

RC構造の耐用期間にわたる 耐震信頼性評価手法

鈴木基行¹・井林康²・赤倉康寛³・藤原稔⁴・尾坂芳夫⁵

¹正会員 工博 東北大学大学院教授 工学研究科土木工学専攻(〒980-77 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉)

²学生会員 工修 東北大学大学院 工学研究科土木工学専攻(〒980-77 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉)

³正会員 工修 運輸省航空局飛行場部(〒100 東京都千代田区霞が関2-1-3)

⁴正会員 工博 建設省土木研究所(〒305 茨城県つくば市大字旭1番地)

⁵正会員 工博 東北学院大学教授 工学部土木工学科(〒985 宮城県多賀城市中央1-13-11)

本研究は1回の強震動によるRC構造物の被害状態を評価すること、および耐用期間にわたるRC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、まず強震動の発生確率の算定のための地震危険度解析の手法と結果を提示し、次に被害状態を算定するために損傷指標を定義した。これらより、まず損傷指標と実際の被害状況との対応を検証し、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。その結果を基に、耐用期間にわたる損傷の累積の影響や、設計時に考えるべき地震動強さについても考察を行った。

Key Words : reinforced concrete structure, seismic design, lifetime, seismic risk, damage index, damage probability matrix

1. 序論

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震は、多大なる犠牲と甚大な被害をもたらした。耐震設計上多くの教訓や解決すべき問題点を残した。

兵庫県南部地震の後、この被害状況を受け、土木学会から「土木構造物の耐震基準等に関する提言」¹⁾(以下、「提言」)が出された。この中では、きわめて激しい強さの地震まで考慮する必要があること、想定される被害状態は構造物の重要度を考慮して決定すべきであること、さらに既存構造物の耐震診断を行い必要な補強を早急に行うこと、などを提言している。

この中で考えるべき地震動強さについて、これまでの考え方を見直し、再現期間の非常に長い地震の影響まで考慮に入れる必要があることを示しているが、「発生確率は低いがきわめて激しい地震動強さ」というものをどの程度に設定すべきかについては、明示されておらず、今後の検討が課題となっている。

被害状態や重要度を想定すべきであるという考え方は、例えば道路橋示方書²⁾には標準設計水平震度

に対する補正係数として取り入れられている。さらに、「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」³⁾(以下、「復旧仕様」)では、より重要な橋梁については設計震度をさらに2倍にしたものを準用するとしている。しかしながら重要度を決定するという事は、ある大きさの地震動を受けた際の被害状態を想定した上で求まるものであると考えられる。

被害を想定するのに塑性率がよく用いられるが、部材や構造物の被害の程度との関係は曖昧であるため、最近損傷指標を用いて被害の程度を算定する試みが広く行われている。既往の損傷指標は、いずれも曲げ挙動が卓越する部材に対して提案されている。しかしながら兵庫県南部地震では、せん断損傷が構造物の全体の損傷に対してかなり支配的要因になっていた⁴⁾と考えられる。すなわち、地震時の部材の損傷を評価するには、曲げの作用による損傷ばかりではなく、せん断の作用による損傷を考慮できる指標を用いて総合的に損傷度を算定することが不可欠であるといえる。

また、地震国であるわが国では、構造物とその耐用期間中に1回の地震による損傷のみならず、2回

以上の比較的大きな地震動によって損傷を受けることもある。そのため、構造物が耐用期間にわたって十分な耐震安全性を保有するためには、設計の際、1回の地震動による影響だけではなく、その構造物の耐用期間内に起こるであろう複数回の地震動の影響を考慮する必要があると考えられる。

加えて、近年、構造物の維持管理費の増大などから、構造物の費用－便益の最適化設計が求められている。耐震設計の分野に限れば、これは初期建設費と地震後の補修費用との費用最小化を図ることである。あるいは、これから建設する構造物の維持管理費そのものを少なくしていくのがこれからの構造物に求められる姿という考え方もある。いずれにしても、その基礎となるのは耐用期間そのものの考え方や、耐用期間内および耐用期間の終了時点（以下、耐用期間後）の損傷状態を、設計時に予測する手法を確立することが必要となる。

以上のことを踏まえ、本研究では、「提言」に関連し、地震危険度解析によって再現期間の長い地震動の発生確率を算定し、その地震力1回に対する構造物の耐震性能の評価を行った。このため、被害状態をせん断を考慮できる損傷指標を用い、過去の地震によって被害をうけたRC構造物に対し、損傷指標自体の検証、損傷度の値の検証、および損傷指標の値と損傷の程度との比較検討を行った。加えて新旧の設計法の相違や補強の有無による損傷度の違いや、考慮すべき損傷度の値の想定についても言及した。

また、耐用期間にわたる構造物の耐震信頼性を考慮するために、地震危険度解析、損傷指標、モンテカルロシミュレーション、および損傷確率マトリクスを用いることによって、耐用期間後の損傷状態を予測することを試みた。そして複数回の地震による累積損傷を考慮した場合の影響を1回の地震動による損傷に置き換えた場合の地震動強さについても考察し、その結果から設計で考慮すべき地震動強さはどうあるべきかについても考察を加えた。

本研究の構成を図-1に示す。

なお、著者らは耐用期間にわたる構造物の耐震性評価の研究を既に行っている⁵⁾が、本研究では新たに曲げとせん断を考慮できる指標⁶⁾を用い、多数の構造物に対して1回の強震による被害を評価し、耐用期間にわたる損傷度評価について、いくつかの事例に対して検証を行い、その有用性を示すとともに、それらを基に耐震工学上の問題点に考察を加えた点が特徴である。

