

1. はじめに

一般に RC 部材は、繰り返し载荷に応じて、徐々に耐力が低下していくことが報告されている。そのために、曲げせん断耐力比(せん断余裕度)が 1 以上にもかかわらず、せん断破壊が起きてしまう可能性がある。また、RC 部材の代表的な破壊モードであるせん断破壊モードと曲げ破壊モードの間の、曲げ降伏後のせん断破壊モードについては判定が難しいとされている。そこで、本研究では、実際に設計された RC 高架橋を対象とした非線形地震応答解析を行い、せん断耐力の劣化を考慮した破壊モードの判定を行うとともに、せん断劣化に影響を与える要因などについて検証する。

2. 解析対象

解析対象は 3 種類(第 3 愛宕高架橋 R4、第 5 猪鼻高架橋 R12 中間部、R15 端部)のラーメン構造の鉄道高架橋を橋軸直角方向に取り出したものである。構造物の概要を表 1 に示す。

表 1 解析対象物の概要

	橋脚の高さ (m)	柱の幅 (m×m)	固有周期 (s)	せん断余裕度
第3愛宕高架橋R4端部	9.0	1.05×1.05	0.24	1.25
第5猪鼻高架橋R12中間部	9.0	1.0×1.0	0.20	0.80
第5猪鼻高架橋R15端部	7.5	0.85×0.85	0.17	0.62

3. 入力地震動

入力地震動としては、地震動継続時間、卓越周期、地震の種類など異なる 5 つの地震波(芸予地震の地震波を 1 つ、三陸南地震の地震波 2 つ、鹿児島県北西部地震の地震波を 1 つ、宮城県北部地震の地震波を 1 つ)を用い、それぞれの地震波の震度を 5.0、5.5、6.0、6.5 と振幅調整した。地震動継続時間は T90(累乗加速度パワーが全体の 5~95%となる時間)とした。スペクトル解析により得られた結果とともにその概要を表 2 に示す。

表 2 入力地震動の概要

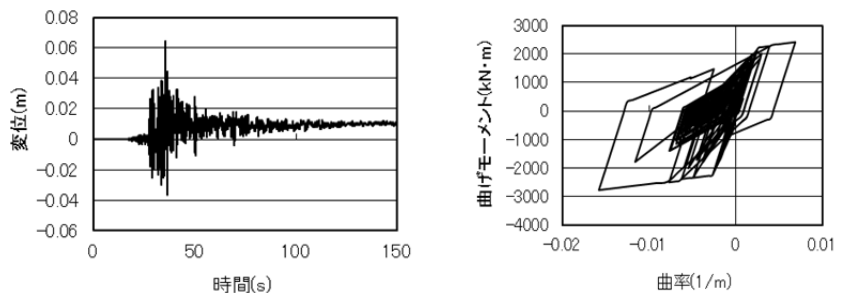
地震名	番号	観測地点	震度	最大加速度(gal)	T90(s)	卓越周期(s)
芸予地震	①	松山	5	244.529	9.26	1.75
			5.5	434.84		
			6	773.267		
			6.5	1375.09		
三陸南地震	②	北上	5	334.861	30.32	0.22
			5.5	595.477		
			6	1058.925		
			6.5	1883.064		
三陸南地震	③	古川	5	218.458	37.04	0.28
			5.5	388.479		
			6	690.824		
			6.5	1228.48		
第2鹿児島県北西部地震	④	串木野	5	203.477	8.32	1.76
			5.5	361.839		
			6	643.451		
			6.5	1144.24		
宮城県北部地震	⑤	古川	5	185.456	30.34	0.86
			5.5	329.793		
			6	586.464		
			6.5	1042.9		

4. 解析方法

本研究では、対象となる高架橋を節点とはり要素から成る構造にモデル化した。橋脚部材に非線形要素を、橋脚と桁部の結合部分および桁部では線形要素をそれぞれ用いた。数値解析にはニューマーク β 法を用いる。また、構造物の減衰に関してはレイリー減衰を用い、減衰定数は 0.02 とした。地震応答解析では各節点における変位と各はり要素に作用する曲げモーメント、曲率が得られる。また、得られた曲率と別途計算した部材の降伏曲率から塑性率を算出し、履歴エネルギーは部材の履歴応答により算出する。せん断耐力の劣化には、プリーストーリーによるせん断劣化曲線<sup>1)</sup>をもとに提案された累積損傷モデル<sup>2)</sup>を採用した。

5. 解析結果

地震応答解析によって得られた解析結果として、愛宕高架橋 R4 に震度 6 の芸予地震の地震波を入力したときの変位、曲げモーメント-曲率関係、せん断耐力の時刻歴および履歴エネ



