

I-27

十勝大橋の計画と設計

北海道開発局帯広開発建設部	正会員	岳本 秀人
北海道開発局帯広開発建設部		磯村 謙次
北海道開発局帯広開発建設部		畑中 充範
北海道開発コンサルタント㈱	正会員	藤井不二也
北海道開発コンサルタント㈱	正会員	山口 光男

1. はじめに

現十勝大橋は昭和16年に架けられた橋長 369m, 幅員18.0mの9径間鉄筋コンクリートゲルバー桁で、半世紀にわたって十勝のシンボルとして人びとに親しまれてきた名橋である。しかし、昭和55年に策定された十勝川改修工事実施基本計画に基づく計画高水流量の変更に伴う木野側引堤事業に関連して、現十勝大橋の架換が必要となった。新橋架換案における上部工型式は、橋長 501m, 支間割 124.1m+251.0m+124.1mの3径間連続PC斜張橋とし、下部工はニューマチックケーソン工法による直接基礎とした。本文は、上部工型式を選定した経緯と支間が道路橋示方書適用範囲の 200mを越える事と総幅が32.8mの一面吊構造で主塔が独立1本柱である事より、設計を行う際に特に留意した事項（耐震及び耐風安定性については別に発表するのでこれを除く）について報告するものである。

2. 橋梁計画

橋梁計画を行うに当たって道路条件、河川条件は以下に示すとおりである。

2-1 道路条件

路線名	: 一般国道 241号 帯広市	設計速度	: $V=60\text{km/h}$
道路規格	: 4種1級(都市部) 幹線B地域	交通区分	: C交通
大型車計画交通量	: 2,000台/日(1方向)以上	設計荷重	: TL-20
幅員構成(橋梁部)	: $4.5+8.5+6.0(1.0)+8.5+4.5\text{m}$		
縦断線形	: 起点側(音更側)は交差点の滞留長から、終点側は交差点のすり付け長から縦断勾配は2.5%以内とする。		
平面線形	: 橋梁区間内は直線となる。		
桁高	: 音更町側の交差点での嵩上高を押さえて、付近の町並みを壊さない為には縦断勾配を2.5%とし、橋梁端部の桁高(F、H位置)を2.75mとしなければならない。		

2-2 河川条件

計画河川断面	: 堤間 505m	計画高水量	: $Q=6,100\text{m}^3/\text{sec}$
基準径間長	: $L=20+0.005Q=50.5\text{m}$ ($B<30\text{m}$)	計画高水位	: H.W.L=38.68m
	: $L=30+0.005Q=60.5\text{m}$ ($B>30\text{m}$)	桁下余裕高	: $h=1.5\text{m}$
	但し、幅員(B)は構造物幅(上部工幅)とする。		
橋脚の設置位置	: ①橋脚は計画河川断面の法肩及び法先から10mの範囲には設置しない。 ②低水敷内には橋脚は設置しない。		
高水敷の特例	: 5m緩和の規定等の特例は用いない。		
橋脚の根入れ	: 低水敷 中水敷及び現流下部 2.0m 高水敷 1.0m		

Plan and Design of Tokachi Ohashi

by Hideto TAKEMOTO, Kenji ISOMURA, Mitsunori HATANAKA, Fujiya FUJII and Mitsuo YAMAGUCHI

2-3 橋 長

橋長は河川座標及び道路座標から座標計算を行なって、 $L = 501\text{m}$ と決定した。

2-4 橋梁型式の選定

河川条件及び道路条件に適合する径間割と橋梁型式として次の4型式を選定して比較を行なった。その結果、第1案の3径間連続PC斜張橋を採用する事とした。

十 勝 大 橋 比 較 表								
上部工型式	側 面 図	工事費	桁 高	走行性	施工性	維持管理	景 観	総合評価
第 1 案 3径間連続PC斜張橋		○	○	○	○	○	○	○
第 2 案 3径間連続鋼斜張橋		△	○	○	○	○	○	○
第 3 案 2径間連続鋼床版箱桁 (2連) 単弦ローゼ桁		○	○	○	○	○	○	○
第 4 案 5径間連続PC斜張橋		○	△	○	○	○	○	△
平 面 図								

