

亘理大橋の架設

——水平駆動装置を用いた長径間桁の送り出し工法架設——

正 村 一 平*
木 下 潔**

1. はじめに

阿武隈川は栃木福島両県境付近に源を発し、その後郡山・福島平野を形成しつつ北上し、蔵王山麓より隈ぐ白石川が合流した後ほぼ直角に曲って東進し、太平洋にそそぐ延長 239.3 km、流域面積 5404.8 km² の東北地方有数の河川である。

本橋は主要地方道塩釜亘理線の宮城県岩沼市玉浦字納屋～同亘理郡亘理町荒浜間に位置し、阿武隈川の最下流に架設される橋長 663.2m の橋梁である。

主要地方道塩釜亘理線は塩釜、仙台新港を中心とした沿岸工業地帯の産業道路としてのみならず、最近では首都圏（国道6号線）と三陸地方（国道45号線）とを仙台市内を経ずして結ぶバイパスとして、更に比較的開発の遅れている仙南地方の産業開発の基幹動脈としての性格を有しているものの、本橋地点にて阿武隈川で両断され“荒浜の渡し”と呼ばれている渡船によりわずかに歩行者のみが往来している状態にあり、本橋の架橋は早くから望まれていた。

この為、本橋は仙南開発計画の一端として昭和47年度から国の橋梁整備事業として採択され、昭和48年より着工、新設されているものである。

本橋は3径間連続箱桁3連より構成され、本工程はこの内上部工1、2工区として当社並びに日本鋼管(株)にて製作された起点側2連(A1～P6間、451.9m)の架設工事である。

以下、工事の概要を報告する。

2. 工事概要

2-1 工事概要

工事名 昭和54年度橋梁架換工事
亘理大橋 上部工(4工区)
路線名 主要地方道 塩釜亘理線
工事箇所 (自)宮城県岩沼市玉浦字納屋
(至)宮城県亘理郡亘理町荒浜
工期 (自)昭和54年7月7日
(至)昭和55年10月31日

*松尾橋梁(株)千葉工場工事部工事課課長

**松尾橋梁(株)千葉工場工事部計画課係長

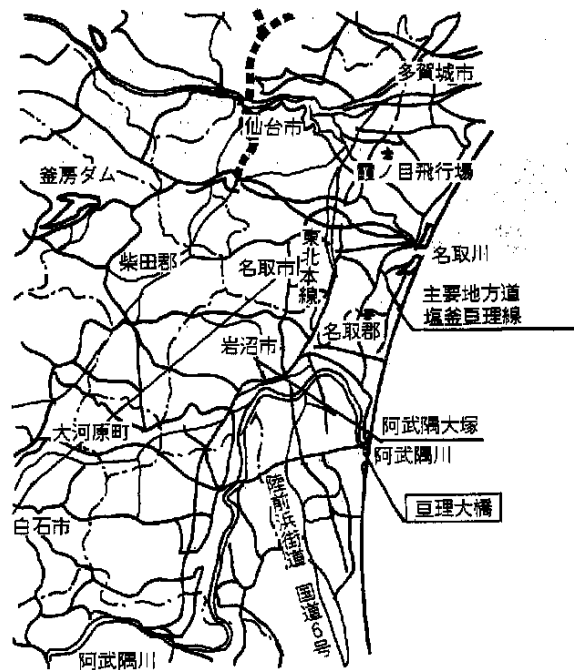


図-1 位置図

2-2 橋体諸元

道路規格	第3種3級
橋格	1等橋(TL-20)
橋長	663.200m(工区長 451.925m)
幅員	11.000m(車道 7.000m 歩道 3.000m)
形式	3径間連続箱桁(2連)
支間割	左岸側径間(3@70.000m) 中央径間 74.800+90.000+74.800m
縦断勾配	±0.5%直線勾配(V.C.L.=660.0m)
舗装	アスファルト舗装 (車道部 t=5.0cm 歩道部 t=3.0cm)
床版	鉄筋コンクリート床版(t=25.0cm)
震度	Kh=0.22
示方書	道路橋示方書同解説(昭和48年12月)
鋼重	約 1817t(表-1に示す)

