

報技四本

修監 本州四国連絡橋公団

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

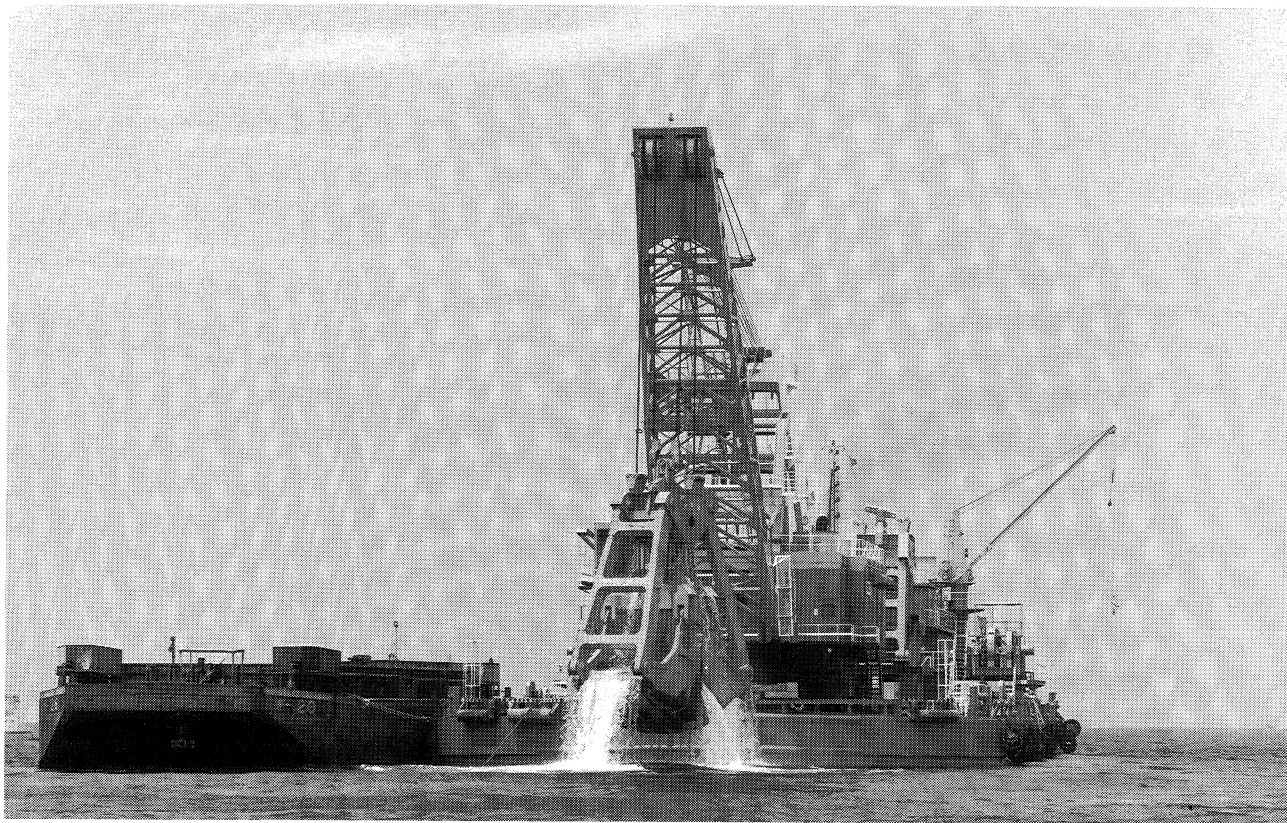
本四技報 第44号 目次

開通 6 ヶ月前	第二建設局 局長	松崎 実	1
道路建設と埋蔵文化財調査	(前)第一建設局洲本工事事務所	細井 忍	2
—淡路島内本四連絡道路における例—	第一建設局洲本工事事務所	原崎 郁夫	
	同上	平下 忠一	
北備讃瀬戸大橋緩衝桁軌道伸縮装置の製作	第一建設局鳴門管理事務所	成井 信	8
	(前)第二建設局坂出工事事務所		
北備讃瀬戸大橋道路伸縮装置の設計・製作	第一建設局鳴門管理事務所	成井 信	15
	(前)第二建設局坂出工事事務所		
番ノ州高架橋鉄道桁の施行	第二建設局坂出工事事務所	松田 大六	20
	同上	大坪 正行	
	同上	山岸 明	
因島大橋の橋本形状測定とケーブルバンド			
ボルト軸力調査	第三建設局向島管理事務所	松井 勉	26
	第二建設局建設第二課	平野 茂	
	(前)第三建設局向島管理事務所		
	第三建設局向島管理事務所	金子 正猪	
生口橋の計画と下部工設計	監査室	富岡 紘	35
	(前)第三建設局設計課		
	建設省中国地方建設局	天野 弘也	
	(前)第三建設局向島工事事務所		
	第二建設局向島工事事務所	仁木 清貴	
大島大橋ケーブルストランド架設工事	第三建設局今治工事事務所	平野 信一	43
	同上	平塚 義久	
技術ニュース			50

※本四技報総目次 { 前回：第35号
次回予定：第45号

本四技報 第45号 (63.1) 掲載予定

- 緑P. Aのり肩工の設計施工
- 下津井瀬戸大橋のスピニング
- 櫃石島橋大ブロック架設
- 与島高架島ループ部の製作架設
- Dルートハンガーブラケット部の疲労試験
- 北備讃瀬戸大橋補剛桁架設工事
- 岸ノ上高架橋PC上部工の施工



明石海峡大橋主塔基礎施工調査（大型グラブ船による掘削施工調査－3P）

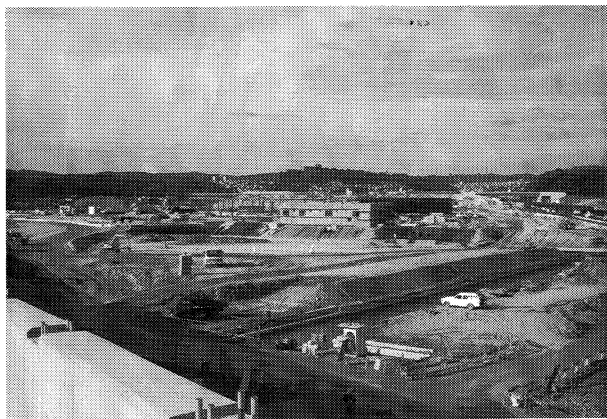
（62年8月）



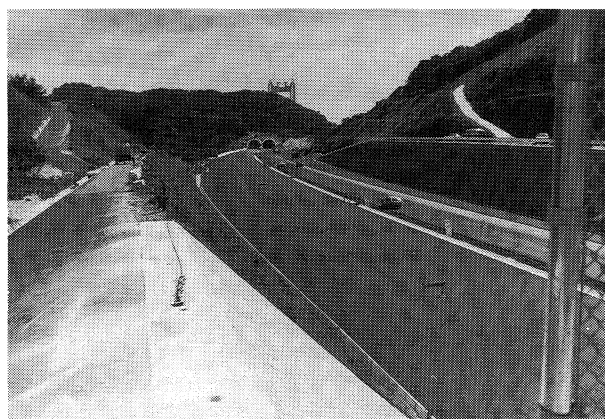
西淡・三原インターチェンジ（工事既成）

（62年8月）

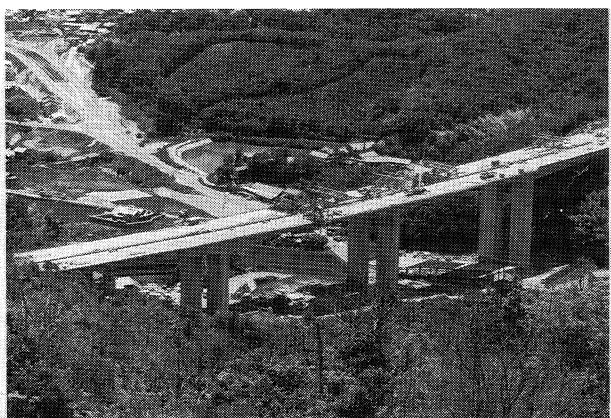
児島～坂出ルート



早島インターチェンジ（盛土は既成、管理施設工は、トールゲート及び管理事務所施工中）（62年8月）



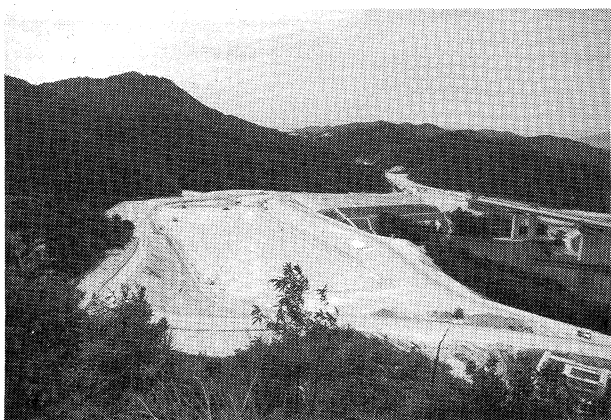
神道山土工（舗装工のうち基礎工を完了、奥に見えるのは鷲羽山トンネル）（62年8月）



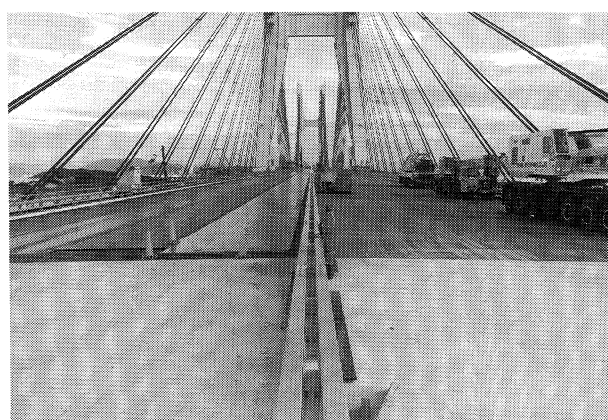
御前道高架橋（上り線を完了、現在下り線のワーゲン張出し架設施工中）（62年8月）



本四備讃線・児島駅（軌道敷設を完了、現在乗降場施工中）（62年8月）



鴻ノ池サービスエリア（SA内土工を完了、現在舗装工を施工中）、（上り線側から）（62年8月）



岩黒島橋（床版工を完了、現在舗装工施工中）（起点側から）（62年8月）

児島～坂出ルート



与島橋（床版工を完了、現在舗装工施工中）
（62年8月）



予島PA（土工は既成、PA施設は休憩施設及び浄化槽
施工中）
（62年8月）



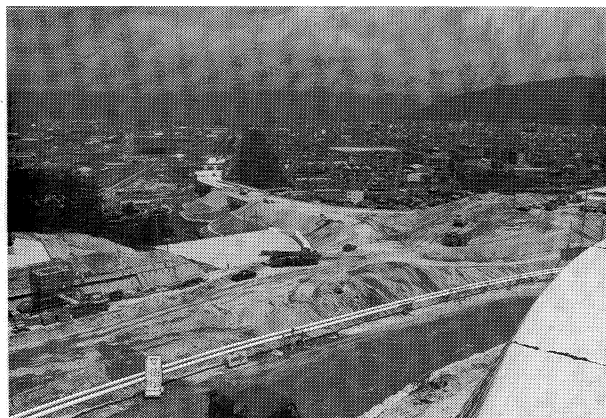
南備讃瀬戸大橋（8月12日最終ボルト締結）

（62年8月）

児島～坂出ルート



予讃線宇多津駅（軌道敷設及びプラットフォームを完了、
現在防風工施工中）（終点側から）（62年8月）

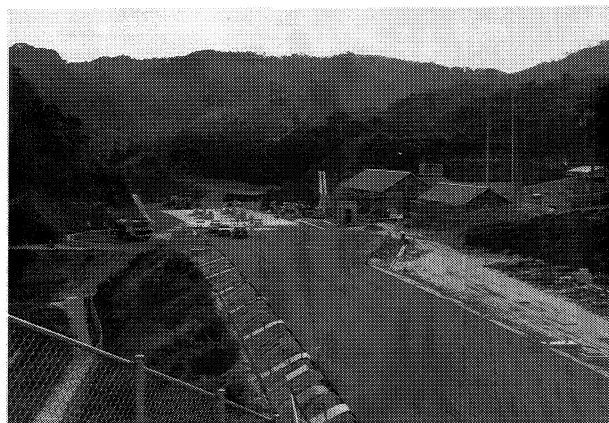


坂出北インターチェンジ（盛土及び管理施設工施工中、
奥に見えるのがトールゲート及び料金所）（62年8月）

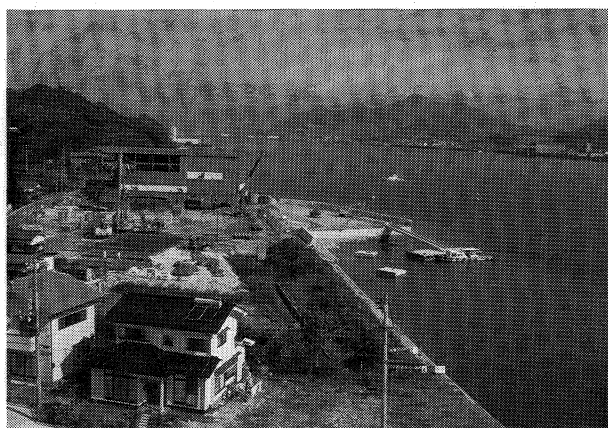
尾道～今治ルート



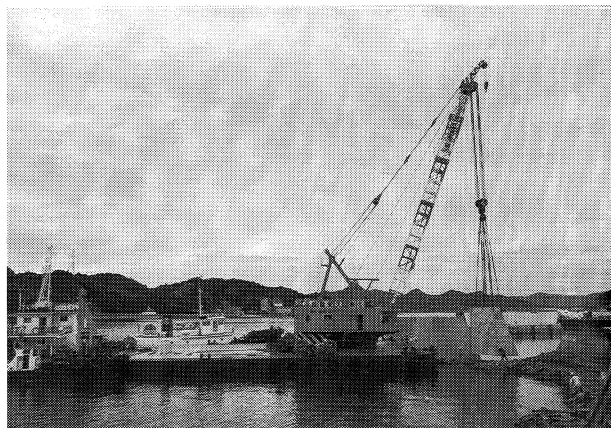
大島大橋の大島側塔頂より見た宮窪トンネル坑口付近
（62年8月）



大島の宮窪料金所付近（向う側が宮窪出入口）
（62年8月）



生口橋下部工工事における生口島側の締切工及び側径
間部杭基礎工事（62年8月）



生口橋下部工工事における因島側の締切工事
（62年8月）

開通6ヶ月前

Toward the Opening of Seto-Ohashi

第二建設局長 松崎 実

Minoru Matsuzaki



幾度となく聞き、喋り、読みそして書いて来た「本州四国連絡橋児島坂出ルート」の工事は、昭和53年10月に起工して以来、×××を経過して参りまして」の×××もとうとう9年を過ぎました。更に言葉は続き「あと〇〇〇後には完成の予定であります」の〇〇〇がいよいよ6ヵ月を切り、昭和63年4月10日には開通出来るところまで漕ぎついて来ました。

