

地震荷重を受ける鋼斜張橋の動的信頼性解析

RELIABILITY ANALYSIS OF CABLE-STAYED STEEL HIGHWAY
BRIDGE SUBJECTED TO EARTHQUAKE LOAD白木 渡* 松保 重之**
Wataru SHIRAKI and Shigeyuki MATSUHO

* 工博 鳥取大学助教授 工学部土木工学科(〒680 鳥取市湖山町南4丁目101)

** 工博 鳥取大学助 手 工学部土木工学科(〒680 鳥取市湖山町南4丁目101)

In this study, the reliability analysis of cable-stayed steel highway bridge subjected to stochastic earthquake load process is performed. First, a typical type of cable-stayed bridge is selected from existing highway bridges. The modal analysis of it is done using the random vibration theory, and then the reliability analysis of the main girder and cable is done using the level crossing theory of random processes. In numerical calculations two types of earthquake models with different characteristics such as magnitude, epicentral distance and power spectral density are treated. The influence of the difference of the characteristics of those earthquake on the reliability of cable-stayed bridge is discussed.

Key Words: reliability analysis, cable-stayed steel highway bridge, stochastic earthquake load

1. まえがき

斜張橋は構造形式上多くの利点を有し¹⁾、また美観の面からも最も人々の注目を集めている橋梁形式で、近年における斜張橋の発展はめざましいものがある。わが国を含め世界中で、すでに多くの架設例があり、ここ10数年の間、支間長が飛躍的に伸びてきている。一般に、支間が長大化すると、構造物はフレキシブルとなり、地震荷重、風荷重などの入力に対して応答しやすくなる傾向がある。特にわが国においては、地震や風などの自然条件が過酷であり、長大斜張橋を実現させるためには、これらの問題を十分研究する事が必要である。

ところで、これらの外力は、その発生確率、継続時間、大きさ等が不規則であり、時として予測し得ない規模で作用することも考えられる。したがって、斜張橋の安全性を考える場合には、これらの荷重の作用に対して信頼性解析を行う必要がある。確かに、我国においてこれまでも斜張橋の地震応答解析に関する研究^{2)~4)}は行われているが、これらの研究では、多くの場合外力を確定的に扱っており、確率論的に扱っている論文においても信頼性評価を行っている研究は殆ど無い。これは、斜張橋が複雑な構造物であることに起因しているものと思われる。

以上のような観点から、本研究においては、地震動に対する斜張橋の信頼性を検証し、信頼性評価に際し重要となる事柄について検討を加える。

基本的には、次のような方法により解析を行う。まず、地盤を金井・田治見フィルターでモデル化し、入力地震動の確率モデルは、そのフィルターによって波された定常確率過程であると考ええる。まず、第1番目のモデルとして、地盤の振動特性を考慮した振動特性別地震動モデルを作成し、主桁および塔の応答値(曲げモーメント)

の評価を行う。次に、解析モデルの架橋地点を愛媛県宇和島市来村川河口付近と設定し、地震の規模、震源特性、伝搬特性の違い等を考慮して架橋地点において考慮すべき地震を2種類決定し、架橋地点の地震動特性を考慮した地震動モデルを作成する。そして、本州・四国連絡橋設計指針に基づいて設計された鋼斜張橋に、モデル化された地震が作用する場合の不規則応答解析を行い、その結果を用いて解析モデルの主桁と塔について信頼性評価を行う。さらに、異なる入力地震動の確率モデルに対し主桁と塔の信頼性を評価し、これらの結果を比較検討する。

2. 斜張橋の信頼性解析法

2.1 解析モデル

本研究において対象とした斜張橋モデルは、大阪市南西部において供用されているかもめ大橋を用いる。

本橋の構造上の特徴は、3径間連続鋼斜張橋であり、中央径間240m、側径間100m、車道は片側2車線の計4車線であり、斜張橋としては中型の橋梁である。また、主桁の形状は、耐風性を考慮したわが国の斜張橋においても比較的例の多い、逆台形箱桁を採用している。次に、解析に用いる斜張橋の平面骨組モデルを図-2.1に示す。図中、番号のついた点(1~27)は着目する断面を意味する。また、主桁、塔およびケーブルの断面諸元を表-2.1に示す。

なお、モード解析におけるかもめ大橋のモデル化においては、構造物の各部に分布している質量をある点に集中させる質量集中法により、1質点に1自由度(桁は上下方向、塔は水平方向)を与え、29質点(29自由度)としてモデル化した(図-2.2参照)。このモデルを用いてモード解析を行った結果を表-2.2に示す。結果を見ると、16、17次モード、20、21次モード、24、25、26次モードは、それ

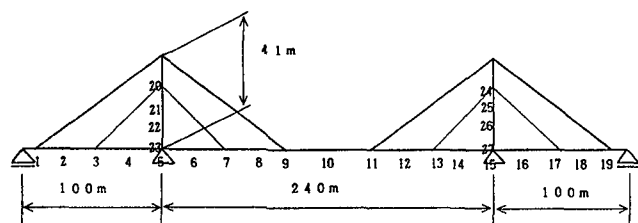


図-2.1 平面骨組モデル

表-2.1 断面諸元

	断面 No.	断面積 (m ²)	断面 2 次モーメント (m ⁴)	弾性係数 (tf/m ²)
主桁	全断面	0.571	0.9414	2.1×10 ⁷
塔部	20, 21	0.442	0.352	2.1×10 ⁷
	24, 25	0.442	0.352	2.1×10 ⁷
塔下	22, 23	0.442	0.544	2.1×10 ⁷
	26, 27	0.442	0.544	2.1×10 ⁷
ケーブル	上段	0.0308	0.000	2.0×10 ⁷
	下段	0.0499	0.000	2.0×10 ⁷



図-2.2 モード解析モデル

表-2.2 モード解析結果

モード 次数	固有円振動数 ω(rad/s)	固有周期 T(s)	刺激係数 β
1	4.81010	1.30625	7.39386
2	6.03483	1.04115	-0.09528
3	7.24718	0.86698	5.19675
4	7.59701	0.82706	0.04166
5	9.18532	0.68405	6.78502
6	12.06313	0.52086	0.00110
7	15.20927	0.41312	-0.49137
8	16.89836	0.37182	-0.00044
9	18.79555	0.33429	-2.72103
10	23.95853	0.26225	-0.00089
11	30.27434	0.20754	-0.31185
12	33.45569	0.18781	0.16829
13	34.41295	0.18258	-2.37707
14	37.76853	0.16636	-0.19277
15	41.79950	0.15032	-0.59632
16	43.97096	0.14289	6.52210
17	44.78390	0.14030	-0.00695
18	50.57758	0.12423	-1.20141
19	51.27788	0.12253	-0.00164
20	96.91916	0.06483	0.02679
21	96.92460	0.06483	2.76109
22	106.97470	0.05874	1.28536
23	110.16724	0.05703	-0.06196
24	222.55598	0.02823	1.15692
25	222.79179	0.02820	1.54656
26	222.79183	0.02820	3.82754
27	227.22442	0.02765	-0.00992
28	522.75133	0.01202	1.93262
29	554.60280	0.01133	0.00613

