# 橋梁用ゴム製耐震緩衝材の基礎的機能特性の研究

# A study of basic characteristics of rubber cushion for bridge

北見工業大学大学院	学生員 〇若杉	洋
北見工業大学	フェロー 大島	俊之
北見工業大学	正会員 山崎	智之

## <u>1. はじめに</u>

兵庫県南部地震以降,耐震性向上のためゴム支承を有す る高架橋が増えている.ゴム支承を採用すると,上部構造 の応答加速度を低減できるという利点があるが,橋桁の移 動変位が増大する性質を有しているため,想定外の地震が 発生した際,桁と橋台が衝突する恐れがある.地震により 桁が橋台へ衝突する際には非常に大きな衝突力が発生す ると考えられるため,緩衝材を設置することにより桁端部 の損傷を防ぐことが検討されているが,既存の緩衝材に用 いられた材料は1回の衝突により,その性質が失われるも のが多く,複数回の衝突に対応したものではないと思える. そこで,復元性能が期待でき,かつ,吸収エネルギー特性 に優れた緩衝材を開発することを目的として,緩衝材を含 めた地震応答解析により緩衝材と支承を併せた耐震効果 について検討した.また,緩衝材の吸収エネルギー特性を 積極的に活用し,支承のサイズダウン化について検討した.

# 2. 緩衝材データ

復元性のあるゴム材を用いた供試体を製作し,緩衝材の 基本性能を把握する実験を行った.実験供試体の寸法は高 さH=100mm長さL=100mm厚さt=25mmとなっており,ハの 字型に配置した供試体である(図1).使用したゴムの主 な特長は,高硬度,高剛性である点が挙げられる.この供 試体を圧縮して荷重-変位関係のデータを得た.1基当た りの設計荷重は23.8[kN],限界変形量50[mm],限界吸収 エネルギー量 830.5[J]となっている<sup>1)</sup>.実験の載荷周波数 は0.5Hzとした.図2に示す緩衝材の荷重-変位履歴曲線 ではわかりづらいが,緩衝材圧縮実験より変形量50mm付 近から過圧縮(矢印で示すような急勾配な反力領域)状態 になることを確認している.



図2 緩衝材の荷重-変位履歴曲線

# 3. 緩衝材を設置した応答解析

# 3.1 解析の目的

実験から得られた荷重-変位曲線から、ヒステリシスを 考慮したバネモデルを作成し、骨組み構造非線形動的解析 システムDYNA2Eを用いて、単純桁橋における地震応答解 析を行った.緩衝材と支承が最適に機能する条件は、緩衝 材は過圧縮状態に達しない二次剛性範囲内に変形を留め、 支承せん断ひずみを極力250%に近づけた支承条件である とした.これは衝突時に発生する衝撃力の緩和と、支承の 許容せん断ひずみが250%<sup>2)</sup>であるためである.このよう な条件を探るため、緩衝材高さHを100,150,200[mm]、ク リアランス(桁と緩衝材との隙間,以降クリアランスと呼ぶ) clを 0,50,100[mm]とパラメトリックに変化させ地震応 答解析を行った. 遊間とクリアランスの関係を図3に示す. また,緩衝材高さH=150,200mmのモデルは、単純な圧縮 では相似則に従うものとして、高さ、長さ、厚さをそれぞ れ1.5倍、2倍に増加させているため、剛性および吸収エ ネルギー量はH=100mmの緩衝材に対してそれぞれ1.5、2 倍、1.5<sup>3</sup>、2<sup>3</sup>倍となるモデルを作成した. これらの条件よ り、緩衝材と支承を併せた耐震効果についての検討を行う ことと、支承の高さ、支承の平面寸法を許容範囲内でサイ ズダウンすることを目的としている.