本州四国連絡橋の場合、供用開始日のおおむね6ヵ月前というのは、特別に意義があって、昭和56年6月に公布された「本州四国連絡橋の建設に伴う一般旅客定期航路事業に関する特別措置法」および昭和59年6月の建設省道路局長通達「本州四国連絡橋の建設に伴う港湾運送事業に関する対策事業実施要綱」によって、供用にとまない事業の廃止を余儀なくされる旅客船事業者および港湾運送事業者は、実施計画を作成し、運輸大臣に提出して認定を受けるための手続きがはじめられる時期である。

これまでの間、工事と並行して関係政府機関、地方公共団体、事業者協会、労働組合、公団等の間で事業再編成計画、事業者の転業対策、労働者の雇用対策等について、工事の進捗に支障を及ぼすことがないように精力的に調査検討が行なわれ、協議が重ねられて来ている。今後とも引続き、更に具体的な内容をもつ協議が続けられていくことになる。

工事現場の状況は、鷺羽山の展望台から海峡部を見渡すと、鷺羽山トンネルを出た下津井瀬戸大橋から番ノ州高架橋までの間、延長13.1キロメートルにわたって、全区間の橋梁及び高架橋のけた架設が完了している。道路階にも床版も張られて防護柵も取付けられており、鉄道階には管理用通路も出来あがっており、外見上は完成形に近い威容を現している。工事前の仮設物、架設機械、工事用車両、作業足場、安全対策ネットだけが工事中であることを表しており、作業中の人たちの姿は、構造物の規模や部材寸法があまりに大きいので、注意して見ないと目にとどまらないほどである。

陸上部は道路、鉄道ともに土工、構造物がほぼ出来上がっており、6ヵ月後の開通に疑念を抱かなくなるまでの進捗を示している。

冒頭に戻るが、香川県知事の言葉は、昭和53年10月の起工から遙かに時代を遡り、約一世紀前の明治22年大

久保謙之丞氏の塩飽諸島づたいに四国から本州への架橋連絡構想へと続けられていく。これは、児島坂出ルートの架橋実現が、香川県民にとって如何に長年の夢であったかということを強く感じさせる。

児島坂出ルートが、具体的に国家的事業として取りあげられた時期を、昭和34年に建設省が調査を開始した時に求めるか、あるいは昭和37年に建設省と当時の日本国有鉄道が共同で技術調査を土木学会に委託した時点に求めるか、どちらにしても四分の一半世紀を超える長期事業である。

この間には、今では考えもつかない苦労もあったし、特に初頭の頃には事業の実現を危惧することもあったものと思われる。公団設立以降も、昭和48年11月には総需要抑制策の一環に取りあげられ、目前の起工式が幻となって4年の凍結期間を過ごしている。

しかし、建設費1兆1千億円を超え、工期9年半に及ぶ大事業にも拘らず、起工以来、総体的に順調に進められている。公共事業のゼロシーリングあるいはマイナスシーリングの中であって、計画通りの予算措置がとられて来た。現場の方でも、難しい仕事を抱えた多工種にまたがる長丁場の工事を計画通りに消化出来たのは、高い水準にあるわが国の建設技術を集結して工事工程管理を行なって来た結果である。これも、橋が人々の前に姿を見せない土中あるいは水中に深い基礎があるように、工事期間を上まわる基礎調査の期間があり、この間の実績を積み重ねてきた成果の結晶である。これは、次の明石、来島へと引き継がれ、更に磨き上げられて技術水準が高められていく。

9年半の工事期間中に現場で携わる公団職員は700人を超えるであろうし、施工業者は350社に及ぶであろうし、コンサルタント業者は150社を数える。また、延労働時間数は7千万時間・人に達するであろう。現場を離れて携わった人、そして起工以前の調査時代に参画した人を加えると、見当もつけられない数にのぼる。

このように多くの人々が、現場でそして現場を離れて自分が果たした役割、自分が参画していたときの思いを胸に、夫々の人が深い感銘をもって児島坂出ルートの開通を祝福出来る日が刻々と近づいている。

道路建設と埋蔵文化財調査

—— 淡路島内本四連絡道路における例 ——

Highway Construction and the Investigation of Buried Cultural Properties
(Honshu-shikoku Highway in Awaji Island)

(前) 第一建設局建設部 専門役 細井 忍
Shinobu Hosoi
洲本工事事務所 第四工事長 原崎 郁夫
Ikuro Harazaki
洲本工事事務所 第三工事長付 平下 忠一
Tadakazu Hirashita

1. はじめに

近年、開発事業の実施にあたり事業用地における埋蔵文化財の取扱をめぐる問題が数多く報告されている。それらの例は、宅地開発などの面的事業はもとより、道路、鉄道など長い区間にわたり線的に建設される事業についても多くみられるものである。

埋蔵文化財の保護はわが国の歴史や文化を理解する上で欠くことのできないものであるが、また一方では埋蔵文化財の発掘調査が建設事業の進捗に影響を及ぼし、工事実施の上では工程、経費、工法変更などが大きな調整課題となる例も多い。

古来より人間の営みが行われていた瀬戸内地域での本四事業においても例外ではなく、他ルートにおいてと同様、淡路島内での本四連絡道路神戸鳴門ルートの建設に関連して、埋蔵文化財調査が約10年にわたり実施されてきた。本稿ではこれまでの調査について、その概要を報告するとともに、建設工事との調整課題について述べる。

2. 埋蔵文化財の取扱い

2.1 埋蔵文化財の特質

埋蔵文化財とは、土地に包蔵された文化財の状態をいい、考古学でいう遺跡、遺物とほぼ同義的に用いられる。具体的には、貝塚、集落跡、古墳、都城跡、遺物包含地、遺物散布地などの遺跡と、これらの遺跡に埋蔵されている石器、土器、木器、金属器、などの遺物を指している。

埋蔵文化財は、土地と深く関わって存在することから次のような特質があるといわれており、開発事業との種々の調整にあたり保護する立場での基本的考え方となっている。

(1) 土地に包蔵されているため、その所在が不明確であり、所在が明らかであってもその範囲や性格が明らかでない場合が多い。

(2) 地下に埋もれているため、発掘調査をしてみなければ、遺跡の最終的な価値判断が困難である。

(3) 発掘調査はいかに精密に行われたとしても、結果として埋蔵文化財の破壊を伴うものであり、その再現は不可能である。このため、遺跡にとってはそのまま保存されるのが望ましい。

(4) 埋蔵文化財の保護は、当然それを包蔵する土地を対

象とするが、土地本来の利用や価値と対立することとなり、非常に困難な調整を必要とする。

このような特質をもつ埋蔵文化財は、他の文化財と異なり指定等の手続を経て特定する必要はなく、あらかじめ所在が判明しているもの、および新たに所在が確認されたものはすべて保護の対象とされている。

埋蔵文化財の保護に関しては、文化財保護法によって埋蔵文化財の発掘や発見に伴う遺跡の取扱や出土物の処理などについて規定がなされている。

2.2 開発事業との調整

開発事業と埋蔵文化財調査との調整に関しては法令の規定以外の運用措置の幅が広く、文化庁と大規模な開発事業体（道路事業では建設省、日本道路公団、本四公団など）との間で覚書を締結し、埋蔵文化財の保護と開発事業の工事施工の円滑化を図ることとしている。その基本的考え方は事前協議と事業者（原因者）負担に要約される。

1) 事前協議

可能な限り早い段階で開発事業の計画を把握し、埋蔵文化財保護行政との調整を経て、事業計画策定の時点では埋蔵文化財の取扱いを明確にするよう指導されている。

2) 原因者負担

地方公共団体は、開発事業の事前調査として発掘調査を行う場合、その調査の原因となった開発事業者にたいして発掘調査費用の負担、その他の協力を求めることができる。即ち、開発事業などの実施によって埋蔵文化財の破壊を伴うおそれがある場合、最小限の必要措置として記録保存するための発掘調査を行う必要があるが、その原因となった事業者の負担により発掘調査を行うべきものとの考え方によっている。

本四公団事業の場合、文化庁との覚書（総務部長通達：昭和48年5月2日）により上記事前協議、原因者負担の考え方が示されている。以下にその主な内容を要約する。

(1) 事前協議の方法：関係教育委員会と充分協議する。

(2) 発掘調査の方法：教育委員会に委託する。

(3) 発掘調査の期間：調査は計画決定後すみやかに実施するものとし、期間は工事工程等を勘案し、建設工事の実施に支障をきたさぬよう協議のうえ定めるものとする。

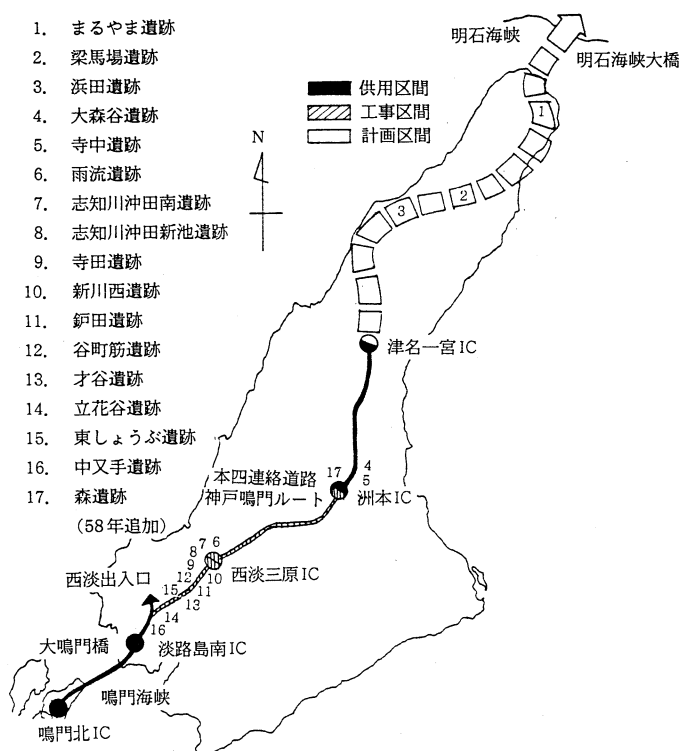


図-1 遺跡の位置図

(4) 発掘調査の費用：発掘作業、必要最小限の整理保存、報告書作成、雑費等とし、継続的な管理費その他学術的研究のための費用は含まない。

(5) 埋蔵文化財の処理：発掘発見されたものの一切の権利を放棄する。

2.3 遺跡の取扱い

発掘された遺跡の取扱いについては次の三段階に区分される。

(1) 事業区域から除外するもの

極めて重要な遺跡に対しては、事業計画を変更して遺跡を事業区域から除外する。

(2) 事業区域に含めるが現状保存を図るもの

比較的重要な遺跡については、事業区域に含めるとしても、例えばトンネル化、高架化するなど道路構造の設計上の配慮により遺跡の現状を保存する。

(3) 発掘調査を行い記録保存するもの

工事により埋蔵文化財包蔵地の現状変更が避けられない場合、発掘調査結果を記録にとどめる。これまでの実績からいえば、事業区域にかかる埋蔵文化財の多くはこれにあたる。

3. 調査の経緯

淡路島内における本四連絡道路に関連する埋蔵文化財調査は、昭和45年度から兵庫県教育委員会により実施されている。これまでの調査の経緯を年度ごとに要約すれば以下のとおりである。

昭和45年度：用地等関係調査の一部として兵庫県教育

委員会委託により、島内全域を対象に文献調査等により文化財の一覧表とその位置図が作成され、分布状況が把握された。

昭和47年度：本四道路計画路線周辺を対象に埋蔵文化財の分布調査の結果、34カ所につき遺跡の存在の可能性があると判断された。

昭和49年度：上記調査箇所で地表観察、遺物採集の精度をあげた分布調査により、16カ所の遺跡について確認発掘調査が必要と判断された。その分布状況は、三原平野部を中心として西淡三原IC付近より西淡町志知奥までに集中しているほか、洲本市域において2カ所、北淡町および淡路町域で計3カ所である。図-1に遺跡の位置図を示す。

昭和53年度：島内最初の工事となる西淡三原ICの大日川ランプ橋工事に関連して、志知川沖田南、志知川新池遺跡の2カ所について確認調査が実施された。

昭和54年度：志知川沖田南遺跡（西淡三原IC）の全面発掘調査。調査は以後4年間にわたる。

昭和56～57年度：ほかに西淡町にある遺跡を中心に確認調査が10カ所実施され、そのうち鈿田（たたらだ）、谷町筋遺跡（西淡町）、大森谷遺跡（洲本市）について全面発掘調査が必要との判断に至り、大森谷遺跡について発掘調査された。

