

落橋防止構造の力学的特性とその効果に関する一検討

堺淳一¹・運上茂樹²・星隈順一³

¹ 正会員 博（工） 独立行政法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ
主任研究員（〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6）

² 正会員 工博 国土交通省国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター 地震災害研究官
（〒305-0804 茨城県つくば市旭 1）

³ 正会員 博（工） 独立行政法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ
上席研究員（〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6）

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震において、落橋等の甚大な被害が多数の橋梁に生じたことをうけて、平成8年に改定された道路橋示方書Ⅴ耐震設計編¹⁾では、落橋防止のために必要な機能を明確にして落橋防止システムを構成するとともに、その設計法が強化された。平成14年の道路橋示方書Ⅴ耐震設計編²⁾では、性能設計に対応するために要求性能が示されることになり、落橋防止システムの性能目標としては、設計で想定される以上の地震外力や地盤の変位により過大な上部構造の応答が生じた場合にも、上部構造の落下を防止することとされた。しかし、設計上の想定を超える地震や地盤の破壊などを対象に、どのレベルの事象までを対象に落橋防止対策を行うのかを明確に設定するのが難しいことなどから、道路橋示方書の規定は仕様規定となっている。このため、こうした点を明確にし、合理的な落橋防止システムの設計法を構築することが必要とされている。

以上のような背景から、本研究では兵庫県南部地震において落橋被害が生じた複数径間の単純桁橋^{3),4)}を対象に、落橋防止構造の力学的特性が上部構造の落下防止に及ぼす効果について、解析的な検討を行った。本報ではその結果を報告する。

2. 解析対象橋とそのモデル化

解析では、支承部の破壊により上下部構造間が構造的に分離する状況に対する落橋防止構造の効果を検討することとした。現行の道路橋示方書に従えば、支承部は橋脚よりもその耐力が高くなるように設計されるため、このような破壊モードにはならない。このため、既設橋の

橋脚を耐震補強し、落橋防止構造を設置するが支承部の取り替えは行わない、という状況を想定することとした。

解析対象橋は、図-1に示すように支間が52 mの4連の単純桁橋の橋軸方向の応答である。これは文献⁴⁾で解析対象とされた橋の単純橋部を耐震補強した橋である。上部構造の桁かかり長は、現行基準に基づいて算出される値（0.96 m）として解析結果を分析することとした。

