

鋼製ダンパーを設けた簡易橋梁の耐震性能

1090416 今井恵介

高知工科大学工学部社会システム工学科

仮栈橋工法を応用した簡易な道路橋は、大幅なコスト削減と工期の短縮が実現できるが、設計上、橋脚の降伏を許しており、耐震性能2を満たしていない。実施設計では橋脚間にブレースを設けている例があることから、このブレースに鋼製ダンパーの考え方を適用して耐震性能2を満足する設計の可能性を調べた。ブレースの設置位置や断面を変化させた9ケースの解析を行った結果、適切な設計とすれば、ブレースだけを降伏させ、本構造は弾性範囲とする設計、すなわち、耐震性能2を満たす設計が可能であることが分かった。

Key Words : 簡易橋, ラーメン橋, 耐震性能, ブレース, 残留変位,

1. はじめに

株式会社高知丸高殿によって開発されたsqcピア工法は仮栈橋工法を道路橋に応用することによって、大幅なコスト削減と工期の短縮が実現できる。

sqc工法は、言わば杭を打ち残したような形として、地盤上にある杭をそのまま橋脚として用いるところに特徴がある。極めて合理的な構造ではあるが、オリジナルが仮設構造物であるため、耐震性能が課題となることが予想された。山本は、本橋梁はある範囲内のスパン、橋脚長であれば、特別な対策を施さなくても、レベル2地震動に対して耐えられることを報告している¹⁾。しかしながら、橋脚の一部が降伏するので、修復の難易を考えれば耐震性能は3であると考えるのが妥当であろう。

写真1は、実用化第1号の橋梁であるが、部分的に橋脚間にブレースが設けられている。これは、橋脚長、スパンがかなり大きい部分があつて耐震設計の規定を満たさなかつたためであるが、基本的な考え方が補強であつたため、設計上、橋脚の降伏を許している。すなわち、耐震性能2(地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能)は満たしていない。

一方、近年、鋼製ダンパー、ダンパーブレースなどと呼ばれる2部材を降伏させることによってエネルギー吸収を図り、耐震性を向上させる研究が多く報告されている。そこで、本研究では、橋脚間のブレースを積極的に降伏させ、ブレースによるエネルギー吸収によって橋脚の降伏を防いで耐震性能2を満たす設計の可能性を探ることとした。

2. プロトタイプ (ブレースなし)



写真1 実用化橋梁

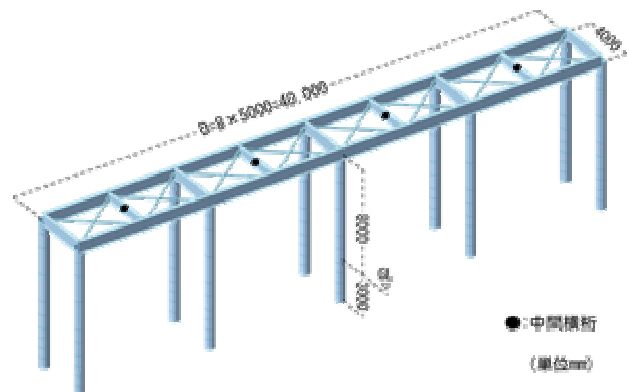


図1 プロトタイプの構造

検討の対象は、山本が報告している基本設計の諸元を持つ橋梁とした。図1にプロトタイプの構造を、

表 1 に主要部材の断面諸元を示す。橋脚に対しては、道路橋示方書耐震設計編の規定に従って非線形特性を設定した。橋脚以外の部材は弾性としている。念のために、この構造に対して再度プッシュオーバー解析と動的解析を実施し、既報告の通り、耐震性能 3 は満たすが、橋脚が降伏して耐震性能 2 は満足しないことを確認した。

表 1 部材断面一覧 (単位 mm)

