

## PC斜張橋（清雲橋）の設計と施工

浅 尾 芳 夫\*  
 宮 崎 昌 彦\*\*  
 稻 田 義 行†  
 石 黒 如††  
 立 神 久 雄†††

### 1. ま え が き

札幌市は、昭和47年に政令指定都市となり、当時106万人の人口も平成2年には165万人を超え年々増加の傾向にある。その南部に位置する清田地区も市街化の影響を受け、宅地化が進んでいる。

この住宅地域は清田南公園内と園内の河谷によって分断されており、周辺住民は公園を通過できる道路を切望していた。この要望に沿って計画、架設された2径間連続PC斜張橋が清雲橋である。

清田南公園は、札幌市の指定する緑化保全地域であり、野球場・テニスコート・ゲートボール場などの施設も整備された地域住民の憩いの場となっている。このため、公園・河川管理者との密接な協議のもとに架設ルートを選定を行い、公園入口の現歩道と対岸の歩道を結ぶルートに決定した。また、橋梁形式の選定には構造上の

合理性のほかに、この地区にふさわしいモニュメントとしての存在感のある美しい外観が要求された。

本文は、清雲橋の計画・設計の概要並びに施工・振動試験の結果について報告するものである。

### 2. 橋 梁 概 要

橋 名：清雲橋  
 工事箇所：札幌市豊平区清田  
 発注者：札幌市  
 工 期：1989年4月～1990年3月  
 橋 長：108.0m  
 幅 員：3.00m（自転車歩行者道路）  
 構造形式：上部工 2径間連続PC斜張橋  
 下部工 逆T式橋台・逆T式橋脚  
 （杭基礎）

支 間：2@53.5m

平面線形：直線

縦断勾配：+0.55618%

使用材料：

コンクリート	主塔	$\sigma_{ck}=300 \text{ kgf/cm}^2$
	主桁	$\sigma_{ck}=400 \text{ kgf/cm}^2$
鉄 筋		SD 30 A



図-1 架 橋 位 置

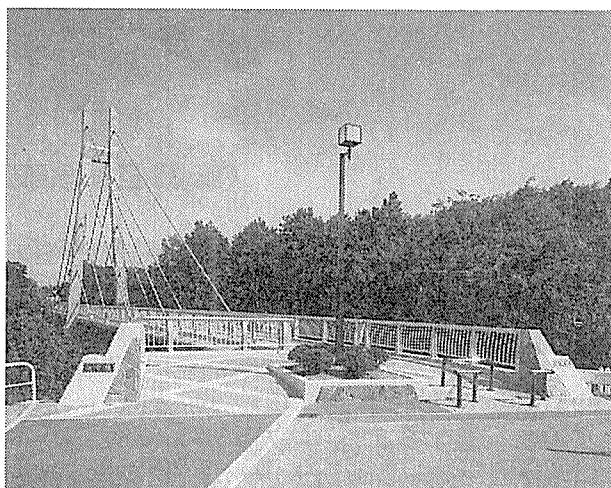


写真-1 全 景

\* Yoshio ASAO：札幌市道路建設課  
 \*\* Masahiko MIYAZAKI：(株) 構造技研北海道支社  
 † Yoshiyuki INADA：ドーピー建設工業(株) 札幌支店  
 †† Hitoshi ISHIGURO：ドーピー建設工業(株) 札幌支店  
 ††† Hisao TATEGAMI：ドーピー建設工業(株) 札幌支店

