

地震時保有水平耐力法による鋼製ラーメン橋脚の安全性評価

香川大学工学部 正会員 白木 渡
(株)ヒロコン 正会員 松原 孝介
鳥取大学大学院 学生員 ○松井 勲

1. まえがき

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震により土木・建築構造物が多く被害を受けた。その中でも道路橋の被害とりわけ橋脚の損壊が目立った。この地震後、道路橋の設計基準である道路橋示方書¹⁾が平成8年11月に改訂された。この改訂事項の一つである地震時保有水平耐力法に注目して、本研究では、従来の設計法（許容応力度設計法）によって設計された鋼製ラーメン橋脚が地震時保有水平耐力法による安全性照査を行うと、塑性終局限界状態に対してどの程度の安全性を有しているかを評価する。

2. 構造モデル及び解析法 1) 解析モデル：使用実績の多さを考慮して図1に示すような、支間長 $L=40, 60, 80\text{m}$ の3種類、橋脚全高 $H=10, 20\text{m}$ の2種類、橋脚全幅 $W=20, 30\text{m}$ の2種類の組み合わせで12種類の橋脚をモデル化した²⁾。また、地震時保有水平耐力の照査については、許容応力度設計法によって設計した12種類のモデルのうち橋脚高さが高く地震力の影響をうけやすいと考えられる No. 3、及び、橋脚高さが低く地震力の影響をうけにくいと考えられる No. 2 の対照的な2モデルについて解析を行う。No. 2 と No. 3 の諸元を表1に示す。

2) 解析方法：地震時保有水平耐力法は、実際に起こりうる地震力を考慮して構造物に損傷が生じ破壊に至る過程を追跡して設計する耐震設計法である。解析の対象として地域を阪神地区、地盤をⅡ種地盤、橋をB種の橋とし、地震時保有水平耐力の安全性照査式として、式(1)を用いる。またB種の橋を対象とするため残留変位の照査を式(2)によって行う。

$$P_a \geq k_{he} \cdot W \quad (1) \quad \delta_R \leq \delta_{Ra} \quad (2)$$

式(1)では、部材の地震時保有水平耐力 P_a が等価水平震度 k_{he} に等価重量 W を乗じた地震力よりも大きくなり、また、式(2)では、実際に生じる残留変位 δ_a が許容残留変位 δ_{Ra} よりも小さければ安全であるということを示している。これらの式を用いるために対象構造物の水平力-水平変位の関係を明かにしなければならない。図2に示す橋軸直角方向の対象構造物の骨組み構造モデルに対して上部構造慣性力作用位置に水平力を漸増させることによって各断面が降伏に至り塑性ヒンジが形成される順序を明かにし、終局状態における崩壊メカニズムを把握することができる³⁾。ここに塑性ヒンジが発生すると考えられる断面をA~Fとする。塑性ヒンジの発生過程を追跡する上で一度降伏した断面は弾性領域に戻らないものとして解析を進める。さらに死荷重、活荷重を確定量、地震荷重を確率量と考えて Hasofer-Lind 型の信頼性指標 β ⁴⁾ を用いて限界状態を塑性限界状態とした場合の耐震信頼性解析を行う。

3. 地震時保有水平耐力法による安全性評価 2. に示した解析手順に従って橋脚モデル No. 2、及び No. 3 の慣性力作用位置における水平力-水平変位の関係を求めた。その結果を図3に示す。この関係からわかることは、構造上、No. 2 は耐力はあるが変形性能が低く、No. 3 は No. 2 に比べて耐力は低いが変形性能は

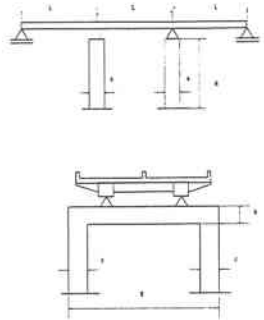


図1 対象構造モデル

表1 モデル諸元 単位(m)

モデル No.	2	3
支間長 L	40.0	40.0
橋脚全高 H	10.0	20.0
橋脚全幅 W	30.0	20.0
橋脚高 h	8.75	19.17
橋脚幅 l	28.0	18.0
柱梁厚さ a	2.00	2.00
梁高さ b	2.5	1.67
柱幅 c	2.0	2.0

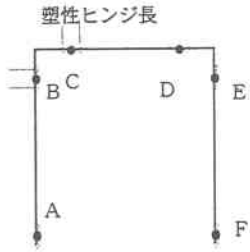


図2 骨組み構造モデル

高いことがわかる。ここでは、これらの結果を用いて式(1)及び(2)より地震時保有水平耐力法による安全性照査を行った。その結果を表2に示す。これらの結果より橋脚モデルNo. 2, No. 3ともにこの照査において安全であることがわかる。No. 3はNo. 2に比べて地震力の影響を受けやすい構造である。そのため、No. 3はNo. 2に比べてかなり地震時保有水平耐力が小さく、地震に対する安全性が低い結果となっている。逆に言えば、No. 2はNo. 3に比べて地震時保有水平耐力が大きすぎるという結果を示している。

