

制震装置を取り付けた橋台の照査に関する一検討

木内 耕治¹・石川 義樹²・八ッ元 仁³・崔 準祐⁴・堺 淳一⁵・星隈 順一⁶

- ¹八千代エンジニアリング株式会社（〒161-8575 東京都新宿区西落合2-18-12）
²正会員 修（工） 八千代エンジニアリング株式会社（〒161-8575 東京都新宿区西落合2-18-12）
³正会員 修（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 研究員
（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）
⁴正会員 博（工） 九州大学大学院 工学研究院 社会基盤部門 助教
（〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744）
⁵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 主任研究員
（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）
⁶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 上席研究員
（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）

1. はじめに

近年，既設橋梁の耐震補強を目的として橋脚や橋台に制震装置を取付ける事例が増えている．特に，所要の地震時保有水平耐力を有しない中間橋脚に作用する地震時水平力を低減させ，逆にその相応分を橋台に分担させるとともに，制震装置のエネルギー吸収能により橋全体系として地震応答の低減を図ることを目的として，橋台と上部構造の間に制震装置を設置するという考え方が採用されている事例が多い．しかし，制震装置がその効果を発揮するためには，制震装置を取り付けた橋台がレベル2地震動に対しても安定して挙動することが前提となる．このため，レベル2地震動により制震装置から作用する力に対して，既設の橋台が安定して挙動できるかについて照査が必要になる．

橋台のレベル2地震動に対する照査は，道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編（以降，道示Ⅴ）¹⁾ 6.4.8において，液状化が生じると判定される地盤上にある橋台を対象として，レベル2地震動に対する橋台基礎の照査が規定されている．また，同項解説文において，橋台への地震時水平力の分担が大きい橋やレベル2地震動に対する橋台への慣性力の分担比率がレベル1地震動の時よりも大きくなる場合等には，橋台周辺の地盤条件に関わらず，レベル2地震動に対する橋台基礎の照査の必要性について十分検討す

ることがよいとされている．

このような背景から，本稿では橋全体系としての耐震補強を目的として既設の橋台に制震装置を取り付けた場合のその橋台に対する照査に着目して検討を行った例を報告するものである．

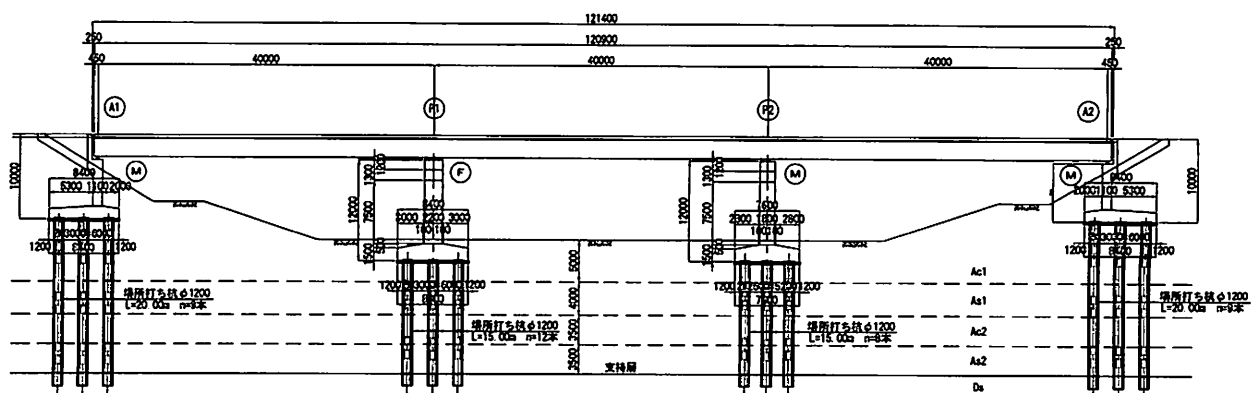
2. 検討対象とした橋梁概要

検討対象とした橋梁は，一般的な中規模な中間1支点の固定支持による鋼3径間連続鈑桁橋であり，S55道示以前の基準で設計された既設橋梁を想定した．

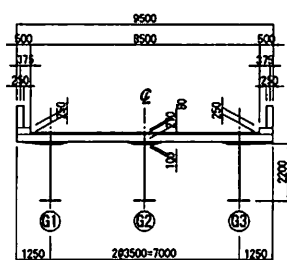
対象橋梁の概要図および諸元は，それぞれ図-1と表-1に示すとおりである．本橋は，橋長121.4 m（3@40.0 m），有効幅員8.5 m有する河川を横過する橋梁である．各下部構造に作用する反力および支承条件を表-2に示す．可動支承を有する下部構造の設計水平力は，静止摩擦力（摩擦係数 $\mu=0.15$ ）とした．