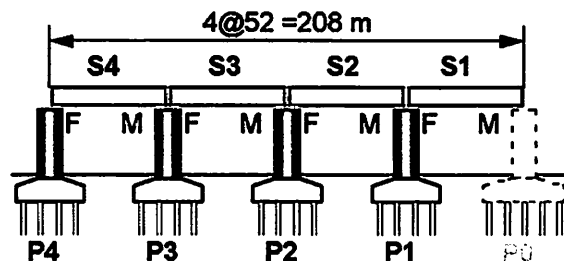


図-1 解析対象橋梁

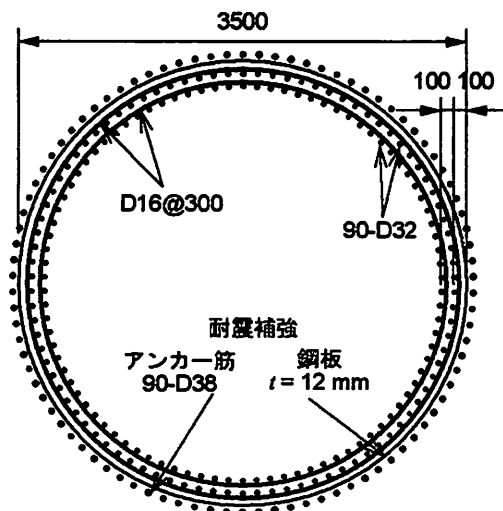


図-2 P1～P4 橋脚の断面

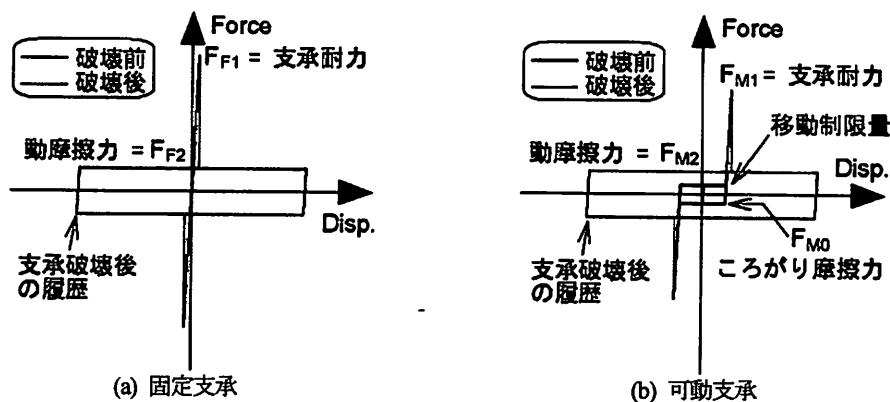


図-3 支承部の履歴モデル

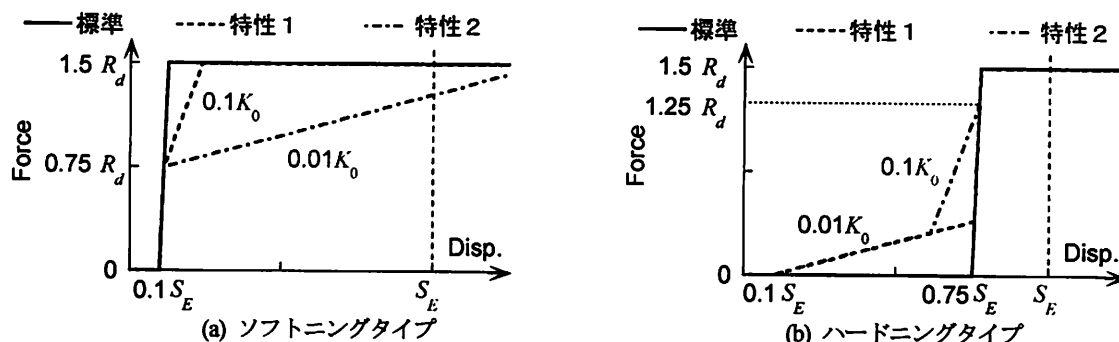


図-4 落橋防止構造の力学的特性のモデル化

図-2 に示すように P1～P4 橋脚はもともと直径 3.5 m の円形断面橋脚であったが、現行基準を満足するよう、厚さ 12 mm の鋼板で巻立て、さらに 90 本の D38 をアンカー筋としてフーチングに定着し、曲げ耐力補強を施した。なお、既存の鋼製支承部の取り替えはしないと仮定したため、支承部が弱点部になり、この破壊が先行した後に落橋防止構造が機能する状態を解析的に再現し、落橋防止構造の効果を評価することとした。

本橋を非線形のばね要素、はり要素を用いて、桁間の衝突、支承部の破壊、RC 橋脚の損傷を考慮した 2 次元骨組みモデルにモデル化した。

RC 橋脚は、Takeda 型の履歴特性を有する非線形ばね要素でモデル化した。降伏後の剛性は 0 とした。杭基礎の変形の影響はフーチング底面で定義した基礎の抵抗を表す線形の水平および回転ばねでモデル化した。桁は線形ばね要素によりモデル化した。

桁間の衝突は、桁間が近づき接触する際に抵抗し、桁間が離れる場合には抵抗しない特性を有する衝突ばね⁹⁾によってモデル化することとした。

鋼製支承部のモデル化には図-3 に示すようなモデル⁹⁾を用いて、耐力を考慮するとともに破壊後の挙動のある一定の摩擦を有するすべり現象にモデル化した。支承破壊後の動摩擦係数については、文献⁴⁾を参考に 0.05 とした。

落橋防止構造については、その力学的特性の違いが落

橋防止機能に及ぼす影響を調べることを目的としたため、落橋防止構造の耐力を現行基準に従ってその支点が支持する死荷重反力の 150% 相当とし、作動遊間量を桁かかり長の 75% (= 0.9 m) とすることを標準とし、作動遊間量、初期剛性、非線形特性の影響を調べることとした。ここで、標準の初期剛性は PC ケーブルタイプの落橋防止構造を用いる場合を想定して設定した。

作動遊間については、桁かかり長の 75% という標準的なケースから桁かかり長の 40%、10% と小さくする場合の影響を調べた。落橋防止構造の剛性は、標準の剛性の 10%～0.1% に変化させた。非線形特性としては、図-4 に示すようなひずみ軟化特性 (ソフトニングタイプ)、ひずみ硬化特性 (ハードニングタイプ) を考慮した。