	H	B	tw	tf
主桁(H)	900	300	16	28
横桁(H)	588	300	12	20
中間横桁(H)	700	300	13	24

	φ	tw
橋脚	609.6	12.7

3. 鋼製ダンパーによる耐震性向上の検討

3.1 鋼製ダンパーの設置方法

橋脚間の鋼製ダンパー設置の考え方を図 2 に示す。5 対の橋脚全てに同じ諸元のダンパーを設置するものとした。設置位置としては、図中の H1, H2 を 3 通りに変化させた。以下、これらをタイプ I, II, III と呼ぶ。また、同一タイプのダンパーに対して、断面性能を 3 通りに変化させた。タイプ I, II は、橋脚の上端に近い位置にダンパーを設けるタイプである。上端では曲げによる左右橋脚のずれが大きいたことが予想され、ダンパーが有効に働くことが期待される。一方、地表面に近い位置に設置する案がタイプ III である。効率は悪いことが予想されるが、地震後の補修を考えると低い位置に設置するのが有利であろうと考えた結果である。タイプ II, III ともダンパーの傾斜がかなり小さい。ダンパーのトラス作用を考えると傾斜を大きめとした方が有利のように思われたので、H1=3m としたタイプ I を加えた。

なお、実際の鋼製ダンパーでは圧縮時にも有効に機能するように何らかの座屈防止対策が必要であるが、ここでは簡単に引張、圧縮とも同じ降伏特性であるとした。降伏応力は 250N/mm^2 、降伏後の 2 次

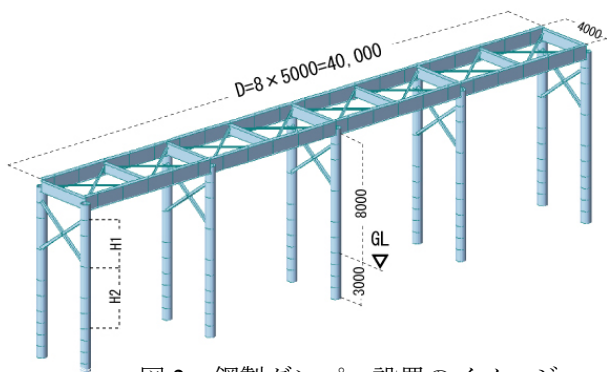


図 2 鋼製ダンパー設置のイメージ

剛性は初期剛性の 1/10 とした。

3 タイプのダンパーの設置位置、および断面性能を表 2 に示す。これらの断面は、プッシュオーバー解析から橋脚が降伏する荷重を求め、この荷重の 70~80% 程度の荷重でダンパーが降伏することを目安として定めたものである。このような事前検討の結果、B-100x100 の断面が比較的良好な結果を示したことから、これより大きい断面、小さい断面として B-150x150, B-75x75 を選んだ。

表 2 ダンパー設置位置と断面
タイプ I

	H1	3000		
	H2	4000		
ボックス断面	H	B	tw	tf1
ケース 1	100	100	3.2	3.2
ケース 2	150	150	5	5
ケース 3	75	75	3.2	3.2

タイプ II

	H1	2000		
	H2	4000		
ボックス断面	H	B	tw	tf1
ケース 4	100	100	3.2	3.2
ケース 5	150	150	5	5
ケース 6	75	75	3.2	3.2

タイプ III

	H1	2000		
	H2	2000		
ボックス断面	H	B	tw	tf1
ケース 7	100	100	3.2	3.2
ケース 8	150	150	5	5
ケース 9	75	75	3.2	3.2

単位 (mm)

3.2 動的解析結果

以上の 9 ケースのダンパーを設置した構造に対して、動的解析を実施した。橋軸直角方向の地震動だけを考え、タイプ 1, 2 の地震波を 3 波づつ、計 6 波の地震動に対する応答を調べた。結果を表 3 に要約する。表中の○は当該部材が降伏していないことを、×は降伏していることを示す。ダンパーが降伏、橋脚が降伏していない状態とするのが本設計の目的であるから、橋脚が○、ダンパーが×となっているケース 1, 3, 4 が初期の目的を達成した構造である。

