

RC 橋脚の地震被害と地震動および構造特性との関連性

RELEVANCE OF EARTHQUAKE GROUND MOTION AND STRUCTURAL CHARACTERISTICS TO DAMAGE OF REINFORCED CONCRETE PIER

鈴木基行*・井林康**・藤原稔***・尾坂芳夫****

Motoyuki SUZUKI, Kou IBAYASHI, Minoru FUJIWARA and Yoshio OZAKA

*正会員 工博 東北大学教授 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)

**学生会員 修(工学) 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)

***正会員 博(工学) (財)道路保全技術センター(〒103 東京都中央区日本橋久松町9-9)

****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)

It is important to evaluate the relevance of earthquake ground motion and structural characteristics to damage of reinforced concrete pier during an earthquake. A new earthquake damage evaluation index is proposed based on both modified spectrum intensity of earthquake ground motion and shear/flexural capacity ratio of pier. And this method is examined by several actual damages.

Key Words : reinforced concrete pier, earthquake ground motion, spectrum intensity, capacity ratio, damage index, earthquake damage evaluation index

1. 序論

近年、わが国では1995年1月に発生した兵庫県南部地震をはじめとする、数々の地震による被害を受けている。これらの地震被害の中で、あらためてクローズアップされていることは、同程度の最大加速度の地震動でも、構造物の被害には大きな隔たりが存在することが挙げられる。

例えば、1993年釧路沖地震と1995年兵庫県南部地震においては、前者の釧路地方気象台(GL, N63E)における最大加速度は711gal、後者のJR鷹取(GL, EW)における最大加速度は666galと、ほぼ同程度の大きさであったにもかかわらず、後者の観測点近傍における被害の方がはるかに大きかった。また、同じ兵庫県南部地震でも、東神戸大橋(GL, N12W)では317galと、最大加速度自体はそれほど大きくなかったにもかかわらず、近傍での被害は釧路沖地震よりも大きかった。

地震動強さの指標として、広く用いられているのが最大加速度である。しかし、前述したように、最大加速度は被害との関連性から考えると、地震動強さの指標として適しているかどうかは明らかではない。他に指標として最大速度や、加速度応答スペクトル、卓越周期などが構造物の被害に大きく関係しているという指摘もあるが、未だ統一された見解がないのが現状である。そのため、どのような地震動特性が、構造物の被害に対してもっとも支配的であるかを検討することは、今後の構造物の耐震設計法の精度を上げる上で必要であると考え

られる。

また、地震による構造物の被害には、もちろん構造物側の力学的特性の違いも大きく絡んでくる。構造物の被害の大きさに関係する特性としては、曲げやせん断の耐力、じん性率等が挙げられるが、実際に構造物のどのような特性値が被害に対してもっとも支配的であるかを検討する必要がある。

加えて、地震防災の観点から、想定している規模の地震が発生した場合の被害予測、また発生直後に被害の迅速な復旧のために、地震動および構造物のそれぞれの特性から、構造物の被害程度をある程度推定することが必要になってくると考えられる。

そのため本研究では、RC単柱橋脚を解析対象として、はじめに被害と相関の高い地震動や構造物それぞれの特性値が何であるかを検討した。そして、それぞれの代表値をもとに、地震動から構造物の被害を推定する地震被害算定指標の構築を行った。本研究の解析手法と構成を図-1に示す。

2. 既往の研究

2.1 Housnerの研究

Housner¹⁾は地震動が構造物に及ぼす効果を全体としてとらえるために式(1)で示される、速度スペクトルの面積からスペクトル強さ(Spectrum Intensity) SIを定義した。これは地震動の強さを表す指標として、最大加速度、最大速度などとともに、しばしば用いられる量である。

