

大地震に対応した 伸縮継手を小型化することができる スライド式橋梁衝突緩衝装置の開発

橋田明良¹・遠藤敏雄²・作山朋明³・飯土井剛⁴

^{1,2,3,4}株式会社復建技術コンサルタント（〒980-0012 仙台市青葉区錦町一丁目7番25号）

免震設計が主流となってきた最近の橋梁耐震設計において、レベル2地震の揺れに対応する橋梁伸縮継手は非常に大型で高額なものとなる。我々は、レベル1地震の揺れに対応した伸縮継手を用いておき、それ以上の地震に対しては、これを取り付けたコンクリート版もしくは床版の一部が、橋体の衝突時にスライドすることによって損傷を簡易なものにとどめて、コストを大幅に縮減できるスライド式桁衝突緩衝装置（スライド版）を開発した。この装置の変位吸収部分に対して実物大の部分模型による静的破壊実験を行って機能の検証を行い実用化した。

Key Words : 免震設計、伸縮継手、橋梁衝突緩衝装置、スライド版、ロックオフ

1. はじめに

阪神大震災以来、分散弾性固定方式や免震設計橋梁が主流になっているが、耐震性能が向上した反面、地震時の揺れによる水平変位が非常に大きく出るようになった。レベル2の大地震時の揺れはごく一般的な橋梁でも±200mm程度から、±400mm以上というケースもある。しかし、このような変位を吸収できる伸縮継手は、非常に大型で高額になるため、免震設計が敬遠されたり、伸縮継手が「壊れてくれる」ということにして、レベル1地震の変位に対応したものに留めてしまうことが多い。しかし、伸縮継手は壊れたとしても、遊間が確保できたわけではないため、支承部の変形でエネルギーを吸収するという免震設計の根本が崩れてくる。分散設計でもこれを介して、床版などの橋体や橋台のパラペットが衝突し、その破損や、弾き飛ばされての落橋といった事態が考えられる。さらに、衝突で破壊されるであろうパラペットに落橋防止装置をつける設計が一般的に行われている。

表-1 伸縮遊間と伸縮継手概算工事費

呼名(全伸縮能力) (mm)	伸縮能力 (mm)	1mあたり工事費 (千円/m)
100	± 50	250
200	± 100	500
400	± 200	1,000
800	± 400	3,000

そこで、これらの問題を解決する手段として、スライド式橋梁衝突緩衝システム（スライド版構造）を考案し、破壊実験を行い実用化したため、ここに報告するものである。

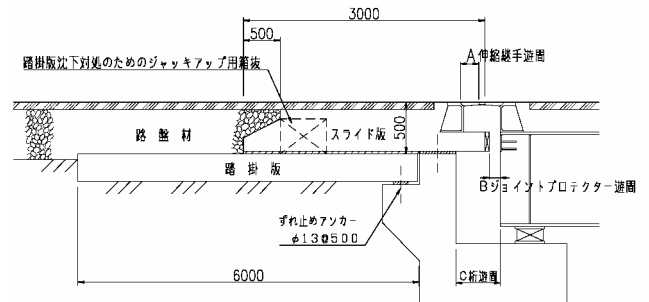


図-1 橋台部用

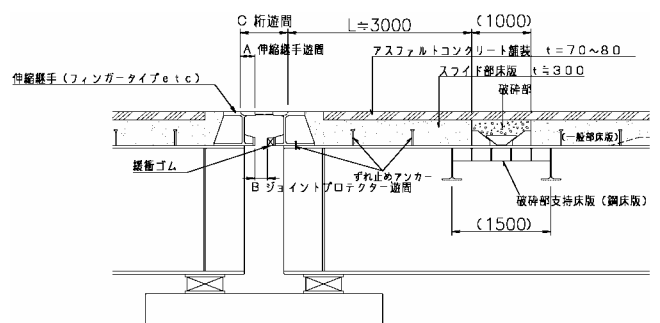


図-2 橋脚部用（桁切下げ不可能な鋼橋）

2. 装置の概要

このシステムは、レベル1地震変位にまで伸縮継手に対応させておき、レベル2の大地震時には、伸縮継手を取付けたスライド版もしくは床版スライド部が、伸縮継手が閉じる前に橋体の衝突により弾かれてスライドし、後方で変位を吸収する構造である。いわゆるロックオフ構造の一種である。

(1) 橋台部用(図-1)

パラペットから踏掛版上に厚さ約50cm、長さ3m程度のコンクリート版を設け、これに伸縮継手を取り付けるものである。図-1の例では、伸縮継手下部に顎部を設け、これをジョイントプロテクターとしている。桁遊間は、レベル2の揺れによる変位を満足させ、ジョイントプロテクター遊間は伸縮継手遊間より少し狭くし、また緩衝ゴムを貼り付けている。