図3 クリアランスと遊間の関係

### 3.2 解析概要

解析対象モデル図を図4に示す.解析モデルは橋長30m の単純桁橋を梁要素でモデル化した. 緩衝材は実験より得 られた荷重-変位履歴曲線より図5のようにモデル化し た.これは、変形量が 50mmの時の最大反力値の値、およ び変形量 50mmまでの荷重-変位履歴曲線のループ内の 面積である吸収エネルギー量を整合させたバネモデルを 作成した.図6に示すように二種類のバネを並列させるこ とによって過圧縮状態を考慮したバネモデルとした<sup>3)</sup>. 剛 性値や剛性の変曲点となる変形量を図中に示す. 緩衝材の 設置基数をパラメトリックに変化させ、地震力に対応する 数の緩衝材を橋台の端部に設置している.このバネモデル は、何度も同じ骨格上を通る非線形な復元型モデルとなっ ている.支承は地震時水平力分散型ゴム支承を採用した. 上部構造の総重量は9.72MNであり、この解析橋梁モデル にⅡ種地盤,タイプ2の標準波(T2-Ⅱ-1~3)三波を橋軸 方向に入力し、三波平均で評価している.解析時間は40sec とし、時刻歴応答解析における数値積分にはニューマーク β法 (β=1/4) を用い, 積分時間間隔はΔt=2×10<sup>-3</sup>secとした. ここでは、クリアランスcl=100mm、緩衝材高さH=100mm のときの結果を載せる.



### 3.3 解析の流れ

緩衝材を設置することで支承に作用する水平力が低減 され,支承をサイズダウンすることができる.解析の流れ を簡潔に述べると次のようになる.

# 平成19年度 土木学会北海道支部 論文報告集 第64号

 緩衝材を設置しない橋梁モデルでゴム総厚,平面寸法 などを変化させ、支承せん断ひずみを250%に近づけるように支承条件を設定する.

2) 1)の支承条件の橋梁モデルに緩衝材を設置する. 設置基数を変化させて解析を行い,緩衝材の変形量が二次剛性範囲内に留めるように基数を決定する.

3) 緩衝材を設置することにより支承せん断ひずみが小さ くなることから,支承剛性を変化させないように,支承の ゴム総厚と平面寸法を同じ割合で,可能な限りサイズダウ ンする.これは,支承高さのみ減じていくと支承剛性が上 昇し桁変位が抑制されたとしても,それが緩衝材によるも のであるか判断が困難なことや,単に下部構造への負担を 増大させることになりかねないためである.

以上の解析の流れより,緩衝材と支承を併せた耐震効果 の把握,支承のサイズダウン化を図ることとする.

### 4. 固有值解析結果

固有値解析手法は Householder 法を用い,最大モード次 数は20次とした.モード形状を図7に,モード毎の固有 値計算結果を表2に示す. Rayleigh 減衰定数を算出する際 の係数α,βは1次と7次を選択し算出した.



図7 モード形状

### 表 2 固有值解析結果

田方エード	振動数	周期	刺激	係数	有効質	質量比	エード演奏
回伯に下	[Hz]	[sec]	Х	Y	Х	Y	下侧级
<b>※</b> 1	1.2147	0.8232	3.33E+01	6.63E-10	0.3268	0	0.0330
2	3.4719	0.2880	-7.82E-10	2.96E+01	0	0.2593	0.0329
3	6.6919	0.1494	4.82E-11	8.48E-01	0	0.0002	0.0606
4	6.7035	0.1492	2.81E+01	1.29E-11	0.2331	0	0.0605
5	12.7775	0.0783	2.97E-01	4.02E-11	0	0	0.0889
6	15.5525	0.0643	-1.32E-11	-5.00E+01	0	0.7371	0.1913
<b>※</b> 7	16.4146	0.0609	-3.86E+01	-1.27E-08	0.439	0	0.1848
8	16.4148	0.0609	-1.71E-06	-1.77E-01	0	0	0.1848
9	17.0689	0.0586	7.71E-01	2.68E-11	0.0002	0	0.1378
10	31.8558	0.0314	2.40E-11	3.22E+00	0	0.0031	0.0330
11	48.9772	0.0204	1.73E+00	-1.58E-06	0.0009	0	0.0536
12	48.9773	0.0204	1.50E-03	-3.09E-03	0	0	0.0536
13	55.4482	0.0180	4.60E-03	-5.18E-13	0	0	0.0313
14	70.9011	0.0141	-3.47E-11	-2.89E-04	0	0	0.0300
15	83.4039	0.0120	3.72E-12	7.79E-01	0	0.0002	0.0362
16	94.9527	0.0105	7.17E-05	-5.10E-13	0	0	0.0508
17	99.1980	0.0101	3.52E-12	-8.48E-01	0	0.0002	0.0462
18	125.1401	0.0080	-2.20E-04	-3.95E-12	0	0	0.0310
19	138.7807	0.0072	-1.45E-01	-4.53E-06	0	0	0.0524
20	138,7809	0.0072	-6.27E-03	-4.40E-05	0	0	0.0524