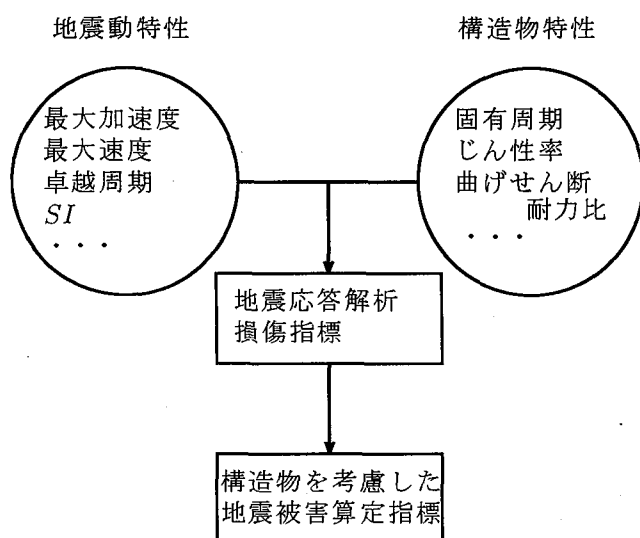


図-1 本研究の解析手法と構成

$$SI = \int_{0.1}^{2.5} S_V(T, h) dT \quad (1)$$

ここに、 $S_V(T, h)$: 周期 T , 減衰定数 h における速度スペクトル

Housner は $h = 0.2$ の場合を基準値として用いている。

2.2 山本らの研究

山本ら²⁾は、構造物の種類ごとにその応答特性、強度特性が異なるので、地震強度指標として、各構造物の特性に適応した指標を用いる必要があることを指摘している。そして、構造物の周期特性および地震動の継続時間等を考慮した応答スペクトルおよび SI を取り上げ、まず実測の観測波形から応答スペクトルを算出し、観測点近傍の被害との関係を調べている。加えて、ある一つの実測波形をもとに、その地域の種々の地盤モデルを用いて予測波形を算出し、それぞれについて SI を求め、木造家屋被害との関係を調べている。

その結果、 SI は 0.5 秒以上を含めて積分をした方が良好な関係となることを示し、周期特性や継続時間の要素を考慮できる SI が、木造家屋被害を予測する際の指標として有効であるとしている。

2.3 Katayama らの研究

Katayama ら³⁾は、新しい地震強度指標の提案を行うために、まず 170 例の強震記録の解析より、 SI を用いて、構造物に損傷を与えるのに十分な強さの地動であるか否かを評価し、同程度の最大加速度でも SI の値はかなりばらつくとしている。さらに、実際に被害が報告された地点の近傍では、おおよ

そ 30cm/s 以上の SI が得られたことを示している。これらの結果より、地震強度センサー用の制御装置を設計し、新しいセンサーは SI と最大加速度の値を考慮に入れたもので、これは最大加速度のみをベースにしたセンサーよりもより信頼できるものであるとしている。

2.4 安藤らの研究

安藤ら⁴⁾は、地震動の強さ指標として耐震工学における既往の研究の多くは最大加速度をもとにしているが、最大加速度と構造物の損傷との相関関係は、最大速度や SI 値と構造物の損傷との相関関係に比べ、余りよくないという指摘があるとしている。そして、強い地震動は構造物に大きい損傷を与えるものと定義し、最大加速度を含め様々な地震動の強さ指標が、どの程度構造物の損傷を説明できるのかを数値解析によって検討を行っている。その際、構造物の損傷は Park と Ang の損傷指標によって定義し、これら指標の値から構造物の損傷を推定することを試みている。その結果、最大加速度はごく短周期域でのみ損傷とよい相関があること、および SI は 0.3 から 1.5 秒までの周期で損傷と一番相関がよいことなどを示している。

3. 解析手法

3.1 解析対象構造物

対象としたのは、道路橋もしくは鉄道橋の鉄筋コンクリート単柱橋脚 10 例である。設計の諸元を表-1 に示す^{5), 6)}。これらは「鉄道構造物標準設計」、 「平成 2 年道路橋示方書」 (以下、H2 示方書) および「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧にかかる仕様」 (以下、復旧仕様) によって新設されたもの、もしくは補強設計を行った補強前後のものである。これらはある特定の設計法・諸元に偏らないよう、なるべく多種多様になるように選んだ。

3.2 本研究で用いた弾塑性応答解析モデル

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、Newmark の β 法を用いた逐次積分法によって行った。また、減衰定数は 0.02 とした。

用いた荷重-変位曲線のスケルトンカーブは、軸方向鉄筋からの引き抜けによる回転変位を考慮に入れ、引き抜け量は申ら⁷⁾の方法によって求めた。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⁸⁾、せん断については繰返し曲げせん断実験結果⁹⁾を修正して用いた。

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 として断面の応力つり合い計算を行

表-1 橋脚設計例の諸元

No.	B	H	a	N	SDI	d ₁	n	SDw	s	Pt	Pw	a/d
P1	700	190	1000	364	D29	15.5	180	D16	15.00	0.473	0.139	5.7
P2	400	170	500	364	D32	10.5	76	D19	15.00	0.473	0.225	3.1
P3	450	350	1100	1000	D32	12.0	102	D16	15.00	0.266	0.076	3.3
P4	280	280	1100	470	D32	10.0	130	D16	20.00	0.683	0.071	4.1
P5	280	280	1100	470	D32	10.0	130	D16	2.2	0.683	0.645	4.1
P6	250	190	950	490	D32	10.0	92	D16	15.00	0.812	0.139	5.3
P7	300	240	950	490	D32	15.0	114	D22	10.00	0.671	0.323	4.2
P8	350	350	980	1050	D51	15.0	72	D25	15.00	0.622	0.193	2.9
P9	350	300	1050	1050	D38	15.0	84	D19	22.50	0.480	0.085	3.7
P10	370	320	1050	1050	D38	15.0	84	D25	15.00	0.424	0.211	3.4

