

厚岸大橋の上部工設計について

小山 義之*
古矢 清己**
河口 逸雄***

1. 概 要

厚岸大橋は、北海道土木部が昭和43年度より調査をし、昭和44年5月に着工し、現在施行中の道路橋である。

本橋は、北海道の東部、釧路地方の厚岸町にある厚岸湾と厚岸湖の中間湖口に架かる海上橋であり、既に昭和44、45年度に難工事であった下部工事も完成し、昭和46年度より上部工事を架設中である。今回は、上部構造の設計の概要を紹介する。

下部構造を設計するとき当然、上部構造も合わせて問題とされ、比較検討されてきていた。それは地質構造が特異であり、また地形、天象、都市状況等の独特のものがあることによることである。その結果、2径間ゲルバー型式の連続トラス橋が上部工として選定された。総事業費は、約13億円を超える金額で、昭和47年度には交通を開始する予定である。一般図は図-1、平面図は図-2、上部工の基準図は図-3に示す通りである。

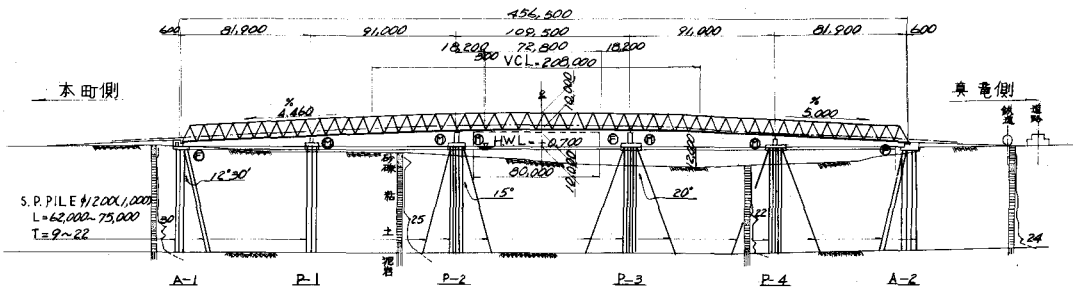


図-1 一般図

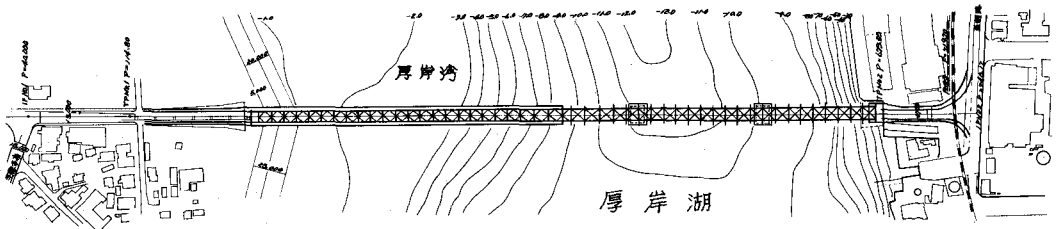


図-2 平面図

* 北海道土木部釧路土木現業所
** 同上
*** 同上

これらに一部、船を使用、ステージを使用、またブロックの輸送方法の変化させるなどがあるが、いずれも出来る限り余り多くな工程を入れないよう工夫して計画した。

A) ケーブルによる架設工法

全径間ケーブルによる架設は安全な工法ではあるが、工期が長くなり、経費も高くなる上、船の航路を確保するのが難しい。またこれと組合せをして一部側径間にケーブル架設をし、中央部を張出しにより架設する工法も考えられる。真竜部の側径間は水深が10.0m近くあり、一番困難なところである。このような方法にすることによって全径間ケーブルよりは船舶の通行には障がなくなくなり、また工期も短縮されることも考えられる。

B) フローテング船による引出しと張出し工法による架設

全径間が水面であるので、陸上で組立られた側径間部を台船に先端を支持させ、陸より海中へ引出し橋脚に架渡する工法である。以後、中央径間部は張出し工法により架設させるものである。台船を引出す時は、潮の満潮を利用し浮上させることにより一層効果を発揮する。これは(A)の工法との工期、経済比較となる。(表-2)