3. 橋梁設計

3-1 一般形状

一般図を図-1に示すが、本橋の基本構造は次のとおりである。

- (1) 本橋の型式は、3径間連続プレストレストコンクリート斜張橋である。
- (2) 橋長は 501mで、支間割りは 124.1+251.0+124.1mである。
- (3) 主桁はPC構造で、主桁断面形状は4室箱桁である。
- (4) 主塔はRC構造で、基本形状は独立1本柱である。
- (5) 斜材配置は、1面吊りのセミハープ型で、段数は各径間とも16段である。
- (6) 支持条件
 - a) 主塔は橋脚と剛結構造である。
 - b) 主桁と橋台、橋脚とは橋軸方向に全て可動で、橋軸直角方向は全て固定である。

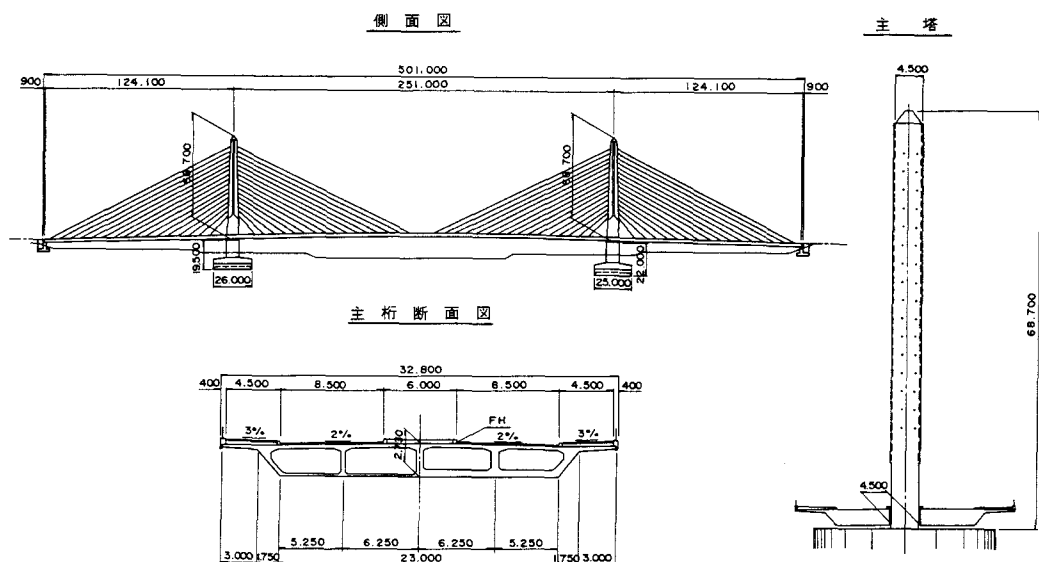


図-1 一般図

3-2 基本方針

(1) 主桁、横桁の設計

本橋は広幅員の一面吊り構造である事から以下の項目について3次元立体板モデルによるFEM解析を行ない、部材間の応力伝達について検討を行なった。

図-2に完成系の解析モデルを示す。

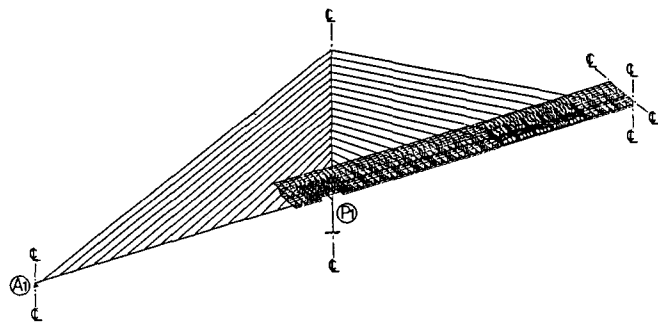


図-2 完成系解析モデル

- ① 斜材張力による ; 斜材張力による主桁のプレストレスの影響を検討し、全断面に均等に軸力が有効軸力分布 伝達される位置を求める。
- ② 主桁ウェブの ; 4室箱桁構造を中央部で吊る事から各ウェブのせん断力の分担率を求める。
荷重分担率
- ③ 床版の曲げ応力分布 ; 主桁方向の曲げ応力分布を2次元解析と比較する。
- ④ 横桁の有効幅 ; 一面吊り構造の横桁の有効幅を求める。