表-1 対象橋梁諸元

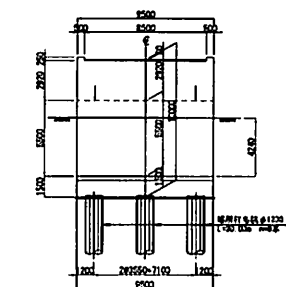
上部構造	鋼3径間連続非合成鈑桁
橋長	121.400m（3@40.0m）
全幅員	9.50 m
上部構造重量	15,180 kN
下部構造	橋台：逆T式，橋脚：壁式
基礎構造	場所打ち杭（ $\phi 1200$ ）
地盤種別	Ⅱ種地盤
地域区分	A区分（ $c_v=1.0$ ）
設計水平震度	$k_h=0.20$



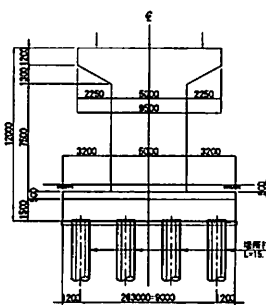
(a) 側面図



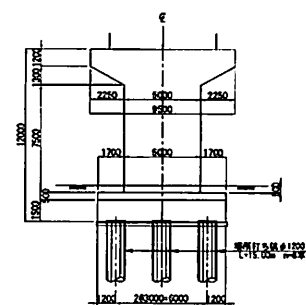
(b) 上部構造



(c) 橋台【可動支持】



(d) P1橋脚【固定支持】



(e) P2橋脚【可動支持】

図-1 対象橋梁

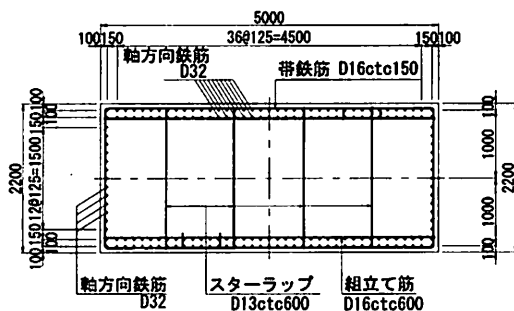
表-2 上部工反力および支承条件

	A1	P1	P2	A2	合計
支承条件	Mov	Fix	Mov	Mov	
死荷重 (kN)	2,020	5,570	5,570	2,020	15,180
活荷重 (kN)	1,160	2,020	2,020	1,160	—
水平力 (kN)	303	3,036	836	303	4,478

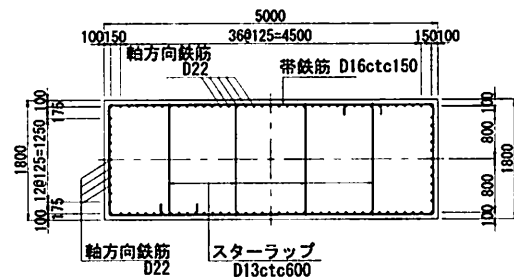
※可動支承部の水平力 = 摩擦係数 (0.15) × 死荷重

表-3 安定計算および部材設計結果一覧表

部材	項目	記号	単位	A1, A2 (可動)	P1 (固定)	P2 (可動)
安定計算	変位	δ	mm	9.25	5.97	3.74
		δ_s	mm	15.00	15.00	15.00
	支持	P_{max}	kN	3399.4	2970.6	2488.3
		R_s	kN	4158.0	3208.0	3208.0
		P_{min}	kN	398.5	-627.7	556.9
		P_s	kN	-1641.0	-1369.0	-1369.0
壁・柱	曲げ 応力度	σ_c	N/mm ²	8.17	9.35	7.42
		σ_{ca}	N/mm ²	10.50	10.50	10.50
		σ_s	N/mm ²	210.5	249.5	231.0
		σ_{sa}	N/mm ²	270.0	270.0	270.0
	せん断 応力度	τ	N/mm ²	0.36	0.37	0.16
		τ_s	N/mm ²	0.43	0.41	0.33
杭	曲げ 応力度	σ_c	N/mm ²	10.06	5.87	4.09
		σ_{ca}	N/mm ²	12.00	12.00	12.00
		σ_s	N/mm ²	244.5	246.6	87.7
		σ_{sa}	N/mm ²	270.0	270.0	300.0
	せん断 応力度	τ	N/mm ²	0.75	0.38	0.24
		τ_s	N/mm ²	0.51	0.46	0.75
フーチング	設計断面			後趾	後趾	後趾
		σ_c	N/mm ²	7.29	5.59	3.81
	曲げ 応力度	σ_{ca}	N/mm ²	10.50	10.50	10.50
		σ_s	N/mm ²	246.7	229.3	223.3
		σ_{sa}	N/mm ²	270.0	270.0	270.0
	せん断 応力度	τ	N/mm ²	0.22	0.63	0.52
		τ_s	N/mm ²	1.00	1.32	1.20



