

鉄筋コンクリート橋脚を対象とした地震リスク評価

武蔵工業大学 学生会員 ○中公 雄介
武蔵工業大学 学生会員 劉 汝剛
武蔵工業大学 正会員 吉川 弘道

1. はじめに

わが国の耐震設計は、兵庫県南部沖地震を境にして仕様設計から性能設計へと移行しつつある。そして、宮城県沖地震、北海道十勝沖地震と震度 6.0 前後の規模を有する地震の発生は、記憶に新しいところである。地震による土木構造物の崩壊などの被害は、生命の損失など甚大な被害に直結する場合が多い。従って、地震によるリスクや危険度(Hazard)を定量的に評価する必要がある。

そこで本稿は、異なる3つの想定道路橋脚を準備し、曲げ破壊のみを考慮した地震リスク評価のシミュレーションを行った。

2. 解析条件

2.1 対象地点^[1]

対象地点は、兵庫県神戸市(34.68N,135.16E)とした。汎用ソフト^[4]を使用し、地震ハザード曲線を作成した(図-1)。地震ハザード曲線とは、サイトを中心として地震活動域での地震危険度の状況を示すものである。距離減衰式には式(1)、(2)に示す福島・田中式を、最大応答加速度 a_c の推定には、神田らの提案式(式(3))を用いている。

$$a_m = 10^x \quad (1)$$

$$x = 0.51M - \log(r + 0.006 \cdot 10^{0.51M}) - 0.0034r + 0.59 \quad (2)$$

$$a_c = 19.44a^{0.6523} \quad (3)$$

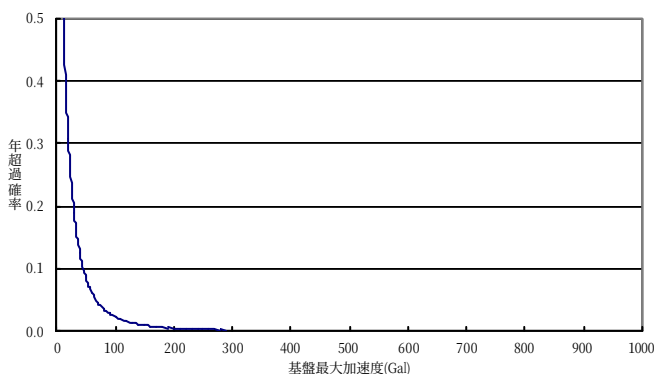


図-1 地震ハザード曲線(兵庫県神戸市)

2.2 対象橋脚^[2]

対象橋脚(供用期間 50 年間)の橋脚諸元は表-1 に、対象橋脚における各々の $P \sim \delta$ 曲線(テトラニアモデル)は、図-2 に示す。また初期建設費の算出(補修費などは、含まない)は、汎用ソフト^[5]を用いている。

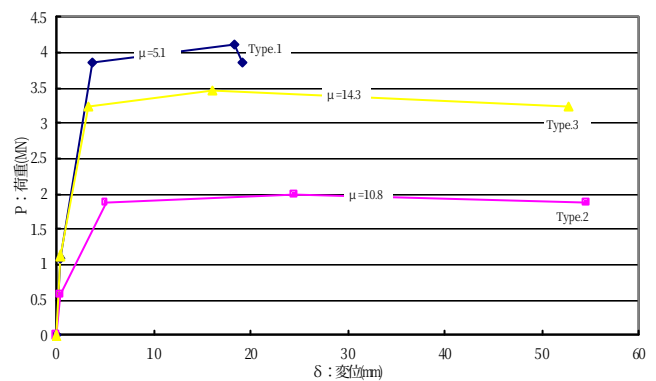


図-2 $P \sim \delta$ 曲線(Type.1~3)