ぞれ非常に接近した固有円振動数を有しているが、その他のモードの固有円振動数は、ある程度ばらついている。紙面の都合上、固有振動モード図は示していないが、1次モードから15次モードでは、主桁に関する振動モードが支配的となり、16次モードではじめて塔のモードが支

配的となった。1次モードの固有周期は約1.3秒であり、塔における1次モードである16次モードの固有周期は約0.14秒となっている。以上の結果より、斜張橋は振動特性の全く異なる構造部材で構成されていると言える。

2.2 不規則振動理論による動的応答解析

外乱 $F(t)$ (地動加速度) は、平均値 0 およびスペクトル密度関数 $G_F(\omega)$ を有する定常不規則過程であるとする、多自由度系でモデル化される構造物の応答のスペクトル密度関数 $G_R(\omega)$ は、等価振動モード ϕ を用いて次式のよう

$$G_R(\omega) = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \psi_i \psi_j H_i(\omega) H_j^*(\omega) G_F(\omega) \quad (2.1)$$

$$H_i(\omega) = \frac{1}{\omega_i^2 - \omega^2 + 2i h_i \omega_i \omega} \quad (2.2)$$

上式 $H_i(\omega)$ は、 i 次モードの周波数応答関数、 ω_i, h_i は、それぞれ i 次モードの固有円振動数、減衰定数であり、上付き添字(*)は、共役複素数を示す。また、変位、加速度および部材力の評価に必要な等価振動モード ψ は、
 $\psi_i = \beta_i \phi_i$ (変位) (2.3)
 $\psi_i = \beta_i \phi_i \omega_i^2$ (加速度) (2.4)
 $\psi_i = \beta_i [k] [A] \phi_i$ (部材力) (2.5)
 で表される。ここに、 ω_i は i 次モードの固有円振動数、 β_i は i 次モードの刺激係数、 $[k]$ は部材剛性行列、 $[A]$ は座標変換行列である。さらに、 ϕ_i は、部材両端でのモードの縦距を示す。

式(2.1)の $G_R(\omega)$ を用いれば、応答の C. Q. C 値、あるいは R. M. S 値を求めることができる。まず、 $G_R(\omega)$ の 0 次スペクトルモーメント λ_0 は、

$$\lambda_0 = \int_0^\infty G_R(\omega) d\omega = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \psi_i \psi_j \lambda_{0ij} \quad (2.6)$$

ここに、 λ_{0ij} は 0 次のクロススペクトルモーメントで

$$\lambda_{0ij} = \text{Re} \left(\int_0^\infty G_F(\omega) H_i(\omega) H_j^*(\omega) d\omega \right) \quad (2.7)$$

と表すことができる。式(2.6)は、さらに、各モード間の相関係数 ρ_{0ij} を用いると、

$$\lambda_0 = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \psi_i \psi_j \rho_{0ij} \sqrt{\lambda_{0ii} \lambda_{0jj}} \quad (2.8)$$

$$\rho_{0ij} = \frac{\lambda_{0ij}}{\sqrt{\lambda_{0ii} \lambda_{0jj}}} \quad (2.9)$$

新たに、 $R_i = \psi_i \sqrt{\lambda_{0ii}}$, $R_j = \psi_j \sqrt{\lambda_{0jj}}$ とおくと、

$$\lambda_0 = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \rho_{0ij} R_i R_j \quad (2.10)$$

となる。この時、応答の C. Q. C 値 R は、

$$R = \sqrt{\lambda_0} = \left(\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \rho_{0ij} R_i R_j \right)^{1/2} \quad (2.11)$$

のように表すことができる。

なお、上述のように、C. Q. C 値(完全 2 次結合値)は不規則過程のバラツキの程度を示す尺度と解釈されるが、一般に良く用いられている同様の尺度、R. M. S 値 (2

乗平均値)より合理的な尺度である^{8), 5), 6)}。C. Q. C値は、R. M. S値に対し各モード間の相関を考慮した値であり、A. D. Kiureghian⁵⁾らが、提案したものである。R. M. S値の場合、 $\rho_{0ij}=1$ (for $i=j$)、 $\rho_{0ij}=0$ (for $i \neq j$)となり、C. Q. C値の場合、 $\rho_{0ij}=1$ (for $i=j$)、 $0 < \rho_{0ij} < 1$ (for $i \neq j$)となる。

2.3 信頼性の評価方法

応答過程は、低減衰の構造物を考慮して、平均値 0 を有する正規定常狭帯域過程 $X(t)$ とする。本節では、この応答過程の包絡線過程 $a(t)$ があるレベルを超過する確率の評価法について述べる。

包絡線過程 $a(t)$ が与えられた高いレベルを超過するという現象は、まれな事象であると考えられる。よって、時間が T だけ経過する間に、このようなまれな超過が発生する回数はポアソン分布で近似することができると仮定すると、時間間隔 T 内において $a(t)$ があるレベル λ を 1 回も超過しない確率 P_0 は、

$$P_0 = \exp \left[-\frac{\sigma_1 \lambda T_a}{\sqrt{2\pi} \sigma_x^2} \exp \left(-\frac{\lambda^2}{2\sigma_x^2} \right) \right] \quad (2.12)$$

となる⁷⁾。式中、 $\sigma_1^2 = \sigma_x^2 - \omega_m^2$ であり、 σ_x^2 は $X(t)$ の分散、 ω_m は $X(t)$ の代表的な振動数である。

ここで、初期値(時刻 $t=0$)があるレベル λ より小さくかつ時間間隔 T_λ 内において、 $\pm \lambda$ を正・負勾配で横切らない確率 $P_{0\lambda}$ は、包絡線過程 $a(t)$ の確率分布関数 $F(a)$ が

$$F(a) = 1 - \exp\left(-\frac{a^2}{2\sigma_x^2}\right) \quad (2.13)$$

となることを考慮すると

$$P_{0,\lambda} = \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{\lambda^2}{2\sigma_x^2}\right) \right\}^2 \exp\left[-\frac{2\sigma_1\lambda T_a}{\sqrt{2\pi}\sigma_x^2} \exp\left(-\frac{\lambda^2}{2\sigma_x^2}\right) \right] \quad (2.14)$$