昭和58～60年度：洲本市加茂地区8カ所で確認調査が再度行われ森遺跡が発見された。また森遺跡、寺中（じちゅう）遺跡について全面発掘調査された。西淡地区での全面発掘調査は、鈿田遺跡、谷町筋遺跡（寺中遺跡発掘調査の必要が生じたため途中約1年調査中断があった）のほか、雨流遺跡について確認調査、全面発掘調査（上り線側のみ）が行われた。

これらの調査のうち森遺跡、寺中遺跡、雨流遺跡については、工事着手区域での調査であったため、工事工程と埋蔵文化財調査の工程との調整が大きな課題となった。

昭和61年度：雨流遺跡（下り線側）の全面発掘調査実施。榎列橋側道部の対応を残し、津名以南の工事区域における埋蔵文化財調査は終了した。

これまでの各調査で得られた土器、木製品などの大量の遺物の整理業務については継続して行われる予定である。

4. 調査結果の概要

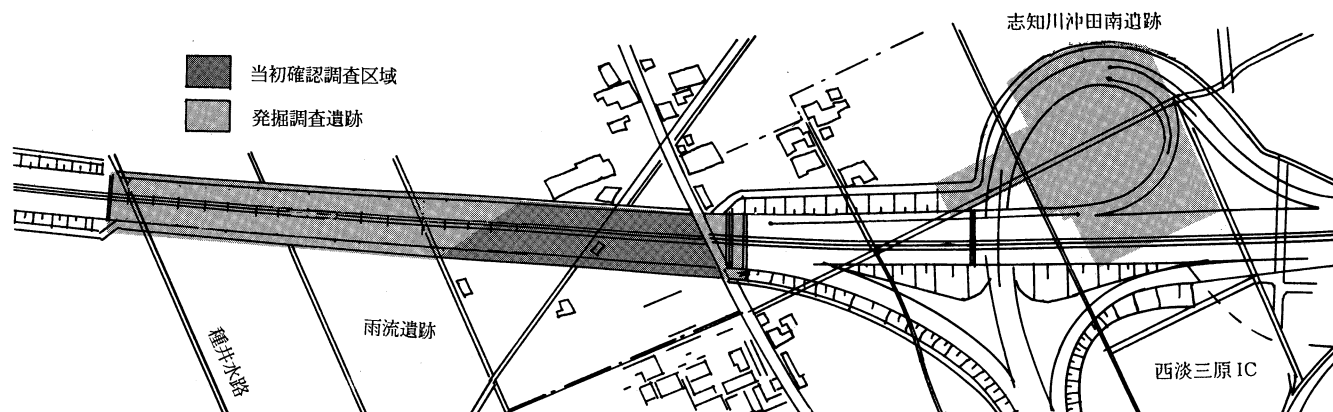
これまでに確認調査、発掘調査が行われた遺跡について、調査期間、調査面積等、遺跡形態、出土品などについての概要をまとめたのが表-1である。

これらの遺跡は文化庁および兵庫県教育委員会の判断により、いずれも記録保存の扱いとされており、現状保存の扱いによって工法変更に至った例はない。

以下、確認調査を経て全面発掘調査に至った遺跡のうち、主として工事との関連で特徴のあった代表例について各遺跡ごとに概要を述べる。

表－1 淡路島内本四連絡道路に関連する埋蔵文化財調査

位置図 番号	遺 跡 名	所 在 地	工 区	確 認 調 査	発 掘 調 査	遺跡形態・出土品
④	大森谷遺跡	洲本市上内膳 大森谷	加茂工事 (盛土)	57年9月～58年3月 坪掘37ヵ所、トレンチ11列	57年12月～58年3月 3000㎡	(弥生後期) 円形方形住居址8ヵ所等
⑫	森遺跡	洲本市上内膳 里字森	加茂工事 (盛土)	58年12月～59年3月 坪掘・トレンチ460㎡	59年1月～59年3月 2120㎡	(弥生、古墳、平安・鎌倉・室町) 住居址11ヵ所、土器
⑤	寺中遺跡	洲本市納 字寺中	洲本I.C 工事 (盛土)	57年9月～58年3月 坪掘6ヵ所 58年11月～59年3月 坪掘・トレンチ	59年2月～59年3月 3500㎡ 59年4月～59年8月 2300㎡	(弥生中後期、奈良・室町) 住居址10ヵ所、方形周溝墓7ヵ所
⑥	雨流遺跡	三原町大槻列 西淡町志知川	松田工事 (盛土) 榎利橋工事 (高架) 西淡三原I.C 工事(盛土)	60年4月～60年5月 坪掘28ヵ所	60年6月～61年2月 8900㎡ 61年5月～61年11月 4000㎡	(弥生前期、古墳) 水田址、集落址、水路、杭列等
⑦	志知川 沖田南遺跡	西淡町松帆 志知川	西淡三原I.C 工事(盛土)	53年7月～54年1月 坪掘・トレンチ88ヵ所、646㎡	54年10月～55年2月 800㎡ 55年4月～55年11月 2300㎡ 56年7月～57年3月 4000㎡ 57年4月～58年3月 4100㎡	三原旧河道、壺棺(弥生前期) (古墳前期) 水田址、杭列、足跡、土器等
⑧	志知川沖田 新池遺跡	西淡町松帆 志知川	志知高架橋 (橋梁)	53年7月～54年1月		遺構なし 大日川旧河道内堆積の土器散布地
⑨	寺田遺跡	西淡町志知	志知高架橋 (橋梁)	57年9月～58年3月 坪掘5ヵ所、トレンチ5列		(近世以降) 畦畔状遺構
⑩	新川西遺跡	西淡町志知	志知工事 (橋梁・盛土)	57年9月～58年3月 坪掘49ヵ所		(近世以降) 畦畔状遺構
⑪	鉦田遺跡	西淡町志知鉦	志知工事 (盛土)	57年9月～58年3月 坪掘23ヵ所、トレンチ6列	58年7月～59年3月 3450㎡	(弥生後期) 円形住居址4ヵ所
⑫	谷町筋遺跡	西淡町志知鉦	志知工事 (盛土)	57年9月～58年3月 坪掘28ヵ所、 トレンチ8列 60年3月 坪掘	58年7月～59年3月 1100㎡ 6300㎡ 遺構調査 包含層発掘 59年4月～60年3月 5600㎡ 60年4月～60年7月 140㎡	(縄文・弥生・古墳) (縄文) 遺構
⑬	才谷遺跡	西淡町飯山寺	志知工事 (盛土)	56年7月～56年8月 坪掘11ヵ所		(奈良) 土師器、土器、サヌカイト
⑭	立花谷遺跡	西淡町志知奥	志知奥工事 (盛土)	56年10月～56年11月 坪掘7ヵ所		(古墳～平安) 出土品なし
⑮	東しょうぶ遺跡	西淡町志知奥	志知奥工事 (盛土)	56年7月～56年8月 坪掘5ヵ所		(古墳～平安) 出土品なし
⑯	中又手遺跡	西淡町伊加利	伊加利工事 (盛土・橋梁)	55年10月 坪掘5ヵ所		遺構なし



図－2 雨流遺跡および志知川沖田南遺跡 発掘調査区域

4.1 志知川沖田南遺跡

西淡三原IC盛土部の区域で、昭和53年度から昭和57年度までの5年度にわたり、あわせて約 10,000 ㎡の大規模な発掘調査となった。その結果、兵庫県下で初めての古墳時代前期(約1700年前)の大きな水田の遺構が発見された。5層ある水田跡は微高地の縁辺部に開田されており約 8,000 ㎡に及んでいる(図－3)。遺跡には網目模

様の畦畔、用水路、溜池、田の中に残る古代人の足跡などがみられる。

この調査では、従来の考古学的手法のほかに地形地質、足跡、珪藻遺骸や花粉の分析など自然科学の各分野の専門家の協力により多角的な観点からの考察がみられた。

調査区域周辺は三原平野の低湿地で農地となっており、調査にあたっては雨水湧水の排水に細心の注意が払われた。

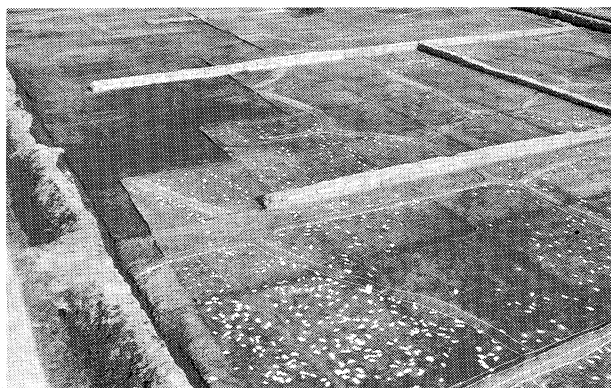


写真-1 志知川沖田南遺跡 下層水田面および足跡



写真-2 寺中遺跡

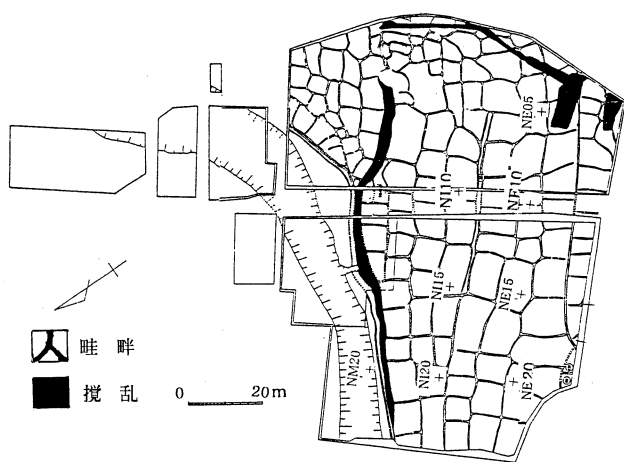


図-3 志知川沖田南遺跡 上層水田面平面図

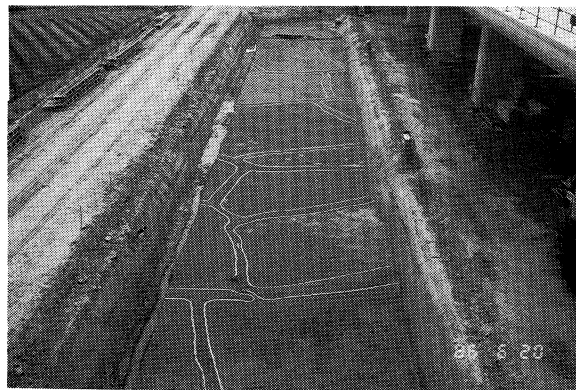


写真-3 雨流遺跡 上層水田面

4.2 寺中遺跡

工事実施計画（昭和48年10月）における計画案をもとに分布調査、確認調査が実施されたが、その後洲本ICランプの線形の一部を変更したことから、兵庫県教育委員会よりあらためて分布調査を実施したいとの申し入れがあった。そして、既に前回調査済みの区間も含め再度分布調査および確認調査（坪掘、62カ所）が実施されたところ、遺構が発見され全面発掘調査に至った。また、その区域が全面発掘調査中に拡大され、既に工事中の区域での工程調整が大きな課題となったが、工事進入路の各段階ごとの切り廻しや工種ごとの工程短縮を図ることな

どによって対応した。

遺跡は弥生時代中期（約2000年前）から室町時代にかけて人々が生活した集落跡で、特に弥生時代後期の遺構である方形溝墓（方形に溝をめぐらし、その内側を盛土である方形周溝墓（方形に溝をめぐらし、その内側を盛土により高くしてそこに遺体を埋葬した墓）や竪穴住居跡が同じ遺跡内で発見された数少ない例のひとつである。跡の区域約6,000 m²について、遺構面を保護するため山砂を30cm敷砂した上に盛土した。また切土部について遺構面保存の観点から計画変更の申し入れがあったが、ランプ部の平面縦断線形が変更できない旨説明し了解された。

4.3 雨流遺跡

分布調査の結果によれば、本線部約5,000 m²程度の区域が遺跡とされたが、坪掘りによる確認調査の結果、水田遺構の広がりが発見され、調査区域の拡大は約3倍に及んだ。

全面発掘調査により、多量の土師器、須恵器が出土したほか、水田跡は弥生時代前期（日本に稲作が伝来したとされる時期）の下層から古墳時代の上層まで5層に及んでおり、志知川沖田南遺跡の続きと考えられる。また、古墳時代の遺構では生活の場（住居跡）と生産の場（水田跡）が近接して発見された。