表-1 橋脚諸元^[2]一部修正

形式			Type.1	Type.2	Type.3
降伏時	水平耐力(MN)	P_v	3.85	1.87	3.23
	変位(mm)	δ_v	37.5	50.4	36.9
終局時	曲げ耐力(MN)	P_u	3.85	1.87	3.23
	せん断耐力(MN)	$V_y = V_c + V_s$	6.02	5.12	6.28
	変位(mm)	δ_u	1925	5455	5283
破壊形式			曲げ破壊先行	曲げ破壊先行	曲げ破壊先行
等価重量(MN)			7.36	9.34	15.3
終局変位靱性率			5.1	10.8	14.3
初期建設費(万円)			2,820	5,600	7,050

3. 地震リスク評価

3.1 限界状態発生確率^[1]

限界状態を主鉄筋降伏時、最大耐力時、終局耐力時と設定し、その各々の発生確率を下式(4)~(6)において算出した。

$$F_k = \int_0^1 \frac{1}{\sqrt{2\pi} z_x} \exp\left\{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - l_x}{z_x}\right)^2\right\} dx \quad (4)$$

$$l_x = \ln d_k - \ln d_R \quad (5)$$

$$z_x = \sqrt{\ln\{(1+n_k^2)(1+n_R^2)\}} \quad (6)$$

また積分関数を、 $z = d_{resp.} \cdot x$ として変数変換すると、 $d_{resp.}$ が与えられた際の条件付限界状態発生確率 $F_k(d_{resp.})$ を求めることができる。(式(7))

Key word 地震リスク、損傷度曲線(Fragility Curve)、地震リスクカーブ

連絡先 :〒158-8557 東京都世田谷区玉堤 1-28-1 武蔵工業大学 工学部 都市基盤工学科 構造材料工学研究室

TEL :03-3703-3111 内線(3243) Email :g0365013@sc.musashi-tech.ac.jp

$$F_k(d_{resp.}) = \int_0^{d_{resp.}} \frac{1}{\sqrt{2p} V_X z} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln z - \ln d_k}{V_X} \right)^2 \right] dz \quad (7)$$

ここで、 d_R :応答変位、 d_K :限界状態時の応答変位、 F_k :限界状態発生確率、 $d_{resp.}$:応答変位の平均値、 d_k :限界状態時応答変位の平均値、 v_R :応答変位の変動係数、 v_K :限界状態時応答変位の変動係数、 l_X : $\ln X$ の平均値、 z_X : $\ln X$ の標準偏差

この限界状態の発生確率を損失確率として考慮し、損傷度曲線(Fragility Curve)を作成している(図-3)。

3.2 損傷レベル発生確率^[1]

損傷レベル発生確率は、応答変位が限界状態を超過する確率であるため、限界状態間の発生確率、つまり損傷レベル*i*の発生確率 $P(c_i | a)$ は、式(8)~(11)により算出することができる。図-3 に限界状態が発生する際の損傷レベル発生確率(Type.1)を示す。

