

(107) 釧路沖地震による地震力多脚分散橋梁（北明橋）の被災状況

○日本道路公団 杉山勝広
日本道路公団 河村幸夫

1. まえがき

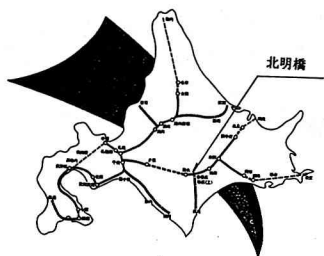
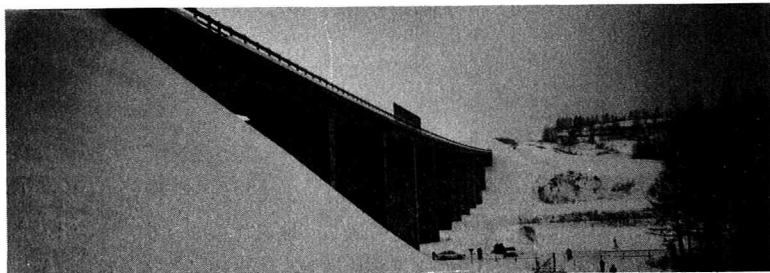


図-1 北明橋位置図

北明橋は北海道横断自動車道の清水IC～池田IC間に位置し、東西に延びる橋長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(図-1)。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。

北明橋竣工後供用開始以前の1993年1月15日夕刻、釧路沖地震により北明橋は伸縮ジョイントがぶつかり、橋台パレットを折る等の被害を受けた。主桁はクリブ・乾燥収縮完了前の状態にあり、ジョイント遊間は70mmあった。ゴム支承を用いることで北明橋の1次固有周期は長周期化し1.359～1.628秒である。本稿では北明橋の被災状況及び振動試験の結果をもとに行った北明橋の被災時挙動シミュレーションに関し報告する。写真-1に北明橋を示す。



2. 北明橋の被災状況

写真-1 北明橋全景 (A2側より望む)

1993年1月15日夕刻北明橋を襲った地震(釧路沖地震)の規模は、帯広地方で気象庁震度階5(地動加速度 100～200gal)であった。また、帯広ガスの強震計が250galで振り切れていたことが報告されている。なお、北明橋の耐震設計は昭和53年道路橋示方書に基づいて行われ、設計水平震度は $K_h=0.23$ である。被災直後に被災状況を調査した。

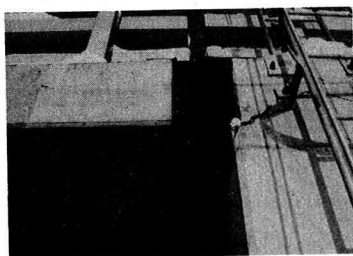


写真-2 A2側パラペット

① 伸縮ジョイントが衝突し破損した。橋台パレット部が破損した。

A1橋台：橋台パレット上部伸縮ジョイント後打部にクラックが生じた。

A2橋台：橋台パレット上部伸縮ジョイント後打部が破損した。

橋台側伸縮ジョイントが押されて上を向いてしまった。

(写真-2,3)

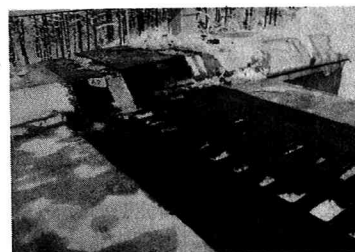


写真-3 伸縮ジョイント

伸縮ジョイントが衝突し、伸縮ジョイント、橋台パレットを壊したものの、主桁は正規の位置に復帰しており、ゴム支承がバネとして機能していた。また、ゴム支承を使用することで、長周期化による応答せん断力の低減、地震力の多脚分散は設計通り行われたと考

