

報技四本

修監公団橋絡連四国本州

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

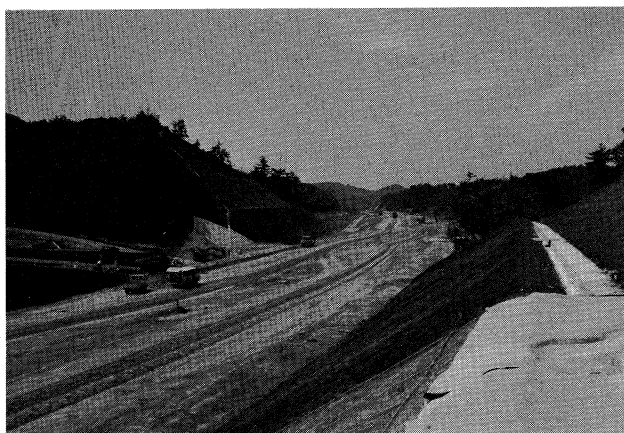
本四技報 第26号 目次

文科と理科	理 事	柴 田 啓 次	1
耐震壁付きRC橋脚の設計法(解析編)	(前)設計部設計第三課長	塩 井 幸 武	2
	第二建設局坂出工事事務所	神 弘 夫	
	第二建設局児島工事事務所	吉 田 好 孝	
門崎高架橋上部工の設計・製作	第一建設局鳴門工事事務所	土 居 敏 彦	7
	第二建設局児島工事事務所	大 橋 治 一	
	工務第二部工務第三課	中 尾 俊 哉	
門崎高架橋上部工架設(計画編)	第二建設局児島工事事務所	宮 下 力	13
	同 上	大 橋 治 一	
	第一建設局鳴門工事事務所	真 辺 保 仁	
大鳴門橋ケーブルサドルの製作	第一建設局鳴門工事事務所	鈴 木 周 一	17
下津井瀬戸大橋ケーブル定着用	第三建設局今治工事事務所	谷 中 幸 和	23
ロード疲労試験	第二建設局児島工事事務所	村 瀬 佐 太 美	
南北備讃瀬戸大橋7A海中コンクリート	第二建設局坂出工事事務所	三 木 啓 造	31
技術ニュース			36

本四技報 第27号 (59.1) 掲載予定

- 耐震壁付橋脚の設計法(実験編)
- 門崎高架橋製作・架設(架設編)
- FEM・RBSMを支持力解析に用いる場合の問題点について
- 大鳴門橋ケーブル製作
- 北備讃瀬戸大橋塔の設計
- 北備讃瀬戸大橋ケーブルサドルの設計

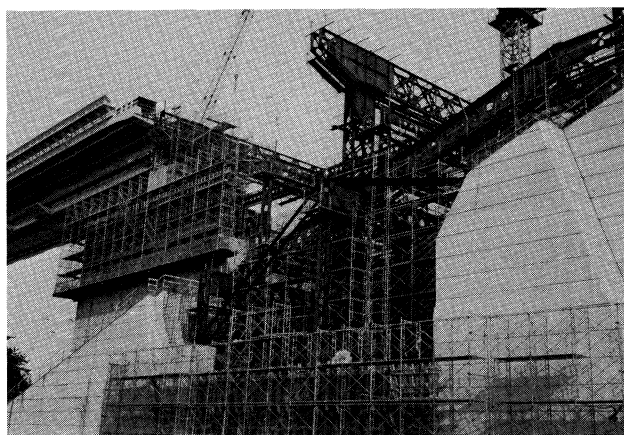
神戸～鳴門ルート



伊加利工事 (STA549+00付近から鳴門側を望む)
(58年 8月)



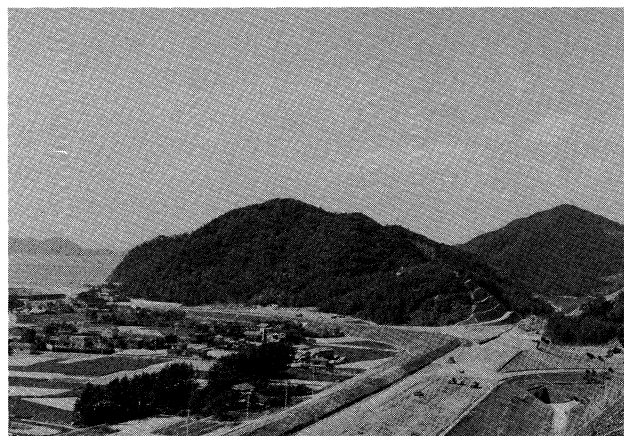
内ノ海地区準備工事
(58年 8月)



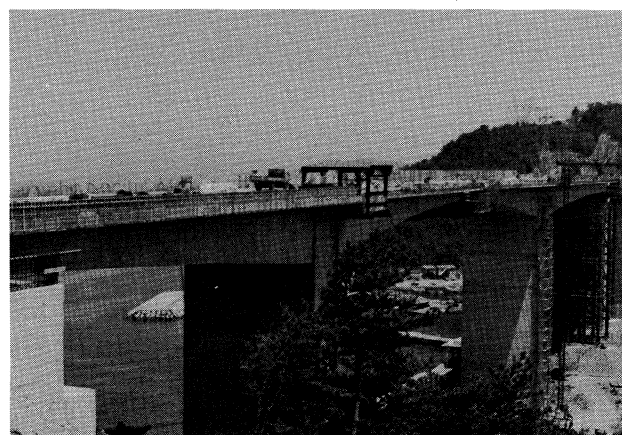
大鳴門1A上屋工事
(58年 8月)



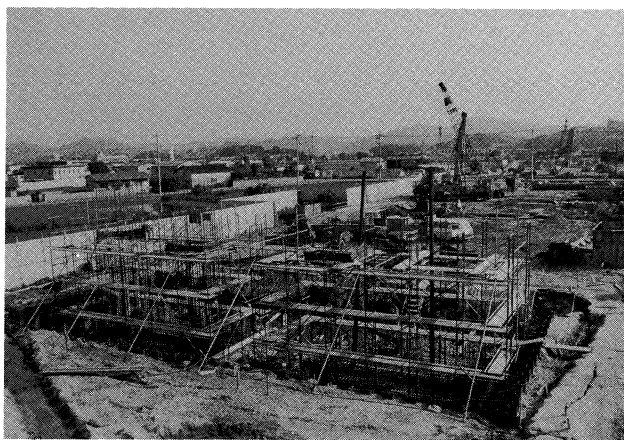
大鳴門橋補剛桁架設工事
(58年 8月)



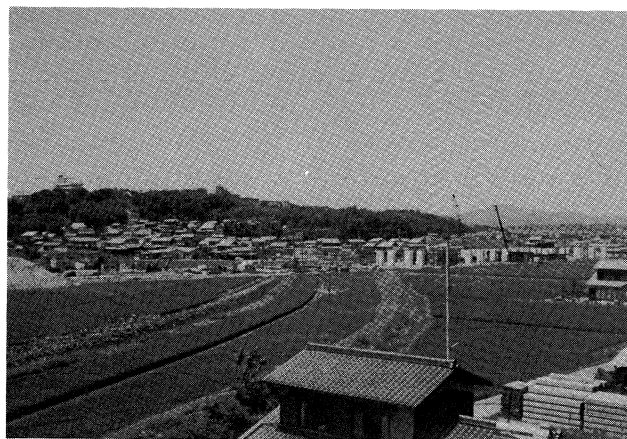
大毛IC工事
(58年 8月)



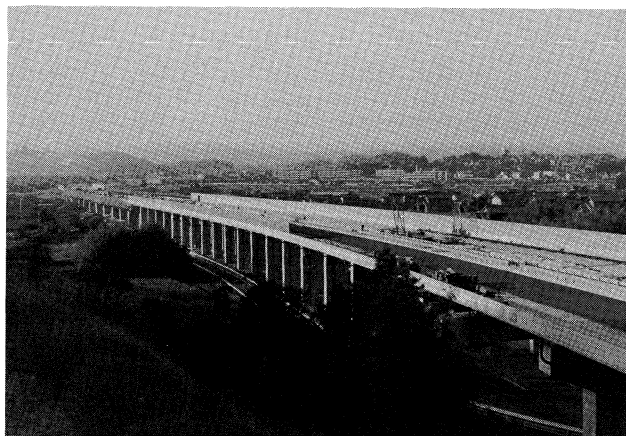
亀浦高架橋第2工区工事
(58年 8月)



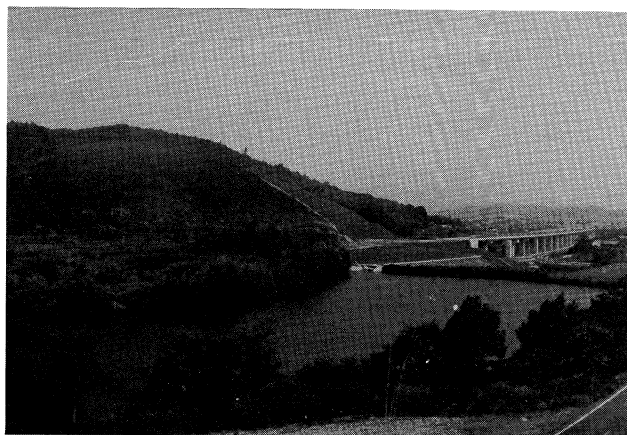
一般国道30号亀山高架橋（その1）工事（鉄筋組立中）
（58年7月）



一般国道30号有城高架橋工事（遠景）
（58年7月）



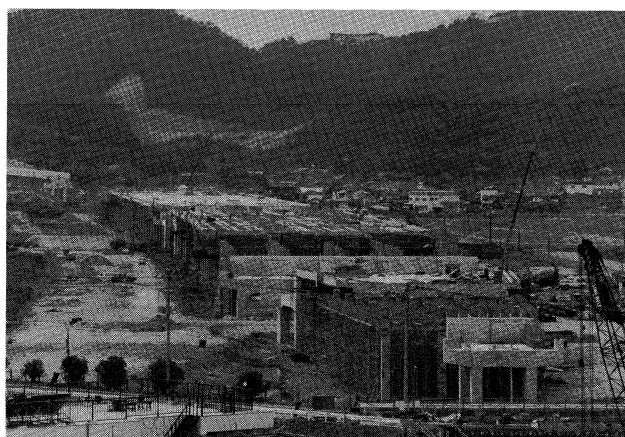
一般国道30号粒江高架橋 P.C 上部工工事
（58年7月）



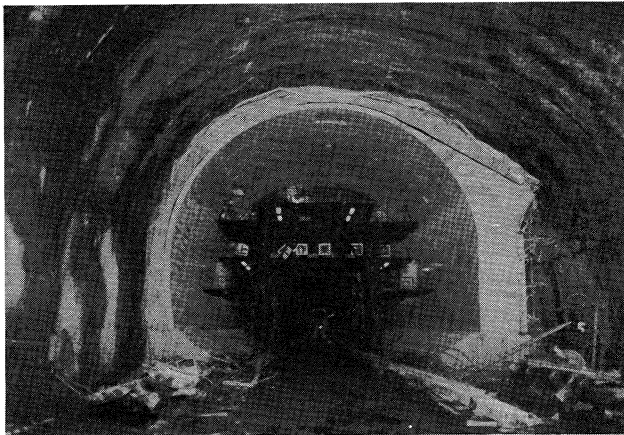
一般国道30号粒江（その1）工事（右が粒江高架橋）
（58年7月）



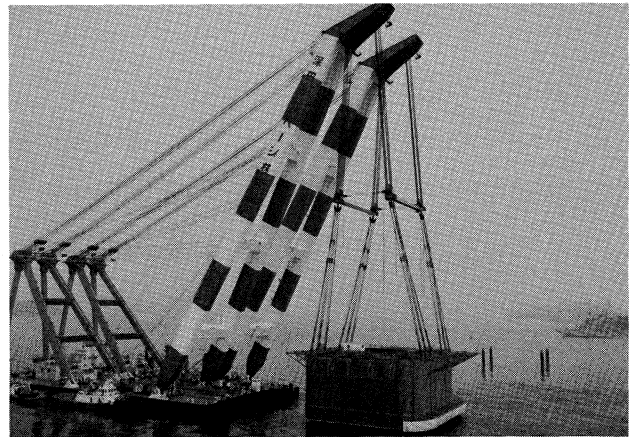
番ノ州高架橋下部工（その3）工事
（6P、7P：場所打ぐい完了）
（8P、9P：構造物掘削）
（58年7月）



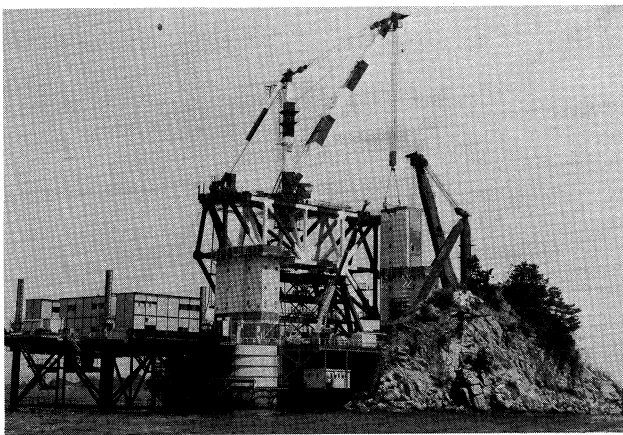
本四備讃線児島高架橋（その1）（その2）工事
（58年8月）



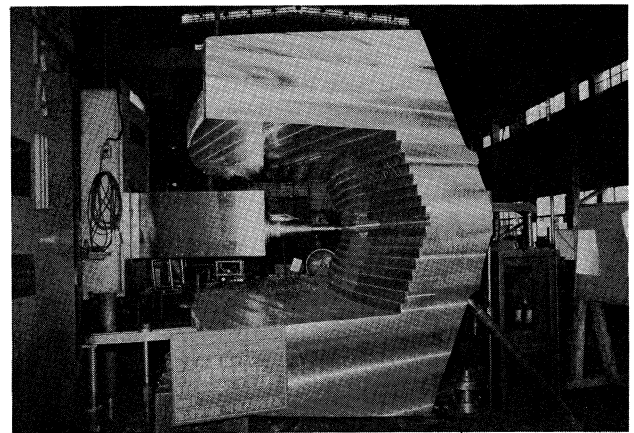
鷺羽山地区（その２）工事（58年7月）
（鉄道トンネル（西側）覆コンクリート完了）



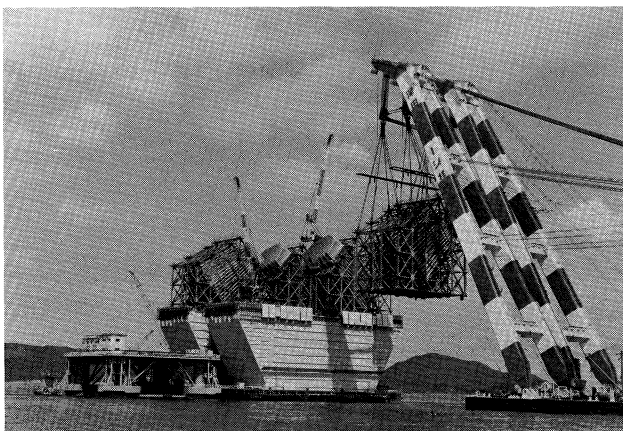
岩黒島橋下部工（その１）工事（58年7月）
（4P 鋼ケーソン沈設）



北備讃瀬戸大橋塔架設工事（58年8月）
（塔柱第3段架設中）



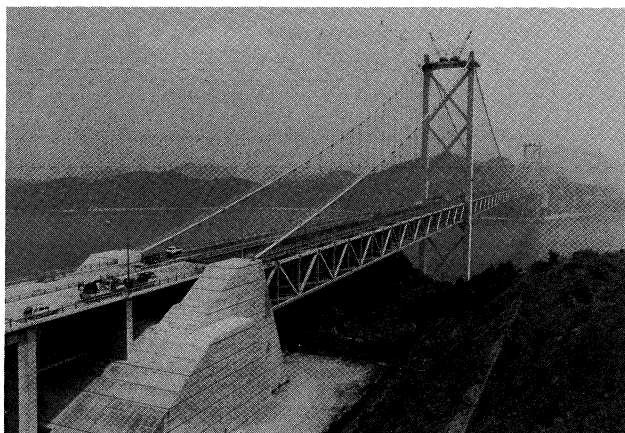
北備讃瀬戸大橋ケーブルサドル製作（2P）（58年7月）
（大型横中ぐり、フライス盤で鞍溝部の粗加工中）



南北備讃瀬戸大橋下部工北工区（その４）工事（58年8月）
（4A アンカーフレーム4基目を 3,000t FCにて吊込）



番ノ州高架橋下部工工中（その２）躯体工事（58年7月）
（4P：フーチング養生）（5P：3リフト鉄筋組）
（6P：なし）（7P：ジャンプフォーム足場組立）



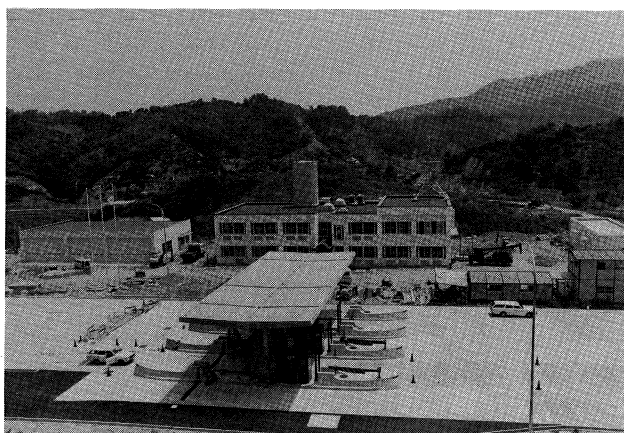
因島大橋

(58年 8 月)



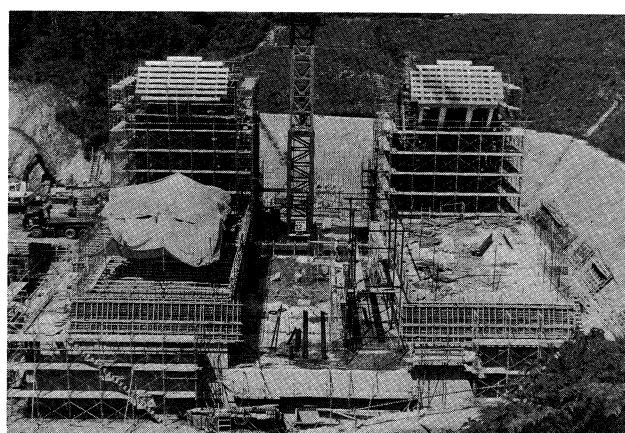
因島大橋橋面舗装

(58年 8 月)



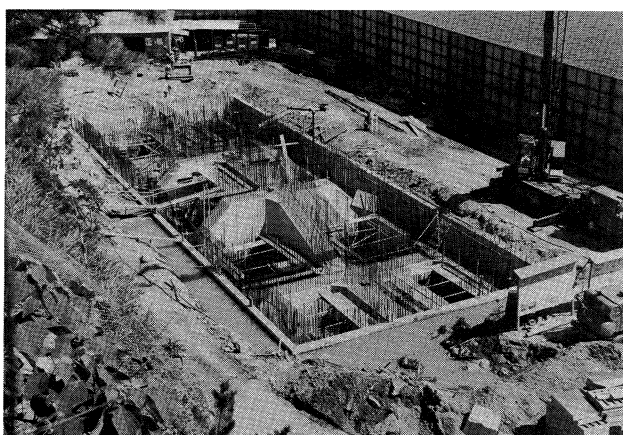
向島管理事務所

(58年 8 月)



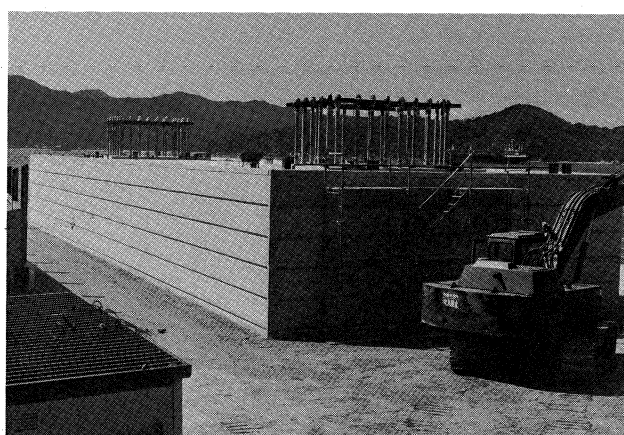
伯方・大島大橋下部工事 (4 A)

(58年 8 月)



伯方・大島大橋下部工事 (5 P)

(58年 8 月)



伯方・大島大橋下部工事 (6 P)

(58年 8 月)

文科と理科

Literary Course and Science Course

理事 柴田 啓次
Hirotsugu Shibata

文科と理科というと、まず思い浮べるのは、旧制の高等学校の課程である。旧制の高等学校では、文科と理科との間では科目構成は相当に異なっていたが、文科、理科それぞれの中では、第1外国語、第2外国語に何を选ぶかの選択のほかは、生徒の将来の進路、希望に基づく科目の選択はあまり認められず、文科は文科、理科は理科として教育が行われた。旧「高等学校令」には明記されてはいなかったが、旧制の高等学校は、帝国大学への基礎教育機関としての役割しかもたされていなかったの
で、このような教育が行われたのであろう。

広辞苑をひくと、文科は「文学ないし人文科学に関する学科、また……その学科を専攻する部門」、理科は「自然界の事物及び現象を学ぶ学科、また……その学科を専攻する部門」とある。学問の専門分化が深度化している現在は勿論だが、それほど専門分化しない時代でも、文科と理科というのは、やや大分けた分類であろう。同じ文科のなかでも、文学系と法・経系、同じ理科のなかでも理学系、工学系、医学系などそれぞれの間では随分違いがあるからである。しかし、こうした分類は、例えば、明治39年、東京学士院が帝国学士院に改組されたときに、第1部（人文・社会）と第2部（科学・工学）に分け、それぞれ同数としたことなどにもみられるように、基本的な分類であった。

人文科学と自然科学との基本的な相違点として、ある人は、抽象化の水準の違い、すなわち、人文科学は、特定の文化と密接な体系、価値を含む体系、複雑な経験と単純な推理の組み合わせ、であるのに対して、自然科学は、価値を含まず、普遍的な体系、単純な経験と複雑な推理過程である、とする。ちょっと難解であるが、ある面をあらわしている。文科と理科とには、そうした基本的な違いのあることは否めない。

科学の専門分化の歴史は、実はそれほど古くない。例えば、イギリスでは、アマチュア、すなわち、自然を愛し、自然の研究を愛する人たちが自然研究をすればよいのであり、それが職業化されることは、本来自然研究の本質にもとるといえる考え方が19世紀なかばでさえまだ強固であったといわれる。有名なロイヤル・ソサエティは、実質的には上流階級のクラブで、科学者会員が全体の半分をこすのは1860年である。なお、英国科学振興協会の創立は、1831年である。また、最初の近代的な大学といわれるベルリン大学が創立されたのは、1810年

あり、なお、マサチューセッツ工科大学の創立は1865年である。

これらによる専門職業的な科学者層の養成と巨大企業の研究援助、研究所設立などによって、科学の制度化が急速に進行したのであって、科学の真の意味での専門分化、科学の制度化は、長くみても150年程度の歴史しかない。

第2次大戦後、「知識爆発」ともいわれる現象によって、それぞれの専門帝国が一気に構築され、それと同時にどの伝統的学問分野にも分類することが不可能な新しい専門分野も生じてくるし、また、専門分野の境界領域で大きな空白も露出した。典型的な例としてあげられるのは、経済学と生態学との間のもので、経済学は経済活動が生態系に与える影響を度外視し、生態学は、人類の社会活動を度外視して進んできた。そのため、環境問題、公害問題が顕在化したとき、両者の協力と連結による新しい学問領域が必要とされたというのである。

こんなところから、学際（インターディシプリナリ）思考とか学際的研究（協力）などが要請されているのであるが、インターディシプリナリは定着した言葉だが、マルチディシプリナリやプルラルディシプリナリは定着した言葉になっていない。異領域の分野から提出される考え方をききあっているうちに、「ひらめき」とでもいうべきものが生じ、最適解が得られることは少くないが、ひとりの人が両方に橋をかけるとか、一方の領域を他方にひきよせることはなかなかできない。まして、複数の分野に通暁することは困難だということを示している。このことは、文科（人文科学）と理科（自然科学）との間にあっては、さきにあげた基本的なちがいからも、とくに留意しなければならない。もちろん、自然科学の分野の出身者が人文科学の分野で活躍することも多いし、それほど多くはないがその逆の例もある。そのように、いわば、ひらりとりのりうつり、そのあと、最初からその分野にいる人以上の業績をあげることはできるが、二股かけは大変にむずかしい。

こうなると、文科と理科との間は、相互に尊重し、協力することが、基本になる。両方ともひとしく教養人であり、専門家であり、技術者なのである。かつての「法科万能主義」は、ナンセンスであり、また、昭和18年の「教育ニ関スル戦時非常措置」は、悲しい蛮行であった。

耐震壁付きRC橋脚の設計(解析編)

Design of Reinforced Concrete Pier with Wall Quake Resisting Wall

(前)設計部 設計第三課長 塩井 幸武
Yukitake Shioi

坂出工事事務所 第九工事長 神 弘夫
Hiroo Jin

児島工事事務所 第二工事長代理 吉田 好孝
Yoshitaka Yoshida

1. まえがき

本検討の対象となった橋梁は児島～坂出ルートの番ノ州地区に建設される道路鉄道併用の番ノ州高架橋である。番ノ州高架橋は厚い軟弱地盤上に位置し、深い杭基礎を有する耐震壁付き鉄筋コンクリート橋脚であるために、いくつかの耐震設計上の問題点を有する。その中で特に昭和54年度以降問題となった事項の1つに、耐震壁のひびわれによる剛性低下の問題がある。剛性低下の程度によっては、列車の走行性等にも影響を与えるため、コンクリート要素、鉄筋要素およびこの両者をつなぐボンド要素を有する弾塑性静的FEM解析により検討を行った。また1/10全体模型を作成し、橋軸方向地震および乾燥収縮等の影響を想定した初期ひびわれを生じさせた後、橋軸直角方向に地震相当荷重を作用させて、ひびわれの進行状況、変形性能、履歴挙動等を調査した。

