地震リスク解析による既設 RC 橋脚に対する補強効果の評価

株式会社フォーラムエイト	正会員	○甲斐	義隆
武蔵工業大学	正会員	青戸	拡起
武蔵工業大学	正会員	吉川	弘道

1.はじめに

先報¹⁾にて記述した解析フローに従い,本報では RC 単柱式橋脚の地震リスク解析を実行する.特に,現行 道路橋示方書を満足しない橋脚(補強前)と補強後の両 ケースについて解析し,補強効果をリスク指標により 定量的に論じるものである.

2.解析対象構造物:耐震性能と損失額

高さ 7.5m の RC 単柱橋脚を対象にして,補強前・後の耐震性を検討する.

- ・地域区分,地盤種別:A地域,II種地盤
- ・設計地震動:レベル2・タイプ2,橋軸方向
- 固有周期:表-1

表-1 固有周期				
		補強前	補強後	
慣性力作用高	m	7.500	7.500	
降伏剛性	MN/m	69.0598	89.5413	
固有周期	sec	0.48	0.42	

・地震時保有水平耐力法による照査結果:表-2

表-2 地震時保有水平耐力法による照査結果

		補強前	補強後		
破壊形態			曲げ破壊型	曲げ破壊型	
和中			[NG]	[OK]	
刊化	Pa/khc•W		0.520	1.116	
地震時保有水平耐力	Pa	MN	1.8936	2.9710	
慣性力	khc•W	MN	3.6421	2.6630	
設計水平震度	khc		0.93	0.68	
等価重量	W	MN	3.9162	3.9162	

基盤最大加速度 α_B は,神田らが提案する以下の関係式²⁾を用いて α_C より逆算した.

$\alpha_{\rm C} = 19.44 \alpha_{\rm B}^{-0.6523}$

ここで α_{C} は構造物の平均応答スペクトル値であり, 道路橋示方書では 1750gal($0.4 \leq T(s) \leq 1.2$)である. この とき α_{B} =991gal となり,これを設計地震動とする.



図-1 に補強前後の P-δ 曲線を示す. 補強により耐力お よびじん性の向上が図られている. なお,本稿では 「FrameRisk³⁾」を用いて SFC, LS, AEL を算出した. 損失額は表-3 のように設定した.

表-3 損失額					
損傷レベル	損傷イベント	率			
1	~降伏[Y]	0.00			
2	降伏[Y]~許容変位[M]	0.50			
3	許容変位[M]~終局[N]	0.75			
4	終局[N]~	1.00			

3.地震損傷度曲線(Seismic Fragility Curve:SFC)

補強前後の SFC を図-2 に示す.補強前後ともに設計 地震に対する損傷レベル1の発生確率(F-Y)はほぼ1と なっており,いずれもほぼ確実に降伏することが予想 される.損傷レベル2・3の発生確率(F-M, F-N)につい ては補強前では991gal で約1.0 となっていることから, ほぼ確実に終局状態に至ると考えられる.これに対し, 補強後における設計地震動時の F-N は0.2 程度である.



4.地震ロス関数(Seismic Loss Function:LS)

基盤加速度 α_B を条件として損失額の期待値(Normal Expected Loss:NEL)および 90%非超過確率時の損失額 (Probable Maximum Loss:PML)の曲線を地震ロス関数と して図-3 に示す.

NEL は基盤最大加速度の増大に伴い非線形に増加する単調増加関数であり,設計地震時には補強前で98.5%,補強後で63.6%となった.

離散的な損失額と発生確率の関係を図-4 に示す連続 的なβ分布に適応させ不確実性を考慮した.図-4 では 主要な基盤最大加速度のみ表示している.

キーワード 地震リスク,鉄筋コンクリート,LS,SFC,損失期待値
連絡先 〒153-0051 東京都目黒区上目黒 2-1-1 中目黒 GT タワー15F (株)フォーラムエイト TEL 03-5773-1888

本ケースでの特徴として、補強前では β 分布のパラ メータrが全ての加速度で1未満であるため中間点でピ ークを持たない確率密度関数となっているのに対し、 補強後ではパラメータrは全ての加速度で1より大きく、 また α_B が 400 より大きくなるとパラメータ q も 1 より 大きくなり中間点でピークを持つ確率密度関数となる.

PML は損失額のばらつきを考慮した統計値であるため,損失額の標準偏差 σ_c が減少すると β 関数の尖度が 増加し,NEL に接近する性質を持つ.補強後の 400gal 以降ではこの傾向がよく現れている.



5.複数震源モデルによる地震リスク曲線

本検討では複数震源モデルを用いているため,地震 リスク曲線は個々の想定地震に対する予想損失額と, 年超過確率をプロットしたイベントカーブとなる.

地震ハザード情報は図-5 の複数震源モデルを用いる.



図-6 は損失額とその年超過確率の関係を表したイベ ントカーブ,表-5 は補強前後を比較したものである.

年間損失期待値(Annual Expected Loss:AEL)は補強前 で 0.028,補強後には 0.011 となっている.これは,「こ の橋脚は補強前では年間 0.028 の損失が見込まれてい るが,補強することで年間 0.011 の損失に軽減される」 と解釈できる.つまり,地震によるリスクはおよそ 6 割減となる.これに対して再現期間 475 年相当という 大きな地震に対しての最大損失額は 3 割減にとどまる.



図-6イベントカーブ(左段:補強前,右段:補強後)

表-5 補強前後における損失額の比較

			補強前(a)	補強後(b)	b/a
	年間損失	NEL	0.028	0.011	0.38
		PML	0.075	0.034	0.45
	再現期間475年相当	NEL	0.579	0.274	0.47
地震	地震による損失	PML	0.955	0.673	0.70

6.結論

- ・耐震補強による効果は、設計地震による損失額にて約35%の改善、AELでは約60%減となった。
- ・より強大な地震荷重に対しては、補強前後における PMLの改善率は30%に留まる結果となった.
- ・地震リスク指標による定量的/数値的な補強効果の確認が可能となった.

参考文献

 D. JIN, et al., The System Development of Bridge Seismic Risk Analysis, 63th JSCE Annual Meeting, 2008.9
2) 佐藤 一郎,平川 倫生,神田 順:活断層を考慮し た地震危険度解析と最適信頼性への応用,第10回日本 地震工学シンポジウム, pp.145-160

FrameRisk 操作マニュアル(解析プログラムバージョン 1.01.01),株式会社フォーラムエイト