論文 橋軸直角方向に着目した免震・制震デバイスによる RC 橋脚基部の損 傷低減に関する検討

劉 翠平^{*1}・Le Thanh Tuan^{*2}・宮下 剛^{*3}・藤本 和久^{*4}

要旨:兵庫県南部地震以降は既設橋梁に対する耐震補強が行われてきたが,環境条件の制限や機能維持上に 課題があるため,既設橋脚・基礎の大規模な耐震補強が困難な場合がある。近年,摩擦ダンパーのような制 震デバイスを用いた橋軸直角方向における耐震補強の事例があるが,耐震補強効果の定量評価に関する事例 は少ない。そこで本研究では,橋軸直角方向に着目し,橋脚基部における損傷を評価できる3次元有限要素 解析モデルを構築し,レベル2地震動が作用する場合の耐震補強前後における鉄筋コンクリート橋脚基部の 損傷低減を定量的に評価した。

キーワード:橋梁,時刻歴応答解析,耐震補強,摩擦ダンパー,コンクリート,ひび割れ

1. はじめに

兵庫県南部地震および新潟県中越地震では、多くの橋脚 が損傷によって倒壊や破壊に至った。そのような状況を踏 まえ、緊急輸送道路の機能を確保するため、昭和55年道 路橋示方書より古い基準を適用した橋梁のうち、新幹線お よび高速道路をまたぐ橋梁の耐震補強が優先的に実施さ れた。しかし、都市高速道路に用地の制約などがあること や、交通量が多いなどの施工上の制限があることで、既設 橋脚・基礎の大規模な耐震補強が困難な場合がある。

そのため、橋脚の耐震補強の事例として、構造形式や 設置環境によって、鋼板巻立てのような工法を用いた耐 震補強や、支承形式を免震補強に変更し、道路橋示方書 で規定するレベル2地震動(タイプII)¹⁾に対する耐震性 を確保する補強方法がある。特に、近年、免震・制震デ バイスの実施適用の拡大に伴い、支承形式の変更によっ て、橋脚基部の損傷低減を図る適用事例が多くなってき ている。橋軸直角方向の耐震補強においては、図-1 に 示すような制震デバイスを用いて支承条件を変更するこ とで、レベル2地震では橋脚基部の損傷が限定的な範囲 に留まるようにしている。下記に、ゴム支承を対象とし た橋軸直角方向におけるレベル2地震動時の耐震補強効 果を述べる²⁾。

- サイドブロックを設置し橋軸直角方向に固定した支 承(以下,支承条件 E)では、サイドブロックを設置 するとゴム支承が免震効果を発揮できず、橋脚基部の 大きな損傷(塑性化)につながり、交通機能を維持で きない恐れがある。
- サイドブロックを撤去し、さらに制震デバイスを設置 する場合(以下、支承条件D)は、支承部を可動にし

た。これにより、ゴム支承の変形を抑えながら、制 震デバイスが地震エネルギーを効率的に吸収でき、 橋脚基部の損傷を大幅に低減することが可能となる。

本研究では、免震・制震デバイスによる橋軸直角方向に おける鉄筋コンクリート(以下, RC)橋脚基部の損傷低減 効果を定量的に把握することとした。まず、橋脚基部にお ける地震応答低減を評価できるように、RC橋脚をソリッ ド要素および埋込鉄筋要素で上部構造を含めた橋梁全体 の3次元有限要素解析の詳細モデルを作成した。支承条件 は、支承を橋軸直角方向に固定とした支承条件E、サイド ブロックを撤去しゴム支承のみとしたケース(以下、支承 条件 R)および、支承条件 D(ゴム支承と摩擦ダンパー) の3種類を想定し、固有値解析および非線形時刻歴応答解 析を行い、橋梁全体の動的挙動を把握した。この応答解析 により、支承部の応答挙動を考察するとともに、橋脚基部 における地震応答低減を定量的に評価したところ、摩擦ダ ンパーを設置することによって橋脚基部における損傷低 減効果を確認できた。



*1 青木あすなろ建設(株) 技術研究所構造研究部建築構造研究室担当課長 博士(工学) (正会員) *2 Project Management Unit 5, Directorate for Roads of Vietnam, Ministry of Transportation, Vietnam. 修士(工学)

*3 長岡技術科学大学 工学研究科環境社会基盤専攻准教授 博士(工学)

