

1995年兵庫県南部地震における 3径間連続高架橋の被害分析

阿部雅人¹・柳野和也²・藤野陽三³・橋本哲子⁴

¹正会員 Ph. D. 東京大学助教授 大学院工学系研究科社会基盤工学専攻
(〒113-8656 東京都文京区本郷7-3-1)

²正会員 修士(工) 日本道路公団名古屋建設局豊田工事事務所(〒471-0831 愛知県豊田市司町4-16)

³フェロー会員 Ph. D. 東京大学教授 大学院工学系研究科社会基盤工学専攻
(〒113-8656 東京都文京区本郷7-3-1)

⁴正会員 博士(工) 日本学術振興会特別研究員(同上)

1995年兵庫県南部地震において阪神高速道路神戸線の高架橋脚は全般的に大きな被害を受けたが、3径間連続高架部の固定支承下の橋脚については、例外的に軽微な被害にとどまっているものが多くみられた。本研究ではこの事実に着目し、その主たる原因が支承の損傷にあると考えて被害分析を行った。まず、支承の耐震性能の評価手法を構築し、それによる耐震性能評価は実被害と整合的であり、妥当なものであることを示した。次に、3径間連続部の被害を力学的に説明することを目的として、支承を含めた3径間連続高架道路橋全体系の保有耐震性能を評価し、実被害との整合性を分析した。その結果、損傷順序および損傷方向を考慮することで、被害を保有耐震性能の観点から概ね整合的に理解することが可能になった。

Key Words : 1995 Hyogo-ken Nambu earthquake, 3-span continuous girder bridge, Hanshin Expressway, seismic damage, steel bearing, seismic capacity

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震により、阪神高速道路神戸線の高架橋に甚大な被害が発生した。この被害を説明するために、多くの分析や解析が実施されている。この中で阿部ら¹⁾は、図-1に示すような3径間連続高架道路橋の固定支承下の橋脚において被害が小さくなる傾向が存在することを指摘し、この原因として、固定支承の破断によって支承がヒューズ的に働いたとの定性的な推察を加えている。

高架橋の被害メカニズムを説明するためには、支承の地震時挙動を考慮に入れた構造システムとしての分析の必要性が指摘されている^{2), 3), 4)}。例えば、家村ら²⁾の研究では、支承が破断した後のモデルを数通り仮定して動的解析を行い、橋脚の被害レベルが変化し得ることを示している。そこでは、支承の耐力を評価する際に設計耐力が用いられている。しかし、金属支承の実被害パターンは多岐にわたっており、また、載荷実験も希少であることから、一概に設計耐力をもって支承の耐力とすることについては検討の余地があると思われる。

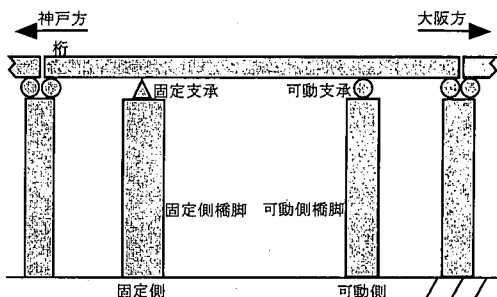


図-1 3径間連続高架道路橋

また、既往の研究では、解析の方向が橋軸方向に限定されており、橋軸直角方向についての議論はみられない。3径間連続橋では橋軸直角方向に被害を受けている橋脚、支承も数多く見られるため、橋軸・橋軸直角の両方向を含めた解析が必要であると思われる。

一方、支承の被害については、被害状況の調査や被害の要因に関する定性的な検討は行われているものの、多数の支承を対象に定量的に被害分析を行った例はない⁵⁾。そこで、本研究では、(1) 支承の保有耐震性能の評価方法を構築し、(2) それを取り入れて、阪神高速道路3号神戸線の3径間連続高架道路橋の被害を全体系の挙動の観点から理解する、

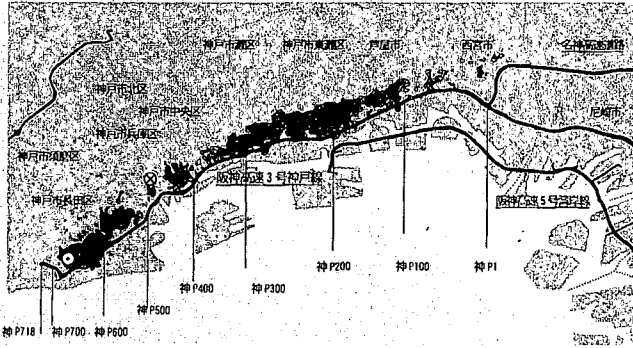


図-2 阪神高速道路3号神戸線

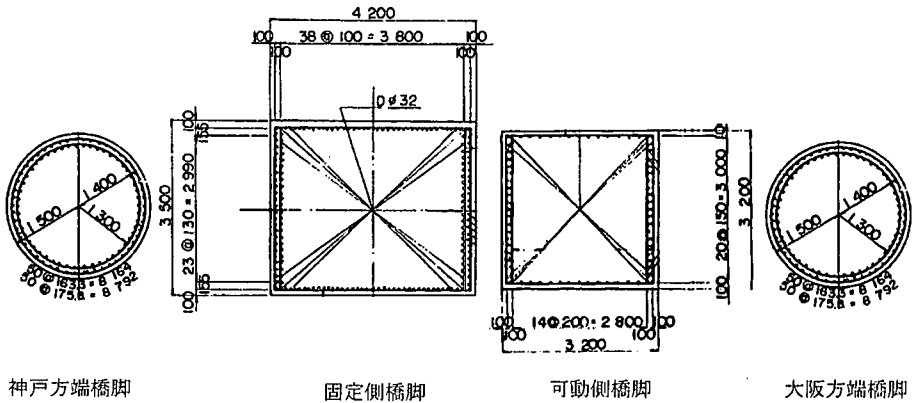


図-3 3径間連続高架橋の橋脚の断面の一例 (図内数字の単位はすべてミリメートル[mm])

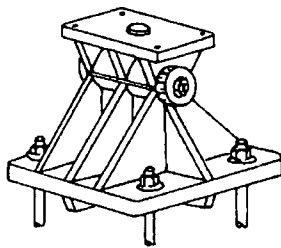


図-4 ピン支承

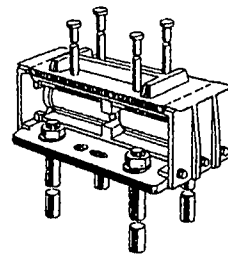


図-5 一本ローラー支承

という手順で、実際の被害を定量的に分析することを目的とした。なお、兵庫県南部地震以降耐震設計法は大幅に改訂されているが、実際の被害に基づいた詳細な分析を行うことで、既存橋の保有耐震性能評価の精緻化や、より一層高いレベルの信頼性・精度を有する耐震設計法構築へ向けての基礎的知見が得られるものと考えている。

2. 被害データの整理と統計的考察

(1) 分析対象

兵庫県南部地震発生当時、阪神高速道路3号神戸線全線(図-2)に3径間連続形式の高架橋が全部で64ユニット存在した。そのうち(1)阿部ら¹⁾の研究から、比較的地震動の入力が大きかったと考えられる西宮-摩耶間(橋脚番号P35~P350)に存在する、(2)1ユニット4橋脚の構造形式が共通してRC単柱橋脚で

表-1 分析対象の橋脚および支承の被害レベル

橋脚 通し番号	橋脚		支承	
	被害レベル	損傷方向	被害レベル	損傷方向
1-a	C	—	A	軸
1-b	C	—	A	軸
1-c	C	—	A	直
1-d	C*	軸	A	軸
2-a	A*	軸	A	判定不能
2-b	B*	直	A	軸
2-c	A _s *	軸	A	軸
2-d	A	両	B	軸
3-a	B*	両	A	判定不能
3-b	C*	軸	A	判定不能
3-c	C	—	A	軸
3-d	B*	両	B	判定不能
4-a	B*	両	C	—
4-b	A*	直	C	—
4-c	A _s	軸	A	軸
4-d	A*	両	C	—
5-a	B*	両	B	判定不能
5-b	C*	軸	A	判定不能
5-c	C	—	A	直
5-d	C*	両	A	判定不能
6-a	A	直	D	—
6-b	B*	両	B	判定不能
6-c	C	—	A	判定不能
6-d	C*	直	A	判定不能

橋脚 通し番号	橋脚		支承	
	被害レベル	損傷方向	被害レベル	損傷方向
7-a	C*	軸	A	軸
7-b	A	直	A	判定不能
7-c	C	—	A	直
7-d	C*	軸	A	軸
8-a	B	両	A	判定不能
8-b	B	直	C	—
8-c	A _s	軸	A	判定不能
8-d	A	直	A	判定不能
9-a	C	—	B	軸
9-b	A	直	A	軸
9-c	A	直	D	—
9-d	C	—	A	軸
10-a	B	両	A	判定不能
10-b	B	直	A	軸
10-c	C	—	A	直
10-d	C*	直	C	—
11-a	B	両	A	判定不能
11-b	A	直	A	軸
11-c	C	—	A	直
11-d	A	直	A	軸

注1) 損傷方向の「軸」は橋軸方向、「直」は橋軸直角方向、「両」は両方向であることを意味する。

注2) 「-」の意味は、被害が小さいものに対しては、損傷方向の判定は行わなかったものである。

注3) 橋脚の被害レベルにある「*」は、残留傾斜の被害があることを示している。

注4) 支承の損傷方向の「判定不能」とは、被害が複雑で判断できなかったものと被害の写真が無いために判定できなかったものである。

ある、という2つの条件を満たす11ユニットを分析対象とした。

3径間連続高架道路橋は交差点や河川上など長い径間が必要な場合に用いられている。当時の3径間連続高架道路橋の構造系は、橋軸方向には1点固定支持、3点可動支持であり、橋軸直角方向には4点固定支持となっている。このように、上部構造に作用する橋軸方向の地震時水平力を固定側橋脚のみで支持する設計になっているため、図-3に示すように固定側RC橋脚の断面は可動側橋脚に比べて大きな断面になっている。

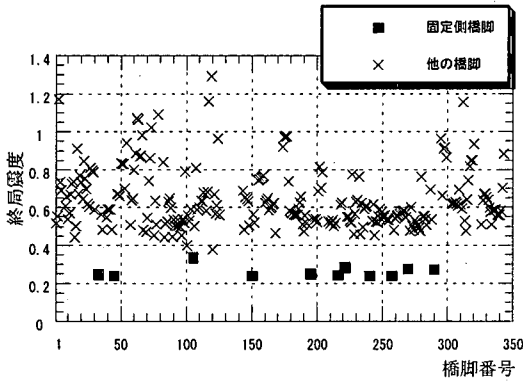
分析対象の高架橋で用いられている支承は、固定支承はすべてピン支承であり、可動支承はすべて一本ローラー支承であった。ピン支承は図-4に示すように上沓と下沓の間にピンをはさんだ構造をしている。水平方向の支持条件としては橋軸、橋軸直角方向ともに固定である。一本ローラー支承は図-5に示すように、下沓の上に1本のローラー、その上に上沓が載っている構造をしている。支持条件としては、橋軸方向は可動、橋軸直角方向は固定である⁹⁾。