となり、構造物の破壊確率 P_f は次式のように表される。

$$P_t = 1 - P_0, \quad (2.15)$$

2.4 限界状態の設定

本研究では、着目する応答過程として曲げモーメントを考え、各構造部材の限界状態を以下のように設定した。

部材各部の設計においては、本州・四国連絡橋の上部構造設計基準・同解説⁹⁾に基づき、次に示す2種類の荷重の組み合わせと許容応力度の割増を考慮した。

CASE1: L 割増係数 1.00

CASE2: $E_0 + L/2$ 割増係数 1.50

ここで、 L は活荷重で、ここでは等価 L 荷重を用いた。

E。は地震荷重で、地震荷重は、本州・四国連絡橋の耐震設計基準⁹⁾に基づく応答スペクトル法により決定した。よって、破壊基準関数を次のように定義した。

$$1.7 \times M(L) - M^* < 0$$

$$1.7/1.5 \times M(E_0 + L/2) - M^* < 0$$

式中、 M^* は実働曲げモーメント、 $M(L)$ はCASE1の場合の

設計曲げモーメント、 $M(E_0+L/2)$ はCASE2の場合の設計曲げモーメントを示す。

3. 地震荷重の確率モデルの作成

3.1 地震動の確率モデル

ここでは、架橋地点における入力地震動および地盤の振動特性等の各種パラメータの確率論的設定法について説明する。

地震動は一般に、非定常不規則関数であると考えられるが、構造物に主に影響を与えると考えられる地震動の強震部分をエルゴード性を有する定常不規則過程としてモデル化する。そして、地動加速度過程を、定常白色雑音過程が金井・田治見による地盤フィルターによってろ波された確率過程であるとする。なお、地盤のモデル化における概念図を図-3.1に示す。

(1) 単一の卓越振動数を有する地震動モデル (CASE1)

外乱(地動加速度)のスペクトル密度関数 $G_F(\omega)$ は次式で与えられる。

$$G_F(\omega) = \frac{\omega_s^4 + 4\zeta_s \omega_s^2 \omega^2}{(\omega_s^2 - \omega^2)^2 + 4\zeta_s \omega_s^2 \omega^2} G_0 \quad (3.1)$$

式中、 ω_g はフィルターの固有円振動数で $G_F(\omega)$ のピークの位置を表すパラメータ、 ζ_g はフィルターの減衰定数で $G_F(\omega)$ のピークの鋭さを表すパラメータ、 G_0 は定常白色雑音のスペクトル密度である。

(2) いくつかの卓越振動数を有する地震動モデル (CASE2)

外乱(地動加速度)のスペクトル密度関数 $G_F(\omega)$ は次式で与えられる。

$$G_F(\omega) = \sum_{i=1}^n \frac{\omega_{gi}^4 + 4\zeta_{gi}\omega_{gi}^2\omega^2}{(\omega_{gi}^2 - \omega^2)^2 + 4\zeta_{gi}\omega_{gi}^2\omega^2} G_0 \quad (3.2)$$

式中、 ω_{gi} は i 番目のフィルターの固有円振動数、 ζ_{gi} は i 番目のフィルターの減衰定数である。

3.2 地盤の振動特性別モデル

地盤振動は、観測点近傍の局所的な表層地盤構造の違いによりその性質を異にする。そこで、ここでは表層地

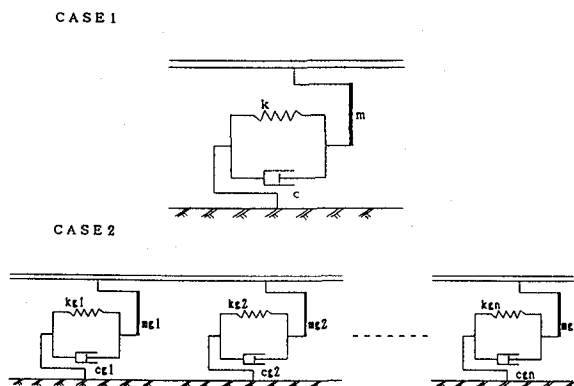


図-3.1 地盤のモデル化

盤構造の影響を取り入れた地盤の振動特性別モデルを作成する。このモデルでは、地盤を単一の卓越振動数をもつフィルターと仮定した。そして、フィルターの減衰定数(ζ_s)、定常白色雑音のスペクトル密度(G_0)、強震部分の継続時間(T_s)は一定であるとして、フィルターの固有円振動数(ω_s)をパラメータとし変化させた場合の外乱(地動加速度)のスペクトル密度関数($G_f(\omega)$)を入力地震動とする。

具体的には、まず、定常不規則過程の最大値推定法により絶対最大地動加速度の期待値が、 $\omega_s=30$ (rad/s)、 $\zeta_s=0.4$ 、 $T_s=8.0$ (s)の時、180galとなるような定常白色雑音のスペクトル密度(G_0)を決定する。180galは、中小規模の地震(マグニチュード7程度)が震央距離70km程度に生じた場合の平均的な値として決定した。次に、決定された定常白色雑音のスペクトル密度(G_0)は一定とし、フィルターの固有円振動数(ω_s)を変化させた場合の外乱(地動加速度)のスペクトル密度関数を求め、地盤の振動特性別地震動モデルとした。

定常不規則過程の最大値推定法によると、絶対最大地動加速度の期待値は次式で与えられる。

$$E[\ddot{u}_g] = (\sqrt{2 \ln \nu T a} + 0.5772 / \sqrt{2 \ln \nu T a}) \sigma_s \quad (3.3)$$

$$\nu = \frac{1}{\pi} \left\{ \frac{\int_0^\infty \frac{\omega_s^4 + 4\zeta_s \omega_s^2 \omega^2}{(\omega_s^2 - \omega^2)^2 + 4\zeta_s \omega_s^2 \omega^2} G_0 d\omega}{\int_0^\infty \frac{\omega_s^4 + 4\zeta_s \omega_s^2 \omega^2}{(\omega_s^2 - \omega^2)^2 + 4\zeta_s \omega_s^2 \omega^2} G_0 d\omega} \right\}^{1/2} \quad (3.4)$$

$$\sigma_s = \left\{ \int_0^\infty \frac{\omega_s^4 + 4\zeta_s \omega_s^2 \omega^2}{(\omega_s^2 - \omega^2)^2 + 4\zeta_s \omega_s^2 \omega^2} G_0 d\omega \right\}^{1/2} \quad (3.5)$$

ここに、 ν は単位時間あたりにレベル=0を正または負の勾配で横切る回数である。式(3.3)に、式(3.4)、式(3.5)を代入すると、式(3.3)はスペクトル密度(G_0)の関数となり、絶対最大地動加速度の期待値が180galとなるとき G_0 を決定することができる。

3.3 架橋地点の地震動特性を考慮したモデルの作成

動的解析を行うに際しては、入力する地震動モデルの選定が非常に重要になる。本研究では、過去における地震のデータが豊富な、愛媛県宇和島市来村川河口付近を架橋地点として設定した。そして、来村川河口付近で実際に供用されている板島橋で観測された地震の加速度波形を用い、架橋地点の地震動特性を考慮したモデルを作成した。架橋地点を中心とする半径約200km以内の過去における地震の発生状況を図-3.2に示す¹⁰⁾。

板島橋およびその近隣地域は、日本列島中では比較的地震活動のおだやかな地域の一つと見ることができる。しかし、中小規模の地震による局地的災害の危険性は十分にあり、これらの影響を無視することはできない。また、同地域の周辺地域には、広範囲に被害をもたらす大規模な地震がかなり発生しており、それらの同地域に及ぼす影響についても考慮する必要がある。したがって架

