

札幌自動車道、張碓大橋の設計と施工について

名 取 庸 雄*
石 井 亮 二*
○直 塚 勝 之*

札幌自動車道24.3Km(昭和47年6月、北海道横断自動車道に編入)は、去る46年12月に札幌冬季オリンピックにおける輸送体系の一翼として早期供用開始を行なうため、対向二車線道路で暫定供用し、現在下り二車線を、引き続き施工中であり、昭和49年には本格的な高速道路として、完成する予定である。

当道路には大小23の橋梁・高架があり、その中で橋長・径間共、最大の規模である張碓大橋の設計・施工について、振動解析及び振動実験の対比を含めて、報告する。

架橋地点の地形は、張碓山塊が海岸にせり出した台地に張碓川の峡谷が喰い込んでいるため、道路全体の線形条件より張碓川の侵蝕谷を高所で横過するため、最深、70m平均35mの高さとなる。地質状況は基盤が集塊岩層で安定しており地表面には張碓川による堆積物(礫混り粘性土)が、10~20m堆積している。

これらの地形・地質状況より、上部型式は鋼連続トラスとし、下部構造は中間の高橋脚の橋軸方向の剛性を小さくし上端をトラスにヒンジ結合して、脚自重の水平力をトラスに分担させるフレキシブル構造とした。基礎構造は基盤の浅い箇所は直接基礎とし、堆積物のある箇所は剛断面を確保しかつ施工性を考慮し、オープンケーソンとした。

図-1、張碓大橋一般図(図-4参照とし省略)

工事諸元

橋長501.715m (内訳) 鋼単純合成桁 2×31,300
鋼連続トラス 2×368,000
RC穴明床版 2×13,000

巾員9m×2、

総鋼重量 2,210 ton

総コンクリート量 17,400m³ (内、上部工3,100m³)
総鉄筋量 2,240 ton(内、上部工670ton、鉄骨490ton)

2. 設 計

設計に当つて、特に留意したのは、トラス区間の高橋脚に対する地震の影響に対する考え方である。この事を中心にして個々の設計について、以下に概略を述べる。

(1) 上部工の設計

三径間連続トラスの主構平面配置は小樽側1連は直橋とし、縦桁と巾員中心線とを一致させ、札幌側1連は2径間を直線配置とし、最終径間にはクロノイド線形が入るため、P₁支点上での折桁として配置した。従つて折桁による影響を解析するため、ポリゴン線形を有する連続梁及び平面格子桁としての解析を行つた結果、支点横桁部材のみに角度変換した主構断面力($N \times \sin \alpha$)に相当する作用力と略等しい値が得られている。

主構高、主構間隔、パネル割については、種々検討の結果、経済性、美観を考慮し各々、8m、6.5m(縦桁は中間に1本)、6パネル割とした。

主構の設計は中間支点到於て、フレキシブル橋脚とヒンジ結合されているので、応力解析は脚の剛性を考慮した平面骨組構造物として、変形法により電算で演算し、鉛直荷重載荷時断面力、温度変化時断面力、橋軸方向地震時断面力、更に第2・第3径間を片持工法によつて架設するため架設時の断面力を求めて、最も不利な状態を想定して、部材断面を設計した。上弦材は上路式で直接床版を打設するため、主構部材としての軸力の他に縦桁としての曲げモーメントをも作用させて断面を決定した。

耐震設計としては、橋軸方向に対して、フレキシブル橋脚を採用し、橋脚と上部工をヒンジ結合したため、上

* 日本道路公団札幌工事事務所

部工自重の他に脚自重の $\frac{3}{8}$ （後に動的解析の項で触れる道路公団のモデル解析結果に基く）の地震時水平力を下弦材を通して、固定脚に伝達するものと考えた。橋軸直角方向に対しては、動的解析による地震時水平力を上下構構及び床版で受持つものとして設計した。

(2) 下部工の設計

概要でも述べたように、トラス部の橋脚は上部工とヒンジ結合し橋軸方向にフレキシブルな断面としたが、トラス架違い部のP₅脚は温度変化による作用力が大きくなるため、可動構造とした。