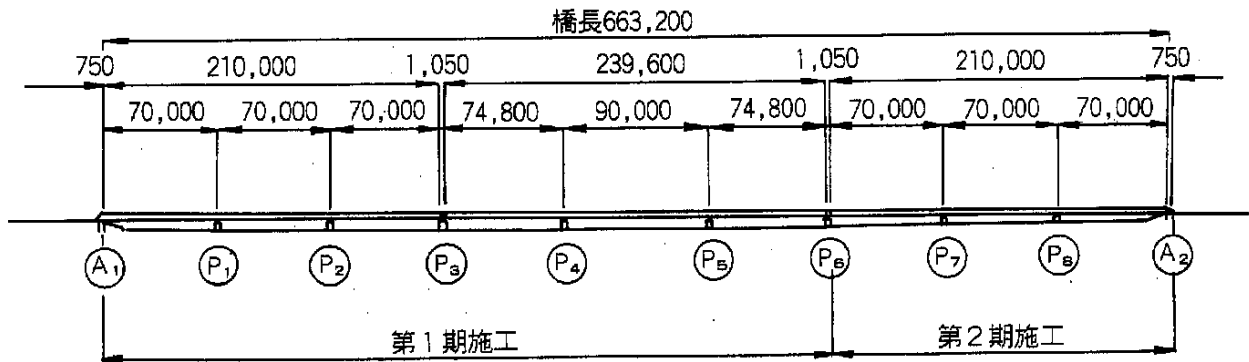


図-2 一般図

表-1 鋼重内訳表

主構造	単位	数 量			備 考
		1工区製作	2工区製作	計	
主 桁	t	753,098	920,026	1,673,124	
桁 桁	t	24,887	28,866	53,753	
小 計	t	777,985	948,892	1,726,877	
附 属 物	t	17,050	17,050	34,100	32ヶ
伸 縮 継 手	t	8,668	—	8,668	2ヶ所
排 水 装 置	t	2,323	2,535	4,858	66ヶ所
耐 震 連 結 装 置	t	1,276	416	1,692	4ヶ所
管 道 通 路	t	19,057	22,103	41,160	
小 計	t	48,374	42,104	90,478	
架 設 鋼 重 計	t	826,359	990,996	1,817,355	
H.T.Bolt 本数	本	35,792	46,768	82,560	F10T, M22

3. 架設工法選定の経緯

3-1 架橋条件

工法選定に際して留意した架橋地点の地形等架橋条件を次に列記する。

- (1) 本橋の架橋地点は阿武隈川の河川より約0.8kmに位置するものの、海岸線には砂洲が形成されており海からの大型船舶の進入は難しい。
- (2) この為、いわゆる“袋”の状態にあり、左岸橋台(A1)前面に約50m程の陸上部があるが、他はほとんど全て水域部となっている。
また、潮の干満の影響は受けるものの、水量は年間を通じて余り変化しない。
- (3) 河床状態は深浅がはなはだしく、濁水期の干潮時には河床面が見える所もある。
さらに、P5~P6間が旧流水部であり、P3, P4付近には当時の水制木杭が残存している。
- (4) 左岸高水敷への重機進入は既設路を補修すれば可能であり、桁下空間の利用は可能となる。
- (5) 左右岸の取付道路は架設時期には使用できる。
但し、取付勾配は5%であり、かつR=206mの曲線区間に位置する。
- (6) 冬期から春先にかけては“蔵王おろし”と呼ばれる強い北西の風の吹く日が多い。本橋はほぼ東西方向に架橋され、架設時期の

合致する場合には留意を要する。

- (7) また、逆に直射日光の強い時期には、橋軸方向に相当量の変形が生ずる事が予想される。
- (8) 架橋地点は泥層を主とした未固結の軟粘性土であり地表より45~65mまでのN値は6~20と地盤状況は極めて悪い。

3-2 架設工法の選定

前記の様で、阿武隈川という大河川の河口にありながら、地形条件特に河床状態が悪くこれに河川管理上からくる要件を加味すると

- (1) 多基の支保工、棧橋工設備を必要とする工法は、水域部が広く地盤状況も悪く不経済となる。又、工種上にも制約が多くなり不適當である。
- (2) 河床状態により、水面の利用は難しく海からの進入はもちろん、組立式フロートクレーン及び台船の使用も最少限にする必要がある。

このため、トラッククレーン(棧橋併用)及びフロートクレーンを主体とする諸工法はまず除外され、さらにケーブルクレーン工法もその設備規模、支保工等を考慮すると不適當であり、引出工法を中心に検討がなされた。

ここで、本橋は3径間連続桁3連より構成される訳であり、これ等3連をどの様な施工順序で架設するかについてその発注形態をも含めて検討された。

この結果、①左岸及び中央径間の重連引出工法 ②右岸径間の単独引出工法という2分割発注が採用され、本工区が第1期工事として発注された。

この様に架設工法が限定されたため、予備設計段階での橋梁形式の決定をも含めて引出工法を前提としての処置が先行して配慮された。すなわち、上部工に対する詳細設計時における架設時応力を考慮した解析に加えて、下部構造物等に対しても次の対策が施工された。

- a) 引出時の安定性及び引出後の降下作業を除去すべくパラベット部を全面打残し架設完了後に施工する。
- b) これに付随して、組立ヤードとして取付道路の勾配並びに線形から生ずる問題を軽減する意味からも、取付道路の盛土を暫定断面とした。

4. 工事報告

4-1 工法の概要

本橋架の架設工法としては、逐次剛結法を併用した手延機による送り出し工法を採用し、油圧による水平駆動機を送り出し装置として用いた。これは、組立～送り出し作業を繰り返し、最終的には3径間連続桁2連、桁長450.0m 重量830.0tを重連式に送り出し架設するものである。

(注) この工法は、従来引出し工法と呼ばれるものに関するが、油圧ジャッキが用い始められてからは、作業の実感として送り出し工法と呼ばれ始めている。

A1橋台後方に設けられた組立キードにて桁部機を数ブロック組立て、本締め完了後送り出し装置にて所定位置まで送り出する。この後桁後部に2～3ブロックを連結し再びこれを送り出す。この様に組立～送り出し作業を繰り返し、まず上流桁(42ブロック)を全径間にわたり架設し、その後、下流桁(42ブロック)を架設した。

