

V-499

RC 構造の耐用期間内における
耐震信頼性評価手法

東北大学 学生員 ○井林 康
東北大学 正会員 鈴木基行
東北大学 正会員 藤原 稔

1. 序論

本研究は1回の強震動による構造物の被害状態を評価すること¹⁾、および耐用期間にわたる構造物の耐震信頼性を評価することを主な目的とした。そのため、まず地震危険度解析を行い、次に曲げとせん断を考慮できる損傷指標を定義した。これを用いて、現行の設計による構造物の強震動に対する被害程度、および耐震補強の効果の評価を行った。また、損傷確率マトリクスを用いて、複数回の地震動を受けるであろう耐用期間後の損傷状態を予測した。

2. 地震危険度解析

地震データとしては、およそ400年の歴史地震記録を信頼度に応じて利用した。地震発生 の時間分布モデルは簡便なポアソン過程とし、地震動強さの算定地点としては気象台の地震観測所の位置とした。距離減衰式としては、建設省建築研究所が提案する標準的な地盤に対応する式を用いた。

結果として再現期間800年までの主要3都市における最大加速度の値を表-1に示す。また、表中の「倍率」はある再現期間に対し、その地震動の2倍の最大加速度を与える地震の再現期間の倍率を示したものであり、再現期間によらず一定である。例えば仙台での6.28という値は、ある大きさの地震動の再現期間を100年とした場合に、この地震の2倍の最大加速度を与える地震動の再現期間は628年であることを示している。

表-1 各都市の最大加速度の期待値 (gal) と倍率

算定地点	再現期間				倍率
	100年	200年	400年	800年	
仙台	254	329	428	556	6.28
東京	322	430	574	766	5.28
京都	228	292	373	477	7.08

3. 損傷指標の定義

曲げによる終局限界状態の定義は、軸方向鉄筋のはらみだしの点で定義し、また、せん断による終局限界状態の定義は、せん断補強筋の降伏で定義した。この点を1.0に設定した曲げ損傷指標 D_M 、およびせん断損傷指標 D_S を次のように定義する。

$$D_M = \frac{H}{R}, \quad D_S = \frac{R_{wn}}{R_{wu}} \dots\dots\dots (1)$$

表-2 実被害に対する解析結果

地震名	橋脚名	D_M	D_S	被害状況
宮城沖	七北田川	0.279	1.073	剥離・せん断ひび
釧路沖	依田橋	1.012	0.223	破断・はらみだし
	松之恵橋	11.63	6.651	はらみだし・剥離
	新多和橋	0.236	0.009	ひびわれ
	初音橋	0.545	0.267	ひびわれ
北海道	基栄橋	0.014	0.026	はらみだし・剥離
南西沖	元瓜谷橋	4.050	0.895	はらみだし・剥離
	新知内橋	0.273	0.170	はらみだし・剥離
兵庫県南部	神戸P138	5.345	14.60	崩壊（曲げせん断）
	西P167	4.178	5.448	崩壊（せん断）

ここに、 H ：軸方向鉄筋が塑性後にはらみ出そうとする力（座屈力）、 R ：かぶりコンクリートがはらみだしに抵抗する力、 R_{wn} ：ある状態におけるせん断補強筋のせん断力分担割合、 R_{wu} ：部材曲げ降伏時のせん断補強筋のせん断力負担割合である。これらの指標より、各々の終局限界状態に対する損傷度が示される。

4. 地震応答解析モデルと模擬地震波

弾塑性応答解析は、橋脚に対して計算が簡便に行える1質点系モデルを用い、履歴法則は、曲げについては武田モデルに加えて引き抜き量も考慮し、せん断についてはコンクリートの繰返し一面せん断実験結果を修正して用いた。

模擬地震波は、金井・多治見スペクトルを有するランダム波形に、 e 関数をもとにした非定常性を表す包絡線関数を、かけ合わせて得られるものを用いた。

5. 実被害例の検証と構造物の耐震性評価

(1) 実構造・実被害による損傷指標の検証

過去の被害地震の記録から、損傷指標自体の検証、および実際の損傷程度との比較検討を行った。

表-2に解析結果と実際の被害状況を示した。この曲げとせん断の損傷指標は、大略的には実地震による被害程度をよく表しうると思われる。また、曲げ・せん断損傷度とも1.0を越えたものは、解析中にせん断終局後に曲げ損傷度が飛躍的に増加するという傾向を示していた。これは橋脚全体の被害程度に対して、せん断損傷度が非常に支配的になっていることがわかる。

(2) 実地震波による実設計例の耐震性評価

平成2年道路橋示方書および復旧仕様によって新設もしくは補強された設計例が、比較的大きな地震動に

表-3 実設計例に対する解析結果（兵庫県南部，800gal）

鋼板補強	D_M	D_S
補強前	2.824	4.510
補強後	0.946	0.092
新設	D_M	D_S
H2示方書	3.525	1.924
復旧仕様	4.047	0.911

