

履歴吸収エネルギーに注目した鋼箱型断面橋脚の 損傷度評価に関する基礎的研究

FUNDAMENTAL STUDY ON EVALUATION OF DAMAGE OF STEEL PIERS WITH BOX CROSS-SECTION BASED ON ENERGY CONCEPT

平尾 潔*・沢田 勉**・成行義文***・笹田修司****

By Kiyoshi HIRAO, Tsutomu SAWADA, Yoshifumi NARIYUKI and Syuji SASADA

The purpose of this study is to evaluate seismic performance of column and rahmen type steel piers with thin walled box cross-section during strong earthquake excitation.

We describe the method to replace the piers into SDOF systems, and the numerical response analysis of these SDOF systems by use of five earthquake motions. Based on the numerical results, we discuss how the difference of the type and height of piers, and the ratio of thickness to width of cross-sectional plate affect on the total number of times of yielding, maximum plastic displacement, hysteretic and input energy and the relationship between hysteretic energy and elastic maximum velocity. We also discuss the effect on the earthquake damage index, as defined by the authors, and found out that this index is very useful to evaluate the damage including the collapse of the piers.

Keywords: bridge pier, steel, damage, earthquake, energy response

1. まえがき

近年、地震による構造物の損傷をエネルギー論的に評価し、現行の耐震設計法をより合理的なものへ改善しようとする気運が高まり、これに関連した研究が数多く行われるようになってきた^{1)~12)}。加藤・秋山ら²⁾は、Housnerの基本概念¹⁾を発展させ、構造物の損傷に寄与する入力エネルギー(=履歴吸収エネルギー)と構造特性(復元力、減衰定数、降伏強度比)との関係について検討した。そして、この損傷に寄与するエネルギーと構造物の許容吸収エネルギーとの対比を基本とした新たな耐震設計法を提案した^{3),4)}。大野・西岡ら⁵⁾は、地震動ならびに構造特性の相違が各エネルギー応答値に及ぼす影響を検討し、構造物が地震時に受ける塑性ひずみエネルギーを入力エネルギーから定量的に算定するための近似式を提示した。さらに、これらのエネルギー応答に基づく耐震設計法を具体化するための基礎的研究として、弾塑性系の応答をこれと等価な弾性系の応答から評価する方法を

提案し⁶⁾、これをもとにせん断型多自由度系の最適入力エネルギーおよび剛性分布を求める方法⁷⁾を提案した。家村・山田ら^{8),9)}も、RC橋脚を対象としたオンラインハイブリッド実験を行い、その損傷と履歴吸収エネルギーならびに入力エネルギーとの関係について検討し、履歴吸収エネルギーを入力エネルギーから推定することを提案した。Zahrah・Hall¹⁰⁾、および松島・松井¹¹⁾は、最大塑性変形、降伏回数、入力ならびに履歴吸収エネルギー等に及ぼす地震動特性の影響について検討し、構造物の損傷を代表するものとして履歴吸収エネルギーが有効であることを確認した。また、著者ら¹²⁾も、地震動特性および構造特性が、各エネルギー応答値に及ぼす影響について検討し、実用設計で有用と思われる履歴吸収エネルギーと弾性応答値との関係について検討した。

これらの研究により、履歴吸収エネルギーは、地震による構造物の最大塑性変形、降伏回数など個々の要因を包含した良好な損傷評価指標となること、入力地震動の周波数特性が履歴吸収エネルギーおよび入力エネルギー個々に及ぼす影響はかなり顕著であるが、これら両エネルギーの比に対しては、その影響が相殺され、あまり顕著でなくなること、また、履歴吸収エネルギー(等価速度)と弾性最大速度との間にはかなり良好な対応関係が存在すること、など強震下における構造物のエネルギー

* 正会員 工博 徳島大学工業短期大学部教授 土木工学科 (〒770 徳島市南常三島町 2-1)

** 正会員 工修 徳島大学講師 工学部建設工学科 (同上)

*** 正会員 工修 徳島大学講師 工学部土木工学科 (同上)

**** 正会員 工修 阿南工業高等専門学校助手 土木工学科 (〒774 阿南市見能林町青木 265)

応答に関する諸特性が、一自由度系の応答を中心として、かなり明らかとなってきた。

しかし、構造物の良好な損傷評価指標として注目を集めている履歴吸収エネルギーは、個々の構造物における損傷を相対的に表わす指標であり、その値自体から直接構造物の崩壊等に対する安全性を明確に評価することはできない。また、寸法、質量、剛性等の異なる構造物相互の損傷の程度の相違も評価できない。それゆえ、前述のような既往の研究成果を実設計に反映させるためには、履歴吸収エネルギーと構造物固有の許容吸収エネルギーを対比するなど、上記のような評価も可能となる損傷度指標について模索し、さらに検討してゆく必要がある。

このような観点から、本研究ではその基礎的研究として、概略設計した実在に近い寸法をもつ2, 3の鋼箱型断面橋脚を対象に、5つの地震動を入力し、数値計算を行った。そして、降伏回数、最大塑性変形、履歴吸収エネルギー、最大弾性速度と履歴吸収エネルギーとの関係等について比較検討するとともに、単調载荷時の荷重-変形曲線の囲む面積を許容吸収エネルギーとみなし³⁾、これに対する履歴吸収エネルギーの比を損傷度指標と定義して、橋脚の相違すなわち断面の幅厚比に起因する座屈後耐力、高さ、および形式(単柱、門形ラーメン)の相違がこの指標に及ぼす影響について比較検討し、若干の考察を加えてみた。その結果、本研究で定義した損傷度指標は、座屈後耐力等に起因した各橋脚の耐震性能の相違を比較的明確に評価し得るなど、2, 3の興味ある結果が得られたので以下にその内容について報告する。

2. 解析に用いた橋脚モデル

本研究では、市街地の高架橋等によく見受けられる単柱および門形ラーメン形式の鋼箱型断面橋脚を想定し、解析モデルとして、これらを Fig. 1 のように単純化した

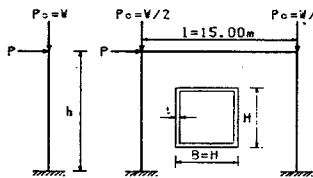


Fig. 1 Shape and dimension of each pier.