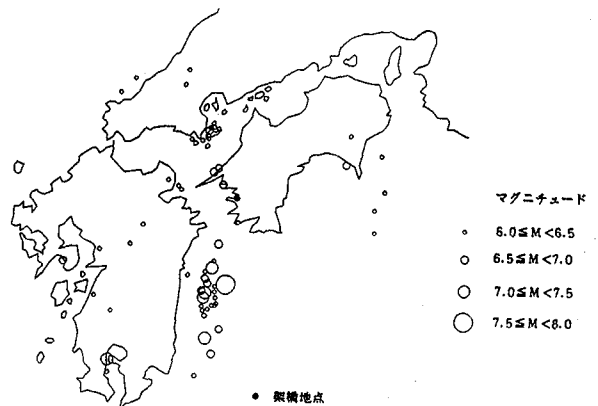


図-3.2 1885年以降の $M \geq 6.0$ の地震の震央分布¹⁾

橋地点において注意する必要がある地震は大別して次の2種類となる。

① 近距離に発生するマグニチュード(M)7程度の中小規模の地震

② やや遠距離に発生するマグニチュード(M)8程度の大規模地震

①の近距離に発生するマグニチュード(M)7程度の中小規模の地震としては、1968年8月6日に、東経132度23分00秒、北緯33度18分00秒において発生した豊後水道沖地震を考える。ここでは、その時、板島橋で観測された地動加速度波形を用いて、豊後水道沖地震と同様の卓越振動数をもつ入力地震動モデルを作成した。なお、この地震動モデルの再現期間は、約70年である。

②のやや遠距離に発生するマグニチュード(M)8程度の大規模地震としては、1968年4月1日に、東経132度32分00秒、北緯32度17分00秒において発生した日向灘地震を考える。ここでは、その時、板島橋で観測された地動加速度波形を用いて、日向灘地震と同様の卓越振動数を持つ地動加速度モデルを作成した。なお、この地震動モデルの再現期間は、約180年である。

架橋地点の地盤構成は、地表面下約10mまでが平均N値7程度の比較的軟質なローム層、それより下は、N値が30以上のよくしまったレキ層となっている¹¹⁾。そこで、N値が30以上のよくしまったレキ層を地震基盤として設定し、耐震設計上の地盤種別を次式により決定する¹²⁾。

$$T_0 = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \quad (3.6)$$

ここに、

T_0 : 地盤の基本固有周期(s)

H_i : i番目の地層の厚さ(m)

V_{si} : i番目の地層の平均せん断弾性波速度(m/s)

粘性土層の場合

$$V_{si} = 100 N_i^{1/8} \quad (1 \leq N_i \leq 25) \quad (3.7)$$

砂質土層の場合

$$V_{si} = 80 N_i^{1/8} \quad (1 \leq N_i \leq 50) \quad (3.8)$$

N_i : 標準貫入試験によるi番目の地層の平均N値

i : 当該地盤が地表面から基盤面までn層に区分される時の、地表面からi番目の地層の番号

よって、 $T_0 = 4 \times \frac{10}{100 \times 7^{1/3}} = 0.21 \text{ (s)}$ となり、架

橋地点の地盤は第2種地盤であることがわかる^{11), 12)}。

次に、架橋地点からの豊後水道沖地震および日向灘地震の震央距離を、それぞれ $\Delta=35\text{km}$ 、 $\Delta=70\text{km}$ と仮定し、道路橋示方書の回帰式¹³⁾により、当該地域における絶対最大地動加速度 a_{max} が、それぞれ180gal, 200gal, 220galとなるときの地震のマグニチュードM、強震部分の継続時間 T_s を決定する。第2種地盤の場合、

$$a_{max} = 24.5 \times 10^{0.838M} \times (\Delta + 10)^{-0.924} \quad (3.9)$$

$$T_s = 1.37 \times 10^{-2} \times 10^{0.262M} \times \Delta^{0.485} \quad (3.10)$$

となり、 $\Delta=35\text{km}$ (豊後水道沖地震の場合)、 $\Delta=70\text{km}$ (日向灘地震の場合)の結果を、それぞれ表-3.1に示す。

強震部分の継続時間 T_s が決定されたので、今度は各々の地震の当該地域における絶対最大地動加速度が、それぞれ180gal, 200gal, 220galとなるような金井・田治見モデルにおける定常白色雑音のスペクトル密度 G_0 を決定する。すなわち、式(3.3)に次式(3.11), (3.12)を代入することにより G_0 を決定した。

$$\nu = \frac{1}{\pi \sigma_s} \left\{ \int_0^\infty \omega^2 \frac{\omega_{s1}^4 + 4\zeta_{s1}\omega_{s1}^2\omega^2}{(\omega_{s1}^2 - \omega^2)^2 + 4\zeta_{s1}^2\omega_{s1}^2\omega^2} G_0 + \int_0^\infty \omega^2 \frac{\omega_{s2}^4 + 4\zeta_{s2}\omega_{s2}^2\omega^2}{(\omega_{s2}^2 - \omega^2)^2 + 4\zeta_{s2}^2\omega_{s2}^2\omega^2} G_0 \right\}^{1/2} \quad (3.11)$$

$$\sigma_s = \left\{ \int_0^\infty \frac{\omega_{s1}^4 + 4\zeta_{s1}\omega_{s1}^2\omega^2}{(\omega_{s1}^2 - \omega^2)^2 + 4\zeta_{s1}^2\omega_{s1}^2\omega^2} G_0 + \int_0^\infty \frac{\omega_{s2}^4 + 4\zeta_{s2}\omega_{s2}^2\omega^2}{(\omega_{s2}^2 - \omega^2)^2 + 4\zeta_{s2}^2\omega_{s2}^2\omega^2} G_0 \right\}^{1/2} \quad (3.12)$$

なお、上式中の ω_{s1} 、 ω_{s2} 、 ζ_{s1} および ζ_{s2} は、観測されている強震加速度記録¹⁴⁾を参考にして決定した。上述のように決定した豊後水道沖地震および日向灘地震の入力地震動モデルの結果を、フィルターの固有円振動数、減衰定数とともに、それぞれ表-3.2, 表-3.3に示す。また、絶対最大加速度が180galの場合のそれぞれの地震のスペクトル密度関数を図-3.3に示す。図-3.3を見るとわかるように、両地震とも2つの卓越する振動数が存在する。豊後水道沖地震の場合、円振動数が23.5(rad/s)付近で最も卓越しており、日向灘地震の場合、円振動数が9.0(rad/s)付近で最も卓越している。すなわち、豊後水道沖地震は、比較的高い振動数成分を多く含み、日向灘地震は、低振動数成分を多く含む地震であることがわかる。