C) フローテング・クレーンによる大ブロック吊上げ架設工法

全橋を5分割し200t~250t程度の大ブロックにし、これを陸上にて組立た後に大型クレーン船(1,000t前後)により所定の位置に吊上げ短期日に架設してしまう工法である。この工法を使用すると、設計も異なり、鋼材屯数も若干少なくなる。しかしながらクレーン船の回航費、運航費は、遠くの北海道では少くない費用となる。また大型ブロックを高さ海面上30.0m以上(トラス高10.0m、桁下10.0m、吊下余裕10.0m以上)を吊上げできるブームを持ったクレーン船は我国には数隻しか存在しない。また吊上げた場合は吃水も約3.0m近く必要となり、自由な行動を必要とするには一部港内の浚渫も必要である。またトラスの陸上での組立には150m程度長さの岸壁の一時使用が必要であるが、本漁港は目下、3種漁港としては岸壁の利用度が多く、その拡張工事中であり、架設工事中と漁期は鮭鱒、さんま、さば、イカの盛漁期と重なり、この期間の漁港岸壁の利用は著しく難しい問題である。一方長期間大型クレーン船を輸送に合わせて停泊する。また輸送船を倍増することも考えられるが、長距離のため経済性を比較する必要がある。

各案を経済比較すると次のようになる。

この表-2に示したのは主たる工法による架設費の比較である。これらの架設工法を前に記述したように組合せを変化することによって更に、数種類の架設工法の経

表-2 工事費比較表(概要)

区 分	案 - 1	案 - 2	案 - 3
	ケーブル架設	カンテレバー架設	大ブロック、フローテング・クレーン架設
鋼 材	1,250 ^ト	1,320 ^ト	1,250 ^ト
製作、架設、塗装	450,000 ^円	420,000 ^円	460,000 ^円
床版、舗装、照明高欄等	120,000 ^円	120,000 ^円	120,000 ^円
計	570,000 ^円	540,000 ^円	580,000 ^円

註1. 工期は案-1が5~7ヶ月、案-2が5~6ヶ月、案-3が3~5ヶ月。

2. 案-3には、浚渫費、現地組立費が見込まれている。

済比較が実際には行われた。

結論として、

- 1) 地理的条件、天象条件を利用する。
- 2) 漁港の機能保持、漁船の航路保持に極力努める。
- 3) 気候条件の適期に架設を完了する。
- 4) 工事の安全性が高く、且つ、経済的である。

以上一般的な事項であるが工法選定の目安として次のように架設工法を決定した。

4. 架設工法の概要

選定した架設工法に基き、上部工を設計するのでその架設工法を述べる。

1) 第1径間と第5径間は、台船とトロとを用い、引出し工法にて架設する。

2) 第2, 第3, 第4径間は、第1径間および第5径間よりの突出工法により架設する。この場合P1, (P3)上で適当量降上して置き、トラス先端をP2, (P4)の受台におさめる。第3径間の突出部の完了後、降下して、力学的にも鋼重に対して2径間連続トラス橋となるよう応力調整する。(降上量は先端の撓み量へこれについては後述する。)

3) 第3径間の架設部では上弦材に連結構部材、およびジャッキを挿入し、可動部、下弦材にもジャッキを装置して前方からの力を伝達しうる型式とする。

4) 閉合は第3径間の中央で行ない、部材間の喰違いは架設部のジャッキの操作により調整する。閉合終了後は架設部に挿入した仮部材、ジャッキ等を除き単純トラスとする。

5. 設計に当って架設上特に考慮した点

(1) 主 構

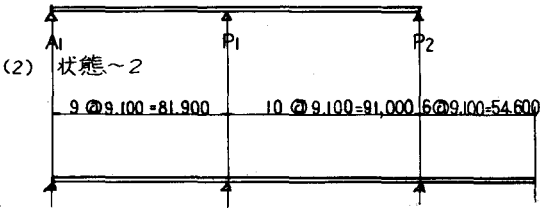
主構断面は完成時の状態と架設時の状態とを考慮して決定した。架設時の場合は、状態-1と、状態-2の場合がある。即ち、 P_2 、(P_4)と閉合の直前にトラスが突出した架設状態が構断面について最も危険な状態となる。

(図-4)

(2) 支 承

橋台部の支承では架設時の状態-1では、上場力の反力が作用するので、これに対して、アンカーを配置した。

(1) 状態-1



註・トラスを梁であらわす

図-4 架設状態

橋台部の支承では架設時の状態-1では、上場力の反力が利用するので、これに対して、アンカーを配置した。(図-5)。また閉合時の誤差を少くするために2径間が架設終了したとき、支承がジャッキで移動できるような装置をした。(図-5)。支承に作用する反力は(表-3)に示す。

表-3 反力表 (単位:t)

区 分	反 力			反力(架設時)
	死荷重	活荷重	計	
A - 1	187.8	92.6	280.4	-30.7
P - 1	554.2	220.4	774.6	322.5
P - 2	593.9	220.8	814.7	209.3
P - 3	593.9	220.8	814.7	44.1
P - 4	554.2	220.4	774.6	
A - 2	187.8	92.6	280.4	
架 造 部 (FIX, MOV)	213.8	90.6	304.4	

