

地震時保有水平耐力照査式を用いた終局限界状態に対する 鋼製ラーメン橋脚の耐震信頼性評価

Reliability evaluation of rigid-frame piers of highway bridges at ultimate limit state
using seismic restoring horizontal force method

白木渡*・井面仁志**・今井慈郎***・伊藤則夫****・石川浩*****

Wataru SHIRAKI, Hitoshi INOMO, Yoshiro IMAI, Norio ITOU and Hiroshi ISHIKAWA

- *工博 香川大学教授 工学部安全システム建設工学 (〒760-8526 高松市幸町 1-1)
- **教修 香川大学助教授 工学部信頼性情報システム工学科 (〒760-8526 高松市幸町 1-1)
- ***香川大学助教授 工学部信頼性情報システム工学科 (〒760-8526 高松市幸町 1-1)
- **** (有) シー・エー・イー (〒680-8064 鳥取市岩美郡国府町分上 2-210)
- *****工博 香川大学教授 工学部信頼性情報システム工学科 (〒760-8526 高松市幸町 1-1)

A lot of pier structures failed at plastic collapse ultimate limit state by a great earthquake which hit west part of Japan on Jan. 17, 1995. After this earthquake design formats as well as design earthquake loads were revised. For steel piers as well as reinforced concrete ones a seismic restoring horizontal force method was introduced from December, 1997. In this study, the reliability analysis of rigid-frame piers of highway bridges at ultimate limit state defined by the use of seismic restoring horizontal force method was performed, and then the reliability level of steel piers designed by the allowable stress design method was discussed again.

Key Words: reliability analysis, seismic restoring horizontal force method, steel piers, ultimate limit state

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、これまで関東大震災クラスの大地震に対しても十分耐え得ると言われてきた我が国の土木・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。阪神高速道路公団神戸線のコンクリート橋脚の倒壊がマスコミなどで大きく取り上げられたが、コンクリート橋脚だけでなく、鋼製橋脚も被害を受けた。

兵庫県南部地震発生以前の耐震設計法に対して、これらの被害から学ぶべき反省点として、許容応力度設計法で想定している各部材における断面の一部が降伏強度に達するという限界状態と実際に被害を受けた構造物の終局限界状態とが大きく異なっていたという点が挙げられる¹⁾。この地震後、従来の設計対象地震である比較的発生頻度の高い中規模程度の震度法レベルの地震、および関東大震災のような発生頻度が低いプレート境界型大地震に加えて今回の地震のような発生頻度の極めて低いマグニチュード7クラスの内陸直下型地震をも対象とし、

震源付近での地震動も考慮すべきであるとの提言があった²⁾。

そのような中、道路橋の設計基準である道路橋示方書³⁾が平成8年12月に改訂された。その改訂事項として、上述の通り設計上考慮すべき地震動としてマグニチュード7クラスの内陸直下型地震の地震動が追加され、従来の震度法レベルの地震をレベル1、プレート境界型の大震をレベル2(タイプI)、内陸直下型の地震をレベル2(タイプII)と定義している。また設計法の面での改訂は、橋全体系としての変形性能を高めるため、これまで鉄筋コンクリート橋脚のみで、しかも照査だけにとどまっていた地震時保有水平耐力法による設計の考え方を、鉄筋コンクリート橋脚に限らず鋼製橋脚、基礎などについても導入したことである。

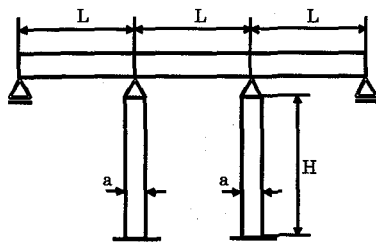
先の研究⁴⁾では、構造物を構成する部材の一面の応力が降伏点強度に達したときを構造物の終局限界状態と考へて、鋼製橋脚に耐震信頼性評価を行い、許容応力度設計法の問題点を指摘した。しかし、通常、構造物、

特に不静定構造物は部材の一断面の応力が降伏点強度に達しても構造物全体の終局限界状態を意味しない。これは実際の構造物の不静定次数が多く局所的に降伏を生じても、鋼材が持つ粘りによって応力の再分配が行われるため、構造物全体としてはまだ耐力を保有していることによる。不静定構造物が終局限界状態に至るということは、構造物の各部に塑性ヒンジが生じて、静定構造化し、崩壊モードが形成されることである。つまり、不静定構造物の終局限界状態における安全性を評価するに際しては、塑性域における終局限界状態を明確にする必要がある。

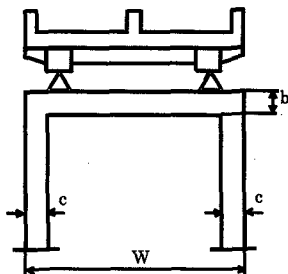
本研究では、先の研究⁴⁾で用いた許容応力度設計法によって設計された鋼製ラーメン橋脚を対象として、地震時保有水平耐力法の安全性照査法によって、橋脚の塑性域における限界状態を定義し、その橋脚が塑性域における終局限界状態において、どの程度の安全性を有しているかを示す。その結果をもとに、塑性終局限界状態を考えた安全性評価の重要性について考察する。