この時、桁先端には手延機を取付け、P6～P3桁及びP3～A1桁は連結機にて結合し重連とし送り出すものとする。

送り出し完了後、各桁をそれぞれ所定位置まで、降下横移動し沓にセットした。この後、桁上に設置したユニバーサル・クレーンにて横桁等の取付を行なった。

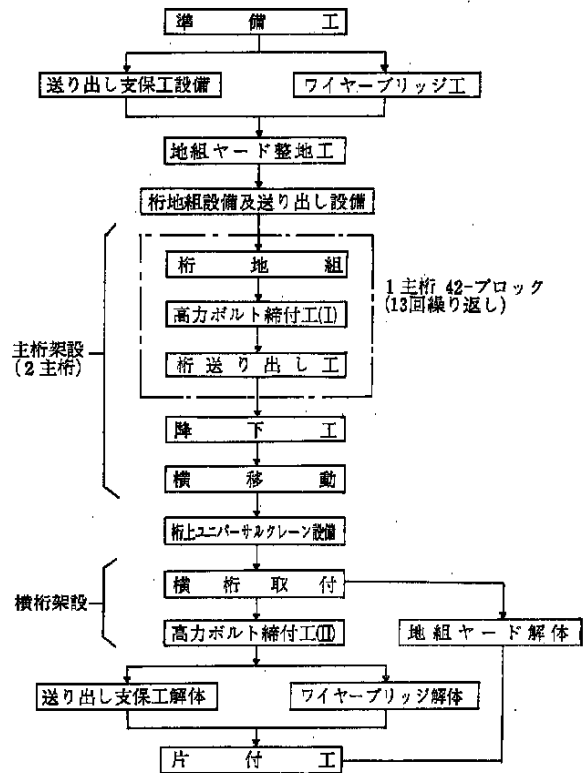


図-3 フローチャート

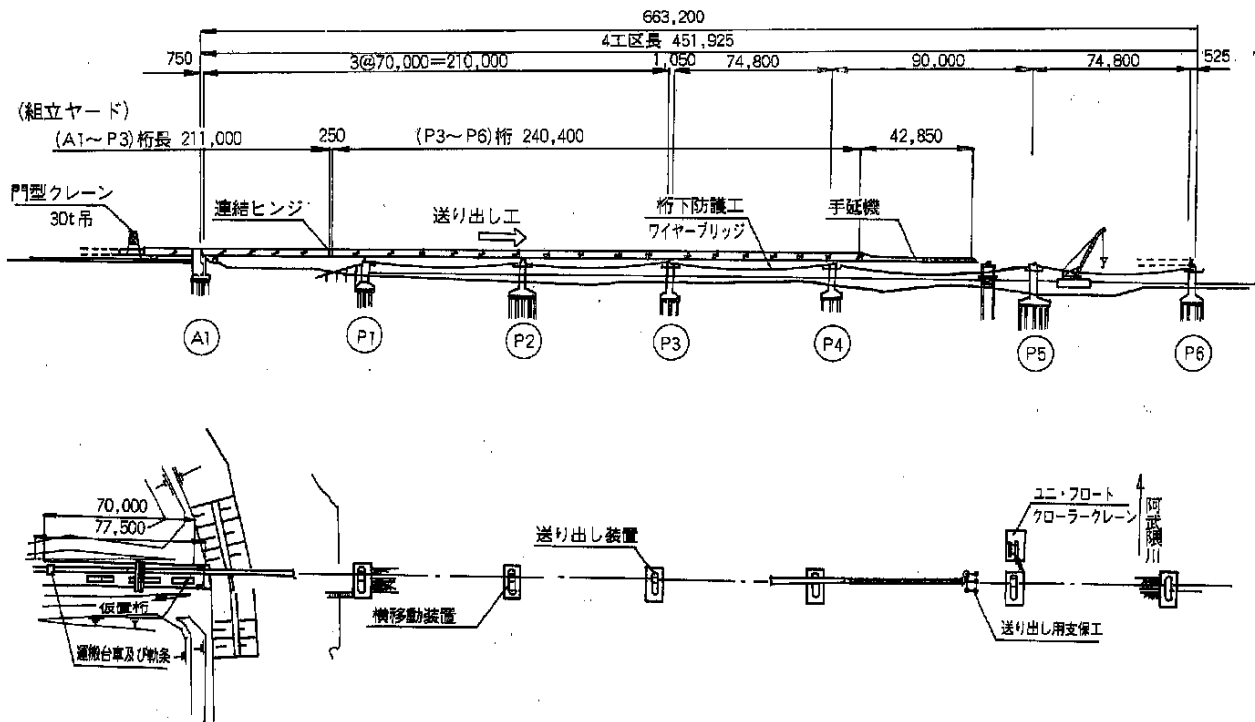


図-4 架設概要図

表-2に工事工程(当初予定) 図-4に架設概要をそれぞれ示す。

4-2 測量・仮設備工

架設に先立ち光波測距器を使用し全径間(A1～A2)を測定し

表-2 工事工程表

	S94							S93						
	7	8	9	10	11	12	13	1	2	3	4	5	6	7
築橋工														
仮設橋工														
足場工														
組立ヤード設備														
送り出し設備														
積移動設備														
軌道クレーン設備														
主桁組立工														
H.T.Bo&t														
送り出し工														
橋下掃修工														
橋桁架設工														
取付工														
H.T.Bo&t														
支保工														
撤去工														
撤去工														
片付工														

