

鋼製ラーメン橋脚の耐震安全性に関する一考察

白木渡*・山本宏**・松原孝介***

*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)

**工修 横河ブリッジ(株) (〒108 東京都港区芝浦 4-4-44)

***鳥取大学大学院生 工学研究科土木工学専攻 (〒680 鳥取市湖山町南 4 丁目 101)

平成 7 年 1 月 17 日早朝に発生した兵庫県南部地震によって多くの道路橋・橋脚が被害を受け、社会的・経済的に大きな打撃を受けた。本研究では、都市高架橋の橋脚として一般的な鋼製門型ラーメン橋脚を対象に、平成 6 年版道路橋示方書に基づいて設計し、その設計された橋脚に阪神地区を対象に作成された実荷重の確率モデルを作用させ、確率論的手法に基づいた荷重組み合わせ解析および信頼性解析を行った。そして、その結果を基に構造形式の異なる橋脚の弾性限界状態に対する安全性を検討した。

Key Words : reliability analysis, steel pier, highway bridge, earthquake load

1. はじめに

これまで我国の土木構造物は、マグニチュード 7 程度の地震に耐え得ることができると言われてきたが、平成 7 年 1 月 17 日早朝に起こったマグニチュード 7.2 の兵庫県南部地震によって多くの土木・建築構造物が被害を受け、社会的、経済的に大きな損失をもたらしたのは記憶に新しい。とくに、道路橋橋脚の破壊や損傷が目立ち、構造形式や材質の違いによりその破壊や損傷の程度が異なっていることが報告されている¹⁾。

これらの橋脚の設計は、許容応力度設計法により行われており²⁾、地震荷重等の作用により橋脚に生じる応力が、材料の降伏点強度を安全率で除した許容応力度を超えないように設計されている。構造物に作用する荷重や構造物の強度の不確実性および荷重組み合わせ効果の不確実性に対する強度余裕の大きさは、安全率や許容応力度の割増し係数によって与えられている。

しかしながら、兵庫県南部地震のように想定した以上の地震力が構造物に作用し、構造物が弾性挙動限界状態に至った場合においては、この許容応力度設計法で設計された構造物は上記の限界状態に対する安全性が不明であり、また構造形式により安全性が異なるという問題点を、第一著者である白木の研究グループが指摘してきた³⁾⁻⁶⁾。欧米諸国では、すでに許容応力度設計法に代わり信頼性理論に基づいた限界状態設計法が規準化され限界状態における構造物の安全性を明確にする試みが行われている⁷⁾。

本研究では、道路橋鋼製ラーメン橋脚を対象とし、確率論的手法に基づく荷重組み合わせ解析および信頼性解析を行い、構造形式の異なる橋脚の弾性挙動限界状態にお

ける安全性を評価する。とくに、構造部材に生じる応力の内、地震荷重効果による応力が占める割合が、耐震安全性におよぼす影響について詳細に検討する。

具体的には、まず、支間長、橋脚全高、橋脚全幅を使用実績に合わせて変化させた 12 種類の橋脚モデルを作成し、それらのモデルに作用する荷重として、死荷重、活荷重、温度荷重、地震荷重の 4 種類の実荷重を考え、B-C(Borges-Castaneta) 荷重モデル⁸⁾で阪神地区を対象にモデル化を行う。次に上記のモデル化した 12 種類の橋脚を平成 6 年版の道路橋示方書に基づいて設計し、モデル化した実荷重を作用させて橋脚の信頼性を求め、その結果について考察する。なお、安全性の評価には Hasofer-Lind 型⁹⁾の安全性指標 β を、荷重組み合わせ解析には Turkstra の組み合わせ規則⁹⁾を用いる。

2. 構造物のモデル化対象

まず、解析の対象とする橋脚のモデル化を行う。本研究においては、これまでの研究³⁾⁻⁶⁾で用いた図-1に示す 3 径間連続非合成箱桁を支える鋼製門型ラーメン橋脚を対象とする。同一構造形式の橋脚においても主桁の支間長 L 、橋脚全高 H 、橋脚全幅 W の違いにより、その信頼性がどのように異なるかを検討するために、これら 3 つの値をそれぞれ $L=40, 60, 80\text{m}$ 、 $H=10, 20\text{m}$ 、 $W=20, 30\text{m}$ に変化させて作成した 12 モデルを表-1に示す。また、柱部、梁部、桁部の断面形状は図-2に示すとおりであり、梁幅および柱高さ a 、梁高さ b 、柱幅 c は、支間長 L 、橋脚全高 H 、橋脚全幅 W をもとに、鋼構造物標準図集¹⁰⁾を参考にして決めた値で、それぞれ表-1に示している。実際の断面形状は、図-2に示すものとは異なり、補剛材を有する