(a) P1橋脚



(b) P2橋脚

図-2 橋脚柱基部断面図

表-4 橋脚の保有耐力

項目			記号	単位	P1橋脚		P2橋脚		備考
地震動					タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ	
等価重量			W	kN	16751.9	16751.9	4071.1	4071.1	C _p =0.5
耐力比較	段落し部	終局水平耐力	P _u	kN	5028.6	5028.9	1409.9	1410.1	=M _u /h
		せん断耐力	P _s	kN	2608.6	3246.0	1701.0	2075.5	C _s =0.6(タイプⅠ), 0.8(タイプⅡ)
			P _{s0}	kN	3883.4	3883.4	2450.0	2450.0	C _s =1.0
	柱基部	終局水平耐力	P _u	kN	4566.2	4571.7	1504.4	1504.5	=M _u /h
		せん断耐力	P _s	kN	3603.0	4351.2	2552.2	3017.9	C _s =0.6(タイプⅠ), 0.8(タイプⅡ)
			P _{s0}	kN	5099.4	5099.4	3483.7	3483.7	C _s =1.0
破壊形態の判定					段落し部 せん断破壊型	段落し部 せん断破壊型	段落し部 曲げ破壊	段落し部 曲げ破壊	

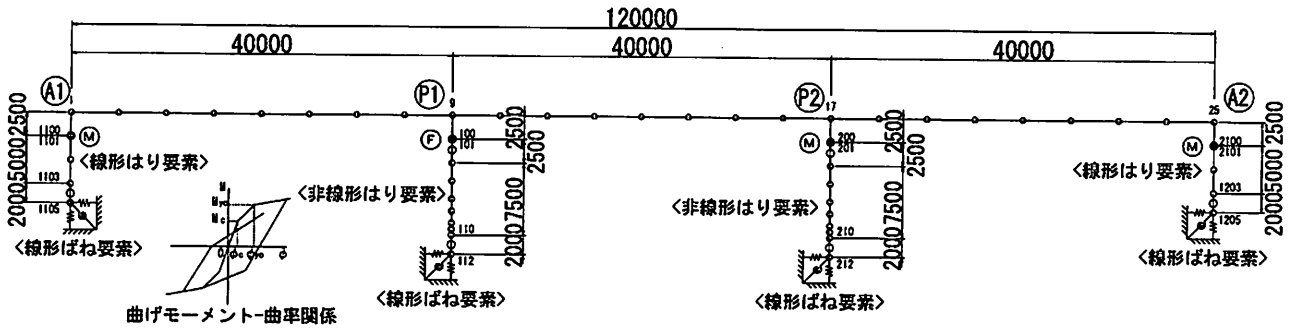


図-3 非線形動的解析モデル図

対象橋梁を試設計した結果を表-3に示す。P1橋脚の軸方向鉄筋は、図-2(a)に示すように橋軸方向の水平力による曲げモーメントに対して抵抗する面において、125 mm間隔で配置されたD32の2段配筋としている。また、柱基部から4.0mにおいて段落し部を有する橋脚となっている。図-2(b)に示すようにP2橋脚の軸方向鉄筋は、橋軸方向の水平力による曲げモーメントに対して抵抗する面において、125 mm間隔で配置されたD22の1段配筋としている。軸方向鉄筋は、P1橋脚と同様に柱基部から2.5mにおいて段落しされている。

表-4には各橋脚の保有耐力を示している。これによれば、P1橋脚においては、段落し部におけるせん断破壊型と判定される。一方、P2橋脚においては、その支持条件は可動であるため、曲げ耐力が小さく、この結果、段落し部での曲げ破壊型の橋脚となっている。

各基礎構造形式は全て場所打ち杭とし、杭径1.2mとして必要な支持力より杭本数を決定した。

3. 補強前の状態に対する耐震性照査

対象橋梁の耐震性照査は、レベル2地震動に対し

て非線形動的解析を用いて実施した。ここで、解析方法は道示Vに示される方法を準用した。非線形動的解析は、図-3に示すように橋梁全体系をはり・ばね要素により平面骨組モデル化し、橋脚柱については曲げモーメントと曲率関係の非線形履歴特性（Takedaモデル）を考慮した。なお、表-4からも分かるように、補強前の状態においては段落し部においてせん断破壊が生じると判定される結果となるが、解析モデルにおいてせん断破壊は考慮せず、動的解析による応答値とせん断耐力との比較により判定することとした。これは、実務レベルでせん断破壊後の挙動を適切に再現できるモデルがないこと、また、仮にこのようなモデルを用いたとしても、後述のように段落し部の補強を前提としているため、本検討の目的に照らすと、補強前の状態におけるせん断破壊後の挙動を再現する必要性がないことを踏まえたものである。支承部は、支持条件に合わせて固定支承をピン、可動支承をピンローラーとしてモデル化した。ここで、可動支承の摩擦係数は0とした。基礎は道示V6.2.3に従い算出した線形ばねとしてモデル化した。等価減衰定数については、道示V7.3を参考に上部構造2%、橋脚2%、地盤基礎20%とした。