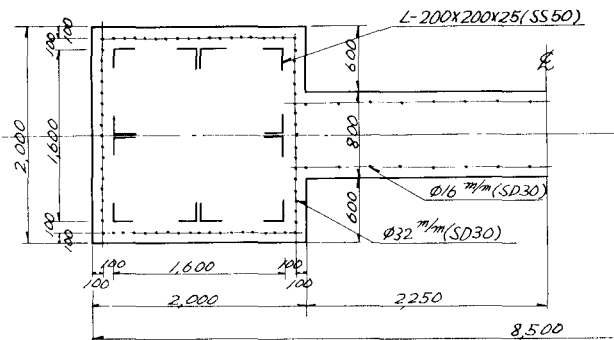
橋脚形状は、断面2次モーメントが橋軸方向には小さく直角方向に大きくなるI断面とし、上部工の地震時水平力及び橋脚上端反力は高さの低いP₂・P₃脚のみで分担するものとした。橋脚の地震時断面力の算定は、橋軸方向については、橋脚自体の地震慣性力による曲げモーメントを少なくするため、上端をヒンジ結合された（但し、結合点は上部工及び固定脚の弾性歪みにより変位を生ずる）フレキシブル構造とした計算を行った。橋軸直角方向については後に述べる修正震度による静的な地震力と、動的応答解析結果と合せ比較した最大断面力により設計した。断面力の算定結果は表-1に示す通りである。

表-1 下部工設計断面力(橋脚底端)

橋脚名		P ₃	P ₄	P ₅	P ₆	P ₇
修正震度法による断面力	せん断力(ton)	465	502	371	440	325
	曲げモーメント(t-m)	143.9	164.35	99.11	129.23	71.92
応答解析による断面力	せん断力(ton)	162	631	324	282	532
	曲げモーメント(t-m)	5,220	22,200	9,730	8,560	12,300

橋脚断面については高橋脚であり、靱性を持たせ施工を容易にするため、鉄骨鉄筋コンクリート構造とした。鉄骨鉄筋コンクリートの断面設計はRC構造と考え、鉄骨も、A_s断面に換算し設計した。従つて鉄骨の材質は、鉄筋(SD30)と抗張力・伸びの相似したSS50材とした。その代表断面は図-2に示す通りである。

図-2 橋脚代表断面(P₄脚底端)



基礎構造については、P₂・P₃・P₆・P₇は基盤（集塊岩）が浅いので直接基礎とし、風化した岩は取り除きコンクリートで置換した。P₄～P₇は上下線一体構造となつた井筒基礎とし、その形状は直角方向20^m、橋軸方向6～10^m、深さ10.5～22^mの角形断面とし、内形を3室に割つた3連ラーメンとして設計した。

(3) 動的特性を考慮した地震力の解析について
本橋のような高橋脚を有する長大橋梁の設計に、従来の震度法を単一に適用することは地震時の動的な応答を考慮されないで、何らかの補正を考えない以上、実際の作用力を過少に評価される恐れがある。

即ち、従来の単一な震度法による耐震設計では、地震の性質として考慮されているのは、加速度の大きさだけであり、構造物の動的特性としての周期特性、振巾特性などは考慮されていないからである。

このため、道路公団で過去に行つた高橋脚橋梁のモデルに対して、平均応答スペクトルを用いた応答解析及びE L C E N T R O 地震波形を入力とした場合の直接解析を、行つた結果得た内容に基づいた修正震度法により、地震時作用力を計算した。

(修正震度法の内容)

橋脚高H^m、H<15、15<H<25、25<H<40、40≤H、震度割増率、割増0.5^m毎5%、5^m毎14%、40^m同等

更に脚の高さが異なる場合には上記により求めた水平震度をさらに割増すものとする。（内容略）

この修正震度法による静的設計が耐震設計法として妥当であるかを検討するため、建設省土木研究所によつて作成された平均応答スペクトルを用いた動的応答解析を行い、設計々算値の補正を考慮することとした。