なお、落橋防止構造の剛性が大きいタイプは荷重抵抗型、剛性が小さいタイプは変位吸収型の落橋防止構造を想定したものであり、ひずみ軟化型や硬化型など非線形性を考慮したものはこの複合型 (荷重抵抗・変位吸収型) を想定したものである。

入力地震動としては、JR 鷹取駅記録⁷⁾の EW 成分と NS 成分を用いることとした。ただし、落橋防止構造を設置しない条件において、上部構造の応答変位がけたかかり長を超える応答、すなわち落橋と判定される応答が生じるように振幅を調整した。この結果、EW 成分に関しては加速度振幅を 150%、NS 成分に対しては加速度振幅を 200% とした。

表-1 落橋防止構造の効果解析のパラメータと結果

CASE	作動 遊間	落橋防止構造 の特性	設置 位置	入力地震動	上下部相対変位 (m)		落防の水平力(kN)		曲率塑性率 P2橋脚
					S2左	S2右	S2左	S2右	
1	$0.75 S_E$	剛性 : 100% 弾性	桁 桁	鷹取EW 150%	0.16	1.43	0	0	0.27
2	$0.4 S_E$				0.16	1.43	0	0	0.27
3	$0.1 S_E$				0.16	1.43	0	0	0.27
4	$0.75 S_E$	剛性 : 100% 1.5Rdで降伏	桁 橋脚		1.54	1.62	2119	2119	0.98
5	$0.4 S_E$				0.73	0.56	2119	2119	0.92
6	$0.1 S_E$				1.57	1.34	2119	2119	1.24
7	$0.1 S_E$	剛性 : 100% 弾性			0.15	0.15	4625	5126	12.85
8	$0.1 S_E$	剛性 : 10% 弾性			0.51	0.62	3625	4659	9.39
9	$0.1 S_E$	剛性 : 5% 弾性			0.91	1.01	3575	4029	5.24
10	$0.1 S_E$	剛性 : 3% 弾性			1.29	1.26	3149	3083	0.96
11	$0.1 S_E$	剛性 : 1% 弾性			0.75	0.93	580	733	0.27
12	$0.1 S_E$	剛性 : 0.1% 弾性			0.21	1.03	10	82	0.27
13	—	落防なし			0.16	1.43	—	—	0.27
14	$0.1 S_E$	ソフトニング 1			1.51	1.42	2119	2119	0.99
15	$0.1 S_E$	ソフトニング 2			1.58	1.37	2118	2118	0.79
16	$0.1 S_E$	ハードニング 1			1.02	0.88	2146	2146	0.91
17	$0.1 S_E$	ハードニング 2			1.17	1.08	2114	2114	0.85
18	$0.75 S_E$	剛性 : 100% 1.5Rdで降伏	鷹取NS 200%	1.98	1.92	2119	2119	0.94	
19	$0.4 S_E$			1.89	1.60	2119	2119	1.11	
20	$0.1 S_E$			1.97	1.75	2119	2119	1.39	

