

2. 2 道路橋被災危険度の予測手法

2.2.1 道路橋被災危険度予測の考え方

地震による橋梁の被害予測手法の手順の概要を図-2.11 に示す。橋梁のデータを基にして、橋梁の各部位に対する被災想定を行い、最も被災度の高いものをもって橋梁の被災想定とし、最終的には橋梁の輸送機能として評価する。評価判定に用いる閾値（しきいち）は、S I 値であり、各部位ごとに設定している。閾値の設定方法は以下の通りである。

- ①RC橋脚については、耐荷力特性を支配する要因がある程度整理されているので、過去の地震による被害と地震動（S I 値）の関係をもとに、数値解析を実施し、事例を補って決定した。
- ②鋼製橋脚、支承、落橋防止構造、基礎構造については、過去の地震による被害と地震動（S I 値）の関係を基本とした。

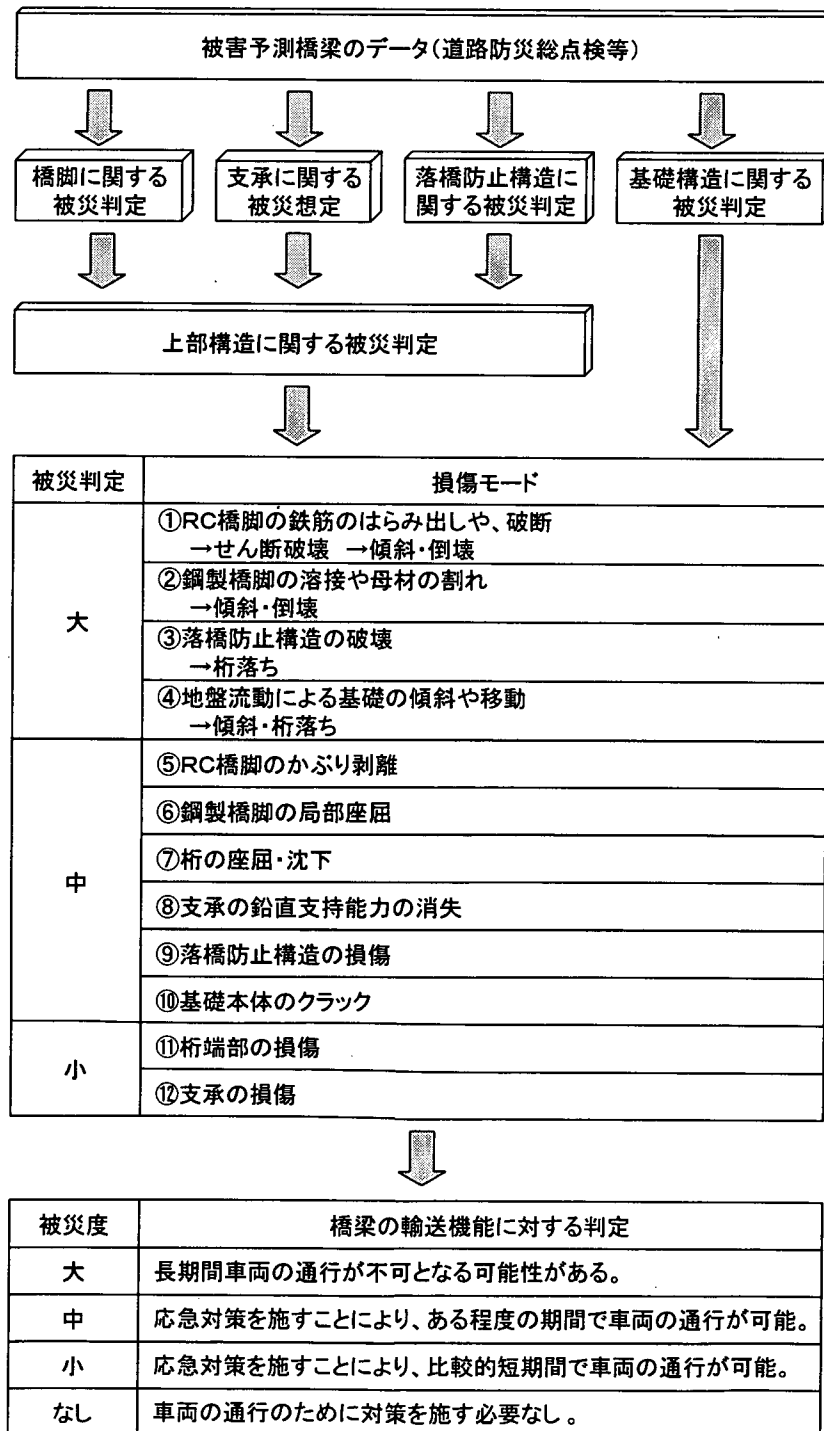


図-2.11 道路橋の被災度予測のフロー

本章は以下の順で記す。

- ①道路橋の被災データの収集・整理
- ②RC橋脚の被災予測ルールの検討
- ③橋梁の被災予測ルールの検討（個別部位である、鋼製橋脚、支承、落橋防止構造、基礎構造の被災ルール予測検討を含む）
- ④橋梁の被災予測ルール

2.2.2 道路橋被災データの収集・整理

（1）過去の橋梁構造物の被災事例の収集

地震による被害を予想するために、過去の地震により被害の発生した橋梁について、橋梁形式、被害状況等を把握するために、被害報告書から橋梁の被害に関するデータを収集・整理することとした。被災橋梁だけに着目して被害を受けた原因を調査するだけではその被災原因を予測できないので、被害の少ない、あるいは被害を受けなかった橋梁のデータも調査対象に含めるものとした。

具体的には、1923年の関東地震から1995年の兵庫県南部地震に（以下、兵庫県南部地震とする）至るまでの被害地震の報告書を対象に調査を行った。報告書には被災状況だけでなく橋梁の構造条件や地盤条件が示されているものと、簡単な記載に止まっているものがある。また、兵庫県南部地震による被災橋梁は、それ以前の地震に比べ、データ量が豊富であるので、兵庫県南部地震以前の地震と、兵庫県南部地震における被災データを分けて整理した。この中では、上記に示したとおり、被災した橋梁のみではなく、被災橋梁付近にあった無被害の橋梁に関しても整理の対象とした。整理対象とした報告書を表-2.2に示す。

調査の結果、鋼製橋脚に関しては、昭和46年道路橋示方書以後、その設計体系には変化がなく、比較的新しい設計基準で設計された阪神高速道路5号湾岸線にも数多くの被害が生じている。鋼製橋脚は、兵庫県南部地震を教訓として、その耐震設計を降伏点を基準としたものから、地震時保有水平耐力を基本としたものへ移行している。兵庫県南部地震において、その設計条件がほぼ等しい工区の被災データのみから定量的な被災予測を行うことには無理があること、RC橋脚に比較して、その耐荷力特性を支配する要因が複雑化している現状においては既設の鋼製橋脚の耐震性能を簡単には予測できないという観点から、鋼製橋脚に関しては、その設計基準の変遷のみを整理の対象とした。

（2）道路橋の耐震設計に関する変遷の整理

表-2.3は、道路橋に関する耐震設計基準の変遷を示したものである。また、土木学会コンクリート標準示方書におけるせん断に関する許容応力度の変遷を表-2.4に示した。震度法が主体であった我が国の耐震設計基準は、昭和55年道路橋示方書から、主鉄筋段落し部の定着長の規定が見直されるとともに、地震時変形性能の照査を行うことの必要性が示された。平成2年道路橋示方書では、RC橋脚のみであるが、実質的に地震時保有水平耐力の照査が行われるようになった。兵庫県南部地震以後は、1995年2月27日に「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様」（社）日本道路協会、以下、復旧仕様とする）が通達され、さらに、5月25日には、当面の措置として、全国で実施される新設橋梁の設計および既設橋梁の補強についても復旧仕様を参考とすることが通達された。復旧仕様以後の耐震設計では、RC橋脚のみならず橋梁を構成する全ての要素において地震時保有水平耐力法による耐震設計へ設計体系が移行してきている。

過去の歴史地震によりもたらされた橋梁構造物への被害は、その規模が大きいほど、その次に行われる耐震設計基準の改定に反映されてきている。これより、橋梁が建設された年代が明らかにな

表-2.2 主要地震とその報告書の整理

主要地震	報告書等		発行年月
1923 関東	大正12年関東大地震震害調査報告(第三卷)橋梁・建築物之部、道路之部		土木学会
1946 南海(道)	南海地震および福井地震による橋梁基礎被害残存調査資料	土木研究所資料第256号	建設省土木研究所 昭和43年12月
1948 福井	南海地震および福井地震による橋梁基礎被害残存調査資料	土木研究所資料第256号	建設省土木研究所 昭和43年12月
1952 十勝沖			
1964 新潟	昭和大橋における地盤および下部構造の耐震性調査	土木研究所資料第1591号	建設省土木研究所基礎研究室 昭和55年7月
	新潟地震調査報告	土木研究所報告第125号	建設省土木研究所 昭和40年6月
	橋梁基礎の耐震設計のための地震工学研究の現状	土木研究所資料第2385号	建設省土木研究所耐震研究室 昭和61年7月
1968 十勝沖	東北地方における1968年十勝沖地震災害の概要		土木学会誌 1968.7
	北海道地方における1968年十勝沖地震災害の概要		土木学会誌 1968.7
1978 宮城県沖	1978年6月宮城県沖地震による橋梁震害調査報告書		宮城県土木部道路建設課 昭和53年3月
	1978年6月宮城県沖地震被害調査速報	土木技術資料20-8'78	土木研究所第一次調査団 1978.8
	宮城県沖地震による道路橋の被害ならびに支承部の耐震性に関する調査報告書		(社)日本道路協会 昭和55年3月
	1978年 宮城県沖地震調査報告書		(社)土木学会東北支部 昭和55年4月
	1978年 宮城県沖地震災害調査報告	土木研究所報告第159号	建設省土木研究所 昭和58年3月
	鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の耐震性判定法及び耐震補強法に関する研究	土研報告189号	建設省土木研究所 平成5年9月
1978 伊豆大島近海	1978年 伊豆大島近海地震災害調査報告	土木研究所報告第158号	建設省土木研究所 昭和57年3月
1982 浦河沖	1982年 浦河沖地震による静内橋災害調査報告		成田、村上、浅沼
	鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の耐震性判定法及び耐震補強法に関する研究	土研報告189号	建設省土木研究所 平成5年9月
1983 日本海中部	昭和58年(1883年)5月28日日本海中部地震能代市災害記録-この教訓を後世に		能代市 昭和60年3月
	昭和58年日本海中部地震 -土木施設等災害記録-		秋田県土木部 昭和59年5月
	1983年 日本海中部地震災害調査報告	土木研究所報告第165号	建設省土木研究所 昭和60年3月
1984 長野県西部	長野県西部地震による被害および震後体制の概要	土木研究所資料第2159号	建設省土木研究所耐震研究室 昭和59年12月
1993 釧路沖	平成5年釧路沖地震災害調査速報	土木技術資料35-4'93	土木研究所第一次調査団 1993.4
	釧路沖地震及び北海道南西沖地震によるRC橋脚主鉄筋段落し部の被害とその解析	土研資料2159号	建設省土木研究所耐震研究室 平成6年6月
	最近の地震による道路橋被害の特徴	基礎工'93.12	川島、蓮上、中島、星景 1993.12
	平成5年釧路沖地震での道路橋被害について		北海道開発局土木研究所
	釧路沖地震による道路橋の被害概要		建設省土木研究所耐震研究室
1993 能登半島沖	平成5年能登半島沖地震災害調査速報	土木技術資料35-6'93	二宮、米田、星景 1993.6
1993 北海道南西沖	平成5年7月北海道南西沖地震被害調査概報	土木研究所資料第3204号	土木研究所第一次調査団 1993.7
	平成5年北海道南西沖地震災害調査速報	土木技術資料35-10'93	土木研究所第一次調査団 1993.10
	最近の地震による道路橋被害の特徴	基礎工'93.12	川島、蓮上、中島、星景 1993.12
1994 北海道東方沖	平成6年北海道東方沖地震速報		北海道開発局開発土木研究所構造研究室 平成6年11月
	平成6年北海道東方沖地震災害調査速報	土木技術資料37-1'95	土木研究所第一次調査団 1995.1
	1994年北海道東方沖地震による道路橋の被害とその特徴	橋梁と基礎'95.2	川島、高木、鈴木、長屋 1995.2
1994 三陸はるか沖			
1995 兵庫県南部	平成7年兵庫県南部地震土木研究所被害調査速報	土木研究所資料第3362号	建設省土木研究所 平成7年3月
	兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査 中間報告書		兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会 平成7年3月
その他	橋梁の耐震性判定法に関する研究-(その1)-外観からの調査を基本とした耐震性判定法-		建設省土木研究所耐震研究室 昭和62年1月
	開北橋動的解析		
	新飯野川橋地震応答解析		建設省土木研究所 昭和54年12月

