

(207) ゴム支承による地震力の多脚分散を図った北明橋の動的性能

○(株)ピー・エス 久保明英
 日本道路公団 河村幸夫
 日本道路公団 熊井三晃
 (株)ピー・エス 佐藤正明

1. まえがき

北明橋は北海道横断自動車道の清水IC～池田IC間に位置する橋長303mの11径間連続PC中空床版橋である。標準支間は27.5m、橋脚高は24.0～27.0m、主桁重量は6000ton、平面半径r=3000mである。支承は、通常の四角形積層ゴム支承である。北明橋ではゴム支承を用いることで地震力が多脚分散されることを期待している。ゴム支承を用いた連続橋の動的挙動を確認するため1991年7月振動試験を実施した。

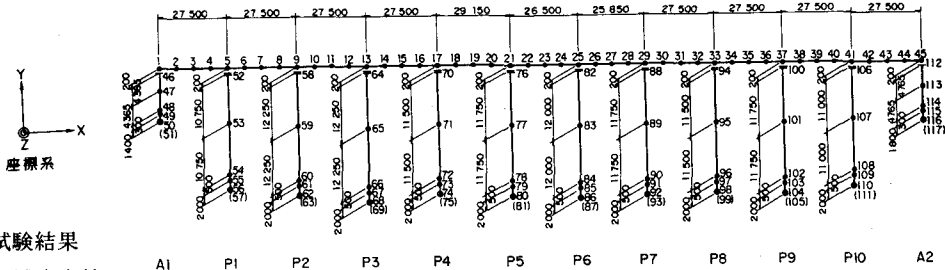
本稿では試験の結果確認されたゴム支承の非線形性について、また得られたゴム支承の動的平均バネ、減衰定数に関し報告する。また、ゴム支承の変形-荷重曲線を2折れ線でモデル化し、時刻歴応答解析を行った。ゴム支承を用いた連続橋の応答特性に関して報告する。

なお、本試験は、8径間連続箱桁橋石狩川橋で行った振動試験(1989年)を発展させるかたちで行った。

2. 振動試験方法

出荷時にゴム支承の圧縮せん断試験を実施した。

振動試験では主桁を急速解放機構付きジャッキで強制変位させておき、強制変位を一時に解放することで主桁に自由振動を起こさせた。また、主桁を強制変位させる時、荷重と変形を測定した。振動試験では両橋台及び各橋脚と主桁の間の相対変位を変位計で計測した。相対変位はゴム支承の変形でもある。主桁上及び橋脚天端にはサ-ボ型加速度計を配置し加速度を計測した。北明橋解析モデルを図-1に示す。



3. 試験結果

3-1. 減衰定数

図-1 北明橋解析モデル

相対変位波形から次式を用いて減衰定数を計算した。

$$h = (1/2\pi) \cdot \log_e(a_1/a_2)$$

a1, a2は、波形を包む包絡線を描き、それを切る、互いに1周期隔たった振幅である。振幅約3mm以上の場合の減衰定数を求めることができ、h = 0.06 ~ 0.07であった。A1橋台と主桁の相対変位波形から計算した減衰定数を図-2に示す。

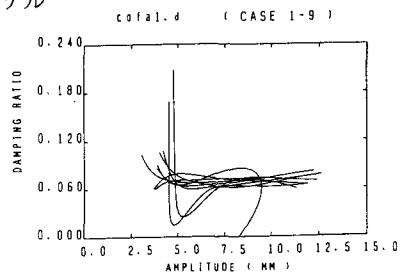


図-2 減衰定数

3-2. 振動初期と末期の振動周期

主桁上P5橋脚位置の加速度記録のスペクトル解析を行い、振動開始時と末尾とで、振動周期が同じであるかを検討した。2048個ずつ約3.5秒間隔でデータを取り込み、5つのスペクトル図を描いた。1回目の加振で得た加速度波形とそのパワースペクトル図を図-3に示す。スペクトルの周波数計算間隔は0.09766 Hzである。振動開始時の1次モードの固有振動数は0.879 Hzであったが、末尾では1.074 Hzであった。これは、ゴムの非線形性による。

3-3. ゴム支承の動的せん断バネ定数

ゴム支承の動的せん断バネ定数を以下の手順で求めた。

- 1) ゴム支承のせん断載荷試験の結果からバネ定数の初期値を仮定した。
設計値を用いて橋脚の剛性初期値を仮定した。
- 2) 現地で行った静的載荷試験の結果からゴム支承のせん断バネ定数及び橋脚の剛性を修正した。
- 3) 北明橋モデルに 2) の結果を入力した。モード解析を行い北明橋の固有振動周期を求めた。これが、主桁上の加速度記録のスペクトル解析から求めた振動周期と一致するようにゴム支承のせん断バネ定数及び橋脚の剛性を調整した。

