

ISSN 1346-7328

国総研資料 第1031号

平成30年4月

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of
National Institute for Land and Infrastructure Management

No.1031

April 2018

道路橋の設計状況設定法に関する研究

白戸真大・星隈順一・玉越隆史・宮原史・横井芳輝・川見周平・山崎健次郎

Stochastic simulation of load combinations for design of highway bridges

Masahiro SHIRATO, Jun-ichi HOSHIKUMA, Takashi TAMAKOSHI, Fumi MIYAHARA,
Yoshiteru YOKOI, Syuhei KAWAMI, Kenjiro YAMASAKI

国土交通省 国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management
Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, Japan

道路橋の設計状況設定法に関する研究

白戸 真大	*
星隈 順一	**
玉越 隆史	***
宮原 史	****
横井 芳輝	*****
川見 周平	*****
山崎 健次郎	*****

概要

2002 年の道路橋示方書の改定後、許容応力度法にかわる設計法として部分係数設計法の導入について調査が進められている。橋全体系としての性能規定化を行うためには、供用中に橋が置かれる状況を設計状況（Design situation）として網羅的に考慮し、橋の状態を評価する必要がある。

本資料は、国内外における設計状況の設定に関する理論的背景を調べた上で、参照期間（Reference Period）中に時々刻々と変化する組合せ作用の確率過程を考慮するための荷重同時載荷シミュレーションの方法を提案し、様々な橋梁・断面に対してモンテカルロシミュレーションを行い荷重組合せ・荷重係数のおおよその範囲を推定したものである。

キーワード：道路橋、部分係数、設計状況、荷重係数、モンテカルロシミュレーション

*	橋梁研究室室長
**	元橋梁研究室室長 現在：熊本地震復旧対策研究室室長
***	元橋梁研究室室長 現在：国立研究開発法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター上席研究員
****	元橋梁研究室主任研究官 現在：構造・基礎研究室主任研究官
*****	元橋梁研究室研究官 現在：本州四国連絡高速道路株式会社
*****	元橋梁研究室 交流研究員

Stochastic simulation of load combinations for design of highway bridges

Masahiro SHIRATO	*
Jun-ichi HOSHIKUMA	**
Takashi TAMAKOSHI	***
Fumi MIYAHARA	****
Yoshiteru YOKOI	*****
Syuhei KAWAMI	*****
Kenjiro YAMASAKI	*****

Synopsis

This report has studied a stochastic simulation method to estimate load and load combination factors and define the design situations for highway bridges. The proposed method employs the Monte Carlo simulation and considers the stochastic simultaneous loading process of variable loads, such as live loads, thermal effects, wind loads, and seismic loads, incorporating probabilistic characteristics of scale and frequency of those variable loads. The proposed method is capable of evaluating the extreme distributions of load combination effects, namely cross-sectional forces, at different cross-sections in a bridge, such that each extreme cross-sectional force can be translated to the load and load combination factor values.

The simultaneous loading is applied to more than 60 bridges and the extreme distributions of load combinations are evaluated for zillion cross-sections for a reference period of 100 years.

Then another new method has been proposed to narrow down the load combinations with accompanying load and load combination factors at an expected probabilistic level out of the zillion load combination samples of the 100-year extreme cross-sectional force distributions, where the idea of the new method is derived from the well-known Turkstra rule. Finally, this report has proposed that the expected ranges of load and load combination factors for highway bridge design in Japan.

Key Words : highway bridges, partial factor, design situation, load factor, Monte Carlo simulation

-
- | | |
|-------|---|
| * | Head, Bridge and Structures Division, Road Structures Department, NILIM |
| ** | Former Head, Bridge and Structures Division, Road Structures Department, NILIM
(Head, Kumamoto Earthquake Recovery Division, Research Center for Infrastructure Management, NILIM) |
| *** | Former Head, Bridge and Structures Division, Road Structures Department, NILIM
(Principal Researcher, Center for Advanced Engineering Structural Assessment and Research, PWRI) |
| **** | Former Senior Researcher, Bridge and Structures Division, Road Structures Department, NILIM
(Senior Researcher, Foundation, Tunnel and Substructures Division, NILIM) |
| ***** | Former Researcher, Bridge and Structures Division, Road Structures Department, NILIM
(Honshu-Shikoku Bridge Expressway Company Limited) |
| ***** | Former Guest Research Engineer, Bridge and Structures Division, Road Structures Department, NILIM |

目 次

1. はじめに	1
1.1. 本研究の位置付け	1
1.2. 本資料の構成	1
2. 設計状況（Design situation）設定に関するレビュー	3
2.1. 諸外国の基準類における荷重組合せと荷重係数に関する規定	3
2.2. 国内における荷重組合せと荷重係数に関する研究状況	13
2.3. まとめ	14
3. B-C モデルに基づくモンテカルロシミュレーション方法の提案	17
3.1. シミュレーション方法の概要	17
3.2. 部分係数キャリブレーションの理論背景	17
3.3. 荷重の重ね方および組合せ断面力の評価方法の提案	26
4. 入力する荷重の確率モデル	33
4.1. 荷重の種類と季節区分の考慮	33
4.2. 死荷重（D）	35
4.3. 活荷重（L）	42
4.4. 温度変化の影響（TH）	59
4.5. 風荷重（W）	64
4.6. 地震の影響（EQ）	73
4.7. 雪荷重（SW）	83
5. 荷重組合せのみに着目したシミュレーション	85
5.1. 荷重組合せの評価方法	85
5.2. シミュレーションを用いた荷重組合せの評価	88
5.3. 荷重の発生時間区間数の違いが荷重組合せに与える影響	107
5.4. 検討結果のまとめ	114
6. シミュレーション結果と荷重組合せ・荷重係数の推定	115
6.1. 対象橋梁と着目断面	115
6.2. 荷重組合せおよび荷重係数の推定の確率的目標水準	118
6.3. 荷重係数の抽出と集約結果	126
6.4. 検討結果のまとめ	141
7. 荷重ばらつき係数と荷重組合せ係数への分離	142
7.1. 分離理由と方針	142
7.2. 死荷重と活荷重の荷重ばらつき係数と荷重組合せ係数の評価	142
7.3. 温度変化の影響に関する荷重ばらつき係数	144
7.4. 風荷重に関する荷重ばらつき係数	145
7.5. 地震の影響に関する荷重ばらつき係数	147

7.6. 荷重ばらつき係数と荷重組合せ係数の分離	149
8. 活荷重係数に関する感度解析	150
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	150
8.2. T 荷重に着目した感度解析	161
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	171
9. 信頼性指標の試算を通じた B 活荷重の形状や載荷方法に関する一考察	173
9.1. 信頼性指標 β の試算仮定条件	173
9.2. 信頼性指標 β の算出結果と考察	174
10. まとめ	175

1. はじめに

1.1. 本研究の位置付け

国土交通省は、2002 年 9 月に「公共工事コスト縮減対策に関する新行動指針」を定め、設計 VE や総合評価方式などの調達制度の改善を進めた。機能・品質を確保した上で、新しい技術の採用も含めて設計段階において構造、材料、施工方法等の多角的な検討を求めるものである。また、国際的にも内外の障壁をなくすために技術的な基準の求める性能の説明性や透明性を高めることが求められている。これらが道路橋の技術基準である「橋、高架の道路等の技術基準」（以下、「道路橋示方書」という）における一連の性能規定化の始まりの背景となっている。

このうち、多様な技術の受入れを妨げないという喫緊の目的を達成すべく行われたのが 2002 年の第一弾の改定であった。これは、我が国の各種技術基準においても性能規定化という点で先鞭を切ったものであった。それより前の道路橋示方書で規定されてきた様々な照査式や仕様などについて、それらを満足することで達成しようとしてきた内容を要求性能と捉え、条項・部材単位でこれを抽出するとともに、その内容を条文化して規定することが行われた。すなわち、構造物の技術基準への適合の定義を、仕様への合致から性能への適合に変更するというパラダイムシフトがなされた。

2002 年の道路橋示方書の改定後、性能規定化第二弾として、部分係数設計法の導入について調査が進められた。性能マトリクスは設計状況 (Design situation) における機能の状態 (Functional objectives) からなり、その実現のために機能や状態が実現することの信頼性が測られる。本研究は、設計状況 (Design situation) の設定に関して、確率過程を考慮した荷重同時載荷シミュレーションの結果をまとめたものである。

なお、2017 年に改定された道路橋示方書では、設計状況や橋の耐荷性能は以下のとおりに定義されている。

道路橋示方書 I 共通編：2017 年 7 月 1.2.1 用語の定義 より

設計状況

橋の耐荷性能を照査するにあたって、地形、地質、気、象自動車の通行の状況等、橋が置かれる外的環境について、外的環境に関わる作用の組合せで代表させたものをいう

橋の耐荷性能

設計状況に対して、橋としての荷重を支持する能力の観点及び橋の構造安全性の観点から、橋の状態が想定される区分にあることを所要の信頼性で実現する性能をいう。

1.2. 本資料の構成

本資料は 10 章からなっており、各章の最後にはそれぞれの検討に際して参考とした文献をとりまとめている。本資料前半の 2 章から 5 章では今回の研究の調査結果や事前検証を説明し、6 章で荷重係数のおおよその範囲を推定した結果を示している。また、7 章以降の後半は、条件を変えた試算やその他の検討結果について記述している。以下、「1. はじめに」、「10. まとめ」の章を除く各章の概要を示す。

「2. 設計状況 (Design situation) 設定に関するレビュー」では、諸外国の基準ならびに国内の文献等を参考に、設計状況の定義や荷重組合せを再現するための理論的背景について述べる。

「3. B-C モデルに基づくモンテカルロシミュレーション方法の提案」では、荷重体系を設計状況 (Design situation) に改めるために必要な理論的背景と、それも踏まえてこの研究で採用したモンテカルロシミュレーションの方法について述べる。

「4. 入力する荷重の確率モデル」では、実際にモンテカルロシミュレーションで採用した各荷重の発生頻度や確率モデル、またその確率モデルの基となるデータについて整理する。

「5. 荷重組合せのみに着目したシミュレーション」では、採用した発生頻度・確率モデルについて、統計学的な見地からどのような荷重組合せが存在するのか（あるいはしそうか）を試算する。

「6. シミュレーション結果と荷重組合せ・荷重係数の推定」では、統計学的な見地のみならず、橋に及ぼす影響も考慮したモンテカルロシミュレーション結果、および荷重組合せと荷重係数のおおよその範囲の推定結果を示す。

「7. 荷重ばらつき係数と荷重組合せ係数への分離」では、シミュレーションから得られた荷重係数を、異なる作用の同時載荷状況に応じて荷重規模の補正を行うための荷重組合せ係数と、荷重の特性値に対するばらつきに応じて荷重規模の補正を行うための荷重ばらつき係数に分離することを試みる。

「8. 活荷重係数に関する感度解析」では、大型車混入率、BWIM (Bridge Weigh-in-Motion System) のデータの違いが荷重係数の推定値の範囲に与える感度や床組・床版を対象にした荷重係数の取り得る範囲を推定した結果を記述している。

最後に「9. 信頼性指標の試算を通じた B 活荷重の形状や載荷方法に関する一考察」では、荷重側はシミュレーション結果を用いて、抵抗側はある理想化した仮定を行い、信頼性指標 β について算出した結果を示す。

本研究の流れを図 1.2.1 に示す。

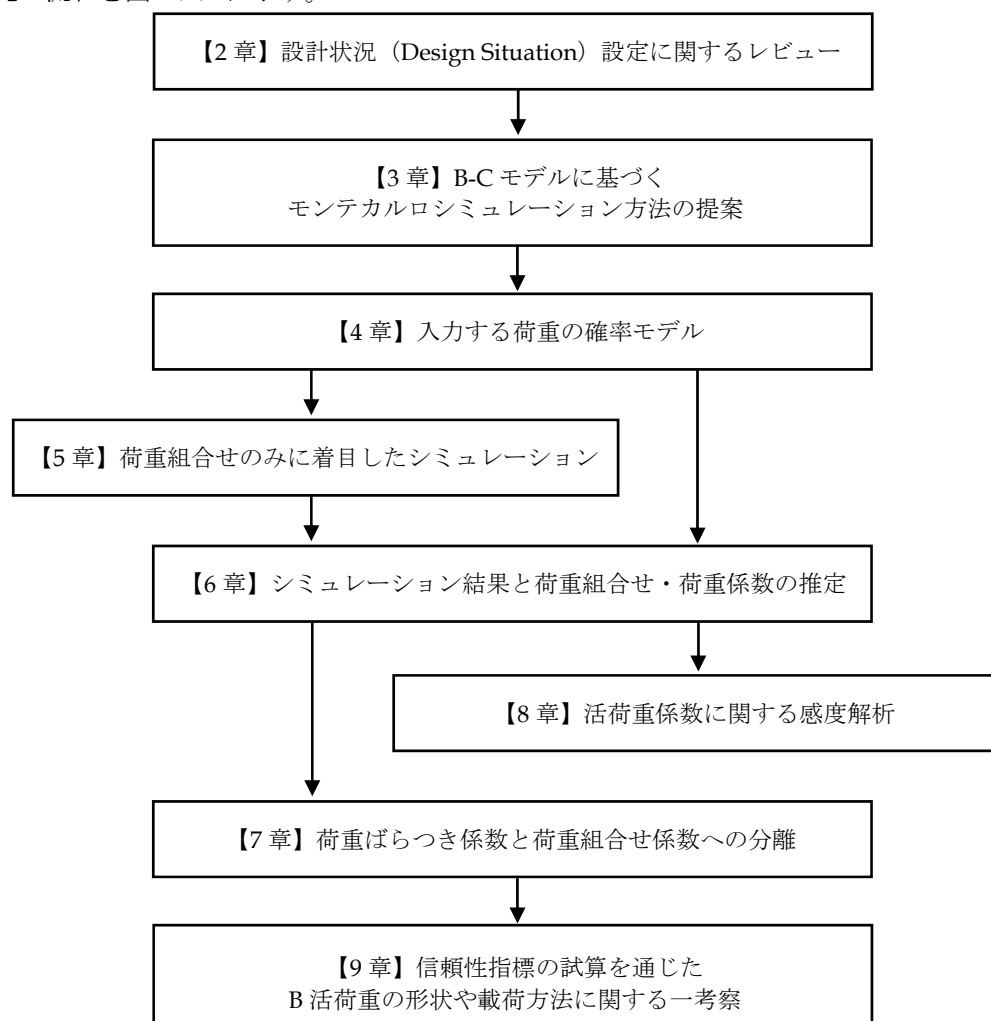


図 1.2.1 本研究の流れ

2. 設計状況 (Design situation) 設定に関するレビュー

橋全体系としての性能規定化を行うためには、橋が置かれる状況を荷重や作用の発生頻度と規模、およびその組合せで規定し、それぞれに対して橋がどのような状態を満足すべきかを明示する必要がある。本章では、ISO2394, Eurocode, AASHTO や国内における各種文献を基に、設計状況の定義、および設計状況を荷重係数を乗じた荷重の組合せで再現するための理論的背景を調べる。

2.1. 諸外国の基準類における荷重組合せと荷重係数に関する規定

2.1.1. 設計状況 (Design situation) の定義

(1). ISO2394

ISO2394¹⁾では、以下のとおりに設計状況に関する内容が記述されており、それぞれの設計状況は表 2.1.1 のとおりに定義されている。また、期間に関わる用語は表 2.1.2 のように定義されている。

ISO2394 : 1998 5.2.2 Design situations より

Actions, environmental influences and, in many cases, the expected properties of a structure vary with time. These variations, which occur throughout the life of the structure, should be considered by selected design situations, each one representing a certain time interval with associated hazards, conditions and relevant structural limit states. Separate reliability checking is required for each design situation with due regard to the different consequences or failure.

The design situations are classified as:

- persistent situations;
- transient situations;
- accidental situations;

Persistent and transient situations are considered to act with certainty. Accidental situations by definition occur with a relatively low probability during working life.

Whether loads, such as snow loads, earthquakes, etc., are associated with other transient or accidental situations will depend on local conditions.

表 2.1.1 ISO2394 : 1998 における設計状況に関わる用語の定義

Terms	Definitions (ISO2394 : 1998 2.2 Terms relating to design in general より)
design situation	Set of physical conditions representing a certain time interval for which the design demonstrates that relevant limit states are not exceeded.
persistent situation	Normal condition of use for the structure, generally related to its design working life.
transient situation	Provisional condition of use or exposure for the structure.
accidental situation	Exceptional condition of use or exposure for the structure.

表 2.1.2 ISO2394 : 1998 における期間に関わる用語の定義

Terms	Definitions (ISO2394 : 1998 2.2 Terms relating to design in general より)
design working life	Assumed period for which a structure or a structural element is to be used for its intended purpose without major repair being necessary.
reference period	A chosen period of time which is used as a basis for assessing values of variable actions, time-dependent material properties, etc.

(2). Eurocode (BS EN 1990)

Eurocode²⁾では、以下のとおりに設計状況に関する内容が記述されており、それぞれの設計状況は表 2.1.3 のとおりに定義されている。また、期間に関わる用語は表 2.1.4 のように定義されている。

BS EN 1990 3.2 Design situations より

The relevant design situations shall be selected taking into account the circumstances under which the structure is required to fulfill its function.

Design situations shall be classified as follows :

- persistent design situations, which refer to the conditions of normal use ;
- transient design situations, which refer to temporary conditions applicable to the structure, e.g. during execution or repair ;
- accidental design situations, which refer to exceptional conditions applicable to the structure or to its exposure, e.g. to fire, explosion, impact or the consequences of localised failure ;
- seismic design situations, which refer to conditions applicable to the structure when subjected to seismic events.

表 2.1.3 Eurocode (BS EN 1990) における設計状況に関わる用語の定義

Terms	Definitions (BS EN 1990 1.5.2 Special terms relating to design in general より)
design situations	Sets of physical conditions representing the real conditions occurring during a certain time interval for which the design will demonstrate that relevant limit states are not exceeded.
persistent design situation	Design situation that is relevant during a period of the same order as the design working life of the structure.
transient design situation	Design situation that is relevant during a period much shorter than the design working life of the structure and which has a high probability of occurrence.
accidental design situation	Design situation involving exceptional conditions of the structure or its exposure, including fire, explosion, impact or local failure.
seismic design situation	Design situation involving exceptional conditions of the structure when subjected to a seismic event.

表 2.1.4 Eurocode (BS EN 1990)における期間に関わる用語の定義

Terms	Definitions (BS EN 1990 1.5 Terms and definitions より)
design working life	Assumed period for which a structure or part of it is to be used for its intended purpose with anticipated maintenance but without major repair being necessary.
reference period	Chosen period of time that is used as a basis for assessing statistically variable actions, and possibly for accidental actions.

(3). AASHTO LRFD

AASHTO LRFD³⁾は、設計状況を直接には述べていない。しかし、表 2.1.5 および表 2.1.6 に整理したとおり、各限界状態の定義の中に想定する状況と照査項目が含まれている。本来は照査を行うために便宜的に定める状態点である限界状態が、設計状況とあるべき状態の関係を結びつける、いわゆる今日で言うところのパフォーマンスマトリクス概念を含んでしまったり、例えばひび割れ幅や鋼材の塑性変形を限定的にするなどの照査項目のみが示されている一方で、想定する状況の頻度に関する説明や照査の目的が示されていないなど、設計状況の定義は不完全なものとなっている。結果として、実現しようとしている橋の機能や状態の水準がパフォーマンスマトリクスとしては統一的に示されていないという、性能規定の観点から見れば中途半端なものとなってしまっている。米国では 2000 年前後に VISION2000⁴⁾のパフォーマンスマトリクスが提案されるなど、この頃に性能規定の研究が進むようになったが、AASHTO LRFD は性能規定に関する研究が進展する前から定められている。

表 2.1.5 AASHTO LRFD における限界状態

Terms	Definitions (AASHTO LRFD 1.2 Definitions および 1.3.2 Limit States より)
Service Limit State	Limit states relating to stress, deformation, and cracking under regular operating conditions.
Fatigue and Fracture Limit State	The fatigue limit state shall be taken as restrictions on stress range as a result of a single design truck occurring at the number of expected stress range cycles. The fracture limit state shall be taken as a set of material toughness requirements of the AASHTO Material Specifications.
Strength Limit State	Limit states relating to strength and stability during the design life.
Extreme-Event Limit State	Limit states relating to events such as earthquakes, ice load, and vehicle and vessel collision, with return periods in excess of the design life of the bridge.

表 2.1.6 AASHTO LRFD における期間に関わる用語の定義

Terms	Definitions (AASHTO LRFD 1.2 Definitions より)
service life	The period of time that the bridge is expected to be in operation.
design life	Period of time on which the statistical derivation of transient loads is based : 75 yr for these specifications.

2.1.2. 部分係数の種類

ISO2394, Eurocode, AASHTO における照査書式を整理したものを式 (2.1.1) ～式 (2.1.3)、および表 2.1.7～表 2.1.8 に示す。荷重側の部分係数に着目すると、ISO2394 および Eurocode では作用の部分係数 γ_f と作用の組合せ値を決める係数 ψ_0 の 2 種類が設定されている。また、変動作用に関する部分係数は、leading variable action ($Q_{k,1}$) に対しては $\gamma_{Q,1}$ 、accompanying variable action ($Q_{k,i}$) に対しては $\gamma_{Q,i}$ が乗じられ、さらに、accompanying variable action ($Q_{k,i}$) には作用の組合せ値を決める係数 ψ_0 が乗じられる。

一方で、AASHTO LRFD では荷重側の部分係数は荷重係数 γ_i の 1 種類のみで、ISO2394 や Eurocode のように作用の部分係数と作用の組合せに関する部分係数を分けて設定していない。また、AASHTO LRFR では既設橋の安全性評価指数 RF の照査式が示されており、抵抗側に関する部分係数として抵抗係数 ϕ の他に状態係数 ϕ_c とシステム係数 ϕ_s が設定されている。

ISO2394 ではシステム信頼性と要素信頼性に関する記述があり、システム信頼性については現状では冗長性等の評価手法が確立されておらず、部材単位で耐荷力を照査した上で、現在使われているシステム信頼性解析の手法には不確実性があることに十分配慮するべきであるとしている（表 2.1.9 参照）。

(ISO2394) (Eurocode)

$$S(\sum Y_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum Y_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}) \times \gamma_{Sd} \leq R(f_k/\gamma_m) \times \gamma_{Rd} \quad \dots\dots\dots (2.1.1)$$

(AASHTO LRFD)

$$\sum (\eta_i \cdot \gamma_i \cdot Q_i) \leq \phi R_n \quad \dots\dots\dots (2.1.2)$$

(AASHTO LRFR)

$$RF = (\phi_c \phi_s \phi R_n - \gamma_D D) / (\gamma_{LL} LL) > 1 \quad \dots\dots\dots (2.1.3)$$

表 2.1.7 諸外国の基準類における照査書式の部分係数

	荷重側の部分係数	抵抗側の部分係数
ISO2394 Eurocode	γ_G : partial factor for permanent actions, also accounting for model uncertainties and dimensional variations γ_Q : partial factor for variable actions, also accounting for model uncertainties and dimensional variations ψ_0 : factor for combination value of a variable action	γ_m : partial factor for a material property γ_{Rd} : partial factor associated with the uncertainty of the resistance model
	γ_{Sd} : partial factor associated with the uncertainty of the action and/or action effect model	
AASHTO LRFD	γ_i : load factor : a statistically based multiplier applied to force effects η_i : load modifier : a factor relating to ductility, redundancy, and operational classification	ϕ : resistance factor : a statistically based multiplier applied to nominal resistance
AASHTO LRFR	γ_D : LRFD load factor for structural components and attachments γ_{LL} : evaluation live load factor	ϕ_c : condition factor ϕ_s : system factor ϕ : LRFD resistance factor

表 2.1.8 諸外国の基準類における荷重の定義

	照査書式における荷重の定義
ISO2394 Eurocode	$G_{k,j}$: characteristic value of permanent action j $Q_{k,1}$: characteristic value of the leading variable action 1 $Q_{k,i}$: characteristic value of the accompanying variable action i
AASHTO LRFD	Q_i : force effect
AASHTO LRFR	D : dead load effect LL : live load effect

表 2.1.9 ISO2394 におけるシステム信頼性と要素信頼性

ISO2394 : 1998 8.2 Systems reliability versus element reliability より

From a probabilistic point of view, an element can be considered to have one single dominating failure mode. A system may have more than one failure mode and/or consist of two or more elements, each one with a single failure mode.

Probabilistic structural design is primarily applied to element behaviour and limit states (serviceability – an ultimate failure). Systems behaviour is of concern because systems failure is usually the most serious consequence of structural failure. It is therefore of interest to assess the likelihood of systems failure following a initial element failure. In particular, it is necessary to determine the systems characteristics in relation to damage tolerance or structural integrity with respect to accidental events. The element reliability requirements should depend upon the systems characteristics.

A system analysis should therefore be carried out to establish;

- the redundancy (alternative load-carrying paths);
- the state and complexity of the structure (multiple-failure modes).

NOTE – Systems reliability analysis should, however, be carried out with due recognition of the uncertainties inherent in the methods currently availables and should therefore be used with caution.

2.1.3. 荷重組合せの特定とそこで用いる荷重係数の算出方法

(1). ISO2394 および Eurocode

$$S(\sum Y_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum Y_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}) \times \gamma_{Sd} \leq R(f_k/\gamma_m) \times \gamma_{Rd} \quad \dots\dots\dots (2.1.1)$$

ISO2394 : 2015⁵⁾における荷重は、永続作用 G (permanent actions)は一般的に正規分布によってモデル化し、特性値は 50%フラクタイル値とすることを例として挙げている。また、変動作用 Q (variable actions)は一般的に任意期間の極値分布（最大値分布）によってモデル化し、特性値は 98%フラクタイル値とすることを例として挙げている。

ISO2394 : 1998 の附属書 B では、永続作用 G (permanent actions)、および変動作用 Q (variable actions)の例として、表 2.1.10 に示す作用を示している。

表 2.1.10 ISO2394 : 1998 における作用の分類

	Examples of actions (ISO2394 : 1998 Annex B より)
永続作用 (G) permanent actions	• the mass of the structures themselves (except possibly certain parts of this mass during certain phases of construction); • the mass of superstructures, including any parts formwork or fixtures; • the forces applied by earth pressure, resulting from the mass of the soil at their final values; • the deformations imposed by the mode of construction of the structure at their final values; • the actions resulting from shrinkage of concrete and from welding; • the forces resulting from water pressure, where appropriate; • the actions resulting from support settlements and mining subsidence; • prestressing forces.
変動作用 (Q) variable actions	• loads due to use and occupancy, imposed loads; • certain parts of the mass of structures themselves during certain phases of construction; • erection loads • all moving loads and their effects; • wind actions; • snow loads; • ice formation; • earthquake actions; • the effects of variable level of water surface, where appropriate; • temperature changes; • wave loads

ISO2394 : 1998 の附属書 F では、各種荷重の同時載荷状況を評価するための方法は Ferry-Borges-Castanheta load model（以下、「B-C モデル」という）を挙げており、accompanying variable action の組合せ値を決める係数 Ψ_0 の算出には Turkstra 法を挙げている。Turkstra 法は accompanying variable action の組合せ値を決める際の経験的な近似方法で、accompanying variable action の組合せ値を決める係数 Ψ_0 は式 (2.1.4) のように表現される。

$$\Psi_0 = \frac{1 + \Phi^{-1}[\Phi(0.28\beta)^{N_1}]V}{1 + 0.7\beta V} \quad \dots\dots\dots (2.1.4)$$

ここに、 β : 目標信頼性指標

Φ^{-1} : 正規分布の逆関数

N_1 : accompanying variable action の生起頻度 T_1 の参照期間 T に対する比率(= T/T_1)

V : accompanying variable action の変動係数

B-C モデルは、時間変化する荷重の同時載荷状況を単純化した確率過程に置き換えるモデルの一つである。B-C モデルでは、時間を区間で区切り、各時間区間では、荷重種類毎に一定強度の荷重が載荷される確率過程を仮定する。各荷重は独立事象であり、かつ、各時間区間における各荷重が生じるかどうかや生じた場合の規模はそれぞれの荷重の確率統計的な特徴に従うと仮定する。そこで、各荷重に発生頻度や規模の確率モデルを仮定し、そのモデルにしたがって各荷重がランダムに発生するとすれば、B-C モデルによって荷重組合せのモンテカルロシミュレーションが可能である。例えば 100 年にわたって各時間単位の荷重の組合せが得られ、100 年間に生じ得る荷重の組合せの発生頻度の多寡が調べられる。

(2). 米国

1). AASHTO LRFD

$$\Sigma (\eta_i \cdot \gamma_i \cdot Q_i) \leq \phi R_n \quad \dots\dots\dots (2.1.2)$$

AASHTO LRFD³⁾の荷重側部分係数の算出の経緯は NCHRP Report 368⁶⁾に垣間見ることができる。荷重側の部分係数は荷重係数 γ_i の 1 種類のみで、作用の部分係数と作用の組合せに関する部分係数を分けて設定していない。AASHTO LRFD の荷重組合せは従前の許容応力度法で考慮されていたものから変わっておらず、荷重係数 γ_i は個々の荷重に対して設計期間(design life)を 75 年として一定の非超過確率値の荷重強度に変換して設計荷重とするためのものとなっている。例えば、図 2.1.1 に示すように、活荷重は 75 年最大値分布の平均値に対して 2σ 安全側に荷重強度を与えるように設定されている。ここに、 σ は 75 年最大値分布の標準偏差である。

NCHRP Report 368 では、支間長 9.1m(30ft)～61.0m(200ft)の鋼桁橋、コンクリート桁橋を対象に、死荷重と活荷重の組合せに対して信頼性指標 β を算出しており、死荷重係数 1.25、活荷重係数 1.70 の死荷重+活荷重の組合せに対して部分係数を設定する際の目標信頼性指標は $\beta_T=3.5$ としている。他方、その他の荷重組合せについては目標信頼性指標は明示されていない。なお、後述するように、AASHTO LRFD では最終的に活荷重係数として 1.75 が用いられているので、死荷重と活荷重の組合せに対する信頼性指標 β は実際は 3.5 より大きく、4 程度になるという検討もある⁷⁾。

AASHTO LRFD 1.3.2.1 の Commentary によれば、リダンダンシーに関わる部分係数 η_i は便宜的に荷重側に乗じたとされている。加えて、部分係数 η_i を荷重側と抵抗側のどちらか一方で考慮するのか、あるいは両方で考慮するのかなど、今後の研究によって基本式の見直しも考えられると解説されている。なお、2).の AASHTO LRFR では、リダンダンシーに関わる部分係数は抵抗側に乗じられている。

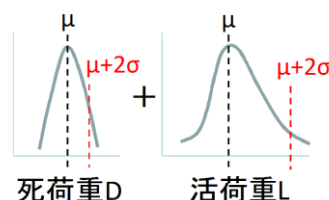


図 2.1.1 AASHTO LRFD における荷重係数の設定方法

2). AASHTO LRFR

$$RF = (\phi_c \phi_s \phi R_n - \gamma_D D) / (\gamma_{LL} LL) > 1 \quad \dots\dots\dots (2.1.3)$$

AASHTO LRFR は、既設橋の耐力評価に限界状態設計法を適用したもので、既設橋の状態に基づい

て活荷重に対する安全性評価指数 RF を評価するものである。基本照査式の抵抗側の部分係数は、抵抗係数 ϕ の他に劣化部材の強度推定の不確定性が大きいと仮定して設計強度を低減するために乗じる状態係数 ϕ_c 、および全体系でのリダンダンシーの違いに応じて設計強度を低減するために乗じるシステム係数 ϕ_s が設定されている。AASHTO LRFD とは異なり、AASHTO LRFR ではリダンダンシーに関わるシステム係数 ϕ_s は抵抗側に乗じられている。

3). その他の研究

NCHRP Report 368⁹⁾では、AASHTO LRFD の荷重側部分係数の算出に関する検討の他に、活荷重モデルに関する検討も実施している。当時の米国基準の活荷重モデルは、図 2.1.2(a)に示すような HS-20 荷重と呼ばれる軸重配置でモデル化したものであった。しかし、軸数、軸距、軸重分布の異なる車両を様々な支間長の橋に載荷した場合、影響の大きな車両（軸重配置）、および橋に生じる最大断面力は異なる。したがって、様々な軸配置の車両による断面力最大値を 1 つの軸重配置である HS-20 荷重によって得られる断面力で除すと、橋の支間長によってその比が大きくばらつくことが予想される。そこで、比のばらつきが支間長に依存したものとならないように、複数の集中荷重からなる活荷重モデルである図 2.1.2(b)に示すような HL-93 荷重が提案された。HL-93 荷重は、例えば支間長に応じてトラック荷重を模した集中荷重の軸距を変えるなどの特徴がある。

文献⁹⁾では、活荷重モデルの HL-93 荷重への変更に加えて、桁分配係数(Girder Distribution Factors)の変更を提案しており、これらの変更による効果や有効性も、支間長によらず活荷重断面力の信頼性指標が一定値に近づくという結果で現れる。

図 2.1.3 に文献⁹⁾に基づく支間長別の HS-20 荷重および HL-93 荷重と供用期間 75 年の最大級の活荷重断面力の比を計算した結果を示す。すなわち、荷重モデルを見直したことで信頼性が揃ったものであり、米国では LRFD にしたことで信頼性指標が揃ったという理解は、その過程を大幅に省略した短絡的な表現といわざるを得ない。むしろ、米国において、従前の基準に比べて桁の信頼性が支間長等によらず均質化されたという結果は、設計基準を検討するときに信頼性指標を尺度として荷重モデルや設計計算モデルの合理化を検討した例として捉えるべきと考えられる。

米国では、活荷重係数を評価するにあたって、衝撃の影響と桁分配係数のばらつきも考慮している。Design situation（橋が置かれる状況）を部分係数でモデル化するという観点からは、衝撃の影響と計算モデルのばらつきは荷重係数には含めず、別途の部分係数として扱うべきと考えられる。Design situation という概念を規定せず、従前の荷重組合せありきの検討が始まったことに起因するものと考えられる。

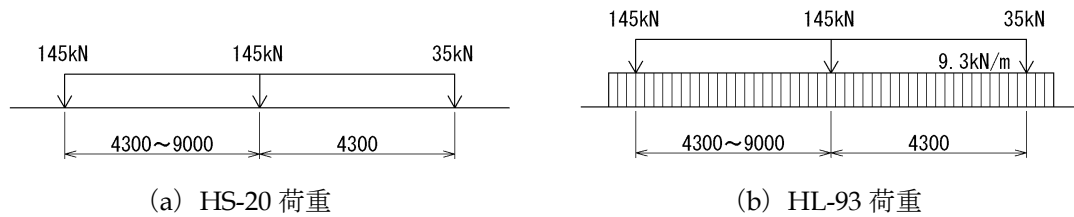


図 2.1.2 HS-20 荷重および HL-93 荷重⁶⁾

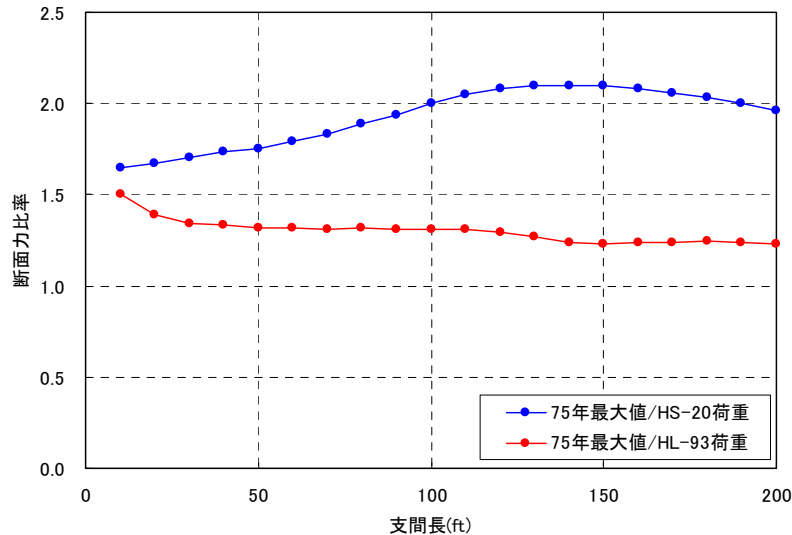


図 2.1.3 HS-20 および HL-93 荷重と参照期間 75 年最大級の活荷重断面力比（文献⁶⁾を基に作成）

NCHRP 20-7/186⁷⁾では、NCHRP Report 368⁶⁾における検討内容を更新している。文献⁶⁾の検討では大型車交通量 ADTT(Average Daily Truck Traffic)を 1,000 台とした条件下での活荷重係数を 1.70 として提案しているが、文献⁷⁾では AASHTO LRFD では最終的に ADTT 5,000 台を基本として基準作成を行うこととされたため、活荷重係数は 1.75 とされたことが述べられている。文献⁷⁾では、死荷重係数 1.25、活荷重係数 1.75 の死荷重+活荷重の組合せに対して、モンテカルロシミュレーションを用いて信頼性指標 β を算出した結果を示している。文献⁶⁾の試算対象とした支間長 9.1m(30ft)～61.0m(200ft)の鋼桁橋およびコンクリート桁橋に関して、モンテカルロシミュレーションによる信頼性指標 β の算出結果は 3.5～4.1 の範囲にあったと報告されている。

その他の米国における荷重組合せや荷重係数に関する検討資料として、Multihazard に関する研究⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾がある。この研究では、NCHRP Report 368⁶⁾では荷重抵抗係数設計法(LRFD)のキャリブレーションとして死荷重と活荷重の組合せのみを対象としており、地震の影響を始めとした偶発作用(extreme load)の荷重組合せに関する検討が行われていないことを課題として取り上げ、例えば地震による影響に加えて他に足し合わせるべき荷重を確率的に評価することが行われ、荷重組合せに着目した信頼性解析は B-C モデルを用いている。

(3). 供用中に生起する各種荷重の同時載荷状況を評価する方法

供用中に生起する各種荷重の同時載荷状況を評価する方法は、「Turkstra の経験則」と「時間変動する荷重の組合せ値を B-C モデルなどから求め、極値分布によって最大値を評価する方法」がある。

前者の方法 (Turkstra の経験則) は、時々刻々と変化する各種荷重の同時載荷状況を、その主因となる荷重(leading variable action)の参照期間中の最大値とその他荷重の任意時刻における値との和によ

って近似的に評価できるとみなそうとするものである。荷重同時載荷状況を時間の関数とすることなく扱うことができる便利な手法であるが、間欠的な作用、継続時間の短いインパルス的な荷重を 2 種類以上含む組合せの正当な取り扱いが困難であるとされている¹²⁾。

また、後者の方法（時間変動する荷重の組合せ値を B-C モデルなどから求め、極値分布によって最大値を評価する方法）は、個々の荷重を統計データ等から確率分布にあてはめ、組合せとしての荷重強度が事前に設定した超過確率以下となるように各荷重の特性値を補正し、各荷重を組み合わせることで構造物への設計荷重を定めるものである。構造物に作用する地震荷重、風荷重などは生起特性、強さ、作用時間などに不規則性・時間変動が伴うものであり、荷重強度と生起頻度の両者を確率としてモデル化している。つまり、作用する荷重の組合せにおける不確定性の存在を認め、これらを確率・統計的に取り扱い、構造物が置かれる同時載荷状況が設計状況を超過する確率をあるレベル以下に抑えることによって、設計状況の信頼性水準を明確にしようとする考え方である¹³⁾。

2.2. 国内における荷重組合せと荷重係数に関する研究状況

コンピューター能力が向上したこと、我が国では大型車混入率が他国と比較して高いという特徴もあることから¹⁴⁾、活荷重係数を軸重や1台の自動車荷重単体の実測値を極値分布にあてはめて外挿するのではなく、大型車の通行状況や同時載荷状況を交通流シミュレーションを用いて評価する方法、また、荷重組合せも Turkstra 法を用いるのではなく、複数の橋梁について B-C モデルを用いた同時載荷確率過程シミュレーションなどのコンピューターシミュレーションを行って荷重組合せや荷重係数を評価する研究が行われている。

藤野ら¹⁵⁾および金井ら¹⁶⁾は、橋梁部材が供用期間（当時はこのような検討を行うときに50年間程度と仮定されることが多かった）に受けることが予想される最大活荷重の大きさを推定するために、活荷重の同時載荷特性に関するシミュレーションを実施している。シミュレーションに用いる自動車荷重列は実態調査結果に基づいて車両重量や車両位置を確率的に与え、シミュレーションによって作成した自動車荷重列を橋梁上に載荷して断面力を算出している。そして、シミュレーションを複数回行って得られた断面力サンプルに極値分布を当てはめて参照期間中に生じうる最大活荷重を推定し、道路橋示方書の設計活荷重（当時は L-20 荷重）と比較することで活荷重の荷重係数を算定している。

藤原ら¹⁷⁾¹⁸⁾は、活荷重の荷重係数を算定するためにシミュレーションを実施している。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。

佐藤ら¹⁹⁾は、プレートガーダー橋の設計断面力（曲げモーメントおよびせん断力）に相当する荷重効果の生起頻度を算出するために、国道357号で測定した実測結果を基に活荷重に関するシミュレーションを実施している。実測結果による車種構成および車両諸元を基にシミュレーションによって渋滞車両列を作成し、活荷重による断面力を算出している。

三木ら²⁰⁾および森ら²¹⁾は、道路橋の疲労照査のための活荷重を検討するために活荷重シミュレーションを実施し、T 荷重に対して、橋上に複数の車両が同時に載ることによる応力の増分を考慮するための同時載荷係数の求め方を示している。この検討では、様々な影響線の種類と基線長を対象として、大型車混入率や時間交通量が疲労設計における同時載荷係数の値に与える影響を試算している。

杉山ら²²⁾は、B-C モデルによるシミュレーションによって確率分布形およびパラメータ値を表 2.2.1 のように設定して、各種荷重の同時載荷状況に着目した検討を行い、荷重組合せおよび荷重係数を算定する方法を示している。この検討では、各種荷重の発生時間間隔の分布形と平均発生率、荷重継続時間の分布形と平均値は、各々の荷重の生起特性（例えば、活荷重は朝夕のラッシュ時に完全渋滞が2時間ほど発生する）や実態（例えば、死荷重のうち舗装荷重は路面が3～5年程度で再舗装されること）を考慮したと示されている。また、荷重強度は死荷重に関する参照期間中の最大値分布の平均値を1.0とし、その他の荷重の平均値は実橋の設計断面力における死荷重断面力との比率を基に、様々な部材の死荷重断面力との比率をカバーできるような範囲でパラメトリックに変化させている。

この杉山らの検討では、B-C モデルによるシミュレーション結果から参照期間中の最大値分布を求め、超過確率10%に相当する荷重組合せおよび荷重係数を算出している。B-C モデルの各荷重の確率モデルは表 2.2.1 に示す仮定値を用いているが、この仮定は実橋に生じる各荷重による断面力値の統計量を基にしたものではない。

表 2.2.1 シミュレーションに用いた確率分布形およびパラメータ値（杉山らの検討）²¹⁾

荷重	発生時間間隔		荷重強度			荷重継続時間		
	分布形	平均発生率	分布形	平均値	変動係数	分布形	平均値	変動係数
死荷重	常時発生		極値Ⅰ 型最大 値分布	1.0	0.10	対数正 規分布	5 年	0.10
活荷重	ポアソ ン過程	2 回/日		0.5～1.5	0.05～0.15		2 時間	0.15
温度変化の影響		2 回/年		0.5～1.5	0.05～0.15		2 時間	0.15
風荷重		2 回/年		0.5～1.5	0.05～0.15		1 日	0.20
地震の影響		1 回/10 年		0.5～1.5	0.10～0.90		3 分	0.30

北沢ら²³⁾も B-C モデルを用いて荷重組合せに関する検討を行っている。この検討では、死荷重は不変とし確定値と考え、活荷重および温度荷重はその発生特性は時間的に断続するものとし、比較的短い継続時間を持つ矩形パルスを考え、継続時間は全て一定値 Δt (3 時間) と設定している。また、活荷重は 1 ヶ月に 1 回程度発生する活荷重強度を対象として、実態調査結果を用いた活荷重シミュレーションによって得られた断面力の頻度分布を基に極値Ⅰ型分布を当てはめて確率モデルを作成している。温度荷重は 1 時間程度の期間における最大値を対象として、構造物温度の実態調査結果を基に正規分布を当てはめて確率モデルを作成している。地震荷重については、継続時間が非常に短いスパイク状の発生を想定し、発生頻度はポアソン分布に従い、再帰期間が平均 2 年間以上のものと考え、確率モデルは極値Ⅲ型分布を採用している。

また、佐藤ら²⁴⁾による荷重組合せに関する検討は、荷重組合せを各荷重の極値の足し合わせで行うことによる過大評価を避けるために Turkstra 法を用いることの妥当性を検証する目的で、荷重作用継続時間の大きく異なる荷重間において Turkstra 法を用いることの効果を確認している。この検討では、Turkstra 法による荷重同時載荷状況の過小評価の有無あるいはその程度の確認を行っている。さらに、モンテカルロ法によって荷重のサンプル値を発生させ、死荷重(D)、活荷重(L)、地震荷重(EQ)のすべてを組合せた時を考え、Turkstra 法、極値同士の組合せ（各荷重効果の時系列での最大値を抽出し足し合わせる）、厳密解（各荷重の荷重効果を各時間で足し合わせ、その値の最大値を採用する）の 3 種類の組合せについて検討している。その結果、Turkstra 法において leading variable action を地震荷重(EQ)とした場合の D+L+EQ の荷重効果の組合せは、厳密解よりも過小評価となることを確認している。

2.3. まとめ

今日のように数値解析が比較的容易になった時代では、モンテカルロシミュレーションも従来と比較すれば容易になってきている。すなわち、荷重組合せを検討するにあたって、従来の経験に基づいて最大値どうしの単純和を考えたり、Turkstra 法などの経験的な方法を前提にすることに固執する必要もなくなってきている。

本研究では、経験的な方法が本来目指していたと考えられる、様々な橋について橋が置かれる最も不利な状況を表す荷重組合せをできるだけ網羅的に探すことにする。そのために、確率過程を考慮した荷重同時載荷状況を B-C モデルを用いて表すことにし、その確率過程はモンテカルロ法を用いて模擬する方法をとる。そして、多様な橋、多様な断面が最も不利な状況に置かれるときの荷重の組合せを網羅的に抽出し、絞り込み、荷重組合せのモデルとなる例を提示することが本研究の目標である。

【参考文献】

- 1) ISO2394 General principles on reliability for structures, 1998
- 2) Eurocode : BS EN 1990 -Basis of structural design
- 3) American Association of State Highway and Transportation Officials : AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2014
- 4) Structural Engineers Association of California : VISION 2000 Performance-based Seismic Engineering of Buildings, 1995
- 5) ISO2394 General principles on reliability for structures, 2015
- 6) A.S. Nowak : Calibration of LRFD Bridge Design Code, Report 368, TRB, National Research Council, 1999
- 7) John M. Kulicki, Zolan Prucz, Chad M. Clancy, Dennis R. Mertz, Andrzej S. Nowak : Updating the Calibration Report for AASHTO LRFD Code Final Report, Project No. NCHRP 20-7/186, TRB, National Research Council, 2007
- 8) W. Phillip Yen, George C. Lee, Chao Huang : Development of Multihazard Bridge Design Framework, 30th US-Japan Bridge Engineering Workshop, Public Works Research Institute, 2014
- 9) Z. Liang, G.C. Lee : Towards multiple hazard resilient bridges: a methodology for modeling frequent and infrequent time-varying loads, Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol. 11 (3), pp. 303-311, 2012
- 10) Z. Liang, G.C. Lee : Towards establishing practical multi-hazard bridge design limit states, Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol. 12 (3), pp. 333-340, 2013
- 11) Michel Ghosen, Fred Moses, Jian Wang : Design of Highway Bridges for Extreme Events, Report 489, TRB, National Research Council, 2003
- 12) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説、2015
- 13) 森安宏、村井一子：荷重の時間変動を考慮した組み合わせ荷重効果の確率モデル、日本建築学会構造系論文集、第 525 号、pp. 33-39、1999
- 14) 国土交通省道路局：ITS HANDBOOK JAPAN 2002-2003、2003
- 15) 藤野陽三、伊藤学、遠藤元一：シミュレーションに基づく道路橋設計活荷重の評価、土木学会論文報告集、第 286 号、pp. 1-13、1979
- 16) 佐伯彰一、金井道夫、笹森伸博：橋梁活荷重の実態と設計安全率、土木研究所資料第 1534 号、1979
- 17) 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
- 18) 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
- 19) 佐藤尚次：プレートガーダーの限界状態を考慮した道路橋活荷重シミュレーションによる応答評価と設計法、土木学会構造工学論文集、Vol. 35A、pp. 433-443、1989
- 20) 三木千寿、後藤祐司、村越潤、館石和雄：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、土木学会構造工学論文集、Vol. 32A、pp. 597-608、1986
- 21) 森猛：2 車線道路橋の疲労設計荷重に用いる同時載荷係数の検討、土木学会論文集、No. 759、pp. 247-258、2004
- 22) 杉山俊幸、深澤泰晴、岡本治：荷重組み合わせ係数に関する確率論的考察、土木学会構造工学論文

集、Vol. 36A、pp. 479-490、1990

- 23) 北沢正彦、久保雅邦、白木渡、亀田弘行：鋼製橋脚における荷重組合せの解析と荷重係数の試算、土木学会構造工学論文集、Vol. 33A、pp. 761-773、1987
- 24) 太田浩輔、佐藤尚次：荷重組合せ問題における Turkstra 則効果のモンテカルロ法による確認、土木学会第 59 回年次学術講演会、pp. 479-480、2004

3. B-C モデルに基づくモンテカルロシミュレーション方法の提案

橋の性能を明らかにするためには、Reference Period（以下、この資料では「参照期間」という）中に橋が置かれる状況を設計状況として網羅的に考慮し、橋の状態を評価する必要がある。本章では、荷重体系を部分係数化するための理論背景を整理し、本研究で用いるモンテカルロシミュレーション方法を提案する。

3.1. シミュレーション方法の概要

本研究では、荷重の同時作用過程を考慮するために B-C モデルに基づくモンテカルロシミュレーションを用いて、参照期間（例えば 100 年の間）に時々刻々と変化する同時作用に対して、あらゆる断面に発生する断面力とそこに占める各作用の寄与分の内訳の時々刻々の変化を把握する。はじめに、B-C モデルに基づき一定時間間隔で状況を離散化し、確率過程としての荷重同時載荷についてのモンテカルロシミュレーションを実施し、代表的な断面（以下、「着目断面」という）における断面力について参照期間中の最大値を求める。この参照期間中の最大値は 1 つの標本値であるので、参照期間中の最大値を適切に評価するためには、参照期間中の最大値についての標本依存性をなくす必要がある。そこで、100 年間のモンテカルロシミュレーションを複数回繰り返して、各断面の断面力 100 年最大値分布（極値分布）を作成する。そして、着目断面ごと、断面力の種類ごとに、特定の非超過確率、およびその前後の範疇にある断面力標本を抜き出して、各標本における荷重組合せと各荷重の寄与率を抽出する。荷重係数は断面力標本の各荷重寄与分を、各荷重の特性値を載荷したときに発生する断面力で除したものとす。次に、これを複数の橋梁・断面に対して行う。以上から、荷重組合せと荷重係数の膨大なリストを作成したのちに、代表的な荷重組合せと対応する組合せごとの荷重係数値を絞り込む。このようにすれば、従来の荷重組合せによる場合に比べて、荷重組合せの確率・統計的な説明性も高くできると考えられ、また 2.1.3.(1) にまとめた ISO2394 で想定している検討方法の 1 つとしても合致すると考えることができる。

また、荷重組合せごとに、求めた最大値分布の変動係数の大小に応じて 100 年最大値分布の中で目標とするフラクタイル値を変え、結果としてこれまでの道路橋示方書で設計した場合と同等諸元の部材が設計されるように調整できることもここで提案する方法のメリットの 1 つである。

3.2. 部分係数キャリブレーションの理論背景

3.2.1. 橋の耐荷性能と想定する照査式

(1). 橋の耐荷性能

橋の耐荷性能を、参照期間の任意の時刻における同時作用に対して、使用目的との適合性や構造物の安全性を確保しているときに発揮すべき橋または部材の状態が適当な信頼性で達成されることと定義する。橋の耐荷性能の達成度については、以下の 2 通りの説明が考えられる。しかし、ある橋の性能を評価するための設計状況として網羅できる荷重組合せを抽出するためには「ある橋」に着目することになるので、本研究における部分係数のキャリブレーションは前者 A を念頭に行う。

- A. 任意の橋について、例えばある 100 年（参照期間）を設けて任意の時刻における状況を複数組の外力で考え、各 100 年間をサンプル（標本）として見たとき、ある照査式を満足しない 100 年の標本数が複数の 100 年間のうち一定の割合以下であること
- B. 例えば 100 年間（または参照期間）時々刻々と変化する一組の状況にある複数の橋について、1 回でも照査式を満足しないことがある橋が、複数の橋のうち一定の割合以下の数であること

なお、「一定の割合以下」とは、個々の照査項目や材料の特性に応じて異なり、それぞれ少なくともこれまでの許容応力度法による設計において達成されていた水準に等価であるように設定する。

(2). 想定する照査式

本章で想定する照査式を式 (3.2.1) および式 (3.2.2) とする。

$$\phi \cdot R \geq \sum S (\gamma_i \cdot P_i) \quad \dots\dots\dots (3.2.1)$$

$$\phi \cdot R \geq \sum S (\gamma_{pi} \cdot \gamma_{qi} \cdot P_i) \quad \dots\dots\dots (3.2.2)$$

ここに、R : 抵抗値

S : 応答値 (組合せ荷重による荷重効果)

P_i : 作用の特性値

φ : 抵抗係数

γ_i : 荷重係数 (=γ_{pi}・γ_{qi})

γ_{pi} : 荷重組合せ係数

γ_{qi} : 荷重ばらつき係数

許容応力度法においては、抵抗係数や荷重係数ではなく、これらの部分係数をひとくくりにしてあるとも解される全体安全率が用いられている。さらに、許容応力度法では、表 3.2.1 に示すとおり、考慮される荷重の組合せに応じて許容応力度の割増係数が考慮されている。許容応力度の割増係数の定量的な根拠は明確でなく、従来の標準的な材料や構造に対して経験的に設定されてきたものと考えられる。しかし、表 3.2.1 に示す許容応力度の割増係数は、設計状況の検討を行う立場からは、荷重組合せの発生頻度を考慮し、荷重ごとの内訳比率は別にしても、組み合わせた結果の規模についてのみ着目したときについて、他の組合せと同じ同時発生確率相当の組合せ荷重規模に換算するための係数と解釈できる。また、荷重を単純和することの不合理について許容値を緩和しようとするものとも解釈できる。

このように、これまでの道路橋示方書で考慮されていた「許容応力度」「許容応力度の割増係数」「その他照査基準ごとに設定される安全余裕」は、橋の性能との関連性について信頼性の観点からの意味合い (生起確率や考慮されている不確実性の程度等) は明らかにされていない。部分係数のキャリブレーションを行うにあたり、鋼構造またはコンクリート構造、ならびに、上部構造または下部構造で共通に用いることができる荷重係数を設定する必要があり、表 3.2.2 に示すように許容応力度の割増係数については荷重係数の中で反映されるような検討方法を考える必要がある。

表 3.2.1 過去の道路橋示方書における各編の許容応力度の割増係数

荷重の組合せ	II 鋼橋編		III コンクリート 橋編	IV 下部構造編	
	鋼部材	RC 部材		鉄筋・無筋 コンクリート	鋼構造
主荷重＋主荷重に相当する特殊荷重	1.00		1.00	1.00	
主荷重＋主荷重に相当する特殊荷重 ＋温度変化	1.15		1.15	1.15	
主荷重＋主荷重に相当する特殊荷重 ＋風荷重	1.25		1.25	1.25	
主荷重＋主荷重に相当する特殊荷重 ＋温度変化＋風荷重	1.35		1.35	1.35	
主荷重＋主荷重に相当する特殊荷重 ＋制動荷重	1.25		1.25	1.25	
主荷重＋主荷重に相当する特殊荷重 ＋衝突荷重	1.70	1.50	1.50	1.50	1.70
活荷重及び衝撃以外の主荷重 ＋地震の影響	1.50		1.50	1.50	
風荷重	1.20		1.20	—	
施工時荷重	1.25		1.25	1.50 (1.25)	
活荷重及び衝撃以外の主荷重 ＋地震の影響＋温度変化の影響	1.70		1.65	1.65	1.70

表 3.2.2 安全率の配分について

安全率	安全率の配分
許容応力度の割増係数	<u>作用側</u>で考慮 内訳は明確ではないが、過去の経緯から作用の組合せ結果の頻度調整の意味が大きい（考慮する荷重の数により発現頻度が変化し、組合せ数が増加すると稀な発現頻度となり、かつ、特性値の規模を保ったままとみなせる足し合わせはさらに稀である）。
部材や橋の状態や材料特性に依存する安全率	<u>抵抗側</u>で考慮
その他の安全率	<u>抵抗側</u>で考慮 作用と抵抗との間にとる安全余裕であるが、本検討では便宜上抵抗側で取り扱うこととする。

3.2.2. 構造物・部材の形状や死荷重、その他永続荷重のばらつきと荷重係数

構造物・部材の形状や死荷重に関係する不確実性として、

- ・ その時々での調達における使用材料、材料製造ライン等の違い
- ・ 材料の性質を部材の挙動に反映させる場合のモデル誤差（例えば鉄筋量や部材断面寸法に応じて、同一コンクリート部材中でもクリープ挙動や乾燥収縮挙動に空間分布があることが知られている）¹⁾²⁾。
- ・ 型枠等の製作精度などに伴う寸法の違い

などがある。このようなばらつきを表すための死荷重やその他永続荷重のばらつきは、

- ・ 建設された構造物、部材の標準的な単位体積重量に対する実際の構造物の単位体積重量の違い
- ・ クリープや乾燥収縮のパラメータの標準値に対する実際の材料試験値のばらつき
- ・ 材料試験値を基に部材が受ける長期荷重を予測するときに含まれるモデル誤差

などである。すなわち、死荷重、その他永続荷重の統計量は、一定のプロセスと施工管理の下で作られた橋や部材について、計算によって得られる死荷重やその他永続荷重の特性値と実測値の比の統計量に等しい。

このような特性値各々に対して一定の荷重係数を乗じることにより、死荷重やその他永続荷重の設計値が得られる。本研究では、一定の基準のもとで設計し、一定の品質規格を満足した材料を調達し、適切に施工した橋や部材の死荷重やその他永続荷重が、それぞれの設計値を上回ることを一定の割合以下になることを保証するように荷重係数を決定する。例えば、死荷重であれば荷重係数は以下の式(3.2.3) のとおり設定される。

$$S_{Dd} = \eta_D \cdot \gamma_D \cdot S_{Dk} = \eta_D \cdot (1 \pm k \cdot V_{SD}) \cdot S_{Dk}, \quad \gamma_D = 1 \pm k \cdot V_{SD} \quad \dots\dots\dots (3.2.3)$$

ここに、 S_{Dd} : 死荷重の設計値

γ_D : 死荷重の荷重係数

V_{SD} : 死荷重の変動係数

k : 確からしさを設定するための係数

η_D : 変動作用と組み合わせるときの補正係数

3.2.3. 完成後の構造物に作用する変動作用の組合せとばらつき

橋は完成後または供用開始後に、大きさや組合せが時々刻々と変化する各変動作用の同時載荷を受ける。作用が橋に与える影響度を測る手法に決まったものは無いが、影響度は橋や部材の構造にも依存する。したがって、本研究では荷重を評価する上での参照期間を 100 年としたときに、参照期間中に各変動作用が時々刻々と与える影響を各部材の発生断面力の履歴として評価する。

各変動作用が橋に与える影響を評価する方法として、例えば式(3.2.4) のような考え方がある。

$$S_d = \sum S_{di} = \sum \gamma_i \cdot S_i = \sum [(1 + k \cdot V_i) \cdot S_i], \quad \gamma_i = 1 + k \cdot V_i \quad \dots\dots\dots (3.2.4)$$

ここに、 S_d : 設計作用

γ_i : 変動作用 S_i の荷重係数

V_i : 変動作用 S_i の参照期間中の最大値分布の変動係数

k : 信頼性水準を調整するための係数

例えば、米国 AASHTO 基準では式(3.2.4) の考え方が用いられているが、荷重組合せは従前の許容応力度法で考慮されていたものから変わっておらず、許容応力度法のときの限られた荷重組合せに対

して各荷重の最大値同士を重ね合わせることが設計の与条件とされている。しかし、この方法の問題点は 2 点ある。まず、安全側に評価された設計作用の単純重ね合わせになるので、考慮する作用の種類が増えるほど現実の同時載荷状況とはかけ離れて、過大評価を与えることである。次に、橋が置かれる状況の信頼性を直接的に説明できないことである。言い換えると、荷重組合せの結果として橋が置かれる同時載荷状況や橋に実際に生じる応答の水準が参照期間中にどの程度の頻度で生じ得るものかについて明らかでない。また、このような方法は、それまでの永い経験に基づいて適宜に修正が加えられてきた従来の体系が確保していると考えられる安心を基本に、大幅な変更を加えることに対しては慎重な考え方であるが、方法論としては経験ベースであることから、経験の乏しい形式や規模の橋では、それぞれの部材が分担する各荷重の寄与度やそれに応じて各荷重のばらつきが部材に与える影響の感度が従来形式と異なってくる可能性に対しては適用し難い。

これに対して、本研究では参照期間中の任意の時刻において橋が置かれる状況を、同時載荷状況や同時載荷に対する応答規模の発生頻度に説明性を持たせて作用の組合せを表現する。したがって、荷重係数のキャリブレーションにおいては、荷重組合せをあらかじめ限定することなく、また各荷重組合せにおいて荷重係数を 1 または 0 とするかどうかなく、参照期間中に部材に大きな断面力が生じるときの各荷重の内訳と寄与率を係数として特定できるような方法を用いる必要がある。方法論としても、経験に乏しい形式や規模の橋であっても同様にシミュレーションが行え、最も厳しい応力状態をもたらす荷重同時載荷状況の概略をつかめる点で優れている。なお、これは設計基準が従来の荷重組合せや最近の橋梁の構造諸元、不具合などその他の事実や経験的判断、割切りを考察して荷重組合せや係数を与えることを否定するものではない。

3.2.4. 各橋梁の信頼性指標の評価

任意の橋において 100 年間（または参照期間）の任意時刻の状況に対して、照査式を満足しないことが一定の割合以下であることを評価するときの確率過程や統計的性質の考慮の枠組みを表 3.2.3～表 3.2.5 にまとめる。このとき、永続荷重も変動荷重も確率過程として扱うときの荷重組合せについて検討しようとする、表 3.2.4 または表 3.2.5 で扱うことが考えられる。

表 3.2.4 と表 3.2.5 の違いの概念図を図 3.2.1 に示す。断面力 100 年最大値分布から目標とするフラクタイル値に対応して抽出される断面力標本の中の各荷重の大きさの内訳を見たとき、断面力としての確率水準を揃えるので、当該橋の死荷重の確率水準が異なれば断面力標本に含まれる変動作用の確率水準も異なることが考えられる。したがって、表 3.2.5 のように 100 年間のシミュレーションを複数回繰り返すときに参照期間（100 年）ごとに異なる死荷重値を確率的に与えて、それに対して参照期間中の変動作用の確率過程を与えたシミュレーション 100 年間分を 1 度実施し、各断面の断面力最大値標本を抽出し、次に、同じ橋梁に関して、死荷重値を確率に基づき更新したうえで、新たな変動作用の確率過程を与えたシミュレーションを実施するという過程の繰り返しを行うことで、当該橋梁の断面力の 100 年最大値分布を作成することも考えられる。この場合には、3.2.1. に述べた「B. 例えば 100 年間（または参照期間）時々刻々と変化する一組の状況にある複数の橋について、1 回でも照査式を満足しないことがある橋が、複数の橋のうち一定の割合以下の数であること」を達成することで、「A. 任意の橋について、例えばある 100 年（参照期間）を設けて任意の時刻における状況を複数組の外力で考え、各 100 年間をサンプル（標本）として見たとき、ある照査式を満足しない 100 年の標本数が複数の 100 年間のうち一定の割合以下であること」を近似していることになる。表 3.2.4 の方法であっても、「A. 任意の橋について、例えばある 100 年（参照期間）を設けて任意の時刻における状況を複数

組の外力で考え、各 100 年間をサンプル（標本）として見たとき、ある照査式を満足しない 100 年の標本数が複数の 100 年間のうち一定の割合以下であること」に関して、検討対象橋梁数を増やすことで十分に信頼できる荷重係数値が見いだせると考えられるが、試算橋梁数（シミュレーションの着目断面の総数）が限定される場合には表 3.2.5 の方法による方が対象橋梁数の不足を補えるものと考えられる。したがって、本研究では表 3.2.5 の方法によって荷重係数を求める。

表 3.2.3 橋の性能評価の考え方（案 1）

荷重係数の算出		抵抗係数の算出
● 死荷重（および長期荷重）の統計量は、一定のプロセスで調達・施工管理して作られた橋を集めたときの重量のばらつき。 ● 荷重係数は $(1 \pm k V_{SD})$	橋を架橋した時点で決定される統計量	部材強度の統計量： ● 異なる地点・機関で行われた載荷試験データと設計式の比のばらつき ● 材料試験片・試験体の実際の強度と規格値の比のばらつき すなわち、一定のプロセスで調達・施工管理して作られた橋の部材を集めたとしたときの強度のばらつき。
シミュレーションを、以下の手順で実施 ● 変動作用のみを考慮して、当該橋の断面力 100 年最大値をもとめる。変動荷重が時々刻々作用する状況をシミュレーション。 ● 100 年最大値分布をつくるための各 100 年のシミュレーションは複数回実施。 ● 各断面力について、100 年間最大値が一定のフラクタイル値以下とならないような荷重標本を抽出した結果を用いて、各荷重の荷重係数を決定	架橋後の変動作用の同時載荷状況	
設計荷重は、 （あるフラクタイル値の死荷重） ＋ ...（その他永続荷重）... ＋（あるフラクタイル値の組合せ変動作用） として決定されたものを利用 （荷重組合せに応じて、変動作用については目標とするフラクタイル値を変更）	信頼性水準の設定	抵抗係数は、 ● 当該地点で同じ図面に基づいて 1 回だけ架けることを前提に、 ● どんな部材でも一定以上のフラクタイル値以上の強度が得られるように決定されたものを利用。 （※ 部材強度の設計は、死荷重，死荷重＋活荷重，死荷重＋活荷重＋温度...，並びに地震を含む組合せなど，組合せによらず同じ抵抗係数を用いることを指向。）

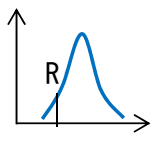
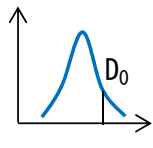
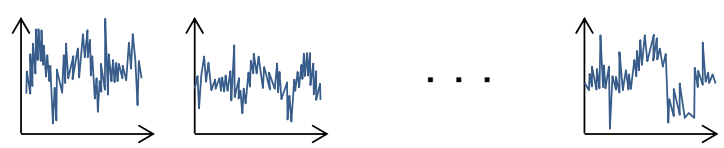
表 3.2.4 橋の性能評価の考え方（案 2）

荷重係数の算出		抵抗係数の算出
● 死荷重（および長期荷重）の統計量は、一定のプロセスで調達・施工管理して作られた橋を集めたときの重量のばらつき。 ● 荷重係数は $(1 \pm k V_{SD})$ ● 荷重組合せに関する低減係数は別途以下のシミュレーション結果に基づき決定。	橋を架橋した時点で決定される統計量	部材強度の統計量： ● 異なる地点・機関で行われた載荷試験データと設計式の比のばらつき ● 材料試験片・試験体の実際の強度と規格値の比のばらつき すなわち、一定のプロセスで調達・施工管理して作られた橋の部材を集めたとしたときの強度のばらつき。
シミュレーションを、以下の手順で実施 ● 当該橋梁の死荷重を確率的にひとつ決定。 ● 当該橋の断面力 100 年最大値をもとめるときには、そこにその他の変動荷重が時々刻々作用する状況をシミュレーション。 ● 100 年最大値分布をつくるための各 100 年のシミュレーションは複数回実施。ただし、死荷重は、橋を架橋した時点で決定される量であるため、全 100 年の死荷重は一定。	架橋後の変動作用の同時載荷状況	
荷重係数（組合せ係数）は、 ● 当該地点で同じ図面に基づいて 1 回だけ架けることを前提に、 ● 完成した構造なりの死荷重や長期荷重を考慮して、 ● 一方では各回の橋が受ける荷重の確率過程 100 年分を複数回シミュレーションした結果に基づき、 ● 各断面力について、100 年間最大値が一定のフラクタイル値以下とならないような荷重標本を抽出した結果を用いて、決定されたものを利用 （荷重組合せに応じて、目標とするフラクタイル値を変更）	信頼性水準の設定	抵抗係数は、 ● 当該地点で同じ図面に基づいて 1 回だけ架けることを前提に、 ● どんな部材でも一定以上のフラクタイル値以上の強度が得られるように決定されたものを利用。 （※ 部材強度の設計は、死荷重，死荷重＋活荷重，死荷重＋活荷重＋温度…，並びに地震を含む組み合わせなど，組合せによらず同じ抵抗係数を用いることを指向。）

表 3.2.5 橋の性能評価の考え方（案 3）

荷重係数の算出		抵抗係数の算出
● 死荷重（および長期荷重）の統計量は、一定のプロセスで調達・施工管理して作られた橋を集めたときの重量のばらつき。 ● 荷重係数及び組合せに関する低減係数は別途以下のシミュレーション結果に基づき決定。	橋を架橋した時点で決定される統計量	部材強度の統計量： ● 異なる地点・機関で行われた載荷試験データと設計式の比のばらつき ● 材料試験片・試験体の実際の強度と規格値の比のばらつき すなわち、一定のプロセスで調達・施工管理して作られた橋の部材を集めたとしたときの強度のばらつき。
シミュレーションを、以下の手順で実施 ● 当該橋の断面力 100 年最大値をもとめるときには、時刻 $t=0$ の当該橋梁の死荷重を確率的に与えたうえで、そこにその他の変動荷重が時々刻々作用する状況をシミュレーション。 ● 100 年最大値分布をつくるための各 100 年のシミュレーションは複数回実施。死荷重も、100 年ごとに異なる値を確率的に与える。	架橋後の変動作用の同時載荷状況	
荷重係数（組合せ係数）は、 ● 当該地点で同じ図面に基づいて、シミュレーション回数回だけ架橋する場合も想定し、 ● それぞれの回に完成した構造なりの死荷重を考慮して（その他の長期荷重については全 100 年で同一とした）、 ● 各架橋回の橋が受ける荷重の確率過程は 100 年分を複数回シミュレーションし、 ● 当該橋梁の各断面力について、100 年間最大値が一定のフラクタイル値以下とならないような荷重標本を抽出した結果を用いて、死荷重係数も含めて決定されたものを利用 （厳密には、各発生死荷重に対して、複数回（X 回）の 100 年をシミュレーションしたうえで、次の発生死荷重なりのシミュレーションに移行するという、X 回×X 回のシミュレーション回数が必要） （荷重組合せに応じて、目標とするフラクタイル値を変更）	信頼性水準の設定	抵抗係数は、 ● 当該地点で同じ図面に基づいて 1 回だけ架けることを前提に、 ● どんな部材でも一定以上のフラクタイル値以上の強度が得られるように決定されたものを利用。 （※ 部材強度の設計は、死荷重，死荷重＋活荷重，死荷重＋活荷重＋温度…，並びに地震を含む組み合わせなど，組合せによらず同じ抵抗係数を用いることを指向。）

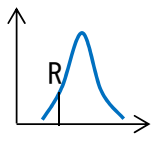
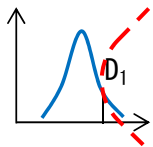
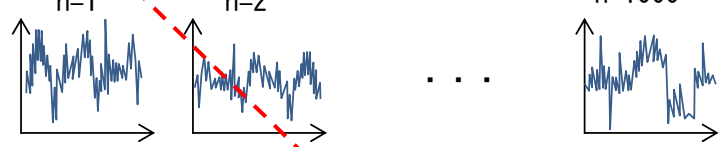
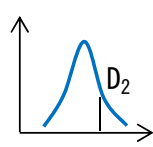
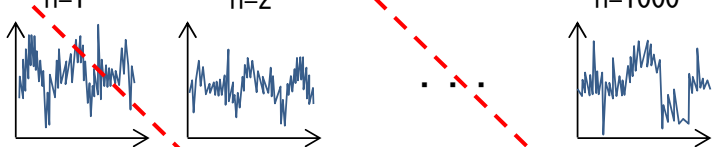
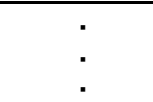
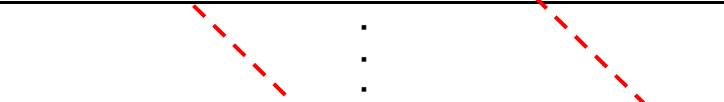
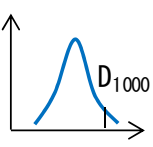
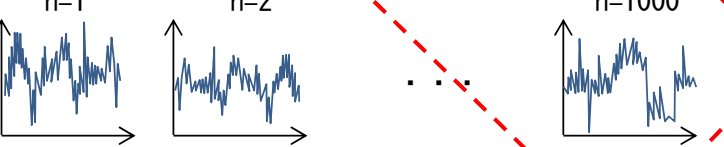
(表 3.2.4 の捉え方)

抵抗	死荷重	変動荷重(活荷重、温度等)
R 	D 	$n=1$ $n=2$... $n=1000$ 



ある橋の参照期間 100 年間に対する信頼性指標を求める場合

(表 3.2.5 の捉え方)

抵抗	死荷重	変動荷重(活荷重、温度等)
R 	D 	D_1 $n=1$ $n=2$... $n=1000$ 
	D_2 	D_2 $n=1$ $n=2$... $n=1000$ 
	$\vdots$ 	$\vdots$ 
	D_{1000} 	D_{1000} $n=1$ $n=2$... $n=1000$ 



本研究のシミュレーションで実施

ある地点に 1000 回橋を架けた場合も考慮して
参照期間 100 年間に対する当該橋の信頼性指標を求める場合

図 3.2.1 表 3.2.4 と表 3.2.5 の違いの概念図

3.3. 荷重の重ね方および組合せ断面力の評価方法の提案

3.3.1. シミュレーションの手順

ある橋梁に対してシミュレーションを行うときの手順を以下に示す。また、これらの手順のイメージを図 3.3.1、シミュレーションのフローを図 3.3.2 に示す。

- ① 各種荷重の発生頻度や強度分布などの統計的性質のデータベースを作成する。
- ② 各橋に対して、100 年の間、荷重は①でデータベース化した統計的性質に基づきモンテカルロシミュレーションでランダムに発生させることで、同時載荷状況の時系列確率過程を与え、100 年間における断面力の発生状態を算出する。この結果から、全ての着目断面毎にその 100 年間で最大の断面力と断面力の内訳としての荷重組合せおよび断面力に占める各種荷重の寄与分を保存する。
- ③ ②を複数回（例えば 1,000 回）繰り返す。
- ④ 着目断面、着目断面力の種類ごとに複数個（例えば 1,000 個）の 100 年最大値から断面力 100 年最大値分布を作成する。
- ⑤ 各着目断面と着目断面力について、予め設定する非超過確率の範囲内にある断面力 100 年最大値標本を抽出する。そして、全ての着目断面と着目断面力の 100 年最大値分布から抽出した 100 年最大値標本について荷重組合せおよび各荷重の寄与分をリスト化する。
- ⑥ 100 年最大値標本の作用別断面力と作用の特性値を載荷した時の断面力の比率を荷重係数として算出する。そして、膨大なリストから類似・重複するものは統合したり、ある荷重組合せを考慮することで安全側となってしまうような荷重組合せを取り除くことで、荷重組合せと荷重係数を絞り込む。