2. 対象構造物

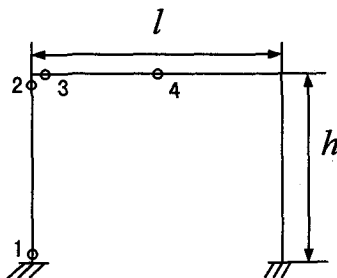
先の研究⁴⁾では、使用実績の多さを考慮して図-1に示すような3径間連続非合成箱桁を支える鋼製一層門



(a)軸方向モデル



(b)橋軸直角方向モデル



(c)骨組みモデルと着目点

図-1 対象とする橋脚モデル

表-1 橋脚モデルの諸元 (単位: m)

モデル No.	1	2
主桁支間長(L)	40.0	40.0
橋脚全高(H)	10.0	20.0
橋脚全幅(W)	30.0	20.0
骨組モデルの橋脚高(h)	8.75	19.2
骨組モデルの橋脚幅(w)	28.0	18.0
柱梁厚さ(a)	2.00	2.00
梁高さ(b)	2.50	1.67
柱幅(c)	2.00	2.00

形ラーメン橋脚を対象とし、上部I主桁の支間長 $L=40, 60, 80\text{m}$ 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種類の橋脚モデルを用いた。本研究では、 $L=40\text{m}$ のものを対象とし、さらにその内で高さが高く幅が大きい橋脚で地震荷重によって生じる応力が小さい $H=10\text{m}, W=30\text{m}$ のモデルと、高さが高く幅が小さい橋脚で地震荷重によって生じる応力が大きい $H=20\text{m}, W=20\text{m}$ のモデルの2つの橋脚を解析の対象とした。それぞれを、モデル No.1 および No.2 とし、それらの諸元を表-1にまとめて示す。

モデル No.1 は、先の研究⁴⁾で行った解析の結果、弾性限界状態に対する耐震信頼性が高いとされたモデルで、またモデル No.2 は、逆に耐震信頼性が低いとされたモデルである。

本研究では、既設の鋼製橋脚の耐信頼性解析を目的としているため、橋脚モデルとしてコンクリート無充填のものを対象としているが、道路橋示方書³⁾においてはRC橋脚およびコンクリート充填した鋼製橋脚についての規定しか示されていないので、2章以下の解析では、これらについての規定を使用する。

3. 鋼製ラーメン橋脚の地震時保有水平耐力照査

地震時保有水平耐力法は、これまで、鉄筋コンクリート橋脚のみを対象としたもので、しかも照査だけにとどまっていたが、平成8年度道路橋示方書³⁾の改訂によって、鋼製橋脚についても採用され、設計法として取り入れられた。

本研究では、許容応力度設計法によって柱、梁の板厚を設計し、その橋脚が地震時保有水平耐力の照査によってどの程度の安全性を保持しているかを検討する。

3.1 許容応力度設計法による板厚の算定

まず、2章でモデル化した2つの構造モデルについて許容応力度設計法³⁾によって板厚を算定する。今回対象とする橋脚は図-1(b)に示す橋軸直角方向モデルで、断面は箱形で板厚一定の等断面設計とした。その結果を表-2に示す。

この表には、梁部、柱部のそれぞれで支配的となる着目点(図-1(c)参照)、設計 code 及び剛比を示し各モデルに対する梁、柱の断面積及び断面2次モーメントも

表-2 許容応力度設計法による設計板厚
(橋軸直角方向)

モデル No.	着目点	code	梁板厚(m)	着目点	code	柱板厚(m)
1	3	1	0.0317	2	1	0.0433
2	3	1	0.0202	2	1	0.0203

鋼重(t/m)		断面積(m ²)		断面2次モーメント(m ⁴)	
梁	柱	梁	柱	梁	柱
2.65	3.19	0.2814	0.3386	0.2697	0.2162
1.38	1.52	0.1467	0.1610	0.0696	0.1052

合わせて示している。設計 code は、平成 8 年度道路橋示方書³⁾に準拠した以下に示すものを用いている。

code1 $\sigma_{D_n} + \sigma_{L_n} \leq \phi \cdot \sigma_a$ ($\phi = 1.0$)
 code2 $\sigma_{D_n} + \sigma_{L_n} + \sigma_{T_n} \leq \phi \cdot \sigma_a$ ($\phi = 1.15$)
 code3 $\sigma_{D_n} + \sigma_{E_n} \leq \phi \cdot \sigma_a$ ($\phi = 1.5$)

上式において σ_{D_n} 、 σ_{L_n} 、 σ_{T_n} 、 σ_{E_n} は各設計荷重を作用させた場合に各部材の着目点に生じる応力、 ϕ は荷重の組合わせに対する許容応力の割り増し係数である。