本研究で対象としたすべての3径間連続高架道路橋は大阪方面から数えて3番目の橋脚が固定支持であった。すなわち、表-1の各ユニット中dに対応する橋脚が固定支持である。本研究では、「固定側」あるいは「可動側」という表現を用いるが、「固定

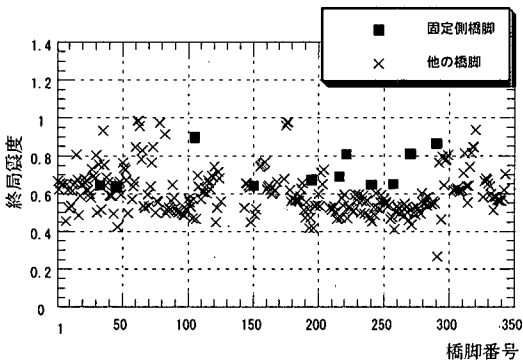
側」は中間2橋脚の固定支承側、「可動側」は中間2橋脚の可動支承側のことを意味する。なお、両端の橋脚の被害は隣接桁の影響を大きく受けられるため対象とせず、本研究では、中間2橋脚の被害に着目した。

(2) 被害レベルの判断基準

ここでは、被害の大小を分ける判断基準について整理する。橋脚の被害レベルについては、震災直後に阪神高速道路公団によって行われた第一段階の地上部の外観調査による判定と、復旧にあたり地盤面下をブーティング天端まで掘り起こした際に行われた地中部の被害を含めた詳細調査による判定を参考にした。地上部の外観調査の判定では、被害レベルは大きい順に、A_s、A、B、C、Dの5段階に分けられている⁷⁾。地中部の被害を含めた詳細調査の判定では、外観調査による判定で被害レベルがBあるいはCと判定された橋脚でも、地中部に甚大な被害を受けていたものに対して、B_s、C_sという判定を与えている。本研究では、これらの判定において、被害レベルがA_s、A、B、B_s、C_sと判定されたものを被害が大きいと判断した。さらに阿部らの研究¹⁾によると、判定がC以下であっても、残留傾斜の大きい橋脚は地中部分などに大きな被害を受けているものと考えられる。そこで本研究では、



a) 橋軸方向



b) 橋軸直角方向

図-6 橋脚の終局震度

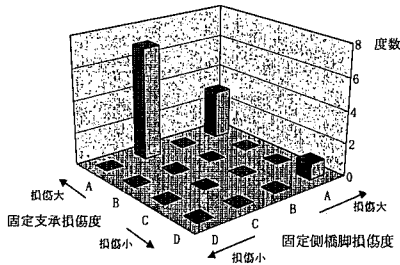


図-7 固定支承と固定側橋脚の被害関係

前述のものに加えて、残留傾斜が0.5度以上のものは被害が大きいとされた。支承の被害については、被害状況を記録した写真によって、文献8)の判定基準を参考にA, B, C, Dの4ランクに判定した。

被害レベルを判定する際に、損傷方向についてもあわせて検討した。例えば、橋軸方向のせん断破壊が主たる原因で完全に崩壊している橋脚の損傷方向は「両方向」とであると考えるのが、震災後の被害判定としては通常であろう。しかし力学的な被害の卓越方向としては明らかにせん断破壊が生じてい

る橋軸方向であると思われる。そこでこのように被害の卓越方向が明らかな場合は、適宜損傷方向を再定義した。

以上の考えに基づいて行った被害レベルの判定結果を表-1に示す。

(3) 橋脚と支承の被害関係

阪神高速道路3号神戸線の西宮-摩耶間の被害分析として、阿部¹⁾がRC単柱にしぼった被害レベルの検討を行っている。これによると、損傷度と残留傾斜の2つの指標によって橋脚の被害レベルを評価したところ、P35~P350の区間では、ほぼ一貫して被害レベルが大きという傾向が得られている。しかしこの区間にあり、周辺の橋脚が大きな被害を受けているにもかかわらず、被害レベルが小さい橋脚が40橋脚存在した。そのうち6橋脚は3径間連続部の固定側橋脚であった。この区間の橋脚の耐力レベルを調べたものが、図-6である。ここで終局震度とは、各橋脚のせん断・曲げ耐力のうち小さい値を、設計振動単位に相当する上部構造重量で除した震度換算値¹⁾である。ただし橋軸直角方向の曲げ耐力を求める際には偏心モーメントを考慮し $(M_v - M_e) / D / H$ (M_v : 曲げ耐力, M_e : 偏心モーメント, D : 上部構造重量, H : 橋脚高)としている。また、橋脚の一次モードによる質量を考慮した。これによると、3径間連続高架道路橋の固定側橋脚の橋軸方向の終局震度は他の橋脚と比べて著しく小さく、橋脚の保有耐震性能から前述の被害特性を説明できないことがわかる。この理由として阿部らは、これら6橋脚上の固定支承が大きな被害を受け、破断しているために支承がヒューズ的に働いたと定性的な推察を加えている。なお、固定側橋脚の終局震度が著しく低いのは、当時の設計が、せん断耐力を過大に評価していたためである。

支承のヒューズ的な効果については、阪神高速道路神戸線全線にわたる支承と橋脚の被害レベルの関係が統計的に調査されている⁹⁾。この調査では、支承の被害レベルが大きい場合に橋脚の被害レベルが大きくなる割合と、支承の被害レベルが小さい場合に橋脚の被害レベルが大きくなる割合はほぼ等しく、支承が破断した場合に橋脚の被害レベルが小さくなるという支承のヒューズ的な効果の傾向はみられていないと結論づけている。

そこで、分析対象区間の3径間連続高架道路橋の中間橋脚について橋脚と支承の被害関係を調べた。そのうち両方向に固定支持である固定支承と固定側橋脚の被害関係を図-7に示す。

表-2 支承の損傷パターン

支承タイプ	損傷方向	損傷部位	損傷パターン (番号は本文に対応)		
ピン支承	橋軸方向	セットボルト	上沓回転による引張破断① 上沓突起の支圧降伏によるせん断破断②		
		上沓突起	せん断破断③		
		下沓のせん断キー	せん断破断⑦ 曲げ破断⑦		
	橋軸直角方向	セットボルト	主桁転倒モーメントによる引張破断④ 上沓突起の支圧降伏によるせん断破断②		
		上沓突起	せん断破断③		
		ピン部		ピンの引張破断⑤ かみ合わせ部のせん断破断⑥ かみ合わせ部曲げ破断⑥	
			アンカーボルト	主桁転倒モーメントによる引張破断④	
			下沓のせん断キー	せん断破断⑦ 曲げ破断⑦	
		一本ローラー支承	橋軸方向	セットボルト	上沓突起の支圧降伏によるせん断破断②
				上沓突起	せん断破断③
移動制限装置	せん断破断⑧ 曲げ破断⑧				
下沓のせん断キー	せん断破断⑦ 曲げ破断⑦				
橋軸直角方向	セットボルト		主桁転倒モーメントによる引張破断④ 上沓突起の支圧降伏によるせん断破断②		
	上沓突起		せん断破断③		
	ローラー部		ローラーの引張破断⑤ 導板のせん断破断⑨ 導板の曲げ破断⑨		
	アンカーボルト		主桁転倒モーメントによる引張破断④		
	下沓のせん断キー		せん断破断⑦ 曲げ破断⑦		

これを見ると固定支承の被害が大きい10橋脚のうち、固定側橋脚の被害が小さいものが7橋脚、被害が大きい橋脚が3橋脚である。また固定支承の被害がほとんどない橋脚は1橋脚であるが、この橋脚は大きな被害を受けている。この結果から考えると、3径間連続高架道路橋においては、固定支承が破断して支承がヒューズ的に機能し、橋脚の被害が小さくなるという傾向を見ることができる。しかし支承が破断している場合であっても固定側橋脚の被害が大きいものも少なからず存在し、固定支承の破断が固定側橋脚の被害レベルに与える影響について、この被害関係の統計的な考察のみから確定的な結論を導くことはできない。

以下、各支承、橋脚の保有耐震性能を定量的に評価し、全体系の保有耐震性能を考えることによって、

被害を統一的に説明することを試みる。なお、本研究では、保有耐震性能を、水平載荷に対する降伏耐力、最大耐力、ならびにそれに対応する変形性能として定義している。

3. 支承の保有耐震性能の評価と実被害との比較

(1) 支承の保有耐震性能の評価方法

これまで支承の耐震性能の定量的な評価に関する研究はほとんど行われておらず、水平力に対する変形量を計算する方法は提案されていない。そこで、ここでは設計時の照査方法などを参考に耐震性能の評価方法を構築することとした。

被害状況を記録した写真によって支承の被害を分析すると、損傷を受けて破断しているのは、上沓あるいは下沓の支承本体ではなく、桁、上沓、下沓、橋脚という要素間の力の伝達点で生じていることが判明した。桁から橋脚に水平力を伝達する構造としては、桁と上沓、上沓と下沓、下沓と橋脚の3つの伝達点がある。

また同一タイプの支承であっても、実際の損傷例では破断点が異なっており、損傷パターンは多岐にわたる。さらに1つの伝達点の損傷パターンも数通り考えられる。したがって支承の耐震性能を評価するには、上記の3つの伝達点が破断する力を個々の支承に対して計算する必要がある。そこで、被害状況を観察し、起こり得る損傷パターンをすべて抽出した。それを表-2に示す。

ついで、この損傷パターンすべてについて力の伝達点が降伏および破断する水平力を算出し、耐力が最小であるパターンで被害が生じると考えた。計算方法は、既往の実験結果等が少ないため、宇佐美らの実験¹⁰⁾や支承の設計時の応力照査に用いられる標準設計計算例¹¹⁾を参考にした。支承の材料強度特性としては、表-3に示す値を用いた。この値は試験値^{9), 12)}を参考にしている。JISの規格値と比較すると約1.3倍の値になっている。

表-3で示した支承の損傷パターンはピン支承については14通り、一本ローラー支承については15通りの計29通りであるが、以下で述べる①～⑨の9つのパターンの解析法によって全29通りの場合の耐力・変形性能が算定可能である。表中に対応する解析法の番号を示した。そのうち、①～④は桁・上沓間、⑤⑥⑧⑨は上沓・下沓間、④⑦は下沓・橋脚間の破断である。なお、耐力が十分に大きく、顕在化しないパターンについては、変位計算を省略した。