【荷重の重ね合わせ（同時載荷）の模式図】

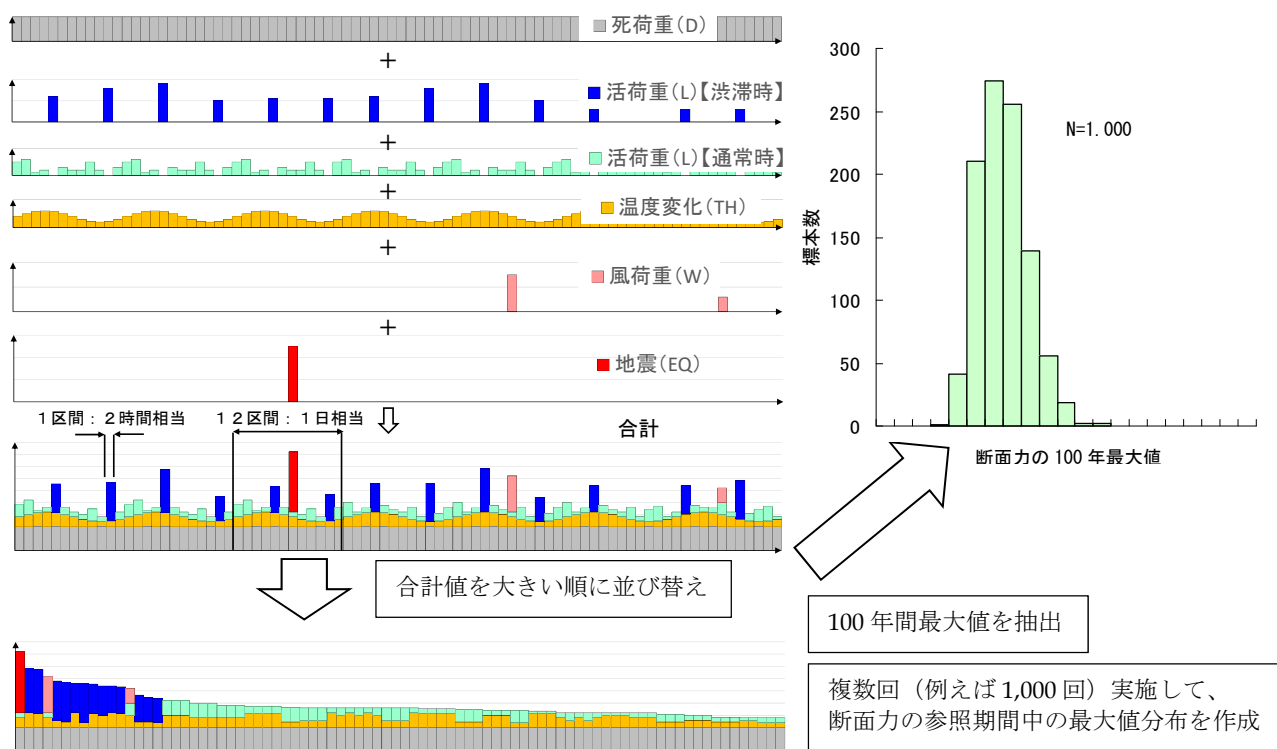


図 3.3.1 シミュレーションのイメージ図

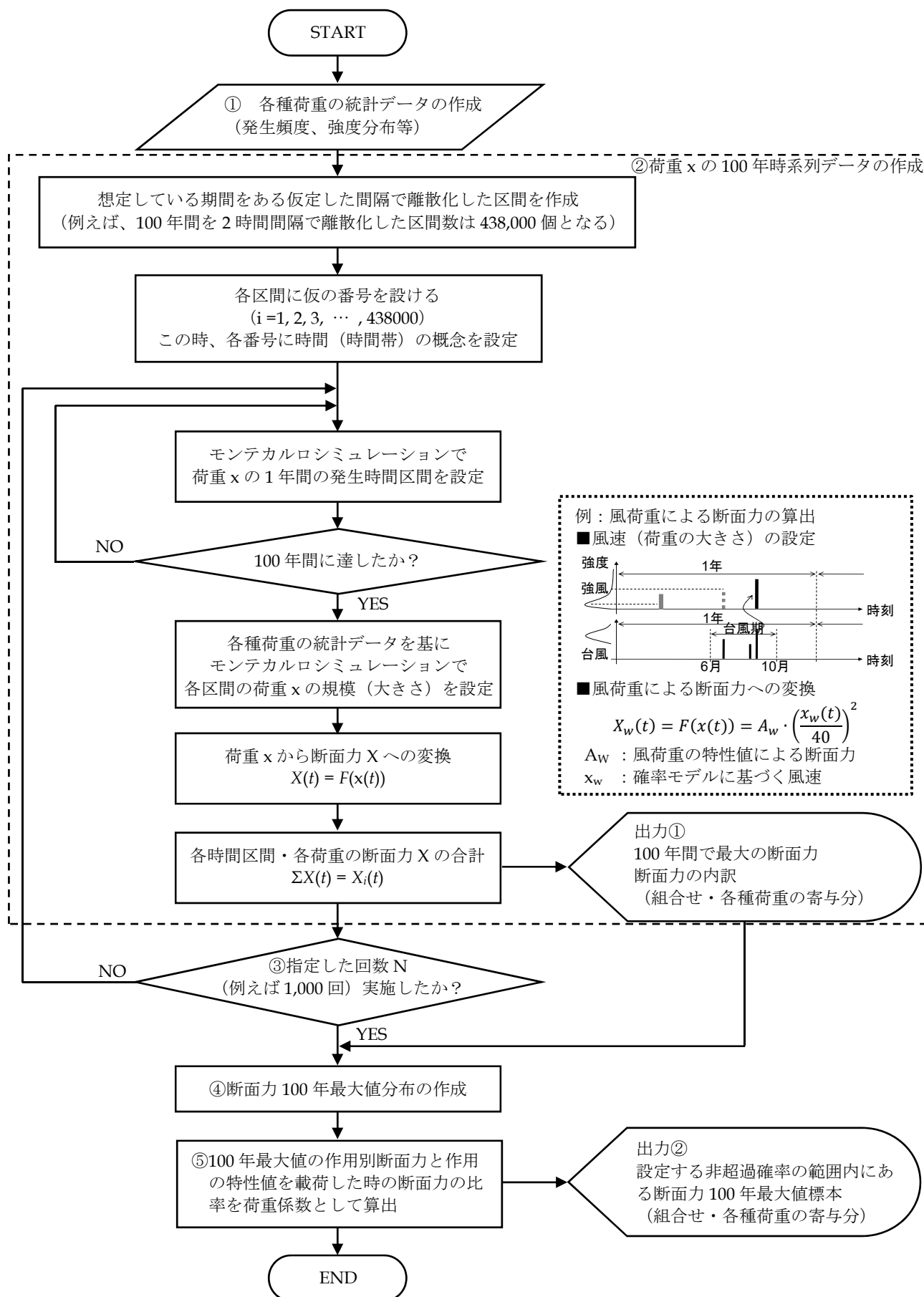


図 3.3.2 シミュレーションのフロー

3.3.2.1 橋あたりのシミュレーションの回数

本研究におけるシミュレーションは、参照期間 100 年を一定時間間隔で離散化する。そして、ある時刻における各種荷重は独立した確率量とし、その値はモンテカルロシミュレーションによって与える。

後述の 4.3.～4.6.に示す各種荷重の発生頻度の整理結果から、荷重の継続時間は 2 時間程度を見込めばよいと考えられる。そのため、本研究で用いる B-C モデルは 1 年間を 4,380 区間（1 区間は 2 時間相当）とし、参照期間 100 年間を 438,000 区間に分割するものとした。また、これを 1,000 回繰り返すことを前提とする。

以下では、100 年間の最大の断面力、および各荷重の最大値を 100 年間×1,000 回のシミュレーションで把握できるかという観点で、時間分割数の妥当性を確率・統計的に考察する。

(1). 参照期間中の各荷重の最大値を求めるのに必要な標本数の理論値

モンテカルロシミュレーションにて、それぞれ指定する確率分布を持つ乱数の生成が行うが、モンテカルロシミュレーションから得られる 100 年最大値分布の精度は、標本の大きさ n が大きくなるにつれて上昇する。この精度は解の変動係数 COV によって評価できる³⁾。

大きさ n の標本によって確率 P を推定する場合、標本平均 $\bar{p}$ は確率 P の不偏推定量として示される。また、 $\bar{p}$ の標本分散は式 (3.3.1) のように与えられる。

$$\sigma_{\bar{p}}^2 = \frac{\bar{p}(1-\bar{p})}{n} \dots\dots\dots (3.3.1)$$

したがって、モンテカルロシミュレーションにおける大きさ n の標本から推定された標本平均 $\bar{p}$ の変動係数 COV は式 (3.3.2) のようになる。

$$\text{COV}(\bar{p}) = \sqrt{\frac{(1-\bar{p})}{n\bar{p}}} \dots\dots\dots (3.3.2)$$

モンテカルロシミュレーションから得られる解の変動係数 COV を得るためには、同じシミュレーション過程を繰り返す必要があり、標本の大きさが n であるシミュレーションを N 回繰り返すことになる。その N 回のシミュレーションの平均と標準偏差から解の変動係数が推定される。式 (3.3.2) を用いて標本の大きさ n を持つモンテカルロ解の誤差を評価すると、標本平均 $\bar{p}$ の推定値に許容される誤差を仮定することで、必要とされるモンテカルロシミュレーションの標本の大きさ n を求めることも可能となる。

$$\text{error}(\%) = 200 \sqrt{\frac{1-\bar{p}}{n\bar{p}}} \dots\dots\dots (3.3.3)$$

モンテカルロ解の誤差(error)を 1%と仮定した場合に、必要とされるモンテカルロシミュレーションの標本の大きさ n は式 (3.3.4) のようになる。例えば、標本平均 $\bar{p} = 0.50$ として求めると 40,000 回の解が得られる。

$$\text{error}(\%) = 200 \sqrt{\frac{1-\bar{p}}{n\bar{p}}} = 200 \sqrt{\frac{1-0.50}{n \cdot 0.50}} = 1(\%) \quad \therefore n = 40,000 \quad \dots\dots\dots (3.3.4)$$

(2). 100 年間の時間分割数

例えば文献によれば、米国やノルウェーにおける構造物の設計基準が規定する許容破壊確率は 10^{-5} ～ 10^{-3} 程度のオーダーといわれているようである⁴⁾。モンテカルロシミュレーションを用いて、構造物の破壊確率のような非常に小さな値（例えば、 10^{-4} のオーダー）を対象とした数値計算を行う場合、非常に小さな値に対して十分な精度の推定値を得るためには、標本の大きさ n は少なくとも破壊確率の逆数の 10 倍程度を必要とする⁵⁾。このような標本数の考え方を参考に、モンテカルロシミュレーションの標本の大きさ n を式 (3.3.4) の 10 倍程度とすると、参照期間 100 年間を 400,000 区間以上で表すこととなる。本研究で用いる時間分割数は 438,000 区間であることから、式 (3.3.4) を基に算出した時間分割数を確保している。

(3). シミュレーションの繰り返し回数

供用中に橋が置かれる状況は多岐にわたる作用の無数の組合せの継続であり、これらの全てを対象に設計でそれぞれを考慮することは不可能である。したがって、橋の性能を評価する上で支配的となる状況を抽出して設計で考慮するために、荷重とその組合せは橋の要求性能を照査する上で最も不利となり得るようにそれらを組み合わせたものとする。そこで、荷重シミュレーションにおいては、荷重そのものの大小ではなく、参照期間中に時々刻々と各作用が発生している時の着目断面の発生断面力が最大となった時をもって、当該部材が最も不利な状況におかれているものとみなす。しかし、1 回の荷重シミュレーションで算出される断面力は標本依存性を有する。そこで、荷重シミュレーションを十分な回数実施することで、十分な数の標本から断面力最大値分布を作成し、確率・統計的な観点からも当該部材が最も不利な状況におかれている時の荷重の組合せと大きさの代表的な値を抽出することで、標本依存性を排除するものとした。

6 章の、荷重組合せ・荷重係数を推定するためのモンテカルロシミュレーションでは、シミュレーションで得られた標本について、ある着目する確率水準の標本だけでなく、その断面力値 $\pm 10\%$ の標本も同等の確率水準の標本として抽出して分析している。このため、そこまで厳格に誤差評価をする必要はないと考えられるが、仮に式 (3.3.4) に示したモンテカルロ解の誤差(error)を 1% とした場合、シミュレーションの繰り返し回数 N はモンテカルロ解の誤差の逆数の 10 倍として 1,000 回が必要となる。そこで、本研究では参照期間 100 年を 1,000 回繰り返して断面力最大値分布を作成するものとした。

(4). 各種荷重のシミュレーション回数の位置づけ

ここでは、後述の 4.3.～4.6. に示す各種荷重の発生頻度の設定を基に、シミュレーションにおいて極値を取りこぼす可能性を確認しておく。

1). べき乗による推定法

べき乗による推定法は、1 回の事象が起こる確率と構造物の参照期間内における非超過確率の関係がべき乗に従うと仮定するものであり、式 (3.3.5) の関係が成り立つ⁶⁾。

$$F_{max}(x) = [F(x)]^N \dots\dots\dots (3.3.5)$$

ここに、 x : ある 1 回の事象が発生した時の構造物の応答値
 F : 1 回の事象が起こる確率に関する累積分布関数
 $F(x)$: 1 回の事象の非超過確率

F_{max} : 1回の事象が参照期間中に発生する確率の累積分布関数

$F_{max}(x)$: 参照期間における非超過確率

N : 参照期間における事象の発生頻度

式 (3.3.5) の関係を用いて、例えば参照期間 100 年での非超過確率 95%に相当する事象の発生確率は式 (3.3.6) から算出することができる。ここで、発生確率 $F(x)$ を算出するためには、対象とする事象の発生頻度（例えば 1 日あたりの発生頻度）の設定が必要となる。

$$F_{max}(x) = 0.95 = [F(x)]^{100 \times 365 \times n} \dots\dots\dots (3.3.6)$$

ここに、 n : 1 日あたりの事象の発生頻度

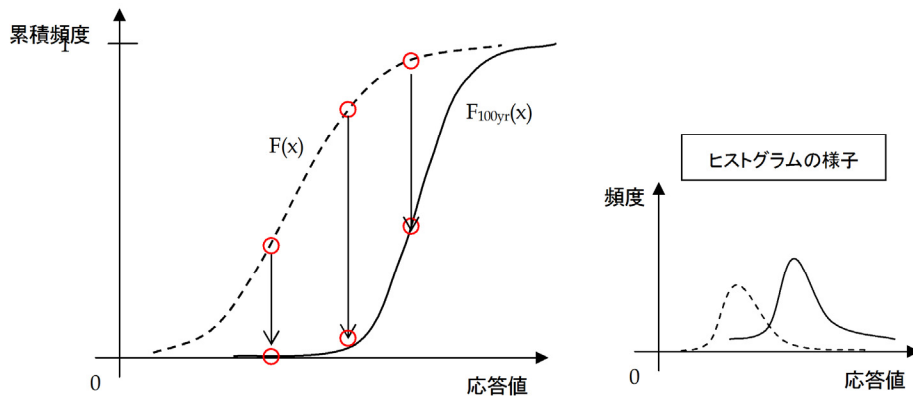


図 3.3.3 ベき乗による推定法のイメージ

表 3.3.1 に 1 回の事象の発生確率に関する累積分布関数 F として日最大値分布、月最大値分布、および年最大値分布を仮定した場合の 1 回の事象の非超過確率 $F(x)$ の算出結果を示す。ここで、表 3.3.1 に示すシミュレーションの区間数は、1 回の事象の非超過確率 $F(x)$ の逆数であり、参照期間 100 年での非超過確率 95%に相当する事象を算出するのに必要となる時間分割を示している。

表 3.3.1 ベき乗による推定法を用いたシミュレーションの区間数の算出

	発生頻度 (1日あたり) n [回]	参照 期間 [年]	参照期間の 非超過確率 $F_{max}(x)$	1回の事象の 非超過確率 $F(x)$	シミュレーション の区間数 [個]
日最大値分布	1.000	100	0.95	0.999998595	711,594
月最大値分布	0.033	100	0.95	0.999957257	23,395
年最大値分布	0.003	100	0.95	0.999487199	1,950

2). 各種荷重の計算回数確率統計的な位置付け

後述の 4.3.～4.6.に示すシミュレーションで発生させる各種荷重の発生頻度を基に、ベき乗による推定法を用いてシミュレーションにおける時間軸の離散化数（必要区間数）の確率統計的な位置付けを調べた結果を

表 3.3.2 に示す。ここに、シミュレーションでの必要区間数は、参照期間 100 年の非超過確率 95%値あるいは 99%値に相当する値を算出するための必要区間数を算出したものである。また、シミュレーションでの発生区間数は、100 年×1,000 回のシミュレーションの中で発生する B-C モデルの区間の個

数を算出したものである。

この結果から、シミュレーションにおける各種荷重の発生区間数は参照期間 100 年の 99% 値を算出するのに必要となる区間数の 10 倍程度を確保していることとなる。つまり、参照期間 100 年の非超過確率 95% 値あるいは 99% 値が 100 年×1,000 回の中で複数回発生するような区間数を確保していることから、本検討における参照期間 100 年の断面力最大値分布の算出結果は各種荷重の極値を取りこぼす可能性は十分小さいと判断した。

表 3.3.2 シミュレーションにおける区間数

(a) 参照期間 100 年間で非超過確率 95% 値の算出に必要な B-C モデルの区間数

	発生頻度 (1日あたり) n [回]	参照 期間 [年]	参照期間の 非超過確率 Fmax(x)	1回の事象の 非超過確率 F(x)	シミュレーション での必要区間数 [個]	シミュレーション での発生区間数 [個]	発生区間数 / 必要区間数
活荷重	2.000	100	0.95	0.999999297	1,423,188	73,000,000	51.29 倍
地震の影響	0.033	100	0.95	0.999957257	23,395	1,200,000	51.29 倍
観測値	温度変化の影響	1.000	0.95	0.999998595	711,594	36,500,000	51.29 倍
	風荷重	0.033	0.95	0.999957257	23,395	1,200,000	51.29 倍

(b) 参照期間 100 年間で非超過確率 99% 値の算出に必要な B-C モデルの区間数

	発生頻度 (1日あたり) n [回]	参照 期間 [年]	参照期間の 非超過確率 Fmax(x)	1回の事象の 非超過確率 F(x)	シミュレーション での必要区間数 [個]	シミュレーション での発生区間数 [個]	発生区間数 / 必要区間数
活荷重	2.000	100	0.99	0.999999862	7,263,439	73,000,000	10.05 倍
地震の影響	0.033	100	0.99	0.999991625	119,399	1,200,000	10.05 倍
観測値	温度変化の影響	1.000	0.99	0.999999725	3,631,720	36,500,000	10.05 倍
	風荷重	0.033	0.99	0.999991625	119,399	1,200,000	10.05 倍

【参考文献】

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書〔設計編〕、pp. 105-108、2012
- 2) 高梅克彦、浜田純夫：クリープ・乾燥収縮モデルのばらつき感度、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 20、No. 2、pp. 697-702、1998
- 3) 伊藤學、亀田弘行監修：土木・建築のための確率・統計の基礎、丸善株式会社、2007
- 4) 星谷勝、石井清：構造物の信頼性設計法、鹿島出版会、1986

- 5) 室津義定、米澤政昭、邵曉文：システム信頼性工学、共立出版株式会社、1996
- 6) （社）日本道路協会：限界状態設計法分科会荷重検討班第一次報告書、1986

4. 入力する荷重の確率モデル

4.1. 荷重の種類と季節区分の考慮

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 モデルを用いてモデル化する。本研究では、1 年間を 4,380 の互いに独立した時間区間に分割した B-C モデルを用いる。各種荷重は、それぞれ独立した確率過程として、発生頻度と時刻、規模（荷重の大きさ）を表 4.1.1 に示すように与える。ある部材の断面力 100 年最大値を求めるときには、時刻 $t=0$ にて当該橋梁の死荷重を確率的に与えたうえで、そこにその他の変動荷重を時々刻々と与えていく。そのため、変動作用の規模が死荷重に起因している場合は、時刻 $t=0$ にて確率的に与えた死荷重を用いて算出するのが実態に合った状況となる。また、地震の影響は、その発生時刻において生じている作用による慣性力として、時刻 $t=0$ にて確率的に与えた死荷重、活荷重、および雪荷重による慣性力を考慮するのが実態に合った状況と考えられる。しかし、本研究は荷重組合せと荷重係数のおおよその範囲を推定するものであり、ある荷重によるその他の荷重への影響は考慮せずに、各種荷重は互いに独立（連動しない）であるものとしてシミュレーションを実施する。なお、各種荷重の確率モデルの詳細は 4.2. から 4.7. に示す。

本研究では、各種荷重の発生頻度は 1 年間の発生時間区間数によって設定し、1 年のうちの発生時刻はポアソン過程を用いて設定することを基本とする。これを年ごとに更新しながら 100 回繰り返すことで、100 年間のシミュレーションとなる。なお、ポアソン過程を用いて 100 年のうちの発生時刻を設定することが直接的であるが、ここで行うような仮定で計算した結果であっても多数回シミュレーションした結果を最終的に用いることを考えれば、100 年のうちの発生時刻を直接設定した結果とほとんど差がないと考えている。

表 4.1.1 各種荷重の発生頻度と値の設定

荷重の種類		発生頻度（1 年間）	発生時刻	規模（荷重の大きさ）
永続作用	死荷重(D)	全区間	死荷重の確率分布モデルを用いて $t=0$ にて 100 年間の初期値を確率的に与える。その後の 100 年間は一定とする。（次の 100 年では $t=0$ にて更新する。）	
	活荷重(L) 【渋滞時】 【通常時】	【渋滞時】 730 区間 【通常時】 渋滞時以外	渋滞発生時刻をポアソン過程により与える	平均大型車混入率を 10%, 30%, または 50% とした車両列スナップショットを確率的に構成し、与える
変動作用	温度変化の影響 (TH)	全区間	日最大・最小値を 6 区間ごとに交互に与え、その他の区間は正弦波で補間する。	日最大・最小値分布（日最高・最低気温の月平均値に関する年ごとの最大・最小値の分布）の確率分布モデルによって与える
	風荷重(W) 【季節風】	12 区間	ポアソン過程による	月最大値分布（10 分間平均風速の月最大値の分布）の確率分布モデルによって与える
	風荷重(W) 【台風】	表 4.1.2 に示す台風発生期の中で 3 区間	ポアソン過程による	月最大値分布（台風の 10 分間平均風速最大値の分布）の確率分布モデルによって与える
	地震の影響(EQ)	12 区間	ポアソン過程による	月最大値分布（加速度の月最大値の分布）の確率分布モデルによって与える
	雪荷重(SW)	表 4.1.2 に示す積雪期の全区間	道路橋示方書・同解説（平成 24 年）I 共通編 2.2.12 解説に示される十分圧縮された雪の上を自由に車両が通行する場合による確定値	

各種荷重がそれぞれの時刻で発生するときの規模（荷重の大きさ）は、観測記録等の実現象に基づくデータに確率分布をあてはめた分布モデルを用いたモンテカルロシミュレーションで都度与える。台風や雪荷重のような季節性の影響を受ける荷重を考慮するときには、表 4.1.2 に示す季節区分を設けて各種荷重の規模の確率分布モデルを使い分ける。

表 4.1.2 に示した台風発生期は、気象庁が公表している 1951～2007 年までのデータ（<http://www.data.jma.go.jp/fcd/yoho/typhoon/statistics/accession/index.html>、2017 年 12 月 4 日時点）を基に設定した。全国的な台風発生時期の傾向を確認する目的で、4 つの想定地域（関東、東北、近畿、九州）ごとに台風発生時期を比較した結果を図 4.1.1 に示す。ここで、台風接近数は台風中心が気象官署から 300km 以内に入った数である。この結果から、4 地域とも年間の台風のうち 6～10 月に 90%以上が集中しているため、本研究における台風発生期は 6～10 月を想定した。また、表 4.1.2 に示した積雪期は、積雪の多い東北・北陸・北海道より、青森・新潟・札幌の月平均積雪日数を基に設定した。図 4.1.2 に示す結果から、年間の積雪の約 9 割は 12～3 月に発生しているため、本研究における積雪期は 12～3 月を想定した。

表 4.1.2 各種荷重の季節性を考慮した入力データの使い分け

荷 重		右記以外	台風発生期	積雪期
温度変化の影響(TH)		右記以外の気温分布	台風発生期の気温分布	積雪期の気温分布
風荷重(W)	季節風	右記以外の風速分布	台風発生期の風速分布	積雪期の風速分布
	台風	考慮しない	台風発生期の風速分布	考慮しない
雪荷重(SW)		考慮しない		現行基準による確定値

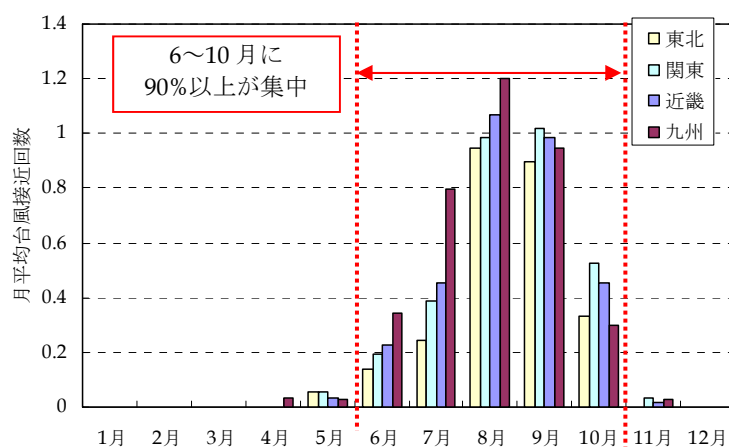


図 4.1.1 全国的な台風接近回数の傾向

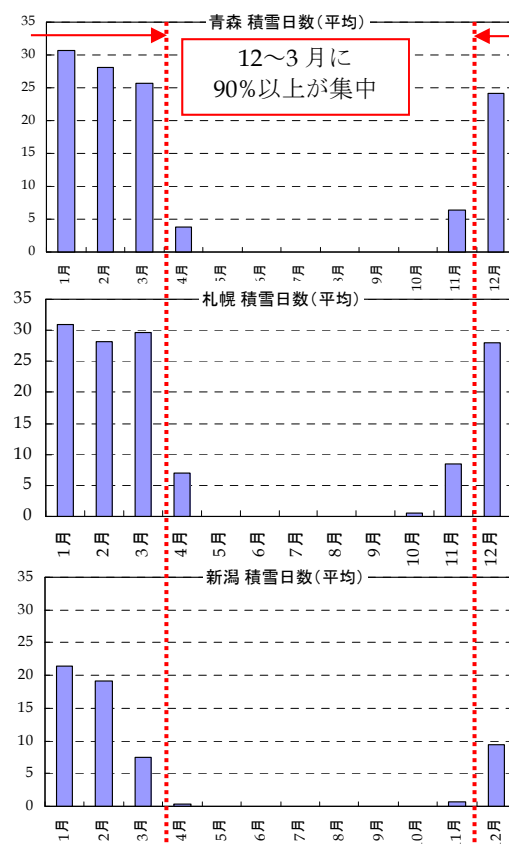


図 4.1.2 積雪の多い地域における平均積雪日数の傾向

4.2. 死荷重(D)

4.2.1. 死荷重のばらつき要因

道路橋示方書（平成 24 年）Ⅰ共通編 2.2.1 の条文では、死荷重は材料の単位体積重量を適切に評価して設定するものとしており、具体的には表 4.2.1 に示す単位体積重量を用いても良いとしている。

表 4.2.1 材料の単位体積重量（単位：kN/m³）

材料	単位体積重量
鋼 ・ 鋳 鋼 ・ 鍛 鋼	77.0
鋳 鉄	71.0
ア ル ミ ニ ウ ム	27.5
鉄 筋 コ ン ク リ ー ト	24.5
プレストレストコンクリート	24.5
コ ン ク リ ー ト	23.0
セ メ ン ト モ ル タ ル	21.0
木 材	8.0
歴 青 材 （ 防 水 用 ）	11.0
ア ス フ ァ ル ト 舗 装	22.5

死荷重は、本体死荷重（構造物自身や舗装、地覆等）と付加死荷重（添架物や検査路、遮音壁等）に大別される。本体死荷重のばらつき要因は、製作・施工上のばらつきである寸法のばらつき、あるいは単位重量のばらつきなどが挙げられる。本体死荷重は、橋梁本体ならびに舗装、地覆等の全ての固定部分の重量であるため、橋梁の供用中に持続して作用し、供用中の変動はあまり考えられない。単位重量のばらつきは表 4.2.1 に示した値との差が小さく、標準偏差もほぼ無視できるほど小さい。また、付加死荷重は供用後に設置される構造物によるものであり、寸法のばらつきや単位重量のばらつきが死荷重のばらつき要因となる。供用後に何らかの理由で付加される死荷重を想定できればよいが、設計時点で付加死荷重を想定することは難しい。以上を総合的に考慮し、本研究における死荷重の確率モデルは、これだけとは言わないが検討の単純化のために、主には部材寸法のばらつきから仮定することにした。

4.2.2. 材料・部材別の死荷重のばらつき

(1). 上部構造に関する材料・部材別の死荷重のばらつき

既往の統計調査結果³⁾⁴⁾では、上部構造に関する死荷重のばらつきとして、表 4.2.2 に示す部材寸法のばらつきが示されている。なお、表 4.2.2 に示す値は設計値に対する実測値の比率の統計量を示しており、鋼部材およびコンクリート部材は断面積（幅と厚さの積）、鉄筋コンクリート床版および舗装は厚さに着目した調査結果を用いている。

本検討では、年代の違いによる死荷重特性の違いはないと考え、既往資料の統計量を用いて死荷重のばらつきを算出した。死荷重のばらつきは、構造あるいは材料によって異なる。例えば、鋼橋での鋼部材と鉄筋コンクリート床版、また舗装について、それぞれ死荷重のばらつきが異なるため、その比率により上部構造としての死荷重のばらつきが変わる。そのため、上部構造としての死荷重のばらつきは、鋼橋およびコンクリート橋の実橋における死荷重の内訳を基に設定するものとした。

表 4.2.2 上部構造に関する材料・部材別の死荷重のばらつき

材料・部材		分布型	平均値	標準偏差
鋼部材		正規分布	1.0098	0.0177
コンクリート桁	プレテンション方式	正規分布	1.0051	0.00364
	ポストテンション方式	正規分布	1.0043	0.00361
鉄筋コンクリート床版		正規分布	1.0500	0.0120
舗装		正規分布	1.0300	0.0500

※表中の値は、実測値/設計値に関する統計量を示す。

1). 鋼橋の死荷重のばらつき

コンクリート床版を有する鋼上部構造 8 橋、および鋼床版を有する鋼上部構造 2 橋を対象として、鋼部材、床版、および舗装の重量比を基に、上部構造全体の死荷重のばらつきを計算した結果を表 4.2.5～表 4.2.8 に示す。

コンクリート床版を有する鋼上部構造における死荷重のばらつきは表 4.2.6 の最大値を用いるものとするれば、平均値 $\mu=1.043$ 、標準偏差 $\sigma=0.012$ となる。また、鋼床版を有する鋼上部構造における死荷重のばらつきは表 4.2.8 の最大値を用いるものとするれば、平均値 $\mu=1.022$ 、標準偏差 $\sigma=0.017$ となる。

2). コンクリート橋の死荷重のばらつき

プレテンション方式のコンクリート上部構造 3 橋、およびポストテンション方式のコンクリート上部構造 5 橋を対象として、主桁、床版、および舗装の重量比を基に上部構造全体の死荷重のばらつきを計算した結果を表 4.2.9～表 4.2.12 に示す。

プレテンション方式のコンクリート上部構造における死荷重のばらつきは表 4.2.10 の最大値を用いるものとするれば、平均値 $\mu=1.022$ 、標準偏差 $\sigma=0.010$ となる。また、ポストテンション方式のコンクリート上部構造における死荷重のばらつきは表 4.2.12 の最大値を用いるものとするれば、平均値 $\mu=1.020$ 、標準偏差 $\sigma=0.011$ となる。

表 4.2.5～表 4.2.12 に示した上部構造全体の死荷重のばらつきは、以下に示す方法で算出している。
ここでは、表 4.2.5 に示したコンクリート床版を有する鋼上部構造の①単純合成鈑桁の算出例を示す。

a). 実橋における死荷重の内訳

対象橋梁の上部構造の死荷重の内訳を表 4.2.3 に示す。これは、既往の統計調査結果³⁾に示される部位別の重量比に基づいたものである。

表 4.2.3 上部構造の死荷重の内訳（鋼単純合成鈑桁・支間長 25.0m・全幅員 10.2m）

部位	重量比 w_i	材質
主桁	0.112	鋼
床版・地覆	0.725	RC
舗装	0.163	アスファルト
合計	1.000	

b). 部位別の死荷重のばらつき

表 4.2.3 に示した上部構造の各部位に対して、表 4.2.2 に示した死荷重のばらつきを考慮する。具体的には、表 4.2.4 に示す死荷重のばらつきを使用する。

表 4.2.4 上部構造の部位別の死荷重のばらつき

部位	表 4.2.2 の使用データ	分布型	平均値 μ_i	標準偏差 σ_i
主桁	鋼部材	正規分布	1.0098	0.0177
床版・地覆	鉄筋コンクリート床版		1.0500	0.0120
舗装	舗装		1.0300	0.0500

※表中の値は、実測値/設計値に関する統計量を示す。

c). 上部構造全体の死荷重のばらつきの算出

上部構造全体の死荷重のばらつきは、各部位の平均値 μ_i 、標準偏差 σ_i 、および部位別の重量比 w_i を用いて、以下のように算出する。

上部構造全体の死荷重の平均値 μ_D

$$\mu_D = \sum \mu_i w_i = 1.0098 \times 0.112 + 1.0500 \times 0.725 + 1.0300 \times 0.163 = 1.0423$$

上部構造全体の死荷重の標準偏差 σ_D

$$\sigma_D = \sqrt{\sum (\mu_i w_i)^2} = \sqrt{(0.0177 \times 0.112)^2 + (0.0120 \times 0.725)^2 + (0.0500 \times 0.163)^2} = 0.0121$$

表 4.2.5 コンクリート床版を有する鋼上部構造の死荷重のばらつきの計算

①単純合成鉄桁 支間長:25.0m 全幅員:10.2m

部位	使用データ	平均値 μ_i	標準偏差 σ_i	重量比 w_i	$\mu_i \times w_i$	$(\sigma_i \times w_i)^2$
主桁	鋼部材	1.0098	0.0177	0.112	0.11345	0.0000040
床版・地覆	RC床版	1.0500	0.0120	0.725	0.76093	0.0000756
舗装	舗装	1.0300	0.0500	0.163	0.16784	0.0000664
		上部構造全体の平均値 $\mu_D = \Sigma(\mu_i \times w_i) = 1.0422$ 上部構造全体の標準偏差 $\sigma_D = \sqrt{\Sigma(\sigma_i \times w_i)^2} = 0.0121$				

③単純合成鉄桁 支間長:44.0m 全幅員:10.2m

部位	使用データ	平均値 μ_i	標準偏差 σ_i	重量比 w_i	$\mu_i \times w_i$	$(\sigma_i \times w_i)^2$
主桁	鋼部材	1.0098	0.0177	0.179	0.18091	0.0000101
床版・地覆	RC床版	1.0500	0.0120	0.670	0.70354	0.0000646
舗装	舗装	1.0300	0.0500	0.151	0.15533	0.0000569
		上部構造全体の平均値 $\mu_D = \Sigma(\mu_i \times w_i) = 1.0398$ 上部構造全体の標準偏差 $\sigma_D = \sqrt{\Sigma(\sigma_i \times w_i)^2} = 0.0115$				

⑤連続非合成鉄桁 支間長:26.45+52.00+26.45m 全幅員:13.2m

部位	使用データ	平均値 μ_i	標準偏差 σ_i	重量比 w_i	$\mu_i \times w_i$	$(\sigma_i \times w_i)^2$
主桁	鋼部材	1.0098	0.0177	0.188	0.18965	0.0000111
床版・地覆	RC床版	1.0500	0.0120	0.653	0.68601	0.0000615
舗装	舗装	1.0300	0.0500	0.159	0.16361	0.0000631
		上部構造全体の平均値 $\mu_D = \Sigma(\mu_i \times w_i) = 1.0393$ 上部構造全体の標準偏差 $\sigma_D = \sqrt{\Sigma(\sigma_i \times w_i)^2} = 0.0116$				

⑦連続非合成箱桁 支間長:26.45+52.00+26.45m 全幅員:15.0m

部位	使用データ	平均値 μ_i	標準偏差 σ_i	重量比 w_i	$\mu_i \times w_i$	$(\sigma_i \times w_i)^2$
主桁	鋼部材	1.0098	0.0177	0.203	0.20499	0.0000129
床版・地覆	RC床版	1.0500	0.0120	0.694	0.72870	0.0000694
舗装	舗装	1.0300	0.0500	0.103	0.10609	0.0000265
		上部構造全体の平均値 $\mu_D = \Sigma(\mu_i \times w_i) = 1.0398$ 上部構造全体の標準偏差 $\sigma_D = \sqrt{\Sigma(\sigma_i \times w_i)^2} = 0.0104$				

②単純合成鉄桁 支間長:35.0m 全幅員:10.2m

部位	使用データ	平均値 μ_i	標準偏差 σ_i	重量比 w_i	$\mu_i \times w_i$	$(\sigma_i \times w_i)^2$
主桁	鋼部材	1.0098	0.0177	0.142	0.14294	0.0000063
床版・地覆	RC床版	1.0500	0.0120	0.701	0.73574	0.0000707
舗装	舗装	1.0300	0.0500	0.158	0.16247	0.0000622
		上部構造全体の平均値 $\mu_D = \Sigma(\mu_i \times w_i) = 1.0412$ 上部構造全体の標準偏差 $\sigma_D = \sqrt{\Sigma(\sigma_i \times w_i)^2} = 0.0118$				

④連続非合成鉄桁 支間長:2@49.0m 全幅員:10.7m

部位	使用データ	平均値 μ_i	標準偏差 σ_i	重量比 w_i	$\mu_i \times w_i$	$(\sigma_i \times w_i)^2$
主桁	鋼部材	1.0098	0.0177	0.191	0.19287	0.0000114
床版・地覆	RC床版	1.0500	0.0120	0.673	0.70665	0.0000652
舗装	舗装	1.0300	0.0500	0.136	0.14008	0.0000462
		上部構造全体の平均値 $\mu_D = \Sigma(\mu_i \times w_i) = 1.0396$ 上部構造全体の標準偏差 $\sigma_D = \sqrt{\Sigma(\sigma_i \times w_i)^2} = 0.0111$				

⑥連続非合成鉄桁 支間長:41.65+3@36.0+35.75m 全幅員:10.7m

部位	使用データ	平均値 μ_i	標準偏差 σ_i	重量比 w_i	$\mu_i \times w_i$	$(\sigma_i \times w_i)^2$
主桁	鋼部材	1.0098	0.0177	0.127	0.12824	0.0000051
床版・地覆	RC床版	1.0500	0.0120	0.750	0.78750	0.0000810
舗装	舗装	1.0300	0.0500	0.123	0.12669	0.0000378
		上部構造全体の平均値 $\mu_D = \Sigma(\mu_i \times w_i) = 1.0424$ 上部構造全体の標準偏差 $\sigma_D = \sqrt{\Sigma(\sigma_i \times w_i)^2} = 0.0111$				

⑧連続非合成箱桁 支間長:41.75+60.0+30.75m 全幅員:11.2m

部位	使用データ	平均値 μ_i	標準偏差 σ_i	重量比 w_i	$\mu_i \times w_i$	$(\sigma_i \times w_i)^2$
主桁	鋼部材	1.0098	0.0177	0.236	0.23831	0.0000174
床版・地覆	RC床版	1.0500	0.0120	0.638	0.66990	0.0000586
舗装	舗装	1.0300	0.0500	0.126	0.12978	0.0000397
		上部構造全体の平均値 $\mu_D = \Sigma(\mu_i \times w_i) = 1.0380$ 上部構造全体の標準偏差 $\sigma_D = \sqrt{\Sigma(\sigma_i \times w_i)^2} = 0.0108$				

表 4.2.6 コンクリート床版を有する鋼上部構造の死荷重のばらつきの計算結果

橋梁形式	支間	幅員	平均値 μ_D	標準偏差 σ_D
① 単純合成鉄桁	L=25.0m	B=10.2m	1.0423	0.0121
② 単純合成鉄桁	L=35.0m	B=10.2m	1.0412	0.0118
③ 単純合成鉄桁	L=44.0m	B=10.2m	1.0398	0.0115
④ 連続非合成鉄桁	L=2@49.0m	B=10.7m	1.0397	0.0111
⑤ 連続非合成鉄桁	L=26.45+52.00+26.45m	B=13.2m	1.0393	0.0116
⑥ 連続非合成鉄桁	L=41.65+3@36.0+35.75m	B=10.7m	1.0425	0.0111
⑦ 連続非合成箱桁	L=26.45+52.00+26.45m	B=15.0m	1.0398	0.0104
⑧ 連続非合成箱桁	L=41.75+60.0+30.75m	B=11.2m	1.0380	0.0108
	最大値		1.043	0.012

表 4.2.7 鋼床版を有する鋼上部構造の死荷重のばらつきの計算

①単純鋼床版箱桁 支間長:61.5m 全幅員:11.2m

部位	使用データ	平均値 μ_i	標準偏差 σ_i	重量比 w_i	$\mu_i \times w_i$	$(\sigma_i \times w_i)^2$
主桁・床版	鋼部材	1.0098	0.0177	0.588	0.59376	0.0001083
地覆	RC床版	1.0500	0.0120	0.189	0.19845	0.0000051
舗装	舗装	1.0300	0.0500	0.223	0.22969	0.0001243
		上部構造全体の平均値 $\mu_D = \Sigma(\mu_i \times w_i) = 1.0220$ 上部構造全体の標準偏差 $\sigma_D = \sqrt{\Sigma(\sigma_i \times w_i)^2} = 0.0154$				

②単純鋼床版鉄桁 支間長:38.6m 全幅員:18.8m

部位	使用データ	平均値 μ_i	標準偏差 σ_i	重量比 w_i	$\mu_i \times w_i$	$(\sigma_i \times w_i)^2$
主桁・床版	鋼部材	1.0098	0.0177	0.614	0.62002	0.0001181
地覆	RC床版	1.0500	0.0120	0.115	0.12075	0.0000019
舗装	舗装	1.0300	0.0500	0.271	0.27913	0.0001836
		上部構造全体の平均値 $\mu_D = \Sigma(\mu_i \times w_i) = 1.0199$ 上部構造全体の標準偏差 $\sigma_D = \sqrt{\Sigma(\sigma_i \times w_i)^2} = 0.0174$				

表 4.2.8 鋼床版を有する鋼上部構造の死荷重のばらつきの計算結果

橋梁形式	支間	幅員	平均値 μ_D	標準偏差 σ_D
① 単純鋼床版箱桁	L=61.5m	B=11.2m	1.0220	0.0154
② 単純鋼床版鉄桁	L=38.6m	B=18.8m	1.0199	0.0174
	最大値		1.022	0.017

表 4.2.9 プレテンション方式のコンクリート上部構造の死荷重のばらつきの計算

①単純プレテンT桁 支間長:10.0m 全幅員:10.2m

部位	使用データ	平均値 μ_i	標準偏差 σ_i	重量比 w_i	$\mu_i \times w_i$	$(\sigma_i \times w_i)^2$
主桁	プレテン桁	1.0051	0.0036	0.543	0.54574	0.0000039
床版・地覆	RC床版	1.0500	0.0120	0.267	0.28028	0.0000103
舗装	舗装	1.0300	0.0500	0.190	0.19579	0.0000903
		上部構造全体の平均値 $\mu_D = \Sigma(\mu_i \times w_i) = 1.0219$ 上部構造全体の標準偏差 $\sigma_D = \sqrt{\Sigma(\sigma_i \times w_i)^2} = 0.0102$				

②単純プレテンT桁 支間長:15.0m 全幅員:10.2m

部位	使用データ	平均値 μ_i	標準偏差 σ_i	重量比 w_i	$\mu_i \times w_i$	$(\sigma_i \times w_i)^2$
主桁	プレテン桁	1.0051	0.0036	0.573	0.57608	0.0000044
床版・地覆	RC床版	1.0500	0.0120	0.257	0.27018	0.0000095
舗装	舗装	1.0300	0.0500	0.170	0.17461	0.0000718
		上部構造全体の平均値 $\mu_D = \Sigma(\mu_i \times w_i) = 1.0209$ 上部構造全体の標準偏差 $\sigma_D = \sqrt{\Sigma(\sigma_i \times w_i)^2} = 0.0093$				

③単純プレテンT桁 支間長:20.0m 全幅員:10.2m

部位	使用データ	平均値 μ_i	標準偏差 σ_i	重量比 w_i	$\mu_i \times w_i$	$(\sigma_i \times w_i)^2$
主桁	プレテン桁	1.0051	0.0036	0.593	0.59595	0.0000047
床版・地覆	RC床版	1.0500	0.0120	0.242	0.25455	0.0000085
舗装	舗装	1.0300	0.0500	0.165	0.16959	0.0000678
		上部構造全体の平均値 $\mu_D = \Sigma(\mu_i \times w_i) = 1.0201$ 上部構造全体の標準偏差 $\sigma_D = \sqrt{\Sigma(\sigma_i \times w_i)^2} = 0.0090$				

表 4.2.10 プレテンション方式のコンクリート上部構造の死荷重のばらつきの計算結果

橋梁形式	支間	幅員	平均値 μ_D	標準偏差 σ_D
① 単純プレテンT桁	L=10.0m	B=10.2m	1.0219	0.0102
② 単純プレテンT桁	L=15.0m	B=10.2m	1.0209	0.0093
③ 単純プレテンT桁	L=20.0m	B=10.2m	1.0201	0.0090
	最大値		1.022	0.010

表 4.2.11 ポストテンション方式のコンクリート上部構造の死荷重のばらつきの計算

①単純ポステンT桁 支間長:20.0m 全幅員:10.2m

部位	使用データ	平均値 μ_i	標準偏差 σ_i	重量比 w_i	$\mu_i \times w_i$	$(\sigma_i \times w_i)^2$
主桁	ポステン桁	1.0043	0.0036	0.595	0.59792	0.0000046
床版・地覆	RC床版	1.0500	0.0177	0.245	0.25747	0.0000188
舗装	舗装	1.0300	0.0500	0.159	0.16422	0.0000635
		上部構造全体の平均値 $\mu_D = \Sigma(\mu_i \times w_i) = 1.0197$ 上部構造全体の標準偏差 $\sigma_D = \sqrt{\Sigma(\sigma_i \times w_i)^2} = 0.0093$				

②単純ポステンT桁 支間長:30.0m 全幅員:10.2m

部位	使用データ	平均値 μ_i	標準偏差 σ_i	重量比 w_i	$\mu_i \times w_i$	$(\sigma_i \times w_i)^2$
主桁	ポステン桁	1.0043	0.0036	0.635	0.63744	0.0000053
床版・地覆	RC床版	1.0500	0.0177	0.223	0.23416	0.0000156
舗装	舗装	1.0300	0.0500	0.142	0.14655	0.0000506
		上部構造全体の平均値 $\mu_D = \Sigma(\mu_i \times w_i) = 1.0182$ 上部構造全体の標準偏差 $\sigma_D = \sqrt{\Sigma(\sigma_i \times w_i)^2} = 0.0085$				

③単純ポステンT桁 支間長:40.0m 全幅員:10.2m

部位	使用データ	平均値 μ_i	標準偏差 σ_i	重量比 w_i	$\mu_i \times w_i$	$(\sigma_i \times w_i)^2$
主桁	ポステン桁	1.0043	0.0036	0.664	0.66717	0.0000058
床版・地覆	RC床版	1.0500	0.0177	0.211	0.22122	0.0000139
舗装	舗装	1.0300	0.0500	0.125	0.12875	0.0000391
		上部構造全体の平均値 $\mu_D = \Sigma(\mu_i \times w_i) = 1.0172$ 上部構造全体の標準偏差 $\sigma_D = \sqrt{\Sigma(\sigma_i \times w_i)^2} = 0.0077$				

④単純ポステンT桁 支間長:37.9m 全幅員:12.4m

部位	使用データ	平均値 μ_i	標準偏差 σ_i	重量比 w_i	$\mu_i \times w_i$	$(\sigma_i \times w_i)^2$
主桁	ポステン桁	1.0043	0.0036	0.586	0.58852	0.0000045
床版・地覆	RC床版	1.0500	0.0177	0.217	0.22785	0.0000148
舗装	舗装	1.0300	0.0500	0.197	0.20291	0.0000970
		上部構造全体の平均値 $\mu_D = \Sigma(\mu_i \times w_i) = 1.0193$ 上部構造全体の標準偏差 $\sigma_D = \sqrt{\Sigma(\sigma_i \times w_i)^2} = 0.0108$				

⑤連結ポステンT桁 支間長:44.12+44.165+44.186m 全幅員:14.0m

部位	使用データ	平均値 μ_i	標準偏差 σ_i	重量比 w_i	$\mu_i \times w_i$	$(\sigma_i \times w_i)^2$
主桁	ポステン桁	1.0043	0.0036	0.627	0.62970	0.0000051
床版・地覆	RC床版	1.0500	0.0177	0.193	0.20265	0.0000117
舗装	舗装	1.0300	0.0500	0.180	0.18540	0.0000810
		上部構造全体の平均値 $\mu_D = \Sigma(\mu_i \times w_i) = 1.0178$ 上部構造全体の標準偏差 $\sigma_D = \sqrt{\Sigma(\sigma_i \times w_i)^2} = 0.0099$				

表 4.2.12 ポストテンション方式のコンクリート上部構造の死荷重のばらつきの計算結果

橋梁形式	支間	幅員	平均値 μ_D	標準偏差 σ_D
① 単純ポステンT桁	L=20.0m	B=10.2m	1.0197	0.0093
② 単純ポステンT桁	L=30.0m	B=10.2m	1.0182	0.0085
③ 単純ポステンT桁	L=40.0m	B=10.2m	1.0172	0.0077
④ 単純ポステンT桁	L=37.9m	B=12.4m	1.0193	0.0108
⑤ 連結ポステンT桁	L=44.12+44.165+44.186m	B=14.0m	1.0178	0.0099
	最大値		1.020	0.011

(2). 下部構造に関する死荷重のばらつき

既往の統計調査結果²⁾では、下部構造に関する死荷重のばらつきとして鉄筋コンクリート橋脚を対象に、表 4.2.13 に示す部材寸法のばらつきが示されている。なお、表 4.2.13 に示す値は設計値に対する実測値の比率の統計量を示しており、橋脚躯体の体積（幅、高さ、厚さの積）に着目した調査結果を用いている。ただし、表 4.2.13 に示したばらつきは、単柱式橋脚 4 基を対象としたものであり、下部構造に関する死荷重のばらつきを代表した統計量として扱う上では条件が限られている。

その他の鉄筋コンクリート構造物の死荷重のばらつきに関する調査結果として、参考文献⁴⁾において表 4.2.14 の鉄筋コンクリート床版の死荷重のばらつきの統計量が示されている。表 4.2.13 と表 4.2.14 の統計量を比較すると、表 4.2.13 の鉄筋コンクリート橋脚 4 基に着目した死荷重のばらつきは平均値・標準偏差ともに表 4.2.14 よりも小さい。

以上から、下部構造の死荷重のばらつきは鉄筋コンクリート床版を対象とした死荷重のばらつきではあるものの、表 4.2.14 の統計量を用いておけばばらつきの大きな状況を十分安全側に評価できると考えれば、平均値 $\mu=1.050$ 、標準偏差 $\sigma=0.012$ として良いと考えられる。

表 4.2.13 下部構造（鉄筋コンクリート橋脚）に関する死荷重のばらつき

	分布型	平均値	標準偏差
単柱式橋脚	正規分布	1.00734	0.00464
	正規分布	1.00722	0.00447
	正規分布	1.00620	0.00406
	正規分布	1.00530	0.00346
	最大値	1.007	0.005

※表中の値は、実測値/設計値に関する統計量を示す。

表 4.2.14 鉄筋コンクリート構造物に関する死荷重のばらつき

	分布型	平均値	標準偏差
鉄筋コンクリート床版	正規分布	1.0500	0.0120

※表中の値は、実測値/設計値に関する統計量を示す。

4.2.3. 死荷重の確率モデル

本研究における死荷重の確率モデルは 4.2.2 に示した統計量を基に正規分布を仮定する。

死荷重の分布特性算出結果を表 4.2.15 および図 4.2.1 に示す。なお、表 4.2.15 に示す値は道路橋示方書（平成 24 年）で算出される死荷重断面力との比率として示している。

表 4.2.15 構造物の死荷重分布特性

材料・部材	分布型	平均値	標準偏差	変動係数
コンクリート床版を有する鋼上部構造	正規分布	1.043	0.012	0.012
鋼床版を有する鋼上部構造	正規分布	1.022	0.017	0.017
プレテンション方式のコンクリート上部構造	正規分布	1.022	0.010	0.010
ポストテンション方式のコンクリート上部構造	正規分布	1.020	0.011	0.011
鉄筋コンクリート橋脚	正規分布	1.050	0.012	0.011
鋼製橋脚	正規分布	1.010	0.018	0.018

※表中の値は、道路橋示方書（平成 24 年）で算出される死荷重断面力との比率を示す。

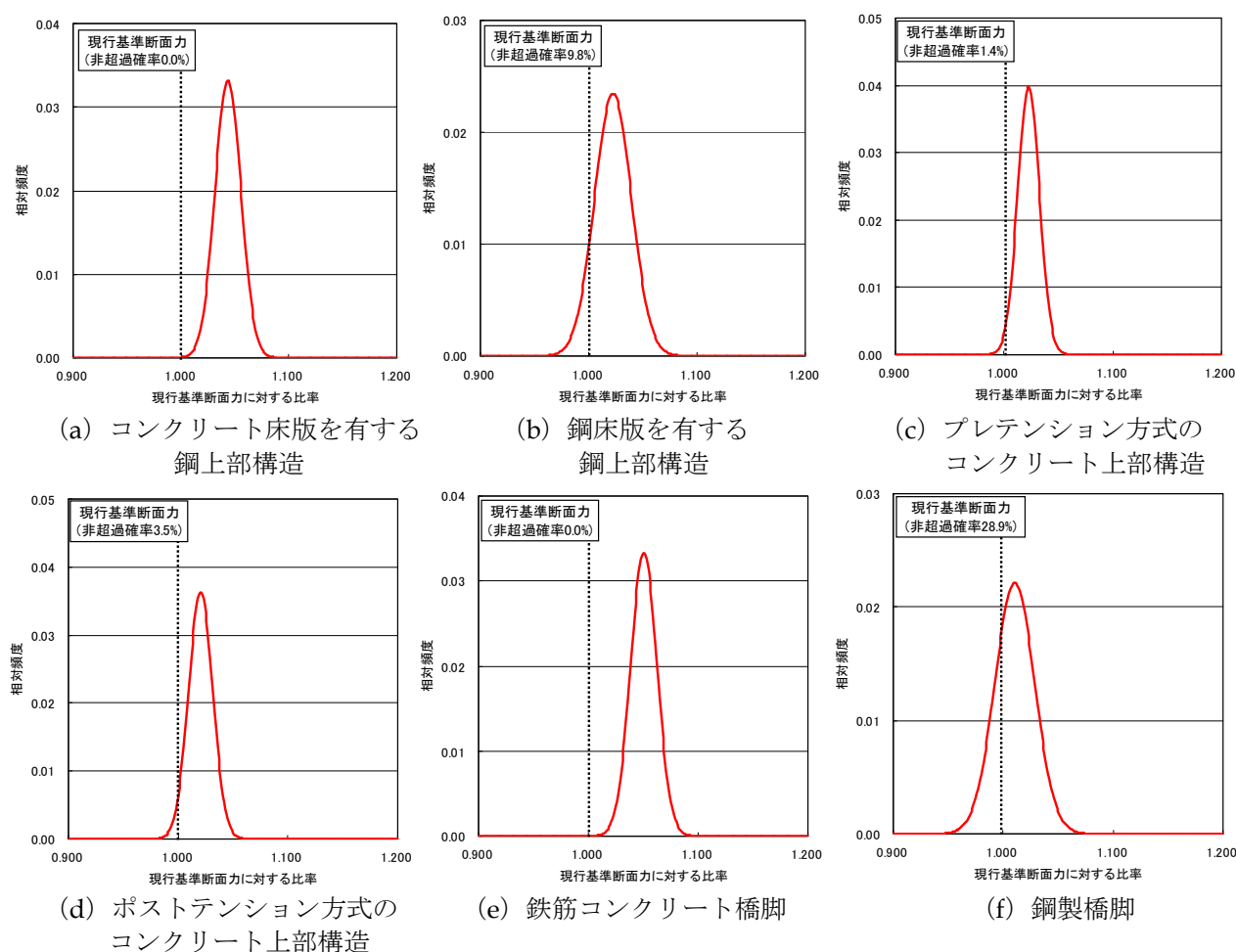


図 4.2.1 死荷重の確率分布モデル

4.3. 活荷重(L)

活荷重は、都度、図 4.3.1 に示すように車両列を生成して、橋梁上に載荷することで与える。B-C モデルを用いたシミュレーションにおいて、渋滞時と呼ぶときは橋梁上に車両が満載されるように車両列を生成することを指すものとする。また、通常時とは、渋滞時以外のときのことを指すものとする。表 4.3.1 に車両列の生成に必要なデータ、表 4.3.2 に生成した車両列によって生じる活荷重断面力を算出する上での仮定条件を示す。なお、本研究における活荷重は自動車荷重によるものを対象とし、群集荷重は対象としていない。

本研究における活荷重の確率モデルの作成フローを図 4.3.2 に示す。

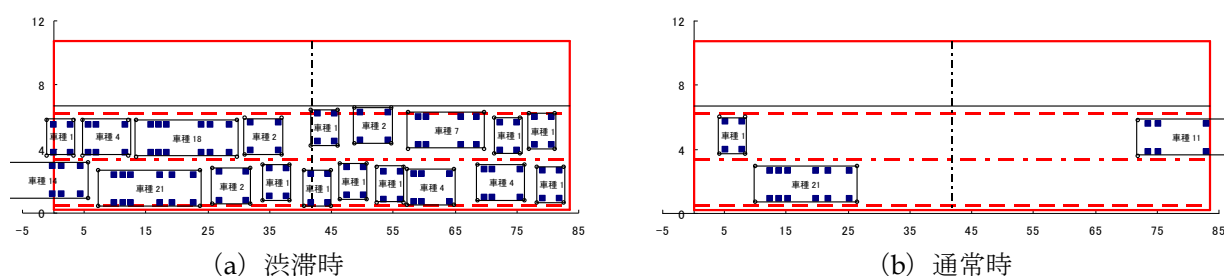


図 4.3.1 シミュレーションによる車両列の例

表 4.3.1 車両列の生成に必要なとなるデータ

種別	入力データ	渋滞時と通常時の区分	本資料の参照先
①車両種類	車両構成比	区分なし	4.3.2.(3) 表 4.3.7
②車両諸元	車両重量分布	区分なし	4.3.2.(4) 表 4.3.8
	車種別軸重比	区分なし	4.3.2.(4) 表 4.3.8
	車種別軸間距離	区分なし	4.3.2.(5) 表 4.3.9
③車両位置	車間距離分布	区分あり	4.3.2.(6) 表 4.3.10
	横方向走行位置分布	区分なし	4.3.2.(7) 表 4.3.11

表 4.3.2 車両列による活荷重断面力の算出における仮定条件

項目	仮定条件
車両列の載荷方法	確率的に生成した車両列スナップショット※をそのまま橋梁上に載荷する。
車両列の載荷範囲	橋梁上に車両が満載された状態を対象とし、着目する断面力と影響線の符号が逆符号となる範囲にも車両列を載荷する。
車両列による断面力の算出方法	対象橋梁の格子モデルを基に、着目断面の影響線を用いて算出する。
参照期間中の最大値の推定方法	B-C モデルの渋滞発生時間区間に対して、車両列スナップショット※による断面力を直接与える。

※車両列スナップショットの詳細は 4.3.2.(1). に示す。

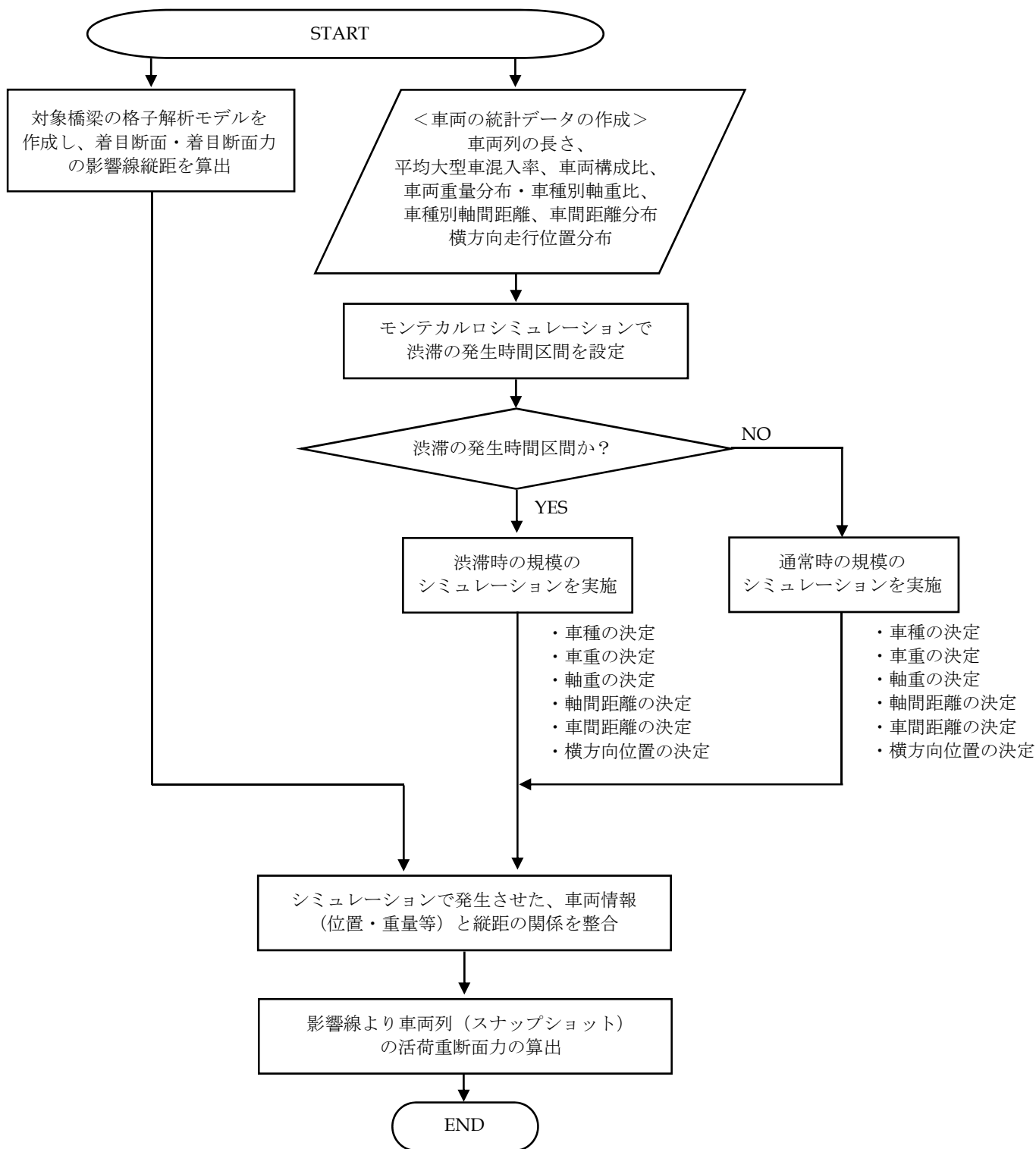


図 4.3.2 活荷重の確率モデルの作成フロー

4.3.1. 渋滞の発生頻度（渋滞時として考慮する区間数）

渋滞に関する実態調査結果として、警視庁の交通調査結果による一般道路の時間帯別渋滞距離のデータ（http://www.keishicho.metro.tokyo.jp/about_mpd/jokyo_tokei/tokei_jokyo/ippan.html、2015年11月19日時点）があり、図 4.3.3 はそれを基に作成したものである。このデータでは、一般道路における渋滞は道路上における車両の交通が滞り、走行速度が時速 20km 以下の状態となった時としており、図 4.3.3 に示す時間帯別渋滞距離は東京都内の一般道路で発生した渋滞の長さを示している。ここから、時間帯別渋滞距離は 2 時間程度で変化しており、大局的には同じ交通状況がそれ以上継続しない傾向が見て取れる。そのため、本研究における渋滞の継続時間はシミュレーションの 1 区間分と同じにできると考えた。

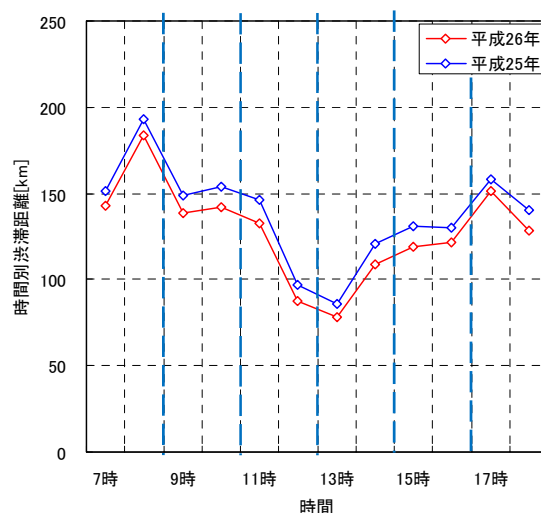


図 4.3.3 一般道路の時間帯別渋滞距離

また、図 4.3.3 から渋滞の長さがピークとなる回数は、大局的には朝夕のラッシュ時として少なくとも 2 時間帯（4 時間）と言えそうであり、1 年間で見たときに 730 時間区間（平均すれば日 2 時間区間）となる。しかし、渋滞は様々な要因で生じるものであり、何らかの規則性を考慮することが荷重組合せとしての観点で見たときに必ずしも安全側の判断とはならないと考えられる。そこで、渋滞の発生時刻は朝夕に限らず任意とする。なお、どの時間帯の中でも車両列は変化するので、本来、渋滞回数を数え上げることは難しく、シミュレーションでは便宜的に 1 時間区間内では車両列は変わらないものとするが、渋滞回数にシミュレーション結果がどの程度依存するのかは気になるところである。そこで、1 年間に渋滞が発生している時間区間数を 730~1,460 時間区間まで変化させた時の荷重組合せへの影響を「5.荷重組合せのみに着目したシミュレーション」で別途検討した上で発生時間区間数を最終的に決めることにする。

4.3.2. 活荷重の確率モデル（車両列）の作成方法

(1). 確率モデルの作成方針

本研究においては、活荷重を載荷しようとするたびに対象橋梁に載せる車両列を作成した（以下、「車両列スナップショット」と呼ぶ）。車両列の長さは橋面範囲の前後にそれぞれ 25m を加えたものとし、車種・車種毎の車重・軸配置の車両特性（車種別混入率、大型車混入率）、車間距離、レーン内における車両位置の横ぶれを確率変数として考慮し、実測統計に基づきランダムに車両種類・車両諸元・車両位置を車両 1 台ずつに与えて、車線内に先頭から順に配置する。なお、車両列の長さは大型車

の最大長さが 24m であることから、載荷範囲の前後にそれぞれ 1 台以上の車両が入る長さを確保することで、車両列の先頭位置がランダムなものとなるようにする。スナップショットによる車両列のイメージを図 4.3.4 に示す。

車両列のスナップショットは、大型車混入率の平均値を設定して生成する。大型車混入率の平均値を 30% に設定した場合のスナップショットの例を図 4.3.5 に示す。図 4.3.5 のスナップショットにおける大型車混入率は 41.2% となっており、設定した大型車混入率の平均値である 30% を上回っている。つまり、スナップショットは瞬間的な車両列を取り出したものであり、設定した大型車混入率とスナップショットにおける瞬間的な大型車混入率は異なる。そのため、本研究では、車両構成比の設定に用いる大型車混入率は平均大型車混入率と呼ぶこととする。

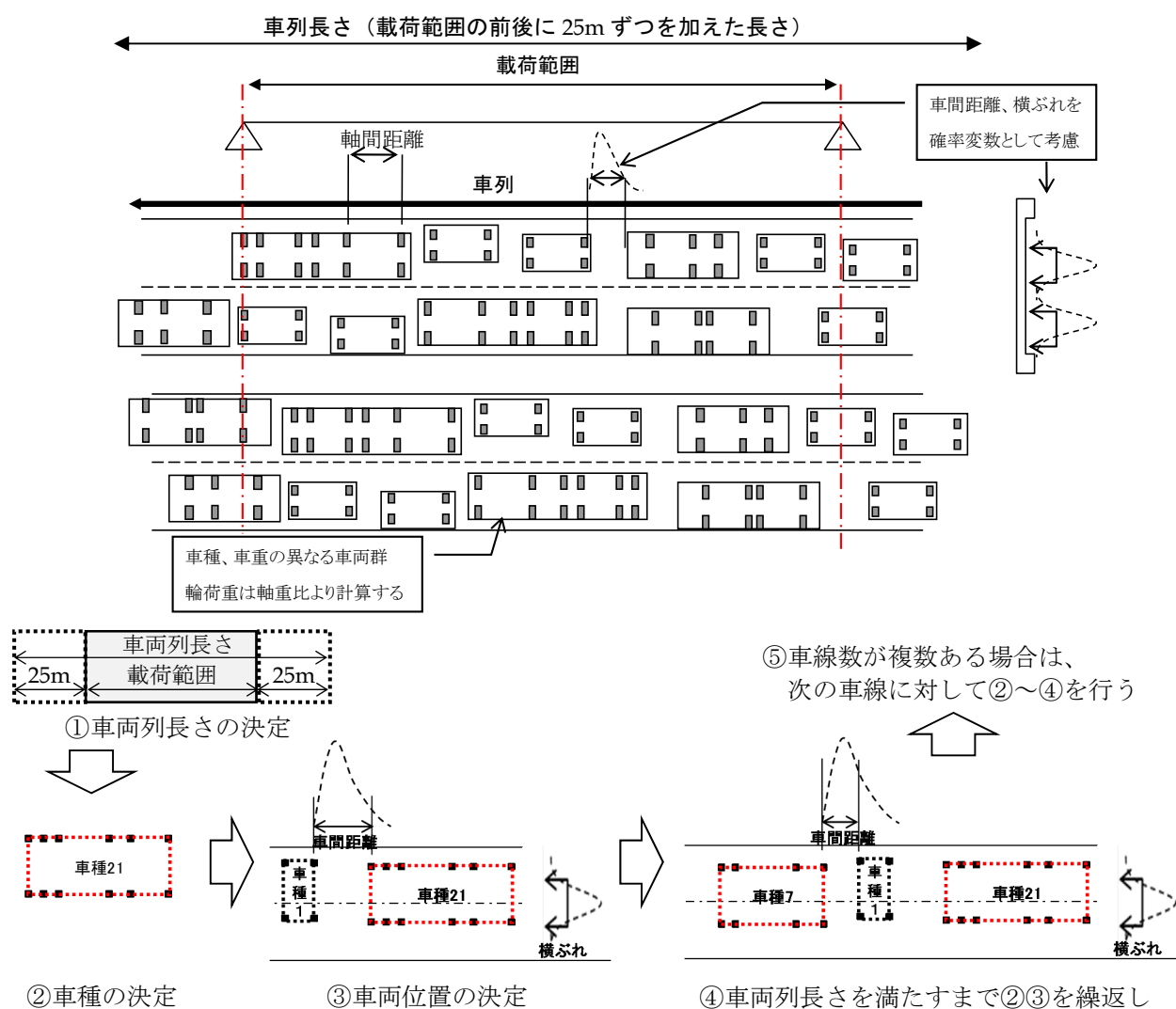


図 4.3.4 車両列スナップショットの作成イメージ

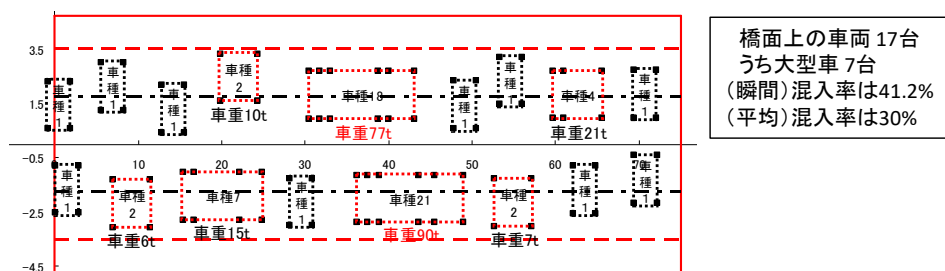


図 4.3.5 平均大型車混入率を 30% に設定して生成した車両列スナップショットの例

(2). 確率モデルの作成に必要となるデータ

活荷重の確率モデルを作成するのに必要な統計データは以下の通りである。

- ①車種構成比 ②車両重量分布・車種別軸重比 ③車種別軸間距離
④車間距離分布 ⑤横方向走行位置分布

このうち、①～③は 2003～2004 年に国土技術政策総合研究所が実施した橋梁部材を用いた車両重量計測システム（Bridge Weigh-in-Motion System、以下「BWIM」と呼ぶ）による活荷重実態調査の結果⑤を基に設定した。BWIM の詳細については参考文献⑥を参照されたい。また、④および⑤は国道における実測結果⑦を基に設定した。

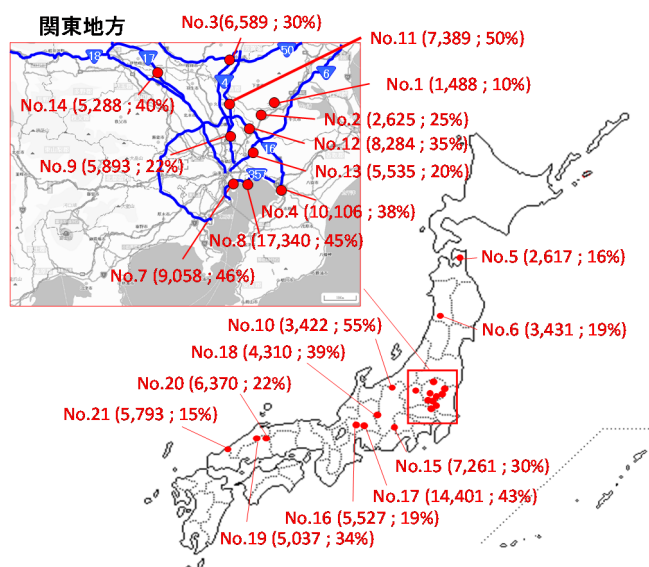
表 4.3.3 確率モデルの作成に必要となるデータ

入力データ	取得・設定方法
①車両構成比	活荷重実態調査結果⑤による
②車両重量分布・車種別軸重比	活荷重実態調査結果⑤による
③車種別軸間距離	活荷重実態調査結果⑤による
④車間距離分布	実測調査結果⑦による
⑤横方向走行位置分布	実測調査結果⑦による

(3). 車種構成比の設定

1). BWIM による活荷重実態調査結果における車種構成

2003～2004 年に国土技術政策総合研究所は BWIM を用いて、大型車交通量や混入率が偏らないように選定した 21 箇所にて、平日 72 時間の連続活荷重計測を行った。BWIM は床版のひずみ応答から車軸の位置、軸間距離、走行速度を推定し、これらの推定結果と主桁のひずみ応答から車両総重量、軸重を算出するものである。活荷重実態調査の調査地点、および各調査地点の道路交通センサスにおける大型車混入率と BWIM から得られた車両の総重量が 25t を超える車両の割合を整理した結果を図 4.3.6 に示す。ここで、車両総重量 25t に着目したのは、我が国では道路構造令において、常に走行するものとして設計で考慮する 1 台の自動車の重量が 25t とされており、かつ、それよりも総重量の大きい自動車も橋への大型車の同時載荷状況に影響を与えると考えたためである。



橋梁 No.	橋梁名	大型車混入率	車重25t超の割合
1	蓮沼橋(国道408号)	9.8%	7.1%
2	福岡橋(国道354号)	25.3%	16.8%
3	小山高架橋(国道50号)	29.3%	24.2%
4	甲子橋(国道16号)	38.3%	36.6%
5	河原木跨道橋(国道45号)	16.1%	36.8%
6	村山大橋(国道13号)	22.8%	39.6%
7	有明曙橋(国道357号)	45.8%	13.1%
8	美浜大橋(国道357号)	45.2%	13.2%
9	草加高架橋(国道4号)	21.5%	11.3%
10	さかい橋(国道18号)	54.9%	20.2%
11	境跨道橋(国道4号)	49.6%	29.9%
12	中里跨道橋(国道16号)	35.1%	10.5%
13	小山跨道橋(国道6号)	20.2%	9.4%
14	備前渠橋(国道4号)	39.6%	11.4%
15	島田高架橋(国道1号)	29.8%	16.0%
16	北方高架橋(国道22号)	18.5%	5.1%
17	港陽第二跨道橋(国道23号)	43.0%	24.1%
18	地藏橋(国道19号)	39.0%	15.5%
19	八本松高架橋(国道2号)	33.7%	12.4%
20	西藤高架橋(国道2号)	22.0%	11.1%
21	末武橋(国道2号)	14.7%	16.3%
		最小値	5.1%
		最大値	39.6%

注) 地図上の () 内の数値は、平成 11 年の道路交通センサスにおける大型車交通量（台/日/方向）と大型車混入率を示す。

図 4.3.6 BWIM による活荷重実態調査の調査地点

2). BWIM 記録データの特徴

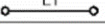
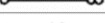
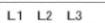
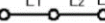
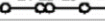
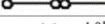
BWIM ではひずみ応答から得られる軸数と軸間距離を基に、ひずみ応答を引き起こした車両を表 4.3.4 に示す 21 車種に分類している。各橋梁における大型車混入率、車両重量、および車両構成比率の関係を図 4.3.7～図 4.3.9 に示す。なお、大型車混入率は、平成 22 年度に実施された道路交通センサスの調査結果のうち BWIM による活荷重実態調査の調査地点近傍のデータを用いている。

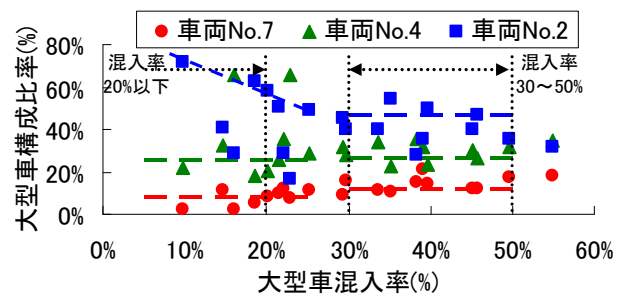
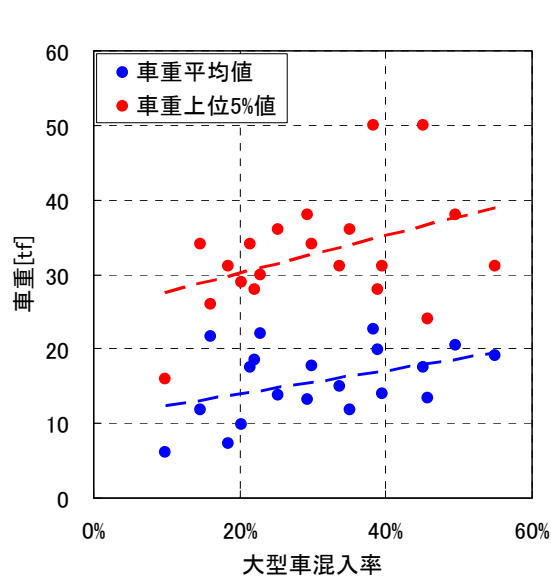
図 4.3.7 から、大型車混入率が大きくなると車両重量の平均値および上位 5% 値は増加する傾向にあり、殆どの橋梁で大型車の構成比率は車種 No. 2, 4, 7 の順に高い。また、大型車混入率が大きくなると車種 No. 4, 7 の比率が増加し、車種 No. 2 の比率が減少する傾向が見られる。ここで、大型車混入率と大型車構成比率の関係を大型車混入率 20% 以下と大型車混入率 30～50% に大別して見ると、大型車混入率 20% 以下の橋梁どうしで比べると車種 No. 4, 7 の構成比率が類似するが車種 No. 2 の構成比率は異なる傾向を有する一方で、大型車混入率 30% 以上の橋梁どうしで比べると車種 No. 2, 4, 7 の比率が大型車混入率の増加に応じてそれぞれ微増・微減のトレードオフの関係を保って変化する傾向を有している。

図 4.3.8 は大型車混入率 20% 以下の BWIM 記録を対象に、大型車混入率と大型車構成比率の関係をみたものである。車種 No. 2 は大型車混入率が大きくなると大型車構成比率が減少しており、一次式で近似できそうな傾向にある。一方で、車種 No. 4, 7 は大型車混入率が大きくなっても大型車構成比率は一定の値を示す傾向にある。また、図 4.3.9 は大型車混入率 30～50% の BWIM 記録を対象に大型車混入率と大型車構成比率の関係をみたものである。この大型車混入率の範囲内では、車種 No. 2, 4, 7 とともに、大型車混入率が大きくなっても大型車構成比率は一定を保つ傾向にある。

以上から、大型車の車種構成は大型車混入率に応じて変化しており、荷重係数の検討において平均大型車混入率を変化させるときには車種構成の特性もそれに合わせて変化させる必要がある。