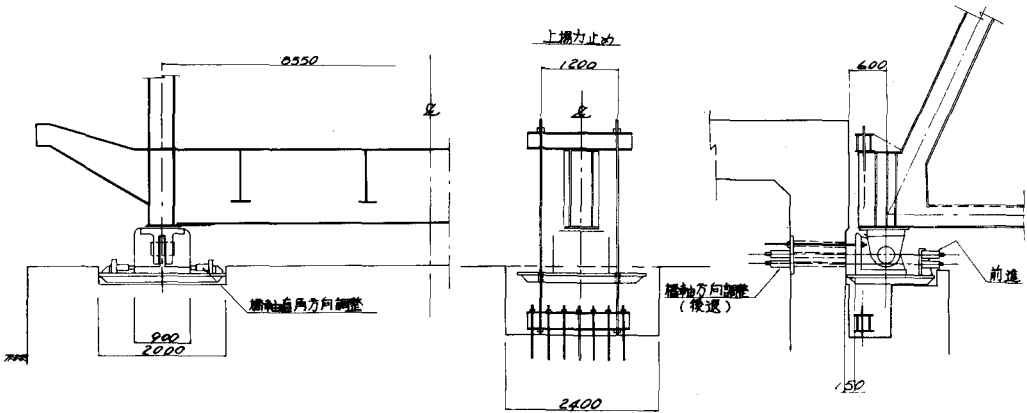


図-5 架設時橋台部装置

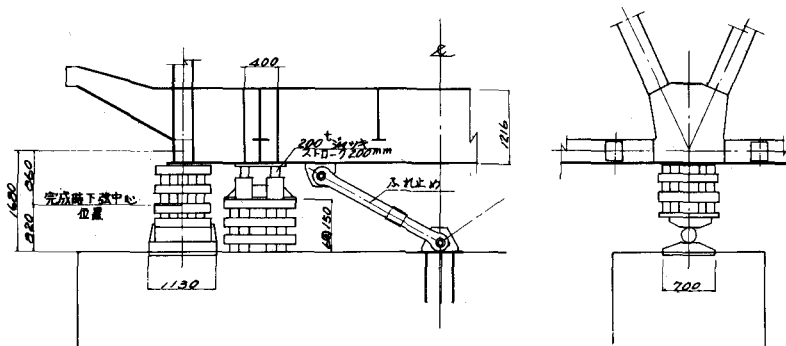


図-6 振れ止め装置

(3) 振れ止め

架設時の台風、地震に対する安全対策のため、各支点に振れ止めの装置を設けた。(図-6)

(4) 閉合のための装置

トラスの架設を両側より進め中央部で閉合する計画で設計する。この場合トラスは、鋼重により中央部は撓む、その他、寸法誤差、温度、測量誤差、架設誤差等も考えられる。これらを調整するために架設部に支承、ジャッキ(上弦材および下弦材)、および橋台部の支承に移動できるように配慮した。架設部では(図-7)の上の部分に示すのが上弦材に取り付けた80tジャッキである。この部分は閉合調整後に取り除き、フェルス・メンバーを構成させる。同様に、ヒンジ部には仮沓を設置し、120

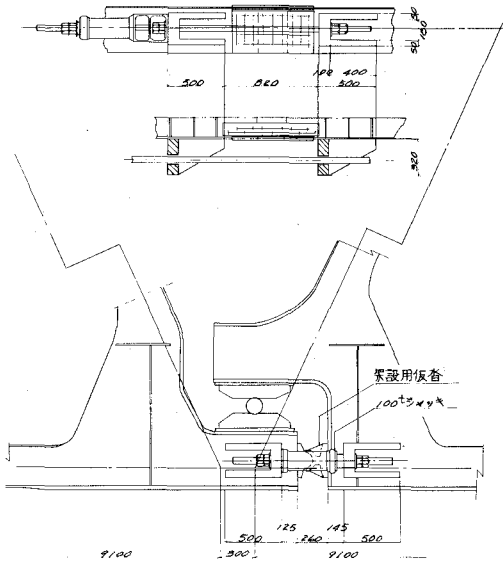


図-7 架設時架設部装置

tジャッキを取り付けた。このジャッキ装置は閉合調整後も耐震装置として、残す予定である。(但し、仮沓、及びジャッキは取り除く)。

6. 部材断面、及びモーメント図

(1) 設計荷重

- (1) TL-20
- (2) 雪荷重 100kg/m²
- (3) 架設荷重 クレーン30t及び架設機械荷重(レール類)として400kg/m
- (4) 風荷重 無載荷時で55m/sec, とし, 上弦材で(h=0.38m), 342kg/m, 下弦材で(h=0.35m), 675kg/m
- (5) 地震荷重 水平震度0.25, 垂直震度0.125とする。