*4 青木あすなろ建設(株) 技術研究所構造研究部部長

2. 解析の概要

2.1 解析対象

解析の対象橋梁を図-2 に示す。この対象橋梁は,都市高速道路によく見られる連続桁高架橋を参考に作成した連続鋼 I 桁橋である。上部構造が合成5 主 I 桁橋であり,全幅員は16,500mmである。下部構造は直径3.0mの円形断面の張出式 RC 橋脚であり,3 つの橋脚(PL, PM および PR)の構造諸元は同一とした。基礎構造形式は杭基礎,地盤種別は III 種地盤とした。

支承部は、ゴム支承がサイドブロックによって橋軸直 角方向に拘束されている。ゴム支承の水平剛性は 4,000kN/m、ゴム厚は76mm、許容変位 Yaは190mm(ゴ ム厚の250%)である。

各橋脚の断面詳細を図-2(b)に,橋脚基部における軸 カおよび横拘束筋を考慮した断面の耐力を表-1 に示す。 なお,下部構造に使用したコンクリートの設計基準強度は 21N/mm²,鉄筋の降伏応力度は 295N/mm² である。また, 各橋脚が支持する上部構造重量は 3,491kN であり,梁およ び柱の重量はそれぞれ 1,766kN および 1,613kN である。

表-1 基部における耐力の算定値¹⁾

脉石	せん断耐力	曲げ耐力 (×1		$\times 10^{3}$ kN	10^3 kN · m)	
的阻	Q_u (×10 ³ kN)	M_c	My_0	Mls2	Mls3	
III-III	5.13	9.75	42.52	63.24	63.24	
注 · M	$M = M = \pm 75 M$	いけみわ	ぞわ ていてい	割れ時 な	田隆伏畦	

耐震性能2および耐震性能3に対する限界モーメントである。

2.2 解析モデル

橋脚基部における損傷状況を詳細に考察できるよう に、橋梁全体系を下記のようにモデル化した³⁻⁴⁾。解析に はDiana10.2⁵⁾を使用し、モデル化に用いた要素を表-2に、 メッシュ分割を図-3に示す。

(1) 使用した要素

- 下部構造:コンクリートを2次ソリッド要素,軸方向 鉄筋および帯筋を埋め込み鉄筋Bar要素でそれぞれモ デル化した⁶。また,隣接径間の影響を考慮し,付加 質量35,120kgを両端橋脚の各支承位置に与えた。
- 上部構造:コンクリート床版をシェル要素,主桁,横 桁,対傾構などを梁要素でそれぞれモデル化した。



コンクリート床版および主桁などをoffsetによって相 対位置を設定した。

- 3) 支承部:ゴム支承をインターフェイス要素で、摩擦ダンパーを非線形バネ要素でそれぞれモデル化した。 なお、着目橋脚に与える影響は非常に小さいため、 隣接径間のゴム支承および摩擦ダンパーはモデル化 していない。
- 4) 基礎一地盤は、安全側の評価となるため、各橋脚のフ ーチング下面のX、Y、Z方向の変位を拘束した。

	部材	使用した要素
橋	コンクリート	ソリッド要素
脚	鉄筋	埋め込み鉄筋Bar*
上部	主桁や対傾構など	梁要素
構造	コンクリート床版	シェル要素
ゴムヺ	支承	インターフェイス要素
摩擦タ	マンパー	非線形バネ要素
隣接往	を間	付加質量要素

* 鉄筋位置は計算に用いる節点位置によらず入力でき,鉄筋 剛性は鉄筋を含む要素に分配される。本研究では鉄筋の付 着切れを考慮しておらず,完全付着条件とする。



(2) 材料特性

前述したように、橋脚基部および支承部における動的 応答挙動に着目するため、橋脚基部およびフーチングに 使用した材料特性を弾塑性、その他の部分は弾性とした。 鋼材およびコンクリートの単位体積重量はそれぞれ 7,850kg/m³および2,450kg/m³とした。

図-4~図-5に、橋脚基部およびフーチングに使用した鋼材およびコンクリートの応力-ひずみ関係曲線をそれぞれ示す。鋼材の応力-ひずみ関係はvon Misesの降伏条件を用い、二次剛性は初期剛性の1/10,000, Bi-linearモデルとした。コンクリートの圧縮強度を設計基準強度21.0N/mm²とし、圧縮軟化曲線にはParabolic式、引張軟化曲線にはHordijk式⁵⁾を用いた。