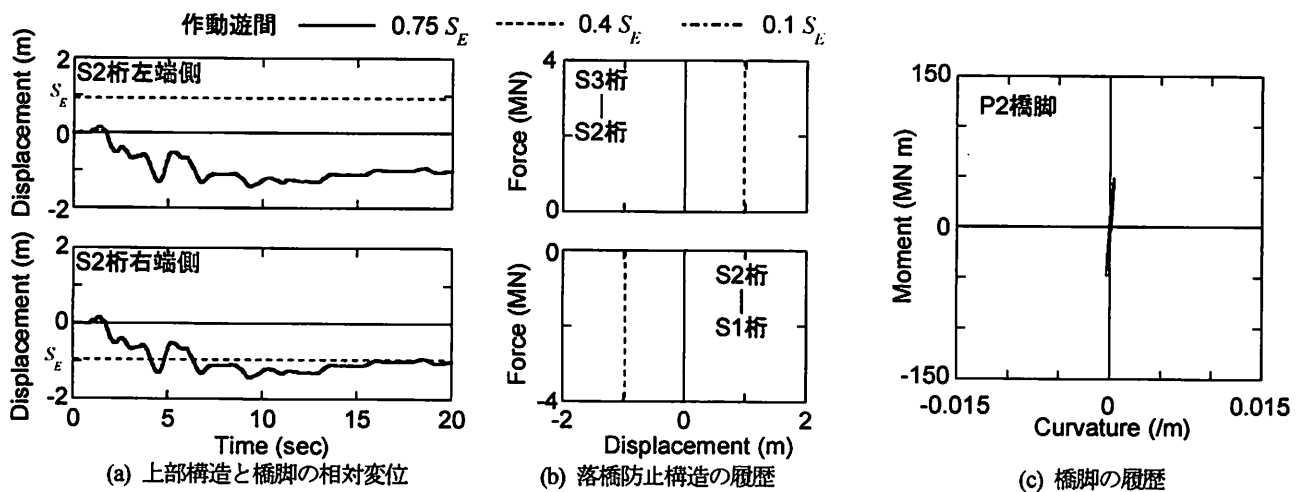


図-5 隣接する桁間に落橋防止構造を設置する場合の効果 (CASE 1~3)

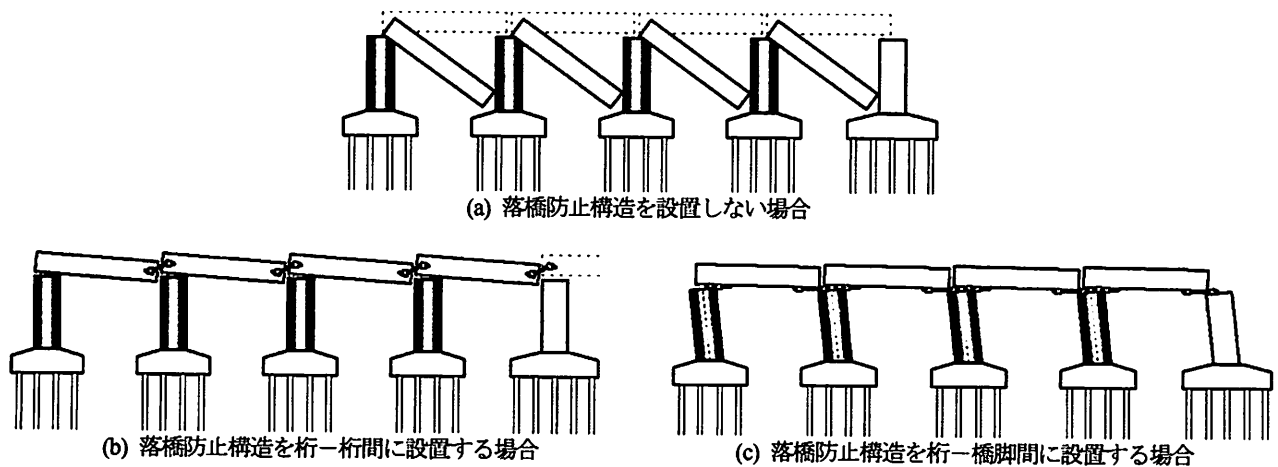