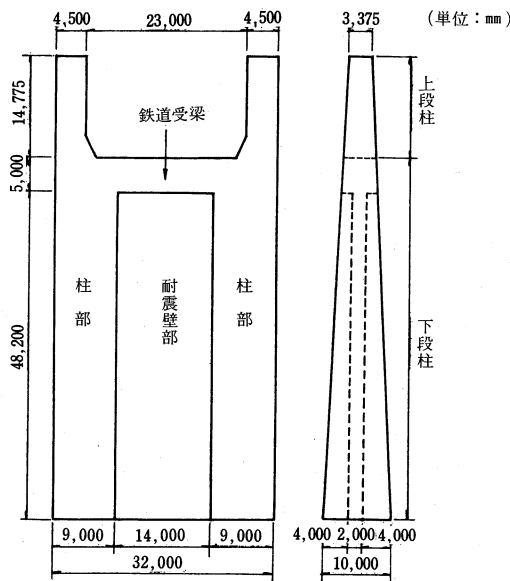


図-1 橋脚の外形寸法

2. 静的弾塑性解析

2.1 解析概要

番ノ州高架橋橋脚の下段柱に着目して、橋軸直角方向地震を想定した弾塑性FEM解析を行った。

主な解析目的は次の3点である。

- ① 壁部の剛性劣化の評価
- ② 下段柱の地震時最終耐荷力の推定
- ③ 軌道面の水平変位量

初期ひびわれの影響はコンクリートの引張強度の有無で評価できると考えた。従って橋脚の解析ケースについては、コンクリートの引張強度と鉄筋比を考慮した。解析ケースを表-1に示す。

解析モデルについては、現実の巨大地震を受ける鉄筋コンクリート構造物の変形挙動を正確に把握するために、次のようなモデルを作成した。

- ① 構造要素としてコンクリート要素、鉄筋要素お

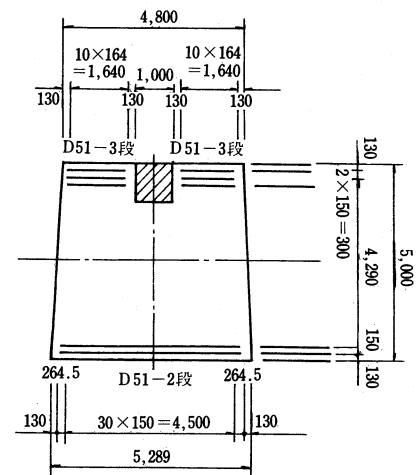


図-2 鉄道受梁配筋図

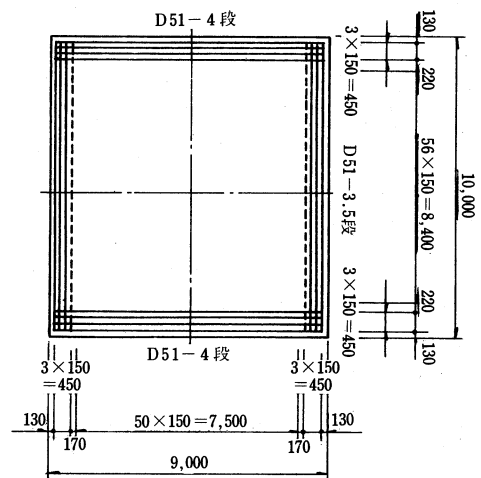


図-3 柱下端断面配筋図(注:解析に用いた配筋)

表-1 解析ケース一覧

Case No.	コンクリート引張強度	鉄筋比(%)	解 析 目 的
Case-1	柱、壁とも $\sigma_t = 28.5 \text{ kg/cm}^2$ まで考慮	0.5	基 本 形
Case-2	柱のみ $\sigma_t = 28.5 \text{ kg/cm}^2$ まで考慮	0.5	乾燥収縮等による壁部の初期劣化の影響
Case-3	柱、壁とも $\sigma_t = 0$ (引張強度無視)	0.5	橋軸方向地震等による橋脚の初期劣化の影響
Case-4	同 上	0.3	同 上 及び鉄筋比の影響

およびボンド要素を考慮する。

② 解析手法は平面FEMとする。

③ コンクリート要素は2次元矩形要素、鉄筋要素は1次元要素、ボンド要素はバネ要素でモデル化する。

各要素の破壊までの過程は次のとおりである。

i) コンクリート要素

圧縮に対し：弾性→第1

塑性→第2塑性→破壊

引張に対し：弾性→クラック

ii) 鉄筋要素

圧縮、引張に対し：弾性→塑性

iii) ボンド要素

圧縮、引張に対し：弾性→塑性→破壊

FEMモデルの節点数および要素数は次のとおりである。

i) 全節点数 : 1348

ii) コンクリート要素数 : 680

iii) 鉄筋要素数 : 1004

iv) ボンド要素数 : 1056

なお鉄筋のモデル化にあたっては設計計算で考慮している鉄筋のみを考えた。すなわち柱部および鉄道受梁部では側方筋を無視し、主筋のみとした。壁部では全ての鉄筋を考慮して水平筋と鉛直筋に分けた。弾塑性解析の対象部分は下段柱であるので、上段柱はコンクリートの初期剛性のままの弾性体として扱った。

解析で考慮した荷重は上部工からの反力、地震力および自重である。載荷状態を図-7に示す。ここで上部工からの反力としては、地震時活荷重として列車荷重502tを考慮した。自動車による活荷重は考慮していない。図-7には地震による慣性力の基本となった加速度分布もあわせて示した。この加速度分布は橋脚-フーチング構造を、フーチング底面にバネを有する質点系モデルに置換して行った弾性動的解析の応答結果から得たものである。この時のフーチング底面での入力加速度は200galで、各次モードの応答値を自乗平均して加速度分布を求めた。FEM解析における各入力段階での高さ方向の加速度分布は、図-7の加速度分布の比率を用いている。本解析では1ステップ当り50galとしているので、フーチング下面で200galという状態は第4ステップに相当する。単位重量は2.5t/m³とし、各要素毎に下向きの力を加えた。境界条件は橋脚下端で固定とし、この部分での鉄筋の拔出は考慮していない。

●コンクリート物性
ヤング率 第1勾配 $E_c = 2.85 \times 10^6 \text{ t/m}^2$
第2勾配 $E_{p1} = 2.13 \times 10^6 \text{ t/m}^2$
第3勾配 $E_{p2} = 0.0$
ポアソン比 $\nu = 0.1667$

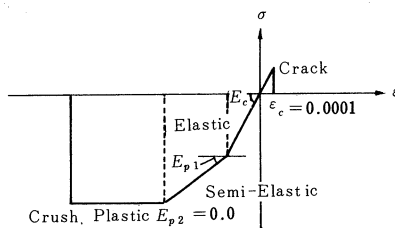


図-4 コンクリートの応力-ひずみ関係

●鉄筋性能
ヤング率 第1勾配 $E_s = 2.1 \times 10^7 \text{ t/m}^2$
第2勾配 $E_{sp} = 2.1 \times 10^5 \text{ t/m}^2$

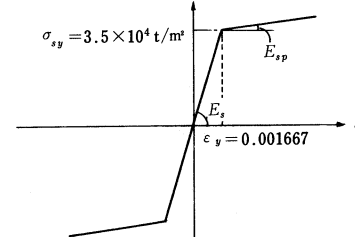


図-5 鉄筋の応力-ひずみ関係

図-6

ボンドの応力-変位関係

●ボンド性能
ボンド剛性 第1勾配 $G_B = 1.0 \times 10^7 \text{ t/m}^2$
第2勾配 $G_{Bp} = 1.8 \times 10^6 \text{ t/m}^2$

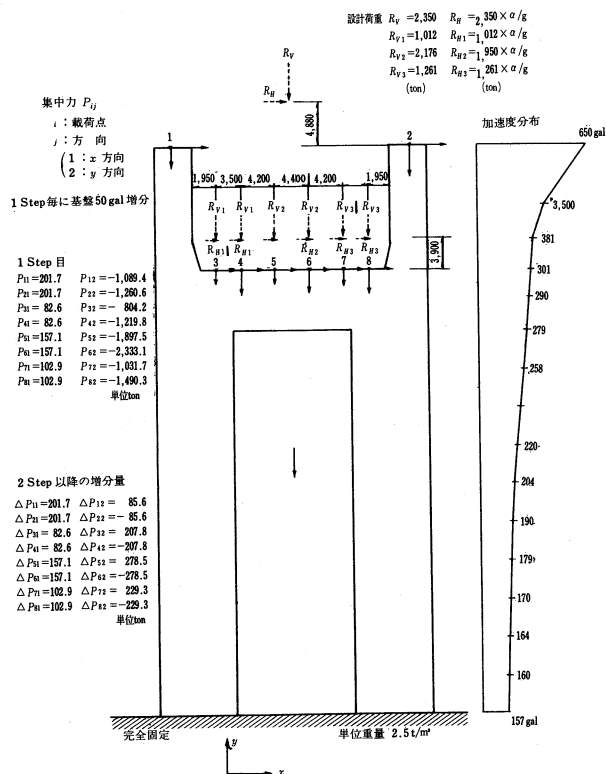
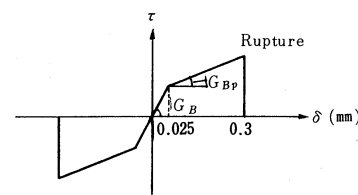


図-7 載荷状態

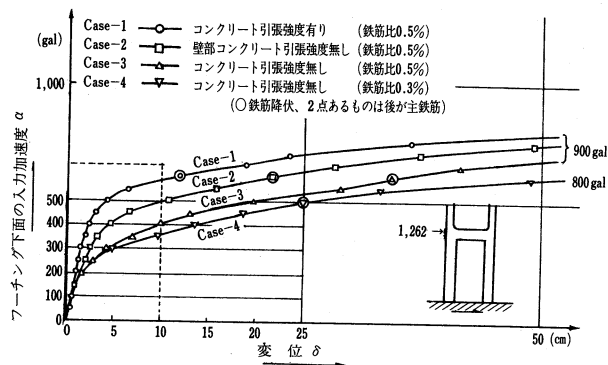


図-8 地盤加速度—変位曲線(節点1262)

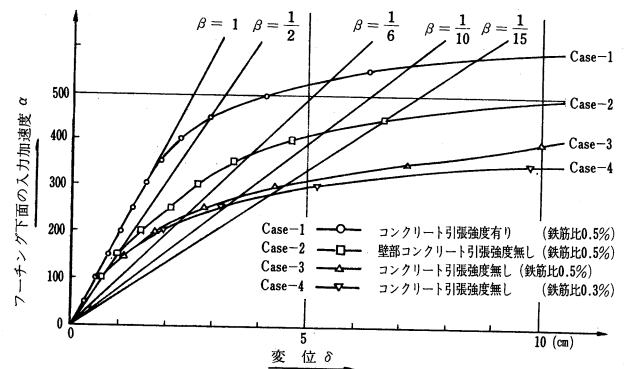
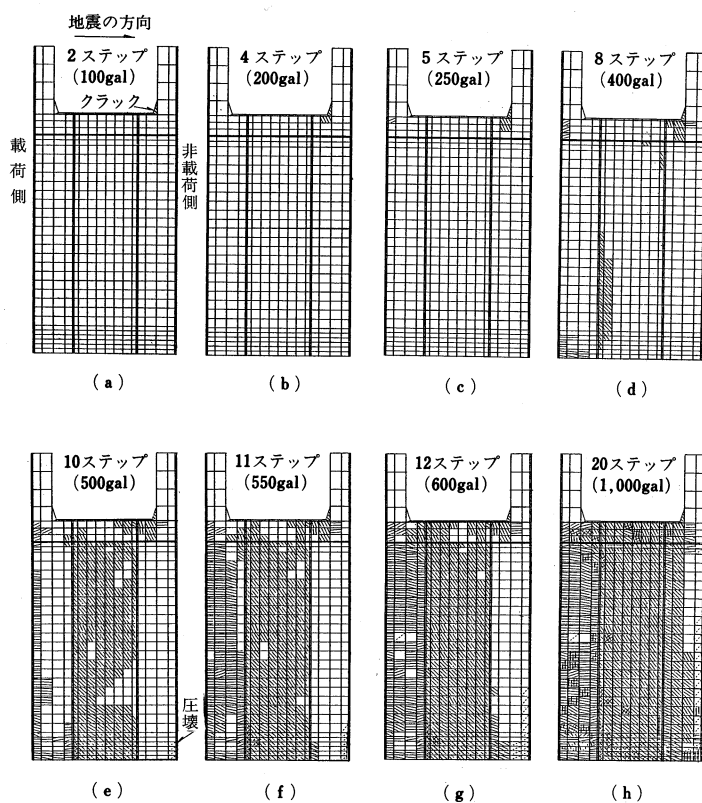


図-9 地盤加速度—変位曲線拡大図(節点1262、鉄道受梁上面)

コンクリートひびわれの過程(Case-1)を以下に示す。



鉄筋降伏の過程(Case-1)を以下に示す。

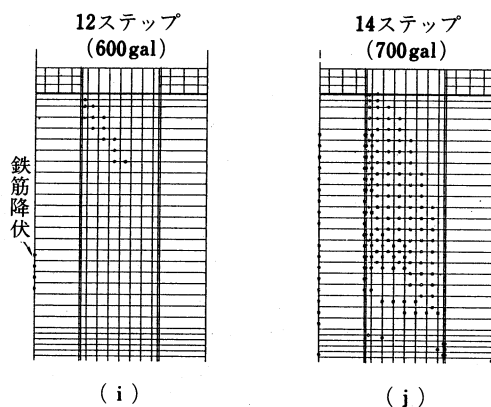


図-10 破壊の進行状況(Case-1)

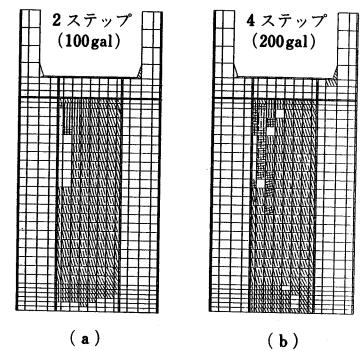


図-11 コンクリートひびわれ状況(Case-2)

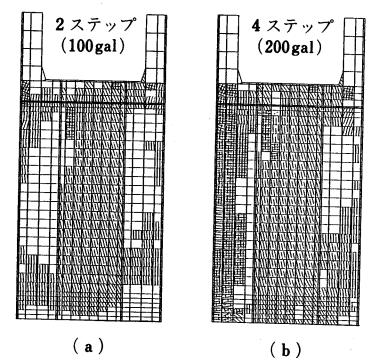


図-12 コンクリートひびわれ状況(Case-3)

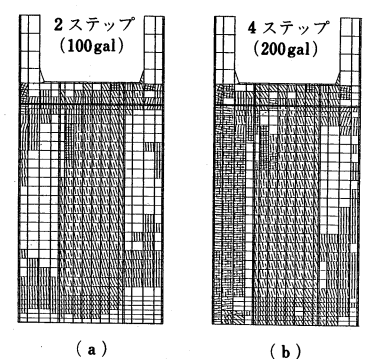


図-13 コンクリートひびわれ状況(Case-4)

2.2 解析結果

4 ケースの解析モデルに対し、800～900gal まで地震力を加えた時の地盤加速度—変位(節点1262)の関係を図-8に示す。図-9には変位が10cmまでの領域の拡大図を示す。ここで $\beta=1, 1/2, 1/6, 1/10$ および $1/15$ で表わされる直線は、当初の耐震壁厚($t=2.0$ m)をそれぞれ $1, 1/2, 1/6, 1/10$ および $1/15$ 倍した弾性FEMモデルの地盤加速度—変位の関係を表わす。

設計加速度作用時の主な点の応力度、コンクリートおよび鉄筋の許容応力度発生時の地盤加速度等については、文献資料1)を参照されたい。

(図-8、図-9、図-10、図-11、図-12、図-13)

(1) 入力加速度—変位の関係

全ケースとも入力加速度—変位の関係は、ひびわれ発生時および鉄筋降伏時において急激な変化が現われず、加速度の増加に従い、徐々に変位が増加している(図-8、図-9)。これは橋脚の解析モデルが柱と壁の複合体であり、高次の不静定次数を有するためである。

Case-1、2、3はコンクリートの引張強度に差のあるモデルであるが、入力加速度—変位曲線の初期の段階から剛性の相違も顕著に現われており、剛性の大きい順に、Case-1、2、3となっている。

Case-3、4は柱部の鉄筋量がそれぞれ0.5%、0.3%であるモデルであるが、150gal程度までは両者の剛性はほとんど同じ結果を示している。しかし150gal以上の地震入力では両者に差が生じ、鉄筋量の多いCase-3の方が剛性も大となっている。

(2) 壁部のせん断剛性の低下

設計加速度(200gal)作用時における各ケースの見かけの壁部せん断剛性の低下は、加速度—変位曲線と、壁厚を変化させた弾性FEMモデルの加速度—変位関係の直線との交点として、次のように求められる(補間による)。

Case-1: $1/1$

Case-2: $1/3$

Case-3: $1/4.8$

Case-4: $1/5.2$

すなわち、Case-1のように柱部および壁部のコンクリートの引張応力度を最初から期待できる場合は、設計加速度が作用しても壁部のせん断剛性の低下はない。しかし壁部の引張強度を無視した場合(Case-2)、あるいは柱部と壁部のコンクリートの引張強度を無視した場合(Case-3、4)においては、せん断剛性が低下して上記の値になる。

(3) 設計加速度作用時の発生応力度

フーチング下面に200galを入力した時、全ケースともコンクリート応力度は 100 kg/cm^2 以下、鉄筋の引張応力度は 250 kg/cm^2 以下、圧縮応力度は 650 kg/cm^2 以下である。すなわちコンクリートの最大圧縮応力度は、非載荷側柱基部に生じ、Case-1で 59 kg/cm^2 、Case-2で σ_{ca} をわずかに越える 81 kg/cm^2 という結果になっている。鉄筋についてはいずれのケースも許容応力度以内にある。

(4) 限界ひずみ

全ケースにおいて、加速度の上昇に伴って最初に許容応力度に達するのは鉄筋よりコンクリートの方が早い。しかし、仮にコンクリートの限界圧縮ひずみを $3,000 \times 10^{-6}$ とし、鉄筋の引張限界ひずみを降伏ひずみとした場合、加速度の上昇に伴って最初に限界ひずみに達するのは、各ケースにより異なり次の通りである。

Case-1、Case-2: 鉄筋

Case-3、Case-4: コンクリート

ただし、コンクリートが先に限界状態に達するCase-3、Case-4の場合でも、Case-1、Case-2と同様に限界ひずみに到達以降も急激な崩壊には至っていない。

(5) 下段柱の最終耐荷力

この計算モデルでは鉄筋またはコンクリートが局部的に降伏または圧壊状態となっても、橋脚全体が崩壊には至らず、加速度—変位曲線は上昇を続けている。この曲線の上限值はCase-1～Case-3で約900gal、Case-4では約800galである。設計地震力(200gal)に対する比率はそれぞれ約4.5、約4.0である。橋脚天端の変位量等から考えて、この値がそのまま橋脚の最終耐荷力を表わしているとは言えないが、後述する1/10模型実験の結果とも合わせて、3.5以上の安全率は確保されているものと思われる。

(6) 破壊の進行状況

Case-1では2ステップ(100gal)で非載荷側の上段柱基部ハンチ部にクラックが入る(図-10-a)。これは上段柱のホイッピング現象(むち打ち現象)によって大きな加速度が生じるためである。4ステップ(200gal)で載荷側の上段柱基部に、5ステップ(250gal)で載荷側の下段柱基部にそれぞれ小さなクラックが入り、上段柱基部のクラックは鉄道受梁に進展する(図-10-b、c)。耐震壁にクラックが入るのは8ステップ(400gal)で、その位置は載荷側の基部から壁高の1/2までの柱に沿った範囲である。同時に耐震壁の上部にもクラックが発生している。柱基部のクラックは柱幅の3/4程度まで進行している(図-10-d)。

次の9ステップ(450gal)で壁のクラック壁の上半分へ広がり、同時に壁の基部クラックも広がって、非載荷側の柱にまで達する。この時点で、壁に生じたクラック領域は壁面積のほぼ1/2である。10ステップ(500gal)ではクラック領域が壁の全面に広がり、載荷側の柱のクラック領域も上方に進展する。非載荷側の柱には鉛直応力が集中し、10ステップで柱基部の外端が圧壊を始める(図-10-e)。12ステップ(600gal)では載荷側柱、壁、鉄道受桁それぞれの全域にクラックが生じている(図-10-g)。鉄筋の降伏は12ステップ目に、載荷側柱の主筋および壁部載荷側上隅から対角線方向の水平、鉛直筋に生じる(図-10-i)。13ステップ(650gal)では壁部の鉄筋降伏部分は非載荷側下隅へ伸び、17～18ステップ(850～900gal)で壁部のほぼ全域が降伏する。

Case-2では壁部のコンクリート引張強度を無視したた

表-2 軌道面の水平変位(各ケースの比較)

計算ケース		変位	δ_0 (mm)	δ_F (mm)	θ_F (rad)	$\theta_F \cdot h$ (mm)	δ (mm)	備 考
δ_0 の計算解析	動的解析	$G = G$	11	12	9.1×10^{-5}	5	28	壁部のせん断剛性の低減なし
		$G = G/6$	14	"	"	"	31	壁部のせん断剛性を1/6に低減
	静的解析	Case-1	10	"	"	"	27	コンクリートの引張強度を28.5 kg/cm ² まで考慮
		Case-2	15	"	"	"	32	壁部のコンクリート引張強度を無視
		Case-3	18	"	"	"	35	壁部および柱部のコンクリート引張強度無視、鉄筋0.5%
		Case-4	19	"	"	"	36	同 上 鉄筋0.3%

めに、1ステップ(50 gal)で壁部のほぼ全域が縦クラックを生じている。これは自重とポアソン比の関係による低レベルの引張応力度が計算上生じているためである。壁部に、水平クラックがはじめて生じるのは2ステップ(100 gal)からであり、その位置は載荷側上方である(図-11-a)。地震力が大きくなるに従い、このクラックは非載荷側下方へ伸び(図-11-b)、11ステップ(550 gal)で非載荷側下隅へ達する。柱にクラックが入るのは6ステップ(300 gal)から、鉄筋が降伏するのは5ステップ(250 gal)からである。

Case-3、Case-4についても、Case-2と同様の理由で初期の段階から柱部、壁部とも縦クラックが生じている。壁部の最初の水平クラックは2ステップ(100 gal)目(図-12-a、図-13-a)、柱部では3ステップ(150 gal)目から生じており、7~8ステップ(350~400 gal)で壁部のクラックは非載荷側下隅に達する。鉄筋が降伏するのはCase-2と同様に5ステップ(250 gal)からである。図-12-b、図-13-bには設計地震力作用時のCase-3~4それぞれのクラック状態を示す。

3. 軌道面の水平変位

軌道面(鉄道受梁上面)の水平変位量は次式により推定する。

$$\delta = \delta_0 + \delta_F + \theta_F \cdot h$$

ここに、

δ : 軌道面の水平変位量(地震入力基盤からの相対変位量)

δ_0 : 橋脚の水平たわみ量(フーチング天端から軌道面まで)

δ_F : 地盤一杭基礎一橋脚系FEMモデル(図-14)で得られたフーチング天端の最大応答水平変位量

θ_F : 地盤一杭基礎一橋脚系FEMモデルで得られたフーチング天端の最大応答回転変位量

h : フーチング天端から軌道面までの高さ

δ の計算結果を表-2に示す。表中の動的解析とは、

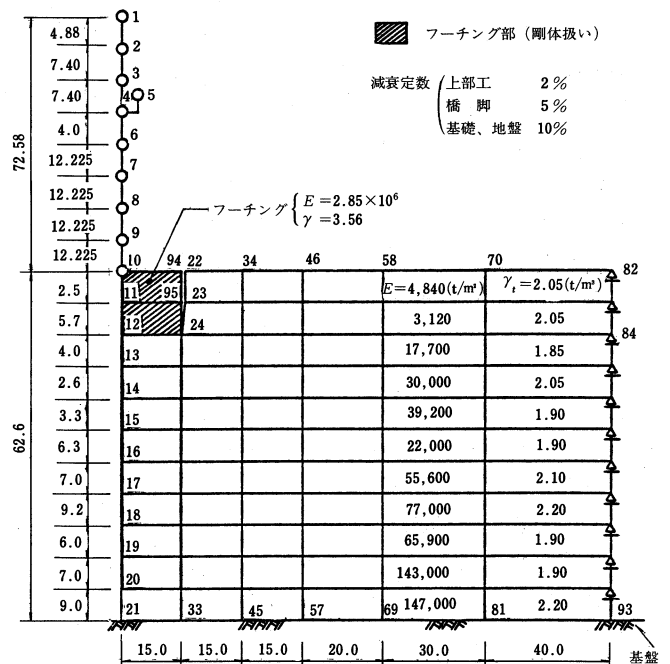


図-14 地盤一基礎一橋脚系FEMモデル

地盤一基礎一橋脚系のFEM振動モデルによってフーチング天端での加速度応答スペクトルを求め、より精密な基部固定の橋脚の質点系振動モデルによって応答計算を行い、橋脚の水平たわみ量 δ_0 を求めたものである。静的解析とは前節2.の弾塑性FEM解析で4ステップ目の変位量を δ_0 とした場合である。

なお、この計算は橋脚使用時の地震による変形量を調べることを目的としているので、宮城県沖地震(1978年M7.4)の時に開北橋近傍で得られた加速度記録(T_r)の最大加速度を100 galとして、基盤(花崗岩)に入力したものである。

その結果、軌道面での水平変位は表-2にみるとおり、基盤からの相対変位量として27~36mmの範囲にあるとみられる。なお、架橋地点付近の基盤に100 galを入力した時の地表面での応答値は、上記波形を用いるとほぼ200 galとなる。

門崎高架橋上部工の設計・製作

Superstructural Design and Fabrication of Tozaki Viaduct

鳴門工事事務所 第四工事長付 土居 敏彦
Toshihiko Doi
児島工事事務所 第六工事長付 大橋 治一
Harukazu Ohashi
工務第二部 工務第三課 中尾 俊哉
Toshiya Nakao

