

「北明橋」(11径間連続反力分散橋梁)の 設計・施工および振動試験

熊井 三晃*1・加古川 公志*2・宮越 雅久*3・尾崎 健治*4

1. はじめに

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 302.6 m の 11 径間連続 PC 中空床版橋で、プレストレストコンクリート橋では我が国最大級の径間数を有する橋梁である。本橋は多径間連続とすることにより走行性の確保や維持管理の弱点となる伸縮継手部を少なくすること、また、橋脚高が約 22.0 m～24.0 m とほぼ一定の脚高で計画でき、景観設計から橋脚の統一が望ましいなどの理由により計画された。

構造上の特徴は、多径間連続橋に初めて標準タイプの積層合成ゴム沓を使用して多脚反力分散方式を採用したことである。

本稿は多脚反力分散方式で計画された「北明橋」の設計・施工・実橋振動試験について報告する。

2. 計画概要

北明橋は平面的には直線部と $R=3\,000\text{ m}$ のクロソイド区間に位置し、縦断勾配は -3% から 3% のバーチ

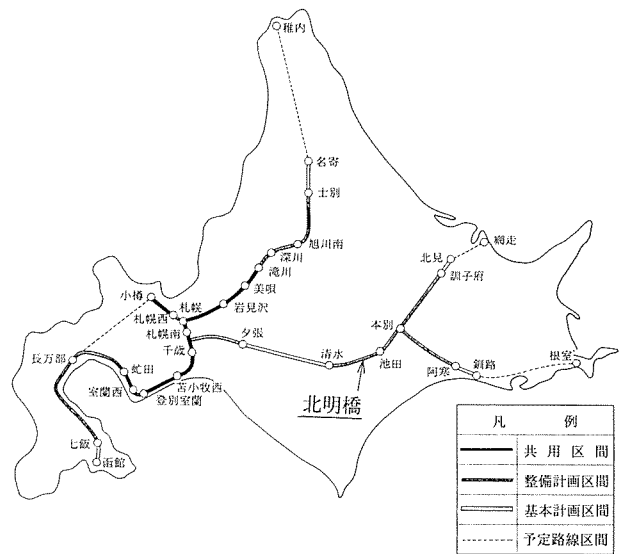


図-1 北明橋位置図

カル区間にある。北明橋の位置図(図-1)、全体一般図(図-2)、支承部詳細図(図-3)、および工事概要(表-1)を示す。



写真-1 北明橋全景

*1 Mitsuaki KUMAI : 日本道路公団 札幌建設局帯広工事事務所
 *2 Kohji KAKOGAWA : 日本道路公団 札幌建設局帯広工事事務所
 *3 Masahisa MIYAKOSHI : (株)ピー・エス 札幌支店工務課
 *4 Kenji OZAKI : (株)ピー・エス 東京支店土木技術部設計課

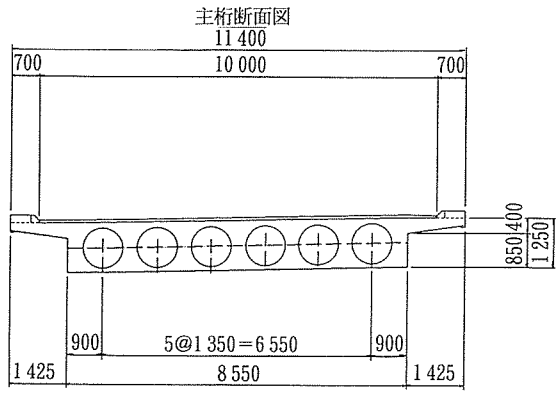
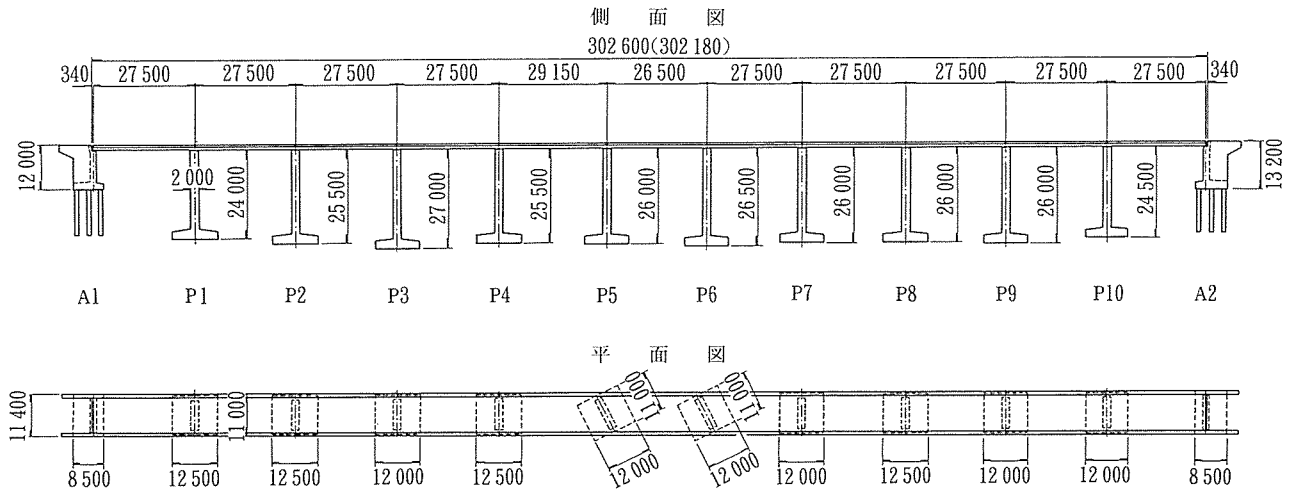


図-2 全体一般図

表-1 工事概要

路線名	北海道横断自動車道
工事名	北明橋(PC上部工)工事
施工場所	北海道河西郡芽室町
道路の規格	第1種2級 B規格
橋の等級	1等橋(TL-20, TT-43)
橋種	プレストレストコンクリート道路橋
上部工形式	PCポストテンション方式11径間連続中空床版橋
橋長	302.6 m
支間割	4@27.50 m+29.15 m+26.50 m+26.85 m+4@27.50 m
幅員	11.4 m (全幅), 10.0 m (有効幅員)
下部工形式	壁式橋脚10基(P1~P10橋脚) 逆T式橋台2基(A1, A2橋台)
基礎工形式	直接基礎(I種地盤)(P1~P10橋脚) 場所打ち杭基礎(A1, A2橋台)
設計震度	$K_h=0.23$ (道路橋示方書・同解説V 耐震設計編 昭和55年5月)

