

1.はじめに

現在、地震被害予測は、主に計測震度を基に行われている。しかし、計測震度は、波形の最大振幅に大きく依存する実効加速度により算出されており、実効加速度より少し低いレベルで繰返し続く地震動継続時間の影響があまり考慮されていない指標となっている。したがって、計測震度が同じであっても、地震動継続時間が非常に長い場合には、構造物の損傷が大きくなり、予測を上回る被害が出る危険性がある。本研究では、地震動継続時間が構造物に与える影響を知ることを目的とし、正負交番載荷実験における載荷繰返し回数の影響に関する文献調査および計測震度が等しく継続時間の異なる地震波を用いた地震応答解析を行った。

2.正負交番載荷実験における繰返し回数の影響に関する文献調査

土木学会論文集および土木学会論文報告集に載っている正負交番載荷実験に関する論文 7 編のデータを採用した。対象構造物は、片持ち梁形式の矩形、円形および中空断面の鉄筋コンクリート橋脚模型 109 体である。断面寸法が 200～900mm、曲げ耐力に対するせん断耐力の比（以下「耐力比」とする）が 1.22～3.42、せん断スパン比が 1.52～6、軸方向鉄筋比は 0.95～3.8%、帯鉄筋体積比が 0～1.58%といったデータが含まれている。載荷方法は、柱基部の引張鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した時点での載荷点位置の水平変位 δ_y を基準とし、その整数倍の変位振幅で各変位においてn回の正負交番載荷を加えるものを選択した。各変位での繰返し回数nは構造物により異なっており、1、3、5、10、30回とした実験データが含まれている。

3.文献調査結果

耐力比、せん断スパン比、鉄筋比および帯鉄筋体積比と靱性率の関係から、繰返し回数の影響を調べた。例として、耐力比 靱性率関係を図 1 に示す。図 1 より、繰返し回数が 10 回の場合の靱性率は、1 回の場合の約 67%となった。他の場合でも同様に、繰返し回数が増えると靱性率が小さくなった。さらに、耐力比が大きいもの、せん断スパン比が大きいもの、鉄筋比が小さいもの、帯鉄筋体積比が大きいものほど、繰返し回数の影響が顕著になることがわかった。つまり、せん断破壊先行型の構造物に比べ曲げ破壊先行型の構造物の方が繰返し回数の影響が大きくなることがわかった。また、図 2 より、繰返し回数以外の条件を一定とした場合、繰返し回数が多い範囲では靱性率の低下が小さくなることがわかった。

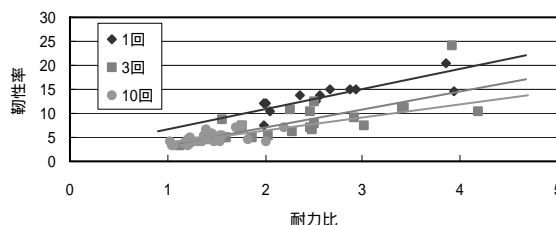


図 1 耐力比 靱性率関係

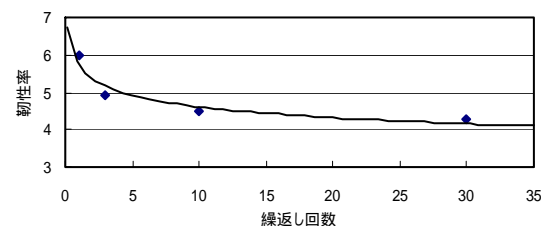


図 2 繰返し回数 靱性率関係

4.地震応答解析

1) 解析対象

解析対象は道路橋および鉄道橋脚とした。道路橋は、鋼製支承および免振支承を用いた α 橋（2 径間連続非合成鋼板桁橋）および β 橋（3 径間連続非合成鋼板桁橋）。鉄道橋脚は、第 3 愛宕高架橋（一層ラーメン構造）および第 5 猪鼻高架橋（一層ラーメン構造）である。

2) 入力地震波

継続時間の長い地震波として想定東南海東海連動型地震および 1968 年十勝沖地震、継続時間の短い地震波として想定関ヶ原養老断層系地震および兵庫県南部地震を用いた。これらの地震波は計測震度を揃える目的で振幅調整を行っている。各地震波の概要を表

表 1 入力地震波の概要

地震波名	最大加速度 (Gal)	計測震度	T90 (s)
想定関ヶ原養老断層系地震	363.66	5.1	12.50
想定東南海東海連動型地震	308.02	5.1	62.16
兵庫県南部地震	541.58	6.0	12.40
1968年十勝沖地震	765.90	6.0	54.70

T90：加速度が最大加速度の5～95%の範囲の時間

1 に示す。

3) 解析方法

解析対象を節点とはり要素からなる構造としてモデル化した。道路橋に関しては、桁および橋脚の横ばり部は剛体要素、柱部は非線形要素とした。鉄道橋脚に関しては、上・下層ばりと橋脚の接合部周辺は剛体要素とし、それ以外の部分は非線形要素とした。橋脚断面の復元力特性は、鉄道構造物設計標準・同解説¹⁾を参考にした曲げモーメント 曲率関係のトリリニアモデルを採用した。この構造モデルに対し、離散型運動方程式を解くことにより地震応答解析を行った。数値解法にはNewmark-β法を用いた。減衰はレイリー減衰とし、減衰定数は 0.02 とした。