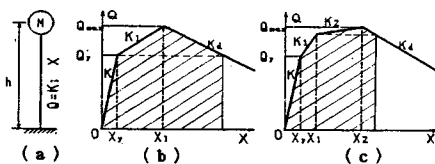


Fig. 2 Analysis model and skeleton curve.

ものを用いた。この際、上部工重量 W は、橋長 40 m、有効幅員 14 m、1等橋、鋼道路橋単純 I 型合成桁を対象に試算し、520 tfとした。そして、橋脚部材はすべて正方箱型等断面材とし、高さ h および断面幅厚比 B/t を 2, 3 変化させ、道路橋示方書¹³⁾に準じて、その断面寸法を決定した。その結果は Table 1 のようであり、橋脚の高さ h としては、 $h=7.5$ m, 11.25 m, 15 m, および 20 m を選んだ。ただし、示方書に従い、 $h \leq 15$ m の場合は震度法、 $h=20$ m の場合は修正震度法により設計した。また、断面の幅厚比 B/t の値としては、文献 14) の I ~ III のクラスを目安として、クラス I に含まれる 20, 30, クラス II の 35, クラス III の 40, およびクラス外の 50 を選んだ。

これらの橋脚が地震動入力を受けた場合、その系の応答は橋脚天端の水平変位により代表されるものとみなし、ここでは、これらの橋脚を Fig. 2(a) に示すような一自由度系にモデル化した。また、復元力特性の基本となるスケルトンカーブとしては、部材の座屈に伴う耐力劣下を考慮し、単柱およびラーメン形式に対して、それぞれ、Fig. 2(b), (c) に示すような劣下域をもつ bilinear 型、および trilinear 型とした。これらのスケルトンカーブの記述に必要な図中の諸量 $K \sim K_0$, $X_1 \sim X_2$, Q_1 , および Q_{max} は次のようにして求めた。すなわち、鋼材の降伏応力を $\sigma_y = 2400$ kgf/cm² とし、部材の細長比および断面の幅厚比に応じて各部材の $M-\theta$ 関係を文献 15) を参考にして、劣下域を有する bilinear 型で近似し、これを用いて、横荷重 P を単調载荷した場合の各橋脚モデル (Fig. 1) に対する増分法による弾塑性解析¹⁶⁾を行い、その際得られる荷重 $P(Q)$ -柱頭水平変位 $\delta(X)$ 関係を面積が等しくなるように直線近似して決定した。このようにして求めた単柱およびラーメンに対する諸量の値は、それぞれ Table 2, 3 のようである。また、これらの諸量より得られるスケルトンカーブは、Fig. 3 のようであり、断面の幅厚比 B/t が大きくなるにつれて最大耐力ならびに座屈後耐力が低下する結果となっている。なお、Fig. 2(a) のモデルにおける質量 M は、各橋脚とも上部工重量 W に橋脚重量の 1/3 を加算し、重力加速度 g で除したものとした。また、このようにして定めた初期剛性 K および質量 M より求めた各橋脚モデルの固有周期は Table 4 のようである。この表より、本研究で対象とした各橋脚モデルの固有周期は、0.358

Table 1 Size of cross-section for each pier (in : cm).

B/t	COLUMN				RAHMEN		
	h=7.50m	h=11.25m	h=15.00m	h=20.00m	h=7.50m	h=11.25m	h=15.00m
20	100*100	111*111	120*120	105*105	90*90	92*92	94*94
30	114*114	126*126	136*136	124*124	101*101	104*104	107*107
35	120*120	132*132	143*143	133*133	106*106	109*109	112*112
40	125*125	138*138	149*149	142*142	111*111	114*114	117*117
50	135*135	149*149	160*160	158*158	119*119	122*122	125*125

Table 2 Parameters to describe skeleton curve for each column type pier.

h	B/t	K (tonf/cm)	k1 = K1/K	k2 = K2/K	k3 = Kd/K	Xy (cm)	x1 = X1/Y1	x2 = X2/Y2	q = qmax/D
7.50m	20	42.796	0.035	-	-0.05	4.431	10.311	1.309	
	30	50.689	0.035	-	-0.04	3.382	5.179	1.147	
	35	54.117	0.035	-	-0.035	3.611	3.142	1.076	
	40	56.457	0.036	-	-0.046	3.448	1.366	1.013	
	50	62.272	0.000	-	-0.068	3.168	1.000	1.000	
11.25m	20	19.250	0.034	-	-0.007	9.076	10.547	1.315	
	30	22.413	0.034	-	-0.035	7.871	5.294	1.131	
	35	23.476	0.034	-	-0.050	7.471	3.201	1.076	
	40	24.805	0.035	-	-0.066	7.116	1.376	1.013	
	50	27.580	0.000	-	-0.099	6.547	1.000	1.000	
15.00m	20	11.093	0.033	-	-0.009	15.020	10.702	1.305	
	30	12.834	0.034	-	-0.044	13.059	5.370	1.137	
	35	13.641	0.034	-	-0.063	12.360	3.214	1.062	
	40	14.222	0.034	-	-0.084	11.812	1.384	1.013	
	50	15.358	0.000	-	-0.127	10.927	1.000	1.000	
20.00m	20	2.743	0.034	-	-0.014	30.166	10.427	1.311	
	30	3.742	0.034	-	-0.067	25.236	5.276	1.142	
	35	4.306	0.034	-	-0.094	23.454	3.205	1.061	
	40	4.949	0.034	-	-0.121	21.927	1.379	1.013	
	50	6.161	0.000	-	-0.178	19.646	1.000	1.000	

Table 3 Parameters to describe skeleton curve for each rahmen type pier.