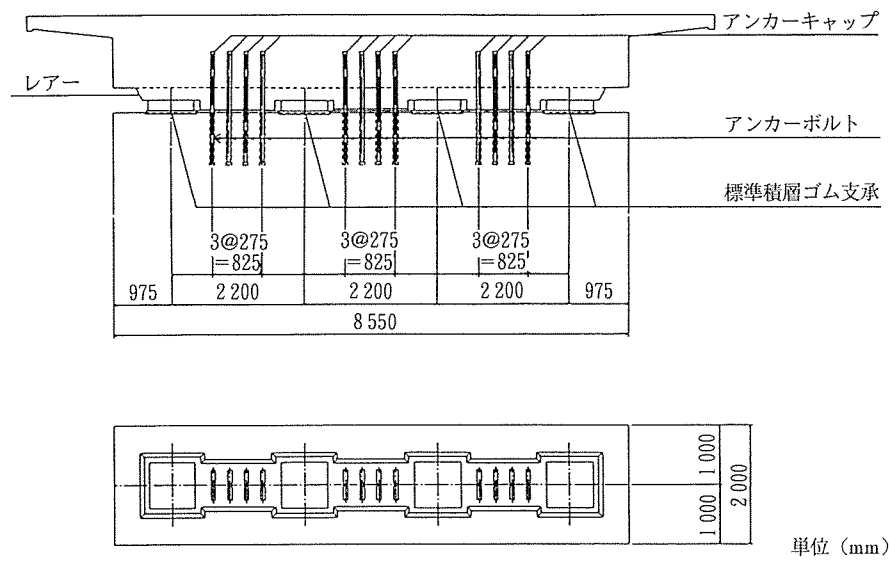


図-3 支承部詳細図

3. 支承構造および支承調整工の比較選定

PC構造を用いた橋梁を多脚反力分散方式で計画しようとした場合、メタル構造・RC構造と比較して次のような問題がある。すなわち、PC構造特有のプレストレ

スによるコンクリートの弾性変形とクリープおよび乾燥収縮による変形の問題である。

これら常時の支承部の変形量および橋脚天端に作用する水平力が、地震時の応答変形量および応答慣性力に加算される。また、この常時の変形量、作用水平力は多径

◇工事報告◇

間化されるほど増大する。そして、橋梁端部に近い橋脚ほど大きくなる（橋梁中心部の橋脚はゼロである）。

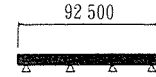
この常時の変形量、作用水平力の影響に対して対応できる施工法、支承構造の比較検討を行いながら設計した。

さらに、本橋梁は支保工により2~3径間を1ブロックとして5分割に施工し、施工継目部で主PC鋼材をジョイントしてゆく分割施工法を採用している（図-4）。

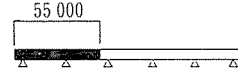
そのため、その施工段階にしたがって、弾性変形とクリープおよび乾燥収縮による変形量、施工時気温差による変形を算出した。

常時の変形量と作用水平力を考慮する具体的な方法は以下が考えられ、比較選定を行った。

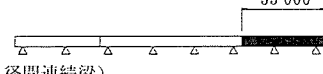
第1施工（3径間連続梁）



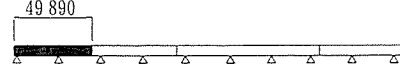
第2施工（5径間連続梁）



第3施工（7径間連続梁）



第4施工（9径間連続梁）



第5施工（11径間連続梁）

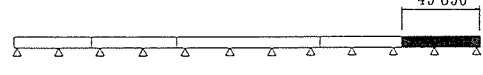


図-4 分割施工法

表-2 支承構造・施工法の比較選定表

項目	ジャッキアップによる工法			滑り沓を用いる工法	桁変位を調整する工法	予備せん断型沓を用いる工法
	工期内に行う	工期外に行う	工期内・外に各1回行う			
工法概要	主桁完成後、工期内にジャッキアップを行い、施工中に生じたゴム沓の変形を解放する方法。	主桁完成後、8ヶ月後(最適時期)にジャッキアップを行いゴム沓の変形を解放する。	主桁完成後、施工中に生じたゴム沓の変形を解放し、さらに数年後に再度ゴム沓の変形を解放する方法。	スライド機構を持つゴム沓を使用して、施工中の桁の伸縮による変形を解放し、主桁完成後にスライド部を固定する方法。	ジャッキを使用して、桁を水平方向に強制変位させ、ゴム沓に逆せん断変形を与える方法。	予備せん断変形させたゴム沓を使用する方法。
設計方針	ジャッキアップ前後それぞれのゴム沓の変形を考慮して、設計する。	ジャッキアップ前後それぞれのゴム沓の変形が同程度となる時期を考慮して、設計する。'93年4,5月にジャッキアップを行う。	主桁完成後に1度ジャッキアップを行い、施工中のゴム沓の変形を解放し、経年変化を迫って、最も効率のよい時期('94年4,5月)に2度目の解放を行う設計。	スライド部固定後のゴム沓の変形を考慮して、設計する。工期内の固定とする。	それぞれの施工段階において将来的に有利な方向に桁を水平変位させ、主桁完成時のゴム沓の変形を最小限に抑えて以後の変形を考慮して、設計する。	各施工段階からクリープ収束時までの変形量を段階的に算出して、最も効率のよい予備せん断変形量を求め設計する。
施工性	・ジャッキアップを1回行う。	・ジャッキアップを1回行う。	・ジャッキアップを2回行う。	・ジャッキアップ不要。 ・施工性が良い。	・ジャッキアップ不要。 ・施工不适当	・ジャッキアップ不要。
問題点	設計	・特になし。	・特になし。	・弾性ゴム(2種)は設計不可能。 $G_0 = 10.0 \text{ kgf/cm}^2$ (低温時 25%増)	・中央径間からの分割施工となるため、桁の水平変位が有効とならない。 ・本橋の設計に適さない。	・特になし。
	施工	・規則等の問題がない。 ・橋脚頂部にジャッキスペースの切欠きを設ける。 ・ジャッキアップ時のジャッキ転倒防止を考慮する必要がある。 ・橋脚の変形(最大6.4mm)を完全に解放することが困難。 ・ジャッキアップ工に約1ヶ月を要する。	・約1ヶ月間通行止めにする必要がある。 ・橋脚頂部にジャッキスペースの切欠きを設ける。 ・ジャッキアップ時のジャッキ転倒防止を考慮する必要がある。 ・橋脚の変形(最大6.6mm)を完全に解放することが困難。	・約1ヶ月間通行止めにする必要がある。 ・橋脚頂部にジャッキスペースの切欠きを設ける。 ・ジャッキアップ時のジャッキ転倒防止を考慮する必要がある。 ・橋脚の変形(最大6.3mm)を完全に解放することが困難。 ・ジャッキアップ工に約1ヶ月を要する。	・沓の構造が複雑で高価。 ・橋脚頂部にジャッキスペースを設ける(維持用)。	・水平変位を与えるときの反力を取る事が困難。 ・本橋の施工に適さない。
検討結果	・弾性ゴム(1種)を採用。 $G_0 = 8.0 \text{ kgf/cm}^2$ (低温時 10%増) ・下部工耐力の余裕(低温・地震時) 最小橋脚P 10 0.1tf 全体 16.6tf ・桁端の移動量 地震 ($K_h = 0.23$) による 171mm 温度変化 $\pm 25^\circ$ による 38mm	・弾性ゴム(2種)を採用。 $G_0 = 10.0 \text{ kgf/cm}^2$ (低温時 25%増) ・下部工耐力の余裕(低温・地震時) 最小橋脚P 5 3.0tf 全体 77.3tf ・桁端の移動量 地震 ($K_h = 0.23$) による 156mm 温度変化 $\pm 25^\circ$ による 38mm	・弾性ゴム(2種)を採用。 $G_0 = 10.0 \text{ kgf/cm}^2$ (低温時 25%増) ・下部工耐力の余裕(低温・地震時) 最小橋脚P 3 3.9tf 全体 104.5tf ・桁端の移動量 地震 ($K_h = 0.23$) による 142mm 温度変化 $\pm 25^\circ$ による 38mm	・弾性ゴム(1種)を採用。 $G_0 = 8.0 \text{ kgf/cm}^2$ (低温時 10%増) ・下部工耐力の余裕(低温・地震時) 最小橋脚P 10 0.1tf 全体 16.6tf ・桁端の移動量 地震 ($K_h = 0.23$) による 171mm 温度変化 $\pm 25^\circ$ による 38mm	・本橋に適さない。	・天然ゴムを使用。 $G_0 = 13.5 \text{ kgf/cm}^2$ (低温時 5%増) ・下部工耐力の余裕(地震時) (低温の影響は未検討) 最小橋脚P 3 2.4tf 全体 314.2tf ・桁端の移動量 地震 ($K_h = 0.23$) による 171mm 温度変化 $\pm 25^\circ$ による 38mm
工費	① (安い)	②	⑤ (高い)	④	・採用不適	③
評価	◎	○	○	△	×	○