動的応答解析に当つては、構造系を全体として扱うために上部工及び各橋脚を一本の平均的な棒に換算して行うこととしたほか、次のような仮定を設定した。

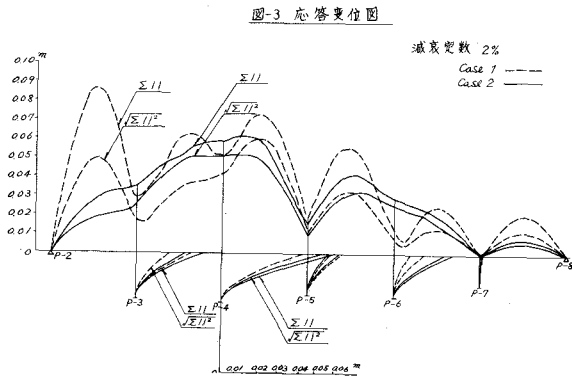
(i) 上部工の中心線と橋脚天端が一致し、その線上に結合ピンがある。

(ii) 橋脚底端は固定結合とみなす。

動的解析は“4連モーメント法”及び“せん断力の釣合方程式”における荷重項に、梁の慣性力 $g_v = m_h \times \gamma_h \times \omega^2$ を分布荷重として作用させることから導入した。これにより得られた原振動数、原固有周期は次の通り。（床版引張側剛性を無視）、1.7123C/S、0.584S（床版全断面を有効）、1.8116C/S、0.552S（CASE2）

この固有周期に対応する応答速度スペクトル曲線によ

る応答速度を用い、各質点における最大変位を算出した結果が、図-3に示す通りである。



この振動モード(変位)から正規化された曲げモーメント、せん断力が求められる。

実際の構造物設計は、この断面力と修正震度法により算定した断面力を比較し(比較内容は表-1に示す)最

大断面力を用いて設計を行つた。

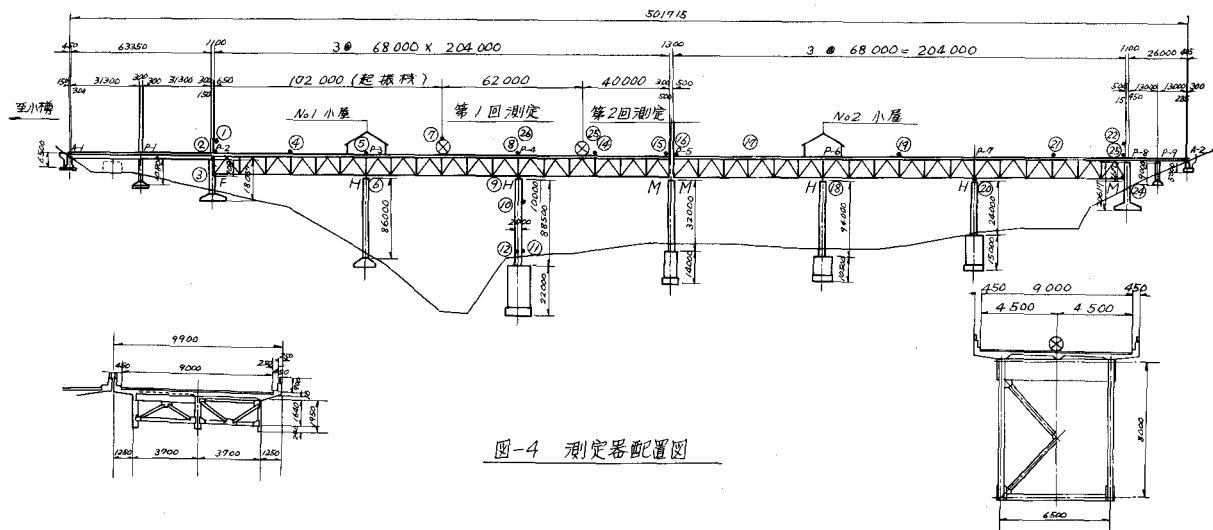
3. 施 工

施工内容の説明はスライドを使用して行いたいので、省略させて頂きたい。

4. 振動実験

振動実験は張碓大橋の床版に設置した40T起振機を使用し、振動特性を求める事により、設計内容の妥当性を照査するとともに、今後同種の構造物に対する設計資料を得るために計画した。

実験内容は最大起振力40Tの起振機により、水平橋軸直角方向に周期的外力を与え、図-4に示す位置に配置した加速度計、速度計、変位計、更にP₃脚、P₄脚上の対傾構とスパン中央の上下弦材に貼付けた歪ゲージにより、振動応答の諸量を検出し、増巾器、動歪測定器を介して、直視式電磁オシログラフに記録するものである。