(a) 斜材張力による主桁内有効軸力分布

解析結果を図-3に示すが、着目斜材(CB30)から3斜材手前で全断面で均等な応力状態となっており、この応力度は2次元解析より求めた値とほぼ等しくなっている事より「主桁断面に均等に軸力が伝達される位置は、着目する斜材位置から3斜材手前とする」として設計を行なう事とした。

又、この図より斜材定着部背面には、局所的な引張応力が発生し、さらに前面には局所的な圧縮応力の集中が判る。

この引張応力についての対策は次項で述べる事とする。

尚、図-3の応力度は斜材張力を $P = 500 \text{ tf}$ とした時の値である。

(b) 主桁ウェブに作用するせん断力の分担率

各断面に作用しているせん断力を 1.0とした場合の各主桁ウェブに作用しているせん断力の比率を求め、死荷重及び活荷重載荷時について解析した結果を図-4に示す。この図より斜材定着位置では、内側3枚のウェブで80%以上のせん断力を分担しているが、次の斜材定着部手前では外ウェブの分担率が大きくなっているのが判る。又、中央ウェブ1枚で30%以上分担しているが、これはウェブ厚が 500mm と他のウェブより厚い事による影響が大きいと思われる。これは、内側3枚のウェブのせん断応力度で比較してみるとほぼ3枚共同じ値を示す事から判る。

設計を行なう場合は、2次元解析により行うので、2次元解析におけるせん断力の分担比をウェブ厚の比によるものとして求めて、3次元解析との比較も合わせて行なった。

いま、各断面力の全せん断力を 1.0とした場合、2次元解析で算出されたせん断力の分担比はウェブ厚の比として、中央ウェブ 0.237、中ウェブ 0.166、外ウェブ 0.216 とする。一方、3次元板モデル解析結果から算出された死荷重時、活荷重時の最大分担比は、中央ウェブ 0.380、中ウェブ 0.253、外ウェブ 0.158 となっているので、これら算出された分担比から2次元解析と3次元板モデル解析の比を求めると以下ようになる。

$$\text{中央ウェブ } K_1 = \frac{0.380}{0.237} = 1.60$$

$$\text{中ウェブ } K_2 = \frac{0.253}{0.166} = 1.52$$

$$\text{外ウェブ } K_3 = \frac{0.159}{0.216} = 0.73$$

以上より、設計は中央ウェブと中ウェブについては、2次元解析によるせん断力を 1.60、外ウェブについては 1.00 の割増係数を乗じて作用せん断力を求める事とした。