h	B/t	K (tonf/cm)	k1 = K1/K	k2 = K2/K	k3 = Kd/K	Xy (cm)	x1 = X1/Y1	x2 = X2/Y2	q = qmax/D
7.50m	20	129.092	0.382	0.020	-0.012	2.624	2.527	14.364	1.354
	30	142.390	0.514	0.058	-0.032	2.289	1.748	4.302	1.582
	35	150.165	0.496	0.091	-0.047	2.173	1.764	3.013	1.495
	40	159.662	0.514	0.000	-0.098	2.077	1.787	1.787	1.248
	50	171.394	0.385	0.000	-0.153	1.923	1.803	1.803	1.211
11.25m	20	46.396	0.451	0.020	-0.017	5.680	1.919	14.365	1.678
	30	53.641	0.446	0.040	-0.042	5.000	1.708	4.600	1.430
	35	56.261	0.444	0.040	-0.062	4.710	1.723	2.760	1.363
	40	59.515	0.295	0.000	-0.135	4.500	1.630	1.650	1.185
	50	65.355	0.224	0.000	-0.215	4.170	1.649	1.649	1.145
15.00m	20	23.383	0.443	0.017	-0.021	10.060	1.734	14.300	1.552
	30	27.404	0.389	0.044	-0.034	9.576	1.440	9.512	1.521
	35	28.592	0.461	0.039	-0.076	9.000	1.498	2.500	1.294
	40	30.101	0.279	0.000	-0.167	7.783	1.512	1.512	1.143
	50	31.822	0.196	0.000	-0.265	7.222	1.523	1.523	1.102

s ~ 2.849 s とかなり広範囲に分布し、橋脚の高さおよび形式によって異なった値となっていることがわかる。

3. 応答解析法

地震加速度 $\ddot{X}_0(t)$ を受ける一自由度系の運動方程式は次式のように表わされる。

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + Q(X) = -M\ddot{X}_0 \dots (1)$$

式(1)の両辺に $dX = \dot{X}dt$ を乗じ、地震動の継続時間 t にわたって積分すれば、エネルギー応答に関する次式が得られる。

$$M \int_0^t \ddot{X} \dot{X} dt + C \int_0^t \dot{X}^2 dt + \int_0^{X_t} Q(X) dX = -M \int_0^t \ddot{X}_0 \dot{X} dt \dots (2)$$

ここで、 X , \dot{X} , \ddot{X} は、それぞれ、相対変位、相対速度、相対加速度であり、 M , C , $Q(X)$ は、それぞれ、質量、減衰係数、復元力である。また、 M , C と初期剛性 K , 減衰定数 h , および固有円振動数 ω との間には次式の関係がある。

$$h = \frac{C}{2\omega M}, \quad \omega = \sqrt{\frac{K}{M}} \dots (3)$$

本研究では、式(1), (2)における復元力 $Q(X)$ の履歴特性として、Fig. 4 に示す履歴硬化型のものを採用した。この履歴特性は、加藤ら¹⁷⁾の提案した bilinear 型のものを trilinear 型に拡張したものであり、Fig. 2(b),

Table 4 Natural period for each pier (in : s).

B/t	COLUMN			RAHMEN		
	7.50m	11.25m	15.00m	7.50m	11.25m	15.00m
20	0.707	1.064	1.416	2.849	0.418	0.698
30	0.649	0.983	1.312	2.436	0.395	0.649
35	0.628	0.960	1.271	2.270	0.384	0.633
40	0.615	0.933	1.243	2.117	0.372	0.614
50	0.585	0.888	1.194	1.898	0.358	0.594

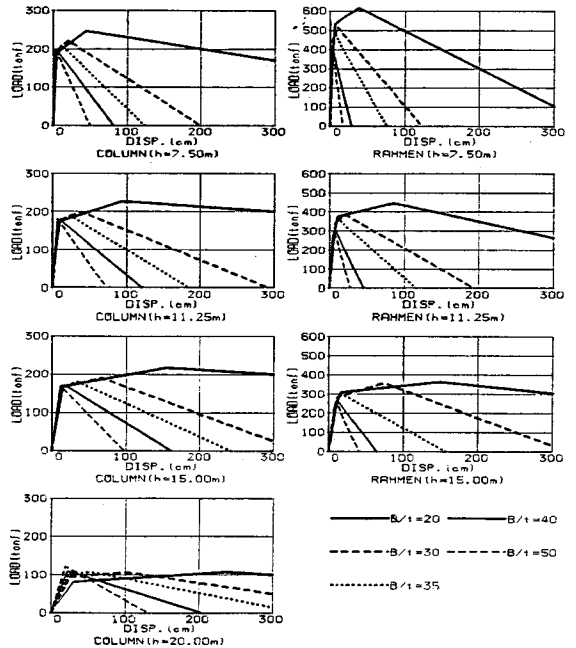


Fig. 3 Skeleton curve for each pier.

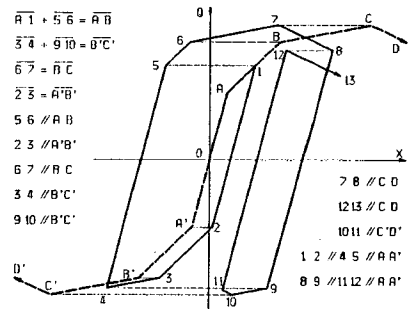


Fig. 4 Hysteretic characteristics of restoring force.

(c) に相当する単調載荷時のスケルトンカーブ OABCD (O'A'B'C'D') を基準として、次のように規定される¹⁷⁾。

- 1) 1 方向について復元力が前回の最大値 (弾性復活時の値) より小さい限り、載荷時および除荷時の剛性は、その系の初期剛性に等しい。
- 2) 復元力がその方向における前回の値を超えると剛性は変化し、スケルトンカーブのちょうど対応する部分の剛性に等しくなる。
- 3) 1 方向の履歴挙動は、それと反対方向の履歴挙動に影響されない。

したがって、以上のようなことより、荷重の繰返しによって吸収される一方向の塑性ひずみエネルギーは、その方向における累積塑性変形と等しい大きさの変形に対する単調荷時のそれに等しいということがわかる。

入力地震動としては、周波数特性が異なる次の5つのものを用いた。1) El Centro S00E, 1940, Imperial Valley Earthquake. 2) 八戸 S-252, N-S, 1968年, 十勝沖地震。3) 釧路 S-733, N-S, 1973年, 根室半島沖地震。4) Ferndale N44E, 1954, Eureka Earthquake. 5) 模擬地震。

