

# 新設橋梁への低降伏点鋼板を用いたせん断パネル型ダンパーの適用

設計部設計課長代理 佐合 大  
設計部設計課 谷 一成

## 1. はじめに

兵庫県南部地震以降、新設橋梁では反力分散支承や免震支承を用いて、上部構造の慣性力を複数の下部構造に分散させることや固有周期を長周期化し減衰性能を向上させることにより、上部構造の慣性力の低減を図る構造が一般的である。しかしながら、地震時移動量の増大に伴い、桁遊間や伸縮装置が大きくなってしまふ等の問題点もある(図-1)。また、径間数の少ない橋梁では反力分散支承を使用すると移動量が過大となり免震支承を用いて変位を低減する場合もある。他にも、負反力が常時作用する橋梁では反力分散支承や免震支承を適用することが困難である。

そこで、反力分散支承や免震支承の問題点を解消し、経済性にも優れた構造として低降伏点鋼板を用いたせん断パネル型ダンパー(以下せん断ダンパー)の適用を提案する。

本提案は、橋台または橋脚にせん断ダンパーと可動鋼製支承を設置し、その他の支点には可動鋼製支承のみを設置する(図-2)構造である。せん断ダンパーを設置した支承条件は、鉛直荷重を鋼製支承が分担し、せん断ダンパーが常時、レベル1地震動では固定、レベル2地震動では免震として水平力を分担する機能分離構造である。

レベル2地震時には、せん断ダンパーに慣性力を集中させてエネルギーを吸収し慣性力を低減することができ、移動量も小さくすることが期待できる。また、その他の下部工は支承条件を可動としたことにより慣性力を低減することが可能となり、より小さな断面での設計が可能となり経済性を図ることが期待できる。さらに、標準のBP-B 鋼製支承を使用することにより反力分散支承や免震支承に比べて大幅な経済性を図ることが期待できる。それに加え、ゴム製の免震支承が使用できない負反力の生じる橋梁でも免震効果を発揮できるという特徴がある。

本稿では、単純I桁橋、2径間連続I桁橋、3径間連続I桁橋を対象とした新設橋梁へのせん断ダンパーの適

用を目的に動的解析を行い、その効果および経済性についての検討を報告する。

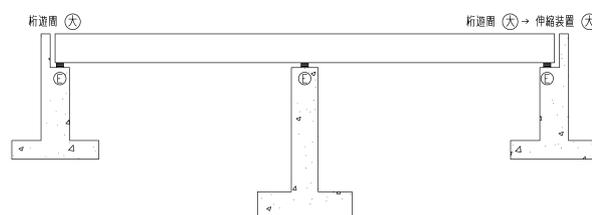


図-1 分散構造・免震構造の問題点

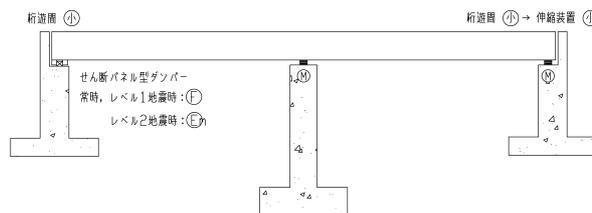


図-2 せん断ダンパーの適用例

## 2. 低降伏点鋼板を用いたせん断ダンパーの概要

低降伏点鋼の機械的性質は、表-1に示すように普通鋼材に比べて適度な低降伏点特性を示し、降伏点を狭い範囲に収める仕様となっている。破断伸びも40~50%と大きな伸び性能を有している。そのため、制震ダンパー用の鋼材として、建築分野では既に数多くの実績例がある。なお、今回の解析には、LY225を仮定した。

表-1 低降伏点鋼の機械的性質

鋼種	種類の記号	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	破断伸び (%)
低降伏点鋼	LY100	80~120	200~300	50
	LY225	205~245	300~400	40
溶接構造用圧延鋼材	SM400A	245以上	400~510	18

せん断ダンパーは図-3に示すように低降伏点鋼パネルがせん断変位することによってエネルギーを吸収し、地震時に生じる構造物への慣性力を低減させるものである。せん断ダンパーの非線形性状は、図-3のような履歴特性を有しており、せん断パネルがせん断降伏後エネルギー吸収を行う構造である。