表-2.3 道路橋の耐震基準の変遷

主要地震	耐震基準の名称	主要規定	地震荷重に対する許容応力度の割増し	備考																
1923年 関東 M7.9	大正15年6月(1926年)道路構造に関する細則案(内務省土木局)	○地震荷重については、所在地の最強地震力を考慮するものとされていたが、具体的な数値、計算方法は示されていない。	60%	地震荷重の規定が初めて設けられた示方書である。																
1946年 北海道沖 M8.0 1948年 福井 M7.1 1952年 十勝沖 M8.2	昭和14年2月(1939年)鋼道路橋設計示方書案(内務省土木局)	○地震荷重を $F = \frac{W}{g}$ で与えた。水平加速度0.2gおよび鉛直加速度0.1gを標準とし、架橋地点の状況を考慮して、これを増減するものとした。なお、無載荷の状態を考慮するものとした。	鋼材 80% 鉄筋コンクリート構造の鉄筋およびコンクリート 60%																	
	昭和31年5月(1956年)鋼道路橋設計示方書(建設省)	○地震の水平震度は0.1~0.35とし、地盤別地域別に9種類に分けて規定した。なお、死荷重を受ける状態で考慮するものとした。 <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <tr> <td>地震地域</td> <td>軟弱地盤</td> <td>やや良好な地盤</td> <td>良好な地盤</td> </tr> <tr> <td>しばしば大地震が起った地域</td> <td>0.35~0.30</td> <td>0.30~0.20</td> <td>0.20~0.15</td> </tr> <tr> <td>大地震が起ったことのある地域</td> <td>0.30~0.20</td> <td>0.20~0.15</td> <td>0.15~0.10</td> </tr> <tr> <td>その他の地域</td> <td>0.20</td> <td>0.15</td> <td>0.10</td> </tr> </table> <p>地震の鉛直震度は0.1を標準とする。</p>	地震地域	軟弱地盤	やや良好な地盤	良好な地盤	しばしば大地震が起った地域	0.35~0.30	0.30~0.20	0.20~0.15	大地震が起ったことのある地域	0.30~0.20	0.20~0.15	0.15~0.10	その他の地域	0.20	0.15	0.10	鋼材 80% コンクリートおよび鉄筋コンクリート 50%	従来は、水平震度0.2、鉛直震度0.1と規定し、架橋地点の実情に応じて適当に増減することとされていたが、増減の規準がなかったため、ほとんど0.2および0.1を用いるのが実情であった。
地震地域	軟弱地盤	やや良好な地盤	良好な地盤																	
しばしば大地震が起った地域	0.35~0.30	0.30~0.20	0.20~0.15																	
大地震が起ったことのある地域	0.30~0.20	0.20~0.15	0.15~0.10																	
その他の地域	0.20	0.15	0.10																	
1964年 新潟 M7.5	昭和39年11月(1964年)鋼道路橋設計示方書(建設省)	○震度については、昭和31年鋼道路橋設計示方書からの改訂はなかった。	鋼材 70% コンクリートおよび鉄筋コンクリート 50%																	
1968年 十勝沖 M7.9	昭和46年3月(1971年)道路橋耐震設計指針(建設省)	○耐震設計に際して考慮すべき荷重を整備した。 ○震度法における設計水平震度 (k_n) $k_n = v_1 \cdot v_2 \cdot v_3 \cdot k_0$ v_1 : 地域別補正係数 v_2 : 地盤別補正係数 v_3 : 重要度別補正係数 k_0 : 標準設計水平震度 (0.2) ○応答を考慮した修正震度法による設計水平震度 (k_{nm}) $k_{nm} = \beta k_n$ β : 構造物の固有周期による設計震度の補正係数 ○設計水平震度は、75年度期待値図に関東地震以後の既往の大地震を対象にした地震応答スペクトルにもとづく修正を加えて決定された。 ○地域、地盤条件および橋梁の重要度に応じて設計震度を統一的に整備した。 ○比較的剛な構造系は、原則として震度法により、高い橋脚をもつ橋梁など比較的長周期のものについては、地震応答を考慮した修正震度法を用いることとした。 ○鉛直震度は一般に考慮しないものとした。 ○地中部分については設計震度を考慮しないものとした。 ○極軟弱土層および地震時に液化化する土層については、支持力を無視することとし、構造物の安定に対する安全性を高めた。 ○地震時に落橋しないことを最重点に考え、支承部の耐震設計および落橋防止対策に関する構造細目を示した。	○道路橋示方書、鋼橋編(昭和47年3月) (死荷重) + (地震の影響) + (温度変化の影響) + (プレストレスの影響) + (クリープの影響) + (乾燥収縮の影響) ...70% ○鉄筋コンクリート道路橋設計示方書(昭和39年6月) (死荷重) + (地震の影響) ...50% ○道路橋下部構造設計指針 (1)鉄筋コンクリート構造および木くい (主荷重) + (地震の影響) ...50% (2)鋼構造 (主荷重) + (地震の影響) ...50%	近年における橋梁立地条件の複雑化、橋梁形式の多種多様化および長大化に伴い、従来の耐震設計法が改訂整備され、統一的な耐震設計指針が制定された。																
1978年 宮城県沖 M7.4																				
1982年 浦河沖 M7.1 1983年 日本海中部 M7.7	昭和55年5月(1980年)道路橋示方書 V 耐震設計編(建設省)	○耐震設計上の地盤種別を、地震動の増幅特性を表わす地盤の特性値によって区分することとした。 ○地震時に液化化するおそれのある砂質土層の液化の判定方法を改め、液化化すると判定された土層の耐震設計上の取扱いについて合理化を図った。 ○標準設計水平震度の補正係数のうち地域別補正係数を与える地域区分を新耐震設計法(案)に示された地震活動の地域特性にもとづいて改めた。 ○耐震設計上の地盤面より下部構造天端までの高さが15mをこえる場合には、応答を考慮した修正震度法を適用することとして、その適用範囲を広げるとともに、橋の固有周期の算定方法および橋の固有周期による設計水平震度の補正係数を改訂した。 ○高さが比較的低く、固有周期の短い鉄筋コンクリート橋脚または橋台について、ぜい性的な破壊を防止するため必要に応じて地震時変形性能の照査を行う規定を新たに設けた。 ○従来明確な規定のなかった動的解析について、その位置づけを行うとともに用いる設計地震入力について規定した。 ○橋の耐震性を確保する上で重要である支承部および落橋防止構造に関する規定を改めた。	○道路橋示方書(昭和55年2月) (1) II 鋼橋編 (活荷重および衝撃以外の主荷重) + (地震の影響) + (温度変化の影響) ...70% (2) III コンクリート橋編 (活荷重および衝撃以外の主荷重) + (地震の影響) + (温度変化の影響) ...65% (3) IV 下部構造編 (活荷重および衝撃以外の主荷重) + (地震の影響) 鉄筋コンクリート構造 } ...50% 無筋コンクリート構造 } 鋼構造 } ...50% (活荷重および衝撃以外の主荷重) + (地震の影響) + (温度変化の影響) 鉄筋コンクリート構造 } ...50% 無筋コンクリート構造 } 鋼構造 } ...50%	○昭和52年建設省策定の新耐震設計法(案)および近年の地震による橋の被害経験から、地震活動の地域特性、橋を支持する地盤の動的特性、橋の地震応答特性などの調査研究の成果をもとに改訂された。 ○主鉄筋段落し部の定着位置に関する規定も改訂された。																
1993年 釧路沖 M7.8 1993年 北海道南西沖 M7.8 1994年 北海道東方沖 M8.1 1994年 三陸はるか沖 M7.5	平成2年2月(1990年)道路橋示方書 V 耐震設計編(建設省)	○震度法と修正震度法を統合し、設計水平震度を見直した。 ○地盤種別区分の改訂 ○連続橋の耐震計算法の充実 ○砂質地盤の液化強度の算定法の合理化 ○地震時保有水平耐力の規定の改訂 ○動的解析による照査の規定	○「地震の影響」と「温度変化の影響」の荷重の組合せを削除	○帯鉄筋量を軸方向鉄筋量に応じて配置																
1995年 兵庫県南部 M7.2	平成7年2月(1995年)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(建設省)																			

表-2.4 コンクリート標準示方書における許容応力度の変遷

示方書 制定年	鉄筋の許容 引張応力度 (kg/cm ²)		コンクリートの許容せん断応力度 (kg/cm ²)								
			τ_a	設計基準強度 (kg/cm ²)							
				—	160	180	240	300	400 以上		
昭和6年	1200		τ_{a1} (梁)	4.5	—	—	—	—	—	—	
			τ_{a1} (スラブ)	4.5	—	—	—	—	—	—	
			τ_{a2}	14	—	—	—	—	—	—	
昭和15年	1200		τ_{a1} (梁)	4.5	—	—	—	—	—	—	
			τ_{a1} (スラブ)	4.5	—	—	—	—	—	—	
			τ_{a2}	14	—	—	—	—	—	—	
昭和24年	1200		τ_{a1} (梁)	4.5	5.5	—	—	—	—	—	
			τ_{a1} (スラブ)	6	8	—	—	—	—	—	
			τ_{a2}	14	16	—	—	—	—	—	
昭和31年	SS41など	1400	τ_{a1} (梁)	4.5	5	5.5	6	6.5	7	—	—
	SSD49など	1600	τ_{a1} (スラブ)	6	7	8	8.5	9	9.5	—	—
			τ_{a2}	14	15	16	17	18	20	—	—
昭和42年	SD40	2100	τ_{a1} (梁)	—	—	6	7	8	9	—	
昭和49年	SD40(疲労)	1800	τ_{a1} (スラブ)	—	—	8	9	10	11	—	
			τ_{a2}	—	—	17	20	22	24	—	
昭和52年 (修正)	SD40(一般)	2100	τ_{a1} (梁)	—	—	6	7	8	9	—	
	SD40(疲労)	1800	τ_{a1} (スラブ)	—	—	8	9	10	11	—	
	SD40(降伏)	2200	τ_{a2}	—	—	17	20	22	24	—	
昭和55年 (改訂)	SD40(一般)	2100	τ_{a1} (梁)	—	—	4	4.5	5	5.5	—	
	SD40(疲労)	1800	τ_{a1} (スラブ)	—	—	8	9	10	11	—	
	SD40(降伏)	2200	τ_{a2}	—	—	18	20	22	24	—	

- (注) 1. 昭和31年はコンクリートの区分が120以上140未満, 140以上160未満, 160以上180未満, 180以上200未満, 200以上240未満, 240以上の6段階に分けられていた。
2. 昭和31年以前の許容せん断応力度は表示の設計基準強度以上の値のコンクリート強度と対応させた。例えば160以上180未満は160の欄に値を記した。
3. 鉄筋の許容値は昭和42年以降は最も高い値のみ記した。

れば、その当時の耐震設計基準から、各橋梁の耐震性がある程度把握できる。

(3) 被災した道路橋の損傷と構造諸元の関係

整理した被災橋梁の内、RC橋脚における被災度を、“兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書”で用いられたRC橋脚の被災度区分の定義に準じて整理した。橋梁の被災度は、本来、それを構成する全ての要素に対して整理すべきであるが、支承の被災度と橋脚の被災度のようにより各要素間の相互作用については何ら知見が得られていないので、最も重要な要素である橋脚のみに着目して整理した。また、鋼製橋脚に関しては、耐震性能を簡便に表現（定量的）できないので、対象外とした。

(4) 収集資料よりの道路橋の被災予測のフレーム

橋梁を構成する各要素の耐震性に影響を及ぼす要因と損傷モードを、図-2.12～図-2.15に整理した。図からわかるように、支承構造、落橋防止構造、上部構造、基礎構造は、RC橋脚や鋼製橋脚と異なり、その耐震性と構造諸元の関係を簡単には結び付けることができない。RC橋脚や鋼製橋脚においても、図に示した各種要因は、新設橋梁の場合は容易に得ることができるが、既設橋梁において図に示すような要因を得るのは容易ではない。

RC橋脚に関しては、軸方向鉄筋や帯鉄筋の鉄筋量や配筋状態が耐震性に大きな影響を及ぼすが、その情報を既設のRC橋脚から得ることは殆ど不可能に近い。現実的には、それらの相乗効果として得られる降伏耐力や保有水平耐力等を予測する方が現実的と考えられる。

鋼製橋脚に関しても、補剛材剛比や細長比および幅厚比（径厚比）等の情報を既設の橋脚から得ることは難しい。また、RC橋脚と異なり、それらの相乗効果として得られる耐力特性に関しても、図に示した諸量が全て得られていたとしてもそれを求めることは難しい。

以上のような点を考慮して、橋梁の被災程度を細かく分類してもその予測精度は期待できないことから、被災程度は大まかに分類することにした。具体的には、橋梁の被災程度をその損傷モードに応じて大・中・小の3ランクに分けることを試みた。損傷モードのランク分けの結果を、図-2.16に示す。各要素が、それぞれどのランクにあるかは、地震動強度と各要素が有している耐震性能によって決まる。

よって、RC橋脚を除けばその耐震性能を実用的な方法で予測できないことから、当面表-2.5や表-2.6に示す事項を基に被災予測を行うことにした。被災予測のルールは、次のとおりである。

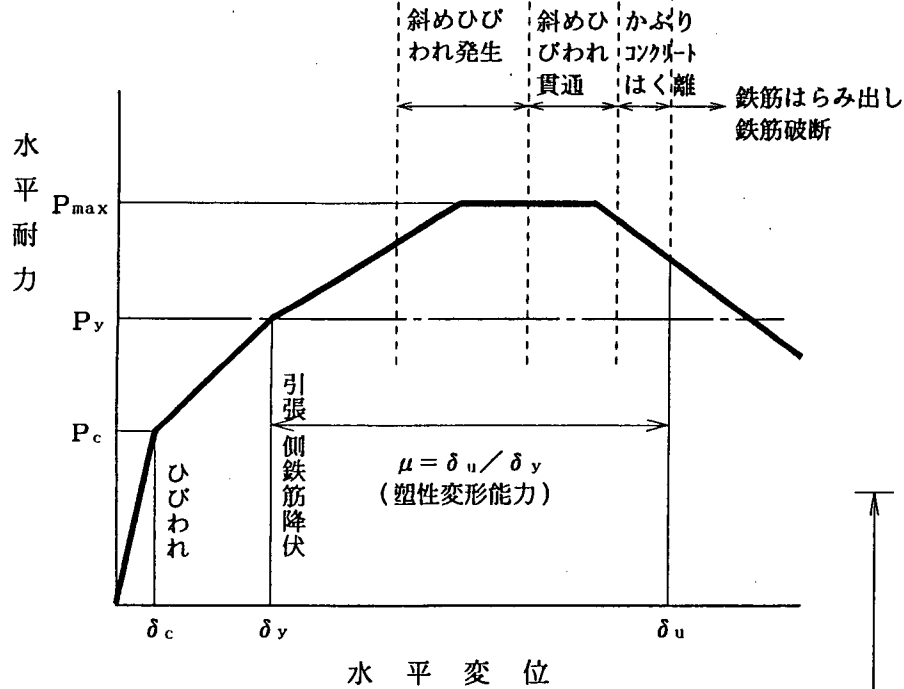
- ①作用地震動強度は地震計より得られた値からの予想値による。
- ②RC橋脚の耐震性は、設計基準の変遷と予測された耐力特性から判断する。
- ③鋼製橋脚の耐震性は、設計基準の変遷（補剛板の基準耐荷力曲線に関する規定）より判断する。
- ④上部構造に関しては、地震が直接の原因となって破壊することはないと判断し、桁の沈下の可能性を予測する。
- ⑤支承に関しては、支承の種類と過去の被災事例から被災程度を予測する。
- ⑥落橋防止構造に関しては、過去の被災事例から被災程度を予測する。
- ⑦基礎構造に関しては、輸送能力に影響を及ぼす程の損傷は受けないと考え、地盤流動により基礎に残留変位が生じるかの可能性を予測する。
- ⑧②～⑦と①の関係より被災予測を行う。

2.2.3 RC橋脚の被災予測ルールの検討

(1) 耐震性能と構造諸元の検討

RC橋脚の耐震性能とその構造諸元の関係を求めるために、過去の地震で被災したRC橋脚と昭

骨格曲線と損傷モード



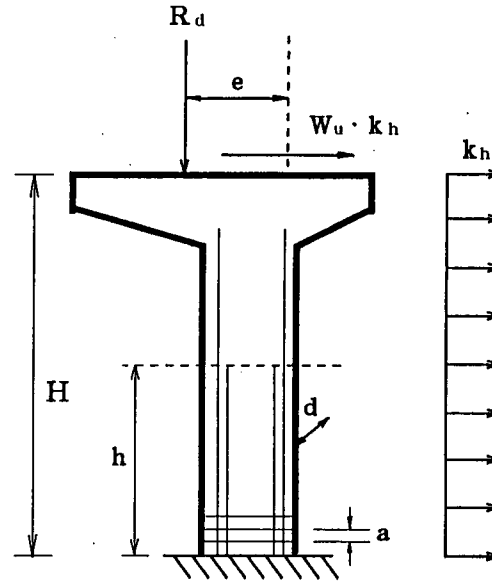
近年の地震によるRC橋脚の甚大な被害は、「曲げひびわれが斜めひびわれに成長したり斜めひびわれを誘発したりすることにより、計算上のせん断応力度が低い段階で斜めひびわれが形成される。」