- ① 全橋脚を固定脚として設計する方法。
地震力は分散するが桁端付近の橋脚の常時水平力が過大となり橋脚断面変更となるため不採用とした。
 - ② 施工途中でゴム沓に生じた常時の変形量を解放する方法。
 - ③ 最初は全橋脚スライド沓として常時の変形量・水平力を解放し、適当な時期に固定する方法。
 - ④ 主桁を油圧ジャッキなどで変形量の分だけ逆方向に強制移動させる方法。
 - ⑤ ゴム沓にあらかじめプレせん断を与えて設計する方法。
- 支承構造とその施工法の比較選定表を表-2に示す。

本橋梁では設計、施工および経済性を考慮して、②のゴム沓を用いたジャッキアップ工法を採用した。ただし、A 1, A 2 橋台は水平反力の分担をさせないようにスライドゴム沓を使用した。

施工順序、施工気温差、クリープ・乾燥収縮の進行度を検討して最適ジャッキアップ時期を決定した。

さらにゴムのせん断ばね定数の低温特性の変化に対し、1種ゴム ($G_0=8 \text{ kgf/cm}^2$) では10%の増加を、2種ゴム ($G_0=10 \text{ kgf/cm}^2$) では25%の増加を考慮した(寒冷地に使用するゴム支承の検討：昭和61年度日本道路公団札幌建設局札幌工事事務所)。