た。

表-3 に主要機材設備を示す。

流水部の仮設橋工（送り出し装置、手延機、中間支保工等）の組立解体作業はユニフロートにクローラークレーンを搭載した簡易フロートクレーンを使用した。

4-3 主桁の組立

(1) 組立ヤード

主桁の組立ヤードとしては図-4 に示す様に A1 橋台後方の取付道路上を利用し、幅員15.0m延長80.0mを確保した。組立ヤードには、桁組立用門型クレーン（吊能力 30.0t、横行11.0m、走行70.0m）1基、及び送り出し用軌条（軌間2.35m、延長77.5m）1条を設置し、運搬台車（100t積）2台を配置した。

部材は架設工程に合わせて3~4ブロック程度づつ搬入し、軌条側部の部材取卸場に一時仮置する。部材は送り出し線上に直接組立て、運搬台車及び軌条上に桁組立後配置したH鋼材を仮受材として用い、運搬台車は引続き、送り出し用の台車として使用した。

送り出し用軌条は後述の如く構造中心線より1.90m下流に設定し縦断勾配にしたがい約0.5%の勾配をつけて設置した。

送り出し用及び門型クレーン用軌条はH鋼梁（おのおのH. 350×350×12/19, H. 300×300×14/15）上に敷設し、コンクリート基礎及び枕木基礎を併用した。

(2) 桁の地上組立

トレーラー等にて搬入された部材を門型クレーンにて取卸し、送り出し線上に逐次組立を行なう。

桁は組立~H.T.B.締付完了後、送り出し装置により送り出しを行なう。このため、桁組立時の桁形状は逐次変化するので、これを

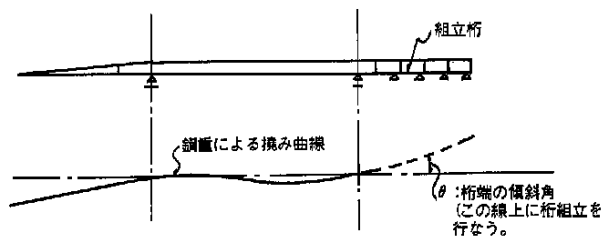


図-6 桁組立要領

表-3 主要機材設備表

名 称	性 能 寸 法	数 量	備 考
組立ヤード設備			
門型クレーン及び軌条	吊能力 30.0t 横行 10.0m 走行 70.0M	1基	
運 搬 台 車	100t積	2台	
同 軌 条	L=77.5M B=2.46m	1条	
送り出し設備			
送り出し装置	ΔL=1.000mm 鉛直力300t	7組	操作盤、仮受台含む
固定ローラー		1ヶ	
手延機設備			
手 延 機	L=40.0M	1基	
連 結 構		1ヶ	
連 結 ヒ ン ジ		1組	
中間支保工		1基	
降 下 設 備	油圧ジャッキ (300t×2) サン ドル材	8基	
積 移 動 設 備	油圧ジャッキ (50t) テフロン 加工板	8基	
桁上クレーン設備			
ユニバーサルクレーン	吊能力 2.0t	1基	
運搬台車及び軌条	L=450.0M	1ヶ	
簡易フロート設備			
クローラークレーン	吊能力 35t	1台	
ユニフロート	5.28×2.44×1.22	12台	
ウ イ ン テ	37kVA	1台	実航用
ワイヤーブリッジ	12.0M×450.0M	1式	

考慮した逐次剛結法にてキャンパー管理を行なった。

すなわち、各組立段階における既設部分の桁形状——桁端の傾斜角——にもとずき組立桁の形状を管理し、既設部分をも含めて多点支持にある状態と同様な組立を可能にする方法を用いた。

なお、桁の組立段階はあらかじめ設定しておき、完成座標に対して桁先端及び A1 支点上の点を着目点とした座標変換を行ない架設時座標を算出し、これに死荷重製作キャンパー量及び既設部分の鋼重たわみ変形を加味して架設形状を設定し桁組立を行なった。図-6 は組立段階図を示す。

架設後の測定結果、架設誤差は $-2 < \delta < +15$ mm であり、満足すべきものであった。

なお、橋軸方向に変形が生じている部材に対する桁組立時の橋軸線についても原理的には上記と同様の方法で管理すれば良いのであるが、現実的には不確定な要素も多く今後の課題である。

4-4 主桁の送り出し工

(1) 送り出し装置

送り出し装置としては新規に開発された、油圧による水平駆動機を主力として採用した。この装置は、操作盤1台及び駆動機2台を1セットとし、本工事では各橋台橋脚（P6を除く）及び中間支保工上に合計7基を使用した。今回は工事規模その他の事由により、送り出し装置としては、非駆動型の滑り巻は用いず全て駆動装置を有するものとした。なお、P6橋脚上には固定ローラーを使用した。

水平駆動機の性能は下記の通りであり、図-7 に送り出し装置を示す。

- 送り出し量 1.0m/回
- 送り出し速度 0.25m/分
- 送り出し所要時間 (往復+盛替)