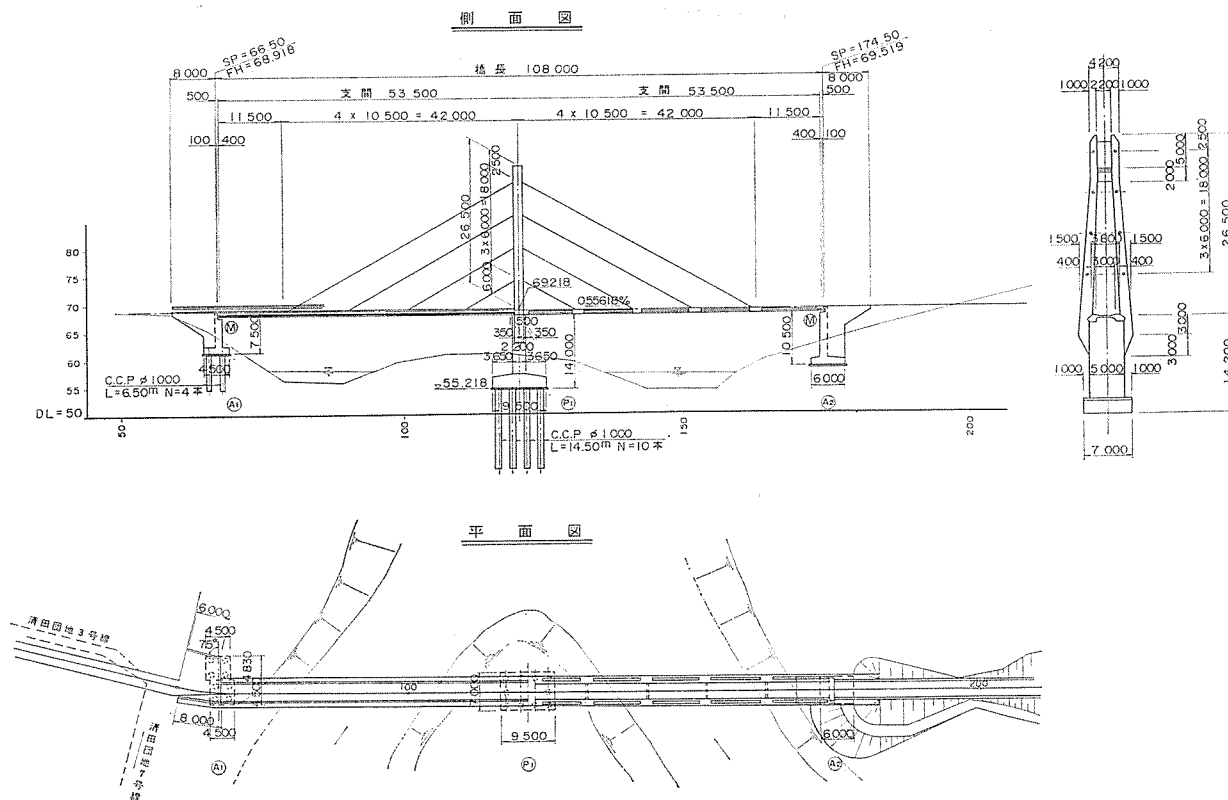


図-2 橋梁一般図

PC 鋼材主桁 PC 鋼棒B種2号 φ32  
(SBPR 95/120)  
斜材 PC 鋼棒B種2号 φ32  
(SBPR 95/120)

架設工法：枠組み・支柱式支保工架設

### 3. 計 画

#### 3.1 橋梁形式の選定

橋梁形式の選定においては、以下の条件があげられる。

表-1

	側 面 図	特長・概算工事費	判 定
第1案		2径間連続PC斜張橋 ・架設はオールステージングにて行う。 ・塗装の必要がなく維持管理に有利。 ・構造高が高いことから、モニュメント的存在になりやすい。 137,700.000 (1.143)	◎
第2案		2径間連続PC箱桁 ・架設はオールステージングにて行う。 ・維持管理は第1案と同様。 ・周囲の雑木の高さと路面高が同一のことから、モニュメント的存在感に欠ける。 120,500.000 (1.000)	○
第3案		2径間連続鋼斜張橋 ・架設はベント併用トラッククレーンにて行う。 ・再塗装の必要があり、維持管理面で不利である。 ・景観面は第1案と同様。 172,000.000 (1.427)	△
第4案		単純鋼ローゼ桁橋 ・架設は第3案と同様。 ・維持管理は第3案と同様。 ・景観面は第1案、第3案に比べるとやや劣る。 191,300.000 (1.588)	△

## ◇工事報告◇

- ① 一級河川清田川の河積内に橋脚を設けないこと。
- ② 架橋位置が、住宅地域に隣接した緑化保全地域であることから、この地域のモニユメント的存在感があること。

これらの条件より、径間数としては2径間が最も経済的となった。この中から表—1に示す4案を選定し、比較検討を行った結果、経済性、維持管理、景観などの面から総合的に判断し、第1案PC斜張橋を選定した。

### 3.2 構造計画

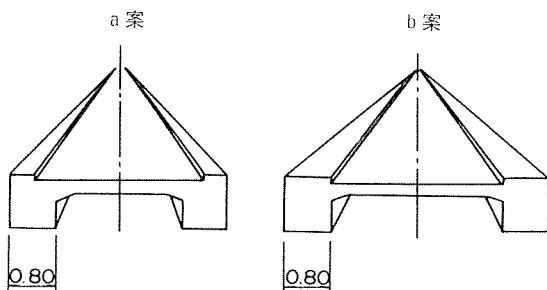
#### (1) 主桁形式

主桁形式は、①箱桁形式、②ホロー形式、③2主桁形式の中から経済的なホロー形式と2主桁形式について比較した結果、主桁自重比で2割程度軽く、斜材および主塔に対して有利な2主桁形式を採用した。

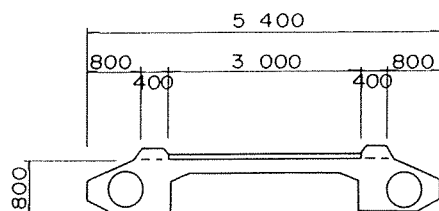
さらに、本橋の場合は幅員3m、橋長108mと細長い橋梁であることから、歩行者に狭いイメージを与えるため、図—3a案の2主桁を図—3b案のように地覆外側に広げ、幅員を広く感じさせるように配慮した。しかし、①高欄の外側が広いことで、子供の遊び場となる可能性がある、②冬期の積雪が多くなる、③斜張橋本来の持つスレンダーな主桁のイメージが損なわれるなどの弊害が考えられたことから、主桁形状を図—4に示した偏平な2主桁とした。

#### (2) 主塔形状

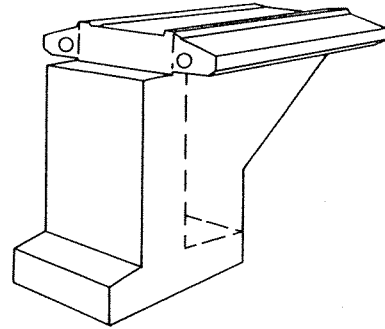
主塔形状は、一般的な、①Aタイプ、②Hタイプ、③セミAタイプの中より、主桁形状とのバランスなどを考慮し、セミAタイプとした。寒冷地における主塔の着雪・着氷については、歩道内側への落雪・落水を極力防止するように、主塔頂部に外向きのテーパを設け、横梁には着雪防止材を接着した。