この実験内容に基き、昭和46年8月に振動実験を表-2に示す手順により行つた結果は以下に述べる通りである。

表-2 実験手順

Test No.	起振機位置	ガイスト数	起振機回転数 f (Hz)	試験月日
1	小橋側	0	0 ~ 1.2	8月25日
2	"	0	1.25~8.91 ~ 1.79	8月25日
3	"	0	0.91~0.05 ~ 2.69	8月25日
4	"	8	0.75 ~ 1.31	8月26日
5	"	8	自由振動	8月26日
6	"	8	0.84~3.86 ~ 0.79	8月26日
7	札幌側	4	2.39~5.81 ~ 2.31	8月26日
8	"	24	0.89~1.31 ~ 0.79	8月26日
9	"	24	自由振動	8月26日
10	"	0	4.65~10.35 ~ 4.23	8月27日
11	"	0	1.38~8.52 ~ 0.98	8月27日
12	"	0	6.85~7.65 ~ 5.05	8月27日
13	"	4	1.46~4.69 ~ 0.87	8月28日
14	"	16	0.86~1.37 ~ 0.78	8月28日
15	"	16	自由振動	8月28日
16	"	0	3.98~5.90 ~ 3.36	8月28日
17	"	"	常微動	8月28日

ウェイト 0 のとき 起振力 $P=0.12F^2$
 4 " $P=0.29F^2$
 8 " $P=0.94F^2$
 16 " $P=0.80F^2$
 24 " $P=1.144F^2$

(1) 固有振動数

各次数の固有振動数は代表的な数測点の共振振動数とした。共振振動数を固有振動数と見なしたのは、減衰定数が $h=0.7\sim0.8\%$ と非常に小さい値を示した事によるものである。ここに前述した動的応答解析により求めた理論計算値と比較した結果は表-3に示す通りである。

表-3 固有振動数

次 数	1	2	3
実 測 値 (C/s)	1.38	1.75	2.04
計 算 値	Case 1 1.7123	1.8315	1.8975
	Case 2 1.8116	2.0325	2.1505

この結果よりCASE 1, 2とも、実測値の方が小さい値を示しているが、CASE 1の方がより接近している。

この事は主として、今回の実験が低次より高次に亘り、振動数の確認を行う事を目的としたため起振力を $10T$ と大きく採った事により、トラス上面は下面に対し相対的な変形を起し、見かけ上剛性が低下し、床版に生ずる引張り部分だけ剛性が差し引かれるような状態となつたのではないと思われる。

(2) 減衰定数

テスト9及び15の自由振動の振巾減衰の時間的経過を測定して、直接的に求めた数値は表-4の通りである。

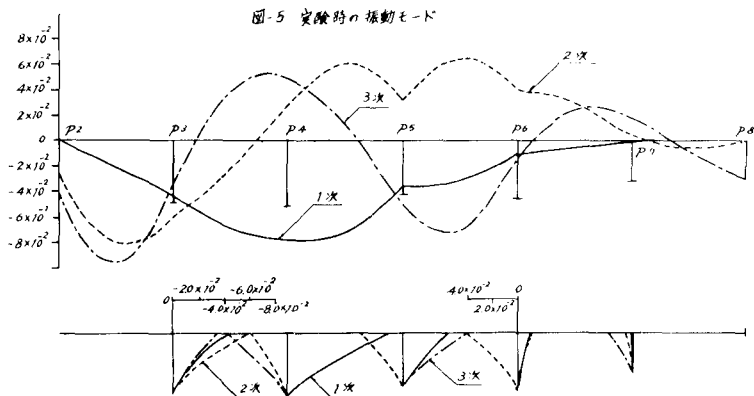
表-4 減衰定数(実験値) 4,

テストNo.	計器番号	減衰定数(%)
9	5	0.84
	7	0.71
15	8	0.83
	11	0.83

この数値は類似した他の実験例に比べ、幾分小さめと思われるが、これは下部構造については可撓性に富みかつ、上部・下部(P_4 脚で上部は床版上、下部は橋脚底部)で減衰定数が一致している事は堅硬な地盤である事ならびに上部構造は各部材が溶接接合により組み立てられているためと思われる。