表2より、地震力とされる値 $k_{he} \cdot W$ がNo. 2で468.0 (tf)、No. 3で580.2 (tf)であり、1つ目のヒンジが形成されときの水平耐力はこの地震力を上回っている。このことよりNo. 2, No. 3ともに、想定しているレベル2(タイプⅡ)の地震に対して十分な耐力を有していることがわかる。特にNo. 2に関しては、明らかに塑性領域を考えるまでもなく弾性領域までの考えで収まるように思われる。表2に示す通り許容応力度設計法によって設計されたこれら2つの対照的な橋脚モデルに対して塑性域まで考慮に入れた地震時保有水平耐力法による安全性照査を行った結果、これらの間には大きな差が生じることが明らかになった。

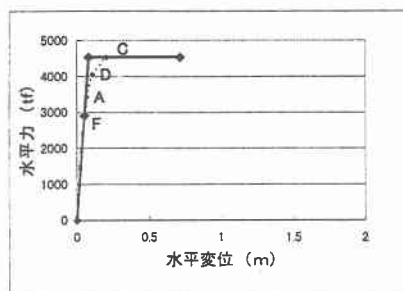
最後に、表3に信頼性解析結果を示す。ただし、限界状態関数は、 $Z = P_a - k_{he} \cdot W$ ($Z < 0$:破壊, $Z \geq 0$:安全)で定義し、

$$k_{he} = S_a / g \sqrt{2\mu_a - 1} \quad (S_a: \text{阪神地域において } M \geq 5.0 \text{ で2年に1}$$

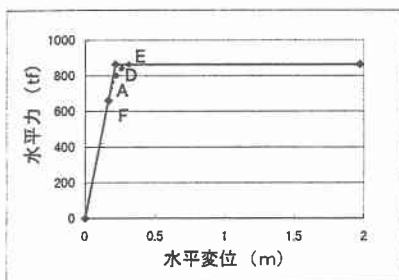
回発生した地震をもとにモデル化した線形加速度応答スペクトル²⁾, g :重力加速度, μ_a :許容塑性率)とした。 P_a, W, μ_a は確定量とし、 S_a のみを確率量とした。表3からわかるように、No. 2とNo. 3の橋脚の信頼性指標 β が大きく異なっているのがわかる。また、いずれのモデルも β が10以上で非常に大きな値を示し、ほとんど塑性崩壊限界状態に至らないことを示している。しかし、これは $M \geq 5.0$ で2年に1回発生した地震全てを対象とした実地震荷重モデルを用いた結果であり、マグニチュードの大きな直下型地震のみを対象とした地震荷重モデルを用いると β はもっと小さくなる可能性がある。

4. あとがき 許容応力度設計法で設計された橋脚は弾性域にとどまらず塑性域までを考慮に入れたとき、かなりの安全性を有しており、過去の研究成果²⁾と比較したとき橋脚の構造の違いによる安全性のばらつきがより大きなものとなっていることが明らかになった。本研究では2つの橋脚モデルの解析にとどまったが、その他の10モデルの橋脚に対して解析をすることで安全性のばらつきかたや、崩壊形式の構造モデルに対する傾向が明らかになるだろう。

(参考文献) 1) 日本道路橋協会:道路橋示方書・同解説 V耐震設計編、1996-8。 2) 白木渡・山本宏・松原孝介:鋼製ラーメン橋脚の耐震信頼性評価、構造工学論文集、Vol. 43A, pp. 505~510, 1997-3。 3) 日本道路協会:道路橋の耐震設計に関する資料、1998-3。 4) P. T. Christensen and M. J. Baker: Structural Reliability Theory and Its Applications, Springer-Verlag, 1982。



橋脚 No. 2



橋脚 No. 3

図3 慣性力作用位置における水平力-水平変位の関係

表2 解析結果

橋脚モデル	No. 2	No. 3
地震時保有水平耐力 P_a (tf)	4539.0	862.8
等価重量 W (tf)	1170.0	1146.5
等価水平震度 k_{he} (tf)	0.40	0.51
$k_{he} \cdot W$ (tf)	468.0	580.2
残留変位 δ_R (m)	-0.012	0.156
許容残留変位 δ_{Ra} (m)	0.136	0.236

表3 塑性限界状態における信頼性指標 β

	橋脚モデル No. 2	橋脚モデル No. 3
地震荷重作用時の荷重状態	β	β
死荷重	50.19	10.99
死荷重+活荷重	48.36	10.62