#### 5. 地震応答解析結果

### 5.1 緩衝材を設置しない場合の解析結果

緩衝材を設置しない橋梁モデルで支承せん断ひずみを 250%に近づけた結果,支承条件は有効寸法a×b=750× 750mm,総厚Σte=104mm(26mm×4 層)に決定した<sup>5)</sup>. 時刻歴波形は次の「5.2 緩衝材を設置した場合の解析結 果」と併せて載せる.

### 5.2 緩衝材を設置した場合の解析結果

緩衝材の設置基数をパラメトリックに変化させ解析を 行った結果より,緩衝材を両桁端部に460基ずつ設置する. ここでは、上部構造の応答値が最も大きかった、T2-II-2 を入力したときの時刻歴-桁変位、時刻歴-支承水平力,緩 衝材変形量-圧縮力を図8に示す.図中の紺色は緩衝材を 設置していない場合,赤は緩衝材を460基設置した場合の 応答波形となっている.また,表3には応答計算結果を示 す.緩衝材を設置することにより,緩衝材は大きなエネル ギー吸収をすることで、桁変位、支承せん断ひずみ、およ び支承最大水平力は約50%に低減される結果となった.ま た,緩衝材が支承に作用する水平力を分担したことから、 支承のサイズダウンが可能であるといえる.



# 平成19年度 土木学会北海道支部 論文報告集 第64号



# 表3 応答計算結果

$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	入力波	緩衝材 [基]	桁最大変位 [m]	支承最大ひずみ [%]	支承最大水平力 [kN]	緩衝材最大変形量 [mm]	緩衝材最大作用力 [kN]
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	T2-II-1	なし	0.3012	251	8,578.8	-	I
T2. H.3         なし         0.2818         233         7.968.4         -         -           平均         -         0.2869         240         8.212.7         -         -           T2. H.4         460         0.1489         122         4.163.1         48.86         10.           T2. H.2         460         0.1531         129         4.405.3         53.09         14.	T2-II-2	なし	0.2779	237	8,090.9	1	I
平均 — 0.2869 <b>240</b> 8.212.7 — — T2-Ⅱ-1 460 0.1489 122 4.163.1 48.86 10, T2-Ⅱ-2 460 0.1531 129 4.405.3 53.09 14.	T2-II-3	なし	0.2818	233	7,968.4	1	-
T2-II-1         460         0.1489         122         4,163.1         48.86         10,           T2-II-2         460         0.1531         129         4,405.3         53.09         14,	平均	١	0.2869	240	8,212.7	-	-
T2-II-1         460         0.1489         122         4,163.1         48.86         10,           T2-II-2         460         0.1531         129         4,405.3         53.09         14,							
T2-II-2 460 0.1531 129 4,405.3 53.09 14,	T2-II-1	460	0.1489	122	4,163.1	48.86	10,175.1
	T2-II-2	460	0.1531	129	4,405.3	53.09	14,044.3
T2-II-3 460 0.1477 121 4,139.7 47.68 10,	T2-II-3	460	0.1477	121	4,139.7	47.68	10,410.0
平均 - 0.1499 124 4,236.0 49.88 11,	平均	I	0.1499	124	4,236.0	49.88	11,543.1

