.06)P$
連続版	支間曲げモーメント	中間支間	$0 < L \leq 4$	$+($ 単純版の 80%)	$+($ 単純版の 80%)	$+($ 単純版の 80%)	$+($ 単純版と同じ)
		端支間				$+($ 単純版の 90%)	
片持版	支間曲げモーメント	支点	$0 < L \leq 1.5$	$-PL / (1.30L + 0.25)$	—	$-(0.70L + 0.22)P$	—
		先端付近		—	$+(0.15L + 0.13)P$	—	$+(0.16L + 0.07)P$

注) L : T 荷重に対する床版の支間(m) P : T 荷重の片側荷重(100kN)

表 8.2.6 床版の支間方向が車両進行方向に直角の場合の主鉄筋方向の曲げモーメントの割増係数

(a) 単純版及び連続版

支間 L(m)	$L \leq 2.5$	$2.5 < L \leq 4.0$	$4.0 < L \leq 6.0$
割増係数	1.0	$1.0 + (L - 2.5) / 12$	$1.125 + (L - 4.0) / 26$

(b) 片持版

支間 L(m)	$L \leq 1.5$	$1.5 < L \leq 3.0$
割増係数	1.0	$1.0 + (L - 1.5) / 25$

(1). 検討の方法

1). 試算対象

本検討の試算対象を表 8.2.7 に示す。単純版を対象に、床版支間を 2m~8m までの範囲とする。道路橋示方書 (平成 24 年) の床版支間適用範囲は最大 6m であるが、今回の検討では 8m まで拡大した。

表 8.2.7 試算対象とする床版

区分	床版支間
単純版	2.0m, 4.0m, 6.0m, 8.0m

2). 検討に用いる解析モデル

本検討では、図 8.2.7 に示すような格子解析モデルを用いて床版をモデル化する。活荷重は、曲げモーメントの影響線を基に最も不利な条件となる位置に載荷する。

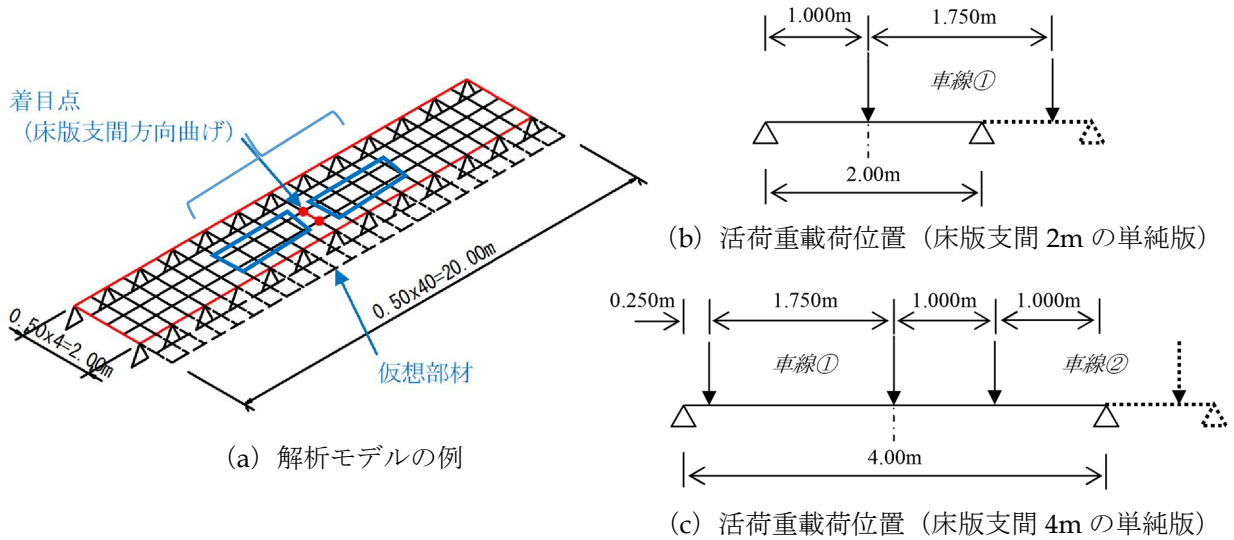


図 8.2.7 解析モデルと活荷重載荷位置の例

3). 交通特性の仮定

本検討で用いる交通特性は、有明曙橋の BWIM 記録を基に平均大型車混入率を 30%に補正したものをを用いる。また、大型車交通量に関する特性として、1 方向あたりの大型車の計画交通量は 500 台/日, 1,000 台/日, 2,000 台/日を想定する。