これらのフーリエスペクトルおよび加速度波形を示せば Fig. 5 のようであり、5) の模擬地震動は、目標とする応答スペクトルとして、道路橋示方書 V 耐震設計編に規定されている設計加速度応答スペクトルのもととなる平均加速度応答スペクトルを選び、3種地盤に対する中規模地震を対象として作成したものである¹⁸⁾。また、これら各地震動の継続時間は、強震部を含む最初の30秒間とし、式(2)の第1項の運動エネルギーおよび第3項の一部である弾性ひずみエネルギーが解析終了時に0となるように後続の0を若干追加して解析した。その際、式(1)および(2)の数値計算法、それに必要な時間増分 Δt 等は、文献12)の場合と全く同様とした。

なお、本研究では、橋脚の降伏の程度を表わす指標としては、次式で表わされる降伏強度比 $R^{12)}$ を用いている。

$$R = \frac{Q_y}{Q_{emax}} = \frac{X_y}{X_{emax}} \dots\dots\dots (4)$$

ここで、 Q_y , X_y はそれぞれ対象とする系(橋脚)の降伏せん断力, 降伏変位であり、 Q_{emax} , X_{emax} はそれぞれ、系が弾性挙動を示すと仮定した場合の最大応答せん断力, 最大応答変位である。

前述の損傷度指標としては、次式で定義される γ を用いた。

$$\gamma = \frac{E_{hp}}{E_a} \dots\dots\dots (5)$$

ここで、 E_{hp} は履歴吸収エネルギーを、また、 E_a は各橋脚の許容吸収エネルギーをそれぞれ表わしている。

4. 解析結果および考察

Table 1 に示す各橋脚モデルを減衰定数 h を 2.5% とすべて一定にし、各地震動の最大加速度をそれぞれ、200, 300, 400, および 500 gal と 4 通りに変化させて

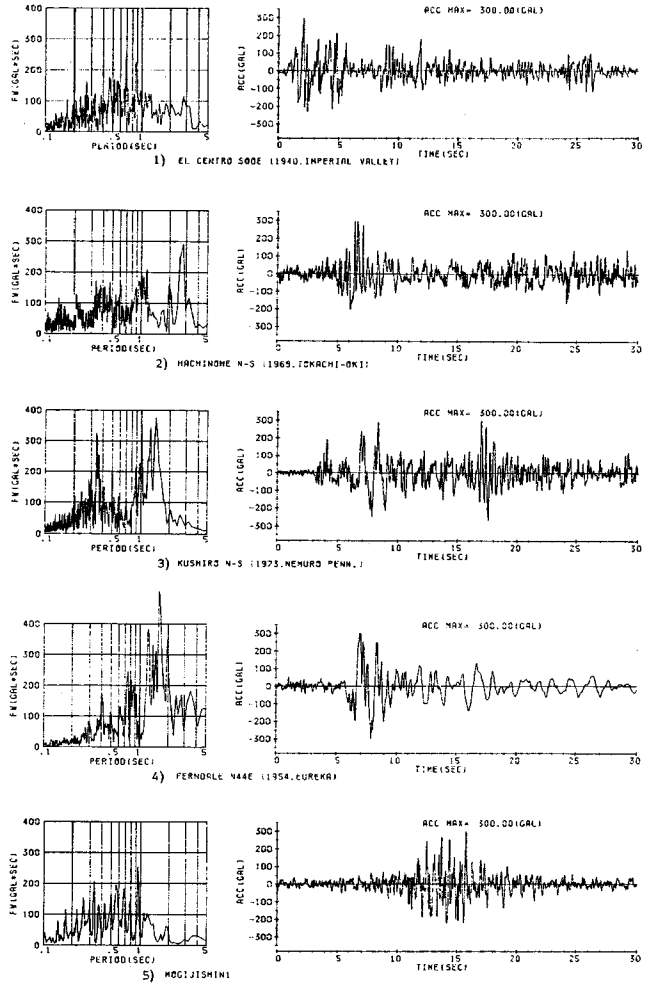


Fig. 5 Fourier spectrum and accelerogram of input earthquakes.

解析した。以下に、得られた主要な応答結果ならびに本研究で提案した損傷度指標に対する結果を示し、若干の考察を加える。

(1) 降伏強度比 R

先の研究¹²⁾により、式(4)で定義される降伏強度比 R は、一自由度系の非弾性応答を支配する主要な要因となることが判明した。

そこで、はじめに、解析の対象としたモデルの降伏強度レベルを把握しておくために、各橋脚の弾性応答解析を行い、Table 2, 3の降伏せん断力 $Q_y = K \cdot X_y$ と得られた Q_{emax} とから R の値を求め比較した。

最大加速度 200, 300, 400, および、500 gal に対する5つの地震動の R の平均値 R_{ave} を示せば、Fig. 6 のようになる。図において、縦軸は R_{ave} の値であり、横軸は断面の幅厚比 B/t である。また、最大加速度は、図中に示すように、線種で区別している。

次に Fig.6 より, R の平均値 R_{ave} は, 最大加速度が大きくなるにつれてほぼ比例的に小さくなり, 各橋脚の非弾性応答が強まることとがうかがわれる。また, 解析に用いた入力地震動の周波数特性に起因して, 単柱およびラーメンともに, 固有周期が長くなるにつれて R_{ave} が大きくなる傾向がみられ, 同程度の固有周期をもつ $h=11.25$ m のラーメンと $h=7.5$ m の単柱では, 後者の方がかなり小さくなっている。しかし, $h=15$ m の単柱の一部を除き, 断面の幅厚比 B/t の影響はあまりみられない。

(2) 降伏回数

Fig.7 は, 構造物の許容吸収エネルギー E_a を定義する際に問題となる正および負側における降伏回数の比較をするために, 地震動の全継続時間内における各橋脚の正側の降伏回数 N_{yp} (Fig.4 の A, 1, 5, 12 点等に達する回数) に対する負側の降伏回数 N_{ym} (2, 9 点等に達する回数) の比 N_{ym}/N_{yp} の平均値を示したものである。