3.2 地震時保有水平耐力法

規模の大きい地震が生じた場合は、構造部材の強度を向上させるだけで地震に抵抗するには限界があるため、構造部材が非線形領域に入っても適切な粘りを持たせ、エネルギー吸収性能を高めることによって構造部材に生じる損傷を限定される範囲にとどめ、同時に構造系全体としての崩壊を防止することが重要である。地震時保有水平耐力法は、構造物の非線形領域における変形性能や動的耐力を考慮して地震による荷重を静的に作用させて設計する耐震設計法であり、設計で考慮する地震と構造部材や構造物に許容される損傷度を定めて設計するものである。

本研究では、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種の橋とする。

平成 8 年度道路橋示方書³⁾によると、橋脚に対しては式(1)に示す照査式を満足していなければならない。さらにB種の橋に対しては原則として地震後の残留変位を式(2)により判定しなければならない。本研究においては都市高速道路高架橋を対象としているためB種の橋として解析を行う。また地震動は、供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ内陸直下型のタイプⅡの地震動を考慮する。

$$P_a \geq K_{he} \cdot W \quad (1)$$

$$\delta_{Ra} \geq \delta_R \quad (2)$$

ここに、

- P_a : 橋脚の地震時保有水平耐力 (tf)
- K_{he} : 地震時保有水平耐力法に用いる等価水平震度
- W : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量 (tf)
- δ_{Ra} : 橋脚の許容残留変位
- δ_R : 橋脚の残留変位

である。

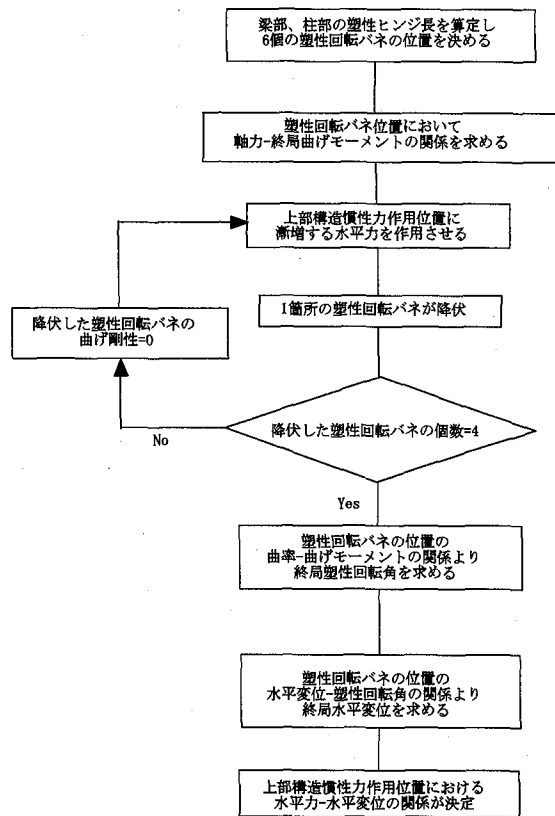


図-2 上部構造慣性力作用における水平力-水平変位算出の手順

3.3 橋脚の水平荷重-水平変位関係

橋脚の地震時保有水平耐力および残留変位の照査を行うためには、3.2で示したように地震時保有水平耐力 P_a 、等価水平震度 K_{he} 、等価重量 W 、許容残留変位 δ_{Ra} および残留変位 δ_R を算出する必要があり、このうち地震時保有水平耐力 P_a 、等価水平震度 K_{he} 、残留変位 δ_R を算出するためには、橋脚の上部構造の慣性力作用位置における水平荷重-水平変位関係を求めなければならない。橋脚の水平荷重-水平変位関係を求めるためには、橋脚を要素に分割し、これらの応力度-ひずみ関係に基づく非線形解析を行う必要がある。しかし、本研究では、平成 8 年度に訂正された道路橋示方書の意図している保有水平耐力設計法で確保される安全性・信頼性を定量的に評価する第一歩の研究として、また、設計時の実用性と解析上の簡便さを考慮して、道路橋の耐震設計に関する資料⁵⁾を参考に橋脚の水平荷重-水平変位関係を完全弾塑性と仮定し、骨組モデルによる弾塑性解析を行う。

図-2に上部構造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る手順を示す。

(1) 橋脚および上部構造のモデル化

骨組モデルの弾塑性解析を行う場合の橋脚モデルは、図-1(c)の骨組みモデルを20個の要素に分割したもの

を用いる。塑性ヒンジは柱部材の上端部、下端部、梁部材の端部に発生する可能性があるので、道路橋の耐震設計に関する資料⁵⁾を参考にして、図-3に示すように橋脚柱下端部と橋脚柱上端部および梁両端部に合計6箇所

- 1) 隅角部の剛域は図に示すように、柱部では隅角部から柱下端方向に向かって $b/2$ 、梁部では隅角部から梁中央部に向かって $c/2$ とする。
- 2) 柱下端部の塑性ヒンジ領域では、柱基部から塑性ヒンジ長 L_p の $1/2$ だけ上の点に塑性回転パネを設定した。(A点, F点)
- 3) 柱上端部の塑性ヒンジ領域では、隅角部剛域の端から塑性ヒンジ長 L_p の $1/2$ だけ下の点に塑性回転パネを設定した。(B点, E点)
- 4) 梁両端部の塑性ヒンジ領域では、隅角部剛域の端から塑性ヒンジ長 L_p の $1/2$ だけ離れた点に塑性回転パネを設定した。(C点, D点)
- 5) 塑性ヒンジ以外の部材は線形部材とする。
- 6) 塑性ヒンジ領域における断面の降伏判定は塑性回転パネの位置のみで行う。