1. まえがき

門崎高架橋は、本州四国連絡橋神戸～鳴門ルートの内、鳴門海峡をまたぐ大鳴門橋の淡路島側のアプローチ橋梁で、門崎半島の太平洋側の海岸沿いに位置する。

本橋は、3径間連続および4径間連続の2連で構成される全橋長1,009.5mの鋼床版箱桁橋である(図-1)。

本文は、暫定の道路橋上部工の設計・製作について報告する。

2. 設計概要

構造諸元および設計条件をそれぞれ表-1、表-2に示す。

表-1 構造諸元

路線名	一般国道28号
構造規格	完成時：第1種第2級 暫定時：第1種第4級
橋の等級	一等橋
設計速度	完成時：100 km/h 暫定時：60 km/h
橋梁型式	連続鋼床版1箱桁2連
幅員	完成時：2×23,250m(6車線) 暫定時：2×8,000m(4車線)
平面線形	直線～円(R=1,300m)～直線～ 緩和曲線：sin 連続曲線
縦断勾配	1.2%
横断勾配	2～3%
舗装厚	65mm(表層：改質アスファルト) 基層：グースアスファルト)

3. 設計

3.1 鋼床版設計

3.1.1 解析方法

設計に用いた断面力は、鋼床版、縦リブについては、Pelikan-Esslinger法および有限帯板法、横リブ、ブラケットについては格子理論およびPelikan-Esslinger法、縦桁は1-0分配法によって求めている。

表-2 設計条件

		3径間	4径間
死荷重 (t/m)	鋼重	7.76	9.70
	地覆・舗装	3.16	3.16
	付属物	1.72	1.72
	計	12.64	14.58
活荷重		TL-20、TT-43	
地震	静的解析	$K_h = 0.23$	
	動的解析	支持地盤上で180 gal	
風	基本風速(m/s)	50.0	
	設計風速(m/s)	75.0	76.8
空気力係数	抗力係数 C_D	2.06	2.01
	揚力係数 C_L	0.61	0.59
	空力モーメント係数 C_M	0.28	0.28
温度変化		-10～50℃	
温度差		鋼床版に15℃	
連結	デッキプレート	裏波突合せ溶接	
	Uリブ	裏当金付突合せ溶接	
	その他	高力防錆処理ボルト(M22, F10T)	

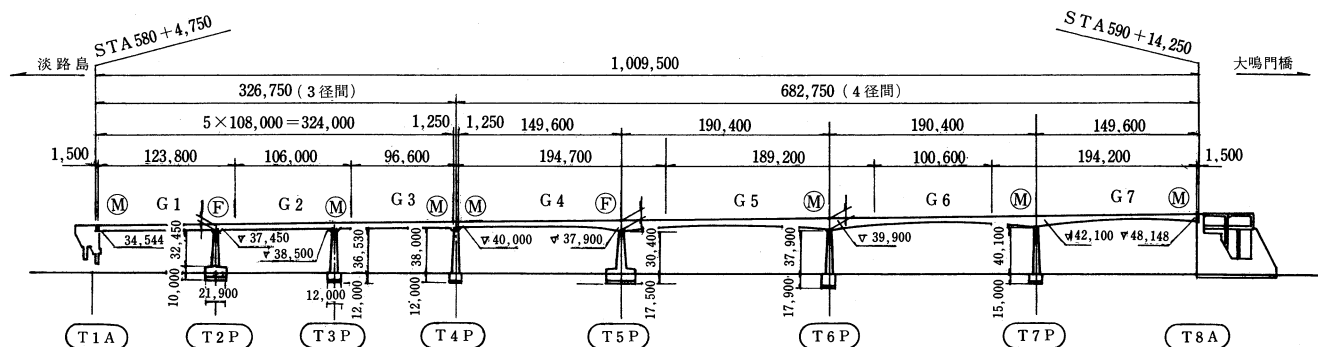


図-1 一般図

3.1.2 デッキプレート

デッキプレート板厚は4径間の中間支点部の13mm、14mmを除き、板厚は12mmとしており、側方端部に高さ50mmの地覆枠を取付けている。また、舗装施工前の排水のために30mピッチにφ20mmの排水孔を設けている。

3.1.3 縦リブ

縦リブは、ねじり剛性の高いUリブを用いた。Uリブは冷間ロール成形し、JSSC規格に準拠した。リブ純間隔は標準部で290mm、箱桁ウェブとの狭あい部で190mmとし舗装のひび割れ防止に留意した。また、デッキプレートの板厚差は上面を合わせリブ高を変化させた(図-2)。

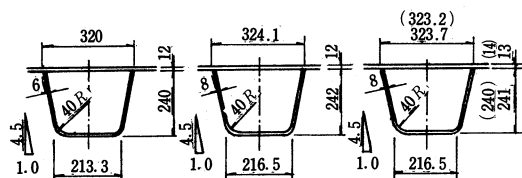


図-2 Uリブ形状

3.1.4 ブラケット

ブラケット構造は鋼床版としての機能を考えて充腹断面とした。桁高は、ウェブ位置で横リブと同一高さの1.2m、端部で0.5mである。特にブラケットは張出し長が標準部で5.125mと大きいので、ウェブ上で舗装にひび割れが入らないような剛性の確保が必要である。そのため、活荷重による橋軸直角方向の最大たわみを $1/1030$ に抑えることにより限界舗装ひずみ¹⁾を $143 \sim 270 \times 10^{-3}$ 以下とした。

3.2 主桁設計

4.2.1 前提条件

本橋の架設工法は、現場が海岸沿いにあり台船・クレーン船の進入が可能であること、工期が短縮でき経済的であることから、フローティングクレーンによる大ブロック架設によることとした。

箱桁の縦割り位置は、車輪位置と一致させないことおよび製作・組立を考慮して決定した。

ブロック割りは、約30mの小ブロックを3～7個添接して大ブロックを形成した。大ブロックの継手位置は応力レベルが低いこと、ジョイント作業上好ましいこと、および使用するフローティングクレーンのバランスがとれていることを考慮して決定した。

大ブロックのジョイントは、3径間はフローティングクレーン1隻により吊上げた状態で連結し、ジョイント部にはモーメントが残留するモーメント連結法とした。一方、4径間はフローティングクレーン2隻による相吊りを主体としており、吊上げた状態で連結を行うが、ジョイント部にはモーメントを発生させないヒンジ連結法とした。

3.2.2 断面力

主桁の設計は、通常の主荷重、温度変化の影響のほか表-3に示すような輸送、架設時の荷重と許容応力の割増しを定めた。図-3および図-4は、代表する大ブロックの輸送状態と吊上げ状態を示している。4径間については、現場ジョイントをヒンジ連結によって行うため、図-5に示すように架設段階毎に断面力を求めたが支配的な断面とはならなかった。

表-3 輸送・吊上時荷重条件及び許容応力度の割増係数

荷重	条件	輸 送 時	吊 上 げ 時
荷重の組合せ		$P_0 + T + S + U$	$P_0 + S$
輸送・吊上げ時荷重条件	荷重の説明	P_0 : 基本となる荷重 (死荷重) T : 温度差の影響 (水温10℃、台船のデッキの温度0～25℃) S : 特殊荷重 (波高; 沿海 $H_1/1000=3.0$ m、内海 $H_2/1000=1.5$ m) U : 不均等荷重 (台船架台据付高さの精度±1 cm)	P_0 : 基本となる荷重 (死荷重) S : 特殊荷重 (相吊りの場合; $S=0.05 P_0$ 、一単吊りの場合; $S=0$)
許容応力度の割増係数		1.25	1.25

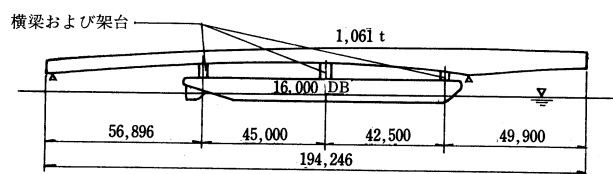


図-3 G7桁の輸送状態

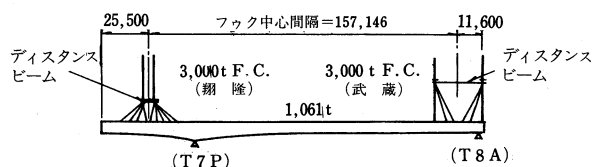


図-4 G7桁の吊上げ状態

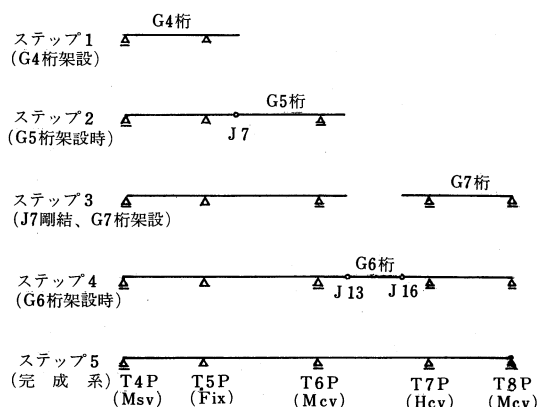


図-5 架設段階毎の構造系

主桁の大部分は活荷重載荷により決まった。輸送・架設時の曲げモーメント図は、図-6に示すように各架設段階のそれと異なり、そのために主桁が約5%増加した。

活荷重たわみは、3径間では $L/915$ (118mm)、4径間では $L/514$ (370mm) である。

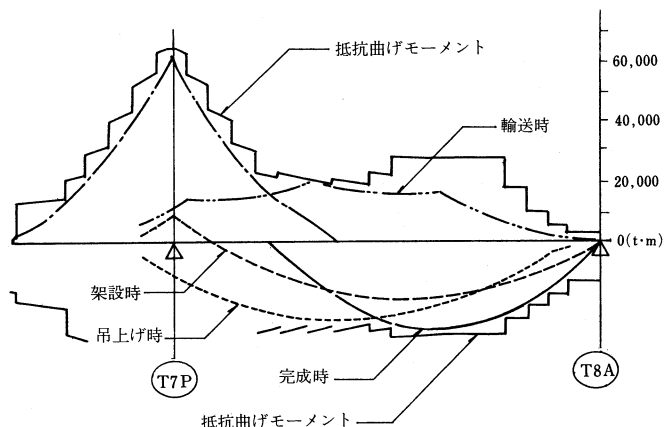


図-6 主桁の曲げモーメント (G7桁)

4.2.3 ダイヤフラム

支点上ダイヤフラムは「鋼道路橋設計便覧」により梁理論で設計した。各支点は、橋軸直角方向の風荷重・地震荷重による負反力、およびT5P固定支点は地震時の橋脚ねじれに伴う橋軸方向水平力にも耐荷するように補強した。

中間ダイヤフラムとして1次ダイヤフラムを12m間隔に、2次ダイヤフラムと6m間隔に配置した。また、ずれ荷重に対しては約2m間隔に設けた上下横リブと垂直補剛材とから成るフレームの断面変形に対する効果も考え、Beam Analogy²⁾によって付加そり応力を計算した。付加そり応力を2.2%程度以下に抑え、断面変形に対する安全を確認した。

3.2.4 水平補剛材

水平補剛材はL形鋼を2~4段配置した。特に4径間中間支点付近における3段以上の水平補剛材を有する腹板は、「組合せ応力を受ける板パネルの安定照査式」³⁾によって座屈の照査を行った。

また、中間支点付近で応力が $0.75\sigma_s$ 以上となる水平補剛材は、偏心軸力に対処するため垂直補剛材を貫通させた。

水平補剛材が3段以上の腹板添接部では、座屈に対する配慮から圧縮縁より2段だけ腹板添接材を通して連結した。

4.2.5 輸送・架設用補強

大ブロックの台船輸送およびフローティングクレーンによる架設に伴い、以下に示す桁内部補強を行った。

- i) 大ブロック仮組支点上のダイヤフラム補強。
- ii) 輸送時架台位置および横振れストッパー取付位置の補強。
- iii) 吊環の桁内部補強。

- iv) セッティングビーム取付のための桁内部補強。
- v) 横引き用ブラケットの桁内部補強。

3.3 横力解析

横力解析としては、地震応答解析および地震・暴風による静的解析を行った。

地震応答解析は3次元モデルによるスペクトル解析とし、入力加速度を180galとした。減衰定数は上部工0.02、橋脚0.05、アンカレイジ0.1とし、加速度応答スペクトルは「本州四国連絡橋に係る道路橋示方書耐震設計編適用橋梁の耐震設計要領(案)」の洪積層岩盤に対するものを用いた。最大水平震度は0.21となった。また修正震度法による水平震度は0.23である。

また、風荷重は設計風速76.8m/sであり、三分力係数を考慮した。その載荷方法は耐風設計基準を適用し考えている断面に最も不利となる範囲に全強度、影響線の負領域に半分の強度を載荷した。

これらにより支承およびペDESTアルフレームを設計した。

3.4 支承・ペDESTアルフレーム

新幹線の建築限界等の影響から、支承間隔は4.6mで腹板の内側を補強して支点としている。移動方向は平面曲線が $R=1,300$ mとゆるやかなため、回転方向である橋軸接線方向に一致させた。支承形式は固定をピン、可動をピンローラー(4本 C-13B、 $\phi 140$)とした。特に本橋は耐風安定材を取付けており、暴風時には三分力によって過大な上揚力が発生し、最大1,770t (T6P) である。そのため、サイドブロック・キャップの形状が大きくなった。キャップは2次元弾性FEMによって解析し、その結果鍛造品であるSFNCM100Dを用いた。

ペDESTアルフレームは、大ブロック架設時には支承のガイド取付・支持・固定・横移動および調整を行う役目をする。完成後は、上部工鉛直反力、水平反力のほかに暴風時の上揚力を下部工へ伝達する。T2PからT7PではSRC構造の鉄骨天端に高力ボルトによって連結し、T1AおよびT8Aではアンカーフレームに定着した。

また、橋軸直角方向の地震応答解析によりT5P固定橋脚に9,300tmのねじりモーメントが発生するため橋脚のスターラップ筋を補強した。このねじりモーメントと支承間隔が狭いことから2,300tの橋軸方向水平力が偶力として作用する。このため、T5P近傍の下フランジ横リブを増大し、縦リブを交差させた格子構造とした。T5P橋脚には二重の安全対策として、支承とペDESTアルフレームとの溶接に破損が生じても補修するまでの期間供用できるように、水平力止金具および上揚力止めアンカーボルトを設置した。

4.5 耐風設計

4径間部は鉛直一次振動数が0.40Hzで斜張橋のそれにほぼ匹敵する。その上、背後に本橋とほぼ同じ高さの岬が連なり海側からの風の迎角が高められること、設計

風速が高風速であること等、耐風安定性上非常に厳しい条件下にある。

詳細設計前に既往の研究成果により耐風安定性⁴⁾を風洞試験により調査した。その結果、実験上発振が明らかとなった渦励振およびギャロッピングに対してダブルフラップと下部スカート（断続）の取付けによって耐風安定性を確保することとした。

上記の耐風安定化対策のほかに、バフェッティング対策として中間支点より約30mの下フランジ付近に方杖のための支点補強を行った。

4. 工場製作

4.1 箱桁製作概要

大ブロックの組立はフローティングクレーンによる積出しが可能な岸壁で行った。工場内に十分な岸壁を有しないところでは、公共岸壁を補強して組立てた。大ブロックは約30mの小ブロックを連結した。小ブロックは図-7のようなA～Gパネルを組み立てた桁である。

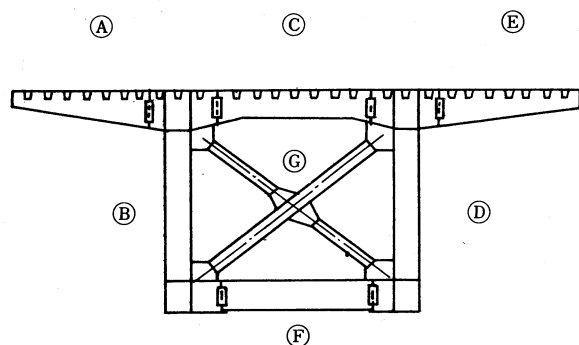


図-7 パネル区分

大ブロックは図-1に示すようにG1～G7桁で構成される。現場架設時の添接位置での整合性を事前に確認するため小ブロックを転送した。

工場製作は図-8のように2種類の要領によって施工した。

大ブロックの製作精度は現場の架設作業および精度に大きく影響するため、製作途中において製品検査を十分に行い、精度を確認した。

本橋の製作工程は、架設時期がうねりの少ない冬期となることを設定して決定した。実施工程を表-4に示す。製作鋼重の内訳を表-5に示す。

表-4 工 程

年・月	1980	1981	1982	1983
項目	7 8 9 10 11 12	1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12	1 2 4 5 6 7 8 9 10 11 12	1 2 3 4 5 6 7 8 9 10
詳細設計				
架設計画				
風洞試験				
工場製作・塗装				
大ブロック組立				
架 設				

大ブロック架設
準備
付属物架設

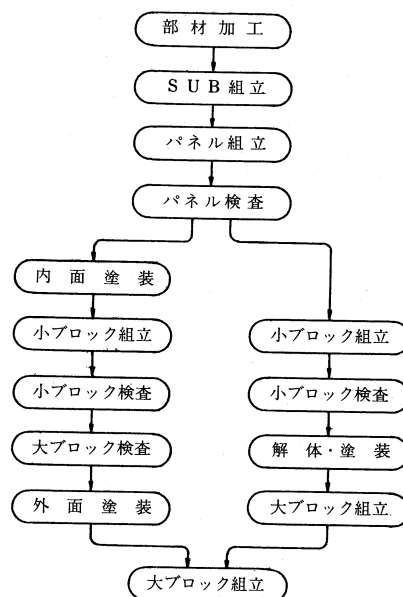


図-8 製作のフローチャート

表-5 鋼 重

単位 (ton)

区 分		3 径 間	4 径 間	
主 構 造	鋼 板	S M50 Y	887.8	3,844.4
		S S 41	1,198.1	1,503.7
	U リブ	S M50 Y	156.8	667.3
		S S 41	176.2	95.3
	形 鋼		66.1	222.3
	H T B 他		46.1	111.1
	合 計		2,531.1	6,444.1
付 属 物 合 計 (耐風安定材)		500.4	1,138.8	
		(153.7)	(386.8)	
合 計		3,031.4	7,582.9	
支 承		47.6	186.0	
総 合 計		10,847.9		

4.2 大ブロック組立

デッキプレートの現場溶接は、FAB片面サブマージアーク溶接により単電極または2電極を用いた。Uリブの現場溶接は手溶接または炭酸ガス半自動溶接とした。溶接による収縮量は、1シーム当たり2mmを見込み、パネル製作を行ったところ、ほぼ妥当な量であった。

デッキプレート、Uリブ以外の添接は防錆処理高力ボ

塗装系	適 用 部 位	素 地 調 整	
		1 次	2 次
A-5	・箱桁外面 ・鋼床版下面 (張り出し部)	原 板 プラス +	製 品 プラス
N	・箱桁内面天井部	H B S K 5611	
A-10 -(1)	・箱桁内面 (天井部除く)	無 機 ジंकリッチ プライマー 20 μ	パワ ー ツール 処 理

ルト B による摩擦ボルト接合とした。締付けはナットランナーにより行い、軸力管理はトルク法によった。部材組立ては、パネルまたはブロックが通常の桁に比べ非常に大きいため、縦リブ・横リブ等のボルト孔の整合が困難である。そのため、過去の研究⁵⁾ および使用実績より安全性を確認し、M22 の高力ボルトに対して直径 26mm の過大孔を採用した。

大ブロック組立は、工場内の 200t 吊クレーン、あるいは 300t 吊クローラークレーン、300t 吊フローティングクレーンを用い、工程上真夏に行った。昼夜の温度差や日照部と日陰部との温度差が大きいため、シーリングビードの施工時刻・高力ボルト締付時刻・キャンバー計測時刻などの時間管理を厳しく行い、キャンバー、平面曲線等の確保に留意した。

支点上の計画高の確保のために、ペDESTAL フレーム設置高誤差は支承下柢または底版、桁高誤差はソールプレート

プレート厚によって調整した。そのため、ソールプレートの取付は大ブロック組立後に行った。

大ブロック組立は約 30m 毎に多点支持とした。各支点の架台および基礎は上下フランジの温度差による反力増や、積込時の反力変動に十分耐え得るように配慮した。

転送ブロックは小ブロック単位で各工場間を海上輸送し大ブロックに組立てた。また、相互に寸法データの交換やしない定規による寸法合わせなどにより寸法管理を行ったため、孔くりや切合わせなどの加工は行わずに、連結することができた。海上輸送による塩分付着量は 10 ～ 15mg/m² 程度であった。

4.3 溶接施工試験

溶接施工法は溶接部の構造、溶接性、作業性、拘束応力、検査の可否等の溶接部の品質を左右する要因を総合的に考慮し、最適施工法を選び、信頼性を確保するため、各製作工場にて溶接施工試験を実施した。

溶接施工試験では支承の開先形状、デッキプレートおよび U リブの溶接施工性を確認した。その結果、施工管理を十分徹底して行えば溶接部の品質には問題がないことを確認した。

溶接施工試験のうち、U リブ現場溶接、特に箱桁腹板に隣接する狭隙部の突合わせ溶接の施工法を重視した。開先形状・溶接姿勢の改善を図れば満足できる品質を得られることを確認した。

この溶接施工試験および過去の製作実績から鋼床版および U リブのルート間隔と目違いの管理値を表-6 のように定めた。

表-6 ルート間隔と目違いの管理値

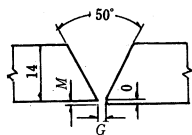
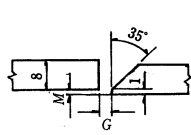
デッキプレート突合せ溶接	U リブ突合せ溶接
	
V 開先	狭隙部 70°V 型 または全て 25° + 35°V 型 または図の V 型
G = ± 3 mm M = 2 mm	G = -1 ~ +3 mm M = 1 ~ 2 mm

表-8 塗装仕様と塗膜厚

第 1 層	塗装 間隔	第 2 層	塗装 間隔	第 3 層	塗装 間隔	第 4 層	塗装 間隔	第 5 層	塗装 間隔	第 6 層	合 計 膜 厚	塗 装 方 法
HBSK5603 厚膜型無機 ジンクリッチペイント 75 μ	2 d 6 m	ミストコート 約 10 μ	2 d 以内	HBSK5606 厚膜型 エポキシ 60 μ	1 d 3 m	同 左 60 μ	1 d 3 m	HBSK5606 ポリウレタン (中塗) 30 μ	1 d 7 d	HBSK5606 ポリウレタン (上塗) 30 μ	255 μ	スプレー
同 上 75 μ	2 d 6 m	同 上 約 10 μ	2 d 以内	同 上 60 μ	1 d 3 m	同 上 60 μ	1 d 3 m	HBSK5606 エポキシ 60 μ		—	255 μ	スプレー
HBSK5609 タールエポキシ 110 μ	1 d 10 d	同 左 110 μ	1 d 10 d	同 左 110 μ	1 d 10 m	JIS K5492 1 種 アルミニウムペイント 15 μ		—		—	345 μ	スプレー

4.4 疲労対策

使用期間中の渦励振による累積疲労の照査を行った。その結果、溶接は上部構造設計基準のC級以上の溶接により片振幅200mm程度の限定振動に対して許容できることから、次の事項を製作に反映させた。

- i) 腹板との狭隙部のUリブ現場溶接部のグラインダー仕上。
- ii) Uリブ・吊環等の応力作用方向部材端溶接部をグラインダー仕上。
- iii) デッキプレートヒマンホールのフタの突合わせ溶接部の放射線検査等。

4.5 付属物の製作

本橋に設置した橋梁付属物を表-7に示す。

4.5.1 耐風安定材

ダブルフラップおよび下部スカートは、風洞試験で決まった形状を保持することが重要であり、応力的には断面は決まらない。重量軽減のために軽量形鋼を骨組とし、外板に3.2mmの薄板を使用した。骨組と外板の接合は上面側を雨水の浸入を防ぐため溶接とし、下面側は溶接歪を極力抑えるためステンレス製のブラインドリベット締めとした。ダブルフラップの部材長は8~10mを単体で製作し、外側の自動車防護柵の支柱に取付けた。

4.5.2 伸縮継手

T1Aの伸縮継手は移動量が少ないため鋼フィンガージョイントを採用しトユ形式の排水装置とした。

T4PおよびT8Aの伸縮継手位置での温度差による移動量は非常に大きくなり(設計伸縮量340mm)、フェースプレート部材部の部材が厚くなる。このような厚板をガス切断し、溶接等で組立てることは精度上製作困難であるためダクタイル鋳鉄製(FCD40)とした。ダクタイル鋳鉄は鋳物の特性である流動性・铸造性・切削性を有し、高い強靱性・伸延性を備えている。製作は、標準長1.6mの22ブロックから成り、フィラープレートにより設置高さを調整した。排水はネオプレンゴム製のU字溝とし、大きな伸縮にも対応できるようにした。

4.5.3 管理施設

管理施設としては、外部管理路・内部管理路・橋脚回り管理路・桁手摺および検査車を設けた。桁内には維持管理のために照明装置を取付けた。

検査車はアルミニウム製で左右ブラケットに各々1台ずつ、下フランジ各径間毎に1台設けた。4径間の下フランジ部検査車は桁ハンチによる勾配に対処するためにレールにステンレス製(SUS304)のチェーンで現付け、検査車側のスプロケットにより駆動する構造とした。

4.6 塗装

本橋は環境庁との協議によりN7.5(マンセル記号)のライトグレーで外面塗装が義務づけられている。

主要な塗装仕様を表-8に示す。

箱桁内面の鋼床版裏面はグースアスファルト熱(約220℃)による耐熱性および箱桁内での施工性・安全性を考慮して、新たにN塗装系を設定した。

塗装は大ブロックジョイント部を除き大ブロック組立時に最終塗装を行い、現場塗装を極力少くした。

5. あとがき

本橋の設計は、暫定施工に急きょ変更したことにより、多くの制約条件の基で経済的な設計を行わなければならなかった。そのために、他の橋梁に比べてブラケット長が大きく桁高の低い、相対的にフレキシブルな構造となった。結果的には、耐風安定性の問題から耐風安定材を取付けることになり、世界で最初の耐風安定材を有する箱桁橋となった。また、支承間隔が小さいことから風による三分力作用時には過大なアップリフトが生じるため、局部的に形状、材質の変更が生じた。

製作においては、大ブロック箱桁としては今までに例のない大規模なものであることから、大ブロック組立場所の確保が生じたり、品質・出来形の向上のために施工試験を実施し、入念な管理を行った。