非線形動的解析は、平成14年道示Vの参考資料に示される標準加速度応答スペクトルにスペクトル特

表-5 補強前の状態に対する非線形動的解析の最大応答値および耐震性能照査結果（橋軸方向，レベル2地震動）

			橋 軸 方 向			
			A1橋台	P1橋脚	P2橋脚	A2橋台
上部構造	主 桁	最大応答加速度 (gal)	559	556	563	566
		最大応答変位 (mm)	304.8	304.5	305.5	305.9
	支 承 部	支承形式	BP-A	BP-A	BP-A	BP-A
		最大水平力 (kN)	0	8,107	0	0
		最大相対変位 (mm)	306.3	0.0	308.9	306.3
下部構造	下部構造天端	最大応答加速度 (gal)	802	554	1,138	802
		最大応答変位 (mm)	4.8	302.9	27.2	4.8
		残留変位 δ_R (mm)	---	150.06	0.00	---
		許容残留変位 δ_{Ra} (mm)	---	100.00	100.00	---
		残留変位の照査 ($\delta_R \leq \delta_{Ra}$)	---	< NG >	(OK)	---
	[曲げ照査]	照査断面	基 部	段落し部 基 部	段落し部 基 部	基 部
		最大曲げモーメント (kN・m)	3,026	41,277 45,171	7,900 13,320	3,026
		最大応答曲率 (1/m)	---	2.492E-3 1.085E-2	2.169E-4 3.080E-4	---
		安全係数 α	---	段落し 1.5	段落し 1.5	---
		許容曲率 ϕ_a (1/m)	---	1.056E-3 7.110E-3	1.179E-3 7.110E-3	---
		応答塑性率 $\mu_{max} (= \phi_{max} / \phi_y)$	---	2.36 10.19	0.18 0.29	---
		変形性能の照査 ($\phi_{max} \leq \phi_a$)	---	< NG > < NG >	(OK) (OK)	---
	[せん断照査]	照査断面	基 部	段落し部 基 部	段落し部 基 部	基 部
		最大せん断力 (kN)	819	7,225 5,060	1,753 2,250	819
		せん断耐力 P_s (kN)	---	3,883 4,351	2,450 3,018	---
		せん断耐力の照査 ($S_{max} \leq P_s$)	---	< NG > < NG >	(OK) (OK)	---

性が一致するように振幅調整した地震波（振幅調整波）のうち，タイプⅠ及びタイプⅡの地震動のⅡ種地盤用の3波を橋軸方向に入力し，応答値は地震動のタイプごとに地震動3波による解析結果を平均した値により評価した．本検討で対象とした橋梁では，タイプⅡの地震動に対する場合の方が厳しい結果であったため，以下にはタイプⅡの地震動に対する結果を示す．

表-5は補強前の状態に対する非線形動的解析の結果を示したものである．対象橋梁は，P1橋脚の1点固定であるため，全ての上部構造の慣性力をP1橋脚が負担することになり，P1橋脚においては最大せん断力が許容値を大きく上回り，耐震性を満足しない結果である．また，後述する曲げに対する耐震補強の参考となるために，表-5には曲げに対する照査結果も示しているが，これによれば，せん断破壊しないと仮定する場合には，段落し部や柱基部で最大曲げモーメント（最大曲率）が許容値を大きく上回ることが分かる．一方，可動橋脚であるP2橋脚は上部構造からの慣性力を負担しないために，照査を満足する結果であった．なお，橋台については，可動支点であり，レベル2地震動による上部構造の地震時慣性力は分担しないと仮定しているため，ここでは照査の対象としていない．

4. 耐震補強対策

(1) 耐震補強による目標性能の設定

既設橋の耐震補強に際しては，既設橋に対する耐震補強において目標とする橋の耐震性能を，地震後の道路ネットワークとして当該橋を含む路線に求められる性能の観点，深刻な2次災害を防止する観点，当該橋が被災した場合における構造条件や施工条件からの機能回復の難易度の観点等に基づき，橋梁の管理者によって個別に設定されることになる．既設橋に対する耐震補強の場合には様々な制約条件があるため，一般に，目標とする耐震性能レベルには，橋の条件に応じて様々な設定の考え方があると考えられるが，ここでは，レベル2地震動による損傷が限定的なものに留まり，橋としての機能の回復が速やかに行い得る状態が確保されるとみなせる耐震性能レベルが目標として設定された橋という仮定で検討を行った．