また柱、梁の塑性ヒンジ長 L_{pc} 、 L_{pb} は平成8年道路橋示方書V編³⁾より

$$L_{pc,b} = 0.2h - 0.1D \quad (3)$$

により算出される。ここで、 h は橋脚基部から梁軸線までの高さの $1/2$ 、 D は断面高さで、本研究においては、柱部で $D=c$ 、梁部で $D=b$ となる。

式(3)は、RC橋脚に適用されるものであるが、道路示方書には鋼製橋脚について規定が無く、また、諸外国における研究成果も見あたらないので、ここでは、式(3)を用いることにした。

地震時保有水平耐力の照査を行う橋脚モデルは本章の冒頭でも述べたとおり平成8年道路橋示方書³⁾に基づいて設計された構造モデルNo.1およびNo.2であり、表-1および表-2に示すの諸元をもとに塑性ヒンジ長を計算した結果を表-3に示す。

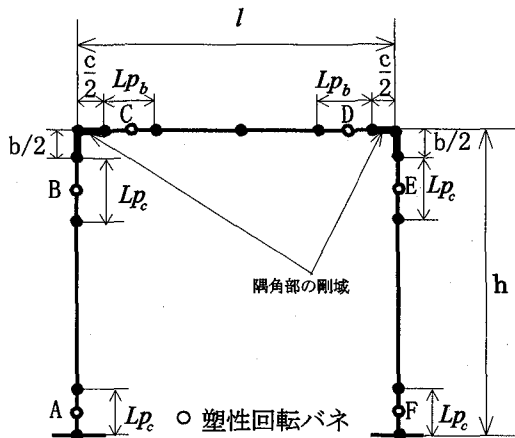


図-3 塑性回転パネの設定

表-3 橋脚モデルの塑性ヒンジ

モデル No.	塑性ヒンジ長(m)	
	梁部	柱部
1	1.25	0.675
2	0.835	1.000

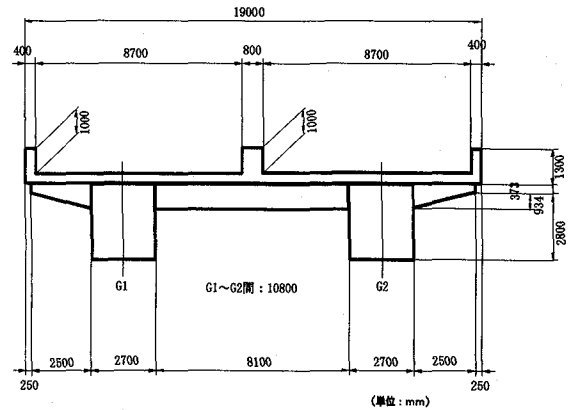


図-4 上部構造モデル

また、慣性力作用位置は、図-4に示す上部構造モデルのRC床板下面とし、梁軸線から慣性力作用位置までの距離はモデルNo.1で4.883m、モデルNo.2で4.468mとする。

(2) 線形部材および塑性回転パネのモデル化

塑性回転パネは完全弾塑性型と仮定し、塑性回転パネが塑性化するまでの曲げ剛性は、線形部材の曲げ剛性と同一とする。塑性回転パネは、塑性回転パネに生じる曲げモーメントが終局曲げモーメント M_u に達したときに降伏し、それ以後の曲げ剛性を0とする。

塑性回転パネにおける鋼材の応力度-ひずみ関係は、圧縮側鋼材、引張側鋼材について完全塑性挙動するものとしてモデル化する。この際、終局ひずみは地震動のタイプによらず同一の値として与え、 $\epsilon_u = 5\%$ とする。

(3) 上部構造慣性力の作用位置における水平力-水平変位の関係

道路橋の耐震設計に関する資料⁵⁾では、上部構造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るために、骨組モデルの梁中央部に漸増する静的荷重を水平方向に作用させ、その位置における水平変位を上部構造の慣性力作用位置における水平変位に換算して解析を行っている。しかし、この方法では6個の塑性回転パネのうち4個が塑性化してしまうと骨組モデルが不安定構造となり、それ以上の水平力を作用させても解析を行うことが不可能になる。橋脚の終局水平変位を求めるためには、骨組モデルが不安定構造となった後の解析も必要となってくる。そこで本研究においては、図-5に示すように隅角部に、 x 軸方向の変位が固定、 y 軸方向の変