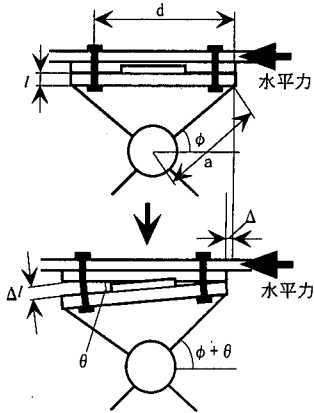


図-8 上沓回転のメカニズム

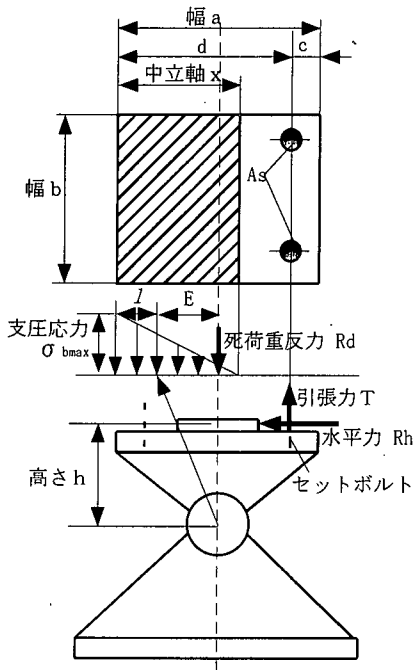


図-9 上沓回転によるセットボルトに作用する引張力

表-3 支承の材料の応力度 (kgf/cm²)

	SS400 (SS41)	SC450 (SC46)	SNCM439 (SNCM8)	SNCM447 (SNCM9)
引張降伏点	3200	3200	10000	10500
引張強さ	5300	5300	11500	11800
破断伸び	20%	30%	12%	10%
せん断降伏点	1800	1800	6000	6200
せん断強さ	3300	3300	6800	6990
支圧応力度	4800	4800	15000	15750

①ピン支承の上沓の回転モーメントによるセットボルトの破断(桁と上沓間の伝達点)

ピン支承の橋軸方向に水平力が作用すると、図-8

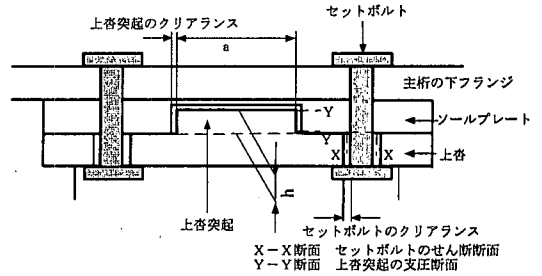


図-10 上沓突起とセットボルト

に示すように上沓が回転することによって、セットボルトに引張力が作用する。この時の上沓上面の応力状態は図-9 に示すように仮定する。

降伏耐力

この損傷パターンに対する降伏耐力の計算方法は、セットボルトに作用する引張力の設計時における応力照査の逆算によって求めた。この計算は軸力が作用する鉄筋コンクリート梁の鉄筋に作用する引張力を求める計算と同様の考え方である。

まず水平力 R_H と死荷重反力 R_D の関係から偏心量 e が得られる。

$$e = \frac{R_H h}{R_D} \quad (1)$$

次に R_D 、桁と上沓間の支圧力、セットボルトの引張力の釣り合いから次の関係式が得られる。

$$\sigma_{bmax} = \frac{2R_D}{b \cdot x - \frac{2A_s}{x}(d-x)} \quad (2)$$

ただし、 x は図-9 に示す中立軸位置である。またセットボルトに作用する引張降伏応力 σ_y と最大支圧応力 σ_{bmax} には次の関係がある。

$$\sigma_y = \sigma_{bmax} \frac{d-x}{x} \quad (3)$$

さらに、中立軸まわりのモーメントの釣り合いから次の関係式が得られる。

$$x^3 - 3 \cdot l \cdot x^2 + \frac{6 \cdot A_s}{b} (d-l)(x-d) = 0 \quad (4)$$

ここで h は桁高、 A_s はセットボルトの断面積、 a 、 b は図-9 に示す値、 l は次式で得られる値である。

$$l = \frac{a}{2} - e \quad (5)$$

破断耐力

破断耐力算定には、上記の関係式において、降伏応力 σ_y の代わりに引張強さ σ_u を用いる。

本来、上部構造と支承との間での水平力の伝達はセットボルトではなく、上沓の突起に伝達されるように設計されている。しかし、セットボルトが破断

すると、容易に上沓突起がソールプレートから抜け出すことが考えられるため、セットボルトの破断が水平力の伝達に致命的な影響を与えたと考えられる。

降伏変位

このパターンで降伏するときの変位量は以下の方法で求める。セットボルトの伸びを、

$$\Delta l = l \cdot \epsilon_y \tag{6}$$

とすると、変位量 Δ は図-8より、

$$\Delta = a(\cos\phi - \cos(\phi + \theta)) \tag{7}$$

で与えられる。ここで l は図-8に示す下沓のボルト長さ、 ϵ_y は降伏ひずみ、 θ は次式で与えられる回転角である。

$$\cos\theta = \frac{\Delta l}{d} \tag{8}$$

破断変位

破断変位を求めるためには、式(6)において降伏ひずみ ϵ_y の代わりに、破断伸び ϵ_u を用いる。

②上沓突起の支圧降伏によるセットボルトの破断 (桁と上沓の伝達点)

破断耐力

図-10に示すように、ソールプレートと上沓の接点では、セットボルトのクリアランスの方が大きくなっており、上沓突起に水平力が作用し、セットボルトには作用しないように設計されている。しかし、上沓突起が支圧降伏して変形するとクリアランスが詰まるため、セットボルトに水平力が作用してせん断破断すると予想される。セットボルトの断面積は上沓突起の破断面の断面積と比べて小さいため、セットボルトがせん断破断する水平力は、上沓突起が支圧降伏する水平力よりかなり小さい。したがって上沓突起が降伏するとセットボルトは容易に破断すると考えられる。この時の破断耐力 R_{Hy} は突起の支圧降伏耐力であると考えられる。すなわち、

$$R_{Hy} = a \cdot h \cdot \sigma_b \tag{9}$$

である。ここで σ_b は支圧降伏応力、 a 、 h の定義は図-10に示す。

破断変位

破断変位は、セットボルトに水平力が作用し始めるとき、すなわちセットボルトのクリアランス量とした。

③上沓突起のせん断破断 (桁と上沓の伝達点)

降伏耐力

支承に水平力が作用すると、桁と上沓間の力の伝達は、図-10Cに示す上沓突起に伝えられる。

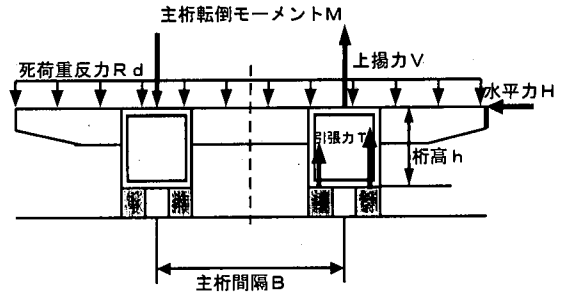


図-11 主桁転倒モーメントによるセットボルトの引張力

この上沓突起のせん断降伏する耐力 R_{Hy} は次式で求めた。

$$R_{Hy} = A_s \cdot \tau_y \tag{10}$$

ここで A_s は上沓突起の断面積、 τ_y はせん断降伏応力である。

破断耐力

破断耐力は、 τ_y の代わりにせん断強さ τ_u を用いる

④主桁転倒モーメントによるセットボルト及びアンカーボルトの破断 (桁と上沓の伝達点、下沓と橋脚の伝達点)

降伏耐力

橋軸直角方向に水平力が作用すると、図-11に示すように主桁の転倒モーメントが生じ、セットボルトまたはアンカーボルトに引張力が作用する。この時の降伏耐力 R_{Hy} は以下のモーメントのつりあい式から求めた。

$$R_{Hy} \cdot h = V \cdot B \tag{11}$$

ここで h は桁高、 V は次式で得られる上揚力を表す。

$$V = n \cdot A_s \cdot \sigma_y \tag{12}$$

n はセットボルトまたはアンカーボルトの本数、 A_s はセットボルトまたはアンカーボルトの断面積、 B は主桁間隔、 σ_y はセットボルトまたはアンカーボルトの降伏応力である。アンカーボルトの計算には同様の式を用いるが、桁高 h のかわりに、桁高+支承高($h+h'$)を用いる。

破断耐力

式(12)において降伏応力 σ_y の代わりに引張強さ σ_u を用いる。

⑤ピン支承のピン、一本ローラー支承のローラーの引張破断 (上沓と下沓の伝達点)

降伏耐力

ピン支承または一本ローラー支承の橋軸直角方向

に水平力が作用すると、ピンまたはローラーに引張力が作用し、破断することが考えられる。この時の水平力 R_{Hy} は以下の式で得られる。

$$R_{Hy} = \frac{\pi d_1^2}{4} \cdot \sigma_y \quad (13)$$

ここで d_1 はピン及びローラーのくびれ部の直径、 σ_y は降伏応力である。

破断耐力

式(13)において σ_y の代わりに引張強さ σ_u を用いる。

降伏変位

このパターンで損傷する時の変形量は次のようにして求める。ピンのくびれ部の長さを l とするとピンの変形量 Δl は

$$\Delta l = l \varepsilon_y \quad (14)$$

で与えられる。ここで ε_y は降伏ひずみである。さらにピンとかみ合わせ部の間にはクリアランス c があるため、降伏変位量 Δ_y は

$$\Delta_y = \Delta l + c \quad (15)$$

で与えられる。

破断変位

破断変位を求めるためには、式(14)において ε_y の代わりに、破断伸び ε_u を用いる。

⑥ピン支承のピンと上沓/下沓とのかみ合わせ部の破断（上沓と下沓の伝達点）

ピン支承の橋軸直角方向は、図-12 に示すようにピンと上沓及び下沓がかむ構造になっている。水平力は上沓→上沓のかみ合わせ部→ピン→下沓のかみ合わせ部→下沓という流れで伝達する。

降伏耐力(せん断降伏)

このかみ合わせ部がせん断降伏する時の水平力 R_{Hy} は

$$R_{Hy} = L \cdot t \cdot \tau_y \quad (16)$$

$$L = \frac{\pi D}{2} \quad (17)$$

によって得られる。ここで L はかみ合わせ部の長さ、 t は図-12 に示す値、 τ_y はせん断降伏応力、 D はピンの直径の値である。

破断耐力(せん断破断)

式(16)において、 τ_y の代わりに τ_u を用いる。

降伏耐力(曲げ降伏)

かみ合わせ部が曲げ降伏する時の耐力は、図-12 に示すようにかみ合わせ部を片持ち梁と考えて求めた。降伏時の水平力 R_{Hy} の計算をする時、断面の応力状態は図-13 に示すように最外縁が降伏応力 σ_y に達した