(2) 耐震補強工法の検討

ここでは，(1)において設定した目標とする耐震性能を満足するような耐震補強工法の検討を行う．

一般的な橋脚の耐震補強工法としては，既設橋脚の耐力および塑性変形能の向上を目的としたRC巻立て工法や鋼板巻立て工法が用いられる．これらの工法は橋脚柱部を補強する工法で，安価で効果的な

補強工法である。

一方、対象橋梁のように河川内の橋脚をRC巻立て工法等により補強する場合には、耐震補強工事に関連し締切工等の仮設構造物も必要になるために全体的な工事費は増大し、条件によっては必ずしも安価な工法とは言えない場合もある。また、河積阻害率の関係から、断面寸法を大きくできない場合が多い。このような場合に対しては、既設の耐震補強を合理的かつ効果的に実施するために、段落し部を繊維材シート等により曲げ耐力補強した上で、橋梁全体系を考慮して耐震性能の向上を図るために免震構造や制震構造を用いた地震の影響を軽減させる工法がある。

対象橋梁では、表-5に示したように固定支点（P1橋脚）に地震時慣性力が集中し、上部構造の最大応答変位が305mmと遊間量（250mm）を上回っている。そのため耐震補強対策にあたっては、制震装置（シリンダー型ダンパー）を設置することにより地震力の低減と変位を抑制する工法を基本として検討することとした。なお、制震装置は、剛性が高く地震時の変形が小さい橋台部に図-4に示すようにシリンダー型ダンパーを設置することを想定した。その上で、制震装置の容量および取り付けられる橋台に着目して以下にケースについて検討を行った。

ケース1：橋脚の補強量を最も軽減できるように桁端部のシリンダー型ダンパーの容量を設定する

ケース2：橋台に作用する慣性力が増加しないように桁端部のシリンダー型ダンパーの容量を設定し、必要に応じて橋脚を補強する

耐震補強の検討にあたっては、補強前の状態に対する耐震性照査と同様にレベル2地震動に対して非線形動的解析を用いて行った。シリンダー型ダンパーに対しては、図-5に示すように抵抗力を上限としたバイリニア型履歴特性を考慮した非線形ばね要素によりモデル化した。また、シリンダー型ダンパーは、地震時のようにダンパーに大きな相対速度が発生する場合は大きな抵抗力が発生するとともにエネルギー吸収能を発揮するが、常時や温度変化に伴う小さな相対速度に対しては抵抗力がほとんど発生しないという力学的特性を有している。このため、本検討では常時や温度に対する照査は対象としなかった。なお、以下に示す検討は制震装置を用いた耐震補強における検討の1例を示すもので、制震装置を用いて最適な耐震補強設計を行った結果を示しているわけではない。

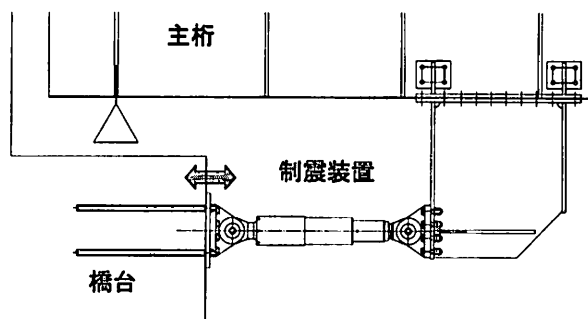


図-4 制震装置の設置図

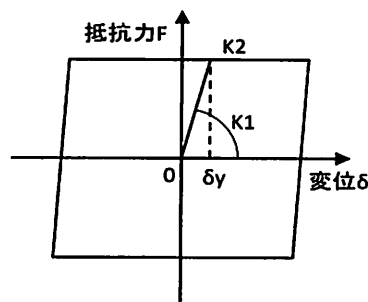


図-5 シリンダー型ダンパーの履歴特性

(3) ケース1に対する検討

a) ダンパーの必要容量と橋脚の補強

検討では、桁端部と橋台間に設置するシリンダー型ダンパーの容量を変化させた解析を行い、応答値の変化などを踏まえて目標とする橋の耐震性能を満足するようにダンパーの必要容量を設定した。

検討の結果より、1箇所あたり総容量 3,000 kN（=1,000 kN×3 基）までは、容量の増加に伴い、桁の応答変位の低減効果が確認されたが、容量をこれ以上大きくさせても、応答値に変化が生じなかった。これはシリンダー型ダンパーをばね剛性に換算した場合、非常に硬い剛性（ $K=4.0 \times 10^5$ kN/m）を示しており、固定支承を有する多点固定と同様な構造系となったために地震の影響を軽減する効果がこれ以上は期待できなくなったためと考えられる。なお、参考までに速度依存型のモデル化により同様の検討を行ったが、この傾向は同じであった。

また、補強前の状態に対する照査により段落し部で損傷が生じる可能性があったことから、橋脚の耐震補強においては、段落し部における損傷が生じないように補強を行うこととした。その補強量は、シリンダー型ダンパーの必要容量に関する検討から橋台1箇所あたり3,000 kNのシリンダー型ダンパーを設置した場合を対象に、P1橋脚の耐震性の照査を行い、段落し部において耐力を超過する分に対して決定することとした。この結果、段落し部に対しては、繊維