表 3 動的解析結果の要約

	橋脚	ダンパー
ケース 1	○	×
ケース 2	×	○
ケース 3	○	×
ケース 4	○	×
ケース 5	○	○
ケース 6	×	×
ケース 7	×	×
ケース 8	×	×
ケース 9	×	×

タイプⅠでは、ケース 1, 3 の 2 ケースが耐震性能 2 を満たしている。ケース 2 では、ダンパーが降伏せず、逆に橋脚が降伏するという結果になった。ケース 2 ではダンパーの断面が大きいのでダンパーが降伏しなかったことは容易に理解できるが、橋脚が降伏する理由は必ずしも自明ではない。なお、橋脚の降伏は橋脚の上端、主桁と接合部付近で生じている。

図 3 はタイプⅠのダンパーを設けた場合の橋軸直角方向の変形モードを示したものである。ケース 2 ではダンパーの剛性が大きいことを反映して、橋脚上端の傾斜が小さいようにも見えるが、ケース 1, 3 と比べて極端に異なる変形を示しているとは言えない。ダンパーの拘束によって橋脚の変形が抑えられているとすれば、応力的な条件は緩和されているとも言えるので、ダンパー剛性によって橋脚が降伏したと考えるのは無理があるように思われる。ダンパーが降伏しなかったため、地震エネルギーを吸収する部分がなくなり結果的に大きな応答が発生したと考えるのが妥当のように思われるが、今回の解析では詳細なメカニズムは不明である。今後、エネルギー的な観点からの検討を行なう必要がある。いずれにせよ、ダンパーの剛性を増加させると、逆に応答が増加して橋脚が降伏することがあるという事実には、ダンパー設計に当たって十分に留意する必要があると言える。

ケース 1, 3 は、ともに耐震性能 2 を満たしているので実用化可能と言える。後述する残留変位の点では、ケース 1 の方が若干性能が高いが、ダンパー断面の小さいケース 3 の方が経済性の面で有利なことは言うまでもない。他の与条件がなければ、ケース 3 を選択するのが妥当と考えられる。

タイプⅡでは、ケース 4 だけが耐震性能 2 を満たしている。タイプⅡではダンパーの傾斜が小さいので、タイプⅠに比べてトラスとしての拘束が小さく、従ってエネルギー吸収能力も劣ると考えられる。ケース 4 のダンパーの場合は、傾斜減少によるエネルギー吸収能力低下は耐震性能 2 を損なうレベルには達していないと考えるのが妥当であろう。

逆に断面の小さいケース 6 では、ダンパーが降伏しているにも拘らず橋脚も降伏している。上述のエネルギー吸収能力の低下という観点から考えれば、エネルギーは吸収されているものの、橋脚の降伏を防ぐには吸収量が不足していると考えれば合理的に説明可能と考えられる。

最も大きな断面を用いたケース 5 では、ダンパーも橋脚も降伏していない。全く健全であったという意味では耐震性能 2 を満たしていると考えられることができるが、ダンパーというよりも耐震ブレース補強的な挙動であり、小さな断面を降伏させてエネルギー吸収を図るといった設計意図が実現されているとは言えない。