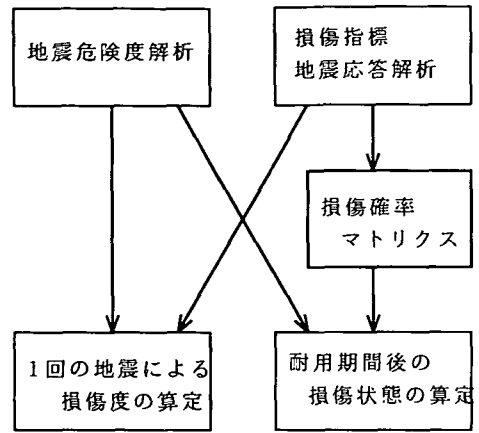


図-1 本研究の構成

2. 地震危険度解析

(1) 既往の研究

蛸沢ら⁷⁾は歴史地震と活断層データを組み合わせ、加えて発生過程を非ポアソン過程とした地震危険度解析を行い、この評価手順を実際に適用し、歴史地震の抽出期間を様々に変え、危険度が抽出期間によりどのように影響されるかの評価を行った。その結果、算定地点は、過去の活断層による大地震が支配的な地点、および過去に巨大地震がないために過去100年程度の歴史地震データから長期の再現期間の地震を予測しても問題がない地点とに分類されることが判明した。これより、既往の危険度解析法によって非常に長い再現期間をもつ地震動を予測しても、ある程度の妥当性を示すことが可能になると考えられる。

(2) 解析手法

本研究で用いた地震データは、1600年から1988年までのおよそ400年間の歴史地震記録を信頼度に応じて重みづけして利用し、活断層データは特に用いることはせず、歴史地震記録に含めて考えることにした。地震発生時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、次式で表される標準的な地盤に対応する式⁸⁾を用いた。

$$Acc_{max} = 18.4 \cdot 10^{0.382M} \cdot \Delta^{-0.8} \quad (1)$$

ここに、 Acc_{max} ：最大加速度 (gal)、 M ：マグニチュード、 Δ ：震央距離 (km) である。

表-1 各再現期間に対する各都市の最大加速度の期待値

算定地点	再現期間				
	50年	100年	200年	400年	800年
札幌	127	160	202	255	321
仙台	195	254	329	428	556
東京	241	322	430	574	766
新潟	222	377	641	1088	1846
名古屋	261	361	499	690	954
京都	178	228	292	373	477
大阪	191	250	328	430	564
広島	136	187	256	350	479
高松	156	197	250	317	402
福岡	120	154	198	255	327

(単位: gal)

表-2 ある再現期間とその期間における最大加速度の2倍の地震力を与える再現期間との比

算定地点	倍率	算定地点	倍率
札幌	7.96	京都	7.08
仙台	6.28	大阪	5.92
東京	5.28	広島	3.05
新潟	2.48	高松	7.61
名古屋	4.40	福岡	6.82

慮して定義し、曲げ降伏後曲げ破壊している供試体の実験結果によってこの損傷指標自体の検証を行った。さらに地震応答解析に適用し、損傷指標と破壊確率との関係を示して耐震設計における損傷指標の位置づけを行った。

解析手法の詳細は著者らの研究⁵⁾を参考にされた。

(3) 解析結果

蛸沢ら⁷⁾の研究と同様に、比較的短い期間の地震データから長期間の再現期間の地震動の予測も可能であると考えた。本研究が約400年の地震データを基にしていることから、400年よりも長い、再現期間800年までの最大加速度の値を各算定地点において算定した。その結果を表-1に示す。この中で、新潟での再現期間800年での値が他の地点よりも突出しているが、これは新潟付近における歴史地震データ数の少なさによる精度低下が原因と思われる。

表-2は、それぞれの都市において、ある再現期間に対し、その期間における最大地動加速度の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る。これは、この危険度解析手法の性質上、再現期間に関わりなく定数となっている。例えば仙台での6.28という値は、ある地震の再現期間を仮に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年であるということを示している。この値は後の6.で参照される。

3. 損傷度評価

(1) 既往の研究

Parkら⁹⁾は損傷度を最大変形率と消費エネルギー率の線形和で表し、さらに、これを約400体の実験結果に適用し、この損傷指標がほぼ対数正規分布に従うことを示した。また、著者ら¹⁰⁾は、曲げ降伏後に曲げ破壊するRC部材の損傷指標を載荷履歴を考

(2) 損傷指標の定義

a) 曲げによる終局限界状態および損傷指標

曲げによる終局限界状態は、「かぶりコンクリートの剥離、それをもたらす軸方向鉄筋のはらみだし、およびそれに起因する荷重-変位曲線上の荷重低下や、ループ形状が変化する点」という三つの側面を持った現象により定義した。

この終局限界状態に対する曲げ損傷指標 D_M を次のように定義した。

$$D_M = \frac{H}{R} \quad (2)$$

ここに、 H : 軸方向鉄筋がはらみ出そうとする力(座屈力)、 R : かぶりコンクリートが軸方向鉄筋のはらみだしに抵抗する力である。

b) せん断による終局限界状態および損傷指標

せん断による終局限界状態は、「かぶりコンクリートの剥離、それをもたらすせん断補強筋の降伏、およびそれによる荷重の急減」の三つの側面を持った現象により定義した。

この終局限界状態に対するせん断損傷指標 D_S を次のように定義した。

$$D_S = \frac{R_{wn}}{R_{wu}} \quad (3)$$

ここに、 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} : せん断補強筋降伏時におけるせん断補強筋のせん断力負担割合である。これは部材曲げ降伏以降、繰り返し荷重により、コンクリートの分担せん断力の低下と部材曲げ降伏後の耐力増加によって、せん断補強筋の分担するせん断力が次第に増加していくことに基づくものである。

詳細は著者ら⁶⁾の研究を参考にされたい。

表-3 コンクリートおよび鉄筋の材料特性

コンクリート	圧縮強度 (kgf/cm ²)	240
	引張強度 (kgf/cm ²)	32
	最大圧縮 応力時ひずみ	0.002
	終局ひずみ	0.0035
鉄筋	降伏強度 (kgf/cm ²)	3500
	引張強度 (kgf/cm ²)	5000
	降伏ひずみ	0.002
	ひずみ硬化 開始時ひずみ	0.02
	終局ひずみ	0.1