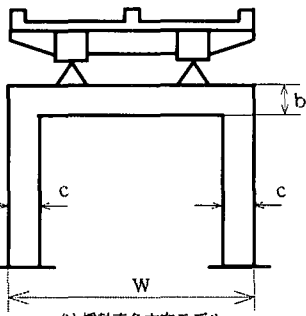
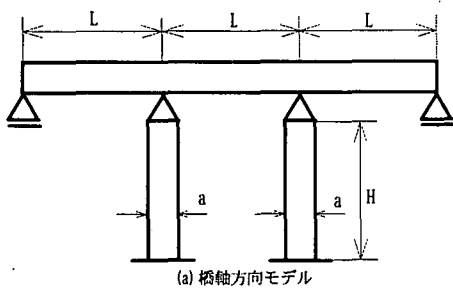


図-1 対象とする橋脚モデル

表-1 各構造モデルの諸元 (単位: m)

モデル No.	支間長 L	橋脚全高 H	橋脚全幅 W	橋脚高 h	橋脚幅 a	梁柱厚さ b	梁高さ c	柱幅
1	40.0	10.0	20.0	9.17	18.5	2.00	1.67	1.5
2	40.0	10.0	30.0	8.75	28.0	2.00	2.50	2.0
3	40.0	20.0	20.0	19.17	18.0	2.00	1.67	2.0
4	40.0	20.0	30.0	18.75	27.5	2.00	2.50	2.5
5	60.0	10.0	20.0	9.17	18.5	3.00	1.67	1.5
6	60.0	10.0	30.0	8.75	28.0	3.00	2.50	2.0
7	60.0	20.0	20.0	19.17	18.0	3.00	1.67	2.0
8	60.0	20.0	30.0	18.75	27.5	3.00	2.50	2.5
9	80.0	10.0	20.0	9.17	18.5	4.00	1.67	1.5
10	80.0	10.0	30.0	8.75	28.0	4.00	2.50	2.0
11	80.0	20.0	20.0	19.17	18.0	4.00	1.67	2.0
12	80.0	20.0	30.0	18.75	27.5	4.00	2.50	2.5

箱形断面であるが、補剛材による剛性分は設計変数とする板厚に換算して計算し、ここでは以後の解析の便宜を考慮して補剛材を有しない箱形断面として考える。通常橋脚の断面は経済性を考慮し柱部、梁部で断面の変化を考慮する変断面設計とする場合が多いが、阪神大震災以降経済性よりむしろ安全性が優先される傾向があり、今後柱部、梁部で断面変化を考慮しない等断面設計を行うことがあり得るため本研究においても、部材内で断面変化を考慮する場合と考慮しない場合について設計を行う。断面変化を考慮する場合を「変断面設計」、断面設計を考慮しない場合を「等断面設計」と称する。なお、変断面設計については柱部、梁部において図-3に示すような断面変化を考えた。また、板厚算定において図-4に示すように解析点を橋脚直角方向が着目点1~4の4カ所、橋軸方向に着目点5~7の3カ所の計7カ所設定した。上部構造のモデル化については、支間長Lに応じて腹板高とフランジ板厚が変わるものとして、その他の断面寸法は鋼構造物標準図集¹⁰⁾より一般形状を参考にして一定とした。用いる鋼材は使用実績の多さを考慮して SM490Y