塗装は、海峡部橋梁であることから、重塗装系を使用した。工程上、桁内面塗装が真夏になったりすることで、作業を困難にした。しかし、塗装の出来形をより良いものとするために、桁上、桁内の作業員は上ばきを着用して塗膜へのきず、汚れを極力少なくするよう努めたことは特筆すべきことであろう。

参考文献

- 1) 建設省中部地方建設局岐阜国道工事事務所編：岐大バイパス穂積大橋補強設計 1975
- 2) 坂井藤一、長井正嗣：鋼箱桁橋中間ダイヤフラム設計法に関する一試案、土木学会論文報告集 第261号 1977. 5
- 3) 土木学会編：組合せ応力を受ける板パネルの安定性照査、鋼構造の補剛設計法の理論と実際 1979. 9
- 4) 大島 久、宮下 力、大橋治一：門崎高架橋の風洞試験 本四技報 No.22 1982. 10
- 5) A. Nishimura, M. Fujisawa, S. Yamano, N. Ishizawa, S. Ono: Effect of manufacturing errors upon mechanical properties of friction-type bolted joints, Proc. of JSCE, No. 220, Dec. 1973

門崎高架橋上部工の架設(計画編)

Erection of Tozaki Viaduct (Planning and Preparation)

児島工事事務所 第八工事長 宮下 力
Chikara Miyashita
児島工事事務所 第六工事長付 大橋 治一
Harukazu Ohashi
鳴門工事事務所 第二工事長付 真辺 保仁
Yasuhito Manabe

1. まえがき

門崎高架橋は、昭和57年11月3日に最初の大ブロックのフローティングクレーンによる架設を行い、昭和58年1月30日に最終大ブロックの架設を無事終えた。連続した7回のフローティングクレーンによる架設によって、3ヶ月間に約1kmの橋梁が閉合した。

本報告は、門崎高架橋上部工の設計・製作に引続き、架設工事の概要をまとめたものである。以下に、架設計画、架設設計、架設準備、架設実績および動揺計測について順を追って記す。

2. 架設計画

2.1 自然条件

架設現場は、写真-1に示すように門崎半島にほぼ平行に走り太平洋に面している。海岸は厳しい波浪を受けて約20mの高さまで侵食および風化されて、砂岩が露出している。

門崎の先端付近は、鳴門海峡の急潮流によって侵食された岩石が流されるため堆積物が少ないが、T7P、T8A前面の海域には局所的に岩盤が露頭している。一方T2P、T3P前面の海域は潮流の影響は少なく、破碎岩が転石として海底を被っている。

また、門崎は太平洋に向かって開けているため、台風、春一番に代表される南風が吹く時期は、吹送距離が長くなり長周期の大きな波が押し寄せる。

架橋地点では南風の場合、背後にあるほぼ同じ高さの

地形によって吹上げになる。北風の場合は、この地形によってほとんど遮断されるため弱い風が回り込む程度となる。また、冬期は北風が主流となる。

鳴門海峡の潮流は、最強時10ノット程度であり、T7P、T8A前面の海域はその影響を受ける。

2.2 架設工法選定

架設工法は、本橋の架設地点が2.1 自然条件で述べたように海岸沿いに位置すること、陸上からの物資のアクセスが困難であること、工期が短縮できること、工費が節約できること等からフローティングクレーン(以下FC)による大ブロック架設工法とした。FCの吊能力、架設高、アウトリーチの関係上、3,000t吊クラスのFCを主体とした相吊あるいは単吊となった。特に、G1桁およびG7桁の架設は、FC進入のための所要水深不足のために数案を比較検討した。

2.2.1 G1桁架設工法

(1) 縦引き案

まず、T2P、T3P間に一括架設を行い、その桁上にT1A、T2P間の桁を一括架設により仮置きし、T1A方向に縦引きを行いジャッキダウンする。

(2) クローラクレーン架設案

T1A、T2P間に中間ベンドを建て、クローラークレーンで約30mの小ブロックを逐次架設する。

(3) 浚渫案

FCが完全に進入可能なように浚渫し、大ブロック架設を行う。

(4) 横引き案

FC進入、架設が可能な位置までT1A、T2P前面にベンドを建て、その上に桁を仮置きし、正規の位置まで横引きしジャッキダウンする。

(5) 転石除去・横引き併用案

T1A、T2P下部工基礎上にベンドを建て、その状態でFCによる一括架設が可能となるように海底の転石除去を行う。架設後は横引き、ジャッキダウンによって正規の位置に設置する。

比較検討した工法は主として上記5案があるが、ベント基礎が簡略化でき、環境への影響が少なく工期の短い転石除去・横引き併用案を採用した。

2.2.2 G7桁架設工法

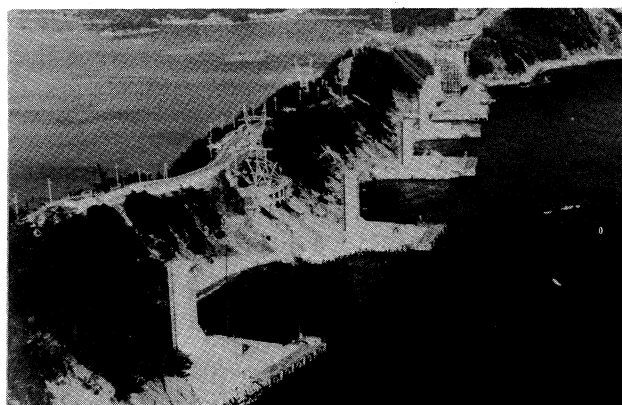


写真-1 架設前の全景(手前からT7P、T6P……T1A)

(1) 浚渫案

T 7 P、T 8 A 前面の海域の根石撤去により F C の所要水深を確保し、1,300t 吊 F C と 3,000t 吊 F C によって一括架設する。

(2) 横引き案

T 7 P 下部工基礎上にベンドを建て、F C 2 隻により一括架設、横引きする。

(3) 一括架設案

F C 2 隻で吊上げた状態で、各々の F C が暗礁を回避しながら架設地点まで進入し一括架設する。

(4) 仮置・再架設案

F C 2 隻により T 7 P 下部工基礎上および T 8 A 作業ヤード上に仮置し、スリングワイヤーを弛めた状態で暗礁を回避し、F C をハの字に配置して進入し、再度吊上げて架設する。

比較検討した工法は主として上記 4 案であるが、架設機材が少なく、F C 操船の安全性と工期が短縮できる仮置・再架設案を採用した。

3. 架設の設計

3.1 輸送の設計

大ブロックの現地までの海上輸各は 15,000t デッキバージ (以下、DB) および 16,000t DB を複数回使用することとした。G 2、G 3 桁は、大ブロック組立場所が同じであること、DB の都合から、バラスト管理が可能である 15,000t DB に 2 桁を平行に搭載した。その他の桁は 16,000t DB に単載とした。

G 1 ~ G 3 桁と落とし込み桁である G 6 桁は、桁高がほぼ一定で桁が DB 内に収まることから、輸送上好ましい多点支持として反力分散を図った。G 4、G 5、G 7 桁は、桁長が約 200m で 16,000t DB (台船長 120m) の船外への張出しが大きく、反力分散が困難である。そのため、DB 補強、架台、桁内補強が少ない 3 点支点とした。中間架台には、台船の動揺および温度差による反力変動に対処するために、22mm 上越して初期反力を導入し各反力をバランスさせた。

(1) トリム・安定性

DB の安定性の照査は、使用 DB の船級ルール (NK) によった。これによると、(イ) 桁搭載時のトリム (船首と船尾での吃水差) が曳航上問題ないこと、(ロ) GM (重心-メタセンター) が正であること、(ハ) 風作用時 (25m/S) に動的な安全率が 1.4 以上であること (復元モーメント $\geq 1.4 \times$ 傾斜モーメント)、および (ニ) 海水流入角時の復元力の確保を満足しなければならない。その他、区画浸水時の安定性についても検討した。

(2) 船体運動解析

桁輸送時の船体運動、桁の応答加速度、および静水時 Sugging、Hogging 状態における DB の浮力分布を求めた。

船体運動は、有義波高 $H1/3=0.75\text{m}$ 、最大波高 $H_{\max}=1.5\text{m}$ としてスペクトル解析を行った。G 4 桁先端の動揺は、最大波高作用時に約 1.9m で、最大応答加速度は

鉛直方向に $0.1g$ (98cm/sec^2) である。DB の架台高は、この上下動によって桁端が浸水しないように決定した。また、桁断面の補強は主橋体の約 5% を占めた。

DB の浮力分布は、DB の強度計算に外力として用いた。波高は 1.5m、波長は設計上最も厳しい DB 長に同じとした。Sugging、Hogging 状態の浮力分布は、DB 中央部で静水時に比べ約 3 割上下した。16,000t DB の内部補強は約 5t であった。

(3) ラッシング・補強

輸送時の桁の動揺による移動、横転を起こさないように、DB に桁を固縛する必要がある。横方向の移動に対しては、架台との摩擦、ストッパー、ラッシングワイヤーによって抵抗する。縦方向の移動に対しては、摩擦とラッシングワイヤーによって抵抗する。桁と架台の間にはゴムを挿入し、反力のなじみ、および塗装面の保護を行った。摩擦係数はウェット状態を想定して通常の半分の値 0.4 を用いた。安定に対する安全率は 2 以上を確保した。

3.2 架設の設計

3.2.1 3 径間架設

(1) モーメント連結法

3 径間の架設はモーメント連結法によって行った。この工法では、各架設段階毎にジョイント部に曲げモーメントが発生する。桁間のジョイントは F C によって吊上げた状態で仕口を合わせ、全数の高力ボルト添接を行い逐次剛結する。

本橋のモーメント連結法は、基本的には全吊桁重量を F C によって吊上げ、既設桁の仕口に合わせて吊桁を傾斜連結する。したがって、通常のように F C 離脱後に仕口で全反力を負担できるような大規模のセッティングビームは不要である。F C が動揺する中で仕口を合わせること、および添接作業時に動揺により仕口が離れたりしないために簡易なセッティングビームを用いることとした。

(2) セッティングビーム・ロッキングピン・吊環

セッティングビームの設計は、大鳴門橋バックスティ径間の一括架設時の動揺実測データを基に、周期 5 ~ 10 sec、上下振動片振幅 20cm を想定した。吊桁の衝撃荷重は約 40t である。静的状態でのセッティングビームへの負荷は左右フックの荷重分担率によって異なる。設計上はセッティングビーム、左フック、右フックの荷重分担を 8%、32%、60% とした。セッティングビームの設計には余裕代を考慮して吊桁重量の約 10% (100t) を用いた。取付けは吊桁デッキのウェブ内側とした。

セッティングビームに荷重を负荷し、デッキ閉合金具のボルトを添接した後、ロッキングピンを下フランジウェブ近傍に取付け動揺による仕口の開きを抑えて本体のボルト添接を行う。この時点での動揺として 6cm の上下動を考慮し、片側 400t として設計した。ピンは S S 41、M 80 を用いた。

吊環の設計は、桁吊上げ時の作用力に衝撃および不均等荷重としてそれぞれ作用力の 20%、30% を考慮した。

最大吊荷重は110tある。吊環はデッキプレートを貫通してウェブにすみ肉溶接を行った。また、吊環の桁内残留部には供用時鋼床版作用によって板厚方向に応力を受けるため、耐ラメラティア材（Z15）を用いた。

3.2.2 4 径間架設

(1) ヒンジ連結法

4 径間の大ブロック連結はヒンジ連結法によって行った。通常のヒンジ連結法は、ジョイント部でセッティングビームによって吊桁を既設桁に全面的にあずけ、他方を橋脚に設置した後、FCを撤去し添接作業を行う。この場合、ジョイント部にはせん断力のみ伝達しモーメントは発生しない。

本橋の架設は、G 4 桁架設、G 5 桁架設、連結、G 7 桁架設・セットバック、G 6 桁架設・片側連結、G 7 桁縦引き・連結を行う。G 6 桁の落し込み架設のためにG 6 桁両端にセッティングビームが必要となる。桁のジョイント作業は3 径間と同じFCによって桁を吊上げ保持した状態で行う（図-1 参照）。

添接完了後、FCの吊荷重を徐々に解放するに従って添接部には負の曲げモーメントが作用するが、全荷重解放時には自重による正の曲げモーメントと相殺されるため、ヒンジ状態とすることができる。これにより、架設時の添接ボルト本数を約30%減らすことが可能となった。

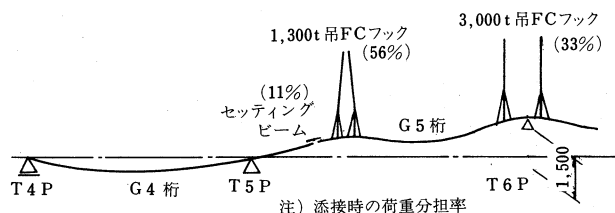


図-1 G 5 桁架設概念図

FC離脱後、架設時のドリフトピンおよび添接ボルトの交換と残りのボルトの添接を行う。

4 径間の場合、相吊架設となるため、単吊架設に比べて準備作業、捲上げ、前進等の時間が多くなり、FCの現地での拘束時間が長くなり吊上げ状態でのリスクが高くなる。本工法は、FC吊上げ状態での添接時間をできる限り少なくでき安定性を高める点に利点がある。

(2) セッティングビーム・桁引寄せ金具・吊環
セッティングビームの設計は、添接時の仕口合わせ、添接作業時のFCの動揺に伴う仕口の離れを無くするために吊桁重量の約20%をセッティングビームに作用させる。J 16 側のセッティングビームは、縦引きし閉合するまでG 6 桁を支持する関係上、全反力を支持できる構造とした。このセッティングビームはG 5 桁架設時にも使用される。図-2 は、G 5 桁架設時にセッティングビームに100tを負荷させたときの動揺による浮上りを生じないための許容片振幅を示している。

4 径間は曲線桁であるため、山側および海側ウェブ上のセッティングビーム相互の反力変動、捩れ等に対処

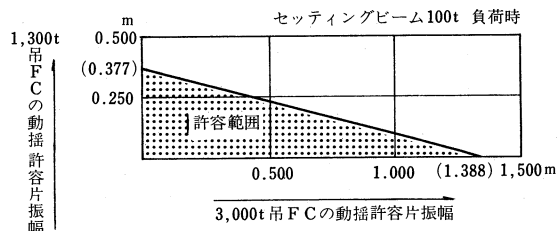


図-2 セッティングビームの浮上りから決まるFCの動揺許容値（G 5 桁）

するために左右のセッティングビームに横桁を連結した。既設桁端の受台は溝形とし、セッティングビームの降下時のガイドを兼ねている。

G 6 桁架設後、あらかじめセットバックしたG 7 桁を縦引きしてJ16の添接を行う。縦引きはT7 P、T8 A 支承を16基の油圧ジャッキによって同時に送る。デッキ閉合のために、デッキ上に片側300t センターホールジャッキ用の反力受けを取付けた。

吊環作用力は最大192tで設計した。

4. 架設準備

4.1 測量・調査

スパン測量は、光波測距儀で行った。当初、基準ベンチマークから組んだ多角トラバースを利用して施工中の橋脚鉄骨から求めた。最終的には、橋脚完成後にスパン測量を行い、上部工の製作出来形を反映してペDESTAL フレームの芯出しを行った。

ペDESTAL フレームの天端高は、支点上の計画高を確保するために重要である。測量は、一等水準儀で行い、計画高との誤差を支承の底版厚あるいは下沓厚で調整した。

架設地点の内、T 2 P-T 3 P ジャケット前面およびT 7 P-T 8 A 前面の海域は水深が浅く、3,000t 吊FCによる架設時の吃水確保が工法決定の一大要因である。そのために、音響掃海機による深浅測量および潜水夫による海底状況の調査を行った。

また、T 8 A 付近の海域はFC係留時には鳴門海峡の潮流の影響を受けるため、潮位、流向、流速を測定した。

その他、FCおよびDBのシンカーの設置性、把駐力を確認するために海底地質調査、現地作業可能時間の把握を行った。

4.2 転石除去

G 1 桁架設は、3,000t 吊FCによる単吊架設を行うが、2.2 架設工法選定で述べたように、横引きベンド上に仮置するために水深が5.6m以上（吃水5.1m）必要となり、約2,000 空³m（1,500 空³m）の転石除去を行った。転石除去に際して、濁水汚染防止のためにシルトプロテクターを設置した。

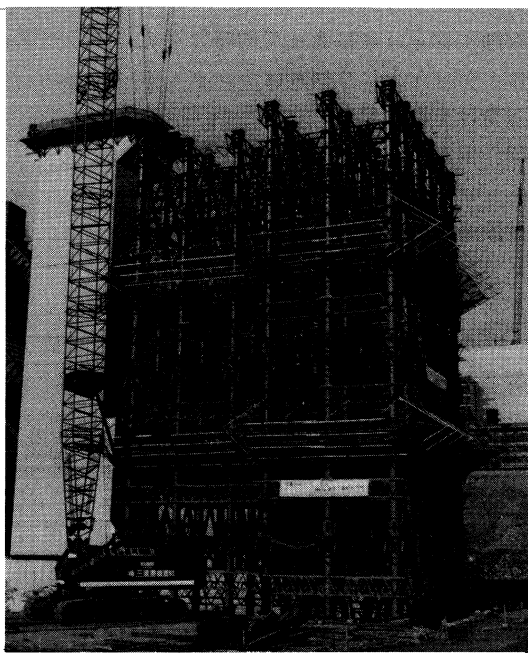
4.3 ベンド・軌道桁架設

G 1 ブロックの横引き用ベンドはφ 500 のパイプを主

体としたラチス状の立体構造で、横引き時の反力に対して設計した。ベント基礎は、全面的に下部工基礎上に設置した。T 2 P ではケーソン頂版および橋脚鞍部に、T 1 A では将来施工される鉄道トラスの沓座面付近にアンカー施工を行った。T 2 P・T 3 P 作業ヤードは、本橋取付道路である鳥取土工の排土・仮置等の作業が輻そうする中で80 t 吊タワークレーンによるベンド建方を行った（写真－2 参照）。作業能力は約10 t / 日であった。

ベンドの形状管理は、架設・横引き等から高度の組立精度が要求された。高さ、倒れ、支間長の誤差はそれぞれ8 mm、18 mm（H / 1,800）、2 mmであった。

ベンド建方完了後、T 1 A、T 2 P 間のスパン測量を行い軌道桁の正確な位置決めを行った。軌道桁はできる



写真－2 ベント建方状況（T 2 P）

限り連続構造が望ましいが、クレーンの施工能力から3ブロック（最大ブロック16.2 m、9 t）とした。軌道桁の両端には、横引き用 V S L ジャッキの反力止めを取付けた。軌道桁の滑動面にはステンレス板を溶接し、桁の

横引き用滑り沓（テフロン板貼付）との摩擦抵抗を軽減させた。

4.4 載荷試験

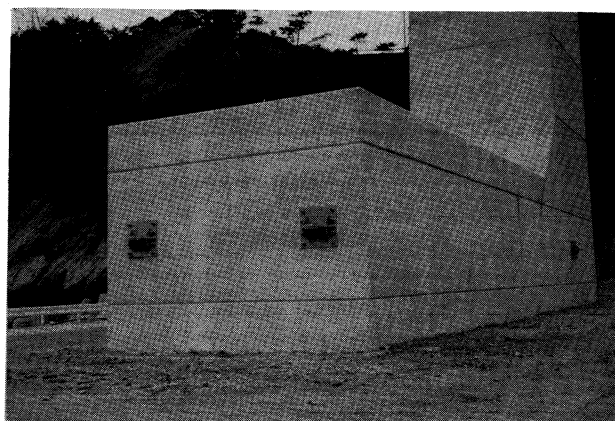
G 7 桁の架設は、F C の操船上の理由から、一担 T 8 A 作業ヤードおよび T 7 P 橋脚鞍部に仮置する。両支点場所の高低差は5 m あるため T 8 A 側に架台を設置する。この仮置は、支承の可能回転角分 T 8 A 側に傾斜させることによって架台高を極力低くした。

T 8 A 作業ヤード側は、地盤反力を10 t / m²におさえた。架設に先立って、地盤の支持力および沈下量の確認のためにシンカーを載荷して安全を確認した。

4.5 架設ガイド・仮固定金具・係留アンカー

ペDESTALフレーム内側のコンクリートは、支承からの支圧応力の均等な分散のために表面をグラインダーによって滑らかに仕上げた。また、架設時、支承のペDESTALフレーム上への位置決めガイド治具および、支承溶接までの仮固定のためのジャッキ受、シーム受をペDESTALフレームに取付けた。

F C の現地係留および架設時には前面係留ワイヤーのアンカーとして、各橋脚、橋台に係留アンカーを埋込んだ。このアンカーは1箇所当り90 t の張力に対して設計した。（写真－3 参照）



写真－3 係留アンカー

大鳴門橋ケーブルサドルの製作

Manufacture of Cable Saddle on the Ohnaruto Bridge

鳴門工事事務所 第二工事長付

鈴木 周一
Shuichi Suzuki

1. まえがき

大鳴門橋のケーブルサドルは鋳鋼品及び鋳鋼品と鋼板との合成構造で製作された。

これは関門橋及び因島大橋などの製作実績をふまえて製作されたものであるが、過去の実例より大型のものとなったため、事前に種々の配慮を行った。

この結果、製品の品質、精度はいずれも公団の基準を十分満足するものが得られた。

しかし、細部の点についてみると、その製作方法、あるいは製作時のスペックなどに事前に予知できなかったいくつかの反省点が生じた。また、関門橋以来いわば慣例的に形状決定されてきた構造についても、その架設などを通じて、形状の再考を要すると思われる点もあった。

本報告ではこうした大鳴門橋ケーブルサドルの製作時における特徴的な面及び反省点などを述べることとする。

2. ケーブルサドルの製作

2.1 概要

2.1.1 特徴

大鳴門橋のケーブルサドルは新日鉄・川崎製鉄共同企業体により、昭和54年10月31日より昭和56年6月20日までの工期で製作された。

製作の分担は川崎製鉄が1A、2P、3Pの各サドル、新日鉄が4P、5Aの各サドルである。

本橋のサドルには次のような特徴がある。

(1) 主塔サドル、スプレーサドルとも大型となっており、素材の健全性の確保、鋳造・溶接・加工の方法等に慎重な配慮を必要とした。

(2) スプレーサドルの上沓は鋳鋼と鋼板とのハイブリッド構造として軽量化を計ったが、さらに垂直に2分割の構造とした。分割構造の採用に当たっては、前例のない構造であることから、分割面に働くケーブルの作用力について十分な検討を行った。²⁾

この構造により、製造時には分割面の加工、ボルトによる一体結合等の工程が余分に必要となるが、鞍溝部の加工性及び加工能力、各工程間のハンドリング及び工程短縮などを考慮すると大型サドルの場合は有利と考えられる。

(3) スプレーサドルのローラー転動面は主に強度面からSUS410の肉盛を行った。

また、ローラー部周辺の部品は長期防錆のためステン

レス材料を採用した。

(4) スプレーサドルの支承板は強度面、経済性及び製造上の理由からSUS410のむく板を採用した。

スプレーサドルは特に大型のサドルであり、ローラー部周辺の強度を慎重に検討する必要があったため、FEM解析を行った。これについては文献²⁾に詳述されているので参照されたい。

2.1.2 形状及び数量

ケーブルサドルの一般図を図-1～4に示す。

また、数量については表-1に示す。

表-1 鋼重一覧

種 別	材 料	単 重(kg)	1基分個数	1基分計(kg)	基数	合 計(kg)
1 A スプレーサドル	本 体	SCW 49	29,761	1	65,984	2
		SM 50B	36,223			
	支 承 板	SUS410	—	—	3,809	
	浮上り止め	SC 46	1,951	2	3,902	
	ローラー	SF 55	1,904	18	34,272	
	付 属 品				4,501	
	計				112,468	
5 A スプレーサドル	本 体	SCW 49	39,619		104,140	2
		SM 50B	64,521			
	支 承 板	SUS410	—	—	4,881	
	浮上り止め	SC 46	3,744	2	7,488	
	ローラー	SF 55	2,471	22	54,362	
	付 属 品				7,300	
	計				178,171	
側塔サドル	本 体	SC 46		1	20,661	2
	上 蓋	SC 46		1	5,366	
	付 属 品				773	
	計				26,800	
主塔サドル	本 体	SCW 49		1	78,181	4
	付 属 品				1,990	
	計				80,171	