B :橋脚の断面の幅 (cm) (橋軸直角方向)

H :橋脚の断面の高さ (cm) (橋軸方向)

a :橋脚の高さ (cm)

N :上載荷重 (tonf)

SDI :軸方向鉄筋呼び名

d₁ :躯体表面から最外縁鉄筋の中心までの距離 (cm)

n :軸方向鉄筋本数

SDw :帯鉄筋呼び名

s :帯鉄筋間隔 (cm)

Pt :軸方向鉄筋比 (%)

Pw :帯鉄筋比 (%)

a/d :せん断スパン比

表-3 解析に用いた実地震波

No.	地震名	観測点	方角
1	兵庫県南部	東神戸大橋 (GL)	N78E
2			N12W
3	Imperial Valley	El Centro T. S. (BF)	NS
4	十勝沖	八戸市役所 (B1F)	NS
5	釧路沖	広尾町役場 (1F)	320
6			050
7	兵庫県南部	神戸海洋気象台 (GL)	EW
8			NS
9	兵庫県南部	JR鷹取 (GL)	EW
10			NS
11	宮城県沖	開北橋 (GL)	LG
12			TR
13	釧路沖	釧路地方気象台 (GL)	063
14			153
15	北海道南西沖	七峰橋 (GL)	TR
16			LG
17	宮城県沖	仙台鉄道管理局 (B1F)	EW
18			NS
19	宮城県沖	住友生命ビル (B2F)	EW
20			NS

LG:橋軸方向 TR:橋軸直角方向

表-2 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

い、応答解析の時間刻みは1/500秒として計算を行った。材料特性は表-2の値を用い、地震波入力方向は、耐震性の低い橋軸方向に対して行った。

3.3 実地震波

解析に用いた実地震波は宮城県沖、釧路沖、兵庫県南部など6地震で記録された20加速度波形で、それらの最大加速度は192～817 (gal)である。解析に用いた実地震記録波形名を表-3に示す^{10),11)}。

強震動の速度、変位は加速度記録を積分することにより得られる。積分の際、波形の0線の定め方が速度、変位の値に影響を与え、特に変位は0線のわずかなゆがみで大きく異なるので、注意を要し、0線補正の方法としては速度、あるいは変位の2乗和が最小になるように0線を多項式で補正するBerg,

Housner等の方法が従来多く用いられてきた。本研究では、加速度波形の0線補正に2次式を用い、よって速度、変位は3次および4次式で補正して、補正式の係数は、変位の2乗和が最小となるように定めた¹²⁾。

3.4 損傷指標

構造物の被害程度を表す指標として、ここでは広く用いられている塑性率 μ および次式で示されるParkの損傷指標 DI ¹³⁾を用いた。

$$\mu = \frac{\delta_M}{\delta_y} \quad (2)$$

$$DI = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE \quad (3)$$

$$\beta = (-0.447 + 0.073 \frac{a}{d} + 0.24n_0 + 0.314p_t) \cdot 0.7^{p_w} \quad (4)$$

ここに、 δ_M :最大応答変形 δ_y :降伏変形 δ_u :単調載荷時の終局変形 Q_y :降伏耐力 (計算値) dE :消費エネルギーの増分 a/d :せん断スパン比 n_0 :軸力比 p_t :主鉄筋比 (%) p_w :拘束筋比

さらにParkは1971年 San Fernando 地震および1978年宮城県沖地震によって被害を受けた9棟の実

表-4 Parkの損傷指標と損傷程度との関係

Parkの損傷度	損傷の程度
0～0.1	わずかな損傷 -まばらなひびわれ
0.1～0.2	軽微な損傷 -小さなひびわれ
0.2～0.4	中程度の被害 -ひびわれ・剥離
0.4～1.0	大被害 -圧壊・鉄筋の座屈
1.0～	崩壊 -全体的、部分的崩壊