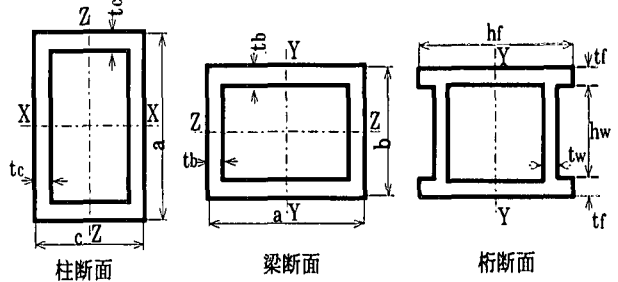


図-2 部材断面形状

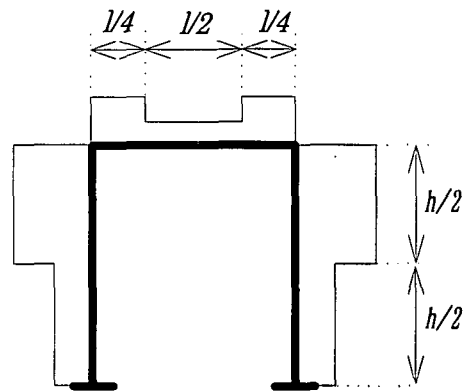
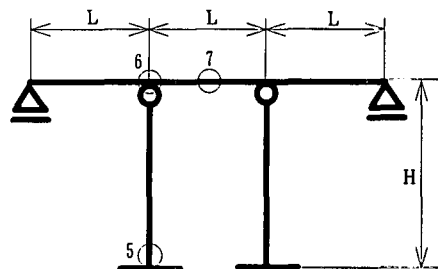
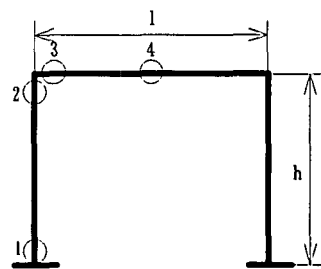


図-3 部材の断面変化



(a) 橋軸方向モデル



(b) 橋脚直角方向モデル

図-4 解析モデル

とし、その降伏点応力度 $\sigma_y = 36000$ (tf/m²) である。

3. 現行設計法による橋脚の断面設計

本研究で対象とする鋼製ラーメン橋脚の断面設計にあたっては、平成6年の道路橋示方書²⁾に基づいて行う。この示方書によると本研究で対象とする4種類の荷重すなわち死荷重(D)、活荷重(L)、温度荷重(T)、地震荷重(E)に対しての設計照査式は、表-2に示す3種類である。表-2における D_n, L_n, T_n, E_n は各荷重の公称値で $\alpha_D, \alpha_L, \alpha_T, \alpha_E$ はそれぞれの荷重の応力度への変換係数、 ϕ は荷重の組合せに対する割り増し係数である。この示

方書に従って設計を行う場合、どの着目点においてもこの3種類の設計 Code を満たすように設計断面を決定しなければならない。また、断面設計は、橋軸直角方向および橋軸方向の2方向について行い、それぞれの方向で算出された板厚のうち厚い板厚を設計板厚とする。

表-2 設計照査式

Code	設計照査式	ϕ
1	$\alpha_D \cdot D_n + \alpha_L \cdot L_n \leq \phi \cdot \sigma_a$	1.00
2	$\alpha_D \cdot D_n + \alpha_L \cdot L_n + \alpha_T \cdot T_n \leq \phi \cdot \sigma_a$	1.15
3	$\alpha_D \cdot D_n + \alpha_E \cdot E_n \leq \phi \cdot \sigma_a$	1.50

なお、橋軸方向については荷重によって生じる応力が極値をとると考えられる着目点の一つしかないため、変断面設計は行わない。そのため、変断面設計においては橋軸直角方向の着目点1の板厚と等断面設計の着目点5の板厚を比較し、厚い方の板厚を柱部下端の設計板厚とする。

以上のようにして決定された変断面および等断面における設計板厚を表-3 および表-4 に示す。等断面設計においては表-3 より明らかなように全ての構造モデルにおいて橋軸直角方向の設計による値が設計板厚として採用されている。また、板厚が決定される着目点は、柱部においては着目点2となり設計 Code は1となり、梁部においては着目点3で設計 Code は構造モデル No. 11 以外 Code 1 となる。一方、変断面設計においては、構造モデル Nos. 3, 7 については橋軸方向の板厚を採用しその他のモデルについては橋軸直角方向の板厚を採用する。また、表-4 に示されるように着目点2~4において支配的な設計 Code は Code 1 となるのに対し、着目点1においては支配的な設計 Code は Code 2 および Code 3 となっている。