このような特徴により、固定支承部への適用を考えた場合、常時・レベル1地震動に対しては、せん断パネルのせん断降伏を許さず固定の挙動を呈し、レベル2地震動に対してはパネルがせん断降伏しダンパーとしてエネルギー吸収する構造となる。

### 3. せん断ダンパーの橋梁への適用性の検討

#### 3.1 対象橋梁

対象橋梁は図-4に示す断面の支間長 40m の単純 I 桁橋、2 径間連続 I 桁橋、3 径間連続 I 桁橋の 3 種類の橋梁を対象にせん断ダンパー設置時の効果について検討を

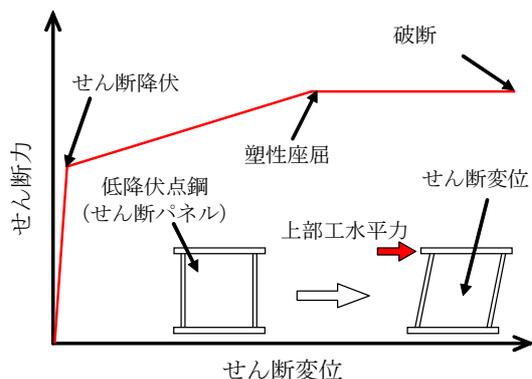


図-3 せん断ダンパーの履歴特性

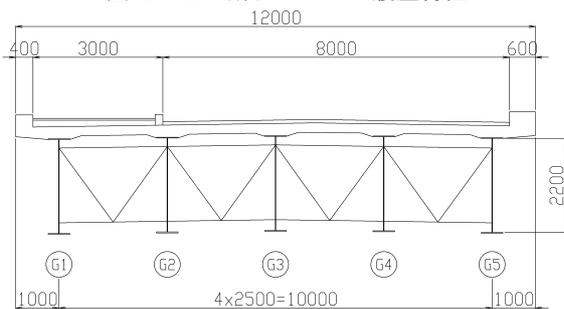


図-4 断面図

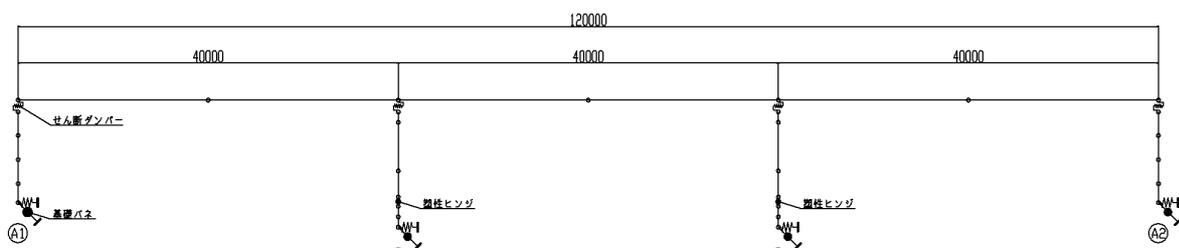


図-5 解析モデル (3 径間連続 I 桁橋)

行う。

支承部の水平力の比較を行うため、支承条件を①固定可動、②反力分散構造、③免震構造、④せん断ダンパーとする。なお、せん断ダンパーは橋軸直角方向には剛性を有しないことから橋軸直角方向はサイドブロック等による固定と考えている。また、せん断ダンパーの設置位置による効果を確認するために連続桁では、橋台と橋脚にそれぞれ設置した場合による比較も行う。なお、橋台および橋脚については、各解析ケースの性能を満足するよう設計を行い断面決定した。解析ケースを表-2に示す。

表-2 解析ケース

	地盤種別	地域区分	上部工質量
単純 I 桁橋	2種地盤	A区域	6180 kN
2径間連続 I 桁橋			12350 kN
3径間連続 I 桁橋			18530 kN