表 4.3.4 BWIM データを用いた車種分類一覧

No.	軸数	型式	イメージ図	車種	軸間距離条件(m)				
					L1	L2	L3	L4	L5
1	2軸	2-1		乗用車類、ラフタークレーン	$0 < L1 \leq 3.0$				
2	2軸	2-2		単車、普通トラック、バス、トラクタ	$3.0 < L1 \leq \infty$				
3	3軸	3-1		単車、セミトレーラ	$1.6 \leq L1 < 10.5$	$1.6 \leq L2 < 10.5$			
4	3軸	3-2		単車、普通トラック、バス、トラクタ	$1.6 \leq L1 < 10.5$	$0 < L2 < 1.6$			
5	3軸	3-3		普通トラック	$0 < L1 < 1.6$	$1.6 \leq L2 < 10.5$			
7	4軸	4-1		単車、セミトレーラ	$1.6 \leq L1 < 10.5$	$1.6 \leq L2 < 10.5$	$0 < L3 < 1.6$		
8	4軸	4-2		セミトレーラ	$1.6 \leq L1 < 10.5$	$0 < L2 < 1.6$	$1.6 \leq L3 < 10.5$		
9	4軸	4-3		単車	$1.6 \leq L1 < 10.5$	$0 < L2 < 1.6$	$0 < L3 < 1.6$		
10	4軸	4-4		単車、普通トラック	$0 < L1 < 1.6$	$1.6 \leq L2 < 10.5$	$0 < L3 < 1.6$		
11	4軸	4-5	その他4軸車	その他	—	—	—		
12	5軸	5-1		セミトレーラ	$1.6 \leq L1 < 10.5$	$1.6 \leq L2 < 10.5$	$0 < L3 < 1.6$	$0 < L4 < 1.6$	
13	5軸	5-2		フルトレーラ	$1.6 \leq L1 < 10.5$	$0 < L2 < 1.6$	$1.6 \leq L3 < 10.5$	$1.6 \leq L4 < 10.5$	
14	5軸	5-3		単車、セミトレーラ	$1.6 \leq L1 < 10.5$	$0 < L2 < 1.6$	$1.6 \leq L3 < 10.5$	$0 < L4 < 1.6$	
15	5軸	5-4		単車	$1.6 \leq L1 < 10.5$	$0 < L2 < 1.6$	$0 < L3 < 1.6$	$0 < L4 < 1.6$	
16	5軸	5-5		フルトレーラ	$0 < L1 < 1.6$	$1.6 \leq L2 < 10.5$	$1.6 \leq L3 < 10.5$	$1.6 \leq L4 < 10.5$	
17	5軸	5-6	その他5軸車	その他	—	—	—	—	
18	6軸	6-1		セミトレーラ	$1.6 \leq L1 < 10.5$	$0 < L2 < 1.6$	$1.6 \leq L3 < 10.5$	$0 < L4 < 1.6$	$0 < L5 < 1.6$
19	6軸	6-2		単車	$1.6 \leq L1 < 10.5$	$0 < L2 < 1.6$	$0 < L3 < 1.6$	$0 < L4 < 1.6$	$0 < L5 < 1.6$
20	6軸	6-3		単車	$0 < L1 < 1.6$	$1.6 \leq L2 < 10.5$	$0 < L3 < 1.6$	$0 < L4 < 1.6$	$0 < L5 < 1.6$
21	6軸	6-4	その他6軸車	その他	—	—	—	—	—



No.	軸数	型式	イメージ図	車種
2	2軸	2-2		単車、普通トラック、バス、トラクタ
4	3軸	3-2		単車、普通トラック、バス、トラクタ
7	4軸	4-1		単車、セミトレーラ

図 4.3.7 大型車混入率と BWIM 記録における車両重量・大型車構成比率の関係

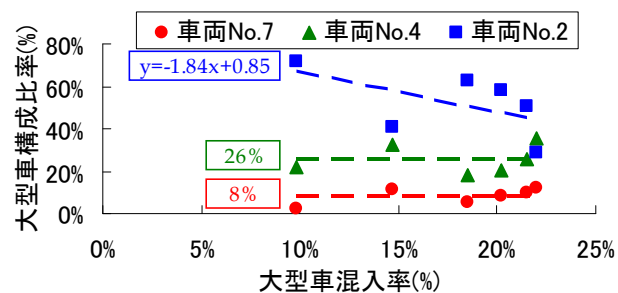
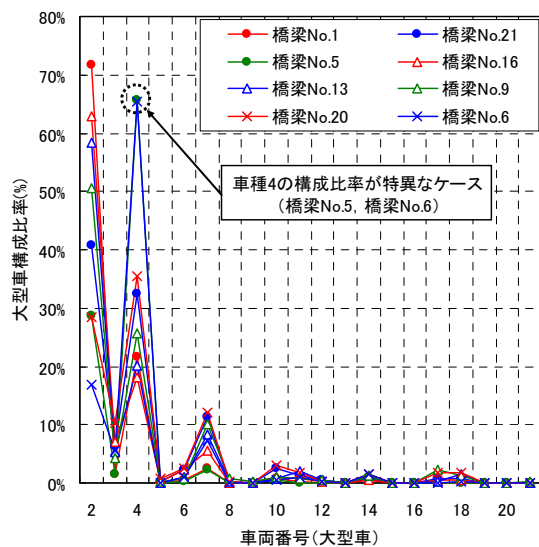


図 4.3.8 大型車混入率と BWIM 記録における大型車構成比率の関係（大型車混入率 20%以下）

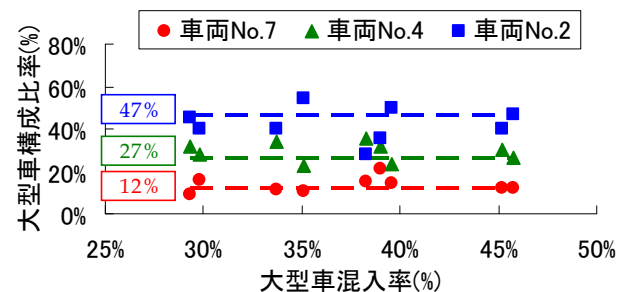
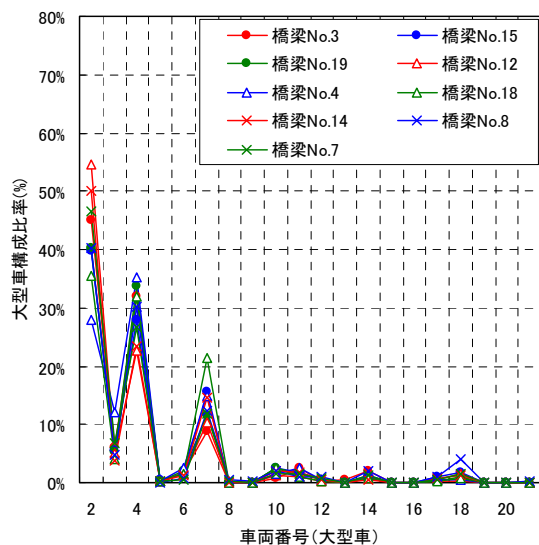


図 4.3.9 大型車混入率と BWIM 記録における大型車構成比率の関係（大型車混入率 30%～50%）

3). 車両列のスナップショット作成の元とする BWIM 記録箇所の選定

車両列のスナップショット作成のための車種構成比率は、2).に示した特徴を考慮して大型車混入率 20%以下と 30～50%のそれぞれから代表的な BWIM 記録箇所を選定して設定する。

鋼道路橋の疲労設計指針（(社)日本道路協会、平成 14 年 3 月）の巻末参考資料に示されるように、疲労設計における活荷重補正係数は有明曙橋の交通特性を用いた数値シミュレーションの結果を参考に設定されている。また、道路橋の活荷重に関する既往の研究も有明曙橋における調査結果が使われることが多い⁷⁾。そこで、本研究でも図 4.3.6 の No.7 有明曙橋における BWIM 記録を基に車両列スナップショットを作成することを基本とした。

また、有明曙橋（道路交通センサスにおける大型車混入率 45.8%）の BWIM 記録だけではなく、車種構成比率の特徴が異なるように大型車混入率が 20%付近かそれより小さい BWIM 記録も用いてみる。以下に、大型車混入率が 20%以下となる橋梁の BWIM 記録から、これを代表する BWIM 記録の選定の考え方をまとめた。

- ①大型車混入率 20%付近（15%～25%）の BWIM 記録箇所を対象とする。なぜなら、大型車混入率 20%以下の BWIM 記録は車種 No.4,7 の構成比率が類似しているため、どの BWIM 記録を用いても大型車の同時載荷頻度は変わらないと予測できるためである。
- ②車両総重量が 25t を超える割合と車重上位 5%値が上位となる箇所を選定する。これは、本研究では、全国どこでも大型車両は走行しうるとの立場に立つものとし、車重上位 5%値が大きいほど橋の応答値に与える影響が大きいと考えたことによる。
- ③全国で通行している大型車の最大重量の載荷頻度を過小評価しないようにするため、選定箇所の BWIM 記録から大型車の車種構成の特性や橋の応答値に与える影響が大きい車両（セミトレーラ等の特殊車両）の構成比率を比較して BWIM 箇所を決定する。

大型車混入率 20%付近の BWIM 記録における車両重量の特性を表 4.3.5 に示す。車両重量の特性の観点から、橋梁 No.16 北方高架橋は車重 25t を超える車両の割合が他と比較して低いため、代表箇所に選定しない。また、橋梁 No.20 西藤高架橋と橋梁 No.13 小山跨道橋は車重 25t を超える車両の割合、車重上位 5%値ともに類似しているため、車重上位 5%値の小さい橋梁 No.20 は代表箇所に選定しない。

以上から、大型車混入率 20%付近の BWIM 記録として、以下の 4 橋が候補となりうる。

- No.5 河原木跨道橋（大型車混入率 16.1%） No.6 村山大橋（大型車混入率 22.8%）
 No.9 草加高架橋（大型車混入率 21.5%） No.13 小山跨道橋（大型車混入率 20.2%）

表 4.3.5 大型車混入率 20%付近の BWIM 記録箇所の車両重量の特性

(a) 車重 25t を超える車両の割合

橋梁 No.	橋梁名	大型車混入率	車重25t超の割合
6	村山大橋(国道13号)	22.8%	39.6%
5	河原木跨道橋(国道45号)	16.1%	36.8%
9	草加高架橋(国道4号)	21.5%	11.3%
20	西藤高架橋(国道2号)	22.0%	11.1%
13	小山跨道橋(国道6号)	20.2%	9.4%
16	北方高架橋(国道22号)	18.5%	5.1%

(b) 車重上位 5%値

橋梁 No.	橋梁名	大型車混入率	車重上位 5%値
9	草加高架橋(国道4号)	21.5%	34
16	北方高架橋(国道22号)	18.5%	31
6	村山大橋(国道13号)	22.8%	30
13	小山跨道橋(国道6号)	20.2%	29
20	西藤高架橋(国道2号)	22.0%	28
5	河原木跨道橋(国道45号)	16.1%	26

4 橋の候補に関して、BWIM 記録における車種構成比率を図 4.3.10(a)に示す。また、車両重量が大きい車種の代表として、車重上位 5%に占める主な車種の構成比率を図 4.3.10(b)に示す。

72 時間の BWIM 記録全体の車種構成は、車種 No.2,4,7 の出現比率が大きい。また、車重上位 5%に

占める車種構成は、車種 No.2, 4, 7, 14, 18 の出現比率が大きい。

BWIM 実施箇所別に見ると、No.5 河原木跨道橋、および No.6 村山大橋の車種構成は車種 No.4 の比率が特に大きく、他の BWIM 実施箇所とは特徴が異なる。車重上位 5% の車種構成は No.5 河原木跨道橋の方が車種 No.4 の比率が大きく、No.5 河原木跨道橋は他の BWIM 記録箇所とは異なる車種構成を有した計測データの代表として挙げられる。

また、No.9 草加高架橋、および No.13 小山跨道橋の車種構成は、No.13 小山跨道橋の方が大型車混入率が低いにも関わらず、No.13 小山跨道橋の方が車種 No.7, 18 のセミトレーラの占める比率が大きい。しかし、車種 No.2 や No.4 の出現比率はいずれの橋梁も No.7 有明曙橋よりも大きく大型車混入率 20% 以下の路線における特性が現れている。

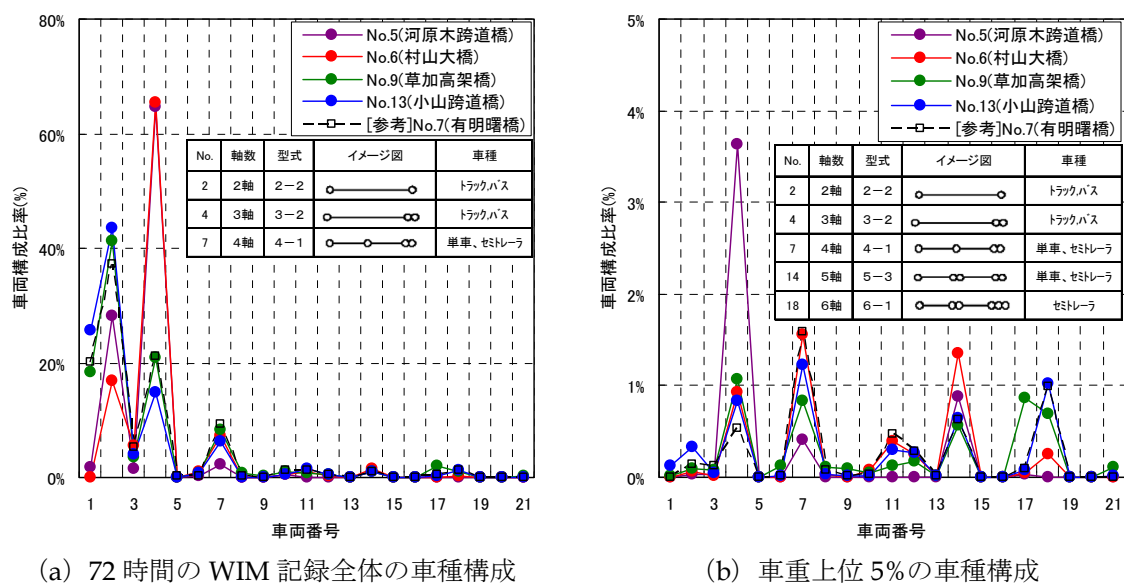


図 4.3.10 BWIM の計測データにおける車種構成比率

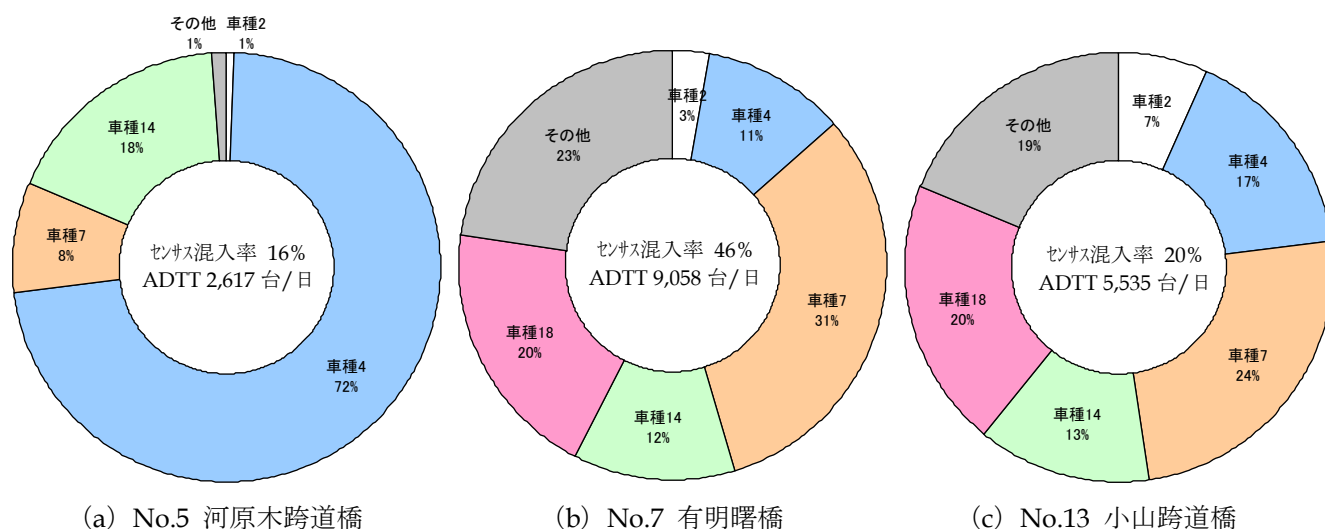


図 4.3.11 車重上位 5% に占める主な車種の比率

次に、車重上位 5% の車種構成比率が大きくなる車両を対象に、BWIM から得られた車両重量の特性を表 4.3.6 に示す。車種別の車両重量平均値に着目すると、BWIM の対象箇所の違いによる大きな差

異は見られない。なお、No.5 河原木跨道橋では車種 No.18 (6 軸のセミトレーラ) は出現していない。また、車種別の最大重量に着目すると、No.7 有明曙橋の計測値が最も大きな値を示す傾向にあり、No.5 河原木跨道橋は最も値が小さい。ただし、車種 No.2 は No.13 小山跨道橋の計測値の方が No.7 有明曙橋に比べて大きな値を示している。

以上から、大型車混入率 20%以下の BWIM 記録の代表としては、大型車は全国どの橋でも通行することを鑑みると、大型車の車種構成が大型車混入率 20%以下の路線における特性を有しており、かつ、橋の応答値に与える影響が大きい車両も通行している No.13 小山跨道橋を選定する。

表 4.3.6 車両重量上位 5%の車両構成比率が大きい車両の重量特性

No.	軸数	車種	BWIM 箇所	車両重量分布の特性 (単位: tf)					備考
				分布型	平均	標準偏差	最小	最大	
2	2 軸	トラック バス	有明	対数	7.3	4.6	0.2	53.7	
			河原木	対数	9.6	3.5	0.9	29.7	
			小山	対数	7.4	5.2	0.1	77.8	
4	3 軸	トラック バス	有明	対数	17.6	6.5	3.2	68.4	
			河原木	対数	20.8	5.4	6.1	39.0	
			小山	対数	18.1	7.3	0.9	68.0	
7	4 軸	単車 セミトレーラ	有明	対数	20.7	9.5	5.1	93.2	
			河原木	対数	21.7	8.1	9.9	40.4	
			小山	対数	21.4	9.4	1.8	70.2	
14	5 軸	単車 セミトレーラ	有明	対数	38.6	14.9	14.7	92.7	
			河原木	対数	38.4	9.0	14.5	49.7	
			小山	対数	36.4	14.4	12.0	79.3	
18	6 軸	セミトレーラ	有明	対数	43.9	12.1	14.8	96.1	
			河原木	---	---	---	---	---	出現なし
			小山	対数	43.7	11.4	12.8	84.0	

4). 検討対象とする交通特性と BWIM データに基づいた大型車混入率の補正

a). 道路交通センサスのデータを用いた交通特性の整理

平成 22 年度に実施された道路交通センサス (<http://www.mlit.go.jp/road/census/h22-1/>、2017 年 12 月 4 日時点)における一般国道(指定区間)と市道(主要地方道と市道)に関する大型車交通量と大型車混入率の関係を図 4.3.12～図 4.3.14 に示す。

一般国道(指定区間)の大型車混入率は 30%未満の路線が大半で、最大で 50%程度となる路線がある。そのため、荷重シミュレーションは平均大型車混入率を 30%とすることで大部分の路線を網羅した安全側の評価が可能となる。ただし、実際に起こりうる平均大型車混入率 50%の状況も対象とする。

また、市道の大型車混入率は 10%未満の路線が大半で、最大で 30%程度となる路線がある。

以上から、大型車の通行頻度に応じた大型車の同時載荷状況を考慮するために、平均大型車混入率を 10%, 30%, 50%とした場合を想定し、荷重シミュレーションにおいて選択できるようにする。また、平均大型車混入率 10%を想定する場合は、車両列スナップショットの作成に用いる BWIM 記録は有明曙橋と小山跨道橋の 2 種として、BWIM 記録の違いによる活荷重に乗じる荷重係数への影響の有無も評価する。

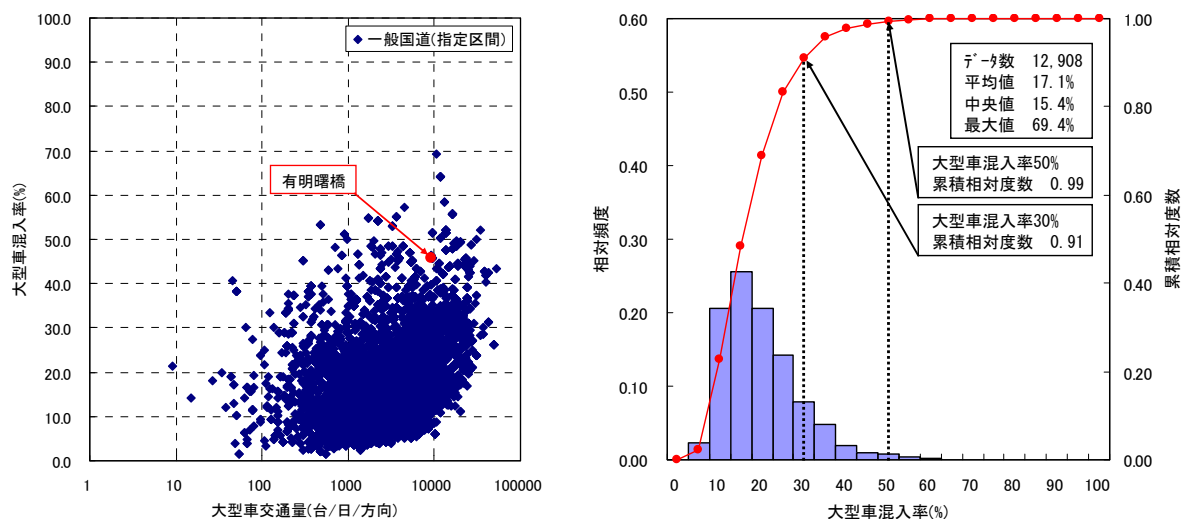


図 4.3.12 道路交通センサスデータにおける大型車交通量と大型車混入率の関係（一般国道）

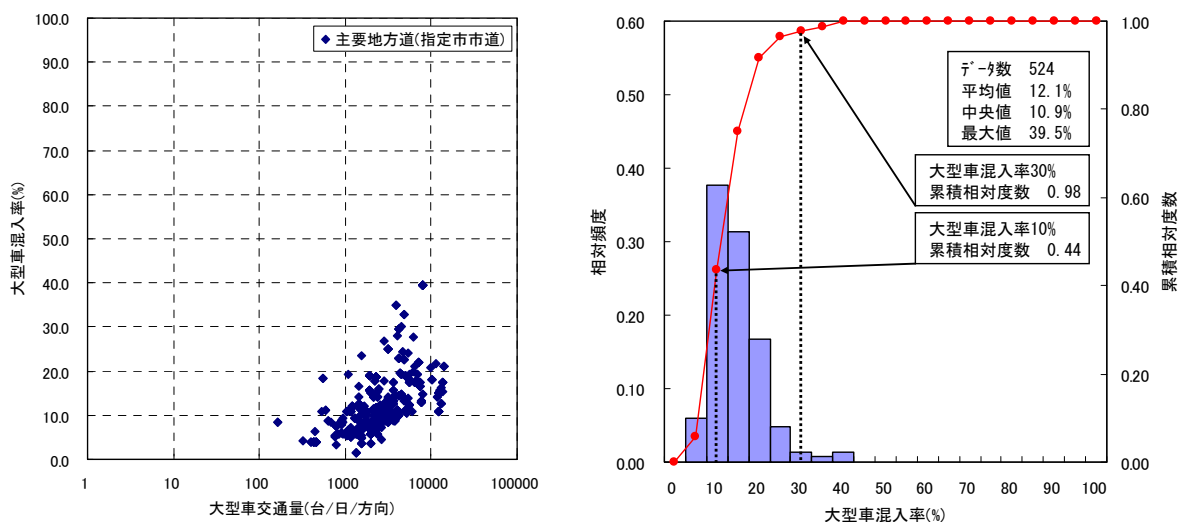


図 4.3.13 道路交通センサスデータにおける大型車交通量と大型車混入率の関係（主要地方道市道）

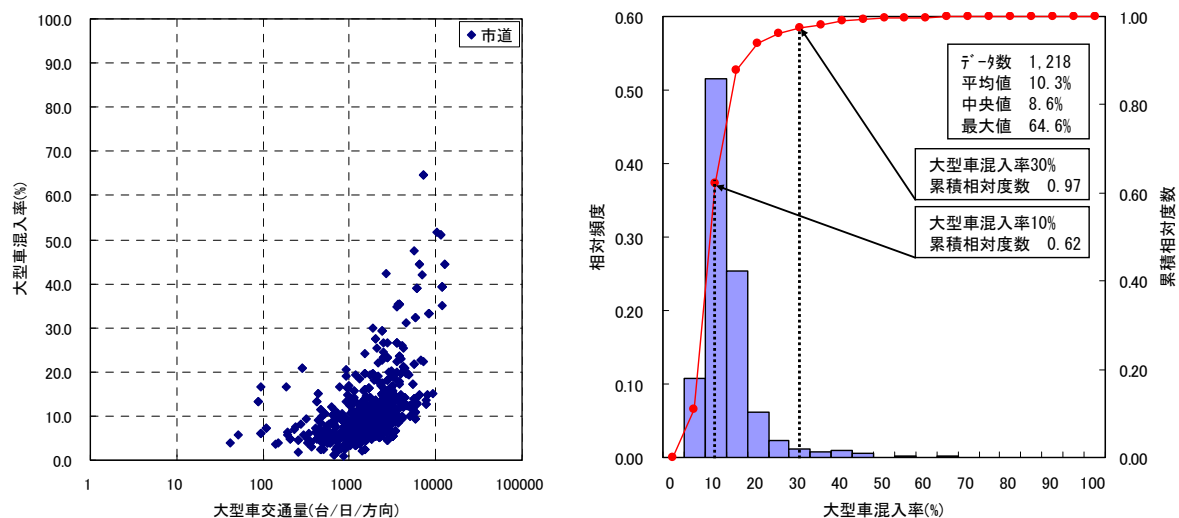


図 4.3.14 道路交通センサスデータにおける大型車交通量と大型車混入率の関係（市道）

b). BWIM データに基づいた大型車混入率の補正

本研究では、表 4.3.4 に示した BWIM における車種分類のうち車種 1（乗用車類）を除く車種 2～21 を大型車として扱う。BWIM で得られている車両構成比率を平均大型車混入率 10%, 30%, 50% に変換する方法は以下のとおりである。ここで、本研究で作成するスナップショットは、モンテカルロシミュレーションによって瞬間的な車両列を模擬し、作成するものであり、設定した平均大型車混入率とスナップショットにおける瞬間的な大型車混入率は異なるものとなる。平均大型車混入率を補正した後の平均的な車種構成比を表 4.3.7 に示す。

- ①設定した平均大型車混入率 10%, 30%, または 50% になるように乗用車（車種 No.1）の比率を 90%, 70%, または 50% とする。
- ②車種 No.2～21 の車両構成比率は、それらの間の構成比率を変えずに補正する。すなわち、計測の大型車混入率 $X\%$ を $Y=10\%, 30\%,$ または 50% にするので、ある車種 No. i の BWIM で得られている構成比率 $x_i\%$ を用いれば、変換後の構成比率は $Y/X \times x_i\%$ となる。

表 4.3.7 車両構成比の設定

(a) 有明曙橋の BWIM 記録を補正した結果

No.	軸数	車種	イメージ図	WIMによる 車両構成比	平均大型車混入率		
					10%	30%	50%
1	2軸	乗用車など		23.41%	90.00%	70.00%	50.00%
2	2軸	トラック、バス		36.07%	4.71%	14.13%	23.55%
3	3軸	単車、セミトレーラ		5.38%	0.70%	2.11%	3.51%
4	3軸	トラック、バス		19.70%	2.57%	7.72%	12.86%
5	3軸	普通トラック		0.25%	0.03%	0.10%	0.16%
6	3軸	その他3軸車		0.47%	0.06%	0.19%	0.31%
7	4軸	単車、セミトレーラ		8.99%	1.17%	3.52%	5.87%
8	4軸	セミトレーラ		0.26%	0.03%	0.10%	0.17%
9	4軸	単車		0.01%	0.00%	0.00%	0.01%
10	4軸	普通トラック		1.19%	0.16%	0.47%	0.78%
11	4軸	その他4軸車		1.22%	0.16%	0.48%	0.80%
12	5軸	セミトレーラ		0.49%	0.06%	0.19%	0.32%
13	5軸	フルトレーラ		0.03%	0.00%	0.01%	0.02%
14	5軸	単車、セミトレーラ		0.88%	0.12%	0.35%	0.58%
15	5軸	単車		0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
16	5軸	フルトレーラ		0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
17	5軸	その他5軸車		0.53%	0.07%	0.21%	0.34%
18	6軸	セミトレーラ		1.09%	0.14%	0.43%	0.71%
19	6軸	単車		0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
20	6軸	単車		0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
21	6軸	その他6軸車		0.01%	0.00%	0.01%	0.01%

(b) 小山跨道橋の BWIM 記録を補正した結果

No.	軸数	車種	イメージ図	WIMによる 車両構成比	平均大型車混入率	
					10%	30%
1	2軸	乗用車など		25.56%	90.00%	70.00%
2	2軸	トラック、バス		43.54%	5.85%	14.13%
3	3軸	単車、セミトレーラ		4.02%	0.31%	1.91%
4	3軸	トラック、バス		14.90%	2.60%	7.72%
5	3軸	普通トラック		0.09%	0.01%	0.04%
6	3軸	その他3軸車		0.68%	0.05%	0.32%
7	4軸	単車、セミトレーラ		6.25%	0.80%	3.52%
8	4軸	セミトレーラ		0.11%	0.01%	0.05%
9	4軸	単車		0.03%	0.00%	0.01%
10	4軸	普通トラック		0.52%	0.04%	0.25%
11	4軸	その他4軸車		1.46%	0.11%	0.69%
12	5軸	セミトレーラ		0.44%	0.03%	0.21%
13	5軸	フルトレーラ		0.04%	0.00%	0.02%
14	5軸	単車、セミトレーラ		1.02%	0.08%	0.48%
15	5軸	単車		0.00%	0.00%	0.00%
16	5軸	フルトレーラ		0.00%	0.00%	0.00%
17	5軸	その他5軸車		0.20%	0.02%	0.09%
18	6軸	セミトレーラ		1.15%	0.09%	0.55%
19	6軸	単車		0.00%	0.00%	0.00%
20	6軸	単車		0.00%	0.00%	0.00%
21	6軸	その他6軸車		0.02%	0.00%	0.01%

(4). 車両重量分布と車種別軸重比

BWIM で計測されている車種別の車両重量分布と軸重比を表 4.3.8 に示す。表中に示す車両重量の下限と上限は、それぞれ BWIM の計測値における最小値と最大値を示している。車両列スナップショットにおける車両重量は車両重量分布に従って算出した上で、下限値を下回る、または上限値を上回る値が算出された場合には、車両重量を下限値または上限値に置き換える処理を行う。

表 4.3.8 車両重量分布と軸重比

(a) 有明曙橋の BWIM 記録

No.	軸数	車種	車両重量分布の特性 [tonf]					軸重比の平均値					
			分布型	平均	標準偏差	下限	上限	1軸目	2軸目	3軸目	4軸目	5軸目	6軸目
1	2軸	乗用車など	対数正規分布	2.8	2.1	0.1	34.5	0.50	0.50	—	—	—	—
2	2軸	トラック、バス	対数正規分布	7.3	4.6	0.2	53.7	0.44	0.56	—	—	—	—
3	3軸	単車、セミトレーラ	対数正規分布	15.1	6.3	1.3	80.6	0.30	0.33	0.37	—	—	—
4	3軸	トラック、バス	対数正規分布	17.6	6.5	3.2	68.4	0.33	0.34	0.34	—	—	—
5	3軸	普通トラック	対数正規分布	12.6	4.3	2.6	30.2	0.29	0.29	0.42	—	—	—
6	3軸	その他3軸車	対数正規分布	12.0	9.2	1.6	60.5	0.31	0.32	0.37	—	—	—
7	4軸	単車、セミトレーラ	対数正規分布	20.7	9.5	5.1	93.2	0.24	0.25	0.26	0.26	—	—
8	4軸	セミトレーラ	対数正規分布	26.9	13.1	11.2	68.9	0.20	0.21	0.21	0.38	—	—
9	4軸	単車	一様分布	41.7	—	39.3	46.2	0.40	0.20	0.20	0.20	—	—
10	4軸	普通トラック	対数正規分布	16.2	6.7	6.5	74.2	0.23	0.24	0.27	0.27	—	—
11	4軸	その他4軸車	対数正規分布	26.6	12.5	9.5	100.4	0.24	0.25	0.26	0.25	—	—
12	5軸	セミトレーラ	対数正規分布	31.1	12.6	9.6	70.0	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	—
13	5軸	フルトレーラ	一様分布	30.1	—	10.7	65.4	0.20	0.17	0.17	0.25	0.22	—
14	5軸	単車、セミトレーラ	対数正規分布	38.6	14.9	14.7	92.7	0.17	0.18	0.18	0.23	0.23	—
15	5軸	単車	一様分布	36.3	—	36.0	36.5	0.82	0.05	0.05	0.05	0.05	—
16	5軸	フルトレーラ	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
17	5軸	その他5軸車	対数正規分布	24.4	16.4	8.9	120.8	0.13	0.14	0.24	0.25	0.24	—
18	6軸	セミトレーラ	対数正規分布	43.9	12.1	14.8	96.1	0.13	0.15	0.15	0.19	0.19	0.19
19	6軸	単車	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
20	6軸	単車	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
21	6軸	その他6軸車	一様分布	53.8	—	22.4	116.5	0.16	0.14	0.23	0.21	0.12	0.13

(b) 小山跨道橋の BWIM 記録

No.	軸数	車種	車両重量分布の特性 [tonf]					軸重比の平均値					
			分布型	平均	標準偏差	下限	上限	1軸目	2軸目	3軸目	4軸目	5軸目	6軸目
1	2軸	乗用車など	対数正規分布	4.7	4.7	0.1	61.1	0.51	0.49	—	—	—	—
2	2軸	トラック、バス	対数正規分布	7.4	5.2	0.1	77.8	0.45	0.55	—	—	—	—
3	3軸	単車、セミトレーラ	対数正規分布	14.1	5.5	0.5	49.4	0.27	0.35	0.38	—	—	—
4	3軸	トラック、バス	対数正規分布	18.1	7.3	0.9	68.0	0.28	0.36	0.36	—	—	—
5	3軸	普通トラック	対数正規分布	12.3	5.0	2.0	22.1	0.33	0.33	0.34	—	—	—
6	3軸	その他3軸車	対数正規分布	12.8	7.4	0.7	44.8	0.29	0.32	0.39	—	—	—
7	4軸	単車、セミトレーラ	対数正規分布	21.4	9.4	1.8	70.2	0.22	0.24	0.27	0.27	—	—
8	4軸	セミトレーラ	一様分布	23.5	—	8.5	57.8	0.18	0.22	0.22	0.37	—	—
9	4軸	単車	一様分布	36.5	—	12.2	57.1	0.44	0.19	0.19	0.19	—	—
10	4軸	普通トラック	対数正規分布	17.0	8.7	0.2	83.2	0.23	0.23	0.27	0.27	—	—
11	4軸	その他4軸車	対数正規分布	21.5	9.9	1.6	94.7	0.23	0.26	0.26	0.25	—	—
12	5軸	セミトレーラ	対数正規分布	31.1	11.7	8.8	66.9	0.18	0.20	0.21	0.21	0.21	—
13	5軸	フルトレーラ	一様分布	29.8	—	13.6	81.8	0.13	0.18	0.18	0.25	0.25	—
14	5軸	単車、セミトレーラ	対数正規分布	36.4	14.4	12.0	79.3	0.15	0.17	0.17	0.26	0.26	—
15	5軸	単車	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
16	5軸	フルトレーラ	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
17	5軸	その他5軸車	対数正規分布	27.8	13.5	11.5	71.6	0.16	0.16	0.20	0.24	0.23	—
18	6軸	セミトレーラ	対数正規分布	43.7	11.4	12.8	84.0	0.12	0.14	0.14	0.20	0.20	0.20
19	6軸	単車	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
20	6軸	単車	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
21	6軸	その他6軸車	一様分布	36.2	—	22.4	41.6	0.09	0.14	0.15	0.21	0.21	0.21

※表中の下限および上限は、BWIM の計測値における最小値と最大値を示す。

(5). 車種別軸間距離

BWIM で計測されている車種別の軸間距離を表 4.3.9 に示す。車両列スナップショットにおける車種別軸間距離にはばらつきは考慮せずに表 4.3.9 に示す値を確定値として用いる。

表 4.3.9 車種別軸間距離

(a) 有明曙橋の BWIM 記録

No.	軸数	車種	軸間距離の平均値[m]				
			1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
1	2軸	乗用車など	2.73	—	—	—	—
2	2軸	トラック、バス	4.43	—	—	—	—
3	3軸	単車、セミトレーラ	2.60	6.25	—	—	—
4	3軸	トラック、バス	4.62	1.25	—	—	—
5	3軸	普通トラック	1.40	5.14	—	—	—
6	3軸	その他3軸車	3.44	9.56	—	—	—
7	4軸	単車、セミトレーラ	2.63	5.57	1.25	—	—
8	4軸	セミトレーラ	3.14	1.32	7.16	—	—
9	4軸	単車	5.57	1.30	1.32	—	—
10	4軸	普通トラック	1.40	4.69	1.13	—	—
11	4軸	その他4軸車	3.36	7.88	1.63	—	—
12	5軸	セミトレーラ	3.32	6.08	1.30	1.33	—
13	5軸	フルトレーラ	3.62	1.32	7.11	2.30	—
14	5軸	単車、セミトレーラ	3.18	1.30	6.47	1.27	—
15	5軸	単車	2.80	1.20	0.90	1.00	—
16	5軸	フルトレーラ	—	—	—	—	—
17	5軸	その他5軸車	3.61	10.16	4.24	1.96	—
18	6軸	セミトレーラ	3.12	1.31	5.70	1.28	1.31
19	6軸	単車	—	—	—	—	—
20	6軸	単車	—	—	—	—	—
21	6軸	その他6軸車	3.45	1.97	4.62	1.40	1.40

(b) 小山跨道橋の BWIM 記録

No.	軸数	車種	軸間距離の平均値[m]				
			1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
1	2軸	乗用車など	2.60	—	—	—	—
2	2軸	トラック、バス	4.46	—	—	—	—
3	3軸	単車、セミトレーラ	2.58	5.97	—	—	—
4	3軸	トラック、バス	5.17	1.32	—	—	—
5	3軸	普通トラック	1.36	4.63	—	—	—
6	3軸	その他3軸車	2.92	6.83	—	—	—
7	4軸	単車、セミトレーラ	2.64	5.62	1.29	—	—
8	4軸	セミトレーラ	3.11	1.34	6.63	—	—
9	4軸	単車	6.21	1.30	1.32	—	—
10	4軸	普通トラック	1.40	4.49	1.19	—	—
11	4軸	その他4軸車	3.09	7.58	1.61	—	—
12	5軸	セミトレーラ	3.20	5.95	1.33	1.32	—
13	5軸	フルトレーラ	3.26	1.29	5.39	3.03	—
14	5軸	単車、セミトレーラ	3.12	1.34	6.83	1.28	—
15	5軸	単車	—	—	—	—	—
16	5軸	フルトレーラ	—	—	—	—	—
17	5軸	その他5軸車	3.25	9.09	4.23	2.20	—
18	6軸	セミトレーラ	3.04	1.33	5.55	1.29	1.29
19	6軸	単車	—	—	—	—	—
20	6軸	単車	—	—	—	—	—
21	6軸	その他6軸車	3.44	1.58	6.68	1.48	1.46

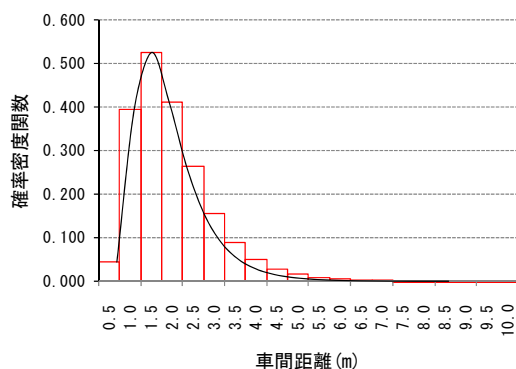
(6). 車間距離分布

渋滞時と通常走行時の 2 種類の時間区分帯における車間距離の確率モデルを設定する。

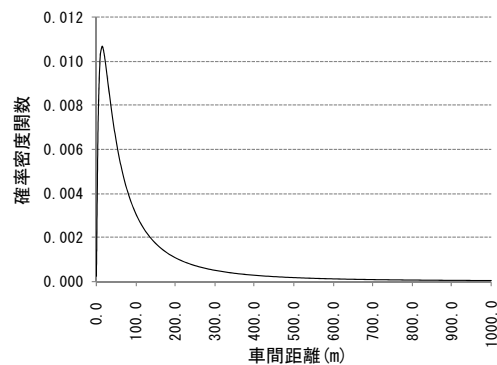
渋滞時の車間距離は、国道 1 号信号交差点で行われた調査結果⁷⁾から設定する。また、通常走行時の車間距離は、平成 18 年度に国土技術政策総合研究所が行った車間距離の実測データ⁵⁾を参考に設定する。シミュレーションで用いる車間距離を表 4.3.10、車間距離の分布を図 4.3.15 に示す。

表 4.3.10 車間距離の入力データ（対数正規分布）

	平均	標準偏差	下限値	上限値	データ
渋滞時	2.0	1.0	0.5	10.0	国道 1 号交差点
通常走行時	135.0	248.4	0.5	1000.0	地藏橋



(a) 渋滞時



(b) 通常走行時

図 4.3.15 車間距離分布図

(7). 横方向走行位置分布（横ぶれ）

実交通においては車線内で個々の車両の走行位置は一定せず、ある範囲で横ぶれを有する。そのため、橋梁の構造特性によってはシミュレーションに用いる荷重列の中心線を車線内で一致させて載荷した場合と、車線内の載荷位置にばらつきを持たせた場合では、得られる橋梁各部の応答値の分布に無視できない差異が生じることも可能性として考えられる。そこで、スナップショットに含まれる各車両について、それぞれ車両中心線と車線中心線が一致したときをゼロとして、そこからの横ぶれ量を以下に示すような確率モデルを用いて確率的に与える。

平成 18 年度に行われた橋軸直角方向における車両走行位置に関する実測値⁵⁾を表 4.3.11 に示す。また、実測データの例を図 4.3.16 に示す。車線内の横ぶれの特徴は、車線幅員、路肩幅員、走行速度、車線数など様々な要因によっても影響を受けると考えられる。実測データが十分でないものの、実測データでは交通特性の相違にもかかわらず概ね同じ傾向を示したこと、各調査橋梁の標準偏差は概ね 0.3m であることから、車両中心線と車線中心線が一致したときをゼロとして標準偏差 0.3m の正規分布を用いることとした。

なお、観測されたデータでは最大値が車線幅員を超えるケースがあるが、これは車線変更を捉えたものと考えられる。実際の渋滞時には車線変更が行われることは稀であることから、シミュレーションに際しては横ぶれの上限值として、車線幅員境界または車道端部（路側帯の側）を別途与えた。

表 4.3.11 車両の横ぶれに関する実測データ

	車線	標準偏差[m]	左最大[m]	右最大[m]
地蔵橋	1	0.31	0.89	1.05
	2	0.29	0.99	1.40
小山高架橋	1	0.31	1.85	2.26
	2	0.33	2.13	0.73
蓮沼橋	1	0.36	1.16	1.97
	2	0.29	1.60	0.79
	3	0.25	0.74	1.91
	4	0.30	3.05	1.20
使用データ		0.30	車線端または地覆端	

※「左最大」、「右最大」は計測時用画像データにおける車線左側、右側のぶれの最大値を示す。

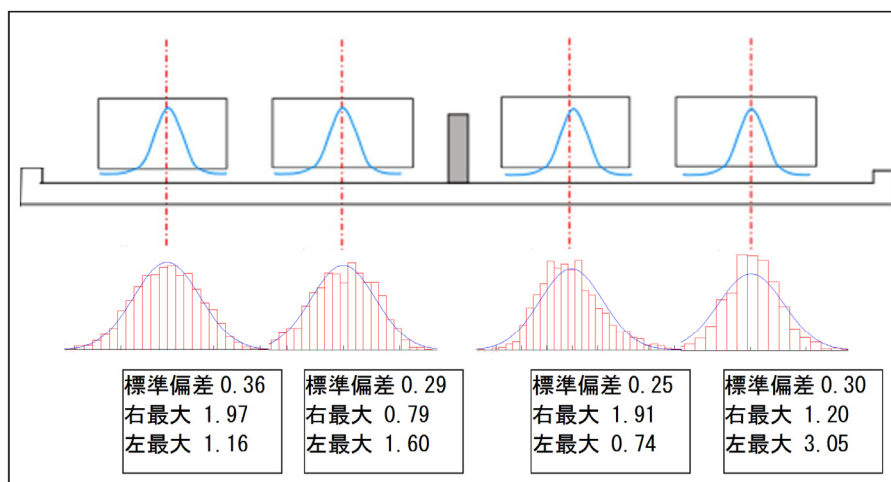


図 4.3.16 横ぶれ特性の分布形状の例（蓮沼橋）

(8). 輪距・オーバーハング

車体の前オーバーハング(L_f)、および後オーバーハング(L_r)は表 4.3.12 に示す値を用いた。また、輪距(B)については車種によらず 1.75m とし、車幅方向(B_e)については 0.25m とした (図 4.3.18 参照)。

表 4.3.12 車体前後のオーバーハング

車種	前オーバーハング (L_f)	後オーバーハング (L_r)
1	0.60 m	1.00 m
2	0.60 m	1.00 m
3	0.60 m	1.00 m
4	0.60 m	1.00 m
5	1.00 m	1.50 m
6	1.00 m	1.50 m
7	1.20 m	1.65 m
8	1.20 m	1.65 m
9	1.20 m	1.65 m
10	1.20 m	1.65 m
11	1.20 m	1.65 m
12	1.20 m	1.65 m
13	1.20 m	1.65 m
14	1.20 m	1.65 m
15	1.20 m	1.35 m
16	1.20 m	1.35 m
17	1.20 m	2.35 m
18	1.20 m	2.35 m
19	1.20 m	2.50 m
20	1.20 m	2.50 m
21	1.20 m	2.50 m

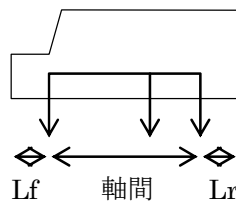


図 4.3.17 車体前後のオーバーハング

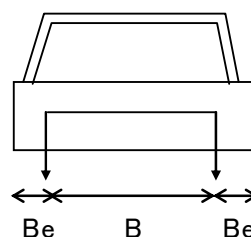


図 4.3.18 輪距と車体左右のオーバーハング

4.3.3. 車両列スナップショットを用いた活荷重断面力の算出

上述の入力データを基に作成したスナップショットを橋に載荷し、活荷重断面力を算出する。

スナップショットを用いて作成した車列による活荷重断面力は、図 4.3.19 に示すような格子解析から算出した着目点の影響線を用いて算出する。なお、本研究では橋梁上に車両が満載された状態を対象に荷重係数を算出するものとし、確率的に作成したスナップショットのまま、影響面の縦距が負となる範囲にも車列を載荷している。ただし、道路橋示方書に準じた設計は、着目部材にとって不利な状況となるように、設計活荷重を影響線の縦距が正の値となる範囲のみに載荷する影響線載荷が前提とされている。既往の研究⁷⁹⁾では橋梁上に車両が満載された状態を対象に荷重係数を算出するものとしていること、米国 AASHTO および欧州 Eurocode でも影響線載荷自体は確率的な考え方で見直す検討は行われていないこと、実際には様々な要因による渋滞や車両走行位置の変更が生じうることから考えて、影響線載荷の方法について確率的な検討を加えることは本研究の対象外としている。

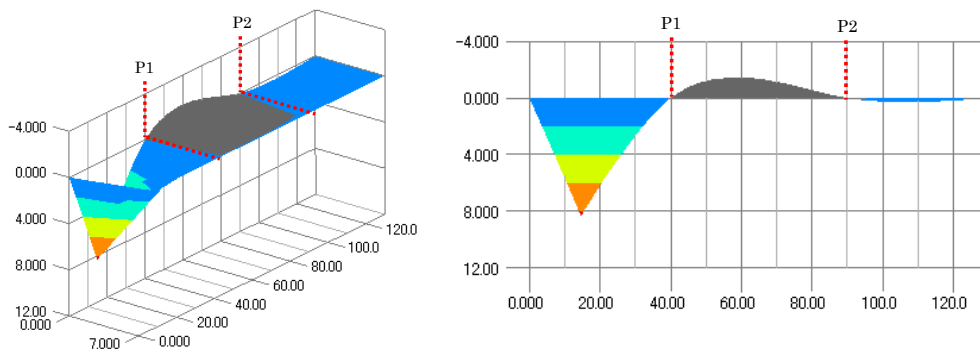


図 4.3.19 格子解析による影響面の例（3 径間連続桁の側径間中央曲げに着目）

最終的に、荷重シミュレーションにおける活荷重によるある時刻 t の断面力 $X_L(t)$ は式 (4.3.1) によって算出する。

$$X_L(t) = (1 + I) \cdot x_L(t) \dots\dots\dots (4.3.1)$$

ここに、 x_L : 車両列スナップショットによる断面力

I : 道路橋示方書（平成 24 年）による衝撃係数

4.4. 温度変化の影響(TH)

シミュレーションにおける温度変化の影響による断面力の算出フローを図 4.4.1 に示す。また、温度変化の影響の载荷方法の模式図を図 4.4.2 に示す。

温度変化の影響は、常に生じるものである。そこで、荷重シミュレーションの全時間区間に考慮するものとし、最高気温と最低気温が 6 区間間隔（12 時間間隔に相当）で交互に発生するものとした。また、その他の区間は最高気温と最低気温の間を連続的に変化すると仮定して、正弦波で補間するものとした。なお、シミュレーションでは部材相互の温度差による影響(TF)は考慮しない。

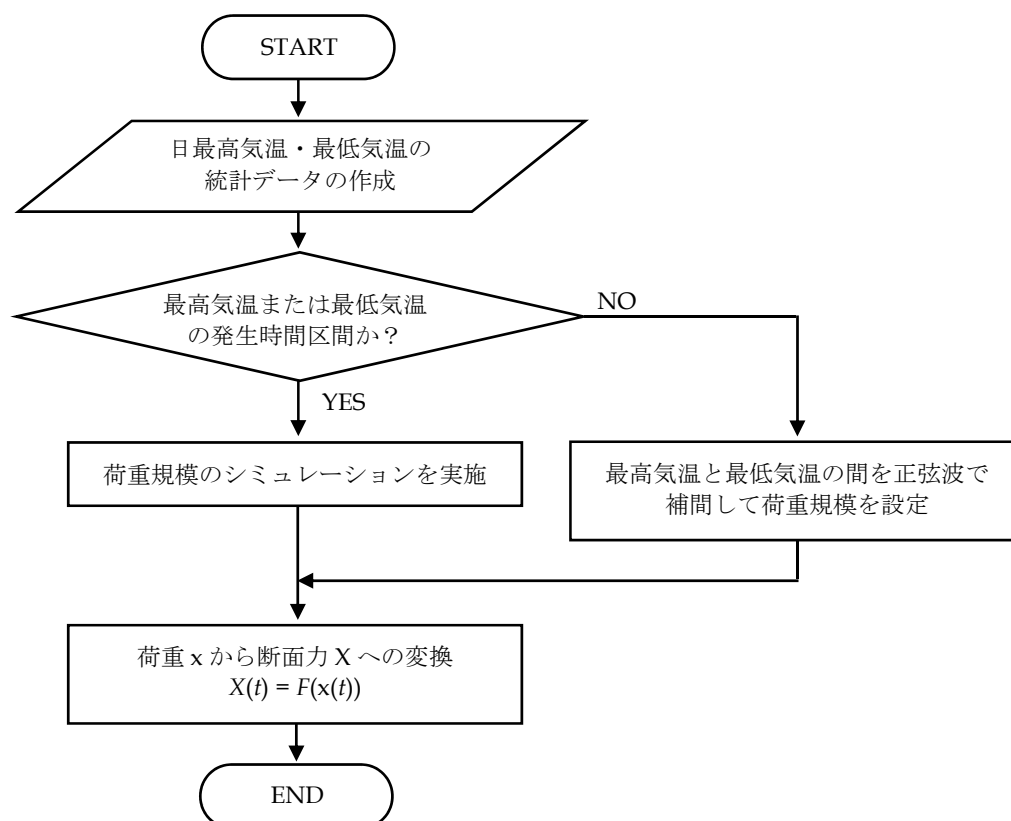


図 4.4.1 温度変化の影響による断面力の算出フロー

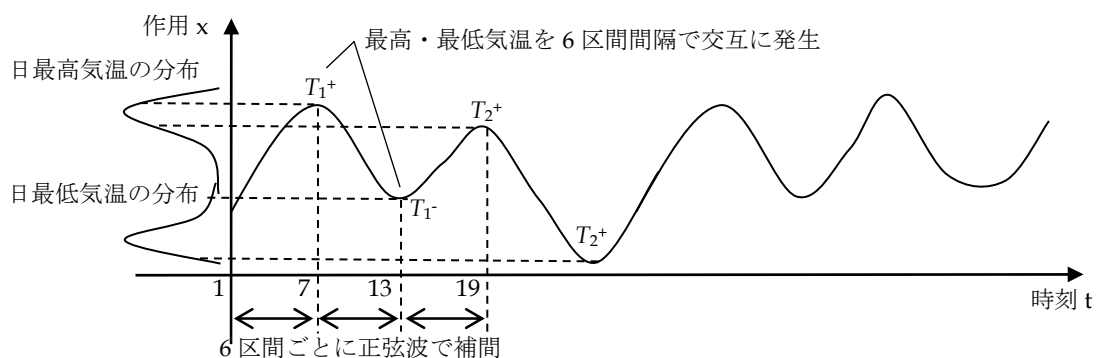


図 4.4.2 温度荷重载荷方法の模式図

4.4.1. 最高・最低気温の確率モデル

(1). 気象庁の観測データの整理

既往の統計調査結果¹⁾では、旭川・大阪・鹿児島を対象に、表 4.4.1 に示すような年最高気温と年最低気温の観測値を整理している。同調査結果では、最高気温の分布は全国で地域差が無く、最低気温は地域差があることが報告されている。そこで、道路橋示方書（平成 24 年）の 2 区分に合わせて、それぞれを代表する観測地点を設定する。

表 4.4.1 既往の統計調査結果¹⁾における年最高気温と年最低気温の特性（単位：℃）

調査対象	年最高気温				年最低気温			
	平均値	標準偏差	最大値	最小値	平均値	標準偏差	最大値	最小値
旭川	32.85	1.34	35.90	29.50	-28.77	4.42	-21.60	-41.00
大阪	35.76	0.98	38.50	34.00	-3.80	1.21	0.30	-7.50
鹿児島	34.37	1.02	37.00	31.40	-3.88	1.21	-0.90	-6.70

本研究では、表 4.4.1 に示した結果を参考に、温度荷重の確率モデルを作成する上で着目する地点を選定した。具体的には、調査対象の中で年最高気温の最大値が大きい大阪を普通の地方、年最低気温の最小値が小さい旭川を寒冷な地方の代表地点とした。ここで、本研究で対象とする全ての橋梁は、普通の地方は大阪、寒冷な地方は旭川を代表地点として確率モデルを与えるものとし、架橋地点の地域に応じた確率モデルの設定は行っていない。

気象庁においては 1883 年以降の観測データがあり、日最高気温、日最低気温、および日平均気温が整理されている。本研究では、気象庁の観測データを基に日最高気温、最低気温の月平均値に関する年ごとの最大値と最小値を整理する。大阪と旭川における季節区分ごとの日最高気温、最低気温の月平均値に関する年ごとの最大値と最小値の分布をそれぞれ図 4.4.3 および図 4.4.4 に示す。

(2). 観測データに基づいた最高・最低気温の確率密度関数の仮定

確率密度関数は正規分布、対数正規分布、極値Ⅰ型分布、極値Ⅲ型分布などで近似が可能である。それぞれの近似式の適合度は K-S 検定によって確認した。K-S 検定結果を表 4.4.2 および表 4.4.3 に示す。

(3). 気温から構造物温度への変換

構造物に作用する温度変化は、既往の統計調査結果⁹⁾における鋼製橋脚の構造物温度の測定結果を参考に、気温から構造物温度への相関式を式 (4.4.1) のように仮定した。なお、この相関式の有する不確実性は標準偏差 1.35℃程度であり、-10℃から 50℃というオーダーに対して小さいと考え、本研究では無視した。

$$G(x) = 1.04x + 2.70 \dots\dots\dots (4.4.1)$$

ここに、 x : 気温

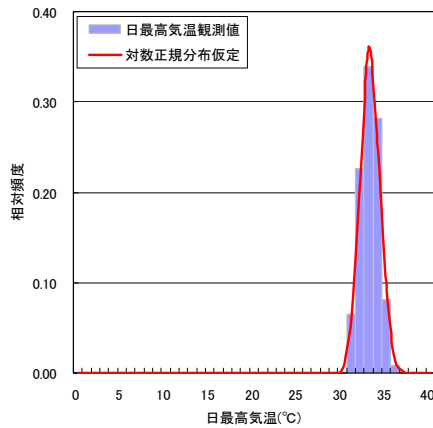
$G(x)$: 構造物温度

道路橋示方書（平成 24 年）Ⅰ 共通編 2.2.10 の条文に示される鋼構造の温度変化の影響は、構造物における温度変化の範囲を -10℃から +50℃（寒冷な地域においては -30℃から +50℃）としている。よって、温度変化の影響を気温に換算すると以下に示す値となる。

- 【普通の地方】 高温側 : $(50 - 2.70) / 1.04 = 45.5[℃]$ 低温側 : $(-10 - 2.70) / 1.04 = -12.2[℃]$
【寒冷な地方】 高温側 : $(50 - 2.70) / 1.04 = 45.5[℃]$ 低温側 : $(-30 - 2.70) / 1.04 = -31.4[℃]$

表 4.4.2 日最高気温の月平均値に関する年最大値の確率密度関数の近似

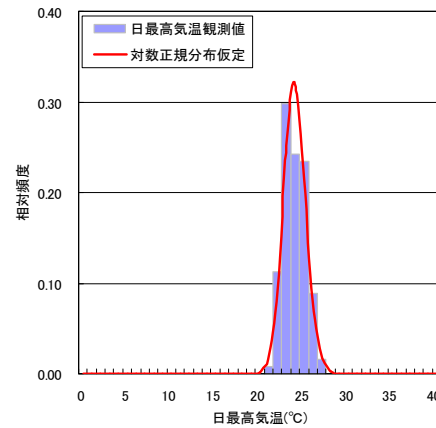
対象地域	対象時期	K-S検定結果			
		正規分布	対数正規分布	極値分布(I型)	極値分布(III型)
普通の地域 (大阪)	台風期(6月～10月)	0.06	0.06	0.11	0.08
	上記以外(1～5月、11月、12月)	0.07	0.06	0.09	0.08
寒冷的地域 (旭川)	台風期(6月～10月)	0.06	0.06	0.11	0.08
	寒冷期(積雪有)(1～3月、12月)	0.06	0.06	0.09	0.06
	寒冷期(積雪無)(4月、5月、11月)	0.07	0.06	0.09	0.08



1883年～2006年の観測結果を使用

分布型 : 対数正規分布
標本数 : 124
平均値 : 32.665 °C
標準偏差 : 1.063 °C
最大値 : 35.100 °C
最小値 : 30.300 °C

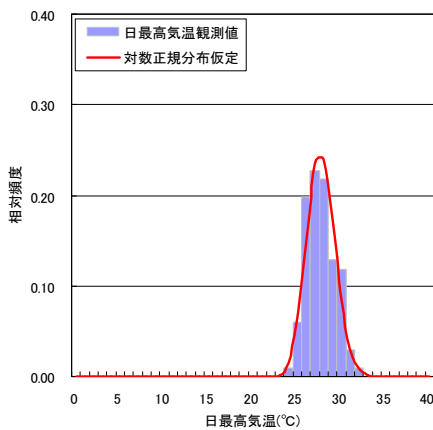
区分 A(大阪) 6～10 月



1883年～2006年の観測結果を使用

分布型 : 対数正規分布
標本数 : 124
平均値 : 23.449 °C
標準偏差 : 1.200 °C
最大値 : 26.700 °C
最小値 : 21.000 °C

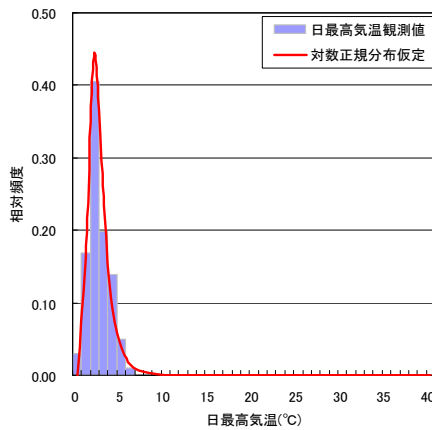
区分 A(大阪) 1～5 月,11,12 月



1907年～2006年の観測結果を使用

分布型 : 対数正規分布
標本数 : 101
平均値 : 27.192 °C
標準偏差 : 1.573 °C
最大値 : 31.100 °C
最小値 : 23.500 °C

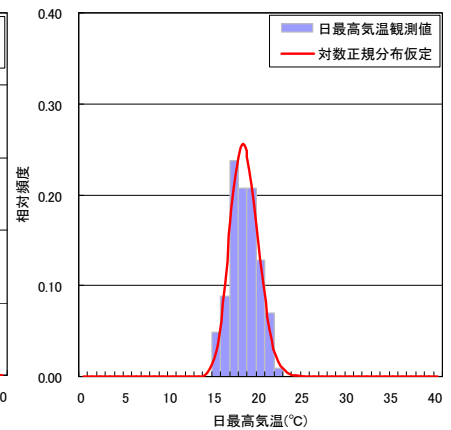
区分 B(旭川) 6～10 月



1907年～2006年の観測結果を使用

分布型 : 対数正規分布
標本数 : 101
平均値 : 2.002 °C
標準偏差 : 1.196 °C
最大値 : 5.500 °C
最小値 : -1.300 °C

区分 B(旭川) 1～3 月,12 月



1907年～2006年の観測結果を使用

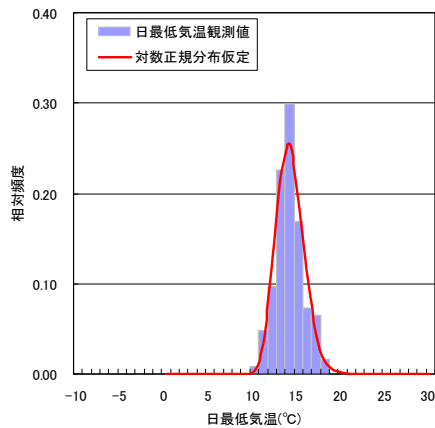
分布型 : 対数正規分布
標本数 : 101
平均値 : 17.686 °C
標準偏差 : 1.546 °C
最大値 : 21.100 °C
最小値 : 14.400 °C

区分 B(旭川) 4,5,11 月

図 4.4.3 日最高気温の月平均値に関する年最大値の確率分布モデル

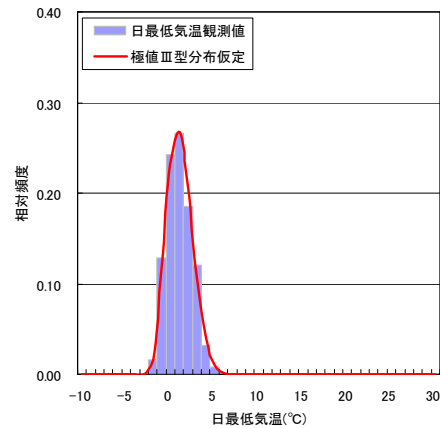
表 4.4.3 日最低気温の月平均値に関する年最小値の確率密度関数の近似

対象地域	対象時期	K-S検定結果			
		正規分布	対数正規分布	極値分布(I型)	極値分布(III型)
普通地域 (大阪)	台風期(6月～10月)	0.08	0.06	0.14	0.77
	上記以外(1～5月、11月、12月)	0.07	---	0.13	0.05
寒冷地域 (旭川)	台風期(6月～10月)	0.12	0.12	0.17	0.12
	寒冷期(積雪有)(1～3月、12月)	0.06	---	0.10	0.06
	寒冷期(積雪無)(4月、5月、11月)	0.10	---	0.09	0.07



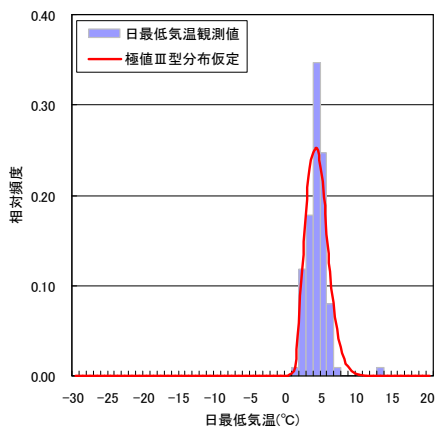
1883年～2006年の観測結果を使用
 分布型 : 対数正規分布
 標本数 : 124
 平均値 : 13.552 °C
 標準偏差 : 1.547 °C
 最大値 : 17.800 °C
 最小値 : 9.500 °C

区分 A(大阪) 6～10月



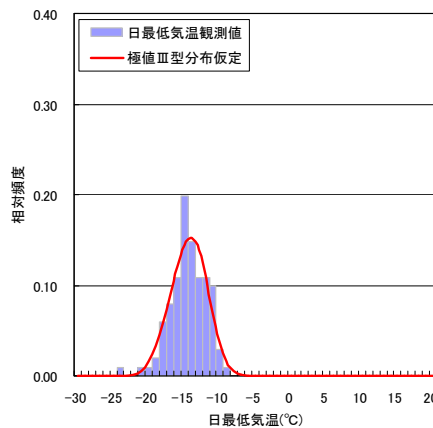
1883年～2006年の観測結果を使用
 分布型 : 極値分布(III型)
 標本数 : 124
 平均値 : 0.584 °C
 標準偏差 : 1.401 °C
 最大値 : 4.400 °C
 最小値 : -2.700 °C

区分 A(大阪) 1～5月,11,12月



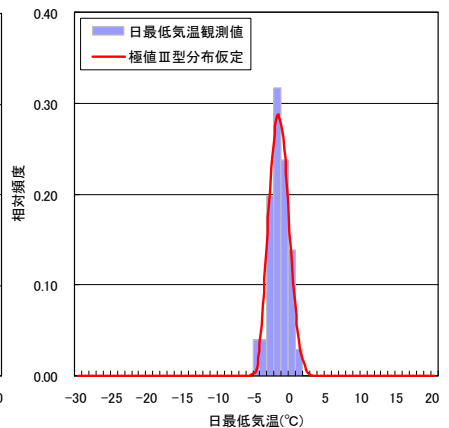
1907年～2006年の観測結果を使用
 分布型 : 極値分布(III型)
 標本数 : 101
 平均値 : 3.693 °C
 標準偏差 : 1.500 °C
 最大値 : 13.000 °C
 最小値 : 0.600 °C

区分 B(旭川) 6～10月



1907年～2006年の観測結果を使用
 分布型 : 極値分布(III型)
 標本数 : 101
 平均値 : -14.855 °C
 標準偏差 : 2.531 °C
 最大値 : -9.800 °C
 最小値 : -24.000 °C

区分 B(旭川) 1～3月,12月



1907年～2006年の観測結果を使用
 分布型 : 極値分布(III型)
 標本数 : 101
 平均値 : -2.231 °C
 標準偏差 : 1.291 °C
 最大値 : 0.800 °C
 最小値 : -5.800 °C

区分 B(旭川) 4,5,11月

図 4.4.4 日最低気温の月平均値に関する年最小値の確率分布モデル

4.4.2. 荷重シミュレーションにおける断面力の算出式

荷重シミュレーションにおける温度変化の影響によるある時刻 t の断面力 $X_{TH}(t)$ は式 (4.4.2) によって算出する。

$$X_{TH}(t) = A_{TH} \cdot \frac{G(x_{TH}(t)) - T_0}{\Delta T_n} \dots\dots\dots (4.4.2)$$

ここに、 A_{TH} : 温度変化の影響の特性値による断面力

x_{TH} : 日最高・最低気温の確率モデルに基づく気温

T_0 : 基準温度

$G(x)$: 気温から構造物温度への相関式

ΔT_n : 道路橋示方書における温度変化の範囲

4.5. 風荷重(W)

シミュレーションにおける風荷重による断面力の算出フローを図 4.5.1 に示す。また、風荷重の載荷方法の模式図を図 4.5.2 に示す。

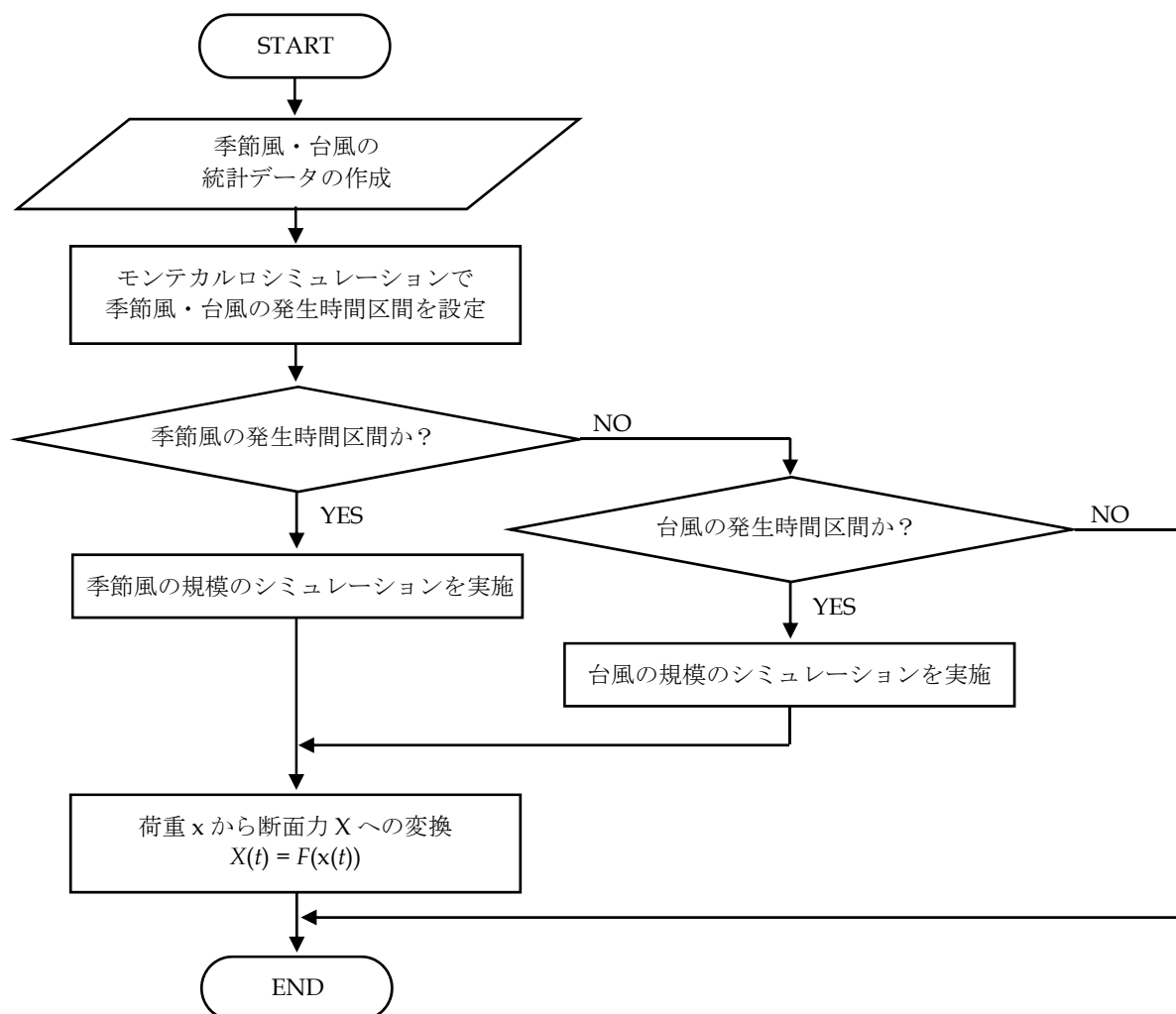


図 4.5.1 風荷重による断面力の算出フロー

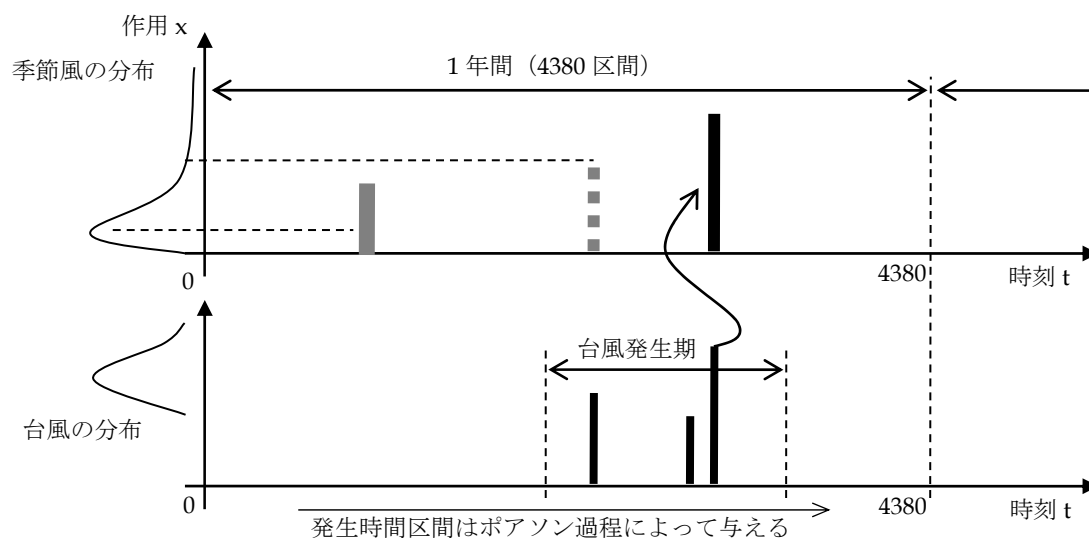


図 4.5.2 風荷重載荷方法の模式図

4.5.1. 風荷重の発生頻度

(1). 季節風

荷重シミュレーションにおける風荷重（台風を除く季節風）の発生時間区間数設定の参考となる資料として、気象庁における暴風警報発表の頻度を調べた。対象地点は、全国の中でも強風地域と言える室戸とした。室戸における警報・注意報発表の基準を表 4.5.1 に示す。また、暴風警報が発表された日時を表 4.5.2 に示す。

表 4.5.1 から、気象庁は、室戸における暴風警報を発表する目安を平均風速 25m/s としている。警報の発表日時については気象庁では記録が取られていないため、国立情報学研究所のサイト（http://agora.ex.nii.ac.jp/cgi-bin/cps/warning_list.pl?kcode=05&acode=390000、2017 年 12 月 4 日時点）からデータを取得した。このサイトでは、2013 年以降の注意報・警報の発表日時が記録されている。表 4.5.2 から、過去 3 年間で暴風警報が発表された回数は 11 回で年平均 4 回程度の状況であった。また、警報の発表時刻から解除時刻までの継続時間は、最短で 2 時間程度、最長で 1 日を超えるケースがある。

次に、表 4.5.2 に示した暴風警報が発表された日を対象に、気象庁の観測記録から 10 分間平均風速および最大瞬間風速を抽出した結果を図 4.5.3～図 4.5.4 に示す。

図 4.5.4 に示した 10 分間平均風速から、暴風警報が発表される目安となる平均風速として 25m/s を超える時間を調べた。なお、表 4.5.2 に示した暴風警報が発表された日のうち No.7 と 10 については気象庁の観測記録に欠損データがあるため、平均風速の記録がない。暴風警報が発表された日に平均風速が 25m/s を超える時間は最大で 14 時間継続するケースが見られた。また、暴風警報が発表された日の中でも、平均風速が 25m/s を超えることが無いケースも見られた。過去の台風に関する情報を確認すると、継続時間が最大となった 2014 年 8 月 9 日～10 日は台風が上陸した日時であったため、季節風の発生頻度に関する検討からはこのケースは除くことにする。

表 4.5.2 に示した暴風警報の発表時刻から解除時刻までの時間と図 4.5.4 に整理した観測記録の平均風速が大きくなる時間（風速 25m/s を超える時間）を比べると、観測記録の平均風速が大きくなる時間の方が短い。また、台風上陸日時を除くと平均風速が大きい状態が続く時間は 1～5 時間である。

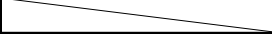
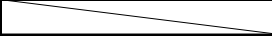
台風上陸日時を除いて 10 分間平均風速が 25m/s を超えた日を対象に、10 分間平均風速の 1 時間ごと、および 2 時間ごとの平均値を算出した結果を図 4.5.5 に示す。10 分間平均風速が 25m/s を超えた日は、2015 年 12 月 11 日、2015 年 7 月 17 日、2014 年 10 月 13 日、2013 年 11 月 25 日、2013 年 3 月 1 日の合計 5 日である。この中で 10 分間平均風速の 1 時間ごとの平均値に着目すると、風速 25m/s を超える時間の合計は 13 時間であった。この平均値を取ると 2.6 時間となる。そこで、強風の発生時間区間を 2 時間程度としても良いと考えられる。

以上から、荷重シミュレーションにおける季節風による風荷重の発生時間区間数は、暴風警報が発表される頻度を安全側に捉えたものとして 1 年間に 12 時間区間（平均すれば月 2 時間区間）として設定する。ただし、1 年間の風荷重の発生時間区間数を 12～36 時間区間まで変化させた時の荷重組合せへの影響を「5.荷重組合せのみに着目したシミュレーション」で別途検討した上で最終的に決めることにした。

表 4.5.1 警報・注意報発表の基準（高知県 室戸）

（大阪管区気象台管内）

平成26年10月9日現在

発表官署		高知地方気象台						
府県予報区		高知県						
一次細分区域		中部			東部		西部	
市町村等をまとめた地域		高知中央	嶺北	高吾北	室戸	安芸	幡多	高幡
警報	大雨	区域内の市町村で別表1の基準に到達することが予想される場合						
	洪水	区域内の市町村で別表2の基準に到達することが予想される場合						
	暴風（平均風速）	陸上 20m/s 海上 25m/s	20m/s		陸上 20m/s ^{*1} 海上 25m/s			
	暴風雪（平均風速）	陸上 20m/s 海上 25m/s 雪を伴う	20m/s 雪を伴う		陸上 20m/s ^{*1} 海上 25m/s 雪を伴う			
	大雪	24時間降雪の深さ30cm						
	波浪（有義波高）	6.0m			6.0m			
	高潮	区域内の市町村で別表5の基準に到達することが予想される場合						
	注意報	大雨	区域内の市町村で別表3の基準に到達することが予想される場合					
洪水		区域内の市町村で別表4の基準に到達することが予想される場合						
強風（平均風速）		陸上 12m/s 海上 15m/s	12m/s		陸上 12m/s ^{*2} 海上 15m/s			
風雪（平均風速）		陸上 12m/s 海上 15m/s 雪を伴う	12m/s 雪を伴う		陸上 12m/s ^{*2} 海上 15m/s 雪を伴う			
大雪		24時間降雪の深さ10cm						
波浪（有義波高）		3.0m			3.0m			
高潮		区域内の市町村で別表5の基準に到達することが予想される場合						
雷		落雷等により被害が予想される場合						
融雪								
濃霧（視程）		陸上 100m 海上 500m	100m		陸上 100m 海上 500m			
乾燥		最小湿度40%で実効湿度60%						
なだれ		積雪の深さが50cm以上あり次のいずれか 1 降雪の深さ20cm以上 2 最高気温が2℃以上 3 かなりの降雨						
低温		最低気温－5℃以下 ^{*3}						
霜		3月20日以降の晩霜						
着氷								
着雪	24時間降雪の深さ：20cm以上 気温：－2℃～2℃							
記録的短時間大雨情報 （1時間雨量）		120mm						

