

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 :	
<ul style="list-style-type: none"> • 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)

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

(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_{sd} : partial factor associated with the uncertainty of the action and/or action effect model	γ_{Rd} : partial factor associated with the uncertainty of the resistance 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 available 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	<ul style="list-style-type: none"> • 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	<ul style="list-style-type: none"> • 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/T₁)

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。

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。

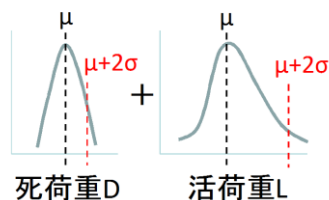


図 2.1.1 AASHTO LRFD における荷重係数の設定方法

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 368⁶⁾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にならないように、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⁶⁾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⁶⁾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。

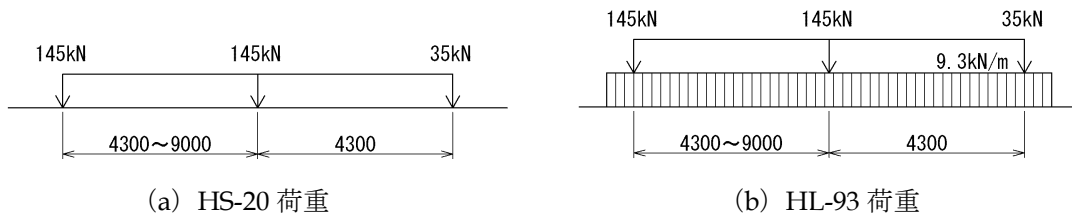


図 2.1.2 HS-20 荷重および HL-93 荷重⁶⁾

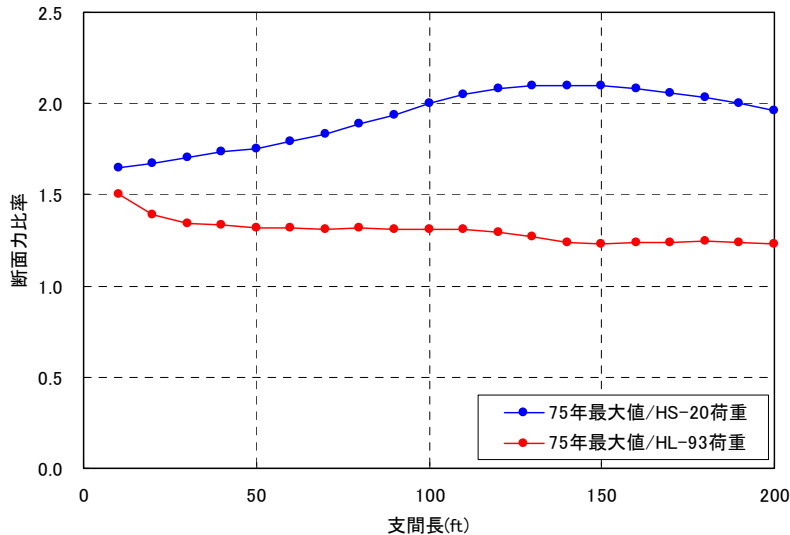


図 2.1.3 HS-20 および HL-93 荷重と参照期間 75 年最大級の活荷重断面力比（文献⁶⁾を基に作成）

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あ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			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	極値Ⅰ	0.5~1.5	0.05~0.15		2時間	0.15
温度変化の影響		2回/年	型最大	0.5~1.5	0.05~0.15		2時間	0.15
風荷重		2回/年	値分布	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は、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 Reserch 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 Reserch 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 Reserch 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