

## 2

## 美原大橋の計画と設計

加藤 静雄

KATO Shizuo

株式会社ドーコン / 構造部 / 副技師長



寿楽 和也

JURAKU Kazuya

株式会社ドーコン / 構造部 / 主任技師



道央圏連絡道路は、千歳市から小樽市に至る延長80kmの地域高規格幹線道路で、国際的な交流拠点である新千歳空港、重要港湾石狩湾新港を經由し小樽市を結び、北海道の中核機能を有する札幌市の都市環状を形成する主要幹線道路である。また、一般国道12号、一般国道275号および北海道縦貫自動車道江別東インターと連結され、広域的な道路ネットワークの形成による周辺都市の開発と発展を担うものである(図1)。

美原大橋は、北海道縦貫自動車道江別東インターから江別市美原を結ぶ延長3.9kmの美原バイパスの中央部に位置する石狩川を渡河する延長972mの橋梁である。

架橋位置は、北海道有数の豪雪地帯にあり、内陸部に架けられた長大斜張橋としては有数の規模を誇る

橋梁である。現在、側橋梁の架設工事および橋面工事が残されているが、これまでの計画・設計について紹介する。

## 1——橋梁概要

路線名：道央圏連絡道路

道路規格：第3種1級

設計速度：80km/h

上部工形式：

主橋梁：3径間連続鋼斜張橋

側橋梁：3径間連続鋼床版箱桁

橋長：972.0m

支間：主橋梁：154.0+340.0+154.0

側橋梁：112.5+103.0+103.0

総幅員：

A-1～P-1 39.184m～28.8m

P-1～A-2 28.8m

平面線形：R=∞

縦断線形：+2.4%～-0.3%

支承構造：1固定他点可動

下部構造：

橋台：逆T式橋台(鋼管杭基礎)

橋脚：主塔部 壁式橋脚

(鋼管矢板井筒基礎)

側径間部 壁式橋脚

(鋼管杭基礎)

## 2——計画概要

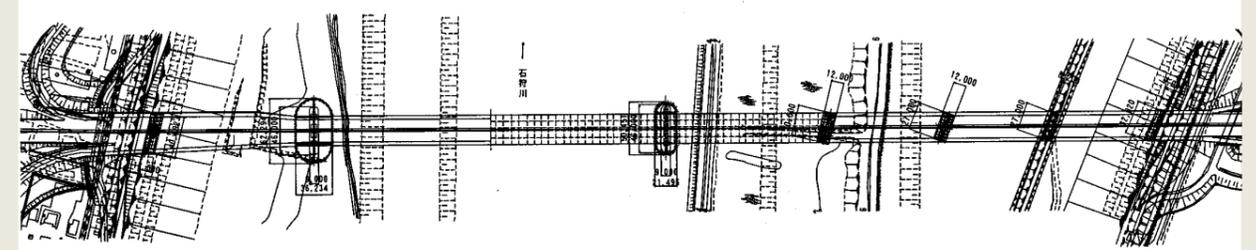
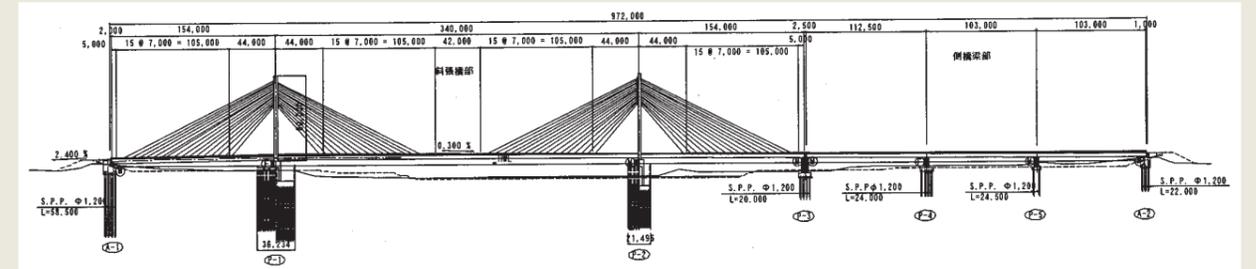
本橋は、一級河川石狩川と夕張