Fig.7 より, 正側と負側の降伏回数の比は, 最大加速度および固有周期の関係で降伏回数が 5 回程度以下と非常に少ない場合を除けば, 1.0 を中心にほぼ 0.5~1.5 の範囲に分布しており, 固有周期が 1.0 s 程度以下であれば, この種の橋脚が比較的強い地震を受けた場合の正側と負側の降伏回数に大差のないことが予想される。

また, 正側および負側の累積塑性変形に関しては, 構造物の地震動入力時の振動が中立軸に対してほぼ対称となっていることより, 両者はほぼ等しいとみなしてさしつかえないものと思われる。

(3) 履歴吸収エネルギーおよび入力エネルギー

各橋脚に対する履歴吸収エネルギー E_{hp} , および入力エネルギー E_{ip} の平均値を示せば, それぞれ Fig.8, 9 のようである。

これらの図より, 量的な差はあるものの E_{hp} と E_{ip} の橋脚の形式, 高さ, 断面の幅厚比, および, 地震動の最大加速度に対する依存性はほぼ同様であり, 両者間には密接な関係のあることがうかがわれる。また, 量的には, 同じ高さであれば, ラーメン橋脚の方が単柱橋脚よりも小さくなっているが, 両者とも最大加速度が大きくなるにつれて E_{hp} および E_{ip} が増加し, その増加割合は最大加速度のそれよりも大きくなっている。しかし, 幅厚比 B/t による変化はあまりみられず, なかには, B/t が増すにつれて減少する場合もみられる。したがって, これらのことより, 個々の橋脚 (構造物) については, これら両エネルギーの量的な比較により, その損傷の大小を知ることはできても, Fig.3 のスケルトンカーブとの比較から推察されるように, B/t の値に起因した座屈後耐力等の異なる橋脚については, 橋脚相互の損傷の程度の相違, すなわち, 崩壊等に対する耐震安全性

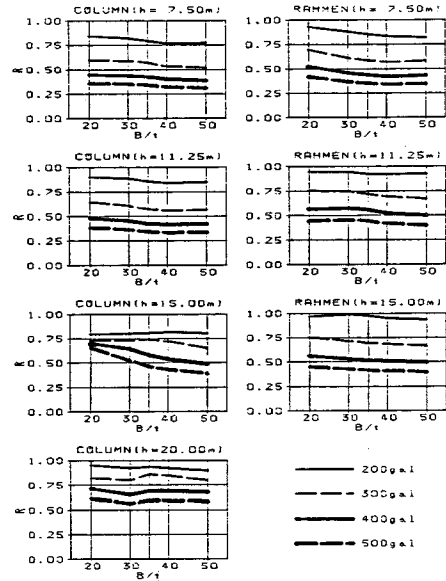


Fig.6 Average value of yield strength ratio R_{ave} for five input earthquake motions.

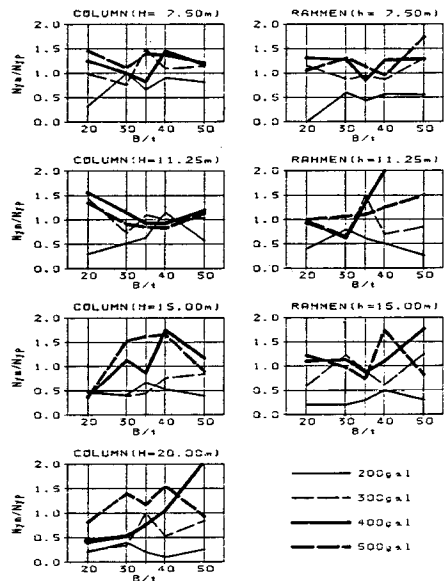


Fig.7 Average value for the ratio of total number of times of yielding in minus side to that in plus side.

の相違を把握することは困難と思われる。

(4) 最大塑性変位

Fig.10 は, 各橋脚の降伏変位 X_y に対する最大塑性変位 X_{pmax} (=最大変位-降伏変位) の比 X_{pmax}/X_y の平均値を示したものであり, 最大加速度が大きくなるにつれて, また, 幅厚比 B/t が増すにつれて, この比, すなわち, 最大塑性率も大きくなっている。しかし, その値

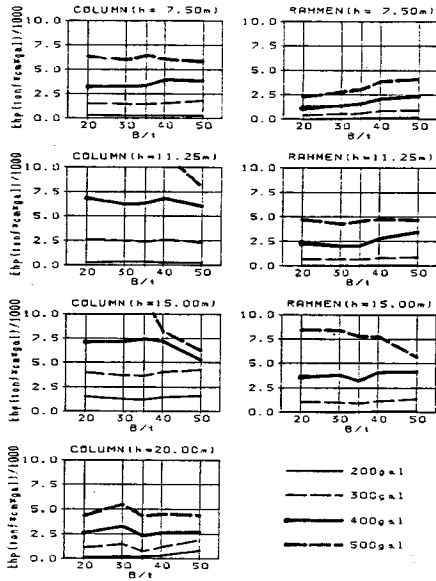


Fig. 8 Average value of hysteretic energy.

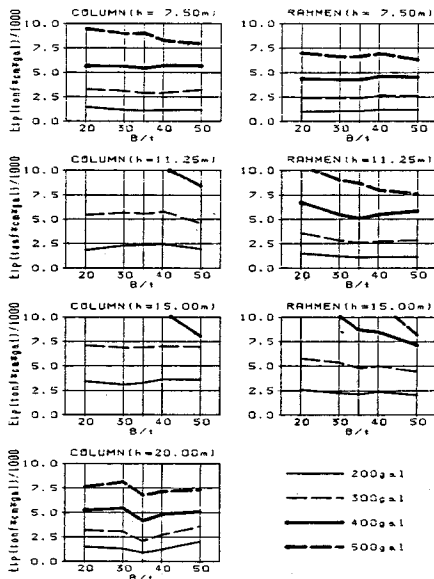


Fig. 9 Average value of input energy.

