

耐震補強におけるエネルギー吸収型落橋防止装置の設計事例

本多 巖¹・竹田 周平²・喜多 敏春²・竹村 敏則²

1 石川県企業局 手取川水道事務所 送水管理分室 (〒929-0345 石川県河北郡津幡町太田へ40-1)

2 正会員 (株)日本海コンサルタント 技術第一本部 技術第二部 (〒921-8042 石川県金沢市泉本町2-126)

1. はじめに

兵庫県南部地震以降,大地震に対する既設橋梁の補強や落橋防止装置の対策が行われてきた.道路橋示方書¹⁾では,落橋防止装置の設計地震力を死荷重反力の1.5倍としている.

しかし,既設橋梁の落橋防止装置の設置箇所は狭くスペースが限られていることが多く,また既設鉄筋がアンカーボルトの施工性に支障をもたらしている.

この様なことから,最近になりアンカーボルトの施工不良が問題となっている.

著者らはこれらの問題に対し,エネルギー吸収可能な緩衝材を設置し,従来型よりもコンパクト化した落橋防止装置を検討したので,既設橋の耐震補強実施例として紹介する.

2. 既設橋の耐震補強に対する課題

(1) 既設橋の耐震補強の課題

昭和55年の道路橋示方書以前で設計・建設された橋梁において,現在要求しているレベル2地震動クラスの荷重に対し,ほとんどの橋脚や基礎が耐力不足となり,耐震補強が必要である.このようなことから,現在まで数多くの橋脚耐震補強工事が行

われてきた.また,基礎の補強は膨大な建設コストとなることから,柱部先行の暫定的な補強対策が多い.余寿命と比較して,その橋梁が供用中にレベル2地震動を受ける確率が低いことや,液状化による地盤の流動化により,過大な変位が発生しない限り,致命的被害である落橋につながらないことが,この理由と考えられる.

(2) 落橋防止システムの課題

既設橋の橋脚柱部の耐震補強と合わせ,落橋防止システムの落橋に対する補強も行われてきた.落橋防止システムは,設計で想定していない地震動が作用したり,液状化に伴う流動化や,想定を越えるような変位が橋に生じたときに初めて落橋防止システムが機能する.橋脚には暫定的な耐震補強が多いことに対し,落橋防止システムは落橋を防止できることから,既設橋において重要な補強項目であることと考えられる.

この既設橋の落橋防止装置の設計地震力は,道路橋示方書¹⁾では式(1)と与えられている.既設橋梁の耐震補強において,この地震力に抵抗する構造を既設橋に設置する際,設置スペースの狭さや,既設鉄筋,建築限界や河川条件など,数多くの制約がある.設計では施工図を基に既設鉄筋を避

けるように計画してあっても,実際はその図書通りに建設されていないことも多い.このようなことから,最近になり施工不良等の問題が確認され始めてきた.

$$H_F = 1.5R_d \quad (1)$$

ここに

H_F : 設計地震力(kN)

R_d : 死荷重反力(kN)

また WSP 水管橋設計基準²⁾では,落橋防止装置の設計地震力を式(2)と与えられている.道路橋示方書では $1.5R_d$ としていることに対し,水管橋は下部の許容塑性率により地震力が決定される. WSP 水管橋設計基準²⁾では,この許容塑性率 μ_a を 3.0 と仮定している.ただし,下部が弾性応答となると,この仮定は安全側の値とならない.

$$\begin{aligned} H_{fx} &= 1.5 \cdot K_{h2} \cdot W' \cdot L \\ H_{fy} &= 1.5 \cdot K_{h2} \cdot R_v \\ K_{h2} &= \frac{K_{ho2}}{\sqrt{2\mu_a - 1}} \end{aligned} \quad (2)$$

ここに

H_{fx} : 橋軸方向設計地震力(kN)

H_{fy} : 橋軸直角方向設計地震力(kN)

W' : 管内水重及び歩廊通行荷重を除く鉛直荷重(kN/m)

L : 一連の桁長(m)

R_v : 当該支点部の鉛直反力(kN)

K_{h2} : 地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度

K_{ho2} : 地震動レベル 2 に用いる基準水平震度

μ_a : 橋台橋脚の許容塑性率(一般に $\mu_a=3.0$ を仮定)

3. 検討概要

(1) 目的

本検討では落橋防止装置にエネルギー吸収可能な緩衝材を設置し,従来型よりもコンパクト化を図り,コスト縮減や施工性を向上させることを目的とした.対象橋梁は,今後整備が行われる水管橋を対象とした.検討手順を図-1に示す.