曲げ損傷 ⇨ せん断破壊の破壊モードとなっている。

RC橋脚の耐震性は、曲げ耐力・塑性率・せん断耐力によって決まる。



耐力と変形性能に影響を及ぼす要因

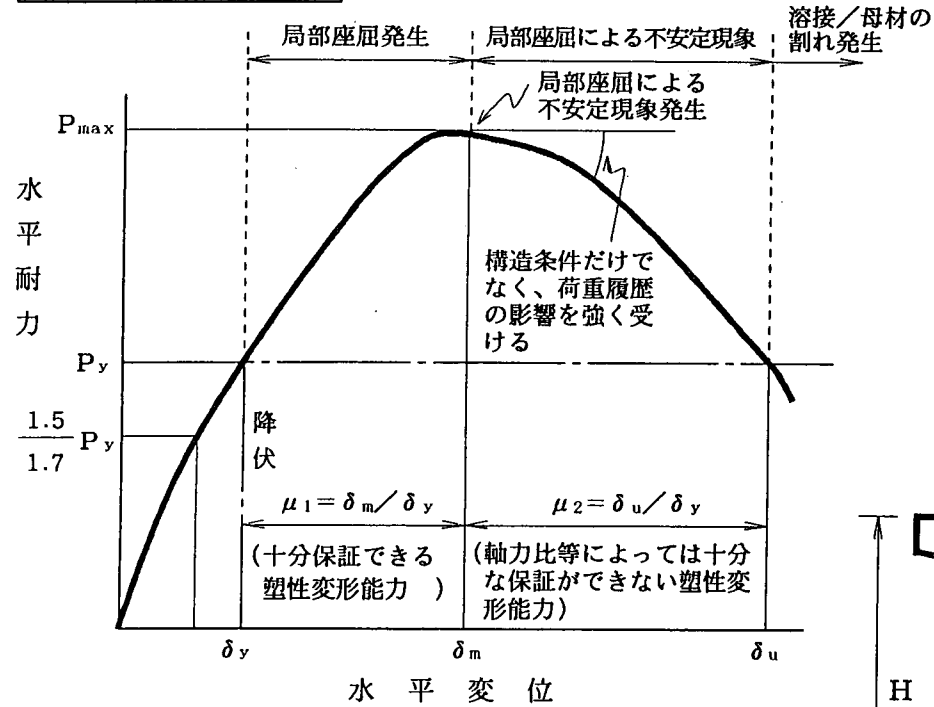


- ①許容応力度 (特にせん断)
- ②設計水平震度 k_h
- ③主鉄筋段落し位置 h
- ④帯鉄筋量 (比) ・ 配置間隔 a
- ⑤帯鉄筋の定着
- ⑥せん断支間比 h/d
- ⑦軸力 R_a (比)
- ⑧軸方向鉄筋量 (比)
- ⑨断面形状 (円・小判・矩形・中空)
- ⑩地震時に支持する上部構造重量 W_u
- ⑪偏心モーメント $R_a \cdot e$

☐ : 設計基準の変遷を考慮する必要があるもの

図-2.12 RC橋脚の耐震性に影響を及ぼす要因

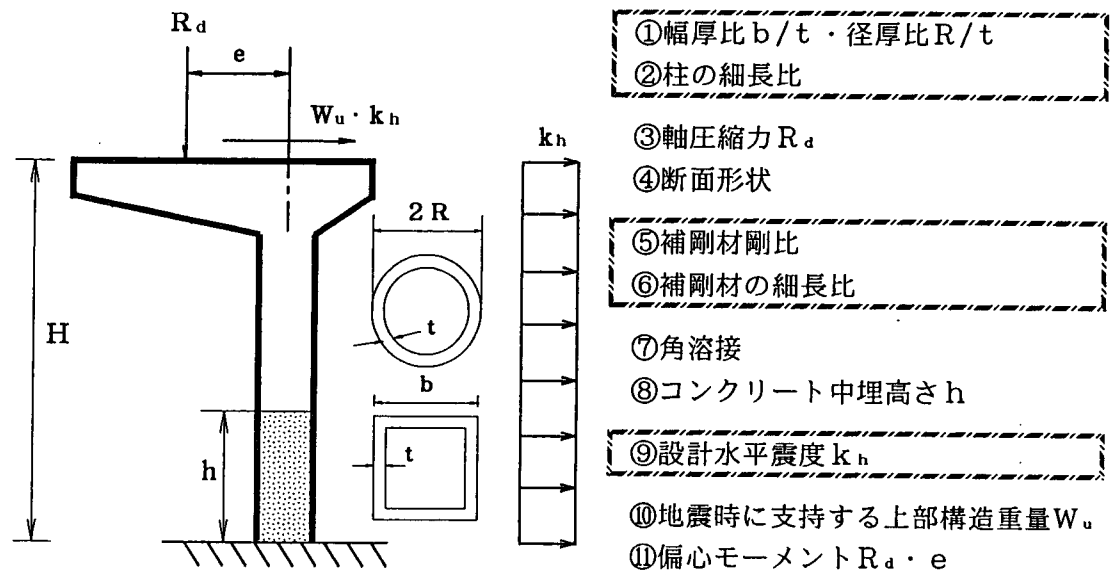
骨格曲線と損傷モード



鋼製橋脚の耐震性は、局部座屈によって決まる最大耐力・最大耐力後の劣化勾配と軸圧縮力の大きさによって決まる。



局部座屈と劣化勾配に影響を及ぼす要因



☐ : 設計基準の変遷を考慮する必要があるもの

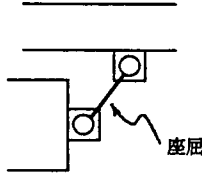
- 1995.1.17兵庫県南部地震での鋼製橋脚の破壊・損傷モード
- ・ 単柱の圧壊
 - ・ ラーメン橋脚柱頭部の溶接および母材の割れ
 - ・ パイプ断面柱の局部座屈および破断
 - ・ 箱形断面柱の局部座屈
 - ・ ラーメン橋脚のはり部のせん断による局部座屈
 - (・ 厚肉の遠心鋳鋼管よりなるラーメン構造物の柱頭の脆性破壊)

図-2.13 鋼製橋脚の耐震性に影響を及ぼす要因

支承構造の被害

- ① 沓座モルタル・コンクリートの破損
- ② アンカーボルトの抜け出し ・ 金属沓において被害多し。
- ③ アンカーボルトの切断 ・ ゴム沓，免震沓においては被害軽微or無し。
- ④ 沓サイドブロックの破損

落橋防止構造の被害

- ① 可動支承部における移動制限装置の破壊
- ② 桁間連結装置のボルトの切断
- ③ けたと下部構造を連結する構造の座屈

- ④ 2連のけたを相互に連結する構造の
橋軸直角方向の地震力による変形 ・ 構造上一方向にしか自由度がない落橋
防止構造に被害多し。
・ ゴムパッド等の緩衝材を有するものや
多少なりとも双方向に自由度を持つも
のは被害軽微。
- ⑤ 2連のけたを相互に連結する構造の
連結板の切断 ・ けたかかり長 S_x の確保が最も効果有り。

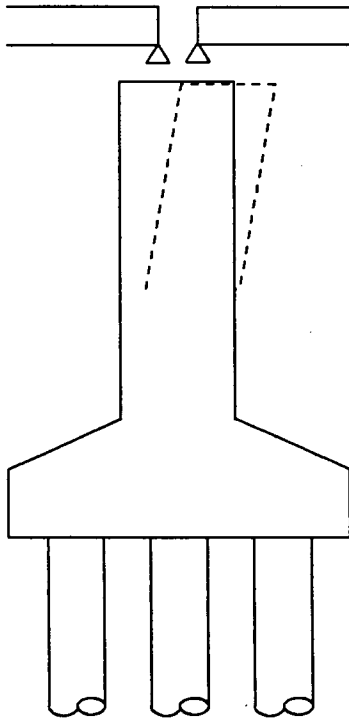
上部構造（桁）の被害

- ① 橋脚や支承が破壊したことによる沈下に伴う座屈 ・ 地震が主因ではなく、あく
までも2次的被害。

図-2.14 支承・落橋防止構造・桁の耐震性に関する要因

基礎構造物の損傷

1995.1.17兵庫県南部地震では、軸方向鉄筋が少ない箇所や曲げモーメントが大きくなる箇所で、曲げによるひびわれが見られたが、基礎としての機能を損なうほどのものはなかった。



基礎構造物の被害は軽微であるが、地盤流動による基礎の傾斜・移動は、橋梁の機能傷害や落橋へと結びつく。

図-2.15 基礎構造物の耐震性に関する要因

被災程度大：落橋もしくは落橋寸前

- ① R C橋脚の鉄筋のはらみ出しや破断
⇒ せん断破壊 ⇒ 傾斜・倒壊
- ② 鋼製橋脚の溶接や母材の割れ
⇒ 傾斜・倒壊
- ③ 落橋防止構造の破壊
⇒ 桁落ち
- ④ 地盤流動による基礎の傾斜や移動
⇒ 傾斜・桁落ち

被災程度中：耐荷力の減少に影響のある損傷

- ⑤ R C橋脚のかぶり剥離
- ⑥ 鋼製橋脚の局部座屈
- ⑦ 桁の座屈，沈下
- ⑧ 支承の鉛直支持能力の消失
- ⑨ 落橋防止構造の損傷
- ⑩ 基礎本体のクラック

被災程度小：耐荷力の減少に影響のない損傷

- ⑪ 桁端部の損傷
- ⑫ 支承の損傷

図-2.16 橋梁の損傷モード（被災程度）のランク分け

表-2.5 橋脚の耐震性に係る要因の変遷

RC橋脚 の要因	年代							
	1965	1967	1977		1990		1995	
許容せん断応力度		地震時の許容せん断応力度を過大評価						
主鉄筋段落し位置	応力上不要となった位置で段落し		応力上不要となった位置から十分な定着長を確保した位置で段落し					段落しなし
帯鉄筋量	段落し部の帯鉄筋の配置粗		橋脚基部のみならず段落し部にも帯鉄筋を密に配置。 中間帯鉄筋の定着不十分		中間帯鉄筋の定着十分		横拘束筋	
塑性変形能力	段落し部が弱点となるため塑性変形能力低い。		弱点部が段落し部から基部へ移行したため、相対的 (1977年以前よりは)に塑性変形能力UP。		保有水平耐力照査導入。拘束効果は考慮せず。		拘束効果を評価	
設計水平震度	耐震設計上の地盤面より下部構造天端までの高さが高い場合に、固有周期別補正係数を乗じる。				全ての橋脚に固有周期別補正係数を乗じる。			

鋼橋脚 の要因	年代					
	1965	1971	1977		1990	
補剛板の 基準耐荷力曲線	示方書に規定なし		R _r =0.5~0.8の範囲で1977年以降よりも約2割程許容応力度が大きい。		現行の基準耐荷力曲線に基づいた橋脚は、1995年兵庫県南部地震クラスの地震動強度によって局部座屈が多数発生。	
設計水平震度	耐震設計上の地盤面より下部構造天端までの高さが高い場合に、固有周期別補正係数を乗じる。				全ての橋脚に固有周期別補正係数を乗じる。	


 : 地震時の被害程度を大きくする要因

表-2.6 橋梁を構成する各要素の耐震性に関わる要因と被災推定で考慮すべき事項検討結果

構成要素	耐震性に係わる要因	被災推定で考慮すべき事項
上部構造（桁）	① コンクリート桁は鋼桁に比較して重いため上部構造の慣性力が重くなるが、慣性力の大きさに応じた設計が行われているので、明確な要因とはならない。 ② 桁端部の損傷を除けば、支承の損傷による沈下等2次災害が多い。	i) 桁の被災推定を行うのではなく、他の構成要素の被災推定結果から、緊急車両の走行性に係わる桁の沈下等の被災状況を想定する。
支 承	① 金属支承は、変形能力が乏しい。ゴム支承は変形能力が高く、免震支承はさらにエネルギー吸収能力を合わせ持つ。	i) 金属支承の被害は、1978年宮城県沖地震や1995年兵庫県南部地震での地震動強度と被災程度との関係より被災推定。 ii) ゴム支承や免震支承を用いている場合は、支承の被害なしと推定する。
R C 橋 脚	① せん断応力の許容値の変遷 ② 主鉄筋段落し部の扱い ③ 設計水平震度の変遷 ④ 地震時保有水平耐力照査の有無 ⑤ 帯鉄筋量の変遷 ⑥ 支承の種類 ⑦ 耐震補強の有無 ⑧ 不静定次数	i) 単柱形式のRC橋脚に関しては、終局耐力や終局変位の算出方法が確立されているので、設計基準の変遷や、構造諸元から変形性能や耐力特性に係わる量を推定し、それと地震動強度の関係から被災推定を行う。現場での単柱形式RC橋脚の多さと、上部構造を支持する橋脚の重要性を考慮すると、RC橋脚の被災推定を精度良く行うことは意義がある。 ii) 設計の変遷 ・せん断応力の許容値は、昭和42年から昭和55年の間に設計された橋脚において過大評価。 ・主鉄筋段落し位置は、昭和55年以前において十分な定着長がとられていない。 ・平成2年を境に、震度法の設計水平震度は約1.25倍にUP。 ・昭和55年以前に、橋脚の塑性変形能力に関する照査事項は存在しなかった。 ・昭和55年～平成2年までの間の、地震時変形性能の照査はほとんど実施されていない。 ・平成2年～平成7年6月までの間の、地震時保有水平耐力照査では、応力～ひずみ曲線に拘束効果が考慮されていない。 ・帯鉄筋量は、昭和55年以前、昭和55年～平成2年、平成2年～平成7年6月、平成7年6月以降と変化している。 iii) 免震支承を用いた場合は、被害なしと考える。 iv) 1995年兵庫県南部地震以後に耐震補強された橋脚は、十分な耐震性を有しているものとして、被害なしと考える。 v) 不静定次数が高い橋脚は、被災してもその程度は小さいと考える。
鋼 製 橋 脚	① 補剛板の基準耐力曲線の変遷 ② 中埋めコンクリートや充填コンクリートの有無 ③ 設計水平震度の変遷 ④ 支承の種類 ⑤ 耐震補強の有無 ⑥ 不静定次数	i) 補剛板の基準耐力曲線の変遷と中埋めや充填コンクリートの存在を考慮して、被災推定を行う。地震動強度は、鋼製橋脚の被害が初めて発生した1995年兵庫県南部地震の強度が一つの目安となる。 ・昭和46年以前は、補剛板の基準耐力曲線の規定は存在しないため、被災程度は大きいと推定する。 ・昭和46～55年は、 $R_f=0.5\sim 0.8$ の範囲で現行規定よりも約2割程度許容応力度を大きく評価しているため、昭和55以降の設計よりも被災程度は大きいと推定する。 ・昭和55年以降は、1995年兵庫県南部地震クラスの地震動強度を受けた場合、局部座屈が発生する程度の被災は被ると推定する。 ii) 十分な高さまでコンクリートが入っていれば、被害なしと判定できるが、十分な高さまでコンクリートが入っていない場合は、補剛板の基準耐力曲線の変遷に基づいた被災推定を行う。 iii) 平成2年を境に、震度法の設計水平震度は約1.25倍にUP。 iv) 免震支承を用いた場合は、被害なしと考える。 v) 1995年兵庫県南部地震以後に耐震補強された橋脚は、十分な高さまでコンクリートが充填された鋼製橋脚のみ十分な耐震性を有しているものとして、被害なしと考える。他の補強の場合は、局部座屈程度の被災はあると推定する。 vi) 不静定次数が高い橋脚も、補剛板の基準耐力曲線の変遷に基づいた被災推定を行う。
基 礎 構 造	① 基礎形式 ② 水際線からの距離	i) 基礎構造の被災は杭基礎に多い。1995年兵庫県南部地震クラスの地震動強度に対しては、クラックが発生すると被災推定する。ただし、水際に建設された橋梁で、地盤流動の心配がない場合は、基礎の傾斜・移動は考えない。 ii) 水際線付近の橋梁で、地盤流動の影響が考えられる橋梁では、基礎の傾斜・移動はあると被災推定する。ただし、地震動強度は、1995年兵庫県南部地震クラスの地震動強度を想定。
落橋防止構造	① けたかかり長 ② 複数の落橋防止構造	i) 十分なけたかかり長が確保されている場合は、橋軸方向の桁落ちはないと推定する。 ii) 1995年兵庫県南部地震クラスの地震動に対しては、複数の落橋防止構造が設置されていなければ、落橋防止構造は破壊していると被災推定する。
橋梁システム	① 橋梁システムを構成する各要素の損傷度	i) 橋梁システムを構成する各要素の内、何れかの部位に対して被災程度大という被災推定がなされた場合は、輸送能力に問題があると推定する。 ii) 平成8年度に改訂される道示によって設計された橋梁の場合は、上記に推定される被災程度よりも1ランク小さいと判断する。具体的には被災程度大⇒被災程度中、被災程度中⇒被災程度小、被災程度小⇒被災なしと推定する。