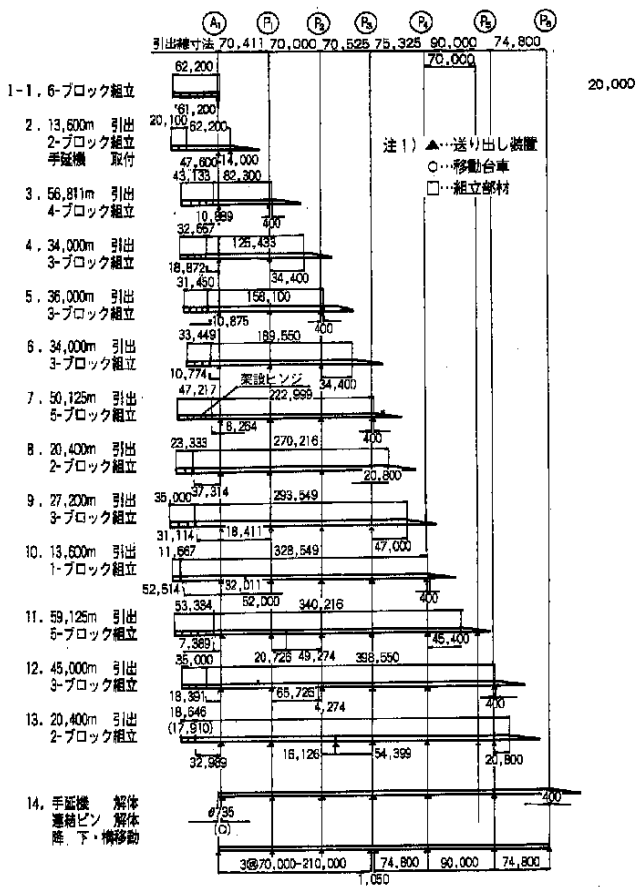


図-6 桁組立段階図

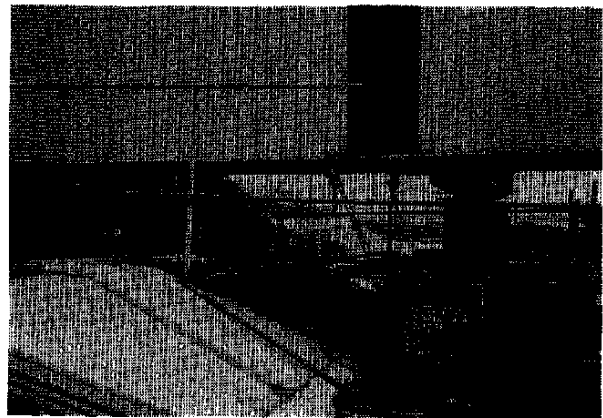


写真-1 送り出し装置

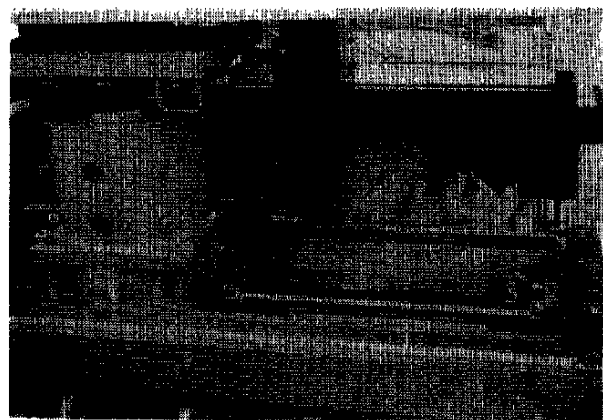


写真-2 水平駆動装置

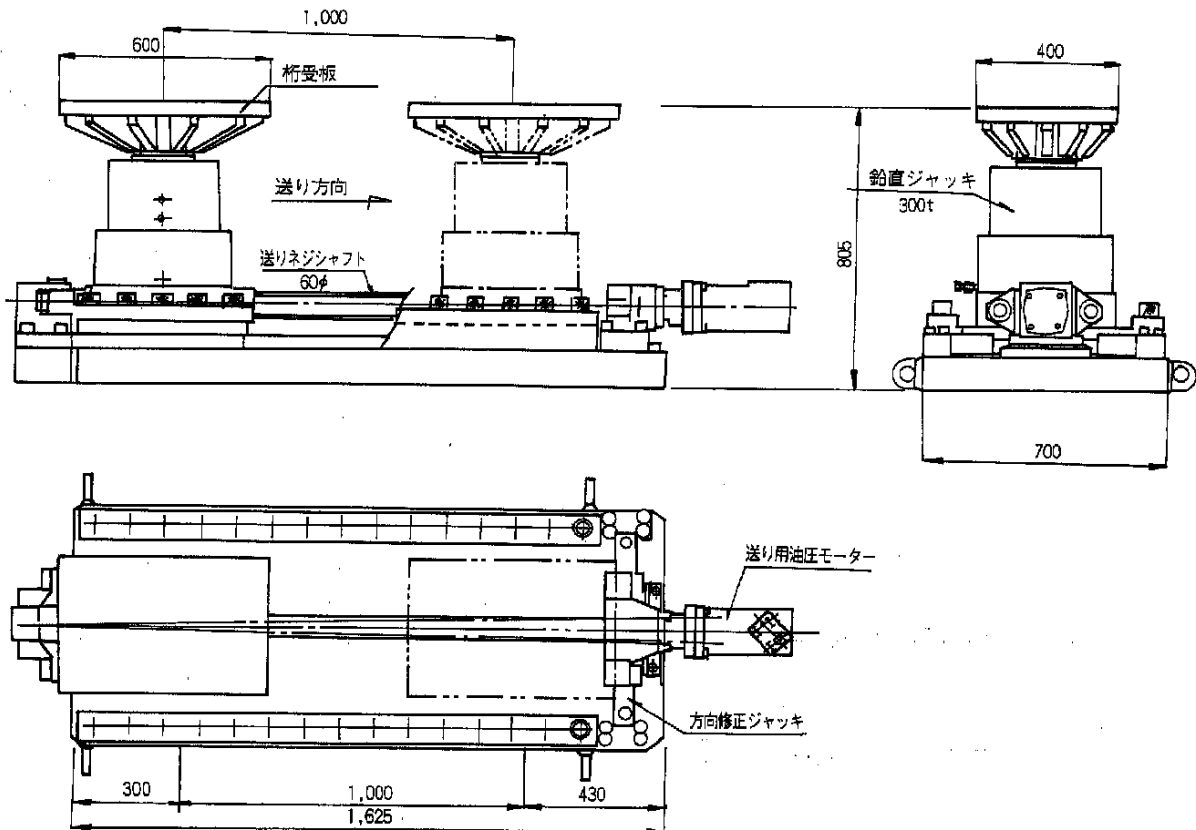


図-7 水平駆動機

4分/m×2+α=10~15分/m

鉛直力 300.0t/基
 推進力 12.0t/基
 左右調整 55mm
 桁受板 400×600mm

今回使用した水平駆動機は、従来の滑り板（テフロン加工板等）と水平ジャッキを組合せた送り出し装置を改良したものであり、その特色としては、

a) 水平に移動する受台部に垂直ジャッキ（300t）を内蔵した。これにより、①送り出し時の桁形状が容易に保持でき、反力管理が簡略化される。②送り出し形状を逐次調整できるため、送り出し軸線の設定が固定化されず降下作業を最少限とすることが可能である。③左右2台の垂直ジャッキを同一ポンプにて連動させる事により、ウェブ反力と均等化できる。さらに、ジャッキ頂部と桁受板はピボット構造とし受圧部の均一化に配慮した等の事由により不必要な架設時応力の導入を相当量除去することが可能となる。

b) 鉛直荷重を特殊に保護された油膜面で支持する構造とし、鉛直荷重の95%が除去され従来の滑り板構造に比べて摩擦抵抗は大幅に軽減され、所要推進力は鉛直荷重の0.005となり従来の1/20となった。

このため、小型油圧モーターによるスクリュウ駆動方式が採用され、さらに機械の固有抵抗値の占める割合が多くなるため、鉛直反力の不均等による摩擦力～推進速度のパラッキによる弊害が除去された。