(a) 固定・可動

			A1	P1	P2	A2
CASE1-1	単純 I 桁橋	レベル1 レベル2	固定	-	-	可動
CASE1-2-1	2径間連続 I 桁橋 (A1橋台固定)	レベル1 レベル2	固定	可動	-	可動
CASE1-2-2	2径間連続 I 桁橋 (P1橋脚固定)	レベル1 レベル2	可動	固定	-	可動
CASE1-3-1	3径間連続 I 桁橋 (A1橋台固定)	レベル1 レベル2	固定	可動	可動	可動
CASE1-3-2	3径間連続 I 桁橋 (P1橋脚固定)	レベル1 レベル2	可動	固定	可動	可動

(b) 分散支承

			A1	P1	P2	A2
CASE2-1	単純 I 桁橋	レベル1 レベル2	分散	-	-	分散
CASE2-2	2径間連続 I 桁橋	レベル1 レベル2	分散	分散	-	分散
CASE2-3	3径間連続 I 桁橋	レベル1 レベル2	分散	分散	分散	分散

(c) 免震支承

			A1	P1	P2	A2
CASE3-1	単純 I 桁橋	レベル1 レベル2	免震	-	-	免震
CASE3-2	2径間連続 I 桁橋	レベル1 レベル2	免震	免震	-	免震
CASE3-3	3径間連続 I 桁橋	レベル1 レベル2	免震	免震	免震	免震

(d) せん断ダンパー

			A1	P1	P2	A2
CASE4-1	単純 I 桁橋	レベル1 レベル2	固定 ダンパー	-	-	可動
CASE4-2-1	2径間連続 I 桁橋 (A1橋台ダンパー)	レベル1 レベル2	固定 ダンパー	可動	-	可動
CASE4-2-2	2径間連続 I 桁橋 (P1橋脚ダンパー)	レベル1 レベル2	可動 ダンパー	固定	-	可動
CASE4-3-1	3径間連続 I 桁橋 (A1橋台ダンパー)	レベル1 レベル2	固定 ダンパー	可動	可動	可動
CASE4-3-2	3径間連続 I 桁橋 (P1橋脚ダンパー)	レベル1 レベル2	可動 ダンパー	固定	可動	可動

### 3.2 解析条件と解析モデル

動的解析には、TDAPⅢを用い、数値積分法はNewmark-β法、積分間隔は0.01秒とし、減衰はレーリー減衰を用いた。2種地盤用Type I、II波形をそれぞれ3波形ずつ計6波形の入力地震波を用い橋軸方向に対し解析を行った。

解析モデルは、A1・A2 橋台、P1・P2 橋脚、上部工を梁要素でモデル化した。上部工・橋台は線形とし、橋脚は、基部に塑性ヒンジを設け非線形回転バネ要素でモデル化し、復元力特性は武田モデルとしている。基礎は、連成項を考慮したバネでモデル化している。せん断ダンパーは支承位置に非線形バネ要素でモデル化し、トリリニア型とした(図-3)。解析モデルの一例を図-5に示す。

### 3.3 せん断ダンパーの設定

せん断ダンパーの断面決定は、常時・レベル1地震動に対して固定支承として挙動し、レベル2地震動に対してはダンパーが降伏しエネルギー吸収を行うことから、レベル1地震動では、降伏しないように断面を設定した。

$$\begin{aligned} \text{せん断降伏荷重} &: V_{wyd} = t_w \cdot B \cdot \tau_y \\ \text{せん断降伏変位} &: \delta_{wyd} = \tau_y \cdot H_d / G \\ \text{塑性座屈荷重} &: V_{wud} = t_w \cdot B \cdot \tau_u \\ \text{塑性座屈変位} &: V_{wyd} = \delta_y + (\tau_u - \tau_y) \cdot H / 0.01G \\ \text{せん断限界変位} &: \delta_{ud} = \{0.12 - (D/t_w - 30)/100\} H \end{aligned}$$

$$\tau_u = \left\{ \left\{ 1.02 / \frac{D}{t_w} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E_s}} - 0.26 \right\} + 0.6 \right\} \tau_y$$

$$D = (D_B + D_H) / 2$$

ここに、 $t_w$ : ウェブ厚、 $B$ : ウェブ全幅

$H$ : ダンパーの高さ、

$D_B$ : 補剛材の横間隔、 $D_H$ : 補剛材の縦間隔

ウェブの塑性座屈耐力に関する評価式は、参考文献1)より算出した条件および図-6に示す設計フローに従ってせん断ダンパーをモデル化する。本橋梁に用いたダンパーの構造詳細を表-3に示す。