4. 地震応答解析モデルおよび模擬地震波

(1) 地震応答解析モデル

本研究では一本柱のRC橋脚を1質点系にモデル化したものを解析対象とした。弾塑性応答解析は、Newmarkの β 法を用い、 $\beta = 1/6$ とした線形加速度法によって行った。また、減衰定数は0.02とした。荷重-変位曲線のスケルトンカーブは、軸方向鉄筋のフーチングからの引き抜けによる回転変位および、引き抜け量も考慮に入れた。軸方向鉄筋の引き抜け量は申ら¹¹⁾のモデルによって求めた。また履歴法則(ヒステリシスループ)は、曲げについては基本的に武田モデル¹²⁾、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(文献⁶⁾参照)。

橋脚躯体の高さ方向の分割数は20、各断面の要素分割数を20、時間刻みは1/500秒として計算を行った。材料特性は表-3の値を用い、具体的な計算は材料特性と構造物の諸元から断面分割法を用いて $M-\phi$ 関係を算定し、そのひびわれ点や降伏点などの各特性値を、履歴法則の変曲点と定め、それをもとに1質点系の地震応答解析を行った。地震波入力方向は、原則として耐震性の低い橋軸方向に対して行った。

(2) 模擬地震波の作成手法

本研究では地震応答解析に、実地震波形だけではなく次式で表される模擬地震波も用いた¹³⁾。

$$\ddot{y}_0(t) = g(t) \cdot z(t) \quad (4)$$

$z(t)$ は与えられたパワースペクトルを有する等周波数等間隔の調和波形にランダムな位相を与えて重ね合わせることによって得られる。地動のパワースペクトル密度 $S(\omega)$ のモデルは金井-多治見スペクトルを用いた。非定常性を表す包絡線関数 $g(t)$ は

e 関数の線形和で表される式を用いた。

5. 損傷指標の実被害例による検証とRC構造物の耐震性評価

(1) 既往の研究

実際の地震による構造物の被害を損傷指標によって検証しようとした例、もしくは実際の設計例に対して地震時の被害予測を損傷指標で検証しようとした研究はあまり見あたらない。

塑性率に関して、コンクリート標準示方書¹⁴⁾では、構造物の地震時における最大応答変位と被災の程度との関係を過去における被災例や実験結果より分類している。また、池田ら¹⁵⁾は、このコンクリート標準示方書での被災程度の状況を、ひびわれ状況を指標として検証している。Parkら¹⁶⁾は、自らの提案した損傷指標(3.参照)を用いて構造物全体の損傷度を部材の損傷度から定義し、被害を受けた9棟の実構造物に対して地震応答解析を行い、検証を行っている。

(2) 実被害による損傷指標の検証

a) 解析手法

解析対象は1978年宮城県沖地震¹⁷⁾、1993年釧路沖地震¹⁸⁾、1993年北海道南西沖地震¹⁹⁾、1995年兵庫県南部地震⁴⁾の4つの地震によって被害を受けた道路橋もしくは鉄道橋のRC単柱橋脚のうち、解析不可能なものを除いた10体である。これらの高さは400~1510cm、せん断スパン比は2.75~9.11であった。また地震波データはそれぞれの構造物の被害に対応した実地震波形^{18),19),20),21)}を用いた。用いた地震波データを表-4に示す。被害を受けた構造物の立地地点の加速度記録が得られているわけではないため、その地震について観測されている波形のうち立地地点近くで比較的適当と思われる4~6種類の波形を入力し、結果についてはそれらの平均も採り、損傷指標自体の検証を行った。

b) 解析結果

解析結果と、実際の被害状況を比較したのが表-5である。曲げ損傷度の定義である、「軸方向鉄筋のはらみだしを1.0とする」をよく表現していると思われるものは、実被害の「はらみだし」以上の被害例7体のうち5体である。また、実被害が「ひびわれ」と表現されているものは損傷度が0.2から0.5の間に分布している。ここで、基栄橋における値が小さいが、これは建設地点が北海道南西沖地震での他の2橋のそれと比べて震源にかなり近く、また解析に用いた地震波も震源や立地地点の近傍で得ら

表-4 解析に用いた実地震波

No.	地震名	観測点	方角	Acc _{max}
STK	宮城県沖	仙台鉄道管理局 (B1F)	NS	432.42
			EW	232.61
SUM		住友生命ビル (B2F)	NS	250.90
			EW	240.90
KSR	釧路沖	釧路地方気象台 (GL)	063	711.40
			153	637.24
HRO		広尾町役場 (1F)	320	518.05
			050	403.68
SCH	北海道南西沖	七峰橋 (GL)	TR	386.21
			LG	379.10
ISO		磯谷橋 (GL)	TR	157.89
			LG	117.71
JMA	兵庫県南部	神戸海洋気象台 (GL)	NS	817.83
			EW	617.14
JRT		JR鷹取 (GL)	EW	666.20
			NS	641.73
EKB		東神戸大橋 (GL)	N12W	327.31
			N78E	280.72

LG : 橋軸方向
 TR : 橋軸直角方向
 最大加速度の単位は (gal)

れたものではないために、実際の被害よりも解析値が小さく出たものと考えられる。

また、せん断損傷度が1.0を越えている4橋脚は、全てせん断が先行した被害状況になっている。このうち松之恵橋については、解析を行った橋脚の中でせん断スパン比が最も小さく(2.75)、せん断挙動が卓越しやすいものだったと推測できる。また、兵庫県南部地震において崩壊した2つの橋脚については、曲げ・せん断損傷指標がともに1.0を越えており、どちらも解析中にせん断終局が先行するか、曲げ終局の直後にせん断終局しており、いずれの場合も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を示している。逆に、曲げ損傷指標は1.0を越えてもせん断損傷度が1.0以内におさまっていれば、構造物の挙動が大きく変化することはない、被害は比較的小さいと考えられる。後ほど、より詳細な考察を行う。