ゴム支承のせん断バネ特性を図-4 に示す。ゴム支承には初期変形が与えられており、各々与えられた初期変形に応じた応力状態にある。しかし、総てのゴム支承の振動時における平均バネ定数は、100ton載荷時のバネ定数に一致し、設計バネ定数の1.7~1.8倍の値であった。

設計バネ定数の1.7~1.8倍のバネ定数値が、北明橋振動試験のゴム支承の動的バネ定数と考えられる。これは、ゴム支承のせん断変形量が20mm以下と小さく、ゴム支承のバネ定数は、変形が小さい領域で大きくなるためと考えられる。この結果は、圧縮せん断試験の結果に反するものではない。

4. ゴム支承を用いた橋梁の地震応答計算

応答計算法の中では、地震力を静的な水平力として計算する方法が最も簡便である。載荷試験で得た変形-荷重曲線を折れ線でモデル化し、時刻歴応答計算を行う方法が橋の挙動を最も正確に表している。P1 ゴム支承の変形履歴を図-5 に示す。この他に応答スペクトル法があるが、ゴム支承の非線形性を評価できない。以下に示す5つの方法で応答計算を行い、応答値を比較検討した。なお、減衰定数は0.05とし、時刻歴応答計算には道路橋標準設計方書のI種地盤用の標準地震波を用いた。5つの方法で計算した、主桁の最大応答変位、橋脚天端の最大応答変位及びゴム支承に作用する最大せん断力を表-1に示す。

- ① ゴム支承を設計バネで入力した静的載荷法 (hokus4)
- ② ゴム支承を設計バネで入力した応答スペクトル法 (hokua4)
- ③ ゴム支承を小変形バネで入力した応答スペクトル法 (hokua41)
- ④ ゴム支承を折れ線バネで入力した時刻歴応答計算 (hokun4, hokun42)
- ⑤ ゴム支承を設計バネで入力した時刻歴応答計算 (hokun5)

4-1. 折れ線バネを用いた時刻歴計算

振動初期と末期の振動周期が異なっていることからゴムの非線形性が確認された。また、北明橋では、振動試験結果の解析より、小さい変形状態におけるゴム支承のせん断バネ定数は大きく、設計バネ定数の1.7~1.8倍の値であった。北明橋の挙動を解析するため、ゴム支承のせん断バネを載荷試験に基づく2折れ線でモデル化し、時刻歴応答解析を行った。

減衰マトリクス(C)を初期剛性マトリクス(K0)のβ倍で設定する。振幅が初期剛性の範囲内にある場合その剛性(Kt)は $Kt=K0=const$ であるが、超えた場合剛性(Kt)は振幅に応じて変化する。従って、減衰を設定する場合、入力地震に対して平均剛性($K=\gamma \cdot K0$)を計算し、Kに対して設定する必要がある。

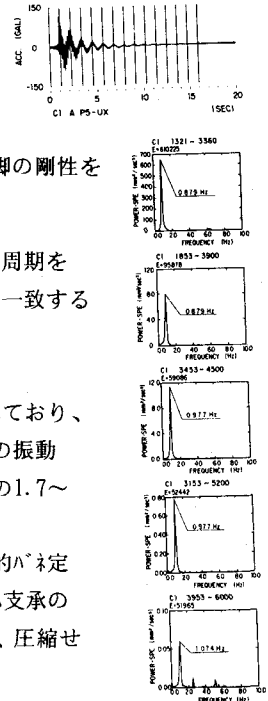


図-3 パワースペクトル

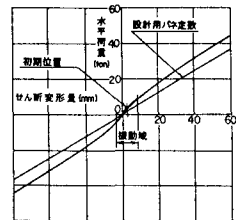


図-4 ゴム支承のせん断バネ定数

$$C = \beta \cdot K = \beta \cdot \gamma \cdot K_0$$

本稿では $\gamma (=0.724)$ を次のように計算した。モード解析の結果、1次モード（橋軸方向並進モード）の周期は初期剛性に対して $T_1=1.359$ 秒、第2剛性に対して $T_1=1.628$ 秒である。質量 $M=1.0$ ton の1マスモデルで考えた場合、その剛性は次のようになる。

$$T_1=1.359 \text{ 秒} \rightarrow K=2.181 \text{ (tf/m)}, \quad T_1=1.628 \text{ 秒} \rightarrow K=1.520 \text{ (tf/m)}$$

小変形域におけるゴム支承のせん断 β 係数は、設計 β 係数の1.7~1.8倍であるが、振動周期を基に求めた北明橋の剛性比は1.43(=2.181/1.520)であった。これは、非線形性を有するのはゴム支承だけであり、他の線形剛性部材の効果を平均した結果と考えられる。