4). 活荷重断面力の算出方法

活荷重断面力は、格子解析モデルによる影響線を基に、スナップショットによって算出する。渋滞列の載荷位置は、着目点に最も不利な条件となる位置とする。また、渋滞列の車頭間隔は 0.50m を確定値とし、車両の横ぶれの影響は考慮しないものとする。

シミュレーションの計算回数は、スナップショットによる 1 回の載荷で、大型車が少なくとも 1 台は出現するものと仮定し、500 回/日, 1,000 回/日, 2,000 回/日とする。ただし、車両列スナップショットにおいて大型車は解析モデル上の任意の位置に載荷されるため、車両列スナップショットによる断面力の極値をできるだけ漏れなく把握するため、着目点は図 8.2.7 の青枠で示す支間中央部から前後

5m を含む断面とする。これは、BWIM による車種別軸間距離の計測結果より大型車の最遠軸距が約 10m であることを考慮して、着目断面の範囲内に必ず大型車の輪荷重が載荷されるように設定したものである。

## (2). 床版の曲げモーメント理論値の算出

床版に発生する曲げモーメント理論値は、道示Ⅱ9.2.4 および参考文献<sup>2)</sup>に準拠して算出する。

道示では、相対する 2 辺で単純支持された等方性無限単純版及び相対する 2 辺のうち 1 辺が固定され他の 1 辺が自由である等方性無限片持版を対象とし、平成 5 年道示以前の T-20 荷重を橋軸方向には 1 台、幅員方向には台数に制限なく載荷し、それぞれの後輪荷重および前輪荷重の影響を全て考慮して床版に発生する断面力理論値を算出している。また、輪荷重はアスファルト舗装表面上に長方形で等分布するものとし、安全側を考慮してそれが 50mm のアスファルト舗装を通して、床版全厚の 1/2 の面まで 45 度の角度で分布すると仮定している。断面力の計算法は、単純版、片持版ともに輪荷重をフーリエ級数展開し、それぞれの版の境界条件を考慮して、等方性版のたわみに関する四次の釣合い偏微分方程式を三角級数を用いて解き、着目する点の曲げモーメントを求めている。

本検討では、載荷する活荷重を道路橋示方書の T 荷重（1 組の荷重強度は 200kN）を用いて、床版の曲げモーメント理論値を算出した。

本検討の試算対象とする床版の曲げモーメント理論値の算出結果を表 8.2.8 に示す。

表 8.2.8 床版に発生する曲げモーメント理論値

	2.0m	4.0m	6.0m	8.0m
単純版	19.6 kNm	32.8 kNm	56.0 kNm	76.7 kNm

### (3). シミュレーション結果

シミュレーション結果の代表として、大型車交通量を 2,000 台/日とした時の供用期間 100 年間の断面力分布を算出した結果を表 8.2.9 に示す。また、断面力最大値分布の例として、床版支間 2.0m と 4.0m の断面力頻度分布を図 8.2.8 に示す。荷重係数の算出は、参照期間 100 年間の最大級の断面力としてシミュレーション結果の上位 5% 値および上位 1% 値に着目した。道路橋示方書の床版の設計曲げモーメント式は、理論式を導いた時の仮定と実際の構造との違いや、床版を施工する時に生じる床版厚や配筋の誤差等を考慮して、理論値に対して 20% 程度の安全余裕を考慮している。そのため、荷重係数の算出は、シミュレーション結果の断面力を理論値で除した場合と理論値を 2 割増した値で除した場合の 2 種類を算出した。