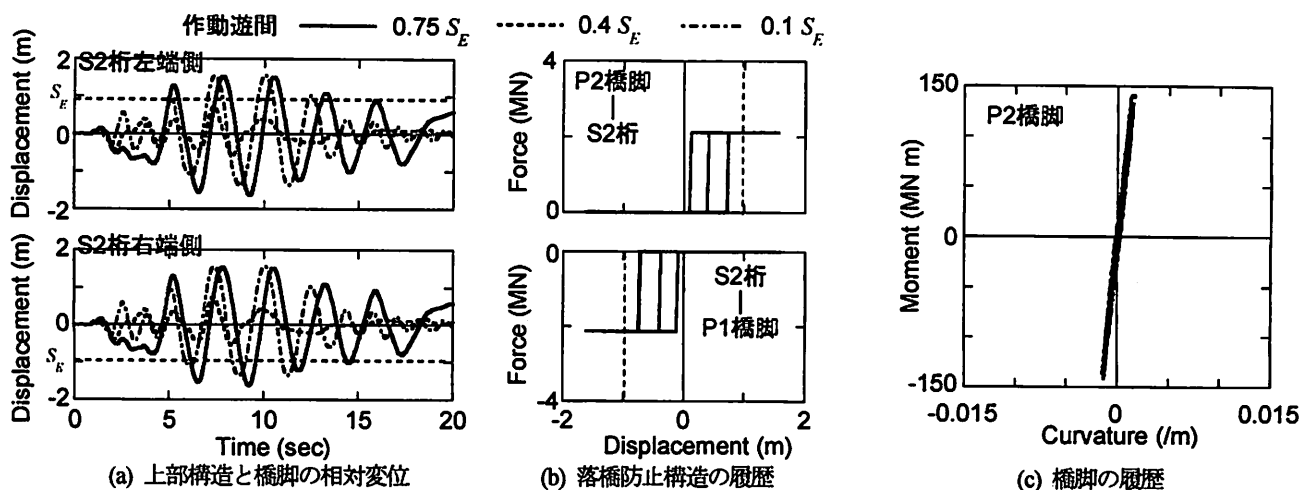
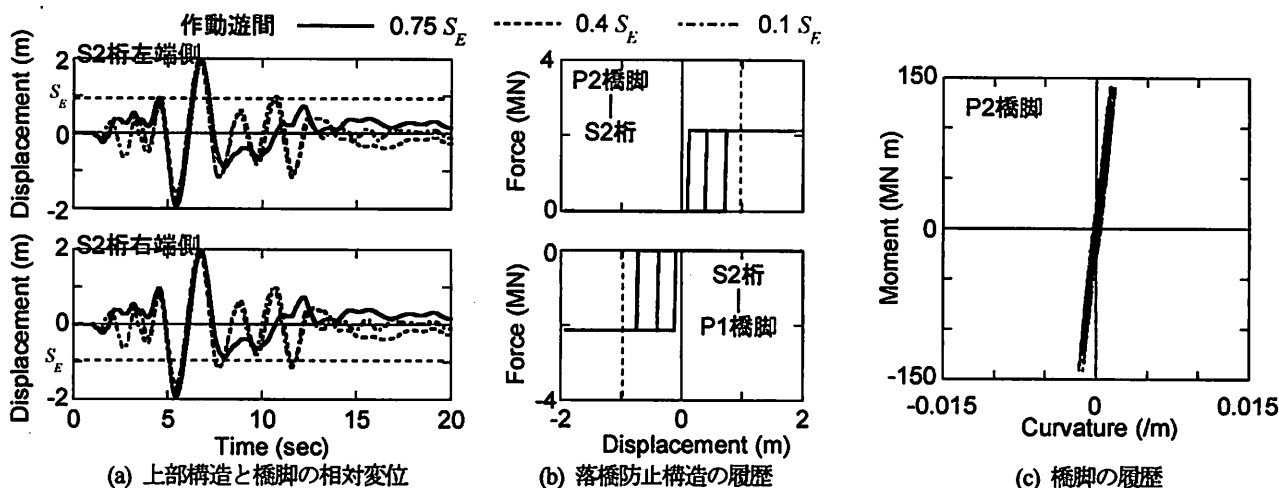