4. 実荷重のモデル化

本研究では、先にも述べたように死荷重、活荷重、温度荷重、地震荷重の4種類の荷重を考える。これらの荷重には、死荷重のように構造物に常時作用する荷重と、

活荷重、温度荷重のように一定期間だけ作用して後は作用しないか、作用していても無視できるほど小さなものに生じてごく短期間だけ作用する荷重もある。このような荷重の特性をうまくとらえた B-C 荷重モデルを用いて各実荷重のモデル化を行う。以下に各実荷重のモデル化と確率特性の概略について示す³⁾⁻⁶⁾。

(1) 死荷重

死荷重の実荷重は、確定量であるとした。その値として、上部工死荷重反力については、設計上部工死荷重の5%増し、橋脚自重は設計された断面の自重に対して10%増しをした値を採用した。

(2) 活荷重

上部構造を4車線道路として交通実態調査に基づいてシミュレーションを行い、無載荷時間(6時間)を除く通常渋滞時(6時間)および通常走行時(12時間)の活荷重反力の頻度分布を作り、さらに両分布を1:2の比率で足し合わせたものを任意時刻の活荷重反力の分布関数とした。確率特性はいずれの支間長においても極値Ⅲ型(ワイブル分布)がよく適合した¹²⁾。当てはめた分布関数を以下に示す。

$$\begin{aligned} \text{支間長 } 40\text{m}: F_L^*(x) &= 1 + \exp[-(x/56.49)^{2.342}] \\ \text{支間長 } 60\text{m}: F_L^*(x) &= 1 + \exp[-(x/82.81)^{2.730}] \\ \text{支間長 } 80\text{m}: F_L^*(x) &= 1 + \exp[-(x/110.97)^{3.073}] \end{aligned} \quad (1)$$

($x > 0$; 単位: t f)

以上より活荷重を非ゼロにおける分布 $F_L^*(x)$ がワイブル分布で基本時間区間 $\tau_L = 6$ (時間)、発生率 $p = 0.75$ の Mixed type の B-C 荷重でモデル化する。

(3) 温度荷重

名工西大橋鋼製主塔における東西南北の4面平均の構造物温度と気温との相関係数を用いて阪神地区における1年間3時間毎の気温データから構造物温度を推定して得られた頻度分布を利用する。構造物温度の頻度分布の形状が平均値 15℃を対称軸としてほぼ左右対称となるような分布関数を当てはめた¹²⁾。

表-3 等断面設計において算定された板厚

NODEL No.	橋軸直角方向						橋軸方向			
	梁部			柱部			柱部			
	着目点	Code	T_b (mm)	着目点	Code	T_c (mm)	着目点	Code	T_c (mm)	
1	3	1	31.5	2	1	42.8	5	3	16.0	
2	3	1	45.0	2	1	60.4	5	3	13.7	
3	3	1	26.5	2	1	33.2	5	3	29.6	
4	3	1	38.4	2	1	51.9	5	3	26.0	
5	3	1	31.4	2	1	42.3	5	3	14.7	
6	3	1	44.2	2	1	58.6	5	3	12.7	
7	3	1	26.4	2	1	32.5	5	3	26.2	
8	3	1	37.1	2	1	46.8	5	3	23.1	
9	3	1	32.4	2	1	43.6	5	2	27.0	
10	3	1	45.5	2	1	59.8	5	2	27.8	
11	3	3	27.8	2	1	33.3	5	3	24.8	
12	3	1	38.1	2	1	47.6	5	3	22.1	

表-4 変断面設計において算定された板厚

NODEL No.	柱部				梁部			
	着目点1		着目点2		着目点3		着目点4	
	Code	T_{c1} (mm)	Code	T_{c2} (mm)	Code	T_{b3} (mm)	Code	T_{b4} (mm)
1	2	24.0	1	41.7	1	30.8	1	24.1
2	2	37.4	1	58.7	1	44.7	1	39.6
3	3	29.0	1	33.2	1	26.7	1	21.7
4	3	27.2	1	46.2	1	36.6	1	39.2
5	2	24.4	1	41.5	1	30.7	1	23.2
6	2	37.7	1	57.2	1	43.5	1	38.0
7	3	29.5	1	32.8	1	26.7	1	20.7
8	3	27.3	1	44.5	1	35.3	1	37.1
9	2	25.5	1	42.8	1	31.7	1	23.5
10	2	39.3	1	58.6	1	44.6	1	38.5
11	3	31.1	1	33.8	3	27.8	1	20.8
12	3	28.6	1	45.5	1	36.2	1	37.2

$$F_T^*(x) = 0.5 + 0.5 \cdot \Phi \left\{ \frac{x - 13.2}{4.4} \right\} \quad (x > 0; \text{単位: } ^\circ\text{C}) \quad (2)$$