図—3



図—4



図—5 橋台形状

主塔高さは、斜材の有効となる面角との経済性より  $H=26.5\text{m}$  (路面から) とした。

#### (3) 斜材配置・段数および主桁支持条件

斜材の形状は、通常、①ハープ形、②ファン形の2タイプが考えられるが、ハープ形は主桁に作用する軸力が大きくなることで、主桁がコンクリートの場合、桁内PC鋼材が少なくなる傾向にある。これより、斜材および桁内鋼材において総合的に優れるハープ形を採用した。斜材の段数は、6段・4段・2段の3種類について経済比較を行った結果、4段が最も経済的となった。また、主桁の主塔部支持条件については、剛結・ピン・フローティングの3形式について比較検討した結果、剛結構造を採用した。

#### (4) 橋面工・橋台形式

橋面工は、周囲との調和に配慮し、石張り調のコンクリート舗装とした。橋台形式は、主桁の側面形状が橋台で途切れないように主桁側面形状と同一の形状を橋台翼壁部に設け橋梁の連続性を保つことに配慮した。

## 4. 設 計

設計に用いた断面力の算出は、微小変形理論による平面骨組弾性解析プログラムを用いて行った。設計荷重は、道路橋示方書より群集荷重  $350\text{kgf/cm}^2$  を用い、設計荷重および終局荷重時について安全性の照査を行った。

### 4.1 主塔結合部の設計

主塔と橋脚の結合部は、主塔より橋脚に伝達される軸力により橋軸直角方向に引張が生じる。この引張力に対する補強の検討をFEM解析により行った。この結果、橋軸直角方向に275tfの引張力が作用するため、PC鋼棒(SBPR 95/120,  $\phi 32$ ) 6本を配置した。

### 4.2 耐震設計

#### (1) 概 要

本橋の耐震設計は、道路橋示方書に規定されている応答を考慮した修正震度法による静的解析とした。さらに各部材の応答に対する安全性については、動的解析によ

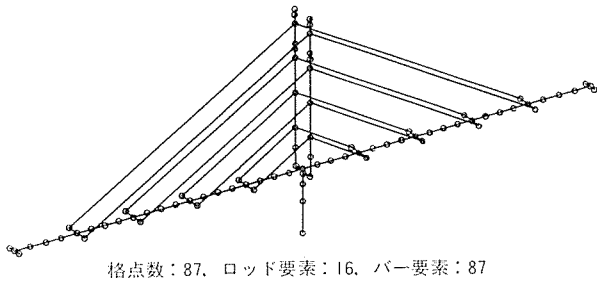


図-6 解析モデル

り照査することとした。修正震度法は、主塔・橋脚系の卓越する振動モード（固有周期）を直線的に算定でき、静的解析により妥当な断面力が得られる。しかし、斜張橋の場合、特性が大きく異なる構造要素で構成され、全体構造系の振動モードの中から各部材の応答に寄与する振動モードについての検討が必要となる。

(2) 動的解析の手法

動的解析には応答スペクトル法を用い、橋脚の基礎を、① 杭モデル、② 固定モデルとした2ケースを設定した。

設計地震入力は、架橋位置に震央距離の近い既存の地震データから距離減衰式を用いて、最大加速度を 170 gal とした。加速度応答スペクトル倍率 ( $\beta$ ) は土木研究所資料第 1993 号に基づいて算出し、減衰常数は  $h=0.05$  とした。なお、実測値については後述する。

(3) 動的解析の結果

橋脚下端の応答値は、静的解析に近い値を示しているが、主桁・主塔においては、部分的に大きな値を示しているところがあった。その部分に対しては、終局に対する検討を行い安全性の確認をした(図-7, 図-8)。