は、最大なものでも6程度で、大半は3以下となっており、あまり大きな値とならないことがわかる。

次に、Fig. 11は、最大塑性変位 X_{pmax} と履歴吸収エネルギー E_{hp} との対応関係をみるために、 X_{pmax} と降伏復元力 Q_y の積に対する E_{hp} の比の平均値を示したものである。図より、最大加速度が大きくなるにつれ、この比も大きくなる傾向がみられるものの、橋脚の形式、高さ、幅厚比、および、最大加速度に対する明白な関係はみられず、かなりばらついている。このことより、履歴

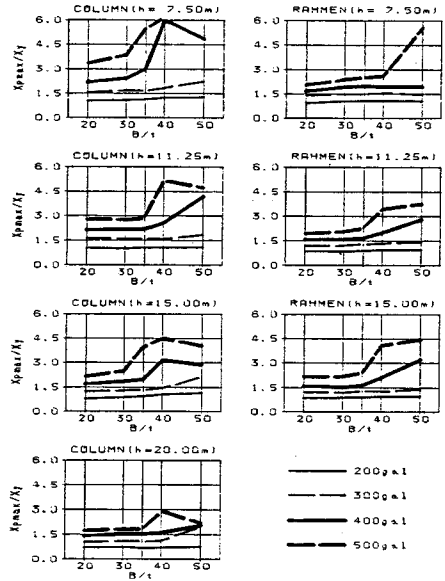


Fig. 10 Average value for the ratio of maximum plastic displacement to yield displacement.

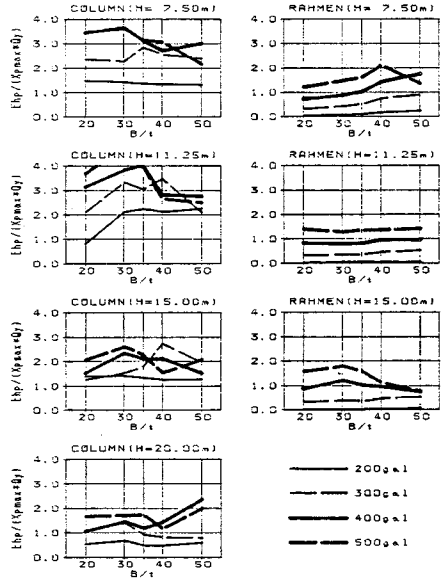


Fig. 11 Average value for the ratio of hysteretic energy to the product of maximum displacement and yield strength.

吸収エネルギーが橋脚の損傷の程度を表わす良好な指標と考えれば、最大塑性変位はあまり良好な指標となり得ないことがうかがわれる。なお、最大塑性変位のかわりに、累積塑性変位を用いて、Fig. 11と同様な比を求めた場合には、最大加速度が大きくなるにつれてこの比は1に近づき、累積塑性変位と履歴吸収エネルギーとの間には比較的密接な関係のあることが認められた。

(5) 損傷度指標

前述のように、履歴吸収エネルギーの値自体で、各構造物の崩壊等に対する安全性ならびに構造物相互の損傷の程度の相違を評価することはできない。そこで、本研究では、前述のように、履歴により吸収される一方向の塑性ひずみエネルギーは、その累積塑性変形に対応する単調載荷時のそれに等しく、また、地震動入力時の系の振動が中立軸に対してほぼ対称となっていることを考慮して¹⁹⁾、Fig. 2(b), (c)の斜線部で示した単調載荷時におけるスケルトンカーブの囲む面積 A の2倍を各橋脚の許容吸収エネルギー $E_a (=2A)$ とみなし、これに対する履歴吸収エネルギー E_{hp} の比 γ (式(5)参照)を損傷度指標に選び、上記の点について検討してみた。

この場合の各地震動の最大加速度 400 gal に対する γ の値を示せば、Fig. 12 のようであり、5つの地震動に対する平均値は Fig. 13 のようである。

Fig. 12 より、橋脚の固有周期と地震動の周波数特性との関係で、地震動相互の値は上下するものの、すべての地震動に対し、橋脚の形式および高さに関係なく、この γ の値は断面の幅厚比 B/t が増すにつれて大きくなることわかる。Fig. 13 からも B/t に対する同様な結果と最大加速度の増加とともに γ の値が大きくなる様子がよくわかる。

また、 γ の値が1以上、すなわち履歴吸収エネルギーが許容吸収エネルギーより大きくなった場合を崩壊とみなせば、最大加速度 500 gal の場合、 $B/t=50$ の橋脚はすべて崩壊することになり、 $B/t=35$ 以下のものは十分な安全性を有していることになる。さらに、橋脚相互の損傷の程度、すなわち、崩壊に対する安全性の余裕も数値的に評価できる。

これらの結果は、Fig. 3 に示したように、各橋脚の幅厚比による座屈後耐力の相違から判断して妥当な結果と考えられ、許容吸収エネルギーについてはさらに多くの検討を要するものの、ここで定義した指標 γ は橋脚(構造物)の損傷度を数値的に評価し得る有効な一指標になるものと考えられる。

したがって、この指標 γ に対する実用的な回帰式が誘導できれば、エネルギー論に立脚した合理的な耐震設計法を導くことも可能と考えられるが、 γ の算定に必要な E_a は降伏強度も含めた構造物の復元力特性のみに関係した量であり、一方の E_{hp} は構造特性(復元力特性、固有周期、減衰定数等)ならびに入力地震動特性(周波数特性、継続時間等)に関係した量であるため、これらのエネルギーは互いに性格を異にしている。以上のことより、 E_a および E_{hp} をそれぞれ支配するパラメーターを一括して γ の回帰式を誘導することはきわめて困難であり、 E_a と E_{hp} はそれぞれ個別に取り扱う方が現実

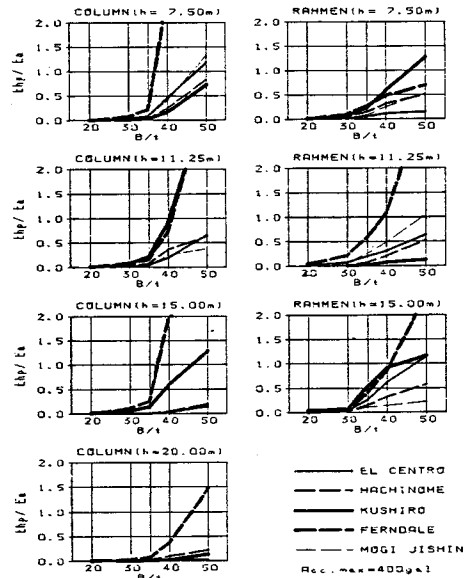


Fig. 12 Damage index for each input earthquake motion.