以上より温度荷重を非ゼロにおける分布 $F_T^*(x)$ が正規分布で、基本時間区間 $\tau_T = 6$ (時間)、発生率 $p = 0.75$ の Mixed type の B-C 荷重でモデル化する。

(4) 地震荷重

地震荷重については、HDL 委員会によってモデル化された応答加速度 S_a を用いる¹¹⁾。ただし地震動としての再現期間の平均が2年以上のものを対象とし、マグニチュードは5以上、第2種地盤、構造物の減衰定数を5%とした。そして、その加速度応答スペクトルから固有周期 T_0 が 0.5 (sec) の時の再現期間と応答加速度 S_a の関係を求め、それぞれの T_0 に対する S_a の頻度分布を推定する。この頻度分布の確率特性は極値Ⅲ型 (ワイブル分布) がよく適合した¹²⁾。当てはめた分布形を以下に示す。

$$F_E^*(x) = 1 - \exp \left[- \left(\frac{x - 41.28}{34.24} \right)^{0.913} \right] \quad (x > 41.28; \text{単位: gal}) \quad (3)$$

以上より地震荷重を非ゼロにおける分布 $F_E^*(x)$ がワイブル分布で発生率 $\nu = 0.5$ (1/年) である Limiting spike type の B-C 荷重でモデル化する。

5. 鋼製ラーメン橋脚の耐震信頼性評価

本研究では、実荷重のモデルとして B-C 荷重モデルを用い、荷重組合せ解析として Turkstra の組合せ規則を用いる。一般に Turkstra の組合せ規則では、 r 個の荷重が作用するときには 2^{r-1} 種類の相異なる組合せを考慮しなければならないが、本研究では、鋼製ラーメン橋脚の耐震安全性について検討するので、地震荷重を含む組合せの中でもっとも厳しい載荷状態、つまり考慮するすべての荷重を組合せ (D+L+T+E) で、地震荷重が供用期間最大となる場合について信頼性解析を行う。よって、荷重の組合せとして次式に示すものを考える。

$$\max |D+L+T+E| = D+L(t^*) + T(t^*) + \max_{\circ} |E(t)| \quad (4)$$

ここに、 t^* は時間軸上の任意の一点であり、 \circ は供用期間である。本研究においては、一般的なものとして供用期間を 50 年とした。

構造物の信頼性は Hasofer-Lind 型の信頼性指標 β によって評価する。本研究では、図-4 に示す各着目点のうち1つでも弾性挙動限界状態に至ったときを橋脚の限界状態と考える。従って、各着目点の β のうち最小のものを橋脚の β とする。抵抗強度は死荷重と同様に確定量と考え、限界状態の応力度は鋼材の弾性挙動限界である降伏点応力度を採用する。また、信頼性解析は橋脚の設計と同様に橋軸直角方向および橋軸方向の2方向に荷重を作用させて行うものとする。限界状態関数 Z は次式によって表される。

$$Z = \sigma_y - (\sigma_D + \sigma_L + \sigma_T + \sigma_E) \quad (5)$$

上式において Z が負となる場合構造物は危険となり逆に Z が正の場合構造物は安全である。

決定された板厚に基づいて設計された鋼製ラーメン橋

脚に、橋軸直角方向および橋軸方向から実荷重を作用させた場合について信頼性指標 β を計算する。図-5 は、荷重を橋軸直角方向および橋軸方向に作用させた場合の、各橋脚モデルにおける各着目点について計算された信頼性指標 β のうち、最小値を示したものである。この図において、実線で示したものが等断面設計を行った場合で、点線で示したものが変断面設計を行った場合である。

これら 12 モデルの安全性指標 β の値が最小値をとる着目点は、等断面設計においては構造モデル Nos. 5, 7, 9, 11, 12 では着目点 3、その他のモデルでは着目点 1 または、着目点 5 となる。変断面設計については、構造モデル Nos. 7, 11 では着目点 3、その他のモデルについては着目点 1 または着目点 5 である。どちらの設計においても比較的柱部下端の安全性指標 β の値が最小値をとる傾向がある。図より明らかなように、等断面設計を行った場合および変断面設計を行った場合のどちらの場合においても、構造モデルによって安全性指標 β の値は大きく異なる。等断面設計については、構造モデル Nos. 3, 7, 11 については、安全性指標の値が 3 以下となり安全性が低いのにに対し、他のモデルについては安全性指標の値が 4 以上となり安全性は高くなる。特に安全性の高くなるモデルは、構造モデル Nos. 2, 6, 10 であり安全性指標 β の値は 7 以上となる。