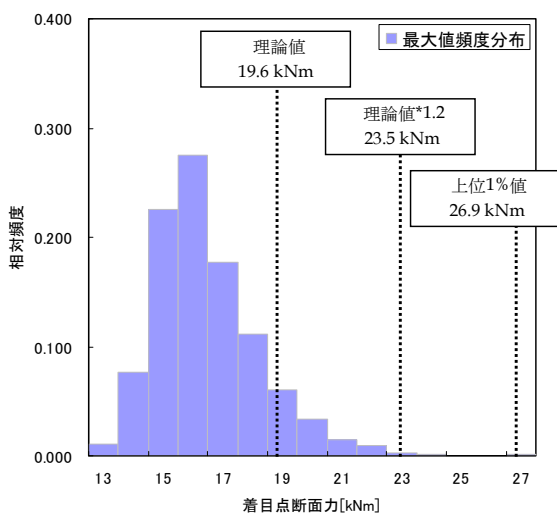
表 8.2.9 シミュレーション結果（上位 1% 値）と断面力理論値の比較（大型車交通量 2,000 台/日）

(a) シミュレーション結果を理論値で除した荷重係数

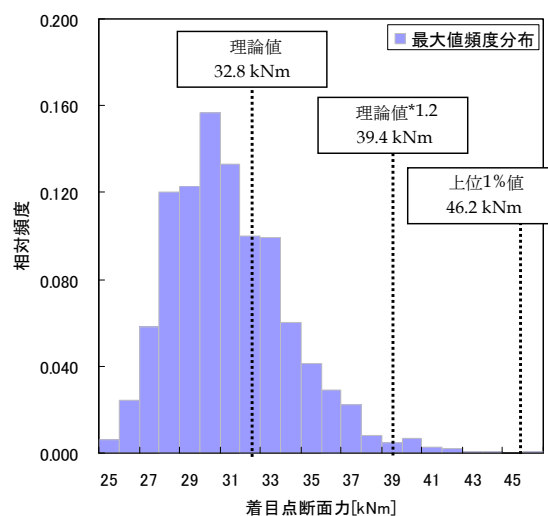
【単純版】 床版支間	①シミュレーション 結果の断面力	②理論値	荷重係数 ①/②
2.0m	26.9 kNm	19.6 kNm	1.374
4.0m	46.2 kNm	32.8 kNm	1.407
6.0m	79.6 kNm	56.0 kNm	1.421
8.0m	117.7 kNm	76.7 kNm	1.535

(b) シミュレーション結果を理論値を 2 割増した値で除した荷重係数

【単純版】 床版支間	①シミュレーション 結果の断面力	②理論値	荷重係数 ①/②
2.0m	26.9 kNm	23.5 kNm	1.145
4.0m	46.2 kNm	39.4 kNm	1.173
6.0m	79.6 kNm	67.2 kNm	1.184
8.0m	117.7 kNm	92.0 kNm	1.279



(a) 床版支間 2.0m



(b) 床版支間 4.0m

図 8.2.8 断面力最大値頻度分布の例（大型車交通量 2,000 台/日）

また、大型車交通量を 500 台/日、1,000 台/日とした時の試算結果を表 8.2.10 および図 8.2.9 に示す。

この結果から、T 荷重の荷重係数は理論値に対しては 1.5 程度、理論値を 2 割増した値に対しては 1.3 程度となり、床版支間が長くなるほど荷重係数は大きくなる傾向を示した。