ゴム沓設計のフローチャートおよびジャッキアップ時期回数決定手順を図-5および図-6に示す。

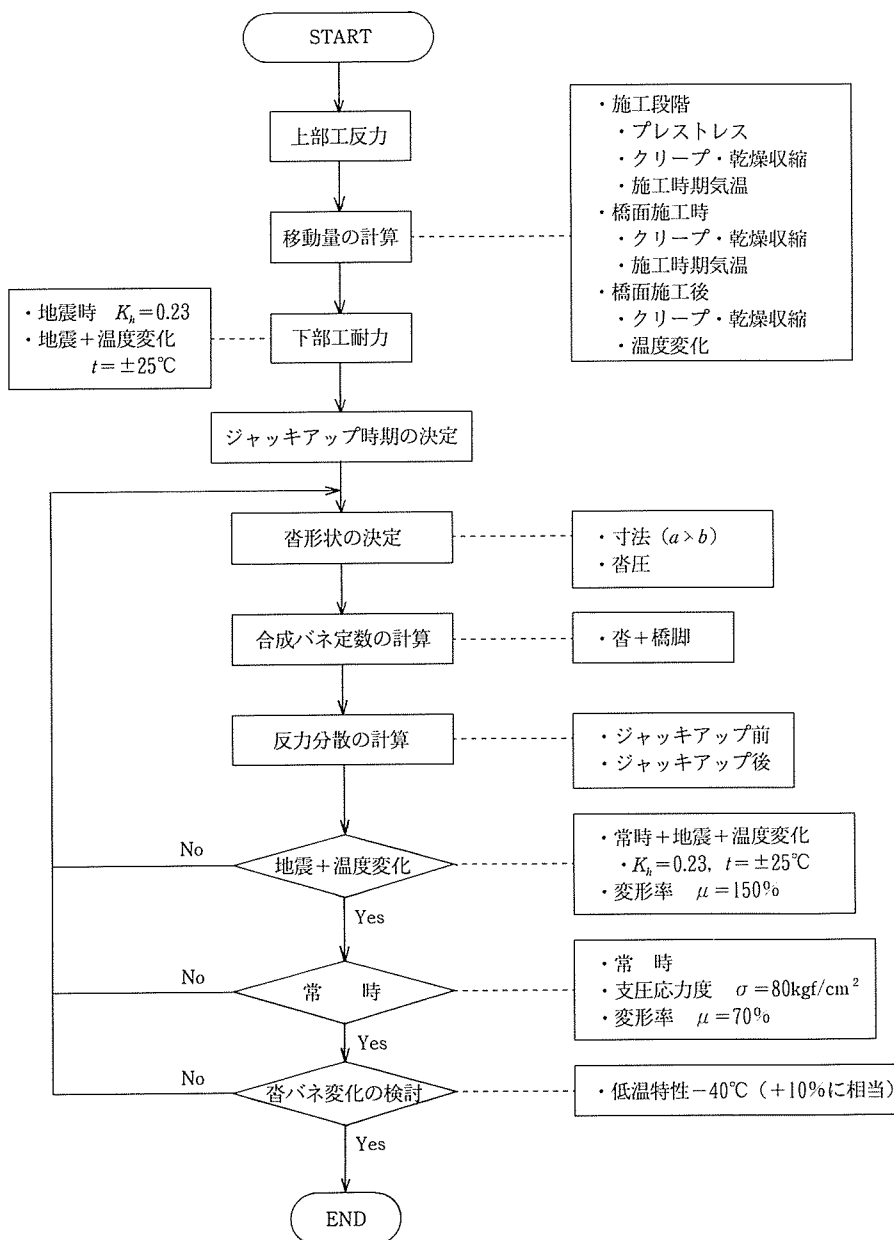


図-5 ゴム沓決定のフローチャート

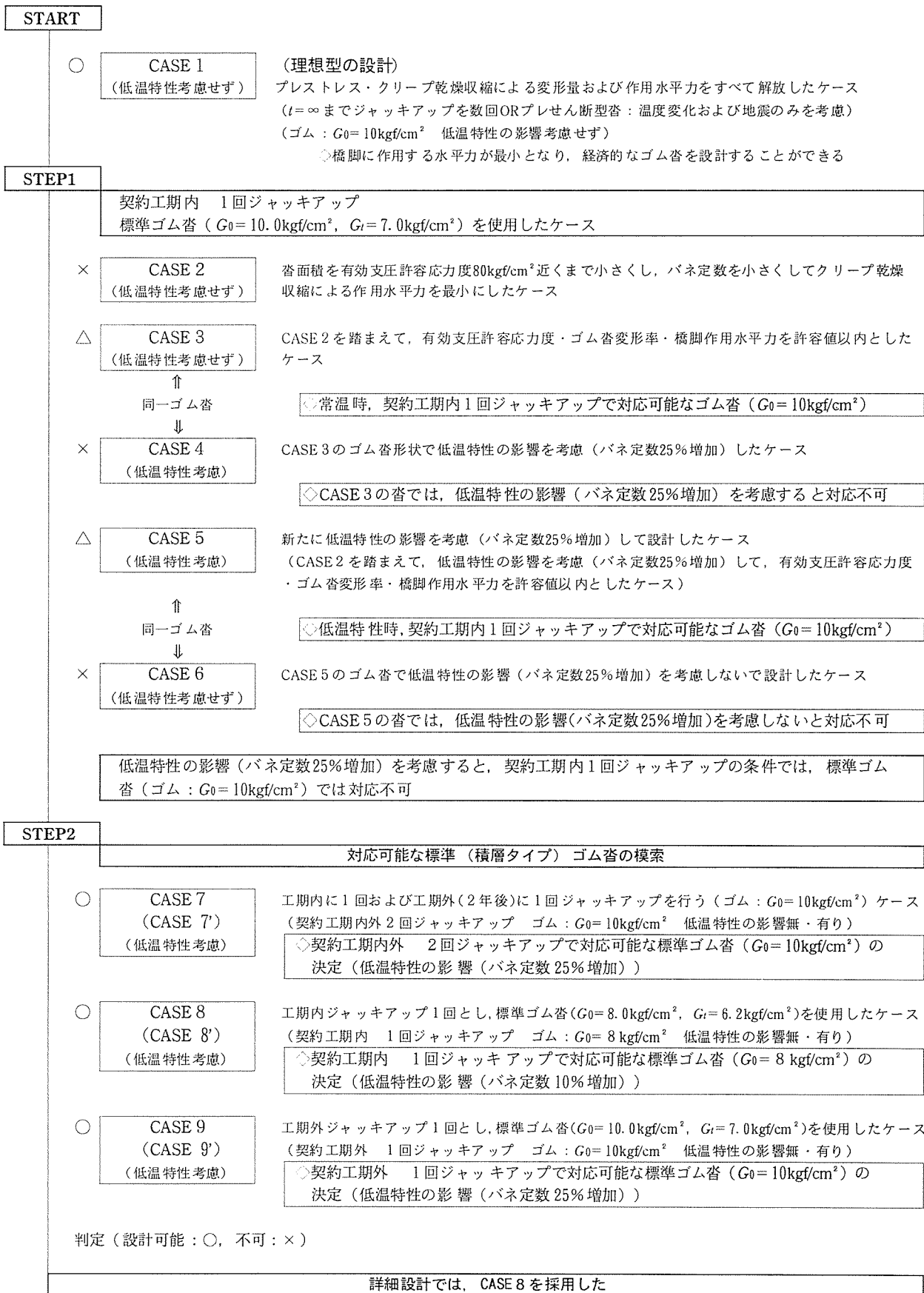


図-6 ジャッキアップ時期・回数の決定手順

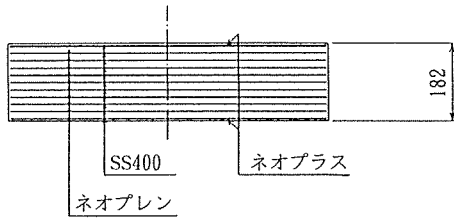


図-7 ゴム沓図 (P1橋脚)

表-3 ゴム沓寸法表

	支承サイズ (mm)	沓面積 (cm ²)	単層厚 t_e (mm)	単層数	せん断層厚 Σt_e (mm)
A 1	250×650	1 625	10	3	30
P 1	760×760	5 776	15	10	150
P 2	700×720	5 040	15	9	135
P 3	650×650	4 225	15	8	120
P 4	660×700	4 620	15	7	105
P 5	650×650	4 225	15	8	120
P 6	610×650	3 965	15	8	120
P 7	660×670	4 422	15	7	105
P 8	690×700	4 830	15	8	120
P 9	700×700	4 900	15	9	135
P 10	750×750	5 625	15	10	150
A 2	250×650	1 625	10	3	30

検討後、橋体完成後3ヶ月に主桁のジャッキアップを行うことに決定した。使用するゴム沓の諸元を図-7、表-3に示す。

4. 施 工

4.1 施工概要

本工事は支柱式支保工を用いて全体を5分割で施工を行った。まず、平成3年度4月より、第一施工区間の中央部3径間の施工を、次に、両サイドの第二施工区間の2径間と第三施工区間の2径間の施工を行い、冬季の休止期間(平成4年1月~3月)とした。平成4年度4月より第四施工区間の2径間、第五施工区間の2径間の施工を行い11径間連続の橋梁形式とした。

主桁完成後、本橋梁の動的性能を確認するための実橋振動実験を行った。橋面工を施工後、主桁ジャッキアップ工を行って、ゴム沓・橋脚に生じた変形量、水平力の解放を行い、竣工した。

4.2 支保工

支保工は支柱式支保工(RORO支柱)を使用した。橋脚高がほぼ一定であることから支柱を解放しないで、次施工区間に一括してクレーンにより移動し、省力化を図った。主梁・横梁はH鋼(300×300×10×15mm)を組み合わせて使用した。なお、町道国見北明線の横断部分であるP8~P9径間と法面部のP10~A2径間は支

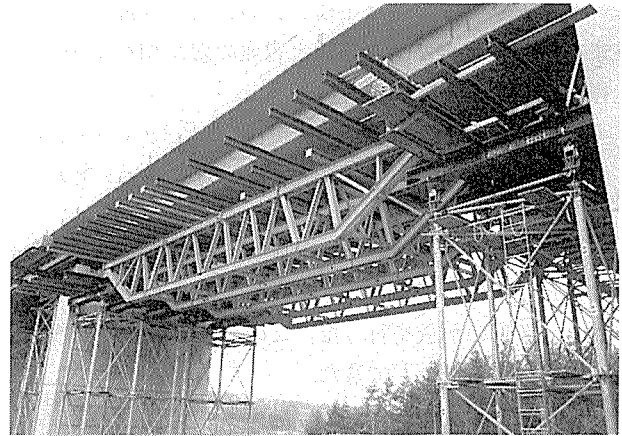


写真-2 支保工組立

柱の間隔が広い為、HSトラスを使用した(写真-2)。

4.3 主桁ジャッキアップ工

ジャッキアップまでに生じたプレストレスによるコンクリートの弾性変形とクリープおよび乾燥収縮による変形、施工時気温差による変形量および作用水平力を解放するために主桁のジャッキアップを行った(写真-3)。

ジャッキアップ工は主桁完成3ヶ月後の平成4年10月から1ヶ月間で行った(図-8)。

1橋脚当たり4台の油圧ジャッキ(300tf×200mm連動型)を2セット(2橋脚分)を用意して作業を行った。

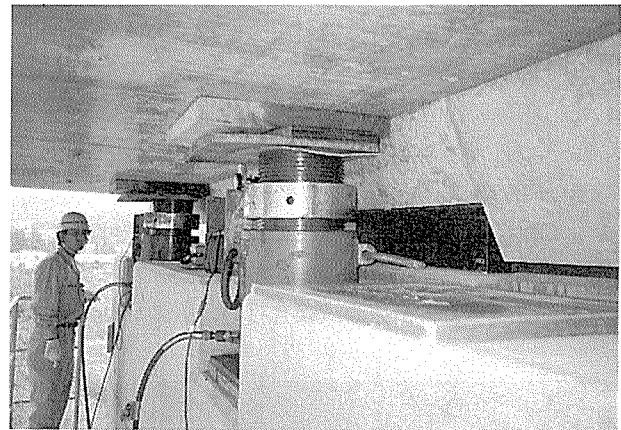


写真-3 主桁ジャッキアップ工

1H	2H	1H
ジャッキアップ		ジャッキダウン
	放 置	

- | | | |
|------------|----|---------|
| 1. ポンプ操作 | 1名 | |
| 2. 変位観測監視員 | 4名 | |
| 3. 総括指揮者 | 1名 | |
| 4. 連絡員 | 1名 | 合計 7名/H |

図-8 ジャッキアップ工程

◇工事報告◇

ジャッキアップ量は主桁の応力検討より最大 20 mm まで可能であるが、ゴム沓と沓座の縁が切れる 10 mm 程度とした。

ゴム沓の変形が大きい両端の橋脚 P 1・P 10 から、中央の橋脚 P 5・P 6 に向かって対称にジャッキアップした。

全橋脚終了後にゴム沓の変形を観測し、ゴム沓の残留変形が見られた P 3, P 4, P 7, P 8 を再度ジャッキアップして変形の解放を行った。この結果、ゴム沓の残留変形を解放することができた。

5. 実橋振動試験

5.1 目的

振動試験はゴム沓を用いた連続桁の動的挙動および地震時水平力の分散効果を確認するために計画された。また、ゴム沓の効果により橋脚の応答が望ましい方向に調節されていることを実験で確認するとともに、ゴム沓厚を適切に調節することにより、橋脚応答変位を最適にすることが可能なことなどを確認することとした。

本試験での確認事項および測定項目を以下に示す。

(1) 地震力多脚分散橋梁(北明橋)の動的挙動の確認

- ① 北明橋の固有振動周期および減衰定数の測定。
- ② 実測周期とモード解析を比較し北明橋の地震時の挙動の調査。
- ③ 地震時応答計算の比較および地震力多脚分散橋梁の動的挙動の調査。