表-6 ケース1における非線形動的解析の最大応答値および耐震性能照査結果（橋軸方向，レベル2地震動）

			橋 軸 方 向							
			A1橋台		P1橋脚		P2橋脚		A2橋台	
上部構造	主 桁	最大応答加速度 (gal)	806		802		814		817	
		最大応答変位 (mm)	73.4		73.7		74.9		74.6	
	支 承 部	支承形式	BP-A+制震ダンパー		BP-A		BP-A		BP-A+制震ダンパー	
		最大水平力 (kN)	3,001		6,315		0		3,001	
		最大相対変位 (mm)	58.6		0.0		73.6		58.3	
下部構造	下部構造天端	最大応答加速度 (gal)	1,767		784		1,137		1,762	
		最大応答変位 (mm)	21.3		72.0		27.2		21.3	
		残留変位 δ_R (mm)	---		5.84		0.00		---	
		許容残留変位 δ_{Ra} (mm)	---		100.00		100.00		---	
		残留変位の照査 ($\delta_R \leq \delta_{Ra}$)	---		(OK)		(OK)		---	
	[曲げ照査]	照査断面	---	---	段落し部	基 部	段落し部	基 部	---	---
		最大曲げモーメント (kN・m)	---	---	40,075	60,650	7,908	13,331	---	---
		最大応答曲率 (1/m)	---	---	4.873E-4	1.364E-3	2.184E-4	3.088E-4	---	---
		安全係数 α	---	---	段落し	1.5	段落し	1.5	---	---
		許容曲率 ϕ_a (1/m)	---	---	9.210E-4	6.233E-3	1.179E-3	7.110E-3	---	---
		応答塑性率 $\mu_{max} (= \phi_{max} / \phi_y)$	---	---	0.53	1.42	0.19	0.29	---	---
		変形性能の照査 ($\phi_{max} \leq \phi_a$)	---	---	(OK)	(OK)	(OK)	(OK)	---	---
	[せん断照査]	照査断面	---	---	段落し部	基 部	段落し部	基 部	---	---
		最大せん断力 (kN)	---	---	7,206	7,005	1,754	2,251	---	---
		せん断耐力 P_s (kN)	---	---	7,824	8,292	2,450	3,018	---	---
		せん断耐力の照査 ($S_{max} \leq P_s$)	---	---	(OK)	(OK)	(OK)	(OK)	---	---

表-7 レベル1地震動時の橋台の水平力の比較

荷重状態		記号	単位	A1	P1	P2	A2	備考
分担荷重		W _U	kN	0	3,036	0	0	=3,036
作用 地震力	補強前	H	kN	303	3,036	836	303	k _H =0.20
	ケース1	R _{HD}	kN	1,321	432	0	1,313	=3,066
	ケース2	R _{HD}	kN	300	2589	0	300	=3,189

※ケース1の制震装置は、非線形域に達しておらず、剛な線形ばねとして機能している。

維目付量200 g/m²の炭素繊維シート4層を段落し部に柱軸方向に貼り付けることとした。なお、P2橋脚は、表-5に示したように、補強前の状態において照査を満足していたため、ここでは補強の対象としなかった。なお、本検討では橋軸方向を対象とした検討しか行っていないため、P2橋脚は補強の対象とならなかったが、実際には、橋軸直角方向に対する検討結果も踏まえながら、段落し部の損傷により致命的な破壊が生じないような対策の必要性について検討することになる。

このようなダンパーの容量とP1橋脚の段落し部に対する繊維材巻き立て補強を行った橋に対して、耐震性能の照査を行った結果を表-6に示す。最大応答変位が306mmから75mm，P1橋脚に作用する水平力が8,107kNから6,315kNまでそれぞれ減少し，P1橋脚の耐震性が確保された。一方で，橋台に作用する水平力は，シリンダー型ダンパーの抵抗力相当の力が作用し，補強前の状態に対する照査に比べて大幅に大きくなった。