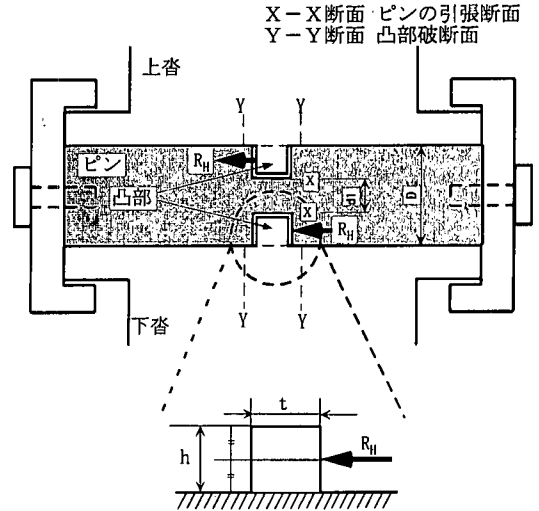


図-12 ピンとかみ合わせ部

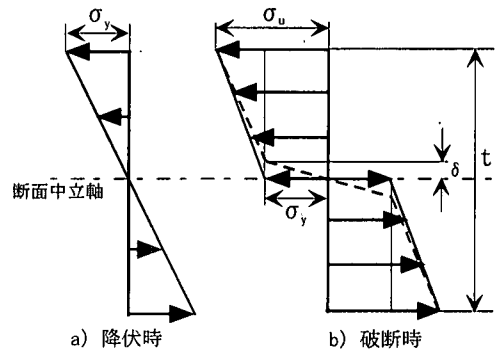


図-13 断面の応力分布

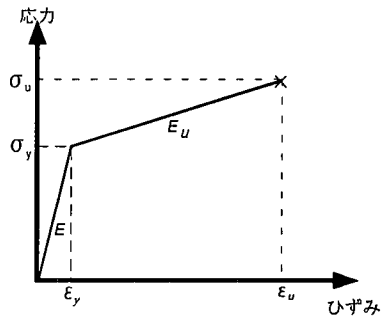


図-14 支承材料の応力-ひずみ関係

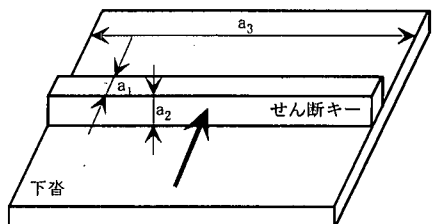


図-15 下沓突起（下沓を下から見た図）

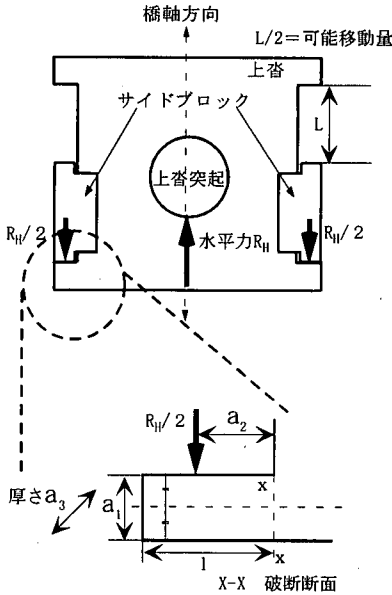


図-16 一本ローラー支承の移動制限装置

$$M_u = R_{Hb} \frac{h}{2} \quad (22)$$

より求めた。

⑦下脊のせん断キーの破断（下脊と橋脚の伝達点）
降伏耐力（せん断降伏）

水平力が作用した時、支承が設置位置から移動することを防ぐために図-15 のようなせん断キーが設けられている。このせん断キーがせん断降伏する時の水平力 R_{Hy} は以下の式で求めた。

$$R_{Hy} = a_1 \cdot a_3 \cdot \tau_y \quad (23)$$

ここで、 a_1 、 a_3 は図-15 に示す値、 τ_y はせん断降伏応力である。

破断耐力（せん断破断）

せん断キーがせん断破断する破断耐力を求めるには、式(23)において τ_y の代わりに、せん断強さ τ_u を用いる。

降伏耐力（曲げ降伏）

曲げによる降伏については、ピンのかみ合わせ部の場合と同様に、せん断キーを片持ち梁として考えた。また材料の応力-ひずみ関係、断面の応力分布も同様に考えた。したがって曲げ降伏するときの水平力 R_{Hy} は、断面における中立軸まわりのモーメントの釣合いより、次式で求めた。

$$R_{Hy} \cdot \frac{a_2}{2} = \int_A \sigma \cdot y \, dy = \frac{\sigma_y a_1^2 a_3}{6} \quad (24)$$

ここで σ_y は引張降伏点、 a_1 、 a_2 、 a_3 は図-15 に示す値である。

破断耐力（曲げ破断）

曲げ破断に要する水平力 R_{Hu} は、降伏時と同様に考え、以下の式より求めた。

$$R_{Hu} \cdot \frac{a_2}{2} = \int_A \sigma \cdot y \, dy = \frac{(\sigma_y + 2\sigma_u) a_1^2 a_3}{12} \quad (25)$$

ここで σ_u は引張強さである。

なお、実際のせん断キーは十字形になっているが、水平力が作用する方向に対して直角方向のみのせん断キーを考えている。したがってここで求めた耐力は小さく見積もられていると思われる。しかし後述する計算結果の例の表（表-4, 5, 6）を見ても分かるように、他の損傷パターンと比較して下脊のせん断キーの耐力はかなり大きいのでこのパターンが顕在化することはない。

⑧一本ローラー支承の移動制限装置の破断（上脊と下脊間の伝達点）

移動制限装置の構造は図-16 のようになっており、水平力が作用するとローラーが移動する。そして可

状態を考えた。この時の中立軸まわりのモーメント M_y は

$$M_y = \int_A \sigma \cdot y \, dy = \frac{\sigma_y l^2 L}{6} \quad (18)$$

である。ここで l は図-12 に示す値である。したがって水平力 R_{Hy} は断面に作用するモーメントを考慮して

$$M_y = R_{Hy} \frac{h}{2} \quad (19)$$

より得られる。ここで h は図-12 に示す値である。

破断耐力（曲げ破断）

破断時の水平力 R_{Hu} を求める際には、図-14 のように引張強さ σ_u と破断伸び ϵ_u から線形硬化弾塑性体を仮定した。また断面のひずみ分布を直線で仮定すると、最外縁が σ_u に達する状態の断面の応力分布は図-13 の破線であると考えられる。しかし降伏していない領域の長さ δ は、

$$\delta = \frac{\epsilon_y}{\epsilon_u} \cdot \frac{l}{2} \approx 10^{-3} \cdot \frac{l}{2} \quad (20)$$

であり、非常に小さい値である。したがって破断時の水平力 R_{Hu} を考えるときの断面の応力状態は図-13 のように剛塑性体として考えた。このときの中立軸まわりのモーメント M_u は

$$M_u = \int_A \sigma \cdot y \, dy = \frac{(\sigma_y + 2\sigma_u) l^2 L}{12} \quad (21)$$

で得られる。ここで A は破断面の断面積、 l 、 L は図-12 に示す値である。したがって破断時の水平力は断面に作用するモーメントの釣合いを考慮して

能移動量に達すると移動制限装置に水平力が作用し、さらに、水平力が増加すると移動制限装置が降伏、破断する。

降伏耐力(せん断降伏)

移動制限装置がせん断降伏する時の水平力 R_{Hy} は以下の式で求めた。

$$R_{Hy} = 2 \cdot a_1 \cdot a_3 \cdot \tau_y \quad (26)$$

ここで a_1 , a_3 は図-16 に示した移動制限装置の幅と厚さ、 τ_y はせん断降伏応力である。

破断耐力(せん断破断)

式(26)において、 τ_y の代わりにせん断強さ τ_u を用いる。

降伏変位

降伏時の変形量 d_y は

$$d_y = a_2 \cdot \gamma_y \quad (27)$$

$$\gamma_y = \frac{\tau_y}{G} = \frac{2(1+\nu)\tau_y}{E} \quad (28)$$

によって求められる。ここで a_2 は図-16 に示す値、 γ_y はせん断降伏ひずみ、 τ_y はせん断降伏点、 G はせん断弾性係数、 ν はポアソン比(ここでは0.3を用いた)である。降伏変位量 Δ_y は、変形量に可能移動量 $L/2$ を加えた値となり、次式で表される。

$$\Delta_y = d_y + \frac{L}{2} \quad (29)$$

破断変位

材料の降伏後の応力-ひずみ関係を図-14のように考え、破断時の変形量 d_u は次式で算定した。

$$d_u = a_2 \cdot \gamma_u \quad (30)$$

$$\gamma_u = \gamma_y + \frac{\tau_u - \tau_y}{G_u} = \gamma_y + \frac{2(1+\nu)(\tau_u - \tau_y)}{E_u} \quad (31)$$

ここで τ_u はせん断強さである。変位量としては、これに可能移動量 L を加えた値となる。したがって破断変位 Δ_u は

$$\Delta_u = d_u + \frac{L}{2} \quad (32)$$

で得られる。

降伏耐力(曲げ降伏)

曲げ降伏については前述のピンとのかみ合わせ部と同様に移動制限装置を片持ち梁として考えた。材料の応力-ひずみ関係と断面の応力状態についても同様に図-13、図-14のように仮定した。したがって移動制限装置が曲げ降伏する時の水平力 R_{Hy} は次のように破断面における中立軸まわりのモーメントの釣り合いより求める。

$$a_2 \cdot \frac{R_{Hy}}{2} = \int_A \sigma \cdot y dy = \frac{\sigma_y a_1^2 a_3}{6} \quad (33)$$

ここで σ_y は引張降伏点、 a_1 , a_2 , a_3 は図-16 に示す値である。

破断耐力(曲げ破断)

同様に曲げ破断する時の水平力 R_{Hu} は次式より得られる。

$$a_2 \cdot \frac{R_{Hu}}{2} = \int_A \sigma \cdot y dy = \frac{(\sigma_y + 2\sigma_u) a_1^2 a_3}{12} \quad (34)$$

ここで σ_u は引張強さである。

⑨一本ローラー支承におけるローラーの導板の破断(上沓と下沓間の伝達点)

一本ローラー支承の橋軸直角方向は図-17 に示すような構造になっており、上沓→上沓の導板→ローラー→下沓の導板→下沓という流れで、水平力を伝達する。

降伏耐力(せん断降伏)

この導板がせん断破断する時の水平力 R_{Hy} は以下の式で求めた。

$$R_{Hy} = l \cdot t_2 \cdot \tau_y \quad (35)$$

ここで l は以下の式で得られるせん断抵抗長さ、 t_2 は図-17 に示す値、 τ_y はせん断降伏応力である。

$$\cos \frac{\theta}{2} = \frac{R - t_2}{R} \quad (36)$$

$$l = \theta R \quad (37)$$

ここで θ , t_1 は図-17 に示す値、 R はローラーの半径である。

破断耐力(せん断破断)