$$P(c_1 | a) = 1 - F_y(a) \quad (8)$$

$$P(c_2 | a) = F_y(a) - F_m(a) \quad (9)$$

$$P(c_3 | a) = F_m(a) - F_u(a) \quad (10)$$

$$P(c_4 | a) = F_u(a) \quad (11)$$

$$\sum_{i=1}^4 P(c_i | a) = 1 \quad (12)$$

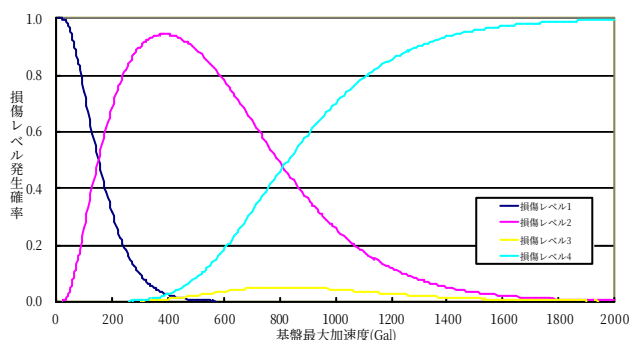
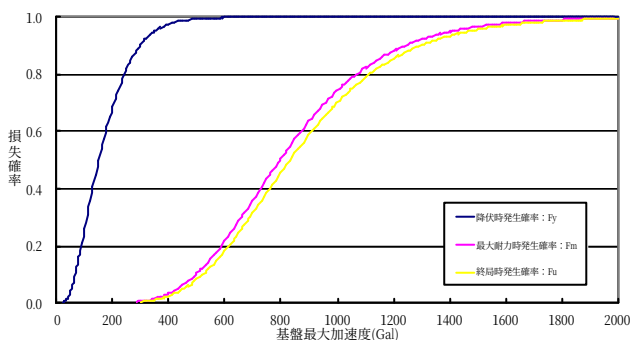


図-3 上 Fragility Curve(Type.1),

下 損傷レベル発生確率(Type.1)

3.3 地震リスクカーブ

地震リスクカーブとは、地震ハザード曲線から与えられた地震発生の年超過確率を縦軸に、横軸には損失

の大きさ(損失期待値)により表現された曲線である。地震リスクカーブは、対象構造物に潜在する地震の危険度を定量的に表現することができる。図-4 に地震リスクカーブを示す。

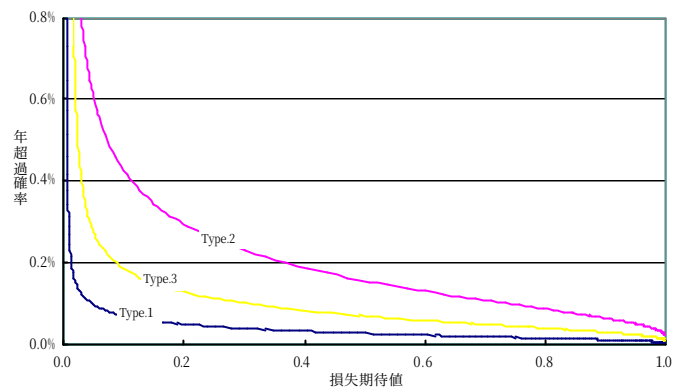


図-4 地震リスクカーブ

4. まとめ

本稿の曲げ破壊のみを考慮したシミュレーションの地震リスク評価は、 $Type.1 \leq Type.3 \leq Type.2$ という結果となった。この3つの橋脚中、最も終局変位の小さいType.1橋脚が、最も地震リスクが小さいという結果であった。しかし、せん断破壊を考慮しシミュレーションを行った場合、今回の地震リスク評価の結果と同じになるとは限らない。

5. 今後の課題

今後は、地震リスクの評価からさらに進展し、地震リスクを管理する分野への研究着手が課題として見えてきた。また今回は、曲げ破壊のみを考慮した地震リスク評価であるため、まだ不十分な評価である。従って、地震リスクをより詳細に定量化するために、せん断破壊を考慮した地震リスク評価を行う必要がある。

【参考文献】

- [1]遠藤昭彦, 鉄筋コンクリート橋脚に対する地震リスク評価手法の適用, 武蔵工業大学修士論文, 2001
- [2]川島一彦, 矢部正明, 睦好宏史, 寺山徹, 運上茂樹, 大塚久哲, 森敦, 家村浩和, 橋梁の耐震設計法に関する講習会 ―海外から見た日本の耐震設計法―, (社)土木学会 地震工学委員会, pp55~57, 1998
- [3]星谷勝・中村孝明, 構造物の地震リスクマネジメント, 山海堂, 2002
- [4]D-SEIS 使用説明書(解析プログラムバージョン 2.1), 株式会社 CRC ソリューションズ, 2000
- [5]Total-LCC ver.1.0 テクニカルマニュアル, (株)トータル・インフォメーション・サービス, 2002