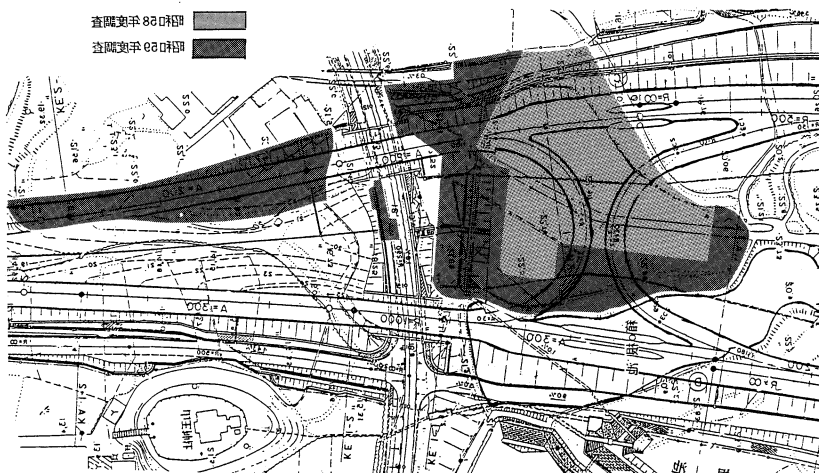


図-4 寺中遺跡 発掘調査区域

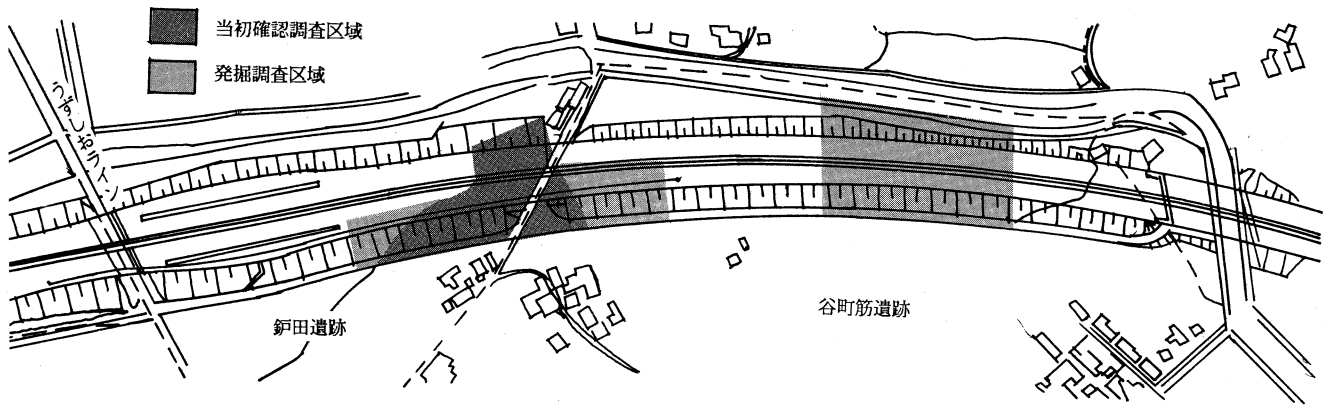


図-5 鉦田遺跡および谷町筋遺跡 発掘調査区域

昭和60年4月の確認調査時点では、既に松田工事、榎列橋工事（暫定施工のため橋台部以外は下り線側のみ施工）西淡三原IC工事がそれぞれ着手されており、その後の全面発掘調査によって高架橋下部工のベント杭打設および橋台部（上下線部2基）の施工が当初の予定より大幅に遅れた。この工程の遅れに対しては、大型施工機械の導入によって対処し工程の短縮化を図った。

また、盛土部の場合と異なり、高架部の工事区域は幅が狭く、調査による掘削土砂の仮置きや搬出に制約を受け、埋蔵文化財調査と工事が錯綜した。

4.4 谷町筋遺跡

昭和58年度に全面発掘調査が実施され、重機による表土掘削、遺構面検出作業をほぼ終了したところで、寺中遺跡発掘調査の必要が生じたため約1年間調査が中断された。再開後、弥生時代の竪穴住居跡、古墳時代前期後期の竪穴住居跡等、奈良時代の旧河道、室町時代の建物跡、柱群などが検出された。この間、調査面積は当初予定よりも約2,000㎡拡大された。また、調査終了直前に、弥生時代の遺構面から縄文式土器が発見されたため、再度全区域にわたり縄文包含層の確認調査（坪掘71カ所）が実施された。

調査終了後、一部区域（475㎡）で遺構面保護のためまき土により埋戻しされた。またトレンチ部など深く掘削された箇所は調査の中で埋戻しされたが、他の区域については盛土路体管理の点から工事において埋土を行なった。

調査の一時中止に伴い、安全対策として調査区域の周囲に立入防止柵、立札を設置する措置がとられた。

5. 事業実施上の問題と今後の課題

5.1 発掘調査と工事工程

埋蔵文化財が工事に先立って行なわれれば工程調整の点からは比較的問題が少ない。しかし調査と工事が同時期になる場合、工事実施上の第一の障壁は埋蔵文化財調査を含む確実に合理的な工事工程をたてにくい点である。その段階では遺跡の所在、範囲、性格、価値などが明らかにされていないためである。

前節で述べた調査例に見られるように、調査そのものが5ヶ年度と長期になった場合（志知川沖田南遺跡）や、工事実施区域で調査中に新発見があり発掘調査区域が著しく拡大し予想外に調査が長期にわたった場合も少なくない。（寺中遺跡、雨流遺跡、谷町筋遺跡、森遺跡など）

この場合、埋蔵文化財調査と工事との工程調整を重ねても、調査区域の工事の遅れにとどまらず、土運搬計画や作業用地の変更など工事全体にその影響が及び、結果として割高な工事とならざるをえないのが現状である。

以上の反省から今後の調査にあたって次のような提案をしたい。

1) 計画段階での情報の充実

路線選定にあたっては重要な遺跡は極力避けることとしているが、計画段階で必要となる遺跡の分布、所在範囲、重要性などについて、既存の遺跡分布図などのみで十分精度があるものとは言い難いのが現状である。

その対応策として考えられるのは、分布調査の段階で試掘を含む現地調査が十分行なわれ、遺跡の分布状況、規模、性格等を把握し、遺跡地図や台帳の整備充実が図られることであろう。

2) 埋蔵文化財への理解

工事工程との調整という点から特に事業者側の埋蔵文化財に対する理解を更に深めることが必要であろう。発掘調査が必要な区域の工事発注時期の決定にあたっては用地買収の進捗を考慮することはもとより、用地買収後調査の工期も十分考慮する必要がある。

未買収地における調査は、①調査のための地権者の立入承諾、②発掘調査後の埋戻しに伴う問題（例えば、埋戻すまでの安全管理や埋戻し後の支持力不足による土地利用の不便など）があり、できるだけ避けたい。

また、他機関での埋蔵文化財に対する対応事例を検討することによって、工事実施上調整すべき課題の内容を整理することも調査の促進につながるものと考えられる。

3) 調査体制の強化

調査が進むにつれて調査期間が当初の予定より長期化する可能性がでてくる場合、工事工程への影響を最小限にとどめるためには、臨機応変な調査体制の強化が必要である。一方、年々増加する一途の開発事業の件数およ



写真-4 発掘調査作業

び規模に比べ、発掘調査を担当する地方公共団体の専門職員は社会的要請により年々増加しているものの、未だ絶対数が不足している現状は否めないと考えられる。このため調査の重要性、迅速性に対応できるよう調査員の育成が強化されるよう特に望みたい。

4) 調査技術の向上

発掘調査は、遺構面付近までは掘削機械によっているものの、遺構面の発掘にあたっては昔と変わらぬスコップと鍬が主な道具である（写真-3）。また、発掘された遺構の実測についても張り糸による1m毎のメッシュを基に調査員が作図にあたっているのが現状である。

調査の性格上機械化が困難な点はあるにせよ、遺構の検出や実測などには、新しい調査技術の開発によって調査に伴う作業過程の主要部分が合理化され、現地での調査期間の短縮化が図られるよう関係者の努力に期待したい。

5.2 調査費用の事業者側負担

一般の文化財は、国や県、市町村など地方公共団体からの補助金制度の活用により、その保存整備が行なわれている。一方、埋蔵文化財の場合には、調査の初期段階である分布調査は別として、発掘調査に直接必要な費用および発掘された埋蔵文化財に係る必要最小限の整理保存費については、文化庁との覚書の中で事業者側の負担とされている。

もとより事業者で調査費用の負担が無制限にできるわけではなく、例えば埋蔵文化財の重要度によっては国庫補助の拡大を積極的に運用するなど、ある一定限度を超えると埋蔵文化財保護部局の負担とする方法が検討されることも考えられてよいのではないだろうか。

5.3 重要性の価値判断

調査の対象となる遺跡に対して、果たして調査期間および費用にみあった価値があるのかの判断が必要となるが、埋蔵文化財は地域性が強く、規模や分布状況にしても固有の性質を持っていることから、客観的画一的評価

は極めて困難であると考えられ、個々の遺跡について教育委員会の判断にゆだねられているのが現状である。

遺跡の価値は発掘調査が行なわれて初めて明らかになる側面をもっているが、トレンチ掘や坪掘により遺跡の重要度や全体の概要を把握するなど、調査の方法により必ずしも全面発掘調査をしなくてもよいのではないか。また道路構造に対応する発掘方法（例えば、盛土部では遺構面はそのままの状態で保存されやすいと考えられ、できるだけ発掘調査を簡略化するなど）により、事業内容および該当箇所の施工に応じた調査方法がとれるよう提案したい。

6. あとがき

建設事業と埋蔵文化財調査との調整については、明石海峡大橋関連事業区間をはじめ今後事業が展開される本四連絡道路事業においても、避けることのできない重要な課題となると考えられる。計画的、効率的な事業の展開を図るには、両者の相互の協力に基づく綿密な調整がまず基本であろう。そして埋蔵文化財への対応も事業の一部であるとの観点から、最も妥当な接点を自ら求めていく努力が必要であると思われる。

なお、本報告における遺跡調査の結果については兵庫県教育委員会の各調査報告によっている。

参考文献

各遺跡については、兵庫県教育委員会による各年度、各調査ごとの調査報告書がある。

建設事業と埋蔵文化財の調整に関しては、次の参考文献がある。

- 1) 建設事業と埋蔵文化財（財）土木学会関西支部 昭和58年10月
- 2) 埋蔵文化財のと取扱いに関するガイドブック（案）・同資料編（財）土木学会関西支部 昭和58年10月
- 3) 芳内：土木行政と文化財問題 土質工学会関西支部20周年記念誌 昭和53年11月
- 4) 長尾：埋蔵文化財調査 本四技報 Vol.4 No.11 1980年1月
- 5) 高野：総合開発計画における遺跡の保護と処理（関西支部ニュース）土木学会誌 1984年3月号
- 6) 河原：埋蔵文化財の保護と開発（特集：公共事業と埋蔵文化財）月刊建設 Vol.29 1985年10月
- 7) 伊藤：文化財の保護 埋蔵文化財と道路 道路セミナー 昭和60年12月
- 8) 永島：一般国道の整備と文化財 道路セミナー 昭和60年12月
- 9) 高速道路の整備と埋蔵文化財 旬刊高速道路 第694号、695号 昭和61年5月

北備讃瀬戸大橋緩衝桁軌道伸縮装置の製作

Fabrication of large Stroke Expansion Joint of Track on North Bisan-Seto Bridge

鳴門管理事務所 橋梁技術課長
(前) 坂出工事事務所 第五工事長

成 井 信
Shin Narui

1. まえがき

本州四国連絡橋・児島－坂出ルートは、高速列車が走行する世界でも他に例を見ない道路・鉄道併用橋である。このルートには長大吊橋が3橋設計されているが、吊構造の形式を、従来わが国において採用されてきた2ヒンジ補剛トラス構造とすると、主塔部における角折れと伸縮量が非常に大きくなるため、列車走行性の面から主塔部において補剛桁は連続構造になっている。

しかし、これらの吊橋の桁端部では、自動車荷重、列車荷重、温度変化等により、大きな角折れと伸縮（表－1）が発生し、列車の走行性に支障をきたすので、角折れを分散し、最大±750mmの伸縮に追従して、列車が安全に走行できるよう1500形緩衝桁軌道伸縮装置を設けている。

本文では、北備讃瀬戸大橋における緩衝桁軌道伸縮装置の製作および伸縮移動試験について述べることにする。

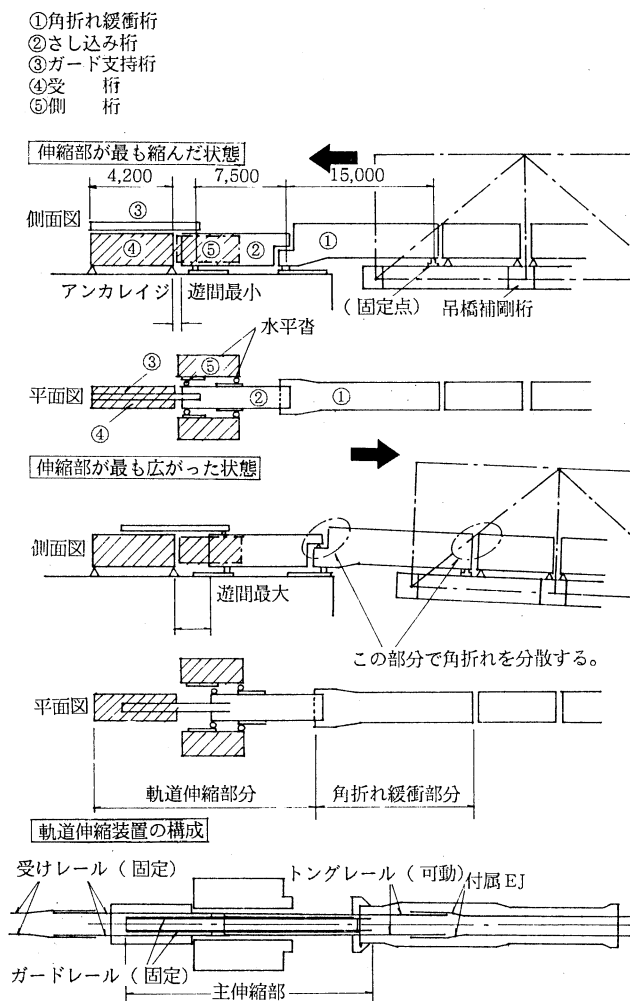
表－1 補剛桁の変形量

		下津井瀬戸大橋	北備讃瀬戸大橋	南備讃瀬戸大橋
中央径間 最大鉛直たわみ (m)		4.06	4.57	5.05
橋端部 鉛直 角折れ (%)	上 向 き	3.01	11.62	11.23
	下 向 き	2.97	8.62	8.21
橋端部 伸縮量 (mm)	遊間が 広がる方向	628	572	640
	遊間が 狭くなる方向	-658	-644	-644

