

鳥取大学工学部 正会員 高岡 宜善 鳥取大学工学部 正会員 白木 渡
舞鶴高専 正会員 松保 重之 鳥取大学大学院 学生員○安福 教晃

1. まえがき 比較的長スパンの道路橋の主桁部分の安全性を支配すると考えられる車両渋滞時における信頼度を評価すべきである。それを評価するにあたって、これまでの研究¹⁾では桁に生ずる曲げモーメントは橋軸方向の座標に関する正規不規則関数であるとして信頼性解析を行ってきた。しかし、Fig. 1に示すような2径間連続桁についてのシミュレーションの結果、桁に生ずる曲げモーメントは正規分布よりも極値I型分布に近い非正規不規則関数であることが明らかになったので、本研究では、変換過程²⁾を用いて、曲げモーメントをより実際の極値I型分布に従う非正規不規則関数であるとして信頼性解析を行う。ここでは、対象構造物として2径間連続はり形式で先の報告³⁾のような主桁5本で支持された2車線道路橋とする。また、荷重についても先の報告³⁾における分布荷重モデルで橋軸方向の不規則性を考慮し、さらに橋軸直角方向の不規則性を考慮した場合と考慮しない場合の荷重を道路橋に満載し、各主桁の信頼度の評価を行い両者の解析結果を比較する。そして、橋軸直角方向の不規則性が各主桁の信頼度におよぼす影響を検討する。

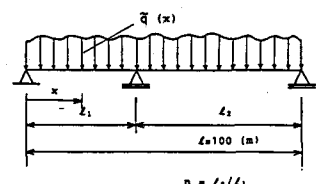
2. 変換過程による同時確率密度の評価 不規則関数 $\tilde{M}_1(x)$ が与えられたレベルを超過する確率を評価する問題を考える場合、不規則関数 $\tilde{M}_1(x)$ とその導関数 $\tilde{M}_2(x) = d\tilde{M}_1(x)/dx$ との間の同時確率密度が必要である。しかし、この同時確率密度は $\tilde{M}_1(x)$ と $\tilde{M}_2(x)$ がともに正規不規則関数である場合は、一般に良く知られていない。そこで非正規不規則関数と標準正規不規則関数との対応関係を見つけて、非正規不規則関数を標準正規不規則関数へ変換し非正規不規則関数 $\tilde{M}_1(x)$ と $\tilde{M}_2(x)$ との同時確率密度を求めることを考える。非正規不規則関数 $\tilde{M}(x)$ と標準正規不規則関数 $\tilde{M}_N(x)$ の分布関数 $F(M)$ および $\Phi(M)$ を示すとFig. 2のようになる。いま、非正規不規則関数 $\tilde{M}(x)$ と標準正規不規則関数 $\tilde{M}_N(x)$ とが同じ累積確率 P を有するとする。この P を $\tilde{M}(x)$ と $\tilde{M}_N(x)$ を用いて表わせば式(1)のようになる。ここでは、そのような対応関係を利用して、非正規不規則関数を標準正規不規則関数へ変換する。式(1)から、 $\tilde{M}(x)$ を $\tilde{M}_N(x)$ で表わすと式(2)のようになる。式中の上付き添字-1は、その関数の逆関数であることを示す。この式は F と Φ との合成関数 $g = (F^{-1} \circ \Phi)$ が求まれば、非正規不規則関数 $\tilde{M}(x)$ から標準正規不規則関数 $\tilde{M}_N(x)$ への変換が可能となることを示している。以上のことから2つの非正規不規則関数 $\tilde{M}_1(x)$ と $\tilde{M}_2(x)$ について、これらと標準正規不規則関数 $\tilde{M}_N(x)$ との間に $g_{M1} = F_{M1}^{-1} \circ \Phi$ および $g_{M2} = F_{M2}^{-1} \circ \Phi$ なる対応関係があれば、2つの非正規不規則関数 $\tilde{M}_1(x)$ と $\tilde{M}_2(x)$ との同時確率密度 $f_{M1M2}(M_1, M_2|x)$ は式(3)で与えられる。

