

I-142

実働荷重の組合せ作用下における鋼製ラーメン橋脚の信頼性解析

鳥取大学工学部 正会員 高岡 宜善 鳥取大学大学院 学生員 ○小塚 幹夫
 鳥取大学工学部 正会員 白木 渡 鳥取市役所 森本 一成
 鳥取大学工学部 正会員 松保 重之

1. まえがき 現在我国における道路橋の設計は、許容応力度設計法に基づいて行われている。しかしこの設計法で設計された構造物は、その限界状態における安全性が不明である点、また構造形式によってその安全性が異なるという点などの問題点が指摘され、これに代る設計手法として近い将来確率論の概念を基にした限界状態設計法へ移行することが期待されている。そこで、本研究では許容応力度設計法で設計された鋼製ラーメン橋脚にB-C(Borges-Castanheta)過程でモデル化した死荷重、活荷重、温度荷重および地震荷重の実働荷重が作用する場合の信頼度を評価することによって、現行設計法がどのような信頼度を有しているかを明らかにする。そして、この結果をもとに現行設計法の問題点を考察し、限界状態設計法における荷重係数算定の際の参考資料とする。

2. 構造物のモデル化と設計断面の決定 現存する鋼製ラーメン橋脚として、ここではFig. 1(橋軸方向)、Fig. 2(橋軸直角方向)およびTable 1に示すような阪神高速道路において現在供用されているもののうちから代表的なもの12種類の

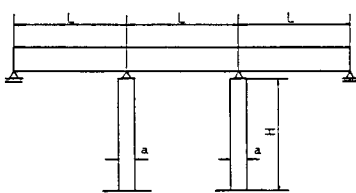


Fig. 1

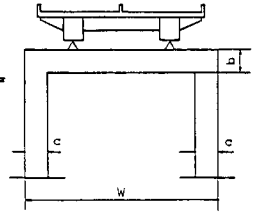


Fig. 2

Table 1

(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 b	梁壁厚さ a	梁高さ c	柱幅 c
1	40.0	10.0	20.0	9.17	18.5	2.00	1.67	1.5
2	-	-	30.0	8.75	28.0	-	2.50	2.0
3	-	20.0	20.0	19.17	18.0	-	1.67	2.0
4	-	-	30.0	18.75	27.5	-	2.50	2.5
5	60.0	10.0	20.0	9.17	18.5	3.00	1.67	1.5
6	-	-	30.0	8.75	28.0	-	2.50	2.0
7	-	20.0	20.0	19.17	18.0	-	1.67	2.0
8	-	-	30.0	18.75	27.5	-	2.50	2.5
9	80.0	10.0	20.0	9.17	18.5	4.00	1.67	1.5
10	-	-	30.0	8.75	28.0	-	2.50	2.0
11	-	20.0	20.0	19.17	18.0	-	1.67	2.0
12	-	-	30.0	18.75	27.5	-	2.50	2.5

の構造モデルを考える。これらの構造モデルは支間長

3種類、橋脚全高2種類、橋脚全幅2種類の計12種類の組合せを考えてモデル化したもので、死荷重(D)、活荷重(L)、温度荷重(T)および地震荷重(E)の各荷重が橋脚に対して支配的に及ぼす影響を考慮することができるよう配慮してある。以上示した12種類の構造モデルについてTable 2に示す許容応力度設計法の設計基準式により、梁部板厚および柱部板厚を設計変数として構造物の断面を決定する。Table 2において、

D_n, L_n, T_n, E_n は各荷重の公称値、 $\alpha_D, \alpha_L, \alpha_T, \alpha_E$ はそれぞれの応力レベルへの変換係数、 ϕ は許容応力度の割増し係数である。許容応力度設計法による設計断面の計算結果をTable 3に示す。なお設計に対しては鋼製ラーメン橋脚のどの着目点においてもそれぞれの荷重が載荷された場合に、その断面力(曲げモーメントおよび軸方向力)が極値をとることが予想される柱部下端(1)、柱部上端(2c)、梁部端(2b)、梁部中央(3)の4点を着目点とした。

