

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ため、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。

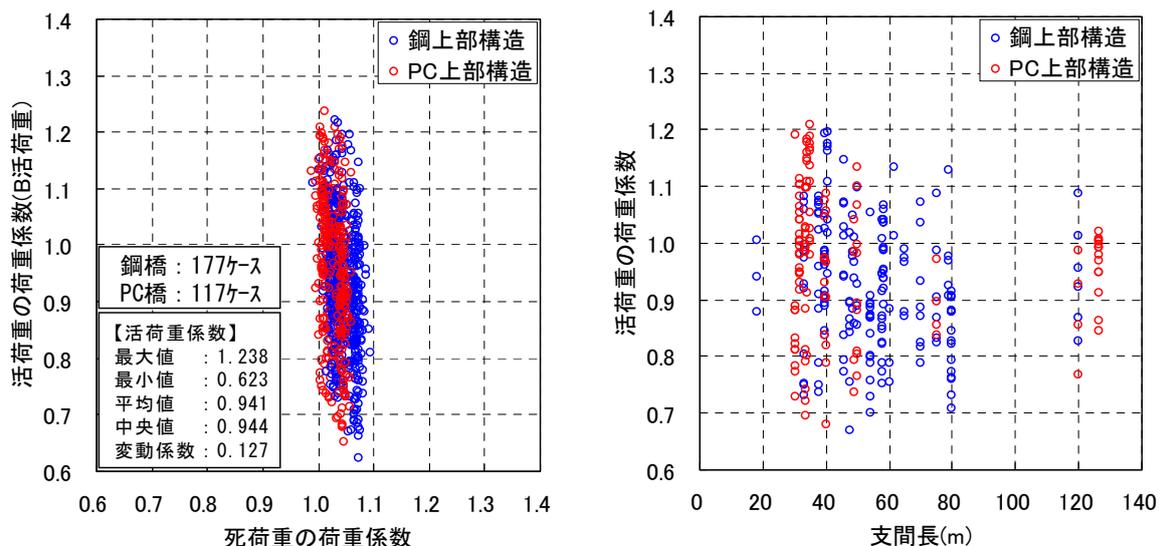
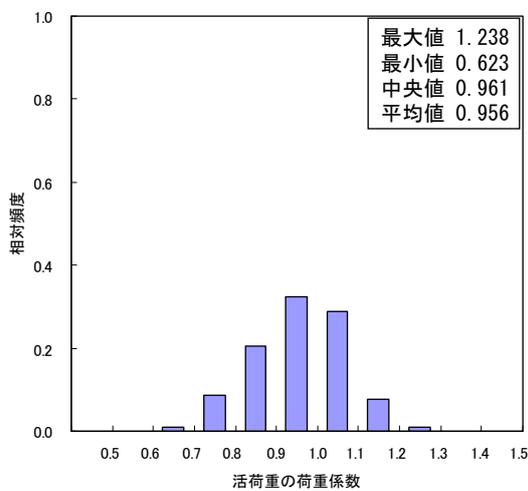