えられる。なお、伸縮ジョイント遊間量には地震による変位を考慮していない。桁遊間は210mmあり、主桁は橋台ハットに到達していない。

② 2～3の橋脚で、一部のゴム沓が若干下面側で滑った形跡があった。

1橋脚当たり4点沓となっている。ゴム沓が滑動した要因として次のことが考えられる。4つの沓反力は、ジャッキアップ時に分かったことであるが外側の沓が大きく不均一だった。主桁のクリープ・乾燥収縮で生じたゴム沓の変形を解放するため、主桁を数回ジャッキアップした。ゴム沓は主桁、橋脚と付着をとっていない。ジャッキアップした時ゴム沓は下面側が剥がれた。これらの理由でゴム沓と橋脚との縁が切れていた。また、鉛直振動が重なり摩擦が小さくなった可能性もある。

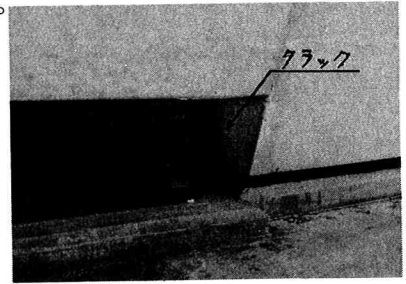


写真-4 アンカーボルト位置に生じたクラック
(P1橋脚位置)

③ P1橋脚のアンカーボルト部(桁側V7部)にクラックが入った。(写真-4)

橋脚天端には落橋防止としてアンカーボルト(φ55)が4本ずつ3箇所、1橋脚当たり12本配置してある。アンカーボルトとキップの橋軸直角方向遊間は微小である。

クラックが入った要因として次のことが考えられる。主桁が橋軸方向に動いた時、橋軸直角方向遊間が小さいためP1橋脚のアンカーボルトがガイドとなり、V7部を横方向に押した。伸縮ジョイントが衝突した時反動としてP1橋脚のアンカーボルトにも衝撃力が作用した。

3. 遊間設計値

北明橋の設計桁遊間は地震荷重による変位170mm、温度変化(+25℃)による変位38mmで、合計208mmである。伸縮ジョイントの遊間は温度変化(+25℃)による変位のみを考慮し、地震荷重による変位を加算していない。取り付け時の伸縮ジョイント遊間は、温度変化(+25℃)による変位(38mm)に余裕量(13mm)を加えた51mmで、ジョイントのラップ長は139mmである。PC主桁のクリープ・乾燥収縮が終了した時点、最も主桁が縮む気温(-15℃)の状態、ジョイント遊間は149mm、ジョイントのラップ長が41mmである。

釧路沖地震が襲来した1993年1月15日の時点では北明橋は供用開始前であり、主桁はクリープ・乾燥収縮完了前であった。被災後のジョイント遊間を測ったところ、A1側は70mm、A2側はハットが10mm押されて80mmであった。被災時のジョイント遊間は70mmと予想される。

4. 入力地動加速度

入力地動加速度として道路橋標準示方書のI種地盤用標準地震波形、釧路気象台の強震波形を用いた。図-2に、標準地震波形、釧路気象台の強震波形(E-W波)、(N-S波)の波形、フリスケトルを示す。

5. 被災時挙動シミュレーション

北明橋完成直後の1991年に振動試験を行った。試験結果より小さい変形状態におけるゴム支承のせん断係数定数は大きく、設計係数定数の1.7～1.8倍の値であることが確認された。ゴム支承を用いることで北明橋の1次固有周期は長周期化し1.359～1.628秒である。応答変形が大きくなるとゴム支承の係数は小さくなり、固有周期は1.628秒に近くなる。

釧路沖地震襲来時の北明橋の挙動を解析するため、ゴム支承のせん断ハネを載荷試験に基づき2折れ線で行
 用化し、時刻歴応答解析を行った。折れ線は変形10mmまでは設計ハネ定数の1.7~1.8倍、10mmを超えると設計
 ハネとなる。両橋台はスライド沓、10橋脚のゴム支承のハネ定数はそれぞれ設計ハネの1.7~1.8倍の範囲にある。