この曲げとせん断の損傷指標は実際の被害状況を必ずしも正確に表現しうるものではないが、実用的には実地震によるRC構造の被害程度を比較的良好に表しうると思われ、地震による被害を推定するのに用いることが可能であると思われる。

表-5 実被害例に対する解析結果

宮城県沖地震	DI	STK		SUM		平均
		EW	NS	EW	NS	
七北田川橋梁 (剝離・ひびわれ)	D _M	0.22	0.56	0.30	0.04	0.28
	D _S	0.67	2.03	1.08	0.51	1.07
釧路沖地震	DI	HRO		KSR		平均
		050	320	063	153	
依田橋 (破断・はらみだし)	D _M	0.27	0.83	1.48	1.47	1.01
	D _S	0.10	0.22	0.28	0.30	0.22
松之恵橋 (はらみだし・剝離)	D _M	6.44	16.8	13.7	9.62	11.6
	D _S	5.39	9.19	4.88	7.16	6.65
新多和橋 (曲げひびわれ)	D _M	0.00	0.00	0.11	0.83	0.24
	D _S	0.00	0.00	0.00	0.03	0.01
初音橋 (曲げひびわれ)	D _M	0.10	0.35	0.75	0.99	0.55
	D _S	0.11	0.16	0.27	0.53	0.27
北海道南西沖地震	DI	ISO		SCH		平均
		LG	TR	LG	TR	
基栄橋 (はらみだし・剝離)	D _M	0.00	0.06	0.00	0.00	0.01
	D _S	0.02	0.03	0.03	0.02	0.03
元瓜谷橋 (はらみだし・剝離)	D _M	0.00	0.00	6.10	10.1	4.05
	D _S	0.07	0.05	1.49	1.98	0.90
新知内橋 (はらみだし・剝離)	D _M	0.00	0.00	0.41	0.68	0.27
	D _S	0.05	0.06	0.23	0.34	0.17
兵庫県南部地震	DI	EKB		JMA		平均
		NW	NE	EW	NS	
阪神高速-神P138 (崩壊(せん断))	D _M	7.82	1.24	1.62	3.40	
	D _S	19.6	5.44	6.90	9.60	
阪神高速-西P167 (崩壊(せん断))	D _M	4.48	0.32	1.36	3.74	
	D _S	6.17	0.86	2.52	4.49	
兵庫県南部地震	DI	JRT				平均
		EW	NS			
阪神高速-神P138 (崩壊(せん断))	D _M	8.02	9.98			5.35
	D _S	21.1	24.9			14.6
阪神高速-西P167 (崩壊(せん断))	D _M	6.00	9.16			4.18
	D _S	7.35	11.3			5.45

橋脚名の下の括弧内は各地震報告書等による被害の程度を示す
 剝離 : かぶりコンクリートの剝離
 破断 : 軸方向鉄筋の破断
 はらみだし : 軸方向鉄筋のはらみだし

(3) 各種設計法に基づくRC橋脚の耐震性評価

a) 解析手法

最近の設計法によって新設もしくは補強されたRC橋脚が、比較的大きな地震動に対してどの程度の損傷を受けるのか、また、新旧の設計法による耐震性の比較や補強の効果などの評価を行った。

解析対象構造物は、平成2年制定の道路橋示方書²⁾(以下、「H2示方書」)および「復旧仕様」³⁾による新設計例、および「H2示方書」以前の示方書に基づく設計例を「復旧仕様」により鋼板巻立て工法および鉄筋コンクリート(RC)巻立て工法により補強した設計例である。これらは高さが500~1350cm、

表-6 橋脚設計例の諸元

橋脚名	B	H	a	N	p _l	p _w
H2設計例B-2	400	170	500	364	0.889	0.096
鋼板補強前	280	280	1100	470	1.32	0.071
鋼板補強後	280	280	1100	470	1.32	0.645
RC補強前	250	190	950	490	1.54	0.106
RC補強後	300	240	950	490	1.26	0.258
H2示方書	350	300	1050	1050	0.912	0.073
復旧仕様	370	320	1050	1050	0.810	0.183

B : 橋脚の幅 (cm) H : 橋脚の奥行き (cm)
 a : 橋脚の高さ (cm) N : 上載荷重 (tf)
 p_l : 軸方向鉄筋比 (%) p_w : 帯鉄筋比 (%)

表-7 実設計例に対する解析結果

No.	損傷指標	800gal		
		宮城県沖	兵庫県南部	標準波形
鋼板補強前	D _M	1.282	2.824	4.284
	D _S	1.775	4.510	5.782
鋼板補強後	D _M	0.067	0.946	2.026
	D _S	0.463	0.092	0.138
RC補強前	D _M	2.907	2.918	7.185
	D _S	1.355	1.247	2.594
RC補強後	D _M	0.646	1.348	1.771
	D _S	0.387	0.624	0.751
H2示方書	D _M	3.200	3.525	6.388
	D _S	1.847	1.924	3.292
復旧仕様	D _M	2.803	4.047	6.188
	D _S	0.702	0.911	1.315

せん断スパン比が2.43~5.40のRC単柱橋脚16体である。このなかで以降説明に用いる代表的な橋脚8体について表-6にその諸元を示した。地震波は宮城県沖(仙台鉄道管理局, B1F, NS)、兵庫県南部(神戸海洋気象台, GL, NS)および道路橋示方書の時刻歴応答解析用標準波形例(II種地盤用, 減衰定数2%)の3種とし、その最大加速度を600galおよび800galに拡大縮小して照査を行った。

b) 解析結果

最大加速度800galを入力した場合の解析結果を表-7に示す。補強前と補強後の比較では鋼板補強、RC補強とも、補強前は全てがせん断損傷度が1.0を越え、大破もしくは崩壊に至ると予想されるものが、補強後はせん断損傷度が最大でも0.75となっており、鋼板やRCによる補強の効果が著しいことがわかる。