$$f_{M1M2}(M_1, M_2|x) = \frac{f_{M1}(M_1|x) f_{M2}(M_2|x)}{\sqrt{1 - \rho_{M1M2}^2(x)}} \times \exp \left\{ -\frac{\rho_{M1M2}(x)}{2[1 - \rho_{M1M2}^2(x)]} \left(g_{M1}^{-1} \{ F_{M1}(M_1|x) \}^2 + (g_{M2}^{-1} \{ F_{M2}(M_2|x) \})^2 \right) - 2g_{M1}^{-1} \{ F_{M1}(M_1|x) \} g_{M2}^{-1} \{ F_{M2}(M_2|x) \} \right\} \quad (3)$$

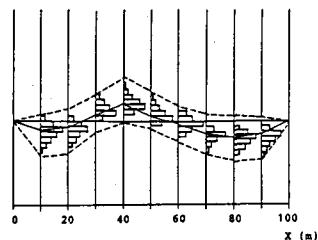
ここに、 f_{M1} 、 f_{M2} はそれぞれ $\tilde{M}_1(x)$ 、 $\tilde{M}_2(x)$ の確率密度であり、また ρ_{M1M2} は g_{M1} 、 g_{M2} によって変換された2つの不規則関数 $\tilde{M}_{N1}(x)$ と $\tilde{M}_{N2}(x)$ との間の同一座標 x における相関係数である。

$$P = F\{M(\omega)\} = \Phi\{M_N(\omega)\} \quad (1)$$

$$\tilde{M}(x) = (F^{-1} \circ \Phi) \{ \tilde{M}_N(x) \} = g \{ \tilde{M}_N(x) \} \quad (2)$$



(a) 不規則分布荷重 $q(x)$ を受ける2径間連続桁



(b) 曲げモーメントの値域分布

Fig. 1

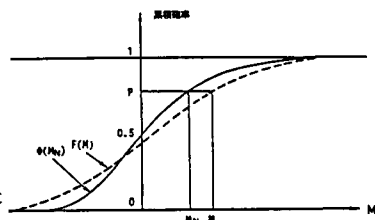


Fig. 2

3. 橋軸直角方向の荷重の不規則性を考慮した主桁の信頼度の評価

ここでは、先の報告³⁾で示したような全長100m、スパン比 $n=1.6$ の2径間連続ばり形式の5本主桁で支持されている2車線道路橋について、橋軸・橋軸直角方向の荷重の不規則性を考慮した信頼性解析について考える。そして、荷重としては先の報告³⁾の橋軸直角方向の荷重の不規則性、すなわち、荷重の作用位置のばらつきを考慮した場合と考慮しない場合についてモデル化した荷重を用いる。そして、前述した変換過程を用いた理論に従って、空間および時間の両領域における活荷重の変動性を考慮した信頼性解析を各主桁について先の研究¹⁾で示した方法と同じ解析法で行う。なお、作用する荷重によって各主桁断面に生ずる曲げモーメントは極値I型分布に従うものとする。ただし、橋軸直角方向の作用荷重および構造形式の対称性により、主桁 G_4 、 G_5 についての結果は、それぞれ主桁 G_2 、 G_1 についての結果と同じになることが期待されるので、主桁 G_1 、 G_2 および G_3 についてのみ結果を示す。橋軸直角方向の荷重の不規則性を考慮した場合としない場合との比較については耐用期間中の渋滞回数 $N=5000$ 回の計算結果のみに注目して各破壊確率 Q^* に対する許容曲げモーメントレベルを示すと、Table. 1のようになる。この表で、主桁 G_1 、 G_3 については、同一破壊確率でも橋軸直角方向の荷重の不規則性を考慮した場合の方が、考慮しない場合の方よりも許容曲げモーメントレベルがかなり大きくなっているが、主桁 G_2 についてはその逆の傾向にあることが分る。これは橋軸直角方向の荷重の作用位置の不規則性を考慮しない場合は、主桁 G_2 への荷重分配が大きくなるような位置に荷重が載るからである。いま、簡単のために、全ての桁を同一の断面で設計する場合を考える。そうすると、各桁を許容モーメントレベルの最も高い主桁 G_2 の許容曲げモーメントレベルを有するように設計することになる。そして、主桁に作用する荷重の各主桁間の相関性が、簡単のために、完全従属であるとするならば、この場合の道路橋は一番破壊確率の大きい主桁 G_2 の破壊確率が道路橋全体の破壊確率を代表することになる。このとき、橋