3. 構造物の信頼度の評価 上で求めた設計断面を有する12種類の構造モデルに死荷重、活荷重、温度荷重および地震荷重の実働荷重が組合さって作用する場合の信頼度の評価を行なう。そのためには、まず実働荷重のモデル化が必要である。本研究においては実際の荷重を相当に単純化し荷重組合せを考える場合の各荷重の和の最大値の分布関数を求めやすいB-C荷重モデルを用いる。なお荷重のモデル化に対しては阪神地区を対象にして行なった阪神高速道路

Table 2

Code	現行設計法の簡便式	ϕ
1	$\alpha_D \cdot D_n + \alpha_L \cdot L_n \leq \phi \cdot \sigma_d$	1.00
2	$\alpha_D \cdot D_n + \alpha_L \cdot L_n + \alpha_T \cdot T_n \leq \phi \cdot \sigma_d$	1.15
3	$\alpha_D \cdot D_n + \alpha_E \cdot E_n \leq \phi \cdot \sigma_d$	1.50
4	$\alpha_D \cdot D_n + \alpha_T \cdot T_n + \alpha_E \cdot E_n \leq \phi \cdot \sigma_d$	1.70

Table 3

モデル No.	梁 部			柱 部		
	断面 No.	設計荷重 Code	梁板厚 (mm)	断面 No.	設計荷重 Code	柱板厚 (mm)
1	2	1	22.5	2c	1	28.8
2	2	1	29.0	2c	1	39.3
3	2	1	18.6	2c	1	18.5
4	2	1	24.0	2c	1	26.6
5	2	1	24.4	2c	1	31.2
6	2	1	32.4	2c	1	43.1
7	2	3	20.5	2c	1	20.5
8	2	1	26.7	2c	1	29.9
9	2	1	26.1	2c	1	33.5
10	2	1	35.4	2c	1	46.6
11	2	3	22.4	2c	1	22.3
12	2	1	29.0	2c	1	32.7

公団設計荷重(HDL)委員会の実働荷重のモデル化に関する検討結果¹⁾を参考にした。そして、このB-C荷重モデルにTurkstraの規則を適用して荷重の組合せ作用を考慮する²⁾。いま、死荷重のみが作用する場合を除く除外すると、実働荷重の組合せとしてはTable 4の7種類が考えられる。これら7種類の実働荷重の各組合せCaseに対して、構造物の限界状態の応力度 σ^* を降伏点応力度 $\sigma_y=3600\text{kg/cm}^2$ (SM50Y)として、その安全性指標 β を求めたものがTable 5である。ただし、実働荷重に地震荷重を含まない