ケース 5 とケース 2 は、ダンパーの傾斜が異なるだけである。両ケースともダンパーが降伏していな

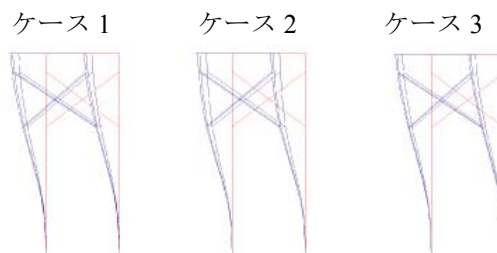


図 3 タイプⅠの変形モード

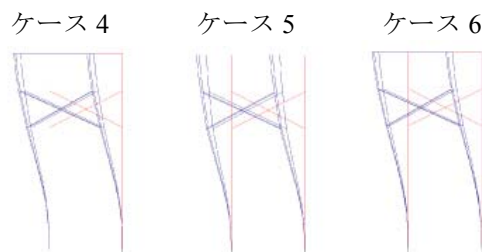


図 4 タイプⅡの変形モード

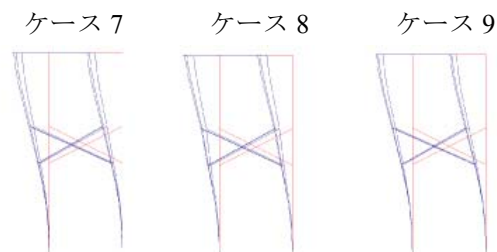


図 5 タイプⅢの変形モード

い点は同じであるが、傾斜が大きいケース 2 では橋脚が降伏し、傾斜の小さいケース 5 では橋脚も降伏しないという結果は、容易には説明できない。ケース 2 の考察で述べたようにエネルギー吸収能力で説明するとすれば、ケース 5 でも橋脚が降伏すると考えるのが自然であろう。

タイプⅡの変形モードを図 4 に示す。図 3 と 4 を比較すると、ケース 2 とケース 5 では変形モードに若干の相違があるように思われる。このような変形モードの相違が橋脚の降伏有無の原因である可能性も否定はできないが、むしろ橋梁の動的特性と地震波の特性の微妙な相互作用の結果である可能性が高いようにも思われる。このような現象が発生した理由を明らかにするためには、今後、地震波毎に、エネルギー的な観点からの詳細な検討を加える必要がある。

タイプⅢでは全てのケースで橋脚、ダンパー両方が降伏した。タイプⅢは地震後に容易に修復できるようにダンパーを地表面近くに設置したものであるが、元々橋脚の変形が小さい部分であることから、予想通り効率が悪く、ダンパーによるエネルギー吸収能力が耐震性能 2 を満たすには不足したと考えられる。

タイプⅢの変形モードを図 5 に示す。タイプⅠ、Ⅱのモードが S 字形に近い変形を示していたのに対して、タイプⅢのモードは、言わば片持ち梁の変形に近い特徴を示している。地表面に近い部分を拘束しても、拘束部より上の部分が自由に變形して大き

な応答が発生するものと考えられる。

以上をまとめれば、ダンパーの取り付け位置や傾斜はトラスとしての補強効果と同様に考えればよく、橋脚の剪断変形が大きい部分にある程度の傾斜を付けたダンパーを設けるのが効果的であること、ダンパー断面には最適値があり、過小であればエネルギー吸収能力不足から主構造の損傷を招き、過大であれば降伏しないためエネルギー吸収装置としてのダンパー機能を発揮しないことが結論される。

4. 残留変位の照査

3.での検討で耐震性能2を満たしたケース1, 3, 4が、道路橋示方書の規定を完全に満足しているかどうかを照査する。

ダンパー、橋脚以外の部材は弾性としているので、これが健全であるか否かを判断するには、個別に部材の応力をチェックする必要がある。橋脚以外で最も応力的に厳しい横桁の応力を調べた結果、中央の3本の横桁の最大応力は許容応力は超えているが、降伏応力には至っていない状態であった。レベル2地震に対しては許容応力を超えても弾性範囲内であればよいと考えられるので、これらの横桁の安全性には問題ない。端横桁では約300N/mm²の最大応力が発生していた。今回の設計を独立した橋梁とみなせば、この結果は規定を満たさないことになる。ただし、主桁、横桁は弾性として設計することとなっているから、横桁応力の問題は横桁断面の増加で対応する以外に方法がない。逆に言えば、この問題がダンパーの効果に関する今回の検討の主要な結論を左右することはないと言えよう。