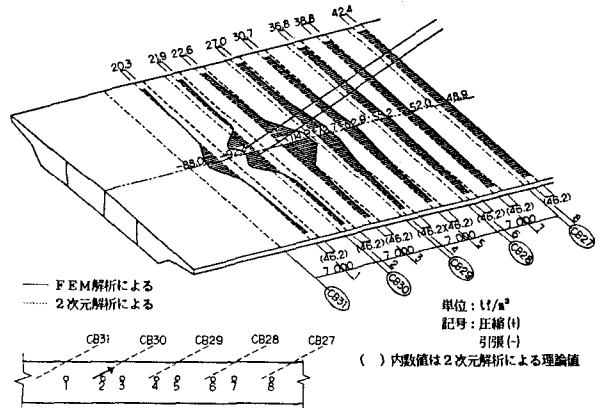


図-3 斜材張力による床版内軸力分布図

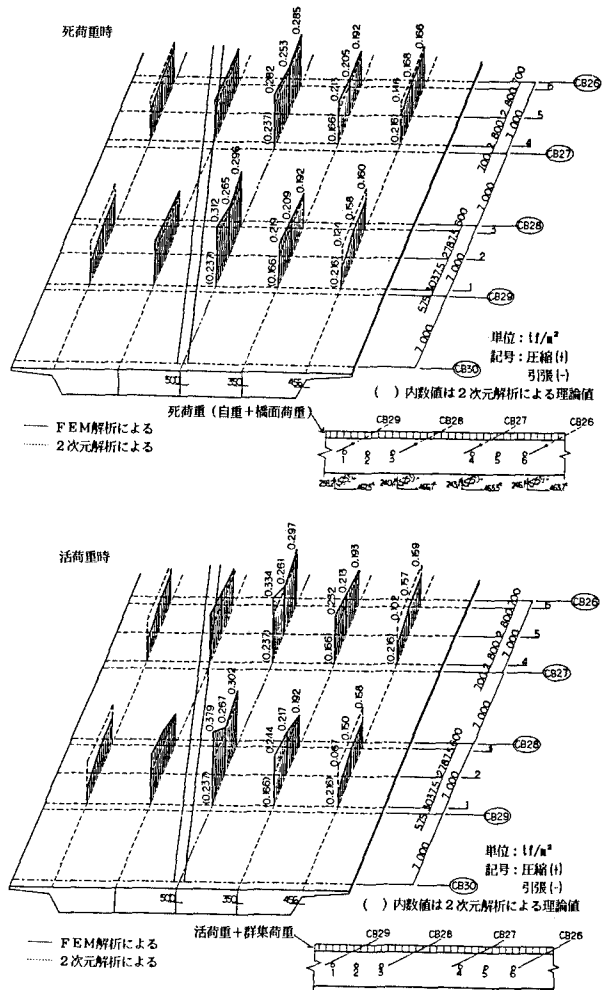


図-4 主桁ウェブのせん断力分担率図

(c) 床版の曲げ応力度分布

解析した結果、着目する斜材位置断面において、横断方向の曲げ応力度はほぼ均等に分布していた。この事より曲げモーメントによる応力度は、2次元解析の場合と同様に取り扱って良いとした。

曲げモーメントの分布がほぼ一様となっているのは、斜材定着横桁が7.0m間隔で配置されている為に横断方向の剛性が広幅員にもかかわらず非常に大きくなっている為と思われる。

(d) 横桁の有効幅

図-5に解析結果の上床版の橋軸直角方向曲げによる応力度について橋軸方向の分布状態を示す。この図から、斜材吊り点付近に応力が集中していることがわかる。道示Ⅲに従い、B断面において片側有効幅 λ を算出し、 $b\lambda_1 = 2\lambda + b_{wo}$ を計算すると、 $b\lambda_1 = 5.4\text{m}$ となる。(図-6)

一方道示Ⅲの次式によって算出される有効幅は、 $b\lambda_2 = 7.0\text{m}$ となる。

$$\lambda = \frac{n-1}{6}(\ell_b + b_w) + b_s,$$

$$b\lambda_2 = 2\lambda + b_{wo}$$

λ ; 片側有効幅 b_{wo} ; 横桁厚

b_w ; 主桁厚 ℓ_b ; 主桁の純間隔

b_s ; ハンチ部の有効幅

したがって、本橋の横桁設計においては、道示Ⅲに示されている有効幅を用いた設計以外にFEM解析によって求められた有効幅を用いた応力度の照査を行なう事とした。

(2) 斜材定着部の設計

斜材定着部は、斜材から大きな引張力を受ける部分であり、横桁を介して主桁を支える重要な部分である。特に本橋は、定着部近傍にウェブのある複雑な構造となっている事から、下記の項目について床版・ウェブ・横桁をソリッドモデル(図-7)とした弾性立体FEM解析を行ない、PC鋼材あるいは鉄筋により補強する方法を検討する事とした。

- ① 床版の押し抜きせん断
- ② 定着部局部応力
- ③ 横桁・ウェブの応力伝達

(a) 床版の押し抜きせん断

設計荷重時で床版に発生するせん断応力度が5.0kgf/cm程度であり、押し抜きせん断応力度の許容値11.0kg/cmに対して十分安全である事を確認した。

(b) 定着部の局部応力

定着部背面の床版に生じる引張応力度は解析の結果、死荷重作用時で $\sigma_t = 38\text{kgf/cm}$ 生じる事が判った。この応力に対してはプレストレスと鉄筋より補強する事とした。