同じ最大加速度での入力地震波によるD_M、D_Sの比較は、ほぼ標準波形、兵庫県南部、宮城県沖の順に大きくなった。また、同じ設計条件で設計した「H2示方書」と「復旧仕様」との比較では、曲げ損傷度に対する向上はそれほどでもないものの、せん断損傷度に対する向上が大きく見られる。被害に対してはせん断損傷が支配的であることを考えると、このようなじん性を高める方向に向かっていることは、望ましい方向であると考えられる。

同じ設計条件ではない、新旧の設計法の比較については例えば表-7の「RC補強前」と「H2示方書」のように損傷度の明らかな差異はみられなかった。これは、強震動の場合、各々の設計条件の違いが大きいため、設計法の違いがあまり出なかったものと考えられる。それよりも強震動の場合、上部構造の重量の違いが設計法の違いよりもより支配的になっているのではないかと推測される。

(4) 結果の考察

a) 耐震性診断式

兵庫県南部地震の後に発表された、土木学会コンクリート委員会の「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」²²⁾では、次式で耐震性を診断し、値の小さいものから優先的に耐震補強の計画を立て、実施に移すことを提言している。

$$\lambda = \frac{V_y \cdot a}{M_u} \quad (5)$$

ここに、λ: 耐震性診断指標、V_y: 部材のせん断耐力、a: せん断スパン、M_u: 部材の曲げ耐力である。

ここではこの耐震性診断式の有効性と、本研究における損傷指標との関連性について考察を行った。

5.(2)および(3)で解析した合計26橋脚に対する照査結果を図-2に示す。図中の「曲げ先行」「せん断先行」は、それぞれ損傷指標が1.0に先に達したことを示すものであり、構造物の崩壊のモードを示すものではない。図より、耐震性診断指標λが0.8程度以上で、曲げ損傷度が先に1.0になり、0.8程度以下でせん断損傷度が先に1.0になる傾向があることが判明した。耐震性診断指標と本研究で提案された損傷指標とを比較した結果、この耐震性診断指標は、簡便であり、構造物の耐震性能を表現しうる指標であるということが言える。

b) 損傷指標の簡便式

本研究において曲げ損傷指標の基になっている軸方向鉄筋のはらみだし量は、塑性率から算定を行っているため、曲げ損傷指標と塑性率との相関を調べた。実被害を検証した5.(2)において各橋脚に4~6種類の地震波を入力して得られたのべ44例の結果

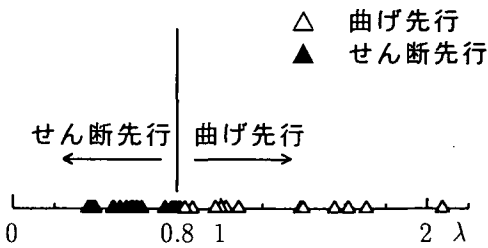


図-2 耐震性診断式と本研究の損傷指標の対応

に対して検証を行い、次式を得た。

$$D_M = 0.608\mu - 0.742 \quad (6)$$

$$r = 0.884$$

ここに、 D_M ：曲げ損傷指標、 μ ：部材の曲げ塑性率、 r ：相関係数である。

鉄道構造物等設計標準²³⁾では設計時の塑性率として4程度のもを考慮しており、また「復旧仕様」では最大で8程度を目安としている。式(6)で塑性率 $\mu = 8$ に対応する値は $D_M = 4.12$ であるため、この結果から十分にじん性のある構造物ならば曲げ損傷指標において終局である1.0を越えても曲げ損傷度3から4程度の間は崩壊することはないと考えられる。しかしながらせん断損傷指標が1.0を越えると、曲げ損傷指標にも大きく影響を与えると推測され、被害が大きくなりやすいと考えられる。

また、5.(4)a)でみたように、耐震性診断式と本研究の損傷指標の間に関連性があることより、せん断損傷指標をこの耐震性診断指標と塑性率の二つを用いて表すことを試みた結果、次式のようになった。

$$D_S = \lambda^{-3.40}(0.12\mu - 0.065) \quad (7)$$

$$r = 0.665$$

ここに、 D_S ：せん断損傷指標、 λ ：耐震性診断指標、 μ ：部材の曲げ塑性率、 r ：相関係数である。

この式そのものが必ずしも最適な形であるとは限らず、また相関係数の値も必ずしも高い値であるとは言えないが、簡便に求まる曲げ塑性率と耐震性診断指標からせん断損傷度を算定可能にするという点で、有用であると考えられる。曲げ損傷度の簡便式は塑性率で表現しているため、この式自体が曖昧であるように思われるが、この曲げ損傷指標は限界状態を定義した上での損傷度のため、塑性率と異なり損傷程度が明確な指標であり、さらにこれと、耐震性診断指標を考慮したせん断損傷度の簡便式とを同時に検討することにより、実用性が高いであろうと考えられる。例えば、式(6)および式(7)で、想

定する設計塑性率を $\mu = 8$ 、おさえるべきせん断損傷指標を $D_S = 0.7$ とした場合に、構造物に要求される耐震性診断指標の最低限の値は、 $\lambda = 1.07$ となる。よって、このような値を満たしていない構造物に対して、補強の必要性が生まれることになる。

これら2つの式は近似式であり、対象とした橋脚数は必ずしも十分ではない。実際、地震応答解析で算定される塑性率の値は、曲げやせん断のモデルにかなり依存すると考えられ、モデルがそのまま適用できない限りは正確さを欠くことになる。より精度を上げ、妥当性を検証するためには、交番載荷実験の結果との整合などの検証が必要である。

6. 耐用期間後の損傷状態の評価

(1) 既往の研究

Shinozukaら²⁴⁾は、過去に地震を受けて損傷を受けた構造物の将来に対する信頼性評価法を提案している。構造物は1質点系のRC柱を対象とし、損傷指標として剛性低下量、もしくはそれと相関の高い最大ひびわれ幅(実験値または解析値)を用いている。損傷は大中小の3段階に区分し、「初期損傷確率マトリクス」と、「状態損傷確率マトリクス」という2種類のマトリクスを導入し、その確率は50回のモンテカルロシミュレーションによって算定している。これにより過去に損傷を受けた構造物が次の地震に対してどの程度の信頼性をもつのかを評価することが可能であるとしている。