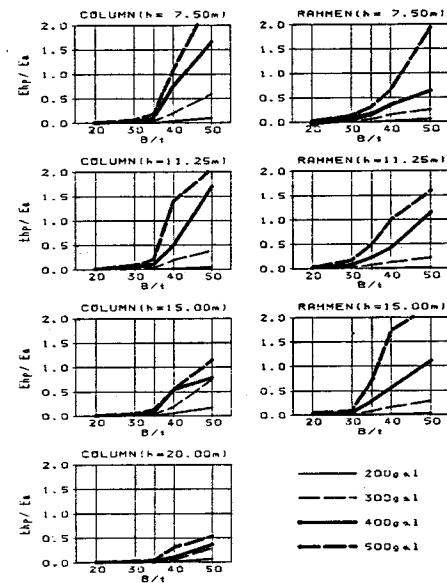


Fig. 13 Average value of damage index.

的であると思われる。

すなわち、許容吸収エネルギー E_a については、座屈現象等を考慮した部材の $M-\theta$ 関係ならびにこれらを用いた実用弾塑性解析法を導くとともに、 E_a の一般的な定義を確立する必要がある。また、一方の履歴吸収エネルギー E_{hp} については、著者らも提案しているように¹²⁾、広範囲なパラメーター解析を行ってデータを蓄積し、この E_{hp} と弾性応答値(弾性最大速度 V_{emax} 、弾性入力エネルギー E_{ie})との回帰式を構造特性をパラメーターと

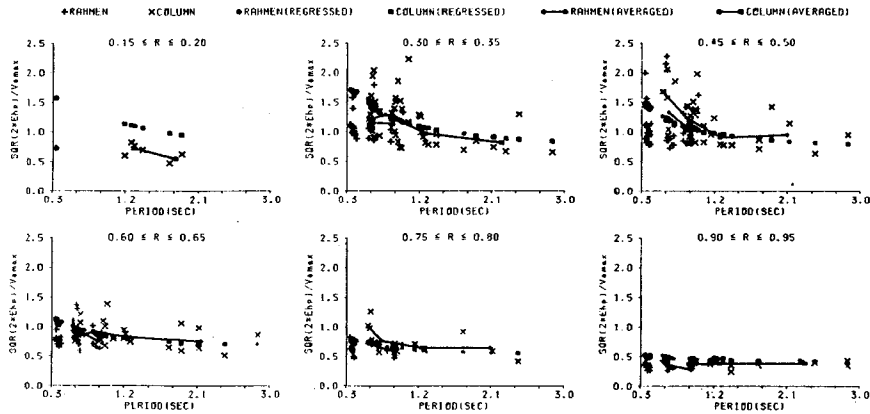


Fig. 14 Ratio of equivalent velocity $\sqrt{2E_{hp}}$ to elastic maximum velocity V_{emax} .

して誘導し、さらに、入力地震動の継続時間および周波数特性等がそれに及ぼす影響を明らかにすることにより、構造特性と入力地震動特性が与えられれば、その場合の弾性応答値のみから E_{hp} を推定できる手法を確立することができると思われる。

(6) 履歴吸収エネルギーと弾性最大速度との関係

著者ら¹²⁾は先に、履歴吸収エネルギーの実用的な推定方法を模索する目的で、bilinear型の復元力特性を有する一自由度系を対象として、単位質量当たりの履歴吸収エネルギー E_{hp} より求めた等価速度 $\sqrt{2E_{hp}}$ と弾性最大速度 V_{emax} との関係について検討し、系の固有周期 T 、降伏強度比 R 、減衰定数 h 、および弾塑性剛性比 p をパラメータとした $\sqrt{2E_{hp}}/V_{emax}$ に対する回帰式を求めた。

そこで、Fig. 2, 4に示したような復元力特性を用いた本解析結果と上記の結果との対応関係をみるため、両者の比較を行った。回帰式に用いるパラメータとしては、減衰定数を $h=2.5\%$ として、Table 2の固有周期、Fig. 2より求めた弾塑性剛性比、 $p=K_1/K$ (単柱)、 $p=(Q_{max}-Q_y)/K/(X_2-X_y)$ (ラーメン)、および、式(3)より求めた降伏強度比を用いた。その結果の一部を示せば、Fig. 14のようである。この図では、縦軸に $\sqrt{2E_{hp}}/V_{emax}$ 、横軸に固有周期をとり、 R の範囲を0.05おきに分割した場合の6つの範囲について示している。また、これらの図では、単柱およびラーメンに対する本解析結果(+, ×)、回帰式による結果(●, ■)、および、本解析結果の橋脚の高さごとの平均値(●-●, ■-■)を図の上部に示した記号で区別している。

図より、各橋脚に対する値は入力地震動によってかなりばらついており、そのばらつきは降伏強度比 R が小さく非弾性応答が強まるほど、また、固有周期が短くなるほど大きくなる傾向がみられる。次に、橋脚の高さごとの平均値は、一部を除き、回帰式による結果に比べて

ラーメンでは小さな値となり、単柱では大きな値となっている。このような相違は、解析に用いた復元力特性の相違に起因するものと思われるが、 $h=7.5\text{ m}$ の単柱(平均固有周期0.637 s)およびラーメン(0.385 s)を除き、 $R \geq 0.3$ の範囲では両者の結果はよく一致していると考えられ、既往の研究でも報告されているように、復元力特性の相違が履歴吸収エネルギーに及ぼす影響は比較的少ないことがうかがわれる。したがって、前節(5)で述べた結果と上記の結果を合わせ考えれば、今後データを蓄積することにより、弾性速度応答スペクトルから履歴吸収エネルギーを推定し、これと許容吸収エネルギーとを対比した式(5)の損傷度指標を用いて、構造物のエネルギー論に立脚した耐震設計法を導き得る可能性があると思われる。