表-5 応答解析による μ の結果

No.	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10
1	0.586	0.326	1.31	0.464	0.464	0.759	0.772	0.548	1.29	0.868
2	1.20	0.536	3.08	1.03	1.07	4.16	1.51	1.51	3.98	2.53
3	1.38	1.10	2.45	1.44	1.44	1.51	1.71	1.37	2.21	2.26
4	0.543	0.493	48.1	0.589	0.589	0.497	0.803	0.614	0.717	0.752
5	0.744	2.41	0.000	2.53	1.16	0.846	0.973	2.29	2.26	1.60
6	1.08	2.46	2.71	2.69	1.48	1.16	1.58	3.7	2.06	1.84
7	4.64	3.73	6.63	2.21	2.13	4.71	6.01	1.84	5.93	6.80
8	4.61	4.41	8.25	4.11	3.46	5.56	6.26	5.95	7.51	8.58
9	2.028	3.07	12.3	2.04	2.05	10.4	2.50	2.60	11.8	9.77
10	5.13	2.95	16.2	3.97	3.35	10.7	6.27	6.71	13.38	11.84
11	0.232	0.516	0.481	0.385	0.385	0.480	0.343	0.388	0.304	0.381
12	0.554	0.625	0.932	0.615	0.615	0.561	0.692	0.901	0.796	0.852
13	1.44	2.49	0.000	3.99	1.81	1.34	2.13	5.05	3.26	2.06
14	1.18	2.45	0.000	5.20	1.78	2.50	1.79	2.67	5.39	2.45
15	0.614	2.04	0.945	0.641	0.641	0.956	0.739	1.40	0.850	0.906
16	0.799	1.71	0.917	0.674	0.674	1.25	0.741	2.22	3.43	0.848
17	0.512	0.683	1.24	0.575	0.575	1.54	0.765	1.23	1.38	0.807
18	1.26	1.83	2.32	0.920	0.920	2.00	1.55	0.939	2.31	2.12
19	0.515	1.59	1.33	0.648	0.648	1.73	0.798	0.775	0.840	0.912
20	0.783	0.780	1.43	0.828	0.828	1.31	0.838	0.630	1.37	1.14

構造物に対して地震応答解析を行い、表-4のように損傷度と実際の被害との対応を示している¹⁴⁾。本研究でParkの損傷指標を用いた理由としては、比較的広く用いられていること、および前述のように損傷程度との対応がつけやすいことがあげられる。

3.5 解析結果

地震応答解析によって求められた、それぞれの解析対象構造物と地震波に対する、塑性率 μ の値を表-5に、 DI の値を表-6に示す。これらの表中、P1～P10は表-1に示した橋脚、No.1～No.20は表-3に示した地震波を表す。

4. 地震動および構造物の特性値

4.1 地震動の特性値

地震動側の特性値として検討したのは、地震動自体の特性値として、最大加速度 A 、最大速度 V 、

表-6 応答解析による DI の結果

No.	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10
1	0.020	0.056	0.104	0.037	0.030	0.071	0.053	0.123	0.101	0.069
2	0.043	0.093	0.261	0.092	0.077	0.605	0.114	0.383	0.356	0.225
3	0.061	0.211	0.213	0.152	0.118	0.229	0.165	0.410	0.202	0.212
4	0.020	0.092	3.519	0.054	0.042	0.048	0.062	0.142	0.054	0.063
5	0.030	0.616	0.000	0.216	0.098	0.090	0.084	0.601	0.167	0.136
6	0.046	0.686	0.211	0.245	0.133	0.131	0.147	0.937	0.157	0.162
7	0.238	0.921	0.611	0.296	0.218	0.846	0.666	0.715	0.606	0.691
8	0.241	1.18	0.758	0.627	0.433	1.14	0.715	2.071	0.774	0.855
9	0.096	0.778	1.17	0.252	0.193	2.067	0.276	0.858	1.27	1.06
10	0.347	0.825	1.54	0.568	0.358	2.33	0.869	2.20	1.44	1.34
11	0.008	0.099	0.038	0.033	0.026	0.047	0.024	0.091	0.022	0.031
12	0.019	0.119	0.073	0.056	0.044	0.054	0.050	0.219	0.06	0.069
13	0.075	0.855	0.000	0.348	0.204	0.217	0.258	1.37	0.248	0.206
14	0.067	0.783	0.000	0.479	0.192	0.464	0.237	0.894	0.431	0.269
15	0.023	0.391	0.076	0.060	0.047	0.104	0.056	0.345	0.066	0.076
16	0.029	0.341	0.075	0.062	0.049	0.140	0.058	0.546	0.249	0.071
17	0.019	0.129	0.099	0.052	0.041	0.212	0.058	0.317	0.115	0.068
18	0.052	0.348	0.200	0.083	0.066	0.322	0.140	0.227	0.225	0.197
19	0.018	0.29	0.107	0.057	0.045	0.212	0.056	0.190	0.062	0.073
20	0.027	0.143	0.117	0.077	0.061	0.186	0.060	0.152	0.118	0.099