導板がせん断破断する破断耐力を求めるためには、式(35)において、 τ_y の代わりにせん断強さ τ_u を用いる。

降伏変位

導板がせん断降伏する時の変形量 d_y は、以下の式で与えられる。

$$d_y = t_2 \cdot \gamma_y \quad (38)$$

ここで t_2 は図-17 に示す値であり、 γ_y はせん断降伏ひずみである。せん断降伏ひずみは、式(29)により求める。

せん断降伏時の変位量 Δ_y は、導板とローラーのクリアランス c を考慮して、

$$\Delta_y = d_y + c \quad (39)$$

で与えられる。

破断変位

破断時の変位量 Δ_u は、一本ローラー支承の移動制限装置の場合と同様に考えると、以下の式で求められる。

$$d_u = t_2 \cdot \gamma_u \quad (40)$$

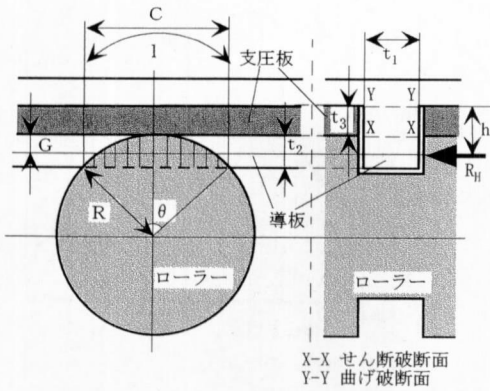


図-17 一本ローラー支承のローラーと導板

$$\Delta_u = d_u + c \quad (41)$$

ここで t_2 は図-17 に示す値、 γ_u は式(31)によって求められる破断時のせん断ひずみである。

降伏耐力(曲げ降伏)

導板が曲げ降伏する時の水平力は、ピンのかみ合わせ部と同様に片持ち梁として考えた。したがって曲げ降伏するときの水平力 R_{Hy} は、モーメントの釣り合いより次式で得られる。

$$M_y = \int_A \sigma \cdot y dy = \frac{\sigma_y t_1^2 L}{6} \quad (42)$$

$$R_{Hy} \cdot h = M_y \quad (43)$$

ここで σ_y は降伏応力、 t_1 は図-17 に示す値、 L は以下で得られる導板の有効曲げ抵抗長さ、 h は破断面から力の作用位置までの長さである。

$$C = 2\sqrt{2 \cdot R \cdot t_2 - t_2^2} \quad (44)$$

$$A_s = \frac{R^2}{2} (\theta - \sin \theta) \quad (45)$$

$$G = R - \frac{C^3}{12 A_s} \quad (46)$$

$$L = C + 2t_3 \quad (47)$$

$$h = G + t_3 \quad (48)$$

ここで C 、 G 、 t_2 、 t_3 は図-17 に示す値、 R はローラーの半径、 A_s はローラーと導板の支圧面積である。

破断耐力(曲げ破断)

曲げ破断する時の水平力 R_{Hu} は、曲げ降伏と同様に考え、以下の式より求めた。

$$M_u = \int_A \sigma \cdot y dy = \frac{t_1^2 L (\sigma_y + 2\sigma_u)}{12} \quad (49)$$

$$R_{Hu} \cdot h = M_u \quad (50)$$

ここで σ_u は引張強さである。

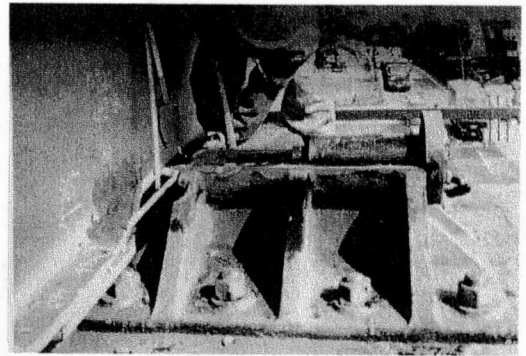


写真-1 ピン支承の損傷例1

表-4 ピン支承(写真-1)の橋軸直角方向の計算結果

損傷部位	損傷パターン	水平耐力(tf)
セットボルト	主桁転倒モーメントによる引張破断	906
	上巻突起の支圧破壊によるせん断破断	334
上巻突起	せん断破断	583
ピン部	ピンの引張破断	150
	かみ合わせ部のせん断破断	323
	かみ合わせ部の曲げ破断	494
アンカーボルト	主桁転倒モーメントによる引張破断	3556
下巻のせん断キー	せん断破断	1485
	曲げ破断	621

(2) 計算結果と実際の被害との比較検討

以上の方法で、損傷パターン毎に降伏・破断に要する水平力および変位を求めることができる。それらの値のうち、橋軸・橋軸直角の方向別に最も小さい水平力を持つパターンが実際の被害として現れると予想される。そこで、実際の損傷と計算結果との整合性について比較検討を行った。

以下、典型的な例を示す。

例1 ピン支承の引張破断

写真-1 にピン支承の被害例を示した。これを見ると、橋軸直角方向にピンが破断するパターンで損傷している。このピン支承について行った水平耐力の計算結果を表-4 に記す。これによると、このピン支承(橋軸直角方向)の引張破断に要する水平力が格段に低い。したがって耐力計算から考えられる損傷パターンと実際の損傷パターンは一致している。

例2 ピン支承のセットボルトの破断

写真-2 に例1 とは別のピン支承の被害状況を示した。このピン支承はセットボルトの破断が原因で橋軸方向に損傷している。表-5 の計算結果によると、

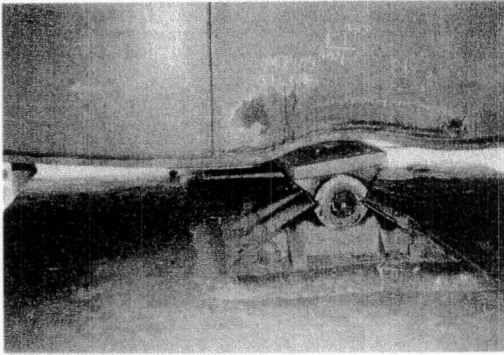


写真-2 ピン支承の損傷例 2

表-5 ピン支承 (写真-2) の橋軸方向の計算結果

損傷部位	損傷パターン	水平耐力 (tf)
セットボルト	上査回転による引張破断	455
	上査突起の支圧破壊によるせん断破断	270
上査突起	せん断破断	749
アンカーボルト	せん断キーがせん断破断することによるせん断破断	4158
	せん断キーが曲げ破断することによるせん断破断	541

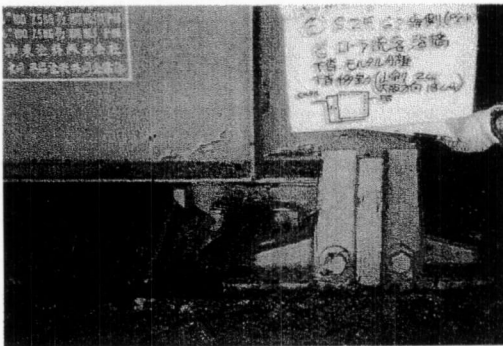


写真-3 一本ローラー支承の損傷例

表-6 一本ローラー支承 (写真-3) の橋軸方向の計算結果

損傷部位	損傷パターン	水平耐力 (tf)
セットボルト	上査突起の支圧破壊によるせん断破断	159
上査突起	せん断破断	259.2
移動制限装置	せん断破断	69.3
	曲げ破断	84.5
アンカーボルト	せん断キーがせん断破断することによるせん断破断	660
	せん断キーが曲げ破断することによるせん断破断	815

このピン支承が橋軸方向へ損傷する場合、損傷パターンはセットボルトがせん断破断することになる。セットボルトの破断形態がせん断によるものか曲げ

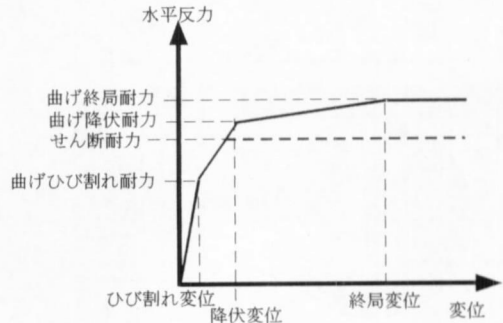


図-18 橋脚のモデル化

によるものかを写真から確認することはできないが、計算結果から考えられる損傷パターンと実際の被害パターンに矛盾はないと言える。

例3 一本ローラー支承の移動制限装置の破断

写真-3 にある一本ローラー支承の実際の被害状況を示す。この写真によると橋軸方向に移動制限装置が破断するパターンで損傷している。表-6 の計算結果によるとこの支承が橋軸方向に損傷する場合、損傷パターンは移動制限装置がせん断破断することが予想される。したがって計算結果から考えられる損傷パターンと実際の被害は矛盾しない。

以上のような検討をすべての支承について行った結果を表-7 に示す。これを見ると、本研究で対象とした全 44 支承中、写真から損傷方向及び損傷部位が断定できる 18 支承については、実際の被害と計算結果が矛盾するものは見られなかった。

4. 3 径間連続高架道路橋全体系の耐震性能の評価と被害メカニズムの推定

(1) 橋脚のモデル化

橋脚の耐力は、前述したように、阿部らの研究¹⁾に記されている方法を用いて計算した。変形性能については、平成 2 年道路橋示方書耐震設計編¹³⁾に基づいて計算した。そして得られた耐力、変形性能の値を用いて、図-18 に示すように橋脚の水平反力-変位関係をモデル化した。最大耐力に達した後は、水平反力が低下することが考えられる。しかし低下の度合いを定量的に評価することは困難であること、また各橋脚・支承系が直列静定系であるため、最大耐力後の特性は損傷順序に影響を与えないことから、ここでは水平反力を一定としてモデル化した。なお、せん断耐力が曲げ終局耐力を下回る場合は、水平力がせん断耐力に達した後は、水平反力を一定とした。