Table 1

桁	Q^*	不規則性を考慮	不規則性を考慮せず
G_1	0.5	139.5	80.76
	10^{-1}	163.0	93.45
	10^{-2}	192.3	109.3
	10^{-3}	221.1	124.8
	10^{-4}	249.9	140.3
G_2	0.5	468.4	533.0
	10^{-1}	541.2	616.7
	10^{-2}	632.0	721.2
	10^{-3}	721.2	823.7
	10^{-4}	810.2	926.1
G_3	0.5	210.1	124.5
	10^{-1}	243.3	142.4
	10^{-2}	284.6	164.7
	10^{-3}	325.2	186.6
	10^{-4}	365.7	208.4

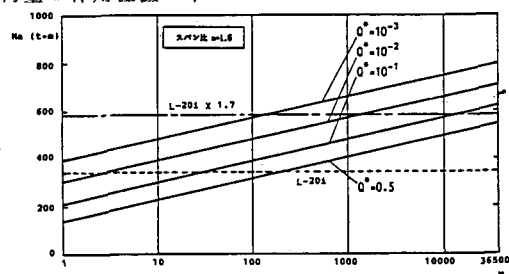


Fig. 3

軸直角方向の荷重の不規則性、すなわち作用位置のばらつきを考慮する場合は、考慮しない場合の約12%許容曲げモーメントレベルを低減することができることが、Table. 1より分る。以上のことより、橋軸直角方向の不規則性を考慮する場合と考慮しない場合とでは信頼性解析の結果に違いが出ることが分り、より現実に近い合理的な信頼性解析をするためには、多少複雑でも、橋軸方向のみならず橋軸直角方向の不規則性をも考慮した信頼性解析が行われる必要があることが分る。つぎに、最も危険な桁と考えられる G_2 桁について、許容レベル Ma と耐用期間中の渋滞回数 N との関係を各破壊確率 Q^* に対して描いた結果をFig. 3に示す。この図で、 $L=201$ (衝撃考慮)設計荷重によるモーメントレベルを破線で示し、それに安全率1.7を掛けて得られるモーメントレベルを一点鎖線で示す。前述と同様に、全ての桁を同一の断面で設計するものとし、主桁に作用する荷重の各主桁間の相関性が完全従属であるとするれば、この G_2 桁の破壊が道路橋全体の破壊と等しくなるので現行の設計規準による曲げモーメントレベルを耐用期間中の渋滞回数 $N=5000$ の場合について考えると、破壊確率 $Q^*=10^{-1} \sim 10^{-2}$ が見込まれていることがFig. 3から分る。これはかなり厳しい状態であると考えられる。最後に貴重な資料の提供をいただいた阪神高速道路公団設計荷重(HDL)委員会関係各位に感謝いたします。

参考文献: 1) 白木他; 都市高速道路高架橋における主桁の信頼性解析, 第39回土木学会年次学術講演会要集, 1984-10. 2) Grigoriu, M.: Crossing of Non-Gaussian Translation Process, ASCE, Vol. 110, No. EM4, PP. 610~620. 3) 松保他; 橋軸・橋軸直角方向の荷重の不規則性を考慮した渋滞時活荷重のモデル化, 第40回土木学会年次学術講演会要集, 1985-9.