和 55 年以降の耐震設計基準で試設計された R C 橋脚を対象に、地震時保有水平耐力照査で得られる変数の整理を行った。各耐震設計基準において対象とした R C 橋脚の基数は、以下の通りである。

- ①昭和 55 年以前の耐震設計基準により設計されたもの
被災橋脚 75 基（橋軸あるいは橋軸直角方向に着目）
- ②昭和 55 年道路橋示方書により設計されたもの
試設計 42 基（橋軸方向と橋軸直角方向）
- ③平成 2 年道路橋示方書により設計されたもの
試設計 42 基（橋軸方向と橋軸直角方向）
- ④-1 復旧仕様により設計されたもの
試設計 48 基（橋軸方向あるいは橋軸直角方向に着目）
- ④-2 B 種橋（復旧仕様）として設計されたもの
試設計 42 基（橋軸方向と橋軸直角方向）

以上の検討結果より、降伏震度と等価固有周期の間には非線形関数の関係がみられたため、両者の間にみられる関係を検討してみる。

降伏震度 K_{hy} は、R C 橋脚の降伏耐力 P_y を、R C 橋脚基部での曲げモーメントが等価となるようにして求めた重量（等価重量）によって除すことによって得る値である。

$$K_{hy} = P_y / (W_u + 0.5W_p) \quad \dots\dots\dots (2.8)$$

ここで、 P_y : 降伏耐力 M_y / h

M_y : 橋脚基部断面の終局曲げモーメント

h : 橋脚高さ

W_u : 地震時に対象橋脚が支持する上部工重量

W_p : 橋脚の重量

等価固有周期 T_{EQ} は、R C 橋脚の水平耐力～変位関係にはおける降伏点と原点を結んだ割線勾配によって表された合成 K_y （降伏剛性）での固有周期であり、支持する上部構造重量と橋脚を 1 自由度系にモデル化した場合、次式によって求める値である。

$$K_y = P_y / \delta_y \quad \dots\dots\dots (2.9)$$

ここで、 δ_y : 降伏変位

$$\delta = (W_u + 0.3W_p) / K_y \quad \dots\dots\dots (2.10)$$

$$T_{EQ} = 2.01 \times \delta^{1/2} \\ = 2.01 \times ((W_u + 0.3W_p) / K_y)^{1/2} \quad (2.11)$$

通常規模の橋梁では、 $W_u \gg W_p$ となるので、

$$\frac{W_u + 0.3W_p}{W_u + 0.5W_p} \cong 1 \quad \dots\dots\dots (2.12)$$

とみなせる。

式 (2.8) , (2.9) , (2.11) , (2.12) より

$$T_{EQ} = 2.01 ((W_u + 0.3W_p) \times \delta_y / P_y)^{1/2} \\ = 2.01 ((W_u + 0.3W_p) \times \delta_y / ((W_u + 0.5W_p) \times K_{hy}))^{1/2} \\ = 2.01 / (\delta_y \times K_{hy}) \\ = \alpha \times K_{hy}^{-1/2} \quad \dots\dots\dots (2.13)$$

という関係が得られる。

以上より、降伏震度と等価固有周期の間には、 $-1/2$ 乗の関係をみいだすことができる。実際に

は、いろいろな条件が錯綜するために、図-2.17 に示すように $-1/2$ 乗を中心にして両者の関係はばらつくことになる。しかし、等価固有周期をRC橋脚の構造寸法から予測できれば、等価固有周期からRC橋脚の降伏震度を予測できることがわかる。このような観点から、各種パラメータの検討を行い、地震動特性（強度）としてはSI値が、RC橋脚の耐震性能としては降伏震度や許容塑性率を用いればRC橋脚の被災程度を説明できることがわかった。また、降伏震度は、等価固有周期と有意な関係にあり、等価固有周期が定義された降伏剛性は、断面寸法のみから算出される初期剛性と線形関係にあることがわかった。これらの検討結果より、RC橋脚の被災予測ルールとして次のような予測ルールを採用した。

- ①支持する上部構造重量を橋種、幅員、支間長、支持条件より予測
- ②橋脚躯体寸法と橋脚躯体高さより橋脚重量の予測（単位体積重量は与条件）
- ③橋脚躯体寸法と橋脚躯体高さより初期剛性の予測（弾性係数は与条件）
- ④初期剛性より降伏剛性を予測（予測式による）
- ⑤降伏剛性と上部構造重量および橋脚自重より、降伏固有周期を予測
- ⑥降伏固有周期より降伏震度を予測（予測式による）
- ⑦SI値と耐震設計基準の年代および降伏震度から被災程度の予測（テーブルによる）

(2) 被災予測に用いる変数の検討

図-2.18(1)、(2)は降伏震度とSI値の関係と耐力照査の関係を、図 2.19(1)、(2)は降伏震度とSI値の関係と変位照査の関係をそれぞれ示したものである。図より、SI値と被災程度そして被災の大小と降伏震度によってRC橋脚の耐震性を説明できることがわかる。具体的には、被災橋脚はSI値 30cm/sec で降伏震度が 0.3 以上のものにも耐力照査を満足しないものが現れ、SI値 60cm/sec を越えるものでは降伏震度が 0.8 を越えても、照査を満足しないものがでてくる。昭和55年道路橋示方書、平成2年道路橋示方書によるものもSI値 60cm/sec を越えるところから照査を満足しないものが増加している。B種橋、復旧仕様ではSI値 60cm/sec 以下ではほとんど照査を満足することがわかる。

以上より、地震動強度としてSI値、RC橋脚の耐震性能として降伏震度を用いれば被災予測を行うことができることがわかる。

(3) 降伏剛性の予測精度の向上

(2)により地震動強度としてSI値、RC橋脚の耐震性能として降伏震度を用いればよいという検討結果を得ることができた。次に、降伏震度を求めるための方法を検討し、以下の式とした。

$$\begin{aligned}
 K_h y &= \beta \times T_y^\gamma \\
 T_y &= 2.01 \times ((W_u + 0.3W_p) / K_y)^{1/2} \\
 K_y &= \alpha \times K_{y0} \qquad \dots\dots\dots (2.14)
 \end{aligned}$$

ここで、 α 、 β 、 γ ：各橋脚の関係より回帰により求める係数
 T_y ：降伏剛性に対する等価固有周期である降伏周期
 K_{y0} ：初期剛性

式(2.14)に示す回帰係数を求めるために、初期剛性と降伏剛性の関係、等価固有周期と降伏震度の関係および降伏剛性、等価固有周期（降伏周期）、降伏震度の予測結果を検討した結果、より詳細なデータが必要であるとの結論に至った。これは、実橋のRC橋脚は、必ずしも設計条件が同じでないために、耐震設計基準間の耐震性能の違いが明確に現れていないためと考えられた。この点を解消するために、設計条件を同一とし、耐震設計基準の変遷を考慮した試設計を162ケース行った。

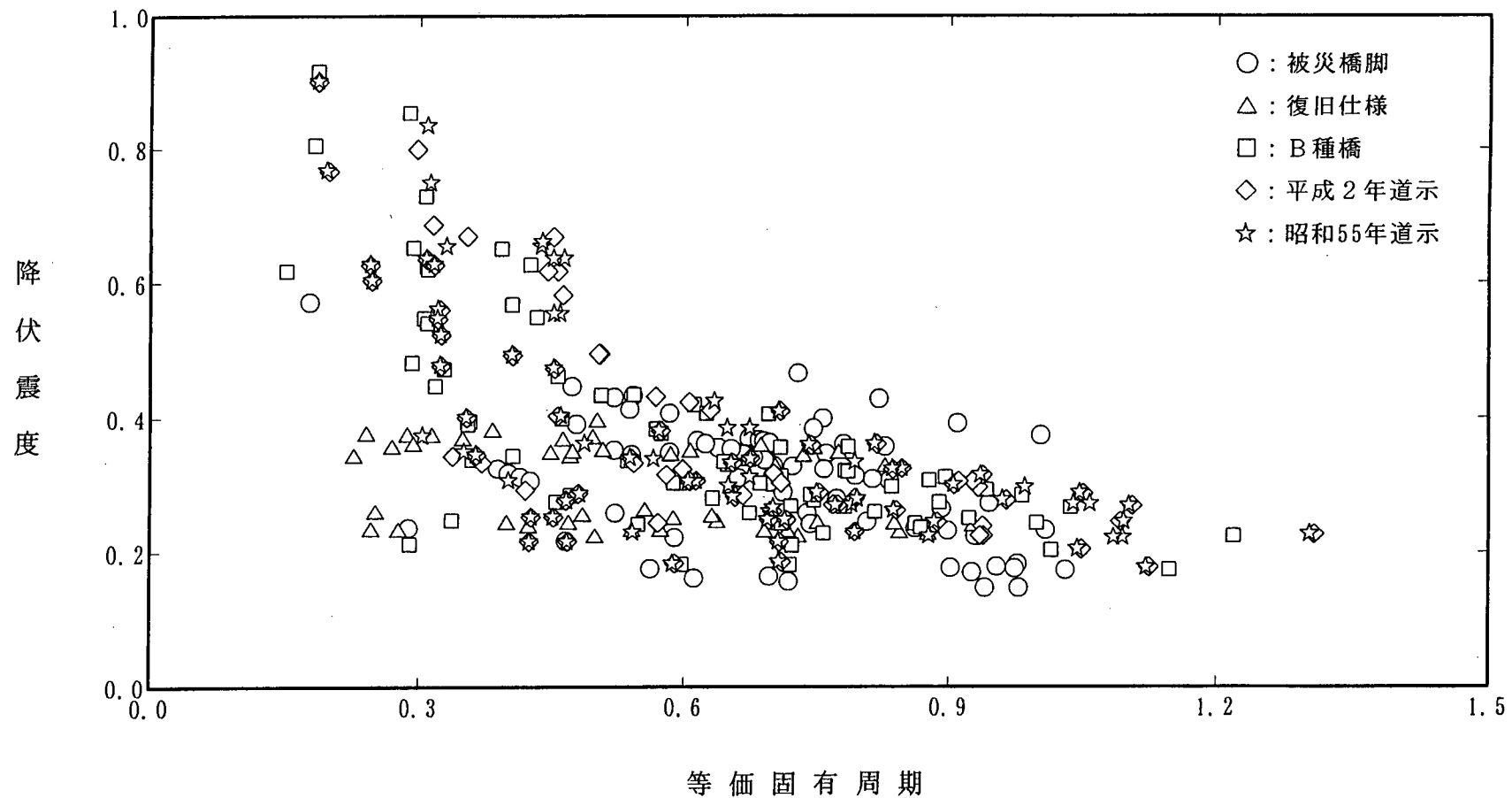


図-2.17 等価固有周期と降伏震度の関係

(被災橋脚, 復旧仕様, B種橋, 平成2年道示, 昭和55年道示)