この研究は、損傷指標が観察によって得られる最大ひびわれ幅と結びつけて考えることのできる点、および2種類のマトリクスを用いることによって、載荷条件により挙動が大きく異なる鉄筋コンクリート構造の特性をよく反映している点が長所である。しかし、モンテカルロシミュレーションの回数が少なすぎる点、および損傷状態を大まかに3区分している点などに疑問が残る。

(2) 解析手法

a) 損傷区分

損傷確率マトリクスを作成するために損傷指標の値によって損傷状態を区分した。本研究では曲げとせん断でそれぞれ異なった指標を用いており、損傷指標の同一の値が同程度の被害を表すとは限らないが、ここでは5.の結果を基にし、曲げとせん断の損傷指標の値によってそれぞれ便宜的に0から1.0までの値を4等分し、さらに1.0以上の区分を加え、合計5つに区分することにした。表-8にその区分を示す。この表に示される損傷の程度は解析結果を基

表-8 本研究の損傷状態の区分

損傷状態	損傷指標 D_M, D_S の値	損傷の程度
I	0 - 0.25	わずかな損傷
II	0.25 - 0.5	軽微な損傷
III	0.5 - 0.75	中程度の損傷
IV	0.75 - 1.0	大きな損傷
V	1.0 -	終局

にした概略的なもので、実験結果等で検証を行って評価されたものではない。仮に、区分と実際の損傷程度の間には差があったとしても、最終的な結果の算定には影響が出ないため、この損傷区分の目的は損傷指標の値と損傷の程度との対応というよりも、損傷確率マトリクス作成のための便宜的な区分とみるべきである。

b) 損傷確率マトリクスの作成

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とせん断の損傷確率マトリクスをそれぞれ作成した。

損傷確率マトリクスの1例を次に示す。

$$M_M(300; 500) = \begin{bmatrix} 0.148 & 0.170 & 0.193 & 0.057 & 0.432 \\ 0.000 & 0.222 & 0.333 & 0.333 & 0.111 \\ 0.000 & 0.000 & 0.250 & 0.625 & 0.125 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.833 & 0.167 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 1.000 \end{bmatrix}$$

これは曲げ損傷確率マトリクスの1例であるが、このマトリクスの2行3列の0.333は初期状態がIIであったものが地震動強さ300galから500galの地震動によって状態IIIに遷移する確率を示している。損傷の程度は減少することがないので、マトリクスの対角線より下側部分は0となる。

損傷確率マトリクスの作成は次のようにして行った。構造物に2種類の模擬地震波を連続して入力して地震応答解析を行い、1度目はランダムな大きさの地震動を、2度目はある一定の大きさの地震動を入力することによって、損傷状態の遷移の個数を算定し、確率を算定した。曲げ損傷確率マトリクス M_M とせん断損傷確率マトリクス M_S とは独立とし、それぞれ1つのマトリクスの作成に200回のモンテカルロシミュレーションを行い、200galから800galまで200gal刻みで4種類のマトリクスを作成した。

c) 耐用期間後の損傷状態の算定手法

作成された損傷確率マトリクスと、2.の結果による、各都市における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、全確率を算定することによって、最終的に状態確率マトリクスが得られ

る。構造物の建設時には全てのものが無損傷であるため、その状態確率マトリクスの第1行目のみを用いて、耐用期間後の期待値を算定し、それをもとに耐用期間後に構造物がどのような損傷状態にあるのかを算定した。詳細な手法については文献⁵⁾を参照されたい。地震によって損傷を受けた構造物は、損傷状態に応じて補修や補強されるのが普通である。しかし、本研究では構造物は耐用期間を通してどのような影響を受けるかということを中心にしているため、構造物への補修や補強は行わないことを前提とした。

(3) 結果

表-6の「H2設計例B-2」に対する仙台、東京および京都における各耐用期間後の損傷度の期待値の例を図-3に示す。地震危険度の高い、東京、仙台、京都の順に期待値も分布することが分かる。この場合、東京における曲げ損傷度は耐用期間150年で1.0を越えている。

また、表-6の「鋼板補強前」と「鋼板補強後」の比較を図-4に示す。これより、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、終局状態になると推測されるが、補強を行った後は、耐用年数200年でも両損傷指標の値は0.3程度以下であり、耐用期間後もせいぜい軽微な被害で済むと思われる。また、このような結果となった橋脚は補強が必要であると考えられるが、地震危険度の高い地域から優先的に補強を行うということの他に、この例と同種の橋脚が多数存在するとした場合に、どの程度のペースで補強をすべきかが問題となってくる。例えば、100年間かけて全ての橋脚を補強すると考えれば、存在する橋脚全体の期待値として、図中での損傷指標の期待値の曲線は耐用期間100年後での補強前と補強後の中点を指向する曲線になると考えられ、この場合は0.7程度になると考えられる。例えば100年での期待値を0.4程度以下にする場合には、早急に全ての橋脚を補強する必要があることになる。

また、図-5は、表-6の「H2示方書」と「復旧仕様」による設計例の比較である。この例の場合、「H2示方書」に比較して、「復旧仕様」は曲げ損傷度に関してはあまり変化はないものの、せん断損傷度に関しては大きく改善が見られ、せん断耐力を向上させていることが分かる。この「H2示方書」は耐用期間150年程度でせん断損傷度の期待値が1.0を越えており、曲げより先にせん断終局に達すると推測される。