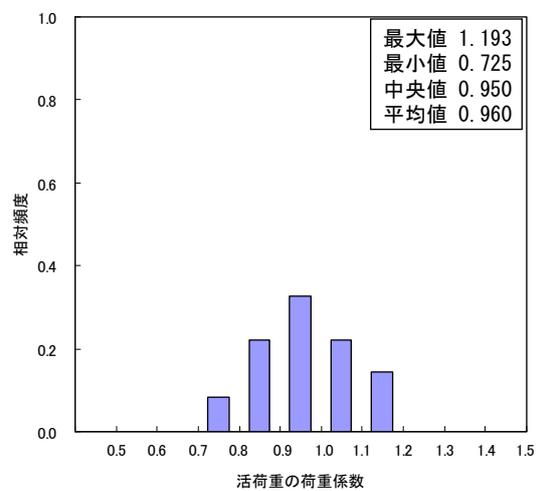
図 7.2.1 死荷重と活荷重の荷重係数算出結果

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。

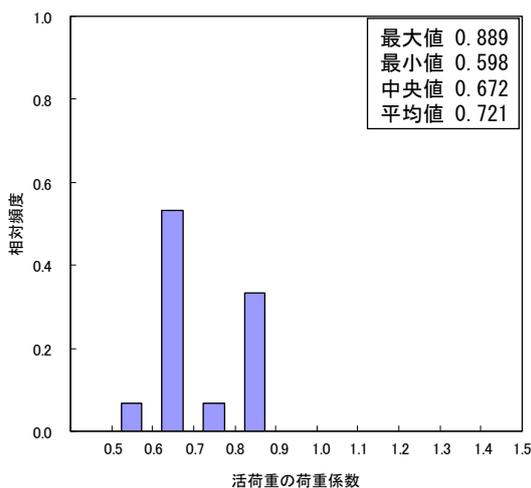
D+L の荷重組合せにおける活荷重の荷重係数は最大で 1.24、D+L+TH の荷重組合せにおける活荷重の荷重係数は最大で 1.14、D+L+W の荷重組合せにおける活荷重の荷重係数は最大で 0.89 となり、組み合わせる荷重の種類が多くなると荷重係数が小さくなる傾向が見られる。また、活荷重の荷重係数の中央値で見ても、組み合わせる荷重の種類が多くなると荷重係数が小さくなる傾向が見られる。このことから、D+L+TH、D+L+W の荷重組合せにおける活荷重の荷重係数は、D+L の荷重組合せよりも小さな値とすることが可能なものと考えられる。



(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

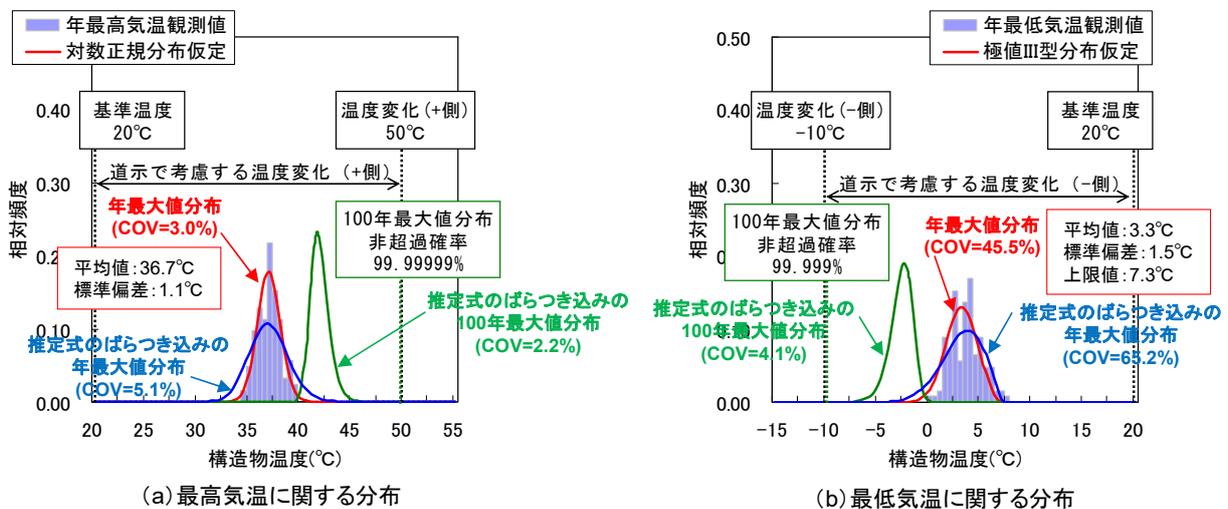
道路橋示方書（平成 24 年）における温度変化の影響は「I 共通編 2.2.10 温度変化の影響」に特性値が示されている。温度変化の影響の特性値は表 7.3.1 に示すように、設計に用いる基準温度を+20℃を標準（寒冷な地域では+10℃を標準）とし、鋼構造全体の一様な温度変化の範囲は-10℃から+50℃まで（寒冷な地域では-30℃から+50℃）としている。

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 zG^* (=600m)