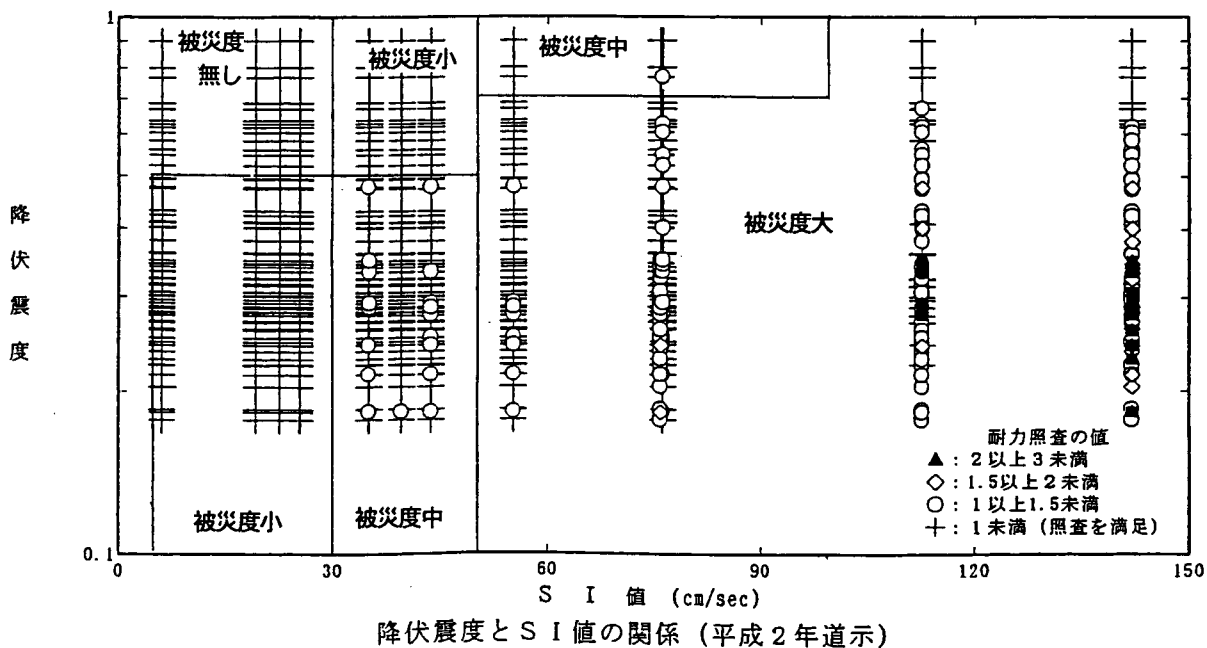
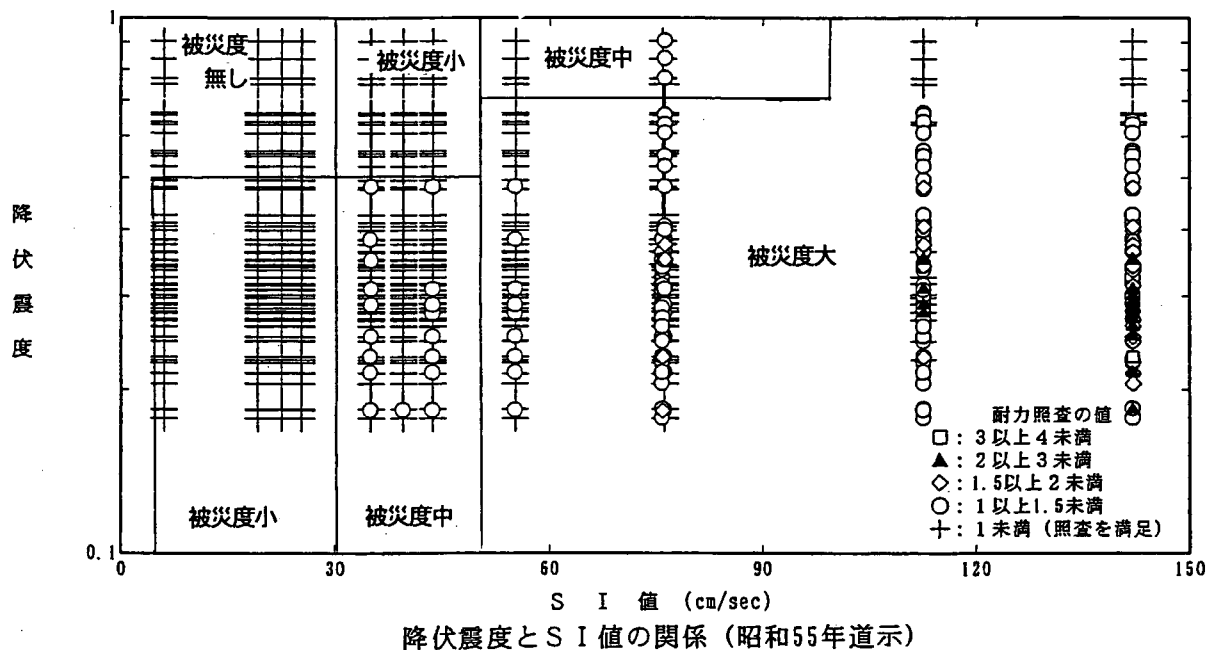
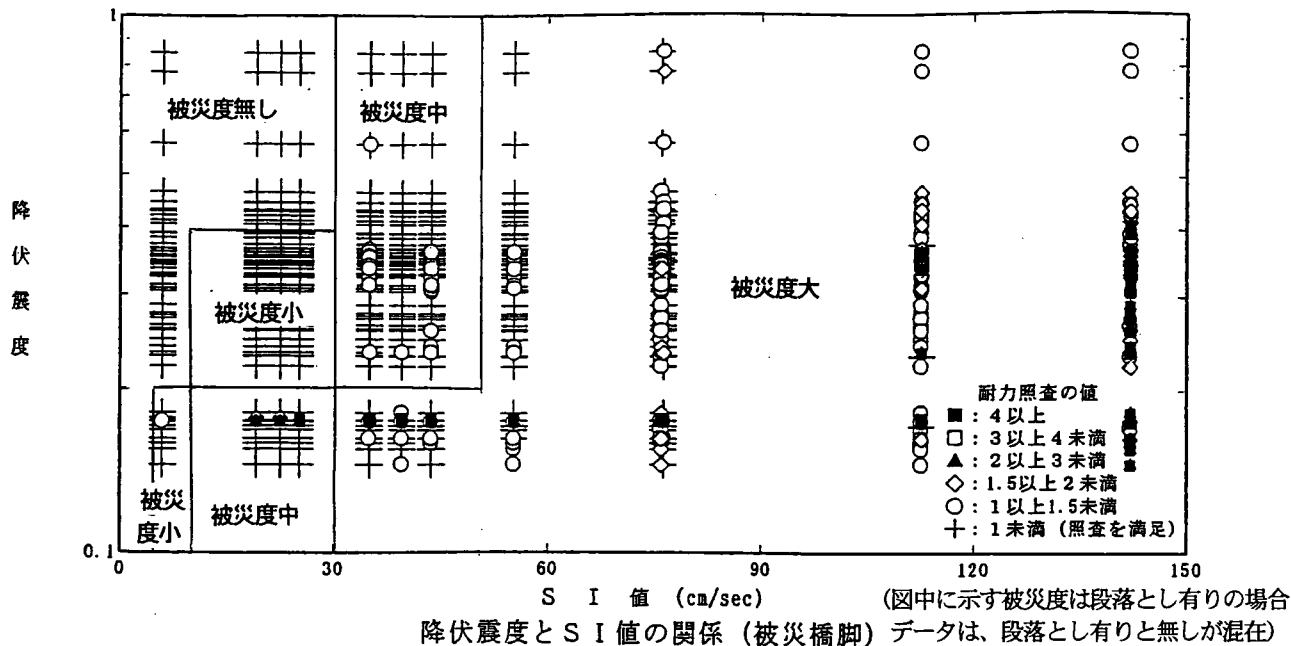
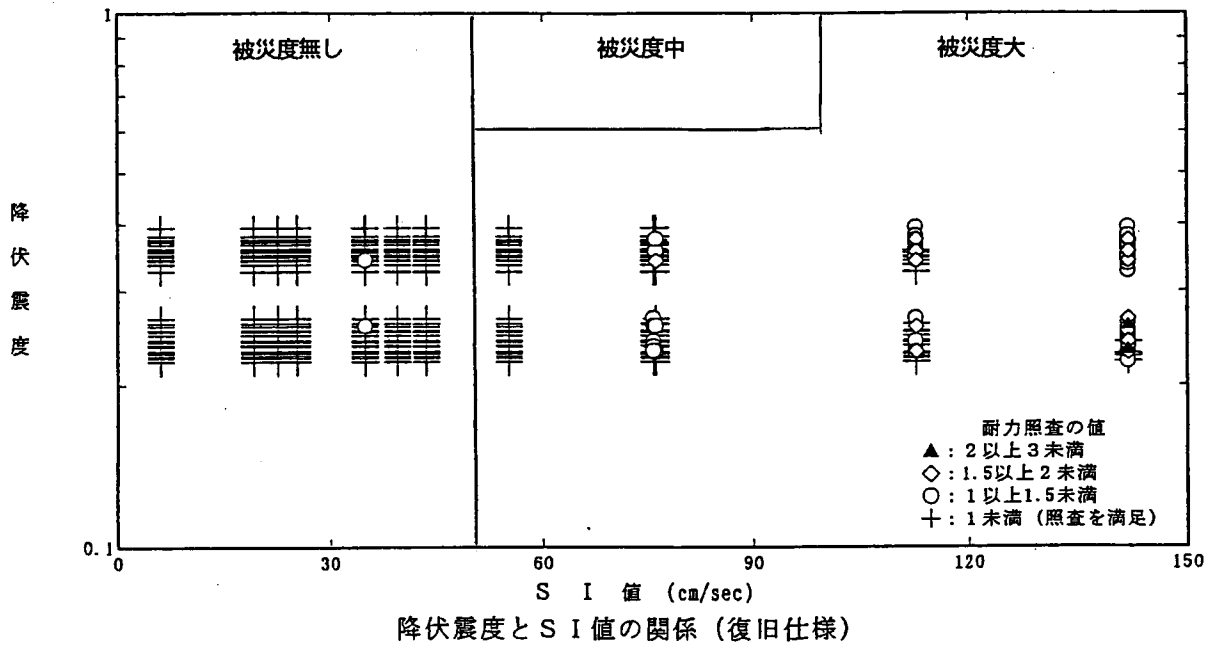
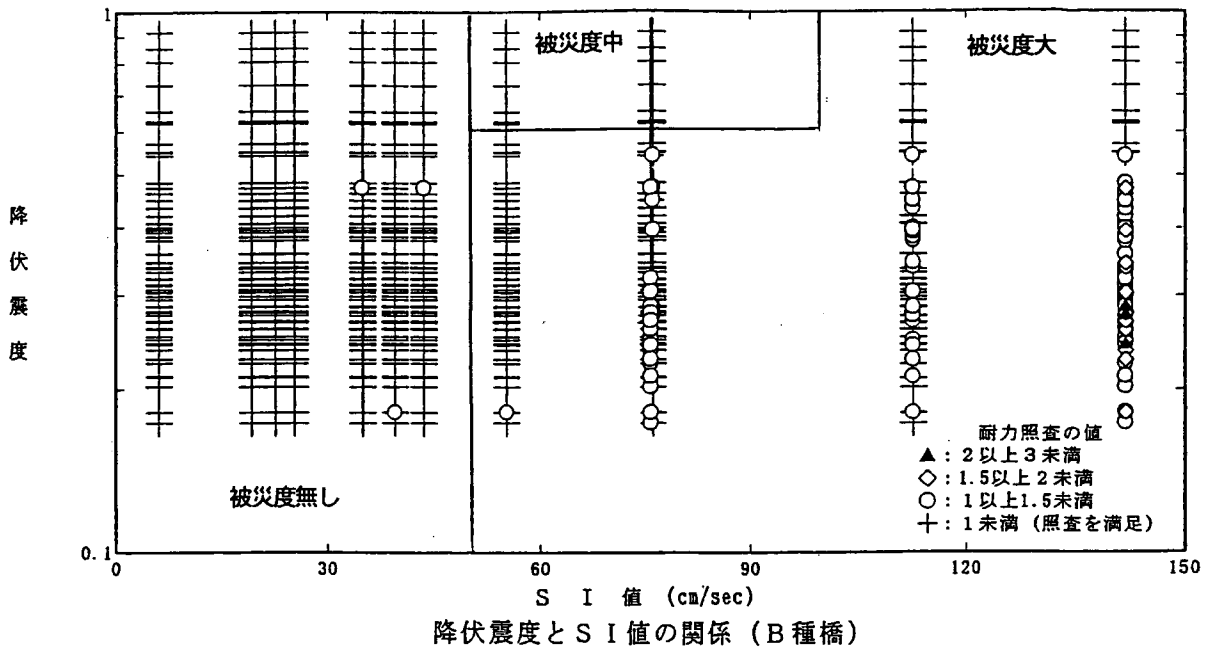


図-2.18(1)降伏震度とS I 値の関係 (耐力照査) (その1)



(図中に示す被災度については、表-2.16を参照のこと)

$$\text{降伏震度: } K_y = \frac{P_y}{W_u + 0.5W_p}$$

P_y : 降伏耐力, W_u : 上部構造重量, W_p : 躯体重量

耐久照査: PNL/P_a

PNL : 最大耐力

$$P_a: \text{許容耐力} \left(P_a = P_y + \frac{P_u - P_y}{1.5} \right)$$

P_y : 降伏耐力

P_u : 終局耐力

図-2.18(2)降伏震度と S I 値の関係 (耐久照査) (その2)