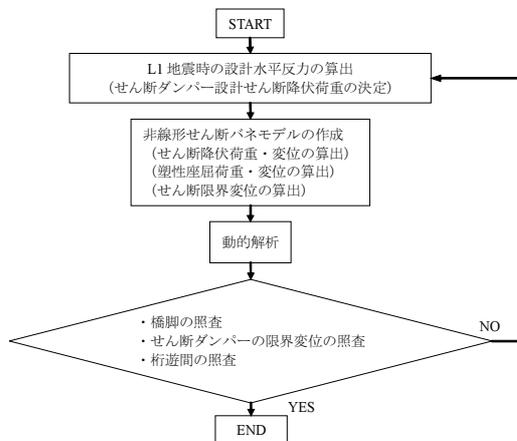


図-6 せん断ダンパー設計フロー

表-3 ダンパー構造詳細

	単純I桁橋	2径間I桁橋	3径間I桁橋
ダンパー高さ $H_d$ mm	500	500	500
ダンパー幅 $D_w$ mm	500	500	500
ダンパー板厚 $t_w$ mm	8	17	16
ダンパー箇所数 箇所	4	4	6
降伏応力度 $\sigma_y$ N/mm <sup>2</sup>	225	225	225
せん断降伏強度 $\tau_{wyd}$ N/mm <sup>2</sup>	129.9	129.9	129.9
塑性座屈応力度 $\tau_{wud}$ N/mm <sup>2</sup>	249.4	264.0	249.4
せん断降伏荷重 $V_{wyd}$ kN	2078	4417	6235
塑性座屈荷重 $V_{wud}$ kN	3990	8977	11971
降伏変位 $\delta_{wyd}$ mm	0.820	0.820	0.820
塑性座屈変位 $\delta_{wud}$ mm	76.2	85.5	76.2
限界変位 $\delta_u$ mm	59.4	60.0	60.0

レベル1 水平震度  $k_h=0.25$

表-4 各ケースの固有周期

#### (a) 単純I桁橋

Case	固有周期 (Sec)
Case1-1 (固定・可動)	0.276
Case2-1 (分散支)	0.920
Case3-1 (免震支承)	1.143
Case4-1 (せん断ダンパー)	0.289

#### (b) 2径間連続I桁橋

Case	固有周期 (Sec)
Case1-2-1 (A1橋台固定)	0.342
Case1-2-2 (P1橋脚固定)	0.769
Case2-2 (分散支)	0.975
Case3-2 (免震支承)	1.141
Case4-2-1 (A1橋台せん断ダンパー)	0.361
Case4-2-2 (P1橋脚せん断ダンパー)	0.560

#### (c) 3径間連続I桁橋

Case	固有周期 (Sec)
Case1-3-1 (A1橋台固定)	0.288
Case1-3-2 (P1橋脚固定)	0.534
Case2-3 (分散支)	1.023
Case3-3 (免震支承)	1.151
Case4-3-1 (A1橋台せん断ダンパー)	0.346
Case4-3-2 (P1橋脚せん断ダンパー)	0.561

### 3.4 固有値解析

全体系の粘性減衰行列はレーリー減衰を用いているが、レーリー減衰係数を設定する際に行った固有値解析ではせん断ダンパーの1次剛性に比例した粘性減衰と履歴減衰を見込んでしまう。そのため、ダンパーの1次剛性に比例する粘性減衰を無視し、履歴減衰のみを考慮した。免震支承については等価剛性を用いた。表-4の固有値解析結果より固定・可動の場合とせん断ダンパーを用いた場合での固有周期の差異はほとんど見られない。

### 3.5 解析結果

#### (1) 支承部の比較

Type II地震動における水平力-水平変位の最大平均値の比較を行った結果を表-5に示す。単純I桁橋、2径間連続I桁橋、3径間連続I桁橋の全てのケースにおいて橋台にせん断ダンパーを設けると固定・可動に比べて、50%程度水平力が減少している。変位量はせん断ダンパーでは最大で60mmと、分散支承(最大440mm)、免震支