Table 4

Case	実働荷重の組合せ
1	D+L
2	D+T
3	D+L+T
4	D+E
5	D+L+E
6	D+T+E
7	D+L+T+E

場合は $\sigma^*=\sigma_y$ として安全性指標 β を求めるとその値が大きくなりすぎて計算が不可能なのでここでは示していない。しかし、参考のため限界状態の応力度 σ^* を許容応力度 $\sigma_s=2100(\text{kg/cm}^2)$ としてD+L(Case 1)について求めたものを併記しておく。また、計算に際して、地震の実働荷重については構造物の固有周期を0.5(sec)とした。Table 5から実働荷重に地震荷重を含む場合には地震荷重最大のときの安全性指標 β を採用すればよいことがわかる。このTable 5のCase 7に対する結果について、縦軸に安全性指標 β 、横軸にモデル番号をとって図に示したのがFig. 3である。Fig. 3から明らかに構造モデルごとの β のバラツキが大きいことがわかる。これは実働荷重では地震荷重が支配的であるのに、現行設計ではCode1(D+L)が支配的になっているためと思われる。つまり許容応力度設計法では経験的に定めた安全率(許容応力度の割増し係数)を用いているため設計荷重のCodeが実働荷重を考慮したものになってなく、設計荷重と実働荷重のそれぞれで支配的になる荷重組合せがまったく異なっているためである。この β のバラツキが現行設計の欠点と言えよう。Fig. 4は柱部、梁部を単一の設計Codeで設計したときの構造物の安全性指標 β を図に示したものである。Fig. 4から設計荷重に地震を含むCode 1およびCode 2については構造モデルごとの安全性のバラツキが大きく、Code 3およびCode 4すなわち設計荷重に地震を含むときは比較的安全性のバランスがとれていることに気付く。また、Code 1によって設計されたときの安全性指標 β が大きいので現行設計ではCode 1が支配的になるのだろう。ここでは、Code 2およびCode 4の温度荷重を含む場合については、対象とした鋼製ラーメン橋脚が温度荷重の影響が出にくいいためCode 2およびCode 4が支配的にならないと思われるが、地震荷重の影響を受けやすい鋼製ラーメン橋脚に対してCode 3が支配的にならないのは、許容応力度の割増し係数が大きいのか、または地震荷重の公称値が過小なものになっているためであろう。あるいはその逆にCode 1の許容応力度がきびしすぎる、または活荷重の公称値が過大であるためと思われる。以上のことは少なくとも現行設計法による橋脚においては言えそうである。(謝辞)貴重な資料の提供を賜ったHDL委員会関係各位謝意を表します。

Table 5

モデルNo.	Case 7 (D+L+T+E)			Case 6 (D+T+E)	Case 5 (D+L+E)	Case 4 (D+E)	Case 1 (D+L) $\sigma^*=\sigma_y$
	常時荷重最大	温度荷重最大	地震荷重最大				
1	5.96	6.08	4.06	4.26	4.12	4.33	6.99
2	7.65	7.38	6.20	6.36	6.53	6.69	6.95
3	4.57	4.67	1.32	1.51	1.34	1.54	7.15
4	5.66	5.79	3.56	3.76	3.60	3.80	7.01
5	5.89	5.96	3.88	4.09	3.95	4.15	8.53
6	7.58	7.29	6.09	6.25	6.42	6.58	8.44
7	4.58	4.66	1.27	1.47	1.30	1.49	8.47
8	5.60	5.70	3.40	3.60	3.45	3.64	8.57
9	5.82	5.87	3.74	3.94	3.81	4.01	9.55
10	7.54	7.23	6.02	6.17	6.35	6.50	9.71
11	4.60	4.66	1.28	1.47	1.30	1.49	9.67
12	5.54	5.62	3.27	3.47	3.32	3.51	9.63

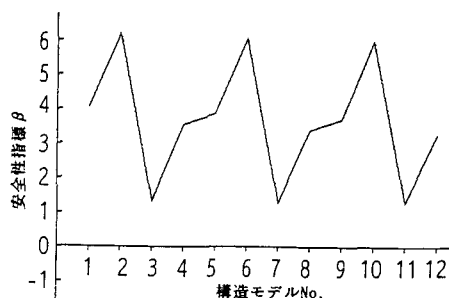


Fig. 3

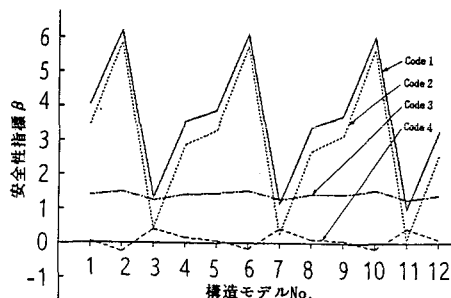


Fig. 4

参考文献 1) 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.

2) 白木, 松保, 高岡: 都市高速道路橋における荷重組合せ解析, 第7回設計における信頼性工学シンポジウム pp.152~157, 1985-12.