5. 施 工

5.1 概 要

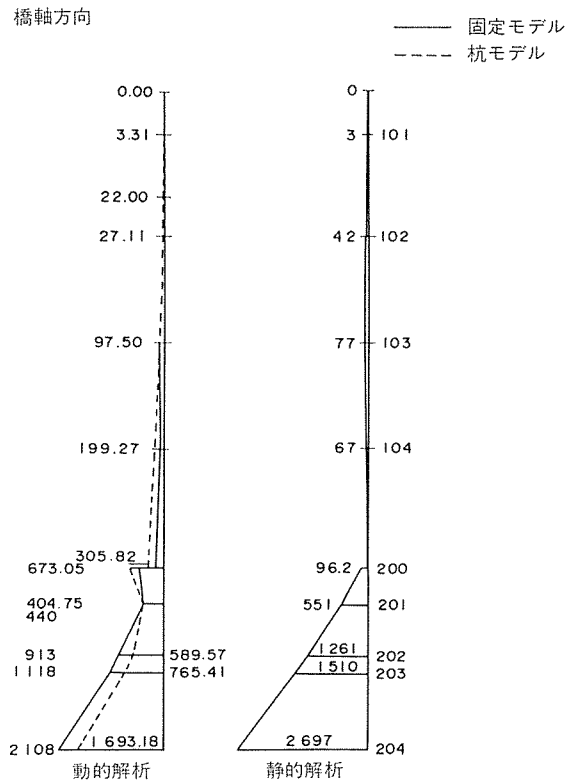


図-8

本橋の施工は、図-9の施工要領に従い、まず橋脚と柱頭部の施工を先行することにより主桁と主塔の並行作業を可能にした。

主桁と主塔が完成した後、総足場工法で斜材の架設を行い、主塔側において斜材張力を導入した。その後、橋面を施工して完成に至った。

5.2 実施行程

本橋の工程は、表-2に示すとおり平成元年6月から翌2年3月までの約9か月間で、冬期間も施工を継続した。特に、厳寒の北海道ということで寒冷地型の冬期施

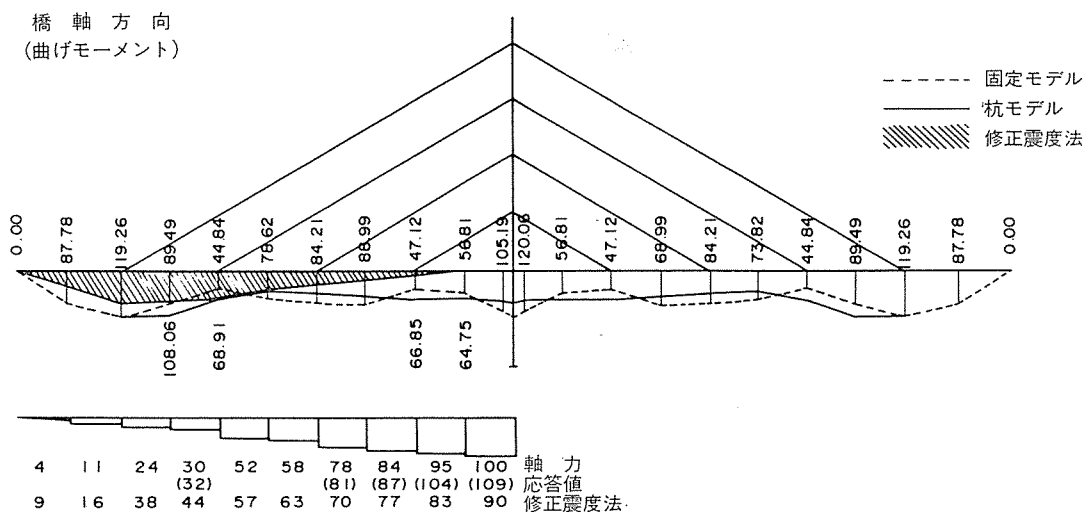


図-7

◇工事報告◇

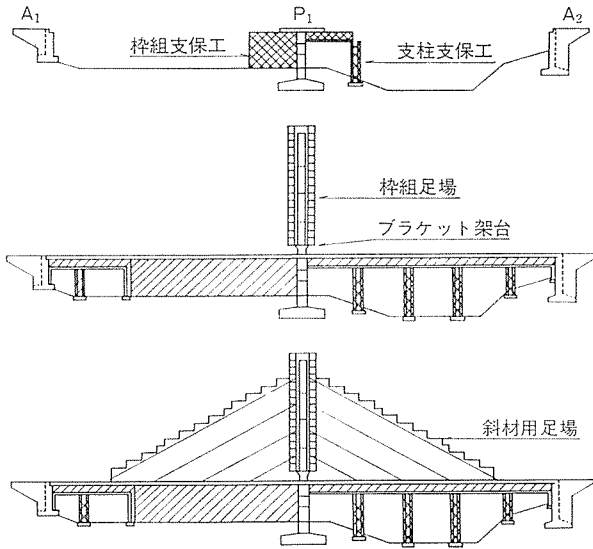


図-9 施工要領

表-2 実施工程

工種	年月	平成元年						平成2年				
		6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	
準備工		□										
橋脚・柱頭部工			□									
主桁製作工				□	□	□						
主塔工					□	□	□					
斜材工							□	□	□			
橋面工・振動実験									□	□	□	

工対策を講じた。

### 5.3 主桁の施工

主桁は全支保工による施工で、地形の関係から桢組みと支柱式を併用した。

本橋の断面形状は、景観と歩行性の向上を配慮して、外側にテーパを有する2主桁が採用されている。外側テーパは約23°と非常にゆるい勾配であり、通常の型桢では上面に多数のあばたが発生することが予想されたので、合板型桢表面に特殊繊維（二重構造）を貼り付けたシルクフォームを使用した。

さらに、テーパ直下に円筒型桢が配置されているため、コンクリート打設の際、円筒型桢外側の部分の締固めが困難となると判断された。そこで、流動化剤を使用し、スランプの打設時目標値を15cmとして施工した。また、運搬時間が10~15分と短いため、流動化剤は工場添加とし、ポンプ車により230m³のコンクリートを約8時間で打ち込んだ。

以上二つの問題点について、事前に実物大の主桁模型ブロックによるコンクリート打設実験を行い、それぞれ

の対策の効果を確認した。

### 5.4 主塔の施工

主塔は全体を6ロットに分割し、桢組みによる総足場工法によって施工した。

主塔の鉄骨は工場で作したものを、施工に合わせて各ブロックごとに油圧式トラッククレーンで組み立てた。型桢については形状、規模、斜材定着等を考慮し、形状変化に柔軟に対応できるように木製パネルを使用した。

コンクリートの打設は、第1ロットをポンプ車打設とし、第2ロット以降は一回の打設量(25m³)と圧送時の振動を考慮して、油圧式トラッククレーン(45tf)によるバケット打設とした。1ロットの最大高さ6mに加え鉄骨の施工が先行しているため、打設高さは12mとなる。そこで、縦型シュートを用いて、打設面までの落下高を常に1.5m以内に保って施工した。

小さな断面内に鉄骨・鉄筋が細かく配置され、斜材の定着部は特に入り組んだ状態になる。このため、コンクリート締固めが不十分になる恐れがあり、流動化剤を添加した。また、脱型後の養生と汚れ防止を兼ねて、各ロットごとにビニルシートの覆いを取り付けた。