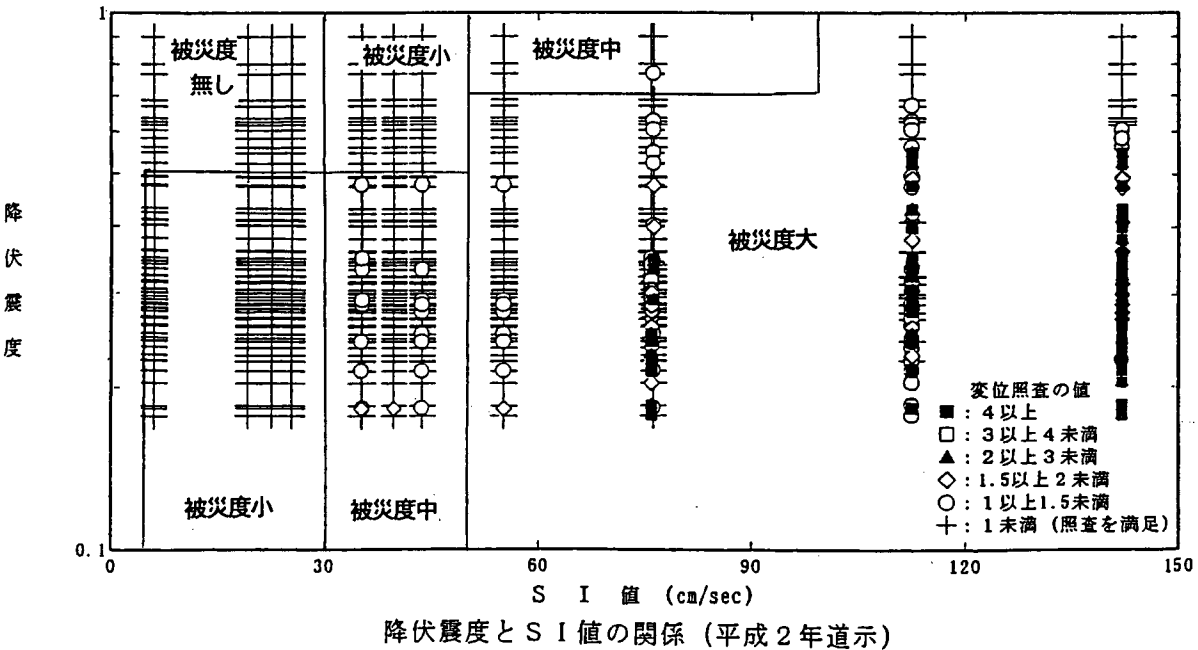
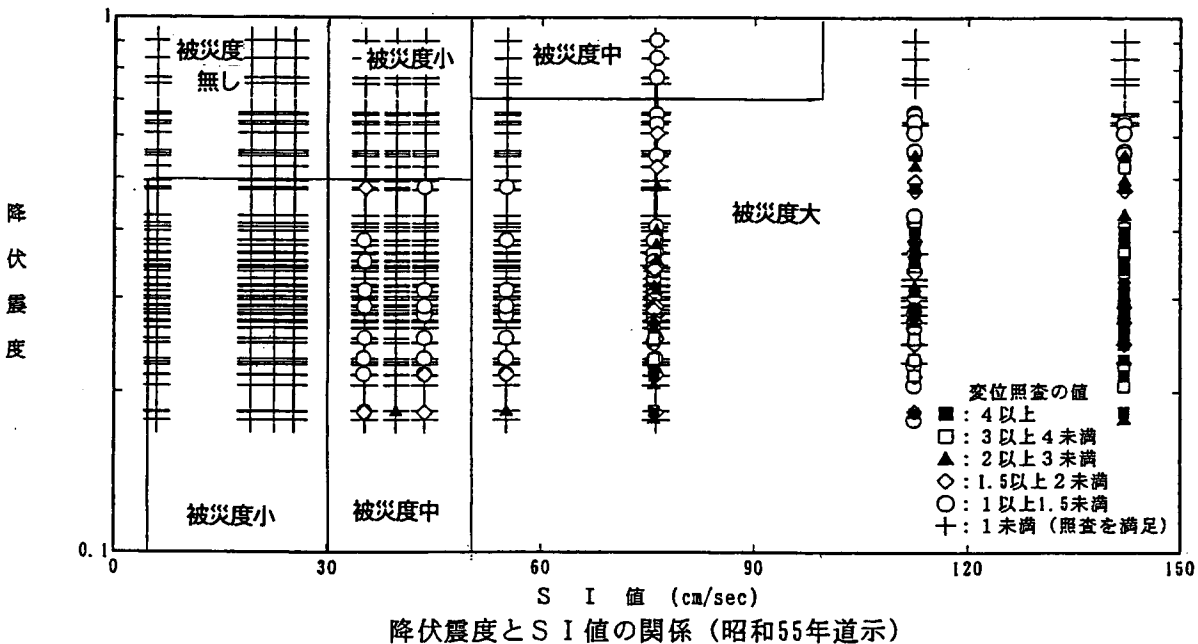
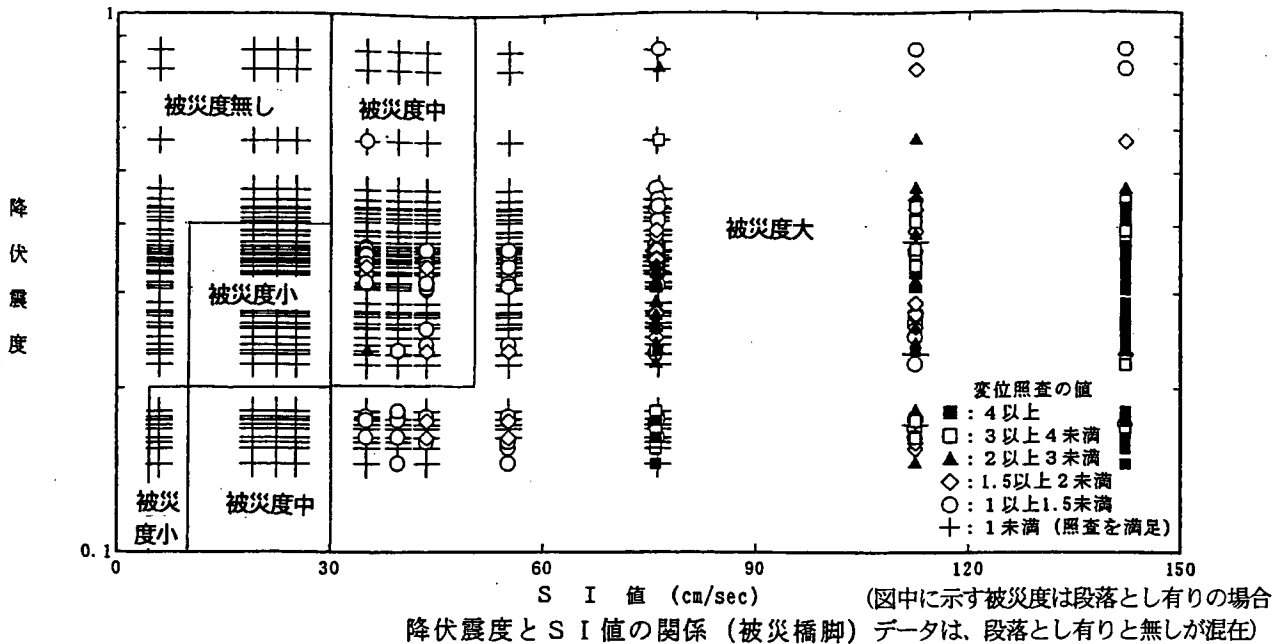
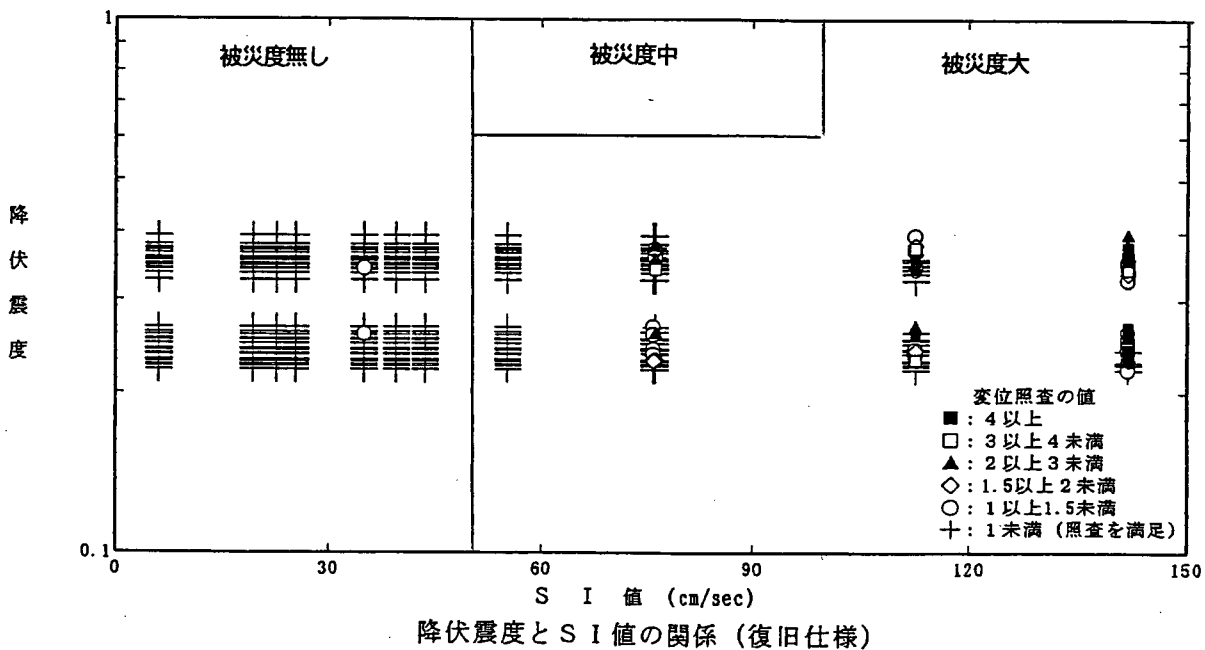
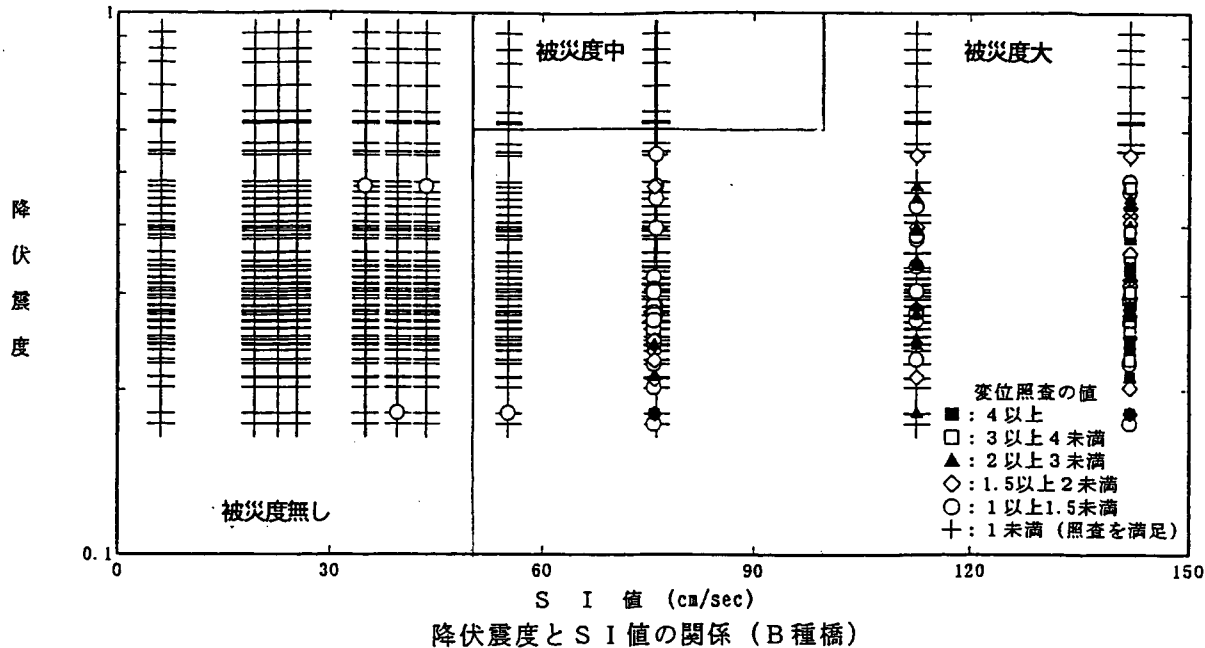


図-2.19(1)降伏震度とS I 値の関係 (変位照査) (その1)



(図中に示す被災度については、表-2.16 を参照のこと)

$$\text{降伏震度: } Ky = \frac{Py}{Wu + 0.5Wp}$$

Py : 降伏耐力, Wu : 上部構造重量, Wp : 躯体重量

変位照査: $\mu NL / \mu a$

μNL : 応答塑性率

$$\mu a: \text{許容塑性率} \left(\mu a = 1 + \frac{\delta u - \delta y}{1.5 \delta y} \right)$$

δy : 降伏耐力

δu : 終局耐力

図-2.19(2) 降伏震度と S I 値の関係 (変位照査) (その 2)

新たに追加された試設計結果を加え、再度、各パラメータの予測結果を検討した。検討結果の1例として、復旧仕様（橋軸方向）について図-2.20 に示す。降伏剛性や等価固有周期の予測精度はデータ数を増やすことにより向上したが、降伏震度の予測精度は他の二つの量に比較してばらつきがみられる。しかし、解析結果を加える前よりは、確実に予測精度が向上している。よって、解析結果を加えた図より得られた回帰式をRC橋脚の耐震性能の予測式として採用することにした。採用した予測式の一覧を表-2.7 に示した。

2.2.4 橋梁の被災予測ルールの検討

橋梁の被災予測は、輸送機能の判定がその最終目的となる。図-2.21 に判定フローを示す。フロー中に示された各要素の被災判定予測は、以下の予測ルールによって実施される。

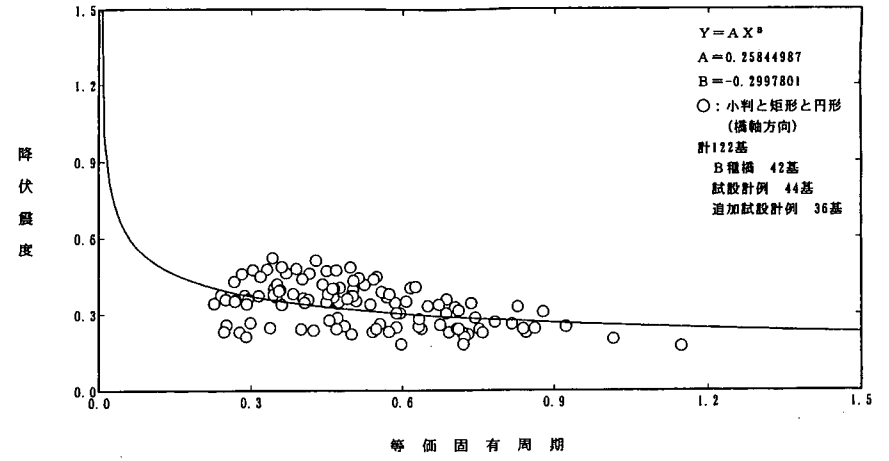
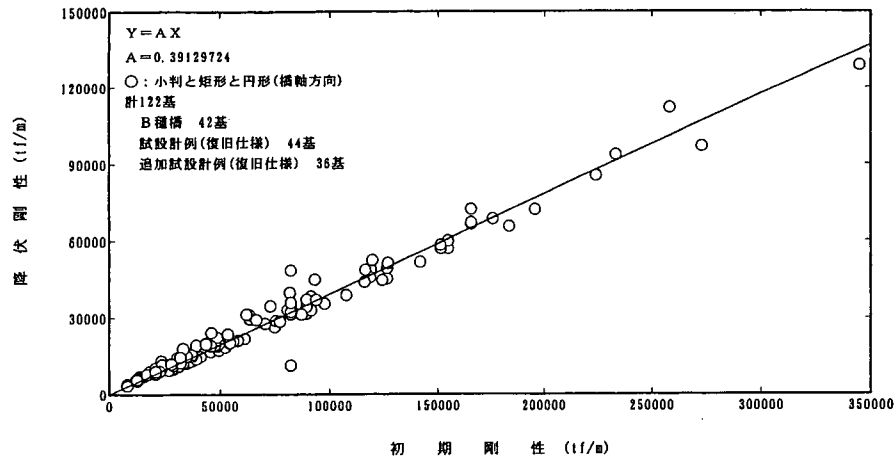
- ①RC橋脚の被災予測は表-2.8 に示すように、曲げ破壊に対する被災判定を「SI値と降伏震度の関係」から行う。降伏震度とSI値および損傷モードの関係は、表-2.14 に、降伏震度の予測は表-2.7 による。せん断破壊に対する被災判定は、せん断破壊を起こしやすいRC橋脚をせん断支間比と適用示方書から絞り込み「SI値 $\geq 50\text{cm/sec}$ のときせん断破壊する」とした。
- ②鋼製橋脚の被災予測は表-2.9 に示すように、「昭和46年より前の設計基準によって設計された橋脚はSI値 $\geq 50\text{cm/sec}$ のとき甚大な被害が生じる」とした。これは、鋼製橋脚に対する座屈関連規定の充実度合いを考慮したものである。
- ③支承の被災予測は表-2.10 に示すように、「SI値 $\geq 50\text{cm/sec}$ のとき支承の破壊が桁の落下や段差の起点となる」とした。但し、ゴム支承や免震支承を用いた場合は、桁の落下は生じないとした。
- ④落橋防止構造の被災予測は表-2.11 に示すように、「SI値 $\geq 50\text{cm/sec}$ のとき落橋防止構造の取付部や落橋防止構造そのものが破壊する」とした。
- ⑤上部構造の被災予測は表-2.12 に示すように、「SI値 $\geq 50\text{cm/sec}$ のとき車両の走行が不可能となるような段差・離れ・ズレが生じる」とした。尚、桁の被害は、支承や橋脚および落橋防止構造の被害による2次災害とした。
- ⑥基礎構造の被災予測は表-2.13 に示すように、「SI値 $\geq 50\text{cm/sec}$ のとき水際線に近い（ $\leq 100\text{m}$ ）基礎は、側方流動による残留変位が生じる」とした。

被災予測を行う場合の各橋梁の諸元は、震災点検結果のデータベースを利用する。表-2.15 は、震災点検における橋梁に関するデータの記入表である。これより、震災点検の項目から適用示方書、有効幅員、支間長、上部構造形式、下部構造形式、橋脚の躯体形状に関する情報を得ることがわかる。図-2.22 は、震災点検データベースから得られるデータとそれを用いたRC橋脚の被災判定までの流れを示したものである。

2.2.5 橋梁の被災予測ルール

検討結果を整理し、表-2.16 に示す被災マトリックスを作成した。内容は以下の通りである。

- ①RC橋脚（曲げ破壊）…RC橋脚は橋梁部材のうちで最も体系的に耐震設計がなされている部材で、その耐震性を最も計量化しやすい。本システムは過去の設計例（249基）に対して動的解析を行い、地震動強さ（SI値）と構造諸元（寸法・重量）と被害程度の間関係を算出し、結果に従って閾値を設定した。
- ②RC橋脚（せん断破壊）…せん断破壊が曲げ破壊よりも先行するかどうかをせん断支間比と設