5. まとめ

本研究では、鋼正方箱型断面からなる2, 3の単柱および門型ラーメン橋脚を対象に、その耐震性能をエネルギー論的立場から検討することを目的として、最初に、これら橋脚の座屈現象に伴う剛性劣下を考慮した一自由度系応答解析モデルへの置換方法、ならびに、応答解析法について説明した。そして、これらのモデルに対する数値計算結果をもとに、各橋脚の降伏回数、最大塑性変位、履歴吸収エネルギー、入力エネルギー、本研究で提案した損傷度指標、ならびに、履歴吸収エネルギーと弾性最大速度との関係について比較検討し、若干の考察を加えた。

得られた結果を要約すれば以下のようなものである。

(1) 橋脚の形式、高さ、および断面の幅厚比が、変位応答、エネルギー応答等、個々の応答値に及ぼす影響に関しては一定した傾向はみられず、入力地震動の周波数特性との関係でこれらに関係した固有周期の影響が最も大きい。

(2) 橋脚の降伏回数は、400あるいは500 gal程度の非常に強い地震を受けた場合でも、高々20回程度であり、大半は10数回以下である。また、地震動が弱く降伏回数が非常に少ない場合を除けば、正負の降伏回数はほぼ同程度とみなせる。

(3) 履歴吸収エネルギーと入力エネルギーとの間には、量的な差はあるものの、橋脚の形式、高さ、幅厚比に対して類似な依存性を示し、密接な関係が認められる。しかし、これら両エネルギーの値自体で橋脚個々の崩壊等に対する耐震安全性、ならびに、橋脚相互の損傷の程度の違いを知ることは困難である。

(4) 橋脚の最大塑性率は、入力加速度が400~500 galと非常に大きい場合でも、大半が3以下であり、1.5前後となる場合が多く、あまり大きな値とはならない。しかし、履歴吸収エネルギーとの間には、あまり一定した対応関係がみられず、この最大塑性率(最大塑性変位)を損傷評価指標とすることには問題がある。

(5) 本研究で用いた式(5)の損傷度指標は、橋脚の幅厚比による座屈耐力の相違を数値的によく反映しており、橋脚個々の崩壊等に対する耐震安全性、および、橋脚相互の損傷の程度の違いを評価し得る有効な一指標と考えられる。

(6) 履歴吸収エネルギーと弾性速度との関係に及ぼす復元力特性の影響はあまり顕著ではなく、bilinear型で求めた平均応答値と少し複雑な本解析のそれとは比較的良好一致する。

(7) 上記(5)、(6)の結果から、今後関連データを蓄積することにより、弾性応答スペクトルと許容吸収エネルギーだけから、エネルギー論に立脚した橋脚の新たな耐震設計法を導き得る可能性が予想される。

なお、これらの結果は、本研究で対象とした橋脚に限らず、その他の構造物にもあてはまるものと思われるが、解析に用いた入力地震動、復元力特性、および許容吸収エネルギーの定義等、本研究にはさらに検討を要する点があり、これらについては今後の研究課題と考えている。

謝辞：本研究で用いた地震記録の一部は、運輸省港湾技術研究所より公表された記録²⁰⁾に対して、後藤、亀田、杉戸、今西²¹⁾による誤差補正を施した記録であることを記して、関係者の方々に深甚なる謝意を表します。

参考文献

1) Housner, G. W. : Behavior of Structures During Earth-

- quakes, ASCE, EM4, pp.109~129, Oct., 1959.
- 2) 加藤・秋山：強震による構造物へのエネルギー入力と構造物の損傷，日本建築学会論文報告集，No. 235, pp. 9~18, 1975年9月。
 - 3) 鋼材倶楽部：中低層鉄骨建物の耐震設計法，技報堂出版，1978年。
 - 4) 加藤 勉編著：鉄骨構造の耐震設計，丸善，1983年。
 - 5) 大野・西岡・藤野：構造物が地震時に受ける塑性ひずみエネルギー量の定量的評価，土木学会論文報告集，No. 333, pp. 91~99, 1983年5月。
 - 6) 武島・大野・西岡：不規則入力波に対する弾塑性構造物の線形的応答評価，土木学会論文報告集，No. 344, pp. 253~262, 1984年4月。
 - 7) Ohno, T. and Nishioka, T. : Optimum Distribution of Input Energy and Stiffness in Earthquake Resistant Design for Shear Multi-Mass System, Proc. of JSCE, No. 368/I-5, pp. 103~113, Apr., 1986.
 - 8) 山田・家村・西村：履歴吸収エネルギーによるRC橋脚模型の耐震性評価，第17回地震工学研究発表会講演概要，pp. 231~234, 1983年7月。
 - 9) 茅野・山田・家村：入力エネルギースペクトルによる地震動強度の評価と耐震設計法，土木学会第39回年次学術講演会講演概要集第I部，pp. 889~890, 1984年10月。
 - 10) Zahrah, T. F. and Hall, J. : Earthquake Energy Absorption in SDOF Structure, ASCE, ST8, Aug., 1984.
 - 11) 松島・松井：構造物の弾塑性モデルに及ぼす地震動の影響，構造工学論文集，Vol. 32 A, pp. 815~824, 1986年3月。
 - 12) 平尾・沢田・成行・笹田：強震下における一自由度系の履歴吸収エネルギーと弾性応答値との関係について，土木学会論文報告集，No. 368/I-5, pp. 401~410, Apr., 1986.
 - 13) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説I共通編，II鋼橋編，V耐震設計編，1980年。
 - 14) 同上4)，pp. 30~32。
 - 15) 同上3)，pp. 152~157。
 - 16) 武藤 清著：構造物の動的設計，pp. 54~67, 丸善，1977年。
 - 17) 同上4)，pp. 28~29。
 - 18) 沢田・平尾：目標応答スペクトルに合致する模擬地震動の作成法，第17回地震工学研究発表会概要，pp. 49~52, 1983年7月。
 - 19) 同上3)，pp. 3~5。
 - 20) 運輸省港湾技術研究所：港湾地域強震観測年報，港湾技術資料，1968年。
 - 21) 後藤・亀田・杉戸・今西：デジタルフィルターによるSMAC-B 2型加速度記録の補正について，土木学会論文報告集，No. 277, pp. 57~70, 1978年9月。

(1986. 5. 31・受付)