(2) モーメント図

トラス主構のモーメントは完成時のモーメントと架設時の状態-1, および状態-2のモーメントが最大となる。(図-8), 架設時は図-4に示した状態-1, 状態-2にクレーンが載荷されている場合, 次にこれに地震力が作用した場合, 3番目は台風時であるが, この場合はあらかじめ予想し得るのでクレーンを支点上まで後退させて考えた。モーメント図でも判るように第1径間の支点附近は架設時の状態-1のモーメント, 第2径間の支点附近は完成時のモーメントの方が大きい。尚, 部材に与える最大応力度は架設時に地震力が働いた時であるが, 鋼材の許容応力度の増加を考慮すると, 単に架設荷重を働かした場合の方が部材断面力は大きくなる。

(3) 部材断面

トラス主構の部材断面はボックスとしてであり, 斜材にはI型もある。鋼材はモーメントに応じて, 58kg/cm²鋼, および50kg/cm²鋼を使用している。部材の最大断面であるU19とL20を図-9に示した。架設部は吊構部よ

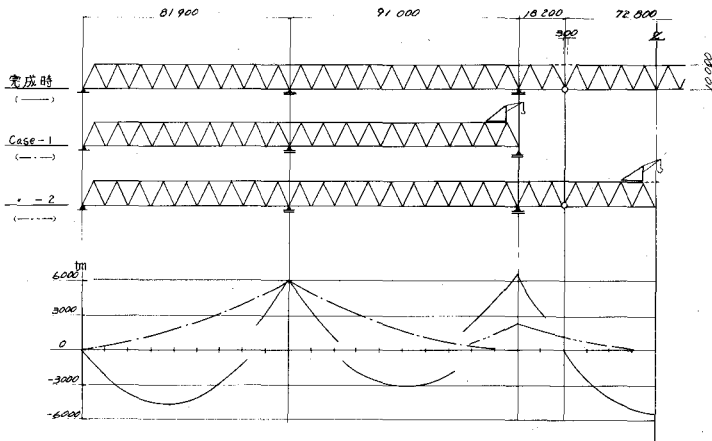


図-8 モーメント図

り 300 t の反力が動くので、図-10 のように両端固定のラーメン部材としてもチェックしてある。

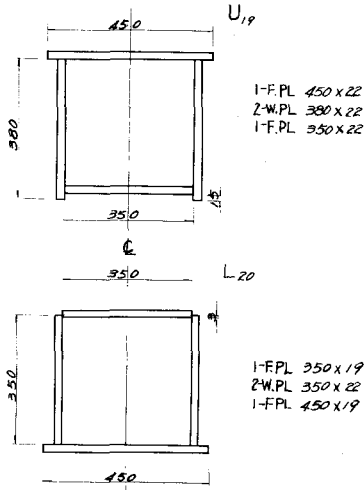


図-9 主構断面

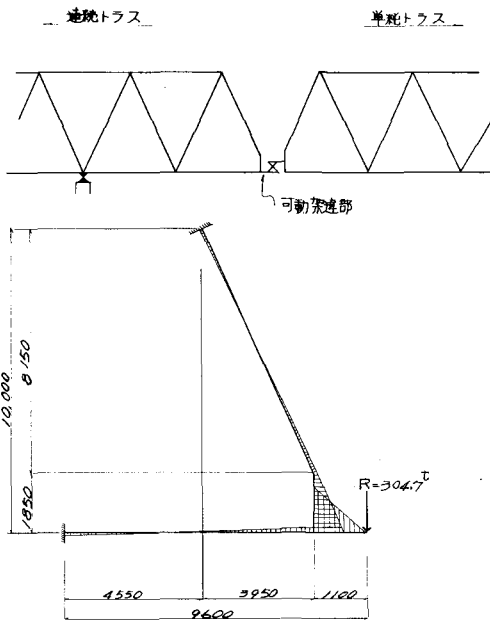


図-10 可動架違部

(4) 添 接

添接は工場組立は溶接で行い、現場添接は高力ボルトを設計した。高力ボルトはF11T (W7/8) を使用している。これは突出工法を選んだので多少でも非弾性変形の小さなもの、また施工容易なものとしての考えからである。尚、斜材の端部は図-11 のようにしてガゼット