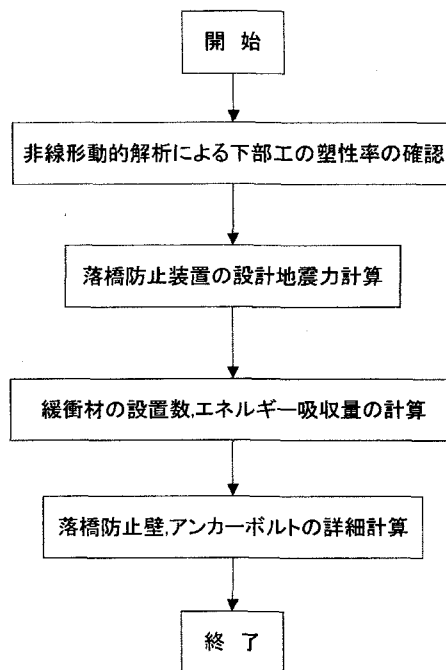


図-1 検討手順

(2) 適用基準

落橋防止システムの適用基準は WSP 水管橋設計基準²⁾とした.

(3) 対象橋梁の概要

今回の検討対象となる既設橋は,橋梁 $L=72.8\text{m}$ のパイプビーム形式水管橋 A 橋である.上部工は 1 径間+2 径間連続+1 径間の 4 径間構造,下部工は橋台 2 基橋脚 3 基の計 5 基の,左右対称な構造である.地盤は II 種地盤,地域別補正係数 $C_z=1.0$,重要度はランク A である.

(4) A 橋の耐震補強対策

A 橋の対策は支承部の補強と落橋防止システムによる耐震補強である.落橋防止

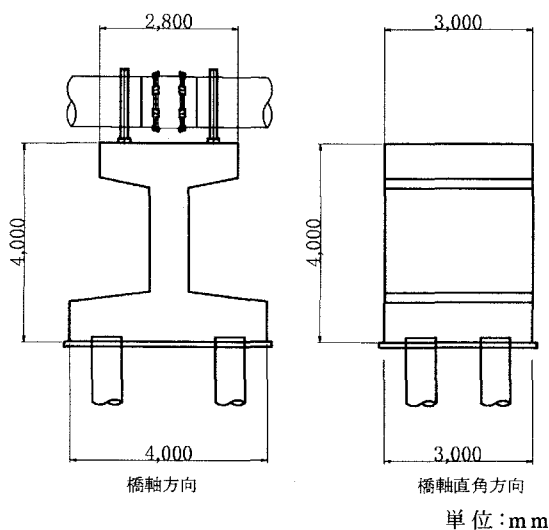


図-2 橋脚構造図

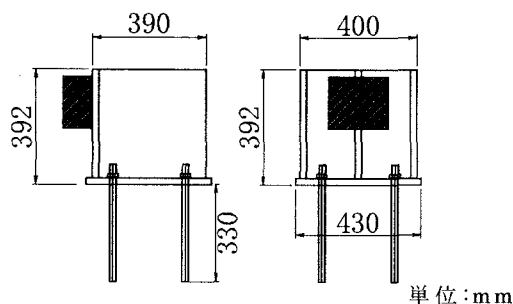


図-3 直角方向落橋防止壁構造図

装置の橋軸方向は PC ケーブル連結方式、橋軸直角方向は鋼製ブラケット方式である。この鋼製ブラケット方式にエネルギー吸収型緩衝材を設置した。

(5) 検討対象

検討対象は図-2, 3 の P1 橋脚とした。P1 の上部工反力 R_v は、A1 側が 80kN, P2 側が 100kN である。コンクリート強度は $\sigma_{ck}=21\text{Mpa}$, 鉄筋は SD295A である。

4. 動的解析による下部の検討

(1) 解析法

解析法は時刻歴応答解析, 数値積分法は直接積分法の Newmark β 法 ($\beta=0.25$) とした。このときの積分時間は非線形解析であることから, $\Delta t=0.002\text{s}$ とした。また,