(2) ゴム沓の反力分散効果の確認

- ① 静的載荷時のゴム沓の変形の測定。
- ② 振動時のゴム沓の応答変形の測定。
- ③ ゴム沓の滑動の有無の確認。

5.2 試験方法

北明橋振動試験では、主桁を急速解放機構付きジャッキ(写真-4)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自由振動試験を行い、振動形態を観察した。



写真-4 ジャッキ据付け状況

また、主桁を強制変位させるとき、荷重と変形を測定した。これを静的載荷試験と呼ぶ。

試験では、A 2 橋台に反力をとり、ジャッキ 2 台(300 tf)で主桁を押すことで、強制変位(約 20 mm)を与えた(図-9)。北明橋は主桁重量が約 6 000 tf と大きく、また、基本振動周期(1 次モード固有周期)も 1.3~1.6 秒と長周期であるため、ジャッキ加振を採用した。ジャッキは、最大押し出し力が 180 tf で、電気信号が流れると太径の油抜きホースに通じる弁が開き、予め充填しておいた圧搾空気によりピストンが押し戻される仕組みになっている。

計測(写真-5)は、

- ・ A 2 橋台と主桁との相対変位(ジャッキ位置の変位)。
- ・ A 1 橋台(不動点)と主桁との相対変位(主桁の絶対移動量)。
- ・ P 1~P 10 橋脚と主桁の相対変位(ゴム沓の変形)をそれぞれ変位計で計測した。また、
- ・ P 4, P 5, P 8 の主桁上および橋脚天端にはサーボ

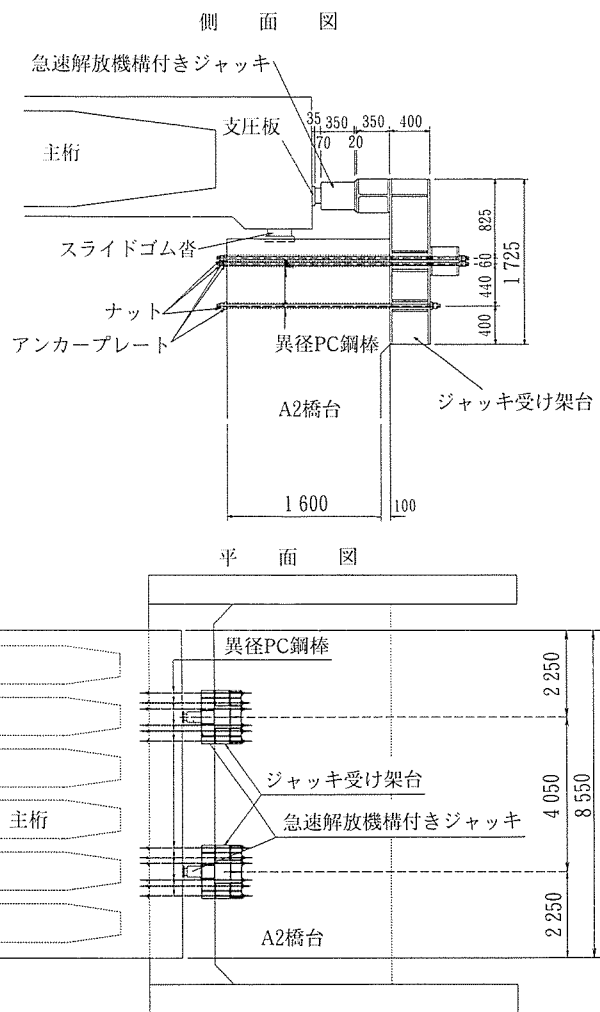


図-9 ジャッキ据付け図

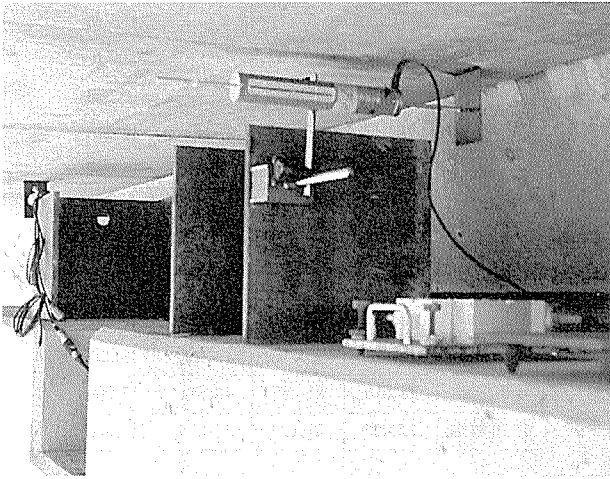


写真-5 計測機器

型加速度計を配置し加速度および変位モードで減衰定数の計測を行った。

- ・ゴム沓にはマークを施し、振動試験前後で計測し、振動試験中の滑動の有無を確認した。また、振動時のゴム沓の挙動はビデオで記録した。
- 試験は9回繰り返し行った。

5.3 試験結果

(1) 静的載荷試験

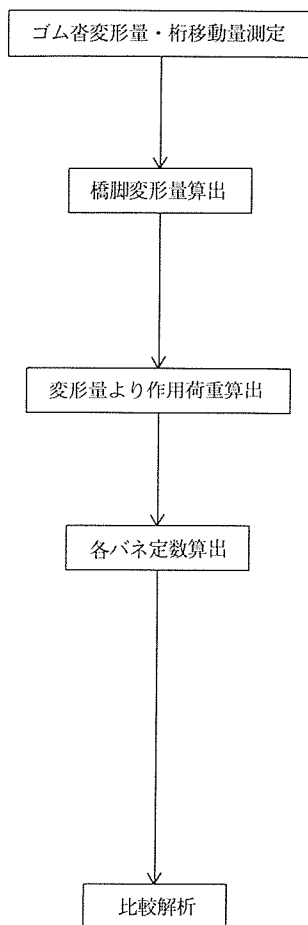
図-10に静的載荷試験解析フローを示す。

ゴム沓および橋脚せん断バネ定数は実橋試験の計測変位量と室内製品試験におけるゴム沓の圧縮せん断試験の結果より求めた(図-11, 図-12)。

実橋試験時のゴム沓せん断バネ定数は設計値に比べ大きい値を示しており、静的荷重が増加するにしたがって柔らかくなっている。ゴム沓せん断バネは、微小変形域で非線形性を示した。

各橋脚バネ定数は、載荷荷重が異なってもほぼ設計値を示した。また、P5, P6橋脚は斜角を有していることから、橋脚せん断バネは大きいことが予想されたが、変位量が小さいため斜角を無視した場合とほぼ同じ値を示した。ゴム沓と橋脚の合成バネ定数より求めた荷重分担率の各橋脚の設計値と試験値を図-13に示す。

ゴム沓を用いた反力分散効果については、おおむね設計で予測したものとなった。また、載荷荷重の増加とともに、各橋脚の水平力分担比は変わらなかった。このことにより実橋レベルにおいて反力分散が確認された。



各橋脚・橋台天端に取り付けた変位計により、ジャッキによる載荷荷重300tfまで100tfごとに変位を測定する。A1橋台での測定値を桁の絶対移動量と考えた。橋脚天端で測定した主桁と橋脚の相対変位はゴム支承のせん断変形となっている。