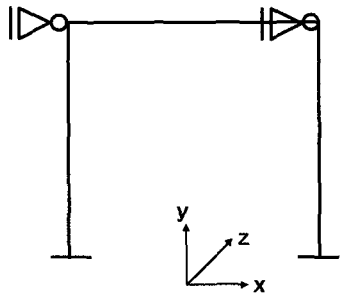


図-5 強制変位を与えるモデル

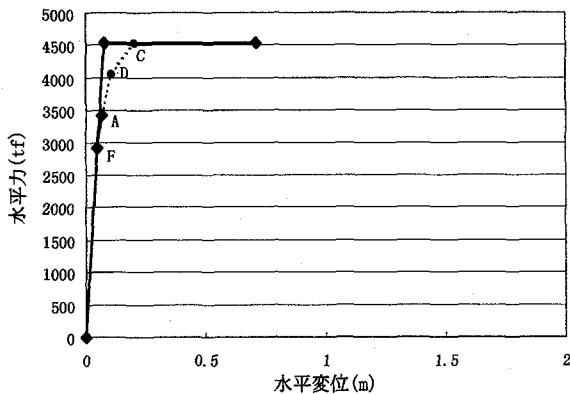


図-6 上部構造慣性力作用位置における水平力-水平変位関係 (MODEL No.1)

位が自由、 z 軸周りの回転が自由の条件を有する支承を設定し、この支承に強制変位を与えることにより、水平力を作用させた場合と等価な状態とみなして解析を行う。

上記の方法で骨組モデルに水平力を作用させると、図-3に示した6個(A, B, C, D, E, F)の塑性回転バネのうちいずれか1つが降伏する(この過程をstep1とする)。そして降伏した塑性回転バネを塑性ヒンジ(曲げ剛性=0)として再度同様の方法で水平力を作用させ、次に降伏する塑性回転バネを捜す(step2)。この操作を繰り返し、4個の塑性回転バネが降伏するまで解析を続ける(step3~step4)。そして、このときの水平力の最大値を終局水平耐力 P_u とする。最後に4個の塑性ヒンジを挿入したモデルに徐々に強制変位を与え、不安定構造となった後の水平変位を算出する(step5)。

以上の様に、塑性回転バネが降伏する過程を解析し、橋脚の上部構造の慣性力作用位置における水平荷重-水平変位関係を図示したものが図-6および図-7である。図中に示してあるアルファベットはその時点で降伏した塑性回転バネの位置を表す。

図-6と図-7を比較すると、構造モデル No.1 は降伏水平耐力 $P_y = 4532$ (tf)となり、No.2 の降伏水平耐力 $P_y = 861$ (tf)の約5倍とかなり大きな値を示している。しかし、構造モデル No.1 終局水平変位は $\delta_y = 0.703$ (m)で、構造モデル No.2 の $\delta_y = 0.125$ (m)の60%以下となっている。このことから構造モデル No.1 は

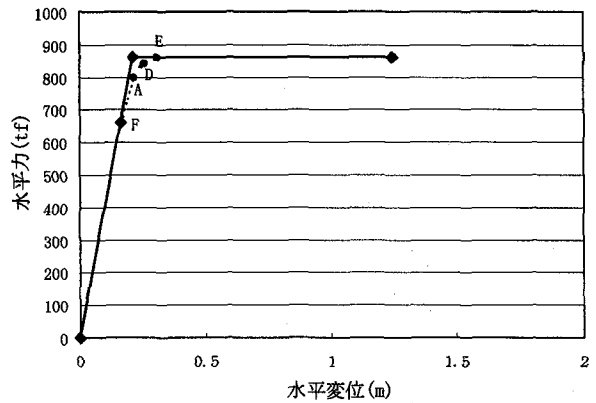


図-7 上部構造慣性力作用位置における水平力-水平変位関係 (MODEL No.2)

降伏するまでの水平耐力はかなり大きな値が期待できるが、降伏後の変形性能は小さいと考えられる。逆に構造モデル No.2 は水平耐力としては構造モデル No.1 の1/5位までしか期待できないが、降伏後の変形性能は構造モデル No.2 より2倍近く大きいことがわかる。

このように、許容応力度設計法で設計された同じタイプのラーメン橋脚において、幅 W と高さ H が異なればその保有水平耐力ならびに変形性能が大きく異なることがわかる。

3.4 地震時保有水平耐力および残留変位の照査

本節では3.3で求めた橋脚の水平荷重-水平変位関係をもとにして地震時保有水平耐力および残留変位の照査を行う。

(1) 橋脚の固有周期の算出

平成8年改訂の道路橋示方書V編³⁾によると、対象とする橋脚はラーメン構造であるため設計振動単位が複数の下部構造とそれが支持している上部構造からなる場合であると見なされる。よって平面骨組構造解析を行い、式(4)により固有周期を算出する。

$$T = 2.01\sqrt{\delta} \quad (4)$$

$$\text{ただし } \delta = \frac{\int w(s) \cdot u(s)^2 ds}{\int w(s) \cdot u(s) ds}$$

ここに、

T : 設計振動単位の固有周期(s)

$w(s)$: 上部構造および下部構造の位置に s における重量(tf)

$u(s)$: 上部構造および耐震設計上の地盤面より上の下部構造の重量に相当する水平力を慣性力の作用方向に作用させた場合にその方向に生じる位置 s における変位(m)