*1 室戸岬特別地域気象観測所の観測値は27m/sを目安とする。

*2 室戸岬特別地域気象観測所の観測値は18m/sを目安とする。

*3 気温は高知地方気象台の値。

表 4.5.2 暴風警報の発表日時（高知県 室戸）

No.	発表時刻		解除時刻		継続時間	
	日付	時刻	日付	時刻	時間	分
1	2015/12/11	0:40	2015/12/11	3:31	2	51
2	2015/7/16	7:15	2015/7/17	7:07	23	52
3	2014/10/13	4:27	2014/10/13	22:18	17	51
4	2014/10/5	14:15	2014/10/6	5:50	15	35
5	2014/8/9	4:56	2014/8/10	14:17	34	21
6	2014/7/10	3:30	2014/7/10	15:26	11	56
7	2013/12/9	16:10	2013/12/10	4:15	12	5
8	2013/11/25	12:52	2013/11/25	15:50	2	58
9	2013/4/6	21:09	2013/4/7	10:25	13	16
10	2013/3/18	17:16	2013/3/18	19:10	1	54
11	2013/3/1	16:29	2013/3/1	18:29	2	0

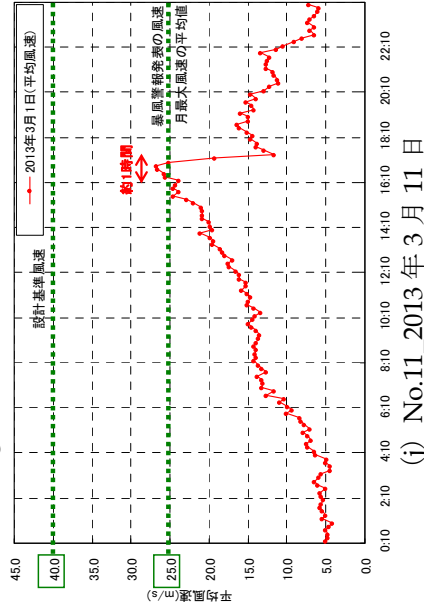
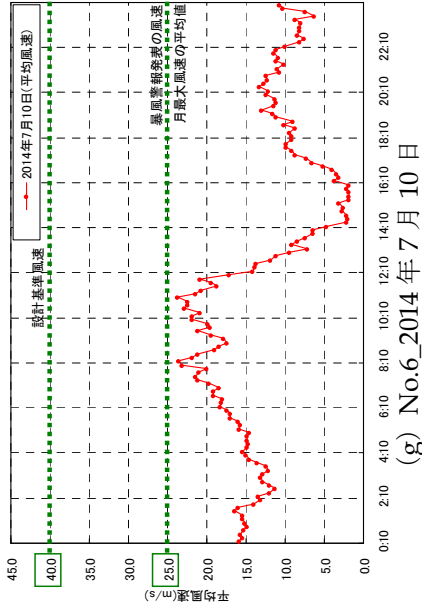
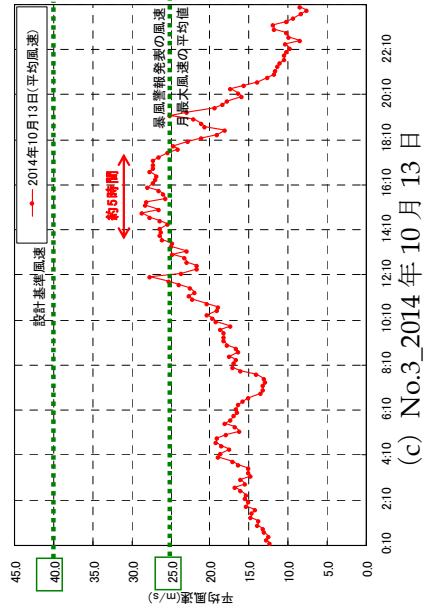
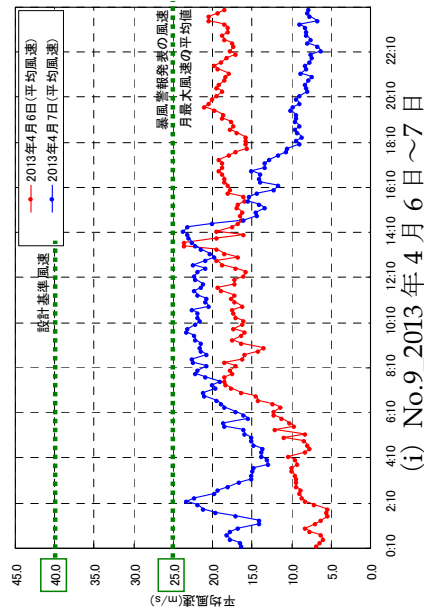
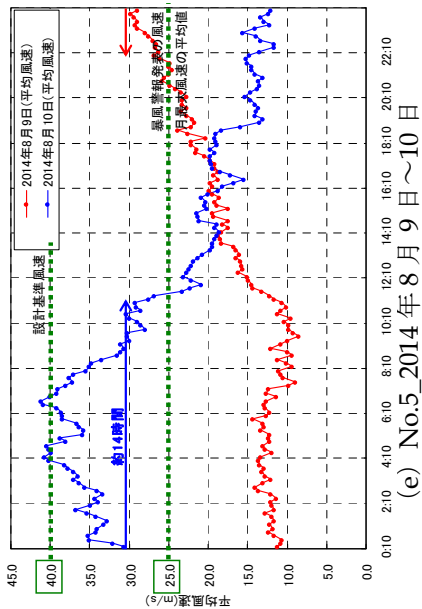
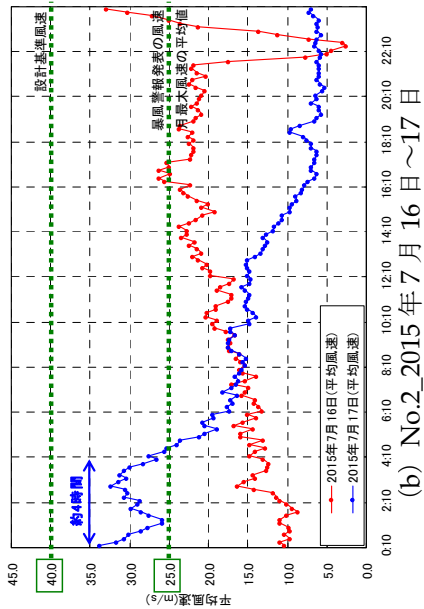
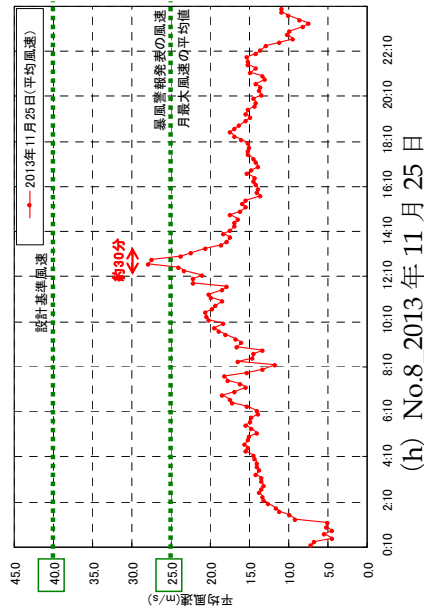
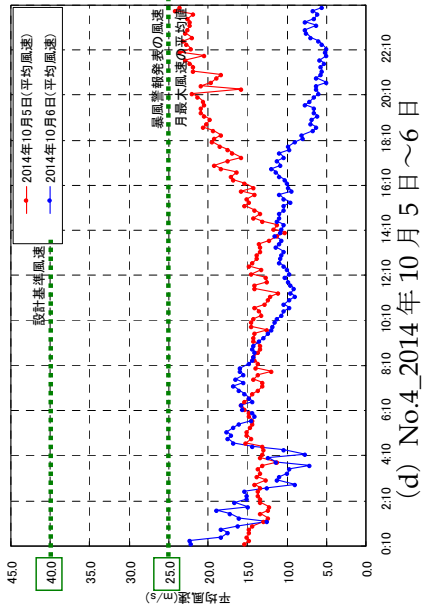
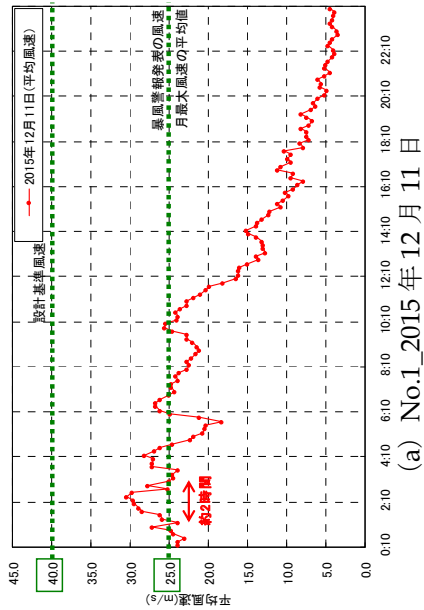


図 4.5.3 暴風警報発表時の平均風速の状況 (高知県 室戸)

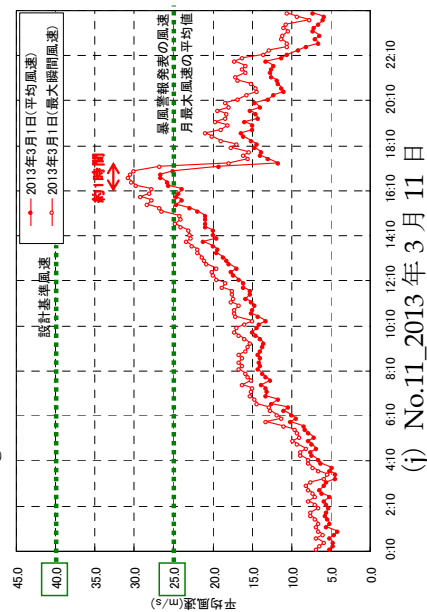
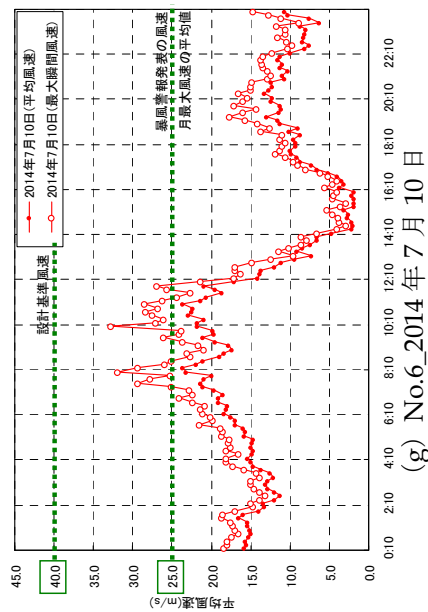
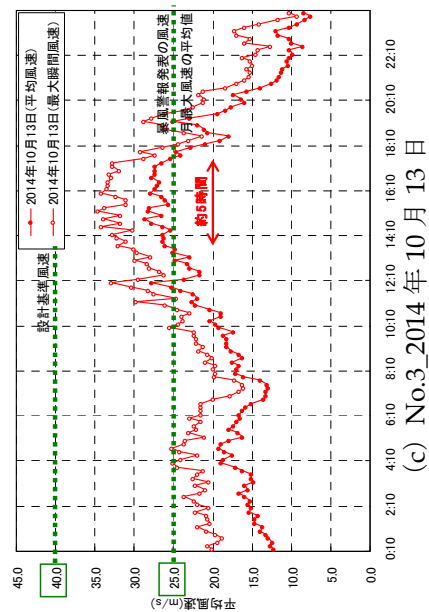
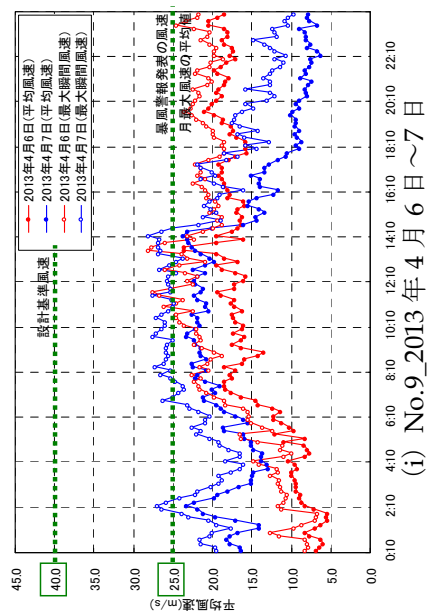
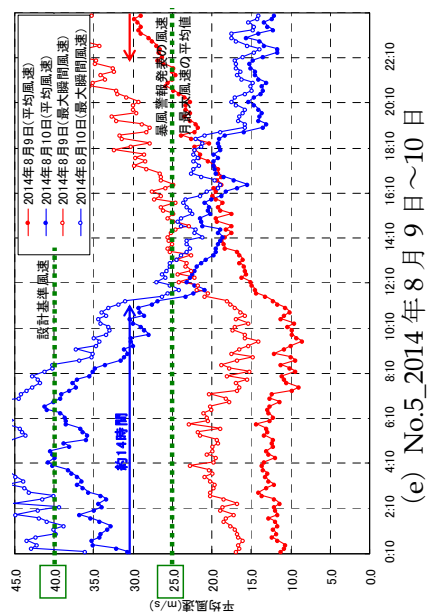
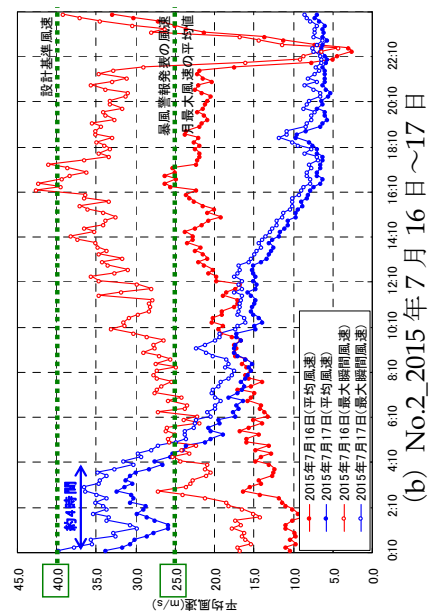
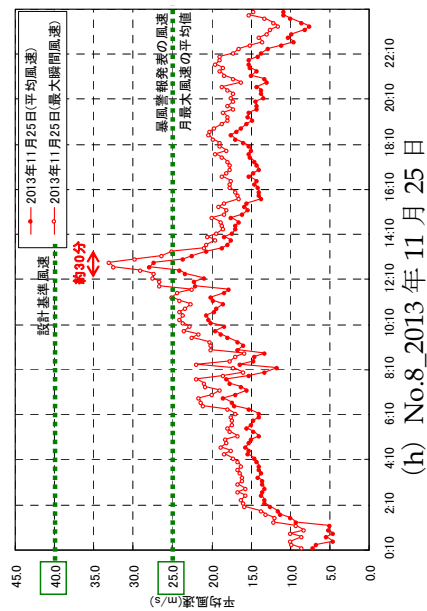
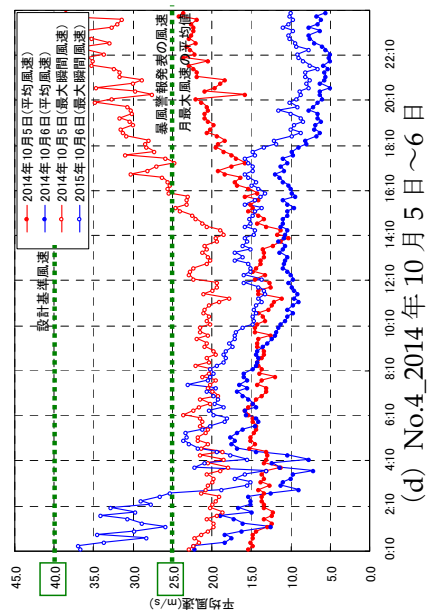
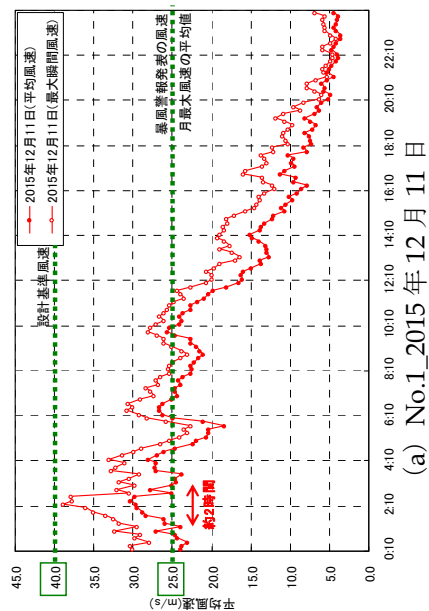
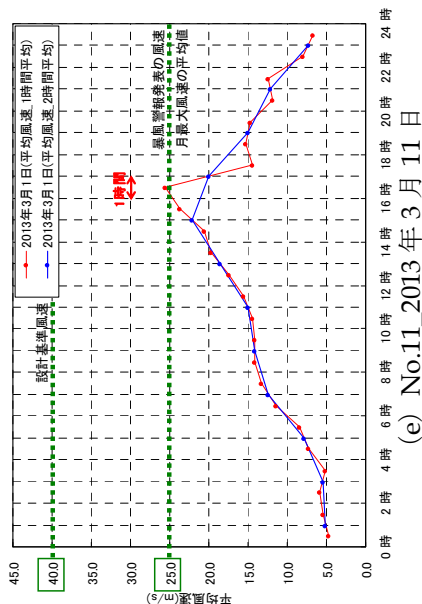
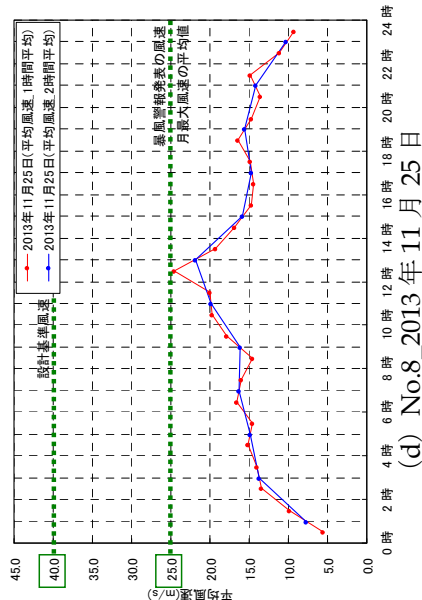
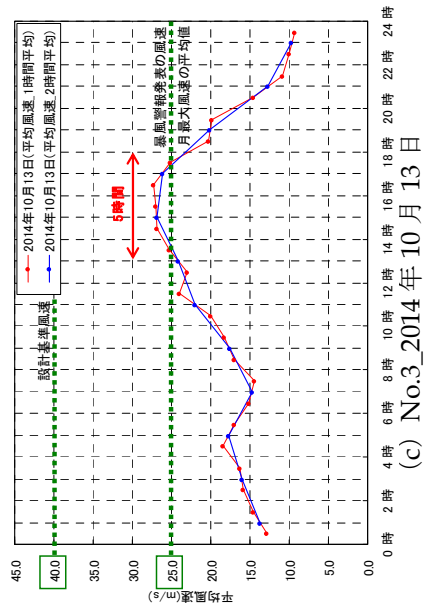
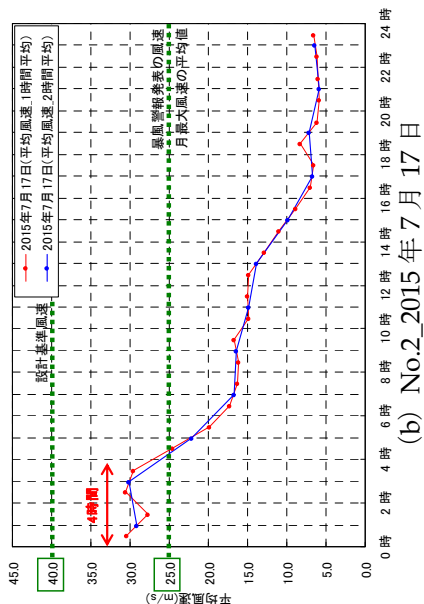
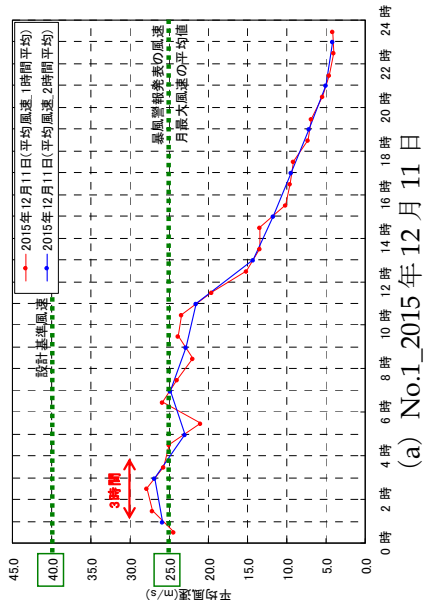


図 4.5.4 暴風警報発表時の平均風速と最大瞬間風速の状況 (高知県 室戸)



5 日分の 10 分間平均風速において、25m/s を超える時間は、
 $3+4+5+0+1 = 13$ 時間
 この平均値を取ると、
 $13 \text{ 時間} / 5 = 2.6 \text{ 時間}$

図 4.5.5 10 分間平均風速の 1 時間ごと・2 時間ごとの平均値 (高知県 室戸)

(2). 台風

荷重シミュレーションにおける台風の発生時間区間数は、気象庁における台風の年間接近数に関するデータ（<http://www.data.jma.go.jp/fcd/yoho/typhoon/statistics/accession/index.html>、2017 年 12 月 4 日時点）を基に設定した。台風の接近数は、台風が上陸したかどうかに関わらず、台風が中心が気象官署から 300km 以内に入った場合を示している。図 4.5.6 に台風の年間接近数の頻度分布を示す。この結果から、台風の発生時間区間数は 1 年間に 3 時間区間として設定した。

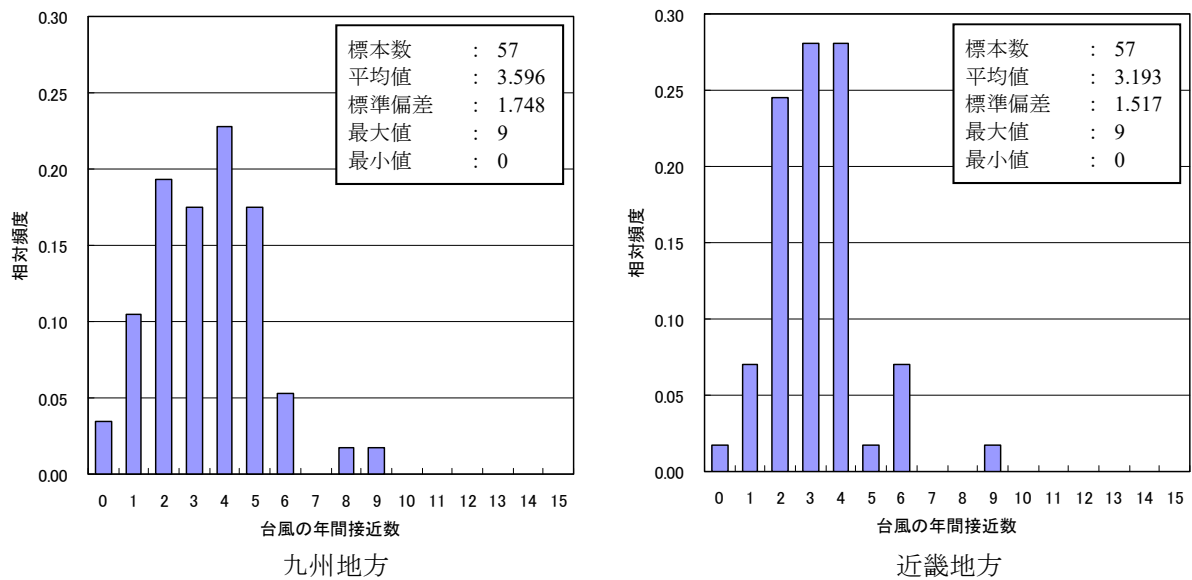


図 4.5.6 台風の年間接近数（気象庁データを基に作成、1951 年～2007 年）

4.5.2. 風荷重値の確率モデル

(1). 風荷重の特性値

本研究では、風荷重の特性値を全国一律 40m/s とする決められた基準風速の標準値を用いて算出する。40m/s という基準風速の標準値は、道路橋耐風設計便覧（平成 19 年改訂版）の 3.2.2 設計基準風速にて述べられているとおり、一部の強風地域を除く日本全国の高度 10m において、50 年間でその風速を超えない確率が 0.6 以上（再現期間 100 年に相当）となるものである。

単位面積あたりに作用する風荷重 $p(N/m^2)$ は、設計基準風速 $U_d(m/s)$ 、空気密度 ρ 、抗力係数 C_d 、およびガスト応答係数 G を用いて式（4.5.1）より求められる。風荷重は、風速の 2 乗に比例する。

$$p = \frac{1}{2} \rho U_d^2 C_d G \dots\dots\dots (4.5.1)$$

(2). 季節風による風荷重値の確率密度関数

風速の分布作成は、全国を代表する地点として東京を定め、気象庁観測データを用いて確率モデルを作成した。本研究で対象とする全ての橋梁は、東京を代表地点として確率モデルを与えるものとし、架橋地点の地域に応じた確率モデルの設定は行っていない。なお、東京を代表地点としたことが結果に与える影響の考察は「7.荷重ばらつき係数と荷重組合せ係数への分離」に示す。

気象庁においては、1961 年以降の観測データがあり、日ごとの平均風速、最大風速、最大瞬間風速が整理されている。本研究では季節区分ごとの月最大風速の分布を作成するものとし、作成した確率分布モデルを図 4.5.7 に示す。なお、確率密度関数の近似式の適合度に関しては K-S 検定によって確認した。

表 4.5.3 月最大風速の確率密度関数の近似

対象地域	対象時期	K-S検定結果			
		正規分布	対数正規分布	極値分布(I型)	極値分布(III型)
区分A:東京	台風期(6月～10月)	0.11	0.06	0.05	0.10
	上記以外(1～5月、11月、12月)	0.09	0.05	0.03	0.08

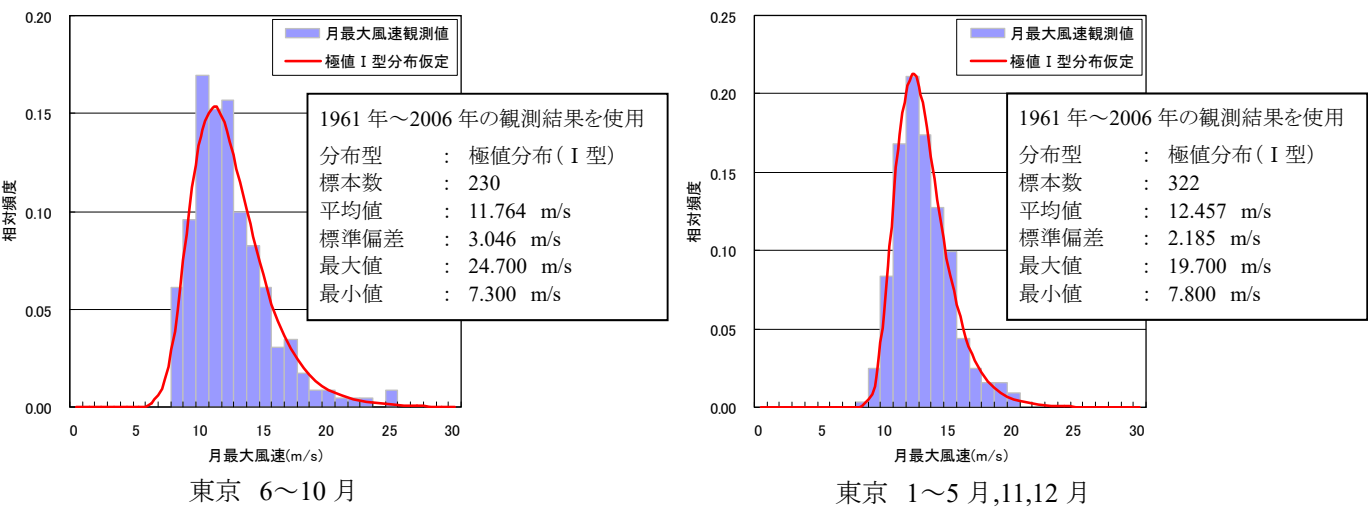


図 4.5.7 月最大風速分布の確率分布モデル

(3). 台風による風荷重値の確率密度関数

台風の最大風速は台風中心が気象官署から 150km 以内に入った場合の分布で、国立情報学研究所において公開された台風のデータベース (http://agora.ex.nii.ac.jp/cgi-bin/dt/search_name2.pl?gid=eebf0fe6f41d2b7ce4dae4b8bc828ce5&lang=ja&lat=35.689&lon=139.692&radius=150&basin=wnp、2017 年 12 月 4 日時点) より作成した。図 4.5.8 に東京の気象データを示す。シミュレーション上では、統計データのうち風速 40m/s 以上のデータに関してベータ分布を用いて当てはめるものとした。

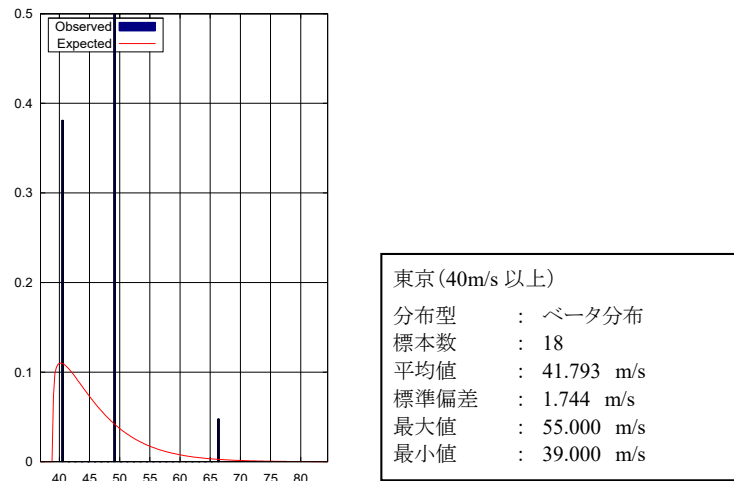


図 4.5.8 台風時の最大風速分布

4.5.3. 荷重シミュレーションにおける断面力の算出式

荷重シミュレーションにおける風荷重によるある時刻 t の断面力 $X_W(t)$ は式 (4.5.2) によって算出する。

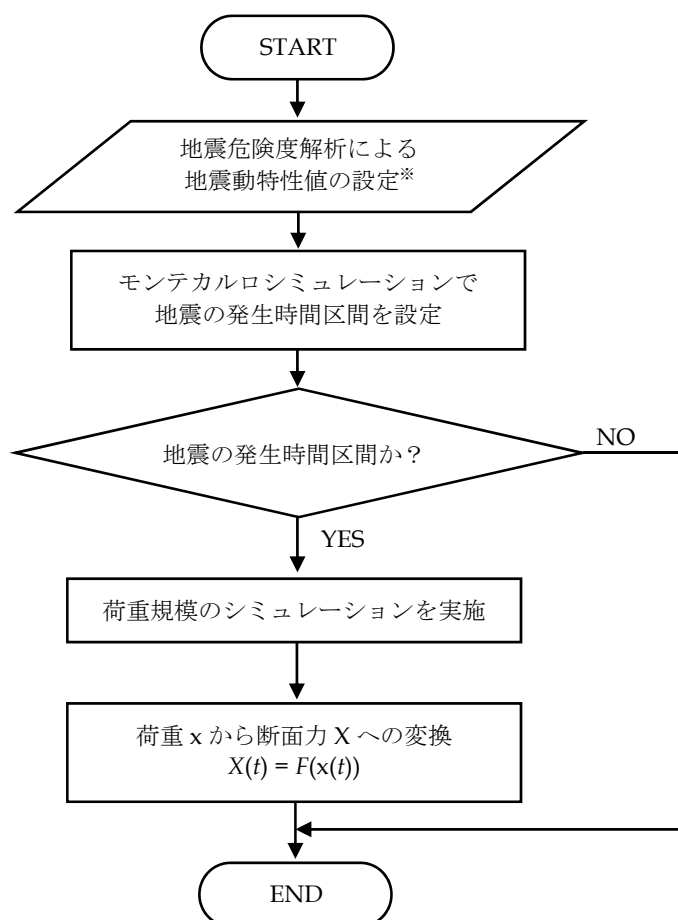
$$X_W(t) = A_W \cdot \left(\frac{x_W(t)}{40} \right)^2 \quad \dots\dots\dots (4.5.2)$$

ここに、 A_W : 風荷重の特性値による断面力

x_W : 季節風または台風の確率モデルに基づく風速

4.6. 地震の影響(EQ)

6章で用いる荷重シミュレーションにおいて、地震の影響による断面力を算出する際の算出フローを図 4.6.1 に示す。



※地震危険度解析による地震動特性値の設定は、参考文献¹⁰⁾に示される手法を用いた。

図 4.6.1 地震の影響による断面力の算出フロー

4.6.1. 地震の発生頻度と地震の影響に関する確率モデル

(1). 検討方法

道路橋示方書（平成 24 年）における地震の影響は、構造物の重量に設計水平震度を乗じた水平力としている。設計水平震度は、架橋地点の地域区分に応じた地域別補正係数、および対象橋梁の地盤種別、固有周期を基に設定される。本研究では、地域区分、地盤種別、固有周期別に地震危険度や加速度応答スペクトルのばらつきが異なることは考慮しない。具体的には、全ての橋が東京（霞ヶ関）にあり、固有周期 1.0 秒であるものと仮定して荷重シミュレーションを行う。道路橋示方書の設計水平震度の標準値は、最大値を示すフラット区間が地盤種別によって異なるが固有周期 0.3～1.0 秒の範囲にあり、本研究で対象とする橋梁を含む一般的な橋梁の固有周期は概ねその範囲になっている。そのため、本研究では便宜的に全ての橋の固有周期を 1.0 秒と仮定している。

荷重シミュレーションで発生させる地震は、確率論的な地震ハザードマップの作成手法¹⁰⁾に示される方法に従って検討した。東京（霞ヶ関）を代表地点とした地震危険度解析を実施し、地震の発生頻度および最大加速度の評価を行う。文献¹⁰⁾に示される地震危険度解析は、地震の規模、発生頻度に類似性のある範囲を区分化したバックグラウンドゾーンの設定を行い、距離減衰式を用いて対象地点の地震動特性値の推定を行うものである。文献¹⁰⁾は、気象庁のデータ¹¹⁾および宇津の地震カタログ¹²⁾から地震の規模と発生頻度に類似性のある範囲を区分化したバックグラウンドゾーンの設定を行い、距離減衰式を用いて対象地点の最大加速度および加速度応答スペクトルを算出するものである。なお、加速度応答スペクトルは水平 2 成分それぞれの観測記録に対する 1 自由度系の加速度応答波形（減衰定数 5%）を計算し、この応答波形の水平 2 成分合成の最大値をとっている。

(2). 考慮する地震記録

確率論的な地震ハザードマップの作成手法¹⁰⁾に示される方法では、気象庁のデータ¹¹⁾および宇津の地震カタログ¹²⁾から考慮する地震記録を選定している。

マグニチュード $M < 6.0$ の地震： 1926 年～2003 年までの気象庁のデータ¹¹⁾

マグニチュード $M \geq 6.0$ の地震： 1885 年～1925 年までは宇津による地震カタログ¹²⁾

1926 年～2003 年までは気象庁のデータ¹¹⁾

地震危険度解析においては、対象とする場所に影響を及ぼす地震の発生場所がランダムに変化すると考えているため、地震発生の可能性に時間変化を考慮することはできず、地震発生の可能性は時間的に変化しない永年平均的に発生する地震を対象とすることが多い。本資料では、確率論的な地震ハザードマップの作成手法¹⁰⁾のとおり地震危険度解析を行っているため、地震発生の可能性は時間的に変化しないものとし、過去の地震観測からある時間間隔で発生していると考えられる地震は対象外としていることになる。対象外とする地震についても文献¹⁰⁾のままである。

(3). バックグラウンドゾーンの設定

確率論的な地震ハザードマップの作成¹⁰⁾に示される手法では、我が国およびその周辺を地震の発生特性が類似していると考えられる範囲別に、萩原の地震地帯構造¹³⁾に基づいて 34 か所のバックグラウンドゾーンが設定されている。設定されたバックグラウンドゾーンを図 4.6.2 に示す。日本海側のバックグラウンドゾーンで発生する地震が深度 30km 以下の比較的浅い範囲で発生していること、および太平洋側のバックグラウンドゾーンで発生する地震が 0～100km の深い範囲で発生するなど、深度の影響を受けていることが確認されている。そのため、各バックグラウンドゾーンは $0\text{km} \leq \text{深度} \leq 30\text{km}$

の比較的浅い位置（以下、上層）と $30\text{km} < \text{深度} \leq 100\text{km}$ の比較的深い位置（以下、下層）と分類されている。

各バックグラウンドゾーン内における年平均地震発生回数、マグニチュード別の地震発生頻度および発生し得る地震の最大マグニチュードは、時間的に定常でランダム（定常ポアソン過程）とし、任意の場所に大きな規模の地震が規則性を持って繰り返して発生するものとしている。つまり、文献¹⁰⁾では、ある任意の時期に地震が発生する確率は、地震が発生した直後においても同様の確率を有すると考えている。

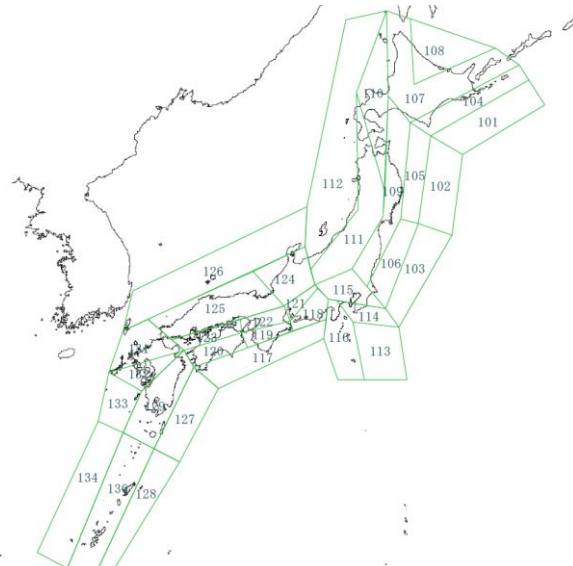


図 4.6.2 バックグラウンドゾーン¹⁰⁾

(4). バックグラウンドゾーン内の年平均地震発生回数とマグニチュード別地震発生頻度

確率論的な地震ハザードマップの作成¹⁰⁾に示される手法では、バックグラウンドゾーン*i*において、マグニチュード M が m を超える地震の年平均発生回数 $N_i(M > m)$ (回/年) は Gutenberg-Richter 式に従うものとしている。

$$\text{Gutenberg-Richter 式: } \log N_i(M > m) = a_i - b_i m \quad \dots\dots\dots (4.6.1)$$

a_i および b_i の値はバックラウンドゾーン*i*内の地震記録から算出される。式 (4.6.1) から、バックラウンドゾーン*i*内の単位面積における年平均地震発生回数 v_i は式 (4.6.2) によって算出される。

$$v_i = \frac{10^{a_i - b_i M_{iL}}}{A_i} \quad \dots\dots\dots (4.6.2)$$

ここに、 A_i : バックグラウンドゾーン*i*の面積

M_{iL} : バックグラウンドゾーン*i*において発生し得る地震の最小マグニチュード

さらに、式 (4.6.1) からバックラウンドゾーン*i*内の地震のマグニチュード M の確率密度関数 $f_{iM}(m)$ は式 (4.6.3) によって表される。

$$f_{iM}(m) = \frac{b_i \exp\{-b_i(m - M_{iL})\}}{1 - \exp\{-b_i(M_{iu} - M_{iL})\}} \quad \dots\dots\dots (4.6.3)$$

ここに、 M_{iu} : バックグラウンドゾーン*i*において発生し得る地震の最大マグニチュード

表 4.6.1 に文献¹⁰⁾の手法によるバックグラウンドゾーンで発生する地震の年平均発生回数を示す。

表 4.6.1 バックグラウンドゾーンで発生する地震 (文献 40)を基に作成)

バック グラウンド ゾーン番号	地震数	最小 マグニ チュード	最大 マグニ チュード	バックグラウンドゾーンの上層＋下層				バックグラウンドゾーンの上層(震源深さh≦30km)				バックグラウンドゾーンの下層(震源深さ30km<h≦100km)			
				a値	b値	平均的な 震源深さ (km)	年平均地震 発生回数 (回/年)	上層に含まれる 地震記録の割合 上層の地震記録数 上層＋下層の地震記録数	平均的な 震源深さ (km)	年平均地震 発生回数 (回/年)	下層に含まれる 地震記録の割合 下層の地震記録数 上層＋下層の地震記録数	平均的な 震源深さ (km)	年平均地震 発生回数 (回/年)		
101	527	5.0	8.1	4.70	0.84	36.7	3.19	0.51	14.5	1.62	0.49	55.1	1.57		
102	771	5.0	8.5	4.32	0.75	24.4	3.88	0.69	10.0	2.66	0.31	53.6	1.22		
103	272	5.0	8.0	4.88	0.90	33.1	2.30	0.49	13.7	1.13	0.51	52.8	1.17		
104	411	5.0	7.8	5.12	0.90	48.6	4.17	0.19	14.6	0.80	0.81	58.8	3.37		
105	432	5.0	8.5	4.95	0.87	37.5	3.99	0.45	17.2	1.80	0.55	52.6	2.19		
106	628	5.0	8.0	4.76	0.81	33.7	5.04	0.43	12.1	2.18	0.57	50.6	2.86		
107	83	5.0	7.3	4.70	0.94	49.8	1.02	0.37	14.7	0.38	0.63	70.6	0.64		
108	3	5.0	7.3	1.08	0.47	20.0	0.05	0.75	10.0	0.04	0.25	40.0	0.01		
109	292	5.0	7.5	5.55	1.00	52.6	3.77	0.14	12.1	0.54	0.86	63.3	3.23		
110	18	5.0	7.3	5.06	1.11	16.7	0.32	0.81	10.0	0.25	0.19	66.7	0.06		
111	73	5.0	7.6	4.52	0.90	7.0	1.01	0.95	10.0	0.96	0.05	90.0	0.05		
112	165	5.0	7.8	4.94	0.99	19.7	0.97	0.79	12.6	0.77	0.21	44.4	0.20		
113	174	5.0	7.4	5.30	1.01	42.4	1.82	0.36	13.6	0.65	0.64	60.4	1.17		
114	72	5.0	7.5	4.19	0.86	49.0	0.74	0.36	12.3	0.27	0.64	65.2	0.47		
115	212	5.0	7.3	5.43	1.01	46.1	2.35	0.16	12.9	0.37	0.84	59.0	1.98		
116	157	5.0	7.3	5.04	0.95	18.9	1.93	0.83	10.5	1.59	0.17	51.6	0.34		
117	71	5.0	7.8	3.16	0.70	18.6	0.49	0.60	10.3	0.29	0.40	55.5	0.19		
118	37	5.0	8.0	4.66	1.00	14.5	0.49	0.66	10.0	0.32	0.34	41.0	0.17		
119	39	5.0	8.0	3.72	0.82	32.4	0.44	0.52	10.0	0.23	0.48	56.0	0.21		
120	41	5.0	8.0	5.94	1.25	25.7	0.51	0.55	10.0	0.29	0.45	46.3	0.23		
121	18	5.0	7.5	4.01	1.01	12.8	0.09	0.36	10.0	0.03	0.64	43.3	0.06		
122	13	5.0	7.8	3.97	0.95	16.3	0.17	0.84	10.0	0.14	0.16	52.5	0.03		
123	20	5.0	7.8	2.60	0.64	42.7	0.24	0.48	15.0	0.12	0.52	61.1	0.13		
124	49	5.0	7.3	4.08	0.88	7.0	0.47	0.94	10.0	0.44	0.06	37.0	0.03		
125	107	5.0	7.4	4.81	0.95	8.4	1.15	0.96	10.0	1.10	0.04	41.3	0.05		
126	17	5.0	7.3	3.16	0.78	22.3	0.18	0.75	16.9	0.13	0.25	40.0	0.04		
127	232	5.0	7.8	5.08	0.93	31.1	2.86	0.45	11.3	1.28	0.55	52.6	1.58		
128	127	5.0	8.0	4.36	0.82	46.9	1.93	0.23	13.7	0.45	0.77	61.1	1.48		
129	70	5.0	8.0	4.66	0.94	29.0	0.93	0.58	10.0	0.54	0.42	66.7	0.39		
130	87	5.0	8.0	5.14	1.01	30.3	1.20	0.50	10.0	0.61	0.50	58.9	0.60		
131	10	5.0	7.3	2.69	0.71	18.8	0.14	0.75	10.0	0.11	0.25	100.0	0.04		
132	34	5.0	7.3	4.40	0.96	5.9	0.42	1.00	10.0	0.42	0.00	—	0.00		
133	17	5.0	7.3	4.55	1.05	20.7	0.21	0.69	10.0	0.14	0.31	57.5	0.06		
134	33	5.0	7.3	2.72	0.64	28.9	0.34	0.70	10.0	0.24	0.30	67.6	0.10		

(5). 地震動特性値の推定

確率論的な地震ハザードマップの作成¹⁰⁾では、地震動特性値として最大加速度を用いることとしている。文献¹⁰⁾に示される手法を用いれば、最大加速度 $Y(\text{gal})$ を地震動強さの指標とした距離減衰式¹⁴⁾によって対象地点である東京に生じる地震動特性値の算出が行える。

$$\log_{10} Y_{ij} = a_1 M_w + a_2 D - bX + c_0 - \log_{10}(X + d10^{0.5M_w}) + c_j \pm e \quad \dots\dots\dots (4.6.4)$$

ここに、

Y_{ij} : i 番目の地震の j 地点における地表面の最大加速度(gal)

M_w : マグニチュード

D : 震源深さ(km)

X : 断層面最短距離(km)

c_j : j 番目の観測点の地点補正值

e : 標準偏差

a_1, a_2, b, c_0, d : 回帰係数(固有周期 $T=1.0$ の場合、 $a_1=0.393, a_2=0.638, b=0.00255, c_0=-11.14, d=0.0040$)

地域区分 : 東京 緯度 139.75008 経度 35.67603

地盤種別 : II 種地盤

固有周期 : $T=1.0(\text{sec})^*$

※固有周期 $T=1.0(\text{sec})$ となっている理由は(1).に述べたとおりである。

(6). 地震発生回数の推定

(4).で示したように、確率論的な地震ハザードマップの作成¹⁰⁾に示される手法では、バックグラウンドゾーン内で発生する地震回数は表 4.6.1 として整理されている。この時、バックグラウンドゾーン内で発生する地震の最低マグニチュードは、 $M5$ 以上の比較的大きな地震を対象として設定されており、1 年間の地震発生回数は 0.05 回～5.04 回となっている。

文献¹⁰⁾と同じ方法を用いて、最低マグニチュード(M)を $M4, M3, M2$ とした場合のバックグラウンドゾーンにおける 1 年間の地震発生回数を算出した結果を表 4.6.2～表 4.6.4 に示す。

表 4.6.2 バックグラウンドゾーンで発生する地震 (最低マグニチュード M4 の場合)

バック グラウンド ゾーン番号	地震数	最小 マグニ チュード	最大 マグニ チュード	バックグラウンドゾーンの上層＋下層			バックグラウンドゾーンの上層(震源深さh≦30km)			バックグラウンドゾーンの下層(震源深さ30km<h≦100km)			
				a値	b値	平均的な 震源深さ (km)	年平均地震 発生回数 (回/年)	上層に含まれる 地震記録の割合 上層の地震記録数 上層＋下層の地震記録数	平均的な 震源深さ (km)	年平均地震 発生回数 (回/年)	下層に含まれる 地震記録の割合 下層の地震記録数 上層＋下層の地震記録数	平均的な 震源深さ (km)	年平均地震 発生回数 (回/年)
101	527	4.0	8.1	4.70	0.84	36.7	22.07	0.51	14.5	11.21	0.49	55.1	10.86
102	771	4.0	8.5	4.32	0.75	24.4	21.67	0.69	10.0	14.86	0.31	53.6	6.81
103	272	4.0	8.0	4.88	0.90	33.1	18.40	0.49	13.7	9.04	0.51	52.8	9.36
104	411	4.0	7.8	5.12	0.90	48.6	33.06	0.19	14.6	6.35	0.81	58.8	26.71
105	432	4.0	8.5	4.95	0.87	37.5	29.51	0.45	17.2	13.31	0.55	52.6	16.20
106	628	4.0	8.0	4.76	0.81	33.7	32.69	0.43	12.1	14.14	0.57	50.6	18.55
107	83	4.0	7.3	4.70	0.94	49.8	8.82	0.37	14.7	3.28	0.63	70.6	5.54
108	3	4.0	7.3	1.08	0.47	20.0	0.15	0.75	10.0	0.12	0.25	40.0	0.04
109	292	4.0	7.5	5.55	1.00	52.6	37.22	0.14	12.1	5.29	0.86	63.3	31.93
110	18	4.0	7.3	5.06	1.11	16.7	4.08	0.81	10.0	3.29	0.19	66.7	0.79
111	73	4.0	7.6	4.52	0.90	7.0	8.07	0.95	10.0	7.65	0.05	90.0	0.42
112	165	4.0	7.8	4.94	0.99	19.7	9.49	0.79	12.6	7.51	0.21	44.4	1.98
113	174	4.0	7.4	5.30	1.01	42.4	18.51	0.36	13.6	6.59	0.64	60.4	11.92
114	72	4.0	7.5	4.19	0.86	49.0	5.39	0.36	12.3	1.94	0.64	65.2	3.45
115	212	4.0	7.3	5.43	1.01	46.1	24.20	0.16	12.9	3.84	0.84	59.0	20.35
116	157	4.0	7.3	5.04	0.95	18.9	17.21	0.83	10.5	14.20	0.17	51.6	3.01
117	71	4.0	7.8	3.16	0.70	18.6	2.41	0.60	10.3	1.46	0.40	55.5	0.95
118	37	4.0	8.0	4.66	1.00	14.5	4.79	0.66	10.0	3.14	0.34	41.0	1.65
119	39	4.0	8.0	3.72	0.82	32.4	2.87	0.52	10.0	1.50	0.48	56.0	1.37
120	41	4.0	8.0	5.94	1.25	25.7	9.06	0.55	10.0	5.02	0.45	46.3	4.03
121	18	4.0	7.5	4.01	1.01	12.8	0.91	0.36	10.0	0.33	0.64	43.3	0.59
122	13	4.0	7.8	3.97	0.95	16.3	1.47	0.84	10.0	1.24	0.16	52.5	0.23
123	20	4.0	7.8	2.60	0.64	42.7	1.06	0.48	15.0	0.51	0.52	61.1	0.55
124	49	4.0	7.3	4.08	0.88	7.0	3.58	0.94	10.0	3.38	0.06	37.0	0.20
125	107	4.0	7.4	4.81	0.95	8.4	10.26	0.96	10.0	9.83	0.04	41.3	0.43
126	17	4.0	7.3	3.16	0.78	22.3	1.07	0.75	16.9	0.81	0.25	40.0	0.27
127	232	4.0	7.8	5.08	0.93	31.1	24.06	0.45	11.3	10.77	0.55	52.6	13.29
128	127	4.0	8.0	4.36	0.82	46.9	12.61	0.23	13.7	2.92	0.77	61.1	9.69
129	70	4.0	8.0	4.66	0.94	29.0	8.03	0.58	10.0	4.64	0.42	66.7	3.39
130	87	4.0	8.0	5.14	1.01	30.3	12.36	0.50	10.0	6.24	0.50	58.9	6.12
131	10	4.0	7.3	2.69	0.71	18.8	0.72	0.75	10.0	0.55	0.25	100.0	0.18
132	34	4.0	7.3	4.40	0.96	5.9	3.82	1.00	10.0	3.82	0.00	—	0.00
133	17	4.0	7.3	4.55	1.05	20.7	2.30	0.69	10.0	1.58	0.31	57.5	0.71
134	33	4.0	7.3	2.72	0.64	28.9	1.48	0.70	10.0	1.04	0.30	67.6	0.44

表 4.6.3 バックグラウンドゾーンで発生する地震 (最低マグニチュード M3 の場合)

バック グラウンド ゾーン番号	地震数	最小 マグニ チュード	最大 マグニ チュード	バックグラウンドゾーンの上層＋下層				バックグラウンドゾーンの上層 (震源深さh≦30km)				バックグラウンドゾーンの下層 (震源深さ30km<h≦100km)			
				a値	b値	平均的な 震源深さ (km)	年平均地震 発生回数 (回/年)	上層に含まれる 地震記録の割合 上層の地震記録数 上層＋下層の地震記録数	平均的な 震源深さ (km)	年平均地震 発生回数 (回/年)	下層に含まれる 地震記録の割合 下層の地震記録数 上層＋下層の地震記録数	平均的な 震源深さ (km)	年平均地震 発生回数 (回/年)		
101	527	3.0	8.1	4.70	0.84	36.7	152.68	0.51	14.5	77.54	0.49	55.1	75.14		
102	771	3.0	8.5	4.32	0.75	24.4	121.01	0.69	10.0	82.96	0.31	53.6	38.05		
103	272	3.0	8.0	4.88	0.90	33.1	147.14	0.49	13.7	72.29	0.51	52.8	74.85		
104	411	3.0	7.8	5.12	0.90	48.6	261.96	0.19	14.6	50.31	0.81	58.8	211.66		
105	432	3.0	8.5	4.95	0.87	37.5	218.26	0.45	17.2	98.46	0.55	52.6	119.80		
106	628	3.0	8.0	4.76	0.81	33.7	212.05	0.43	12.1	91.72	0.57	50.6	120.33		
107	83	3.0	7.3	4.70	0.94	49.8	76.44	0.37	14.7	28.41	0.63	70.6	48.03		
108	3	3.0	7.3	1.08	0.47	20.0	0.46	0.75	10.0	0.34	0.25	40.0	0.11		
109	292	3.0	7.5	5.55	1.00	52.6	367.93	0.14	12.1	52.28	0.86	63.3	315.65		
110	18	3.0	7.3	5.06	1.11	16.7	52.76	0.81	10.0	42.54	0.19	66.7	10.22		
111	73	3.0	7.6	4.52	0.90	7.0	64.55	0.95	10.0	61.16	0.05	90.0	3.39		
112	165	3.0	7.8	4.94	0.99	19.7	92.73	0.79	12.6	73.34	0.21	44.4	19.39		
113	174	3.0	7.4	5.30	1.01	42.4	188.52	0.36	13.6	67.13	0.64	60.4	121.39		
114	72	3.0	7.5	4.19	0.86	49.0	39.40	0.36	12.3	14.17	0.64	65.2	25.23		
115	212	3.0	7.3	5.43	1.01	46.1	248.77	0.16	12.9	39.52	0.84	59.0	209.25		
116	157	3.0	7.3	5.04	0.95	18.9	153.77	0.83	10.5	126.88	0.17	51.6	26.89		
117	71	3.0	7.8	3.16	0.70	18.6	11.93	0.60	10.3	7.22	0.40	55.5	4.71		
118	37	3.0	8.0	4.66	1.00	14.5	47.40	0.66	10.0	31.08	0.34	41.0	16.32		
119	39	3.0	8.0	3.72	0.82	32.4	18.81	0.52	10.0	9.81	0.48	56.0	9.00		
120	41	3.0	8.0	5.94	1.25	25.7	159.57	0.55	10.0	88.48	0.45	46.3	71.09		
121	18	3.0	7.5	4.01	1.01	12.8	9.41	0.36	10.0	3.38	0.64	43.3	6.02		
122	13	3.0	7.8	3.97	0.95	16.3	13.17	0.84	10.0	11.09	0.16	52.5	2.07		
123	20	3.0	7.8	2.60	0.64	42.7	4.66	0.48	15.0	2.24	0.52	61.1	2.41		
124	49	3.0	7.3	4.08	0.88	7.0	27.30	0.94	10.0	25.79	0.06	37.0	1.51		
125	107	3.0	7.4	4.81	0.95	8.4	91.61	0.96	10.0	87.78	0.04	41.3	3.83		
126	17	3.0	7.3	3.16	0.78	22.3	6.49	0.75	16.9	4.87	0.25	40.0	1.61		
127	232	3.0	7.8	5.08	0.93	31.1	202.47	0.45	11.3	90.62	0.55	52.6	111.86		
128	127	3.0	8.0	4.36	0.82	46.9	82.54	0.23	13.7	19.11	0.77	61.1	63.43		
129	70	3.0	8.0	4.66	0.94	29.0	69.60	0.58	10.0	40.21	0.42	66.7	29.39		
130	87	3.0	8.0	5.14	1.01	30.3	127.03	0.50	10.0	64.15	0.50	58.9	62.88		
131	10	3.0	7.3	2.69	0.71	18.8	3.70	0.75	10.0	2.79	0.25	100.0	0.91		
132	34	3.0	7.3	4.40	0.96	5.9	34.46	1.00	10.0	34.46	0.00	—	0.00		
133	17	3.0	7.3	4.55	1.05	20.7	25.58	0.69	10.0	17.63	0.31	57.5	7.95		
134	33	3.0	7.3	2.72	0.64	28.9	6.42	0.70	10.0	4.51	0.30	67.6	1.91		

表 4.6.4 バックグラウンドゾーンで発生する地震 (最低マグニチュード M2 の場合)

バック グラウンド ゾーン番号	地震数	最小 マグニ チュード	最大 マグニ チュード	バックグラウンドゾーンの上層＋下層				バックグラウンドゾーンの上層(震源深さh≦30km)				バックグラウンドゾーンの下層(震源深さ30km<h≦100km)			
				a値	b値	平均的な 震源深さ (km)	年平均地震 発生回数 (回/年)	上層に含まれる 地震記録の割合 上層の地震記録数 上層＋下層の地震記録数	平均的な 震源深さ (km)	年平均地震 発生回数 (回/年)	下層に含まれる 地震記録の割合 下層の地震記録数 上層＋下層の地震記録数	平均的な 震源深さ (km)	年平均地震 発生回数 (回/年)		
101	527	2.0	8.1	4.70	0.84	36.7	1056.31	0.51	14.5	536.43	0.49	55.1	519.88		
102	771	2.0	8.5	4.32	0.75	24.4	675.82	0.69	10.0	463.32	0.31	53.6	212.50		
103	272	2.0	8.0	4.88	0.90	33.1	1176.87	0.49	13.7	578.20	0.51	52.8	598.67		
104	411	2.0	7.8	5.12	0.90	48.6	2076.06	0.19	14.6	398.69	0.81	58.8	1677.37		
105	432	2.0	8.5	4.95	0.87	37.5	1614.26	0.45	17.2	728.24	0.55	52.6	886.02		
106	628	2.0	8.0	4.76	0.81	33.7	1375.40	0.43	12.1	594.92	0.57	50.6	780.49		
107	83	2.0	7.3	4.70	0.94	49.8	662.71	0.37	14.7	246.32	0.63	70.6	416.39		
108	3	2.0	7.3	1.08	0.47	20.0	1.36	0.75	10.0	1.02	0.25	40.0	0.34		
109	292	2.0	7.5	5.55	1.00	52.6	3637.18	0.14	12.1	516.84	0.86	63.3	3120.34		
110	18	2.0	7.3	5.06	1.11	16.7	682.83	0.81	10.0	550.60	0.19	66.7	132.23		
111	73	2.0	7.6	4.52	0.90	7.0	516.29	0.95	10.0	489.17	0.05	90.0	27.12		
112	165	2.0	7.8	4.94	0.99	19.7	906.19	0.79	12.6	716.74	0.21	44.4	189.45		
113	174	2.0	7.4	5.30	1.01	42.4	1920.24	0.36	13.6	683.76	0.64	60.4	1236.48		
114	72	2.0	7.5	4.19	0.86	49.0	288.05	0.36	12.3	103.57	0.64	65.2	184.48		
115	212	2.0	7.3	5.43	1.01	46.1	2557.45	0.16	12.9	406.32	0.84	59.0	2151.12		
116	157	2.0	7.3	5.04	0.95	18.9	1373.67	0.83	10.5	1133.44	0.17	51.6	240.23		
117	71	2.0	7.8	3.16	0.70	18.6	59.11	0.60	10.3	35.76	0.40	55.5	23.35		
118	37	2.0	8.0	4.66	1.00	14.5	468.53	0.66	10.0	307.20	0.34	41.0	161.33		
119	39	2.0	8.0	3.72	0.82	32.4	123.16	0.52	10.0	64.24	0.48	56.0	58.91		
120	41	2.0	8.0	5.94	1.25	25.7	2811.66	0.55	10.0	1559.00	0.45	46.3	1252.67		
121	18	2.0	7.5	4.01	1.01	12.8	96.69	0.36	10.0	34.77	0.64	43.3	61.93		
122	13	2.0	7.8	3.97	0.95	16.3	117.62	0.84	10.0	99.09	0.16	52.5	18.53		
123	20	2.0	7.8	2.60	0.64	42.7	20.47	0.48	15.0	9.85	0.52	61.1	10.61		
124	49	2.0	7.3	4.08	0.88	7.0	208.02	0.94	10.0	196.51	0.06	37.0	11.51		
125	107	2.0	7.4	4.81	0.95	8.4	818.36	0.96	10.0	784.14	0.04	41.3	34.22		
126	17	2.0	7.3	3.16	0.78	22.3	39.26	0.75	16.9	29.50	0.25	40.0	9.76		
127	232	2.0	7.8	5.08	0.93	31.1	1703.59	0.45	11.3	762.45	0.55	52.6	941.15		
128	127	2.0	8.0	4.36	0.82	46.9	540.33	0.23	13.7	125.12	0.77	61.1	415.20		
129	70	2.0	8.0	4.66	0.94	29.0	603.41	0.58	10.0	348.62	0.42	66.7	254.79		
130	87	2.0	8.0	5.14	1.01	30.3	1305.88	0.50	10.0	659.46	0.50	58.9	646.42		
131	10	2.0	7.3	2.69	0.71	18.8	18.89	0.75	10.0	14.24	0.25	100.0	4.66		
132	34	2.0	7.3	4.40	0.96	5.9	310.72	1.00	10.0	310.72	0.00	—	0.00		
133	17	2.0	7.3	4.55	1.05	20.7	285.01	0.69	10.0	196.47	0.31	57.5	88.55		
134	33	2.0	7.3	2.72	0.64	28.9	27.89	0.70	10.0	19.61	0.30	67.6	8.29		

(7). 対象地点の地震発生回数

確率論的な地震ハザードマップの作成¹⁰⁾に示される手法では、バックグラウンドゾーンにおける 1 年間の地震発生回数はバックグラウンドゾーン内では等しい確率で発生すると考えられている。つまり、あるバックグラウンドゾーンの面積が 100km² で 1 年間の発生回数が 30 回であるとすれば、そのバックグラウンドゾーン内の 20km²における 1 年間の地震発生回数は 6 回(=30/100×20)となる。

本研究では、東京（霞ヶ関）が受ける地震の影響は、文献¹⁰⁾に示される手法のとおり対象位置から半径 300km の範囲内から受けるものとする。また、M5.0 以上の規模の地震を対象とすれば、文献¹⁰⁾に示される手法のとおり、対象地点の半径 300km に含まれる各バックグラウンドゾーンの面積に応じて東京（霞ヶ関）における 1 年間の地震発生回数が算出できる。図 4.6.3 に文献¹⁰⁾の方法によって算出した各バックグラウンドゾーンにおける 1 年間の地震発生回数を示す。

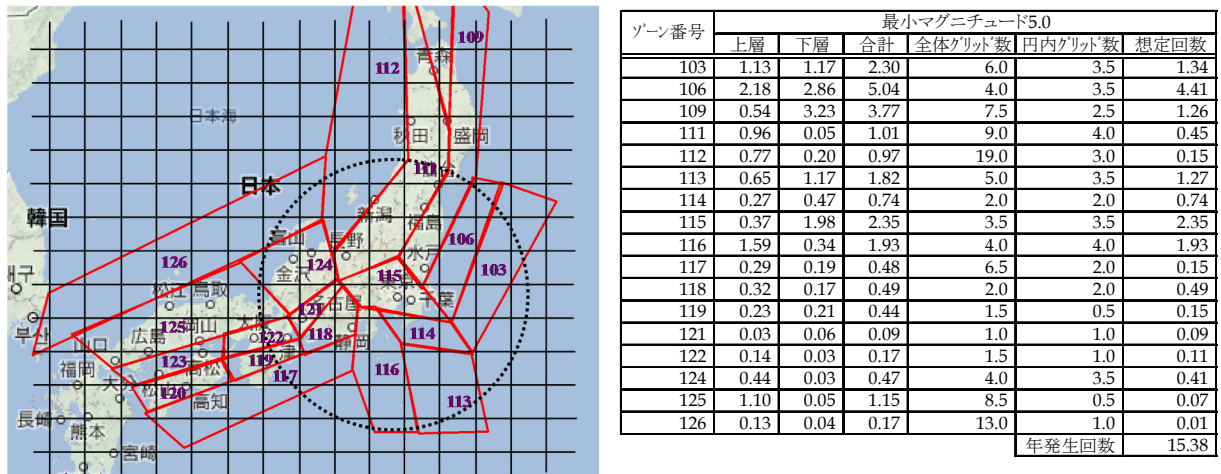


図 4.6.3 東京（霞ヶ関）の 1 年間の地震発生回数

(8). 月最大応答加速度の確率密度関数

(7).に示した結果から、東京（霞ヶ関）を対象にすれば、M5.0 以上の規模の地震発生回数は年 15 回程度発生することがわかった。本研究では、M5.0 未満の規模の地震については橋の性能に与える影響は小さいものとして考慮しないこととし、荷重シミュレーションにおいては M5.0 以上の地震を 1 年間に 12 時間区間の地震発生回数で考慮する。

また、1 年間に 12 回（12 時間区間）の地震を発生させるために、(5).に示した最大加速度の年最大値分布の確率密度関数を内挿して最大加速度の月最大値分布の確率密度関数を作成する。本研究では、確率密度関数の内挿は式（4.6.4）を用いた。

$$p_{1\text{month}} = 1 - \exp \left\{ - \left(-\text{LN}(1 - p_{1\text{year}}) \right) * \frac{1}{12} \right\} \dots\dots\dots (4.6.4)$$

ここに、 $p_{1\text{month}}$: 最大加速度の月最大値分布の確率密度

$p_{1\text{year}}$: 最大加速度の年最大値分布の確率密度

本研究で用いる最大加速度の月最大値分布の確率密度関数は対数正規分布を仮定し、図 4.6.4 に示す確率分布モデルを用いる。

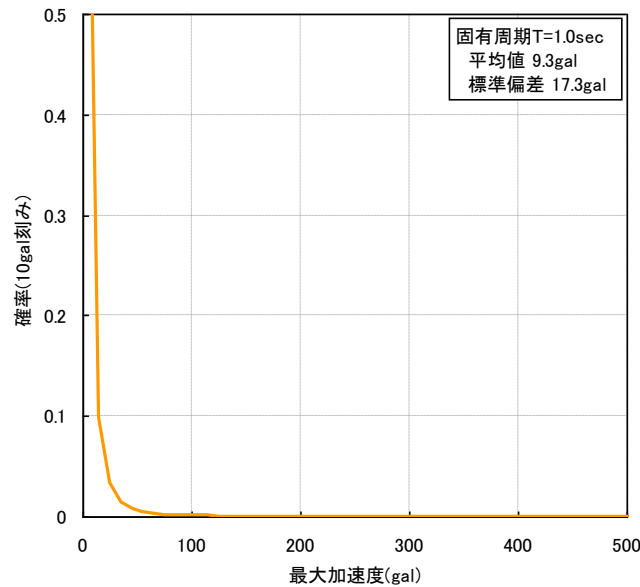


図 4.6.4 最大加速度の月最大値分布の確率密度関数

4.6.2. 地震の影響に関する設計断面力の変換

4.6.1.に示したように、本研究では全ての橋が東京（霞ヶ関）にあり、固有周期 1.0 秒であるものと仮定して荷重シミュレーションを行う。そのため、荷重係数の算出にあたって必要となる荷重シミュレーションの対象橋梁における地震の影響による設計断面力は、下式のように算出し直す。

設計水平震度の比率 =

東京のⅡ種地盤における設計水平震度(=0.25) / 各橋梁の設計計算時の設計水平震度(k_h)

荷重係数の評価において比較する地震荷重による断面力

= 設計水平震度の比率×各橋梁の設計計算時の地震荷重による断面力

荷重シミュレーションにおける地震の影響によるある時刻 t の断面力 $X_{EQ}(t)$ は式 (4.6.5) によって算出する。

$$X_{EQ}(t) = A_{EQ} \cdot \frac{x_{EQ}(t)}{k_h^*} \dots\dots\dots (4.6.5)$$

ここに、 A_{EQ} : 地震の影響の特性値による断面力（死荷重のばらつきは考慮していない）

k_h^* : A 地域Ⅱ種地盤の固有同期 1.0 秒の設計水平震度(=0.25)

x_{EQ} : 地震の影響の確率モデルに基づく震度

4.7. 雪荷重(SW)

4.7.1. 雪荷重の特性値

道路橋示方書（平成 24 年）Ⅰ共通編 2.2.12 の条文は、雪荷重を考慮する必要がある地域においては、雪荷重を架橋地点の積雪状態や管理の実状を適切に考慮して設定するものとしている。

また、道路橋示方書（平成 24 年）Ⅰ共通編 2.2.12 の解説では、我が国における雪荷重を考慮する必要がある場合として、以下の 2 通りを示している。

①十分圧縮された雪の上を自由に車両が通行できる場合

②積雪が特に多くて自動車交通が不能となり、雪だけが荷重としてかかる場合

①の場合、積雪がある程度以上になれば規定の活荷重が通行する機会は極めて少なくなる、従って、規定の活荷重の他にとるべき雪荷重として、道路橋示方書解説では通常 1kN/m^2 （圧縮された雪で約 150mm 厚）程度をみておけば十分と考えられると述べている。

②の場合、道路橋示方書解説では、雪荷重は実用上、式 (4.7.1) により求めてよいと解説している。

$$SW = P \cdot Z_s \dots\dots\dots (4.7.1)$$

ここに、SW : 雪荷重(kN/m^2)

P : 雪の平均単位体積重量(kN/m^3)

Z_s : 設計積雪深(m)

同解説では、雪の平均単位体積重量は地方や季節により異なるが、多雪地域においては一般に 3.5kN/m^3 を見込めばよく、設計積雪深は架橋地点の既往の積雪記録および橋上での積雪状態等を勘案して適当な値を設定するが、通常の場合は架橋地点における再現期間 10 年に相当する年最大積雪深を考慮すればよいと解説されている。

4.7.2. 荷重シミュレーションにおける雪荷重の扱い（仮定条件）

荷重シミュレーションにおける雪荷重は、積雪地にある橋梁のみを対象に、4.7.1.に示した道路橋示方書（平成 24 年）における①の圧雪状態を考慮する。また、圧雪の規模に関するデータがないため、道路橋示方書・同解説（平成 24 年）において解説されている荷重強度として 1.0kN/m^2 を確定値として載荷する。

圧雪された状況の継続時間については統計がないため、本研究では積雪期（12～3 月を本研究では想定）には常に圧雪状態と仮定する。また、参照期間 100 年における積雪の有無を確率的に扱うことはせずに、毎年必ず積雪があるものと仮定する。さらに、圧雪状況下での活荷重特性を区別すべきかどうか、また区別するとしてもその特性は明らかではないため、活荷重は年間で共通の特性として組み合わせる。

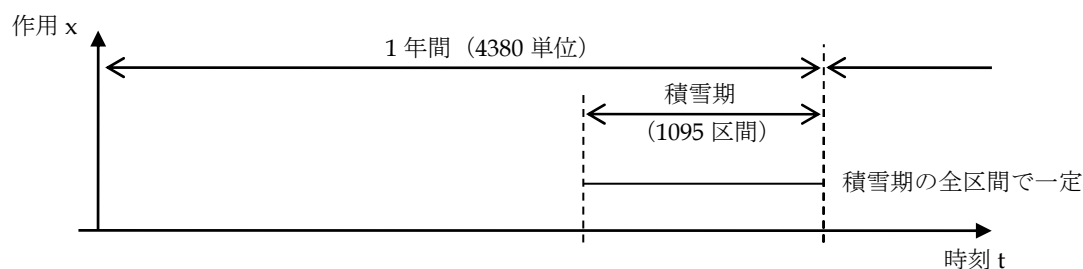


図 4.7.1 荷重シミュレーションにおける雪荷重載荷の模式図

【参考文献】

- 1) (社) 日本道路協会：限界状態設計法分科会荷重検討班第一次報告書、1986
- 2) (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、1989
- 3) 金井道夫：鋼橋の強度係数および荷重係数に関する信頼性解析、土木研究所資料第 1225 号、1977
- 4) 岩松幸雄、藤田益夫、工藤真之助：PC げたの施工実態調査とその解析、土木研究所資料第 1008 号、1975
- 5) 玉越隆史、中州啓太、石尾真理：道路橋の設計自動車荷重に関する試験調査報告書 ―全国活荷重実態調査―、国土技術政策総合研究所資料 No. 295、2006
- 6) 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) 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
- 8) 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
- 9) 久保雅邦、石田良三、北沢正彦、川北司郎：気温と構造物温度の実態調査による温度荷重の検討、土木学会第 41 回年次学術講演会、pp. 339-340、1986
- 10) 中尾吉宏、日下部毅明、村越潤、田村敬一：確率論的な地震ハザードマップの作成手法、国土技術政策総合研究所研究報告、No. 16、2003
- 11) 日本付近の主要地震データ、(財) 日本気象協会
- 12) 宇津徳治：地震の辞典、朝倉出版、1987
- 13) 荻原尊禮：日本列島の地震―地震工学と地震地体構造―、鹿島出版会、1991
- 14) 片岡正次郎、佐藤智美、松本俊輔、日下部毅明：短周期レベルをパラメータとした地震動強さの距離減衰式、土木学会論文集、vol. 62、pp. 740-757、2006

5. 荷重組合せのみに着目したシミュレーション

5.1. 荷重組合せの評価方法

この章は、各種荷重による荷重効果を介さずに参照期間 100 年の時系列シミュレーションを行い、以下の内容を確認することを目的とする。

①各種荷重の発生頻度が異なることから、「4. 入力する荷重の確率モデル」で採用した発生頻度・確率モデルについて、参照期間 100 年の間にどのような荷重が同時に載荷されるのかを単に統計学上から算出し、起こりうる荷重組合せを整理する。

②活荷重及び風荷重（季節風）の発生時間区間数を変化させた時、温度変化の影響や地震の影響などの他の荷重との同時載荷状況（荷重組合せ）の発生頻度にどの程度の変化が生じるのかを確認し、シミュレーションにおける活荷重及び風荷重（季節風）の発生時間区間数を決定する。

この章では、参照期間 100 年間（438,000 時間区間）の時系列シミュレーションを行い、このシミュレーションを 1,000 回繰返す。本検討における各種荷重の発生頻度を表 5.1.1 に、荷重のばらつきの統計量を表 5.1.2 に示す。本検討では、変動作用の発生頻度は 1 年間での発生時間区間数として設定し、1 年のうちの発生時間区間はポアソン過程によって設定する。ここで、発生頻度や発生時間区間の設定は、本来であれば参照期間 100 年間にに対して適用するのが一般的である。しかし、本検討で対象とする各種荷重の発生頻度は「4. 入力する荷重の確率モデル」に示す地震の影響のように年発生回数を基に設定しているものもあるため、1 年ごとにポアソン過程によって発生時間区間を設定することにする。なお、ポアソン過程は、発生がまったく様にランダムとなることを仮定しているため、1 年ごとに適用してこれを 100 回繰返して 100 年間における発生頻度と時間区間を設定してシミュレーションを行った結果と、初めから 100 年間にに対して発生頻度と時間区間を設定してシミュレーションを行った結果のいずれを用いても、これをさらに多数回行った結果を考察すれば最終的な考察結果には差がないと考えた。

死荷重は、橋の供用中に常時発生していることから、本章における検討では 100 年間一定で確定値 1.0 を与えるものとした。

活荷重は、渋滞時の他の荷重との組合せ状態を把握する目的で、渋滞が発生する B-C モデルの時間区間に確定値 1.0 を与えるものとした。本章における検討は荷重係数を算出することが目的ではなく組合せの発生頻度に着目しているため、「4.3. 活荷重(L)」に示した車両列スナップショットは用いずに、単に B-C モデルにおいて渋滞が発生する区間をポアソン過程によって設定することで、組合せの発生頻度に着目した検討を行う。

温度変化の影響は、大阪（普通の地方）の気温のばらつきを用いて算出した値 T を基に、式 (5.1.1) を用いて特性値に対する比率 x_{TH} を算出した。4.4.1 に示したように、本研究で対象とする全ての橋梁は、普通の地方は大阪、寒冷な地方は旭川を代表地点として確率モデルを与えている。両者の観測データの特性を比較したものを図 5.1.1 に示す。観測データと基準温度の差に着目すると普通の地方と寒冷な地方は同程度とみなすことができ、荷重組合せの評価を行う上ではいずれのばらつきを用いても結果に大きな差は生じないと考え、本章に示す検討では普通の地方のばらつきを用いるものとした。

$$x_{TH} = \frac{T - T_0}{\Delta T_n} \dots\dots\dots (5.1.1)$$

ここに、 T_0 : 基準温度 (+20℃) ΔT_n : 温度変化（普通の地方では 30℃）

風荷重は、風速のばらつきとして東京の月最大風速の分布を基に、設計基準風速 40m/s との比率を

与えた。

地震の影響は、東京（地域区分 A）の II 種地盤を対象とした固有周期 $T=1.0\text{sec}$ の水平震度の分布を基に、道路橋示方書（平成 24 年）の設計水平震度 $k_h=0.25$ との比率を与えた。