折れ線バネが平均剛性($K=\gamma \cdot K_0$)を持つとして、剛性が K である直線バネと比較し、標準地震波に対し減衰定数($h=0.05$)とした場合の応答加速度が一致する γ を求める。 $\gamma=0.7241$ とした時の計算に使用した諸元は次の通りであるが、応答加速度(=143cm/sec²)は一致している。

$$\begin{aligned} \text{直線} \quad K &= 1.58, \quad \omega = (9.8 \times 1.58)^{0.5} = 3.935 \\ \beta &= 2h/\omega = 2 \times 0.05/3.935 = 0.0254 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{折れ線} \quad K_0 &= 2.181, \quad \gamma = 0.724, \quad K = \gamma \times K_0 = 0.724 \times 2.181 = 1.58 \\ \beta &= 2h\gamma/\omega = 2 \times 0.05 \times 0.724/3.935 = 0.0184 \end{aligned}$$

折れ線バネの平均剛性が($K=\gamma \cdot K_0$)となることの確認を次のように行った。モデル1は折れ線バネで、微小変位(0.1mm)で初期剛性域を超えるようにしている。モデル2は直線バネモデルで、その剛性はモデル2の第2剛性に等しい。これらの応答変位(=7.8cm)、応答加速度(=159cm/sec²)は一致している。

$$\begin{aligned} \text{モデル1: 直線} \quad K &= 2.04, \quad \omega = (9.8 \times 2.04)^{0.5} = 4.471 \\ \beta &= 2h/\omega = 2 \times 0.05/4.471 = 0.022 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{モデル2: 折れ線} \quad K_0 &= 5.1, \quad \gamma = 0.4, \quad K = \gamma \times K_0 = 0.4 \times 5.1 = 2.04 \\ \beta &= 2h\gamma/\omega = 2 \times 0.05 \times 0.4/4.471 = 0.009 \end{aligned}$$

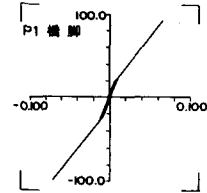


図-5 ゴム支承の変形履歴

ゴム支承を折れ線バネでモデル化し、 $\beta=0.0216$ として初期剛性($K_0=2.181$, $\omega=4.623$)に対して減衰定数を0.05として計算した北明橋の応答値をhokun4、 $\beta=0.0184$ として平均剛性に対して減衰定数0.05として計算した北明橋の応答値をhokun42とする。

4-2. 応答スペクトル法で最適予想する場合のゴム支承の β 係数

応答スペクトル法は時刻歴応答計算法に較べ安全側の計算法である。応答スペクトル法で最大応答変位を予想する場合、設計バネを用いた応答値(hokua4)がより大きく安全側であるが、小変形域バネを用いた応答値(hokua1)も折れ線時刻歴による応答値(hokun42)とほぼ同じであった。

最大応答加速度を予想する場合、小変形域バネを用いた応答値(hokua1)がより大きく安全側であるが、設計バネを用いた応答値(hokua4)も折れ線時刻歴による応答値(hokun42)より大きかった。橋脚最大応答せん断力を予想する場合、最大応答加速度を予想する場合に準ずるのが適当と考えられる。

4-3. ゴム支承のせん断力分担率・変形分担率

④折れ線時刻歴による各橋脚のせん断力分担率は①の静的方法よりも均一化され、1/10に近づいている。この現象は、ゴム支承の小振幅域における非線形性によるものと考えられる。

① ゴム支承を設計バネで入力した静的載荷法 (hokus4)

hokus4 (kh=0.15)		P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6	P 7	P 8	P 9	P 10
主桁最大応答変位	cm	11.00	11.00	10.99	10.99	10.99	10.99	10.99	10.99	10.99	11.00
橋脚最大応答変位	cm	8.45	4.32	4.49	3.08	2.84	4.52	4.35	2.77	3.44	3.84
橋脚/主桁	-	.214	.393	.408	.280	.258	.411	.396	.253	.313	.350
ゴム支承最大応答	tf	92.99	79.76	73.31	111.41	91.87	68.37	89.51	105.77	87.66	85.82
せん断分担率 (Pi/Σ)	-	.105	.090	.083	.126	.104	.077	.101	.119	.099	.097

② ゴム支承を設計バネで入力した応答スペクトル法 (hokus4)

hokus4 (設計バネ)		P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6	P 7	P 8	P 9	P 10
主桁最大応答変位	cm	11.07	11.06	11.06	11.05	11.05	11.05	11.05	11.05	11.06	11.06
橋脚最大応答変位	cm	2.95	3.65	3.79	2.63	2.43	3.73	3.75	2.41	2.94	3.23
橋脚/主桁	-	.267	.330	.343	.238	.220	.338	.339	.218	.266	.296
ゴム支承最大応答	tf	117.87	108.17	104.72	136.84	121.44	99.85	119.52	132.42	115.95	112.32
せん断分担率 (Pi/Σ)	-	.101	.093	.090	.117	.104	.085	.102	.113	.099	.096