固定支承,ゴム支承および摩擦ダンパーの水平力F--水平変位uの関係曲線を図-6に示す。固定支承は剛性, 弾性ゴム支承は弾性,摩擦ダンパーは剛塑性とし,各々 の水平剛性を同図に示す。骨組モデルを用いた予備検討 では,1橋脚当りのダンパーの摩擦力を2,100kNに設定す ると、橋脚基部の最大応答曲率が最も小さくなるため、 橋脚直角方向に420kNダンパーを5基配置することとし た。また、ダンパーの応答ストロークをゴム厚の250%と する許容変形量を満足させるため、ダンパーのストロー クは±200mmとした。なお、橋脚PMは主桁の連続化を 前提としたため、2組の支承を並列バネと考え設定した。

各構造要素の減衰定数は,文献1)に示される標準値を 参考にして,**表-3**のように設定した。



構造要素	减衰定数	備考
上部工(鋼橋)	0.02	
橋脚(梁:線形部材)	0.05	
橋脚(柱:非線形部材)	0.02	
基礎	0.20	III 種地盤
摩擦ダンパー*	0	
ゴム支承	0.03	

* 履歴減衰を考慮するため、減衰定数を0とする。

2.3 入力地震動および解析ケース

入力地震動は、図-7 に示す道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編¹⁾に準拠したレベル 2 設計地震動のタイプ I (プレート境界型地震)およびタイプ II (内陸直下型地 震)を3波ずつの計6波とした。入力地震波と3種類の 支承条件 (E, R および D) の組み合わせにより、表-4 に示すように合計 18 ケースに対して解析を行った。 動的解析には、Newmark β 法(平均加速度法 β =0.25) による時刻歴応答解析法を用いた。死荷重による初期応力 を導入した後、入力地震波を 0.01、 0.02、... のように 0.01 秒刻みで橋軸直角方向に与え、フーチングの下面を介して 入力した。



解析	支承	入力	解析	支承	入力
ケース	条件	地震動	ケース	条件	地震動
E-131		I-III-1	R-131		I-III-1
E-132		I-III-2	R-132		I-III-2
E-133	E	I-III-3	R-133	R	I-III-3
E-231		II-III-1	R-231		II-III-1
E-232		II-III-2	R-232		II-III-2
E-233		II-III-3	R-233		II-III-3
D-131		I-III-1	D-231		II-III-1
D-132	D	I-III-2	D-232	D	II-III-2
D-133		I-III-3	D-233		II-III-3

解析ケース符号の例:

解析ケース E-131:支承条件 E,入力地震波 I-III-1。

3. 解析結果および考察

3.1 固有值解析

支承条件を E, R および D とする場合に対して, 固有 値解析を行った。表-5 に固有値解析結果, 図-8 に選 定した橋軸直角方向の変形が支配的となる主要な振動モ ードをそれぞれ示す。支承条件 R は橋軸直角方向におい て支承条件 E および D より剛性が低いため, 橋軸直角方

表-5 固有値解析結果(1次と主要な振動モード)

古承冬州	モード次粉	田右垢動粉 (円2)	国右国期 (3)	ひずみエルギー	Rayleigh 減衰係数	
又承未任	下扒奴	回有派勤致 (HZ)	回有问为(8)	減衰定数 (%)	α	β
	1	0.714	1.401	2.96		
Е	2	2.110	0.474	2.00	0.39125	0.000783
	13	5.994	0.167	2.00		
	1	0.707	1.414	2.94		
R	5	2.768	0.361	2.05	0.13315	0.001291
	9	3.660	0.273	2.04		
	1	0.714	1.401	2.96		
D	2	2.088	0.479	1.96	0.32604	0.000696
	13	5.678	0.176	1.79		

注:網掛けは選定した主要な振動モードを表す。



図-8 選定した主要な振動モード

向の変形が支配的となり、卓越したモードは5次、9次 モードであることを確認した。

動的解析で使用する Rayleigh 減衰係数を算出し, 表-5 にまとめた。なお,前節に述べたように,摩擦ダンパーについては,要素別で Rayleigh 減衰係数を $\beta = 0$ とした。