2.2 製作

本報告では紙面の都合もあり主にスプレーサドルの製作について、その特徴的な面、製作時の留意点などを述べることとする。

2.2.1 鋳 造

(1) 鋳造方法

- 鋳込手順：通常の鋳物と同様であるので割愛する。
- 鋳造方向：重要箇所である鞍部を下向きとした。
- 押湯：指向性凝固を確実にするため、押湯は鞍に

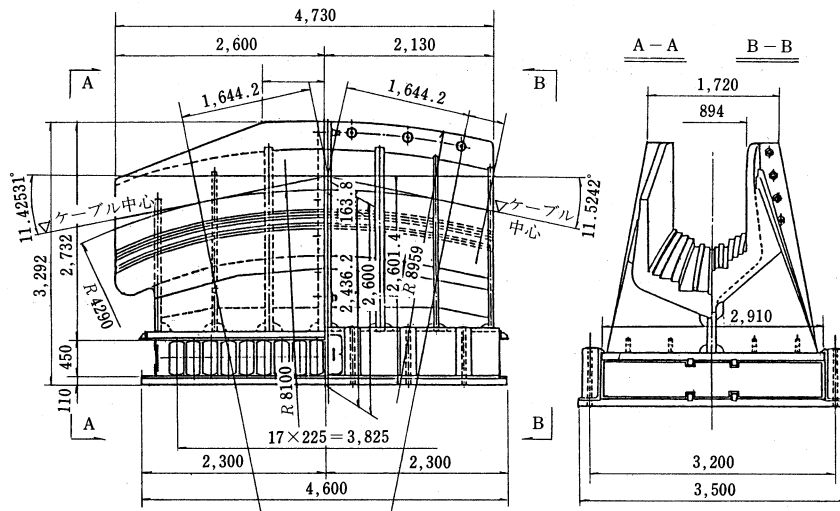


図-1 1A スプレーサドル一般図

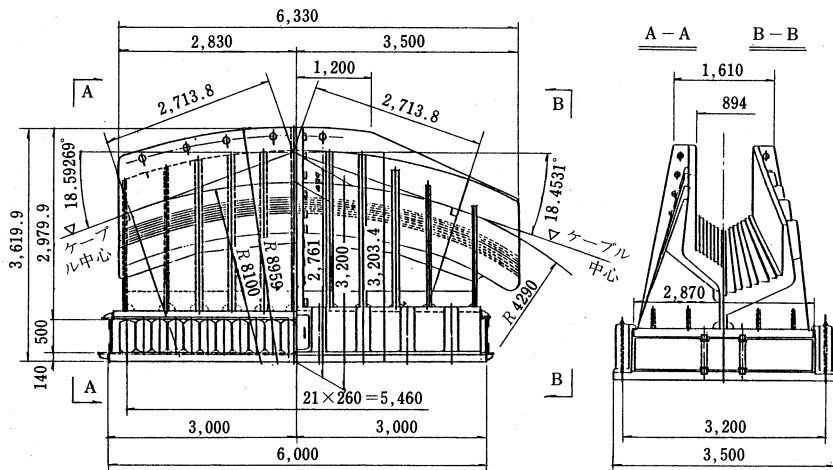


図-2 5A スプレーサドル一般図

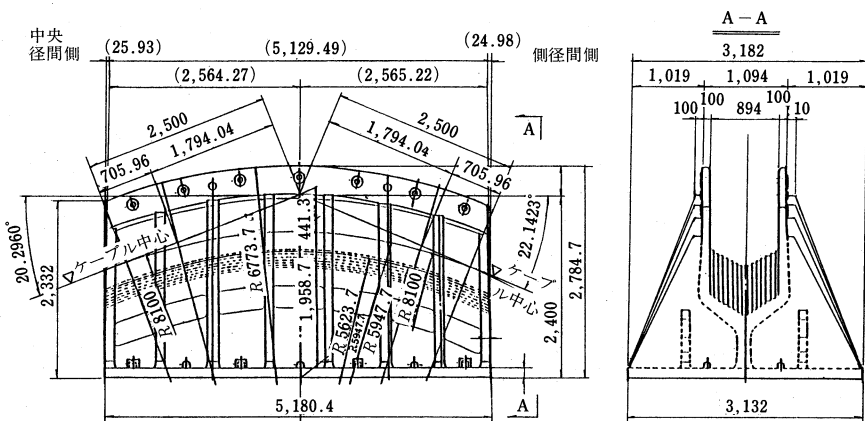


図-3 主塔サドル一般図

直接乗せ、全箇所給湯出来る開放総押湯とした。

d. 鞍の開き防止：鞍側壁の収縮差による開き止めのため、1Aはツナギ材を付け、5Aは予想される開き量だけ内側に折り込んだ。

e. ズンベ：铸込後押湯上に保温剤を投入し、1Aは2時間、5Aは製品本体の凝固完了まで“ズンベ”を実施して、押湯効果の持続と押湯中心部の濃厚偏析を防止した。(ズンベとは木製の棒で突く作業をい

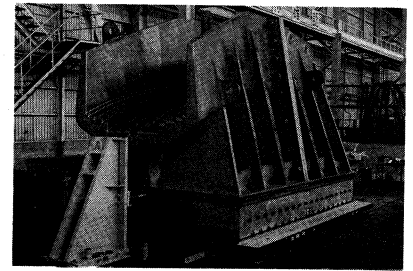


写真-1 1A スプレーサドル完成

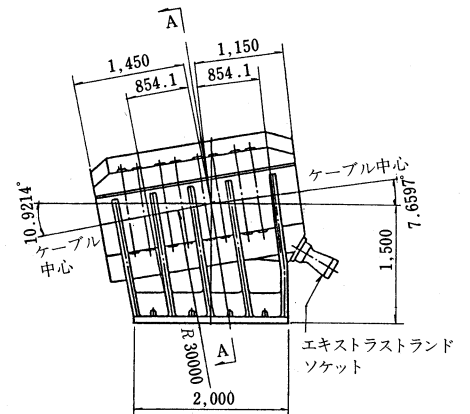


図-4 側塔サドル一般図

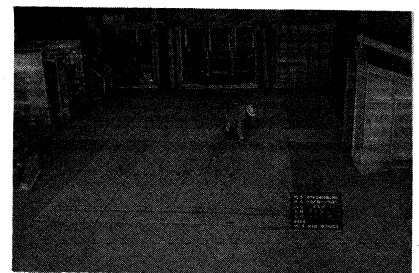


写真-2 3P 主塔サドル木型製作

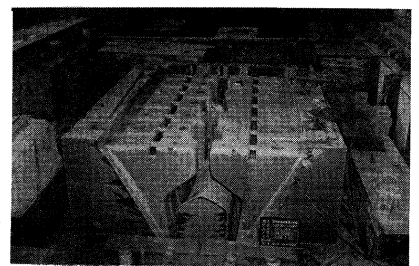


写真-3 3P 主塔サドル型合わせ

表－2 SCW49の化学成分及び機械的性質

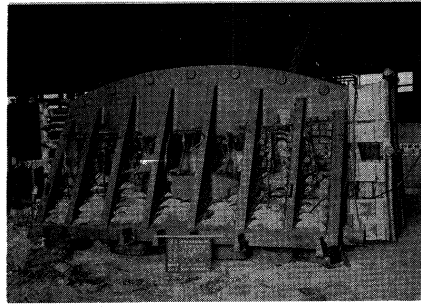
規格 種別	化 学 成 分 (%)										機 械 的 性 質				
	C	Si	Mn	P	S	Ni	Cr	Mo	V	C.Eq	降伏点	引張強さ	伸び率	絞 り	2Vシャルピー (0°C)
	0.22 以下	—	—	0.040 以下	0.040 以下	—	—	—	—	0.43 以下	>28 kg/mm ²	>49 kg/mm ²	>20 %	—	>2.8 kgf・m
1 A・3 P	0.17	0.45	1.20	0.016	0.003	0.38	0.01	—	0.071	0.41	33.0	51.0	28.0	44.0	5.2
	0.18	0.64	1.28	0.030	0.005	0.42	0.03		0.081	0.43	36.0	56.0	34.0	67.0	12.5
5 A・4 P	0.17	0.54	0.99	0.008	0.004	0.05	0.11	0.01	0.006	0.38	30.2	49.5	32.3	59.6	5.1
	0.19	0.61	1.09	0.014	0.008	0.08	0.14	0.03	0.008	0.42	33.8	50.7	36.1	64.8	7.4

表－3 SC46の化学成分及び機械的性質

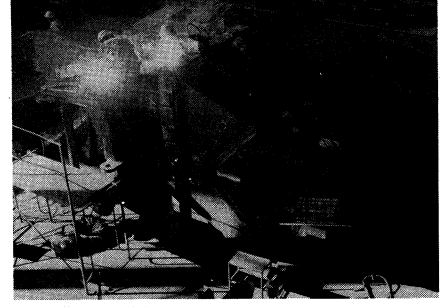
規格 種別	化 学 成 分 (%)								機 械 的 性 質			
	C	Si	Mn	P	S	Ni	Cr	Al	降伏点	引張強さ	伸 び	絞 り
	—	—	—	0.040 以下	0.040 以下	—	—	—	>23 kg/mm ²	>46 kg/mm ²	>19 %	>30 %
2 P	0.20 ∫ 0.23	0.41	0.95 ∫ 0.98	0.015 ∫ 0.016	0.005	0.01 ∫ 0.02	0.02	0.031 ∫ 0.052	29 ∫ 30	47 ∫ 51	31 ∫ 34	60 ∫ 63



写真－4 鋳込み



写真－5 3P主塔サドル砂落し



写真－6 1Aスプレーサドル鋼板溶接

う。この適度の振動が鋼が凝固する時の化学成分の偏りを少なくするのに効果的である。）

(2) 鑄造結果

- 成分分析・機械的性質：化学成分分析及び機械的性質の試験結果を表－2、表－3に示す。
- 非破壊試験：超音波探傷検査、放射線透過探傷検査はそれぞれの基準に合格したが、磁粉探傷検査では鞍の溝部にゴースト状欠陥が認められた。

また、一部の主塔サドル底板部には押湯付近に欠陥集中が見られた。これらの欠陥部は欠陥除去後、肉盛溶接し補修した。

- 外観：鑄仕上後、各部の寸法、出来栄を調査した結果、おおむね計画通り収縮していたが、最厚肉となる鞍底の縦リブ長手方向に於て、1 Aでは20/1000、5 Aでは25/1000の縮みが見られた。（計画では各々16/1000、15/1000）

また、5 Aは砂落し完了時には正常であった鞍側壁が鑄仕上後には広がっていた。これは鞍内面にツナギ材を入れていなかったため、押湯切断時の加熱により、計画値より大幅に変形したものと思われる。

主塔サドルについては長さ方向に若干の過収縮と底板の反りが認められた。

2.2.2 鋼板部の製作

(1) 製作方法

- 溶接施工試験：溶接施工に先立って溶接部の物理的、化学的諸性質及び溶接施工法の最適条件を確認するため溶接施工試験を実施した。
- 組立手順：本溶接では溶接変形を極力防止するため、アンカー側と側径間側（バックステイ側）を抱き合わせ、反転しながら対称に施工した。
- リブ組立精度：鞍部横リブと鋼板部横リブとの組立精度は溶接構造物の寸法許容差を適用することとした。

このため鞍部横リブの両側に補正代を付け、寸法精度の確保を計った。

- ラメラティア防止：センターリブの両側は横リブの溶接によるラメラティア発生を予防するため、次の対策を講じた。

- 1 Aはセンターリブ端面を150mm伸ばした。
- 5 Aはあらかじめセンターリブ両面にバタリングを行い母材の拘束力緩和を計った。

(2) 製作結果

- 非破壊試験：異常は見られなかった。
- 外観：全体的には良好であったが、一部横リブ継手部に肌違いがあり補修を行った。

2.2.3 機械加工

表-4 主要寸法の製作精度

項 目		許 容 差 (mm)		製 作 誤 差 の 最 大 値 (mm)					
		塔頂サドル	スプレーサドル	スプレーサドル		塔 頂 サ ド ル			
				1 A	5 A	2 P	3 P	4 P	
く ら 溝	内 面 間 の 幅	± 2		+ 0.8	+ 0.5	− 0.2	− 1.9	− 0.3	
	各段の幅、深さ	± 1.0		+ 0.8	+ 0.6	+ 0.3	+ 0.8	+ 0.8	
	側壁面の平面度	1 最大すきま 0.5mm/m		0.4 0.15mm/m	0.4 0.15mm/m	+ 0.2 0.04mm/m	0.3 0.05mm/m	0.5 0.08mm/m	
	底 面 の 曲 面 度	理想円曲面に対するずれ 2 最大すきまは弦長 1 m 当り 1.0		1.3 0.10mm/m	1.3 0.40mm/m	1.8 0.10mm/m	0.9 0.25mm/m	1.0 0.15mm/m	
	底部溝線の真直度	1		0.3	0.3	0.2	0.4	0.5	
	スプレー部 側面の曲面度	—	底面の曲面度 に同じ	0.4 0.40mm/m	0.4 0.20mm/m	—	—	—	
底板平面度		上 底 板	全仕上面積 1 m 当たり	0.20 0.05mm/m	0.05 0.03mm/m 以下	0.12 0.05mm/m	0.04 0.03mm/m 以下	0.06 0.03mm/m 以下	0.05 0.03mm/m 以下
		下 底 板	—	上底板に同じ	0.17 0.05mm/m	0.04 0.04mm/m	—	—	—
ロ ー ラ	直 径	± 0.1		+0.09	−0.05	—	—	—	
	真 円 度	—		0.025	0.025	0.020	—	—	—
	円 筒 度	—		0.025	0.025	0.020	—	—	—
	ベ ア ー 差	—		0.05	0.05	0.05	—	—	—
	真 直 度	—		0.05	0.03mm以下	0.03mm以下	—	—	—

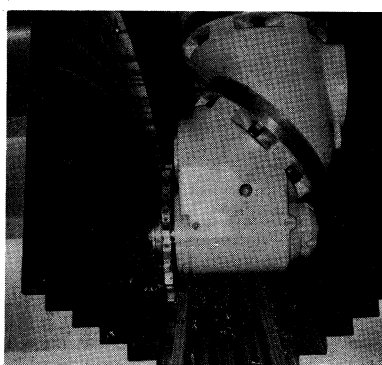
写真-7 4P主塔サドル鞍溝加工
(5軸NC機による)

写真-8 鞍溝仕上加工(5軸NC機による)

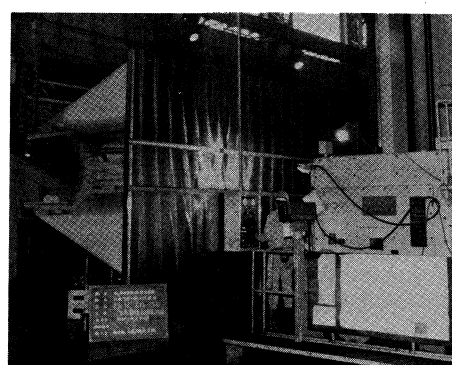


写真-9 1Aスプレーサドル支承板仕上加工

(1) 加工方法

- a. 分割面の加工：分割面はメタルタッチであり、将来の防錆の上から、すき間なく仕上げる必要があった。このため分割面の加工にはマイクロ仕上カッターを使用し、面精度の向上を計ると共に、片面に0.2mmのぬすみを設け、メタルタッチ精度の向上を計った。
- b. 溝部の加工：鞍溝の加工は5軸NCを使用し、既存の治具の他、専用のアタッチメントを製作して使用した。
- c. 底板下面の加工：底板下面(SUS410の支承板)の加工はあらかじめアンカー側と側径間側(バックステイ)を一体結合した後、底板全体を同時加工した。加工には大型横中ぐり盤を使用し、正面フライス盤で切削した。最終仕上はマイクロカッターを使用し、面精度の確保を計った。

(2) 加工結果(完成検査)

- a. 浸透探傷検査：サドル鞍内面について実施したが、全く異常は認められなかった。
- b. 外観・寸法検査：鞍溝は分割加工を行ったが、合

せ面での段違い、くい違いなど全く見られなかった。

サドルの主要寸法の製作精度を表-4に示す。

2.2.4 支承板(SUS410)の製作

(1) 材質の選定

- a. ステンレスむく板の採用：支承板の材質は当初ステンレスクラッド鋼であったが、下記の理由でステンレスむく板に変更した。

ミルメーカーで製造されるステンレスクラッド鋼素材の平坦度は加工上必要とされる平坦度を大きく上回っており、冷間プレス矯正が必要である。プレス矯正後は内部応力除去のためSRを施工しなければならないが、ステンレスクラッド鋼では普通鋼板とステンレス鋼の熱膨張率が異なるためSRが出来ない。このためステンレスのむく板を採用することとしたものである。

- b. SUS410 Modifiedの採用：詳細設計の結果を満足する硬度(HB180以上)・材力を確保するため、SUS410に焼入・焼戻し処理を行ったSUS410 Modi-

表-5 支承板用ステンレス鋼板の化学成分・機械的性質

規格 区分 板厚	化 学 成 分 (%)							機 械 的 性 質			
	C	Si	Mn	P	S	Ni	Cr	※ 耐力	※ 引張強さ	※ 伸 び	硬 度
	<0.15	<1.00	<1.00	<0.040	<0.030		11.50 13.50	>35 kg/mm ²	>55 kg/mm ²	>25 %	>180 H _B
1 A 34mm	0.06	0.35	0.55	0.023	0.012	—	12.23	55	70	25	198
5 A 34mm	0.02	0.03	0.82	0.025	0.010	0.51	11.71	54	65	27	194

※は JIS G 4304 ステンレス鋼棒 SUS 410 の焼入、焼戻し状態の値を示す。

表-6 ローラ (SF 55) の化学成分・機械的性質

規格 種 別	化 学 成 分 (%)					機 械 的 性 質					
	C	Si	Mn	P	S	降伏点	引張強さ	伸 び	絞 り	硬 さ	衝撃(参)
	<0.60	0.15 0.50	0.30 1.20	<0.030	<0.035	>28 kg/mm ²	55-65 kg/mm ²	>20 %	>35 %	>152 H _B	2 U kg-m/cm ²
1 A	0.34	0.25	0.75	0.014	0.007	33	56	28	56	152	—
	0.36	0.30	0.98	0.019	0.010	36	59	32	60	159	
	0.35	0.28	0.80	0.008	0.005	28.6	55.5	27.9	47.9	5.7	
5 A	0.38	0.31	0.83	0.010	0.010	32.8	59.4	30.8	56.8	170	5.7
											9.3

衝撃値は N・T での JIS 規格はなく参考値とした。Q・T の規格値は 5 kg-m/cm²

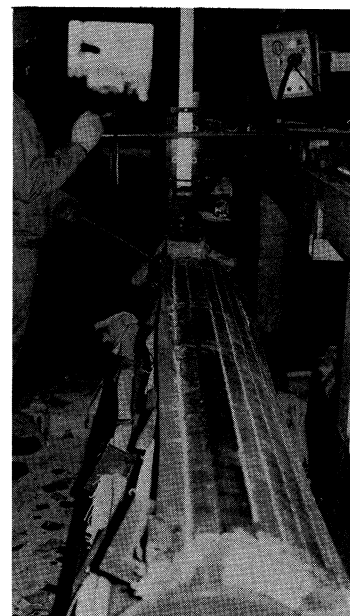


写真-11 ローラ転動面肉盛溶接 (SUS 410)

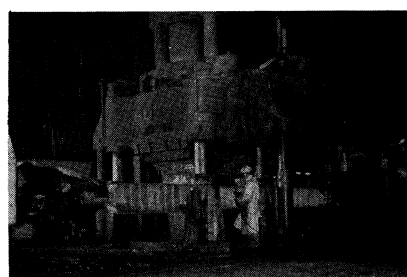


写真-10 ローラ鍛造



写真-12 下沓(下底板、ローラ組立)

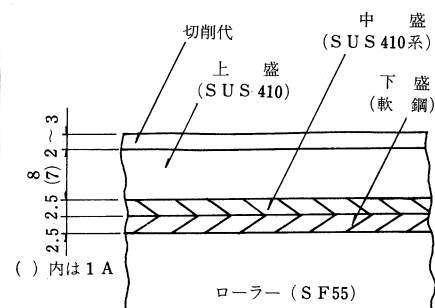


図-5 ローラ胴部肉盛断面図

fied を採用することとした。

(2) 製 作

- 化学成分・機械的性質：表-5 に示す。
- 加工：プレス矯正及び S R により平坦度 3 mm 以内に納められた素材を平削盤とプラノミラーを使用して加工した。加工に当たっては加工熱、加工応力による歪に注意し、反転を繰返しながる歪量が最小になる工夫をした。

2.2.5 ローラの製作

(1) 材質の選定

ローラ母材は S F 55 とし、転動面は主に強度上の目的からステンレスの肉盛を行った。

肉盛溶接の仕様は支承板と同様に、詳細設計の結果を基に、溶接性・経済性等の検討を行い決定した。この結果、材質は SUS 410 Modified とし、肉盛厚は 1 A で 7 mm、5 A で 8 mm とした。

さらに、この溶接性、S R 温度の硬度との関係及び衝撃値を確認するため、肉盛溶接試験を実施した。

(2) 製 作

- 化学成分・機械的性質：表-6 に示す。
- 肉盛溶接：肉盛溶接は潜弧溶接により行った。ローラ胴部の肉盛断面を図-5 に示す。

2.2.6 塗 装

(1) 下地処理

仕上加工後、サンドブラストを全面にわたって施工した。除錆度は Sd 2 以上とした。

(2) 塗 装

- 外面（铸肌部分及び端面）：タールエポキシ 90 μ、3 層塗りとし、刷毛塗りによった。
- 底板下面及び鞍溝内面：無機ジンクリッチペイント 75 μ、1 層塗りとし、エアレススプレーによった。
- 塗膜厚検査結果：塗膜厚はいずれも基準値を満足しており、問題はなかった。

2.3 今後の課題

本橋のケーブルサドルは従来にない大型のものとなったため、製作開始前に種々の検討を重ね製作されたものである。

しかし、実際の製造段階では当初予期しなかった現象、スペック上の問題点等がいくつか出てきた。また、サドルの架設、ケーブルの架設を通じて生じてきた問題もあり、以下にこれらを述べることにする。

2.3.1 鑄 造

- スプレーサドルの鞍部は熱による変形が予想以上

に大きく、押湯切断や熱処理時には鞍内部に変形防止用のステーを入れる必要がある。

(2) 一部の主塔サドル底板下面の押湯付近に欠陥の集が見られた。これは押湯形状にも起因しているのではないと思われる。

2.3.2 鋼板組立

(1) 鋳鋼品の鞍部は凝固収縮の過程で横リブ位置・寸法など製品各部の寸法が変り易い。一方、鋼板部は精度良く組立可能であるため、鋼板の組立精度に合わせて鋳鋼部のリブ位置・寸法を決めるためにはリブの修正が必要となる。

しかし、リブ位置の多少の変動は応力的には大きな問題はなく、鋳鋼部と鋼板部の溶接接合部の肌違いの方が問題と考えられる。

したがって、鋳鋼部のリブ位置の精度は鋳鋼品の公差を適用したほうが合理的であると考えられる。

2.3.3 機械加工

(1) 鞍溝の加工はNC機を使用したため寸法精度は十分に良好な結果が得られた。ただ表面粗さは25S以下という基準を適用したため手仕上を要することとなった。

製作基準にある鞍溝部の表面粗さの標準値25Sは塗装を行わない場合の数値である。しかし、本橋のサドルは鞍溝部に無機ジंकリッチペイントを塗装しており、いづれブラストにより75 μ Rz以上の粗度を設ける。このため、鞍溝部の表面粗さは35S～50S程度で良かったと思われる。

(2) 側塔サドル上蓋は完成後のケーブルの変形を考慮して、複合円の断面形状とした。上蓋の加工はNC機を用いたため、NCプログラムに相当の工夫を要したものの、このような複雑な形状の加工も可能となった。

しかし、実際の架設時にはケーブルと上蓋は亜鉛フィラー及び素線フィラーを介して接することから、上蓋の複合円形状が生かされない結果となり、もう少し単純な形状で良かったと思われる。

2.3.4 その他

(1) スプレーサドルのローラー部は将来の長期防錆を考慮し、ステンレスの採用、亜鉛めっきによる防錆等を行い、さらにグリース(JISK-2220 高荷重用グリース1種)を注入した。

しかし、ローラー部は摺動する構造であり、その上スプレーサドル自体が斜面に設置されることから、特に夏場にグリースの流出が著しく、現在でもこれを完全に止めることが困難である。

グリースを採用する場合にはこの点も考慮する必要がある。

(2) スプレーサドルには浮上り止めが採用されている。これは一般橋梁のローラー支承と同様の形状である。

しかし、スプレーサドルの上蓋には大きな負反力が働くことはあまり考えられないため、より小形・軽量のものとして、架設時等の取扱いを楽にした方が良いと思われる。

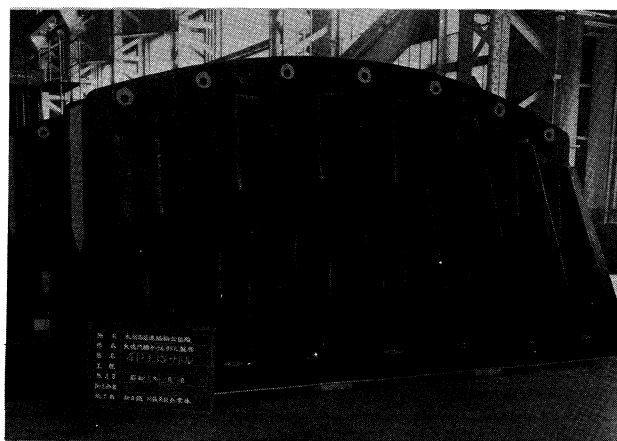


写真-13 4P 主塔サドル塗装完了

(3) ケーブルの押え金物はケーブル素線の飛び出し防止に効果はあると思われるが、ケーブル架設後これを架設する際、特に亜鉛フィラーの架設に手間がかかり、より単純な形状とした方が良いと思われる。

(4) これは一般的に言えることであるが、海峡部の腐食環境は我々の予想以上に厳しく、外部に直接さらされる部分の防錆は十分に施しておくことが必要である。スプレーサドルのローラー部に採用したSUS 304のボルトもサドル架設後わずかな時間で錆が生じた。工場製作時に可能な防錆対策は十分に行い、架設時にはこれをいためないよう留意することが必要であろう。

3. あとがき

大鳴門橋ケーブルサドルは従来にない大型サドルであったが、鋳造・加工等に事前に十分な検討を行ったため、品質・精度ともに十分なものが製作された。

特にスプレーサドル鞍部は前例のない2分割構造を採用し、またNC機による機械加工を行うなどして、大型でしかも3次曲面を持つ鞍溝の加工が容易になったと思われる。

しかし、細部の点でいくつかの反省点もあったため、これを記した。今後のケーブルサドルの製作に参考となれば幸いである。

最後に、大鳴門橋ケーブルサドルの製作に尽力いただいた新日鉄・川崎製鉄共同企業体の方々、また関係者の方々に紙面を借りて御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 大鳴門橋ケーブルサドル製作報告書、昭和56年6月、本四公団
- 2) 田中淳之、藤井裕司：大鳴門橋ケーブルサドルの設計 本四技報 No18, 1981年10月
- 3) 鋳鍛鋼品製作基準 昭和54年3月 本四公団

下津井瀬戸大橋ケーブル定着用ロッド疲労試験

Experiments on Fatigue Characteristics of Cable Fixing Rod System for Shimotsui-Seto Bridge

今治工事事務所 工務技術課長

谷 中 幸 和

Yukikazu Yanaka

児島工事事務所 第七工事長代理

村瀬佐太美

Satami Murase

1. まえがき

エアスピニング工法によりケーブル架設が行われる下津井瀬戸大橋では、主ケーブルとアンカレイジとの接合部（以下ケーブル定着部という）に国内の長大吊橋で初めて高張力ロッド形式が採用されている。

このロッド形式は英国の道路吊橋にその施工実績が見られるが、本橋では鉄道を併設することから、そのシステムとしての疲れ強さを確認しておく必要がある。

本橋においてはロッドの材質SNB24-5、ナットの材質SCM430とし、ねじM140×6-7H/8g、ねじの谷の丸み $r=0.2P=1.2\text{mm}$ であり、ロッドの円筒部（不完全ねじ部を除く）の有効径加工、ナットのねじのテーパ加工等疲れ強さ改善を考えた両ねじボルト方式を採用している。