■図1—位置図



■写真1—全景写真



■図2—美原大橋の一般概要図

川との合流部直下に位置する。付近は石狩低地帯と呼ばれ、昭和56年の台風12号では石狩川の水位上昇が大きく、夕張川の湛水深が大きくなったことにより夕張川が氾濫した経験がある。そこで石狩川の流下能力の低下を最低限とするため、低水敷には橋脚は1基、法肩、法尻からの橋脚の離れは20m以上確保、基準径間長は90m、河積阻害率は5%以下とする等の条件を設定し、154m+340m+154m+112.5m+103m+103mの支間割りとした。なお本支間割りに対しては、最終的に地形、計画河川断面、橋脚位置などの模型を製作し、水理模型実験によって検証し、石狩川に与える影響は小さいことを確認した。

## 3——橋梁形式の選定

河川条件により支間割りが限定され、最大支間長340mの橋梁計画が必要となる。橋梁形式の選定において、石狩川の低水敷ではベントの設置が困難であること、冬期間の施工は不可能で、越冬時の構造の安定性も考慮する必要がある。このような条件から、鋼斜張橋案、自碇式吊橋(1面吊り)案、トラス案、鋼床版

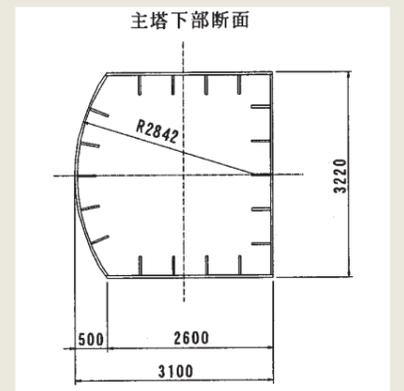
箱桁案を対象として比較設計を行い斜張橋案を選定した。

## 4——上部工の計画・設計

斜張橋は、主桁、主塔、ケーブルの3つの主要な部材で構成され、その組み合わせにより様々な形態が考えられる。基本設計において、積雪寒冷地域であること、内陸部に位置すること、平坦な地形で季節風の影響が強い地域であることなども考慮し、総合的に検討を行い、形状を決定した。

## ●1 主桁形状

本橋は、A-1橋台～P-1橋脚間に一般国道12号への連結のための拡幅を有することから、2面吊り斜張橋ではケーブル配置が非対象の配置となり複雑な構造となるため、1面吊り形式を採用することとした。1面吊り形式に対する主桁断面は、大きなねじり剛性を有し、経済的で耐風性にも優れた逆台形箱桁断面を採用した。逆台形箱桁断面は、これまでの斜張橋の事例から優れた耐風安定性を示すことが知られている。しかし、本橋は北海道でも有数の豪雪地帯に建設されることから、防護柵への堆雪による耐風安定性への



■図3—主塔断面

影響と、凍結路面でのねじり振動による路面形状の変化による走行性への影響が課題であり、風洞試験によって安全性を確認した。

## ●2 主塔形状

1面吊り斜張橋では、経済性から1本柱形式が採用される例が多い。本橋では、冬季の季節風は橋軸方向風が卓越することから耐風安定性の確保が課題となる。これまでの斜張橋ではTMD(Tuned Mass Damper)や空力的対策を行っていることが多い。空力的対策は、着雪による空力部材の形状の変化により耐風性の評価が難しく、降雪時の着雪・着氷した場合の維持管理の現実性に難がある。また、TMDは長期的に維持管理体制の確立が必要であり、維持管理が不要で耐風性も良好であ

る逆Y型の主塔形状とした。

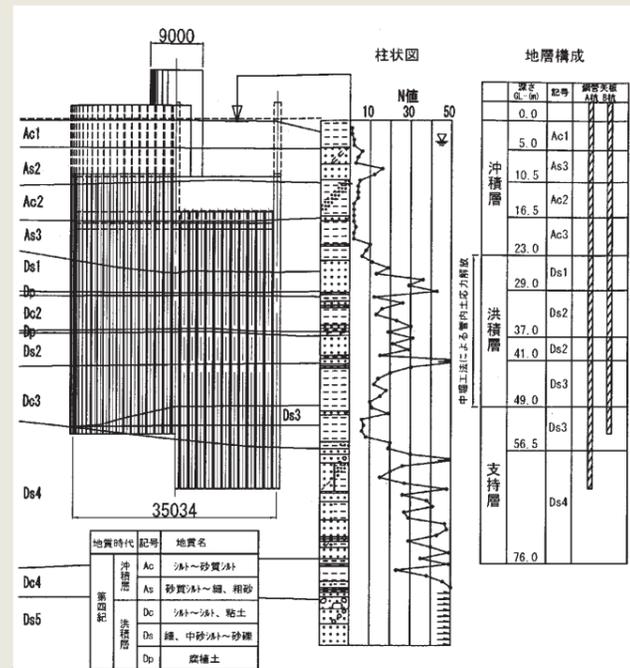
主塔断面は製作・架設性から矩形断面が一般的である。本橋では主塔を逆Y型として特徴的な形状を選定しており、主塔断面においても、外観上の特徴を持たせることとし、主塔断面のエッジをシャープに際立たせ、しかも柔らかな味を持たせるため、曲面を用いた。