表-7 計算結果から考えられる支承の損傷パターンと実際の被害の比較

橋脚 通し番号	支承形式	計算結果から考えられる損傷パターン		損傷方向	損傷パターン	整合性
		橋軸方向	橋軸直角方向			
1-a	ローラー	移動制限装置のせん断破断	かみ合わせ部のせん断破断	橋軸	移動制限装置の破断	○
1-b	ローラー	移動制限装置のせん断破断	上巻突起の支圧破壊によるせん断破断	橋軸	移動制限装置の破断	○
1-c	ピン	上巻回転によるセットボルトの引張破断	ピンの引張破断	橋軸直角	ピンの破断	○
1-d	ローラー	移動制限装置のせん断破断	かみ合わせ部のせん断破断	橋軸	移動制限装置の破断	○
2-a	ローラー	移動制限装置のせん断破断	かみ合わせ部のせん断破断	写真なし	—	—
2-b	ローラー	移動制限装置のせん断破断	上巻突起の支圧破壊によるせん断破断	橋軸	移動制限装置の破断	○
2-c	ピン	上巻回転によるセットボルトの引張破断	ピンの引張破断	橋軸	セットボルトの破断	○
2-d	ローラー	移動制限装置のせん断破断	かみ合わせ部のせん断破断	橋軸	移動制限装置の破断	○
3-a	ローラー	移動制限装置のせん断破断	かみ合わせ部のせん断破断	写真なし	—	—
3-b	ローラー	移動制限装置のせん断破断	かみ合わせ部のせん断破断	不明	—	?
3-c	ピン	上巻突起の支圧破壊によるセットボルトのせん断破断	ピンの引張破断	橋軸	セットボルトの破断	○
3-d	ローラー	移動制限装置のせん断破断	かみ合わせ部のせん断破断	写真なし	—	—
4-a	ローラー	移動制限装置のせん断破断	かみ合わせ部のせん断破断	損傷小	—	—
4-b	ローラー	移動制限装置のせん断破断	上巻突起の支圧破壊によるせん断破断	損傷小	—	—
4-c	ピン	上巻突起の支圧破壊によるセットボルトのせん断破断	ピンの引張破断	橋軸	不明	?
4-d	ローラー	移動制限装置のせん断破断	かみ合わせ部のせん断破断	損傷小	—	—
5-a	ローラー	移動制限装置のせん断破断	かみ合わせ部のせん断破断	写真なし	—	—
5-b	ローラー	移動制限装置のせん断破断	上巻突起の支圧破壊によるせん断破断	不明	—	?
5-c	ピン	上巻突起の支圧破壊によるセットボルトのせん断破断	ピンの引張破断	橋軸直角	ピンの破断	○
5-d	ローラー	移動制限装置のせん断破断	かみ合わせ部のせん断破断	写真なし	—	—
6-a	ローラー	移動制限装置のせん断破断	かみ合わせ部のせん断破断	写真なし	—	—
6-b	ローラー	移動制限装置のせん断破断	上巻突起の支圧破壊によるせん断破断	不明	—	?
6-c	ピン	上巻突起の支圧破壊によるセットボルトのせん断破断	ピンの引張破断	不明	—	?
6-d	ローラー	移動制限装置のせん断破断	かみ合わせ部のせん断破断	不明	—	?
7-a	ローラー	移動制限装置のせん断破断	かみ合わせ部のせん断破断	橋軸	移動制限装置の破断	○
7-b	ピン	上巻突起の支圧破壊によるセットボルトのせん断破断	上巻突起の支圧破壊によるせん断破断	写真なし	—	—
7-c	ローラー	上巻突起の支圧破壊によるセットボルトのせん断破断	上巻突起の支圧破壊によるせん断破断	橋軸直角	セットボルトの破断	○
7-d	ローラー	移動制限装置のせん断破断	かみ合わせ部のせん断破断	橋軸	移動制限装置の破断	○
8-a	ローラー	移動制限装置のせん断破断	かみ合わせ部のせん断破断	写真なし	—	—
8-b	ローラー	移動制限装置のせん断破断	上巻突起の支圧破壊によるせん断破断	損傷小	—	—
8-c	ピン	上巻突起の支圧破壊によるセットボルトのせん断破断	ピンの引張破断	写真なし	—	—
8-d	ローラー	移動制限装置のせん断破断	かみ合わせ部のせん断破断	写真なし	—	—
9-a	ローラー	移動制限装置のせん断破断	上巻突起の支圧破壊によるせん断破断	橋軸	移動制限装置の破断	○
9-b	ローラー	移動制限装置のせん断破断	上巻突起の支圧破壊によるせん断破断	橋軸	不明	?
9-c	ピン	上巻突起の支圧破壊によるセットボルトのせん断破断	ピンの引張破断	損傷小	—	—
9-d	ローラー	移動制限装置のせん断破断	上巻突起の支圧破壊によるせん断破断	橋軸	不明	?
10-a	ローラー	移動制限装置のせん断破断	かみ合わせ部のせん断破断	不明	—	?
10-b	ローラー	移動制限装置のせん断破断	上巻突起の支圧破壊によるせん断破断	橋軸	移動制限装置の破断	○
10-c	ピン	上巻突起の支圧破壊によるセットボルトのせん断破断	ピンの引張破断	橋軸直角	ピンの破断	○
10-d	ローラー	移動制限装置のせん断破断	かみ合わせ部のせん断破断	損傷小	—	—
11-a	ローラー	移動制限装置のせん断破断	かみ合わせ部のせん断破断	写真なし	—	—
11-b	ローラー	移動制限装置のせん断破断	上巻突起の支圧破壊によるせん断破断	橋軸	移動制限装置の破断	○
11-c	ピン	上巻突起の支圧破壊によるセットボルトのせん断破断	ピンの引張破断	橋軸直角	ピンの破断	○
11-d	ローラー	移動制限装置のせん断破断	かみ合わせ部のせん断破断	橋軸	移動制限装置の破断	○

注1)「損傷方向が不明」というのは写真によって損傷方向を断定できないもの、注2)「損傷パターンが不明」というのは損傷後の移動方向から損傷方向は推定できるが、被害が複雑でどのようなパターンで損傷したのか判断できないもの、注3)損傷方向で損傷小というのは損傷レベルがCまたはDのもの、注4)整合性の○は実際の被害と計算結果の損傷部位が矛盾しないもの、?はどのようにに損傷したか判断できなかったもの、—は写真がないまたは損傷が小さいため、整合性の比較ができなかったもの

(2) 支承のモデル化

3章に示した方法で求めた降伏時及び破断時の耐力及び変形量を用いて、支承の水平反力-変位関係をモデル化した。ピン支承、一本ローラー支承の橋軸直角方向は固定支持であるため、図-19に示すようにトリリニアを用いた。一本ローラー支承の水平反力-変位関係は、ローラーの可能移動量を考慮して、図-20のようにモデル化した。摩擦力はローラーの摩擦係数を0.05とし、死荷重反力×摩擦係数によって求めた。

支承の破断後、一般的には、伝達される水平力が減少することが考えられる。また下巻が桁の下フランジに食い込み、破断時以上の水平力が伝達される可能性もあると思われる。しかし定量的に水平反力の増減を評価することは非常に困難である。そこで一次的な近似として、支承が破断した後は、破断時以上に水平反力が増加せず、一定を保つモデルを用いた。先に指摘したとおり、各橋脚・支承系の損傷順序は最大耐力以降のモデルに依存しないので、本モデルでの検討は、損傷の順序の検討に関しては妥当であると考えている。

なお、支承は、一方向に破断した場合、他方向に対する反力も失うことに注意を要する。例えば、橋軸方向に破断した支承は、橋軸直角方向の反力も失うことになる。

(3) 3径間連続高架道路橋全体系のモデル化

橋脚および支承の耐震性能を用いて、3径間連続高架道路橋全体系の耐震性能を評価した。その際に以下の仮定を設けた。

- ・高架橋全体系の構成要素として、橋脚、支承および桁を考える。桁の変形は考慮に入れず、桁は剛体並進運動する。また基礎部分の被害が概して軽微であったとされている¹⁴⁾ことから基礎の変形、地盤の影響は考慮しなかった。
- ・橋軸及び橋軸直角の水平2方向について考えた。鉛直方向については考慮していない。
- ・分析対象の高架橋はすべて2主桁であり、1支承線上に4つの支承が存在するが、これら4つの支承の変位は等しいと考え、反力の合計を橋脚あたりの支承反力とする。なお、橋桁が回転運動する場合に同一支承線内の各支承毎に変位が異なる可能性があるが、対象橋が直橋であることからその影響は軽微であると考えている。

全体系の耐震性能の計算方法は、橋脚と支承の水平反力-変位関係を表す非線形パネを、3径間連続橋の形態にあわせて、橋軸方向・橋軸直角方向とも図-21のように合成することで計算した。

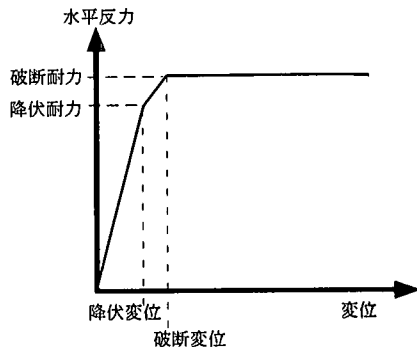


図-19 固定支持の場合の支承のモデル化

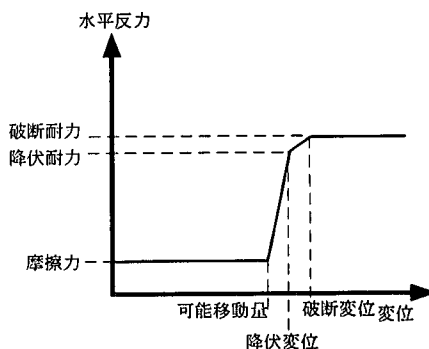


図-20 一本ローラー支承のモデル化

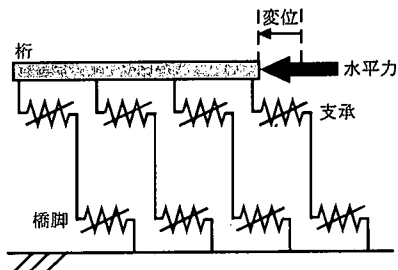


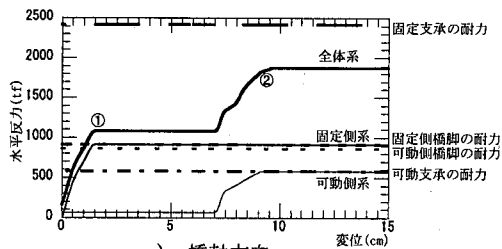
図-21 3径間連続高架道路橋全体系の橋軸方向ならびに橋軸直角方向のモデル化

(4) 3径間連続高架道路橋全体系の耐震性能と実際の被害の比較

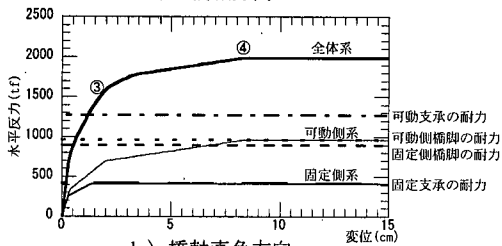
得られた方向別の全体系の耐震性能と実際の被害を比較検討し、全11ユニットについて損傷メカニズムを考察した。以下に例に基づいて解説する。

例1

図-22にあるユニットの全体系の保有耐震性能を、図-23に実際の被害状況を模式的に示した。ここで図-23中の橋脚、支承につけられているアルファベットはその被害レベルである。矢印は主たる損傷方向を示している。垂直の矢印は橋軸直角方向の被害を、水平の矢印は橋軸方向の被害を意味している。