このように、等断面設計においては、各構造モデルの安全性指標 β の値には 2.34~7.19 と大きく幅があり各構造モデルごとの安全性にばらつきがある。一方、変断面設計においても等断面設計と同様に構造モデル Nos. 2, 6, 10 においては安全性指標 β の値は 5 以上となり安全性が高いのにに対し、他のモデルについては 3 以下となり安全性が低くなる。しかし、各構造モデルごとの安全性指標 β の幅は 2.4~5.3 となり等断面設計に比べ小さくなっている。

以上示した解析結果から明らかなように、橋脚の安全性を向上させるために等断面設計を行った場合、構造モデル Nos. 1, 4, 5, 8, 9, 12 では β の値が 2.0 程度上昇しそ

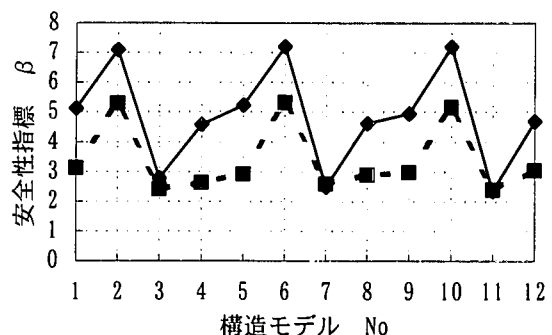


図-5 構造モデルの違いによる等断面設計と変断面設計の安全性指標 β の違い

の効果が期待できるが、構造モデル Nos. 3, 7, 11 においては、 β の値がほとんど変化せずその効果が期待できない。また、構造モデル Nos. 2, 6, 10 においては、もともと $\beta = 5.0$ 程度と十分大きなものが $\beta = 7.0$ 以上と大きくなりすぎ不経済となる。このような結果を踏まえて今後橋脚モデルの違いに応じた安全性の確保の仕方を考える必要がある。

6. 耐震信頼性に及ぼす影響評価

構造モデルごとに耐震信頼性が異なる理由の1つに、構造モデルによって地震荷重による荷重効果が大きく異なることが考えられる。すなわち、地震荷重によって部材内に生じる応力の大きい構造モデルについては耐震安全性が低く、逆に地震荷重によって生じる応力が小さい構造モデルについては耐震安全性が高くなるものと考えられる。このことを詳しく議論するために表-4 に示す変断面設計された板厚を有する橋脚に、橋軸直角方向および橋軸方向に地震荷重を作用させた場合の橋脚柱部(着目点1および着目点5)に発生する各荷重による応力の割合を計算した。その結果を図-6 および図-7 に示す。また、図-5 に示した橋軸直角方向の信頼性指標の値は着目点1~3 および着目点5 における信頼性指標の内の最小値である。従って、橋軸直角方向モデルでは必ずしも着目点1 が最小の β を与えるとは限らないので、図-8 に等断面設計および変断面設計における柱部下端の安全性指標の値を示す。図-6, 7 中における縦軸の応力度比100%の値は部材の降伏点応力度に対応する。

図-6, 7 より明らかなように、各荷重によって生じる応力の割合が構造モデルによって大きく異なることがわかる。特に、地震荷重および温度荷重によって生じる応力は大きく異なっている。図-6~8 を比較すると、地震荷重によって生じる応力の割合が大きい構造モデルにおいては安全性が低下していることがわかる。特に、耐震安全性の高い構造モデル Nos. 2, 6, 10 は、地震荷重によって生じる応力の割合が小さいのに対し、他のモデルにおい