### 5.5 斜材の架設

斜材は保護管(水道用硬質塩化ビニルライニング鋼管)と3~4本のPC鋼棒(φ26mm)で構成され、それぞれ5.5m定尺ものをつなぐ形になっている。

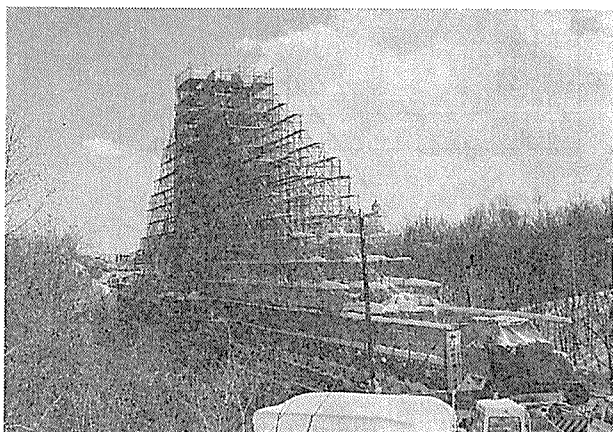
主桁側の斜材定着部は主桁製作時に予め埋め込むため、配置にあたっては位置、傾斜角、方向に高い精度が要求された。特に、コンクリート打設の際にずれないように強固に固定する必要があったので、専用の支持金具を作成したうえ、下記の調整を行って固定した。

- 1) 傾斜角については、① レベルによる調整、② 専用で作成した水平器による調整を行った。
- 2) 水平方向角については、① 主桁底版上の基準点と保護管を結ぶ水糸による調整、② トランシットによる調整を行った。
- 3) レーザー照準器による最終確認を行った。

なお、主塔側の施工も同様に行った。

斜材架設用の足場は総桢組み足場とし、斜材をはさむように橋軸方向に4列組み上げ、側面は斜材に合わせて三角形とした。外側2列は支保工の外側足場から連続して組み上げ、内側2列は主桁上に組み上げた。ただし、斜材調整の際には、主桁から離脱できる構造とした。

中間部の斜材架設は、架設用足場を組み立てた後に、小型ウィンチとトラッククレーンにより保護管とPC鋼棒を吊り上げて、主塔側から順次行った。また、斜材の長さ調整は、主塔側定着部との間に接続のための調整区



写真—2

間を設けて行った。

### 5.6 斜材調整

斜材調整は、予備調整、一次調整、二次調整の3段階に分けて行った。予備と一次は主塔に対する曲げの影響を考慮して下段から順に、二次については弾性変形による張力誤差を抑制するため上段から順に行った。

緊張作業は主塔側で行い、主塔を中心に4面の張力をバランス良く正確に導入するため、4台のディビダークジャッキを同時にセットし、橋軸方向一対のジャッキを連動させて2台の電動ポンプにより緊張した。

張力管理は、ジャッキ背面に取り付けた荷重計（ロードセル）、斜材固定端のひずみゲージ、ジャッキカウンターを用いて行った。緊張の度に、それらの値と橋体各部に配置した各種計測機器のデータを現場パソコンで処理し、事前の解析値と比較しながら作業を進めた。

なお、12月の北海道で行う斜材調整であり、初日には30cmを超える初雪が降る悪条件であったため、計測機器の暖房と除雪には細心の注意を払った。

### 5.7 斜材のグラウト

斜材の緊張完了後、保護管内にセメントミルクによるグラウト注入を行った。ブリージングによるウォーターレンズが発生しないように、ブリージングがなく可使用時間の長いグラウト混和剤コンベックス208 EXを使用し、保護管下端から主塔側定着部まで一気にS-38Mスネークポンプで注入した。

厳寒期の施工で、外気温が $-15^{\circ}\text{C}$ 前後まで下がるため、練混ぜおよび注入作業は主桁全体を覆った上屋の中で行い、グラウト温度は温水で調整した。養生には、斜材定着部に埋め込んだ養生用温床線を使用し、また保護管の露出部にかぶせたビニルダクトには

コンクリートファーンレスからの温風を送り込んで保温した。

### 5.8 橋面工

橋面の施工もまた冬期施工となった。特に地覆とコンクリート舗装については、養生と積雪対策のため、斜材足場と支保工を利用して主桁全体を完全にシートで覆った。主桁の下側にはビニルダクトを全面に隙間なく配置し、コンクリートファーンレスで温風を送り込んだ。また、主桁上にはジェットヒーターを配置した。

狭い上屋内での作業のため、工程は通常の約1.5倍となったが、施工は無事終了した。

## 6. 斜材張力管理

### 6.1 概要

斜材調整は予備（20%）、一次（50%）、二次（30%）の順に行った。その際、主塔側にジャッキをセットし、斜材の鋼棒を1本ずつ緊張した。また、56本中26本の斜材鋼棒の固定端にひずみゲージを設置し、橋体各部にはひずみ計・応力計・鉄筋計等を配置した（図—10）。

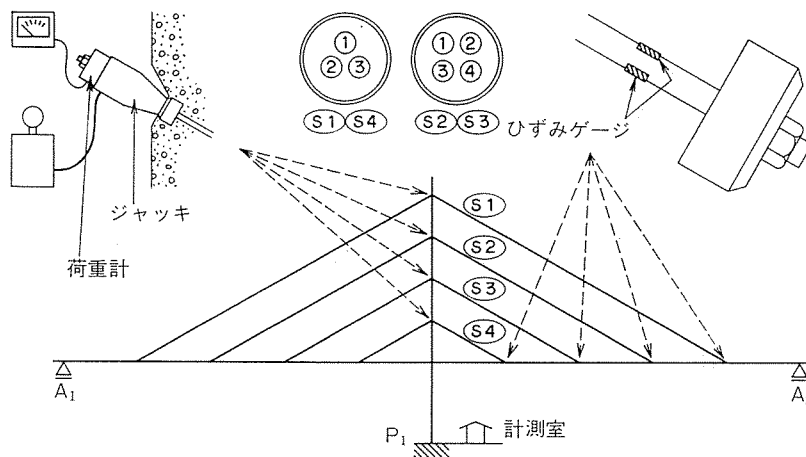
斜材調整作業のフローチャートは図—11に示すとおりである。このうちの事前厳密解析、予備実験および管理図表の作成について説明する。