z_{Gm} : 気象官署周辺の粗度に対応する zG^*

* zG 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

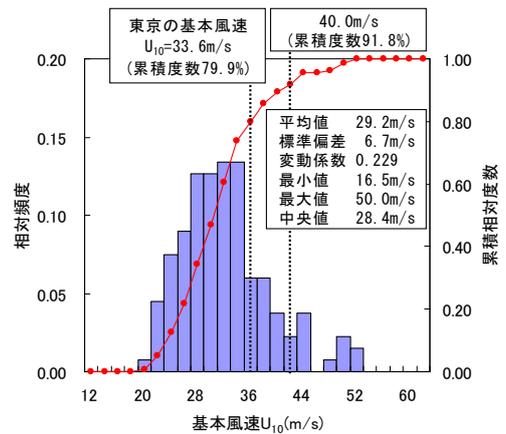


図 7.4.1 全国気象官署の基本風速

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。

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

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。

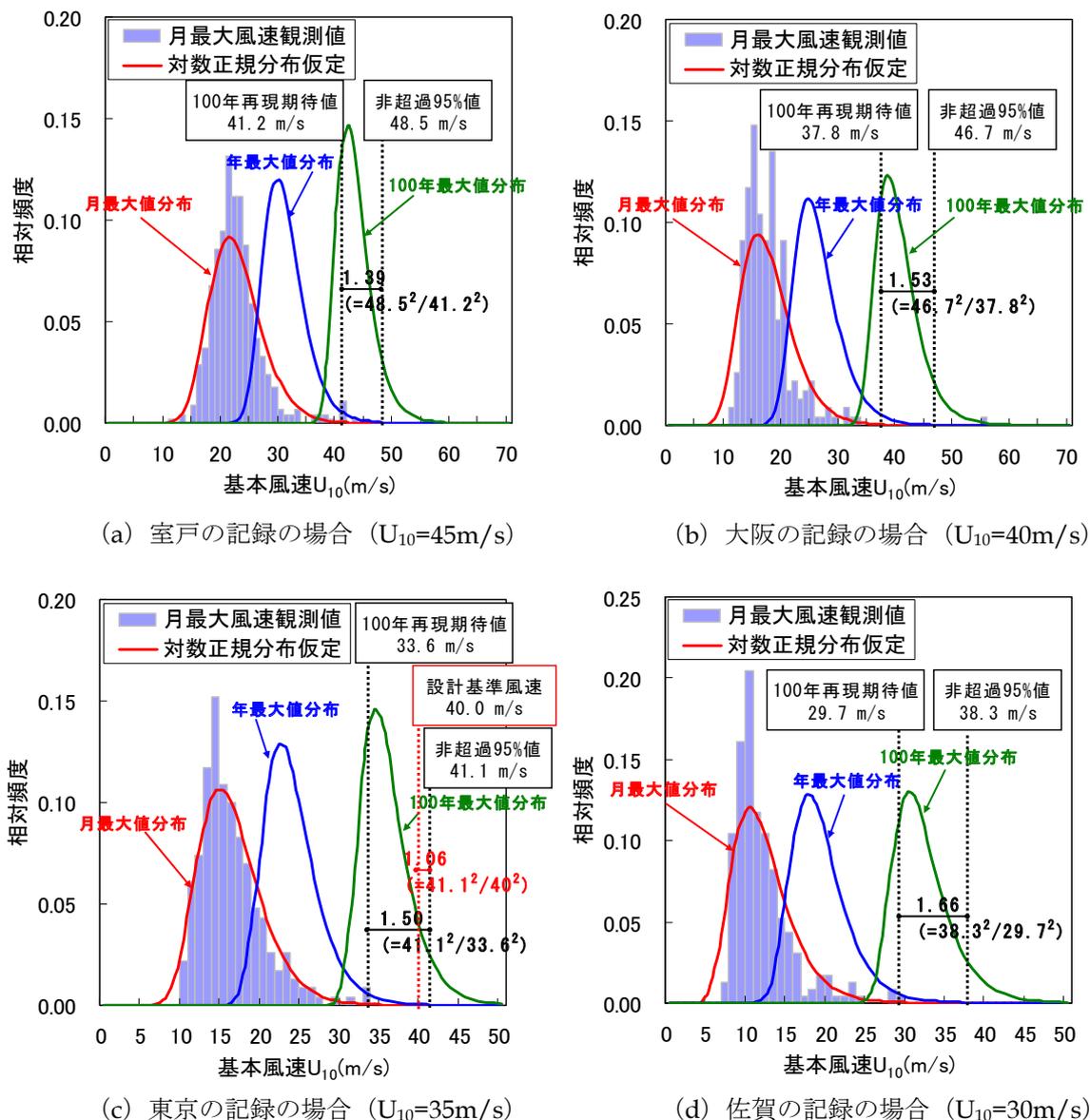


図 7.4.2 地域ごとに基本風速を与える場合の荷重係数

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。

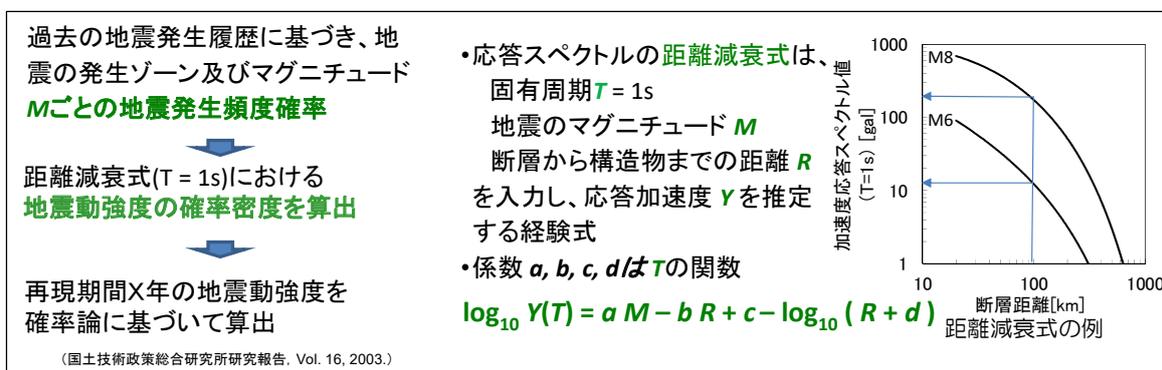


図 7.5.1 地震動強度の再現期待値の算出