5. 解析結果

曲げ破壊状況および塑性率を見ると、継続時間の長い地震波を入力した場合の方が被害が大きくなっているとはいえない結果となった。原因としては、本解析で使用したプログラムでは、载荷の繰返しによる軟化を再現できていない為と考えられる。そこで、構造物の損傷を評価する方法として、継続時間の影響を考慮した指標である履歴エネルギーを用いた。ここで、履歴エネルギーは各部材の曲率の増分 $\delta\phi$ と曲げモーメント M 、さらに部材長 L を掛け合わせ、部材の合計をとったものとし、次式により算出する。

$$E = \sum M \cdot \delta\phi \cdot L$$

図 3 に計測震度 6.0 における履歴エネルギーを示す。すべての構造物において継続時間の長い地震波を入力したケースの方が履歴エネルギーが大きな値となっており、損傷が大きくなっていると考えられる。さらに、継続時間が短い地震波を入力した場合の履歴エネルギーに対する継続時間が長い地震波を入力した場合の履歴エネルギーを求め、平均すると、計測震度が 5.1 のとき約 2.0 倍、計測震度が 6.0 のとき約 2.5 倍となり、計測震度が大きいと継続時間の影響が大きくなると考えられる。また、繰返し回数に着目すると、継続時間の長い地震波の方が降伏点を超える回数が多くなっており、文献調査の結果からも、損傷が大きくなっていると考えられる。

6. 結論

文献調査および地震応答解析を行った結果、計測震度が同じであっても、地震動継続時間の長い場合には、構造物の損傷が大きくなることがわかった。

参考文献 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）、丸善、1992。

表 2 解析結果一覧

	地震波名	塑性率 ϕ_{max}/ϕ_y	Vmax (tf)	履歴 エネルギー	曲げ破壊 状況	繰返し回数 Y< <M
橋 (鋼製)	関ヶ原養老断層系	1.658	198.00	25.75	降伏	9
	東南海東海	3.555	182.00	61.54	降伏	134
	兵庫県南部	14.000	424.40	113.30	降伏	52
	1968年十勝沖	14.044	246.00	321.70	降伏	61
橋 (免震)	関ヶ原養老断層系	0.316	161.80	7.91	ひび割れ	^
	東南海東海	0.165	133.30	18.87	ひび割れ	-
	兵庫県南部	1.340	257.50	28.80	降伏	2
	1968年十勝沖	2.612	252.50	84.60	降伏	97
橋 (鋼製)	関ヶ原養老断層系	1.070	1162.00	118.70	降伏	1
	東南海東海	1.481	1126.00	344.20	降伏	12
	兵庫県南部	13.473	1981.00	142.80	曲げ破壊	1
	1968年十勝沖	13.845	1279.00	1014.00	終局	1
橋 (免震)	関ヶ原養老断層系	0.025	194.20	42.33		-
	東南海東海	0.023	170.80	88.61		-
	兵庫県南部	0.067	441.70	67.89	ひび割れ	-
	1968年十勝沖	0.078	522.20	295.10	ひび割れ	-
第3愛宕 高架橋 R2 端部	関ヶ原養老断層系	0.593	59.71	10.73	ひび割れ	-
	東南海東海	0.730	70.86	21.48	ひび割れ	-
	兵庫県南部	4.303	113.70	41.97	降伏	34
	1968年十勝沖	3.399	105.10	92.79	降伏	48
第3愛宕 高架橋 R2 中間部	関ヶ原養老断層系	0.778	57.09	10.38	ひび割れ	-
	東南海東海	0.684	51.27	16.70	ひび割れ	-
	兵庫県南部	4.906	87.64	34.79	降伏	36
	1968年十勝沖	2.912	77.45	64.24	降伏	52
第3愛宕 高架橋 R4 端部	関ヶ原養老断層系	0.823	73.43	14.28	ひび割れ	^
	東南海東海	0.842	74.29	24.65	ひび割れ	^
	兵庫県南部	8.270	105.40	54.50	終局	2
	1968年十勝沖	4.657	101.40	93.59	降伏	157
第5猪鼻 高架橋 R12 中間部	関ヶ原養老断層系	0.934	67.43	15.63	ひび割れ	-
	東南海東海	0.826	61.71	18.53	ひび割れ	-
	兵庫県南部	3.646	72.00	17.18	曲げ破壊	1
	1968年十勝沖	3.541	72.86	25.44	曲げ破壊	1

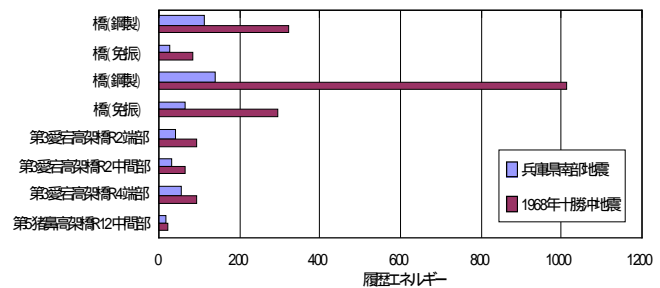


図 3 計測震度 6.0 における履歴エネルギー