### ●3 ケーブル配置

本橋のケーブル配置において考慮しなければならない点は、

- (1) 主塔形状が逆Y型であること
- (2) 架橋位置が内陸部であることから使用ケーブルに輸送上の制約があること
- (3) 架橋位置は平坦な石狩平野にあり、路面位置が地盤に近く、主塔とケーブルが際立つ構造であるので、ケーブル数を多くして主塔・ケーブルにより安定感のある印象とする。

これらを考慮し、経済性も含めて検討し、16段マルチハープ型の斜張橋を基本構造とした。



■図4—主塔橋脚P1の地層構成

### 5—下部工の設計・計画

本橋の主塔基礎形式は鋼管矢板基礎を採用した。鋼管矢板基礎は、昭和44年に石狩川を渡河する石狩川河口橋において初めて橋梁基礎として採用されて以来、海上や河川内基礎として多くの実績を有している。鋼管矢板基礎は大きな鉛直および水平支持力を期待できることから、特に大規模橋梁の基礎として採用される事例が増えている。

#### ●1 地質概要

地層構成は、GL-25mまでが軟弱な沖積層、その下にN値10～30程度の洪積層、GL-50～60mに支持層となる洪積砂質土層となっている。支持層は図4に示すように基礎範囲内に2層あり、発現深度GL-50mでN値50以上のDs3層、発現深度GL-60mでN値30以上のDs4層である。耐震設計上の地盤種別はⅢ種地盤となる。

### ●2 下部工・基礎工形式

#### ① 橋台形式

躯体高さより逆T式橋台とし、基礎は支持層が深いため打ち込み工法による鋼管杭基礎とした。

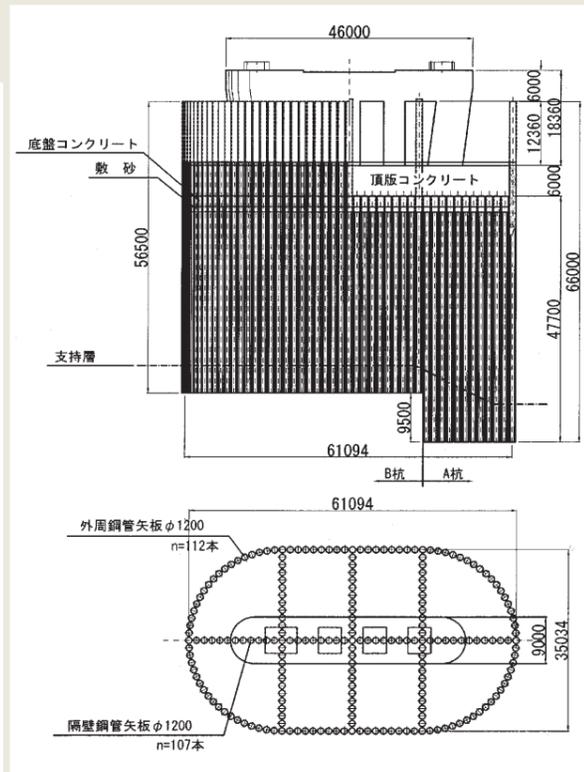
#### ② 橋脚形式

河川内であり幅員が広いことから小判型壁式橋脚とした。なお主塔橋脚は壁厚が9.0mと非常に厚くなるため中空断面を採用した。主塔基礎形式は、主塔に作用する大規模荷重を支持し、大深度掘削が可能な鋼管矢板土留めと基礎本体を兼用する仮締め切り兼用方式鋼管矢板基礎を採用した。一方、側橋脚基礎形式は、支持層が深いため打ち込み工法による鋼管杭基礎とした。