桁の移動量と各橋脚のゴム沓の変形量より、各橋脚の変形量を求める。

- ・桁の移動量は各橋脚とも等しいものとする。

$$l_p = l - l_s$$

- l : 桁の移動量
- l_s : ゴム沓の変形量
- l_p : 橋脚の変形量

あらかじめ行われているゴム沓の圧縮せん断試験の結果より、実験時各荷重段階における変形量より作用荷重を求める。

圧縮せん断試験の荷重-変形量のグラフより、今回実験時の各荷重段階ごとの変形量から、作用荷重を読みとる。

作用荷重と変形量よりゴム沓バネ定数・橋脚バネ定数をそれぞれ求め、合成バネ定数を算出する。

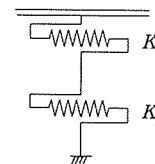
ゴム沓・橋脚バネ定数

$$K_s = \frac{P}{l_s} \quad K_p = \frac{l_s}{l_p} K_s$$

合成バネ定数

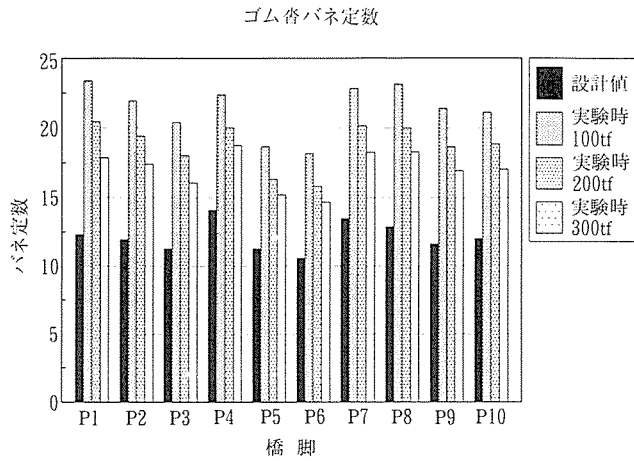
$$K_m = \frac{1}{\frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_p}}$$

- K_m : 合成バネ
- K_s : ゴム沓バネ
- K_p : 橋脚バネ



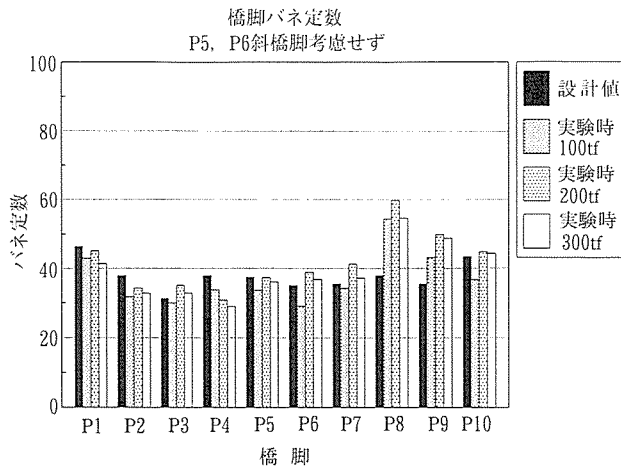
実験値各バネ定数と設計値バネ定数を比較する。

図-10 静的載荷試験解析フロー



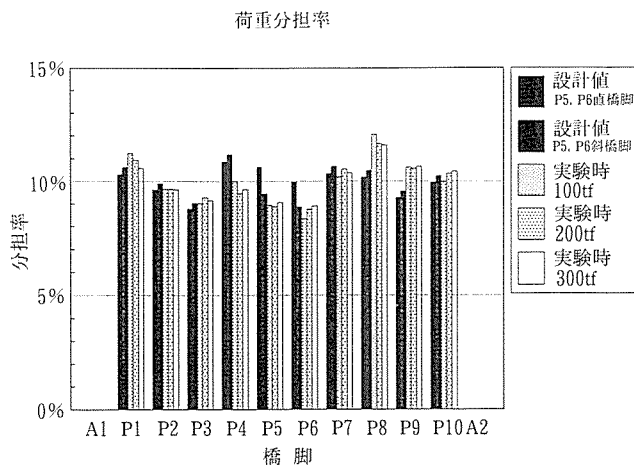
	tf/cm			
	設計値	100 tf	200 tf	300 tf
P 1 橋脚	12.322	23.385	20.407	17.890
P 2 橋脚	11.947	21.907	19.403	17.416
P 3 橋脚	11.267	20.355	18.020	16.087
P 4 橋脚	14.082	22.355	19.986	18.758
P 5 橋脚	11.267	18.671	16.349	15.217
P 6 橋脚	10.573	18.178	15.815	14.674
P 7 橋脚	13.477	22.827	20.138	18.283
P 8 橋脚	12.880	23.116	19.988	18.292
P 9 橋脚	11.615	21.387	18.661	16.969
P 10 橋脚	12.000	21.120	18.875	17.096

図-11 各載荷時ゴム沓バネ定数



	tf/cm			
	設計値	100 tf	200 tf	300 tf
P 1 橋脚	46.456	42.916	45.137	41.359
P 2 橋脚	37.947	31.821	34.308	32.788
P 3 橋脚	31.395	30.042	35.113	32.868
P 4 橋脚	37.947	33.796	30.822	28.898
P 5 橋脚	37.450	33.693	37.332	36.040
P 6 橋脚	35.160	28.990	38.860	36.876
P 7 橋脚	35.576	34.234	41.188	37.139
P 8 橋脚	37.947	54.348	59.785	54.629
P 9 橋脚	35.576	43.116	49.861	48.785
P 10 橋脚	43.360	36.711	44.767	44.181

図-12 各載荷時橋脚バネ定数



	tf/cm				
	設 計 値		実 験 時		
	P 5, P 6 斜橋脚	P 5, P 6 直橋脚	100 tf	200 tf	300 tf
P 1 橋脚	10.32 %	10.62 %	11.25 %	10.94 %	10.57 %
P 2 橋脚	9.63 %	9.91 %	9.65 %	9.65 %	9.63 %
P 3 橋脚	8.78 %	9.04 %	9.02 %	9.27 %	9.14 %
P 4 橋脚	10.88 %	11.20 %	10.00 %	9.44 %	9.63 %
P 5 橋脚	10.64 %	9.44 %	8.93 %	8.85 %	9.06 %
P 6 橋脚	9.98 %	8.86 %	8.31 %	8.75 %	8.89 %
P 7 橋脚	10.35 %	10.66 %	10.18 %	10.53 %	10.37 %
P 8 橋脚	10.19 %	10.48 %	12.06 %	11.66 %	11.60 %
P 9 橋脚	9.28 %	9.55 %	10.63 %	10.57 %	10.66 %
P 10 橋脚	9.96 %	10.25 %	9.97 %	10.34 %	10.44 %

図-13 橋脚荷重分担率 (静的)

(2) 自由振動試験

本振動試験の規模は、主桁移動で最大 ± 20 mm となり、設計地震 ($K_h=0.23$) 規模の 12 % である。

実測変位波形および応答加速度波形よりスペクトル解析を行い、試験時の固有周期と減衰定数を求めた。結果を以下に示す。

- ・各時刻で各橋脚の振動波形が一致していることから、北明橋の 1 次モードの振動は主桁橋軸方向振動モードであり、反力分散することが確認された。
- ・最初の 3.5 秒間の 1 次モード固有周期は、 $T=1.138$ sec である (図-14)。
- ・振動末期の 3.5 秒間の 1 次モード固有周期は、 $T=0.931$ sec である (図-15)。
- ・変位計の変位波形から求めた振幅 3 mm 以上の減衰定数は 6~7 % である (図-16)。
- ・加速度計 (変位モード) から求めた振幅 3 mm 未満の減衰定数も 6~7 % である (図-17)。
- ・ゴム沓の滑動は全く認められず、振動の観測中にも問題はなかった。

この結果により、積層タイプのゴム沓を使用した橋梁では振動初期と振動末期とでは周期が異なっており、振動末期で短くなることが確認された。これは、振動末期では振幅が小さくなりゴム沓のせん断バネ定数が大きくなるためと考えられ、静的載荷試験において、荷重が増加するにしたがってゴム沓バネ定数が柔らかくなる結果と一致しており、微小変形域で非線形性を示している。

減衰定数については、振幅 3 mm 以上、未満で変化しないことから、ゴム沓のせん断バネ定数に左右されず、6~7 % であることが分かった。さらに北明橋のモード解析 (橋脚せん断バネは設計値) (図-18) を行った結果、次のことが判明した。