c) 駆動部架台の横方向修正ジャッキを具備し、推進方向を調整できる構造とした。

操作盤は、送り出し油圧モーター用低圧ポンプ（11kW-4P）と鉛直ジャッキ用超高压ポンプ（55kW-4P）を内蔵したもので、前述のごとく駆動機2台とセットで使用した。7基の送り出し装置は、①送り出し作業は1ヶ所にて集中操作し、かつどの箇所でも非常停止できる。②盛替作業は各箇所でも独自に操作できるように電気的に接続した。

(2) 中間支保工



写真-3 手延機

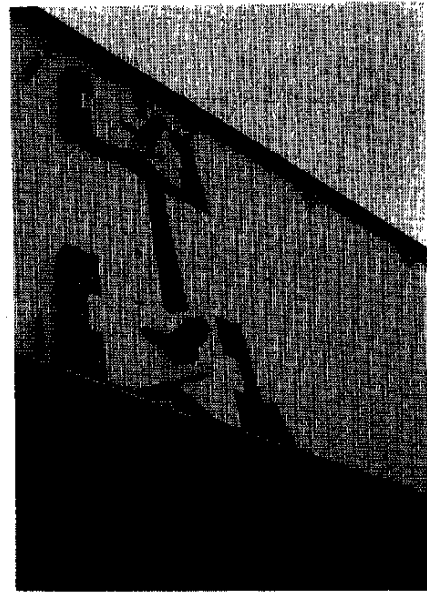


写真-4 連結ヒンジ

径間割が変化しているため、主桁の架設時応力（桁補強断面）及び施工性の理由から $P_1 \sim P_3$ 間の 90.0m 径間に送り出し用中間支保工1基を設置した。

(3) 手延機、連結構

手延機については保有資材を加味し全長（連結構を含む）を42.5mとした。

手延機の取付形状は、手延機先端が P_3 橋脚到達時に対して設定した。

(4) 連結ヒンジ

($A_1 \sim P_3$) 桁と ($P_3 \sim P_6$) 桁の連結部については、桁部材特に桁端部断面の補強を軽減するため、ヒンジ構造とした。さらに日照による桁変位（伸縮、彎曲等）を考慮し水平方向にも可動な構造を採用した。

写真-4は連結ヒンジを示す。

(6) 送り出し工

桁は上、下流桁の順序で架設し、送り出し位置は①取付道路の形状（組立ヤードの確保）②冬期間に於ける横風対策（先に架設する上流桁が耐風壁として利用）③直射日光による先端の彎曲量を考慮して構造中心点より下流側1.90mとした。