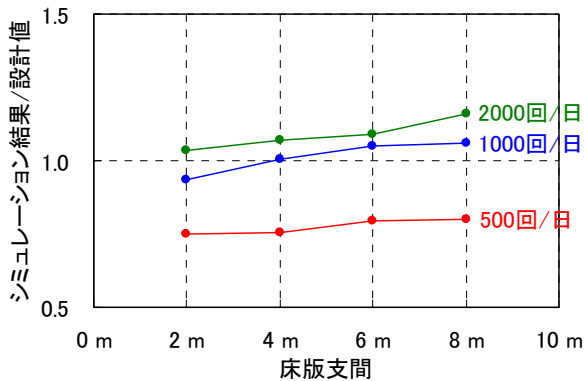
表 8.2.10 大型車交通量の条件別の試算結果

(a) シミュレーション結果を理論値で除した荷重係数

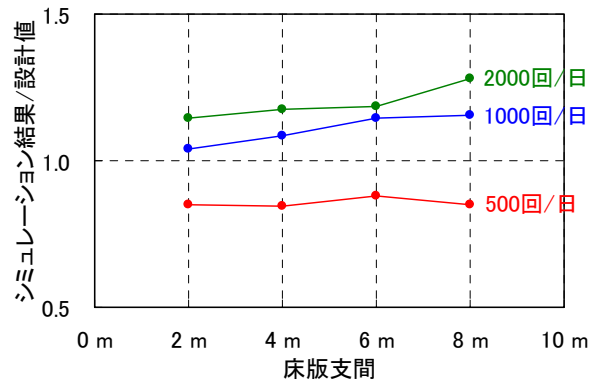
床版支間	950番目の値/理論値			990番目の値/理論値		
	500回/日	1000回/日	2000回/日	500回/日	1000回/日	2000回/日
2 m	0.901	1.124	1.240	1.020	1.250	1.374
4 m	0.906	1.203	1.282	1.013	1.302	1.407
6 m	0.956	1.257	1.310	1.055	1.372	1.421
8 m	0.957	1.269	1.393	1.021	1.385	1.535

(b) シミュレーション結果を理論値を 2 割増した値で除した荷重係数

床版支間	950番目の値/(理論値*1.2)			990番目の値/(理論値*1.2)		
	500回/日	1000回/日	2000回/日	500回/日	1000回/日	2000回/日
2 m	0.751	0.937	1.033	0.850	1.042	1.145
4 m	0.755	1.003	1.068	0.844	1.085	1.173
6 m	0.796	1.048	1.092	0.879	1.143	1.184
8 m	0.798	1.058	1.161	0.851	1.154	1.279



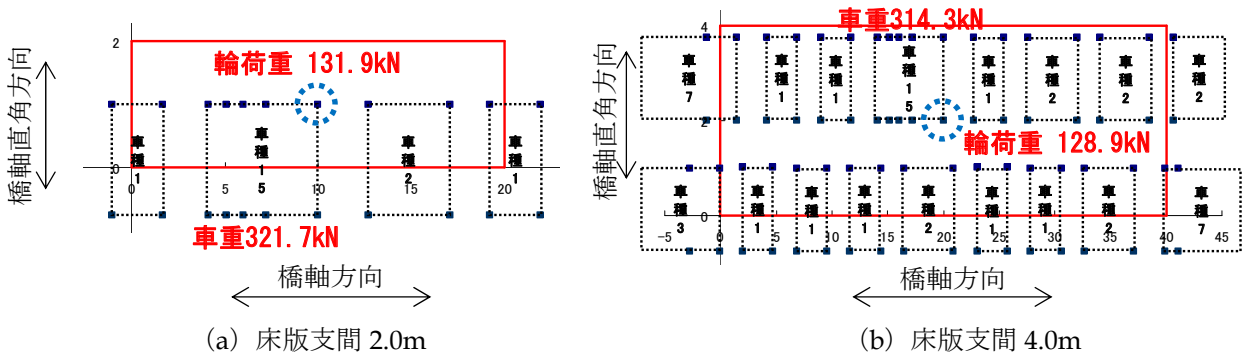
(a) 950 番目の値に関する荷重係数



(b) 990 番目の値に関する荷重係数

図 8.2.9 床版に着目した荷重係数の算出結果

大型車交通量を 2,000 台/日とした時の断面力最大値分布の 1,000 個の標本のうち、上位 1% (990 番目) の値を与える車両列スナップショットの例を図 8.2.10 に示す。



(a) 床版支間 2.0m

(b) 床版支間 4.0m

図 8.2.10 車両列スナップショットの例 (大型車交通量 2,000 台/日、上位 1%値)