(2) 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量の算出
地震時保有水平耐力法に用いる等価重量 W は、次式で算出する。

$$W = W_u + c_p \cdot W_p \quad (5)$$

ここに、 W_u, W_p は、それぞれ上部構造重量、橋脚躯体の重量である。また c_p は等価重量算出係数であり、橋脚の破壊が曲げ破壊型、または曲げ破壊型からせん断破壊移行型の場合は $c_p = 0.5$ 、せん断破壊型の場合は $c_p = 1.0$ である³⁾。

(3) 橋脚の地震時保有水平耐力および許容塑性率の算出

3.3 で求めた橋脚の終局水平耐力 P_u 、終局変位 δ_u 、降伏水平耐力 P_y 、および降伏変位 δ_y を用いて橋脚の地震時保有水平耐力 P_a および許容塑性率 μ_a が以下の式により算出される。

$$P_a = P_y + \frac{P_u - P_y}{\alpha} \quad (6)$$

$$\mu_a = \left(1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \right) \frac{P_y}{P_a} \quad (7)$$

ここに、 α は、安全係数であり、B 種の橋でタイプ II の地震動を考慮する場合は $\alpha = 1.5$ とする³⁾。

ただし、本研究では橋脚の水平力-水平変位の関係を完全弾塑性と仮定しているので、 $P_y = P_u$ である。

(4) 地震時保有水平耐力法に用いる等価水平震度の算出

地震時保有水平耐力法では橋脚に塑性ヒンジが発生し、これに伴う長周期化と安定したエネルギー吸収能の増大を前提として非線形応答に基づく弾性地震力の低減効果を見込んでいる。そのため等価水平震度 K_{hc} は設計水平震度を低減させるように(3)で算出した橋脚の許容塑性率 μ_a を用いて式(8)で定義される。

$$K_{hc} = \frac{K_{hc}}{\sqrt{2\mu_a - 1}} \quad (8)$$

ここに、 K_{hc} は地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度であり、平成 8 年道路橋示方書 V 編³⁾によると、地震動のタイプ、地盤種別、(1)で算出した橋脚の固有周期に基づき決定される。

(5) 橋脚の残留変位の算出

橋脚の残留変位 δ_R は

$$\delta_R = c_R (\mu_R - 1) (1 - r) \delta_y \quad (9)$$

により求められる。ここに、 μ_R は橋脚の応答塑性率であり(4)で決定した地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度などをもとにして

$$\mu_R = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{K_{hc} W}{P_a} \right)^2 + 1 \right\} \quad (10)$$

で算出される。ここに、 c_R と r は、それぞれ残留変位補正係数、橋脚の降伏剛性に対する 2 次剛性の比であり、鋼製橋脚では $c_R = 0.35$ 、 $r = 0.05$ としてよい。ただし、この場合橋脚の応答塑性率 μ_R は、式(10)で得られる値に P_a/P_y を乗じた値を用いる³⁾。

(1)~(5)において算出した結果を表-4に示す。また、表-4には橋脚の等価重量 W 、地震時保有水平耐力 P_a 、等価水平震度 K_{hc} 、残留変位 δ_R を用いて式(1)、(2)により地震時保有水平耐力および残留変位の照査を行った結果も示してある。

ただし、式(2)において δ_{Ra} は橋脚の許容残留変位であり、橋脚下端から上部構造の慣性力作用位置までの高さの 1/100 とする。

表-4より構造モデル No.1,2 どちらも地震時保有水平耐力の照査式を満たしていることがわかる。個々のモデルについてその結果を見ると、地震時保有水平耐力の照査において、構造モデル No.1 は作用する慣性力の約 10 倍、構造モデル No.2 においても約 1.2 倍の水平耐力を有しており安全と考えられる。さらに地震時保有水平耐力までの余裕を考えると構造モデル No.1 は構造モデル No.2 に比べかなりの余裕があることがわかる。

また、残留変位の照査において構造モデル No.1 は橋脚の残留変位が負の値をとり照査が不可能となっている。

表-4 構造モデル No.1,2 の地震時保有水平耐力照査結果

		No.1	No.2
固有周期	T (sec)	0.225	0.851
等価重量	W (tf)	1170.0	1146.5
設計水平震度	K_{hc}	1.19	1.75
許容塑性率	μ_a	6.29	6.48
等価水平震度	K_{he}	0.35	0.64
応答塑性率	μ_R	0.55	3.21
地震時保有水平耐力の照査	$K_{he} \cdot W$ (tf)	410	736
	P_a (tf)	4532	861
	判定	OK	OK
残留変位の照査	δ_R (m)	-0.012	0.157
	δ_{Ra} (m)	0.136	0.236
	判定	OK	OK

これは計算上、橋脚の応答塑性率が1以下、つまり式(10)において $P_a \geq K_{he} \cdot W$ となっているためであり、地震時保有水平耐力が設計で想定した地震による慣性力を上回っていることを示している。地震時保有水平耐力の照査結果からもわかるように、構造モデル No.1 は非常に大きな保有水平耐力を有しているモデルである。このようなタイプの橋脚は、あまりにも大きな地震時保有水平耐力を有しているために、残留変位まで照査をせずとも地震時保有水平耐力の照査のみで十分に安全性が確認できるものと考えられる。