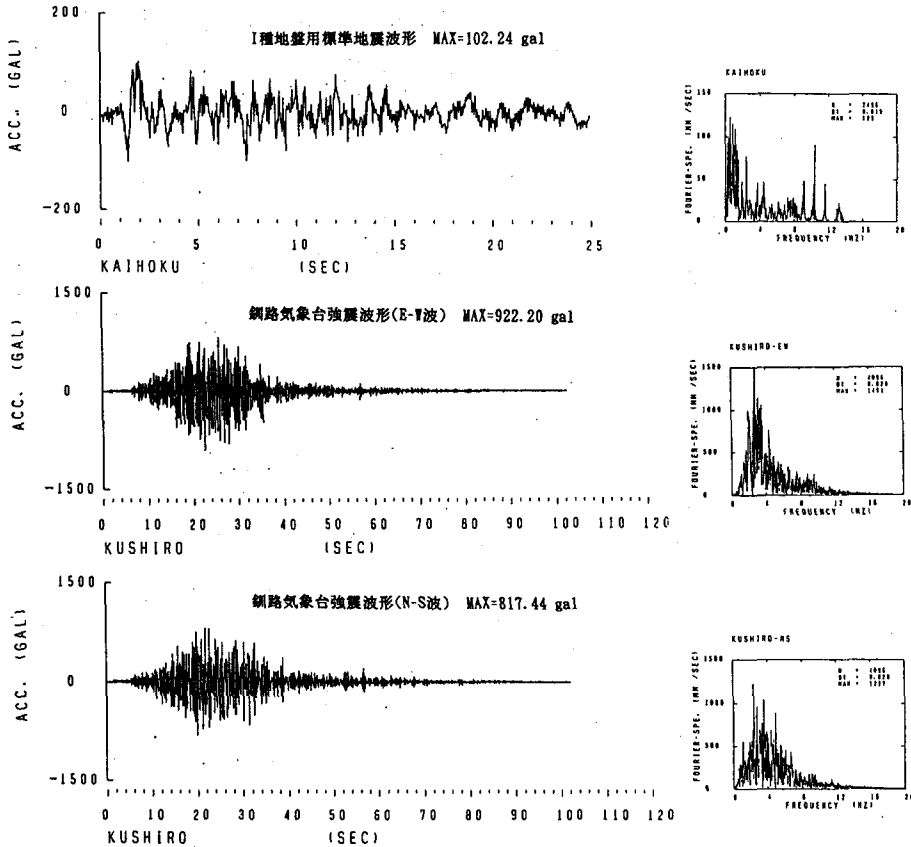


図-2 地震波形及びフーリエスペクトル

シミュレーションでは減衰マトリクス(C)を初期剛性マトリクス(K0)のβ倍で設定した。この方法による場合振幅が初期剛性の
 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。
 本稿では、標準地震波を用いた試算で得られたγを用いることとし、平均剛性(K)を初期剛性(K0)の $\gamma(=0.7$
 $24)$ 倍と仮定した。この時、平均角速度(ω)は $\omega=3.935$ (rad/sec)となり、減衰定数を $h=0.05$ とする場合減衰
 パラメータβは次のようになる。

$$C = \beta \cdot K = \beta \cdot \gamma \cdot K0, \quad \beta = 2h\gamma / \omega = 2 \times 0.05 \times 0.724 / 3.935 = 0.0184$$