表-5 支承部の水平力-水平変位

(a) 単純1桁橋

	Case1-1 (固定・可動)		Case2-1 (分散支承)		Case3-1 (免震支承)		Case4-1 (せん断ダンパー)	
	水平力 (kN)	水平変位 (m)	水平力 (kN)	水平変位 (m)	水平力 (kN)	水平変位 (m)	水平力 (kN)	水平変位 (m)
A1橋台	7,467	-	6,308	0.415	2,269	0.218	3,457	0.057

(b) 2径間連続1桁橋

	Case1-2-1 (A1橋台固定)		Case1-2-2 (P1橋脚固定)		Case2-2 (分散支承)		Case3-2 (免震支承)		Case4-2-1 (A1橋台ダンパー)		Case4-2-2 (P1橋脚ダンパー)	
	水平力 (kN)	水平変位 (m)	水平力 (kN)	水平変位 (m)	水平力 (kN)	水平変位 (m)	水平力 (kN)	水平変位 (m)	水平力 (kN)	水平変位 (m)	水平力 (kN)	水平変位 (m)
A1橋台	15,751	-	-	-	6,006	0.389	2,171	0.277	7,483	0.059	-	-
P1橋台	-	-	9,214	-	7,750	0.274	5,135	0.218	-	-	7,532	0.059

(c) 3径間連続1桁橋

	Case1-3-1 (A1橋台固定)		Case1-3-2 (P1橋脚固定)		Case2-3 (分散支承)		Case3-3 (免震支承)		Case3-3-1 (A1橋台ダンパー)		Case3-3-2 (P1橋脚ダンパー)	
	水平力 (kN)	水平変位 (m)	水平力 (kN)	水平変位 (m)	水平力 (kN)	水平変位 (m)	水平力 (kN)	水平変位 (m)	水平力 (kN)	水平変位 (m)	水平力 (kN)	水平変位 (m)
A1橋台	25,477	-	-	-	7,080	0.437	2,347	0.259	11,128	0.058	-	-
P1橋脚	-	-	10,733	-	7,585	0.316	4,709	0.211	-	-	10,168	0.053

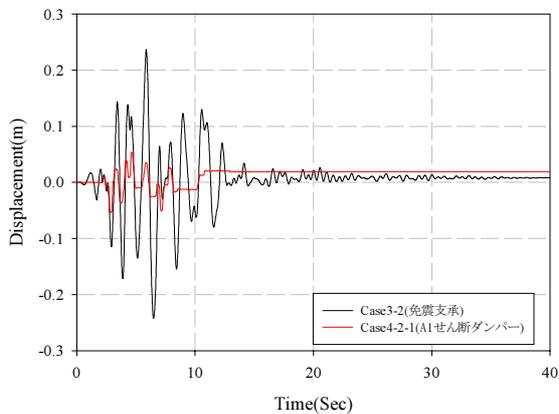


図-7 時刻歴応答変位 (2径間連続1桁橋)

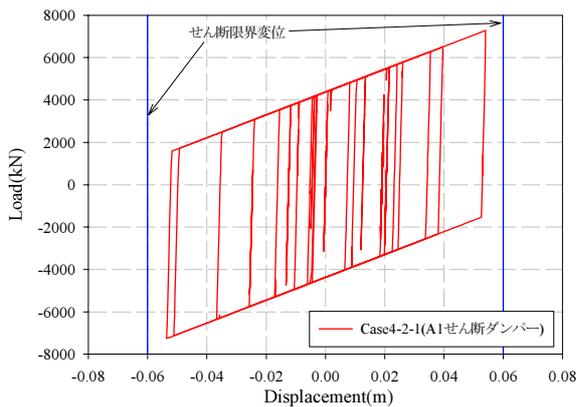


図-8 せん断ダンパー履歴曲線 (2径間連続1桁橋)

承(最大 280mm)に比べて小さくなる結果となった。

中間支点到せん断ダンパーを設けると、2径間連続1桁橋では、固定・可動に比べて20%程度、3径間連続1桁橋では5%程度と径間数が増えるに従い効果が低い結果となった。そのため、中間橋脚にせん断ダンパーを設