3.2 時刻歴応答解析

ここに,図-2に示す中央部の橋脚基部(以下,着目 橋脚基部)および,G3桁に設置した支承部(以下,着目 支承部)に着目し,時刻歴応答解析の結果を考察する。

(1) 時刻歴応答

ここに、タイプ II-III-1 を例として、橋軸直角方向について実施した時刻歴応答解析結果を示す。支承位置の応答変位波形、支承の水平力の応答波形および支承の応答変位履歴を図-9,図-10および図-11にそれぞれ示す。 図-10に示すように、解析ケース E-231 は支承部に大きな水平力を受けたため、地震時に支承を破壊する可能性が高いことを示唆している。また、解析ケース D-231 は、 支承部に生じる最大変位は 0.09m で、図-11(b)に示す摩擦ダンパーの応答履歴はバイリニアの履歴を描き、ゴム 支承の変形を抑制し地震エネルギーを吸収していること が分かる。



(2) 最大応答値

着目支承部における各最大応答値を表-6にまとめる。 表中に着目支承部における最大応答変位,橋脚天端部に おける最大応答加速度および支承部の最大水平力をьδmax, bαmaxおよびbFmaxでそれぞれ表す。 図-12に支承条件Eとした解析ケースについて最大応 答加速度と応答加速度スペクトルとの比較を行った。1 次固有周期の1.40秒に対して,時刻歴応答解析によって 得られた最大応答加速度は応答加速度スペクトルと同程 度であった。これは,橋脚基部およびフーチングを除い た部分は弾性としており損傷が生じなかったためである。 従って,時刻歴応答解析で得られた解析結果は橋脚基部 に着目した対象橋梁の動的挙動を模擬できると言える。

3波形による最大応答変位の平均値bδaver,および支承の 最大水平力の平均値bFaverを表-6に示す。支承条件Rとし た場合に応答値bδaverは許容変位Yaを超えたが、支承条件 Dとした場合に応答値bδaverは許容変位以下となることが 分かる。また、支承条件Dは支承条件Eより、支承部の最 大水平力の平均値が約85%低減したことが分かる。これ については、摩擦ダンパーとゴム支承を両方設置するこ とによって地震応答をさらに低減できる結果となった。

	~ -				
解析 ケース	$b\delta_{max}$ (m)	${}^{\mathrm b\delta_{aver}}_{\mathrm (m)}$ *	ь α_{max} (gal)	ь <i>F_{max}</i> (kN)	ь <i>Faver</i> (kN)
E-131		-	793.6	4772.7	
E-132		-	-821.3	-4713.5	4717.2
E-133		-	-780.5	4665.4	
E-231		-	873.1	4865.9	
E-232		-	-796.6	4712.6	4724.7
E-233		-	-819	-4595.5	
R-131	0.77	0.70	-718.3	-3073.9	
R-132	0.69	(NG)	-945.2	2750.7	2879.3
R-133	0.70	(\mathbf{NO})	-991.6	-2813.4	
R-231	-0.78	0.70	677.7	-3136.6	
R-232	0.78	(NG)	786.8	3122.6	3136.5
R-233	-0.79	(\mathbf{NO})	885	-3150.4	
D-131	0.06	0.07	-1371.9	638.1	
D-132	0.08	(OK)	-1139.7	-717.3	684.9
D-133	0.07	$(\mathbf{O}\mathbf{K})$	1265.8	-699.2	
D-231	0.09	0.07	-1289.9	777.9	
D-232	-0.06	$(\mathbf{O}\mathbf{K})$	-1333.5	-638.7	701.3
D-233	-0.07	$(\mathbf{O}\mathbf{K})$	-1103.2	-687.4	

表ー6 着目支承部の応答の最大値

* ゴム支承の許容変位 Y_aより大きい場合に NG,小さい場合に OK とする。



(3) 橋脚基部における損傷状況の比較

着目橋脚基部における最大主ひずみの応答波形を図 -13に,解析終了時のひび割れ幅分布を図-14に示す。 いずれの支承条件においても,最大応答時に橋脚基部の 鉄筋の降伏が見られたが、摩擦ダンパーを設置した場合、 支承条件 E よりかぶり表面における最大主ひずみは約 31%、残留主ひずみは約 22%低減したことが分かる。ま た、図-14 に示すように、最大ひび割れ幅の低減だけで はなく、橋脚基部全断面にわたり発生したひび割れ幅も 小さくなり、摩擦ダンパーによる橋脚基部における地震 応答低減の効果を確認した。