以上のことより、次のようなことが言える。

- 1) 橋脚高、橋脚幅などの相違により、橋脚の地震時保有水平耐力および降伏後の変形性能の大きさに顕著な違いが現れる。
- 2) 弾性挙動限界状態において信頼性の低い構造も塑性域を考慮に入れた解析法を用いると十分に安全な構造として評価される。
- 3) 構造形式の違いにより、橋脚の地震時保有水平耐力に対する余裕にかなり差がある。

4. 鋼製ラーメン橋脚の耐震信頼性評価

4.1 限界状態関数の設定

本研究では、限界状態として地震時保有水平耐力を限界水平耐力とした塑性限界状態を用いる。この限界状態は、3章で示した地震時保有水平耐力照査式(1)において、地震時保有水平耐力 P_a と等価重量 W を確定量として与え、限界状態関数 Z を以下のように設定する。

$$Z = P_a - K_{he} \cdot W \quad (11)$$

ここに、

- P_a : 地震時保有水平耐力 (確定量)
- W : 橋脚の等価重量 (確定量)
- K_{he} : 等価水平震度 (確率量)

とし、 P_a 、 W は、表-4において算出した値を用いる。また、 K_{he} は確率量であり、先の研究⁴⁾でモデル化した線形加速度応答スペクトルを $g\sqrt{2\mu_a - 1}$ で除することにより求める。ここに、 g は重力加速度で、 $g=980$ (Gal)、 μ_a は許容塑性率で3.4において算出した値を用いる。

以上に示した限界状態関数において $Z > 0$ の場合、構造物は安全であり、 $Z \leq 0$ の場合、構造物は危険となる。

4.2 耐震信頼性の評価法

本研究では、B-C 荷重モデルに Turkstra の組合せ規則を適用したときの構造物の信頼性を Hasofer-Lind 型の信頼性指標 β によって評価する^{6),7)}。各荷重については、仮に任意時点の分布が正規分布であっても B-C 荷重モデルの Mixed type と Limiting spike type を用いてモデル化しているので、パルス過程としての確率分布は非正規分布関数になる⁴⁾。従って、信頼性指標 β を求めるに際して次式(12)によって正規分布による近似を行う

必要がある。

$$\left. \begin{aligned} \mu'_{X_i} &= X_i^* - \Phi^{-1}\{F_{X_i}(X_i^*)\} \cdot \sigma'_{X_i} \\ \sigma'_{X_i} &= \frac{\phi\{\Phi^{-1}\{F_{X_i}(X_i^*)\}\}}{f_{X_i}(X_i^*)} \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

ここに

$$X_i^* = F_{X_i}^{-1}\{\Phi(\beta\alpha_i)\} \quad (13)$$

式(12)において、 μ'_{X_i} 、 σ'_{X_i} は近似した後の X_i の平均値、標準偏差であり、 X_i^* は設計点における X_i の座標値を示し、また $\phi(\dots)$ は標準正規確率密度関数、 $\Phi^{-1}(\dots)$ は標準正規確率分布関数の逆関数である。また地震荷重は活荷重を含むことになるが、ここでは解析の簡略化のため地震荷重を評価する際には活荷重を確定量として分布関数の平均値を与えることにし、各荷重間の相関は考えない。従って、以下に示す式により荷重組合せのもとでの β が評価できる。

地震時保有水平耐力を限界水平耐力とした塑性限界状態を、以下のように表す。

$$\left. \begin{aligned} \beta &= \left(P_a - \sum_{i=1}^n A_{X_i} \mu'_{X_i} \right) / \left(\sum_{i=1}^n A_{X_i} \sigma'_{X_i} \alpha_i \right) \\ \alpha_i &= \frac{A_{X_i} \sigma'_{X_i}}{k} \\ k &= \sqrt{\sum_{i=1}^n A_{X_i}^2 \sigma'_{X_i}{}^2} \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

ここに、 X_i はそれぞれ各荷重の確率変数、 A_{X_i} は、それぞれ荷重 X_i を力レベルに変える変換係数である。また、 P_a は地震時保有水平耐力であり、それぞれの限界状態における限界強度を表す。これらの式(14)に β と α_i の初期値を代入して繰返し計算を行うことによって β が得られる。Turkstra の組合せ規則にしたがって各荷重の最大時を考えると、最大値または任意時点の分布関数と、その導関数である確率密度関数をそれぞれの荷重が最大値か任意時点のどちらを対象とするかで使い分ける。

4.3 耐震信頼性評価結果

地震時保有水平耐力を限界水平耐力とした塑性限界状態を考え、この限界状態に対して耐震信頼性解析を行

表-5 地震時保有水平耐力照査式を用いた限界状態に対する信頼性指標 β

地震荷重作用時の荷重状態	橋脚モデル	
	No.1	No.2
死荷	50.19	10.99
死荷重+活荷重	48.36	10.62

った結果を表-5に示す。これらの結果より、地震荷重に加えて死荷重の作用を考慮したとき、No.1及びNo.2の橋脚の信頼性指標 β はそれぞれ50.19, 10.99と両方の値が大きくなり、またいずれもかなり安全という結果が出た。また、地震荷重に加えて死荷重+活荷重の作用を考慮しても、No.1の橋脚Dの信頼性指標は $\beta=48.36$ 、No.2は $\beta=10.62$ となり、死荷重のみの場合より若干小さくなっただけである。