表-6 中間橋脚の曲げモーメント-回転角

(a) 2径間連続1桁橋

	$M$ (kNm)	$\theta$ (rad)	$\theta_y$ (rad)	$\theta_a$ (rad)
Case1-2-2 (P1橋脚固定)	82,106	0.0062	0.0011	0.0243
Case2-2 (分散支承)	47,935	0.0118	0.0013	0.0165
Case3-2 (免震支承)	46,881	0.0029	0.0013	0.0165
Case4-2-2 (P1橋脚ダンパー)	62,827	0.0039	0.0012	0.0266

(b) 3径間連続1桁橋

	$M$ (kNm)	$\theta$ (rad)	$\theta_y$ (rad)	$\theta_a$ (rad)
Case1-3-2 (P1橋脚固定)	96,183	0.0113	0.0010	0.0157
Case2-3 (分散支承)	47,067	0.0108	0.0013	0.0165
Case3-3 (免震支承)	46,596	0.0020	0.0013	0.0165
Case4-3-2 (P1橋脚ダンパー)	86,885	0.0065	0.0011	0.0234

置する際には橋脚の水平耐力を十分に持たせることによりせん断ダンパーの減衰効果が有効に働くことが期待できる。

図-7には2径間連続1桁橋の時刻歴応答変位を示す。せん断ダンパーを用いることにより変位量が免震支承に比べ非常に小さくなっていることが確認できる。しかしながら、せん断ダンパーがせん断降伏するため残留変位は20mm程度生じ、免震支承よりも大きい結果となっている。図-8には、せん断ダンパーの荷重-変位関係を示し、せん断限界変位以内に収まっているのが確認できる。

以上よりせん断ダンパーを橋台・橋脚に設置するいずれの場合においても固定・可動の場合に比べて支承部の水平力の低減が期待できる。

(2) 柱基部の断面力の比較

表-6には橋脚基部の曲げモーメント $M$ ・回転角 $\theta$ の最大平均値の比較を示す。また表中には降伏回転角 $\theta_y$ 、許容回転角 $\theta_a$ を示す。図-9には $M-\theta$ 関係を示す。中間橋脚を固定とした場合、2径間連続1桁橋、3径間連続1

桁橋ともに曲げモーメントの値は他のケースに比べて最も大きい。一方、中間支点到せん断ダンパーを設けると2径間連続I桁橋では $3\theta_y$ 、3径間連続I桁橋では $6\theta_y$ 程度と、分散沓や免震沓より基部に生じる曲げモーメントは大きい結果となったが、固定の場合に比べて回転角が40%程度低減されており、せん断ダンパーは下部構造の断面力の低減にも効果的である。

(3) 応答加速度の比較

表-7には上部工天端の最大応答加速度、図-10には単純I桁橋の時刻歴応答加速度を示す。

表-7より分散支承の場合、固有周期が0.9~1.0sと固定・可動やせん断ダンパーを用いた場合に比べて長いため応答加速度が $15\sim 20\text{m/s}^2$ 程度生じている。せん断ダンパーを用いることによって $6.5\text{m/s}^2$ まで応答加速度が減衰しておりせん断ダンパーによる履歴減衰効果が大きく地震時の減衰効果が期待できる。また、固定・可動の場合では、中間橋脚を固定とした場合の方が応答加速度は小さい。

4. 経済性の検討

4.1 検討条件

提案構造の経済性について検討するため単純I桁橋、2径間連続I桁橋、3径間連続I桁橋を対象に固定・可動、②反力分散構造、③免震構造、④せん断ダンパー構造について概略設計し、各ケースの経済性比較を行った。比較項目は、支承、伸縮装置、下部工(橋台・橋脚)、せん断ダンパーである。検討条件を以下に示す。

(1) 支承

固定・可動構造はせん断ゴム支承、反力分散構造は反力分散支承、免震構造は高減衰免震支承、せん断パネル型ダンパーの支承はBP-B鋼製標準支承とする。

(2) 伸縮装置

鋼製フィンガーとし、温度移動量とレベル1地震時移動量の大なる方で設計を行う。

(3) 橋台

橋台基礎は、レベル2地震動の照査を省略しているが、橋台に固定支承またはせん断ダンパーを設置したケースは、地震時水平力分担が大きいとレベル2地震動に対する橋台の照査を行う。