- ・ゴム沓を設計せん断バネ定数として解析した 1 次モード固有周期は 1.649 sec であった。
- ・1 次モード固有周期が試験結果の 1.138 sec になるまでゴム沓のせん断バネ定数を変化させてモード解析を行ったところ、設計値の 1.8 倍のバネ定数となった。これがゴム沓の試験時小変形域のせん断バネ定数である。

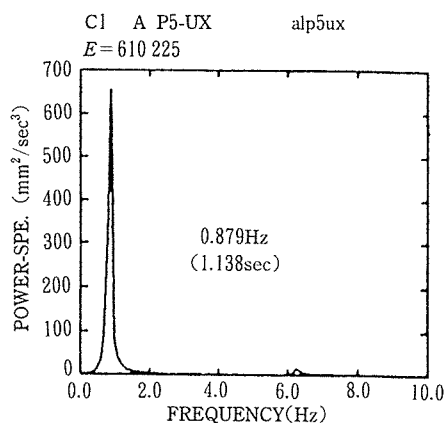


図-14 スペクトル解析 (0→3.5 sec)

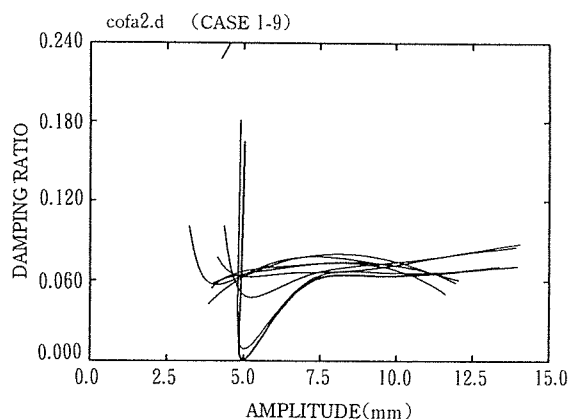


図-16 減衰定数 (振幅 3 mm 以上) (変位計)

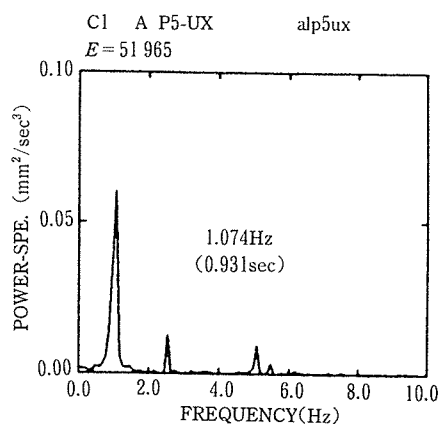


図-15 スペクトル解析 (振動末期)

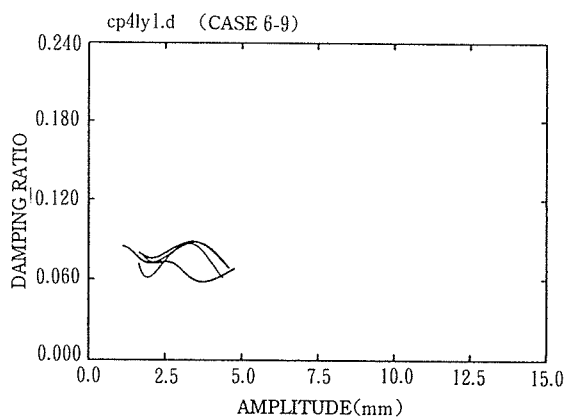


図-17 減衰定数 (振幅 3 mm 未満) (加速度計変位モード)

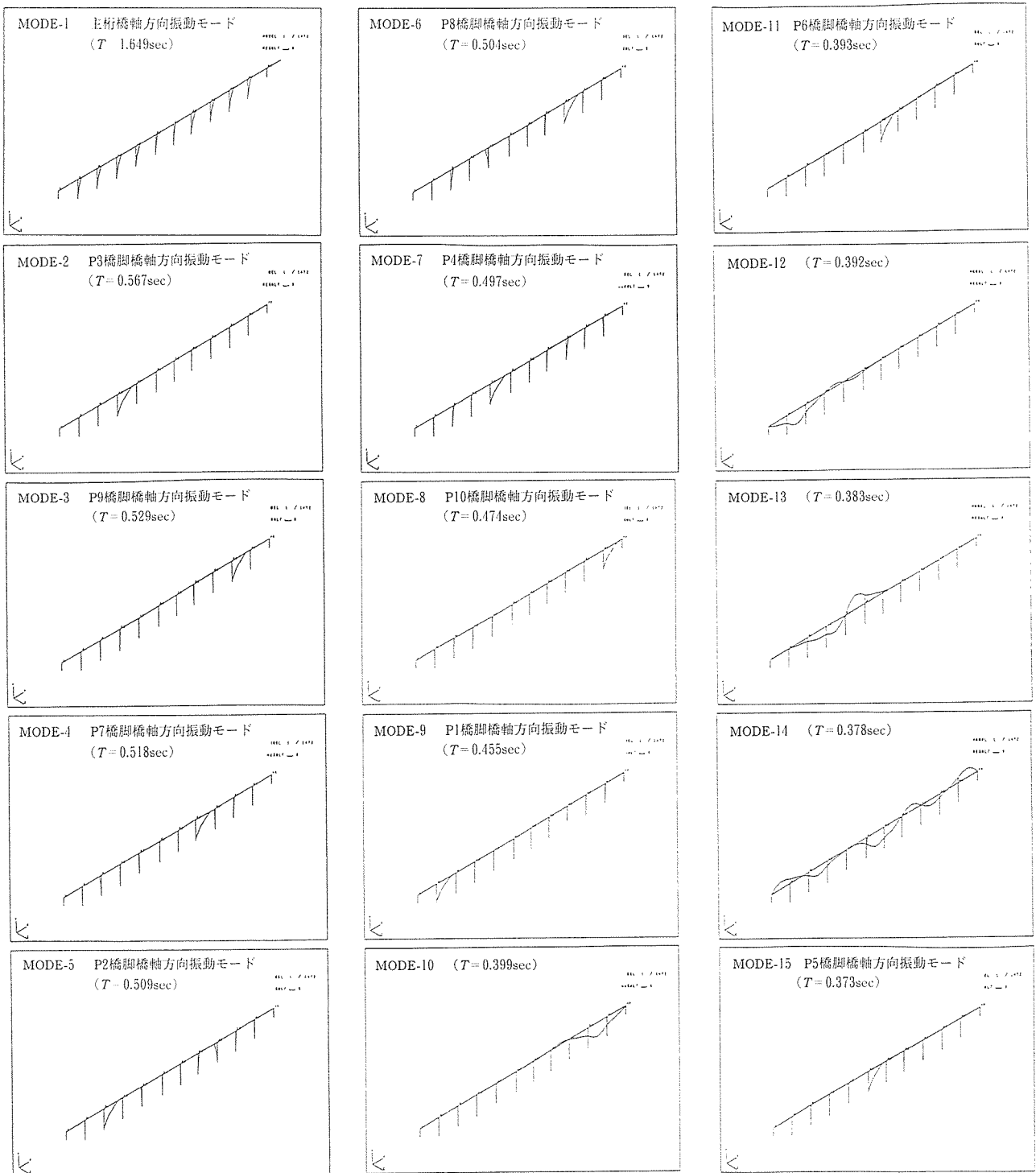


図-18 モード解析 (設計バネ値)

5.4 北明橋の地震応答計算の比較

耐震安全性と動的挙動を調べるため、静的解析(震度法)と、動的解析として応答スペクトル法, 時刻歴応答法の3つの方法で解析を行った(道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 平成2年2月)。