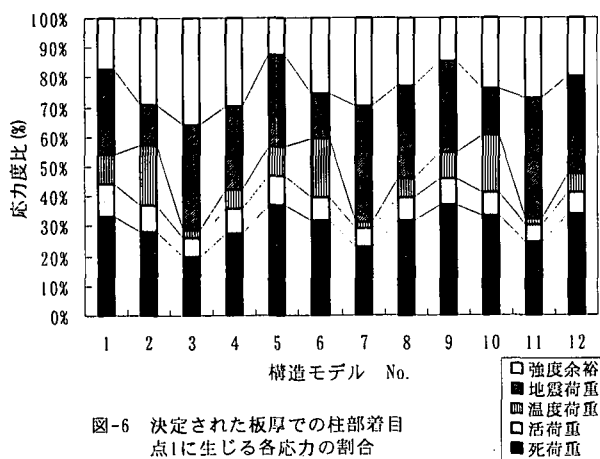


図-6 決定された板厚での柱部着目点1に生じる各応力の割合

ては地震荷重によって生じる応力の割合が大きいモデルとなっている。また、図-6 および図-7 を比較すると、橋軸直角方向に荷重を作用させた場合の着目点1においては、死荷重および活荷重によって生じる応力の割合が大きいのに対し、橋軸方向に荷重を作用させた場合の着目点5においては、温度荷重および地震荷重によって生じる応力の割合が非常に大きくなっている。温度荷重の影響は橋軸方向に荷重を作用させた場合の方が橋軸直角方向に荷重を作用させた場合に比べ大きく、主桁の支間長が長くなるにつれ大きくなる。特に、構造モデル Nos. 9, 10 においてはその影響は大きく、構造物の安全性にも影響を及ぼしているものと考えられる。

以上示した結果は、構造形式の違いによりその安全性が異なるという許容応力度設計法における問題点を示しており、これは許容応力度の割増しを、荷重効果の大きさを考えず荷重の組合せの種類に応じて一律に定めていることによって生じる問題点であると考えられる。平成8年に改訂された道路橋示方書においては、構造物の終局限界状態における安全性の照査および非線形解析が盛り込まれているが、各荷重効果の違いが安全性にどのような影響を及ぼすかを考慮に入れなければ構造物の終局限界状態に対する安全性の余裕も構造物によって大きく異なってくるものと考えられる。

この問題点を解決する一つの方法として許容応力の割増し係数のかわりに各荷重の大きさやバラツキに応じて各荷重ごとに異なる荷重係数を導入する荷重係数設計法の採用が考えられる。これについては、すでに文献(4), (5)でその有効性について議論しているが、設計基準策定のためのさらなる研究が望まれる。

7. あとがき

本研究では、まず3径間連続非合成箱桁を支える鋼製門型ラーメン橋脚において、主桁の支間長、橋脚全高、橋脚全幅を変化させた12モデルについて、現行設計法により各部材断面を設計した。つぎにこれら12モデルの橋

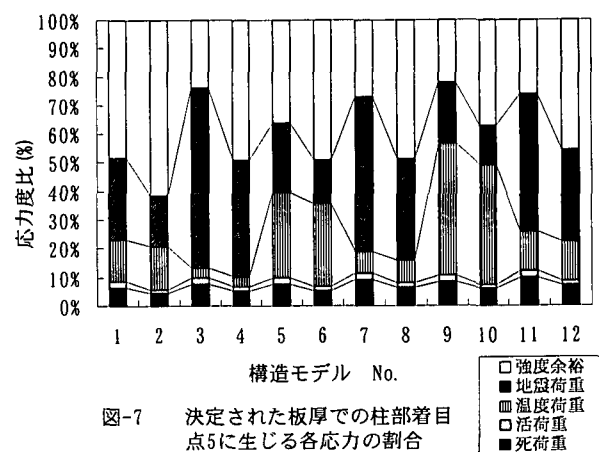


図-7 決定された板厚での柱部着目点5に生じる各応力の割合

脚に、橋軸直角方向および橋軸方向から実地震荷重を作用

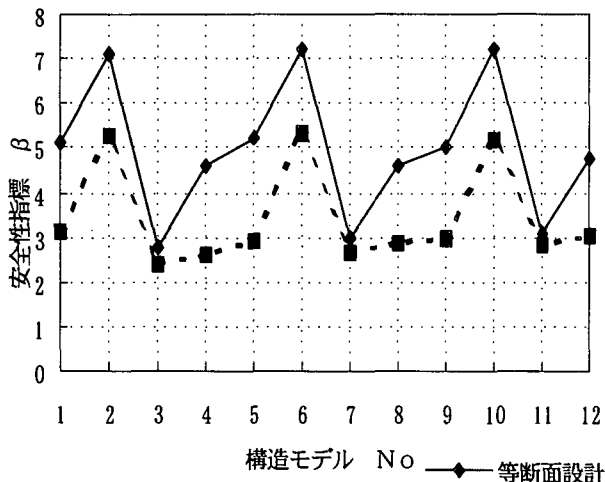


図-8 柱部下端の安全性指標 β - 等断面設計 (solid line with diamonds), 変断面設計 (dashed line with squares)