桁の送り出しは縦断曲線より 570mm 高い平行な送り出し線を設

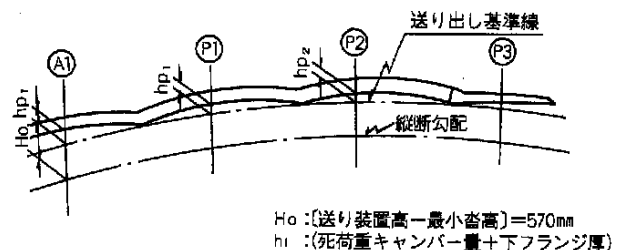


図-8 送り出し基準

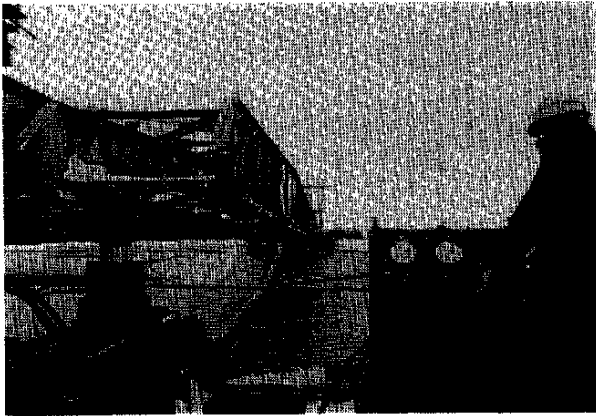


写真-5 降下作業

4-5 降下・横移動

桁連結ヒンジを取外した後、1-Box ごとに降下した降下作業は桁の安定性・資材の効率を考慮し横移動をはさんで降下量 $4H=570$ mm を前後2回 (470+100) に分けて行なった。油圧ジャッキ300t × 8台を使用した。

横移動は油圧ジャッキ (Cap: 50t×4台) 及び滑り板を用いて行なった。横移動量は上流桁4.90m, 下流桁1.10mである。

4-6 横桁の架設

架設された桁上に軌条1系統 (軌間2.46m, 延長450.0m) を敷設し、台車上に搭載したユニバーサル・クレーン (吊能力1.5t×4.0m) にて横桁・管理通路を順次取付けた。

横桁の取付けは、比較的日射の弱い時期に支点付近、径間中央部の頂に行ない調整後 HTB 締付を行なった。

この種の架設工法を採用した時、沓据付時及び横桁取付時の主桁の外的変形と内部応力をどの点で調和させるかが問題となる所である。

5. 架設時応力の検討

5-1 主桁断面の照査

桁断面に対しては、次の検討を行ない必要な補強を加えた。

- (1) 桁の安定性
- (2) 部材力の算出及び断面照査

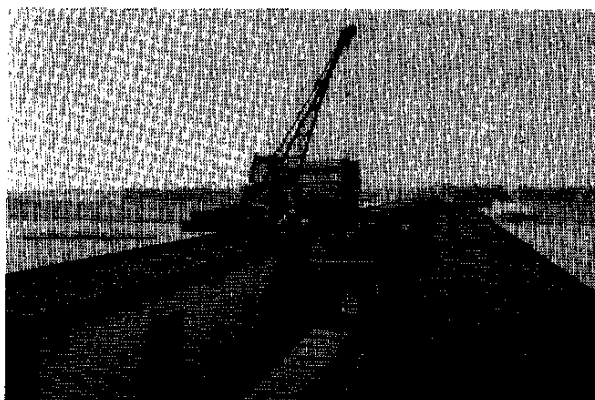


写真-7 横桁の架設

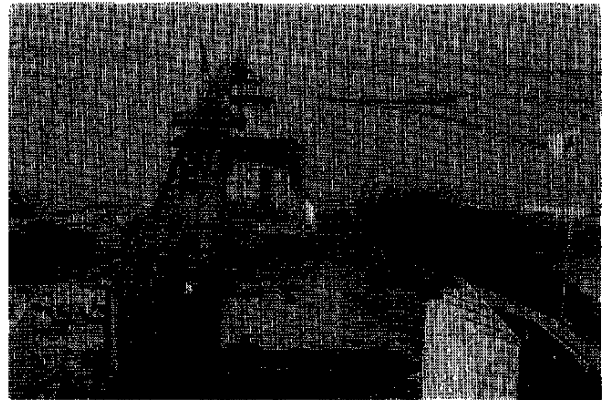


写真-8 横移動

ここで、連続的に変化する各段階をすべて解析することは得策でなく、クリティカルな状態を生ずる23のケースについて部材力を算出した。

検討に際しては、①1-ステップ量は全体を通じダイヤフラム間隔に近似的に一致する様な格点割とし、支点位置を格点として追加する方法を用いた。②自重及び剛度については実際値を用い、一部材内で断面変化するものについては算術平均値を有する等断面と考えた。

(3) 腹板の座屈

腹板の座屈検討に用いる断面力の組合せとしては次のものを考える。

- M: 最小 (負の絶対最大) 曲げモーメント
- Q: 最小曲げモーメントを生ずる時のせん断力
- R: 最大反力

ここでは、先ず反力による座屈係数を有限要素法にて試算し、DIN-4114 の座屈計算に準拠し、反力による理想座屈応力を求め、この値と曲げ応力及びせん断力による値を組合せて次式により座屈安全率を求めた。

$$\left(\frac{\sigma_b}{\sigma_{crb}}\right)^2 F_s^2 - \left(\frac{\sigma_x}{\sigma_{crx}}\right) F_s + \left(\frac{\alpha \tau}{\tau_{cr}}\right)^2 F_s^2 + \left(\frac{\alpha R}{R_{cr}}\right)^2 F_s^2 = 1.00$$