最大変位 D 、卓越周期 EP を検討し、地震動指標として既往の研究で提案されている A/V 、 AD/V^2 、スペクトル強度 SI 、加速度パワー AP の計8種を検討した。スペクトル強度 SI 、および加速度パワー AP はそれぞれ次式で表される。

$$SI = \int_{0.1}^{2.5} S_v dt \quad (5)$$

$$AP = \int_0^{t_0} (\ddot{z})^2 dt \quad (6)$$

ここに、 S_v :速度スペクトル

$\ddot{z}$:地震動の加速度成分

t_0 :継続時間

地震波の個々の特性値を表-7に示す。

まず地震動特性値間の相関を表-8に示す。これより、 SI と V は相関係数が0.943とかなり相関が高い。これは、 SI は速度スペクトルを積分したものであり、ある周期帯の平均速度とでも言うべきものになっているためと考えられる。またこれに次いで A/V と D 、 V と D の相関が高い。

これらの計8種類の指標と構造物の被害程度である、塑性率 μ および DI との関係を検討した。相関を調べた結果、両指標ともにスペクトル強度 SI と最も相関が高いことがわかった。塑性率と構造物特性の相関を表-9に示した。この SI は構造物に被害を与える地震動そのものの強度をよく表すため、既往の研究でも比較的よく用いられている。しかしながら、これは地震動そのものの指標であり、対象構造物を具体的に想定していないため、被害を説明づける指標としては曖昧であると言える。

そのため、もともと積分区間が0.1から2.5(s)で

表-7 地震波の特性

No.	A	V	D	A/V	AD/V ²	SI	EP	AP
1	280.72	85.71	55.36	3.28	2.11	242.67	0.8	7.541
2	327.31	91.11	52.36	3.59	2.06	406.67	2.8	14.744
3	314.63	38.23	16.37	8.23	3.52	179.01	0.6	12.164
4	203.81	21.58	12.61	9.44	5.51	80.55	0.2	3.082
5	403.68	26.07	5.41	15.48	3.21	101.81	0.4	21.920
6	518.05	29.37	12.05	17.64	7.23	131.87	0.3	27.635
7	617.14	75.76	19.06	8.14	2.04	337.70	0.4	16.978
8	817.83	91.44	20.34	8.94	1.98	481.86	0.4	26.189
9	666.20	130.30	38.46	5.11	1.50	622.60	0.4	49.296
10	641.73	131.42	56.53	4.88	2.10	759.17	0.4	59.405
11	192.55	16.46	21.39	11.70	15.20	33.09	0.1	2.328
12	286.79	39.06	46.41	7.34	8.72	89.64	0.1	4.923
13	711.40	34.24	5.45	20.77	3.30	210.33	0.3	97.103
14	637.24	41.04	13.93	15.33	5.27	268.74	0.3	75.826
15	386.21	15.34	1.64	25.18	2.69	82.55	0.2	18.059
16	379.10	12.44	1.76	30.47	4.31	76.88	0.2	18.311
17	232.61	36.33	10.71	6.40	1.88	128.65	0.4	4.731
18	432.42	57.14	31.56	7.57	4.17	218.57	0.3	9.920
19	240.90	46.39	46.62	5.19	5.21	117.28	0.3	3.540
20	250.90	32.28	25.33	7.77	6.09	142.51	0.5	4.077

A :最大加速度 (cm/s²)

V :最大速度 (cm/s)

D :最大変位 (cm)

SI:スペクトル強度 (cm/s)

EP:卓越周期 (s)

AP:加速度パワー (m²/s³)

表-8 地震動特性値間の相関係数

	A	V	D	A/V	AD/V ²	SI	EP	AP
A	1.000	0.510	-0.094	0.148	-0.427	0.642	-0.142	0.766
V	0.510	1.000	0.697	-0.615	-0.516	0.943	0.334	0.270
D	-0.094	0.697	1.000	-0.765	-0.070	0.519	0.451	-0.134
A/D	0.148	-0.615	-0.765	1.000	0.115	-0.443	-0.360	0.282
AD/V ²	-0.427	-0.516	-0.070	0.115	1.000	-0.538	-0.318	-0.263
SI	0.642	0.943	0.519	-0.443	-0.538	1.000	0.139	0.466
EP	-0.142	0.334	0.451	-0.360	-0.318	0.139	1.000	-0.133
AP	0.766	0.270	-0.134	0.282	-0.263	0.466	-0.133	1.000

表-9 塑性率 μ と各種地震動特性値との相関

	相関係数
$\mu \sim$ スペクトル強度 SI	0.715
最大速度 V	0.632
最大加速度 A	0.626
...	...