表-1 入力地震動

地震動	波形番号	記録場所
タイプ I	1,2	板島橋周辺地盤上
	3	温根沼大橋周辺地盤上
タイプ II	1,2	JR鷹取駅構内地盤上
	3	大阪ガス葺合供給所構内地盤上

固有値解析はサブスペース法とした。

(2) 構造モデル

構造モデルは骨組み系モデル(梁要素)とし, 質量は集中質量として与えた。梁の非線形性については, トリリニア型の曲げモーメント-曲率 ($M-\phi$) でモデル化を行った。底版及び梁部については, 剛部材としてモデル化を行った。また基礎については, 道路橋示方書に基づき Footing の下面で等価な変位を与える水平, 回転の線形バネによりモデル化を行った。

(3) 減衰モデル

動的解析に先立ち, 固有値解析を行った。この固有値解析の結果より, 動的解析で用いる Rayleigh 減衰のパラメーター α 及び β を設定した。部材の減衰定数 h は, コンクリート部材と剛部材については 2%, 基礎については 20% と設定した。

解析結果は以下の通りである。すなわち 1 次モードの固有振動数 $f=4.474\text{Hz}$, 固有周期 $T=0.224\text{s}$, モード減衰 $h=0.199$, 有効質量比 $=0.863$, 2 次モードの固有振動数 $f=27.630\text{Hz}$, 固有周期 $T=0.036\text{s}$, モード減衰 $h=0.195$, 有効質量比 $=0.137$ であった。卓越モードは有効質量比より判断して 1 次モードである。

表-2 動的解析の結果

曲げモーメント M		(橋脚基部)		
地震タイプ	波形番号	曲げモーメント M (kN・m)	平均値 M	降伏曲げモーメント My
タイプ I	1	581	567	< 2,102
	2	546		
	3	574		
タイプ II	1	983	995	< 2,102
	2	1,042		
	3	960		

せん断力 S		(橋脚基部)		
地震タイプ	波形番号	せん断力 S (kN)	平均値 S	せん断耐力 Sa
タイプ I	1	234	226	< 573
	2	215		
	3	228		
タイプ II	1	398	403	< 657
	2	417		
	3	393		

応答速度 V		(橋脚天端)		
地震タイプ	波形番号	応答速度 V (cm/s)	時刻 t (sec)	平均値 V (cm/s)
タイプ I	1	18.0	18.270	17.7
	2	15.5	13.924	
	3	19.5	30.078	
タイプ II	1	21.7	2.348	24.9
	2	26.7	4.582	
	3	26.4	5.270	

応答加速度 gal		(橋脚天端)		
地震タイプ	波形番号	応答加速度 gal(cm/s ²)	時刻 t (sec)	平均値 gal(cm/s ²)
タイプ I	1	535.2	13.542	534.6
	2	520.8	13.866	
	3	547.7	36.964	
タイプ II	1	877.6	8.502	896.0
	2	956.9	4.506	
	3	853.4	4.956	

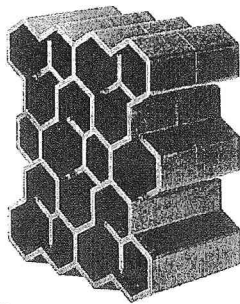


図-4 ペルダンパー(80kN)

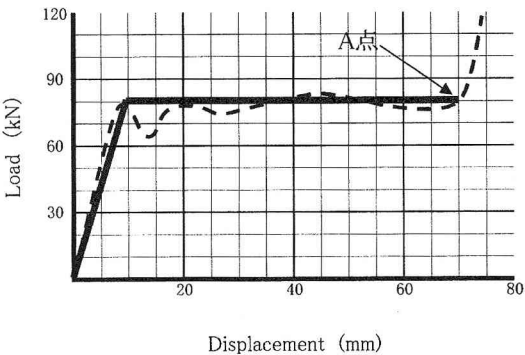


図-5 ペルダンパーの P・δ 特性

(4)入力波形

入力基礎加振とし、道路橋示方書¹⁾で与えられている表-1の振幅調整された加速度波形、タイプⅠ、Ⅱ×3波形の合計6波とした。

(5)解析結果

解析結果を表-2に示す。タイプⅠ及びタイプⅡ共に応答断面力が、降伏耐力以下であり、塑性しなかった。このため、下部工の塑性率μは1未満となった。
これは、水管橋の分担する上部工重量が道路橋に比べると軽く、大きな応答にならなかった、と考えられる。