雪荷重は積雪期の全区間に確定値 1.0 を与え、他の荷重との組合せ状態を把握するものとした。

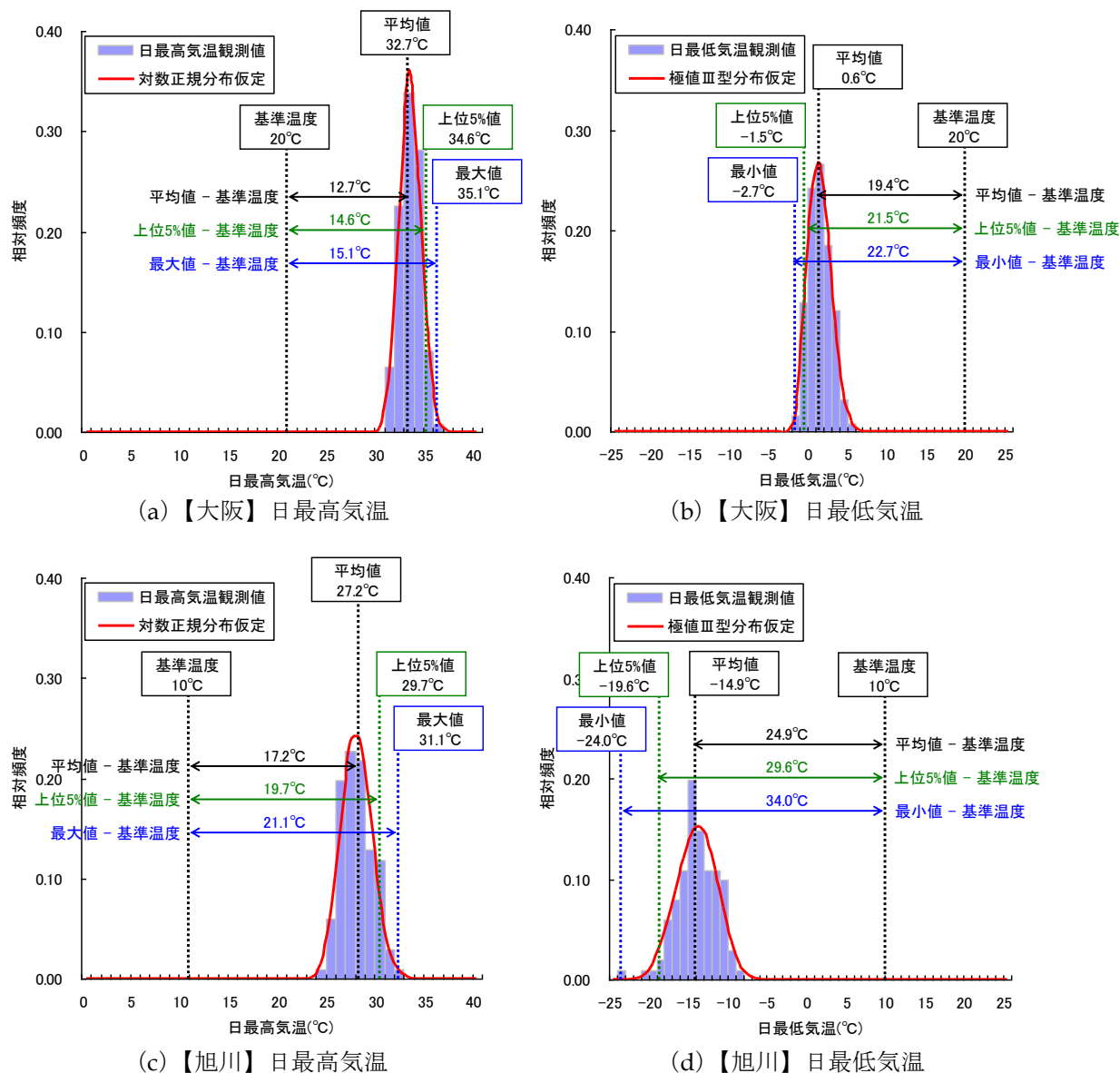


図 5.1.1 日最高気温と日最低気温に関する観測データの特性の比較

表 5.1.1 各種荷重の発生時間区間数

作 用		発生時間区間数
永続作用	死荷重(D)	全区間 (100 年間一定)
変動作用	活荷重(L) 【渋滞時】	1 年間の発生時間区間数を 730～1,460 時間区間まで変化させて、他の荷重との同時載荷状況を確認 発生時間区間はポアソン過程によって設定
	温度変化の影響 (TH)	日最高気温と日最低気温をそれぞれ 6 時間区間に 1 回設定し、その他の時間区間は正弦波により補間して算出
	風荷重(W) 【季節風】	1 年間の発生時間区間数を 12～36 時間区間まで変化させて、他の荷重との同時載荷状況を確認 発生時間区間はポアソン過程によって設定
	風荷重(W) 【台風】	1 年間 3 時間区間 発生時間区間はポアソン過程によって設定
	地震の影響(EQ)	1 年間 12 時間区間 発生時間区間はポアソン過程によって設定
	雪荷重(SW)	積雪期の全区間

表 5.1.2 5 章の検討で用いる各種荷重のばらつき

荷 重	分布型	平均値	標準偏差	上限値 下限値	備 考
死荷重(D)	確定値	1.000	---	---	
活荷重(L) 渋滞時	確定値	1.000	---	---	
温度変化の影響(TH)	対数正規	32.665℃	1.063℃	---	大阪 最高気温 (台風発生期)
	対数正規	23.449℃	1.200℃	---	大阪 最高気温 (台風発生期以外)
	対数正規	13.552℃	1.547℃	---	大阪 最低気温 (台風発生期)
	極値 III 型	0.584℃	1.401℃	-2.700℃ (下限)	大阪 最低気温 (台風発生期以外)
風荷重(W) 季節風	極値 I 型	0.294	0.076	---	東京の分布 (台風発生期)
	極値 I 型	0.311	0.055	---	東京の分布 (台風発生期以外)
風荷重(W) 台風	ベータ分布	1.045	0.044	1.375 (上限)	東京の分布
地震の影響(EQ)	対数正規	0.038	0.071	2.959 (上限)	東京の分布 (II 種地盤, T=1.0)
雪荷重(SW)	確定値	1.000	---	---	

5.2. シミュレーションを用いた荷重組合せの評価

5.2.1. 荷重組合せと出現率

ここでは、活荷重(L)の1年間の発生時間区間数を730区間、風荷重(W)の1年間の発生時間区間数を12区間とした場合を対象に、100年の間に起こりうる荷重組合せをシミュレーションによって算出した結果を示す。以降に示す標本の出現率とは、100年(438,000時間区間)において、ある作用の出現する標本数を総標本数(438,000個)で除した値として定義する。

100年間の時系列シミュレーションを1,000回繰り返し、各100年での荷重組合せ別の出現率を1,000個算出し、その平均値および最大値を整理した結果を表5.2.1に示す。出現率の大きい荷重組合せは、D+TH, D+L+THであった。Lに対してWまたはEQが重なる荷重組合せの出現率は0.1%以下と小さく、これらの荷重が重なる状況はD+L+THに比べて1桁のオーダーで小さい。また、WとEQが同時に載荷される荷重組合せであるD+TH+W+EQ, D+L+TH+W+EQは出現率0.001%以下となり、LとWまたはLとEQが重なるときの出現率よりもさらに2桁以上のオーダーで小さい。

表 5.2.1 シミュレーションを用いた荷重組合せと出現率

荷重組合せ	D	L	TH	W	EQ	SW	100年間の出現率	
							平均値	最大値
D+TH	●		●				82.9544 %	82.9916 %
D+TH+SW	●		●			●	27.6707 %	27.6872 %
D+TH+W	●		●	●			0.2180 %	0.2244 %
D+TH+W+SW	●		●	●		●	0.0759 %	0.0806 %
D+TH+EQ	●		●		●		0.2180 %	0.2244 %
D+TH+EQ+SW	●		●		●	●	0.0726 %	0.0758 %
D+TH+W+EQ	●		●	●	●		0.0009 %	0.0018 %
D+TH+W+EQ+SW	●		●	●	●	●	0.0003 %	0.0007 %
D+L+TH	●	●	●				16.4425 %	16.4838 %
D+L+TH+SW	●	●	●			●	5.4844 %	5.5030 %
D+L+TH+W	●	●	●	●			0.0560 %	0.0628 %
D+L+TH+W+SW	●	●	●	●		●	0.0151 %	0.0187 %
D+L+TH+EQ	●	●	●		●		0.0428 %	0.0489 %
D+L+TH+EQ+SW	●	●	●		●	●	0.0143 %	0.0185 %
D+L+TH+W+EQ	●	●	●	●	●		0.0002 %	0.0007 %
D+L+TH+W+EQ+SW	●	●	●	●	●	●	0.0001 %	0.0005 %

5.2.2. 荷重組合せと荷重係数

ここでは、風荷重(W)と地震の影響(EQ)が同時に載荷される荷重組合せを除いて、荷重組合せごとに各荷重の荷重係数がどの程度の値をとりうるのかを整理した結果を示す。

(1). D+TH および D+TH+SW における荷重係数

100 年間の時系列シミュレーションを 1,000 回行った各 100 年のシミュレーション結果から D+TH, D+TH+SW の荷重組合せとなった標本を抽出し、さらに TH の荷重係数が最も大きくなったときの標本のみを選び、そのように絞り込んだ 1,000 個の D+TH、および 1,000 個の D+TH+SW の荷重組合せにおける TH の荷重係数の頻度分布を図 5.2.1 に示す。D+TH, D+TH+SW とともに TH の荷重係数最大値は 0.75 程度であった。

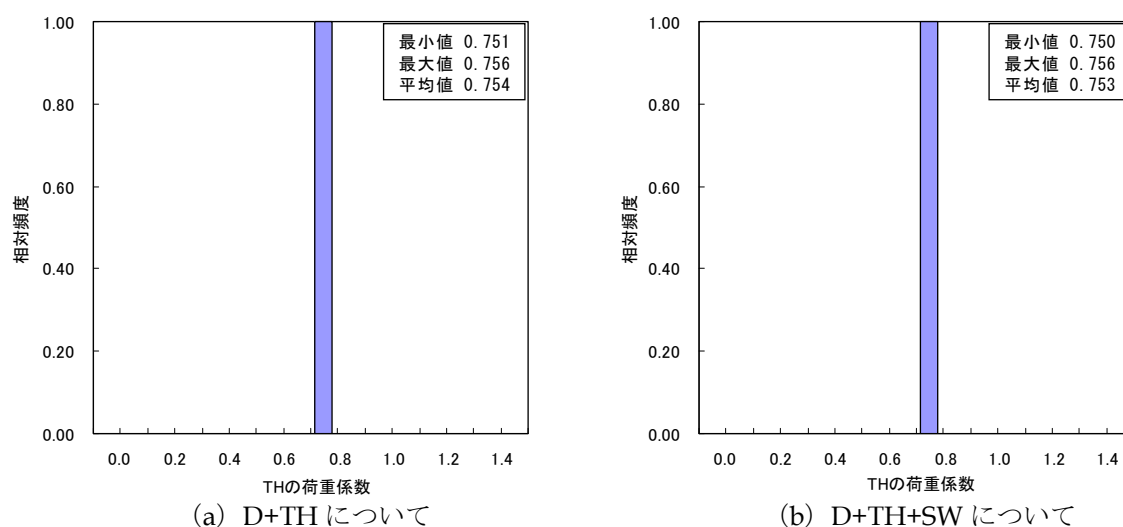
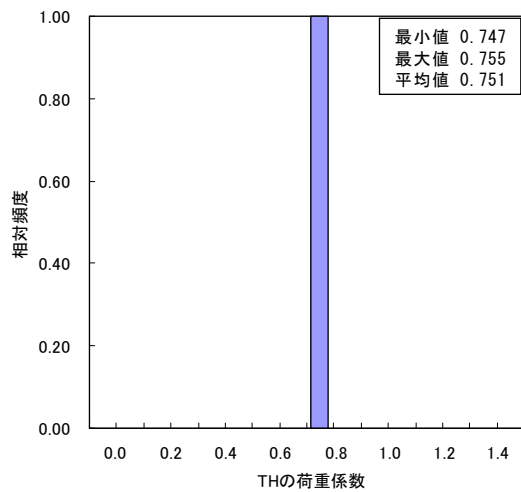


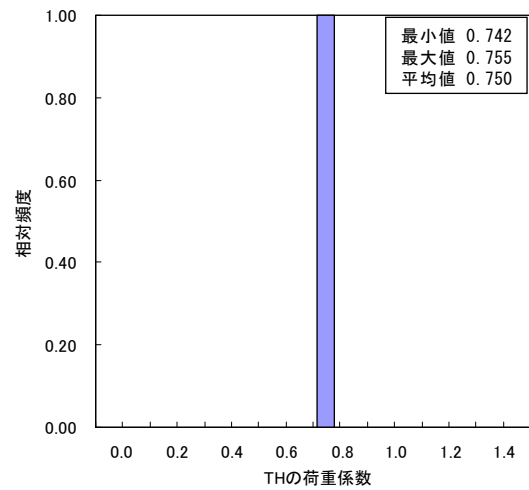
図 5.2.1 D+TH および D+TH+SW における TH の荷重係数最大値の頻度分布

(2). D+L+TH および D+L+TH+SW における荷重係数

100年間の時系列シミュレーションを1,000回行った各100年のシミュレーション結果からD+L+TH, D+L+TH+SWの荷重組合せとなった標本を抽出し、さらにTHの荷重係数が最も大きくなったときの標本のみを選び、そのように絞り込んだ1,000個のD+L+TH、および1,000個のD+L+TH+SWの荷重組合せにおけるTHの荷重係数の頻度分布を図5.2.2に示す。D+L+TH, D+L+TH+SWともにTHの荷重係数最大値は0.75程度であった。



(a) D+L+TH について



(b) D+L+TH+SW について

図 5.2.2 D+L+TH および D+L+TH+SW における TH の荷重係数の頻度分布

(3). D+TH+W および D+TH+W+SW における荷重係数

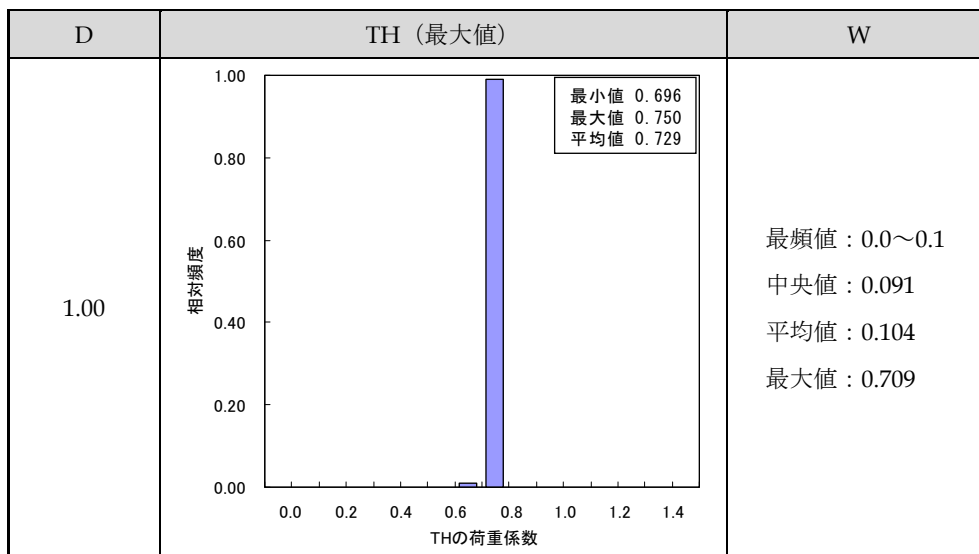
100 年間の時系列シミュレーションを 1,000 回行った各 100 年のシミュレーション結果から、D+TH+W の荷重組合せとなった標本を抽出し、さらに TH の荷重係数が最も大きくなったときの標本のみを選び、そのように絞り込んだ 1,000 個の D+TH+W の荷重組合せにおける TH の荷重係数とそれに重なった W の荷重係数を表 5.2.2(a)に示す。

同様に、D+TH+W の荷重組合せとなった標本を抽出し、さらに W の荷重係数が最も大きくなったときの標本のみを選び、そのように絞り込んだ 1,000 個の D+TH+W の荷重組合せにおける W の荷重係数とそれに重なった TH の荷重係数を表 5.2.2(b)に示す。

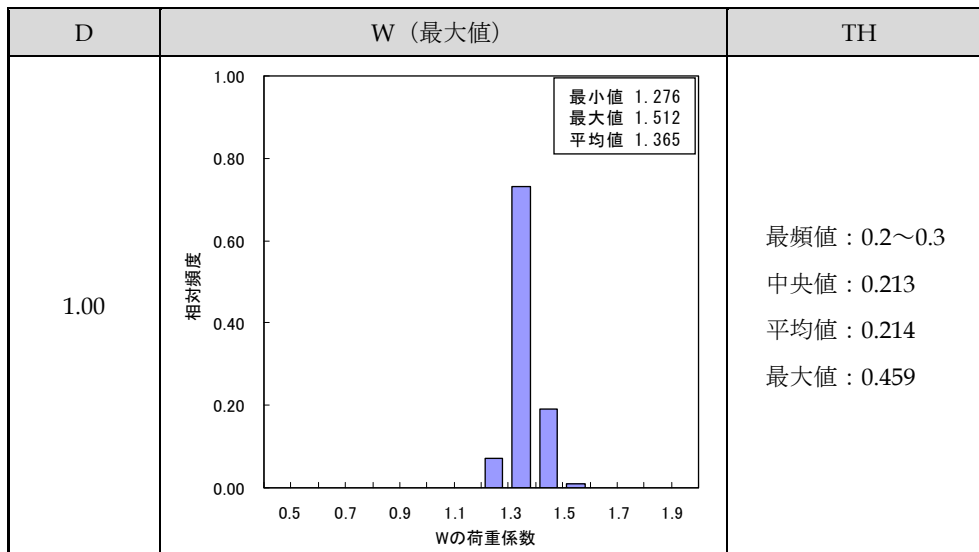
TH の最大値と重なる W の最大値は 0.7 程度、W の最大値と重なる TH の最大値は 0.5 程度である。

表 5.2.2 D+TH+W における TH と W の同時載荷状況

(a) TH の荷重係数最大値と重なる W の荷重係数



(b) W の荷重係数最大値と重なる TH の荷重係数



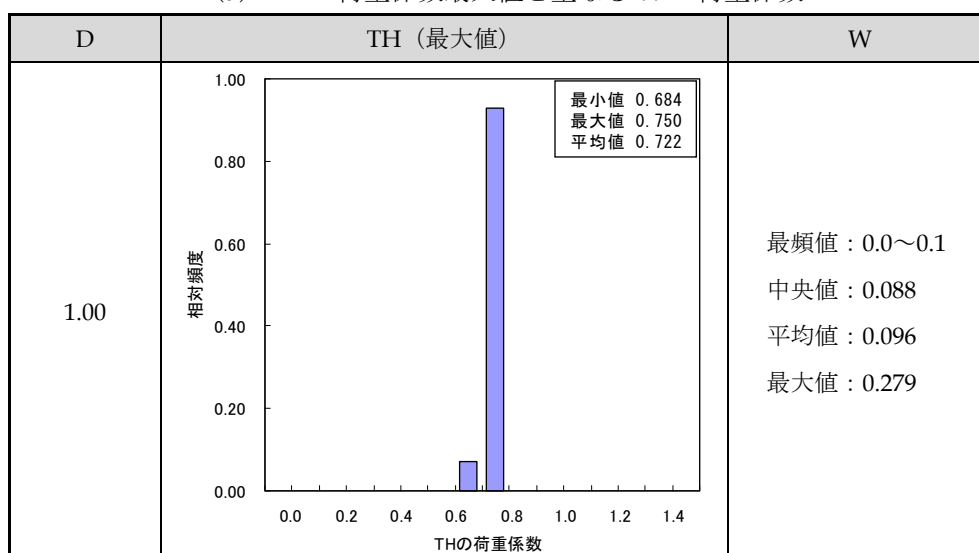
100 年間の時系列シミュレーションを 1,000 回行った各 100 年のシミュレーション結果から、D+TH+W+SW の荷重組合せとなった標本を抽出し、さらに TH の荷重係数が最も大きくなったときの標本のみを選び、そのように絞り込んだ 1,000 個の D+TH+W+SW の荷重組合せにおける TH の荷重係数とそれに重なった W の荷重係数を表 5.2.3(a)に示す。

同様に、D+TH+W+SW の荷重組合せとなった標本を抽出し、さらに W の荷重係数が最も大きくなったときの標本のみを選び、そのように絞り込んだ 1,000 個の D+TH+W+SW の荷重組合せにおける W の荷重係数とそれに重なった TH の荷重係数を表 5.2.3(b)に示す。

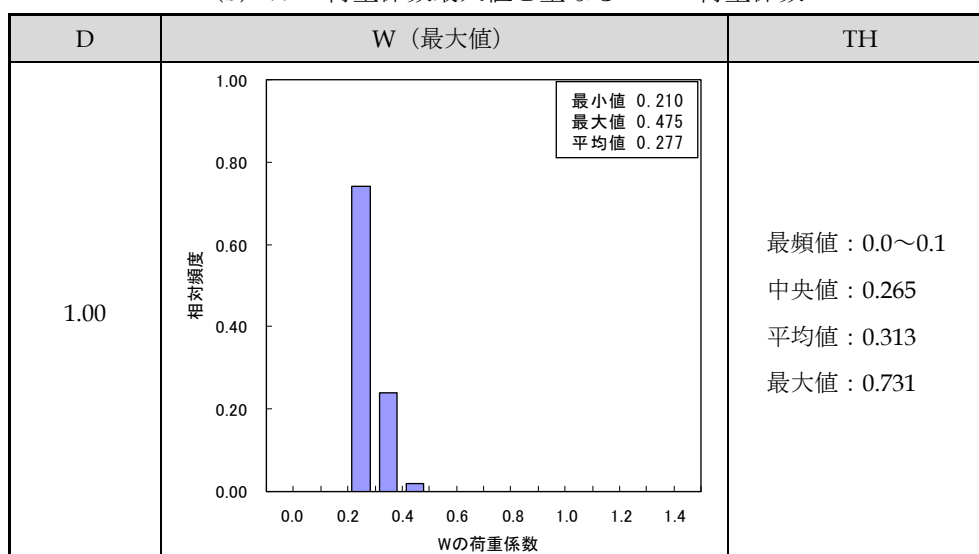
TH の最大値と重なる W の最大値は 0.3 程度、W の最大値と重なる TH の最大値は 0.7 程度であった。表 5.2.3(b)に示すように W の荷重係数最大値は 0.2~0.3 が最頻値であり、表 5.2.2(b)に示した D+TH+W の荷重係数よりも値が小さい。これは、W の荷重係数は台風が発生したときに大きな値を示していると考えられ、本研究では積雪期に台風が発生することは想定していないためである。

表 5.2.3 D+TH+W+SW における TH と W の同時載荷状況

(a) TH の荷重係数最大値と重なる W の荷重係数



(b) W の荷重係数最大値と重なる TH の荷重係数



(4). D+TH+EQ および D+TH+EQ+SW における荷重係数

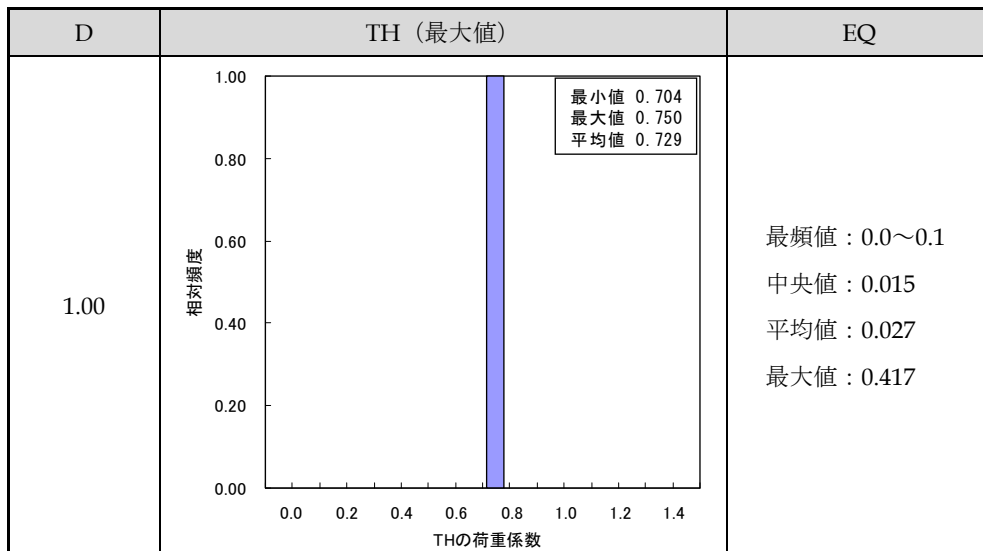
100 年間の時系列シミュレーションを 1,000 回行った各 100 年のシミュレーション結果から、D+TH+EQ の荷重組合せとなった標本を抽出し、さらに TH の荷重係数が最も大きくなったときの標本のみを選び、そのように絞り込んだ 1,000 個の D+TH+EQ の荷重組合せにおける TH の荷重係数とそれに重なった EQ の荷重係数を表 5.2.4(a)に示す。

同様に、D+TH+EQ の荷重組合せとなった標本を抽出し、さらに EQ の荷重係数が最も大きくなったときの標本のみを選び、そのように絞り込んだ 1,000 個の D+TH+EQ の荷重組合せにおける EQ の荷重係数とそれに重なった TH の荷重係数を表 5.2.4(b)に示す。

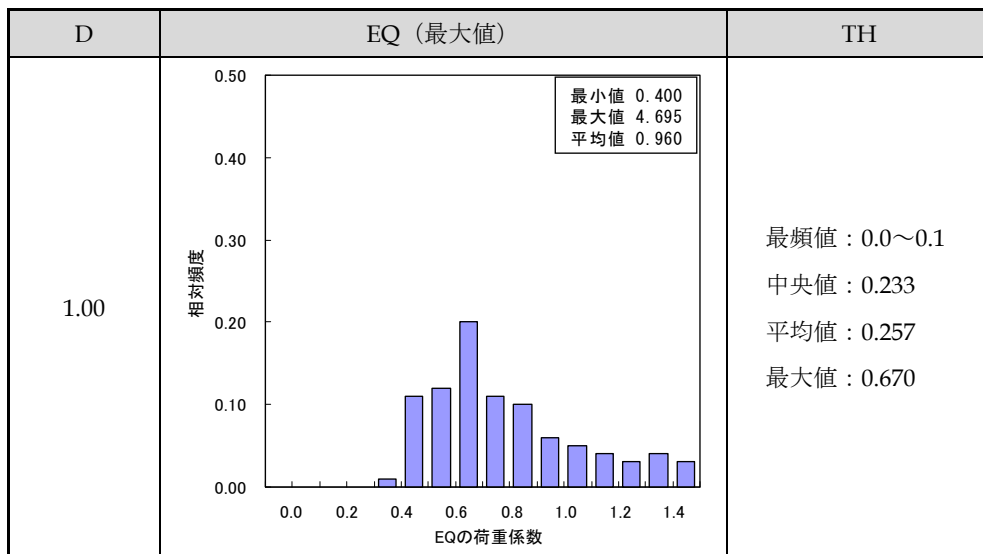
表 5.2.4(a)に示すように、TH の荷重係数最大値は 0.7～0.8 が最頻値であり、TH の荷重係数に重なる EQ の荷重係数は最大で 0.4 程度である。また、表 5.2.4(b)に示すように、EQ の荷重係数最大値は 0.6～0.7 が最頻値であり、EQ の荷重係数に重なる TH の荷重係数は最大で 0.7 程度である。

表 5.2.4 D+TH+EQ における TH と EQ の同時載荷状況

(a) TH の荷重係数最大値と重なる EQ の荷重係数



(b) EQ の荷重係数最大値と重なる TH の荷重係数



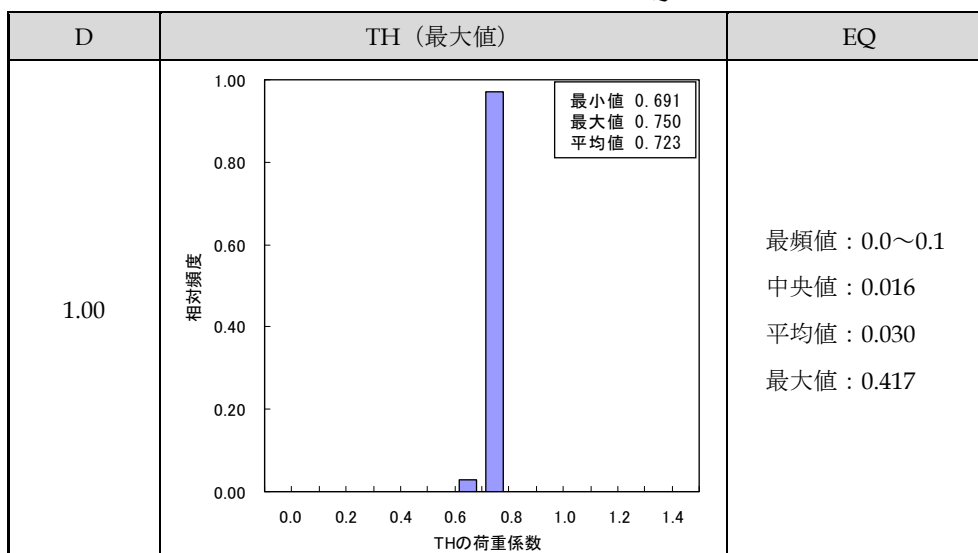
100 年間の時系列シミュレーションを 1,000 回行った各 100 年のシミュレーション結果から、D+TH+EQ+SW の荷重組合せとなった標本を抽出し、さらに TH の荷重係数が最も大きくなったときの標本のみを選び、そのようにして絞り込んだ 1,000 個の D+TH+EQ+SW の荷重組合せにおける TH の荷重係数とそれに重なった EQ の荷重係数を表 5.2.5(a)に示す。

同様に、D+TH+EQ+SW の荷重組合せとなった標本を抽出し、さらに EQ の荷重係数が最も大きくなったときの標本のみを選び、そのようにして絞り込んだ 1,000 個の D+TH+EQ+SW の荷重組合せにおける EQ の荷重係数とそれに重なった TH の荷重係数を表 5.2.5(b)に示す。

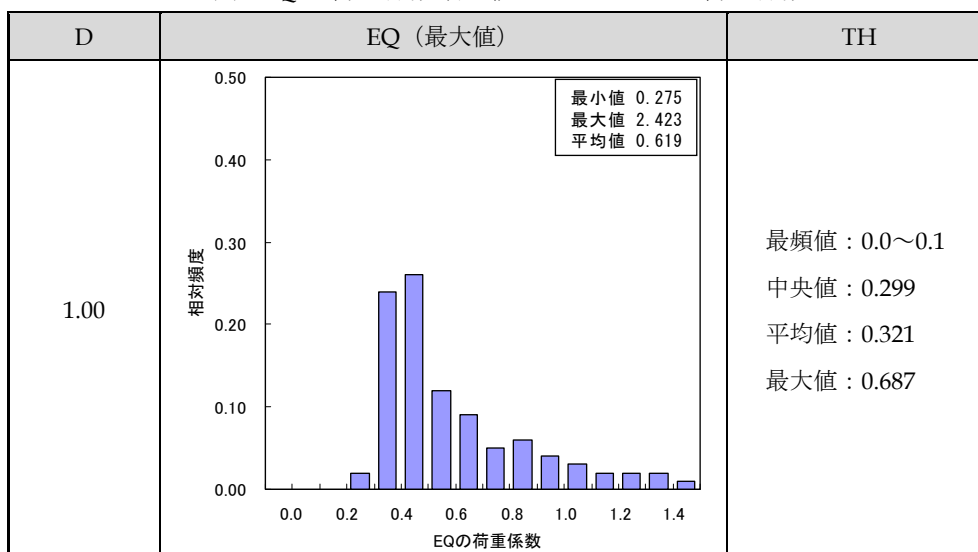
表 5.2.5(a)に示すように、TH の荷重係数最大値は 0.7～0.8 が最頻値であり、TH の荷重係数に重なる EQ の荷重係数は最大で 0.4 程度である。また、表 5.2.5(b)に示すように、EQ の荷重係数最大値は 0.4～0.5 が最頻値であり、EQ の荷重係数に重なる TH の荷重係数は最大で 0.7 程度である。つまり、D+TH+EQ+SW の荷重組合せにおいて TH と EQ は比較的大きな荷重係数どうしが重なる傾向が見られ、D+TH+EQ の荷重組合せと同じ傾向を示している。

表 5.2.5 D+TH+EQ+SW における TH と EQ の同時載荷状況

(a) TH の荷重係数最大値と重なる EQ の荷重係数



(b) EQ の荷重係数最大値と重なる TH の荷重係数



(5). D+L+TH+W および D+L+TH+W+SW における荷重係数

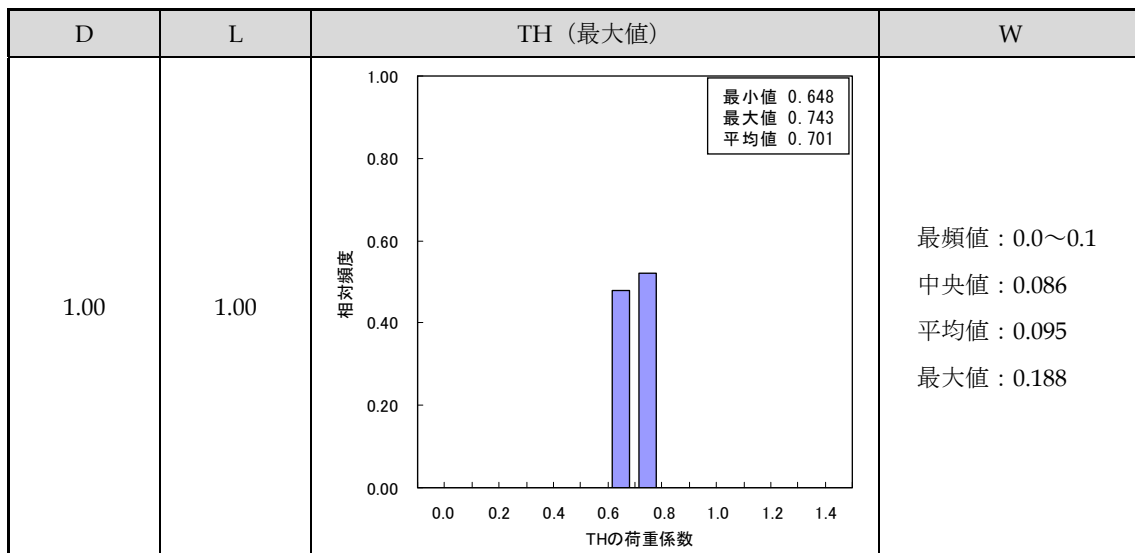
100 年間の時系列シミュレーションを 1,000 回行った各 100 年のシミュレーション結果から、D+L+TH+W の荷重組合せとなった標本を抽出し、さらに TH の荷重係数が最も大きくなったときの標本のみを選び、そのように絞り込んだ 1,000 個の D+L+TH+W の荷重組合せにおける TH の荷重係数とそれに重なった W の荷重係数を表 5.2.6(a)に示す。

同様に、D+L+TH+W の荷重組合せとなった標本を抽出し、さらに W の荷重係数が最も大きくなったときの標本のみを選び、そのように絞り込んだ 1,000 個の D+L+TH+W の荷重組合せにおける W の荷重係数とそれに重なった TH の荷重係数を表 5.2.6(b)に示す。

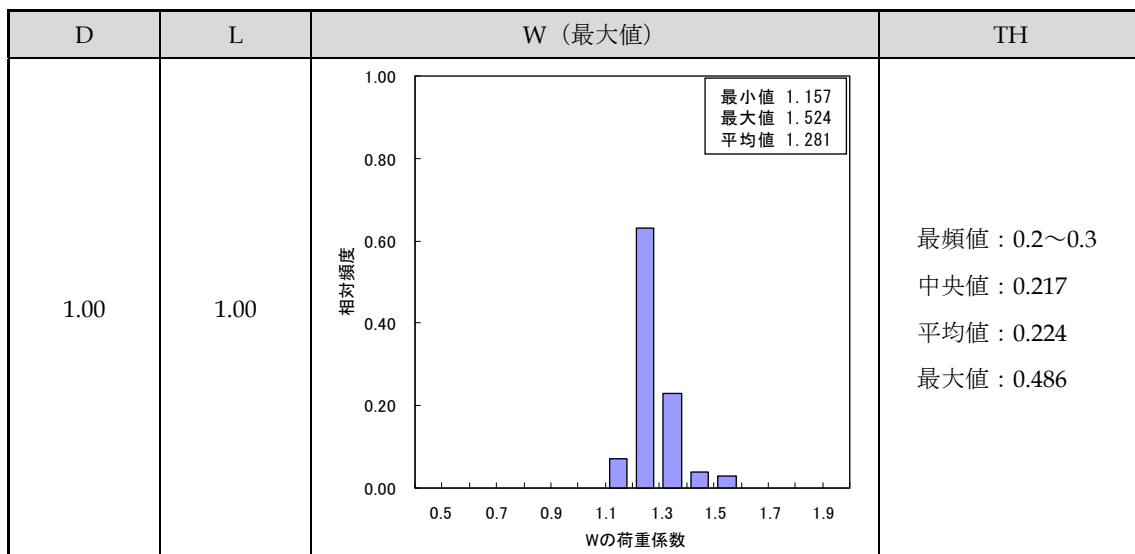
表 5.2.6(a)に示すように、TH の荷重係数最大値は 0.7～0.8 が最頻値であり、TH の荷重係数に重なる W の荷重係数は最大で 0.2 程度である。また、表 5.2.6(b)に示すように、W の荷重係数最大値は 1.2 ～1.3 が最頻値であり、W の荷重係数に重なる TH の荷重係数は最大で 0.5 程度である。

表 5.2.6 D+L+TH+W における TH と W の同時載荷状況（最大値に着目）

(a) TH の荷重係数最大値と重なる W の荷重係数



(b) W の荷重係数最大値と重なる TH の荷重係数

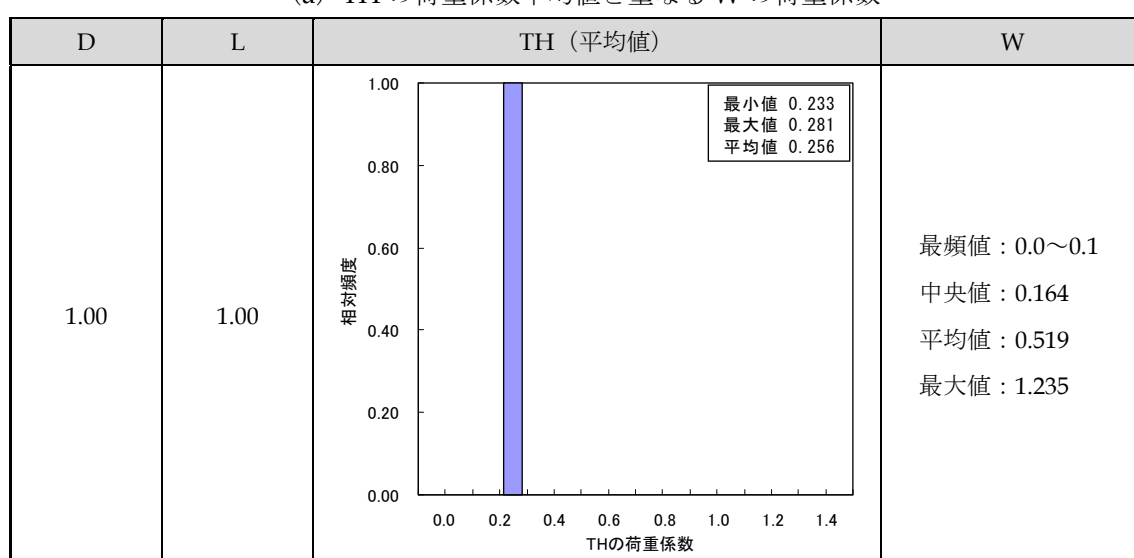


100 年間の時系列シミュレーションを 1,000 回行った各 100 年のシミュレーション結果から、D+L+TH+W の荷重組合せとなった標本を抽出し、TH の荷重係数の平均値を求め、さらに TH の荷重係数平均値に最も近い TH の荷重係数が生じている標本のみを選び、そのように絞り込んだ 1,000 個の D+L+TH+W の荷重組合せにおける W の荷重係数を表 5.2.7(a)に示す。同様に、D+L+TH+W の荷重組合せとなった標本を抽出し、W の荷重係数の平均値を求め、さらに W の荷重係数平均値に最も近い W の荷重係数が生じている標本のみを選び、そのように絞り込んだ 1,000 個の D+L+TH+W の荷重組合せにおける TH の荷重係数を表 5.2.7(b)に示す。

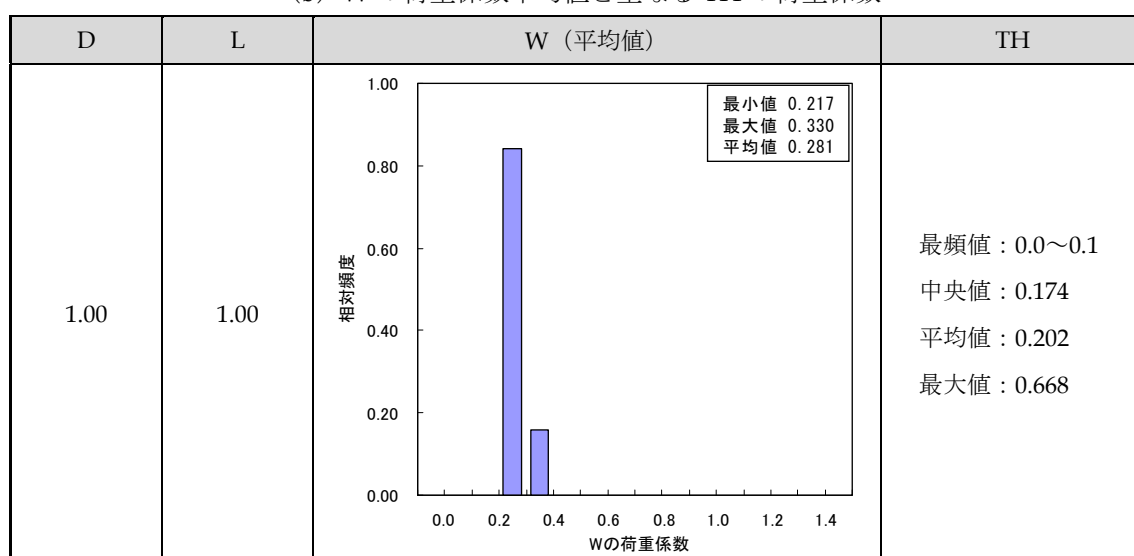
表 5.2.7(a)に示すように、TH の荷重係数平均値は 0.2～0.3 が最頻値であり、TH の荷重係数に重なる W の荷重係数は最大で 1.3 程度である。また、表 5.2.7(b)に示すように、W の荷重係数平均値は 0.2～0.3 が最頻値であり、W の荷重係数に重なる TH の荷重係数は最大で 0.7 程度である。

表 5.2.7 D+L+TH+W における TH と W の同時載荷状況（平均値に着目）

(a) TH の荷重係数平均値と重なる W の荷重係数



(b) W の荷重係数平均値と重なる TH の荷重係数



100 年間の時系列シミュレーションを 1,000 回行った各 100 年のシミュレーション結果から、D+L+TH+W の荷重組合せとなった標本を抽出し、TH の荷重係数の中央値を求め、さらに TH の荷重

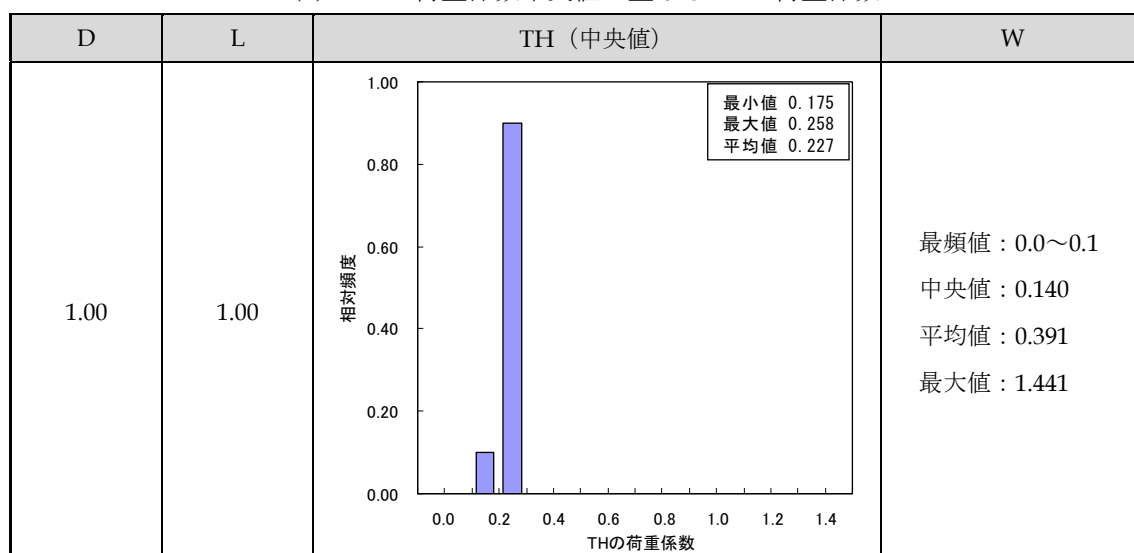
係数中央値に最も近い TH の荷重係数が生じている標本のみを選び、そのように絞り込んだ 1,000 個の D+L+TH+W の荷重組合せにおける W の荷重係数を表 5.2.8(a)に示す。同様に、D+L+TH+W の荷重組合せとなった標本を抽出し、W の荷重係数の中央値を求め、さらに W の荷重係数中央値に最も近い W の荷重係数が生じている標本のみを選び、そのように絞り込んだ 1,000 個の D+L+TH+W の荷重組合せにおける TH の荷重係数を表 5.2.8(b)に示す。

表 5.2.8(a)に示すように、TH の荷重係数中央値は 0.2～0.3 が最頻値であり、TH の荷重係数に重なる W の荷重係数は最大で 1.5 程度である。また、表 5.2.8(b)に示すように、W の荷重係数中央値は 0.0～0.1 が最頻値であり、W の荷重係数に重なる TH の荷重係数は最大で 0.7 程度である。

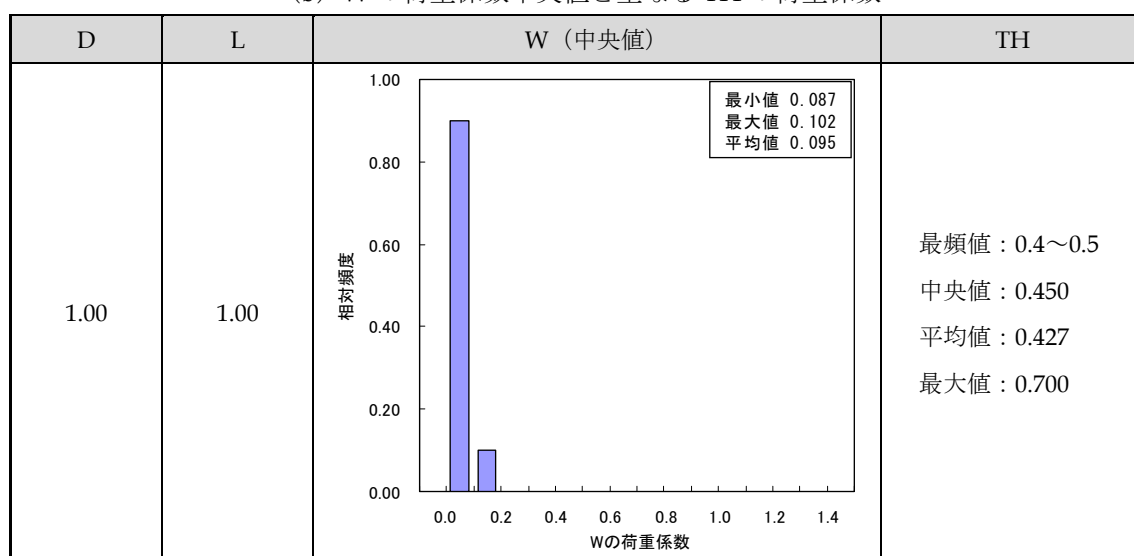
以上から、D+L+TH+W の荷重組合せにおいて leading variable action を L とし、accompanying variable action を TH, W と考えるとき、TH と W の荷重係数は最大値に着目するのではなく平均値または中央値に着目するならば、TH の荷重係数 0.2～0.3 に対して W の荷重係数は 1.5 程度、W の荷重係数 0.2～0.3 に対して TH の荷重係数は 0.7 程度が重なっている。

表 5.2.8 D+L+TH+W における TH と W の同時載荷状況（中央値に着目）

(a) TH の荷重係数中央値と重なる W の荷重係数



(b) W の荷重係数中央値と重なる TH の荷重係数

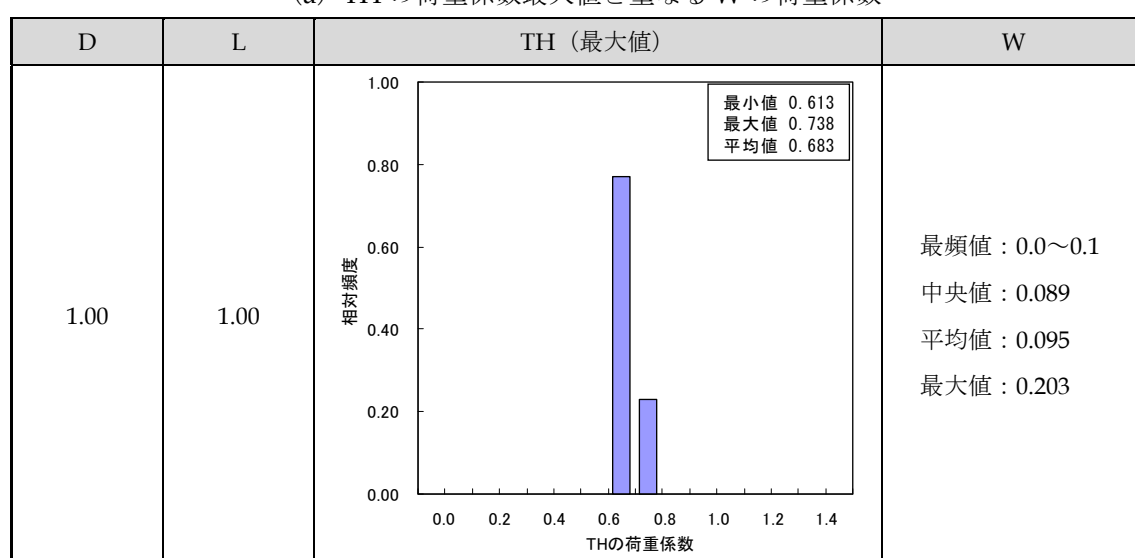


100 年間の時系列シミュレーションを 1,000 回行った各 100 年のシミュレーション結果から、D+L+TH+W+SW の荷重組合せとなった標本を抽出し、さらに TH の荷重係数が最も大きくなったときの標本のみを選び、そのように絞り込んだ 1,000 個の D+L+TH+W+SW の荷重組合せにおける TH の荷重係数とそれに重なった W の荷重係数を表 5.2.9(a)に示す。同様に、D+L+TH+W+SW の荷重組合せとなった標本を抽出し、さらに W の荷重係数が最も大きくなったときの標本のみを選び、そのように絞り込んだ 1,000 個の D+L+TH+W+SW の荷重組合せにおける W の荷重係数とそれに重なった TH の荷重係数を表 5.2.9(b)に示す。

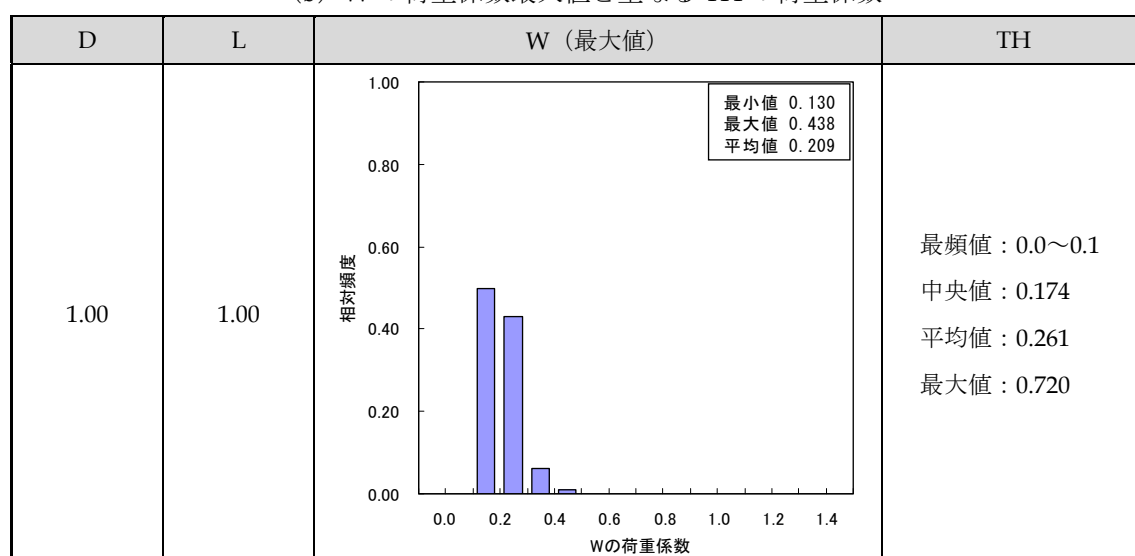
表 5.2.9(a)に示すように、TH の荷重係数最大値は 0.6～0.7 が最頻値であり、TH の荷重係数に重なる W の荷重係数は最大で 0.2 程度である。また、表 5.2.9(b)に示すように、W の荷重係数最大値は 0.0～0.1 が最頻値であり、W の荷重係数に重なる TH の荷重係数は最大で 0.7 程度である。

表 5.2.9 D+L+TH+W+SW における TH と W の同時載荷状況（最大値に着目）

(a) TH の荷重係数最大値と重なる W の荷重係数



(b) W の荷重係数最大値と重なる TH の荷重係数

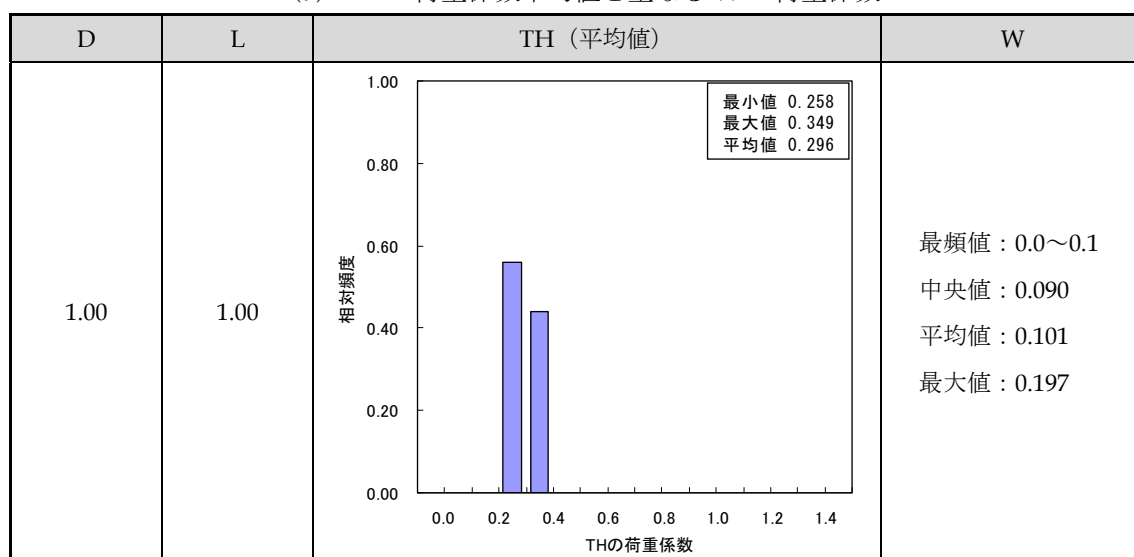


100 年間の時系列シミュレーションを 1,000 回行った各 100 年のシミュレーション結果から、D+L+TH+W+SW の荷重組合せとなった標本を抽出し、TH の荷重係数の平均値を求め、さらに TH の

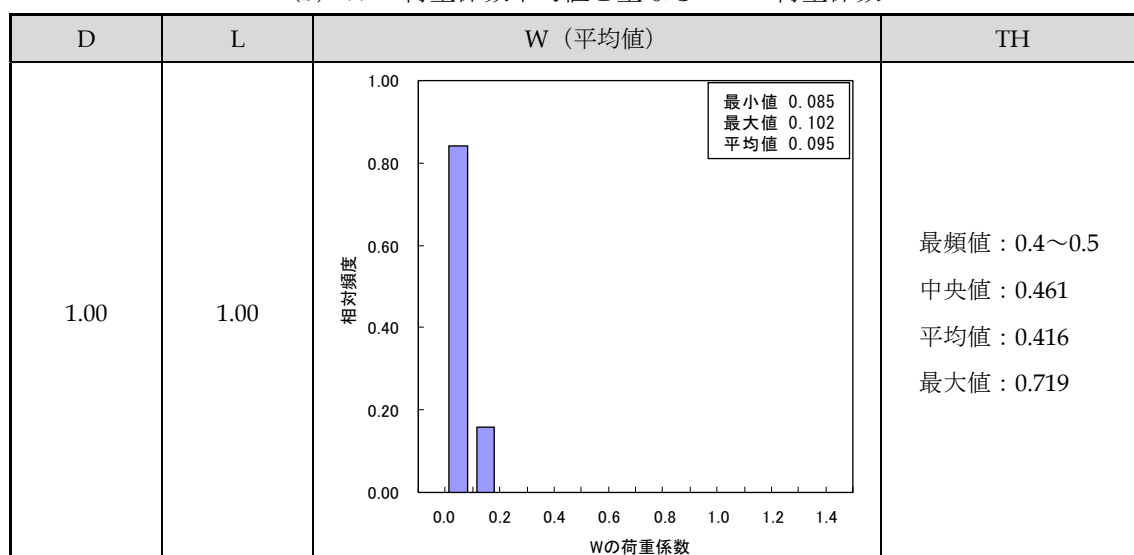
荷重係数平均値に最も近い TH の荷重係数が生じている標本のみを選び、そのように絞り込んだ 1,000 個の D+L+TH+W+SW の荷重組合せにおける W の荷重係数を表 5.2.10(a)に示す。同様に、D+L+TH+W+SW の荷重組合せとなった標本を抽出し、W の荷重係数の平均値を求め、さらに W の荷重係数平均値に最も近い W の荷重係数が生じている標本のみを選び、そのように絞り込んだ 1,000 個の D+L+TH+W+SW の荷重組合せにおける TH の荷重係数を表 5.2.10(b)に示す。表 5.2.10 (a)に示すように TH の荷重係数平均値は 0.2~0.3 が最頻値であり、TH の荷重係数に重なる W の荷重係数は最大で 0.2 程度である。また、表 5.2.10(b)に示すように W の荷重係数平均値は 0.0~0.1 が最頻値であり、W の荷重係数に重なる TH の荷重係数は最大で 0.7 程度である。

表 5.2.10 D+L+TH+W+SW における TH と W の同時載荷状況（平均値に着目）

(a) TH の荷重係数平均値と重なる W の荷重係数



(b) W の荷重係数平均値と重なる TH の荷重係数



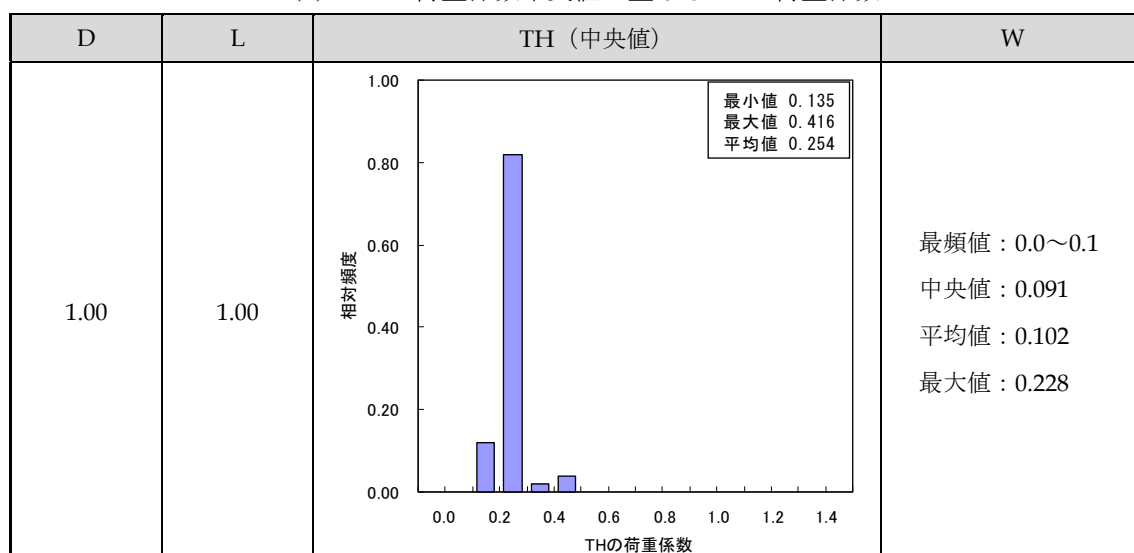
100 年間の時系列シミュレーションを 1,000 回行った各 100 年のシミュレーション結果から、D+L+TH+W+SW の荷重組合せとなった標本を抽出し、TH の荷重係数の中央値を求め、さらに TH の荷重係数中央値に最も近い TH の荷重係数が生じている標本のみを選び、そのように絞り込んだ 1,000 個の D+L+TH+W+SW の荷重組合せにおける W の荷重係数を表 5.2.11(a)に示す。同様に、

D+L+TH+W+SW の荷重組合せとなった標本を抽出し、W の荷重係数の中央値を求め、さらに W の荷重係数中央値に最も近い W の荷重係数が生じている標本のみを選び、そのように絞り込んだ 1,000 個の D+L+TH+W+SW の荷重組合せにおける TH の荷重係数を表 5.2.11(b)に示す。表 5.2.11(a)に示すように TH の荷重係数中央値は 0.2~0.3 が最頻値であり、TH の荷重係数に重なる W の荷重係数は最大で 0.3 程度である。また、表 5.2.11(b)に示すように W の荷重係数中央値は 0.0~0.1 が最頻値であり、W の荷重係数に重なる TH の荷重係数は最大で 0.7 程度である。

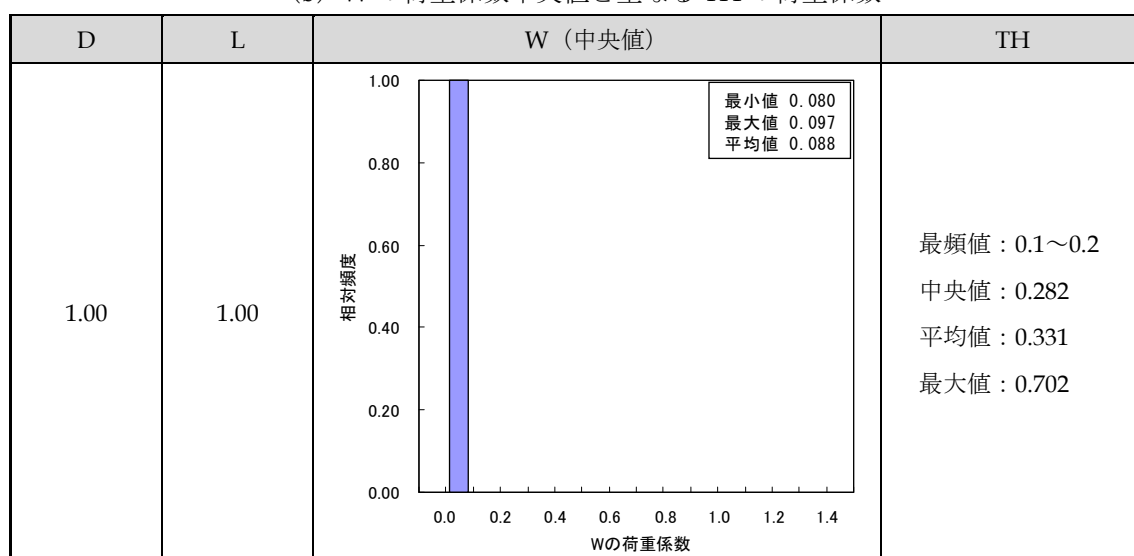
以上から、D+L+TH+W+SW の荷重組合せにおいて leading variable action を L とし、accompanying variable action を TH, W と考えるとき、TH と W の荷重係数は最大値に着目するのではなく平均値または中央値に着目するならば、TH の荷重係数 0.2~0.3 に対して W の荷重係数は 0.3 程度、W の荷重係数 0.0~0.1 に対して TH の荷重係数は 0.7 程度が重なっており、W の荷重係数は表 5.2.6~表 5.2.8 に示した D+L+TH+W の荷重係数よりも小さい。これは、W の荷重係数は台風が発生したときに大きな値を示していると考えられ、本研究では積雪期に台風が発生することは想定していないためである。

表 5.2.11 D+L+TH+W+SW における TH と W の同時載荷状況（中央値に着目）

(a) TH の荷重係数中央値と重なる W の荷重係数



(b) W の荷重係数中央値と重なる TH の荷重係数



(6). D+L+TH+EQ および D+L+TH+EQ+SW における荷重係数

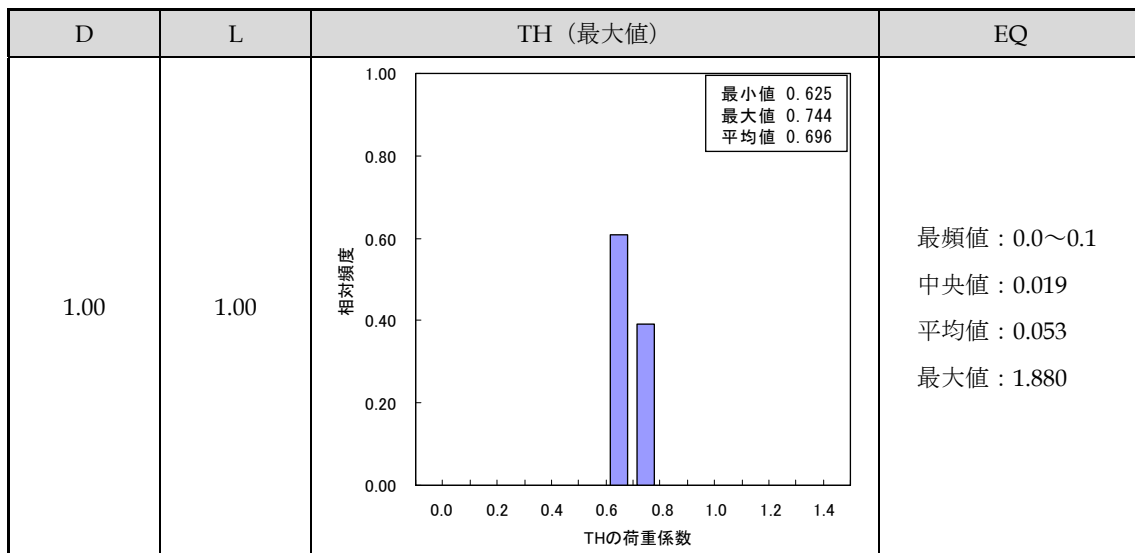
100 年間の時系列シミュレーションを 1,000 回行った各 100 年のシミュレーション結果から、D+L+TH+EQ の荷重組合せとなった標本を抽出し、さらに TH の荷重係数が最も大きくなったときの標本のみを選び、そのように絞り込んだ 1,000 個の D+L+TH+EQ の荷重組合せにおける TH の荷重係数とそれに重なった EQ の荷重係数を表 5.2.12(a)に示す。

同様に、D+L+TH+EQ の荷重組合せとなった標本を抽出し、さらに EQ の荷重係数が最も大きくなったときの標本のみを選び、そのように絞り込んだ 1,000 個の D+L+TH+EQ の荷重組合せにおける EQ の荷重係数とそれに重なった TH の荷重係数を表 5.2.12(b)に示す。

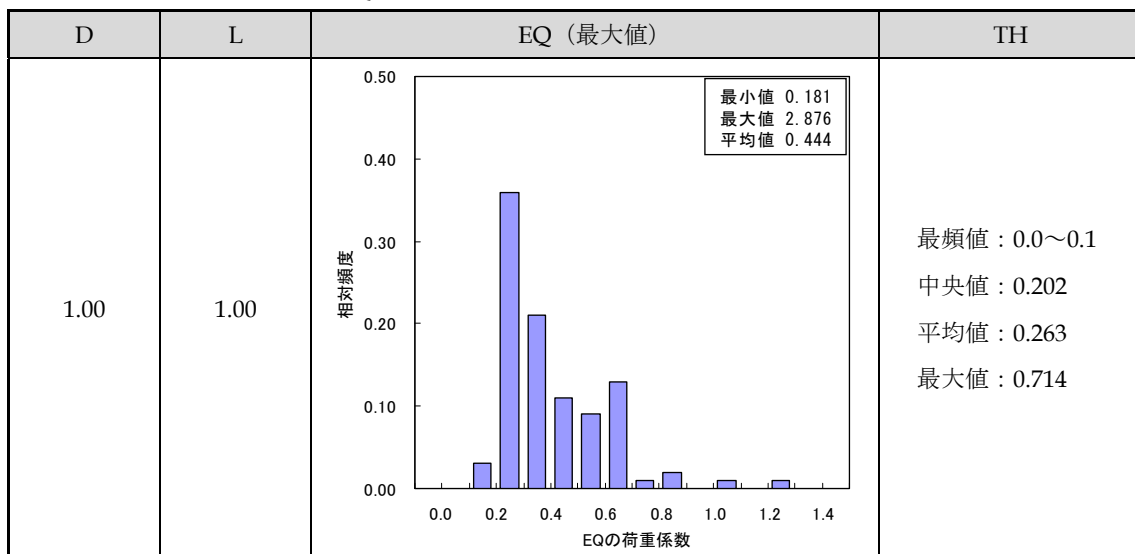
表 5.2.12(a)に示すように、TH の荷重係数最大値は 0.6～0.7 が最頻値であり、TH の荷重係数に重なる EQ の荷重係数は最大で 1.9 程度である。また、表 5.2.12(b)に示すように、EQ の荷重係数最大値は 0.2～0.3 が最頻値であり、EQ の荷重係数に重なる TH の荷重係数は最大で 0.7 程度である。

表 5.2.12 D+L+TH+EQ における TH と EQ の同時載荷状況（最大値に着目）

(a) TH の荷重係数最大値と重なる EQ の荷重係数



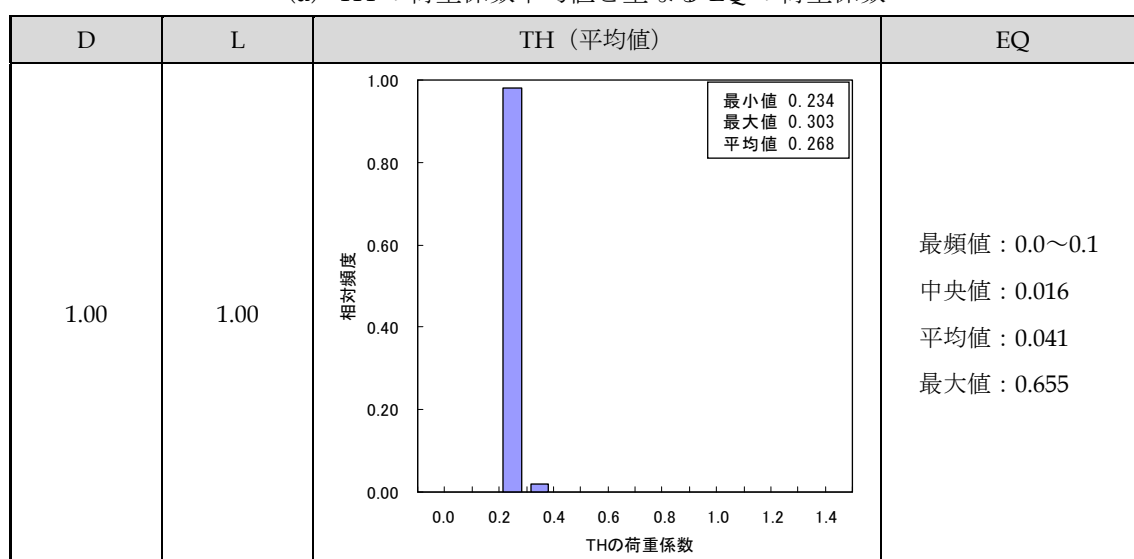
(b) EQ の荷重係数最大値と重なる TH の荷重係数



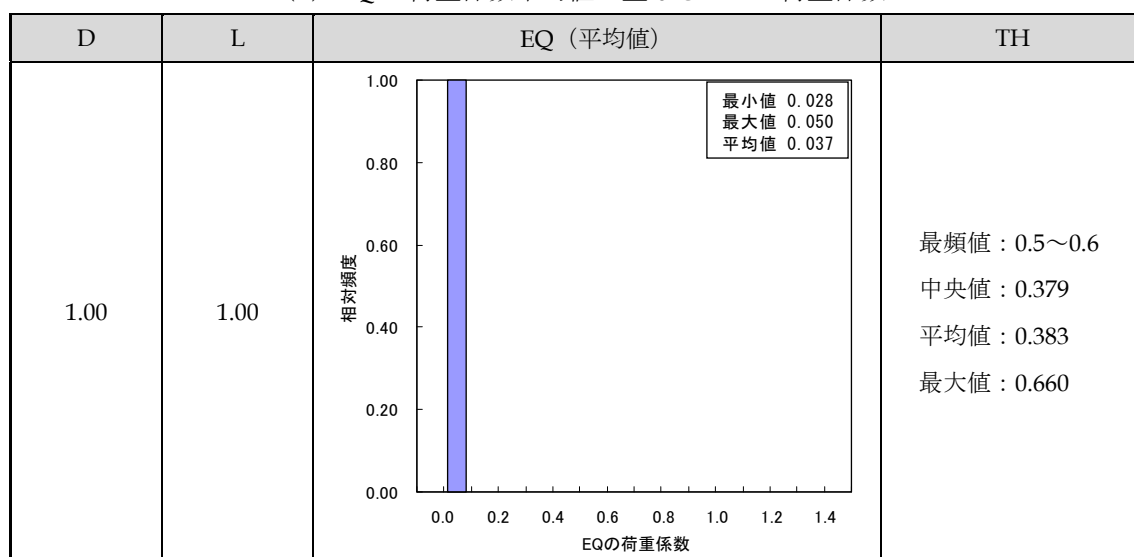
100 年間の時系列シミュレーションを 1,000 回行った各 100 年のシミュレーション結果から、D+L+TH+EQ の荷重組合せとなった標本を抽出し、TH の荷重係数の平均値を求め、さらに TH の荷重係数平均値に最も近い TH の荷重係数が生じている標本のみを選び、そのように絞り込んだ 1,000 個の D+L+TH+EQ の荷重組合せにおける EQ の荷重係数を表 5.2.13(a)に示す。同様に、D+L+TH+EQ の荷重組合せとなった標本を抽出し、EQ の荷重係数の平均値を求め、さらに EQ の荷重係数平均値に最も近い EQ の荷重係数が生じている標本のみを選び、そのように絞り込んだ 1,000 個の D+L+TH+EQ の荷重組合せにおける TH の荷重係数を表 5.2.13(b)に示す。表 5.2.13(a)に示すように、TH の荷重係数平均値は 0.2～0.3 が最頻値であり、TH の荷重係数に重なる EQ の荷重係数は最大で 0.7 程度である。また、表 5.2.13(b)に示すように、EQ の荷重係数平均値は 0.0～0.1 が最頻値であり、EQ の荷重係数に重なる TH の荷重係数は最大で 0.7 程度である。

表 5.2.13 D+L+TH+EQ における TH と EQ の同時載荷状況（平均値に着目）

(a) TH の荷重係数平均値と重なる EQ の荷重係数



(b) EQ の荷重係数平均値と重なる TH の荷重係数



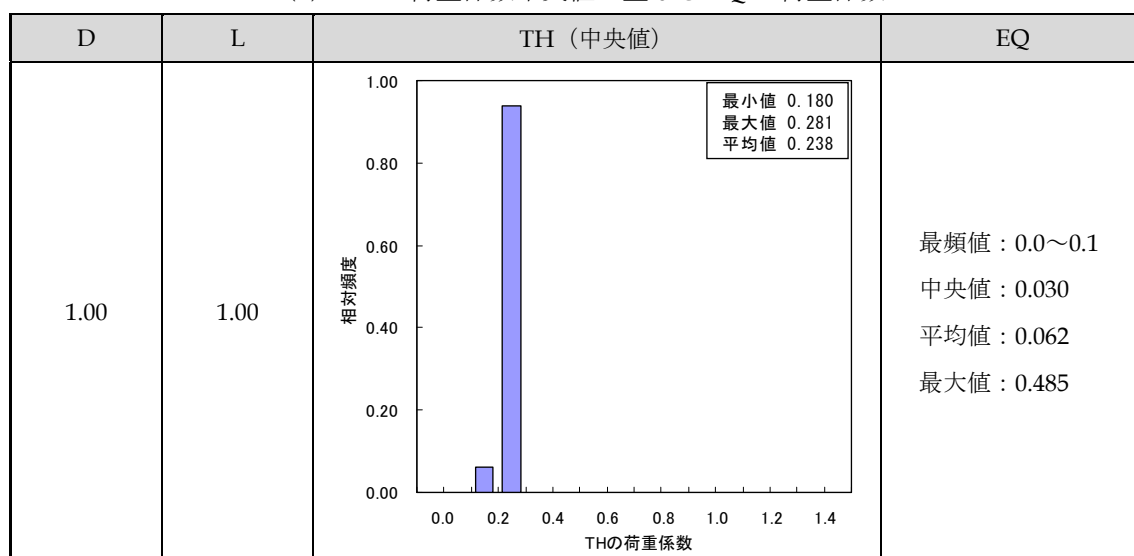
100 年間の時系列シミュレーションを 1,000 回行った各 100 年のシミュレーション結果から、D+L+TH+EQ の荷重組合せとなった標本を抽出し、TH の荷重係数の中央値を求め、さらに TH の荷

重係数中央値に最も近い TH の荷重係数が生じている標本のみを選び、そのように絞り込んだ 1,000 個の D+L+TH+EQ の荷重組合せにおける EQ の荷重係数を表 5.2.14(a)に示す。同様に、D+L+TH+EQ の荷重組合せとなった標本を抽出し、EQ の荷重係数の中央値を求め、さらに EQ の荷重係数中央値に最も近い EQ の荷重係数が生じている標本のみを選び、そのように絞り込んだ 1,000 個の D+L+TH+EQ の荷重組合せにおける TH の荷重係数を表 5.2.14(b)に示す。表 5.2.14(a)に示すように、TH の荷重係数中央値は 0.2～0.3 が最頻値であり、TH の荷重係数に重なる EQ の荷重係数は最大で 0.5 程度である。また、表 5.2.14(b)に示すように、EQ の荷重係数中央値は 0.0～0.1 が最頻値であり、EQ の荷重係数に重なる TH の荷重係数は最大で 0.7 程度である。