### 8.3. 既往の研究における活荷重係数の算出結果との比較

既往の研究<sup>34)</sup>では、国道 357 号 有明における実態調査結果を基に自動車荷重列モデルを設定し、参照期間 50 年の超過確率 10%の条件に対応した最大断面力を求めるのに必要な計算回数のシミュレーションを行うことで膨大な数の断面力サンプルを得ている。そして、断面力サンプルの最大値と道路橋示方書の設計活荷重（当時は L-20 荷重）を比較することで活荷重の荷重係数を算定している。この検討では、L-20 荷重に対する荷重係数を 1.7 程度と算定している。

ここでは、図 8.3.1 に示す鋼単純非合成鉄桁の支間長を 20m, 30m, 50m とした 3 ケースを対象に、道路橋示方書（平成 2 年）に規定される L-20 荷重、および道路橋示方書（平成 24 年）に規定される B 活荷重を載荷したときの主桁支間中央に生じる曲げモーメントを算出する。そして、L-20 荷重と B 活荷重の断面力比を本研究で求めた活荷重係数に乗じることで、L-20 荷重に対する活荷重係数を求める。

表 8.3.1 に主桁支間中央に生じる曲げモーメントの算出結果を示す。断面力の比率の平均値をとると 1.35 倍程度であった。本研究で求めた B 活荷重に乗じる荷重係数は 1.25 程度であることから、L-20 荷重に対する荷重係数は下式のように求められる。

$$\frac{B \text{活荷重}}{L-20 \text{荷重}} \times 1.25 = 1.35 \times 1.25 = 1.69$$

よって、本研究で求めた活荷重係数は既往の研究における荷重係数とほぼ同等のものとなっている。

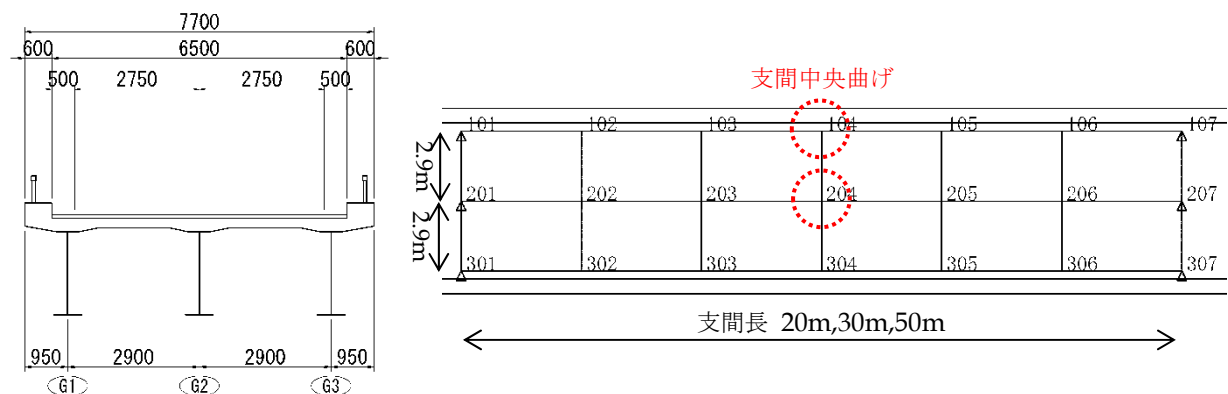


図 8.3.1 L-20 荷重に対する荷重係数の試算対象橋梁

表 8.3.1 主桁に生じる曲げモーメントの算出結果

支間長	着目主桁	L-20 荷重	B 活荷重	B 活荷重 / L-20 荷重
20m	G1	971.2 kNm	1273.7 kNm	1.31
	G2	823.5 kNm	1114.3 kNm	1.35
30m	G1	1811.2 kNm	2420.0 kNm	1.34
	G2	1418.4 kNm	1992.0 kNm	1.40
50m	G1	3975.8 kNm	5146.7 kNm	1.29
	G2	3196.7 kNm	4445.8 kNm	1.39
平均値				1.347



**【参考文献】**

- 1) 日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針、2002
- 2) 国広哲男、藤原稔、武藤富雄、井刈治久：コンテナ積載トレーラー荷重の検討資料、土木研究所資料第 420 号、1969.1
- 3) 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
- 4) 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 II、土木研究所資料第 2700 号、1989