5. 落橋防止装置の検討

(1)設計地震力

WSP水管橋設計基準²⁾より、卓越した1次モードの固有周期 $T=0.224s$ とⅡ盤地盤の条件から $K_{ho2}=1.40$ とした。

許容塑性率 μ_a については、動的解析の結果より塑性化しないことが判ったため $\mu_a=1.00$ とした。また、橋軸直角方向死荷重反力 R_v の最大は、100kNである。よって設計地震力 H_{fy} を式(4)のように設定した。

$$K_{h2} = \frac{K_{ho2}}{\sqrt{2\mu_a - 1}} = \frac{1.40}{\sqrt{2 \times 1.00 - 1}} = 1.40$$
$$H_{fy} = 1.5 \cdot K_{h2} \cdot R_v = 1.5 \times 1.40 \times 100 \quad (4)$$
$$= 210(kN)$$

(2) エネルギー吸収型緩衝材の特性

今回採用したエネルギー吸収型緩衝材は、(株)東洋紡績のペルダンパー³⁾(図-4)である。ペルダンパーは、圧縮変形することでエネルギーを吸収する構造である。

ペルダンパーの力学的特性³⁾⁴⁾⁵⁾は、図-5のように、降伏荷重 P_y は 80 kN であり、有効変位量は、剛性が高くなり始める A 点以降では、エネルギー吸収機能が低下するため、本検討ではこの A 点までを有効な弾塑性変位量と定義し、許容変位量 δ_a を 70mm とした。降伏変位量 δ_y は 10mm とした。また、吸収エネルギーについては、図-6 に示した。

(3) 検討方法

検討方法として、緩衝材の力学的特性より、弾塑性応答と弾性応答の両者のエネルギーがほぼ同量であるエネルギー一定則(図-7)の解析法を用い、式(5)のように与えた。1つの落橋防止装置に作用する設計地震力が緩衝材の許容変位量 δ_a 以内となるように、設置個数を設定した。鋼製ブラケットの設計荷重は緩衝材の降伏荷重である P_y とし、壁躯体及びアンカーボルトの応力度照査を行った。

$$\begin{aligned}\delta_N &= \delta_y \cdot \mu \\ \mu &= \frac{1}{2} \left(1 + \left(\frac{P_E}{P_y} \right)^2 \right)\end{aligned}\quad (5)$$

ここに

δ_N : 弾塑性応答変位(mm)

δ_y : 緩衝材の降伏荷重(kN)

μ : 応答塑性率

P_E : 静的設計地震力(kN)