このような太径の切削ボルトにおいては疲れ強さへの寸法効果、曲げ引張の荷重条件における疲労特性が不明であり、本システムにおける疲労に関するデータ収集を図り、別途実施した詳細設計における設計法及び製作法の妥当性を確認する目的で実物大疲労試験を実施した。ここにその概要を報告する。

今回の主な試験結果は次のとおりである。

① 実橋における架設誤差を考慮した $\theta=1^\circ$ の偏心曲げ引張状態で繰返し数 2×10^6 回で $\sigma_f=8\text{kg/mm}^2$ 、 10^7 回で $\sigma_f>1.7\text{kg/mm}^2$ （設計応力振幅で非破断）の疲れ強さを有し、

② 切削ねじの既往疲労試験データに比べて今回得られた疲労限（ 10^7 回のS-N線図による推定）は $\sigma_f=4.7\text{kg/mm}^2$ とそれほど低くなく、詳細設計で検討した疲れ強さ改善対策は有効である。

供試体数は5体と少ないが、ロッドシステムが本橋に

おいて所要の疲れ強さを有していることを確認した。

2. ケーブル定着部の構造概説

2.1 設計経緯

以下に本橋のケーブル定着部にロッド形式を採用するに至った経緯を記す。¹⁾²⁾

(1) トンネルアンカー式アンカレイジ

本橋の本州側のアンカレイジSB1Aは直接地山に定着させるトンネルアンカー方式を採用している（図-1参照）。これは、アンカレイジの躯体寸法を小さくし、地山掘削量を少なくして鷲羽山トンネルとの競合をなくすと共に景勝鷲羽山の自然景観を可能な限り保全する目的からである。

(2) 太径ストランドとエアスピニング工法

本橋の主ケーブルは、素線径 $\phi 5.37\text{mm}$ 、ストランド構成素線数552本、総素線数24,288本であり、主ケーブル1本あたりのストランド数を44本と少なくしている。

これは、構成ストランド数を極力少なくしてアンカレイジにおけるケーブル定着面積を可能な限り小さくしてアンカートンネルの規模を最小限に抑えるためである。したがって、主ケーブルの架設工法はストランド構成素線数が多い（既往最多本数）ことからエアスピニング工法（AS工法）が採用されている。

なお、わが国で施工実績の多いプレファブストランド工法（PS工法）ではストランド数が増加して定着面積が大きくなりアンカートンネルが大断面となり不適当である。³⁾

(3) 高張力ロッドによるストランド定着方式

ケーブル定着面積を小さくし、かつ主ケーブルのセットバックを容易にできることから本橋のストランド定着構造には国内のAS工法では例のない高張力ロッド方式

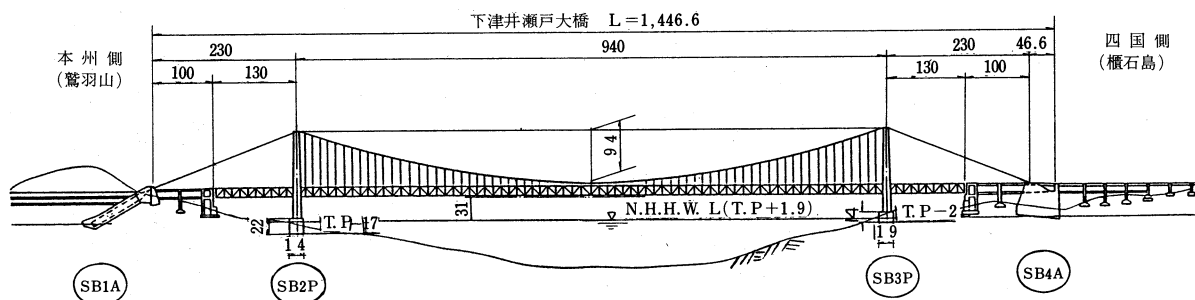


図-1 下津井瀬戸大橋の全体一般図〔単位：m〕

が採用された。本橋ではこの定着構造により主ケーブルを構成するストランドは、ストランドシュー及びこの2本のロッドを介してケーブルアンカーフレームの引張材に定着される。

本橋のようなロッド定着方式は英国の吊橋にその例が多い(例: Humber 橋、Severn 橋、Forth 橋など)が、日本及び米国ではこれまで全てアイバー方式が採用されてきた。本橋における比較検討ではロッド方式よりアイバー方式の方がわずかながら定着面積が大きくなり不適当であった。³⁾

2.2 主ケーブルの設計概要

① 本橋の主ケーブル設計概要を以下に記す。⁴⁾ ケーブル設計最大張力は 34,100t であり、所要断面積は A S 工法における素線の許容応力 $\sigma_{ta}=62\text{kg/mm}^2$ により $A_{req}=0.55\text{m}^2$ となる。

② ケーブルの定着面積の縮小から 1 ケーブル 44 ストランドとし、ストランド配置はサドル部で 7 列 8 段、定着部で 5 列 9 段とする。その結果 1 ストランド作用張力は 775t となる(図-2 参照)。

③ A S 工法であるためストランド沓部ではストランドを 4 分割とし、サドル部でライブワイヤ・デッドワイヤを整然と配列する必要からストランド構成素線数を 4 の倍数とする。

ケーブルの設計結果は表-1 に示すとおりであるが、素線径 $\phi 5.37\text{mm}$ 及びストランド構成素線数 552 本はいず

表-1 ケーブル設計諸元

項 目	設 計 値	備 考
素 線 径 : d	5.37mm	
ストランド構成素線数 : n	552 本	
ケーブル構成ストランド数: N_s	44 本	
ケーブル構成素線数 : N	24,288本	552×44
ケーブル断面積 : A_c	0.5501m ²	
ケーブル径(ラッピング除): D_c	948mm	$D_c = \sqrt{\frac{N}{1-\lambda}} \cdot d \quad \lambda = 0.22$
ケーブル単位長当たり重量: W_c	4.30 t/m	0.177kg/m × 24,288
ス ト ラ ン ド 径 : D_s	143mm	$D_s = \sqrt{\frac{n}{1-\lambda}} \cdot d \quad \lambda = 0.22$
ストランド単位長当たり重量: W_s	97.7kg/m	0.177kg/m × 552

れも既往最大となった。ケーブルの許容張力は $T_{ca}=t/4d^2 \times N_c \times \sigma_{ta}=22.648 \times 24,288 \times 62=34,105\text{t}$ であるが、ケーブルの全強は $\sigma_{ta}=64$ として $T_{ca}=35,205\text{t}$ となり、ストランド設計張力(全強設計)は $T_{ca}/44=801\text{t}$ と求めた。

(注) ここにケーブルは、文献⁵⁾ に示されたとおり、ケーブルの耐力より定着部やアンカーフレームの耐力が下回らないとする配慮から全強設計とし、さらに A S 工法としての耐力低下はないものとして P S 工法と同じ $\sigma_{ta}=62\text{kg/mm}^2$ を採用している。参考までに A S 工法では工場製作されたワイヤコイル間継手及び施工中の断線時の継手が必要ことから約 3% 継手効率減少を考慮して $\sigma_{ta}=64\text{kg/mm}^2$ と規定されている。⁶⁾ しかしながら、実際の強度低下はそれほどないとも言われており、本橋では全強表示の場合にのみ P S 工法と同じ 64kg/mm^2 を採用している。

2.3 ケーブルアンカーフレームとケーブル定着部

ケーブル張力をアンカレイジ躯体に伝達するためのケーブルアンカーフレームはストランド設計張力 801t を確実に伝達するため、ストランドと引張材を 1 対 1 に対応させている。

S B 1 A ではアンカートンネルの掘削量を必要最小限とするため、引張材が相互に平行な“不完全対応型”を、一方、重力式アンカレイジでその寸法に制約がない S B 4 A には引張材がスプレイされたストランドと同一方向の“完全対応型”が採用されている。この結果、S B 1 A のケーブル定着部では各ストランド毎に 3 次元的に力の伝達方向が変わり、偏心曲げ が作用する。本橋では球面ナットと球面座金によりロッド本体に作用する曲げを吸収する構造を採用している。³⁾

なお、S B 4 A では完全対応型のためその必要はないが施工誤差による偏心を吸収する必要があることから同じ方式としている。

2.4 ケーブル定着部の構造概要

ここでは別途実施した詳細設計⁷⁾ の概要を説明する。

(1) ロッドに作用する張力

ストランド設計張力 801t は 2 本ロッドで分担させ、実橋における 2 本のロッド間の分担力の不均一性を考慮し 10% を考える。

$$\text{ロッド設計張力} = 801 \div 2 \times 1.1 = 441\text{t/本}$$

(2) 施工誤差による偏心载荷 (S B 1 A)

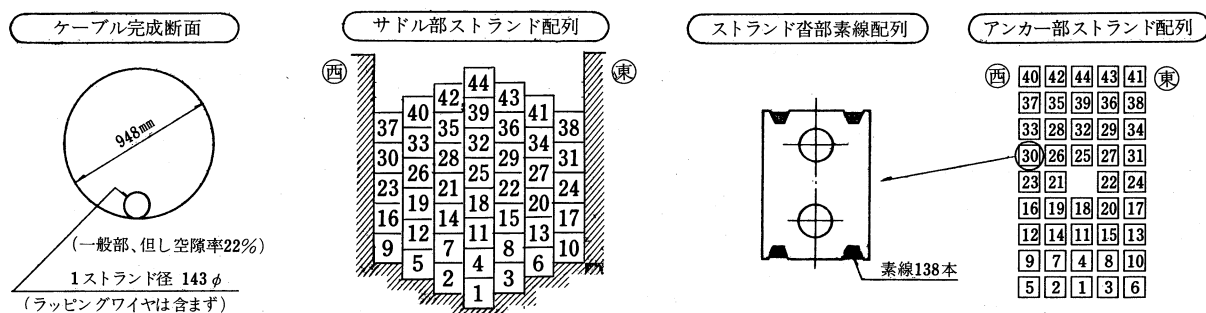


図-2 ケーブルストランド配置

引張材とロッドとの軸線折れ角度 ($\max 0.65^\circ$) はナットと座金の球面機構で吸収しているが、ロッドとストランドとの軸線折れ角度 1° (計算値は 0.41°) はロッドに対する偏心曲げとして載荷する。この場合、有限変形解析では 0.41° で約 5% の応力増となるが安全側に 10% を考慮し、角度 1° を設計値とした。

(3) 使用材料と許容応力度

ケーブル定着部に採用した材料とその許容応力度を表-2に示す。

表-2 使用材料と許容応力度

部 品 名	規 格	名 称	許容引張応力度
ロ ッ ド	JIS G 4108	SNB 24-5	34kg/mm^2 ($\phi \leq 150$)
主要ナット	JIS G 4105	SCM 430	34 "
付属ナット	JIS G 4051	S30CN	16 "
ストランド沓	JIS G 5101	SC 46	13 "
1A 支圧板	HBS G 3102	HT80mdy	31 " ($t \geq 100$)
鋼 板	HBS G 3104	SM50A	17 (但し $6 \leq t \leq 100$)

① ロッドの材質は構造のコンパクト化及び軽量化を考慮して高張力鋼とし、低レラクセーション性、内部均質性、質量効果の保証、耐遅れ破壊性などから原子力関連で実績の多いニッケル・クローム・モリブデン鋼の一種である SNB 24-5 (JIS G 4108 特殊用途合金鋼 ボルト用棒鋼、 $\sigma_y = 73\text{kg/mm}^2$ 、 $\sigma_B = 84\text{kg/mm}^2$ 、適用素材径 $\phi 150\text{mm}$ 以下) を選定した。

この材料は本四吊橋の塔アンカーボルトで実績 (大鳴門橋及び D ルート吊橋) があり、また、本構造物の適用にあたって事前に予備実験 (M115×6) で、静的な曲げ引張特性、遅れ破壊特性については確認されており、疲労特性についてのみ別途詳細設計において確認する必要がある。

ただし、遅れ破壊を防止する目的で $\sigma_B \leq 100\text{kg/mm}^2$ とし、断面内硬さ $H_{RC} \leq 38$ 、表面硬さ $H_B = 248 \sim 311$ と制限した。

② ナットの材質はなじみをよくする目的でロッド材に比べねじとしての強度範囲内で低硬度とし、素材の製造性、均質性、熱処理効果などよりクローム・モリブデン鋼 SCM 430 を採用した。

参考までに本橋のロッドのセットと高力ボルトの硬さの関係を表-3に示した。

表-3 ケーブル定着部と高力ボルトの硬さ比較

ケーブル	ロ ッ ド (SNB 24-5)	ナ ッ ト (SCM 430)	座 金 (SM50A)
定 着 部	$H_B 248 \sim 311$ $H_{RC} \leq 38$	$H_B 223 \sim 262$	$H_B 143 \sim 183$
高力ボルト	ボ ル ト (F10T)	ナ ッ ト (F10)	座 金 (F35)
JIS B 1186	$H_{RC} 27 \sim 38$	$H_{RB} \geq 95$ $H_{RC} \leq 35$	$H_{RC} 35 \sim 45$

③ SB 1 A 側の支圧板は、アンカーフレーム前面ガーダーの構造上から曲げ部材となり、軽量化から 80kg/mm^2 級鋼を選定した。材質は溶接性を要求していないこと、超極厚 (仕上寸法 $t = 165\text{mm}$) であることから、本四規格の HT 80 をベースに別途仕様を設定した。

(4) ロッド・ナットのねじ形状

ねじの種類は軸力伝達ねじとして最も実績の多い 60° 三角ねじである。ねじの形状は締付け施工性の良いピッチ 6mm の JIS B 0207 メートル細目ねじとし、その等級ははめあい施工性から JIS B 0211 (メートル細目ねじの許容限界寸法及び公差) の 7H/8g (旧規格の 3 級) を選定した。ロッド・ナットのねじ径を表-4に示す。

表-4 ロッド・ナットのねじ径

項 目	寸法 (mm)
有効径 d_2	136.103
" $d_{2\max}$	136.023
" $d_{2\min}$	135.548
" D_2	136.103
" $D_{2\max}$	136.603
" $D_{2\min}$	136.103
谷 径 d_1	133.505
" $d_{1\max}$	133.227
" $d_{1\min}$	132.755
内 径 D_1	133.505
" $D_{1\max}$	134.505
" $D_{1\min}$	133.505

(5) ねじ部の疲れ強さの向上対策

本橋のロッド・ナットのねじ部の疲れ強さ向上対策について詳細設計で配慮した項目は以下のとおりである。

① おねじ (ロッド) の疲れ強さはねじの谷の丸み (谷底半径) に支配されるため、JIS B 0211 では動的強度が必要な場合として $r \geq 0.1P$ が指定されているが、本橋では既往データを参考にして $0.2P$ を選定した。

(注) YAKUSUEV の研究では $r = 0.218P$ で最高値を示すと記されている。

② めねじ (ナット) は座に近いほどおねじ山からの反力の集中を受けるため、各ねじ山の荷重分担率を均等化する目的でめねじにテーパ切削加工を施した。テーパ角度は既往データを参考に $\theta = \tan^{-1}(3/100)$ 、12山 (72mm) の加工長とした。(図-3 参照)

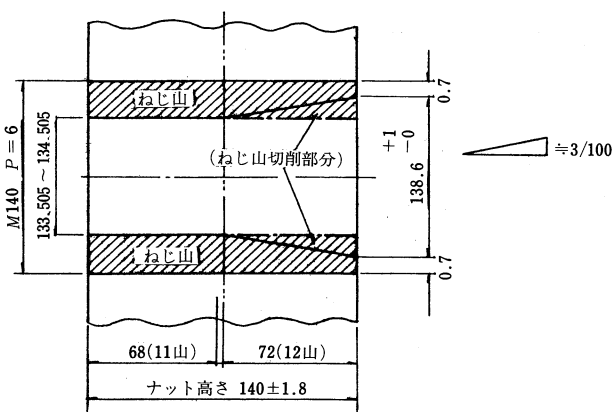
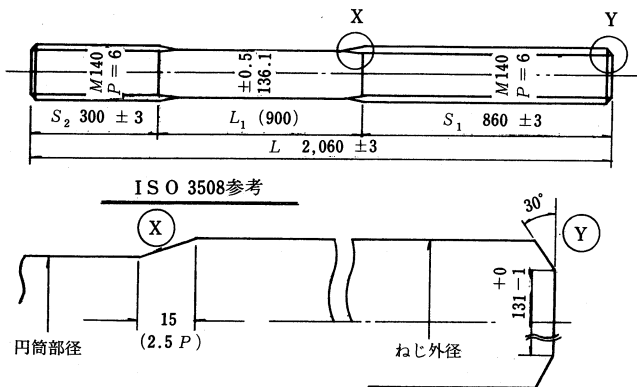


図-3 ナットの形状 (単位: mm)

③ 疲れ強さはナットの高さ（はめあい長）が高いほど大きいので、高力ボルトと同じ高ナット（ナット高＝ボルト径）を採用した。なお、一般のナット高はボルト径の0.8程度である。

④ ロッドの円筒部は有効径仕上げとし、ロッドの曲げ剛性及び伸び剛性をロッド全長にわたって均一にし、ねじ部の負担を緩和した。（図－4 参照）



図－4 ロッドの形状〔単位：mm〕

⑤ ロッドの不完全ねじ部はISO 3508を適用し、2.5P＝15mmの間をテーパ仕上げとした。（図－4 参照）

⑥ ロッドのねじ長さはナット座面位置から不完全ねじ部までの間に5P＝30mmを確保し、ロッド不完全ねじ部とナット第1ねじ山との応力集中の干渉を避ける設計とした。

(6) ロッドの強度計算

ロッドの強度計算に用いる有効断面積 A_n は公差を考慮して次のとおりとした。

$$A_n = \pi/4 \{ (d_{2\min} + d_{1\min})/2 \}^2 = 14,135 \text{ mm}^2$$

一方、円筒部の総断面積は $d_0 = 136.100 \text{ mm}$ として、

$$A_g = \pi/4 (d_0)^2 = 14,548 \text{ mm}^2 > A_n$$

以上より、作用応力は $\sigma = P/A_n = 441,000/14,135 = 31.2 \text{ kg/mm}^2$ 、全強は $P_a = \sigma_{ta} \times A_n = 34 \times 14,135 = 481 \text{ t/本}$

(7) ナットの強度計算

おねじのねじ山がせん断破壊しないためにはめあい長は $L > 83.5 \text{ mm}$ 、めねじは $L_2 > 99.8 \text{ mm}$ と求められ、静的強度上は 100 mm （ $\approx 140 \times 0.7 = 98 \text{ mm}$ ）としてよいが疲れ

強さの向上からナット高さをロッド径と同じ 140 mm とした。あまりナット高を高くすると片当りが心配となるため高力ボルトと同じ考え方を踏襲した。また、テーパ加工面からは加工長の2倍が必要と言われているが $72 \times 2 = 144 \text{ mm}$ で妥当である。

(8) ケーブル定着部の構造（SB1A）

詳細設計後のSB1A側の構造を図－5に示す。

3. 疲労試験の目的

本橋のケーブル定着用ロッドは太径の切削ねじを有する高張力ボルトであり、曲げ引張で繰返し载荷を受ける部材である。ねじの疲れ強さはねじ径が大きいほど低下すると言われているが、ボルト類の既往疲労試験データは $\phi 75 \text{ mm}$ 程度までであり、太径特に曲げ引張状態では定量的に把握されていない。

一方、ケーブル定着部を製作するにあたって実施した詳細設計では前記2.4(5)に示すとおり、ロッド・ナットについて各種の疲れ強さ向上対策を検討しており、製作開始にあたり別途その効果を確認しておく必要がある。

そこで実物大のロッドに実橋と同様の加工を施したものを試験体とし、実橋での曲げの影響を考慮して $\theta = 1^\circ$ の偏心曲げを与えた曲げ引張疲労試験を行い、ロッドシステムの疲れ強さの確認を行うこととした。⁸⁾

4. 試験条件

(1) ロッド作用応力の計算

ケーブル定着部に作用する張力からロッドねじ部に作用する応力振幅（全振幅） $\Delta \sigma$ (kg/mm^2) を求めると、

① ケーブルに繰返し変動応力を与える荷重は主に列車荷重であり、その荷重は単線とし、载荷位置は在来線外側軌道とする。

② ケーブル張力は44ストランドに均等に分布しないと考えて10%の余裕を見込むと、定着部に作用するストランド張力の増分は、 $\Delta P_c = 1,770 \text{ t}$ （定着部に作用するケーブル張力の増分）とし、

$$\Delta P'_s = \Delta P_c \div 44 \times 1.1 = 44.2 \text{ t/ストランド}$$

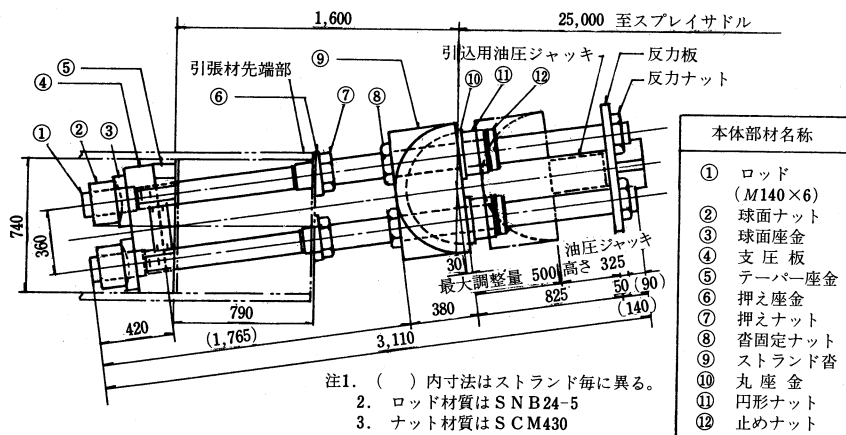
③ さらに2本のロッドに均等に作用しないと考えると10%を加算してロッドに作用する応力振幅は、

$$\Delta P_s = \Delta P'_s \div 2 \times 1.1 = 24.3 \text{ t/ストランド}$$

$$\Delta \sigma = \Delta P_s / A_n = 24,300 \div 14,135 = 1.7 \text{ kg/mm}^2$$

(2) ロッド疲労限の推定

① ねじに関する各種疲労試験結果を整理するとねじの種類（三角ねじ、台形ねじ、ノコ歯ねじ等）の影響は小さく、また、平均応力にはほぼ無関係



図－5 主ケーブル定着構造(SB1A部)〔単位：mm〕

表-5 要素別疲労限の推定値

要 素		疲労限の推定値 (kg/mm ²)
材 質	$\sigma_B \geq 84 \text{ kg/mm}^2$	2.5 ~ 9.0
径 (d)	$\phi 140$	2.5 ~ 5.0
ネジ各部寸法	ピッチ(p)	6 mm
	ナット高	1.0 d
	ネジ底半径	0.2 p
ネジ形状	三角ネジ	5.0 ~ 6.0
上記より $(\sigma_a)_{\min} = 2.5 \text{ kg/mm}^2 \rightarrow \Delta\sigma = 5.0 \text{ kg/mm}^2$		

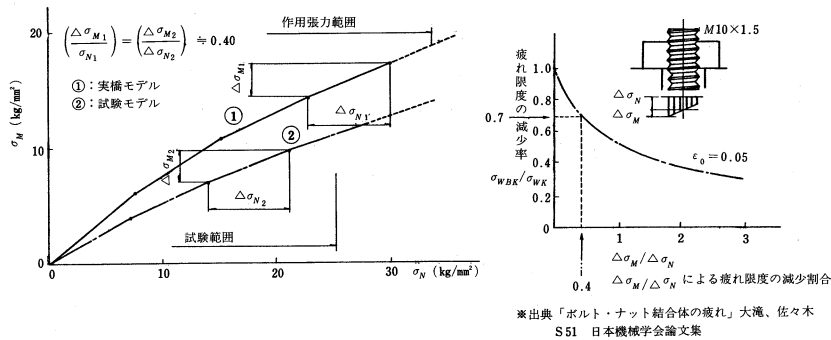


図-6 曲げ引張における疲れ限度の減少

である。

既往データを材質・寸法等各要素別にまとめると表-5のとおりである。⁸⁾ここに $\Delta\sigma = 2 \cdot \Delta\sigma_a = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$ 表-5の最小値から $\Delta\sigma_{\min} = 5.0 \text{ kg/mm}^2$ とする。

② また、上記とは別の既往データを材質、熱処理、ねじ形状、ねじ加工方法等を問わず統計処理した結果、純引張の場合の疲労限は $\Delta\sigma = 5.4 \text{ kg/mm}^2$ (-3σ 限界で $\Delta\sigma_a = 2.69 \text{ kg/mm}^2$)⁸⁾である。

③ 次に、 $\theta = 1^\circ$ における曲げ応力と純引張応力の増分比 $\Delta\sigma_M / \Delta\sigma_N = 0.40$ となり、疲労限の減少率は約70%と求められ(図-6参照)。

$\Delta\sigma = 2 \Delta\sigma_a = 2 \times 2.69 \times 0.7 = 3.8 \text{ kg/mm}^2$ が、曲げ引張を受けるロッドの疲労限と推定した。

(3) 曲げ引張载荷方法の検討

今回の試験では試験機のピン支持間隔の制約からロッド長(試験においては座金間隔)を短くしたので実橋に相当する载荷方法を検討した。

実橋で $\theta = 1^\circ$ で曲げ引張が作用した場合と、供試体でどれほどの角度を与えれば応力状態が等価となるか両モデルで有限変形解析を行ったところ、試験においても $\theta = 1^\circ$ のテーパ座金を用いれば再現できることが判明した。詳細は文献⁸⁾を参照されたい。

4.4 载荷条件

载荷条件の設定は次のように考えた。

① 設計応力レベル($\Delta\sigma = 1.7 \text{ kg/mm}^2$)で繰返し数 10^7 回まで破断しないこと。(供試体数は1体)

② ①の確認の信頼性を高めるために比較的高応力レベルで破断させS-N線を描く。(供試体数は4体)

②の試験順序は、ある応力レベルのものがどの程度で破断するかを、既往データから推定しておき、実際に試験破断後、次の破断レベルを設定するために同一勾配でその点を通るS-N線を再設定した。2点以上データが得られるとそれらを用いて順次、目標値を設定した。

各試験の荷重、計算応力及び载荷速度は表-11に示した。なお、試験は全てS₁側(上側)に $\theta = 1^\circ$ のテーパ座金を入れて曲げ引張りで行った。