具体的には, 以下のケースで地震時応答計算を行い, その解析時の骨組図を図-19に示す。

○CASE 1 静的解析(震度法: 固有周期 $T=1.649$ sec)

- ① 固有周期別補正係数に基づいて低減しない場合
→設計水平震度 $K_h=0.20$
- ② 固有周期別補正係数に基づいて低減する場合
→設計水平震度 $K_h=0.15$
- CASE 2 応答スペクトル法 (I 種地盤用標準加速度
応答スペクトル使用)
 - ① ゴム沓のせん断バネ定数を設計値とした場合
→設計せん断バネ

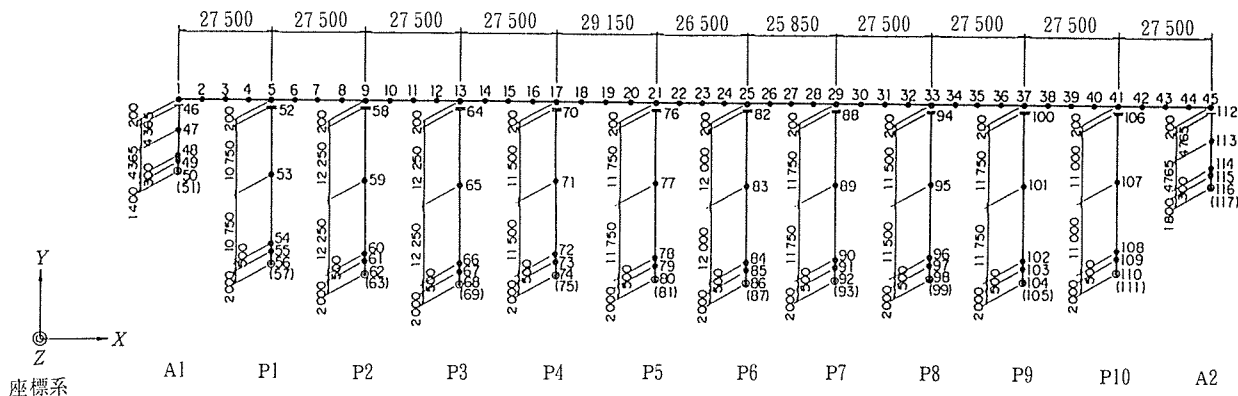


図-19 骨組図

② ゴム沓のせん断バネ定数を設計値×1.8とした場合

→小変形域せん断バネ

○CASE 3 時刻歴応答解析法 (I種地盤用標準地震波)

① ゴム沓のせん断バネ定数を折れ線とした場合

→変形が 0~±10 mm : 設計せん断バネ×1.8

→変形が ±10 mm 以上 : 設計せん断バネ

② ゴム沓のせん断バネ定数を設計値とした場合

→全変形域 : 設計せん断バネ

これら6つの解析結果を示す。主桁最大応答変位量および加速度の比較を表-4に、橋脚付け根応答曲げモーメントの比較を図-21に示す。

この解析結果より次のことが理解される。

・ゴム沓せん断バネを折れ線せん断バネ (図-20) として評価した時刻歴応答解析法 CASE 3①が実際の挙動に最も近いと考えられる。ただし、地震波により応答値が大きく異なる可能性に注意しなければならない。

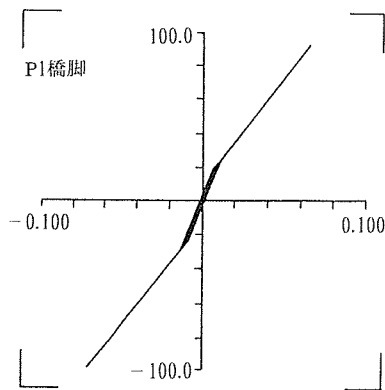
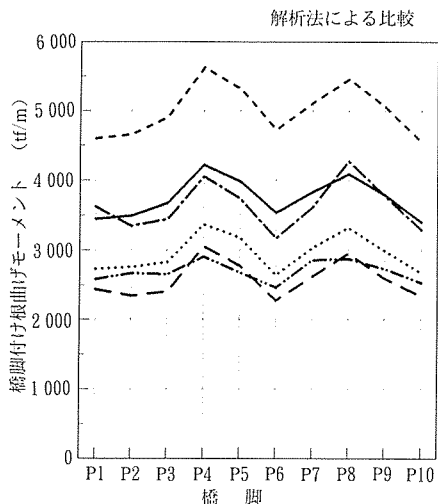


図-20 ゴム沓折れ線バネ

表-4 主桁最大応答変位量および加速度の比較

ケース	解析法	ゴム沓せん断バネ	主桁最大応答変位 δ_{max} (cm)	主桁加速度 A_{max} (gal)
CASE 1①	震度法 ($K_h=0.20$)	設計値	14.7	196
CASE 1②	震度法 ($K_h=0.15$)	設計値	11.0	147
CASE 2①	応答スペクトル法	設計値	11.1	165
CASE 2②	応答スペクトル法	設計値×1.8倍	9.7	207
CASE 3①	時刻歴応答解析法	折れ線バネ	9.4	158
CASE 3②	時刻歴応答解析法	設計値	10.2	158



解析法による比較

線種	ケース	解析法	ゴム沓せん断バネ
---	CASE1①	震度法 ($K_h=0.20$)	設計値
—	CASE1②	震度法 ($K_h=0.15$)	設計値
---	CASE2②	応答スペクトル法	設計値×1.8倍
.....	CASE2①	応答スペクトル法	設計値
---	CASE3①	時刻歴応答解析法	折れ線バネ
---	CASE3②	時刻歴応答解析法	設計値

図-21 橋脚付け根曲げモーメントの比較

◇工事報告◇

- ・ 応答スペクトル法では CASE 2①（ゴム沓設計せん断バネ）の解析値が上記の時刻歴解析法 CASE 3①（ゴム沓折れ線せん断バネ）と比較して、主桁最大応答変位量および橋脚付け根応答曲げモーメントがほぼ同じで、安全側となる。
- ・ 静的解析法は固有周期別補正係数により、設計水平震度で算出すれば十分に安全側で設計される（CASE 1②）。さらに、応答スペクトル法（ゴム沓設計せん断バネ×1.8倍）CASE 2②の解析値とほぼ等しくなる。これは、動的解析法を用いず、簡便な静的解析法を用いても、ゴム沓の経年劣化、低温特性の変化、製品ばらつきなどのせん断バネ定数の増加の要素があっても十分安全に設計できることを示していると考えられる。

6. おわりに

北明橋は PC 橋として日本最大規模の 11 径間を有し、地震力を全橋脚で分担させる多脚反力分散方式を採用した。また、特別な滑動防止装置のない標準タイプ積層合成ゴム沓を使用しているところが特徴であった。

当初からゴム沓による反力分散が機能するかどうか、主桁ジャッキアップにより常時の変形が解放されるかどうか、また地震時にゴム沓が滑動して 1 橋脚に地震力が集中しないかどうかという問題があった。

しかし、実橋振動試験を通して動的挙動の把握および反力分散効果が確認された。また、主桁のジャッキアップにより常時の変形も解放できた。さらに、竣工直後の平成 5 年 1 月 15 日に（主桁移動跡・釧路気象台地震計より設計規模地震であったと考えられる）釧路沖地震（'93）の来襲を受けた。直後に被災調査を行ったが、橋脚にはひびわれ 1 つ入っておらず、地震力は 1 橋脚に集中せず、反力分散が行われたと考えられる。

以上のことより、本橋梁の反力分散機能が十分働いたと考えられ、本稿が同方式の橋梁の今後の検討資料として役に立つことを願ってやまない。

最後に、本橋の設計・施工・試験にあたり、多大なる御指導、御尽力をいただいた関係各位に深く感謝の意をあらわす次第である。

【1994 年 3 月 15 日受付】