厚さは、伸縮継手を取付可能厚さ(鋼フィンガーで30~35cm程度)までは薄くする事が可能である。

長さは、伸縮継手に輪荷重が載ったときにもばたつかず安定している重量を確保できるものとして決め、2.5m~3.0mあれば十分となる。

設置幅は、地覆部を除く幅が良いが曲線橋などで移動方向が横にずれる恐れのある場合は、地覆まで含めることになる。また、歩道部も、大遊間の伸縮継手が比較的安価に製作できるので省略しても良い。

後方部形状はノーズ型にして路盤材(碎石)にめり込みやすい形とした。

パラペット及び踏掛版とスライド版の境界は、硬質の目地材やシート等によって付着力を切っておく必要がある。しかし交通荷重等によって動かないように少量のずれ止めアンカー鉄筋を配置しておく。

ジョイントプロテクターは、図-2のように伸縮継手に取り付けたり、伸縮継手構造の簡単な地覆部や、歩道部を代用することもできる。なお、踏掛版との兼用構造も可能であるが、背面が沈下した場合のジャッキアップの対処や重量増加による抵抗を大きくしたくないため別構造とした。

(2) 橋脚部用

a) 桁(床版)切下げのできる鋼橋やコンクリート橋の場合(図-3)

桁端部4mほどを20~40cm程度切下げ、ここにスライド版と変位吸収部(破碎部)を設置する。

破碎部はコンクリートブロックと粒調碎石より構成(図-4)する。コンクリートブロックは、水平方向の変形を鉛直上方向に誘導して破碎し易くするものである。図-4の例は、変形量30~40cm以下を対象として破碎部長を1mとした構造である。それ以上の変形を吸収する場合は、この長さを延ばし中央のブロックを省略する。

アスファルト舗装は、一般部と同種のものでよいが、アスファルト層下面にエキスパンドメタルを敷くことによって、コンクリートと碎石の境界部のせん断破壊に対する耐久性を強化しておく。

車両進行方向側にあたるスライド版もしくは床版にアスファルト舗装厚の1/2高さほどの突起を設ける。これは、アスファルト舗装が、ずり上がってくるようにして路面の段差が舗装厚以上にならないようにするものである。

b) 桁(床版)切下げのできない鋼橋で、RCまたはPC床版の場合

床版自体の端部3mほどがスライド版と兼ねる方式となる。この後方に鋼床版構造等により支持された破碎部を設けるものである。

鋼桁と床版スライド部は、非合成の場合に用いられる程度のスラブアンカー鉄筋やスタッドジベルを用いてずれ止めとする。ただし、コンクリートと桁との間には、付着が小さくなるような塗装などを行う必要がある。

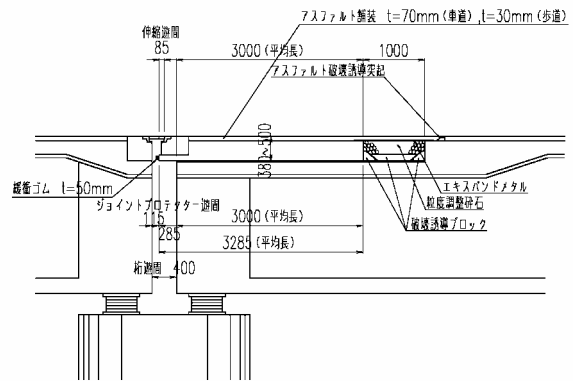


図-3 橋脚部用(桁切下げ可能な場合)

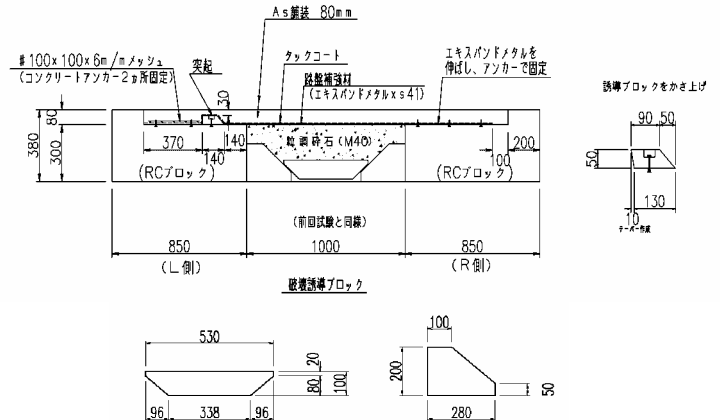


図-4 変位吸収破碎部
(実験モデル2-1改良モデル)

(3) 被災後の処置

両者共に、伸縮継手自体は、フィンガータイプを用いておけば、開く方向に対して自由であり、止水材の破損程度で済むことになる。被災後は、飛び出た舗装体を取り除き、伸縮継手部は鉄板をかぶせておく程度で仮復旧できる。本復旧は、ジャッキにより元に戻し、破碎部の路盤と舗装を修復し床版固定工を行うことになる。