図-6 想定される被災モード



(1) JR 鷹取 EW 成分 150%を入力する場合 (CASE 4~6)



(2) JR 鷹取 NS 成分 200%を入力する場合 (CASE 18~20)

図-7 落橋防止構造の作動遊間の影響

3. 落橋防止構造の効果

表-1 は、解析結果をまとめたものである。

図-5 は桁-桁間に落橋防止構造を設置する場合の結果を示している。また、図-6 には想定される被災モードを示す。ここには比較のために、落橋防止構造を設置しない場合、桁-橋脚間に設置する場合も併せて示している。ここで対象とした単純桁橋では各上部構造の振動特性がほぼ同じで、支承部の耐力も同程度のため、支承部の破壊前後に関わらず、ほぼ同位相で振動する。このため、桁間の相対変位は初期の遊間とほとんど変わらず、落橋防止構造は上部構造の応答変位を低減させることに対しては機能しない。この結果、落橋防止構造が機能するのは、図-6(b)に示すように上部構造が桁かかり長から逸脱する際であり、落橋防止構造によって上部構造をつり下げる状態となり、上部構造の落下を防止できると考えられる。

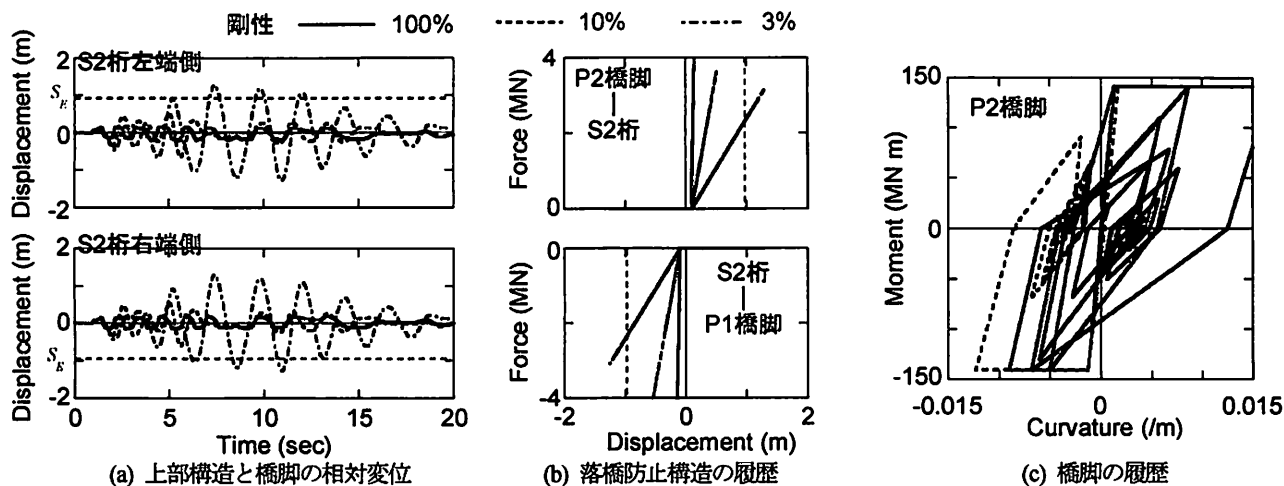
こうした性能は落橋防止構造に求められるひとつの要求性能ではあるが、もう一つの要求性能として「上下部

構造間の大きな相対変位が生じる場合にこれが桁かかり長を超えないようにする²⁾という性能がある。この性能に関する検討を行うため、桁-橋脚間に落橋防止構造を設置する場合を想定した解析を行った。

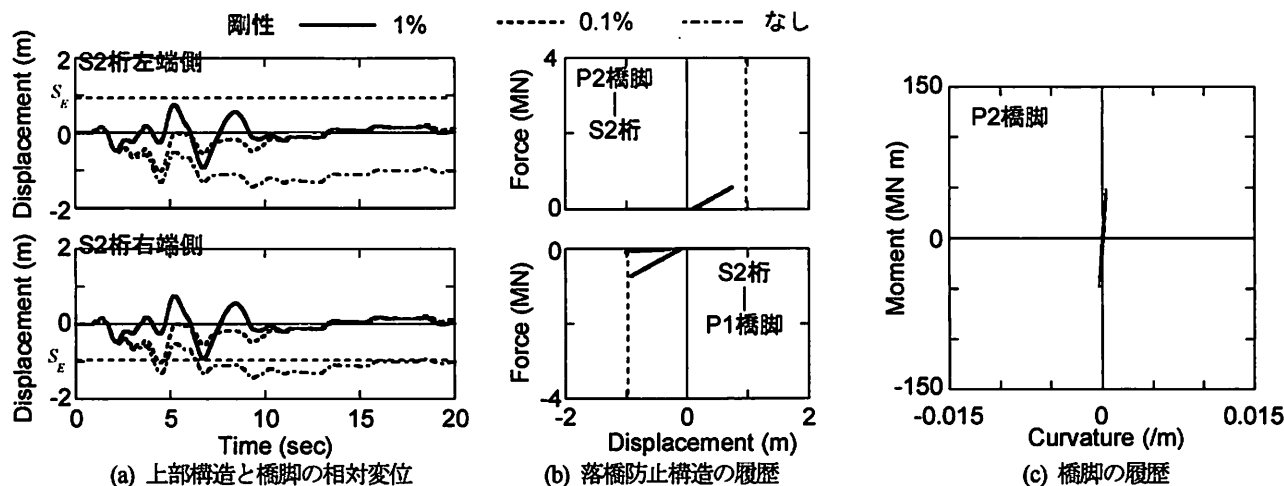
図-7~9 は、落橋防止構造の作動遊間、剛性、非線形特性の影響をそれぞれ示した結果である。ここで、作動遊間の影響を調べるケースでは落橋防止構造の耐力は現行の設計基準による耐力相当としている。また、剛性の影響を調べるケースと非線形特性の影響を調べるケースでは、作動遊間を桁かかり長の 10%としている。

これらと表-1 から、以下のことが分かる。なお、これらのケースではすべての支承部がほぼ同時に破壊し、それ以降に上部構造が振動するのを落橋防止構造が拘束するという現象が生じている。