表-3.1 地震の規模とその継続時間

(a) $\Delta=35\text{km}$ (豊後水道沖地震) (b) $\Delta=70\text{km}$ (日向灘地震)

$a_{max}(\text{gal})$	M	$T_s(\text{S})$
180	7.2	5.88
200	7.3	6.40
220	7.4	6.88

$a_{max}(\text{gal})$	M	$T_s(\text{S})$
180	7.9	12.55
200	8.0	13.58
220	8.1	14.60

表-3.2 定常白色雑音のスペクトル密度とフィルターの定数(豊後水道沖地震)

(a) 定常白色雑音のスペクトル密度

$a_{max}(\text{gal})$	M	$T_s(\text{S})$	$G_0(\text{cm}^2/\text{s}^3)$
180	7.2	5.88	22.9
200	7.3	6.40	27.6
220	7.4	6.88	33.0

(b) 地盤フィルターの定数

$\omega_{s1}=9.0$	$\omega_{s2}=23.5$
$\zeta_{s1}=0.40$	$\zeta_{s2}=0.15$

表-3.3 定常白色雑音のスペクトル密度とフィルターの定数(日向灘地震)

(a) 定常白色雑音のスペクトル密度

$a_{max}(\text{gal})$	M	$T_s(\text{S})$	$G_0(\text{cm}^2/\text{s}^3)$
180	7.9	12.55	22.0
200	8.0	13.58	26.7
220	8.1	14.60	31.9

(b) 地盤フィルターの定数

$\omega_{s1}=9.0$	$\omega_{s2}=27.0$
$\zeta_{s1}=0.15$	$\zeta_{s2}=0.35$

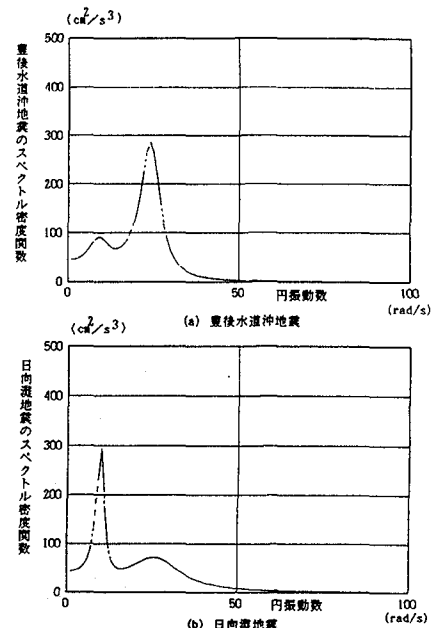


図-3.3 スペクトル密度関数

4. 斜張橋の不規則応答および信頼性の評価

4.1 地盤の振動特性別地震動モデルに対する応答値の評価

地盤の振動特性別地震動モデルに対する、斜張橋の応答値を評価するに際して、まず3.2の手法により、フィルターの固有円振動数(ω_s)のみを変化させた場合の入力地震動モデルを作成した。そして、得られた地震動モデル

表-4.1 地盤の振動特性別モデルにおける
絶対最大加速度の期待値

ω_g (rad/s)	ζ_g	G_0 (cm^2/s^4)	絶対最大加速度 の期待値 (gal)
40.0	0.4	30.0	211
30.0	0.4	30.0	180
20.0	0.4	30.0	144
10.0	0.4	30.0	99

を斜張橋に載荷させた場合の応答値(曲げモーメント)の
評価を主桁と塔について行った。

表-4.1に、定常白色雑音のスペクトル密度 $G_0=30.0$
(cm^2/s^4)(一定), フィルターの減衰定数 $\zeta_g=0.4$ (一定), 強
震部分の継続時間 $T_g=8.0(\text{S})$ (一定)とし、フィルターの
固有円振動数(ω_g)を10.0, 20.0, 30.0, 40.0(rad/s)と
変化させた場合の絶対最大地動加速度の期待値を示す。

表-4.1を見ると、基盤に入力する定常白色雑音のスペ
クトル密度($G_0=30.0(\text{cm}^2/\text{s}^4)$)が一定であるにも関わら
ず、最大加速度の期待値は、 $\omega_g=10.0(\text{rad/s})$ の時99gal、
 $\omega_g=40.0(\text{rad/s})$ の時211galとなり、かなり値が広範囲に
ばらついていることがわかる。これより、構造物を建設
するにあたっては、各建設地点における表層地盤の影響
をいかに正確に把握できるかということが非常に重要で
あることがわかる。

次に、フィルターの固有円振動数(ω_g)を、10.0, 20.0,
30.0, 40.0(rad/s)と変化させた場合の応答値(R. M. S
値等)を表-4.2に示し、主桁の中央径間中央および塔基部
についての応答値の変化をそれぞれ図-4.1(a)および(b)
に示す。まず、図-4.1(a)の主桁の中央径間中央について
見ると、フィルターの固有円振動数(ω_g)が大きくなるに
したがって、最大応答の期待値は小さくなっていること
がわかる。解析の結果、中央径間中央のみならず、主桁
全断面についても同様の傾向が見られた。次に、図-4.1
の塔基部について見ると、主桁とは逆に、フィルターの
固有円振動数(ω_g)が大きくなるにしたがって、最大応答

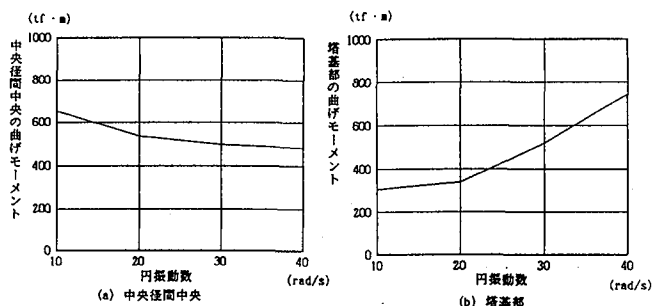


図-4.1 地盤の振動特性別モデルにおける曲げモーメント

の期待値も大きくなっていることがわかる。このことは、
塔基部のみならず塔全断面についても見られた。

以上の結果より、主桁は振動数成分の小さい領域で、
塔は振動数成分の大きい領域で、それぞれ地震動に対し
て応答しやすくなっていることがわかる。このことから、
主桁と塔は地震時挙動のまったく異なる構造要素である
と言える。つまり、主桁は低振動数成分を多く含む地震
に対して、塔は高振動数成分を多く含む地震に対して、
応答しやすくなるので、設計に際してはこの点に注意を
要することがわかる。

4.2 架橋地点の地震動特性を考慮したモデル に対する信頼性評価

次に、架橋地点の地震動特性を考慮した地震動モデル
に対する斜張橋の信頼性について検討する。本研究にお
いては、3.3節で述べたように①豊後水道沖地震モデルと、
②日向灘地震モデルの2つを考えた。また、信頼性解析
を主桁と塔についてのみ行った。なお、各構造要素の破
壊確率は、2章において設定した限界状態を応答値(曲げ
モーメント)が、超過する確率として求めた。