(4) 橋脚

免震構造とせん断ダンパー構造の橋脚の許容塑性率は、エネルギー吸収が確実にでき、鉄筋コンクリート橋脚に生じる応答を副次的な塑性変形に抑えるため、鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率を算出する際の安全係数を2倍とした道示V9.2の免震橋の安全係数を適用した。

表-7 各ケースの応答加速度  
(a) 単純I桁橋

Case	構造	応答加速度 (m/sec <sup>2</sup> )
Case1-1	(固定・可動)	9.81
Case2-1	(分散沓)	20.06
Case3-1	(免震支承)	7.39
Case4-1	(せん断ダンパー)	6.21

(b) 2径間連続I桁橋

Case	構造	応答加速度 (m/sec <sup>2</sup> )
Case1-2-1	(A1橋台固定)	12.86
Case1-2-2	(P1橋脚固定)	7.96
Case2-2	(分散支承)	15.69
Case3-2	(免震支承)	7.79
Case4-2-1	(A1橋台ダンパー)	6.43
Case4-2-2	(P1橋脚ダンパー)	6.48

(c) 3径間連続I桁橋

Case	構造	応答加速度 (m/sec <sup>2</sup> )
Case1-3-1	(A1橋台固定)	12.24
Case1-3-2	(P1橋脚固定)	6.74
Case2-3	(分散支承)	15.45
Case3-3	(免震支承)	7.77
Case4-3-1	(A1橋台ダンパー)	7.40
Case4-3-2	(P1橋脚ダンパー)	6.36

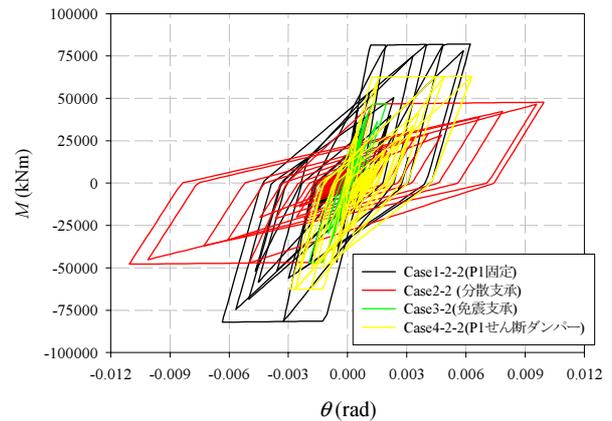


図-9 M-θ関係 (2径間連続I桁橋)

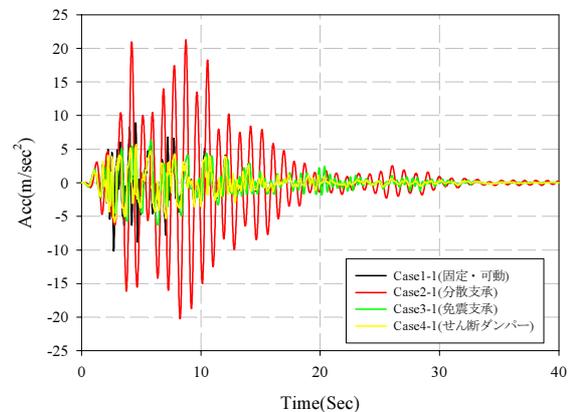


図-10 時刻歴応答加速度 (単純I桁橋)

設計した結果の一例を図-11に示す。

## 4.2 検討結果

### (1) 支承

反力分散支承は地震時移動量が大きいいため最も高価となった。免震支承は、減衰効果により移動量が減少し、反力分散支承に比べて40～50%安価となった。せん断ダンパーの場合は、地震時移動量が小さくBP-B標準可動支承を使用できたことで最も安価となった。

### (2) 伸縮装置

反力分散支承、免震支承のケースでは、レベル1地震時移動量を確保するため高価となった。

固定・可動のケースでは支承条件が常時、レベル1まで固定のため、移動量が小さく伸縮装置が安価となった。

### (3) 橋台

橋台に固定支承またはせん断ダンパーを設置したケースでは、レベル2地震動に対する橋台基礎の照査を行った結果、固定支承に比べてせん断ダンパーはレベル2地震時の水平力が減衰しているため安価となった。経済性は橋台の支承条件で、固定>せん断ダンパー>分散>免震>可動の順となった。