5. 供試体及び载荷治具

5.1 供試体及び载荷治具の数量

試験に使用した供試体及び载荷用治具の数量を表-6に示す。

表-6 供試体及び载荷用治具

品 名	材 質	寸 法 (mm)	単重(kg)	個 数
ロ ッ ド	S N B 24-5	M140 ^{×6} × 2,060	235.3	5 本
ナ ッ ト	S C M 435*	$\phi 230 \times 140$	29.7	10 個
座 金 A	S M 50 A	300 × 300 × 60	34.7	2 枚
座金B(テーパ)	S M 50 A	300 × 300 × 66	36.2	2 個
載 荷 用 治 具	S C M 440	840 × 1,520 × 400	1,856	2 ヶ

*機械的性質はS C M 430 相当

なお、ナット材は詳細設計ではS C M 430 であるが、材料手配の都合でS C M 435を素材とし、熱処理にて機械的性質をS C M 430 相当とした。

5.2 ロッド

ロッド材の化学成分を表-7に、機械的性質を表-8に示す。

表-7 ロッドの化学成分

区 分	化 学 成 分 (%)							
	C	Si	Mn	P	S	Ni	Cr	Mo
規 格	0.37 ~0.44	0.20 ~0.35	0.70 ~0.90	0.025 以下	0.025 以下	1.65 ~2.00	0.70 ~0.95	0.30 ~0.40
ミルシート	0.41	0.23	0.77	0.17	0.14	1.74	0.76	0.31

表-8 ロッドの機械的性質

区 分	径 mm	引 張 試 験				硬 さ H _B	衝 撃 試 験 (2 mm V -12°C) kgf·m	
		耐 力 kgf/mm ²	引張強さ kgf/mm ²	伸 び %	絞 り %		3 個 平均	個 別
規 格	150 以下	73 ~100	84 以上	15 以上	50 以上	248 ~311	4.8 以上	4.1 以上
ミルシート (D/4)	145	76	94	21	60	270	8.5	8.4 8.1 8.9

5.3 ナット

ナット材の化学成分を表-9に、機械的性質を表-10に示す。

表-9 ナットの化学成分

区 分	化 学 成 分 (%)						
	C	Si	Mn	P	S	Cr	Mo
規 格	0.33 ～0.38	0.15 ～0.35	0.60 ～0.85	0.030 以下	0.030 以下	0.90 ～1.20	0.15 ～0.30
ミルシート	0.35	0.24	0.80	0.020	0.026	1.12	0.15

表-10 ナットの機械的性質

区 分	引 張 試 験				硬 さ <i>H_B</i>	衝 撃 試 験 (2mmU常温) kgf・m/cm ²
	耐力 kgf/mm ²	引張強さ kgf/mm ²	伸び %	絞り %		
規 格 (SCM435)	55以上	70～85	18以上	55以上	241 ～302	11以上
ミルシート (D/4)	71	84	24	60	241	19.7, 20.4, 22.5

5.4 載荷用治具

今回の疲労試験体がロッドという特殊な構造であったため、備え付けの治具がなく、別途、疲労試験機に取合う試験体取付治具を製作した。

この治具は試験機との取合上制約を受けたので高い疲れ強さが得られる鍛鋼品の **S C M440** を採用した。

5.5 疲労試験機と供試体組立

図-7、写真-1に供試体組立図及び試験状況を示す。
なお今回の試験には、荷重が大きいため、本四公団所有の
大型疲労試験機（建設機械化研究所内設置）を使用した。

6. 測定

6.1 試験前の測定

- (1) ロッド・ナットのマーキング

ロッド及びナットにマーキングを行い、ねじ部の型取り、試験中の供試体の回転量観測に使用した。

- ## (2) ロッドねじ形状の型取り

疲労亀裂発生点の初期状態を把握するため、超硬石膏を用い、ロッドのねじ部（不完全ねじ部を含む）の型取

りを全供試体について行った。

なお、拡大写真撮影とねじのマクロ観察も行った。

- ### (3) ロッドの設置状況測定

各試験体を設置後、ロッドの全長、傾斜角を測定し、試験条件の統一を確認した。

- #### (4) ロッドの応力測定

各試験体毎に繰返試験前に静的載荷試験を行いロッドの応力を測定した。詳細は7.1に示す。

6.2 試験中の測定

- ### (1) 載荷荷重

繰返し数 1 、 5×10^4 、 10^5 以上 10^5 回毎に上・下限荷重を記録し、 $\pm 3\%$ 以内に入るよう荷重を制御した。

- ## (2) ロッド・ナットの回転観測

試験中1日1回、ロッド・ナットのマーキングをトランシットで看視したが、各試験とも回転は認められなかった。

6.3 試験後の測定

- ### (1) 破断時繰返回数^①の記録

- ## (2) 破断位置の測定

疲労破断位置を確認し、型取りしたものと比較検査した。
破断面は速かに防錆処理を行った。

- ### (3) 他端ねじ部の検査

破断側でないねじ部も亀裂の発生有無を検査するため、カラーチェックを行った。

7. 疲労試験結果と考察

7.1 靜的載荷試驗結果

各供試体は疲労試験に先立ち静的載荷試験を行ってロッドの応力を歪ゲージにより測定した。測定位置はロッドの軸部2断面（テーパ座金に近い方と遠い方）とし、各断面90°の4箇所（曲げ方向及びその直角方向）とした。その結果を要約すると次のとおりである。

- ① 曲げ直角方向の応力は計算値どおりであり、曲げ

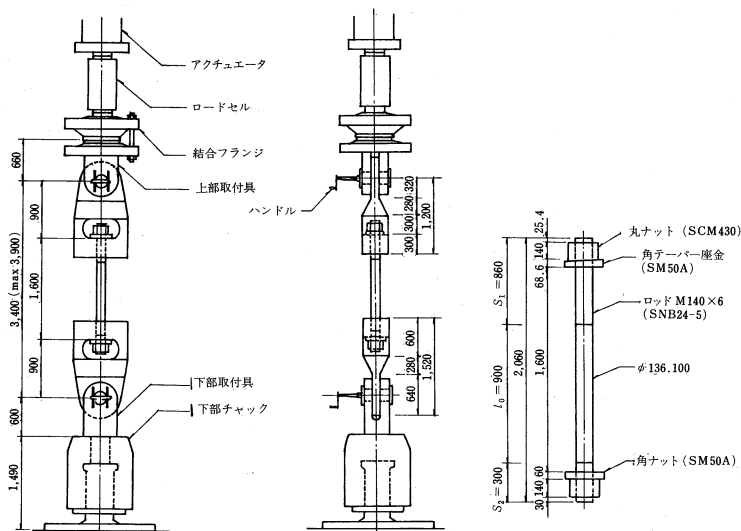
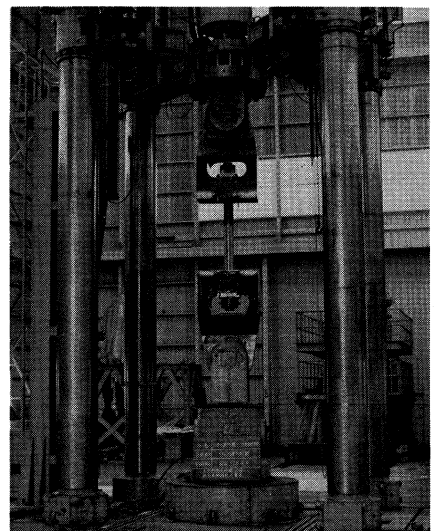


図-7 供試体組立図



写真一 | 疲労試験状況

方向ではやや実測値の方が、曲げの影響が少なかった。
曲げによる応力増分は計算値で40%、実験値は10%である。

② 曲げの影響は上側（テーパ座金側）では見られるが、下側（テーパ座金のない側）ではほとんどない。

以上より、計算値と試験値には固定条件に微妙な差はあるが、実構造物においても本試験と同様な挙動が考えられることから、載荷方法は妥当なものと判断した。

7.2 疲労試験結果

ロッドの疲労試験結果の一覧を表-11に示す。

試験結果の概要は以下のとおりである。

① No.1の供試体：設計応力振巾 $\Delta\sigma=1.7\text{kg/mm}^2$ では 1.02×10^7 回まで破断せず、試験を中止した。試験終了後、ねじ部の非破壊検査（外観及びカラーチェック）を行い、ねじ部に異常のないことを確認した。

② No.2～No.5の供試体：応力振巾8.0、10.0、12.0、16.0 kg/mm^2 は、表-11に示す繰返し数で、いずれもロッドのねじ谷底（ナットとのはめあい1～3山目）から疲労破断した。破断箇所はNo.2、3、4で下側ねじ部（S1）で破断したが、試験停止後、上側のナットは回転しなく取外し不能であった。このため、下側ねじ部（S2）に半割り加工したナットを取付、疲労試験を再開したところ、No.2、No.3では再開直後に、No.4でもわずかな時間で破断した。したがってNo.2、3、4は下側上側共ほぼ同時に亀裂が進行したものと思われる。

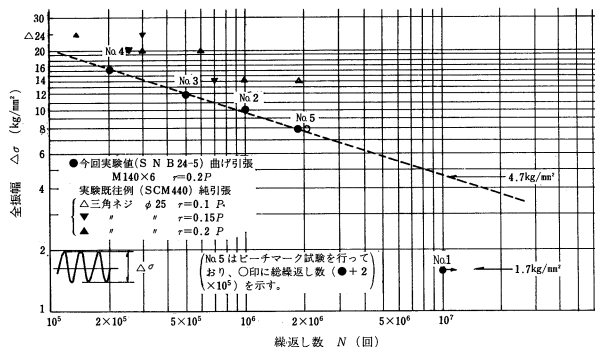


図-8 ロッド疲れ限度線図

一方、No.5は上側ねじ部で破断後、下側ナットは回転除去ができたが、下側ねじ部では、カラーチェックの結果、ナットはめあい部第1山目に亀裂が認められた。

次にこれらの実験結果から作成したS-N線図を図-8に示す。図のS-N線は最小自乗法により次式に整理した。

$$\log \sigma = -K \log N + C, \quad K = 0.316, \quad C = 2.888$$

図-9に各供試体の破断状況を写真-2にその代表例を示した。

7.3 考 察

今回の試験結果より、

① S-N線から $N=10^7$ 回の疲れ強さは 4.7kg/mm^2 となり、当初予測値 3.8kg/mm^2 より大きく、設計応力振幅 1.7kg/mm^2 に比べると十分安全である。

② 試験結果は図-8に示す既往データとほぼ勾配は同じであり、調質高張力鋼板の本四設計基準 $K=1/3^{(9)}$ と今回の $K=0.316$ はほぼ等しいが今回の試験では寸法効果、機械加工が疲労特性に与えた影響度は分析しがたい。

③ 破断は上側ねじ部と下側ねじ部のナット座面から第1～3山目で生じたが、これは応力測定結果から曲げの影響が小さく破断する確率が上下ねじ部で同程度であったためと考えられる。なお、破断ねじ部を試験前に型取りしたものと対比した結果、異常は認められていない。

④ 破断位置が一般に云われている荷重分担の最も大きい第1山目でなく1～3山目に移行していることは、ねじ山の荷重分担率がテーパ加工により均一化されたためと思われる。

⑤ No.5の供試体では、疲れ破断の状況を見るため、一定の繰返し数（今回は 5×10^5 回）毎に応力振巾を変化させてビーチマーク試験を参考に行った。その結果ビーチマークの発生状況から、 10^6 回以前に高応力レベル部から亀裂が発生進展し、 1.5×10^6 回以降急激に進行破断した模様である。（写真-3参照）

表-11 疲労試験結果一覧表

$A_n=14,135\text{mm}^2$

供試体	載荷方法	荷 重 (ton)		応 力 (kg/mm^2)			繰返速度 (Hz)	試 験 結 果
		上 限 $P_{\max}$	下 限 $P_{\min}$	上 限 $\sigma_{\max}$	下 限 $\sigma_{\min}$	全振幅 $\Delta\sigma$		
No. 1	曲げ引張 ($\theta=1^\circ$)	236	212	16.7	15.0	1.7	5.0	$N=1.02\times 10^7$ 回まで破断せず
No. 2	同上	353	212	25.0	15.0	10.0	5.0	$N=9.92\times 10^5$ 回で下側ねじ部で破断 ($N=9.92\times 10^5$ 回で上側ねじ部も破断)
No. 3	同上	353	184	25.0	13.0	12.0	5.0	$N=5.07\times 10^5$ 回で下側ねじ部で破断 ($N=5.07\times 10^5$ 回で上側ねじ部も破断)
No. 4	同上	353	127	25.0	9.0	16.0	4.0	$N=2.14\times 10^5$ 回で下側ねじ部で破断 ($N=2.35\times 10^5$ 回で上側ねじ部も破断)
No. 5	同上	325	212	23.0	15.0	8.0	5.0	$N=1.86\times 10^6$ 回で上側ねじ部で破断 (下側ナットにも亀裂あり)

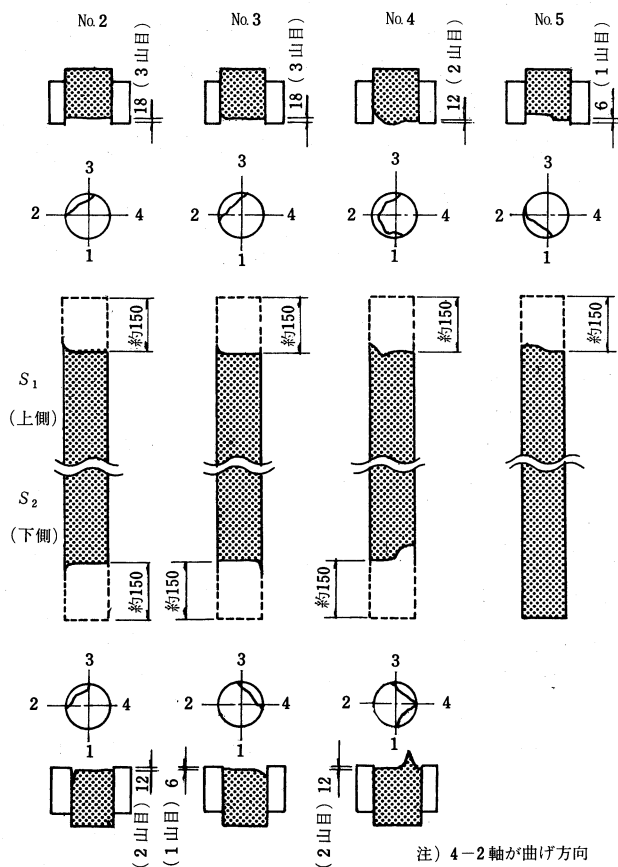


図-9 供試体破断状況

8. あとがき

今回の試験は限られた時間内に実施したもので、供試体セット数も5体と少ないものであったが、試験結果に異常な点は認められなく、ロッドの設計応力振巾 $\Delta\sigma = 1.7 \text{ kg/mm}^2$ では 10^7 回までは破断していないこと、疲れ限度線上からも十分余裕が認められることから、詳細設計で検討し、本試験で確認したロッド・ナットと同じ加工方法を採用すれば、実橋においても十分安全であると考えている。

本試験は本社設計第二課（竹名前課長代理）及び建設機械化研究所（江口・谷藤・伊藤の各研究員）の御指導の下に新日本製鉄㈱の御協力により昭和57年3月から5月にかけて実施したものである。

末筆ながら、上記諸兄に対し深謝の意を表します。

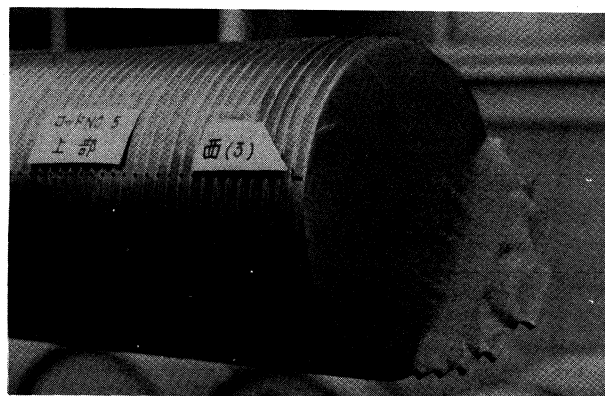


写真-2 破断状況 (No. 5)

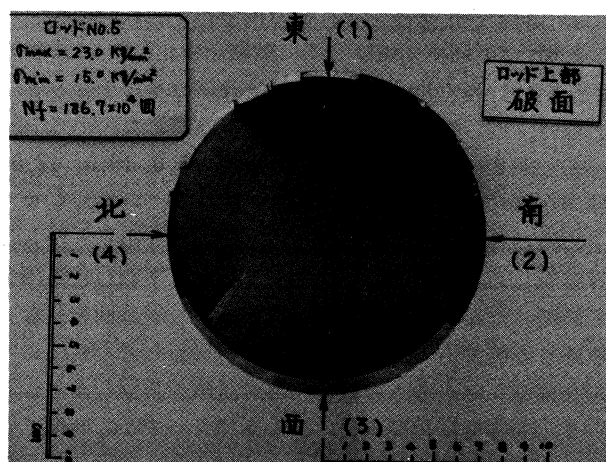


写真-3 破断進行状況 (No. 5)

参考文献

- 1) T. IJIMA, Y. YANAKA, S. MURASE: The Shimotsui-Seto Bridge Construction Project, Annual Report of Roads 1982, Japan Road Association
- 2) 飯島、谷中、村瀬：下津井瀬戸大橋の橋梁計画、橋梁と基礎 昭58. 4
- 3) 本四公団第二建設局：下津井瀬戸大橋ケーブル定着部構造検討概要書 昭56. 3
- 4) 本四公団第二建設局：下津井瀬戸大橋実施設計（その2）昭55.1
- 5) 本四公団第二建設局：Dルート吊橋におけるケーブル定着用鋼材の許容応力度〈内規〉昭54. 10
- 6) 本四公団：上部構造設計基準・同解説 昭52. 8
- 7) 本四公団第二建設局、新日本製鉄㈱：下津井瀬戸大橋ケーブル定着部製作詳細設計報告書 昭57. 3
- 8) 本四公団第二建設局、新日本製鉄㈱：ロッド疲労試験報告書 昭57. 6
- 9) 土木学会：本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書別冊1 疲れに関する検討 昭56. 3

南北備讃瀬戸大橋 7 A 海中コンクリートの施工

Construction of 7 A Under Sea Concrete of South & North Bisan-Seto Bridges

坂出工事事務所 第二工事長 三木 啓造
Keizo MiKi

1. まえがき

南北備讃瀬戸大橋 7 A は児島～坂出ルート最大の海中基礎構造物である。工法としては設置ケーソン工法を採用しており、パイロット的な役割をになっ
て先に施工された。5 P・3 P・4 A での成果を反映させて、昭和57年3月、50mの大水深を克服しての鋼製ケーソンの沈設に引き続き、昭和57年7月から昭和57年10月にかけての入念な粗骨材充填作業（設計数量230,349 m³）、昭和57年11月から昭和58年2月にかけての7回（1回当り平均注入量15,000 m³、4昼夜連続作業）に亘るモルタル注入工事を完了した。

工事は関係者の周到な計画・準備の下、天候にも恵まれ、モルタルプラント船「世紀」の能力をフルに発揮して、南北備讃瀬戸大橋下部工での海中コンクリート工事の集大成として満足すべき成果を収めることができた。

本文は7 A で施工した海中コンクリート工事の概要を報告するものである。

2. 施工概要

7 A ケーソンは図-1 に示すように長さ59m幅75m（橋軸方向）高さ55m重量約2万tの二重壁構造で、浮体運搬を行い現地で注水沈設を行った。海中コンクリートは底面（T.P.-50m）よりT.P.+2.8mまで約230,000 m³をプレパックスドコンクリート工法で施工した。施工順序としては

- (1) ケーソン外周刃口部に根固め捨石・モルタル注入を行い、ケーソンを固定するとともに、内外水を止水する。
- (2) ケーソン内水位をT.P.+5mに保持して粗骨材を節分け洗浄しながら、ケーソン内に充填する。
- (3) モルタルプラント船によりケーソン内にモルタルを注入する。注入はケーソンを平面的に7区画に分けて行う。
- (4) モルタルが硬化した後、プレパックスドコンクリート表層部を50cm程度斫り取り表面仕上を行う。
- (5) 並行して直径45cmのコアを採集して圧縮強度試験を行い、コンクリート強度を確認する。

表-1 施工数量及び工程

工種	数量	1982												1983			
		4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7
根固め捨石	16,860 m ³																
根固め注入	6,905 m ³																
粗骨材充填	230,349 m ³																
モルタル注入	104,256 m ³																
表面仕上	4,411 m ³																
圧縮強度試験	コア採集 φ450 100m																
温度応力計測	一式																6/30

の順で行った。

施工数量および工程を表-1に示す。

3. 粗骨材充填

ケーソン内への粗骨材充填は水島基地にストックした海中コンクリート用の大径粗骨材（80～150mm）を1,500 m³積押航式土運船で、運航基準航路に沿って7 Aまで17哩を海上運搬し、リクレーマ船（第32関門号）により、事前に注入管の異常の有無、通水孔およびハッチの密閉状況等の全数確認（写真撮影）を行い清掃したケーソン内にT.P.+2.8mまで充填し、骨材天端を計画高に対し±0.2m以内に仕上げるものである。

従来の実績をふまえて骨材の破碎を最小限にするためにとった改善事項と留意点等は下記のとおり。

- (1) 水島基地積出し設備でのスクラバー等の増強。
- (2) 土運船は洗浄を行い泥艙内にH=1mの水張りを行った。
- (3) リクレーマ船の改造等
 - (イ) 振動スクリーンの新設
第32関門号上でセット可能な最大級で篩分け効果のよい特重型（グリズリバー式）振動スクリーンを新設し土運船積込後のビリ等の除去を行った。
 - (ロ) 洗浄設備新設
1,000 m³/Hの洗浄水を供給するポンプ8台を新設し、ベルコンラインの両サイド30mに渡り配管散水し骨材表面の洗浄を行った。
 - (ハ) 発生濁水飛散防護設備新設
止水仕切・カバー・コーミング等の設置
- (ニ) 篩分け、水洗効果を高めるためコンベア速度

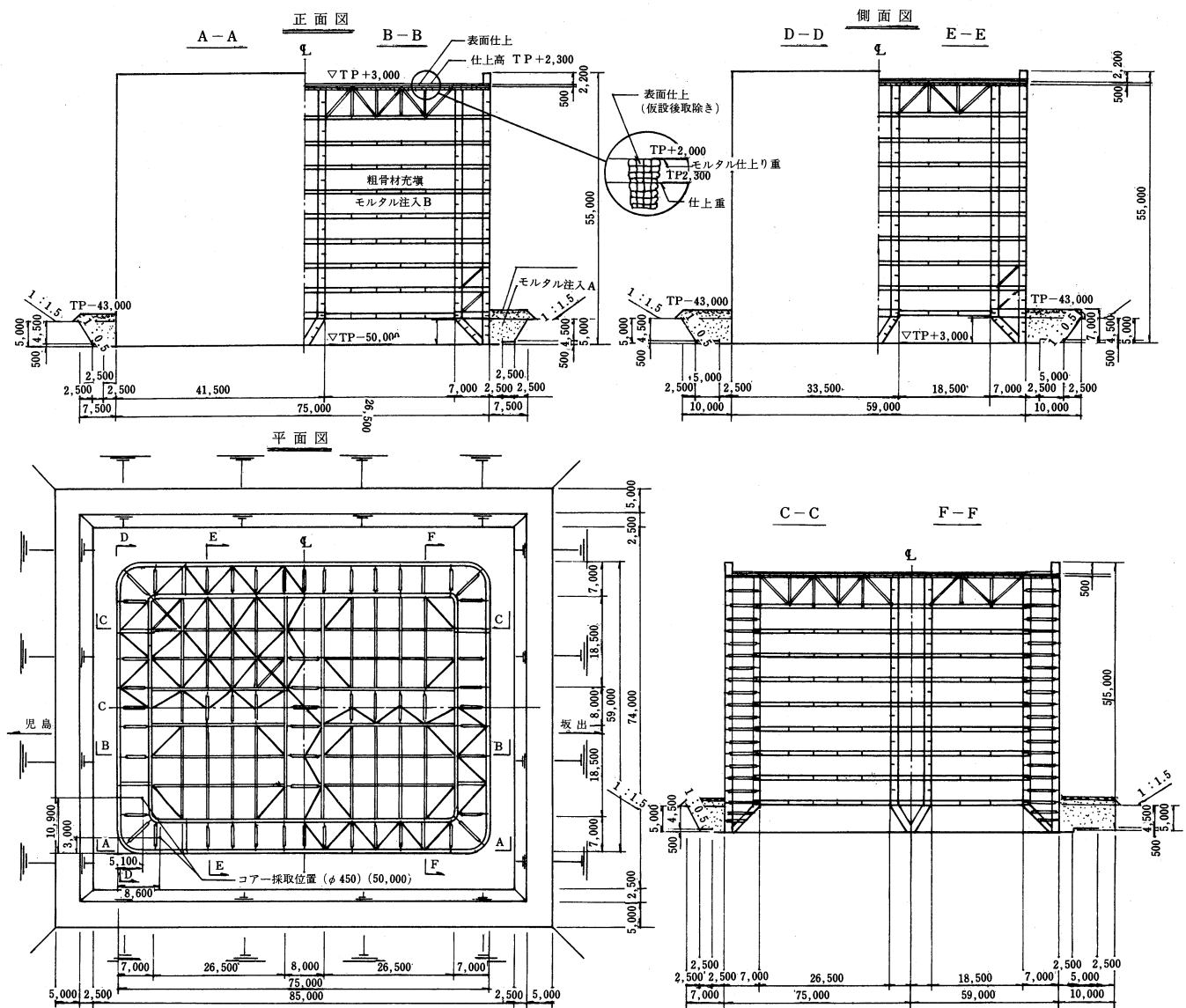


図-1 7A ケソン概要図

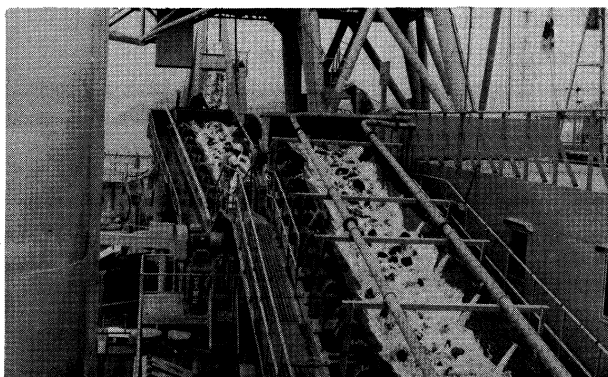


写真-1 粗骨材洗浄

を半減した。それによる能力低下は作業時間増でカバーした。

(ホ) コンベア先端飛出し防止用受け板新設

(ヘ) 粗骨材の落下高さを極力小さくするためスプレッター角度を5度を基準とした。又、ケーソン中央部の充填は満潮時に、周辺部は干潮時に行うのを原則とした。

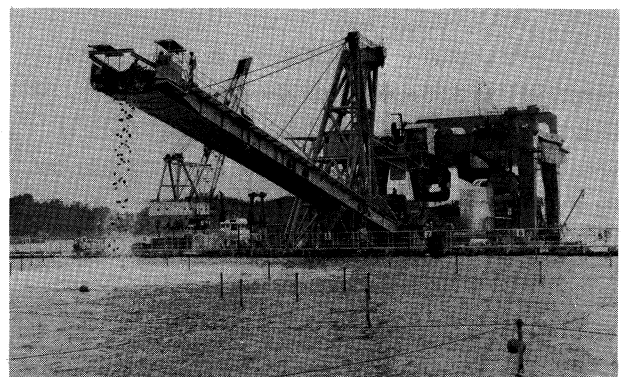


写真-2 リクレーマー船スプレッター

(ト) 油圧バケット(グラブ)のサイクル調整

振動スクリーンの篩効果が高めるためグラブを手動操作にしサイクルを長くするとともに開口度を小さくして搬出量を抑制した。

(4) 作業中における骨材天端の高低差の規制

特記仕様では10m以内と規制したが現地ではヘッド差8mで東西より交互に投入した。

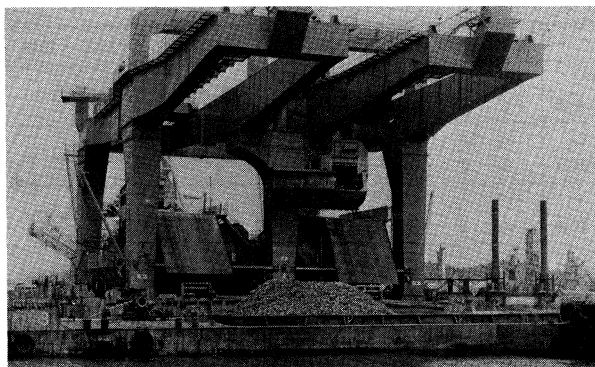


写真-3 リクレーマー船バケット



写真-4 粗骨材交換状況

(5) ケーソン内にT.P + 5 mまで水張りを施し、ウオータークッション効果を期待した。水張り水位を保持するために、ケーソン底面外周部に150mm～1,000mmの割栗石で根固め捨石(7 m厚)と根固めモルタル注入(5 m厚)を先行施工し、モルタル漏洩防止用シールゴム(ケーソン刃口部に取り付け)と共に内外水の止水を計った。漏水に対しては水中ポンプ(4 m³/min) 15台を準備して対処した。