標準地震波、釧路気象台強震波形(E-W波)、(N-S波)を用いて時刻歴応答計算を行った。標準地震波では0.
 01秒間隔で2496個、釧路気象台強震波形では0.02秒間隔で2048個のデータを使用した。主桁上及び橋脚天端の
 最大応答値を表-1に示す。E-W波による主桁上A2側桁端位置の応答波形を図-3に示す。なお、北明橋は東西
 方向に延びており、釧路気象台強震波形(E-W波)による応答値が現実のものに近いと思われる。

kewn4の橋脚と主桁の最大応答変位比率が他のシミュレーションに比べ2~3倍大きい。なお、ゴム支承の剛性を3オク

大きくすると主桁最大応答変位は11.1cm、ゴム支承の最大応答せん断力は500tf程度になる。ゴム支承の剛性を1/4 とすると主桁最大応答変位は7.6cm、橋脚天端最大応答変位は18~19cmとなり、主桁変位は免震となるが、ゴム支承の最大応答せん断力は500tf程度になる。

① I種地盤用標準地震波形(MAX=102.24 gal)を用いた折れ線パネ時刻歴応答計算 (hokun42)

hokun42 (標準地震波形)	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	9.69
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	3.23
橋脚/主桁	-	.294	.391	.390	.243	.221	.379	.386	.224	.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
せん断分担率 (Pi/Σ)	-	.101	.100	.094	.109	.097	.089	.106	.107	.099

② 鋼路気象台強震波形(E-W波:MAX=922.20 gal)を用いた折れ線パネ時刻歴応答計算 (kewn4)

kewn4 (鋼路沖地震 E-W波)	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	12.86	12.85	12.84	12.83	12.82	12.80	12.79	12.78	12.78
橋脚最大応答変位	cm	-9.75	-12.09	13.74	-8.11	-10.78	14.57	12.01	7.91	-11.12
橋脚/主桁	-	.758	.941	1.070	.632	.841	1.138	.939	.619	.870
ゴム支承最大応答	tf	316.76	331.24	329.14	372.10	450.66	346.53	296.95	392.14	369.63
せん断分担率 (Pi/Σ)	-	.089	.093	.092	.104	.126	.097	.083	.110	.103

③ 鋼路気象台強震波形(N-S波:MAX=817.44 gal)を用いた折れ線パネ時刻歴応答計算 (knsn4)

knsn4 (鋼路沖地震 N-S波)	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	29.96	29.95	29.94	29.93	29.93	29.93	29.93	29.94	29.96
橋脚最大応答変位	cm	10.52	14.37	14.67	9.09	9.66	15.91	14.29	-8.30	11.66
橋脚/主桁	-	.351	.480	.490	.304	.323	.532	.477	.277	.389
ゴム支承最大応答	tf	388.50	413.37	413.02	445.63	444.32	438.76	456.52	435.14	416.12
せん断分担率 (Pi/Σ)	-	.092	.098	.097	.105	.105	.104	.108	.103	.098

表-1 北明橋の最大応答値(鋼路沖地震 E-W波)

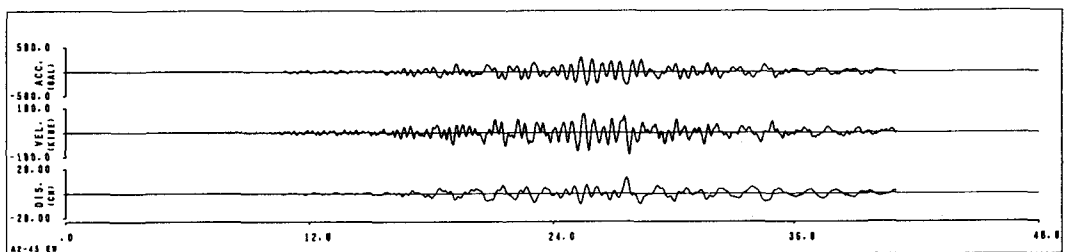


図-3 主桁上A2位置の応答波形(E-W波)

6. まとめ

北明橋被災状況を整理すると以下のようになる。

- 1) 伸縮装置に損傷を受けたが、これは本来地震に耐えるものではなく、主構造には大きな損傷はなかった。
- 2) ゴム支承を使用することで、長周期化による主桁応答変位が増大するが、橋脚応答せん断力の低減、地震力の多脚分散に効果があった。