3. システムの検証

(1) システムが機能するかどうか

本システムが機能するかどうかは、スライド部が衝突力によって破断されて滑り出すかどうかと、破断部分が十分に潰れやすいかどうかを検証する必要がある。

まず衝突速度を、固有周期と最大変位量を振幅とした単弦振動と割り切り、L1地震対応の伸縮継手が閉じた変位位置における値として求める。

次に衝突後緩衝ゴムの変形によって等(減)加速度運動で停止すると考える。このとき緩衝ゴムは、20mm変形したと考える(10mmであれ30mmであれ衝突荷重が破砕荷重より十分に大きい結果となるので、この想定値の誤差は問題にならない)。

こうして求めた衝突力(加速度×橋体質量)を、スライド部が動かない場合に生じる衝突力と考え、この値よりも、破砕部の耐力やスライド部の摩擦力、付着力、アンカー筋の剪断耐力などが十分に小さければよいわけである。後者は変形量の小さいものであり、前者は変形の大きいものである。従って、両者は、各個撃破されて行くものであるため同時に考える必要はない。

(2) スライド部が破断し得るかどうかの検証

表-2は実設計橋の3橋をモデルにしたものある。緩衝ゴムの変形のみであれば橋梁幅1m当りで約300~2,500×9.8kN(tf)という巨大な衝突力が生じる事になる。

橋体に比べてきわめて軽量(橋体120~300tに対して5t以下)のスライド部は、目地材などで付着が切られていれば、多少のずれ止めアンカー等があっても、破断力は大きく見てもせいぜい30×9.8kN(tf)(摩擦係数 $\mu=2.5$ 本×D16のズレ止め鉄筋があるとして)であるので瞬時にせん断破壊され、動き出すものと検証できる。

床版をスライドさせる構造の場合

コンクリートと鋼材の付着力は、鉛系塗料塗布で0.6N/mm²という報告(参考文献2)がある。上フランジ幅50cmで桁間隔2.5mとすると床版幅1m当り、約40×9.8kN(tf)となる。従って、上面に付着力の小さい一般的な塗装をすれば、ずれ止めとの合計力は60×9.8kN(tf)程度であり衝突力に対してまだ十分に小さい。



写真-1 破砕実験

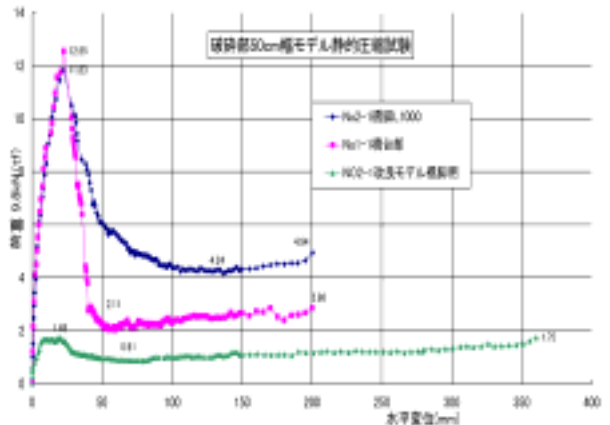


図-5 破砕試験結果

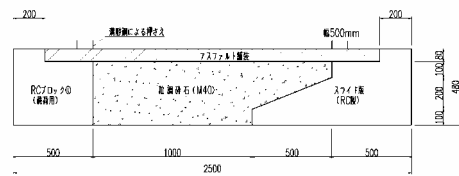


図-6 橋台部用実験モデル;1-1

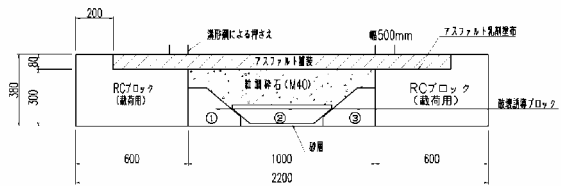


図-7 橋脚部用実験モデル;2-1 (突起無し)

表-2 実設計橋をモデルとした橋梁諸元と設計値

	橋梁例1	橋梁例2	橋梁例3
橋長・幅員・径間数	L=217m, B=13m, 5径間連続	L=421m, B=15m, 10径間連続	L=96m, 12m, 2径間連続
形式	PCボックスト (LRB; 免震)	PC床版3主鉄桁 (LRB; 免震)	グレ床版2主鉄桁 (RB; 分散保耐)
橋体質量 (幅員1m当)	6,300t (480t/m)	8,700t (580t/m)	1,440t (120t/m)
固有周期, 地震時変位量	T=1.55s, L1=80mm, L2=360mm	T=1.21s, L1=120mm, L2=260mm	T=1.55s, L1=100mm, L2=270mm
最大応答速度, 衝突速度	1.46m/s, 1.42m/s	1.35m/s, 1.20m/s	1.10m/s, 1.02m/s
衝突加速度; 20, 100mm停止	5.17G, 1.03G	3.66G, 0.73G	2.64G, 0.53G
幅1m当衝突力; 20mm停止	2,500×9.8kN	2,120×9.8kN	317×9.8kN