### 6.2 事前厳密解析

解析には段階的積分法によるクリープ解析機能をもつ骨組構造解析プログラムを使用し、実施行程に基づいて以下の要因を考慮した。

- 1) 荷重載荷時期による遅れ弾性ひずみの違い
- 2) 施工ブロック間のフロー、乾燥収縮ひずみの違い
- 3) 施工ブロック間のコンクリート弾性係数の違い
- 4) 施工段階ごとのコンクリート温度の違い
- 5) 斜材および主桁PC鋼材による拘束

特に、コンクリートの弾性係数を $350\,000\text{ kgf/cm}^2$ か



図—10

◇工事報告◇

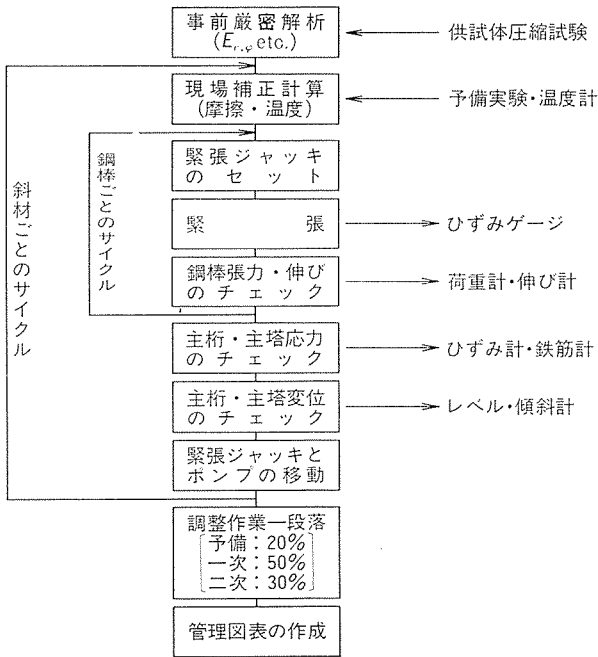


図-11 概略フローチャート

ら 270 000 kgf/cm<sup>2</sup> に変化させた場合の検討を、重点的に行った。その結果、荷重による断面力は全体的に約 15% 変化するのに対して、クリープ移行量は柱頭部で 25% 以上も変化することが確認された。

そこで、供試体によるコンクリート弾性係数の計測を行うとともに、斜材調整の際に斜材鋼棒の見かけのバネ定数に対する管理を行うこととした。

6.3 予備実験

斜材調整の際に問題となることが予想される次の点について調べるため、図-12 の要領で予備実験を行った。

- 1) サグ量の異なる鋼棒をスペーサーで拘束した場合の伸び量と張力の関係
- 2) 定着部付近および防護管内の摩擦による張力の減少量の算出方法

実験の結果、サグ量の違いによる影響は非常に小さく、無視できることがわかった。また、摩擦による張力の減少量は、道路橋示方書の主桁 PC 鋼材についての算式で求めた値の 30% 弱となることが確認された。

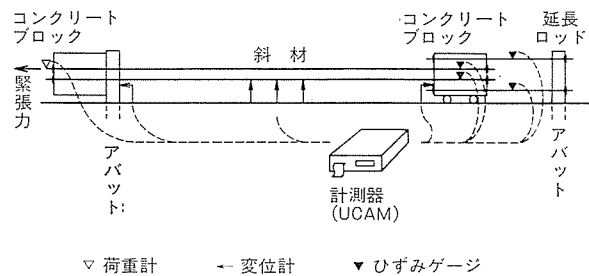


図-12

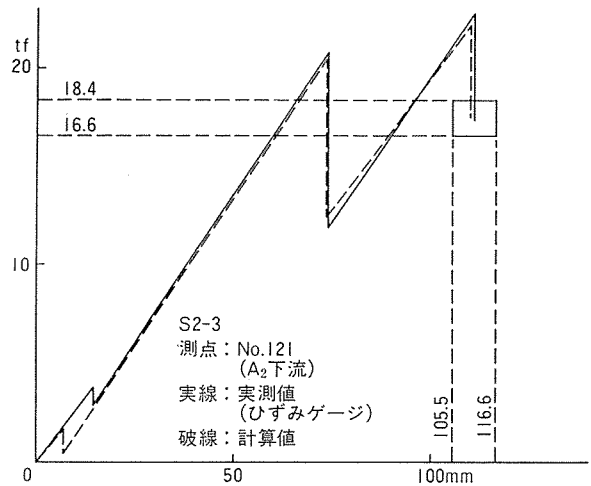


図-13 張力-伸び管理図

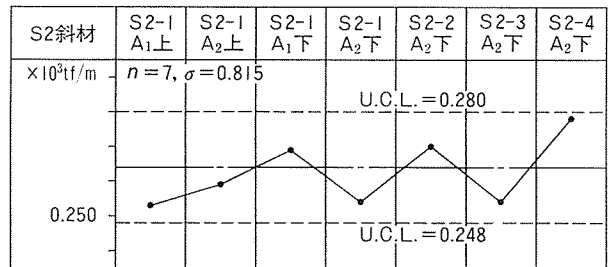


図-14 バネ定数管理図

6.4 管理図表の作成

主たる斜材張力管理は、ジャッキに取り付けた荷重計で行い、各鋼棒の二次調整終了の緊張力に対して管理限界を ±5% とした。また、下記の誤差に対する補助的な管理として、ひずみゲージを取り付けた 26 本の鋼棒について張力-伸び管理図を作成した。その際、管理限界は張力と伸びの両方に対して ±5% とした (図-13)。