豊後水道沖地震、ならびに日向灘地震についての地震
時における解析結果として、絶対最大地動加速度が、180
gal, 200gal, 220galの場合の応答値(曲げモーメント)
のR. M. S 値, C. Q. C 値, 最大値および破壊確率をそ
れぞれ表-4.2~4.4, 表-4.5~4.7に示す。

まず、R. M. S 値およびC. Q. C 値についてみる。
表-4.2~4.4および表-4.5~4.7を見ると、絶対最大地動
加速度が大きくなり構造物の応答値も大きくなるにした
が、主桁よりも塔において両値(R. M. S 値とC. Q.
C 値)の差が大きくなっていることに気がつく。これは、
今回用いた解析モデルでは、16次, 17次モード, 18次, 19
次モード, 20次, 21次モード, 24次~26次モードと、高次
のモードにおいて非常に接近した固有円振動数をもつモ
ードが存在することが原因で、特に、17次モードと近接
した16次モードの刺激係数(β)が約6.5であることからも
明らかなように、16次モードにおいては、塔の応答値が
顕著に現れ、このような差が両値に生じたのだと思われる。

次に、主桁および塔の破壊確率についてみる。表
-4.2~4.4および表-4.5~4.7を見ると、主桁では中央径

表-4.2 曲げモーメントおよび破壊確率(豊後水道沖地震 180gal)

部材No.	R. M. S 値 (tf·m)	C. Q. C 値 (tf·m)	最大値 (tf·m)	破壊確率 P_t
1	71.6	71.4	194.6	0.0000E+00
2	439.9	439.2	1173.9	0.0000E+00
3	199.0	200.1	564.3	0.0000E+00
4	253.6	252.3	704.5	0.0000E+00
5	434.9	437.5	1196.2	0.0000E+00
6	316.3	316.9	858.2	0.0000E+00
7	341.3	341.6	894.0	2.3648E-14
8	340.2	338.7	922.1	0.0000E+00
9	197.4	196.9	524.0	0.0000E+00
10	635.5	633.2	1664.5	1.2031E-10
11	197.4	196.6	521.1	0.0000E+00
12	340.2	338.6	921.0	0.0000E+00
13	341.3	342.0	895.9	2.6990E-14
14	316.3	317.8	860.9	0.0000E+00
15	434.8	437.8	1196.4	0.0000E+00
16	253.6	251.3	699.9	0.0000E+00
17	198.9	198.3	556.0	0.0000E+00
18	439.9	440.5	1176.0	0.0000E+00
19	71.6	71.6	194.7	0.0000E+00
20	120.0	120.2	358.8	0.0000E+00
21	91.4	91.1	237.7	0.0000E+00
22	198.9	198.5	557.4	0.0000E+00
23	357.3	357.7	1058.6	1.1706E-05
24	120.0	120.1	357.8	0.0000E+00
25	91.4	91.6	239.8	0.0000E+00
26	198.9	198.0	519.8	0.0000E+00
27	357.3	357.5	1057.7	1.1432E-05

表-4.3 曲げモーメントおよび破壊確率(豊後水道沖地震 200gal)

部材No.	R. M. S値 (tf・m)	C. Q. C値 (tf・m)	最大値 (tf・m)	破壊確率 P_i
1	78.8	78.6	216.4	0.0000E+00
2	483.3	483.3	1306.3	0.0000E+00
3	218.8	220.0	627.2	0.0000E+00
4	279.0	277.7	783.2	0.0000E+00
5	478.8	481.1	1330.4	0.0000E+00
6	347.7	348.8	954.7	5.2847E-14
7	375.9	375.2	995.3	1.2854E-11
8	374.2	372.2	1025.7	0.0000E+00
9	217.1	216.1	583.2	0.0000E+00
10	699.0	696.6	1852.9	1.4765E-08
11	217.7	216.4	580.4	0.0000E+00
12	374.4	372.2	1025.0	0.0000E+00
13	375.9	376.6	997.4	1.3996E-11
14	347.7	349.9	957.7	6.5059E-14
15	478.8	481.1	1330.6	0.0000E+00
16	279.0	276.6	777.3	0.0000E+00
17	218.8	218.8	618.7	0.0000E+00
18	483.3	484.4	1308.6	0.0000E+00
19	78.8	78.8	216.6	0.0000E+00
20	132.2	117.7	358.6	0.0000E+00
21	100.0	101.4	287.1	0.0000E+00
22	217.7	212.2	665.2	0.0000E+00
23	393.3	386.6	1155.7	1.4531E-04
24	132.2	117.7	358.6	0.0000E+00
25	100.0	101.4	287.1	0.0000E+00
26	217.7	212.2	665.2	0.0000E+00
27	393.3	385.6	1154.5	1.4221E-04

表-4.6 曲げモーメントおよび破壊確率(日向灘地震 200gal)

部材No.	R. M. S値 (tf・m)	C. Q. C値 (tf・m)	最大値 (tf・m)	破壊確率 P_i
1	107.6	107.9	318.5	0.0000E+00
2	682.0	679.5	1984.6	3.4417E-15
3	287.0	286.8	875.0	0.0000E+00
4	348.3	346.2	1043.7	0.0000E+00
5	710.5	714.6	2104.5	2.6469E-08
6	456.6	460.4	1347.6	2.5478E-07
7	541.2	541.9	1577.6	7.2638E-05
8	529.4	526.9	1549.7	0.0000E+00
9	332.3	332.6	978.7	0.0000E+00
10	977.7	976.8	2844.0	1.1223E-03
11	332.3	332.4	976.5	0.0000E+00
12	529.4	526.6	1548.2	0.0000E+00
13	541.2	542.0	1578.4	7.4188E-05
14	456.6	461.7	1351.7	2.8867E-07
15	710.5	714.9	2104.8	2.6530E-08
16	348.3	345.6	1038.0	0.0000E+00
17	287.0	285.5	866.8	0.0000E+00
18	682.0	681.5	1988.8	4.1078E-15
19	107.6	108.1	318.6	0.0000E+00
20	170.6	162.3	541.0	0.0000E+00
21	122.3	121.9	357.5	0.0000E+00
22	294.7	291.5	921.0	9.4421E-12
23	500.1	494.1	1627.0	8.8391E-02
24	170.6	162.6	541.8	0.0000E+00
25	122.3	122.5	359.1	0.0000E+00
26	294.7	291.3	991.3	8.9542E-12
27	500.2	494.8	1629.1	9.0324E-02

表-4.4 曲げモーメントおよび破壊確率(豊後水道沖地震 220gal)