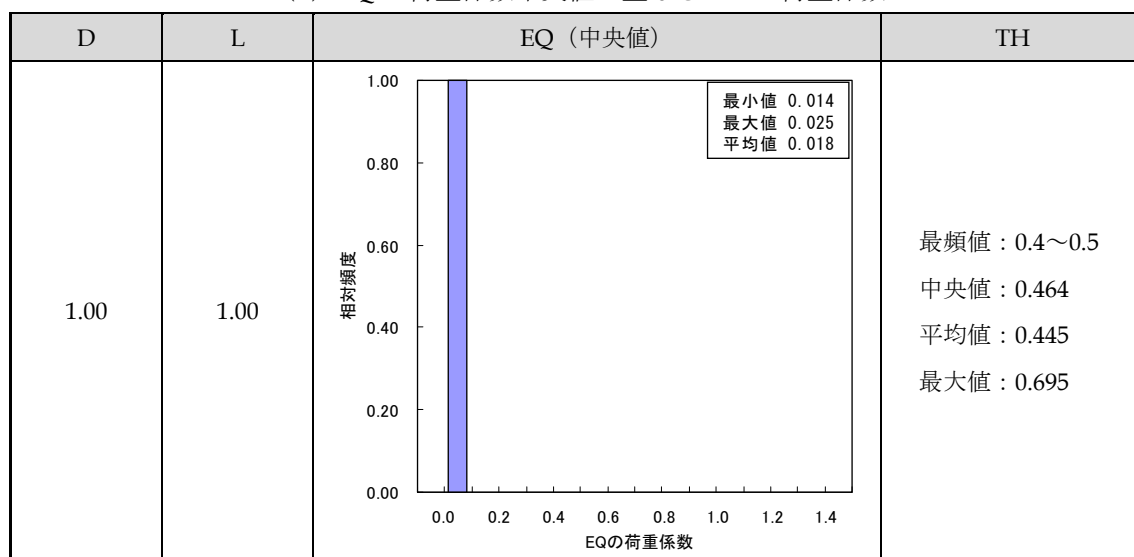
以上から、D+L+TH+EQ の荷重組合せにおいて leading variable action を L とし、accompanying variable action を TH, EQ と考えるとき、TH と EQ の荷重係数は最大値に着目するのではなく平均値または中央値に着目するならば、TH の荷重係数 0.2～0.3 に対して EQ の荷重係数は 0.7 程度、EQ の荷重係数 0.0～0.1 に対して TH の荷重係数は 0.7 程度が重なっている。

表 5.2.14 D+L+TH+EQ における TH と EQ の同時載荷状況（中央値に着目）

(a) TH の荷重係数中央値と重なる EQ の荷重係数



(b) EQ の荷重係数中央値と重なる TH の荷重係数

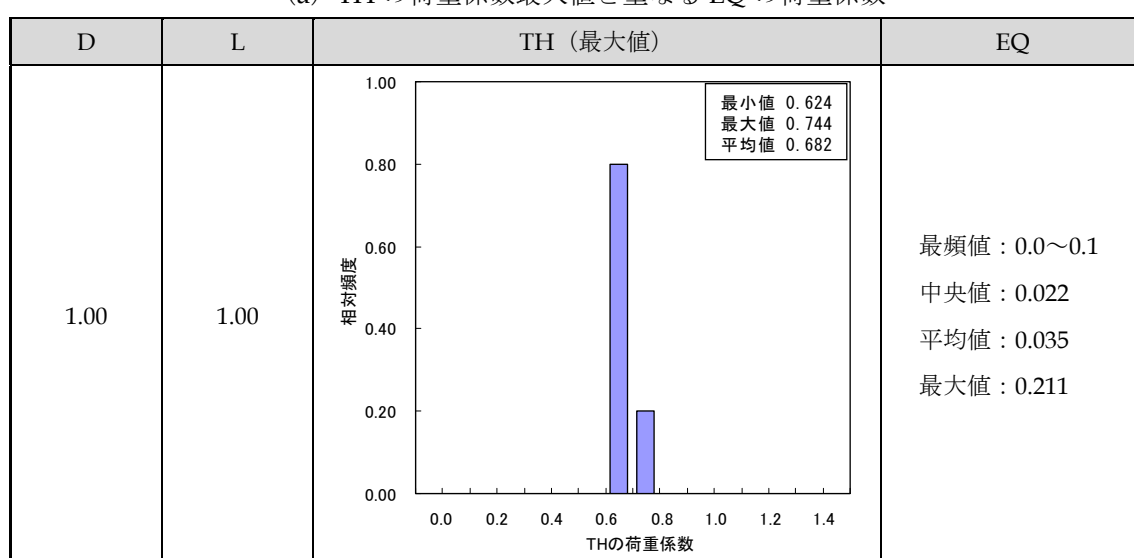


100 年間の時系列シミュレーションを 1,000 回行った各 100 年のシミュレーション結果から、D+L+TH+EQ+SW の荷重組合せとなった標本を抽出し、さらに TH の荷重係数が最も大きくなったときの標本のみを選び、そのように絞り込んだ 1,000 個の D+L+TH+EQ+SW の荷重組合せにおける TH の荷重係数とそれに重なった EQ の荷重係数を表 5.2.15(a)に示す。同様に、D+L+TH+EQ+SW の荷重組合せとなった標本を抽出し、さらに EQ の荷重係数が最も大きくなったときの標本のみを選び、そのように絞り込んだ 1,000 個の D+L+TH+EQ+SW の荷重組合せにおける EQ の荷重係数とそれに重なった TH の荷重係数を表 5.2.15(b)に示す。

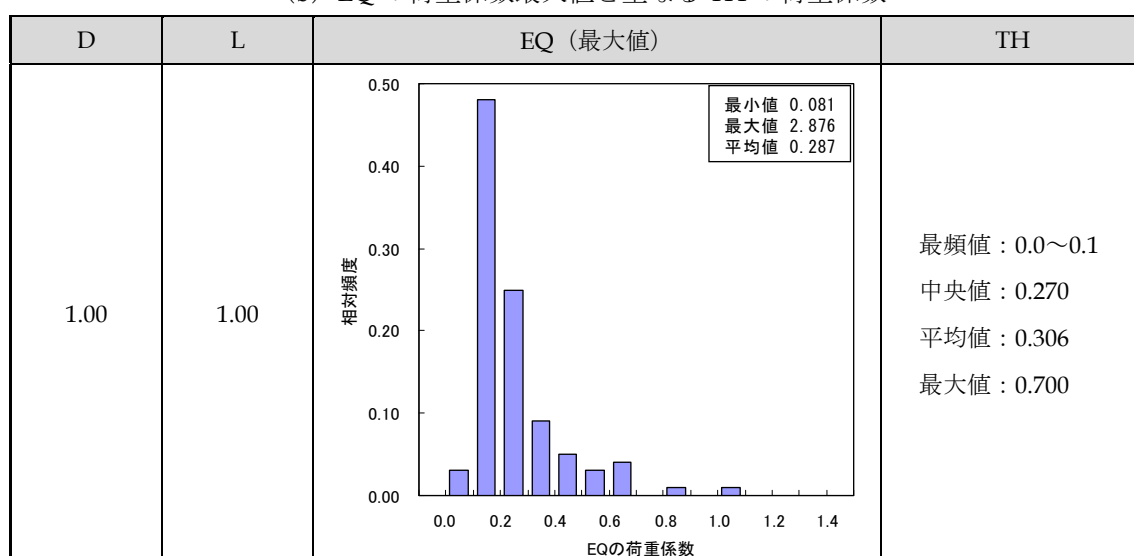
表 5.2.15(a)に示すように、TH の荷重係数最大値は 0.6～0.7 が最頻値であり、TH の荷重係数に重なる EQ の荷重係数は最大で 0.2 程度である。また、表 5.2.15(b)に示すように、EQ の荷重係数最大値は 0.1～0.2 が最頻値であり、EQ の荷重係数に重なる TH の荷重係数は最大で 0.7 程度である。

表 5.2.15 D+L+TH+EQ+SW における TH と EQ の同時載荷状況（最大値に着目）

(a) TH の荷重係数最大値と重なる EQ の荷重係数



(b) EQ の荷重係数最大値と重なる TH の荷重係数

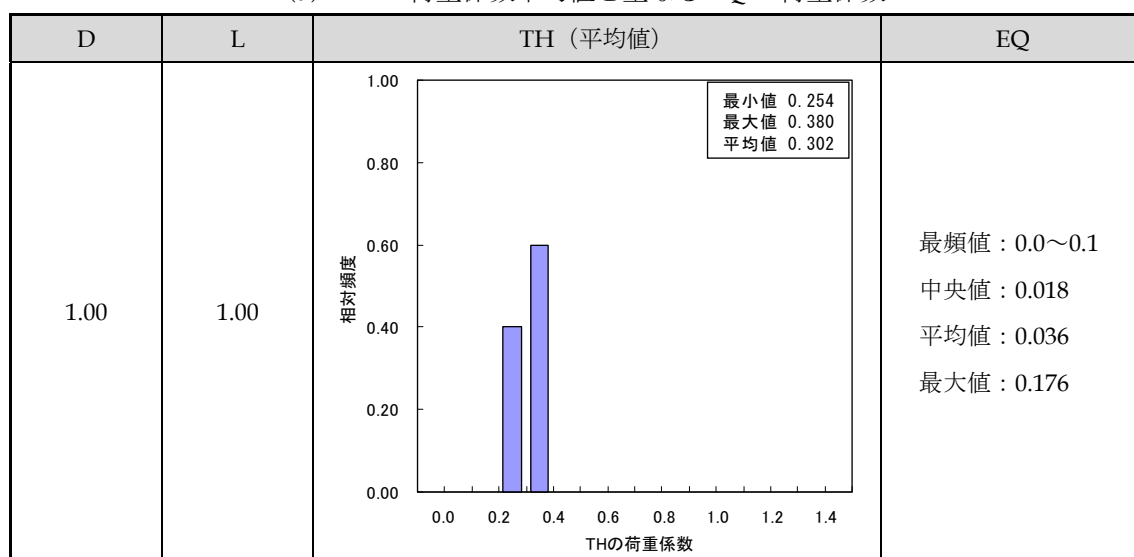


100 年間の時系列シミュレーションを 1,000 回行った各 100 年のシミュレーション結果から、D+L+TH+EQ+SW の荷重組合せとなった標本を抽出し、TH の荷重係数の平均値を求め、さらに TH

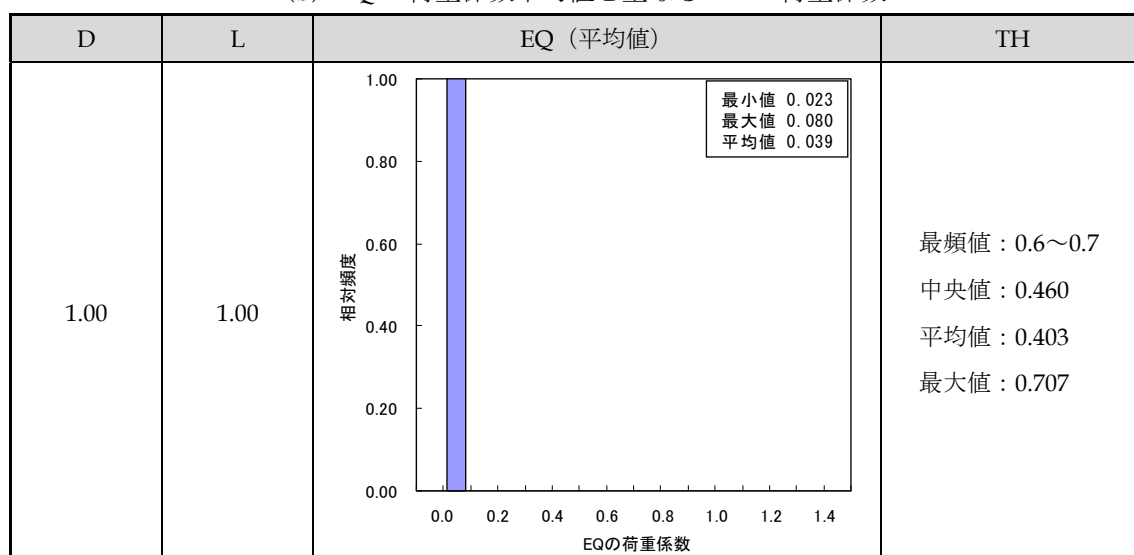
の荷重係数平均値に最も近い TH の荷重係数が生じている標本のみを選び、そのように絞り込んだ 1,000 個の D+L+TH+EQ+SW の荷重組合せにおける EQ の荷重係数を表 5.2.16(a)に示す。同様に、D+L+TH+EQ+SW の荷重組合せとなった標本を抽出し、EQ の荷重係数の平均値を求め、さらに EQ の荷重係数平均値に最も近い EQ の荷重係数が生じている標本のみを選び、そのように絞り込んだ 1,000 個の D+L+TH+EQ+SW の荷重組合せにおける TH の荷重係数を表 5.2.16(b)に示す。表 5.2.16(a)に示すように、TH の荷重係数平均値は 0.3～0.4 が最頻値であり、TH の荷重係数に重なる EQ の荷重係数は最大で 0.2 程度である。また、表 5.2.16(b)に示すように、EQ の荷重係数平均値は 0.0～0.1 が最頻値であり、EQ の荷重係数に重なる TH の荷重係数は最大で 0.7 程度である。

表 5.2.16 D+L+TH+EQ+SW における TH と EQ の同時載荷状況（平均値に着目）

(a) TH の荷重係数平均値と重なる EQ の荷重係数



(b) EQ の荷重係数平均値と重なる TH の荷重係数



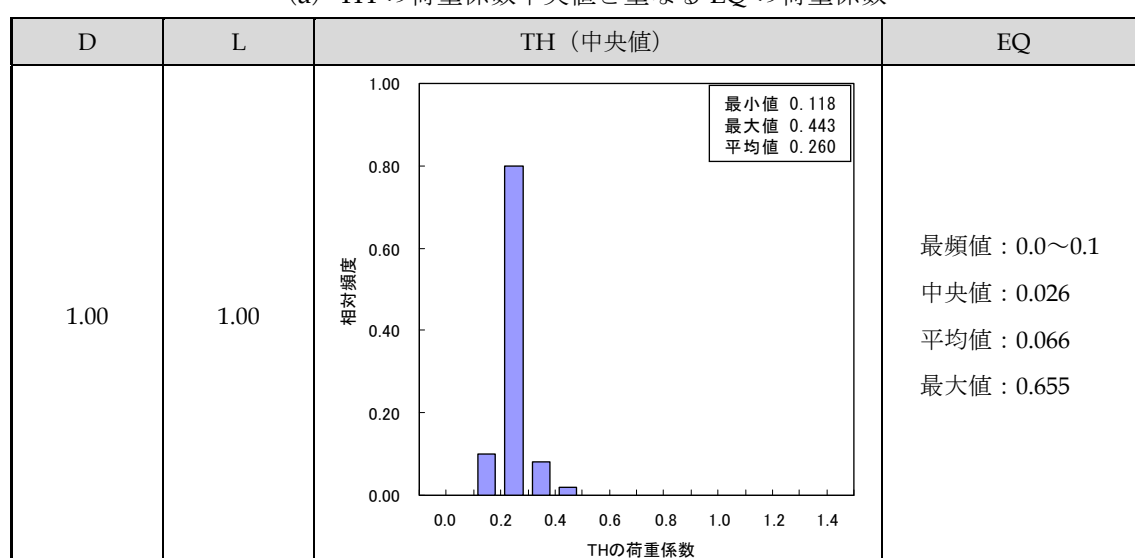
100 年間の時系列シミュレーションを 1,000 回行った各 100 年のシミュレーション結果から、D+L+TH+EQ+SW の荷重組合せとなった標本を抽出し、TH の荷重係数の中央値を求め、さらに TH の荷重係数中央値に最も近い TH の荷重係数が生じている標本のみを選び、そのように絞り込んだ 1,000 個の D+L+TH+EQ+SW の荷重組合せにおける EQ の荷重係数を表 5.2.17(a)に示す。同様に、

D+L+TH+EQ+SW の荷重組合せとなった標本を抽出し、EQ の荷重係数の中央値を求め、さらに EQ の荷重係数中央値に最も近い EQ の荷重係数が生じている標本のみを選び、そのように絞り込んだ 1,000 個の D+L+TH+EQ+SW の荷重組合せにおける TH の荷重係数を表 5.2.17(b)に示す。表 5.2.17(a)に示すように、TH の荷重係数中央値は 0.2~0.3 が最頻値であり、TH の荷重係数に重なる EQ の荷重係数は最大で 0.7 程度である。また、表 5.2.17(b)に示すように、EQ の荷重係数中央値は 0.0~0.1 が最頻値であり、EQ の荷重係数に重なる TH の荷重係数は最大で 0.7 程度である。

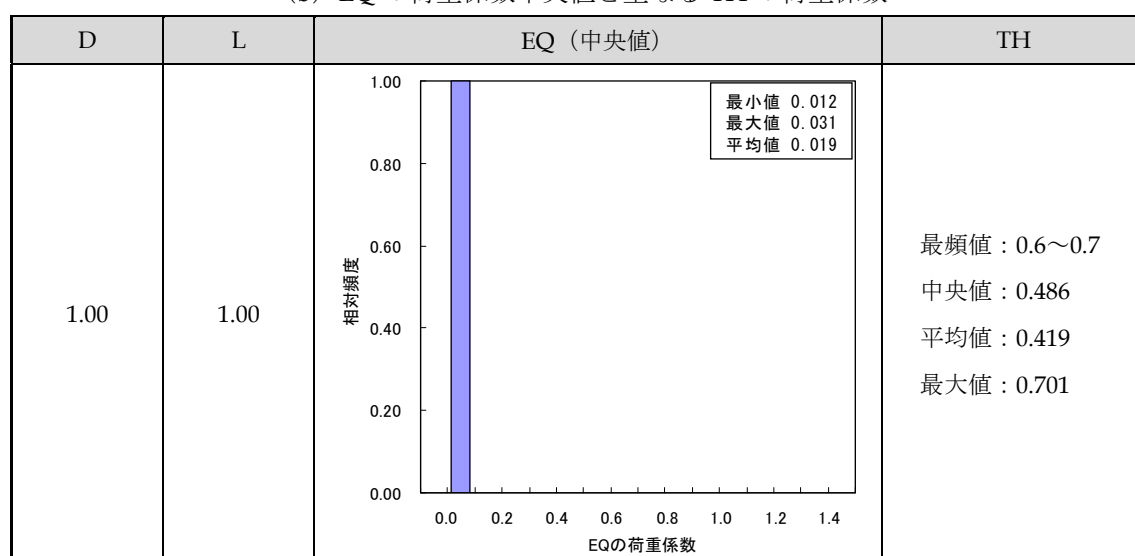
以上から、D+L+TH+EQ+SW の荷重組合せにおいて leading variable action を L とし、accompanying variable action を TH, EQ と考えるとき、TH と EQ の荷重係数は最大値に着目するのではなく平均値または中央値に着目するならば、TH の荷重係数 0.2~0.3 に対して EQ の荷重係数は 0.7 程度、EQ の荷重係数 0.0~0.1 に対して TH の荷重係数は 0.7 程度が重なっている。

表 5.2.17 D+L+TH+EQ+SW における TH と EQ の同時載荷状況（中央値に着目）

(a) TH の荷重係数中央値と重なる EQ の荷重係数



(b) EQ の荷重係数中央値と重なる TH の荷重係数



5.3. 荷重の発生時間区間数の違いが荷重組合せに与える影響

5.3.1. 渋滞の発生を想定した時間区間の違いによる荷重組合せへの影響

ここでは、荷重シミュレーションにおける渋滞の発生時間区間数を設定する目的で、シミュレーションにおける渋滞の発生時間区間数を变化させた時の荷重組合せや荷重係数を確認し、シミュレーション結果への影響を整理する。具体的には、1年間の渋滞発生時間区間数を730区間（1日平均2区間相当）から1,460区間（1日平均4区間相当）まで变化させた時の渋滞発生時間区間における荷重組合せの出現率や荷重係数の値への影響を整理した。

(1). 荷重組合せと出現率

渋滞の発生時間区間数を730時間区間から1,460時間区間まで变化させた場合を対象に、100年の間に起こりうる荷重組合せをシミュレーションによって算出した結果を示す。以降に示す標本の出現率とは、100年（438,000時間区間）において、ある作用の出現する標本数を総標本数（438,000個）で除した値として定義する。

100年間の時系列シミュレーションを1,000回繰り返して荷重組合せ別の出現率を1,000個算出し、その平均値を整理した結果を表5.3.1に示す。渋滞の発生時間区間数が多くなると、他の変動作用と重なる荷重組合せの出現率は大きくなっている。いずれのケースにおいても、出現率の大きい荷重組合せはD+L+THであり、Lに対してWまたはEQが重なる荷重組合せの出現率は0.1%以下のままである。また、WとEQが同時に載荷される荷重組合せであるD+L+TH+W+EQは出現率0.001%以下のままである。

(2).では、出現率が相対的に大きいD+L+TH, D+L+TH+Wの荷重組合せを対象に、荷重組合せごとに各荷重の荷重係数がどの程度の値をとりうるのかを整理し、渋滞の発生時間区間数の違いによる荷重係数への影響を調べた結果を示す。

表 5.3.1 渋滞の発生時間区間数を变化させた時の荷重組合せと出現率

荷重組合せ	D	L	TH	W	EQ	100年間の出現率の平均値		
						730区間/年	1095区間/年	1460区間/年
D+L+TH	●	●	●			16.4425 %	24.3741 %	31.4848 %
D+L+TH+W	●	●	●	●		0.0560 %	0.0841 %	0.1082 %
D+L+TH+EQ	●	●	●		●	0.0428 %	0.0643 %	0.0825 %
D+L+TH+W+EQ	●	●	●	●	●	0.0002 %	0.0002 %	0.0003 %

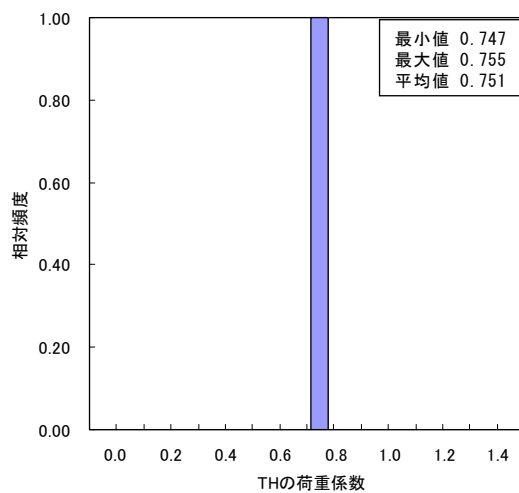
(2). 荷重組合せと荷重係数

1). D+L+TH における荷重係数

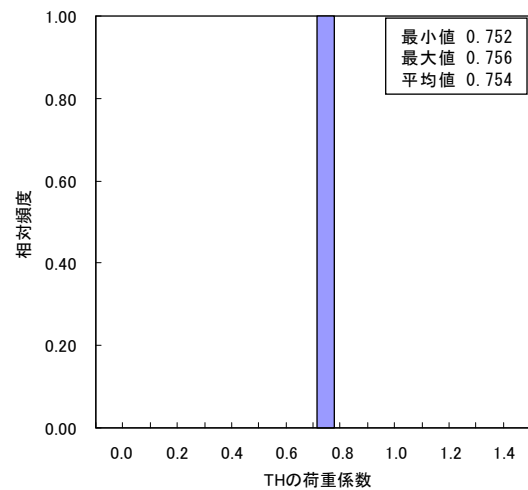
100 年間の時系列シミュレーションを 1,000 回行った各 100 年のシミュレーション結果から D+L+TH の荷重組合せとなった標本を抽出し、さらに TH の荷重係数が最も大きくなったときの標本のみを選び、そのように絞り込んだ 1,000 個の D+L+TH の荷重組合せにおける TH の荷重係数の頻度分布を表 5.3.2 および図 5.3.1 示す。TH の荷重係数最大値はいずれのケースにおいても 0.75 程度であり、渋滞の発生時間区間数に応じた D+L+TH の荷重組合せにおける TH の荷重係数への影響は、今回試算した範囲では顕著ではない。

表 5.3.2 D+L+TH における渋滞の発生時間区間数の違いによる TH の荷重係数最大値への影響

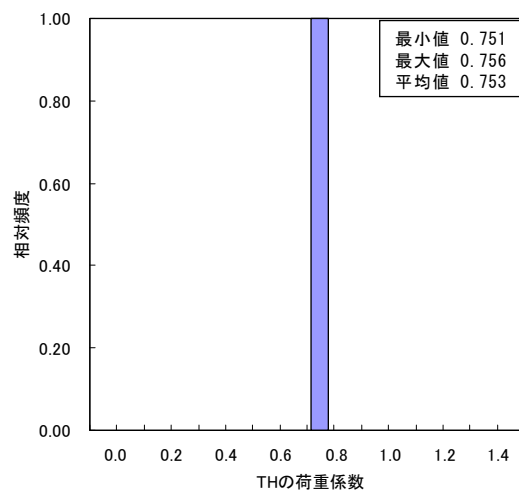
D	L	TH（最大値）			
1.00	1.00		730 区間/年	1095 区間/年	1460 区間/年
		中央値	0.752	0.754	0.753
		平均値	0.751	0.754	0.753
		最大値	0.755	0.756	0.756



(a) 渋滞の発生時間区間数：730 区間/年



(b) 渋滞の発生時間区間数：1095 区間/年



(c) 渋滞の発生時間区間数：1460 区間/年

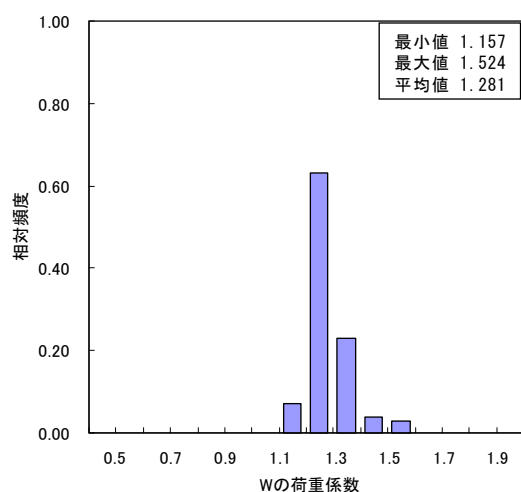
図 5.3.1 D+L+TH における TH の荷重係数最大値の頻度分布

2). D+L+TH+W における荷重係数

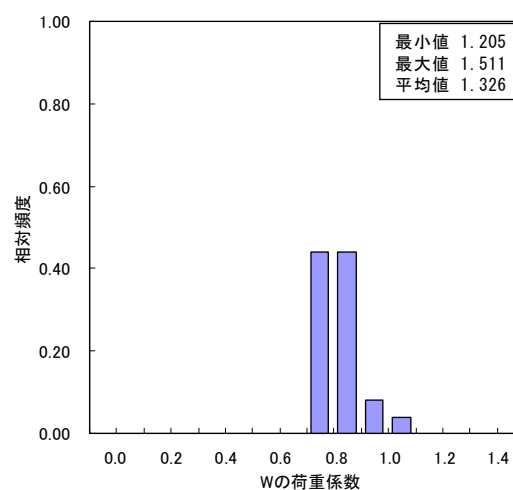
100 年間の時系列シミュレーションを 1,000 回行った各 100 年のシミュレーション結果から D+L+TH+W の荷重組合せとなった標本を抽出し、さらに W の荷重係数が最も大きくなったときの標本のみを選び、そのように絞り込んだ 1,000 個の D+L+TH+W の荷重組合せにおける W の荷重係数の頻度分布を表 5.3.3 および図 5.3.2 示す。W の荷重係数最大値はいずれのケースにおいても 1.5 程度、平均値も 1.3 程度であり、渋滞の発生時間区間数の違いに応じた D+L+TH+W の荷重組合せにおける W の荷重係数への影響は、今回試算した範囲では顕著ではない。

表 5.3.3 D+L+TH+W における渋滞の発生時間区間数の違いによる W の荷重係数最大値への影響

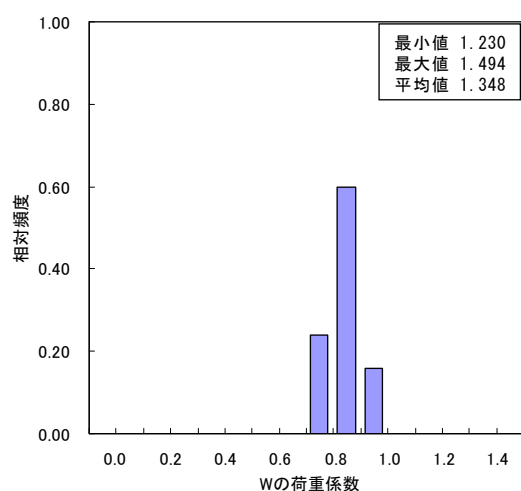
D	L	W（最大値）			
1.00	1.00		730 区間/年	1095 区間/年	1460 区間/年
		中央値	1.266	1.304	1.347
		平均値	1.281	1.326	1.348
		最大値	1.524	1.511	1.494



(a) 渋滞の発生時間区間数：730 区間/年



(b) 渋滞の発生時間区間数：1095 区間/年



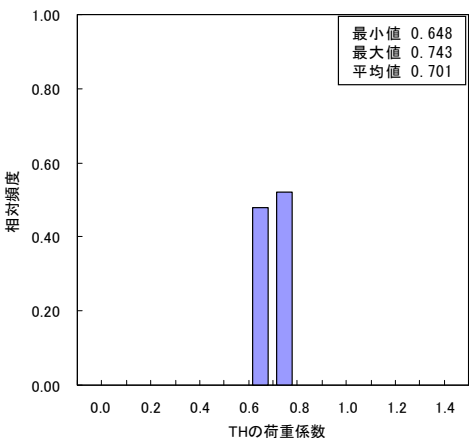
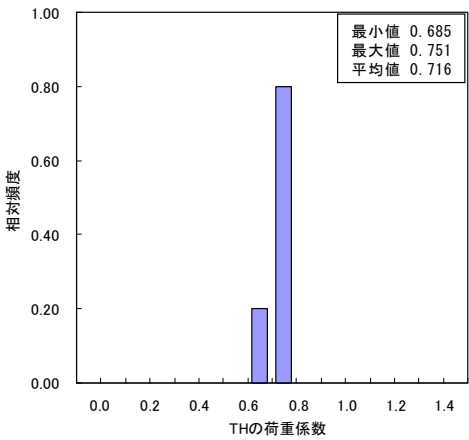
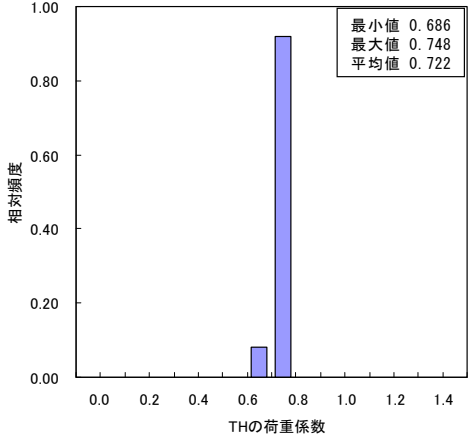
(c) 渋滞の発生時間区間数：1460 区間/年

図 5.3.2 D+L+TH+W における W の荷重係数最大値の頻度分布

また、渋滞の発生時間区間数の違いによる TH と W の同時載荷状況への影響を調べる目的で、100 年間の時系列シミュレーションを 1,000 回行った各 100 年のシミュレーション結果から、D+L+TH+W の荷重組合せとなった標本を抽出し、さらに TH の荷重係数が最も大きくなったときの標本のみを選び、そのように絞り込んだ 1,000 個の D+L+TH+W の荷重組合せにおける TH の荷重係数とそれに重なった W の荷重係数を整理した結果を表 5.3.4 に示す。

TH の最大値と重なる W の最大値は 0.2 程度であり、渋滞の発生時間区間数の違いに応じた D+L+TH+W の荷重組合せにおける W の荷重係数への影響は、今回試算した範囲では顕著ではない。

表 5.3.4 D+L+TH+W における TH の荷重係数最大値と重なる W の荷重係数

D	L	TH (最大値)	W
1.00	1.00 (730 区間 /年)		最頻値：0.0～0.1 中央値：0.086 平均値：0.095 最大値：0.188
1.00	1.00 (1,095 区間 /年)		最頻値：0.0～0.1 中央値：0.087 平均値：0.094 最大値：0.181
1.00	1.00 (1,460 区間 /年)		最頻値：0.0～0.1 中央値：0.088 平均値：0.100 最大値：0.186

5.3.2. 季節風の発生時間区間数の違いによる荷重組合せへの影響

ここでは、荷重シミュレーションにおける季節風の発生時間区間数を設定する目的で、シミュレーションにおける季節風の発生時間区間数を変化させた時の荷重組合せや荷重係数を確認し、シミュレーション結果への影響を整理する。具体的には、1年間の季節風の発生時間区間数を12時間区間（1ヶ月に平均1区間に相当）から36時間区間（1ヶ月に平均3区間に相当）まで変化させた時の季節風の発生時間区間における荷重組合せの出現率や荷重係数の値への影響を整理した。

(1). 荷重組合せと出現率

季節風の発生時間区間数を12時間区間から36時間区間まで変化させた場合を対象に、100年の間に起こりうる荷重組合せをシミュレーションによって算出した結果を示す。以降に示す標本の出現率とは、100年（438,000時間区間）において、ある作用の出現する標本数を総標本数（438,000個）で除した値として定義する。

100年間の時系列シミュレーションを1,000回繰り返して荷重組合せ別の出現率を1,000個算出し、その平均値を整理した結果を表5.3.5に示す。季節風の発生時間区間数が増えると、他の変動作用と重なる荷重組合せの出現率は大きくなっている。いずれのケースにおいても、出現率の大きい荷重組合せはD+TH+Wであるが、出現率は1%以下と小さい。また、WとEQが同時に載荷される荷重組合せの出現率は特に小さく、最大でも0.001%のオーダーを超えることはなかった。

(2).では、出現率が比較的大きくなるD+TH+Wの荷重組合せを対象に、各荷重の荷重係数がどの程度の値をとりうるのかを整理し、季節風の発生時間区間数の違いによる荷重係数への影響を調べた結果を示す。

表 5.3.5 季節風の発生時間区間数を変化させた時の荷重組合せと出現率

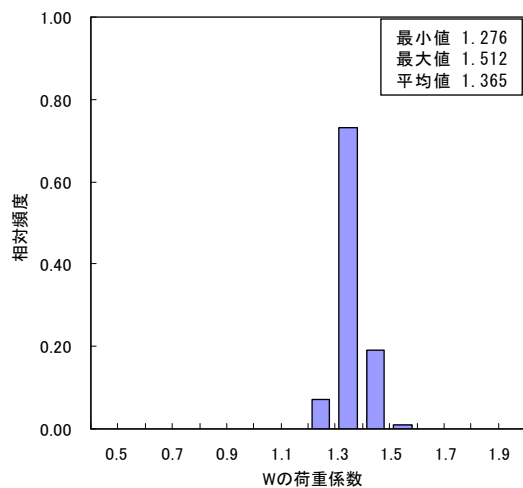
荷重組合せ	D	L	TH	W	EQ	100年間の出現率の平均値		
						12区間/年	24区間/年	36区間/年
D+TH+W	●		●	●		0.2180 %	0.5141 %	0.7411 %
D+TH+W+EQ	●		●	●	●	0.0009 %	0.0014 %	0.0019 %
D+L+TH+W	●	●	●	●		0.0560 %	0.1004 %	0.1466 %
D+L+TH+W+EQ	●	●	●	●	●	0.0002 %	0.0002 %	0.0004 %

(2). D+TH+W における荷重係数

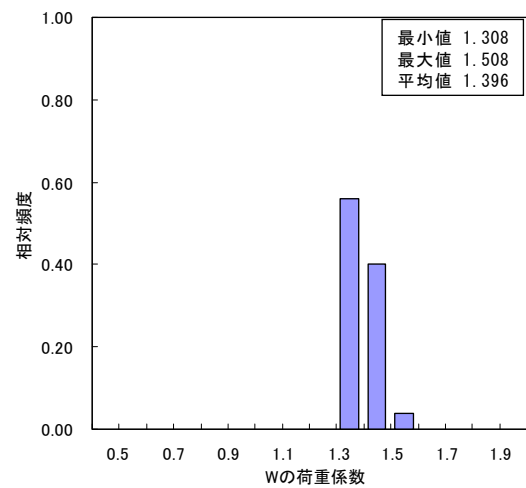
100 年間の時系列シミュレーションを 1,000 回行った各 100 年のシミュレーション結果から D+TH+W の荷重組合せとなった標本を抽出し、さらに W の荷重係数が最も大きくなったときの標本のみを選び、そのように絞り込んだ 1,000 個の D+TH+W の荷重組合せにおける W の荷重係数の頻度分布を表 5.3.6 および図 5.3.3 に示す。W の荷重係数最大値はいずれのケースにおいても 1.5 程度であり、季節風の発生時間区間数に応じた D+TH+W の荷重組合せにおける W の荷重係数への影響は、今回試算した範囲では顕著ではない。

表 5.3.6 D+TH+W における季節風の発生時間区間数の違いによる W の荷重係数最大値への影響

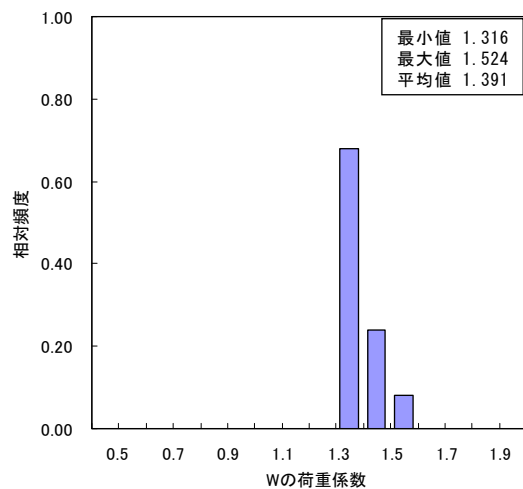
D	W			
1.00		12 区間/年	24 区間/年	36 区間/年
	中央値	1.369	1.382	1.373
	平均値	1.365	1.396	1.391
	最大値	1.512	1.508	1.524



(a) 季節風の発生時間区間数：12 区間/年



(b) 季節風の発生時間区間数：24 区間/年



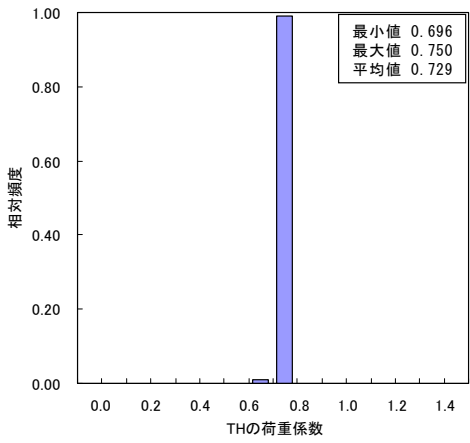
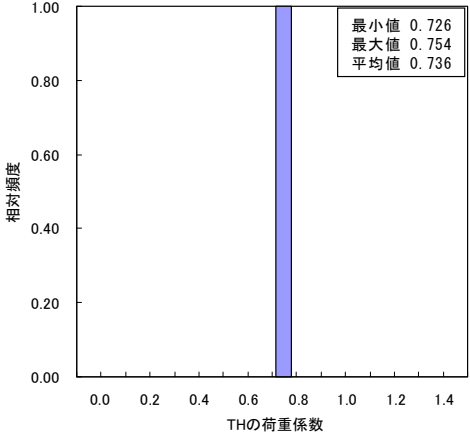
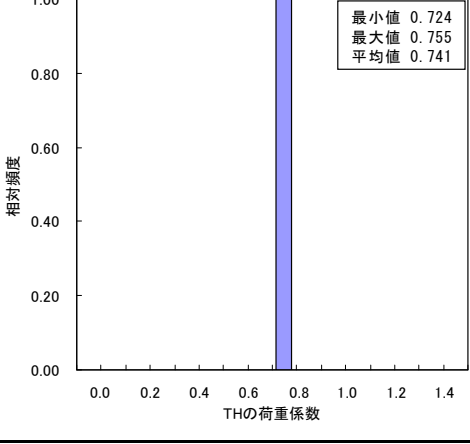
(c) 季節風の発生時間区間数：36 区間/年

図 5.3.3 D+TH+W における W の荷重係数最大値の頻度分布

また、季節風の発生時間区間数の違いによる TH と W の同時載荷状況への影響を調べる目的で、100 年間の時系列シミュレーションを 1,000 回行った各 100 年のシミュレーション結果から、D+TH+W の荷重組合せとなった標本を抽出し、さらに TH の荷重係数が最も大きくなったときの標本のみを選び、そのように絞り込んだ 1,000 個の D+TH+W の荷重組合せにおける TH の荷重係数とそれに重なった W の荷重係数を整理した結果を表 5.3.7 に示す。

TH の最大値と重なる W の最大値は 0.75 程度であり、季節風の発生時間区間数の違いに応じた D+TH+W の荷重組合せにおける W の荷重係数への影響は、今回試算した範囲では顕著ではない。

表 5.3.7 D+TH+W における TH の荷重係数最大値と重なる W の荷重係数

D	TH (最大値)	W
1.00		(12 区間/年) 最頻値：0.0～0.1 中央値：0.091 平均値：0.104 最大値：0.709
1.00		(24 区間/年) 最頻値：0.0～0.1 中央値：0.093 平均値：0.119 最大値：0.741
1.00		(36 区間/年) 最頻値：0.0～0.1 中央値：0.087 平均値：0.120 最大値：0.755

5.4. 検討結果のまとめ

(1). シミュレーションを用いた荷重組合せの評価

5.2.に示した結果から、参照期間 100 年中に起こりうる荷重組合せは以下のようになる。

出現率に着目すると、D+TH, D+TH+SW, D+L+TH, D+L+TH+SW の荷重組合せは出現率が大きく、5～80%程度である。D, TH, L に W または EQ が重なる荷重組合せの出現率はこれより 1 桁のオーダーで小さく 0.1%程度になる。また、W と EQ が同時に載荷される荷重組合せである D+TH+W+EQ, D+L+TH+W+EQ の出現率はさらに 2 桁以上のオーダーで小さく 0.001%程度になる。

荷重組合せ別に荷重係数を整理した結果から、D+TH+W, D+TH+EQ, D+TH+EQ+SW の荷重組合せは、比較的大きな荷重係数どうしが重なる傾向が見られた。また、D+L+TH+W の荷重組合せで D, L が最大値をとるときに、TH と W の平均値または中央値どうしを重ねたときは荷重係数がともに 0.5 程度となりうるので、橋に最も不利な状況を与える荷重組合せの候補となりうることがわかった。

また、D+L+TH+EQ の荷重組合せで D, L が最大値をとるときに、EQ の荷重係数が大きな値を示す可能性は低いことがわかった。

しかし、これらの係数値を調整するにあたっては、係数を変動させたときに橋に与える影響への感度も考慮せざるを得ない。そこで、橋に与える最も厳しい状況を網羅的に抽出するために、6 章では本研究で提案する荷重シミュレーションを行う。

(2). 荷重の発生時間区間数の違いが荷重組合せに与える影響

5.3.に示した結果から、活荷重および風荷重の発生時間区間数を変化させた時の他の荷重との同時載荷状況（荷重組合せ）に対する影響として以下のことが確認された。

1 年間の渋滞発生を想定した時間区間数の違いによって荷重組合せの出現数に違いはあるものの、変動作用（TH, W, EQ）が活荷重と重なるときの荷重係数の値への影響は、今回試算した範囲では顕著ではない。そのため、以後の検討では、荷重組合せおよび荷重係数を評価する際の 1 年間の渋滞発生時間区間数は 730 区間とする。

1 年間の季節風の発生時間区間数の違いによって荷重組合せの出現数に違いはあるものの、W と EQ が同時に載荷される荷重組合せの出現率は 0.001%を超えることはないままであった。また、D+TH+W の荷重組合せを対象に、1 年間の季節風の発生時間区間数を 12 時間区間から 36 時間区間まで変化させたときの TH と W の荷重係数の値への影響は、今回試算した範囲では顕著ではない。そのため、以後の検討では、荷重組合せおよび荷重係数を評価する際の 1 年間の季節風の発生時間区間数は 12 区間とする。

6. シミュレーション結果と荷重組合せ・荷重係数の推定

ここでは、B-C モデルを用いた同時載荷確率過程シミュレーションによって、荷重組合せおよび荷重係数値のおおよその範囲を推定する。橋にとって最も厳しい状況を考察するために、構造モデルに同時載荷を行ったときの荷重効果の 1 つである断面力を指標にして組み合わせた結果を評価する。すなわち、この検討からわかる荷重係数値の取り得る範囲は、係数値の変化が構造の諸元に与える影響の感度も自動的に考慮されたものになっていることが期待できる。なお、本章に示す活荷重に乗じる荷重係数は、有明曙橋の BWIM 記録を用いて平均大型車混入率を 30% に設定したシミュレーション結果と、道路橋示方書（平成 24 年）の B 活荷重断面力の比率として算出したものを示す。活荷重係数に関して、統計モデルの設定等が与える感度については 8 章で調べる。

6.1. 対象橋梁と着目断面

本検討でシミュレーションの対象とする橋梁形式は、下記の方針により決定した。

①従来実績が多い形式 ②近年実績が増えつつある形式

③各作用の影響度が①とは大きく異なると予想される形式

以上の選定方針より、本検討でシミュレーションの対象とした橋梁を表 6.1.4 に示す。

表 6.1.1 従来実績が多い形式

材料	形式		支間の目安	備考
鋼橋	単純桁	鈑桁	30m	
		箱桁	40m	
	連続桁	鈑桁	40m	多主桁
		箱桁	60m	
PC 橋	単純桁	T 桁	40m	合成桁橋（PC 合成床版タイプ）を含む
		箱桁	40m	固定支保工架設
	連続桁	T 桁	4@40m	
		箱桁	60+80+60m	片持架設

表 6.1.2 近年実績が増えつつある形式

材料	形式		備考
鋼橋	連続桁	少数鈑桁	
PC 橋	連続桁	ラーメン箱桁	片持架設
複合橋	連続桁	波形鋼板ウェブ箱桁	

表 6.1.3 各作用の影響度が実績の多い形式とは大きく異なると予想される形式

材料	形式		支間の目安	備考
鋼橋	単純桁	鈑桁	15m	活荷重比率が相対的に高い
		鋼床版箱桁	80m	コンクリート床版に比べ軽量
	連続桁	箱桁	80+100+80m	死荷重比率が相対的に高い
PC 橋	連続桁	ラーメン箱桁	80+120+80m	死活荷重以外の作用の影響（風，温度，地震等）を比較的受けやすい

表 6.1.4 検討対象橋梁一覧

橋梁 番号	材料	上部工形式	橋長	最大 支間長	全幅員	車道部 幅員	歩道部 幅員	備考
1	鋼	単純非合成鈹桁	19.8 m	18.3 m	6.5 m	5.5 m	歩道なし	
2	鋼	単純非合成鈹桁	31.5 m	30.0 m	7.7 m	6.5 m	歩道なし	
3	鋼	単純非合成鈹桁	51.5 m	50.0 m	7.7 m	6.5 m	歩道なし	
4	鋼	単純非合成鈹桁	81.5 m	80.0 m	7.7 m	6.5 m	歩道なし	
5	鋼	単純非合成鈹桁	101.5 m	100.0 m	7.7 m	6.5 m	歩道なし	
6	鋼	6径間連続非合成鈹桁	198.0 m	33.0 m	12.7 m	11.2 m	歩道なし	
7	鋼	6径間連続非合成鈹桁	227.0 m	37.8 m	12.7 m	11.5 m	歩道なし	
8	鋼	5径間連続非合成鈹桁	199.0 m	39.8 m	10.2 m	9.5 m	歩道なし	
9	鋼	3径間連続非合成鈹桁	102.5 m	45.7 m	11.2 m	10.5 m	歩道なし	
10	鋼	3径間連続非合成鈹桁	142.0 m	54.0 m	11.4 m	10.5 m	歩道なし	
11	鋼	4径間連続非合成鈹桁	210.0 m	58.1 m	12.8 m	10.5 m	歩道なし	
12	鋼	2径間連続非合成少数鈹桁	83.0 m	40.8 m	11.3 m	8.0 m	3.5 m	
13	鋼	2径間連続非合成少数鈹桁	97.6 m	47.5 m	11.2 m	10.3 m	歩道なし	
14	鋼	2径間連続非合成少数鈹桁	100.0 m	49.0 m	10.7 m	9.5 m	歩道なし	
15	鋼	3径間連続合成少数鈹桁	130.0 m	50.0 m	10.7 m	9.8 m	歩道なし	
16	鋼	7径間連続合成少数鈹桁	351.4 m	58.0 m	12.7 m	11.8 m	歩道なし	
17	鋼	3径間連続合成少数鈹桁	136.5 m	65.0 m	10.7 m	9.8 m	歩道なし	
18	鋼	2径間連続非合成少数鈹桁	152.0 m	75.0 m	10.7 m	9.5 m	歩道なし	
19	鋼	2径間連続非合成少数鈹桁	242.0 m	120.0 m	10.7 m	9.5 m	歩道なし	
20	鋼	3径間連続非合成箱桁	122.5 m	48.4 m	9.6 m	8.8 m	歩道なし	
21	鋼	3径間連続合成箱桁	160.0 m	60.0 m	6.9 m	6.0 m	歩道なし	
22	鋼	6径間連続非合成細幅箱桁	330.0 m	70.0 m	9.4 m	8.5 m	歩道なし	
23	鋼	3径間連続非合成箱桁	201.5 m	78.9 m	11.8 m	8.3 m	2.5 m	
24	鋼	3径間連続非合成細幅箱桁	211.0 m	80.0 m	11.5 m	10.5 m	歩道なし	
25	鋼	3径間連続合成開断面箱桁	210.0 m	80.0 m	10.7 m	9.5 m	歩道なし	
26	鋼	単純鋼床版箱桁	63.0 m	61.5 m	10.7 m	9.5 m	歩道なし	
27	鋼	単純鋼床版箱桁	76.5 m	75.0 m	10.7 m	9.5 m	歩道なし	
28	鋼	単純鋼床版箱桁	121.5 m	120.0 m	10.7 m	9.5 m	歩道なし	
29	鋼	3径間連続少数鈹桁(ラーメン橋)	180.0 m	68.0 m	10.1 m	9.3 m	歩道なし	
30	鋼	単純下路式トラス橋	97.0 m	95.1 m	11.1 m	10.3 m	歩道なし	
31	鋼	単純ニールセンローゼ橋	125.0 m	123.0 m	8.7 m	7.5 m	歩道なし	
32	RC	単純床版橋	20.8 m	20.0 m	10.7 m	9.5 m	歩道なし	
33	PC	単純プレテンT桁	18.8 m	18.0 m	9.7 m	8.5 m	歩道なし	
34	PC	単純プレテンT桁	24.8 m	24.0 m	9.7 m	8.5 m	歩道なし	
35	PC	単純プレテン床版橋	18.8 m	18.0 m	12.5 m	8.5 m	3.0 m	
36	PC	単純プレテン床版橋	24.8 m	24.0 m	12.5 m	8.5 m	3.0 m	
37	PC	単純ボステンT桁	31.7 m	30.5 m	12.9 m	12.0 m	歩道なし	
38	PC	単純合成桁橋	33.0 m	32.1 m	11.7 m	10.8 m	歩道なし	
39	PC	7径間連続中空床版橋	218.5 m	31.5 m	10.3 m	9.5 m	歩道なし	
40	PC	4径間連結ボステンT桁	140.0 m	34.0 m	11.0 m	7.5 m	2.5 m	
41	PC	3径間連結ボステンT桁	69.8 m	34.8 m	18.7 m	17.8 m	歩道なし	
42	PC	10径間連続箱桁	360.5 m	39.7 m	9.7 m	8.8 m	歩道なし	
43	PC	2径間連続箱桁	100.0 m	49.0 m	10.7 m	9.5 m	歩道なし	
44	PC	3径間連続スラット付床版箱桁	150.0 m	50.0 m	16.7 m	15.5 m	歩道なし	
45	PC	3径間連続斜ウェブ箱桁	150.0 m	50.0 m	10.7 m	9.5 m	歩道なし	
46	PC	2径間連続箱桁	152.0 m	75.0 m	10.7 m	9.5 m	歩道なし	
47	PC	3径間連続箱桁	262.1 m	113.0 m	10.2 m	9.6 m	歩道なし	
48	PC	2径間連続箱桁	242.0 m	120.0 m	10.7 m	9.5 m	歩道なし	
49	PC	5径間連結合成桁橋	182.0 m	35.2 m	11.4 m	7.8 m	2.5 m	
50	PC	2径間連結合成桁橋	84.0 m	40.2 m	11.2 m	10.5 m	歩道なし	
51	PC	Tラーメン箱桁	113.0 m	57.1 m	10.2 m	8.8 m	歩道なし	
52	PC	5径間連続ラーメン中空床版橋	147.1 m	29.4 m	17.9 m	16.3 m	歩道なし	
53	PC	3径間連続ラーメン中空床版橋	97.5 m	32.5 m	10.9 m	10.0 m	歩道なし	
54	PC	3径間連続ラーメン箱桁	114.6 m	43.0 m	7.5 m	6.5 m	歩道なし	
55	PC	3径間連続ラーメン箱桁	170.8 m	70.0 m	10.7 m	9.5 m	歩道なし	
56	PC	3径間連続ラーメン箱桁	182.8 m	75.0 m	10.7 m	9.5 m	歩道なし	
57	PC	3径間連続ラーメン箱桁	292.8 m	120.0 m	10.7 m	9.5 m	歩道なし	
58	RC	単純固定アーチ橋	78.0 m	77.8 m	12.7 m	12.0 m	歩道なし	
59	PC	3径間連続波形鋼板ウェブ箱桁	170.0 m	70.0 m	10.7 m	9.5 m	歩道なし	
60	PC	4径間連続波形鋼板ウェブ箱桁	456.0 m	135.0 m	11.2 m	10.3 m	歩道なし	

※上部工形式のうち、PC合成桁橋とはPC合成床版を用いた合成桁橋を示す。

表 6.1.5 検討対象橋梁一覧と支間長

(a) 鋼橋

橋梁形式	適用支間 (m)																			
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200
単純鈑桁		○						○		○										
単純鈑桁(少数主桁)																				
単純箱桁																				
連続鈑桁			○	○	○	○	○	○												
連続鈑桁(少数主桁)				○	○	○	○	○				○								
連続箱桁					○	○	○	○												
鋼床版鈑桁																				
鋼床版箱桁								○				○								
ラーメン橋																				
ラーメン橋(橋脚と剛結)							○													
トラス橋									○											
アーチ橋												○								
斜張橋																				
吊橋																				

: 一般的に適用されることが多いとされる支間
 : 検討対象とされることが多い支間
 注) 設計施工マニュアル[橋梁編] 平成17年5月 東北地方整備局を参考に作成。
 ○ : 対象橋梁の支間長(複数支間の場合は、最も長いもの)

(b) コンクリート橋

橋梁形式	適用支間 (m)																			
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200
RC橋		○																		
PC単純プレテンT桁		○	○																	
PC単純プレテン床版		○	○																	
PC単純ボス TENT 桁			○																	
PC単純ボス TENT 床版			○																	
PC単純箱桁			○																	
PC単純合成桁橋			○																	
PC連結プレテンT桁		○	○																	
PC連結プレテン床版		○	○																	
PC連続中空床版			○																	
PC連結ボス TENT 桁			○																	
PC連結ボス TENT 床版			○																	
PC連続箱桁			○									○	○							
PC連結合成桁橋			○																	
PCポータルラーメン			○																	
Tラーメン橋																				
連続ラーメン橋			○	○	○			○	○			○								
斜張橋																				
エクストラードード橋																				
アーチ橋																				
複合構造																				

: 一般的に適用されることが多いとされる支間
 : 検討対象とされることが多い支間
 注) 設計施工マニュアル[橋梁編] 平成17年5月 東北地方整備局を参考に作成。
 ○ : 対象橋梁の支間長(複数支間の場合は、最も長いもの)

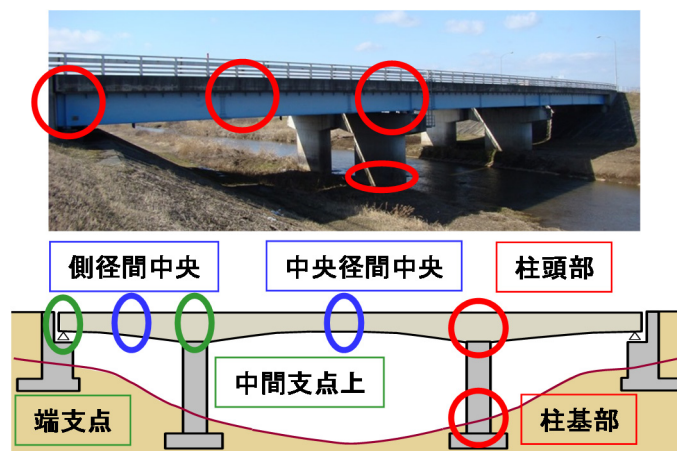


図 6.1.1 シミュレーションで着目する橋の代表断面

6.2. 荷重組合せおよび荷重係数の推定の確率的目標水準

6.2.1. 確率的目標水準の設定方針

本研究では、コードキャリブレーションによって荷重組合せと荷重係数を求めることを基本とする。道路橋示方書（平成 24 年）によって設計された橋の性能には過不足がないものと考え、道路橋示方書（平成 24 年）が与える断面力の確率水準と変わらないような断面力を与えるように荷重組合せと荷重係数をキャリブレーションする。そのため、様々な橋の様々な断面に対して、道路橋示方書（平成 24 年）が与える断面力が荷重シミュレーションから得られた断面力 100 年最大値分布においてどの程度の確率水準に相当するのかを網羅的に調べる必要がある。以降では、6.1.に示した対象橋梁に関して荷重シミュレーションによって断面力 100 年最大値分布を求め、道路橋示方書（平成 24 年）が与える断面力と比較した結果を示す。

本研究における荷重組合せおよび荷重係数を推定するための確率的目標水準は、参照期間を 100 年としたときに、100 年間の最大値を与えるものである。そこで、荷重シミュレーションから得られた 100 年最大値分布の平均値が 1 つの目標となる。しかし、後述のように地震との組合せを除く殆どの荷重組合せは、断面力の 100 年最大値分布（極値分布）の収束性が極めて高くなる。これは、地震を除く各荷重については、100 年最大値に近い断面力が 100 年の間に比較的高い頻度で複数回生じていることを意味している。発生頻度が高い状況については設計状況を特に慎重に与えるのがよく、例えば抵抗側の部分係数の評価では、ばらつきが比較的小さい分布から設計値を選ぶときには、伝統的に 5%フラクタイル値を用いるなどで評価することも行われている¹²⁾。そこで、発生頻度が高い状況については、100 年最大値分布の平均値とそれ以外の断面力標本を見れば、標本どうしの断面力の違いが大きく変わることもないと考えられる一方で、変動係数の見積もりの変化によって荷重係数を見直すことの機会をできるだけ避けることも考えて、100 年最大値分布の平均値にこだわらず安全側に荷重係数を与えるように目標とする確率水準を選ぶことも選択肢として考える。一方で、地震の影響のように再現期間が橋の供用期間に比べて非常に長いものから短いものまでを含めて一緒に扱う場合、地震の影響が含まれる荷重組合せの 100 年最大値分布（極値分布）の収束性は低くなる。例えば、同じ 100 年の中で、100 年最大値分布の平均値よりも大きなところの荷重組合せの標本を見れば、標本どうしの断面力の違いも相当に大きかったりする。その場合には、100 年最大値分布の中央値や平均値付近を一つの目標に荷重組合せや荷重係数の概略を把握する一方で、レベル 2 地震動を考えるように、設計荷重を複数段階で設定するのが合理的になるものと考えられる。

6.2.2. シミュレーション結果と設計断面力の確率統計的な位置付け

(1). 道路橋示方書（平成 24 年）が与える断面力と断面力 100 年最大値分布の関係

本研究では、道路橋示方書（平成 24 年）と変わらないような断面力を与えるように荷重組合せと荷重係数をキャリブレーションする。その前提として道路橋示方書（平成 24 年）が与える断面力が確率的にどの程度の規模であるのかを確認しておく必要がある。

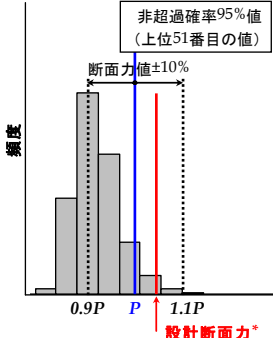
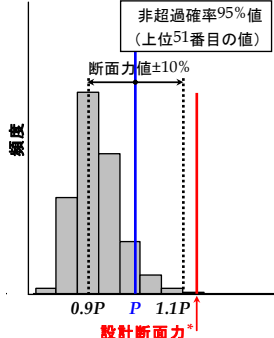
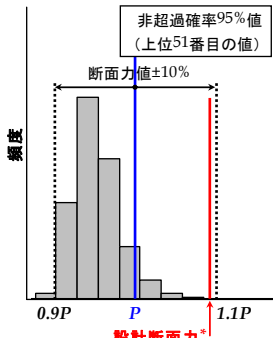
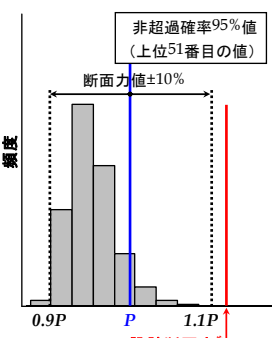
後述の表 6.2.1 および表 6.2.2 に示すように、道路橋示方書（平成 24 年）が与える断面力は、本研究で対象としたほとんどの断面で断面力 100 年最大値標本の範囲内であり、参照期間 100 年の中で 1 回起こるような規模と言えることが確認された。そのため、道路橋示方書（平成 24 年）が与える断面力が荷重シミュレーションから得られた断面力 100 年最大値分布においてどの程度の確率水準に相当するのかを網羅的に調べた上で、荷重組合せと荷重係数をキャリブレーションするための確率的目標水準を設定する。

(2). 断面力 100 年最大値分布の収束性が特に高い場合（最大値分布の変動係数が 10%以下の場合）

後述の 6.2.3.(1).に結果を示すように、地震との組合せを除く荷重組合せが支配的となる上部構造主桁の着目断面の断面力 100 年最大値分布は、最大値分布の変動係数が 10%以下となり収束性が特に高い。このような着目断面に対して、道路橋示方書（平成 24 年）が与える断面力の確率的水準を確認した結果を表 6.2.1 に示す。

このとき、本研究の対象とした着目断面の約 8 割が 100 年最大値分布の非超過確率 95%値 P （標本サンプルの上位 51 番目の値）の $0.9 \sim 1.1$ 倍（ $0.9P \leq$ 道路橋示方書が与える断面力 $\leq 1.1P$ ）の範囲内にある。断面力値を $\pm 10\%$ 変化させたとしても設計結果としての橋の断面諸元に大きな影響は与えず、目標である道路橋示方書（平成 24 年）と同程度の断面諸元が得られる場合が多いと考えられること、また一方で、非超過確率 95%値 P の近傍の断面力における各荷重の内訳は種類や比率が変わる可能性があることから、橋の設計の決定要因となる荷重組合せを取りこぼさず、網羅的に把握できるように、道路橋示方書（平成 24 年）が与える断面力が 100 年最大値分布の非超過確率 95%値 P の $0.9 \sim 1.1$ 倍の範囲内となる断面を対象に、荷重組合せと荷重係数をキャリブレーションする。

表 6.2.1 道路橋示方書（平成 24 年）が与える断面力の確率水準に関する確認結果
（最大値分布の収束性が特に高い場合）

	設計断面力*は 100 年最大値分布の 非超過確率 95%値 P の $0.9 \sim 1.1$ 倍の範囲内 ($0.9P \leq$ 設計断面力 $\leq 1.1P$)	設計断面力*は 100 年最大値分布の 非超過確率 95%値の $0.9 \sim 1.1$ 倍の範囲外 (設計断面力 $< 0.9P$, $1.1P <$ 設計断面力)
設計断面力*は 100 年最大値 標本の範囲内	326 断面 	40 断面 
設計断面力*は 100 年最大値 標本の範囲外	21 断面 	31 断面 

*上記の設計断面力は、道路橋示方書（平成 24 年）が与える断面力を示す。

(3). 断面力 100 年最大値分布の収束性が低い場合（最大値分布の変動係数が 10%よりも大きい場合）

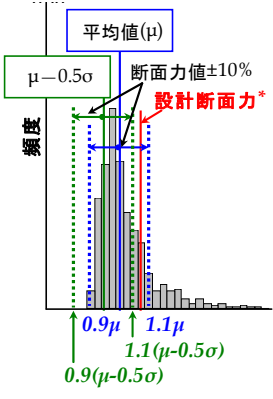
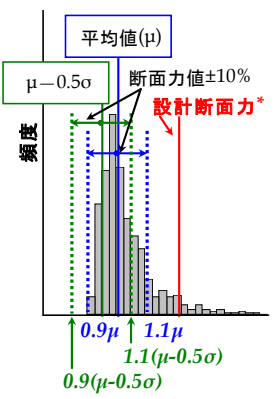
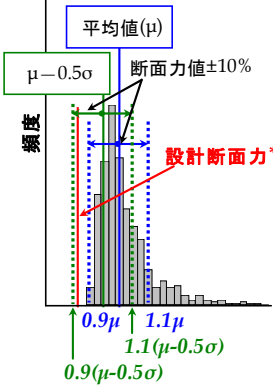
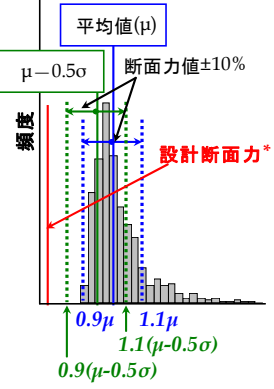
後述の 6.2.3.(2).に結果を示すように、地震の影響を含む荷重組合せが支配的となるラーメン橋の主桁および下部構造橋脚の着目断面の断面力 100 年最大値分布は、最大値分布の変動係数が 10%よりも

大きくなり、25～35%程度になるときが大半である。このような着目断面に対して、道路橋示方書（平成 24 年）が与える断面力の確率的水準を確認した結果を表 6.2.2 に示す。

このとき、本研究の対象とした着目断面の約 9 割が 100 年最大値分布の平均値 μ の 0.9～1.1 倍 ($0.9\mu \leq$ 道路橋示方書が与える断面力 $\leq 1.1\mu$)、または、100 年最大値分布の平均値 $\mu - 0.5\sigma$ (σ は 100 年最大値分布の標準偏差を示す) の 0.9～1.1 倍 ($0.9(\mu - 0.5\sigma) \leq$ 道路橋示方書が与える断面力 $\leq 1.1(\mu - 0.5\sigma)$) の範囲内にある。平均値 μ に加えて平均値 $\mu - 0.5\sigma$ を目標水準としたのは、ばらつきの大きい対数正規分布のような分布型を有する場合において中央値周辺の断面力標本を抽出することを考えたものである。100 年最大値分布のばらつきが大きいので、必ずしも平均値そのものにこだわらず、全標本の 40% 程度が含まれる平均値 $\pm 0.5\sigma$ の範囲に含まれる断面力標本は橋が 100 年の間に受ける最も厳しい状況の平均的な特性を表しているものとする。また、ここではいわゆるよくある変動状況を考慮するので、中央値側である平均値 -0.5σ に着目する。

断面力値を $\pm 10\%$ 変化させたとしても設計結果としての橋の断面諸元に大きな影響は与えず、目標である道路橋示方書（平成 24 年）と同程度の断面諸元が得られる場合が多いと考えられること、また一方で、100 年最大値分布の平均値 μ または平均値 $\mu - 0.5\sigma$ にの近傍の断面力における各荷重の内訳は種類や比率が変わる可能性があることから、橋の設計の決定要因となる荷重組合せを取りこぼさず、網羅的に把握できるように、道路橋示方書（平成 24 年）が与える断面力が 100 年最大値分布の平均値 μ の 0.9～1.1 倍、または、100 年最大値分布の平均値 $\mu - 0.5\sigma$ の 0.9～1.1 倍の範囲内となる断面を対象に、荷重組合せと荷重係数をキャリブレーションする。

表 6.2.2 道路橋示方書（平成 24 年）が与える断面力の確率水準に関する確認結果
（最大値分布の収束性が低い場合）

	設計断面力*は 100 年最大値分布の 平均値 μ 又は $\mu-0.5\sigma$ の 0.9~1.1 倍の範囲内 ($0.9\mu \leq \text{設計断面力} \leq 1.1\mu$ 又は $0.9(\mu-0.5\sigma) \leq \text{設計断面力} \leq 1.1(\mu-0.5\sigma)$)	設計断面力*は 100 年最大値分布の 平均値 μ 又は $\mu-0.5\sigma$ の 0.9~1.1 倍の範囲外 (設計断面力 $< 0.9\mu$, $1.1\mu < \text{設計断面力}$ 又は 設計断面力 $< 0.9(\mu-0.5\sigma)$, $1.1(\mu-0.5\sigma) < \text{設計断面力}$)
設計断面力*は 100 年最大値 標本の範囲内	65 断面 	4 断面 
設計断面力*は 100 年最大値 標本の範囲外	0 断面 	3 断面 

*上記の設計断面力は、道路橋示方書（平成 24 年）が与える断面力を示す。

6.2.3. シミュレーション結果の代表例

(1). 上部構造主桁の場合（地震の影響を受けない場合）

地震の影響が荷重効果として支配的とならない着目断面として、主桁の発生断面力の 100 年最大値分布を荷重シミュレーションによって求めると、断面力 100 年最大値分布の変動係数は数パーセント（3%程度）のオーダーで収束する。この場合、断面力 100 年最大値を与えるような同時載荷状況は常に類似し、高い頻度で発生していると考えられる。そして、断面力 100 年最大値分布の平均値部分だけでなく裾野部分も変動作用として物理的にも統計的にも意味のある荷重組合せであると考えられる。

断面力 100 年最大値分布のばらつきが小さい場合の例として、上部構造主桁のうち、活荷重による断面力が支配的となるケースの荷重シミュレーション結果例として、表 6.1.4 の橋梁番号 27 の橋におけるある主桁支間中央の断面力（曲げモーメント）の 100 年最大値分布を表 6.2.3 および図 6.2.1 に示す。また、100 年最大値分布の非超過確率 95%（標本サンプルの上位 51 番目の値）付近と平均値付近の断面力内訳を図 6.2.2 に示す。100 年最大値分布の非超過確率 95%値（標本サンプルの上位 51 番目の値）および平均値は、断面力値の比率が 1.0~1.1 倍程度となっている。また、断面力の内訳にも大きな変化は見られず、断面力 100 年最大値を与えるような同時載荷状況は常に類似している。したがって、100 年最大値分布の代表値の抽出には裾野部分に相当するフラクタイル値を用いることで、各標本

を構成する荷重組合せの種類や荷重係数も現実的な範囲で比較的安定して（種類や数値のバランスが絞り込まれて）得られると考えられる。

このようなコードキャリブレーションによる検討に関連して、Phoon らは Baseline Technique という考え方があることを述べている³⁾。Phoon らは、作用や抵抗の特性値として伝統的に 95%や 5%といったフラクタイル値を取ることが行われていることを指摘している。このようなフラクタイル値を特性値として採用する理由として、対象とする基本変数の変動係数に多少の変化があっても、規定された部分係数の変化が小さいことを挙げている。また、このような傾向は変動係数が 0.3 程度より小さい場合は認められるが、それより大きな変動係数の場合には必ずしもあてはまらないことを、簡単な試算を通して示している。

表 6.2.3 断面力 100 年最大値分布の分布特性の例（分布のばらつきが小さい場合）

橋梁形式	最大 支間長	着目 部位	着目 位置	着目する 荷重効果	100 年最大値分布の分布特性		
					平均値	標準偏差	変動係数
鋼単純鋼床版箱桁	75.0 m	主桁	支間中央	曲げ	47940 kNm	1121 kNm	2.3 %

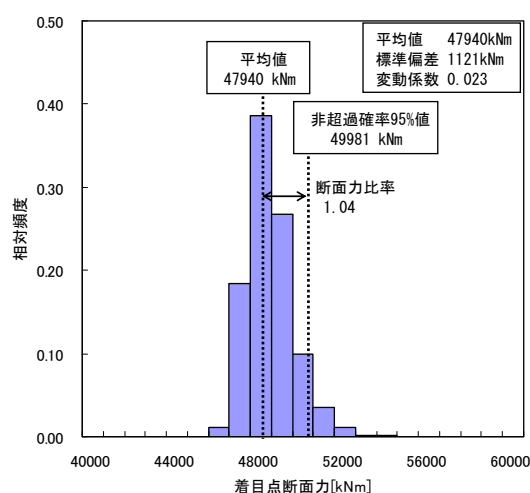


図 6.2.1 断面力 100 年最大値頻度分布（分布のばらつきが小さい場合）

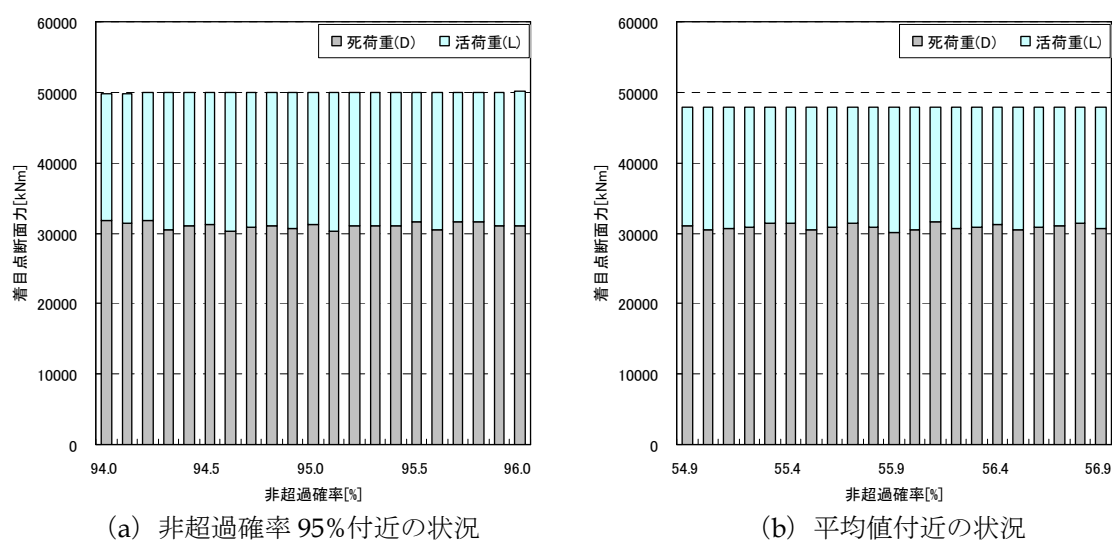
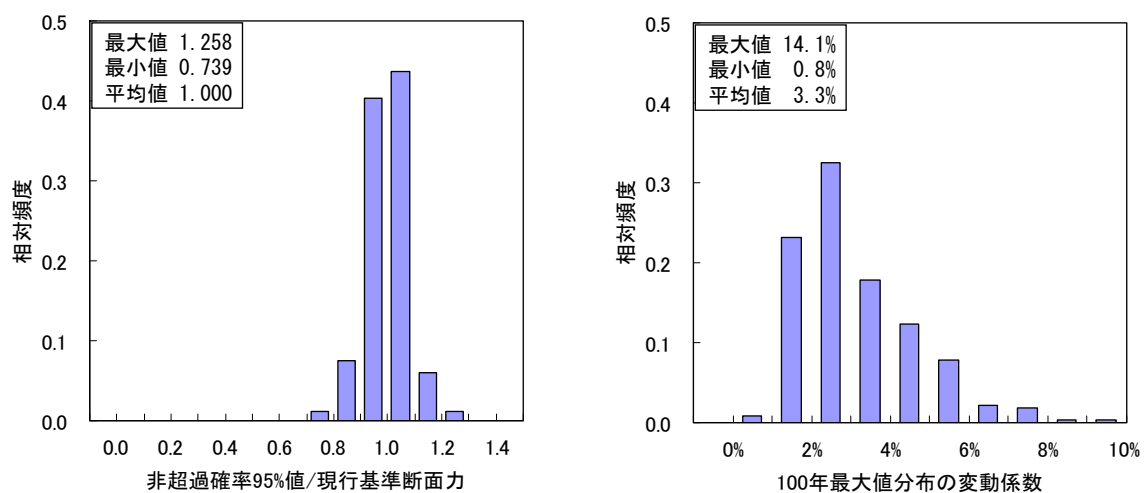


図 6.2.2 100 年最大値分布の非超過確率 95%および平均値付近の断面力内訳（主桁）

信頼性工学の観点からも、断面力の 100 年最大値を表す統計量（極値分布）の収束性が極めて高い

ときに、確率的な目標水準は統計量（極値分布）における非超過確率 95%値相当とすることで、断面力の変動係数の見込みを多少変動させたとしても部分係数値見直しの必要性が低くなるという普遍性の点で利点がある。このことと道路橋示方書（平成 24 年）で考慮されていた断面力の確率的な水準を調べた結果を踏まえて、上部構造の主桁ならびに上・下部構造によらず断面力 100 年最大値分布の変動係数が 10%程度またはそれよりも小さいときには、確率的な目標水準は統計量（極値分布）における非超過確率 95%値相当（標本サンプルの上位 51 番目の値）を検討における着目確率水準とする。

本検討におけるシミュレーションの対象とした橋梁の上部構造主桁のうち、地震の影響が荷重効果として支配的とならない着目断面の断面力 100 年最大値分布の傾向を図 6.2.3 に示す。道路橋示方書（平成 24 年）が与える断面力と 100 年最大値分布の非超過確率 95%値（標本サンプルの上位 51 番目の値）の比率は、大半のケースが 0.9~1.1 の範囲にある。また、100 年最大値分布の変動係数は大半のケースが 10%以下であり、収束性が高いことがわかる。



(a) 現行基準断面力と非超過確率 95%値の比率 (b) 100 年最大値分布における変動係数の傾向

図 6.2.3 上部構造主桁における断面力 100 年最大値分布の傾向

(2). 下部構造橋脚の場合（地震の影響を受ける場合）

地震による影響が主となるものについて、表 6.1.4 の橋に対するシミュレーションの結果得られる橋の各橋脚柱基部断面力の 100 年最大値分布における平均値と、道路橋示方書（平成 24 年）における設計断面力の関係を図 6.2.4 に示す。この図から、多くの橋において、道路橋示方書（平成 24 年）における設計断面力は断面力 100 年最大値分布の平均値の 0.9～1.1 倍になることが分かる。したがって、ばらつきの大きい分布からの代表値を取り出すという観点からは、代表値を平均値とし、断面力 100 年最大値分布の平均値を基本に荷重組合せ及び荷重係数を抽出することで、結果的には道路橋示方書（平成 24 年）における設計断面力と同等になることが期待できる。