初期剛性: $K_0 = \frac{3EI}{Hp^3}$, 降伏剛性: $K_y = \frac{Py}{\delta y}$

等価固有周期: $T_y = 2.01\sqrt{\delta}$
 $(\delta = W/K_y, W = W_u + 0.3W_p)$

推定式 I : 初期剛性と降伏剛性の関係

$K_y = \alpha K_0$
 α : 回帰係数

推定式 II : 等価固有周期と降伏震度の関係

$K_h y = \beta T_y^\gamma$
 β, γ : 回帰係数

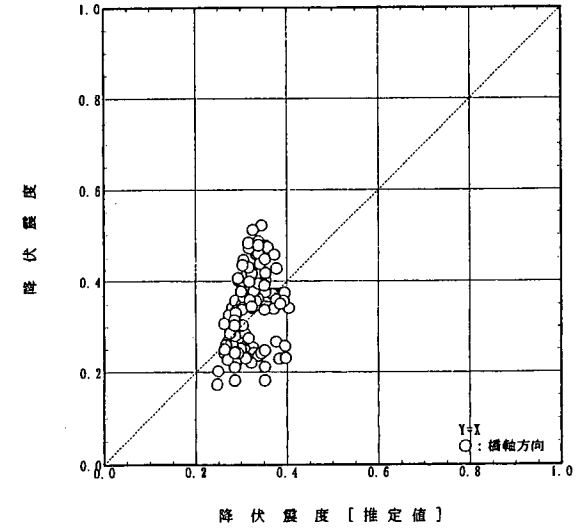
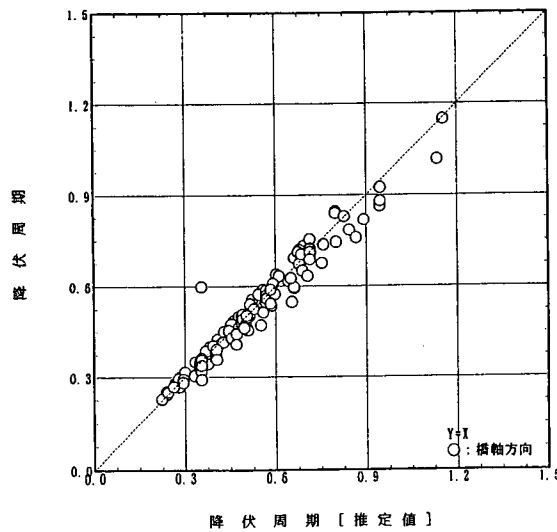
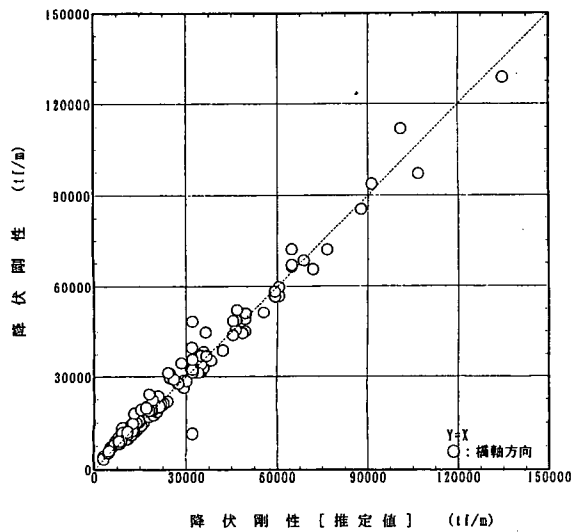


図-2.20 回帰線と推定値 [B種橋 42基と試験計例 44基と追加試験計例 36基
 (3径間連続1点固定と2点固定): 復旧仕様(橋軸方向)]

表-2.7 推定式の回帰係数

耐震基準	橋軸方向				直角方向			
	ケース数	推定式 I	推定式 II		ケース数	推定式 I	推定式 II	
		α	β	γ		α	β	γ
① 昭和55年以前（被災橋脚含む）	51	0.39	0.23	-0.463	107	0.36	0.23	-0.857
② 昭和55年道路橋示方書	78	0.39	0.25	-0.328	78	0.30	0.26	-0.796
③ 平成2年道路橋示方書	78	0.39	0.25	-0.277	78	0.32	0.22	-0.952
④-1 復旧仕様	80	0.39	0.28	-0.240	40	0.39	0.24	-0.925
④-2 復旧仕様（B種橋含む）	122	0.39	0.26	-0.300	82	0.35	0.26	-0.801
⑤ 平成8年道路橋示方書	18	0.41	0.33	-0.484	18	0.41	0.32	-0.611

推定式 I : $K_y = \alpha K_o$

K_o : 初期剛性

K_y : 降伏剛性

α : 回帰係数

初期剛性 → 降伏剛性の推定

推定式 II : $K_{hy} = \beta T_y^{\gamma}$

K_{hy} : 降伏震度

T_y : 等価固有周期

β, γ : 回帰係数

等価固有周期 → 降伏震度の推定

橋脚に関する被災判定



支承に関する被災判定



落橋防止構造に関する被災判定



上部構造に関する被災判定



基礎構造に関する被災判定



被災判定	損傷モード	判定
大	① R C 橋脚の鉄筋のはらみ出しや破断 ⇒せん断破壊⇒傾斜・倒壊	
	② 鋼製橋脚の溶接や母材の割れ ⇒傾斜・倒壊	
	③ 落橋防止構造の破壊 ⇒桁落ち	
	④ 地盤流動による基礎の傾斜や移動 ⇒傾斜・桁落ち	
中	⑤ R C 橋脚のかぶり剥離	
	⑥ 鋼製橋脚の局部座屈	
	⑦ 桁の座屈, 沈下	
	⑧ 支承の鉛直指示能力の消失	
	⑨ 落橋防止構造の損傷	
	⑩ 基礎本体のクラック	
小	⑪ 桁端部の損傷	
	⑫ 支承の損傷	



橋梁の輸送機能に対する判定

図-2.21 橋梁の輸送機能の判定フロー

表-2.8 地震動強度～被災事例～被災推定ルール（案）：RC橋脚

地震名	観測地点名	SI値 (cm/s)	過去の損傷状況	SI値 (cm/s)	被災推定ルール			
1968. 5. 16 十勝沖地震	幌満橋周辺地盤上	0.0 6.05 10.0	主鉄筋段落し部の曲げ破壊。	0.0 10.0 20.0 30.0	<p><曲げ破壊></p> <p>断面寸法より初期剛性K_0と躯体重量W_0の算出</p> <p>↓</p> <p>降伏剛性K_yの推定 $K_y = \alpha \cdot K_0$</p> <p>↓</p> <p>等価固有周期T_yの推定 $T_y = 2.01 \sqrt{\delta_y}$ $\delta_y = \frac{W_u + 0.3W_0}{K_y}$</p> <p>↓</p> <p>降伏震度$K_{ny}$の推定 $K_{ny} = \beta T_y'$</p> <p>↓</p> <p>SIとK_{ny}の関係より被災判定</p>			
1983. 5. 26 日本海中部	七峰橋周辺地盤上	19.22				40.0		
1995. 1. 17 兵庫県南部 1978. 6. 12 宮城県沖 1968. 4. 1 日向灘沖	松ノ浜P23 開北橋周辺地盤上 板島橋周辺地盤上	20.0 22.56 25.28 25.39				50.0		
1968. 5. 16 十勝沖 1968. 5. 16 愛媛県西部沿岸 1968. 5. 16 八戸港	新石狩大橋周辺地盤上 板島橋周辺地盤上 八戸港	30.0 34.95 35.07 39.61				60.0		
1983. 5. 26 日本海中部	津軽大橋周辺地盤上	40.0 43.67				70.0		
1995. 1. 17 兵庫県南部	尼崎高架橋	50.0 55.23		主鉄筋段落し部の曲げ破壊、曲げ破壊を起点としたせん断破壊		80.0	<p><せん断破壊></p> <p>せん断支間比$=H/D$ H:躯体高さ D:着目方向幅</p> <p>↓</p> <p>H/D < 3 ?</p> <p>No → END</p> <p>Yes → 昭和55年より前の示方書を適用 ?</p> <p>No → END</p> <p>Yes → SI ≥ 50以上のときせん断破壊</p>	
1995. 1. 17 兵庫県南部 1993. 1. 15 釧路沖	東神戸大橋 釧路気象台	60.0 70.0 75.81 76.11						90.0
1995. 1. 17 兵庫県南部	神戸海洋気象台	80.0 90.0 100.0 110.0						100.0
1995. 1. 17 兵庫県南部	J R 鷹取駅	110.0 112.69 120.0 130.0						110.0
1995. 1. 17 兵庫県南部	J R 鷹取駅	120.0 130.0 140.0 142.02						120.0
1995. 1. 17 兵庫県南部	J R 鷹取駅	130.0 140.0 142.02			130.0			
1995. 1. 17 兵庫県南部	J R 鷹取駅	140.0 142.02			140.0			
備考	適用示方書が古いほど、被災を受ける確度が高い。 不静定構造物は対象外、相対的に耐震性は高いと判断。							

表-2.9 地震動強度～被災事例～被災推定ルール (案) : 鋼製橋脚

地震名	観測地点名	SI値 (cm/s)	過去の損傷状況	SI値 (cm/s)	被災推定ルール	
1968. 5. 16 十勝沖地震	幌滴橋周辺地盤上	0.0 6.05	鋼製橋脚の被災事例無し。	0.0 10.0	補剛版の基準耐荷力曲線の規定がない1971年より前の設計基準によるものは、局部座屈が生じる。	
1983. 5. 26 日本海中部	七峰橋周辺地盤上	19.22		20.0		
1995. 1. 17 兵庫県南部 1978. 6. 12 宮城県沖 1968. 4. 1 日向灘沖	松ノ浜P23 開北橋周辺地盤上 板島橋周辺地盤上	22.56 25.28 25.39		30.0		
1968. 5. 16 十勝沖 1968. 愛媛県西部沿岸 1968. 5. 16 八戸港	新石狩大橋周辺地盤上 板島橋周辺地盤上 八戸港	34.95 35.07 39.61		40.0		
1983. 5. 26 日本海中部	津軽大橋周辺地盤上	43.67		50.0		
1995. 1. 17 兵庫県南部	尼崎高架橋	55.23		60.0		古い設計基準のものは、圧壊したものがあがるが、多くは局部座屈、せん断座屈、アンカーボルトの伸び、傾斜が生じている。 補剛版の基準耐荷力曲線の規定が盛り込まれた1971年以後のものは、局部座屈アンカーボルトの伸び、傾斜が生じる。
1995. 1. 17 兵庫県南部 1993. 1. 15 釧路沖	東神戸大橋 釧路気象台	75.81 76.11		80.0		
		80.0		90.0		
		90.0		100.0		
		100.0		110.0		
1995. 1. 17 兵庫県南部	神戸海洋気象台	112.69	120.0			
		120.0	130.0			
		130.0	140.0			
1995. 1. 17 兵庫県南部	J R 鷹取駅	140.0 142.02	140.0			
備考	適用設計基準が古いほど、被災を受ける確度が高い。十分な高さまでにコンクリート充填された鋼製橋脚は、被害無しと考える。不静定構造は対象外、相対的に耐震性は高いと判断。					

表-2.10 地震動強度～被災事例～被災推定ルール (案) : 支承

地震名	観測地点名	SI値 (cm/s)	過去の損傷状況	SI値 (cm/s)	被災推定ルール	
1968. 5. 16 十勝沖地震	幌満橋周辺地盤上	0.0	<ul style="list-style-type: none"> ・損傷がない。 ・耐荷力に影響がない極めて軽微な損傷。例えば、ソールプレートのごく僅かな変形、セットボルトの僅かなゆるみ、移動制限装置の小変形。 	0.0	<ul style="list-style-type: none"> ・損傷がないか、あっても耐荷力に影響の無い極めて軽微な損傷。 	
1983. 5. 26 日本海中部	七峰橋周辺地盤上	6.05		10.0		
1995. 1. 17 兵庫県南部	松ノ浜P23 開北橋周辺地盤上 板島橋周辺地盤上	19.22		20.0		
1978. 6. 12 宮城県沖		22.56		30.0		
1968. 4. 1 日向灘沖		25.28				
1968. 5. 16 十勝沖	新石狩大橋周辺地盤上 板島橋周辺地盤上 八戸港	25.39	<ul style="list-style-type: none"> ・上沓、下沓が変形。 ・セットボルトのゆるみ。 ・移動制限装置に変形もしくは亀裂が生じる。 ・沓座コンクリート・沓座モルタルに亀裂が生じる。 ・僅かな層間剥離、層間ずれ、変形を生じる。 ・上沓ストッパーの破断。 	30.0	<ul style="list-style-type: none"> ・支承に損傷を受けるが、それが桁の落下や、段差の起点となることはない。 	
1968. 5. 16 十勝沖		34.95		40.0		
1968. 5. 16 十勝沖		35.07		40.0		
1983. 5. 26 日本海中部	津軽大橋周辺地盤上	39.61	50.0			
1995. 1. 17 兵庫県南部	尼崎高架橋	43.67	<ul style="list-style-type: none"> ・セットボルトの破断。 ・アンカーボルトの破断。 ・ソールプレート、ボス部の被害。 ・沓屈コンクリートが破壊。 ・ピンの切断。 ・上沓のストッパーの破断。 	50.0		<ul style="list-style-type: none"> ・支承の破壊が生じる。また、支承の破壊が桁の落下や段差の起点となることがある。
		55.23		60.0		
		60.0		70.0		
		70.0		70.0		
1995. 1. 17 兵庫県南部	東神戸大橋 釧路気象台	75.81	<ul style="list-style-type: none"> ・ローラーの抜け出し。 ・アンカーボルトの抜け出し。 	80.0		
1993. 1. 15 釧路沖		76.11		80.0		
		80.0		90.0		
1995. 1. 17 兵庫県南部	神戸海洋気象台	90.0	<ul style="list-style-type: none"> ・上沓のストッパーの破断。 	90.0		
		100.0		100.0		
		110.0		110.0		
		112.69		110.0		
1995. 1. 17 兵庫県南部	J R 鷹取駅	120.0		120.0		
		130.0		130.0		
		140.0		140.0		
		142.02		140.0		
備考	適用設計基準が古いほど、被災を受ける確度は高い。 ゴム支承や免震支承の場合は、上記の被災程度がワンランク軽い					

表-2.11 地震動強度～被災事例～被災推定ルール（案）：落橋防止構造

地震名	観測地点名	SI値 (cm/s)	過去の損傷状況	SI値 (cm/s)	被災推定ルール		
1968. 5. 16 十勝沖地震	幌満橋周辺地盤上	0.0 6.05	・落橋防止構造が設置されている場合は、移動制限装置を除けば機能している。	0.0 10.0	・移動制限装置を除けば、落橋防止構造の損傷は無し。		
1983. 5. 26 日本海中部	七峰橋周辺地盤上	19.22		20.0			
1995. 1. 17 兵庫県南部 1978. 6. 12 宮城県沖 1968. 4. 1 日向灘沖	松ノ浜P23 開北橋周辺地盤上 板島橋周辺地盤上	22.56 25.28 25.39		30.0			
1968. 5. 16 十勝沖 1968. 5. 16 愛媛県西部沿岸 1968. 5. 16 八戸港	新石狩大橋周辺地盤上 板島橋周辺地盤上 八戸港	34.95 35.07 39.61		40.0			
1983. 5. 26 日本海中部	津軽大橋周辺地盤上	43.67		50.0			
1995. 1. 17 兵庫県南部	尼崎高架橋	55.23		60.0		・落橋防止構造の取付部や落橋防止構造そのものが破壊しており、桁の落下も生じている。	・落橋防止構造の取付部や落橋防止構造そのものが破壊。
1995. 1. 17 兵庫県南部 1993. 1. 15 釧路沖	東神戸大橋 釧路気象台	75.81 76.11		80.0			
1995. 1. 17 兵庫県南部	神戸海洋気象台	110.0 112.69		110.0			
1995. 1. 17 兵庫県南部	J R 鷹取駅	140.0 142.02		140.0			
備考		適用設計基準が古いほど、被災を受ける確度は高い。					