部材No.	R. M. S値 (tf・m)	C. Q. C値 (tf・m)	最大値 (tf・m)	破壊確率 P_i
1	86.0	85.8	238.5	0.0000E+00
2	528.3	527.4	1440.1	0.0000E+00
3	238.9	240.3	690.8	0.0000E+00
4	304.5	303.0	862.7	0.0000E+00
5	522.2	525.4	1466.0	1.1102E-16
6	379.8	380.5	1052.2	1.7156E-11
7	409.9	410.2	1097.6	1.6009E-09
8	408.5	406.8	1130.3	0.0000E+00
9	237.0	236.5	642.9	0.0000E+00
10	763.1	760.4	2043.2	5.8728E-07
11	237.0	236.1	639.9	0.0000E+00
12	408.5	406.5	1129.6	0.0000E+00
13	409.9	410.7	1099.9	1.7257E-09
14	379.8	381.6	1055.6	2.0415E-11
15	522.2	525.7	1466.3	1.1102E-16
16	304.5	301.7	856.2	0.0000E+00
17	238.9	238.8	680.8	0.0000E+00
18	528.3	528.9	1442.6	0.0000E+00
19	86.0	85.0	238.7	0.0000E+00
20	150.0	135.0	416.4	0.0000E+00
21	117.6	112.4	309.9	0.0000E+00
22	238.9	232.0	732.9	0.0000E+00
23	429.9	422.2	1274.6	1.6653E-03
24	150.0	134.9	416.0	0.0000E+00
25	117.6	113.0	310.7	0.0000E+00
26	238.9	231.1	730.9	0.0000E+00
27	430.0	421.9	1273.5	1.6367E-03

表-4.7 曲げモーメントおよび破壊確率(日向灘地震 220gal)

部材No.	R. M. S値 (tf・m)	C. Q. C値 (tf・m)	最大値 (tf・m)	破壊確率 P_i
1	117.6	118.0	351.2	0.0000E+00
2	745.8	743.1	2188.7	1.9788E-12
3	313.9	313.6	964.3	0.0000E+00
4	380.9	378.6	1150.5	1.1102E-16
5	777.1	781.5	2320.6	1.0862E-06
6	499.4	503.5	1486.1	7.3886E-06
7	591.9	592.7	1740.0	7.6368E-04
8	579.0	576.2	1708.8	1.1102E-16
9	363.4	363.7	1079.3	0.0000E+00
10	1069.2	1068.3	3136.6	7.4626E-03
11	363.4	363.6	1076.9	0.0000E+00
12	579.0	575.9	1707.2	1.1102E-16
13	591.9	592.8	1740.8	7.7905E-04
14	499.4	504.9	1490.7	8.2125E-06
15	777.0	781.8	2320.9	1.0849E-06
16	380.9	377.7	1144.3	1.1102E-16
17	313.8	312.3	955.3	0.0000E+00
18	745.8	745.3	2193.4	2.2754E-12
19	117.6	118.2	351.3	0.0000E+00
20	186.6	177.7	600.9	0.0000E+00
21	133.3	133.3	411.0	0.0000E+00
22	322.3	318.9	1092.0	1.7230E-09
23	547.0	540.4	1792.2	3.3375E-01
24	186.6	177.8	601.8	0.0000E+00
25	133.3	134.0	412.9	0.0000E+00
26	322.3	318.6	1091.2	1.6466E-09
27	547.0	541.2	1794.5	3.3884E-01

表-4.5 曲げモーメントおよび破壊確率(日向灘地震 180gal)

部材No.	R. M. S値 (tf・m)	C. Q. C値 (tf・m)	最大値 (tf・m)	破壊確率 P_i
1	97.6	97.9	286.4	0.0000E+00
2	618.9	616.7	1784.4	0.0000E+00
3	260.4	260.2	787.4	0.0000E+00
4	316.1	314.2	939.0	0.0000E+00
5	644.8	648.5	1892.6	2.0648E-10
6	414.4	417.8	1211.7	3.1197E-09
7	491.2	491.8	1418.5	3.3530E-06
8	480.4	478.2	1393.6	0.0000E+00
9	301.6	301.8	880.2	0.0000E+00
10	887.3	886.5	2557.1	9.3879E-05
11	301.6	301.7	878.2	0.0000E+00
12	480.4	477.9	1392.2	0.0000E+00
13	491.2	491.9	1419.2	3.4285E-06
14	414.4	419.0	1215.4	3.6230E-09
15	644.8	648.8	1892.8	2.0789E-10
16	316.1	313.6	933.8	0.0000E+00
17	260.4	259.1	779.9	0.0000E+00
18	618.9	618.5	1788.2	0.0000E+00
19	97.6	98.1	286.5	0.0000E+00
20	154.8	154.4	510.2	0.0000E+00
21	111.0	110.0	318.0	0.0000E+00
22	267.4	267.5	903.7	2.4647E-14
23	453.8	452.2	1478.1	1.5784E-02
24	154.8	154.6	511.0	0.0000E+00
25	111.0	110.6	319.4	0.0000E+00
26	267.4	267.4	903.1	2.3315E-14
27	453.9	452.9	1480.0	1.6229E-02

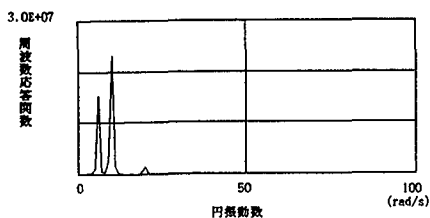
長い構造部材の中央部分にあるために、フレキシブルとなり、振動に対して最も応答しやすくなっているためだと思われる。また、塔の場合については、解析モデルにおける塔が独立一本柱で主桁に固定されており、さらに、高さ45mと鉛直方向に長い構造物であるため、その付け根部分である塔基部に最も負担がかかり、破壊確率も大きくなったのだと思われる。

また、主桁の中央径間中央と塔基部では、塔基部の破壊確率の方が大きくなっており、地震時における斜張橋の信頼性について考える場合、特に、塔基部においてその影響が大きく現れると考えられる。

今度は、地震動モデルが異なった場合の主桁の中央径間中央および塔基部の信頼性についてみる。絶対最大地動加速度が180galの場合の、豊後水道沖地震および日向灘地震のスペクトル密度関数を図-3.3に、主桁の中央径間中央(断面No.10)および塔基部(断面No.23)(断面No.27)の周波数応答関数をそれぞれ図-4.2, 4.3に示す。

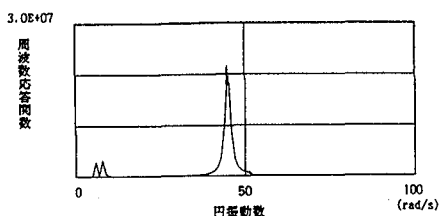
まず、主桁の中央径間中央についてみる。表-4.2

間中央(断面No.10)が、塔では塔基部(断面No.23,27)が、それぞれ最も高い破壊確率となっていることがわかる。これは、主桁の場合、中央径間中央が支間長240mと最も