③ ゴム支承を小変形バネで入力した応答スペクトル法 (hokus4)

hokus4 (小変形バネ)		P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6	P 7	P 8	P 9	P 10
主桁最大応答変位	cm	9.65	9.65	9.64	9.63	9.63	9.63	9.63	9.63	9.64	9.64
橋脚最大応答変位	cm	3.94	4.57	4.66	3.19	2.91	4.51	4.49	3.13	3.76	4.07
橋脚/主桁	-	.408	.473	.483	.331	.302	.468	.467	.325	.390	.422
ゴム支承最大応答	tf	158.34	136.67	130.21	166.68	148.65	121.82	144.33	174.66	150.80	141.01
せん断分担率 (Pi/Σ)	-	.107	.093	.088	.113	.101	.083	.098	.119	.102	.096

④-1 ゴム支承を折れ線バネで入力した時刻歴応答計算 (hokus4)

hokus4 (折れ線時刻歴)		P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6	P 7	P 8	P 9	P 10
主桁最大応答変位	cm	9.35	9.34	9.34	9.33	9.33	9.33	9.33	9.33	9.34	9.34
橋脚最大応答変位	cm	2.79	3.64	3.63	2.28	2.08	3.54	3.55	2.10	2.70	3.12
橋脚/主桁	-	.298	.390	.389	.244	.223	.379	.380	.225	.289	.334
ゴム支承最大応答	tf	113.53	110.35	104.27	121.86	108.19	98.89	115.98	118.95	109.88	109.26
せん断分担率 (Pi/Σ)	-	.102	.099	.094	.110	.097	.089	.104	.107	.099	.098

④-2 ゴム支承を折れ線バネで入力した時刻歴応答計算 (hokus4)

hokus4 (折れ線時刻歴)		P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6	P 7	P 8	P 9	P 10
主桁最大応答変位	cm	9.70	9.69	9.69	9.68	9.68	9.68	9.68	9.68	9.68	9.69
橋脚最大応答変位	cm	2.85	3.79	3.78	2.35	2.14	3.67	3.74	2.17	2.80	3.23
橋脚/主桁	-	.294	.391	.390	.243	.221	.379	.386	.224	.289	.333
ゴム支承最大応答	tf	116.39	114.72	108.40	125.93	111.44	102.52	122.25	123.02	113.66	113.14
せん断分担率 (Pi/Σ)	-	.101	.100	.094	.109	.097	.089	.106	.107	.099	.098

⑤ ゴム支承を設計バネで入力した時刻歴応答計算 (hokus5)

hokus5 (設計バネ時刻歴)		P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6	P 7	P 8	P 9	P 10
主桁最大応答変位	cm	10.16	10.16	10.15	10.15	10.15	10.15	10.15	10.15	10.15	10.16
橋脚最大応答変位	cm	2.60	3.13	3.19	2.35	2.11	3.17	3.23	2.12	2.53	2.63
橋脚/主桁	-	.256	.308	.314	.232	.208	.312	.318	.209	.249	.279
ゴム支承最大応答	tf	104.32	94.96	89.87	120.44	104.03	85.62	105.13	113.78	100.60	98.83
せん断分担率 (Pi/Σ)	-	.103	.093	.088	.118	.102	.084	.103	.112	.099	.097

5. まとめ

表-1 北明橋の最大応答値

振動試験の結果から、またその解析から以下のことが結論される。

- 1) ゴム支承は小振幅域において非線形性を有している。振動試験の結果から小振幅域におけるバネ定数として設計バネ定数の 1.7~1.8 倍の値が計算された。小振幅域で小振幅バネ、小振幅域を超える領域で設計バネを用いて時刻歴計算を行えば、ゴム支承を用いた橋の地震時挙動を予想することが出来る。
- 2) 振動時においてゴム支承は弾性せん断バネとして機能することが確認された。従って、地震力の多脚分散を設計すること、ゴム厚を調整することで1次の固有周期を長周期化し、橋脚に作用する応答せん断力を減少させることが可能である。
- 3) 石狩川橋の振動試験では 0.05~0.06 の減衰定数が計算された。北明橋の振動試験では 0.06~0.07 の減衰定数が計算された。これより、積層ゴム支承を用いた橋の減衰定数は 0.05~0.06 程度と考えられる。
- 4) 応答スペクトル法によってもまた、ゴム支承の線形バネ定数を適当に選定することで、非線形性を考慮した応答値を予想することが可能である。