表-8 補強前後の安定計算および部材設計結果一覧表

部材	項目	記号	単位	A1, A2橋台	
				無補強	補強後
安定計算	変位	δ	mm	9.25	11.01
		δ_a	mm	15.00	
	支持	P_{Nmax}	kN	3399.4	3846.2
		R_a	kN	4158.0	
		P_{Nmin}	kN	398.5	-48.3
		P_a	kN	-1641.0	
縦壁 又 柱	曲げ 応力度	σ_c	N/mm ²	8.17	12.28
		σ_{ca}	N/mm ²	10.50	
		σ_s	N/mm ²	210.5	338.7
		σ_{sa}	N/mm ²	270.0	
	せん断 応力度	τ	N/mm ²	0.36	0.46
		τ_a	N/mm ²	0.43	
杭体	曲げ 応力度	σ_c	N/mm ²	10.06	10.92
		σ_{ca}	N/mm ²	12.00	
		σ_s	N/mm ²	244.5	423.3
		σ_{sa}	N/mm ²	270.0	270.0
	せん断 応力度	τ	N/mm ²	0.75	
		τ_a	N/mm ²	0.51	
フーチング	設計断面			後趾	後趾
		σ_c	N/mm ²	7.29	9.43
	曲げ 応力度	σ_{ca}	N/mm ²	10.50	
		σ_s	N/mm ²	246.7	316.6
		σ_{sa}	N/mm ²	270.0	
	せん断 応力度	τ	N/mm ²	0.22	0.27
		τ_a	N/mm ²	1.00	

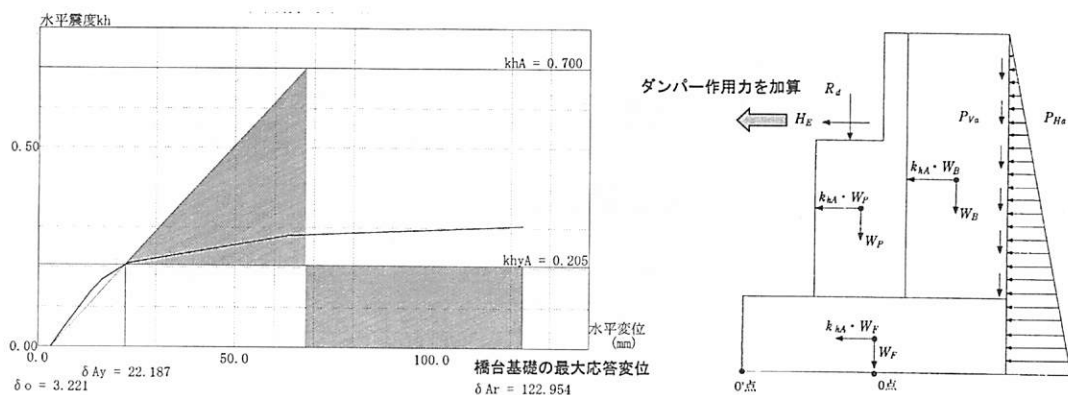


図-6 レベル2地震時における橋台基礎における水平震度と変位の関係

b) 橋台の照査

前項の検討より、橋台に作用する水平力は大幅に増加することが明らかとなった。このため、この構造系の橋台に対して、改めてレベル1地震動により作用する地震力を動的解析により求めた。ここで、レベル1地震動に対する照査に用いる地震動としては、道示Vの参考資料に示される標準加速度応答スペクトルにスペクトル特性が一致するように振幅調整した地震波1波を用いた。

この結果を表-7に示す。ここには、比較のために、補強前の状態に対する照査結果と後述するケース2の結果も示している。これによれば、ケース1の場合には、レベル1地震動における慣性力の分担率（設計水平力）は補強前の状態より4倍以上も大きくなっている。これは、橋台に取り付けたシリンダー型ダンパーがレベル1地震動にも機能することで、橋台に作用する水平力が増加したことによる。

このため、この作用力を考慮して、再度レベル1地震動に対して橋台の照査を行った。この結果を表-8に示す。橋台の各部材でレベル1地震動に対する照査を満足していない。杭体の応力超過が最も大きく1.6倍程度になっている。

ここで、参考までにレベル2地震動に対して道示Vの13章の方法に準じて杭基礎に生じる水平変位を求めることとした。この結果を図-6に示す。杭基礎天端の最大応答変位は123mmであり、これは表-6に示される支承部の相対変位（59mm）以上の値である。この変位の推定値は、エネルギー一定則に基づくものであり、その推定精度については議論の余地はあるが、この結果は、設計において考慮した相対変位がシリンダー型ダンパーに生じない可能性を示している。本ケースにおいては、橋の耐震性能の確保は、制震装置が設計で考慮したとおりのエネルギー吸収を発揮することが前提であるため、この結果

は橋の耐震性能が確保されない可能性があることを示唆している。

こうした結果を踏まえると、レベル1地震動に対する照査を満足させるために橋台の耐震補強を行うか、もしくはシリンダー型ダンパーの容量の見直しを含む橋全体系の耐震補強対策の変更が必要と考えられる。

(4) ケース2に対する検討

ケース1では、P1橋脚の補強に着目してシリンダー型ダンパーの容量を設定したが、レベル1地震動時に対して橋台の補強が生じるなどの見直しが必要になったことから、ケース2では橋台への水平力を試設計時のレベル1地震動時の水平力（300kN）より増加させない範囲でシリンダー型ダンパーの容量を決定し、その上でP1橋脚に必要な補強量の検討を行うこととした。