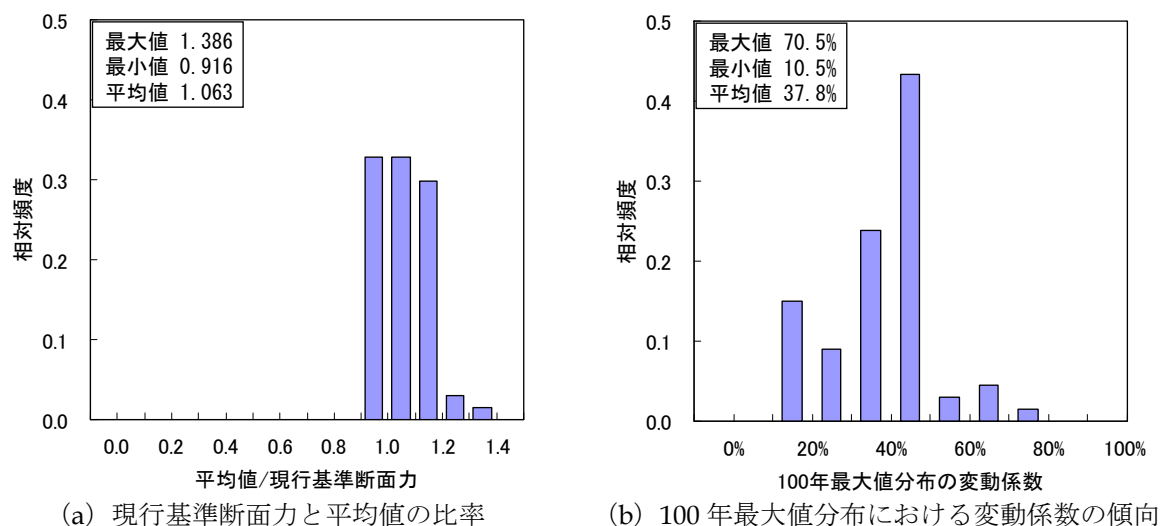


図 6.2.4 橋脚柱基部における 100 年最大値分布の傾向

断面力 100 年最大値分布のばらつきが大きい場合の例として、地震の影響による断面力が支配的となる表 6.1.4 の橋梁番号 55 の橋におけるある橋脚基部の断面力（曲げモーメント）の 100 年最大値分布を表 6.2.4 および図 6.2.5 に示す。また、100 年最大値分布の非超過確率 95%（標本サンプルの上位 51 番目の値）付近と平均値付近の断面力内訳を図 6.2.6 に示す。橋脚についてみれば、発生断面力の 100 年最大値の個々の標本は地震の影響を必ず含むという結果になった。橋脚基部発生断面力の 100 年最大値はばらつきの大きい分布形状を有するが、その変動係数は橋脚柱基部では 30%程度になり、かつ、図 6.2.1 と比べても裾野が比較的厚い傾向が見てとれる。また、図 6.2.6 より断面力 100 年最大値分布の非超過確率 95%付近の標本は異なる断面力値を示す傾向が見られることから、少なくとも、分布の裾野部分の断面力標本を抽出することは、変動作用としては極めて稀な荷重組合せを抽出してしまう恐れがあると考えられる。

表 6.2.4 断面力 100 年最大値分布の分布特性の例（ばらつきが大きい場合）

橋梁形式	最大 支間長	着目 部位	着目 位置	着目する 荷重効果	100 年最大値分布の分布特性		
					平均値	標準偏差	変動係数
PC ラーメン橋	70.0 m	橋脚	基部	曲げ	-159027 kNm	54628 kNm	34.4 %

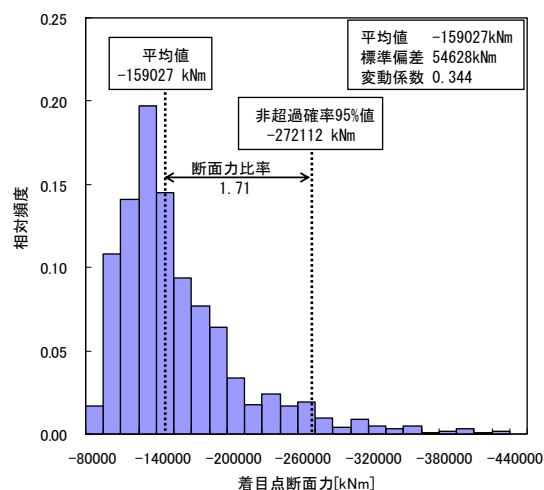


図 6.2.5 断面力 100 年最大値頻度分布（分布のばらつきが大きい場合）

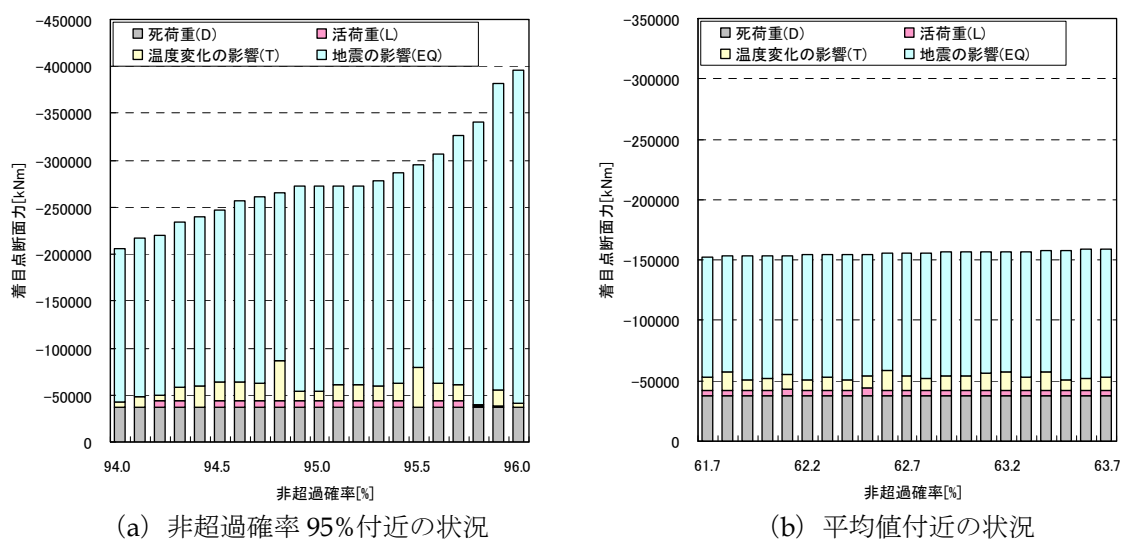


図 6.2.6 100 年最大値分布の非超過確率 95%および平均値付近の断面力内訳（橋脚基部）

したがって、地震のような作用は、変動作用としての代表値と特に稀な作用としての代表値について、荷重組合せの水準を多段化して考えるのが良いかもしれない。ばらつきの大きい分布から変動作用を含む組合せ荷重の代表としての荷重組合せや荷重係数を安定して得られるように断面力 100 年最大値標本を抽出すること、変動作用として物理的に説明性が高い（変動作用の中でも稀・異常とは考えにくい）荷重組合せや荷重係数が得られるように標本を抽出することを重視すれば、結果として断面力 100 年最大値分布の平均値や中央値周辺の断面力標本を抽出し、参考にすることで、荷重組合せや荷重係数の集約作業を行うのが合理的である。

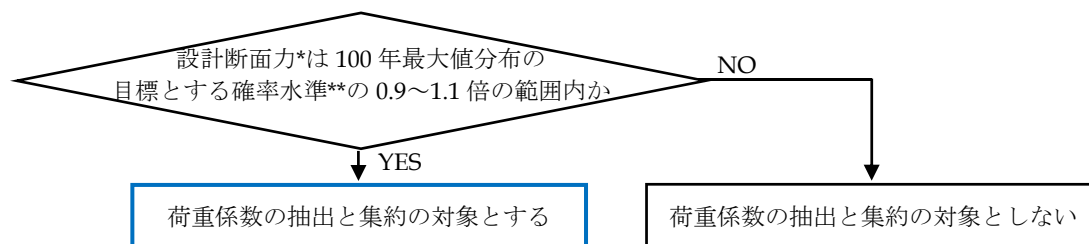
結論として、100 年最大値分布の平均値および平均値 -0.5σ 付近（ σ は 100 年最大値分布の標準偏差を示す）の断面力標本を用いて地震を考慮した組合せや荷重係数を決定することは、ばらつきの非常に大きい分布を含む組合せの代表を抽出するという観点で妥当である。さらに、一般には 100 年最大値分布の非超過確率 95%相当を目標に断面力標本を抜き出していることと比較すれば、従来の地震時の許容応力度の割増係数分も作用側で考慮した荷重組合せと荷重係数を決定することができる。

6.3. 荷重係数の抽出と集約結果

6.3.1. 荷重係数の抽出と集約方法

本研究では、断面力 100 年最大値分布において組合せ断面力の水準として設定された確率の前後 10 個の標本を含めた合計 21 標本を抽出して、荷重組合せと対応する荷重係数を算出する。6.2.3 に示したように、組合せ断面力の水準として設定された確率の前後 10 個の標本の範囲では、組合せ断面力はほぼ変わらないものの、組合せ断面力に占める各荷重の寄与分は変化している。そのため、できるだけ網羅的に断面力標本を抽出することで、荷重組合せと荷重係数の標本依存性を排除できると考えた。

荷重組合せと荷重係数の抽出は、図 6.3.1 に示すフローに従って、前述の 6.2.1. に示した道路橋示方書（平成 24 年）が与える断面力が確率的目標水準の範囲内にある断面（表 6.3.1 の青枠に該当する断面）の断面力標本を用いる。



* 道路橋示方書（平成 24 年）が与える断面力のことを示す。

** 最大値分布の収束性が特に高い場合は非超過確率 95% 値、収束性が低い場合は平均値又は平均値 -0.5σ を示す。

図 6.3.1 荷重係数の抽出と集約の対象とする断面の選定フロー

表 6.3.1 荷重係数の抽出と集約の対象とする断面（表 6.2.1 および表 6.2.2 を基に作成）

	【抽出対象】		【抽出対象外】	
	設計断面力*は 100 年最大値分布の目標とする確率水準の 0.9～1.1 倍の範囲内		設計断面力*は 100 年最大値分布の目標とする確率水準の 0.9～1.1 倍の範囲外	
	最大値分布の収束性が特に高い場合	最大値分布の収束性が低い場合	最大値分布の収束性が特に高い場合	最大値分布の収束性が低い場合
設計断面力*は 100 年最大値標本の範囲内	326 断面	65 断面	40 断面	4 断面
設計断面力*は 100 年最大値標本の範囲外	21 断面	0 断面	31 断面	3 断面

*上記の設計断面力は、道路橋示方書（平成 24 年）が与える断面力を示す。

荷重係数は図 6.3.2～図 6.3.3 に示すように、荷重シミュレーションにより発生した断面力と道路橋示方書（平成 24 年）による荷重を載荷した場合の発生断面力の比を、断面力を構成する荷重ごとに算出する。荷重シミュレーション結果を用いた各種荷重の荷重係数算出式を表 6.3.2 に示す。

以上のように、作用を組合せた結果としての 100 年最大値分布に基づく部分係数であるので、ある荷重に荷重係数を乗じた結果としての荷重規模がその荷重の再現期間としてどの程度の確率水準にあるのかを算出することに工学的意味は無い。ここでの荷重係数は、荷重を組合せた結果が橋に与える影響、すなわち、常に変化し、かつ無数の作用の組合せ種類や割合からなる橋が置かれる状況の稀さの水準の統一を図るように調整するためのものである。

荷重iの荷重係数

荷重iの作用により発生するM
特性値により発生するM

荷重iの作用により発生するS
特性値により発生するS

荷重iの作用により発生するN
特性値により発生するN

特性値 = 現行示方書における荷重値

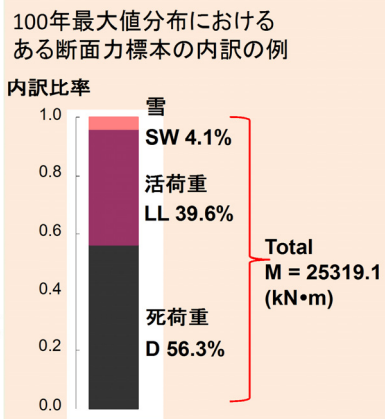
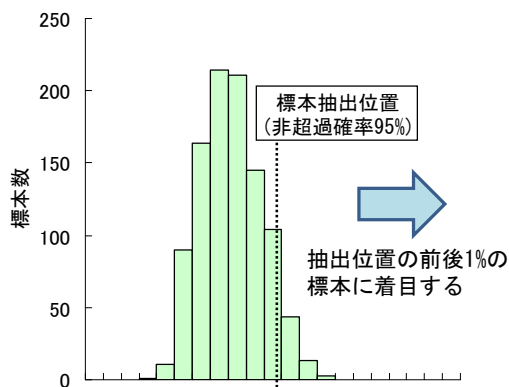


図 6.3.2 荷重係数の算出方法

■支間中央部の曲げモーメント 100年間最大値分布の例



断面力 状態	非超過 確率	組合せ	荷重係数(シミュレーション/現行)						
			D	L	T	W	E	S	C
Mz(max)	96.0	DL	1.020	0.932	↑				
	95.9	DL	0.975	0.984					
	95.8	DL	0.972	0.987					
	95.7	DL	1.011	0.942					
	95.6	DL	1.026	0.923					
	95.5	DL	1.010	0.939					
	95.4	DL	1.029	0.916					
	95.3	DL	1.031	0.909					
	95.2	DL	0.998	0.947					
	95.1	DL	1.004	0.940					
	95.0	DL	1.006	0.936					
	94.9	DL	0.983	0.962	↓				
	94.8	DL	1.006	0.935					
	94.7	DL	1.009	0.928					
	94.6	DL	1.012	0.924					
	94.5	DL	1.015	0.919					
	94.4	DL	1.021	0.912					
	94.3	DL	1.002	0.933					
	94.2	DL	1.019	0.912					
	94.1	DL	1.040	0.887					
	94.0	DL	1.003	0.930					

計21ケース抽出
各荷重係数算出

図 6.3.3 断面力の 100 年最大値分布サンプルからの荷重係数算出方法の例

表 6.3.2 荷重シミュレーションにおける断面力および荷重係数の算出式

荷重の種類	荷重シミュレーションにおける断面力の算出式	荷重係数の算出式
死荷重 (D)	$X_D(t) = A_D \cdot x_D(t)$ A_D : 死荷重の特性値による断面力 x_D : 死荷重の確率モデルに基づく特性値による断面力との比率	$\gamma_D(t) = \frac{X_D(t)}{A_D}$
活荷重 (L)	$X_L(t) = (1 + I) \cdot x_L(t)$ x_L : 車両列スナップショットによる断面力 A_L : 活荷重の特性値による断面力 I : 道路橋示方書（平成 24 年）による衝撃係数	$\gamma_L(t) = \frac{X_L(t)}{(1 + I)A_L}$
温度変化の影響 (TH)	$X_{TH}(t) = A_{TH} \cdot \frac{G(x_{TH}(t)) - T_0}{\Delta T_n}$ A_{TH} : 温度変化の影響の特性値による断面力 x_{TH} : 日最高・最低気温の確率モデルに基づく気温 T_0 : 基準温度 $G(x)$: 気温から構造物温度への相関式 ΔT_n : 道路橋示方書における温度変化の範囲	$\gamma_{TH}(t) = \frac{X_{TH}(t)}{A_{TH}}$
風荷重 (W)	$X_w(t) = A_w \cdot \left(\frac{x_w(t)}{40} \right)^2$ A_w : 風荷重の特性値による断面力 x_w : 季節風または台風の確率モデルに基づく風速	$\gamma_w(t) = \frac{X_w(t)}{A_w}$
地震の影響 (EQ)	$X_{EQ}(t) = A_{EQ} \cdot \frac{x_{EQ}(t)}{k_h^*}$ A_{EQ} : 地震の影響の特性値による断面力 （死荷重のばらつきは考慮していない） k_h^* : A 地域Ⅱ種地盤の固有周期 1.0 秒の設計水平震度(=0.25) x_{EQ} : 地震の影響の確率モデルに基づく震度	$\gamma_{EQ}(t) = \frac{X_{EQ}(t)}{A_{EQ}}$
雪荷重 (SW)	$X_{SW}(t) = A_{SW}$ A_{SW} : 雪荷重の特性値による断面力	$\gamma_{SW}(t) = \frac{X_{SW}(t)}{A_{SW}}$

荷重係数の集約は、断面力 100 年最大値分布から取り出した断面力標本に基づき、標本に含まれる荷重組合せの種類を①から⑭に分類し、それぞれの組合せ分類ごとに内訳として含まれるそれぞれの荷重の大きさの範囲を集約する作業を行う。本研究では、以下のような方法を用いる。

1. 断面力標本の中で、D, L, TH, W, EQ, SW の 1 つでも荷重係数が負の値となる場合は、その断面力標本を排除する。
2. 表 6.3.3 に示すような荷重組合せごとに断面力標本を分類する。この時、荷重係数が 0.1 未満となっている荷重は考慮せずに分類する。

- ①D, L の荷重係数が 0.1 以上でその他の荷重の係数は 0.1 未満
- ②D, TH の荷重係数が 0.1 以上でその他の荷重の係数は 0.1 未満
- ③D, W の荷重係数が 0.1 以上でその他の荷重の係数は 0.1 未満
- ④D, EQ の荷重係数が 0.1 以上でその他の荷重の係数は 0.1 未満
- ⑤D, L, TH の荷重係数が 0.1 以上でその他の荷重の係数は 0.1 未満
- ⑥D, L, W の荷重係数が 0.1 以上でその他の荷重の係数は 0.1 未満
- ⑦D, L, EQ の荷重係数が 0.1 以上でその他の荷重の係数は 0.1 未満
- ⑧D, TH, W の荷重係数が 0.1 以上でその他の荷重の係数は 0.1 未満
- ⑨D, TH, EQ の荷重係数が 0.1 以上でその他の荷重の係数は 0.1 未満
- ⑩D, W, EQ の荷重係数が 0.1 以上でその他の荷重の係数は 0.1 未満
- ⑪D, L, TH, W の荷重係数が 0.1 以上でその他の荷重の係数は 0.1 未満
- ⑫D, L, TH, EQ の荷重係数が 0.1 以上でその他の荷重の係数は 0.1 未満
- ⑬D, TH, W, EQ の荷重係数が 0.1 以上でその他の荷重の係数は 0.1 未満
- ⑭本研究で考慮する全ての荷重の荷重係数が 0.1 以上

ここで、集約の対象とした荷重組合せの種類を表 6.3.3 に示す。本研究で考慮する荷重の組合せとして考えられる全てのケースを示している。

表 6.3.3 集約対象とした荷重組合せの種類

	荷重組合せ	D	L	TH	W	EQ	SW	備考
①	D+L (+SW)	●	●				(●)	
②	D+TH (+SW)	●		●			(●)	
③	D+W (+SW)	●			●		(●)	
④	D+EQ (+SW)	●				●	(●)	
⑤	D+L+TH (+SW)	●	●	●			(●)	
⑥	D+L+W (+SW)	●	●		●		(●)	
⑦	D+L+EQ (+SW)	●	●			●	(●)	
⑧	D+TH+W (+SW)	●		●	●		(●)	
⑨	D+TH+EQ (+SW)	●		●		●	(●)	
⑩	D+W+EQ (+SW)	●			●	●	(●)	
⑪	D+L+TH+W (+SW)	●	●	●	●		(●)	
⑫	D+L+TH+EQ (+SW)	●	●	●		●	(●)	
⑬	D+TH+W+EQ (+SW)	●		●	●	●	(●)	
⑭	D+L+TH+W+EQ (+SW)	●	●	●	●	●	(●)	

※ () は雪荷重(SW)を含む場合と含まない場合の荷重組合せが考えることを示している。

本研究における荷重組合せの集約は、荷重係数が 0.1 未満となっている荷重は考慮せずに行うものとしたが、これによって荷重組合せとして有意なものを見逃す可能性は小さいと考えられる。また、最終

的には、荷重に乗じる以外の部分係数のキャリブレーションも含めて、従前の設計結果から断面諸元に大きな変化がないようにすることが考えられるが、ここでの荷重組合せの集約方法が従前の設計結果から諸元に顕著な変化をもたらす可能性は無視できると考えられる。たとえば、表 6.1.4 に示した本研究の対象橋梁のうち、橋梁番号 55 の橋における主桁および橋脚柱基部の荷重別の断面力を図 6.3.4～図 6.3.5 に示す。対象断面は D、L、TH、EQ の同時載荷を受ける断面である。ある 2 つの荷重に対して、それ以外の荷重による断面力を 0.1 倍して重ね合わせたときの断面力全体に占める割合はほとんどが 10% 以下である。つまり、荷重係数が 0.1 未満となっている荷重は断面力全体に対する比率が小さい。結果として、橋の断面諸元に大きな影響は与えないと考えられる。橋脚柱基部に着目すると、断面力全体に占める地震の影響 (EQ) の割合が大きい。仮に、1.00D+1.00L または 1.00D+1.00TH に 0.1EQ を重ねたときの断面力は断面力全体の 10% 上回るが、断面力 100 年最大値の各断面力標本では地震の影響 (EQ) が支配的であり、1.00D+1.00L や 1.00D+1.00 TH の断面力が 1.00D+1.00EQ の断面力を超えることはない。

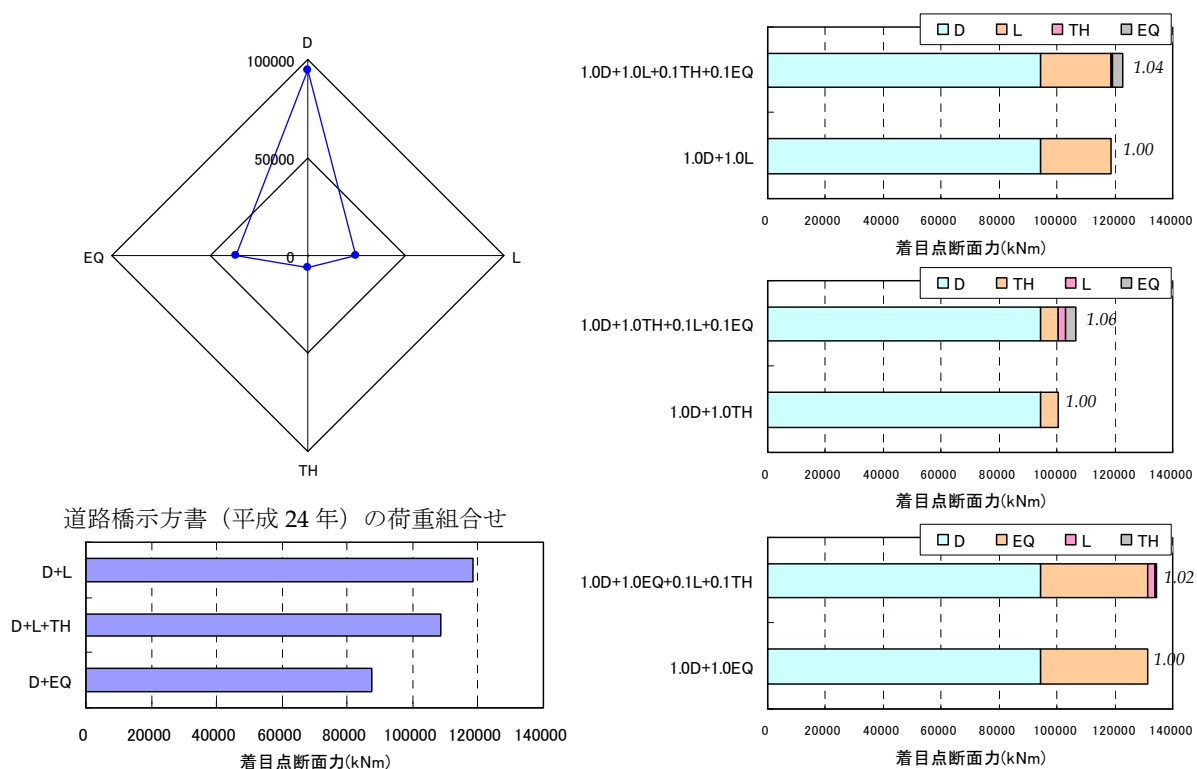


図 6.3.4 荷重別の断面力内訳の例（着目断面：主桁曲げモーメント）

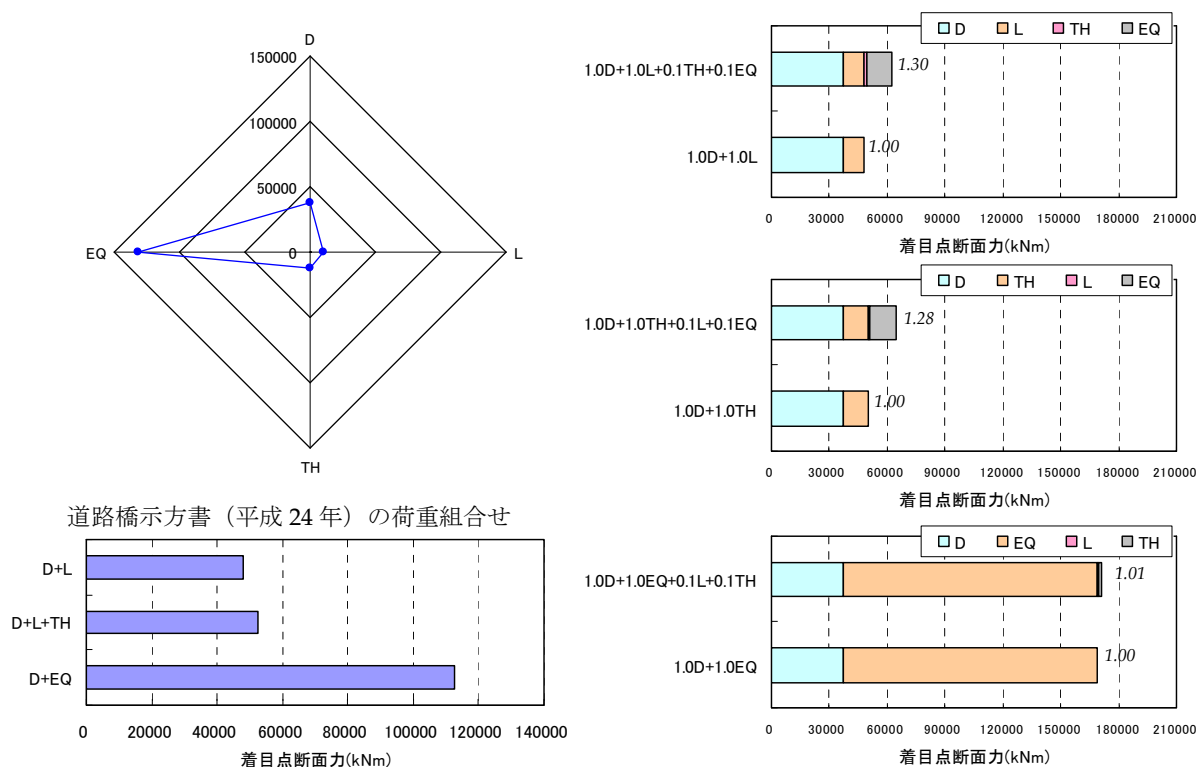


図 6.3.5 荷重別の断面力内訳の例（着目断面：橋脚柱基部曲げモーメント）

6.3.2. 荷重組合せと荷重係数の集約結果

本研究における荷重シミュレーション結果から得られた荷重組合せ、および荷重係数を表 6.3.4 に示す。最大値分布の収束性が高い場合は断面力 100 年最大値分布の非超過確率 95% 値、最大値分布の収束性が低い場合は断面力 100 年最大値分布の平均値および平均値 -0.5σ (σ は 100 年最大値分布の標準偏差を示す) の値を基準として、目標とする確率水準の断面力 100 年最大値標本の前後 10 個を含めた合計 21 標本から荷重組合せと荷重係数を整理したものである。表 6.3.4 に示す荷重係数の着色部は、荷重シミュレーションにおいて荷重組合せとして生じるが、荷重係数の中央値が特に小さいものを示している。

前述の 5 章の検討は荷重組合せのみに着眼した分析で、4 章で採用した各種荷重の発生頻度・確率モデルについて、参照期間 100 年の間にどのような荷重が同時に載荷されるのかを単に統計学上から算出し、起こりうる荷重組合せを整理するものであった。一方で、本章の検討は荷重効果の 1 つである断面力に着目しており、橋にとって最も厳しい状況となる荷重組合せを断面力を指標として評価するものである。ゆえに、5 章および本章の結果から、統計学的な観点と荷重効果としての断面力の観点で橋にとって最も厳しい状況となる荷重組合せを評価することができる。D+EQ の組合せに対して L が重なったときの L の荷重係数の中央値は 0.1 未満であることから、L の考慮の有無によって荷重効果である断面力や設計結果としての橋の断面諸元に大差は生じないと考えられ、D+EQ に L を重ねる必要性は低いと考えられる。同様の考え方をすれば、D+EQ+SW の組合せに対して L, TH を、D+TH+EQ の組合せに対して L を重ねる必要性は低いと考えられる。これは、5 章における結果と一致した傾向を示している。なお、風荷重(W)と地震の影響(EQ)が同時に作用する組合せは抽出されなかった。これは、5 章で見たように W と EQ の組合せの発生頻度がオーダーが異なるほど小さいことに加えて、発生したとしてもそれぞれの荷重効果である断面力が小さく（荷重係数が 0.1 未満）、ここに抽出されな

かったものと考えられる。

表 6.3.4 荷重組合せと荷重係数の算出結果

荷重組合せ	抽出位置	D	L	TH	W	EQ	SW	該当数	荷重係数の頻度
D+L	95%値	0.97~1.09 (1.04)	0.62~1.24 (0.96)					46橋272断面 標本数 5739	図 6.3.3
D+L+SW	95%値	1.00~1.08 (1.04)	0.66~1.24 (0.84)				1.00	5橋31断面 標本数 527	図 6.3.3
D+EQ	平均値	1.01~1.07 (1.04)	0.01~0.54 (0.03)			0.88~1.10 (1.06)		19橋31断面 標本数 114	図 6.3.4
	平均値-0.5σ	1.00~1.07 (1.04)	0.01~0.62 (0.03)			0.57~1.03 (0.83)		20橋39断面 標本数 136	
D+EQ+SW	平均値	1.01~1.07 (1.03)	0.01~0.22 (0.01)	0.01~0.39 (0.14)		0.86~1.08 (0.94)	1.00	3橋9断面 標本数 31	図 6.3.5
	平均値-0.5σ	1.01~1.07 (1.03)	0.01~0.64 (0.03)	0.02~0.37 (0.18)		0.31~0.83 (0.70)	1.00	3橋10断面 標本数 55	
D+L+TH	95%値	1.00~1.08 (1.03)	0.73~1.19 (0.95)	0.10~0.93 (0.48)				9橋29断面 標本数 333	図 6.3.7
	平均値	1.02	0.95	0.38~0.58 (0.48)				1橋1断面 標本数 2	
	平均値-0.5σ	1.01~1.04 (1.03)	0.84~0.85 (0.85)	0.16~0.51 (0.40)				1橋2断面 標本数 5	
D+L+TH+SW	95%値	1.00~1.05 (1.02)	0.83~1.19 (0.95)	0.10~0.74 (0.27)			1.00	3橋7断面 標本数 58	図 6.3.8
	平均値	1.01~1.03 (1.02)	0.91~0.98 (0.91)	0.18~0.23 (0.20)			1.00	1橋2断面 標本数 4	
	平均値-0.5σ	1.00~1.03 (1.03)	0.77~1.07 (0.78)	0.18~0.30 (0.21)			1.00	1橋3断面 標本数 7	
D+L+W	95%値	1.03~1.07 (1.05)	0.60~0.89 (0.67)		0.22~1.26 (1.11)			2橋4断面 標本数 15	図 6.3.6
	平均値	1.05~1.06 (1.06)	0.55~0.75 (0.65)		1.33~1.57 (1.41)			1橋2断面 標本数 3	
	平均値-0.5σ	1.03~1.06 (1.05)	0.16~0.68 (0.48)		1.18~1.51 (1.34)			2橋4断面 標本数 24	
D+TH+EQ	平均値	1.00~1.08 (1.03)	0.01~0.53 (0.03)	0.11~0.83 (0.39)		0.62~1.11 (0.92)		20橋41断面 標本数 500	図 6.3.9
	平均値-0.5σ	1.00~1.08 (1.03)	0.01~0.51 (0.03)	0.10~0.84 (0.40)		0.37~1.04 (0.70)		21橋41断面 標本数 486	
D+L+TH+W	95%値	1.04~1.08 (1.06)	0.67~0.88 (0.77)	0.19~0.56 (0.45)	0.98~1.60 (1.14)			1橋4断面 標本数 30	図 6.3.10
	平均値	1.03~1.07 (1.05)	0.35~0.86 (0.69)	0.11~0.52 (0.36)	1.23~1.64 (1.46)			1橋3断面 標本数 12	
	平均値-0.5σ	1.02~1.07 (1.05)	0.25~0.91 (0.47)	0.15~0.62 (0.42)	0.97~1.51 (1.36)			1橋4断面 標本数 47	

※ () の値は荷重係数の中央値を示す。また、着色部は荷重係数の値が小さい荷重を示す。

6.3.3 荷重係数のおおよその範囲

荷重組合せ別に各荷重の荷重係数の値の範囲を確認する目的で、荷重係数の頻度分布を作成した。

(1). D+L, D+L+SW における荷重係数

活荷重(L)の荷重係数は雪荷重(SW)を含まないときも含むときも最大で 1.24 程度となった。

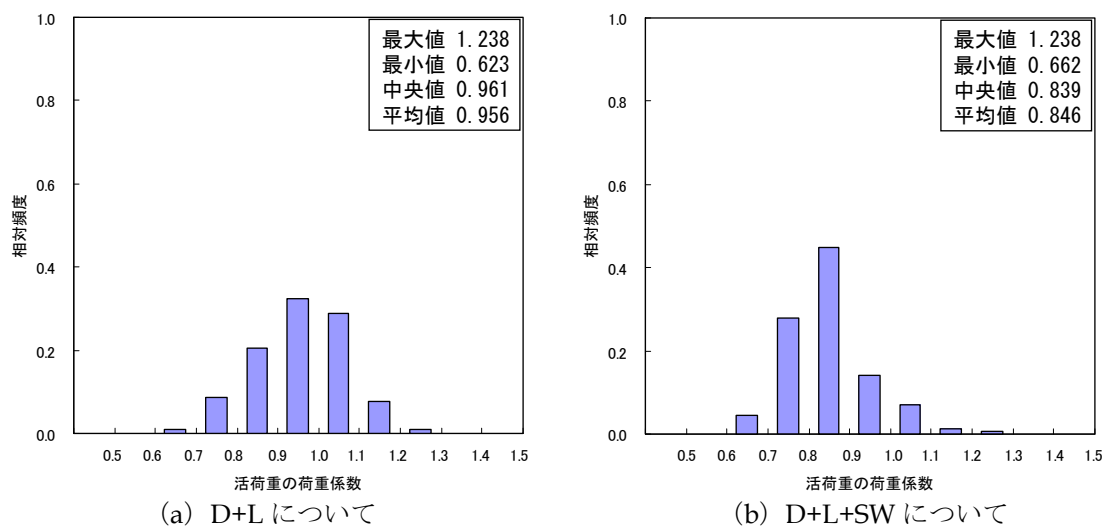


図 6.3.6 D+L, D+L+SW の組合せにおける活荷重の荷重係数頻度分布図

(2). D+EQ, D+EQ+SW における荷重係数

地震の影響(EQ)の荷重係数は 1.0 付近が最頻値となり、両荷重組合せともに同じ傾向を示している。

D+EQ については活荷重も同時に作用するケースが見られたが、L に対する荷重係数の中央値は 0.03 程度と小さな値であった。また、D+EQ+SW については、活荷重(L)と温度変化の影響(TH)が同時に作用するケースが見られたが、地震の影響(EQ)の荷重係数と比較するとこれらの荷重の荷重係数の値は小さな値であった。

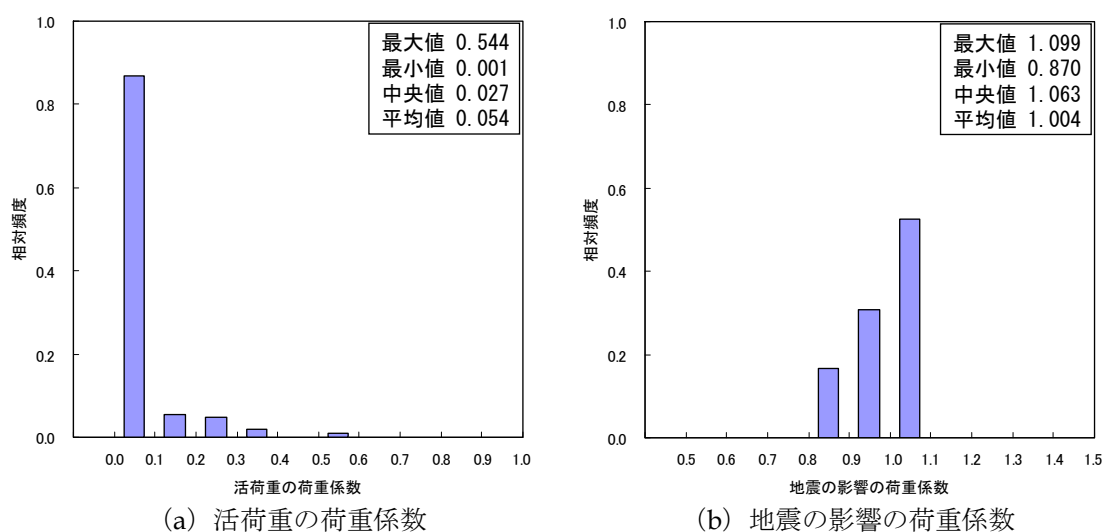


図 6.3.7 D+EQ の組合せにおける荷重係数頻度分布図（抽出位置：平均値）

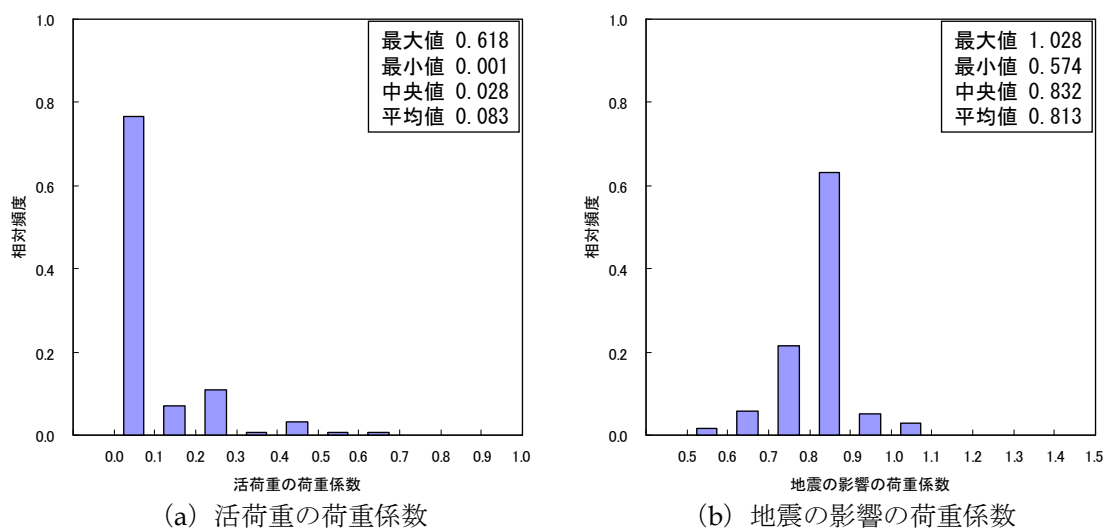
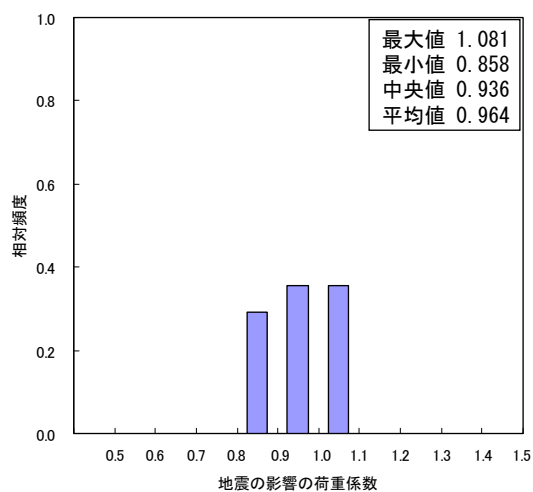
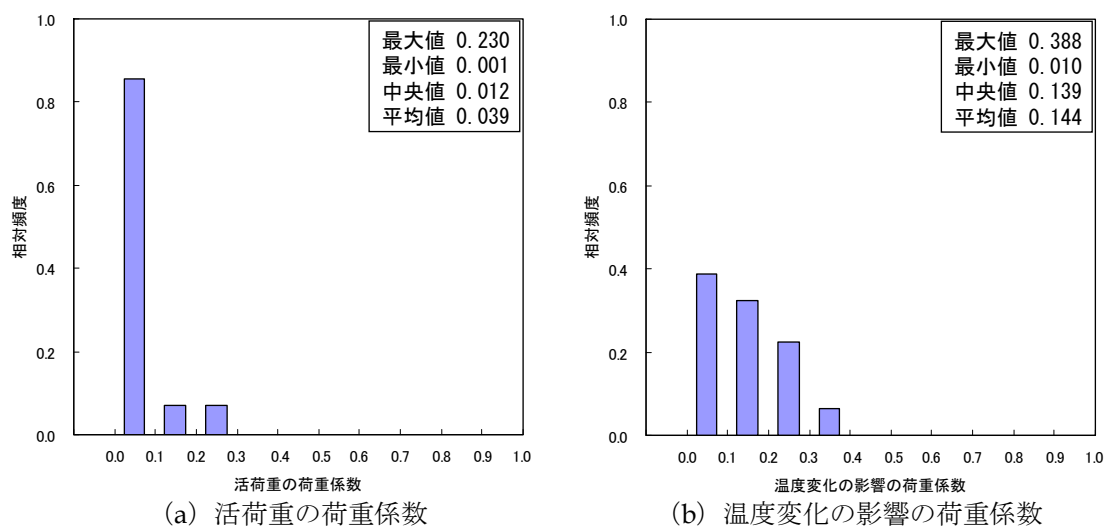
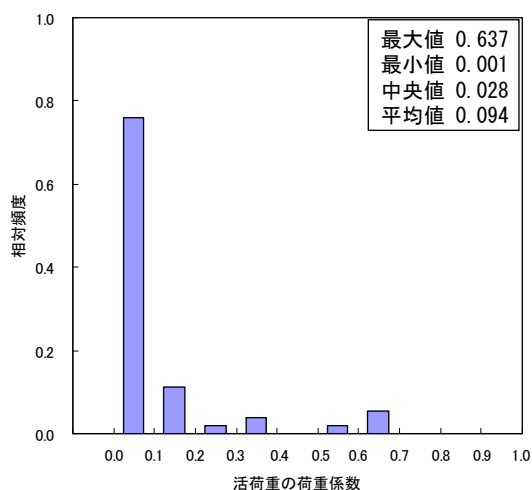


図 6.3.8 D+EQ の組合せにおける荷重係数頻度分布図 (抽出位置: 平均値-0.5 σ)

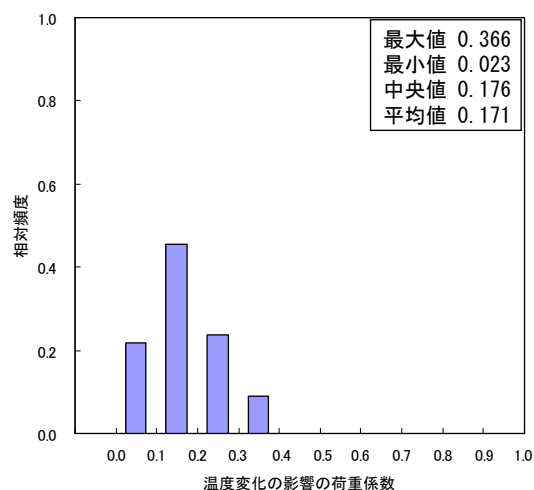


(c) 地震の影響の荷重係数

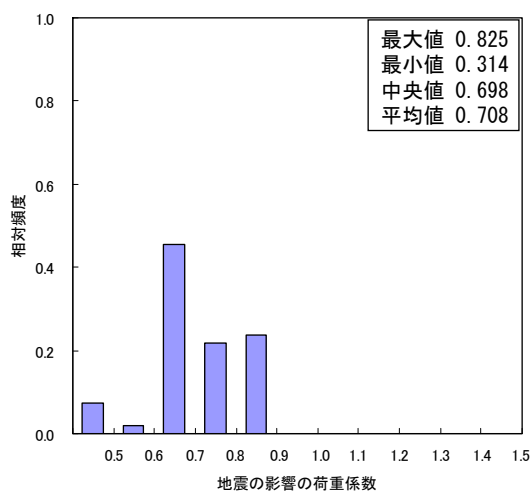
図 6.3.9 D+EQ+SW 組合せにおける荷重係数頻度分布図 (抽出位置: 平均値)



(a) 活荷重の荷重係数



(b) 温度変化の影響の荷重係数

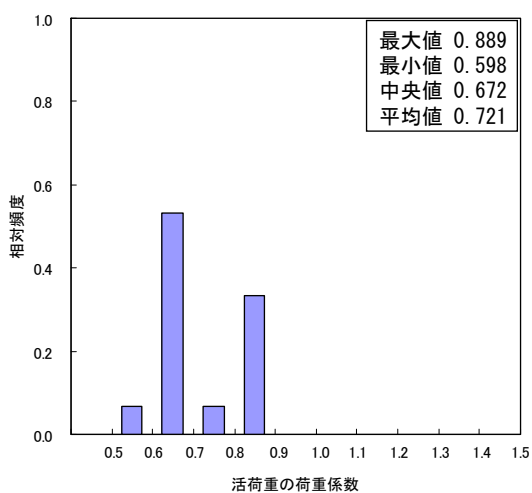


(c) 地震の影響の荷重係数

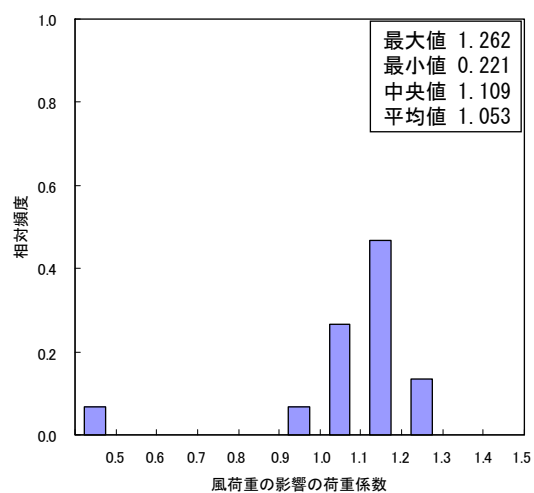
図 6.3.10 D+EQ+SW 組合せにおける荷重係数頻度分布図 (抽出位置: 平均値-0.5 σ)

(3). D+L+W における荷重係数

活荷重(L)の係数は最大で 0.9 程度、風荷重(W)の係数は最大で 1.25 程度であった。(1).に比べると、活荷重(L)の最大値、中央値、平均値のいずれも小さくなっている。



(a) 活荷重の荷重係数



(b) 風荷重の荷重係数

図 6.3.11 D+L+W の組合せにおける荷重係数頻度分布図 (抽出位置: 非超過確率 95%)

(4). D+L+TH, D+L+TH+SW における荷重係数

活荷重(L)の係数は最大で 1.20 程度となり、両荷重組合せともに同じ傾向を示している。また、(1).と比べると最大値、中央値はわずかながら小さくなっている。

温度変化の影響(TH)の荷重係数は両荷重組合せともに大半のケースが 0.50 以下となったが、最大値は D+L+TH のときは 0.93、D+L+TH+SW のときは 0.74 となり、D+L+TH のときは 0.70~0.80、D+L+TH+SW のときは 0.60~0.70 の間についても無視できない頻度で生じている。温度変化の影響(TH)の荷重係数の中央値は、D+L+TH よりも D+L+TH+SW の荷重組合せの方が小さく、雪荷重と温度変化の影響の双方が 1.00 近くの荷重係数どうして重なる可能性は低くなる傾向が見られる。

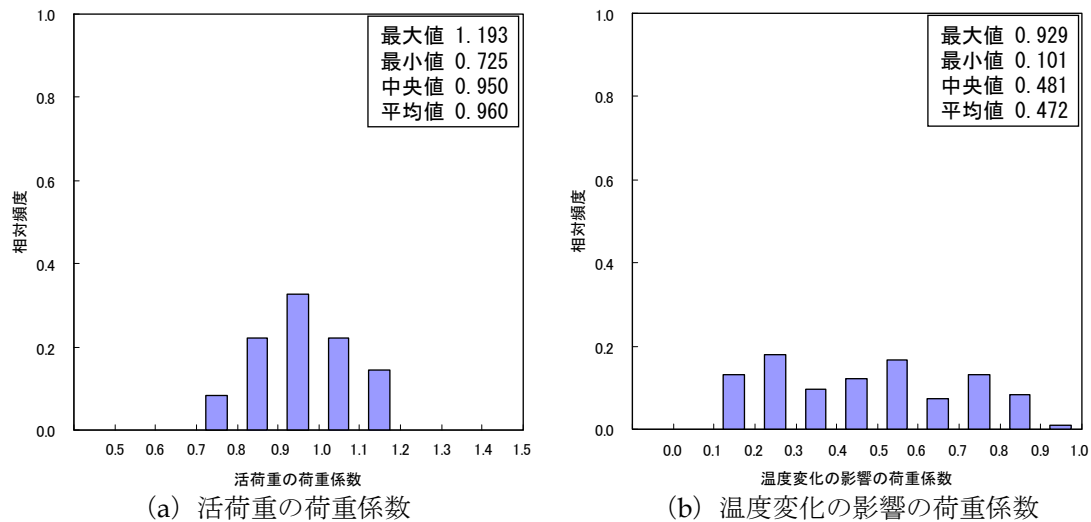


図 6.3.12 D+L+TH の組合せにおける荷重係数頻度分布図（抽出位置：非超過確率 95%）

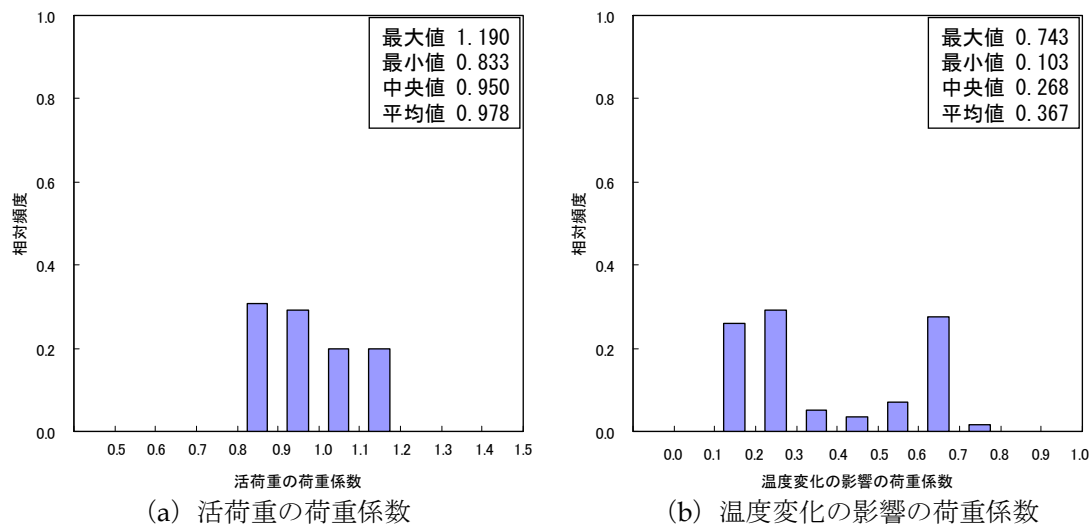


図 6.3.13 D+L+TH+SW の組合せにおける荷重係数頻度分布図（抽出位置：非超過確率 95%）

(5). D+TH+EQ における荷重係数

温度変化の影響(TH)の荷重係数は、相対頻度が 0.1 程度以上を有する範囲で見ると 0.10 から 0.70 の広い範囲で分布し、0.50~0.60 程度が最頻値となり、無視できない頻度で生じている。また、地震の影響(EQ)の荷重係数は 1.0 付近が最頻値となった。活荷重(L)の荷重係数は、相対頻度が 0.1 程度以上を有する範囲で見ると 0.30 未満であり、中央値は 0.03 程度であった。

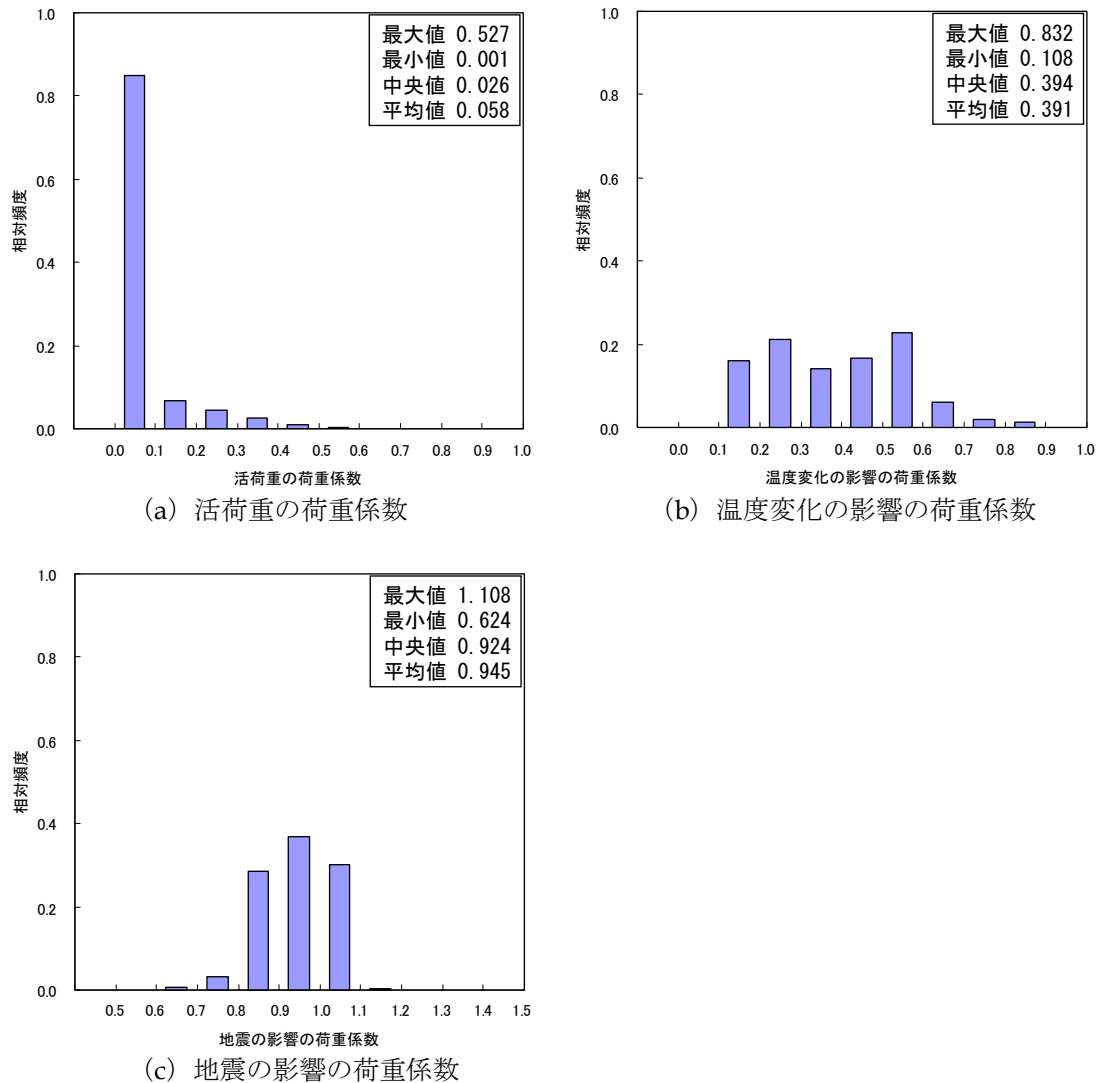
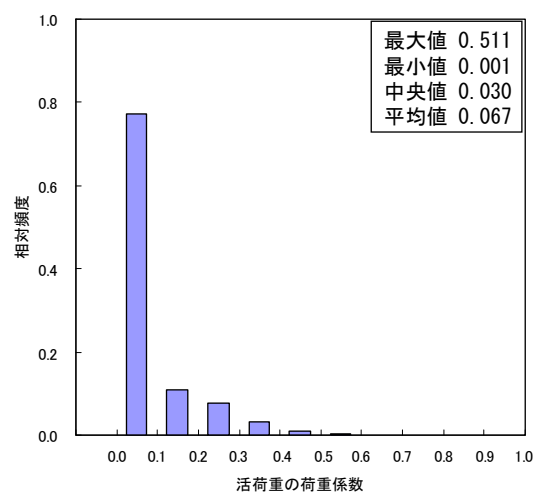
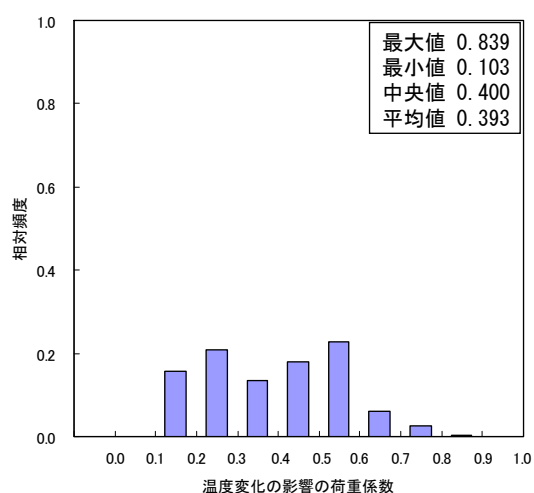


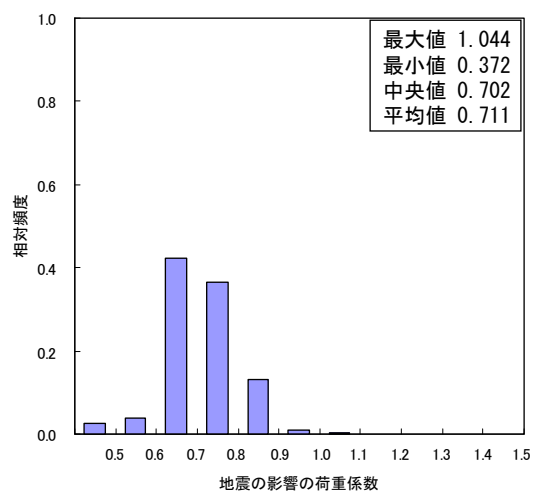
図 6.3.14 D+TH+EQ の組合せにおける荷重係数頻度分布図（抽出位置：平均値）



(a) 活荷重の荷重係数



(b) 温度変化の影響の荷重係数



(c) 地震の影響の荷重係数

図 6.3.15 D+TH+EQ の組合せにおける荷重係数頻度分布図 (抽出位置: 平均値-0.5 σ)

(6). D+L+TH+W における荷重係数

活荷重(L)の荷重係数は最大で 0.90 程度となり、(1).および(4).に比べると小さな値を示した。また、温度変化の影響(TH)の荷重係数は 0.10 から 0.60 の範囲で分布し、最頻値は 0.50~0.60 であった。風荷重(W)の荷重係数は 1.0~1.2 付近が最頻値となった。

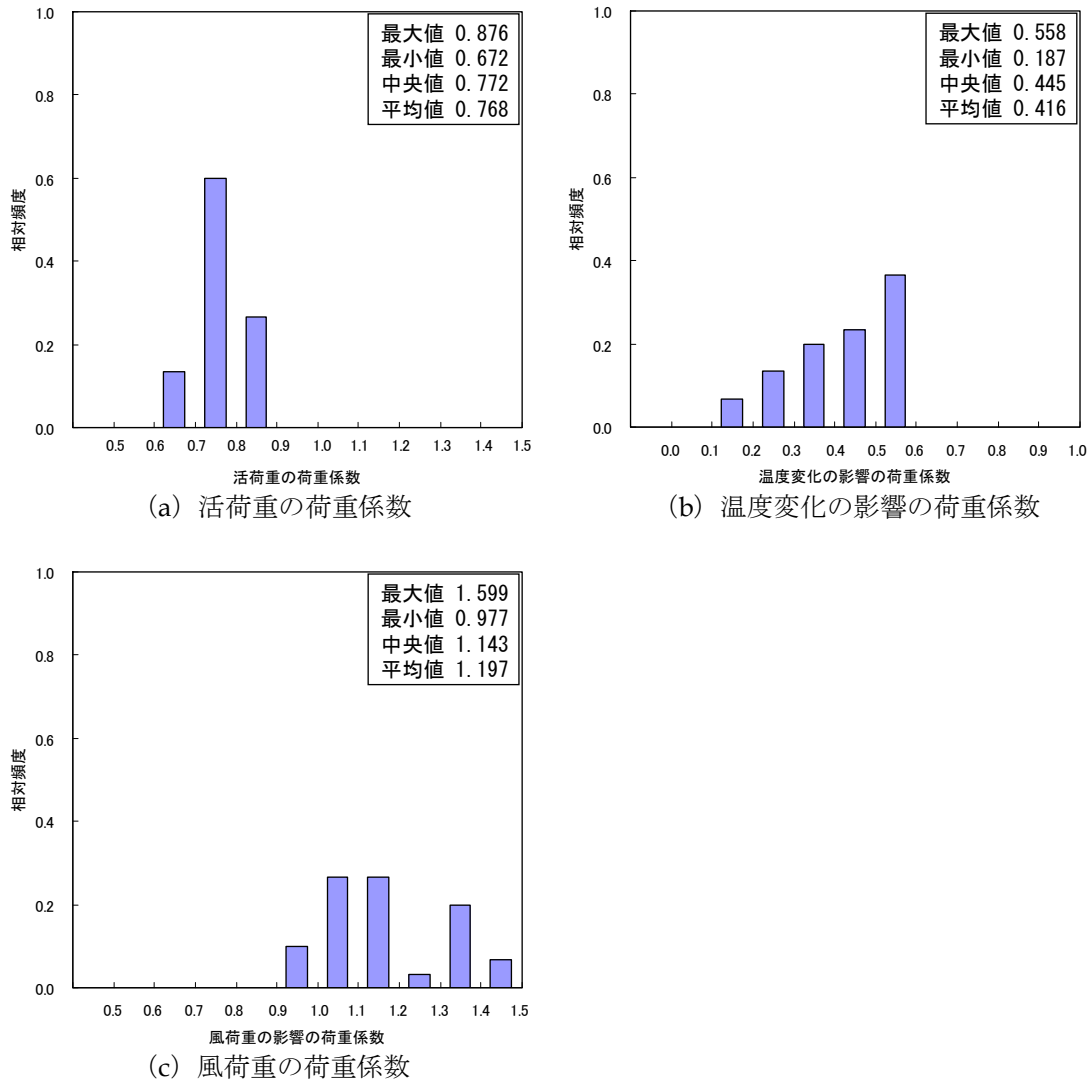


図 6.3.16 D+L+TH+W の組合せにおける荷重係数頻度分布図（抽出位置：非超過確率 95%）

6.3.4 荷重シミュレーション結果から得られた荷重組合せの分析

6.3.3 荷重係数のおおよその範囲

荷重組合せ別に各荷重の荷重係数の値の範囲を確認する目的で、荷重係数の頻度分布を作成した。

に示した結果から、荷重同時載荷状況は各荷重の最大値の単純和を取ったものとはなっておらず、重なる荷重の種類が増えると個々の荷重係数の値が小さくなる傾向が見られた。例えば、図 6.3.11 に示した D+L+W の組合せにおいて活荷重の荷重係数が最大値となった着目断面の L と W の同時載荷状況を整理した結果を表 6.3.5 に示す。ここでは、各荷重の荷重係数が最大値となる時にその他の荷重がどのように重なるのかを確認するため、L または W の荷重係数が最大値となる標本におけるその他の荷重の荷重係数を整理している。L の荷重係数は、W が最大値となるときは小さな値を示しており、L と W の両者が最大値どうしで重なる状況は生じていない。つまり、荷重を組み合わせた結果としての目標確率水準を 100 年最大値分布の非超過確率 95% 値として統一的に扱うことによって、活荷重(L) の荷重係数は D+L よりも D+L+W の組合せの方が、同時に重なる変動作用の数が増えたことによって小さな値を示す傾向となっている。

このことは、道路橋示方書（平成 24 年）における許容応力度の割増係数が、複数の荷重が同時に最大値で発生することが稀であることの頻度補正を抵抗側で行っていたと推察させるものである。しかし、荷重同時載荷頻度の影響を全ての荷重に等しく考慮する係数を用いて補正することは不合理なときもあることも同時に示している。

表 6.3.5 D+L+W の荷重組合せにおける L と W の同時載荷状況

	荷重係数		
	D	L	W
L の荷重係数が最大となるとき	1.032	0.889	1.064
W の荷重係数が最大となるとき	1.027	0.677	1.262

6.4. 検討結果のまとめ

B-C モデルを用いた同時載荷確率過程シミュレーションによって、荷重組合せおよび荷重係数値のおおよその範囲を推定した結果を表 6.4.1 に示す。最大値分布の収束性が高い場合は断面力 100 年最大値分布の非超過確率 95%値、最大値分布の収束性が低い場合は断面力 100 年最大値分布の平均値を基準として、荷重組合せと荷重係数を整理したものである。

表 6.4.1 荷重組合せと荷重係数の推定結果

荷重組合せ	D	L	TH	W	EQ	SW
D+L	0.97～1.09	0.62～1.24				
D+L+SW	1.00～1.08	0.66～1.24				1.00
D+EQ	1.00～1.07				0.57～1.10	
D+EQ+SW	1.01～1.07				0.31～1.08	1.00
D+L+TH	1.00～1.08	0.73～1.19	0.10～0.93			
D+L+TH+SW	1.00～1.05	0.83～1.19	0.10～0.74			1.00
D+L+W	1.03～1.07	0.60～0.89		0.22～1.57		
D+TH+EQ	1.00～1.08		0.10～0.84		0.37～1.11	
D+L+TH+W	1.02～1.08	0.25～0.91	0.11～0.62	0.97～1.64		

【参考文献】

- 1) ISO2394 General principles on reliability for structures, 1998
- 2) ISO2394 General principles on reliability for structures, 2015
- 3) K. K. Phoon, D. E. Becker, F. H. Kulhawy, Y. Honjo, N. K. Ovesen, S. R. Lo : Why Consider Reliability Analysis for Geotechnical Limit State Design?, LSD2003 International Workshop on Limit State Design in Geotechnical Engineering Practice, 2003

7. 荷重ばらつき係数と荷重組合せ係数への分離

7.1. 分離理由と方針

6.3.4.で見たとおり、6 章で試算した荷重シミュレーションから得られた荷重係数は、荷重の特性値に対するばらつきと異なる作用の同時載荷による影響の双方を含んだものである。本章では、各種荷重の特性値の評価を行うことで荷重の特性値に対するばらつきの係数（以下、「荷重ばらつき係数」という）を示す。そして、6 章で求められた荷重係数を荷重の特性値に対するばらつきの係数で除すことで、荷重組合せに着目した部分係数（以下、「荷重組合せ係数」という）を算出することを試みる。

7.2. 死荷重と活荷重の荷重ばらつき係数と荷重組合せ係数の評価

有明曙橋の BWIM 記録を用いて平均大型車混入率を 30%としたシミュレーションから得られた荷重係数を図 7.2.1 に示す。試算対象橋梁から、死荷重と活荷重が支配的となる着目断面（断面力 100 年最大値分布の収束性が特に高い場合）の上部構造主桁を対象とした。なお、荷重係数は B 活荷重断面力に対する比率として整理している。

死荷重の荷重係数は活荷重と比較してばらつきが小さく、1.00~1.09 の範囲にある。また、活荷重の荷重係数は死荷重と比較してばらつきが大きく、0.62~1.24 の範囲にある。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（実測値と設計値の差）もばらつきも小さい。そして、前述の 3.2.4.に示すように、本研究で用いている荷重係数の抽出では、荷重効果として荷重を組み合わせた結果としての断面力 100 年最大値分布の例えば非超過確率 95%の標本を抽出しているので、組合せ標本において、そこに含まれる永続荷重の比率が相対的に大きければ、対応して変動作用の比率が小さくなるし、この逆もある。すなわち、永続作用のばらつきがコンクリート橋に比べて相対的に大きい鋼橋では、100 年最大値標本に含まれる死荷重は大きめに評価される傾向にある。図 7.2.1 に示した荷重係数算出結果は、このような死荷重と活荷重のトレードオフの関係が現れており、鋼橋で大きめの死荷重係数が、コンクリート橋で大きめの活荷重係数が出ている。

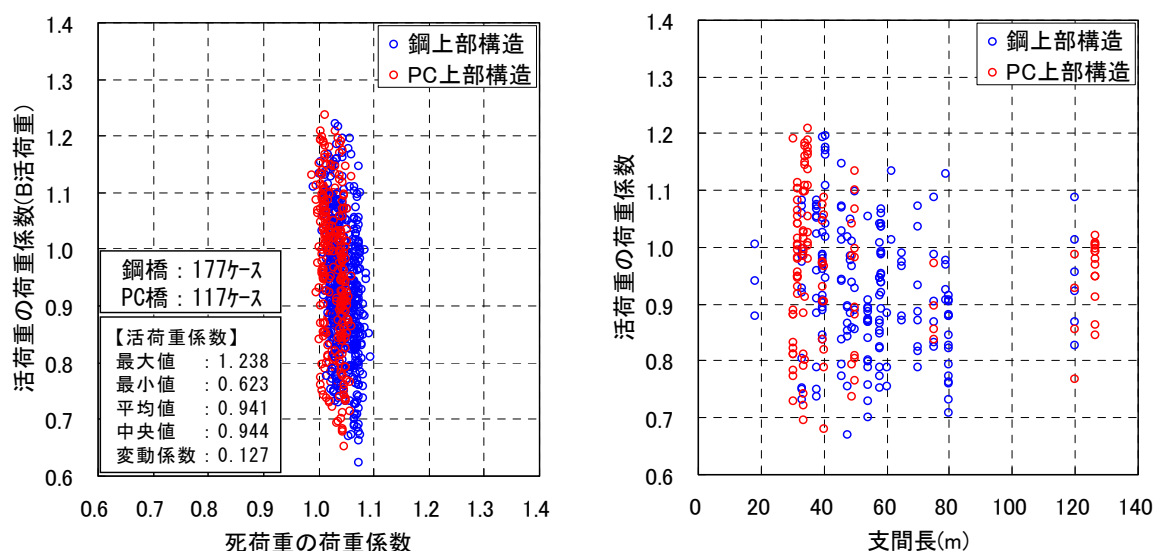
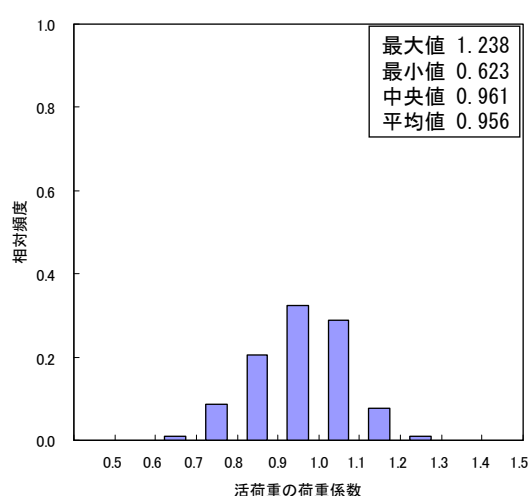


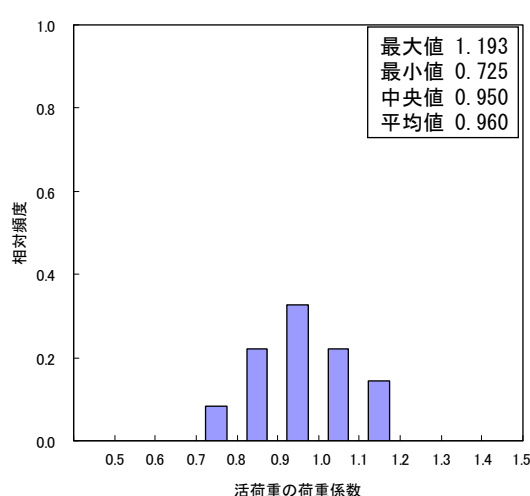
図 7.2.1 死荷重と活荷重の荷重係数算出結果

活荷重の荷重係数算出結果を、荷重組合せ別に整理した結果を図 7.2.2 に示す。図 7.2.2(a)は D+L の荷重組合せ、図 7.2.2(b)は D+L+TH の荷重組合せ、図 7.2.2(c)は D+L+W の荷重組合せに着目して、活荷重係数の頻度分布を作成したものである。ここで、D+L+TH の荷重組合せは温度変化の影響が厳しいラーメン橋を着目断面とした結果、D+L+W は風荷重の影響が厳しいトラス橋およびアーチ橋を着目断面とした結果である。

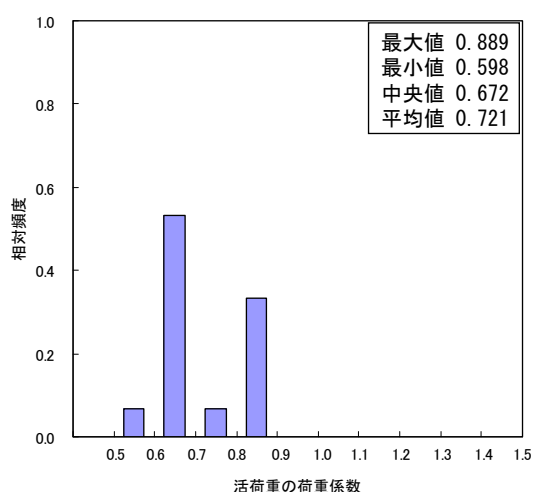
D+L の荷重組合せにおける活荷重の荷重係数は最大で 1.24、D+L+TH の荷重組合せにおける活荷重の荷重係数は最大で 1.14、D+L+W の荷重組合せにおける活荷重の荷重係数は最大で 0.89 となり、組み合わせる荷重の種類が多くなると荷重係数が小さくなる傾向が見られる。また、活荷重の荷重係数の中央値で見ても、組み合わせる荷重の種類が多くなると荷重係数が小さくなる傾向が見られる。このことから、D+L+TH、D+L+W の荷重組合せにおける活荷重の荷重係数は、D+L の荷重組合せよりも小さな値とすることが可能なものと考えられる。



(a) D+L の荷重組合せの場合



(b) D+L+TH の荷重組合せの場合



(c) D+L+W の荷重組合せの場合

図 7.2.2 活荷重の荷重係数頻度分布図 (図 6.3.3, 図 6.3.9, 図 6.3.8 を再掲)

7.3. 温度変化の影響に関する荷重ばらつき係数

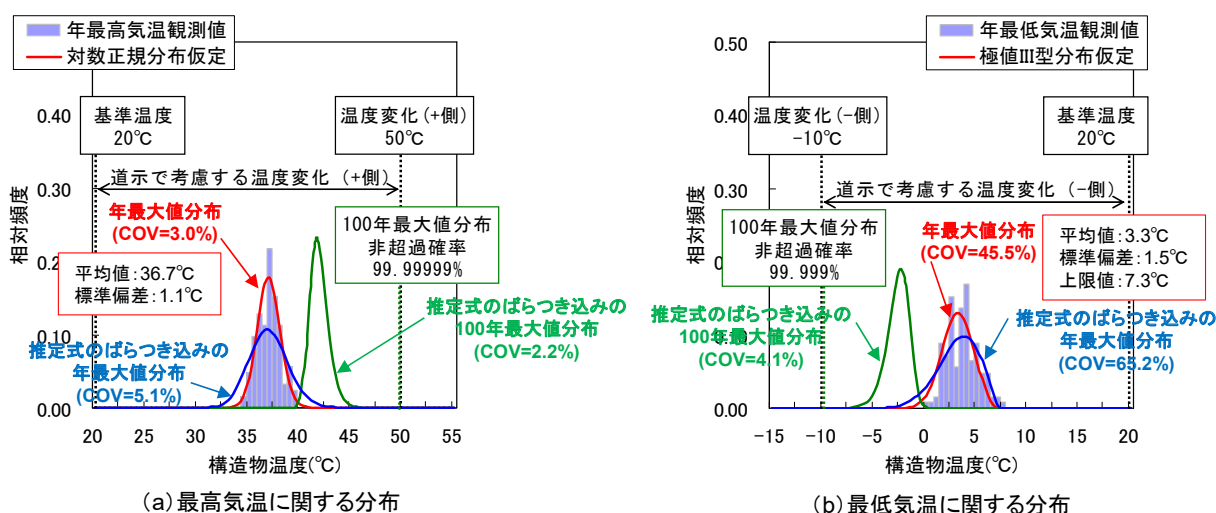
道路橋示方書（平成 24 年）における温度変化の影響は「I 共通編 2.2.10 温度変化の影響」に特性値が示されている。温度変化の影響の特性値は表 7.3.1 に示すように、設計に用いる基準温度を+20℃を標準（寒冷な地域では+10℃を標準）とし、鋼構造全体の一様な温度変化の範囲は−10℃から+50℃まで（寒冷な地域では−30℃から+50℃）としている。

表 7.3.1 構造物に生じる温度変化の影響の特性値

	基準温度	温度変化の範囲
普通の地方	+20℃	−10℃～+50℃
寒冷な地方	+10℃	−30℃～+50℃

気象官署のデータを集計した温度変化のばらつきを基に、温度変化の影響に関わる荷重ばらつき係数を考察した結果を図 7.3.1 に示す。気象官署のデータから最高気温と最低気温の年最大値の統計量を基に、最高気温と最低気温についてそれぞれ対数正規分布と極値Ⅲ型分布を仮定した。そして、気温のばらつきと構造物温度推定式のばらつきを考慮し、構造物温度 100 年最大値、最小値分布を推定した。

この結果から、設計に用いる基準温度と温度差の範囲を道示と比較した結果、100 年の非超過確率は 99% 以上となっている。そのため、温度変化の影響は道路橋示方書の特性値を用いることで安全側の設計を行うことが可能であり、道路橋示方書の温度変化の特性値を用いるときの荷重ばらつき係数は 1.00 とすることが提案できる。



※構造物温度の分布：1883～2006 年の大阪の年最高・最低気温観測値から算出

図 7.3.1 温度変化の影響に関わる荷重係数の考察

7.4. 風荷重に関する荷重ばらつき係数

設計基準風速は、道路橋耐風設計便覧（平成 19 年改訂版）¹⁾の「3.2.2 設計基準風速」より、一部の強風地域を除く日本全国の高度 10m において、50 年間でその風速を超えない確率が 0.6 以上（再現期間 100 年に相当）となるように全国一律 40m/s を標準値としている。

この設計基準風速の設定に関する参考資料として、土木研究所資料第 2784 号²⁾がある。基本風速 U_{10} は、気象官署の 10 分間平均風速より再現期間 100 年の風速期待値 U_m を評価し、下式を用いて高度および粗度の影響を補正して求める。道路橋示方書の設計基準風速は全国の 9 割を網羅した安全側の値として設定されている。また、東京の基本風速 U_{10} は全国平均値よりも上位にあり、東京を代表地点として荷重係数を検討することは、多くの地域で安全側の結果を与えると考えられる。

$$U_{10} = U_m (z_m / 10)^{1/7} (10 / z_{GII})^{\alpha_{II}} (z_{Gm} / z_m)^{\alpha_m}$$

U_m : 気象官署における再現期間 100 年の風速期待値

z_m : 気象官署の風速計の設置高度

z_{GII} : 粗度区分 II の z_G^* (=600m)

z_{Gm} : 気象官署周辺の粗度に対応する z_G^*

* z_G は傾度風の風速に達する最低の高度

α_{II} : 粗度区分 II のべき指数(=0.16)