落橋防止構造の作動遊間に関しては、作動遊間が桁かかり長のそれぞれ 75%、10%のケースでは桁-橋脚間の最大相対変位として 1.5 m を超える応答が生じ、桁かかり長 (= 0.96 m) を大きく上回るが、作動遊間が 40%と中程度のケースでは最大相対変位は 0.7 m 程度と作動遊



(1) 剛性が高い場合 (CASE 7, 8, 10)



(2) 剛性が小さい場合 (CASE 11~13)

図-8 落橋防止構造の初期剛性の影響

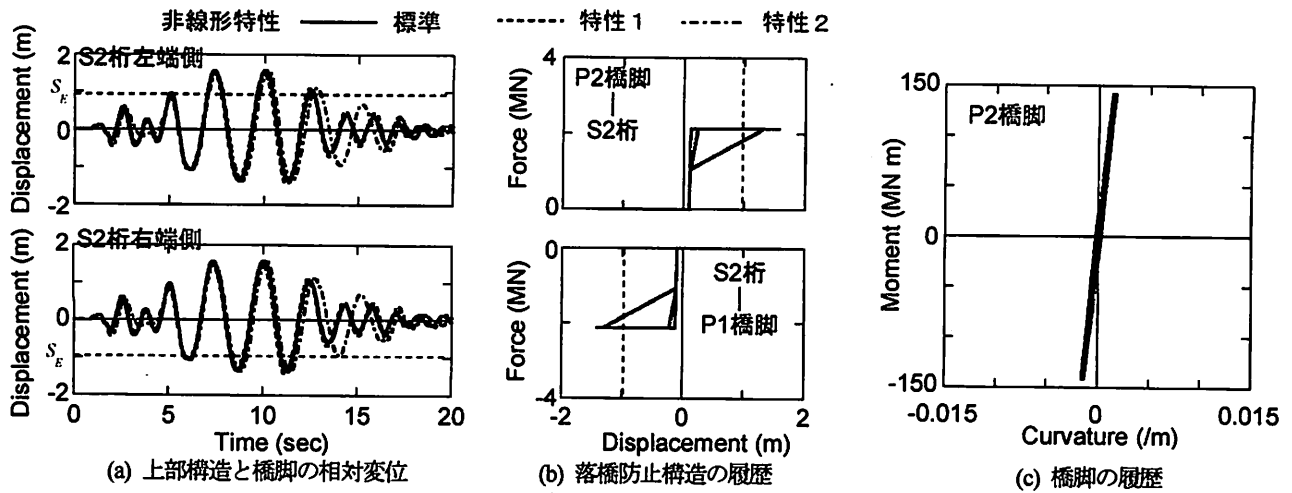
間が大, 小のケースに比べて半分以下の応答となる。これには, 入力地震動の特性の影響もあることから, ここでは JR 鷹取駅記録 NS 成分 (加速度振幅 200%) とする場合の結果も示している。この場合には, 作動遊間の違いによって顕著な差は生じないが, 作動遊間が 40% のケースが若干応答は小さい。作動遊間が中程度の場合には, これが大, 小のケースに比べて時刻が 4 秒以降の上部構造の振動特性に違いが見られるが, これは落橋防止構造が作動することにより桁間衝突が早めに生じたこと等が影響したと考えられる。

落橋防止構造は弾性挙動すると仮定して, その剛性を变化させたケースの結果によれば, 標準の剛性の場合には力で抵抗するため, 桁一橋脚間の相対変位を小さく抑えられるが, この場合には橋脚に大きな力が作用し, 橋脚が大きく損傷する可能性があることが分かる。この場合, 図-6(c)に示したように橋脚に大きな残留変位が生じる可能性もある。落橋防止構造の剛性を小さくすると, 桁一橋脚間の相対変位は大きくなるが, 橋脚の塑性化の度合いは小さくなる。剛性を 3% とする場合が桁一橋脚