(4) 解析結果

ペルダンパーの解析結果を、図-8 に示す。

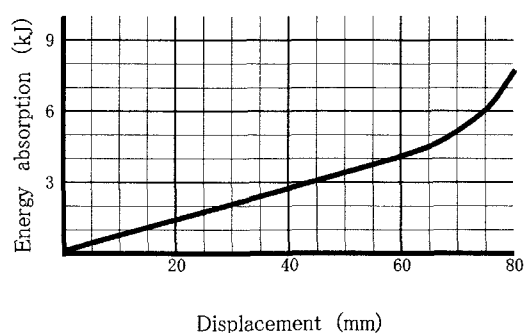


図-6 ペルダンパーのエネルギー吸収量

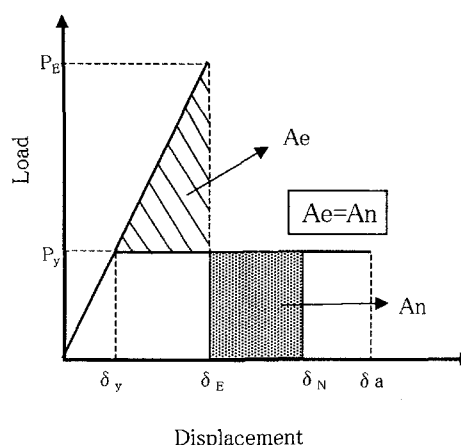


図-7 エネルギー一定則

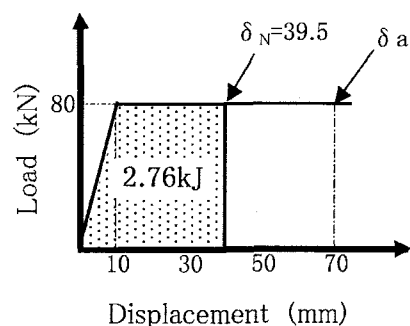


図-8 ペルダンパーの解析結果

応答塑性率 $\mu = 3.95$ 、弾塑性応答変位量 $\delta = 39.5\text{mm}$ であることから、 δ は許容変位量 δ_a の 70mm 以内であった。このときのエネルギー吸収量は $E = 2.76\text{kJ}$ であった。

定着アンカーボルトは、従来型の設計荷重 $P_E = 210\text{kN}$ より、ペルダンパーの降伏荷重 $P_y = 80\text{kN}$ へ約 40% に低減された。このことにより、落橋防止装置 1 個当たりアン

カーボルトが D22-4 本となった。

また板厚については、落橋防止システム設計の手引き 6)に基づき、十分な剛性を持たせるために、 $t=22\text{mm}$ を最小板厚としている。このために、今回のような荷重が小さい場合では変化は無かった。

(5) 考察

ペルダンパーのようなエネルギー吸収可能な緩衝材を設置することで、従来型の設計地震力 H_f を低減することができる。図-9 のアンカーボルトの作用力図より、アンカーボルトへのせん断力、及び回転力より発生する引張力が低減される。よって、サイズダウンが可能となる。

また、ペルダンパーは荷重除荷後に瞬時に形状が復元する特性を保有しているが、再載荷を受けたときに、エネルギー吸収性能が低減される 5)。このため一度大変形を受けると取り替えが必要となる。ただしこの材料が安価であることや、既設橋梁がレベル 2 地震動を数回にわたり経験する確率の問題を考えると、適応性が高い緩衝材と考えられる。

6. まとめ

本検討では耐震補強においての問題点、落橋防止システムの重要性を整理し、既設水管橋における、新しい緩衝材を用いたエネルギー吸収型設計法での検討を行った。

検討結果により、本検討に取り上げた緩衝材を基本した設計法は、既設橋の耐震補強において、有効な工法の 1 つであると考えられる。

また本検討では、WSP 水管橋設計基準 2) の静的荷重を基本とした検討であったが、今後は動的挙動による発生エネルギーにより落橋防止装置を設計する方法など、検討していく予定である。

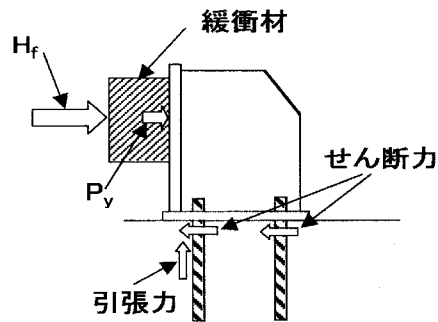


図-9 アンカーボルトの作用力図

7. 謝辞：本検討を行うにあたり、東洋紡績(株)の根岸 聖司氏、鎌田 賢氏に、ハニカム型緩衝材ペルダンパーの材料特性についてお世話になりました。また論文では、金沢大学工学部北浦 勝教授にご指導頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

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),平成 14 年 3 月。
- 2)日本水道鋼管協会:WSP 水管橋設計基準(耐震設計編)WSP064-97,平成 9 年 9 月 24 日。
- 3)東洋紡績(株):落橋防止装置用緩衝材ペルダンパー・カタログ。
- 4)野々村千里,鎌田 賢,上東 泰,野島昭二:落橋防止装置用熱可塑性エラストマー緩衝材の圧縮変形挙動,土木学会第 53 回年次学術講演会(平成 10 年 10 月)。
- 5)野島昭二,石田 博,上東 泰,野々村千里:緩衝材を併用した落橋防止システムの検討,土木学会第 53 回年次学術講演会(平成 10 年 10 月)。
- 6)(社)日本橋梁建設協会:落橋防止システム設計の手引き,平成 14 年 8 月。