あるSIを、本研究で対象としているRC橋脚に対して、どのように積分区間をとるのが最適であるのかを検討した。そのため、SIの積分範囲の上限と下限を様々に変化させた。具体的には、上限を1.0から4.0まで0.5(s)刻みに、下限を0.1秒から1.0(s)

表-10 塑性率 μ と各種構造物特性値の相関

	相関係数
$\mu \sim$ せん断耐力比	-0.165
せん断耐力	-0.124
じん性率	-0.090
...	...

まで0.1(s)刻みに変化させ、塑性率、DIそれぞれ200例のデータで検証した。

その結果、積分区間を0.1から1.5(s)とした場合のSIが、塑性率およびParkの損傷指標との相関がもっとも高く、相関係数の値も0.761まで上昇することが判明した。既往の研究⁴⁾でも1.5(s)までの積分値が損傷指標と相関が高いとしていることから、この場合のスペクトル強度 (以下SI₁₅と記す)を地震動特性の代表値として用いることにした。

4.2 構造物の特性値

構造物特性の代表値としては、固有周期、曲げ耐力、せん断耐力、せん断耐力比 (せん断耐力と曲げ耐力の比)、じん性率の5種類を考えた。ここで、固有周期は道路橋示方書⁵⁾により算定されたもの、曲げ耐力、せん断耐力はコンクリート標準示方書¹⁵⁾によるもの、じん性率は阪神大震災被害調査ワーキンググループ¹⁶⁾による式である。せん断耐力比については後述する。

相関を調べた結果、塑性率とParkの損傷指標ともにせん断耐力比が最も相関が高いことがわかった。塑性率と構造物特性の相関を表-10に示した。相関係数の値自体があまり高くないのは、本解析の場合、構造物の特性値の強弱の差に比べて、地震動の特性値の強弱の差が非常に支配的であって、構造物の諸元などに比較的依存しにくかったためではないかと考えられる。

ここで用いているせん断耐力比は次式で表される。

$$\lambda = \frac{V_y \cdot a}{M_u} \quad (7)$$

ここに、 λ :せん断耐力比

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

この指標は、部材の曲げ耐力とせん断耐力との比を表したもので、簡便であるにもかかわらず、部材の耐震性を判断する指標であると言える。そのため相関係数は低いものの、構造物特性の代表値として用いることにした。

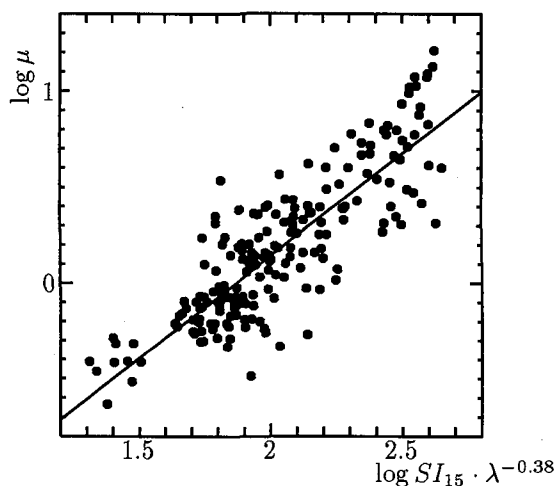


図-2 SI_{15} , λ と μ の関係

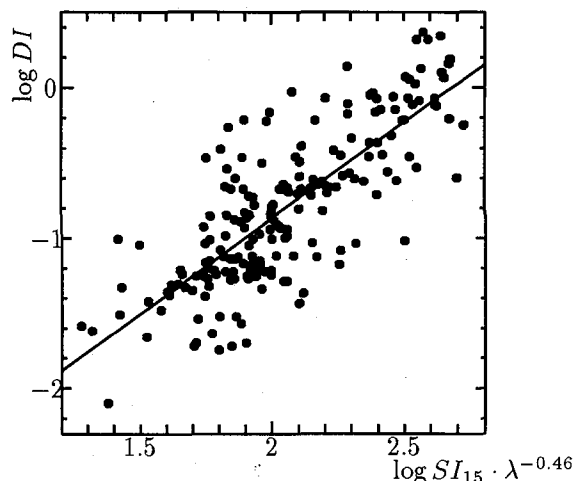


図-3 SI_{15} , λ と DI の関係

5. 地震被害算定指標

以上より、塑性率 μ 、Parkの DI それぞれについて、相関を検討した。地震動と構造物それぞれの特性値である SI_{15} と λ から、構造物の被害程度を推定する回帰式として、次の5つのタイプの式を考えた。