2. 構造概要

1500形緩衝桁軌道伸縮装置は、緩衝桁とその上に直結された軌道伸縮装置から構成されている（図－1）。緩衝桁は5つの桁からなっており、角折れ緩衝桁は、補剛桁と橋台にまたがって設けられ、吊橋のたわみにより発生する端部折れ角をこの桁の両端で分散する構造となっている。さし込み桁とガード支持桁は、アンカレイジ上に固定されている側桁と受桁により軌道中心がずれないように案内され、角折れ緩衝桁と共に補剛桁の橋軸方向の伸縮に追従する構造となっている。

軌道伸縮装置の主伸縮部は図－2に示すように、トングレール、受けレール、ガードレールから構成されている。この部分のトングレールと受けレールはL形断面となっ



図－1 1500型緩衝桁軌道伸縮装置

ており、両レールが背中合せになる格好で、伸縮時に、一定のすきまを保ちながらスライドする。ガードレールは、軌間線欠線部で車輪が脱線しないようにトングレールと受けレールの内側に配置され、車輪を案内するようになっている。また、主伸縮部の前後には、ロングレールの温度変化による軸力が、主伸縮部のレールに作用しないよう付属EJ（伸縮継目）が設けられている。

3. 開発の経緯

緩衝桁の構想は、古くは国鉄および鉄道建設公団時代から提案され、研究・実験が行われてきたが、昭和45年の本四公団発足と共に、これらの研究は当公団に引継がれた。昭和46年度から本州四国連絡橋列車走行委員会¹⁾の

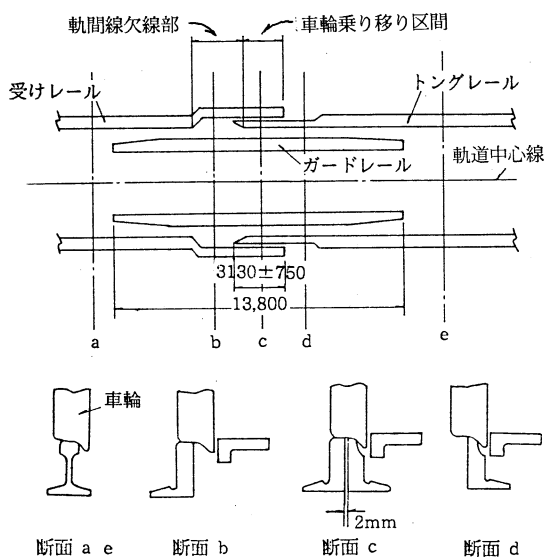


図-2 軌道伸縮装置の主伸縮部

中の、軌道分科会・緩衝桁分科会において調査・研究が継続して行われ、開発の当初段階ではさし込み桁式と移動まくらぎ式の2案について検討されてきたが、実車走行試験、耐久試験を経て1500形としては、さし込み桁式が採用され、現在に至っている。これまでの主な経緯を表-2に示す。

4. 製作

4.1 緩衝桁の製作

4.1.1 概要

緩衝桁は、構造概要で述べたように、桁および軌道が伸縮機能を有する特殊な構造であるため、桁の単品精度はもとより、各桁を組合せた場合にも厳しい精度が要求されており、軌道締結面および桁の摺動部についても機械切削による仕上げが必要とされるなど前例のない製作工事であった。

このため、桁の製作に際して、部材の組立手順、切削方法等について詳細な計画を立て、品質管理上の目標値（許容値に対して、さらに厳しい精度で管理するために設定した値）を設定し、要求品質の確保に努めた。

表-3に、本工事に適用した「緩衝桁伸縮装置製作基準・

表-2 1500形緩衝桁開発の経緯

項目	年	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61
移動まくらぎ式 (軌間: 1067mm)		基本設計 試作設計 試作	→	→	改良案作成					移動まくらぎ式 検討打ち切り						
さし込み桁式 (軌間: 1067mm)		基本設計 試作設計 試作	→	→	改良案作成							標準設計	→	詳細設計	→	北備用 製作
移動まくらぎ式 - さし込み桁式 (軌間: 1435mm)		試作設計 試作	→	製作工場内試験 →	→	→	→	→	→	→	→	→	→	→	→	→
委員会			第5回 第6回	第7回	第8回 第11回	第12回 第14回	第15回 第17回	第16回 第21回	第22回 第24回	第25回	第26回 第27回	第28回 第29回	第30回 第31回	第32回 第34回	第35回	

同解説²⁾(案)」(以下、「製作基準」と記す)に規定されている製作寸法許容差の一部を示す。本工事の製作重量は約240t(主要材質SM41材)である。

4.1.2 各桁の特徴と製作上の留意点

(1) 角折れ緩衝桁

角折れ緩衝桁は、機械切削による仕上げ箇所はないが、反面、桁自身の精度が高くないと軌道を組立てた際の精度を満足することが難しくなる。このため、特にダイヤフラムの四周を切削して精度の向上を図った。また、レール締結用孔のピッチおよび孔径精度確保のため、桁溶接後、歪矯正を行い、テンプレートを使用して孔明けを行った。

(2) さし込み桁・側桁・受桁

これらの桁には、いずれもレール受台が溶接により取付く構造となっており、このレール受台の通り、平坦度を厳しく管理するために、機械切削により最終仕上げを必要とした。したがって、桁本体を溶接し、歪矯正を行い、レール受台取付位置を2次野書した後、別に先行小組立をしたレール受台の取付けを行った。また、さし込み桁と側桁については、桁の摺動部として重要な水平シュー用レールが取付くベッドプレートについてもレール受台と同様に、取付けを行った。

この他、レール取付面の切削と並行して、レール締結用孔の孔明けを行った。

以下に切削時の留意点を記す。

- ① 組立の各段階において歪矯正を行い、切削量を極力小さくするよう努力した。
- ② 機械切削の芯出しは、機械芯出し専用の定盤上でを行い、精度向上を図った。
- ③ 切削代5mmは、一度で切削できる量であるが、一度に切削すると、切削熱により部材に曲がりが生じるため、3～5回程度に分けて徐々に行い、歪防止に努めた。

④ 特に、横圧受突起(ガードレール取付台)の切削において、ビビリ防止対策として、振動防止用治具を使用した。

(3) ガード支持桁

ガード支持桁は、桁の摺動のために下フランジにステンレス板が溶接される等、溶接箇所が多い桁であり、製作寸法許容差が全て1mm以内と非常に厳しいものであった。

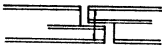
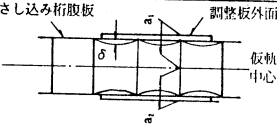
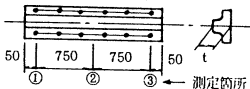
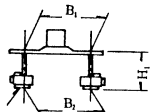
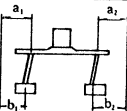
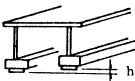
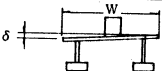
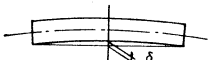
そのため、けたのほぼ全周(腹板を除く)にわたり機械切削により仕上げを行い、精度の確保に努めた。

4.2 支承の製作

4.2.1 概要

緩衝桁に使用しているシューの内、M-1500可動シュー、F3-1500固定シュー、さし込み桁用水平シュー、ガード支持桁用水平シューは、従来、鉄道橋で使用されていたものとは全くタイプの異なるシューである。これらのシューは図-3に示す位置にあり、主として、桁が

表-3 製作寸法精度

項 目		許容差 (単位: mm)			摘 要
角折れ緩衝桁	主桁の高さ	+2〜-3			上フランジ上面〜下フランジ下面 ただし、架造い部分は図による 
	支点の高低差	2			橋軸直角方向の相対する支点相互 (下フランジ下面)
	溶接π形の腹板と上フランジの角度の誤差 (δ)	$\frac{W}{100}$			 W: フランジの突出幅 (mm)
さし込み桁・側桁・受桁	上フランジの傾斜 (δ)	さし込み桁	側桁	受桁	
		2	2	3	
	腹板の反り(水平方向) (δ)	1	1	-	さし込み桁腹板  調整板外面 仮軌道中心線
	仮軌道中心線から水平シュー用レール調整板外面までの距離 (a_1 、 a_2)	± 0.5	-	-	
	水平シュー用レール凸部の厚さ (t)	± 0.1	± 0.1	-	
ガイド支持桁	腹板中心間隔 (B)	± 1			 ステンレス板下面
	上部中心間隔と下部中心間隔との差 $ B_1 - B_2 $	1			
	主桁の高さ (H)	± 1			
	主桁の傾斜 (δ)	1			$\delta_1 = a_1 - b_1 $ $\delta_2 = a_2 - b_2 $ 
	下フランジステンレス板下面前後左右高低差 (h) (ダイヤフラム位置において)	1			
	上フランジの幅 (W)	± 1			
	上フランジの傾き (δ)	1			
	部材の曲り (δ)	1			

注) 仮軌道中心線とは架設時の軌道中心線を想定して、桁に設けた測定の基準となる中心線をいう。

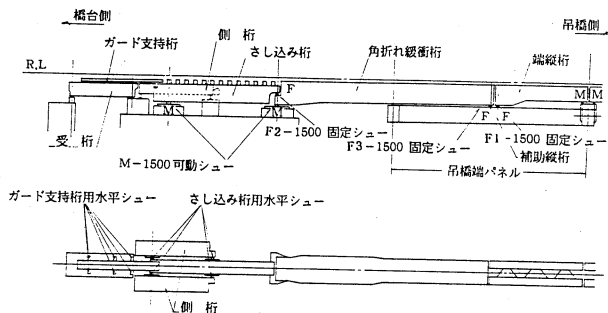


図-3 支承配置図

スムーズに伸縮できるよう、精密な機能を備えている。

42.2 特徴と製作上の留意点

(1) M-1500 可動シュー (図-4a))

角折れ緩衝桁およびさし込み桁の可動端に使用しているもので、橋軸方向に $\pm 750\text{mm}$ の移動が可能である。回転方向は橋軸方向のみとし、橋軸直角方向は回転量が微小であるため、回転機能を設けていない。

製作上留意した点は次のとおりである。

- ① 摺動面に使用しているステンレス板の溶接による歪防止対策として、ステンレス板と下シューを接着剤で圧着後、溶接を行った。
- ② ステンレス板上面の平坦度の精度 (0.05mm/m かつ 0.1mm/全長 、以下) を確保するため、ステンレス板を溶接後、バフ研磨した。
- ③ 現場でのシューの据付に高い精度が要求されているため、下シュー底面に図-4c) のような座面を設け、仕上げ加工をした。

(2) F3-1500 固定シュー (図-4b))

角折れ緩衝桁の固定端に使用しているもので、完成時には、下シューを H.T.B で桁に定着して固定シューとなるが、緩衝桁の移動試験時には、摺動させる構造としている。移動試験時の摺動は、ベッドプレートと下シューで行うものとし、摺動板を設けず、仕上げ加工のみとした。ベッドプレートの厚さ (28mm) は、鋳物としては非常に薄いため、鋳造時の変形、切削加工時の歪の発生を防止するため厚さ 50mm 以上の切削代を設け、上下面を少量ずつ切削加工を行った。

(3) さし込み桁用水平シュー (図-5)

この水平シューは、さし込み桁の橋軸方向移動時のガイドとして、図-3 に示す位置に設置され、さし込み桁および側桁の腹板面に取付けてあるレール上をローラーが回転することにより、桁が移動するものである。

反力伝達部は線接触となり、その付近の応力は高くなるため、ローラー表面およびレール上面は高周波焼入れを行い、ブリネル硬さ $\text{HB} \geq 300$ を確保した。また、レール部の平坦度 (0.05mm/m 、 0.1mm/全長) を確保するため、高周波焼入れ後に歪取りを行った。

(4) ガードレール支持桁用水平シュー (図-6)