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⁾。

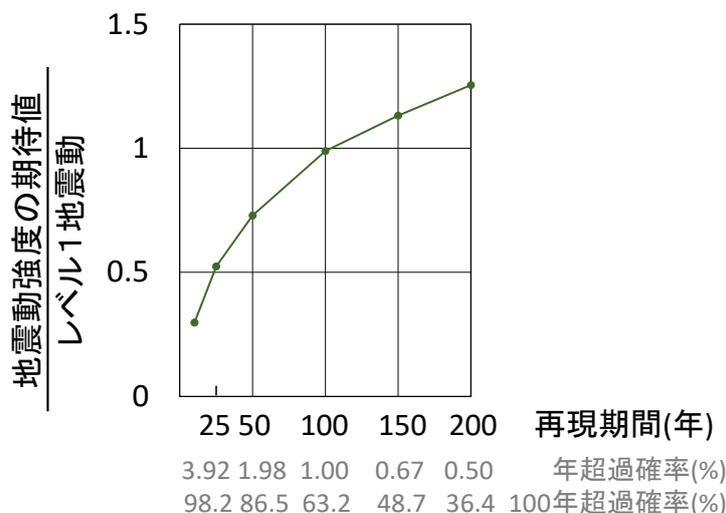


図 7.5.2 道路橋示方書（平成 24 年）におけるレベル 1 地震動の統計的評価

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=1sec) 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~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=1s, 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 0.50~1.00 とし、てもよいものと考えられる。

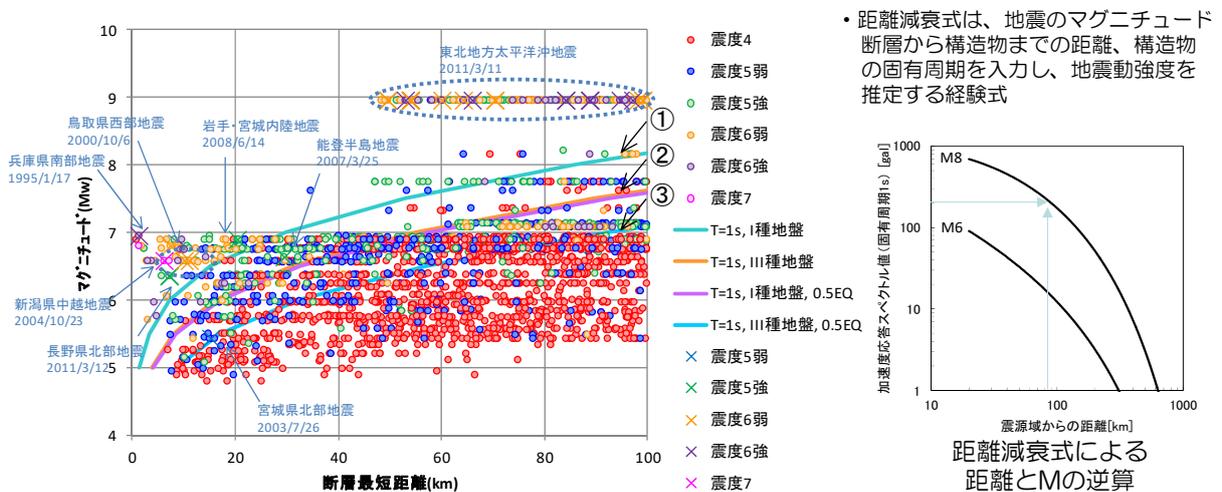


図 7.5.3 設計スペクトルの水平震度 (T=1sec) を与える断層距離とマグニチュードの関係

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