### 5.3 支承のサイズダウン化

緩衝材を設置したことによって、支承せん断ひずみは小 さくなる.そこで、支承の各種許容値を満たす範囲内で支 承をサイズダウンした<sup>2)5)</sup>.支承をサイズダウンする前後 の支承条件を表4に、その時の支承の性能照査結果を表5 に示す.緩衝材を設置することによって、支承のゴム総厚 および平面サイズを45%、ゴム体積では、約70%低減す る結果となった.表6に解析ケース毎の緩衝材設置基数、 支承のサイズダウン率、およびそのときの支承せん断ひず みを示す.解析ケース3、6、8、9で支承ひずみが250% に近づく結果となったことから、緩衝材高さHを 150~200mm、クリアランスclを50~100mm程度にすること が、緩衝材と支承が最適に機能する条件であると言える.

# 表4 支承のサイズダウン前後の支承条件

特性値		サイズダウン前	サイズダウン後
ゴム支承の種類		分散型	分散型
ゴム支承の個数	(個)	5	5
有効寸法(橋軸)	(mm)	750	550
有効寸法(橋直)	(mm)	750	550
一層の厚さ	(mm)	26	19
層数	(層)	4	3
総厚	(mm)	104	57
せん断弾性係数	(N/mm2)	1.2	1.2
破断ひずみ	(%)	500	500

# 表5 ゴム支承の性能照査結果

四木百日		サイズダウン前		サイズダウン後	
<b>照重項日</b>		計算値	許容値	計算値	許容値
最大圧縮応力度	$(N/mm^2)$	3.02	8.00	5.71	8.00
圧縮応力振幅	$(N/mm^2)$	2.47	5.00	4.67	5.00
座屈安定性(常時)	$(N/mm^2)$	3.02	24.96	5.71	33.52
座屈安定性(地震時)	$(N/mm^2)$	4.44	41.61	7.28	55.86
引張応力度	$(N/mm^2)$	0.793	2.00	1.30	2.00
せん断ひずみ(常時)	(%)	29	70	53	70
せん断ひずみ(地震時)	(%)	240	250	226	250
回転変位に対する安定性	(mm)	0.128	0.257	0.094	0.261

### 表6 解析結果

解析ケース	緩衝材高さ H (mm)	クリアランス cl (mm)	設置基数 (基)	サイズダウン率 (%)	せん断ひずみ (%)
1	100	0	195	45	74
2	100	50	395	45	149
3	100	100	460	45	226
4	150	0	80	45	111
5	150	50	120	45	188
6	150	100	130	40	250
7	200	0	40	45	152
8	200	50	50	45	220
9	200	100	55	23	219

# <u>6. まとめ</u>

実験供試体の荷重-変位関係から緩衝材をバネモデル 化し,単純桁橋に緩衝材を設置したモデルで地震応答解析 を行った結果を以下に示す.

 今回対象とした単純桁橋モデルでは、緩衝材を最適な 基数設置することによって、支承のゴム総厚および平面サ イズを最大で23~45%サイズダウンすることができた。

 2) 緩衝材高さを 150~200mm 程度, クリアランス cl を 50~100mm 程度にすると, 緩衝材と支承が最適に機能する 結果となった.

 3) 現段階では、緩衝材と支承は最大限変形できるように 設定しているが、実橋梁レベルでの検討では伸縮装置など を含めたトータルコストの比較が必要である。

**謝辞**:本研究を行うにあたり、実験供試体を㈱ブリヂス トンに提供していただきました。ここに記して感謝の意を 表明します。

【参考文献】

- 緩衝型落橋防止システムに関する調査研究:土木学会
   関西支部 2001.7
- 2)道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 社団法人 日本道 路協会, 2002.3
- 3)川畑智亮,吉松慎哉,桐川潔:3次元複合材料(3DSole) を緩衝材に用いた橋梁の耐震補強,第60回年次講演会 pp421-422 2006.9

4) CRC ソリューションズ: DYNA2E マニュアル Ver7.2
5) 道路橋支承便覧,社団法人 日本道路協会, 2004.4