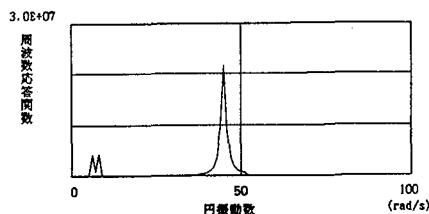


断面NO. 10

図-4.2 中央径間中央の曲げモーメントの周波数応答関数



(a) 断面NO. 23



(b) 断面NO. 27

図-4.3 塔基部の曲げモーメントの周波数応答関数

～4.4および表-4.5～4.7を見ると、日向灘地震による応答値および破壊確率が、豊後水道沖地震による応答値および破壊確率よりもかなり高くなっていることに気がつく。これは次のような理由による。すなわち、図-4.2より、主桁の中央径間中央の周波数応答関数は、低振動数領域($\omega=10.0(\text{rad/s})$ 付近)でピークを有しているのに対して、地震動のスペクトル密度関数は図-3.3より日向灘地震の方が、豊後水道沖地震のスペクトル密度関数よりも $\omega=10.0(\text{rad/s})$ 付近で大きな値を示している。そのため、日向灘地震の方に対して主桁がより応答しやすくなっているためであると考えられる。

次に、塔基部についてみる。表-4.2～4.4および表-4.5～4.7を見ると、主桁の中央径間中央の場合と同様に、日向灘地震による応答値および破壊確率が、豊後水道沖地震による応答値および破壊確率よりもかなり高くなっていることがわかる。これも図-3.3および図-4.3を見れば明らかなように、塔基部の周波数応答関数は、高振動数領域($\omega=45.0(\text{rad/s})$ 付近)にピークを有しており、豊後水道沖地震のスペクトル密度関数よりも日向灘地震のスペクトル密度関数の方が、 $\omega=45.0(\text{rad/s})$ 付近で大きな値を示しており、日向灘地震の方に対して塔がより応答しやすくなっているためであると考えられる。

以上の結果より、今回の解析モデルは、主桁、塔とも

に豊後水道沖地震よりも日向灘地震に対して、より応答しやすくなっており、より注意をする必要があることがわかる。

5. あとがき

本研究では、地震動に対する斜張橋の応答値(曲げモーメント)ならびに信頼性の評価を、不規則振動理論を用いて行った。解析例としては、実際に供用されている3径間連続鋼斜張橋を用いた。入力する地震動モデルとしては、地盤の振動特性別モデル、ならびに架橋地点の地震動特性を考慮したモデルを作成した。

地震動は、地震のマグニチュード(M)および震央距離(Δ)がたとえ同一であっても観測点近傍の表層地盤構造が異なれば、その性質はまったく異なってくる。よって、構造物を建設するにあたっては、各建設地点における表層地盤の影響をいかに正確に把握できるかということが非常に重要になってくる。このことを定量的に評価するために、実際に供用されている斜張橋の耐震信頼性評価を行って、以下のような結果を得た。

(1) 地盤の振動特性別地震動モデルの場合

地盤の振動特性別地震動モデルに対する、応答値(曲げモーメント)の評価においては、主桁の場合、フィルターの固有円振動数(ω_g)が大きくなるにしたがい応答値は小さくなることがわかった。また、塔の場合、主桁とは逆にフィルターの固有円振動数(ω_g)が大きくなるにしたがい、応答値も大きくなることがわかった。この結果、斜張橋は、主桁と塔という性質のまったく異なる構造部材で構成されており、地震時挙動が複雑な橋梁であることが確認された。この結果より、異なった卓越振動数成分で構成される複数の地震動モデルに対して動的応答解析を積極的に行うことが必要であると思われる。

(2) 架橋地点の地震動特性を考慮した

地震動モデルの場合

斜張橋の応答値の評価に際しては、モード相関係数を用いて振動モード間の連成応答を考慮するC. Q. C値を用いる方が、斜張橋のように接近した振動数(重根に近い)が生じやすい場合には精度が低下する心配がなく、より良い結果が得られることがわかった。

また、架橋地点の地震動特性を考慮した地震動モデルにおける信頼性解析の結果、本研究の解析モデルの場合、主桁、塔ともに豊後水道沖地震に対してよりも、日向灘地震に対して、より応答しやすくなっていることがわかった。また、主桁の中央径間中央と塔基部とでは、塔基部の破壊確率が高くなっており、塔の信頼度を高めることが斜張橋全体の信頼度を高めることにつながるものと思われる。

以上示した解析結果から判断すると、動的解析では、入力する地震動モデルが変わると解析結果も変わってくるので、入力地震動の設定にあたっては、地震の震源特性、地盤の地域特性、橋の重要度などを十分に考慮して動

的解析の目的をはっきりとさせることが最も重要になってくるものと思われる。

本研究では、構造物に作用する地震荷重は全支点同時入力で構造物の各点は、同位相で振動すると仮定した。しかし、実際の地盤は複雑な不規則構造を持つのがふつうであり、地盤振動の複雑性を考えれば、構造物の各点が同位相で振動することがあり得ないことがわかる。また、長大橋梁のように水平方向に広がりをも有する構造物では、支点入力の際に多少でも不規則な相違が生じるものと思われる。さらに、信頼性評価の精度の向上のためには、基礎と地盤系との動的相互作用の影響の把握も重要であり、今後の課題となってくるものと考えられる。

参考文献

- 1)小西一郎：鋼橋 設計編Ⅱ，丸善，pp.839-894,1976-1.
- 2)上田治，萩原良二：斜張橋の地震応答解析，土木技術資料，第22巻，No.9，pp.487-483，1980-9.
- 3)谷本健，北原俊男：耐震応答解析と斜張橋の動特性，橋梁と基礎，pp.23-31,1987-2.
- 4)水田洋司，大塚久哲，園田佳巨：主桁支持方式の異なる斜張橋の地震応答解析，構造工学論文集，Vol.33A，pp.475-484,1987-3.
- 5)A.D.Kiureghian: Structural Response to Stationary Excitation, ASCE, EM6, pp.1195-1213, 1980-1.
- 6)山村信道，田中洋：支点別入力時の地震応答解析，橋梁と基礎，pp.21-27, 1986-12.
- 7)小松定夫，中山隆弘：定常不規則外力を受ける構造物の初通過破壊確率の高精度評価について，土木学会論文報告集，第322号，pp.11-23, 1983-4.
- 8)本州四国連絡橋公団：上部構造設計基準・同解説，pp.13-47, 1989-4.
- 9)本州四国連絡橋公団：耐震設計基準・同解説，pp.5-10, 1977-3.
- 10)萩原尊礼：日本列島の地震－地震工学と地震地体構造，鹿島出版会，口絵－2，1991-1.
- 11)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，丸善，pp.14-15, 1980-5.
- 12)岩崎敏男，川島一彦，高木義和：強震記録を用いた道路橋井筒ケーソン橋脚の地震応答解析，土木学会論文集，第293号，pp.35-47, 1980-1.
- 13)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，丸善，pp.104-125, 1980-5.
- 14)岩崎敏夫，若林進，川島一彦，高木義和：土木構造物における加速度強震記録(No.3)，土木研究所集報，第34号，建設省土木研究所，1978.

(1994年9月14日受付)