橋台および側橋脚で使用する鋼管杭は、主塔基礎仮締め切り部の切断撤去した鋼管矢板を再生転用した。

### ●3 下部工の設計

図5に示す主塔橋脚(P1)は、主塔



■図5—主塔橋脚P1構造図

と剛結されており、形状は幅46m、厚さ9m、高さ18.36m、基部から12.36mまでは中空構造である。当該橋脚では、マスコンクリートにおける施工時温度応力によるひび割れ、主塔基部との剛結部に作用する大規模圧縮力による橋脚頂部の支圧による割裂引張破壊が課題であった。

#### ① 温度ひび割れ対策

温度ひび割れに対しては、基礎頂版部、柱中空部、柱頭部に分けて温度応力解析を実施し、ひび割れ誘発目地を設置し、さらに低発熱型特殊高炉セメントを採用した。

#### ② 橋脚頂部の支圧対策

橋脚頂部の支圧による割裂引張破壊に対しては、弾性モデルによる3次元有限要素解析により引張応力分布を算定し、水平補強鉄筋を配置し対応した。

### ●4 基礎工の設計

図5に示す主塔基礎(P1)は、長径61.094m、短径35.034mの小判型で、鋼管矢板径φ1200、板厚t=19mm、杭長L=56.5m(A杭)と66.0m(B杭)の2種類、本数n=219本の国内最大級の大口徑鋼管矢板基礎である。

#### ① 打設工法と支持力

本基礎の打設施工に対して、設計段階から補助工法として中堀による管内応力解放が必要となる可能性が高いと判断し、中堀工法の実施を前提とした杭先端および杭周面摩擦支持力を実杭による現場鉛直荷重試験で確認した。試験の結果、道示推定式に対して杭先端で50%、杭周面で80%に低減する必要があることを確認し、設計に取り入れた。実施工では、打撃効率が高い外国製油圧ハンマーを使用することで打撃のみで打設できた(写真2参照)。しかし試験杭とは異なる打設方法で施工したため、打撃時の杭頭加



■写真2—鋼管矢板打設状況

速度を測定し、衝撃荷重試験による支持力管理を行った。

#### ② L2種類の支持層への対応

深度の異なる2種類の支持層に支持するP1基礎に対して、鉛直荷重試験を2種類の各支持層に支持された杭でそれぞれ実施し、A、B杭でそれぞれほぼ同等の支持力になることを確認した。

### 6—耐震設計

#### ●1 適用耐震基準

本橋の耐震設計は、平成6年度に平成2年道路橋示方書・同解説(以下、道示)V耐震設計編を適用して実施したが、翌年発生した兵庫県南部地震後に「平成7年復旧仕様(略称)」で、さらに翌年発行された平成8年道示V耐震設計編を適用し修正設計を実施した。ただし、平成7年度から主塔橋脚工事を着工していたため、平成8年道示に対しては、可能な対応として鉄筋の径変更や加工変更、板厚増厚、落橋防止装置の設置など局部的な修正に留めた。

#### ●2 耐震設計概要

斜張橋部は、レベル1(L1)地震に対しては、立体フレーム解析(静的)による許容応力度設計と、線形動的応答解析による照査を実施した。レベル2(L2)のタイプI・II地震に対しては、非線形時刻歴応答解析による照査を実施した。

#### ●3 主塔・主桁のL2照査

主桁は外ウェブや下フランジに局部的な損傷が発生するが、ケーブル定着部付近は健全であり問題ないと判断した。主塔は曲げによる塑性変形の進展が全体座屈に至る可能性が考えられたため、板厚をアップして曲げ耐力を補強した。

#### ●4 支承・落防のL2照査

支承は損傷し機能しないことも想定できたので、震災後の早期復旧と緊急車両の通行を可能とするため、変位制限装置および段差防止工を設置し落橋防止システムを整備した。

#### ●5 下部工のL2照査

下部工は、せん断耐力が不足することがわかったため、帯鉄筋量をアップし、タイプI地震に対して耐震性能2を確保したが、タイプII地震に対しては、必要耐力の80%程度が確保可能な補強しか行えなかった。しかし、架橋地点付近で発生した過去の地震種類はタイプIが圧倒的に多いことから、必要最小限の耐震性能は確保できたと考えている。