との密着を良好になるよう考えた。

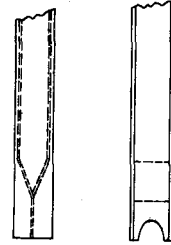


図-11 斜材端部

(5) 横 桁

支点P₁、(P₄) 上の横桁には架設時の状態-1 において反力 322 t を生じる。(表-3)、この時トラスはP₂、(P₃) の先端に達する時に、撓みに対して上げ越しの状態にあるので、200 t ジャッキを使用し、また架設を容易なように、この支点上の横桁と主構とは一体として工場で作製し、添接の完全を配慮した。(図-6)、他の横桁は一般のように主構との取合部で現場添接とした。

7. 撓 み

活荷重を載荷したときの撓みは、中央径間の中央部で最大となり、10.64 cm と計算された。これは

$$\frac{\delta}{l} = \frac{10.64}{108,420} = \frac{1}{1010} < \frac{1}{600}$$

である。

架設時のトラスの先端の撓み量は図-4 の状態-1 で、トラス下弦格点(20)の撓みは、クレーン荷重 (30 t) を考慮して計算すると 1.725 m となる。P-1 上の降上量は、1.725 m に余裕を見込んで 1.80 m とすると $\delta = 0.860$ m となった。実際には架設時に再度チェックする予定である。(図-12)。また架設時の状態-2 では、先端が①のように撓む、これを架違部のセンターホール・ジャッキで②の位置に調整する設計である。下弦格点(26)の撓み量は 267.2 mm と算出された。トラス閉合の先端までは 36.4 m で

$$\delta_y = \frac{10}{36.4} \times 267 = 73 \text{ mm}$$

をジャッキで調整することになる (図-13)、設計では余裕を見込んでる。

材質は耐候性鋼材を使用し、防錆性に努めた。鋼重は 1,316 t で内訳は、SMA 58~310 t, SMA 50~570 t, SMA 41~350 t, SFC 等~86 t となっている。結合は高張力ボルト $\phi 22$ mm を 77,300 本用いている。高欄は耐蝕アルミニウム製、塗装は海面である上、架設後、上塗、仕上塗装迄約 1 年の期間があるので、特に工場塗装を三

層（高濃度亜鉛末塗装，塩化ゴム系塗装，MIO塗装）
塗りとして，防錆性を高めるよう努めた。

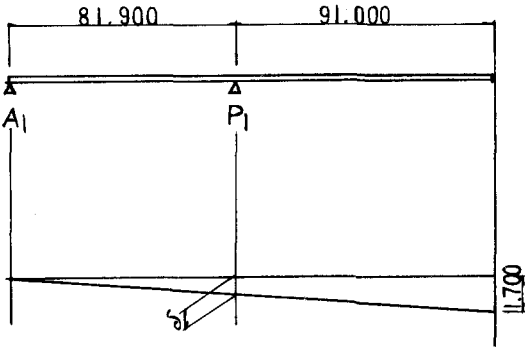


図-12 撓み(状態-1)

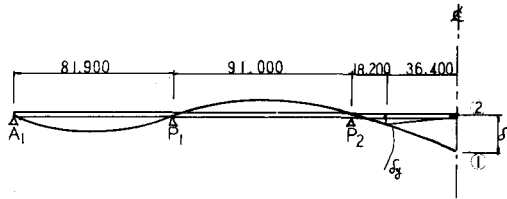


図-13 撓み(状態-2)

8. あとがき

本橋の上部構造の型式は，特に異なったものではないが，最近では余り北海道では架設されたことが無いので，その一部を紹介しました。架設工法と設計の節でも述べたが，海上に架ける橋梁であるため，どのような架設工法が現地に最も適しているかを選定するのに苦心した。詳細設計については，架設工法を前提にして設計したので，トラス構造では架設部，支承部，支点上の横桁部等に若干の工夫をした。最近では2～3海上にフローテング・クレーン船による大ブロック工法による吊上げ架設工法が施行されているようであるが，実際に当面すると関係する資料が少なかった。また調べると工事が特異性のあるものに限られているようであった。

終りに本橋の設計に当り，ご指導，ご協力頂いた北大工学部渡辺教授，北海道開発コンサルタント株式会社の皆々様に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 厚岸大橋の架設計画概要について，垣内，小山，古川「橋梁」1970 11月号
- 2) 厚岸大橋基礎鋼管ぐい載荷試験について「技術報告資料」，小山，笠原，須田
- 3) 天草五橋，「工事報告」日本道路公団