受桁上に、計 6 組設置し、ガード支持桁の上下左右の動きを拘束しつつ橋軸方向の移動を誘導するためのシューである。

ガード支持桁には、直接列車荷重が作用しないので、作用力は小さく、ベアリングプレートと受板 (SUS304) の単純な面接触構造とした。

受桁上にある受板 6 組全ての平坦度を確保するため、受桁に溶接後、 11mm 厚より切削し、設計厚さ 6mm に仕上げた。

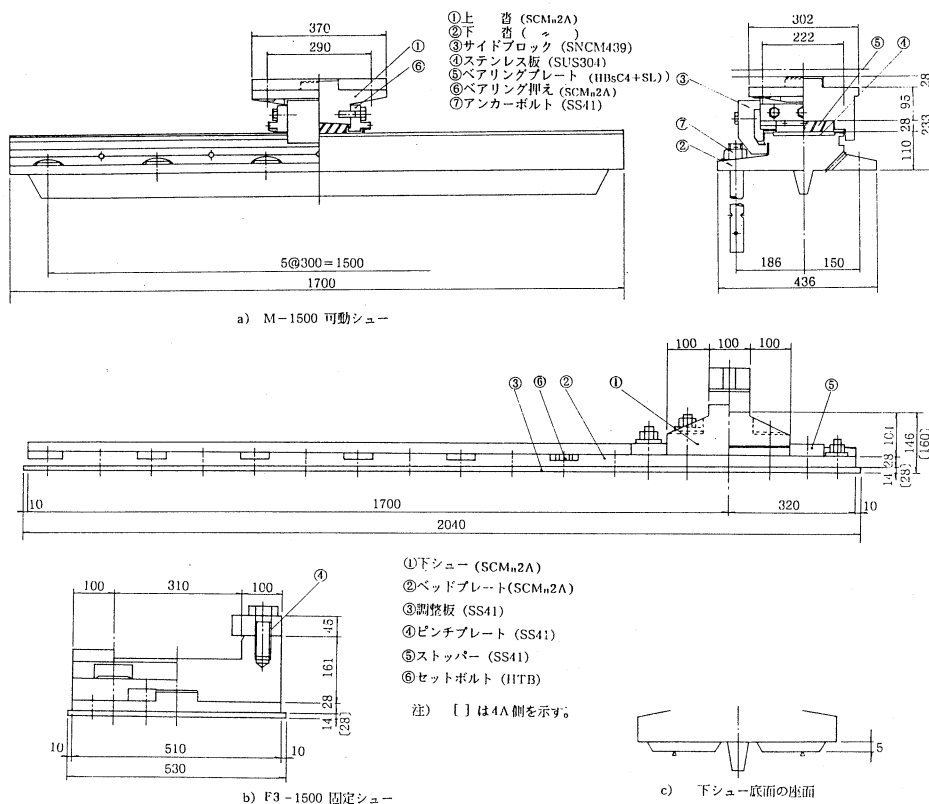


図-4 M-1500可動シューおよびF₃-1500 固定シュー

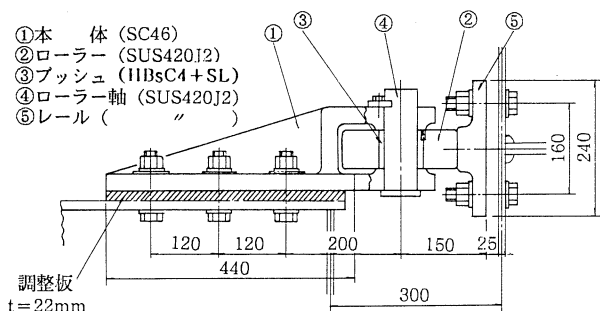


図-5 さし込み桁用水平シュー

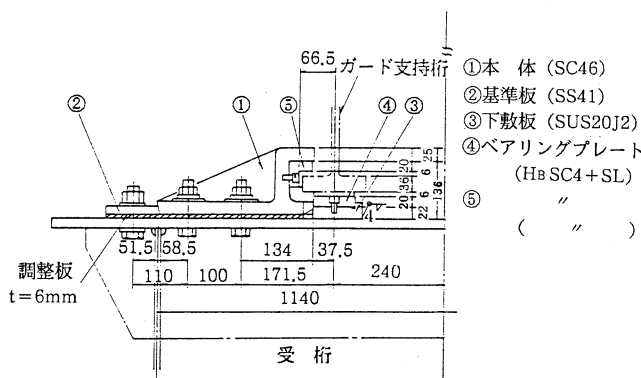


図-6 ガード支持桁用水平シュー

4.3 軌道部品の製作

4.3.1 概 要

1500形軌道伸縮装置の主伸縮部のトングレール、受け

レールは、鍛造成形材から所要断面に削成した特殊断面部と圧延60Kgレールからなり、それぞれレール頭部に硬化熱処理を施し、ガス圧接により一体化した。

本工事では、レール頭部の熱処理法として従来から行われてきたQ.T (焼入れ・焼戻し) 法のかわりに、高い耐摩耗性が得られるS.Q (スラック・クエンチ: 圧縮空気噴射による冷却) 法を採用した。

4.3.2 製作工程

トングレールおよび受けレールの製作工程を表-4に示す。

4.3.3 材 料

トングレール、受けレールの特殊断面部およびガードレールは、NHHレール (S.Q法により頭部硬化熱処理を施したレール) に相当する化学成分を持つ鋼塊より圧延したブルーム材を鍛造成形した。なお、ブルーム材を鋼塊から採取する部位は、ガードレールは上部から、トングレール、受けレールは中、底部とした。その理由として、トングレール、受けレールの場合は、ガス圧接ならびに圧接部再処理等を施すことから、この際に欠陥が発生しないよう考慮したもので、昭和60年度に実施された試作・試験において鋼塊の中・底部より採取したものには、熱処理硬化層内にマルテンサイト組織が混在しないことが確認されたためである。

和60年度に実施された試作・試験において鋼塊の中・底部より採取したものには、熱処理硬化層内にマルテンサイト組織が混在しないことが確認されたためである。

4.3.4 切削加工

材料は、鋸盤で所要長さに切断した後、寸法野書を行い、それぞれ所要形状になるようプレーナー、セーパー、およびミーリング盤で削成した。(写真-1)

なお、圧延60Kgレールから削成する付属EJ部のトングレールは、軌間線側は最終寸法に削成するが、軌間線の反対側は、レール頭部硬化熱処理時の焼割れ防止のために、レール頭部厚さを熱処理前に20mm残して切削し、熱処理後に正規寸法となるよう仕上げた。

4.3.5 レール頭部硬化熱処理

(1) 熱処理法の検討

レール頭部硬化熱処理は、試作の当初段階では、Q.T法が検討された。Q.T法は、レールや分岐器レールの硬頭化手法として永年使用されてきたが、表-2の特殊レールの試作・試験等の検討を経て、耐摩耗性、耐疲労性に関して、さらに優れた性質が得られるS.Q法を採用した。

(2) Q.T法とS.Q法の特性について

Q.T法は、鋼を750℃以上の高温に加熱 (オーステナイト組織、結晶状態で非磁性体) した後、140℃/sec. 以上の冷却速度で急冷 (例えば水冷など) すると、硬くて脆い麻状または針状組織 (マルテンサイト組織) になる。しかし、このままでは脆い欠点を持つので、これを焼きも

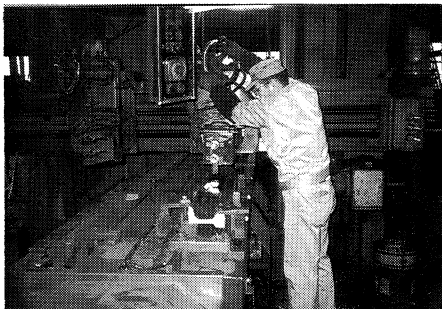
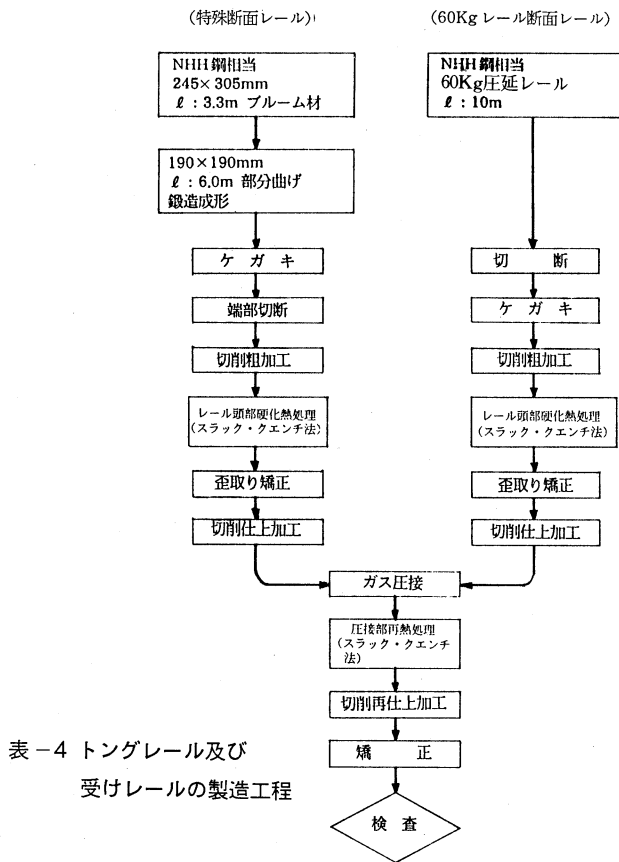


写真-1
プレーナ
による切削

どし加熱（600℃以下の加熱）すると、焼きもどしマルテンサイトと称する微細粒状組織となって、硬さは減ずるが、じん性が大きくなる。

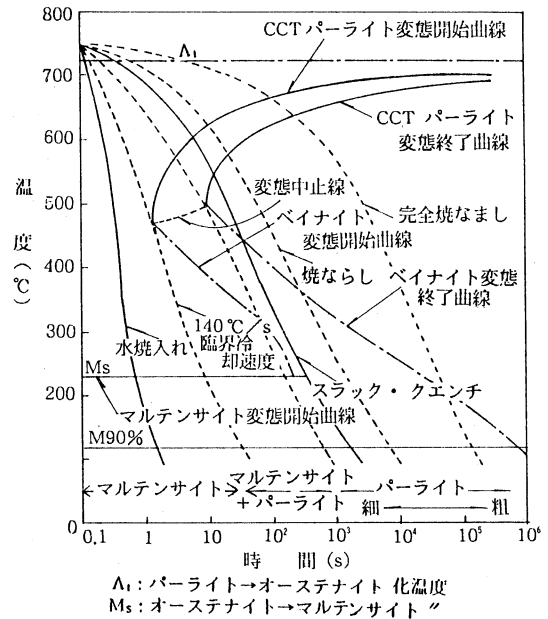
S.Q法は、鋼を850℃以上の高温に加熱した後、3～6℃/secの速度で冷却（例えば噴霧または圧縮空気の噴射など）すると、超微細層状組織（微細パーライト組織）となり、優れた耐摩耗性が得られる。

図-7に熱処理の原理図を示す。

(3) S.Q 法によるレール頭部硬化熱処理

熱処理は、酸素-プロパンガスを熱源とする加熱装置の中を165～200mm/minの速さで送り込み、その表面温度を950～1020℃に加熱した後、圧縮空気噴射装置内を潜り抜ける方法（吐出圧：2,000～3,000mmH₂Of）で行った。（写真-2）

熱処理を行ったトングレール各断面部の硬さ分布状況を、写真-3および図-8に示す。表面硬さおよび硬化層深さは、いずれも規定値（表面硬さはショア硬さHS52±3であること、内部硬さはビッカース硬さHV402以上の部分がないこと、さらに表面から10mm以内ではHV350以下の部分がないこと等）を満足している。また、硬化



組織は微細パーライト層を呈し、マルテンサイトの存在は認められなかった。

(4) レールの圧接および再熱処理

L形特殊断面部レールと60Kレールの圧接は、ガス圧接により行った。

圧接部の余盛除去に引続き、再熱処理機（バーナ装置に水冷機構が内蔵され、駆動装置によりレール頭部を150mmの範囲に往復運動する機構を持つ、酸素-アセチレン火炎を熱源とする加熱装置）により、再熱処理を施した。（写真-4）

再熱処理の作業は、圧接部のレール温度が、600℃まで降下した時点で着火し、最高加熱温度約1,000℃まで加熱し（所要時間約100秒）、S.Q法による冷却を行った。この際の冷却速度は800℃～500℃で4℃/secであった。

圧接部再熱処理後は、グラインダーを用いて所定の形状、精度に仕上げた。

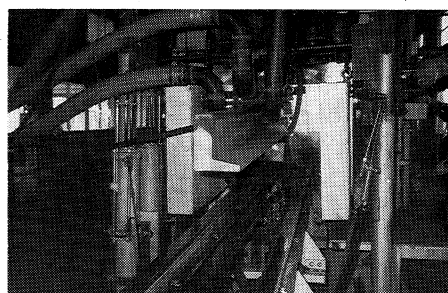


写真-2
S・Q 法による熱処理

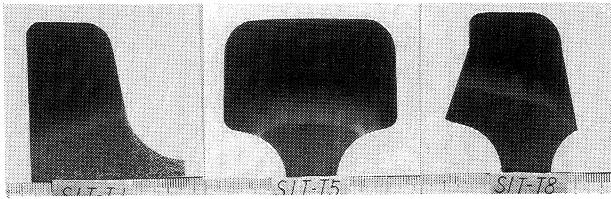


写真-3 トングレール各断面部のマクロ組織

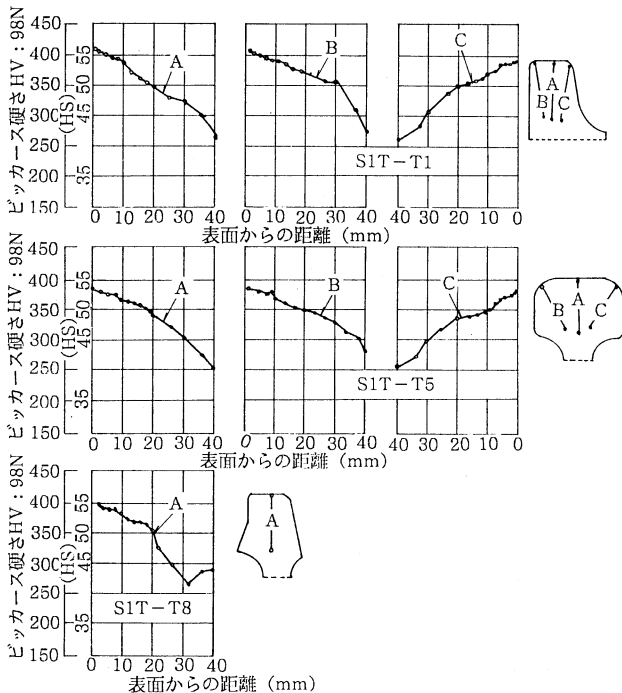


図-8 トングレール各断面部の横断面硬さ分布

レール溶接工事標準示方書（昭和59年7月 日本国有鉄道）によると、ガス圧接部の非破壊検査は、外観検査と磁粉探傷しか義務づけられていないが、レールが特殊なものであることを考慮し、浸透探傷および超音波探傷も実施し、品質の確認を行った。

(5) 完成品組立検査

製作の完了した軌道部品は、専用の架台（1500 形軌道部品の仮組立用に新規に製作したもので、この架台についても、「製作基準」に精度が定められており、さらに押込み、引抜き試験に耐えうる強固なものであることが条件である）上に組立て、「1500形軌道伸縮装置の試験要領（案³⁾」（以下「試験要領」と記す）に定められている項目について検査を行った。