本研究で用いた地震荷重の確率モデルは、先の研究⁴⁾で示したように、阪神地域に影響を及ぼす地震でマグニチュード $M \geq 5.0$ 、2年に1回程度発生する規模以上のすべての地震を対象にしたもので、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。しかし、マグニチュードの大きな直下型地震が発生する確率が非常に低いことを考慮すれば、表-5に示す結果になる。従って、マグニチュードが大きな直下型地震のみを対象とする場合は、直下型地震が発生するという条件で式(11)で定義する限界状態の条件付き生起確率を求めることになる。このような場合には、各地域における活断層のモデル化を正確に行い、可能な最大の地動及び応答加速度的確定的な推定が重要になってくる。

このように直下型地震が発生し式(11)で定義される限界状態の生起確率は非常に低い値を示したが、このような低い確率を対象とした場合の設計規準の意義について今後広く議論していく必要がある。現時点では、確率論的な評価に意味を持たせて設計値を規定できるのは、先の研究⁴⁾で実施した弾性終局限界状態に対する信頼性評価あるいは、第1ヒンジ終局限界状態(first hinge ultimate limit state)に対する信頼性評価であると考えられる。鋼製ラーメン橋脚の限界状態の設定と信頼性評価、さらに対象とする地震荷重の大きさについては、議論すべき点が多く残されており、今後の課題としたい。

5. あとがき

本研究では、平成8年度の道路橋示方書の改訂を受けて、鋼製ラーメン橋脚を対象として地震時保有水平耐力法によって、許容応力度設計法で設計された対照的な2つの構造モデルについて、それらの橋脚がどのくらいの安全性を持っているかを照査し、これまで弾性域までを対象として設計されてきた構造物が、塑性域に入ってから、どのような挙動を示すかを解析するとともに、地震時保有水平耐力法の安全性を照査した。対照的な2つのモデルとしては、1つは橋脚の高さと幅が同じタイプ、もう1つは橋脚の高さが幅の1/3と低いタイプの2つである。その結果、許容応力度設計法で設計された橋脚は塑性域を考慮に入れた安全性照査式によっても安全であると評価された、しかしこれら2つの橋脚には安全性に大きな差があることが明らかになった。

特に、橋脚の高さが幅に比べて極端に低いモデルでは、すなわち地震力に強いと思われる橋脚は、地震時保有水平耐力が非常に大きく1つのヒンジすらできにくく、崩壊メカニズムの形成は現実には起こりにくい結果となった。また、橋脚の高さが比較的高く地震力の影響を受けやすいと思われるもうひとつの橋脚モデルでも安全性は十分保持していることがわかった。本研究での解析結果では、鋼製ラーメン橋脚については、従来の許容応力度設計法でもレベル2(タイプII)の地震荷重に対して十分な耐力を有しているばかりか、むしろ必要以上に断面を大きく設計しているのではかという結論に達した。

このような結果は弾性限界状態に対して行った信頼性解析結果と同様な傾向を示しているが、今回の塑性限界状態に対する信頼性解析結果の方がモデル間の信頼性に大きな差を生じた。これは、許容応力度設計法から保有水平耐力設計法に改訂されても橋脚のタイプの違いによる信頼性の差はなくなるどころか益々広がっていることを示している。これを是正するためには、信頼性理論に基づく荷重係数設計法を考える必要がある。これについては別の機会に発表する予定である。

本研究においては2つの橋脚モデルの解析にとどまったが、これら2つの橋脚モデルのみでなくモデル化したその他10モデルに対しても解析を行うことで安全性のばらつき方や、崩壊形式の構造モデルに対する傾向などが明らかになるのではないかと考えている。これについては、今後の検討課題としたい。

最後に、本研究を遂行するにあたり、数値計算等ご協力をいただいた鳥取大学大学院生 松原孝介君(現(株)ヒロコン勤務)ならびに松井勲君に深く感謝申し上げる次第である。

参考文献

- 1) 北田俊行: 鋼製橋脚の地震時保有水平耐力の解析法、鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集、pp.43~50、1997-3.
- 2) 土木学会・耐震基準等基本問題検討会議: 土木構造物の耐震基準等に関する提言、1996-5.
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編、1996-8.
- 4) 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, pp505-510, 1997-3.
- 5) 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, 1997-3.
- 6) P.T.Christensen and M.J.Baker: Structural Reliability Theory and Its Applications, Springer-Verlag, 1982.
- 7) C.J.Turkstra and H.O.Madsen: Load Combinations in Codified Structural Design, Jour. Of the Stur. DIV., ASCE, Vol.106, No.St12, pp.2527-2543, 1980-12.

(1998年9月18日受付)