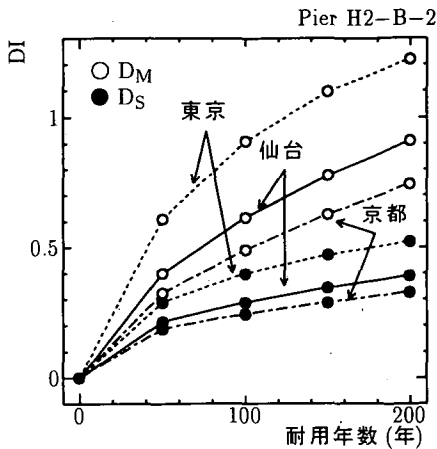


図-3 各耐用年数に対する損傷度の期待値の例

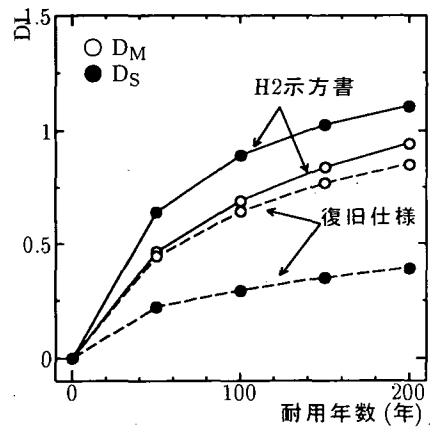


図-5 各耐用年数に対する新旧設計法の比較の例 (仙台)

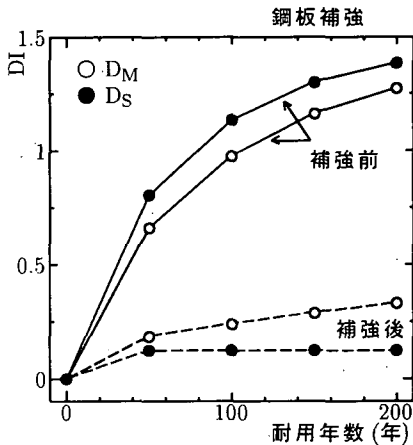


図-4 各耐用年数に対する鋼板補強の効果の例 (仙台)

(4) 考察

構造物の耐用年数の考え方については、様々な観点による議論がなされている。例えば大蔵省令による法定耐用年数は、橋梁については40年から50年としている²⁵⁾。しかしながら、今現在、実在の構造物でこの程度の耐用期間を大きく越えていても十分本来の機能を果たしながら使われ続ける例も多数あり、将来の補修の必要性や維持管理、社会情勢の変化等も考えると、これからは耐用期間は今まで必要とされていた期間よりも長めに設定することが必要であると思われる。そのようなことを踏まえた上で、累積損傷を考慮した場合の耐用期間後の損傷の程度と、それと同程度の損傷度を与える1回の地震動強さというものがどのような関係にある

かを考察した。

図-6は、仙台における構造物の耐用期間(T)で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(R)の比(R/T)を構造物の耐用年数を横軸にとって示したものである。ここでは仙台において算定を行った10例について図示した。これより、累積損傷を考慮すると、耐用期間の2倍から9倍程度の再現期間を持つ地震動1回を考慮しなければならないことがわかり、設計には累積損傷を考慮する必要があることになる。また、全体的に耐用期間が大きくなるにつれ、倍率が小さくなる傾向であることがわかる。

しかしながら、この倍率の値は、当然算定地点の地震危険度によって異なってくる。実際に適用する際には、算定地点ごとに解析を行う必要があるため、別の観点から考察を加えた。図-6中の横線(R/T=6.28)は、仙台において耐用期間と同じ再現期間を有する地震動の2倍の地震動強さを与える地震の再現期間の倍率6.28をとったものである(表-2参照)。これより、構造物の耐用期間として100年程度を考慮する場合、ほぼこの程度の地震動強さを考慮すれば、累積損傷を考慮した場合と同じ結果が得られることになる。

図-7は仙台、東京および京都において同様のことを比較した例である。地震危険度が高い地点順に分布することが分かる。また、各都市について図-6と同様、図中にそれぞれの都市の耐用期間と同じ再現期間の2倍の地震動強さを与える地震の再現期間の倍率を示した。耐用期間100年程度を考えた場合には、東京や京都についても仙台における結果とほぼ同様のことが言える。

すなわち、「構造物の耐用年数を100年程度とし

た場合に、累積損傷に対しても耐えるためには、建設地点においてその間に予想される最大の地震動の2倍程度の地震力を考慮する必要がある」という考察が可能となる。言い換えると、例えば仙台において耐用期間を100年程度とした場合には、その間に予想される1回の強震の最大加速度は地震危険度解析より、254galである。その2倍の最大加速度の508galの地震の再現期間は628年であり、その最大加速度を設計時に考慮することにより、

- 再現期間が数十年の中地震に対しては無被害
- 再現期間が100年程度の大地震に対しては小被害以下
- 再現期間が600年程度の巨大地震に対しては崩壊しない
- 耐用期間100年程度の間の数多くの中地震に対しても軽微な被害

ということが満足できると考えられる。

この内容は、そのまま標準設計水平震度を2倍にすべきであるということではない。5.の結果より、RC構造物の耐震性の向上には、耐力の増加よりもじん性の増加の方がより有効で効果的な方法である。そのため道路橋示方書²⁾の地震時保有水平耐力照査や動的解析における照査用震度や入力加速度の改善というような形で反映される必要があると考えられる。

また、この内容は、地震時保有水平耐力照査用震度を1Gとしている「H2示方書」に対して、それをほぼ2倍にした復旧仕様のような存在であるとも考えられる。しかし、算定根拠が異なるため、復旧仕様は累積損傷を考慮したことと同じにはならない。しかしながら、このような考え方は、巨大地震の想定という世論の動きや、長期的な視野から見た維持・補修費の低減といった点で、有効であろうと考えられる。

7. 結論

以下に本研究より得られた結論を述べる。

1. 曲げとせん断のそれぞれの損傷指標を定義し、それを塑性率や耐震性診断式を用いた簡便式で示し、また実際の損傷程度に対応と構造物の崩壊の目安を示した。
2. 既存の構造物の被害は曲げによるものよりもせん断によるものの方がかなり支配的であり、被害をおさえるためには構造物のせん断耐力を高め、じん性を向上させる必要がある。
3. 累積損傷度の期待値の算定から、耐震性能の不足している構造物に対しては、必要に応じて早