寸法等の計測結果は、全て許容値以内に収まり、高精度であった。

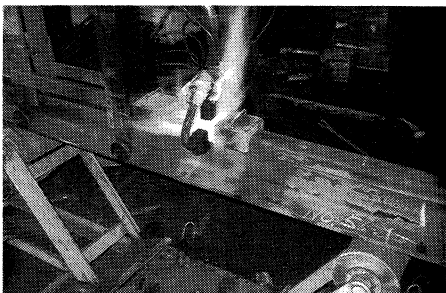
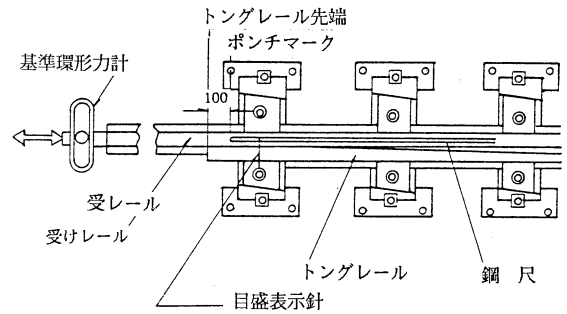


写真-4
圧接部再熱処理



上図のように受けレール端部に試験器を取付け、受けレールを100mの範囲押・引して24mm毎に押込み・引張力を読み取る。

図-9 付属EJ押込・引抜試験

付属EJの押込み・引抜き試験（図-9）については、許容値 $3t \cdot f$ に対して、 $0.35t \cdot f$ であり、はるかに小さい値であったが、これは、試験中にレール等を傷つけないよう「試験要領」に従って、摺動部にグリースを塗布し、各部のなじみを良くしてから行ったためであると思われる。そこで、1組については供用時の油ぎれの状態を考慮して、グリースを塗布しないで試験を行ったが、結果は約 $1t \cdot f$ 程度であり、供用中においても問題がないことを確認した。

検査の完了した軌道部品は、緩衝桁上へ組立てる際の目印となる合いマークを付け解体した。

5. 仮組立および工場内伸縮移動試験

5.1 概要

列車が緩衝桁上を走行する際の機能を確認するために、仮組立の他に桁と軌道の伸縮移動試験を行った。

仮組立用架台は移動試験に耐えうる強固なものであると共に、桁に軌道を直結するため、高さおよび通りの微調整が可能な構造とした。

5.2 仮組立

仮組立の手順を表-5に示す。

仮組立は、全て軌道中心線を基準に行った。（写真-5）

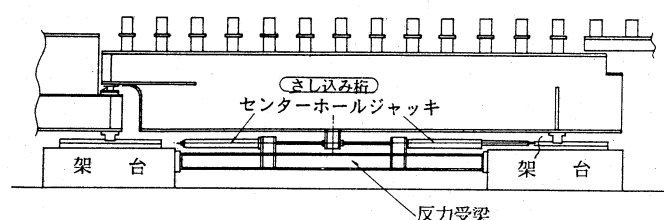
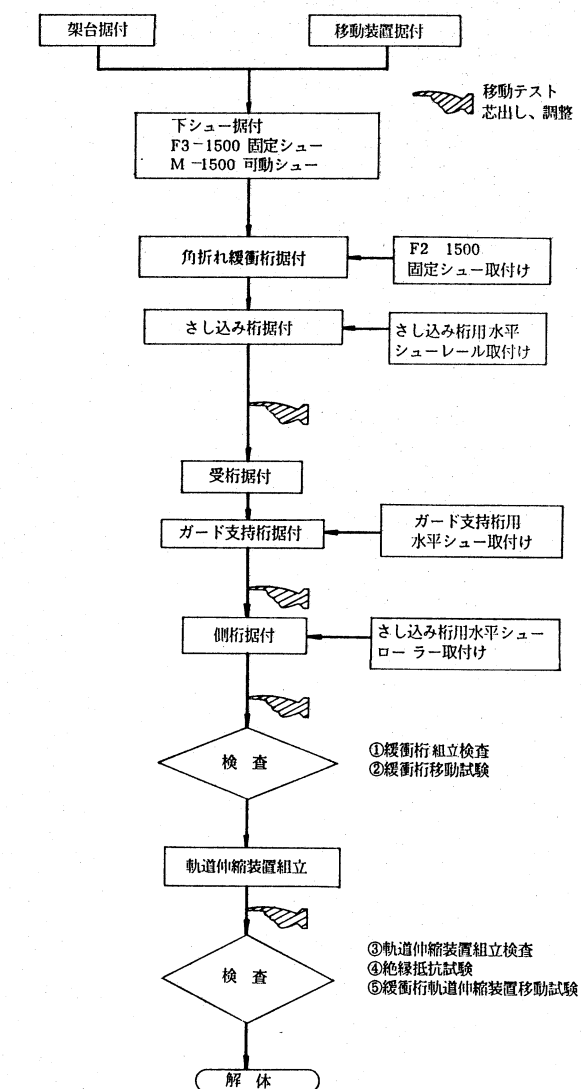
仮組立に際し、シューの据付精度が桁の組立精度および伸縮機能を左右する重要なポイントであることから、その据付精度は、 $\pm 1 \sim 2\text{mm}$ と非常に厳しい値となっている。これに対し、 $0.5 \sim 5\text{mm}$ の調整板を用意し、微調整を行い、所定の精度を確保した。

この他、各桁の据付ごとに移動テストを行い、通りおよびレール受け面のレベルを計測し、微調整を繰返し行い、精度向上に努めた。

軌道部品の組立順序は、レール受台上に床板、タイプレート等を締結番号順に仮置きし、締結位置の高さを、ベークライト板（厚さ：4mm、2mm、1mm）で微調整後、床板、タイプレートをボルトで桁に締結し、レールを所定の位置に設置した。（写真-6）

主伸縮部のトングレールと受けレールについては、両レール間のすきまの規定値が $2 \pm 1\text{mm}$ であるため、レール間に2mmのシム板をはさみ込んだ状態でレールを締結した後、シム板を取りはずした。また、両レールの高さの差が $0.5 \sim 1.0\text{mm}$ 以内と厳しい精度が要求されているため、調整には厚さ0.25mmのアルミの薄板を使用した。なお、現場での高さ調整は、HMP（Hot Melt Packing：電熱式調整パッキン）で行われるようになっており、工場に比べ、より細かい調整が可能である。

表-5 仮組立手順



5.3 検査および試験の結果

緩衝桁の仮組立検査における寸法精度は、全て許容値内であり、良好であった。

軌道の組立検査については、一部に許容値に近いものがあった。これは、桁と軌道締結装置とのすきまに薄板を挿入して調整を行ったが、実際には、この厚みは一定ではなく、調整板にテーパー加工が必要な箇所もあり、微妙な差が生じたものと思われる。しかし、実施工においてはHMPが使用されるため、微調整が可能であり、問題は生じないものと考えられる。

次に伸縮移動試験は、図-10に示す装置で開口量0～1,500mmの間を3往復（移動速度：約20mm/sec）行った。移動抵抗値は、許容値0.35（摩擦係数）に対して0.10～0.17と小さな値が得られた。移動試験時には、移

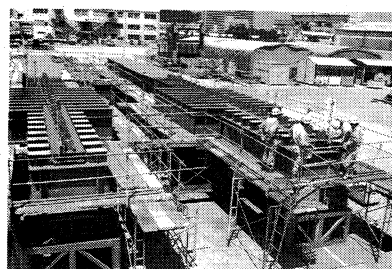


写真-5
緩衝桁仮組立完了

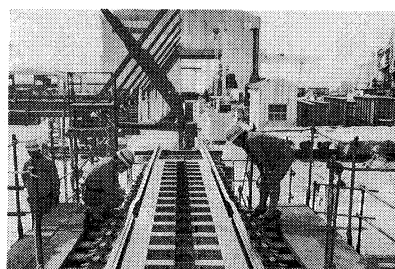


写真-6
軌道部品組立完了

動抵抗値のほかには水平ローラーの回転状態を目視にて確認したが、4組ともスムーズに回転しており、伸縮機能が良好なことが確認された。

また、絶縁抵抗試験は、レールと桁間および左右レール間を測定したが、いずれも乾燥状態で、規定値0.1MΩ以上であった。

このように、種々の検査の結果は、いずれも良好であり、製作された緩衝桁軌道伸縮装置は高品質・高精度であった。

6. あとがき

北備讃瀬戸大橋の緩衝桁軌道伸縮装置は、昭和61年11月に製作（伸縮機能確認試験を含む）を完了した。

桁および軌道共に試作品としての実績はあったが、現在採用された形式のものを製作するのは初めてであった。緩衝桁軌道伸縮装置は、構造が特殊なものであるのに加え、高い精度が要求されていたが、完成した製品は、その要求品質を十分満足しうるものであった。緩衝桁は、今後、現場に架設され、工場と同様の要領で伸縮移動試験を行うが、如何にして工場での組立精度を再現するかが課題である。

最後に、本工事に際してご指導、ご助言をいただいた関係各位に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 本州四国連絡橋の列車走行に関する研究報告書：軌道および緩衝桁分科会中間報告書（日本鉄道施設協会・列車走行委員会 昭和47年度～60年度）
- 2) 緩衝桁伸縮装置製作基準・同解説（案）昭和60年6月 本四公団
- 3) 1500形軌道伸縮装置の試験要領（案）昭和60年9月、昭和61年4月追加・修正

北備讃瀬戸大橋道路伸縮装置の設計・製作

Design and Fabrication of Highway Expansion Device with large Stroke for North Bisan-Seto Bridge

鳴門管理事務所 橋梁技術課長 成井 信
(前) 坂出工事事務所 第五工事長 Shin Narui

1. まえがき

本州四国連絡橋児島－坂出ルート海峡部では、中央支間長1,000mクラスの長大吊橋3橋を始めとする大小数多くの橋梁が建設されており、その隣接する橋端部には様々な形式の道路伸縮装置が設けられている。

これらのうち、南北備讃瀬戸大橋と下津井瀬戸大橋の3吊橋は、他橋に比べスパンが非常に長くてたわみ易いので、橋端の伸縮量も非常に大きくなり、道路伸縮装置もそれに対応可能なものでなければならない。

道路伸縮装置の形式選定に際しては、くし型形式、ローリング・リーフ形式、リンク形式が比較の対象となつたが、走行性、耐久性に優れ、保守点検が容易で、ヨーロッパを中心とした各地の長大橋に実績があり、日本でも浜名大橋などで使用されているローリング・リーフ形式に決定した。

本文は、北備讃瀬戸大橋に用いたローリング・リーフ形式の道路伸縮装置について、設計・製作の概要を報告するものである。

2. 構造概要

北備讃瀬戸大橋は中央支間長990mの道路・鉄道併用3径間連続補剛トラス吊橋で、自動車が走行する橋端部には道路伸縮装置が設けられている。この伸縮装置の設計条件を表-1に示す。橋軸方向の設計移動量は±750mmと非常に大きく、橋軸直角方向の移動量は±40mmとな

表-1 設計条件

項 目	諸 数 値	摘 要
荷重 (輪荷重)	P=13.44t	衝撃、重交通の割増しを考慮
変 位	橋軸方向移動量	±750mm
	橋軸直角方向移動量	±40mm
	鉛直たわみ角	+11.5%、-8.3
	水平たわみ角	3.6%
勾 配	縦 断 勾 配	1A側 1.00%
		4A側 Level
	横 断 勾 配	2.00%

表-2 各部材の材質と表面処理

部 材	材 質	表面処理	備 考
路 面 板	SM50YC	塗 装	
カ ム 類	ステンレス (SUS329J2L)	—	エンドカム、スライディングカム
結 合 カ ム	本 体	SM50YC	塗 装
	スライディングパッド	SUS304+ 超高分子量ポリエチレン	—
支持台	滑動面	ステンレス (SUS304N2)	—
	その他	SS41	塗 装
端 桁	SS41	塗 装	吊橋鋼床版側
ビ ン 類	ステンレス (SUS329J2L)	—	結合ビン、回転ビン
路面板固定装置	ステンレス (SUS329J2L) バネ鋼 (SUP-10)	パネはプラスチックコーティング	

っている。各部材の材質を表-2に示すが、特にステンレスの材質選定に際しては、用途に応じた耐磨耗性、耐腐食性、支圧耐力、溶接性、曲げ加工性などを考慮し決定した (SUS304N2、SUS329J2Lの使用など)。また支持台上フランジを滑るスライディングパッドの材質 (超高分子量ポリエチレン)、高さについても、最も過酷な条件下 (常に砂を含んだ湿潤状態) で摩耗試験を行い、20年以上の耐用年数があることを確認した。このスライディングパッドは摩耗しても簡単に交換出来る構造としている。

本橋に用いられる道路伸縮装置は大別すると、吊橋鋼床版に取り付く端桁、支持台、路面板の3つの部分で構成されている (図-1)。路面板には、端桁と支持台の間を渡る振子板、支持台に取付けられた舌板、舌板と支持台との間を滑る滑り板があり、振子板と滑り板の間には横移動吸収板が設けられている。滑り板と横移動吸収板には結合カムが溶接付けされ、結合ピンによりヒンジ結合されている。

また、舌板下面と滑り板上面は同じ曲率半径をもち、支持台上面とは同心円となっており、舌板下面と支持台上面との間を滑り板が入り出すことにより、補剛桁の伸縮を吸収する。路面板は橋軸直角方向に約1.2m幅に分割し、車線ごとの保守・点検を行えるようにした。

なお、本橋は下層に高速列車が走行するため、一般の道路橋のように支持台の下が剛なアバット構造にはなっておらず、スパン約24m、桁高1.3mの鋼単純梁 (受梁)