### (4) 橋脚

橋脚を固定としたケースではレベル2地震動による慣性力が大きいいため下部工断面が不経済となった。また、免震構造とした場合、免震支承によるエネルギー吸収により分散構造よりも安価となった。経済性は橋脚の支承

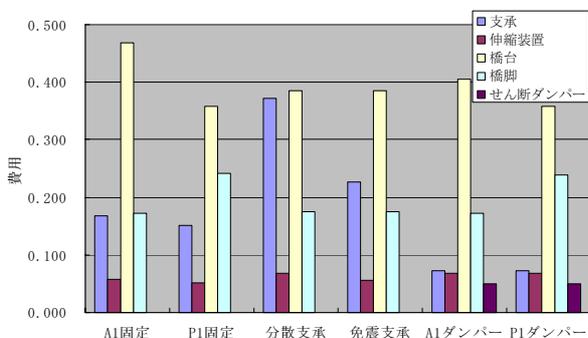


図-11 各項目の経済性 (2径間連続I桁橋)

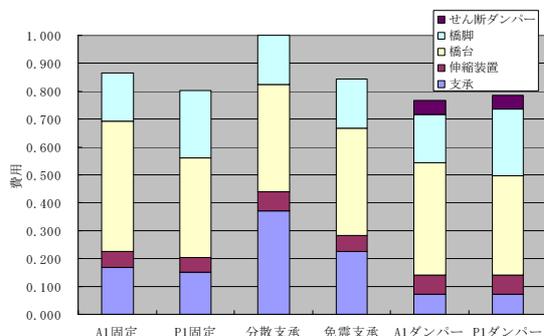


図-12 経済性の比較 (2径間連続I桁橋)

条件で固定>せん断ダンパー>分散>免震>可動の順となった。

各項目の費用を合計した全体コスト比較の一例を図-12に示す。

図-12より、分散構造では地震時水平力を分散させるため下部工は安くなったが、移動量が大きくなり分散支承が高価となり最も不経済となった。

固定・可動構造では、地震時移動量も小さく支承は安価となったが、橋台または橋脚を固定とした場合、下部工が不経済となった。

せん断ダンパーを用いた構造では、下部工は固定・可動構造に比べてダンパーの減衰効果により安価となった。また地震時移動量も小さくなりBP-B標準支承を使用できたことで著しく支承費を低減することが可能となり、ダンパーを含めた全体コストは単純I桁橋、2径間連続I桁橋、3径間連続I桁橋とも本提案構造が最も安価となり、分散構造に比べて30%程度経済的となった。

## 5. おわりに

新設橋梁へのせん断ダンパーの適用を目的に非線形動的解析を行いその効果および経済性について検討した。

- ・橋台にせん断ダンパーを設置すると固定・可動支承に比べてダンパーに生じる水平力はType IIで50%程度低減となり、耐震効果が大きいことが分かった。橋軸方向変位も最大60mm程度と分散・免震支承に比べて小さくなる。
- ・橋脚に設置した場合も橋台に設置する場合に比べて効果は小さいものの水平力は20%程度低減となり、橋台に設置する場合と同様に効果的である。
- ・せん断ダンパーを適用した場合における経済性を検討した結果、反力分散構造に比べて30%程度経済的となり本提案構造が最も安価となる。
- ・一点固定となるため橋長が長くなるに従い、1支承線でせん断ダンパーが負担する荷重が大きくなり、設置スペースや温度移動量の問題が想定される。そのため3径間程度の一般的な中小橋梁への適用が望ましいと考えられる。
- ・今後は、せん断ダンパー構造の詳細、低サイクル疲労特性、その他の形式について検討する必要がある。なお、本研究は(株)横河ブリッジ、高田機工(株)、川口金属工業(株)の3社共同で実施しているものである。

### [参考文献]

- 1) (財) 鉄道総合技術研究所：ダンパーブレースを用いた鉄道高架橋の設計指針、2000年1月