- 1) 摩擦による減少量の誤差
- 2) 弾性変形による減少量の誤差
- 3) 見かけのバネ定数の誤差

さらに、二次調整時の鋼棒の見かけのバネ定数に対する管理図を作成した。ただし、一次調整時の実測値から求めた標準偏差の 2 倍を管理限界とした (図-14)。

斜材調整は、いずれの管理限界も満足し無事終了した。

7. 振動試験

7.1 試験の目的

- 1) 固有振動数・固有振動モード・減衰定数を測定することによって、橋本体の振動特性を確認するとともに、解析モデルの妥当性を検証する。
- 2) 歩行者によって生じる振動特性と振動感覚の確認。

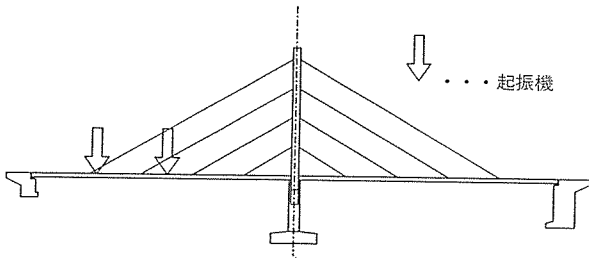


図-15 起振機設置位置

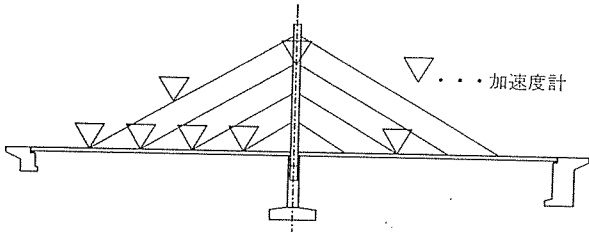


図-16 加速度計設置位置

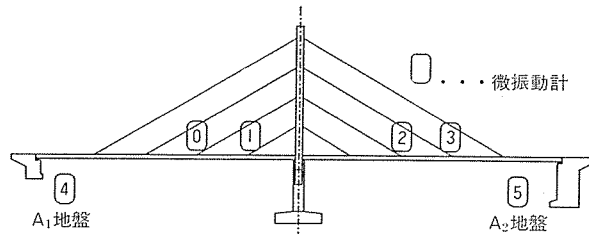


図-17 微振動計設置位置

## 7.2 概要

### (1) 使用機器

起振機は、最大加振力 150 kWf で振動数範囲 0.1~2000 Hz の電磁式起振機を使用した。加速度計はサーボ型加速度計とし、記録計は、データレコーダのほか、現場で確認できるように電磁オシログラフを使用した。

### (2) 起振機による振動試験

起振機は、図-15 に示すように支間 1/2 点および支間 1/4 点に設置し、鉛直に加振した。また、急停止による減衰の測定も行った。加速度計は、図-16 のような配置とし、橋面に設置するものは鉛直方向、主塔に設置するものは橋軸方向とした。

### (3) 歩行者による振動試験

歩行者による振動試験は、表-3 に示す 8 タイプの試験を行った。測定は、図-16 に示す位置に加速度計を設置して行った。また、歩行者と加速度計設置位置に被

表-3 試験の種類

TYPE	内容	人数
TYPE 1	ランダムに歩く	1 人
TYPE 2	ランダムに歩く	10 人
TYPE 3	2.0 Hz で歩く	1 人
TYPE 4	2.0 Hz で歩く	2 人
TYPE 5	2.0 Hz で歩く	5 人
TYPE 6	2.0 Hz で歩く	10 人
TYPE 7	ランダムに走る	5 人
TYPE 8	ランダムに走る	10 人

表-4 アンケート項目

項目	内容
1-1	振動を感じない
1-2	振動を少し感じる
1-3	振動をはっきり感じる
1-4	振動を強く感じる
2-1	不快ではない
2-2	少し不快である
2-3	大変不快である

験者を 1~2 名立たせ、アンケート調査も行った。

### (4) 衝撃試験

衝撃試験は、砂袋落下と人間ワンジャンプの 2 種類の試験を行い、その際に発生する衝撃波を測定した。砂袋落下は、椅子の上に人が立ち 2 m の高さから 40 kgf の砂袋を起振機設置位置に落下させた。人間ワンジャンプは、15 人が砂袋落下と同じ位置で 1 回ジャンプした。

### (5) 常時微動測定

常時微動測定は、図-17 のように 2 台の微振動計を 1 組とし、0 点を固定として 0-1, 0-2, 0-3, 0-4, 0-5 の 5 パターンを測定した。