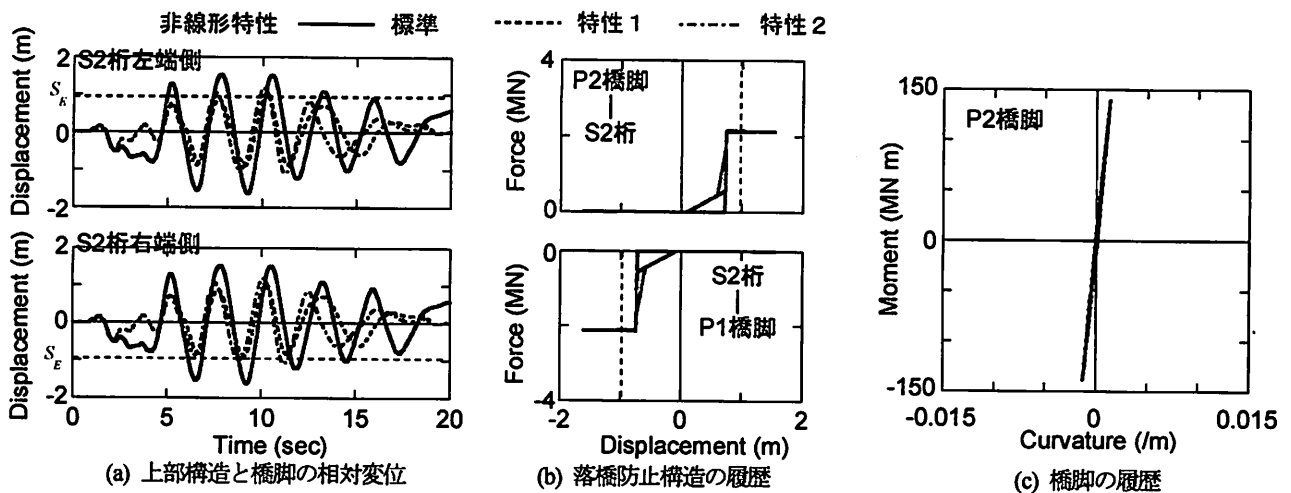
間の相対変位は最大となり, これより剛性を小さくすると相対変位は減少し, 剛性が 1% の時に最小となる。さらに, これより剛性を小さくすると落橋防止構造の影響がほとんどなくなるため, 落橋防止構造を設置しない場合と同様に大きな応答が生じる。

落橋防止構造の非線形特性を变化させる場合には, ひずみ軟化の度合いを变化させてもほとんど影響はないが, ハードニングタイプとして徐々に落橋防止構造の作用力を大きくすると桁一橋脚間の相対変位は小さくなる傾向にある。

こうした傾向は, 対象橋の振動特性と入力地震動の特性に大きな影響を受けるが, 本解析で得られた結果より, 作動遊間は現行の基準の最大値よりも半分程度の方が効果が大きい傾向があること, 作動遊間を現行の基準の 10% 程度と小さくし剛性が小さな部材によって連結すると上部構造の応答が小さくなる傾向があること, 非線形特性に関してはハードニングタイプとして徐々に落橋防止構造の作用力を大きくする方が上部構造の応答変位を低減することに効果があることが明らかになった。



(1) ソフトニングタイプの場合 (CASE 4, 14, 15)



(2) ハードニングタイプの場合 (CASE 6, 16, 17)

図-9 落橋防止構造の非線形特性の影響

4. 結論

本研究では、落橋防止構造の力学的特性が大規模地震時の上部構造の落下防止に及ぼす効果について、解析的な検討を行った。これより、支承部の破壊が先行する橋梁では、落橋防止構造の力学的特性が上部構造の応答特性に影響を及ぼすことを明らかにした。得られた傾向は、対象橋の振動特性と入力地震動の特性に影響を受けるが、本解析からは、力で抵抗する場合には応答変位は小さくなるが橋脚の損傷が大きくなること、作動遊間は中程度がよいこと、非線形特性としてはハードニングタイプとすると効果が大きい傾向があることを示した。

今後は、支承部と落橋防止構造の機能を相互に補完することを前提としたこれらの性能評価技術を確立することが必要とされる。

参考文献

- (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1996。
- (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002。
- 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の被災に関する調査報告書，1995。
- 堀淳一，運上茂樹：1995 年兵庫県南部地震で桁が落下した橋梁の被災解析，第 10 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp. 121-126，東京，2007。
- 川島一彦：動的解析における衝突のモデル化に関する一考察，土木学会論文集，Vol. 308，pp.123-126，1981。
- 梶田幸秀，渡邊英一，杉浦邦征，丸山忠明，永田和寿：鋼製支承の破損を考慮した連続高架橋の地震時応答性状と落橋防止装置の有効性の検討，構造工学論文集，Vol. 45A，pp. 903-914，1999。
- Nakamura, Y.: Waveform and its analysis of the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake, *JR Earthquake Information No. 23c*, Railway Technical Research Institute, Japan, 1995。