シリンダー型ダンパーの容量は1箇所あたり300kN（=100kN×3基）を最大として、P1橋脚の耐震性の照査を行った結果、P1橋脚にはRC巻立て補強として、巻立厚を $t=350\text{mm}$ とし、軸方向鉄筋としてSD345のD32を125mm間隔で2段配筋する必要があることとなった。この様な構造系に対して耐震性能の照査を行った結果を表-9に示す。

桁の最大応答変位は306mmから129mmに減少した。P1橋脚に作用する水平力は8,107kNから11,499kNに増加したものの、P1橋脚の曲げ耐力の増加により照査は満足する結果となっている。この時の橋脚の地震時保有水平耐力は9,646kNであり、補強前の状態の地震時保有水平耐力に対して2.1倍まで増加している。このため、橋脚の曲げ耐力の増加が基礎の耐震性に及ぼす影響について、本橋の目標とする耐震性能の観点から別途検討が必要である。

表-9 ケース2における非線形動的解析の最大応答値および耐震性能照査結果（橋軸方向，レベル2地震動）

			橋 軸 方 向							
			A1橋台		P1橋脚		P2橋脚		A2橋台	
上部構造	主 桁	最大応答加速度 (gal)	857		852		868		874	
		最大応答変位 (mm)	128.7		128.1		130.2		130.7	
	支 承 部	支承形式	BP-A+制震ダンパー		BP-A		BP-A		BP-A+制震ダンパー	
		最大水平力 (kN)	300		11,499		0		300	
		最大相対変位 (mm)	127.7		0.0		128.4		127.3	
下部構造	下部構造天端	最大応答加速度 (gal)	828		833		1,130		822	
		最大応答変位 (mm)	6.4		124.8		27.2		6.3	
		残留変位 δ_R (mm)	---		23.56		0.00		---	
		許容残留変位 δ_{Ra} (mm)	---		100.00		100.00		---	
		残留変位の照査 ($\delta_R \leq \delta_{Ra}$)	---		(OK)		(OK)		---	
	[曲げ照査]	照査断面	---	---	段落し部	基 部	段落し部	基 部	---	---
		最大曲げモーメント (kN・m)	---	---	72,142	86,220	7,947	13,367	---	---
		最大応答曲率 (1/m)	---	---	7.046E-4	3.566E-3	2.255E-4	3.114E-4	---	---
		安全係数 α	---	---	段落し	1.5	段落し	1.5	---	---
		許容曲率 ϕ_s (1/m)	---	---	8.870E-4	5.366E-3	1.179E-3	7.110E-3	---	---
		応答塑性率 μ_{max} ($=\phi_{max}/\phi_y$)	---	---	0.79	3.97	0.19	0.29	---	---
		変形性能の照査 ($\phi_{max} \leq \phi_s$)	---	---	(OK)	(OK)	(OK)	(OK)	---	---
	[せん断照査]	照査断面	---	---	段落し部	基 部	段落し部	基 部	---	---
		最大せん断力 (kN)	---	---	12,594	9,562	1,757	2,258	---	---
		せん断耐力 P_s (kN)	---	---	13,672	13,484	2,450	3,018	---	---
		せん断耐力の照査 ($S_{max} \leq P_s$)	---	---	(OK)	(OK)	(OK)	(OK)	---	---

5. まとめ

本検討では、既設橋梁の耐震補強を目的として橋台に制震装置を取り付けた場合の耐震性について検討を行った。検討から得られた結果について、以下に示す。

- ・レベル2地震動に対して橋の耐震性を確保するために、橋台と桁端部の間に大容量の制震装置を設置する場合には、制震装置を取り付ける橋台や基礎構造のレベル1地震動に対する照査を満足しない。このため、レベル2地震動に対しても橋の耐震性能が確保できない可能性がある。
- ・制震装置を取り付けた橋台が制震装置からの作用力のために大きく変位すると、制震装置に設計で考慮した相対変位が生じないため所要のエネルギー吸収がされず、結果として橋の耐震性が確保できなくなる場合もある。このため、制震装置を用いた橋全体系を考慮した耐震補強では、制震装置が設計で考慮したエネルギー吸収能を十分に発揮できるように配慮する必要がある。
- ・制震装置の容量を橋台の保有耐力の範囲内とする

と、大がかりな橋脚に対する耐震補強が必要となる場合もある。このため、制震装置や橋脚の耐震補強をバランス良く組み合わせるような補強となるように配慮する必要がある。

謝辞：本研究は、土木研究所と民間企業14社で実施した「橋梁に用いる制震ダンパーの性能検証法及び設計法に関する共同研究」の一環として実施したものである。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- (1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V 耐震設計編，2002.3
- (2) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997.9
- (3) (財)海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集，2005.4
- (4) (社)日本道路協会：既設道路橋基礎の補強に関する参考資料，2000.2