用させ、さらに活荷重、温度荷重との組合せを考慮して信頼性解析を行った。そして、その結果をもとに各モデルごとの信頼性の違いを指摘し、その原因が地震荷重により生じる応力の大きさの違いにあることを示した。本研究で得られた主な結果をまとめると以下のようである。

- (1) 許容応力度設計法によって設計された橋脚の信頼性は、構造モデルごとに大きく異なる。また、地震荷重により生じる応力の大きい構造モデルの安全性指標 β は小さく、逆に地震荷重により生じる応力の小さい構造モデルの安全性指標 β は大きい。
- (2) 現行設計法で設計された橋脚は、荷重によって各部材に生じる応力の割合が構造モデルごとにばらついている。特に地震荷重によって生じる応力の割合が構造モデルによって大きく異なる。地震荷重は他の荷重に比べてバラツキが大きく、そのため各部材の強度余裕についても構造モデルごとに大きく異なり、橋脚の耐震信頼性がばらつく要因の一つと考えられる。
- (3) 等断面設計を行った場合の橋脚の安全性は、変断面設計を行った場合に比べ高くなるが、構造モデルごとの耐震安全性のばらつきも大きくなるという欠点が存在する。

参考文献

- 1) 日経コンストラクション編: 土木が遭遇した阪神大震災-被害現場が考える地震防災へのヒント-, 日経BP社, 1995年7月.
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I-共通編, II-鋼橋編, V-耐震設計編, 1980-2.
- 3) Shiraki, W., Matsuho, S. and Takaoka, N.: Load Combination Analysis and Reliability Analysis of Steel Ridged-Frame Piers Supporting Bridges Constructed on Urban Expressway Network, Proc. of ICASP-5, Vol. 1, pp. 206-213, 1987.
- 4) Shiraki, W., Matsuho, S. and Takaoka, N. Probabilistic Evaluation of Load Factors for Steel Ridged-Frame Piers on Urban Expressway Network, Proc. of ICOSSAR'89, "Structural Safety & reliability", ASCE, Vol. III, pp. 1987-1994, 1989.
- 5) 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, 構造工学論文集 Vol. 33A, pp. 761-773, 1987-3.
- 6) Shiraki, W.: Probabilistic Load Combinations for Steel Piers at Ultimate Limit States, Jour. of Structural Safety, Vol. 13, No. 1+2 pp. 67-81, 1993.
- 7) Brozzetti, J. and Janss, J.: A Eurocode for Reliable Steel Structures, IABSE Conference DAVOS 1992 Structural Eurocodes, pp. 167-176, 1992.
- 8) Christensen, P. T. and Baker, M. J.: Structural Reliability Theory and Its Applications, Springer-Verlag, 1982.
- 9) Turkstra, C. J. and Madsen, H. O.: Load Combinations in Codified Structural Design, Jour. of the Stur. Div., ASCE, Vol. 106, No. ST12, pp. 2527-2543, 1980. 12.
- 10) 阪神高速道路公団: 鋼構造物標準図集, 1980. 4.
- 11) 阪神高速道路公団・(株) 総合技術コンサルタント: 阪神高速道路管理技術センター設計荷重委員会作業部会 資料 No. 3-8号, 1985. 10.
- 12) 阪神高速道路公団・(財) 阪神高速道路管理技術センター: 阪神高速道路の設計荷重体系に関する調査研究, pp. 257-266, 1986. 12.

(1997年3月31日受付)

A STUDY ON RELIABILITY OF RIGID-FRAME STEEL PIERS OF HIGHWAY BRIDGES SUBJECTED TO EARTHQUAKE LOAD

Wtaru SHIRAKI, Hiroshi YAMAMOTO and Kosuke MATSUBARA

Many highway bridges suffered severe damage by a great earthquake which hit Kobe City and north of Awaji Island on Jan. 17, 1995. Especially, pier structures designed by the old version of design code were injured. In this study, the reliability level of these pier structures is evaluated, and the influence of load effect due to earthquake on the reliability is examined.