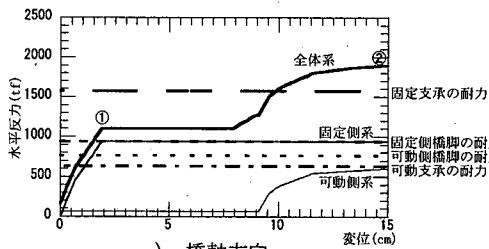


a) 橋軸方向

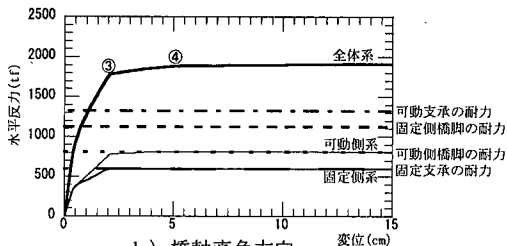


b) 橋軸直角方向

図-22 例1の全体系の水平反力-変位関係

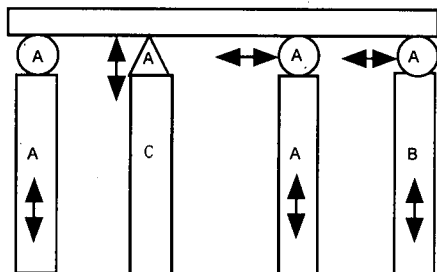


a) 橋軸方向



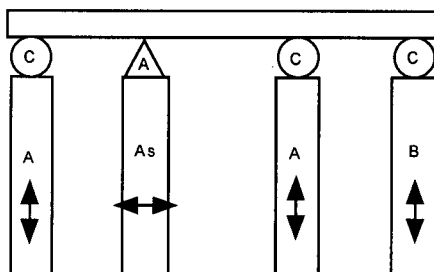
b) 橋軸直角方向

図-24 例2の全体系の水平反力-変位関係



注) 水平方向の矢印は橋軸方向の被害, 垂直方向は橋軸直角方向の被害を意味する。

図-23 例1の被害状況



注) 水平方向の矢印は橋軸方向の被害, 垂直方向は橋軸直角方向の被害を意味する。

図-25 例2の被害状況

なお、図-22の全体系の値は、図-21に示した全体系モデルに対応しているため、端橋脚の影響が入っており、単に可動側と固定側の和にはなっていない。

以下、図-22に基づいて損傷順序を考える。

- a. 橋軸方向：水平力が作用すると固定側系に力が集中する。そして①の点で固定側橋脚に作用する力が耐力に達し、固定支承より先に固定側橋脚が損傷する。その後桁が大きく変位し、7cm変位したあたりから可動支承の移動制限装置に水平力が作用するようになる。そして②の点で可動支承に作用する力が最大耐力に達し、可動支承が損傷する。
- b. 橋軸直角方向：水平力が作用すると固定側、可動側同様に水平力が作用する。そして、③の点で固定支承に作用する力が最大耐力に達し、固定支承が破断する。支承が先に破断するため、固定側橋脚は致命的な損傷は受けない。ついで④の点で可動側橋脚に作用する力が最大耐力に達し、可動側

橋脚が損傷する。
実際の被害では、固定支承は橋軸直角方向に損傷している。したがって、以下の順で損傷が生じたと考えると、計算された保有耐震性能と実際の被害を整合的に説明することができる。

1. 固定支承が橋軸直角方向に破断③
(固定側橋脚の損傷は小さい)
2. 可動側橋脚が橋軸直角方向に損傷④
3. 可動支承が橋軸方向に損傷②

例2

図-24に全体系の耐震性能を、図-25に被害状況を示した。図-24を見ると、このユニットは例1のユニットと同程度の保有耐震性能を有していることが分かる。したがって方向別の損傷順序は例1と同様であると考えられる。しかし、被害は大きく異なっており、固定側橋脚は橋軸方向へせん断破壊している。そこで例1とは逆に、橋軸方向の①の損傷が橋

軸直角方向の③の損傷より先に起こり、固定側橋脚が大きな被害を受けたと考えられる。なお、この橋脚では固定側橋脚とともに固定支承も大きな被害を受けている。この原因として写真-4に示すように固定側橋脚がせん断破壊しているため、写真-5のように橋脚の崩壊に引きずられるようにして固定支承が損傷したと考えられる。

以上より、固定側と可動側橋脚の損傷の順序は確定できないが、損傷メカニズムは次のように考えられる。

- ・ 固定側橋脚が橋軸方向に損傷①
- ・ 固定側橋脚の崩壊により、固定支承が損傷
- ・ 可動側橋脚が橋軸直角方向に損傷④

このように、橋軸、橋軸直角方向別に考えた橋脚と支承の耐力の関係によって、実際の被害を説明できることがわかる。対象とした全11ユニットについて橋脚と支承の耐力の大小関係を調べたところ、図-26に示すように、可動・固定支承の方向別に定まった関係が見られた。すなわち、固定側については、橋軸方向には固定支承の耐力が固定側橋脚の耐力を上回り、橋軸直角方向については固定側橋脚の耐力が固定支承の耐力を上回る傾向があることがわかる。可動側については、橋軸方向には橋脚の耐力が支承の耐力を上回り、橋軸直角方向については支承の耐力が橋脚の耐力を上回っている。橋脚の耐力が支承の耐力を上回っている場合、支承が先に損傷し、橋脚の被害は軽減されることが期待できる。逆に支承の耐力が橋脚の耐力を上回っている場合には支承が破損せず、橋脚が甚大な被害を受けると考えられる。以上のように支承の耐力と被害の方向を含めて考察すると、橋脚の被害の差異が理解可能である。

上述のような損傷メカニズムの考察を全11ユニットについて行った結果を表-8に示す。11ユニット中6ユニットは、例1と同様に橋軸直角方向の損傷が先に起こったと考え、3ユニットは、例2と同様に橋軸方向の損傷が先に起こったと考えると実際の被害と耐震性能が整合的に説明できる。

損傷順序の方向性について、観測地震動の観点から考察する。横ずれ断層地震であった兵庫県南部地震では、地震動は、断層直角方向、すなわち北西-東南方向に卓越していたと考えられる¹⁵⁾。3号神戸線は、ほぼ東西方向に伸びているため、橋軸方向が東西方向、橋軸直角方向が南北方向に近い。例として、神戸海洋気象台、東神戸大橋、JR鷹取駅¹⁶⁾、葺合の4つの強震記録から、方向別に加速度応答スペクトル(減衰比5%)を調べたものを図-27に示す。高架橋の固有周期の範囲であると考えられる0.5~1.0秒付近の応答加速度をみると、a)東神戸大橋、b)葺合においては、南北方向に卓越しており、c)JR鷹取駅、d)神戸海洋気象台においては、ほぼ同程度か若干南北方向の応答が上回っている。

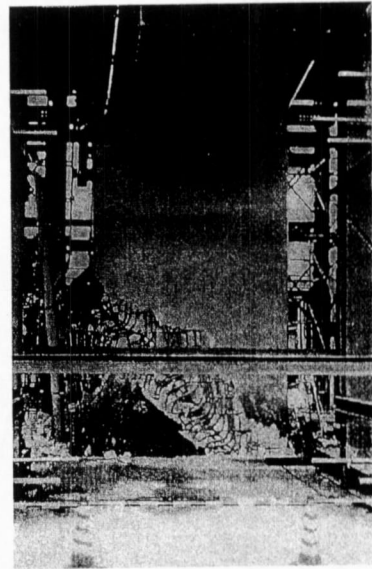


写真-4 固定側橋脚のせん断破壊の一例

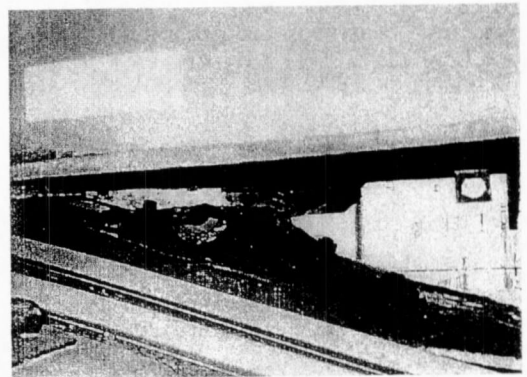


写真-5 固定支承の損傷状況の一例

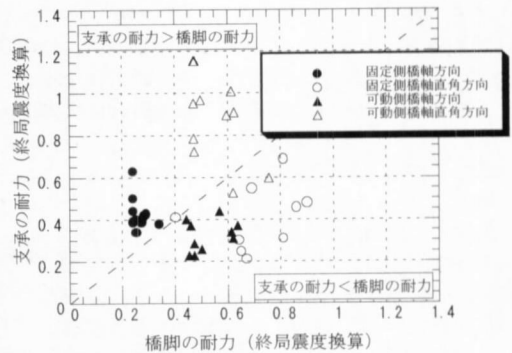


図-26 橋脚と支承の耐力の大小関係

表-8 3径間連続高架橋の損傷メカニズムの考察結果

通し 番号	耐震性能から推定される損傷順序		実際の被害メカニズムの推定	損傷方向の 先行性
	橋軸方向	橋軸直角方向		
1	1. 固定側橋脚 2. 可動支承	1. 固定支承 2. 可動支承	1. 橋軸直角方向に固定支承が損傷 2. 橋軸方向に可動支承が損傷	橋軸直角方向
2	1. 固定側橋脚 2. 可動支承	1. 固定支承 2. 可動側橋脚	・ 橋軸方向に固定側橋脚が損傷 ・ 橋軸直角方向に可動側橋脚が損傷 ・ 橋軸方向に可動支承が損傷	橋軸方向
3	1. 固定側橋脚 2. 可動支承	1. 固定支承 2. 可動支承	1. 橋軸直角方向に固定支承が損傷 ※可動側の被害が不一致	—
4	1. 固定側橋脚 2. 可動支承	1. 固定支承 2. 可動側橋脚	・ 橋軸方向に固定側橋脚が損傷 ・ 橋軸直角方向に可動側橋脚が損傷 ・ 橋軸方向に可動支承が損傷	橋軸方向
5	1. 固定側橋脚 2. 可動支承	1. 固定支承 2. 可動側橋脚	1. 橋軸直角方向に固定支承が損傷 ※可動側の被害が不一致	—
6	1. 固定側橋脚 2. 可動支承	1. 可動側橋脚 2. 固定支承	1. 橋軸直角方向に固定支承が損傷 2. 橋軸直角方向に可動側橋脚が損傷 3. 橋軸方向に可動支承が損傷	橋軸直角方向
7	1. 固定側橋脚 2. 可動支承	1. 可動側橋脚 2. 固定支承	1. 橋軸直角方向に固定支承が損傷 2. 橋軸直角方向に可動側橋脚が損傷 3. 橋軸方向に可動支承が損傷	橋軸直角方向
8	1. 固定側橋脚 2. 可動支承	1. 固定支承 2. 可動側橋脚	・ 橋軸方向に固定側橋脚が損傷 ・ 橋軸直角方向に可動側橋脚が損傷 ・ 橋軸方向に可動支承が損傷	橋軸方向
9	1. 固定側橋脚 2. 可動支承	1. 固定側橋脚 2. 可動側橋脚	1. 橋軸直角方向に固定側橋脚が損傷 2. 橋軸直角方向に可動側橋脚が損傷	橋軸直角方向
10	1. 固定側橋脚 2. 可動支承	1. 固定支承 2. 可動側橋脚	1. 橋軸直角方向に固定支承が損傷 2. 橋軸直角方向に可動側橋脚が損傷 3. 橋軸方向に可動支承が損傷	橋軸直角方向
11	1. 固定側橋脚 2. 可動支承	1. 固定支承 2. 可動側橋脚	1. 橋軸直角方向に固定支承が損傷 2. 橋軸直角方向に可動側橋脚が損傷 3. 橋軸方向に可動支承が損傷	橋軸直角方向