$$DI = \zeta SI_{15} + \eta \lambda + \theta \quad (8)$$

$$DI = \zeta \frac{SI_{15}}{\lambda} + \eta \quad (9)$$

$$DI = \lambda^\theta (\zeta SI_{15} + \eta) \quad (10)$$

$$\log DI = \lambda^\theta (\zeta \log SI_{15} + \eta) \quad (11)$$

$$\log DI = \zeta \log(SI_{15} \cdot \lambda^\theta) + \eta \quad (12)$$

その結果、式(12)が最も相関が高く、この形の式にデータを当てはめた結果、地震被害算定指標は次式のように求められた。

$$\log \mu = 1.07 \log(SI_{15} \cdot \lambda^{-0.38}) - 1.99 \quad (13)$$

$$r = 0.852$$

$$\log DI = 1.27 \log(SI_{15} \cdot \lambda^{-0.46}) - 3.41 \quad (14)$$

$$r = 0.788$$

ここに、 r :相関係数

SI_{15} と塑性率 μ との関係を図-2に、 SI_{15} とParkの損傷指標 DI との関係を図-3に図示する。

6. 被害指標による実被害の検証

この地震被害算定指標を用いて、過去の地震による実際の被害の検証を行った。

宮城県沖地震により被害を受けた東北新幹線名取川橋梁のNo.7橋脚は、せん断耐力比 $\lambda = 0.392$ で

あり、実際の被害はかぶりコンクリートの剥離・せん断ひびわれ発生であった。地震波として、仙台鉄道管理局NSを考え、この地震波の $SI_{15} = 115.63$ より、被害指標によって損傷程度を算定すると、 $\mu = 2.414$ 、 $DI = 0.280$ となった。Parkの損傷程度と照らし合わせると「中被害-ひびわれ・剥離」となり、実被害とよく対応していた。

また兵庫県南部地震により被害を受けた、阪神高速道路神戸線No.138橋脚は、せん断耐力比 $\lambda = 0.512$ であり、実際の被害は崩壊であった。地震波としてJR鷹取NSを考え、この地震波の $SI_{15} = 337.15$ より、被害指標によって損傷程度を算定すると、 $\mu = 6.807$ 、 $DI = 0.933$ となり、Parkの損傷程度と照らし合わせると「大被害-圧壊・座屈」となった。

このように地震動および構造物の特性値から、簡単に被害の程度を推定することが可能となる。

7. 被害指標の応用

7.1 一様リスクスペクトルによるある期間内の損傷度の期待値

地震動強度パラメータとして、最大地動より応答スペクトルのほうが工学的に重要となる場合が多い。この場合には、線形1自由度系の最大応答について、周期 T ごとにハザード曲線を求めることになる。一定の地震発生確率 p_0 （または地震の再現期間 T_R ）の値に対する応答 $S_u(T; p_0)$ を T に対してプロットしたものが一様リスクスペクトルである。一様リスクスペクトルは、異なる周期について等しい超過確率で地震動強度を比較できるので有用である。

Katayama¹⁷⁾はわが国のいくつかの都市について、この一様リスクスペクトルを調べている。II種地

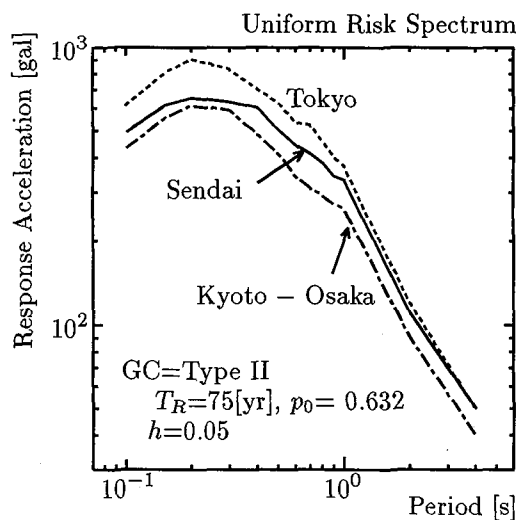


図-4 Katayamaらによる一様リスクスペクトルの例

盤および期間75年における例を図-4に示す。

速度応答スペクトル S_v と加速度応答スペクトル S_a の間には近似的に次の関係が成り立つ¹⁸⁾。

$$S_v = \frac{1}{\omega} S_a = \frac{T}{2\pi} S_a \quad (15)$$

ここに、 ω : 構造物の固有円振動数 (rad/s)

T : 構造物の固有周期 (s)

これより求まる速度応答スペクトルより、 SI の算定が可能になる。各都市におけるParkの DI の期待値の設計法による比較を行った。これは図-4のKatayamaの一様リスクスペクトルの結果を用いているため、同様にII種地盤および期間75年に対するものである。結果を表-11に示す。