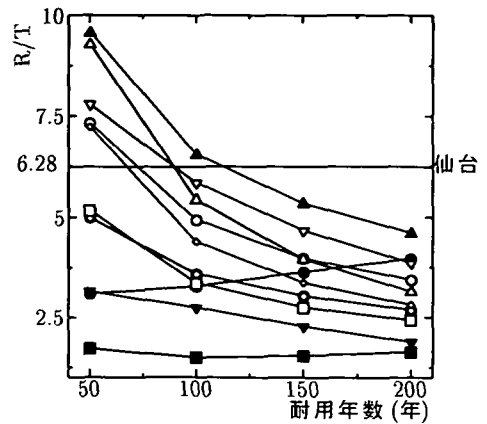


図-6 仙台における倍率（損傷指標10例）

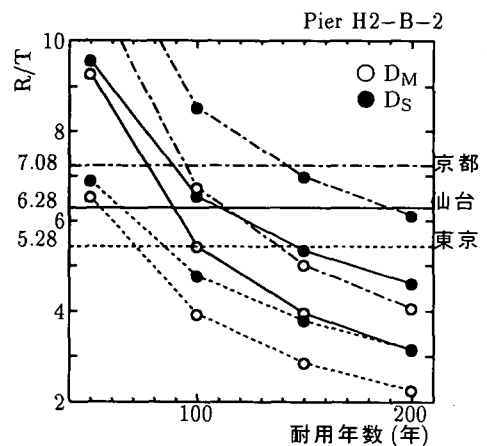


図-7 仙台、東京および京都における倍率の例

急に補強が求められる。

4. 損傷の累積を考慮しない場合には、建設地点で耐用期間内に予測される1回の強震の2倍程度の地震力を想定することが必要である。

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，1995年5月。
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，1990年。
- 3) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料（案），1995年。
- 4) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の震災に関する調査，1995年3月。

- 5) 鈴木基行, 足立英明, 赤倉康寛, 井林康, 尾坂芳夫: RC構造のライフタイムリスクの評価に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.532/V-30, pp.15-28, 1996.2.
- 6) 赤倉康寛, 鈴木基行, 武田篤史, 藤原稔, 尾坂芳夫: RC構造の損傷度評価と耐震設計への適用に関する研究, 土木学会論文集, No.544/V-32, pp.205-221, 1996.8.
- 7) 蛸沢勝三, 高荷道雄, 田中歳明, 阿部清治: 確率論的地震危険度の評価手順と感度解析, 土木学会論文集, No.437/I-17, pp.143-152, 1991.10.
- 8) 建設省土木研究所: 新耐震設計法(案), 土木研究所資料, 第1185号, 1977年3月.
- 9) Park, Y.-J. and Ang, A.H.S.: Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.111, No.4, pp.722-739, Apr. 1985.
- 10) 鈴木基行, 赤倉康寛, 足立英明, 尾坂芳夫: RC構造の損傷度評価に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.490/V-23, pp.121-129, 1994.5.
- 11) 申鉉穆, 前川宏一, 岡村甫: 繰返し面内力を受ける鉄筋コンクリート部材の復元力解析, 日本コンクリート工学協会, コンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコロキウム, 第II編—論文集, pp.45-56, 1988.3.
- 12) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. N.: Reinforced concrete response to simulated earthquakes, *Journal of Structural Division, Proc. of ASCE*, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, December, 1970.
- 13) 柴田明德: 最新耐震構造解析, 森北出版, 1981.
- 14) 土木学会: コンクリート標準示方書 [設計編], 1991年.
- 15) 池田尚治, 山口隆裕, 鶴澤哲史: 鉄筋コンクリート柱の地震時挙動と耐震設計の評価, コンクリート工学論文集, 第2巻第1号, pp.105-114, 1991年1月.
- 16) Park, Y.-J., Ang, A.H.S. and Wen, Y.K.: Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.111, No.4, pp.740-757, Apr. 1985.
- 17) 日本国有鉄道仙台新幹線工事局: '78宮城県沖地震特集号, せんかんこう, 1979.12.
- 18) 建設省土木研究所: 平成5年(1993年)釧路沖地震災害調査報告, 土木研究所報告, 第193号, 1994年1月.
- 19) 建設省土木研究所: 平成5年(1993年)北海道南西沖地震災害調査報告, 土木研究所報告, 第194号, 1994年7月.
- 20) 鹿嶋俊英, 北川良和: 平成5年(1993年)釧路沖地震強震観測速報, 建設省建築研究所, 1993年2月.
- 21) 建設省土木研究所: 土木構造物における加速度強震記録, No.21, 土木研究所彙報, 第64号, 1995年6月.
- 22) 土木学会コンクリート委員会 阪神・淡路大震災調査研究特別委員会: 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, p.54, 1995.10.
- 23) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・解説, コンクリート構造物, 丸善, 1992年10月.
- 24) Shinozuka, M. and Tan, R.Y.: Seismic reliability of damaged concrete beams, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.109, No.7, pp.1617-1634, July, 1983.
- 25) 土木学会: 構造物のライフタイムリスクの評価, 1988年.

(1996. 7. 25 受付)

EVALUATION METHOD OF SEISMIC RELIABILITY IN REINFORCED CONCRETE STRUCTURE WITHIN LIFETIME

Motoyuki SUZUKI, Kou IBAYASHI, Yasuhiro AKAKURA, Minoru FUJIWARA and Yoshio OZAKA

An evaluation method of seismic reliability in reinforced concrete structure within lifetime is proposed. The seismic risk analysis is proposed and the damage indices for RC member are defined which can consider bending and shear behaviors. Furthermore, their damage indices are examined by several damage reports, and seismic reliability of RC pier which is designed and reinforced by recent design method is estimated. And an evaluation method of seismic reliability of RC structure influenced by several earthquakes within lifetime is indicated on the basis of damage probability matrix evaluated by monte carlo simulation.