α_m : 気象官署周辺の粗度に対応するべき指数

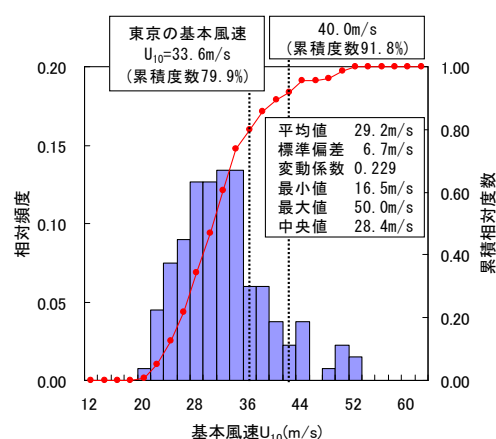


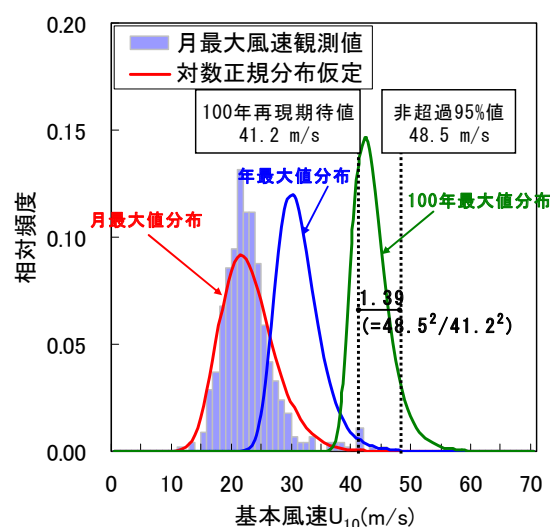
図 7.4.1 全国気象官署の基本風速

道路橋耐風設計便覧（平成 19 年改訂版）に示される基本風速 U_{10} は 45m/s, 40m/s, 35m/s, 30m/s の地域に分けられている。それぞれの地域から、45m/s は室戸、40m/s は大阪、30m/s は佐賀を対象として、荷重係数を算出した結果を図 7.4.2 に示す。

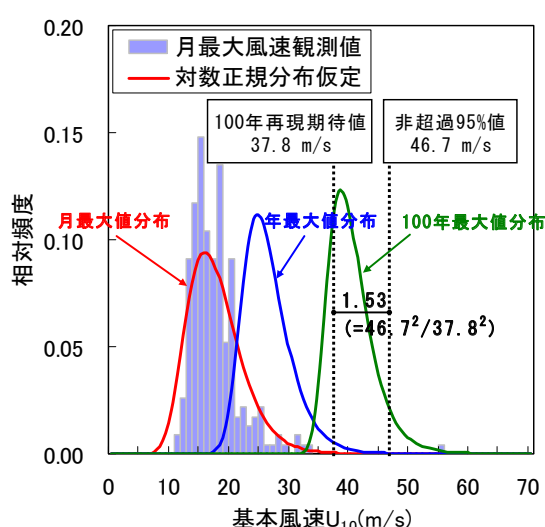
気象官署のデータから台風時期（6～10 月）の 10 分間平均風速の月最大値を基に対数正規分布を仮定し、外挿処理によって 10 分間平均風速の 100 年間の最大値分布（極値分布）を推定した。そして、100 年最大値分布の非超過確率 95%値と基本風速の比によって荷重ばらつき係数を算出した。

$$\gamma_w = \left(\frac{10 \text{ 分間平均風速 } U_{10} \text{ の } 100 \text{ 年最大値の非超過確率 } 95\% \text{ 値}}{\text{気象官署記録から求まる } U_{10} \text{ の再現期間 } 100 \text{ 年期待値である } U_m} \right)^2$$

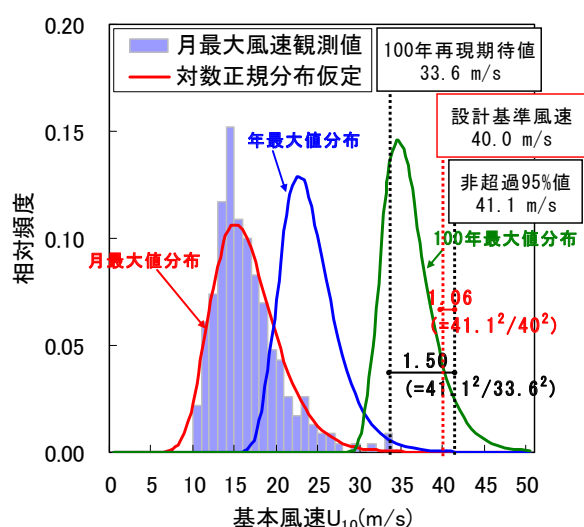
この結果から、道路橋示方書のとおり基本風速 U_{10} の特性値を 40m/s とするのではなく、各気象官署のデータから再現期間 100 年の風速期待値 U_m を設定して基本風速 U_{10} の特性値とするときには、風荷重の荷重ばらつき係数として 1.50 を用いることが提案できる。



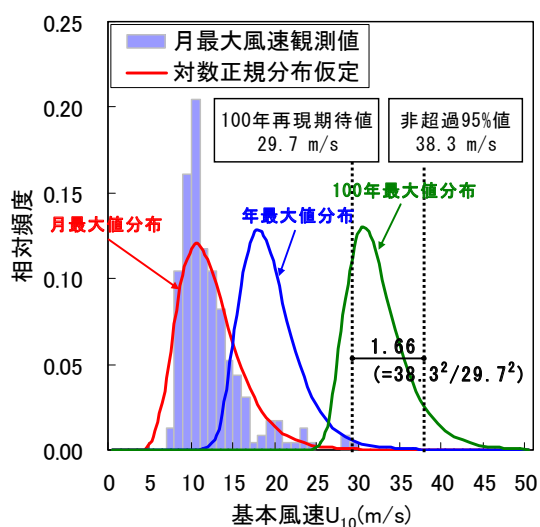
(a) 室戸の記録の場合 ($U_{10}=45\text{m/s}$)



(b) 大阪の記録の場合 ($U_{10}=40\text{m/s}$)



(c) 東京の記録の場合 ($U_{10}=35\text{m/s}$)



(d) 佐賀の記録の場合 ($U_{10}=30\text{m/s}$)

図 7.4.2 地域ごとに基本風速を与える場合の荷重係数

7.5. 地震の影響に関する荷重ばらつき係数

道路橋示方書（平成 24 年）におけるレベル 1 地震動は、東京を含む A 地域の地震強度特性を基本に、地域別補正係数で各地点の地震危険度の違いを考慮している。地域別補正係数についての研究には、例えば昭和 52 年にまとめられた建設省新耐震設計法（案）がある³⁾⁴⁾。文献 4)では、地域間の地震活動度や地震危険度の相対的な差を合理的に耐震設計で考慮できるよう、再現期間を 100 年として求められた地震動強度の地域区分図を示している。

前述の 4.6.に示したように、地震動強度の期待値は確率論的な地震ハザードマップの作成手法⁵⁾に示される方法によって求めることができる。文献 5)に示される地震危険度解析は、地震の規模、発生頻度に類似性のある範囲を区分化したバックグラウンドゾーンの設定を行い、距離減衰式を用いて対象地点の地震動特性値の推定を行うものである。

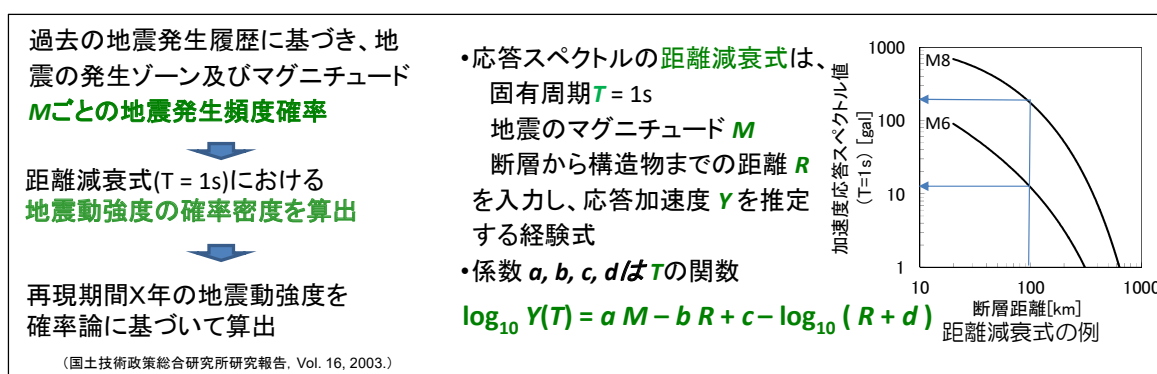


図 7.5.1 地震動強度の再現期待値の算出

文献 5)に示される地震危険度解析によって、再現期間ごとの地震動強度の期待値は図 7.5.2 のとおりに算出できる。結果として、道路橋示方書（平成 24 年）におけるレベル 1 地震動は、東京における再現期間 100 年の期待値相当であることが確認できる。なお、建築物の設計に用いる地震荷重は、工学的基盤面における水平加速度応答スペクトルの再現期間 100 年に対する値を基に算定するものとされている⁶⁾。

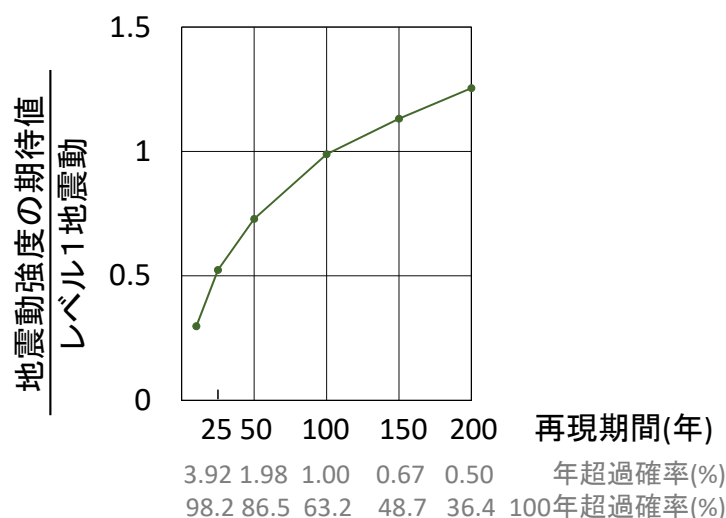


図 7.5.2 道路橋示方書（平成 24 年）におけるレベル 1 地震動の統計的評価

図 7.5.3 は、地震観測記録と設計スペクトルの水平震度 ($T=1\text{sec}$) を与える断層距離とマグニチュードの関係を重ねたものである。この結果から、しばしば生じる震度階 4~5 弱程度をほぼ包含するのは、 $0.50EQ \sim 1.00EQ$ の間程度の強度と言える。また、図 7.5.3 の×印のプロットは地震によって橋の通行止め被害が生じた事例を示している。×印は③の線 ($T=1\text{s}$, III 種地盤, $0.5EQ$) よりも上側にプロットされており、逆に言えばレベル 1 地震動で設計上想定する荷重規模の範囲では橋に大きな被害は生じていないことを表している。すなわち、しばしば生じる震度階 4~5 弱の範囲に対しては適切な耐震設計結果になっているとも言え、この点からは現時点でレベル 1 地震動に 1.0 以上の荷重係数を乗じて、これ以上大きく見込む必要はないと考えられる。

以上の再現期間の観点からの検討と過去の被災事例の分析も考慮すれば、荷重ばらつき係数として 1.00 程度とする一方で、他の変動作用と組み合わせるときには荷重組合せ係数として $0.50 \sim 1.00$ としてもよいものと考えられる。

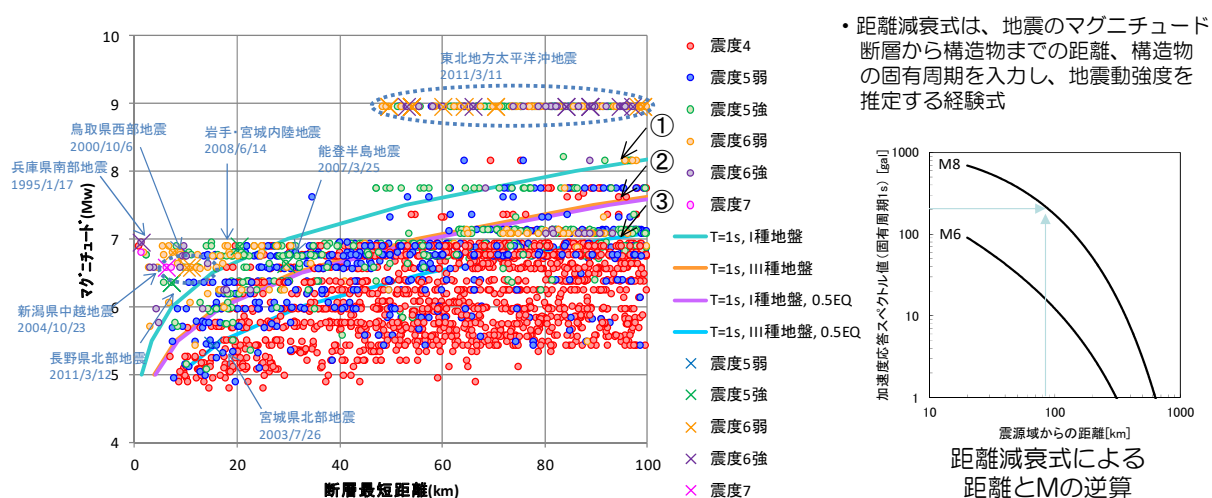


図 7.5.3 設計スペクトルの水平震度 ($T=1\text{sec}$) を与える断層距離とマグニチュードの関係

7.6. 荷重ばらつき係数と荷重組合せ係数の分離

前述の 6 章で求められた荷重係数を、7.2.から 7.5.に示した荷重ばらつき係数で除すことで、荷重組合せ係数を算出した結果を表 7.6.1 に示す。

D+L+TH および D+L+W の荷重組合せにおいては、D+L の荷重組合せと比較して L の荷重係数が小さな値を示したことから、これらの荷重組合せにおける L の荷重組合せ係数は D+L よりも小さな値としている。

また、変動作用が 2 種類以上の荷重組合せ (D+L+TH, D+L+W, D+TH+EQ) の荷重組合せ係数に着目すると、D+L+TH では TH の荷重組合せ係数が 1.0 以下、D+L+W では W の荷重組合せ係数が 1.0 以下、D+TH+EQ では TH の荷重組合せ係数が 1.0 以下となっている。つまり、ある荷重の荷重組合せ係数が 1.0 の時にその他の荷重の荷重組合せ係数は 1.0 以下となる関係にある。この関係は、Turkstra 法における leading variable action の荷重組合せ係数を 1.0、accompanying variable action の荷重組合せ係数を 1.0 以下の値としていることと一致している。

表 7.6.1 荷重係数と荷重組合せ係数の分離結果

荷重組合せ		D	L	TH	W	EQ
D+L	荷重ばらつき係数	1.00～1.10	0.62～1.24			
	荷重組合せ係数	1.00	1.00			
D+EQ	荷重ばらつき係数	1.00～1.10				1.00
	荷重組合せ係数	1.00				0.57～1.10
D+L+TH	荷重ばらつき係数	1.00～1.10	0.62～1.24	1.00		
	荷重組合せ係数	1.00	0.95～1.00	0.10～0.93		
D+L+W	荷重ばらつき係数	1.00～1.10	0.62～1.24		1.50	
	荷重組合せ係数	1.00	0.72～1.00		0.15～1.05	
D+TH+EQ	荷重ばらつき係数	1.00～1.10		1.00		1.00
	荷重組合せ係数	1.00		0.10～0.84		0.37～1.11

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧（平成 19 年改訂版）、2007
- 2) 横山功一、佐藤弘史、東久保正徳：橋の動的耐風設計法に関する調査報告書（I－1988）、土木研究所資料第 2784 号、1989
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編に関する参考資料、2015
- 4) 土木研究所：新耐震設計法（案）、土木研究所資料第 1185 号、1977
- 5) 中尾吉宏、日下部毅明、村越潤、田村敬一：確率論的な地震ハザードマップの作成手法、国土技術政策総合研究所研究報告、No. 16、2003
- 6) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説、2015

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。

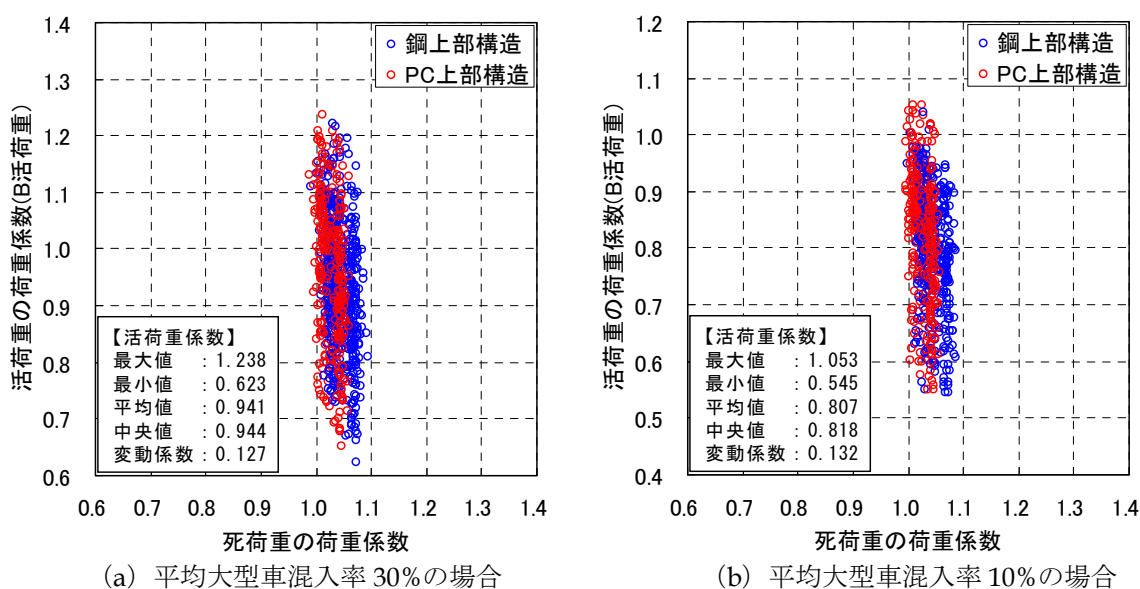


図 8.1.1 荷重係数の算出結果 (B 活荷重断面力に対する比率)

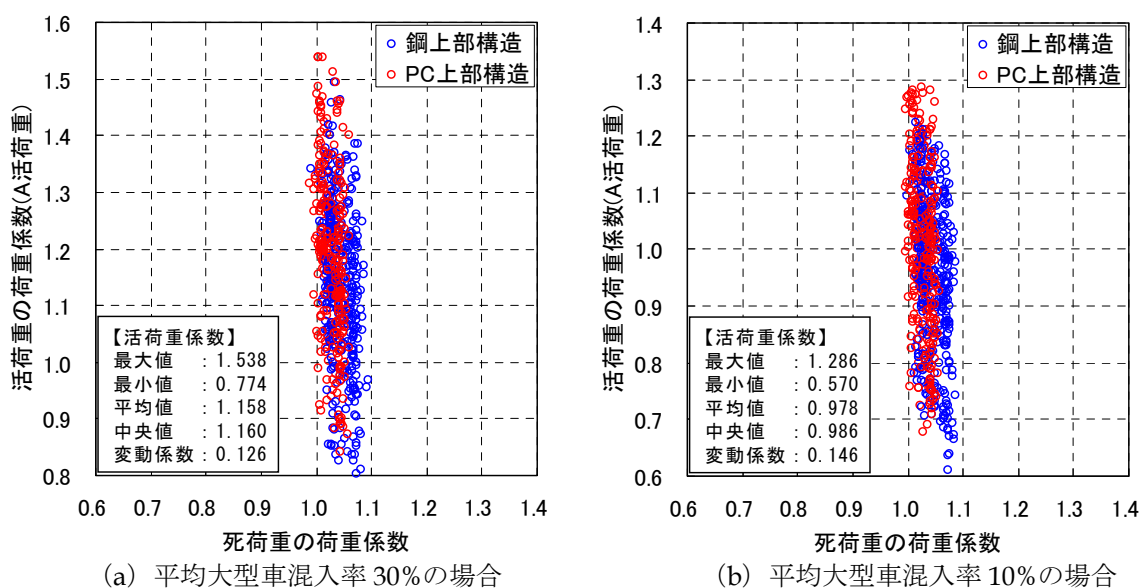


図 8.1.2 荷重係数の算出結果 (A 活荷重断面力に対する比率)

(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	鋼単純非合成鈑桁	18.3m	主桁支間曲げ	1.01	橋梁番号 1
2	PC 単純ボステン 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 径間連続非合成鈑桁	49.0m	主桁端径間曲げ	1.01	橋梁番号 14
5	PC2 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 径間連続非合成鈑桁	40.8m	主桁端径間曲げ	1.09	橋梁番号 12
7	PC5 径間連結成桁橋	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

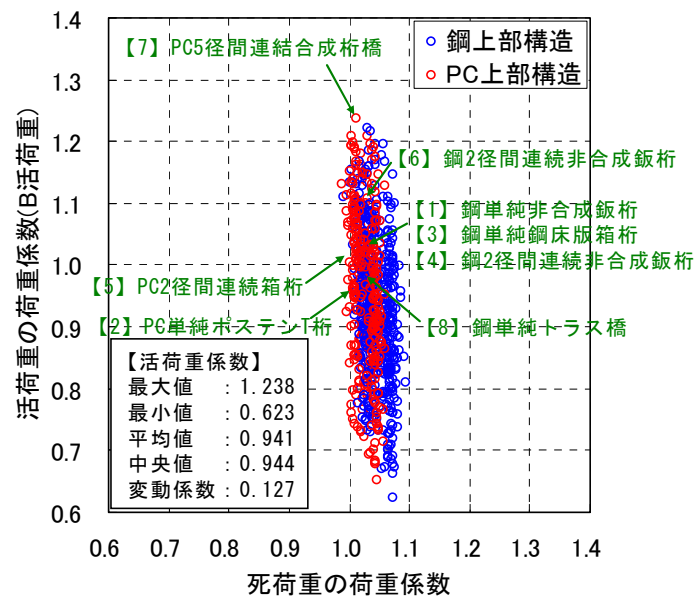


図 8.1.3 対象ケースの活荷重係数（有明曙橋、平均大型車混入率 30%、図 8.1.1 を再掲）

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、最も厳しい载荷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 活荷重の影響線载荷範囲とシミュレーションの車列载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、最も厳しい载荷条件が渋滞時の大型車の同時载荷に依存し、渋滞ではかなりの頻度で大型車が同時载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载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。

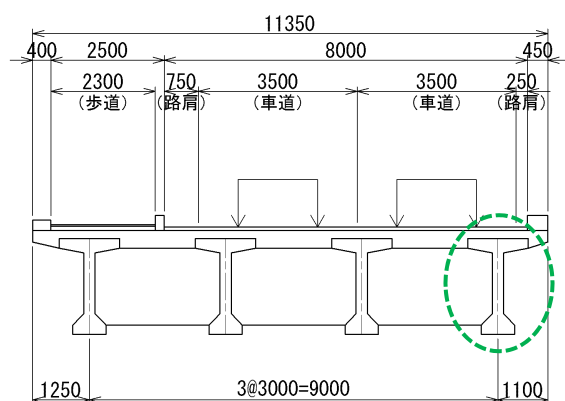


図 8.1.4 7_PC5 径間連続成桁橋の輪荷重載荷位置と主桁配置

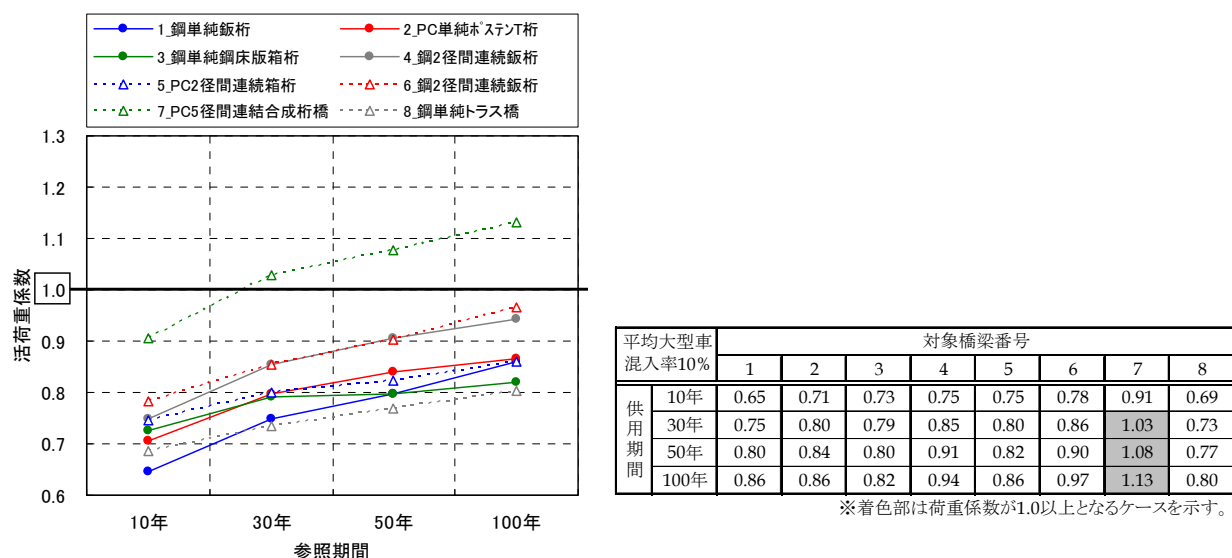


図 8.1.5 平均大型車混入率 10% の時の参照期間別の荷重係数試算結果

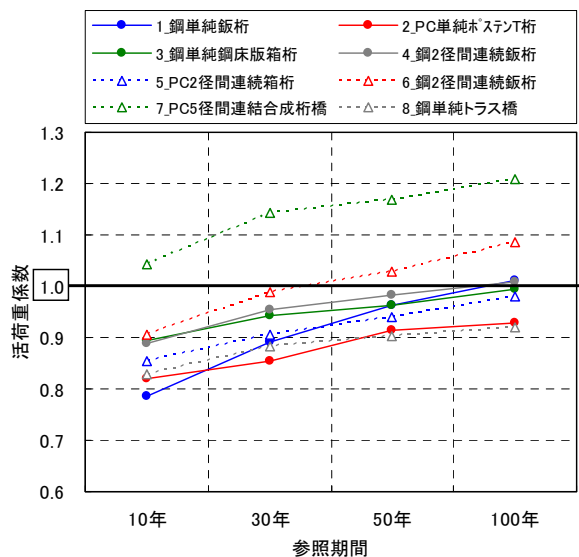


図 8.1.6 平均大型車混入率 30%の時の参照期間別の荷重係数試算結果

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。

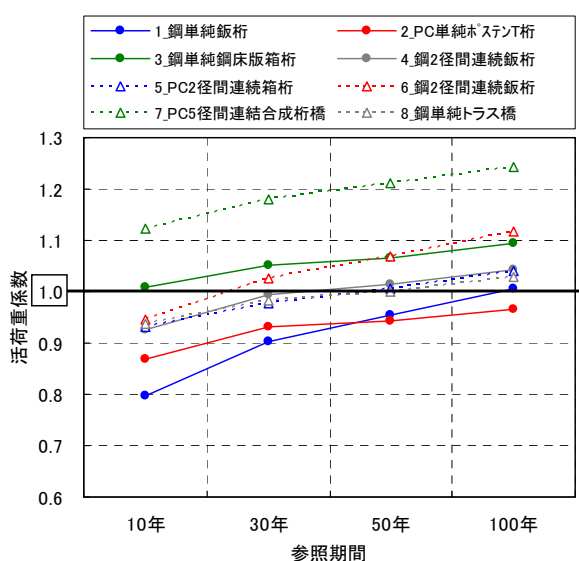
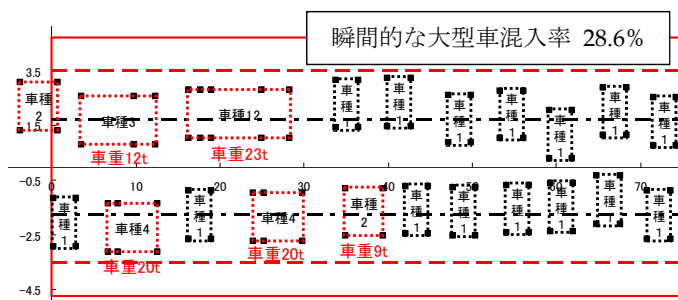


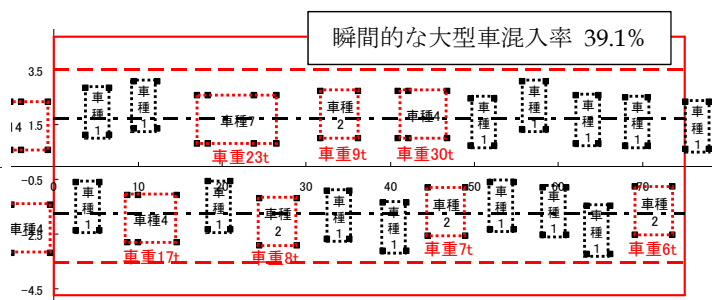
図 8.1.7 平均大型車混入率 50%の時の参照期間別の荷重係数試算結果

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

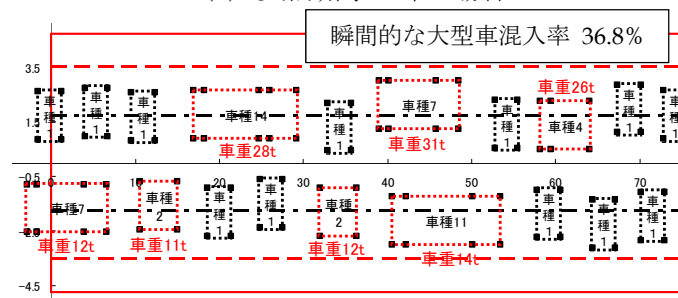
※着色部は荷重係数が1.0以上となるケースを示す。



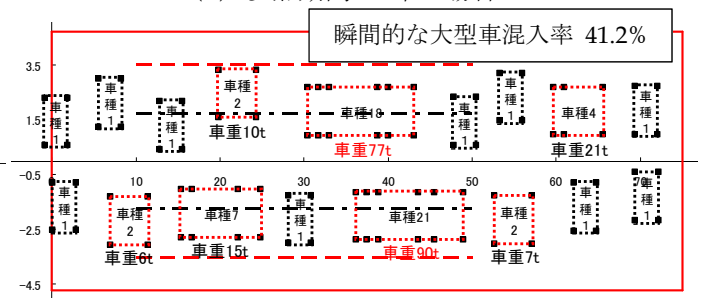
(a) 参照期間 10 年の場合



(b) 参照期間 30 年の場合



(c) 参照期間 50 年の場合



(d) 参照期間 100 年の場合

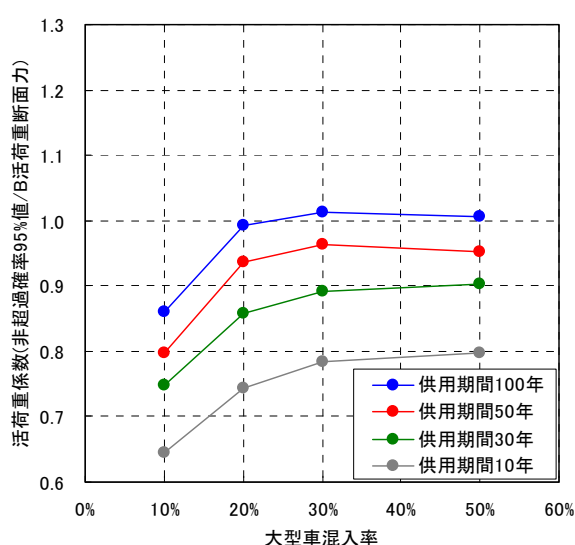
図 8.1.8 車両列スナップショットの例 (3_鋼単純鋼床版箱桁・平均大型車混入率 50%)

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。

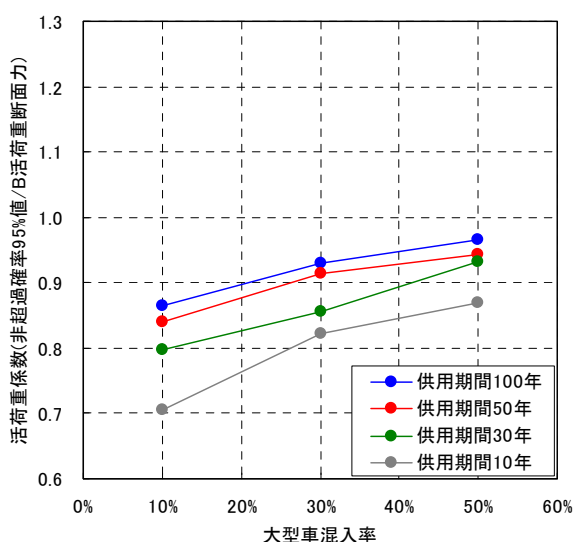
いずれの橋梁においても、平均大型車混入率が大きくなるほど荷重係数は大きくなる傾向を示している。対象橋梁の中で最も支間長の短い「1_鋼単純非合成鈹桁（支間長 18.3m）」では、平均大型車混入率を 30%とした場合と 50%とした場合で荷重係数はほぼ同等となった。これは、支間長の短い橋梁ではそもそも大型車が同時に載ることができる台数が限定されてしまうため、平均大型車混入率を 30%以上としても橋面上の大型車の同時載荷状況に変化が生じにくいためである。



		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_鋼単純非合成鈹桁の試算結果（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）

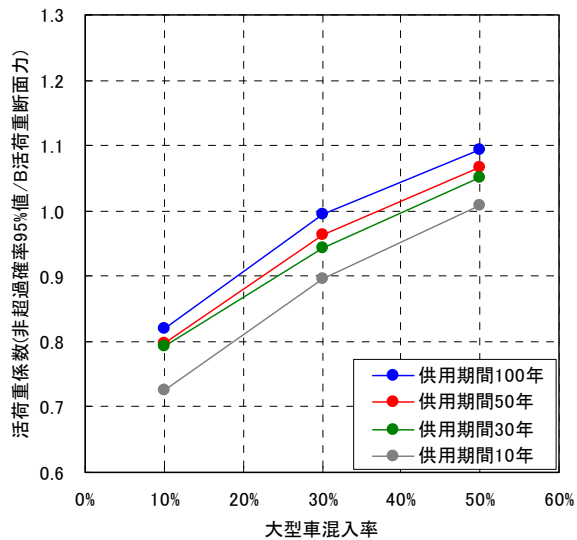


図 8.1.11 3_鋼単純鋼床版箱桁の試算結果（最大支間長 75.0m）

		大型車混入率		
		10%	30%	50%
供用期間	100年	0.82	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。

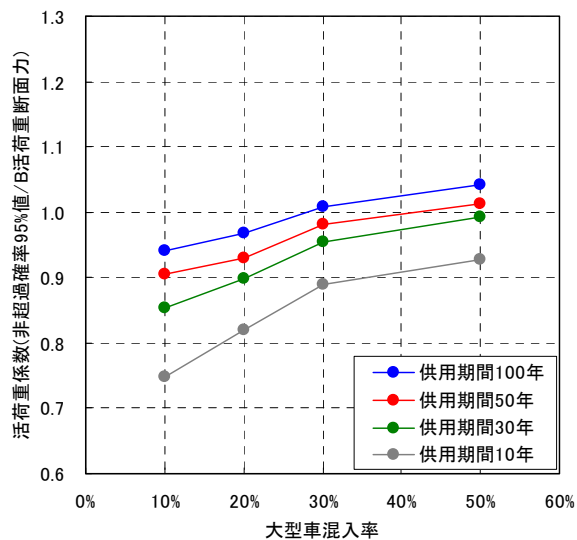


図 8.1.12 4_鋼2径間連続非合成鈑桁の試算結果（最大支間長 49.0m）

		大型車混入率		
		10%	30%	50%
供用期間	100年	0.94	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。

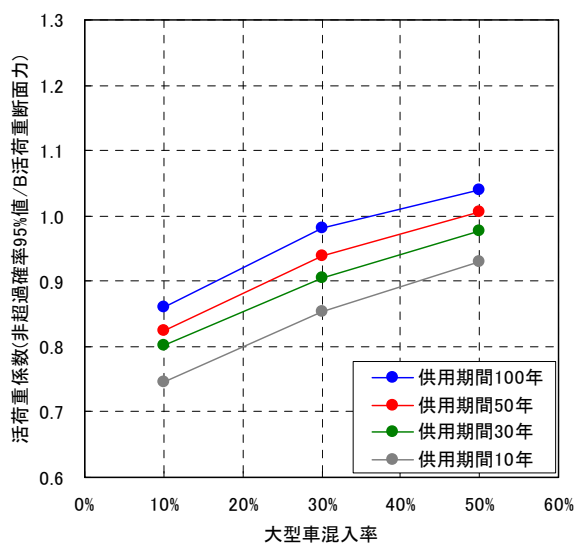
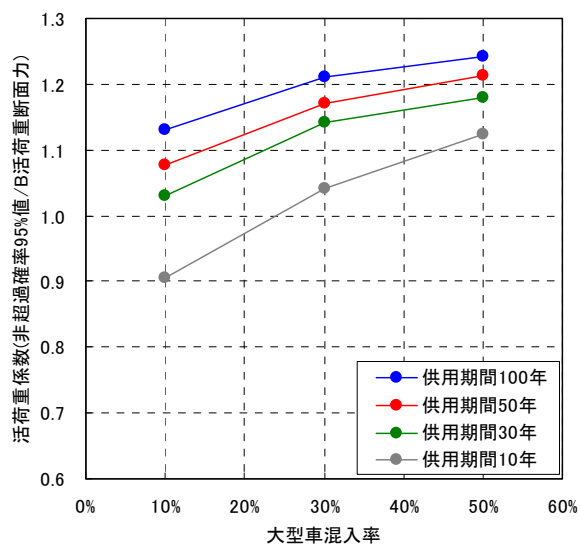


図 8.1.13 5_PC2径間連続箱桁の試算結果（最大支間長 49.0m）

		大型車混入率		
		10%	30%	50%
供用期間	100年	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

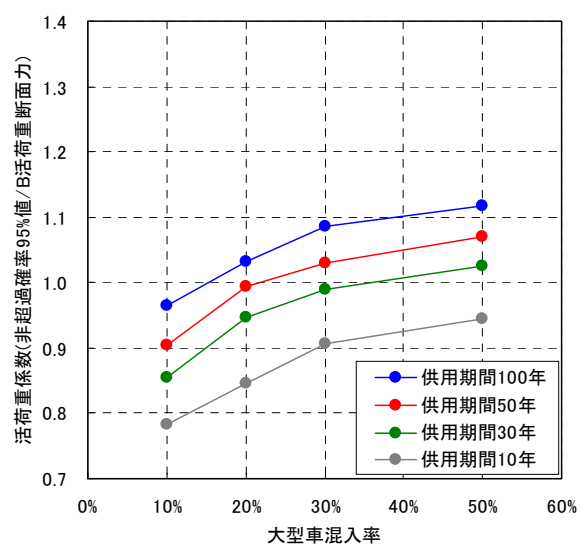
※着色部は荷重係数が1.0以上となるケースを示す。



		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。

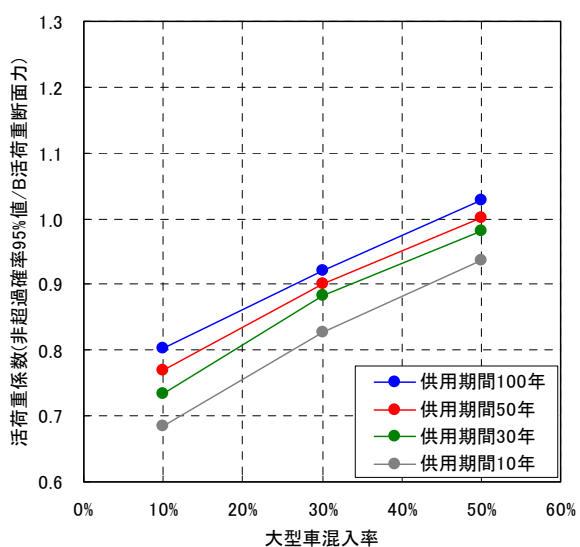
図 8.1.14 6_PC5 径間連結合成桁橋の試算結果（最大支間長 35.2m）



		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 径間連続非合成鈑桁の試算結果（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。

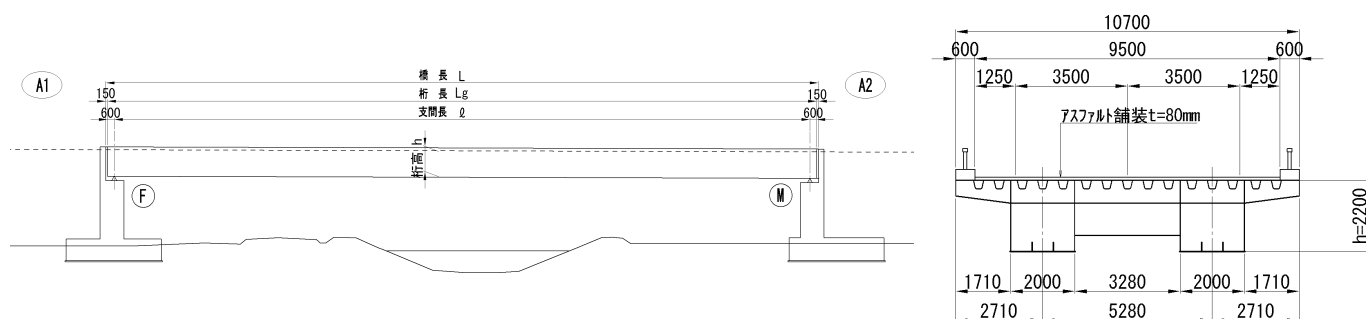
図 8.1.16 8_鋼単純トラス橋の試算結果（最大支間長 95.1m）

(3). 支間長による等分布荷重 p_2 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 p_2 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 p_2 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 p_2 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 p_2 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 p_2 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

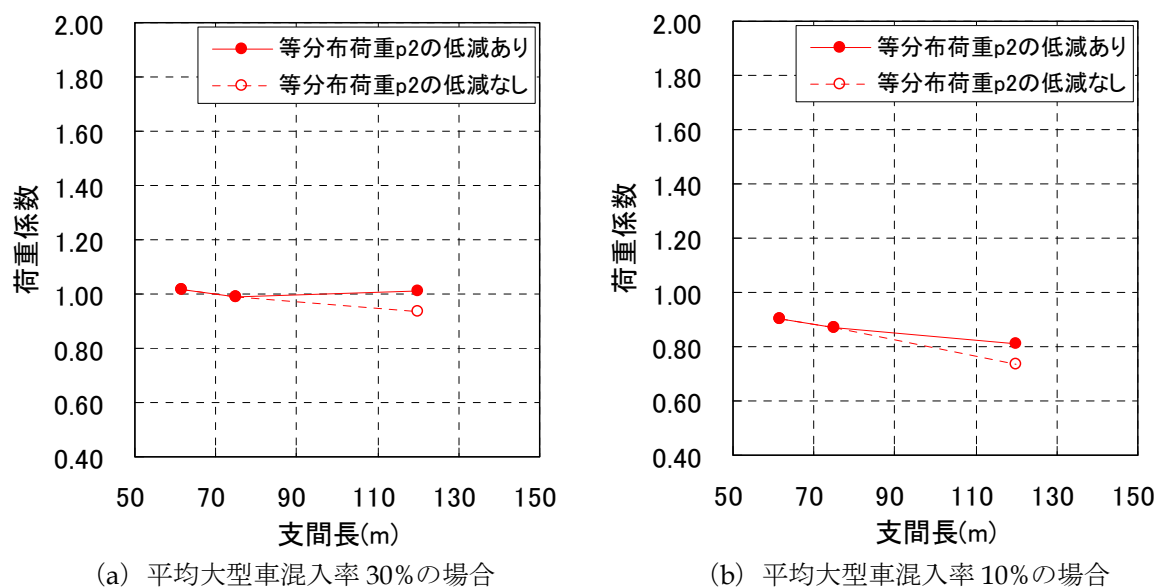


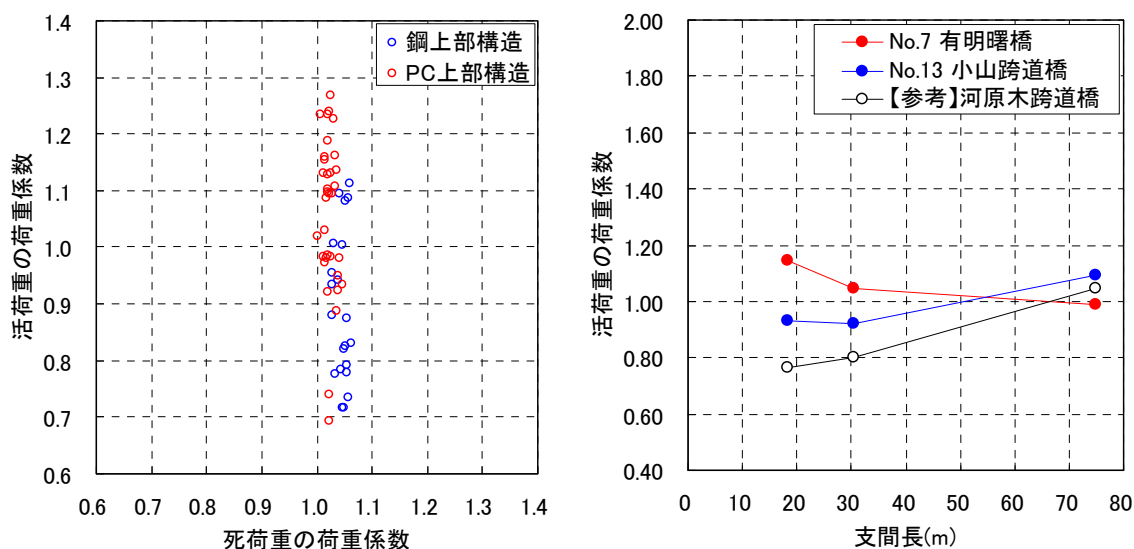
図 8.1.18 支間長による活荷重係数の影響

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。

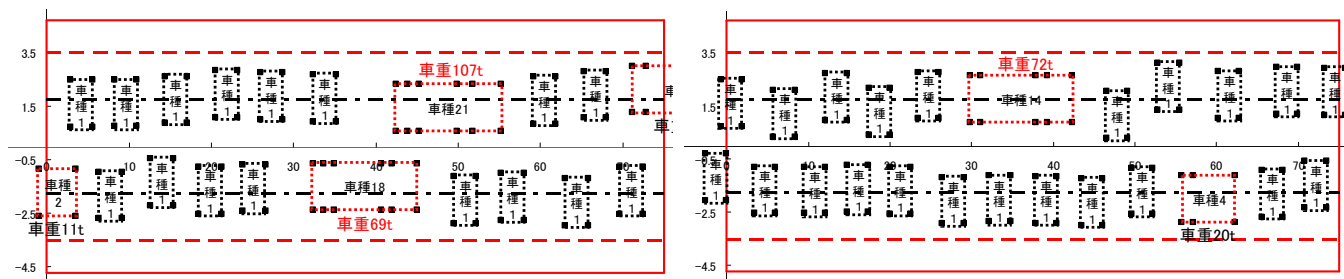
有明曙橋および小山跨道橋の BWIM 記録を用いたときの断面力 100 年最大値分布の非超過確率 95% 値を与えるスナップショットの例を図 8.1.20 に示す。有明曙橋および小山跨道橋ともに支間中央部に車両重量の大きい 1 台の大型車が載荷された状況となっていた。



(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¹⁾ (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

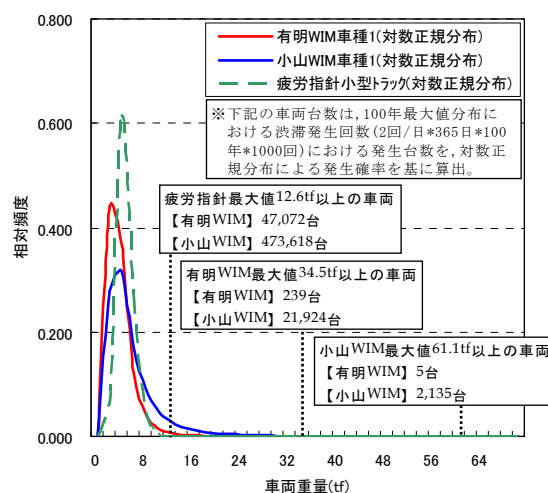


図 8.1.21 車両重量分布の比較 (乗用車類)

(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。

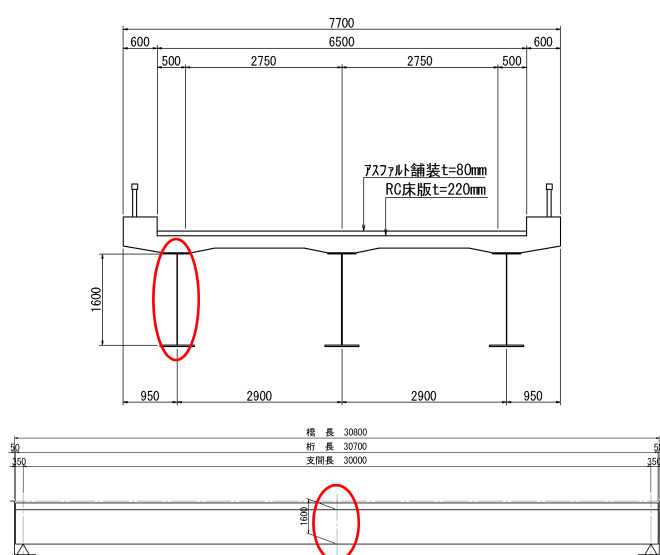


図 8.1.22 本検討の対象橋梁

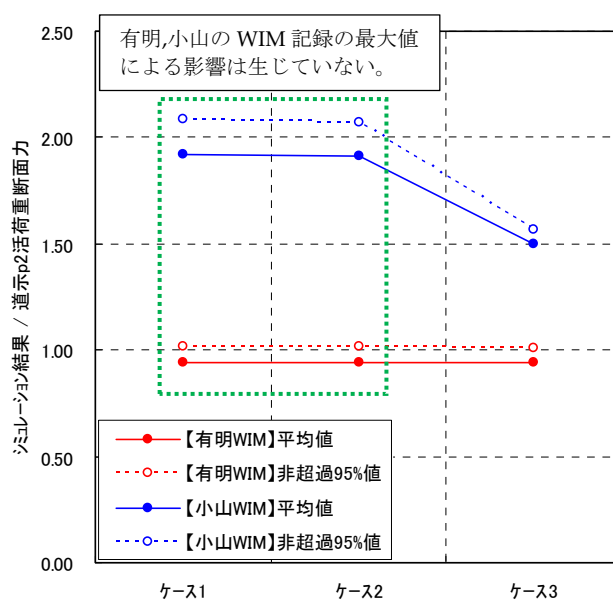


図 8.1.23 活荷重断面力最大値分布の算出結果

(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 径間連続非合成鉄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。

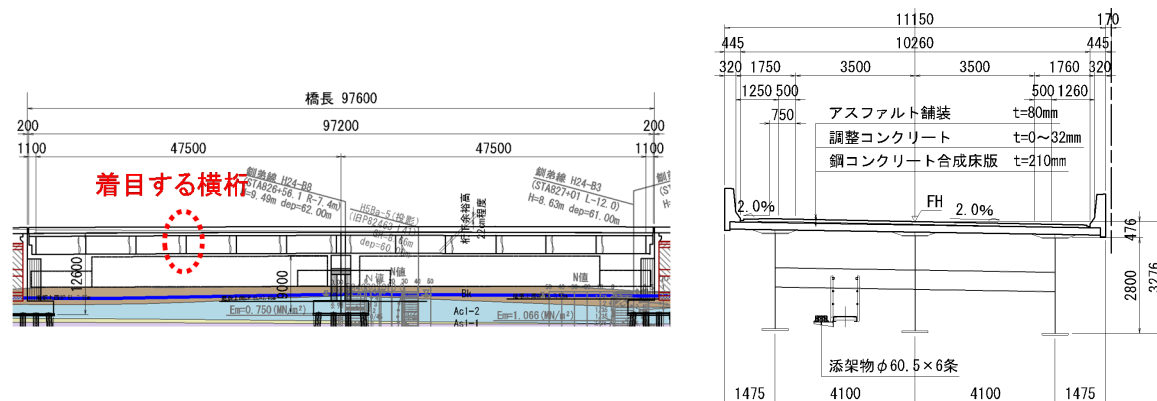


図 8.2.1 試算対象橋梁（鋼 2 径間連続非合成鉄桁）

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。

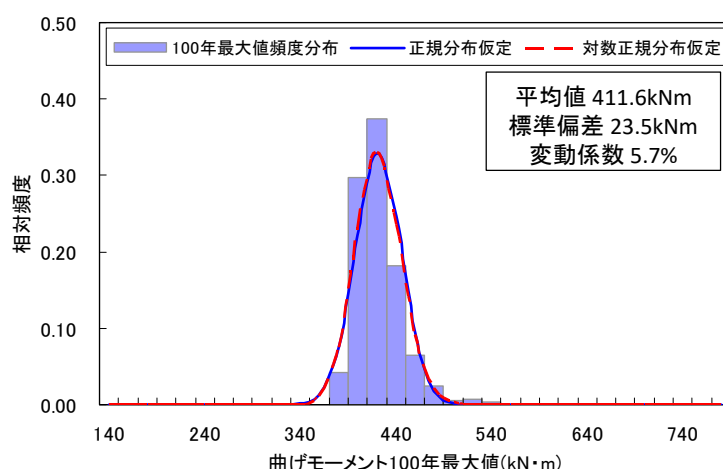


図 8.2.2 横桁（曲げ）の断面力 100 年最大値頻度分布

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		1.081	1.163	(2.105)		

(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		1.070	0.957	(1.732)		

(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 3 径間	3m 4m	3m 6m	1 径間 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。

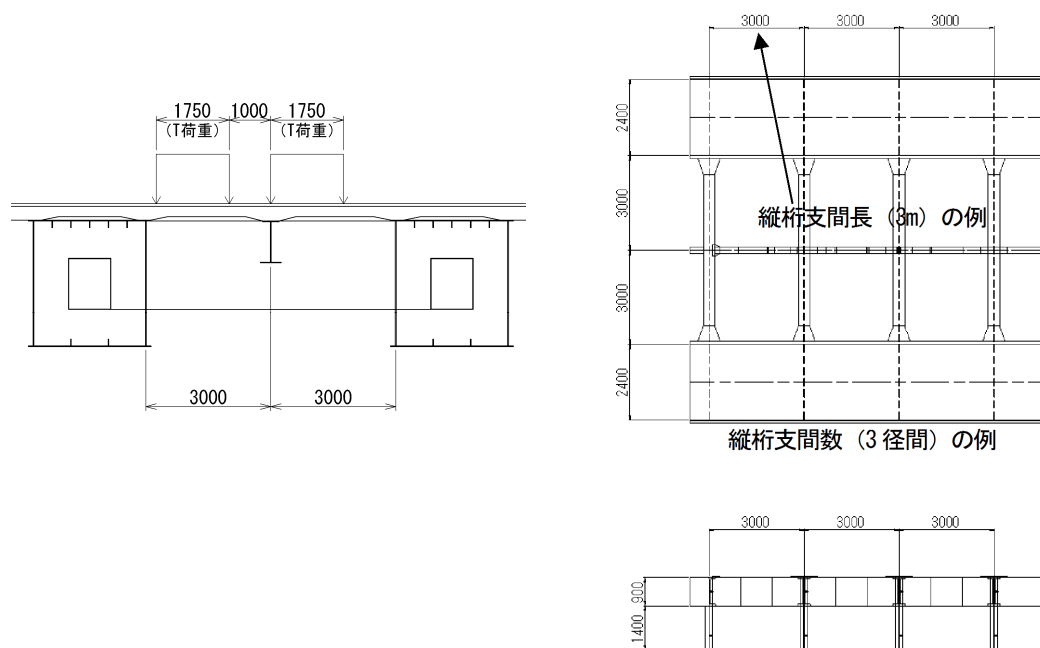
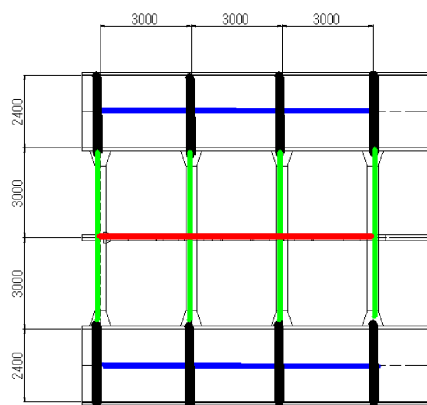


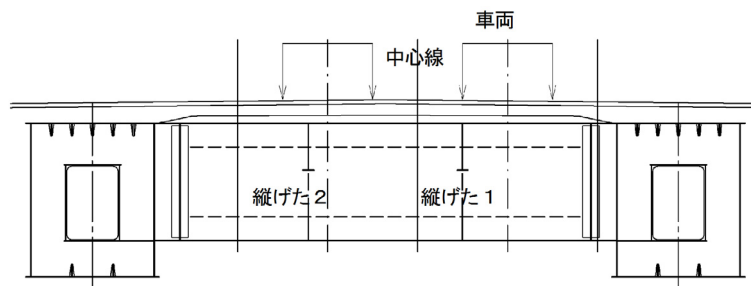
図 8.2.3 想定した構造



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。

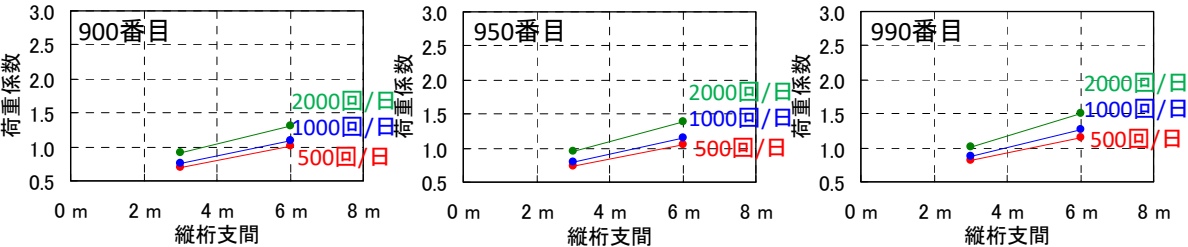


図 8.2.6 縦桁に着目した荷重係数の算出結果

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	1.38
4 m	3 m	端支間	0.69	0.74	0.89
	6 m	端支間	0.89	0.95	1.13

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	$0 < L \leq 4$	$+(\text{単純版の} 80\%)$	$+(\text{単純版の} 80\%)$	$+(\text{単純版の} 80\%)$	$+(\text{単純版と同じ})$
		端支間				$+(\text{単純版の} 90\%)$	
	支点曲げモーメント	中間支間		$-(\text{単純版の} 80\%)$	—	$-(\text{単純版の} 80\%)$	—
片持版	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。

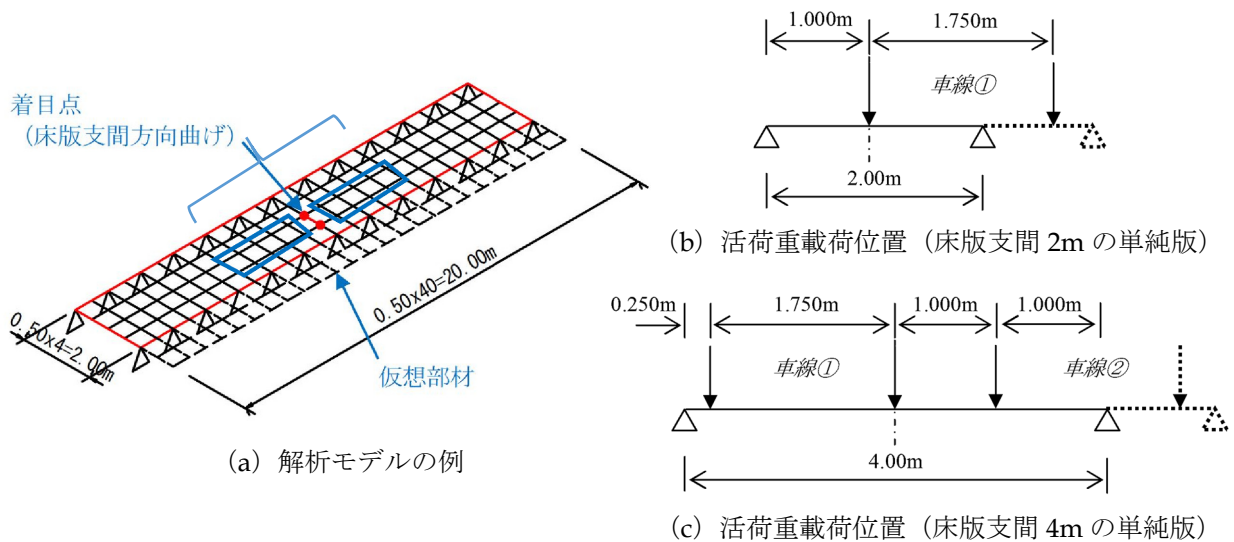


図 8.2.7 解析モデルと活荷重載荷位置の例

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²⁾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。

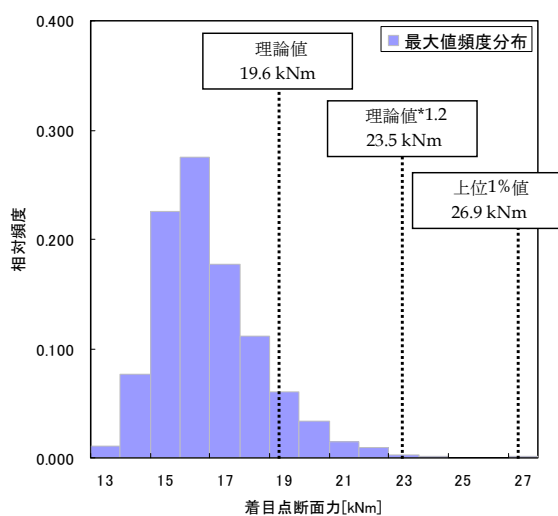
表 8.2.9 シミュレーション結果（上位 1% 値）と断面力理論値の比較（大型車交通量 2,000 台/日）

(a) シミュレーション結果を理論値で除した荷重係数

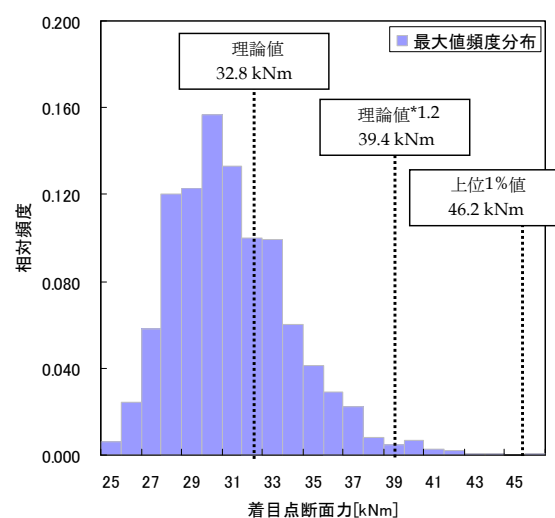
【単純版】 床版支間	①シミュレーション 結果の断面力	②理論値	荷重係数 ①/②
2.0m	26.9 kNm	19.6 kNm	1.374
4.0m	46.2 kNm	32.8 kNm	1.407
6.0m	79.6 kNm	56.0 kNm	1.421
8.0m	117.7 kNm	76.7 kNm	1.535

(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。

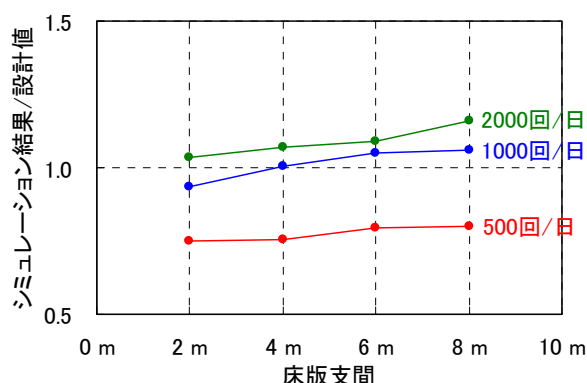
表 8.2.10 大型車交通量の条件別の試算結果

(a) シミュレーション結果を理論値で除した荷重係数

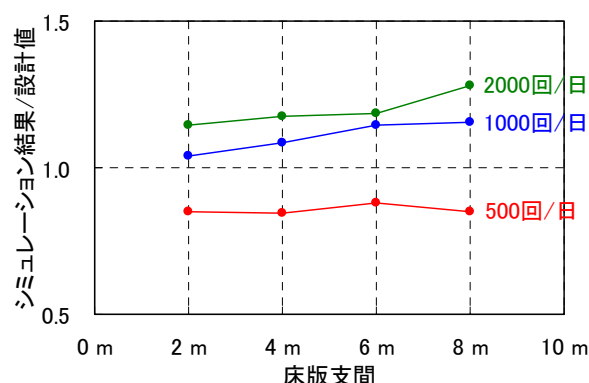
床版 支間	950番目の値/理論値			990番目の値/理論値		
	500回/日	1000回/日	2000回/日	500回/日	1000回/日	2000回/日
2 m	0.901	1.124	1.240	1.020	1.250	1.374
4 m	0.906	1.203	1.282	1.013	1.302	1.407
6 m	0.956	1.257	1.310	1.055	1.372	1.421
8 m	0.957	1.269	1.393	1.021	1.385	1.535

(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



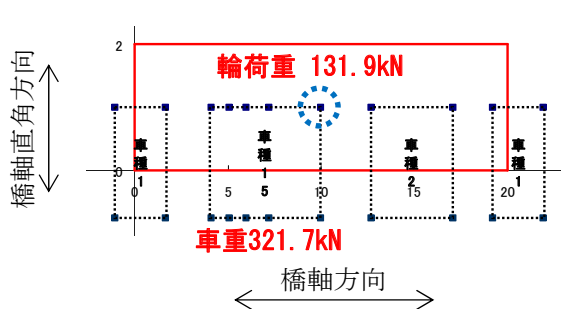
(a) 950 番目の値に関する荷重係数



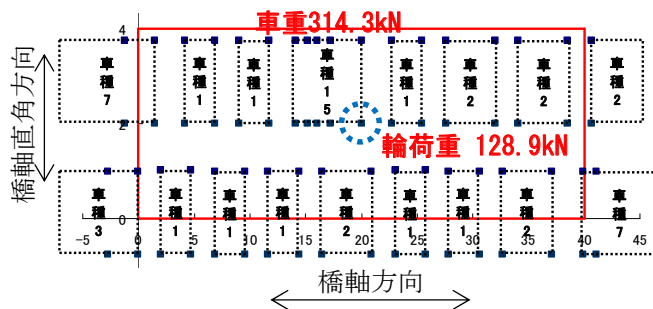
(b) 990 番目の値に関する荷重係数

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³⁴⁾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乘じることで、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 活荷重に乘じる荷重係数は 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。

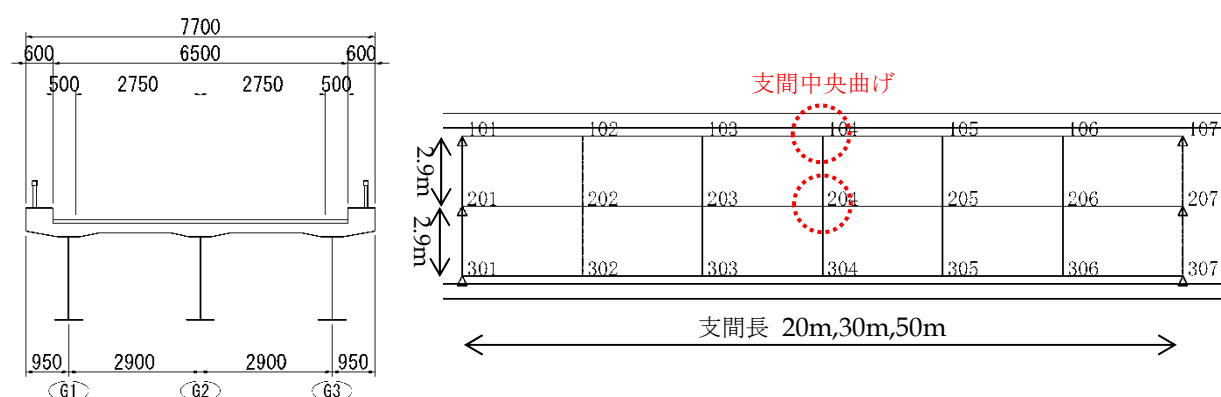


図 8.3.1 L-20 荷重に対する荷重係数の試算対象橋梁

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

9. 信頼性指標の試算を通じた B 活荷重の形状や載荷方法に関する一考察

本研究で行った荷重シミュレーションでは、橋の各断面の断面力 100 年最大値分布を求めることができ、その平均値や変動係数を把握することができる。また、断面力 100 年最大値分布における設計断面力の確率水準も求めることができる。そして、本研究では、断面力 100 年最大値分布の非超過確率 95%の断面力を与えることを目標水準として、荷重組合せや荷重係数を与えることを想定している。つまり、各橋の各断面における荷重側の分布特性については、断面力 100 年最大値分布の分布特性や設計断面力の確率水準を容易に設定できる。

一方で、本研究では抵抗側の分布特性については特に扱っていない。しかし、抵抗側の分布特性に関するばらつきや設計値の目標水準として、例えば鋼部材では強度のばらつきが 10%、設計値は 5%フラクタイル値を与えるように抵抗側の部分係数を設定したとするなどの仮定を行うことで、それぞれの橋の仮定の信頼性指標を機械的に計算することは可能である。

そこで、それぞれの橋の上部構造の部材を対象として信頼性指標を算出し、橋梁形式や支間長に応じて信頼性指標がどのように変化するのかを調べた。

9.1. 信頼性指標 β の試算仮定条件

9.1.1. 作用側の分布 S に関する仮定

荷重効果も含めた広い意味での作用側の分布 S は、6 章で行った橋ごと・部材ごとに算出した荷重シミュレーション結果の 100 年最大値分布における平均値 μ_S 、標準偏差 σ_S 、変動係数 cov_S を基に、正規分布に従うものと仮定する。

9.1.2. 抵抗側の分布 R に関する仮定

着目断面における作用側の分布 S に対して断面力 S_d が抵抗の計算値 R に対して安全率 v を有するように設計されたものと仮定すれば、限界状態に対応する抵抗の制限値 R_d は次のとおり仮定できる。

$$R_d = S_d \cdot v$$

断面力 S_d は、許容応力度設計法では道路橋示方書（平成 24 年）による設計断面力、部分係数設計法では断面力 100 年最大値分布の非超過確率 95%値を用いる。安全率 v は許容応力度設計法では 1.7 と仮定する。また、部分係数設計法では、前述の 6.3.2.に示す本研究の結果から D+L+TH の荷重組合せの出現頻度が高いことを考慮して、道路橋示方書（平成 24 年）における許容応力度の割増係数を参考に安全率 v は 1.5 ($\simeq 1.7/1.15$)と仮定する。

抵抗側の分布 R は、限界状態の点 R_d が Y%フラクタイル値であると仮定し、平均値 μ_R を算出する。また、分布 R の変動係数 cov_R の適当な値を仮定し、分布 R は正規分布に従うものと仮定する。

表 9.1.1 抵抗側の分布 R の仮定条件

		許容応力度設計法			部分係数設計法		
作用側の断面力 S_d		道路橋示方書による断面力			荷重係数を用いた断面力		
抵抗側		安全率 v	Y% フラクタイル	cov_R	安全率 v	Y% フラクタイル	cov_R
鋼	曲げ	1.7	5%	0.10	1.5	5%	0.10
	せん断	1.7	5%	0.10	1.5	5%	0.10
PC	曲げ	1.7	5%	0.10	1.5	5%	0.15
	せん断	1.7	5%	0.10	1.5	5%	0.15

9.1.3. 信頼性指標 β の算出

信頼性指標 β は下式から算出する。

$$\beta = \frac{(\mu_R - \mu_S)}{\sqrt{(\text{cov}_R \times \mu_R)^2 + (\text{cov}_S \times \mu_S)^2}}$$

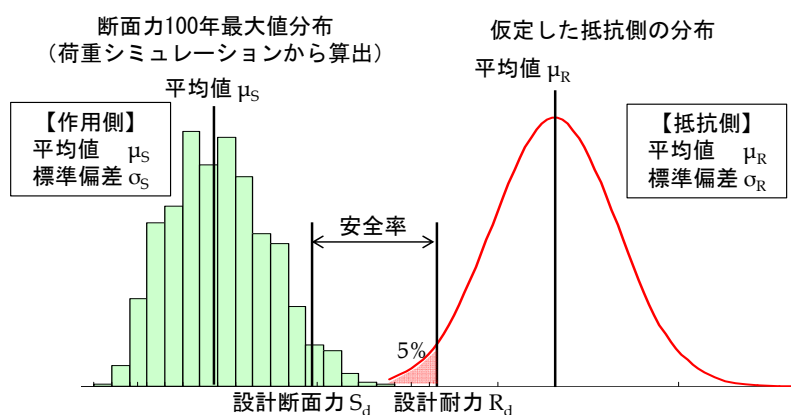


図 9.1.1 信頼性指標 β の算出における荷重側と抵抗側の分布のイメージ

9.2. 信頼性指標 β の算出結果と考察

許容応力度設計法および部分係数設計法による設計断面力を基に、信頼性指標 β を算出した結果を図 9.2.1 に示す。

支間長に応じた信頼性指標 β の変化に着目すると、許容応力度法、部分係数設計法ともに支間長が変化しても信頼性指標 β の値に大きな変化は見られない。この結果の範囲では、道路橋示方書（平成 24 年）における B 活荷重を影響線載荷することで、大型車の同時載荷状況が再現できており、L 荷重の分布荷重形状を見直す必要性は低いと考えられる。

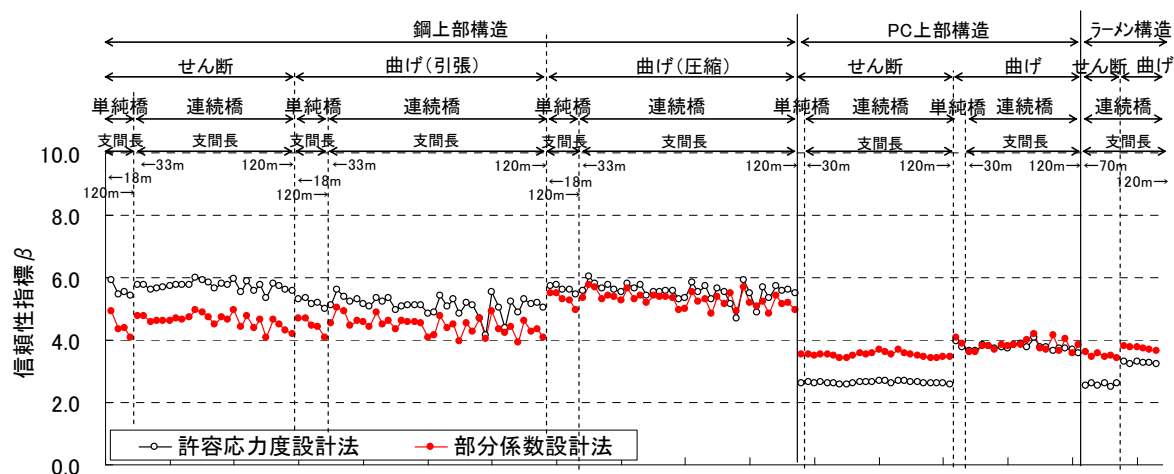


図 9.2.1 信頼性指標 β の算出結果（上部構造主桁）

10. まとめ

本資料は、国内外における設計状況（Design situation）の設定に関する理論的背景を調べた上で、参照期間中に時々刻々と変化する荷重の作用過程を考慮するための荷重同時載荷シミュレーションの方法を提案し、様々な橋梁・断面に対してシミュレーションを行い荷重組合せ・荷重係数のおおよその範囲を推定した。本研究で得られた知見を以下に示す。

- ①本研究では、様々な橋について橋が置かれる最も不利な状況を表す荷重組合せをできるだけ網羅的に探すために、確率過程を考慮した荷重同時載荷状況を B-C モデルを用いて表すことにし、その確率過程はモンテカルロ法を用いて模擬する方法を提案した。
- ②荷重同時載荷シミュレーション結果による荷重組合せおよび荷重係数の推定は、コードキャリブレーションによることを基本とした。道路橋示方書（平成 24 年）によって設計された橋の性能には過不足がないものと考え、道路橋示方書（平成 24 年）が与える断面力の確率水準と変わらないような断面力を与えるように荷重組合せと荷重係数のおおよその範囲をキャリブレーションするものとした。その場合、地震との組合せを除く荷重組合せが支配的となる断面の場合は、断面力 100 年最大値分布の非超過確率 95% 値（標本サンプルの上位 51 番目の値）を確率的目標水準とすることが提案できる。また、地震の影響を含む荷重組合せが支配的となる断面の場合は、断面力 100 年最大値分布の平均値から平均値 -0.5σ （ σ は 100 年最大値分布の標準偏差を示す）の範囲を確率的目標水準とすることが提案できる。
- ③荷重組合せ別に各荷重の荷重係数の値が取り得るおおよその範囲を示した。荷重同時載荷状況は各荷重の最大値の単純和を取ったものとはなっておらず、重なる荷重の種類が増えると個々の荷重係数の値が小さくなる傾向が見られた。
- ④荷重シミュレーションから得られた荷重係数を、荷重の特性値に対するばらつきを表す荷重ばらつき係数と、異なる作用の同時載荷による影響を表す荷重組合せ係数に分離する方法を検討した。変動作用が 2 種類以上ある荷重組合せの荷重組合せ係数は、ある荷重の荷重組合せ係数が 1.0 の時にその他の荷重の荷重組合せ係数は 1.0 以下となる関係を見出した。この関係は、Turkstra 法における leading variable action の荷重組合せ係数を 1.0、accompanying variable action の荷重組合せ係数を 1.0 以下の値としていることと一致している。
- ⑤活荷重の荷重係数に着目して、交通特性（平均大型車混入率）や参照期間を変化させた時の荷重係数への影響を検討した。また、T 荷重を指標にした荷重係数のおおよその範囲を計算した、床組および床版に着目した活荷重係数の算出結果を示した。その結果、参照期間の取り方に対して荷重係数の変化は小さかった。これは、道路橋示方書（平成 24 年）による T 荷重の載荷方法が、日常生活の渋滞による荷重効果を比較的安全側に模擬できているためと考えられる。
- ⑥荷重側の分布特性は荷重シミュレーションから得られた橋の各断面の断面力 100 年最大値分布を、抵抗側の分布特性はある仮定を行い、信頼性指標 β を試算した。支間長が変化しても信頼性指標 β の値に大きな変化は見られず、この点からは道路橋示方書（平成 24 年）の活荷重の分布形状を見直す必要性は低いと考えられる。

.....

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of NILIM

N o . 1031

April 2018

編集・発行 ©国土技術政策総合研究所

.....

本資料の転載・複写の問い合わせは

〒305-0804 茨城県つくば市旭一番地

企画部研究評価・推進課 TEL 029-864-2675