鋼板補強の有無による比較は補強前は全て損傷度が0.1を越え、軽微な損傷になると考えられるのに対し、補強後は最高でも0.074と無被害であると考えられ、補強後はこの再現期間の地震に対しては安全側になることができる。またH2示方書と復旧仕様による比較でも、H2示方書よりも復旧仕様の方がやはり小さめの期待値となることがわかる。このように、地震被害算定指標と一様リスクスペクトルにより、想定する再現期間の地震動に対する損傷度の期待値が推定可能となる。

7.2 その他の応用

この指標のその他の応用として、あらかじめ構造物の諸元をデータベース化し、せん断耐力比 λ を計算しておき、実際に地震が発生した場合に構造物の立地地点での地震動を推定して SI_{15} を算定する。その値と地震被害算定指標により被害を予測して迅速な被害状況の推定と対応が可能となる。

また、構造物の設計時の照査に応用することも可

表-11 各都市における損傷度の期待値

鋼板補強	補強前	補強後
仙台	0.145	0.060
東京	0.179	0.074
京都-大阪	0.108	0.044
新設	H2示方書	復旧仕様
仙台	0.124	0.092
東京	0.153	0.113
京都-大阪	0.092	0.068

能であり、設計時の想定地震動の SI_{15} を算定し許容する損傷度 DI や μ を想定し、この被害算定指標により、必要とされるせん断耐力比 λ が求まることになる。

8. 結論

本研究で得られた主な結論は次の通りである。

1. RC単柱橋脚に被害を与える地震動特性の代表値として SI の積分区間を0.1~1.5秒とした SI_{15} が、また構造物特性の代表値としてせん断耐力比 λ が適している。
2. 地震波とRC単柱橋脚の特性値である SI_{15} と λ から、地震時のRC単柱橋脚の被害を予測する簡便な地震被害算定指標を構築し、実際に生じた被害との検証や、長期間にわたる構造物の被害程度の予測可能性などの応用例を示した。

参考文献

- 1) Housner, G. W. : Intensity of earthquake ground shaking near the causative fault. *Proceedings of the 3rd World Conference on Earthquake Engineering*, Vol.1, No.III, pp.94-115, Jan.-Feb. 1965.
- 2) 山本明夫, 金子史夫, 瀬川秀恭: 地震被害に関する地震動の強さを表す指標について, 第7回日本地震工学シンポジウム, pp.535-539, 1986.
- 3) Katayama, T., Sato, N., Ohbo, N., Kawasaki, M., and Saito, K. : Ground shaking severity detector by use of spectrum intensity (SI). *Proceedings of the 7th Japan Earthquake Engineering Symposium*, 1986.
- 4) 安藤陽一, 山崎文雄, 片山恒雄: 地震動の強さ指標による構造物損傷の評価, 第8回日本地震工学シンポジウム, pp.715-720, 1990.
- 5) 日本道路協会: 道路橋示方書 (V耐震設計編)・同解説, 丸善, 平成2年.
- 6) 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), 平成7年6月.
- 7) 申鉉穆, 前川宏一, 岡村甫: 繰り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, 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,
Vol.II pp.45-56, 1988.3.

- 8) Takeda, T., Sozen, M. A., and Nielsen, N. N. : Reinforced concrete response to simulated earthquakes, *Journal of the Structural Division, Proceedings of ASCE*, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, December 1970.
- 9) Jimenez, R., White, R. N., and Gergely, P. : Cyclic shear and dowel action models in R/C, *Journal of Structural Division, Proceedings of ASCE*, Vol.108, No.ST5, pp.1106-1123, May 1982.
- 10) 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, 平成6年7月.
- 11) 建設省土木研究所 : 土木構造物における加速度強震記録, 第64号, 土木研究所彙報, 平成7年6月.
- 12) 柴田明徳 : 最新耐震構造解析, 森北出版, p.214, 1981.
- 13) Park, Y.-J. and Ang, A. H.-S. : Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, *Journal of Structural Engineering*, Vol.111, No.4, pp.722-739,

April 1985.

- 14) Park, Y.-J., Ang, A. H.-S., and Wen, Y. K. : Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings, *Journal of Structural Engineering*, Vol.111, No.4, pp.740-757, April 1985.
- 15) 土木学会 : コンクリート標準示方書 [設計編], 土木学会, 平成3年.
- 16) 土木学会コンクリート委員会 阪神大震災調査研究特別委員会 : 阪神淡路大震災被害分析と靱性率評価式, 平成8年9月.
- 17) Katayama, T. : An Engineering Prediction Model of Acceleration Response Spectra and Its Application to Seismic Hazard Mapping, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.10, pp.149-163, 1981.
- 18) 大崎順彦 : 地震動のスペクトル解析入門, 鹿島出版会, 昭和60年.

(1997年9月26日受付)