今、腹板の座屈直前の応力を理想座屈応力 σ_{1kt} とすると

$$\sigma_{1kt} = k \sigma_e$$

で与えられ、ここに k は荷重状態、板の限界条件、寸法比によって変化する座屈係数である。

基本座屈応力 σ_e は次式により求められる。

$$\sigma_e = \pi^2 E t^3 / 12 b^3 (1 - \mu)^2$$

ただし、 E は弾性係数、 μ はポアソン比、 t は腹板厚である。

各応力に対する理想座屈応力は

$$\text{理想曲げ座屈応力: } \sigma_{crb} = k_b \sigma_e$$

$$\text{理想圧縮座屈応力: } \sigma_{crx} = k_x \sigma_e$$

$$\text{理想せん断応力: } \tau_{cr} = k_t \sigma_e$$

$$\text{理想反力座屈応力: } R_{cr} = k_r \sigma_e$$

であり、 F_s はこれら各応力の合成座屈安全率である。

又、 α は荷重係数であり偏載状態を想定して $\alpha=2.0$ とした。

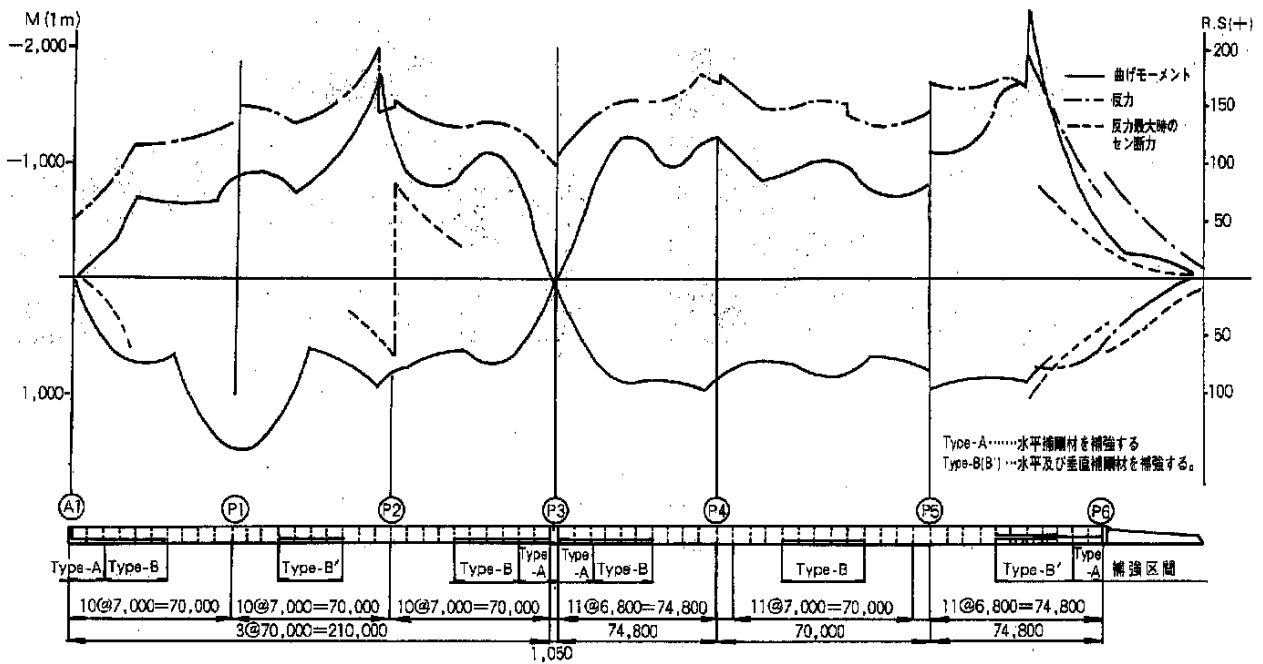


図-10 架設時部材力および桁補強図

(4) フランジの座屈

図-10に最大最小曲げモーメント図及び反力軌跡図、桁補強図を示す。

5-2 手延機の検討

手延機先端に生ずる反力については次の様に考えた。

手延機は通常、タワミを考慮してセットされるが、先端到達時に支持点を扛上して反力を発生させる事は現実的でない。従ってこのままの状態ですり出し続ける場合、支持点にはその位置での幾何タワミ量に相当する反力が必然的に発生する。この支点反力を加味した系で断面力を算出した。

$$R = (\delta - \delta_0) / \delta_1$$

ここで δ : 片持梁の撓み量 (mm)

δ_0 : 手延機の幾何形状 (mm)

δ_1 : $P_1 = 1.0t$ による撓み量 (mm)

R: 支点反力 (t)

6. おわりに

架設工事は、54年8月から55年3月までの台風期と冬期間に跨が

る工程であり、2つの台風と想像以上の北風に連日見舞われての作業であったが、気候的には送り出し工法に適した時期であったため、比較的順調に完了したと思う。すなわち、当初より一番懸念されていた温度による影響の比較的小さい時期に施工された事が、桁長450.0m、重量830.0tの重連送り出し工法という前例のない工事を成功させた第一の要因であろう。

事実、送り出し装置について考えれば、桁の架設応力に対しての種々の考案が加えられた反面、非常に精巧な“機械”になり過ぎた様にも思われ、今後大いに改良しなければならぬ。

本橋の架設工事に於いては、従来、架設工法が橋梁形式、規模および架橋地点の地形状況等の外的要因により決定されていたのに反し、むしろ外的要因を除去しつつ工法が決定された事例として又、必要上の架設応力を除去するための配慮に今後の大型橋梁の指針としての意義は大きいものと思う。

最後に、本工事にあたって御尽力頂いた関係各位に対し深く感謝の意を表します。