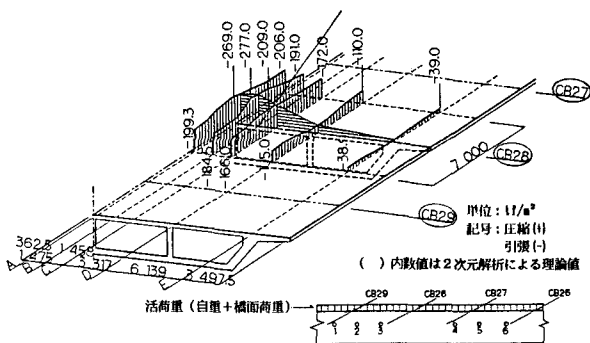


図-5 橋軸直角方向曲げ応力分布図

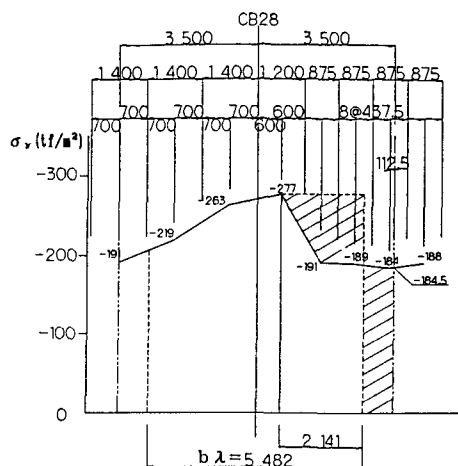


図-6

(c) 横桁・ウェブの応力伝達

定着部横桁に生じる引張応力の解析結果を図-8に示す。横桁に生じる引張応力を大別すれば、

- ① 上床版に生ずる橋軸直角方向引張応力
(σ_y)
- ② 定着位置より斜めに生ずる引張応力
(σ_{yz})
- ③ 定着位置近傍に生ずる鉛直引張応力
(σ_z)

となる。したがって、①・②に対しては横桁横締のPC鋼材を配置し、③に対してはせん断鋼棒を配置して補強設計を行なう事とした。

(3) 斜材定着部の模型実験

斜材定着部の補強方法は、原則として(2)のソリッドモデルによるFEM解析によるが、FEM解析のみではその妥当性及終局耐力及び破壊メカニズムを想定、確認する事は困難である事より模型実験を行なう事とした。又、その基準は定着部が斜材ケーブルの規格引張荷重以上の耐力を有している事とした。

模型実験は、斜材張力の鉛直成分が最も大きい斜材定着部(最下段の斜材)に着目し、地震時終局荷重状態を対象とする事とした。試験体は主桁の全断面をモデル化した、長さ6.0m、幅員5.8m、桁高0.99mの1/3縮尺模型とし、同じ斜材張力に対して、斜材定着部位置における曲げ応力度が実橋と同じになるようにFEM解析などを行って試験体及び荷重条件、支持条件などを設定した。

現在そのデーターを解析中であるが貴重なデーターを得る事が出来た。設計は、この解析をもとに再度確認を行なう事にしている。

4. おわりに

本橋は、道示の適用範囲である200mを越えるPC斜張橋としては国内最大支間を有している橋梁であり、本編で検討した問題以外に耐震設計・耐風設計・コンクリートの温度応力解析・大規模基礎の支持力評価等検討すべき多くの問題をかかえている。これらの技術的問題の解決を図るため、設計、施工に関する産・学・官よりなる「十勝大橋設計・施工検討委員会」(委員長; 藤田北大教授)が設置され設計基準の整備が行なわれて来た。本文はここで議論されてきた一部であり、委員、幹事の方々に深く感謝の意を表します。又、新しい十勝大橋が、現橋と同様に十勝の人々に誇りと親しみを感じてもらい、十勝の新たなシンボルとなる様に「十勝大橋整備計画検討委員会」を設置し、地元有識者からの提言を種々いただいて、これに基づいた景観設計も現在進めている所である。

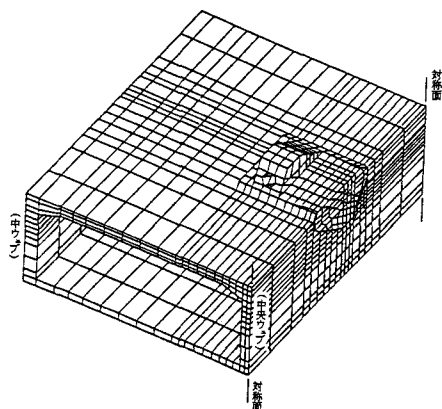


図-7 斜材定着部ソリッドモデル

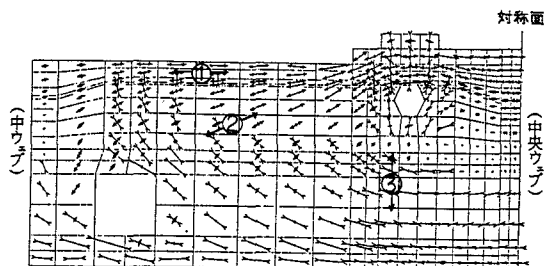


図-8 定着部横桁の主応力図