以上のことから、平均的には地震動が橋軸直角方向に卓越していたのではないかと推測される。したがって、9ユニットのうち6ユニットについて橋軸直角方向の損傷が先に起こったという想定は、妥当なものであると考えている。また、橋軸方向の損傷が先に起こったと考えられるユニットの1つの桁端部には、隣接桁が衝突した跡が確認されていることから、橋軸方向に被害を受ける要因の一つとして隣接桁の衝突が考えられる。なお、高架橋の位置と損傷の方向性との間には、明確な関連は認められなかった。

以上の検討によって、11ユニット中9ユニットの

被害を整合的に説明できるようになった。しかし2ユニットについては、可動側橋脚の橋軸方向の被害が保有耐震性能と一致しなかった。保有耐震性能の観点からは、可動支承の耐力が可動側橋脚の耐力を下回るため、支承が先に破断し、橋脚に致命的な被害が生じない。しかし実際の被害は、橋脚の残留傾斜が0.5度以上もあり、大きな被害を受けている。なお、外観上の大きな損傷は見られないが、大きな残留傾斜が生じていた橋脚はこの2橋脚だけである。今後、基礎や周辺地盤の変形も含めた解析によって詳細に議論する必要がある。

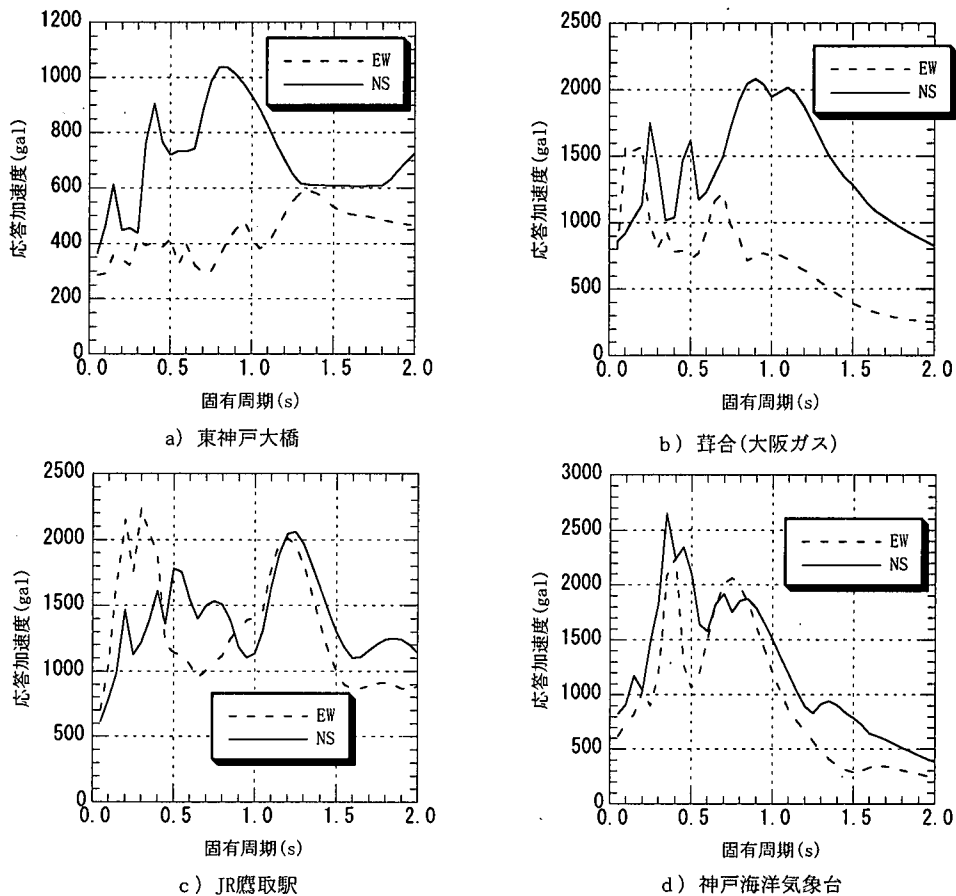


図-27 兵庫県南部地震における強震記録の加速度応答スペクトル

5. まとめ

本研究では、3径間連続橋で見られた特徴的な被害のメカニズムを明らかにすることを目的に、構造系の保有耐震性能の観点からの検討を行った。

研究の前半では、既存研究がほとんど見られない支承の保有耐震性能の評価方法を構築し、その方法によって評価した耐震性能が実際の被害と矛盾を生じないことを確認した。この結果から、支承の耐力を評価するためには、①支承には数多くの損傷パターンがあり、それらを考慮する必要があること、②実際の損傷は耐力が最も低い損傷パターンで生じているという2点が明らかとなった。また提案した方法によって、一見複雑に見える支承の被害状況であっても、力学的に理解できることがわかった。

ついで、支承と橋脚に重点を置いて、3径間連続高架道路橋全体系の保有耐震性能を評価して、被害を解明することを試みた。その結果、11ユニット中9ユニットの被害について、耐震性能と整合的に説

明することができた。この分析を通して、高架橋の被害を考える上で支承の耐震性能を定量的に評価すること、橋軸及び橋軸直角両方向あわせて総合的に考えることが重要であることが分かった。

ただし、支承の耐震性能については、支承の種類や損傷パターンによっては、本研究のような簡略化した計算方法のみでは、実験結果を精緻に再現することが難しいことが示されている¹⁰⁾。今後、解析の精度を上げていくことが重要である。また、基礎や隣接桁の影響、鉛直挙動の影響を含めて、高架橋全体を3次元のかつ動的に解析し、実際の被害との整合性の精度を上げていくことが必要であると思われる。

本研究においては、静的水平荷重の解析結果から損傷パターンはほぼ説明できており、保有性能の観点から損傷パターンを予測することの有効性が示されている。ただし、その大きな理由は、3径間連続高架橋は比較的単純な構造系であって複雑な振動性状を有せず、慣性力分布が単純であることによるもの

であり、複雑な動的挙動を示す構造物の解析に直接一般化可能な手法ではないことに注意を要する。

謝辞：本研究を実施するにあたって、阪神高速道路公団北沢正彦氏、小林寛氏をはじめとする方々、横河ブリッジ研究所岩崎雅紀氏、谷中聡久氏、川口金属工業宮原幸春氏には、多大なご協力をいただいた。また、本研究は一部、科学研究費重点領域研究（代表土岐憲三）、財団法人鹿島学術振興財団の研究助成によるものである。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 阿部哲子, 藤野陽三, 阿部雅人: 1995年兵庫県南部地震による阪神高速高架橋の被害と2, 3の分析, 土木学会論文集, No. 612/I-46, pp. 181-199, 1999.
- 2) 家村浩和, 宮本文穂, 高橋良和: 鋼製支承の破損が橋梁の地震時損傷モードに与える影響, 構造工学論文集, 土木学会, Vol. 44A, pp. 659-658, 1998.
- 3) 松浦靖治, 森尾敏, 上田隆雄, 高橋良和: 支承の損傷を考慮した3径間連続高架橋の動的応答解析, 土木学会第52回年次学術講演会論文集, I-B, pp. 706-707, 1997.
- 4) 三宅啓太, 家村浩和, 高橋良和: 可動支承の損傷を考慮した3径間連続橋の地震応答解析, 土木学会第52回年次学術講演会論文集, I-B, pp. 246-247, 1997. 9.
- 5) 土木学会鋼構造委員会鋼構造震災調査特別小委員会: 阪神・淡路大震災における鋼構造物の震災の実態と分析, 土木学会, 1999.

- 6) 日本道路協会: 道路橋支承便覧, 1991.
- 7) 幸佐賢二, 藤井學, 林秀侃, 中田恒和: RC単柱橋脚のマクロ的損傷分析, 土木学会論文集, No. 563/I-39, pp. 95-103, 1997.
- 8) 阪神高速道路公団: 大震災を乗り越えて, 震災復旧工事誌, 1997.
- 9) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会: 兵庫県南部地震における道路橋被災に関する調査報告書, 建設省, pp. 46-47, 1995.
- 10) 宇佐美哲, 阿部雅人, 藤野陽三, 森重行雄, 鶴野禎史, 柳野和也: 金属支承の終局水平挙動に関する実験的研究, 第25回地震工学研究発表会講演論文集, 土木学会, pp. 853-856, 1999.
- 11) 日本支承協会: 道路橋支承標準設計, 1979.
- 12) 阪神高速道路公団, 横河ブリッジ: 5号湾岸線の支承破損要因及び対策業務報告書, 1996.
- 13) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 1990.
- 14) 阪神高速道路公団 神戸線復旧建設部: 3号神戸線基礎構造の復旧に関する中間報告書, 1997.
- 15) 額瀨一起: カリフォルニアの被害地震と兵庫県南部地震, 科学, Vol. 66, No. 2, pp. 93-97, 1996.
- 16) 中村豊, 上半文昭, 井上英司: 1995年兵庫県南部地震の地震記録波形と分析(II), JR地震情報 No. 23d, 財団法人鉄道総合研究所ユレダス開発推進部, 1996.

(1999. 12. 20 受付)

DAMAGE ANALYSIS OF THREE-SPAN CONTINUOUS GIRDER BRIDGES IN 1995 HYOGO-KEN NAMBU EARTHQUAKE

Masato ABE, Kazuya YANAGINO, Yoza FUJINO and Satoko HASHIMOTO

The 3rd route of Hanshin Expressway was heavily damaged by 1995 Hyogo-Ken Nambu earthquake. Investigation on the damage of the elevated highway in the route revealed that the damage level of the piers with fixed bearing in three-span continuous girder bridges is significantly lower than other piers. In order to understand this fact, the overall behavior of the bridge system including the bearings is analyzed. First, an evaluation method for the seismic capacity of bearings is constructed which encompasses all possible damage modes. The proposed method is shown to agree with the actual damage. Then, the seismic performance of the structural system of the three-span continuous girder bridges is evaluated in both longitudinal and transverse directions. The analysis indicates that most of the observed damage patterns fundamentally reflect the seismic capacity of structural system.