充填中の施工管理については「管理要領」にもとづいて、2,000 m³毎に洗浄分級前後の篩分試験、洗い試験を行うとともに、作業中毎日レッドによる測深と潜水作業による充填状況の肉眼観察と写真撮影を行った。なお最終段階での80mmアンダーサイズ混入率は1～2%の範囲であった。

表面均しはワイヤーモッコと0.1 m³級バックホーで荒均し後、人力で本均しを行った。

粗骨材充填出来高(計画と実績)を表-2に示す。

表-2 粗骨材充填出来高(計画と実績)

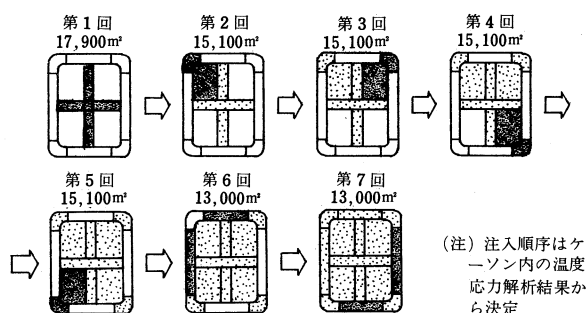
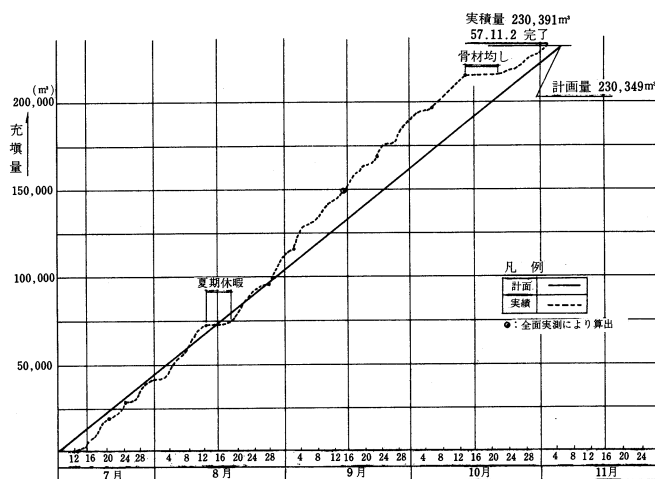


図-2 注入順序

4. モルタル注入

モルタル注入は鋼製ケーソン内の粗骨材の空隙中に公団所有のモルタルプラント船「世紀」を用いて、モルタルを製造し注入する作業である。施工はケーソン15区画を7回に分けて行い、各回とも3～4昼夜連続して打ち上げた。プラント船団の配置は図-3のとおりである。「世紀」は船底クロスアンカー方式で係留し、セメントタンカー吃水5.5mを確保するために係留ワイヤー途中に30 tシンカーを吊り下げ、5 tアンカーで引付け固定した。なお公団からの貸与機器および支給品は表-3のとおりである。

施工に関連する諸基準は

- (1) 海中コンクリート用細骨材品質管理要領
- (2) 海中コンクリート用粗骨材品質管理試験要領
- (3) モルタル注入管理要領(案)

表-3 貸与機器及び支給品

名 称	仕 様	数 量
モルタルプラント船「世紀」	240 m ³ /h	1 台
シンカー類	600t ～ 300t, 85t	1 式
モルタル注入管引上装置	1 ton × 50 m	20 台
ケーソン溢流水中和装置	240 m ³ /h	1 台
ケーソン残留水処理装置	20 m ³ /h	1 台
砂 供 給 設 備	60 ton/h	1 台
濁水処理設備	120 ton/h	1 台
工業用水供給設備	260 ton/h	1 台
電 気 設 備	430 kW	1 台
セ メ ン ト	フライアッシュセメント(B種) JIS R 2513	91,819t
工 業 用 水	真 水 500m ³ /日	所要量

(4) 水質計測作業要領

にもとづいて管理を行った。

モルタル注入実績を表-4に、モルタルの品質管理試験結果一覧表を表-5に示す。

平均注入速度の221.2 m³/hrは最高記録であり、注入作業中に細骨材中に鉄片等の混入による数回の製造系のトラブルが未然に防止出来ていれば240 m³/hrに近い記録が望めたものではなかろうか。

モルタルの品質試験結果についても満足できる品質であった。

放出水の環境保全目標値をSS50P.Pm以下・PH 7～9・六価クロム (Cr+6) 0.5P.Pm以下・総クロム (T-Cr) 1 P.Pm以下と規定し目標値以下に処理して放出した。

使用セメントによっては六価クロムが早期に目標値をオーバーすることがあったので注意する必要がある。

毎回の注入作業終了後、海洋架橋調査会・J.V・公団三者で検討会を行い、次後の整備と注入作業に反映させて有益であった。

表-4 7A モルタル注入実績

	注 入 量	使用セメント	使用混和剤	注 入 期 間	注入時間	平均注入速度
1 回目	18,240 m ³	小野田 C + 三井 F A	ホゾリス G F-610 A 3	11月21日12時34分 11月25日1時00分	84.43時間	216 m ³ /hr
2 回目	15,443 m ³	アサノ C + 高砂 F A	同 上 A 2	12月7日11時21分 12月10日11時41分	72.33時間	213.5 m ³ /hr
3 回目	15,527 m ³	住友 C + 三井 F A	同 上 A 2	12月20日11時08分 12月23日10時23分	71.25時間	217.9 m ³ /hr
4 回目	15,883 m ³	三菱 C + 三井 F A	同 上 A 3	1月12日10時28分 1月15日11時20分	72.87時間	218.0 m ³ /hr
5 回目	15,851 m ³	アサノ C + 三井 F A	同 上 A 2	1月25日10時04分 1月28日7時40分	69.60時間	227.7 m ³ /hr
6 回目	14,065 m ³	住友 C + 高砂 F A	同 上 A 2	2月7日10時12分 2月10日1時08分	62.93時間	223.5 m ³ /hr
7 回目	14,139 m ³	小野田 C + 三井 F A	同 上 A 2	2月19日9時52分 2月21日21時58分	60.10時間	235.3 m ³ /hr
合 計	109,148 m ³				493.51時間	221.2 m ³ /hr

表-5 モルタルの品質管理試験結果一覧表

注入 No.	設 定 値		アジテータ フロー値(sec)		モルタル 温度 (°C)	純 張 率 3 hr (%)	フリー ジ ン グ 率 3 hr (%)	凝 結 時 間		圧 縮 強 度 (kg/cm ²)			
	水セメン ト比 (%)	表面水 率 (%)	自 動	手 動				始 発	終 結	モルタル σ ₇	モルタル σ ₂₈	モルタル σ ₉₁	コンクリート σ ₉₁
1	45.0 ~46.0	4.8 ~5.0	18.3	18.4	18.6	3.4	1.5	15'30"	17'53"	245	334	421	434
2	47.5 ~49.0	4.6 ~5.0	18.1	18.6	20.0	5.2	1.5	9'34"	11'35"	232	336	437	414
3	45.5	45	17.6	17.2	19.5	5.5	1.5	12'13"	14'25"	261	352	443	436
4	48.0 ~49.0	4.0 ~5.0	17.7	17.3	17.4	5.7	2.3	10'23"	12'34"	229	322		
5	47.5 ~48.0	4.0 ~5.0	16.9	16.9	16.4	5.8	1.8	10'47"	12'36"	238	348		
6	46.0 ~47.0	3.0 ~4.0	17.2	17.0	16.2	6.9	1.8	10'28"	12'40"	243	337		
7	47.5 ~48.0	4.5	17.5	18.1	13.2	6.9	.7	11'36"	14'16"	271	342		

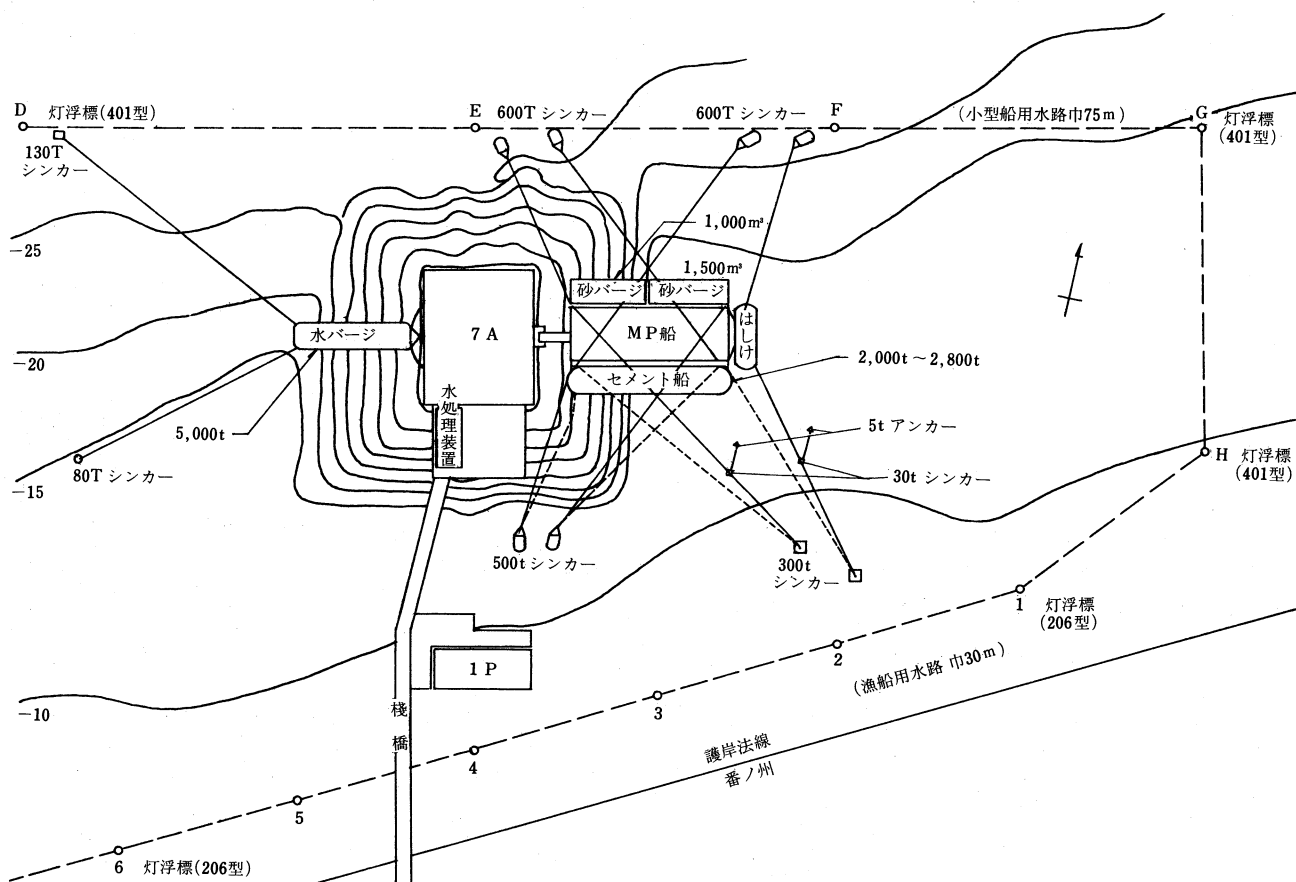


図-3 船団配置図



写真-5 注入管パッカー



写真-6 注入管と検知管

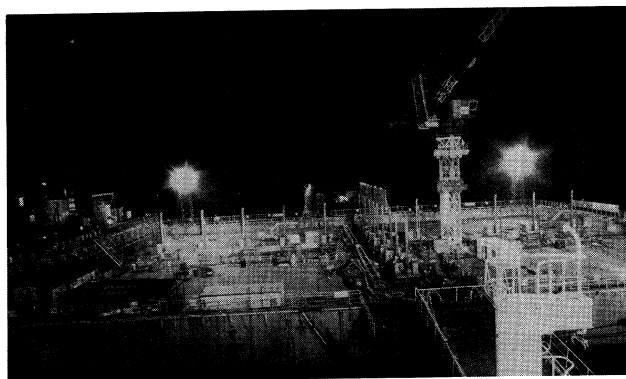


写真-7 注入（第1回目）夜景



写真-8 表面仕上

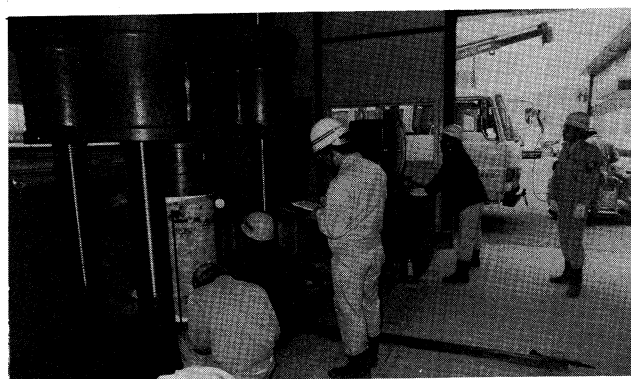


写真-9 圧縮強度試験

表-6 コア圧縮強度試験結果

No.	B-1 試験日 3月8日 (材令 91日)					
	採取位置 (T.P.m)	重量 (kg)	高さ (cm)	径 (cm)	荷重 (ton)	強度 (kg/cm ²)
1	- 0.90 ~ - 1.80	339.7	91.9	45.33	288	178.5
2	- 7.10 ~ - 8.00	333.6	88.2	45.24	322	200.3
3	- 9.90 ~ - 10.80	343.0	91.0	45.10	398	249.1
4	- 15.20 ~ - 16.10	344.6	90.9	45.35	391	242.1
5	- 18.10 ~ - 19.00	346.1	90.5	45.31	330	204.7
6	- 26.60 ~ - 27.50	348.4	91.0	45.37	321	198.6
7	- 30.60 ~ - 31.50	347.4	91.2	45.28	325	201.8
8	- 35.40 ~ - 36.30	347.6	91.0	45.39	420	259.5
9	- 39.05 ~ - 39.95	341.3	91.0	45.22	395	245.9
10	- 42.85 ~ - 43.75	346.7	90.9	45.40	353	218.1
平均	—				—	219.9

第2回モルタル注入 昭和57年12月7日~12月10日

5. 表面仕上 (研リエ)

海中コンクリート終了後気中コンクリートとの打継における表層コンクリートのはつり作業である。プレパックドコンクリートの施工では上面付近のコンクリート強度が一般部に比較して小さく、更にフリージング等の処理、気中コンクリートとの付着強度の確保のために上部約50cmを除去し表面を清浄に仕上げる作業である。

ドリルジャンボで削孔し静的破碎剤を充填しき裂を発生させた後、ブレーカーで破碎しバックホウショベルで硝出しを行い、人力による入念な洗浄仕上を行った。

6. 圧縮強度試験

注入終了後28日以上材令経過を待ち、 $\phi 45\text{cm}$ のコアを採集し長さ90cmに成形し圧縮強度試験を行った。

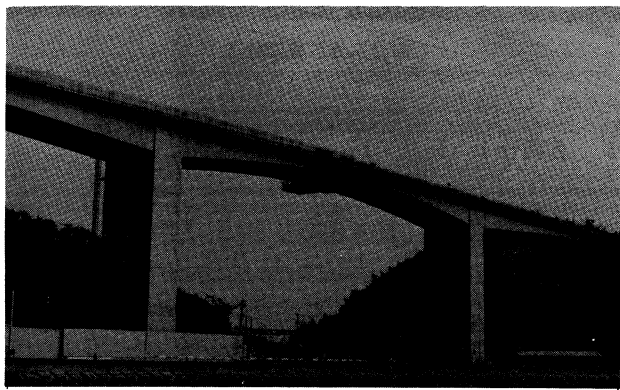
試験結果は整理中であるが一部を表-6に示す。

7. あとがき

昭和57年7月粗骨材充填作業の投入開始からモルタル注入完了までの約8ヶ月間、緊張の連続ではあったが、世界で最大規模の基礎をこの度無事完了することが出来、工事の関係者各位に厚く感謝の意を表する次第である。

亀浦高架橋の桁閉合

大鳴門橋の大毛島側取付橋である亀浦高架橋は、橋長275.2m(87.6m+100m+87.6m)、226.2m(65.6m+95m+65.6m)の3径間連続有ヒンジPCラーメン2橋と橋長92m(46m+46m)の2径間連続PC箱桁橋1連からなる全橋長593.4mの橋梁である。このうち大毛島IC側の1連の中央主桁部が8月2日に閉合した。本橋は本四橋梁の中でも数少ないプレストレストコンクリート道路橋であり、上部工の桁をワーゲンによるデビダグ工法により施工している。57年7月に桁の張出架設を開始して以来、型枠組立て、PC鋼棒・鉄筋配置、コンクリート打設、養生、緊張、ワーゲン移動据付と約10日のサイクルで、一単位を2.5m、3.0m、3.5mの種類に分割されたブロック毎に張出し施工している。残りの一連も10月中旬には閉合し、高欄、地覆等の橋面工へと進む予定である。なお大鳴門橋は5日に補剛桁の架設を開始し、現在中央径間で約1/3張出され、工事は順調に進んでいる。



鋼直Ⅲ型レール締結装置の実車走行試験

長大橋には、原則として死荷重の低減を図るために、道床・枕木を用いない鋼桁直結軌道構造が用いられるが、この方式を、本四連絡橋のように長い区間にわたって、また角折れや大きな伸縮のある橋梁上で用いた例は、現在のところほとんど見あたらない。そこで国鉄で開発された鋼直Ⅱ型レール締結装置(図-1)の他に、鉛直角折れ(凸角折れ7%、凹角折れ5%)に追随できる鋼直Ⅲ型レール締結装置(図-2)を新たに開発した。これは、軌道パッドの飛出し等の締結装置に対する条件が厳しいので、その点を改良したものである。

その実用性については、室内静的試験によ

下部工から上部工へ

児島・坂出ルートも昭和53年10月に着工して以来すでに5年の歳月が過ぎ、下部工の工事も順調に進み、北備讃瀬戸大橋3Pについては、去る8月10日に底板設置(12.3m×6.4m×0.18m)8月19日塔柱第1段の架設が行われたのを皮切りに8月末現在すでに塔柱第3段まで架設されている。(巻頭写真参照)

また下津井瀬戸大橋の3Pについても8月26日に底板設置(9.83m×6.65m×0.20m)、8月27日塔柱第1段の架設を行い、いよいよ下部工から上部工へ移り順調にいくれば、昭和60年2月に北備讃瀬戸大橋(2P:H=T.P 175.4m、3P:H=T.P 183.8m)が、昭和59年11月に下津井瀬戸大橋(2P:T.P 146m、3P:T.P 148.9m)の塔が雄姿を現わし、徐々に吊橋の形を整えていくこととなる。

因島大橋関連区間の供用準備進む

因島大橋関連区間では12月の供用に向けて着々とその全容を現わしている。因島大橋では橋面舗装も完了し、塔頂クレーンの撤去、一般道に仮設していた道路防護工の撤去及び検査車の走行テスト等を残すのみで、供用に向けて最後の化粧をしているところである。

一方、関連する陸上部も舗装はほぼ完成し、この後ガードレール等防護柵の設置、標識の設置及び大浜パーキングエリア内の造園等陸上部でも最後の化粧にかかっている。

向島管理事務所も向島インターチェンジ内に料金所とともにその姿を現わし、職員の入居を待っている。今後、交通管理機器及び料金収受機器の調整、修熟を得て供用となる。

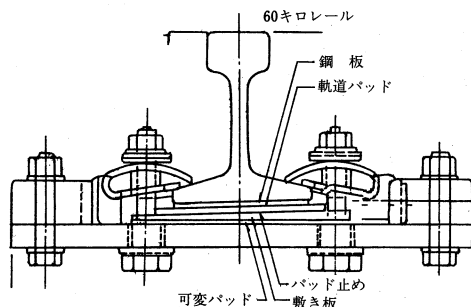


図-1 鋼直Ⅱ型レール締結装置

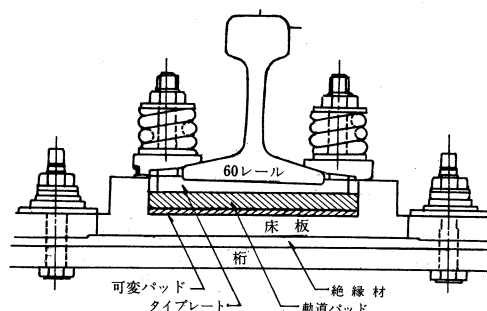


図-2 鋼直Ⅲ型レール締結装置

本四公団の基準類

本四公団で現在適用している基準類は以下のとおりです。

*印のものは(財)海洋架橋調査会 (Tel 03-436-3896)で販売しております。

仕様書・要領等

- * 土木工事共通仕様書 昭和53年6月
- * 測量・調査・設計等共通仕様書 昭和56年12月
- 施工管理試験要領 昭和54年11月
(昭和56年4月追補)

測量作業規程

昭和55年度

図面作成要領

昭和46年12月

- * 技術関係資料取扱要領・技術関係資料
マイクロフィルム作成等事務処理要領 昭和56年4月

材料規格等

鋼材規格 昭和53年10月改正

本州四国連絡橋鋼上部構造用鋼板規格
の解説 昭和54年3月

摩擦接合用防錆処理高力ボルト・六角
ナット・平座金のセット暫定規格 昭和51年2月

- * ケーブル材料規格 昭和54年6月

- * 塗料規格 昭和55年3月

設計基準等

幾何構造基準(案) 昭和48年10月

- * 上部構造設計基準・同解説 昭和55年6月

- * 下部構造設計基準・同解説・仮設物設計指針 昭和52年3月

- * 耐風設計基準(1976)・同解説 昭和51年3月

- * 耐震設計基準・同解説 昭和52年3月

鋼上部構造用鋼材選定要領(案) 昭和48年9月

風洞試験要領(1980)・同解説 昭和56年3月

ケーブルアンカーの設計マニュアル 昭和49年2月

鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針 昭和52年8月

大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計要領・
同解説(案) 昭和54年11月

- * 重力式直接基礎アンカレイジ設計要領(案)・
同解説 昭和55年3月

- * 鋼設置ケーソン設計要領(案) 昭和54年2月

- * 多室型緩衝工の設計要領(案) 昭和55年3月

複合材型緩衝工の設計要領(案) 昭和56年3月

製作基準等

- * 鋼橋等製作基準・同解説 昭和52年3月

- * 鋼橋等塗装基準・同解説 昭和55年3月

橋面舗装基準(案) 昭和55年3月

- * 鋳鍛鋼品製作基準(案) 昭和55年3月

海上工事安全施工技術指針 昭和52年3月

- * 溶接構造部材における溶接欠陥と
疲労き裂の発生の一例(写真集) 昭和58年1月

本四技報編集委員会名簿 (アイウエオ順)

編集委員長 杉田秀夫

編集委員 有田稔 黒瀧義則
後藤忠 坂本政彦
庄司吉美 高橋靖典
辰己正明 田中嘉博
千々岩敏弼 成田秀志
野村直茂 秦健作
水間雅昭 宮沢修二
村田正信 森田行
山下義之 山県守
渡辺忠明

小暮三郎(海洋架橋調査会)

本四技報 第26号

発行 昭和58年10月15日

監修 本州四国連絡橋公団

発行所 財団法人海洋架橋調査会
東京都港区虎ノ門4丁目3番20号
第22森ビル 〒105
電話03(436)-3896

発行者 井上義光

印刷 中井編集デザイン事務所

定価1,400円