対してどの程度の損傷を受けるかを照査した。

表-3に兵庫県南部地震波800(gal)を入力した場合の結果を示す。鋼板補強の補強前と補強後，また，同じ設計条件で設計したH2示方書と復旧仕様との比較のいずれも，せん断損傷度に対して大きく改善されていることがわかる。このようなじん性を高めるという方向性は設計指針として望ましい方向であると思われる。

(3) 結果の考察

土木学会²⁾は，次式の耐震性診断式で既存構造物の耐震性を評価することを提言している。

$$\lambda = \frac{V_y \cdot a}{M_u} \dots \dots \dots (2)$$

この式と本研究の曲げ・せん断の損傷指標との比較を行った結果，0.8を境界点に曲げ先行かせん断先行かが分かれ，この式が耐震性を精度よく判断できることが判明した。また，この耐震性診断指標と，塑性率 μ を用いて本研究の曲げ・せん断の損傷指標との相関を求めた結果，次式のようになった。

$$D_M = 0.608\mu - 0.742 \quad r_M = 0.884 \dots \dots \dots (3)$$

$$D_S = \lambda^{-3.40}(0.12\mu - 0.065) \quad r_S = 0.665 \dots \dots \dots (4)$$

これらの式は大幅な近似であるが，簡便式として有用であると考えられる。また，復旧仕様では設計塑性率が8程度とされており，この曲げ損傷度が3から4程度の間は崩壊しないであろうと推測できる。

6. 耐用期間後の損傷状態の評価

(1) 解析手法

損傷確率マトリクスを作成するために損傷状態を損傷指標の値によって5つに区分した。ある幅を持った地震動強さに対し，構造物の損傷レベルがある状態から次の状態へどの程度の確率で遷移していくかを表す曲げ・せん断の損傷確率マトリクスを模擬地震波とモンテカルロシミュレーションによって作成した。300(gal)から500(gal)の間の地震動を受けた場合の損傷確率マトリクスの1例を次に示す。

$$M_M(300;500) = \begin{bmatrix} 0.147 & 0.170 & 0.193 & 0.056 & 0.431 \\ 0.000 & 0.222 & 0.333 & 0.333 & 0.111 \\ 0.000 & 0.000 & 0.250 & 0.625 & 0.125 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.833 & 0.166 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 1.000 \end{bmatrix}$$

表-4 耐用期間後の損傷度の期待値（100年）

橋脚	算定地点	D_M	D_S
新設	仙台	0.613	0.285
	東京	0.909	0.396
	京都	0.488	0.241
鋼板補強前	仙台	0.976	1.136
鋼板補強後		0.240	0.125

作成された損傷確率マトリクスと，第2節の結果による，各都市の地震動年平均発生率を全ての確率要素について足しあわせ，耐用期間後の期待値を算定した。

(2) 結果

算定地点による期待値の比較，および補強の有無による比較を表-4に示す。前者からは，地震危険度の高い，東京，仙台，京都の順に期待値が分布することが分かる。また，後者は構造物の累積損傷を考慮した場合は耐用年数100年で曲げ，せん断損傷度ともに1.0付近に達し，危険な状態になると推測されるが，補強を行った後は，耐用期間後もせいぜい小被害までで済むと思われる。これより，この橋脚は早急に補強する必要があるものと考えられる。

(3) 結果の考察

仙台において構造物の耐用期間を100年とした場合の累積損傷度と同じ損傷度を与える，1回の地震動の再現期間との比について考察を行った。その結果，橋脚12例に対して平均4.66，標準偏差1.78となった。またこれに加え，表-1の仙台における倍率(6.28)を考慮に入れ，分布を正規分布と仮定して考察した結果，この6.28を下回る確率が0.819であることが判明した。これはすなわち，耐用期間内の最大地震動の2倍程度の地震力まで考慮する必要があるということになる。また，東京，京都についても仙台と同じ傾向の結果が得られた。

7. 結論

1. 本研究で用いた曲げとせん断の損傷指標は実被害をよく表現することができ，また，実被害は曲げ損傷よりもせん断損傷が支配的であり，被害をおさえるためにはせん断耐力を高める必要がある。
2. 耐用期間にわたる耐震信頼性を考慮するために，耐用期間内に予測される1回の強震の最大加速度の2倍程度の地震力を設計時に想定すべきである。

参考文献

- 1) 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，平成7年5月。
- 2) 土木学会コンクリート委員会：既存鉄筋コンクリート柱および橋脚の耐震性評価と耐震補強に関する提言，土木学会誌，第80巻第11号，pp.54，1995.10。