表-2.13 地震動強度～被災事例～被災推定ルール（案）：上部構造

地震名	観測地点名	SI値 (cm/s)	過去の損傷状況	SI値 (cm/s)	被災推定ルール
1968. 5. 16 十勝沖地震 1983. 5. 26 日本海中部 1995. 1. 17 兵庫県南部 1978. 6. 12 宮城県沖 1968. 4. 1 日向灘沖 1968. 5. 16 十勝沖 1968. 愛媛県西部沿岸 1968. 5. 16 八戸港 1983. 5. 26 日本海中部	幌満橋周辺地盤上 七峰橋周辺地盤上 松ノ浜P23 開北橋周辺地盤上 板島橋周辺地盤上 新石狩大橋周辺地盤上 板島橋周辺地盤上 八戸港 津軽大橋周辺地盤上	0.0	・車両の走行性を妨げるほどの段差・離れ・ズレは生じていない。	0.0	・車両の走行性を妨げるほどの段差・離れ・ズレは生じていない。
		6.05			
		10.0			
		19.22			
		20.0			
		22.56			
		25.28			
		25.39			
		30.0			
		34.95			
35.07					
39.61					
40.0					
43.67					
50.0					
1995. 1. 17 兵庫県南部 1995. 1. 17 兵庫県南部 1993. 1. 15 釧路沖 1995. 1. 17 兵庫県南部	尼崎高架橋 東神戸大橋 釧路気象台 神戸海洋気象台 J R 鷹取駅	55.23	・車両の走行が不可能となるような段差・離れ・ズレが生じている。但し、多くは、2次的な被害。	60.0	・基準に対しては、車両の走行性が不可能となるような段差・離れ・ズレが生じている。
		60.0			
		70.0			
		75.81			
		76.11			
		80.0			
		90.0			
		100.0			
		110.0			
		112.69			
120.0					
130.0					
140.0					
142.02					
備考	適用設計基準が古いほど、被災を受ける確度は高い。				

表-2.13 地震動強度～被災事例～被災推定ルール（案）：基礎（主に杭基礎）

地震名	観測地点名	SI値 (cm/s)	過去の損傷状況	SI値 (cm/s)	被災推定ルール
1968. 5. 16 十勝沖地震	幌満橋周辺地盤上	0.0 6.05	・基礎の損傷なし。	0.0	・基礎の損傷なし。
1983. 5. 26 日本海中部	七峰橋周辺地盤上	10.0 19.22		10.0	
1995. 1. 17 兵庫県南部	松ノ浜P23	20.0 22.56		20.0	
1978. 6. 12 宮城県沖	開北橋周辺地盤上	25.28		25.28	
1968. 4. 1 日向灘沖	板島橋周辺地盤上	25.39		25.39	
1968. 5. 16 十勝沖	新石狩大橋周辺地盤上	30.0 34.95		30.0	
1968. 5. 16 愛媛県西部沿岸	板島橋周辺地盤上	35.07		35.07	
1968. 5. 16 八戸港	八戸港	39.61		39.61	
1983. 5. 26 日本海中部	津軽大橋周辺地盤上	40.0 43.67		40.0	
1995. 1. 17 兵庫県南部	尼崎高架橋	50.0 55.23		・基礎に曲げクラックが生じる。 ・水際線に近い（≤100m）基礎は、側方流動による残留変位が生じる。	
1995. 1. 17 兵庫県南部	東神戸大橋 釧路気象台	60.0	60.0		
1993. 1. 15 釧路沖		70.0	70.0		
		75.81	75.81		
		76.11	76.11		
		80.0	80.0		
		90.0	90.0		
1995. 1. 17 兵庫県南部	神戸海洋気象台	110.0 112.69	110.0		
		120.0	120.0		
		130.0	130.0		
1995. 1. 17 兵庫県南部	J R 鷹取駅	140.0 142.02	140.0		
備考	適用設計基準が古いほど、被災を受ける確度は高い。 ケーソン基礎等の損傷は杭基礎に比べて小さいと判断。				

表-2.14 地震動強度と降伏震度及び被災判定

適用示方書	地震動強度 S I 値	降伏震度	損傷モード
昭和55年 道路橋示方書 より前	0~30	0.2以下	R C 橋脚のかぶり剥離
	30~50	0.2以下	R C 橋脚の鉄筋のはらみ出しや破断
	30~50	0.2~0.4以下	R C 橋脚のかぶり剥離
	50以上	—	R C 橋脚の鉄筋のはらみ出しや破断
昭和55年 道路橋示方書	30~50	0.5以下	R C 橋脚のかぶり剥離
	50以上	0.7以下	R C 橋脚の鉄筋のはらみ出しや破断
平成2年 道路橋示方書	30~50	0.5以下	R C 橋脚のかぶり剥離
	50以上	0.7以下	R C 橋脚の鉄筋のはらみ出しや破断
復旧仕様 (平成7年)	50以上	0.6以下	R C 橋脚の鉄筋のはらみ出しや破断

表-2.15 橋梁データ記入票

施設管理番号

データ項目		下部構造名称									
(1) 共通諸元項目	①橋長										
	②有効幅員	左側歩道等幅員									
		右側歩道等幅員									
		車道部幅員									
	③径間数										
	④支間長										
	⑤上部構造形式-1：材料区分										
	⑥上部構造形式-2：桁形式区分										
	⑦上部構造形式-3：構造形式										
	⑧適用示方書（上部構造）										
	⑨斜角	起点側									
		終点側									
	⑩最小曲率半径（曲線橋）										
	⑪交角（曲線橋）										
	⑫下部構造形式	当初設計									
		最終段階									
	⑬適用示方書（下部構造）	当初設計									
		最終段階									
	⑭支承構造	起点側									
		終点側									
⑮基礎形式											
⑯適用示方書（基礎構造）											
⑰地盤種別											
⑱橋脚の躯体形状	h（高さ）										
	a（直角方向幅）										
	b（橋軸方向幅）										
⑲橋脚のフーチング形状	B（橋軸方向幅）										
	L（直角方向幅）										
	Fh（厚さ）										
(2) 液状化（流動化を含む）	①ボーリング資料の有無										
	②液状化対策の履歴										
	③液状化の発生の可能性										
	④埋立地における護岸、堤防、岸壁からの距離	①									
②											
(3) 橋脚（鋼製・RC・合成構造）	①補強・照査レベル										
	②断面変化の有無										
	③鋼製橋脚の板厚										
(4) 落橋防止構造	①SEの実長										
	②SEの必要長										
	③落橋防止構造の種類	起点側									
		終点側									
	④落橋防止構造の設計仕様	起点側									
		終点側									
⑤支承部高（鋼製支承の場合）	H1										
	H2										

※7 径間以上の橋梁については本記入票を複数枚使用し、必ず径間ごと、下部構造ごとのデータを記入するものとする。

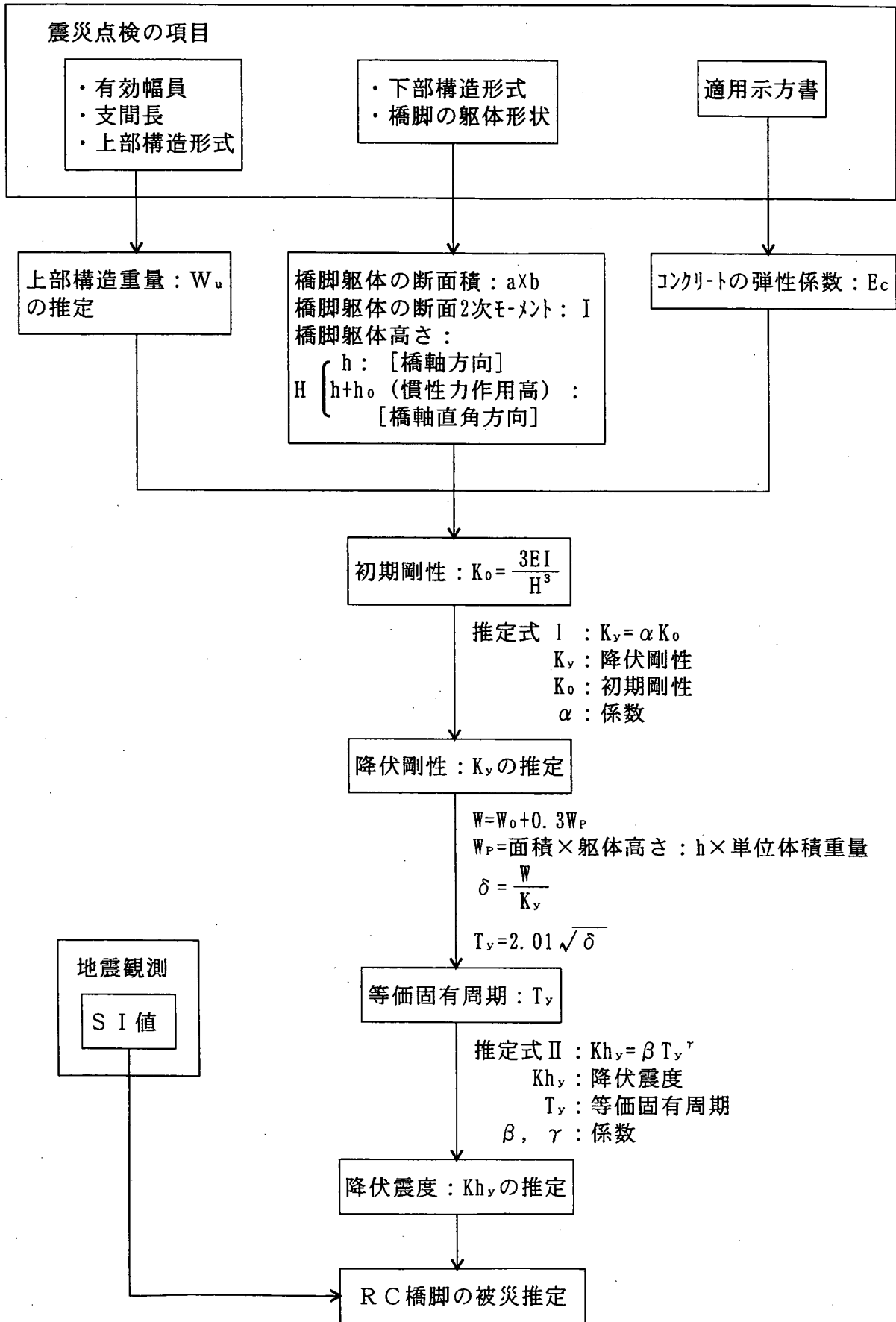


図-2.22 RC橋脚の被災推定算出（案）

計年次をもとに判断する。せん断支間比が3以下で昭和55年より前の示方書を適用している橋梁についてはせん断破壊の可能性ありとして、SI値が50を越えた場合には被災度大と判断する。

- ③鋼製橋脚…橋脚の有する耐力を簡便に把握することが難しいため、兵庫県南部地震における被害事例に基づき、1971年より前の設計基準によるものについてはSI値30以上で、また1971年以後の設計基準によるものについてはSI値50以上でそれぞれ被災度大と判断する。
- ④支承…支承に作用する地震力を予測することが困難で、解析的に被災度を予測することが難しいため、支承の閾値は既往の被災事例に基づき設定した。SI値が50を越えた箇所で支承の破壊が生じていた事例を鑑み、これを被災度大の閾値とした。また、被災度中と被災度小は支承の高さによる影響の大きさを反映するために50cm以上か以下かで分類した。
- ⑤基礎（流動化）…基礎が地震力によって被災し、橋梁としての機能を阻害した事例はこれまでのところ報告されていない。しかし、兵庫県南部地震において、液状化に伴う地盤流動の発生によって、橋梁全体として中程度の被害を被った事例が多数報告されている。これを鑑み、水際線に近接し(100m以内)、かつ作用した地震動に基づいて計算された P_L 値が20を越える地点に存在する基礎については、被災度中と判断する。

なお、各被災度の橋梁の輸送機能に対する判定は、以下の通りである。

- ・被災度大：長期間車両の通行が不可となる可能性がある。
- ・被災度中：応急対策を施すことにより、ある程度の期間で車両の通行が可能。
- ・被災度小：応急対策を施すことにより、比較的短期間で車両の通行が可能。
- ・被災度なし：車両の通行のために対策を施す必要なし。

表-2.16 被災度判定表

対象部材	適用示方書	分類項目	SATURNにおける判定区分				
			被災度大	被災度中	被災度小	被災度無し	
RC橋脚 (曲げ破壊)	適用示方書 昭和55年以前	段落とし 有り	$0.2 \geq khy$	$SI > 30$	$30 \geq SI > 10$	$10 \geq SI > 5$	$5 \geq SI$
			$0.4 \geq khy > 0.2$	$SI > 50$	$50 \geq SI > 30$	$30 \geq SI > 10$	$10 \geq SI$
			$khy > 0.4$	$SI > 50$	$50 \geq SI > 30$	-	$30 \geq SI$
		無し	$0.5 \geq khy$	$SI > 50$	$50 \geq SI > 30$	$30 \geq SI > 5$	$5 \geq SI$
			$0.7 \geq khy > 0.5$	$SI > 50$	-	$50 \geq SI > 30$	$30 \geq SI$
			$khy > 0.7$	$SI > 100$	$100 \geq SI > 50$	$50 \geq SI > 30$	$30 \geq SI$
	昭和55年	-	$0.5 \geq khy$	$SI > 50$	$50 \geq SI > 30$	$30 \geq SI > 5$	$5 \geq SI$
			$0.7 \geq khy > 0.5$	$SI > 50$	-	$50 \geq SI > 30$	$30 \geq SI$
	平成2年	-	$khy > 0.7$	$SI > 100$	$100 \geq SI > 50$	$50 \geq SI > 30$	$30 \geq SI$
			$0.5 \geq khy$	$SI > 50$	$50 \geq SI > 30$	$30 \geq SI > 5$	$5 \geq SI$
	復旧仕様以降	-	$0.7 \geq khy > 0.5$	$SI > 50$	-	$50 \geq SI > 30$	$30 \geq SI$
			$khy > 0.7$	$SI > 100$	$100 \geq SI > 50$	$50 \geq SI > 30$	$30 \geq SI$
	RC橋脚 (せん断破壊)	適用示方書 昭和55年及びそれ以前	せん断支間比 $h/d < 3$	$SI > 50$	$50 \geq SI > 30$	$30 \geq SI > 5$	$5 \geq SI$
				$SI > 100$	$100 \geq SI > 50$	-	$50 \geq SI$
鋼製橋脚	適用示方書	昭和55年以前	$SI > 50$	$50 \geq SI > 30$	$30 \geq SI > 5$	$5 \geq SI$	
		昭和55年	$SI > 50$	$50 \geq SI > 30$	$30 \geq SI > 5$	$5 \geq SI$	
		平成2年	$SI > 50$	$50 \geq SI > 40$	$40 \geq SI > 5$	$5 \geq SI$	
		復旧仕様以降	$SI > 100$	-	$100 \geq SI > 50$	$50 \geq SI$	
		形式	-	-	-	-	
支承	支承	免震支承(ゴム支承含む)	$SI > 140$	-	$140 \geq SI > 50$	$50 \geq SI$	
		金属支承(支承高50cm以下)	$SI > 140$	$140 \geq SI > 50$	$50 \geq SI > 20$	$20 \geq SI$	
		金属支承(支承高50cmより高)	$SI > 50$	-	$50 \geq SI > 20$	$20 \geq SI$	
		桁かかり長 桁かかり長が不足	$SI > 50$	-	$50 \geq SI > 20$	$20 \geq SI$	
基礎	設置条件	水際線から100m以内	-	$PL > 20$	-	$20 \geq PL$	