(3) 振動モード

共振時定常状態の振動モード(テスト11の起振力下降時)を描くと図-5のようになる。



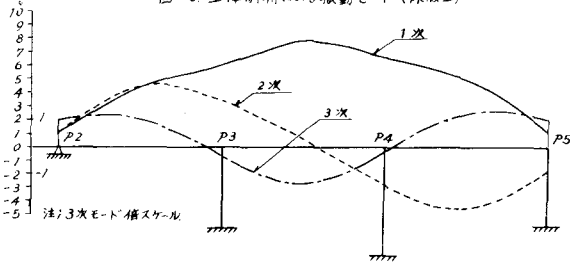
ここに示された振動モードによると、最大変位は共振時に $P_4 \cdot P_5$ 脚近傍に生じていることが多い。また高次のモードについては橋台及びその近傍(P_2 側)でかなり大きな変位が認められる。その差異を考察すると、計算上では上部工をねじり剛性無限大な等断面梁とし、その端部はピン固定し、又橋脚天端部と上部工の断面中心を一致させたピン結合と仮定している。しかし測定結果からみると、橋台上支承の変位がみられないのに橋面上では変位している。また、橋脚天端部の変位と橋面上の変位がくい違っている。即ち、上部工トラスは剪断変形し、この時曲げ変形を起していると考えられる。このことは、上部構造では下弦材だけが橋台に固定され、約9m上方にある上弦材と床版のみが、曲げ変形を示したためと思われる。

このことを追求するため、立体解析による振動特性の解析を、小橋側一連(3径間連続トラス)のみに着目し、全ての格点に対傾構が入っているものとして(実橋では1格点おき)試みた。これにより得られた固有値・振動モードは表-5、図-6に示す通りである。

表-5 立体解析による固有振動数

次 数	1	2	3
計算値(%)	1,3869	1,6338	2,0398
実測値(%)	1,38	1,75	2,04

図-6 立体解析による振動モード(床版上)



(4) 応答スペクトル曲線を用いた応答計算

実験結果より得られた振動モードをもとに、最大地動加速度を150galに換算し、固有周期・減衰定数は実測値を使用して、応答解析を行った結果は図-7、図8に示す通りである。

図-7 応答変位図

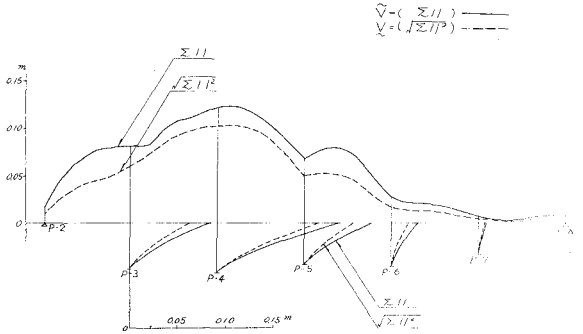
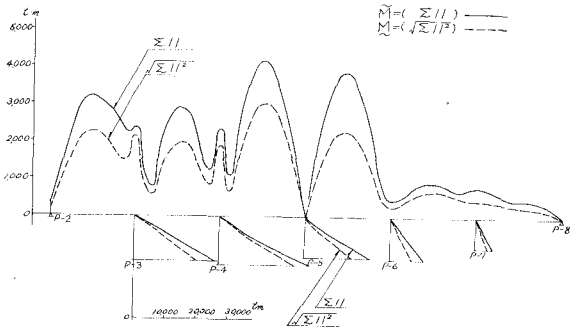


図-8 応答曲げモーメント図



(5) 理論計算と実験値との比較

理論計算は前述した通り、構を便宜的に一本の棒として行つたものと、立体解析を行つたものの両方で行つたが、その計算値と実験値を比較した結果では、棒理論式の数値は固有値、振動モード共あまり良く一致していない。

この事は、実験結果から原振動ではともかく、高次になるにつれて、橋台及びその近傍においては、共振時に、対傾構の剪断変形により、下弦材と上弦材の挙動が異なり、計算の際における、端部の支承の拘束条件と一致しない事があげられる。従つて、今後このような構造物の動的解析を行う場合には、対傾構等の剛性と高さを考慮した解析を行う必要があろう。

5. あ と が き

以上、設計から施工までを報告した上り線は、全に供用開始されており、現在は下り線の下部工が完成し、上部工の設計を行つている段階である。

下り線の上部工設計は、新示方書に基づき設計を行っているため、各メンバーの剛度が高められ、安全性は尚一層高められている。この新旧設計の比較、更に施工管理の問題等については、完成後機会があれば、再び報告を致したい。