## 7.3 数値解析

振動試験にあたり固有値解析を行った。解析モデルは、図-6 および表-5 に示す 3 タイプの多質点系立体

表-5 モデルの種類

TYPE 1	
1	主桁は、主桁のみの剛性
2	斜材は、曲げ剛性のない部材
3	斜材の初期張力を考慮
TYPE 2	
1	主桁は、地覆と舗装の剛性を考慮
2	斜材は、曲げ剛性のない部材
3	斜材の初期張力を考慮
TYPE 3	
1	TYPE 2 と同じ
2	TYPE 2 と同じ
3	TYPE 2 と同じ
4	端支点は、ゴム沓のせん断抵抗を考慮して水平バネを付ける

表-6 解析結果

TYPE 1		
次数	周期 (s)	固有振動数 (Hz)
1 次	1.20381	0.83070
2 次	0.64026	1.56187
3 次	0.60555	1.65138
4 次	0.42527	2.46575
5 次	0.37139	2.69257
TYPE 2		
次数	周期 (s)	固有振動数 (Hz)
1 次	1.06732	0.93692
2 次	0.60547	1.65162
3 次	0.50807	1.96822
4 次	0.36777	2.71911
5 次	0.29741	3.36241
TYPE 3		
次数	周期 (s)	固有振動数 (Hz)
1 次	1.04831	0.95391
2 次	0.60546	1.65163
3 次	0.50964	1.96217
4 次	0.34851	2.86217
5 次	0.29747	3.36163



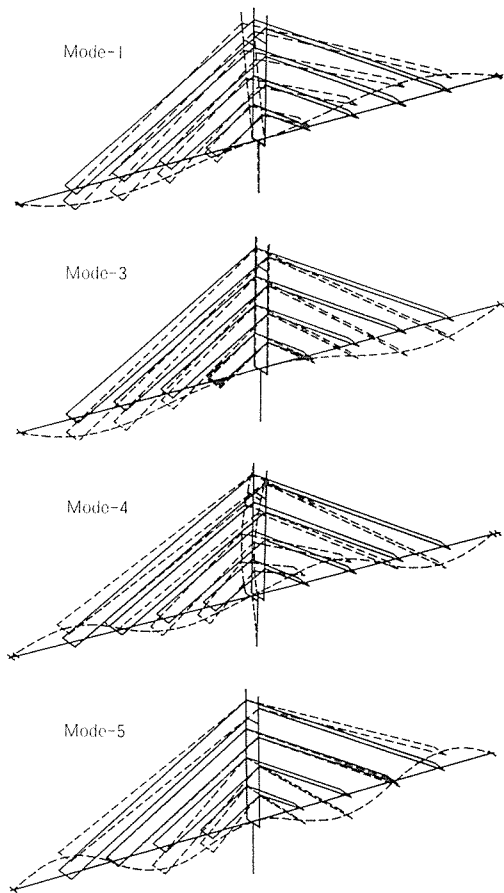


図-18 振動モード

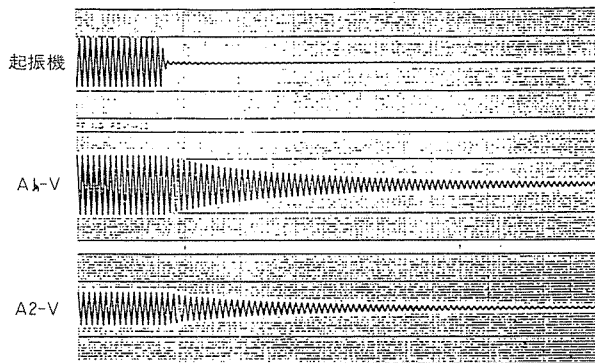


図-19 自由減衰振動波形

骨組構造とした。表-6 にそれぞれの解析結果を示す。

7.4 試験結果

試験によって得られた固有振動数を表-7 に示す。実測値と数値解析の結果を比較すると、地覆とコンクリート舗装の剛性による影響が大きいと考えられる。また、ゴム沓の水平バネの影響は小さいようであった。

固有振動数は3次・5次の対称モードで実測値の方が高い値を示し、減衰定数は逆対称モードで大きい値を示した。しかし、全体的には妥当な結果が得られた。

表-7 実測値

次数	起振方法	固有振動数 (Hz)	減衰定数	次数	起振方法	固有振動数 (Hz)	減衰定数
1次	起振機	1.022	0.012	4次	起振機	2.756	0.018
	衝撃	1.02	0.011		衝撃	2.76	0.015
	常時	1.03	0.007		常時	2.84	0.005
	歩行者	1.02	0.012		歩行者	2.83	0.014
3次	起振機	2.382	0.006	5次	起振機	3.808	0.007
	自由減衰	—	0.006		衝撃	3.84	0.005
	衝撃	2.39	—		常時	3.73	0.009
	常時	2.39	0.003		歩行者	3.84	0.008
歩行者	2.40	0.004					



写真-3 夜景

歩道橋で問題となる固有振動数域 1.5~2.3 Hz にも該当せず、本橋の振動使用性に問題はないと判断できる。

8. あとがき

「清雲橋」は、札幌近郊の住宅地「清田」の繁栄の願いをこめ「清田地区で雲に向かって高くそびえる橋」という橋名の由来どおり、地域のモニュメント的存在として平成2年3月に完成した。現在は通学・生活用道路として、また自然を楽しむ憩いの場所として、周辺の緑にスレンダーで優美な姿をとけ込ませている。

今後、本橋のように地域に密着し、自然との調和を大切に景観を重視したPC斜張橋が数多く計画されることを願うとともに、その設計、施工にいくらかでも本報告が参考になれば幸いである。

最後に、本橋の設計、施工にあたり御指導と御尽力をいただいた関係各位に心から感謝の意を表します。

【1990年7月16日受付】