(3) 変位吸収部が破碎し変位を吸収するかの検証

破碎部分は、実験による検証を行った。スライド部も含めた動的な実験を行うことが望ましいが、費用及び装置の問題から、50cm幅の破碎部分の実物大部分模型で静的圧縮破壊試験を行った。

突起をつけない（エキスパンドメタルも敷かない）モデルで破碎部分の、図-1、図-2に対応したモデル（図-6、図-7）のものは、実物大部分模型の静的圧縮破壊試験から、最大破碎荷重で1m当たり25～26×9.8kN(25～26tf)でその後は5～9×9.8kN(5～9tf)であった。

両モデル共に、最初にアスファルトコンクリート部分が座屈しうねり上がる。水平変位が2cm程度でアスファルトコンクリートにクラックが生じ、このときが抵抗力の最大値（最大破碎荷重）を示した。その後は、抵抗値が一気に下がりほぼ一定値を示した。つまり、5～9×9.8kN(5～9tf)が破碎構造の抵抗値であり、最大破碎荷重の25～26×9.8kN(25～26tf)の殆どは8cmのアスファルト舗装体の座屈荷重であると言える。

突起をつけた構造（図-4；エキスパンドメタル布設）では、座屈荷重である最初のピークがなく僅か3.3×9.8kN以下の抵抗力でさらに良好な結果となった。

いずれにしろ、表-2に示した橋梁の衝突力に対して、軽い橋長100m程度の鋼橋に対して1/12～1/100の値となった。これらは、静的実験値であるが、動的な挙動に対して、仮にこれらの値が2～3倍になったとしても上記の衝突力に対して全く小さい値であるので、十分に破碎されると判断できる。

(4) 変位吸収部（舗装及び破碎部）の破壊形状

本構造は、水平方向の変形を路面上に膨れあがらせて吸収する構造を取っているが、碎石の盛り上がりは、アスファルト層が浮き上がった部分でおさまり、路面上部にはほとんど出てこないため問題ない。しかし、アスファルト舗装体が座屈して碎石から離れ、上面に大きくうねるように出てきた（写真-1）。この改善策として突起をつけると座屈しないでずり上がり（写真-2、図-8）路面の段差をアスファルト舗装厚（8cm）とする事ができた。

(5) システムの検証結果

以上、大地震時、橋体の衝突によってスライド部が弾かれ、変位吸収部が破碎されて変位を吸収するというシステムが検証された。

4. まとめ

H14年版の道路橋示方書改訂もおこなわれ、ますます動的解析による免震設計が主流になってきた。この場合、解析上の橋体の揺れを確実に保証できる構造とする事が特に必要である。高価で複雑な装置を使わず、従来のごく一般的な材料のみで構成される伸縮継手を小型化できる本装置を実用化したことは免震設計を適用し易くしたことであり、耐震性の



写真-2 改良供試体破壊形状

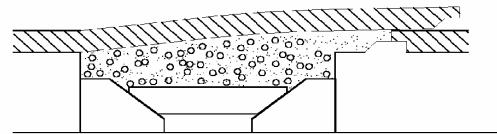


図-8改良供試体破壊形状略図

向上とコスト縮減、さらにLCCの削減に対して貢献できるものと考えられる。なお、本システムは、当社が特許申請中（特願平11-065843）のものであり、現在まで完成3橋、実施設計済み8橋の実績がある。

5. 追記

実験では橋脚部用で破碎部長さ80cmのものも行ったが、100cmのものに対して破碎力が2倍程度大きくでた。従って、このタイプでは長さを100cmを確保しておいた方が良好であろう。

また、突起をつけたケースでも、突起天端長を20cmほどに長くした場合を行ったが、この部分上の舗装がはがれて舗装がこれに乗り上げる形状となった。このことから、突起天端長は舗装厚程度以下にしておいたほうが良い。

なお、スライド版を車線ごとに目地で分割しておけば補修時に対応しやすく、また突起の設置側を方向別に変えることができる。また橋台部用も踏掛版端側にコンクリート台座等を設置すれば突起の設置側を方向別に変えることができる。

参考文献

- 1) 土研 耐震研究室（運上，近藤，大住）：免震橋梁の変位吸収システムの開発に関する研究，1999.2
- 2) 武田，栗田，渡辺：各種防錆処理鋼板とコンクリートの付着強度について，土木学会第43回年次学術講演会 1988.10