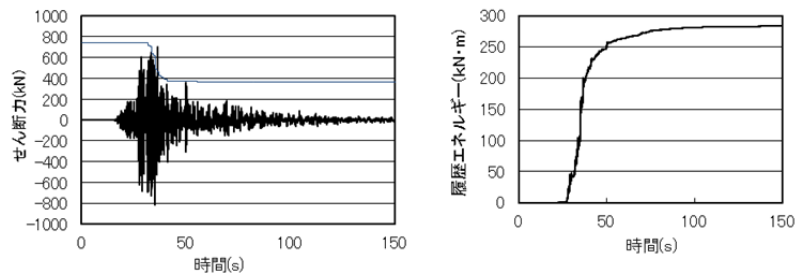
a) 変位時刻歴

b) 曲げモーメント-曲率関係

図 1 愛宕 R4 (三陸南地震・古川 震度 6) の解析結果

ルギーの時刻歴を図1, 2に示す。変位については橋脚の上端、曲げモーメント-曲率関係については橋脚の下端について検証した。地震応答解析の解析結果において、降伏時間、破壊時間、破壊形態および劣化回数に着目したものを表3に示す。また、塑性率とせん断耐力低下率(初期せん断耐力/最終せん断耐力)、履歴エネルギーとせん断耐力低下率を図3, 4に示す。

解析結果から、愛宕R4においてせん断劣化を考慮しない場合とした場合で、破壊形態に違いが見られた。一方で、猪鼻R12とR15では、せん断劣化を考慮しない場合とした場合で、破壊に違いは見られなかった。しかし猪鼻R12では、せん断劣化を考慮した場合に曲げせん断破壊が見られた。これは猪鼻R15のせん断余裕度が0.62であり、愛宕R4の1.25、猪鼻R12の0.80に比べると小さい。このことから、せん断余裕度が0.80以上で曲げせん断破壊となる可能性があることがわかった。また、せん断耐力を劣化させる要因として、卓越周期や地震動継続時間T90ではせん断劣化と相関関係を見出すことができなかったが、履歴エネルギーや塑性率において、比例的な相関関係が見られた。その中で、履歴エネルギーのほうがより、全体的に相関関係が大きいことがわかった。このことから、せん断劣化は構造物による影響が大きいと考える。



a)せん断耐力の時刻歴 b)履歴エネルギーの時刻歴  
図2 愛宕R4(三陸南地震・古川 震度6)の解析結果

表3 せん断劣化を考慮した解析結果まとめ

	番号	降伏時間	破壊時間	破壊形態	劣化回数
愛宕R4 端部 (震度6)	①	22.4	22.48	曲げせん断破壊	11
	②	27.4	27.56	曲げせん断破壊	8
	③	29.18	33.67	曲げせん断破壊	12
	④	19.17	19.38	曲げせん断破壊	4
	⑤	21.49	22.3	曲げせん断破壊	15
猪鼻R12 中間部 (震度6.5)	①	22.35	22.42	曲げせん断破壊	11
	②	26.5	27.41	曲げせん断破壊	4
	③	32.64	32.64	曲げせん断破壊	2
	④	19.31	19.37	曲げせん断破壊	3
	⑤	23.26	22.76	せん断破壊	3
猪鼻R15 端部 (震度6.5)	①	22.56	22.3	せん断破壊	6
	②	26.12	25.8	せん断破壊	14
	③	28.83	27.79	せん断破壊	17
	④	19.28	19.11	せん断破壊	2
	⑤	21.45	20.99	せん断破壊	3

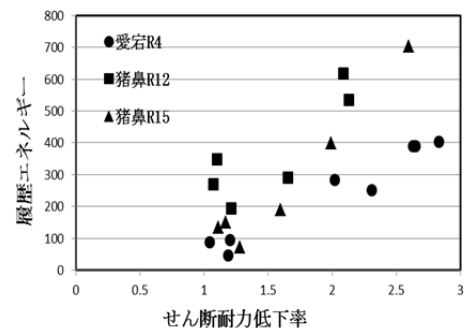
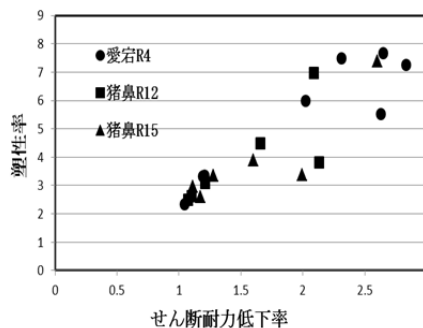


図3 塑性率とせん断耐力低下率 図4 履歴エネルギーとせん断耐力低下率

## 6. まとめ

本研究では、実際に設計された3種類のラーメン構造の鉄道高架橋を対象とし、非線形地震応答解析を行い、検証した。解析結果より、せん断劣化を考慮した場合にせん断余裕度と破壊モードに関連性があることが確認された。これにより、曲げ破壊先行型の構造物を設計する際には、せん断余裕度を大きく確保することが必要であることが示された。また、せん断余裕度が0.8以上で曲げせん断破壊を起こす可能性があることが確認された。加えて、せん断劣化を引き起こす要因として、履歴エネルギーや塑性率のほうが、卓越周期や地震動継続時間といった地震波の特性より、影響されやすいと推測される。

## 参考文献

- 1) Priestley, M. J. N. and Seible, F. Calvi, G. M. : Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, 1996
- 2) 吉川弘道ら:鉄筋コンクリート橋脚の非線形応答解析とせん断劣化を考慮した動的破壊解析、応用力学論文集、vol.3, pp.645-656、2000