よって、最終的には断面変更が必要ではあるが、弾性設計とする部材にはほぼ問題がないとして、最後に耐震設計の主要な照査項目である残留変位を照査する。

残留変位 δ_R は次式で計算する。

$$\delta_R = C_R(\mu_r - 1)(1 - r)\delta_y$$

δ_R =残留変位 C_R =残留変位補正係数

μ_r =最大塑性率 δ_y =降伏変位

C_R , r については道路橋示方書に使用すべき値が明示されているので、それに従った。

$$C_R = 0.45 \quad r = 0.2$$

最大塑性率は、中央の橋脚の上端の変位から求めた。すなわち、動的解析によって地震波に対する最大応答変位を求め、解析に使用した3波の平均をもって最大応答と考えて、プッシュオーバーから求めた降伏変位に対する比をもって最大塑性率としている。

表4にケース1の最大変位をまとめて示す。TR-T1は橋軸直角方向のタイプ1地震、TR-T2は同じくタイプ2地震を示し、それに続く数値が最大変位である。また、下端の δ_y はプッシュオーバーから求めた降伏変位である。

表4 ケース1の最大変位 (mm)

TR-T1-1	80.65	TR-T2-1	172.65
TR-T1-2	83.37	TR-T2-2	174.07
TR-T1-3	72.26	TR-T2-3	194.90

平均	78.76	平均	180.90
δ_y	38.05		

上表の結果から残留変位を計算した。

タイプ1地震の場合

$$0.45 \times 1.07 \times 0.8 \times 38.05 = 14.66 \text{ mm}$$

タイプ2地震の場合

$$0.45 \times 3.75 \times 0.8 \times 38.05 = 51.37 \text{ mm}$$

ケース3, 4についても同様にして残留変位を求めた。

表5 ケース3の最大変位 (mm)

TR-T1-1	82.53	TR-T2-1	200.32
TR-T1-2	84.75	TR-T2-2	191.10
TR-T1-3	77.35	TR-T2-3	224.20
平均	81.88	平均	205.20
δ_y	33.98		

タイプ1地震の場合

$$0.45 \times 1.41 \times 0.8 \times 33.98 = 17.25 \text{ mm}$$

タイプ2地震の場合

$$0.45 \times 5.04 \times 0.8 \times 33.98 = 61.65 \text{ mm}$$

表6 ケース4の最大変位 (mm)

TR-T1-1	82.74	TR-T2-1	192.14
TR-T1-2	85.38	TR-T2-2	184.69
TR-T1-3	79.38	TR-T2-3	216.69
平均	82.63	平均	197.84
δ_y	37.05		

タイプ1地震の場合

$$0.45 \times 1.23 \times 0.8 \times 37.05 = 16.41 \text{ mm}$$

タイプ2地震の場合

$$0.45 \times 4.34 \times 0.8 \times 37.05 = 57.89 \text{ mm}$$

ケース1, 3, 4の残留変位の計算結果をまとめて表7に示す。残留変位の許容値は橋脚高さの1/100, すなわち80mmである。表から明らかなように3ケースとも残留変位は許容値以内となっており、耐震設計の規定を満たしていることが分かる。

表7 残留変位のまとめ

	タイプ1 地震	タイプ2 地震
ケース1	14.66	51.37
ケース3	17.25	61.65
ケース4	16.41	57.89

単位(mm)

5. 結論

橋脚間に設けたダンパーを降伏させることによって、橋脚の降伏を防ぎ、耐震性能2を満たす設計は可能である。

ダンパーの断面に最適値があり、断面が過小な場合はエネルギー吸収能力不足となり、過大な場合には降伏しないためダンパーとして機能しない。

適切に設計すれば、残留変位についても耐震設計の規定を満たすことができる。

参考文献

1) 山本公平, 「仮架橋工法を応用した道路橋の開発とその構造特性」, 土木学会四国支部第12回技術研究発表会講演概要集, 平成18年5月