(4) 支承の残留変位

表-7に支承条件 D における解析終了時の着目した橋 脚の残留変位 pδR および支承部残留変位 bδR を示す。橋脚 の残留変位は許容残留変位 13.6cm (橋脚下端から上部構 造の慣性力の作用位置までの高さの 1/100¹⁾) 以下,支承 部に生じた残留変位の最大値が 2.33cm で小さいため,地 震直後の都市高速道路における通行確保のための制限値 (新設橋の場合 12.5cm 以下,既設橋の場合は 25.0cm 以 下)を満たし,摩擦ダンパーは既設橋および新設のどち らにも使用できる結果となった。

1	1 7+	1/1/1/12/13/14/2			
解析	$_{ m p}\delta_R$	$_{ m b}\delta_R$	解析	$_{ m p}\delta_R$	$_{ m b}\delta_R$
ケース	(cm)	(cm)	ケース	(cm)	(cm)
D-131	1.06	0.48	D-231	0.36	2.33
D-132	2.92	2.14	D-232	0.25	0.55
D-133	1.40	1.07	D-233	0.14	1.10
>> = + / / ·					

衣一/ 脌朳於「吋の文承部残留》

注:最大値を太字で表示する。

4. まとめ

本研究では、都市高速道路によく見られる円形断面張 出式 RC 橋脚を有する 2 径間連続合成 I 桁橋梁の橋軸直 角方向を対象とし、3 種類の支承条件と 6 つの入力地震 動波形との組み合わせた時刻歴応答解析を行い、動的応 答挙動を考察した。以下に、得られた知見をまとめる。 (1) 摩擦ダンパーとゴム支承を設置したケースでは、摩 擦ダンパーの応答履歴はバイリニアの履歴を描き, ゴム支承の変形を抑制しつつ,地震エネルギーを吸 収していることを確認した。

- (2) サイドブロックとゴム支承を設置したケースでは、 時刻歴応答解析によって得られた最大応答加速度は 応答加速度スペクトルと同程度であり、時刻歴応答 解析で得られた解析結果は対象橋梁の動的挙動を模 擬できることを確認した。
- (3) ゴム支承のみ設置したケースは支承部の最大変位が 許容変位 190mm を超え、地震時にゴム支承が破壊した。一方、摩擦ダンパーとゴム支承を設置した解析 ケースの最大変位は許容変位以下であり、支承部に 生じた最大水平力の平均値は 85%低減した。これより、摩擦ダンパーとゴム支承を両方設置することによって地震応答をさらに低減できることを確認した。
- (4) 摩擦ダンパーとゴム支承で耐震補強することにより、補強前に比べ橋脚基部における最大主ひずみを約31%、残留主ひずみを約22%低減でき、ひび割れ幅の最大値の低減だけではなく橋脚基部断面にわたって発生したひび割れ幅も小さくなったことを確認した。
- (5) 摩擦ダンパーとゴム支承を設置した解析ケースは 支承部残留変位の最大値は2.33cmで小さいため、都 市高速道路の新設橋と既設橋のどちらにおいても、 摩擦ダンパーとゴム支承を設置することにより地 震直後に通行が確保できることを確認した。

参考文献

- (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 III, IV, V, 2017.11.22
- 波田雅也,蔵治賢太郎,右高裕二,牛島 栄:橋梁の耐震補強に用いるダイス・ロッド式摩擦ダンパーの開発,土木学会論文集A1(構造・地震工学),Vol.75, No.2, pp.95-110, 2019
- 伊原 茂,松崎久倫,庄司 学:既設高架橋の鋼製 橋脚基部に着目した免震・制震デバイスによる地震 応答低減に関する研究,土木学会論文集 A1 (構造・ 地震工学), Vol.72, No.4 (地震工学論文集第 35 巻), I 146-I 160, 2016
- (濱本朋久,浦志涼介,山尾敏孝:桁端衝突と免震ゴムによる2径間連続PC橋の地震応答低減手法に関する検討,土木学会論文集A2(応用力学),Vol.72, No.2(応用力学論文集Vol.19),I 663-I 674,2016
- de Witte, F.C. and Kikstra, W.P.: DIANA Finite Element User's Manual: Analysis Procedures (release 10.3), TNO DIANA b.v., 2020
- 6) 劉 翠平,藤本和久,宮下 剛,牛島 栄:鋼板巻 立補強の円形断面 RC 橋脚の耐震性能照査に関する 解析的考察,第 36 回土木学会関東支部新潟会研究 調査発表会,No.1419, pp.56-59, 2018.11