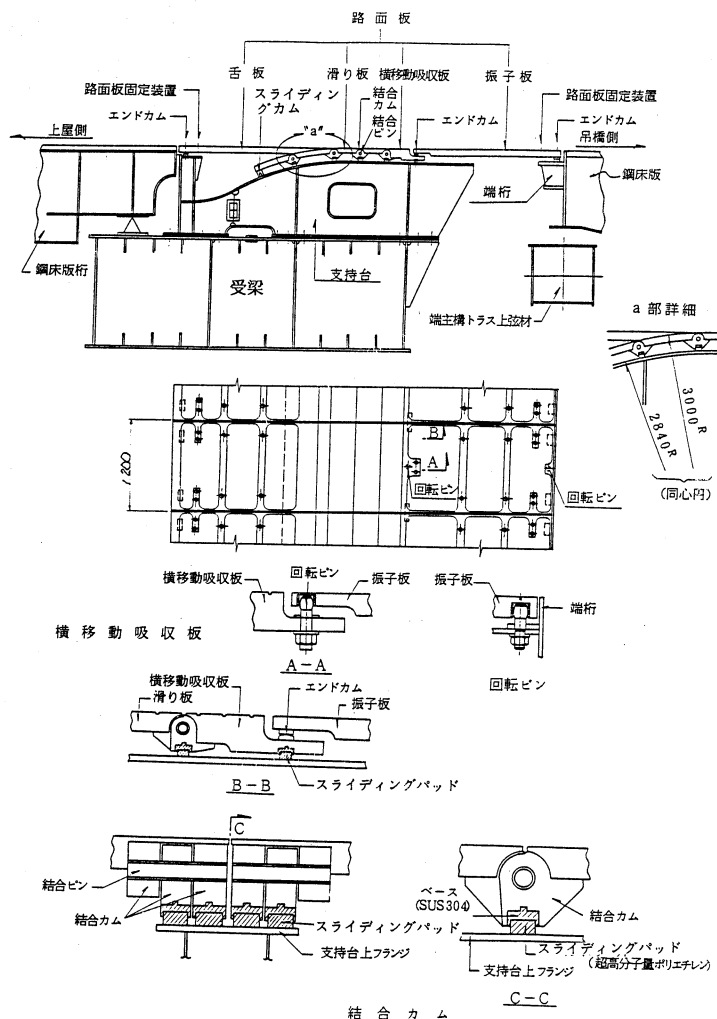


図-1 道路伸縮装置構造一般図

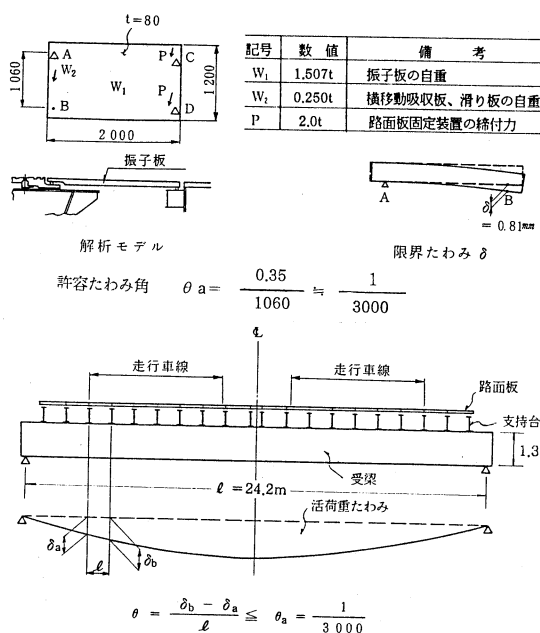


図-2 受梁の許容たわみ角

で支持されている。

3. 設計

3.1 道路伸縮装置受梁の剛度

各振子板はエンドカムにより4点で支持されており、これを支持する支持台と受梁及び端桁の剛性が小さいと輪荷重の載荷により、支持点に不等沈下を生じ、局部的に浮き上がり、自動車通行のたびごとにカム位置でタタキ音が発生し、また、カムの摩耗も促進することになる。したがって、これを防ぐために単純梁で支間が長く、大きなたわみが発生する受梁の剛性を高め、常に4点支持の状態を保たなければならない。

まず、図-2に示すモデルで振子板の追従性を計算した。すなわち、3点A、C、Dで支持された振子板の点Bのたわみ(限界たわみ)を計算する。この限界たわみより、受梁の変形量が小さければ振子板は浮き上がることはない。実際の許容たわみとしては、この限界たわみ($\delta = 0.81\text{mm}$)に製作誤差(0.1mm)を差引き、架設誤差などを考慮して約半分の $\delta = 0.35\text{mm}$ とした。この許容たわみを2点AB間の距離で除したものを、支持台上のカム間の許容たわみ角($\theta_a = 1/3000$)とし、受梁の剛性は、カム位置におけるたわみ差から求まるたわみ角(傾斜角)が $1/3000$ 以内になるようにした。

3.2 耐摩耗性の向上

本橋は列車荷重や風荷重による伸縮量が大きく、路面板には橋軸方向水平力が繰返し作用し、摩耗及び疲労強度が問題となるため、従来使用されてきたものに対し下記に示すような改善を行った。

- ① 結合カム及びスライディングカム下部の滑動部に耐摩耗性に優れたスライディングパッド(超高分子量ポリエチレン)を採用し、交換可能な構造とした。
- ② 路面板同士を連結している結合ピンが、橋軸方向水平力に対してせん断連結であったのを、結合カムを1枚追加して複せん断連結とし、繰返し応力による疲労破壊に対処した。

3.3 橋端部の水平変位への追従

橋端部には図-3に示すように、横荷重により水平たわみ角(θ_z)と橋軸直角方向移動量(δ_y)が生じる。

(1) 水平たわみ角(θ_z)

水平たわみ角は、暴風時に最大3.6%であり、そのたわみ角吸収機構としては、橋端部と振子板の間で吸収できるよう、振子板の吊橋側に回転ピンを設け、振子板が4点のエンドカムにより支持されたまま、水平面内を回転できるようにした。また、路面板のズレ防止として、横移動吸収板及び各滑り板にサイドストッパーを取付け、支持台上フランジに沿わせてガイドさせる構造とした。

(2) 橋軸直角方向移動量(δ_y)

橋軸直角方向移動量としては、地震時端主横トラスのせん断変形量($\Delta_1 = 27\text{mm}$)の他に、主構の全体変形に

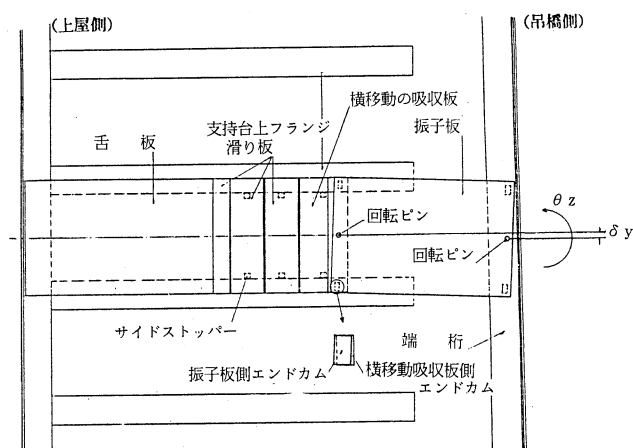


図-3 橋端部の水平変位

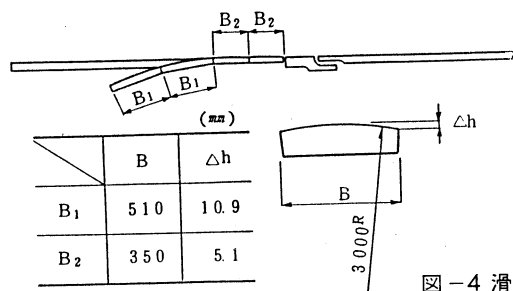
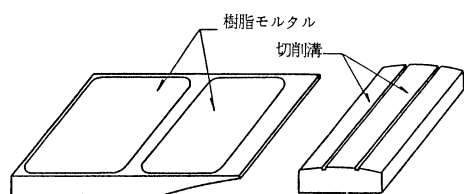


図-4 滑り板の幅



舌板 (振子板)

滑り板 (横移動吸収板)

図-5 滑り止め

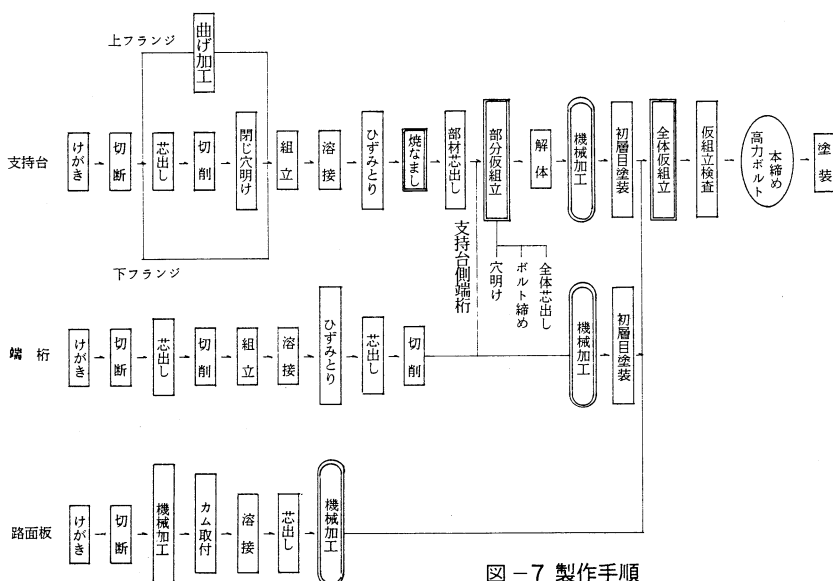


図-7 製作手順

伴う上路床組の移動量 ($\Delta_z = 9\text{mm}$) などを加味して、 $\delta_y = 40\text{mm}$ を用い、その変形に追従出来るような機構として、振子板と滑り板の間に横移動吸収板を設けている。振子板は横移動吸収板上のエンドカムにより支持され、回転ピンにより振子板と横移動吸収板を連結し、水平変

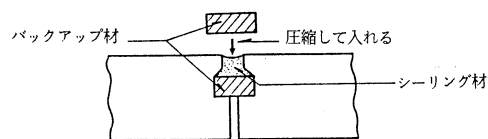


図-6 橋面のシーリング

位を吸収させた。

3.4 走行性の向上

滑り板の表面は図-4に示すように $R=3.0\text{m}$ で加工しているため、滑り板の幅が広いほど路面の不陸は大きくなる。したがって、常時路面に露出している滑り板の幅を 350mm とすることにより走行性を良くした。

また、車輪のスリップ防止のため、振子板、舌板には図-5に示すように表面に 5mm の彫り込みを設け、薄層舗装 (樹脂モルタル) を施し、滑り板及び横移動吸収板には表面に機械切削による溝 (幅 $10\text{mm} \times$ 深さ $3\text{mm} \times$ ピッチ 10cm) を設けた。

3.5 排水設備

路面板の継目には軟性のシーリング (図-6) を施し、ほとんどの雨水は路面上を通過させ、土砂や塵埃が伸縮装置の下部へ侵入するのを防ぐ構造としている。しかし、舌板と滑り板の僅かな隙間 (0.5mm) から流入する雨水が、伸縮装置支持台及び受梁へ浸入するのを防ぐため、滑り板先端や支持台上フランジ間に樋を設け、排水管にて橋面外に導水した。

4. 製作

この道路伸縮装置は、振子板、滑り板、舌板からなる路面板に段差を生じないようにするため、非常に厳しい製作精度を必要とする。このため、機械加工を多くして精度の確保に努めた。また、部材検査、仮組立検査の他に作動テストを行い、各伸縮量における精度の確認、水平変位に対する各機能の追従性の確認を行った。

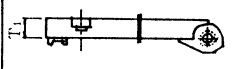
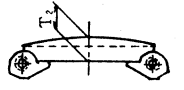
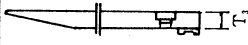
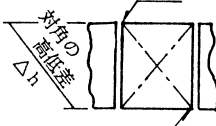
この伸縮装置の製作手順を図-7に、機械加工精度、仮組立精度を表-3、4に示す。

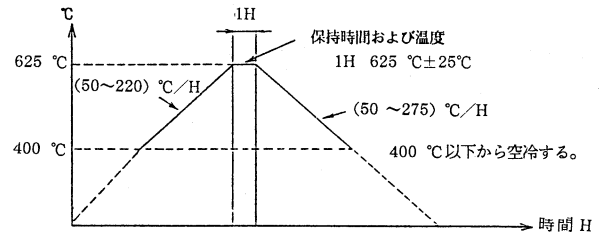
4.1 機械加工

精度確保のために機械加工を施した部分は、路面板全面、カム及び各部品類、支持台上フランジ上面及び側面、支持台下面の受梁取合い部などであり、その仕上げ粗さは 50S 以下とした。

特に、支持台上フランジ上面の滑動部については、ス

表-3 機械加工精度

測定項目	設計値	許容値	備考
振子板の板厚 T_1	80 mm	$T_1 \geq (\text{設計値} - 3\text{mm})$	
滑り板の板厚 T_2	70 mm	$T_2 \geq (\text{設計値} - 3\text{mm})$	
舌板の板厚 T_3	80 mm	$T_3 \geq (\text{設計値} - 3\text{mm})$	
板の平面度 (単品)	0	$\Delta h \leq \pm 1\text{mm}$	



温度のパラッキ範囲

- ・ 加熱又は冷却中：構造物全体 (4500mm の範囲で) 130°C 以下
- ・ 温度保持中：構造物全体で 80°C 以下

図-8 焼なましの条件

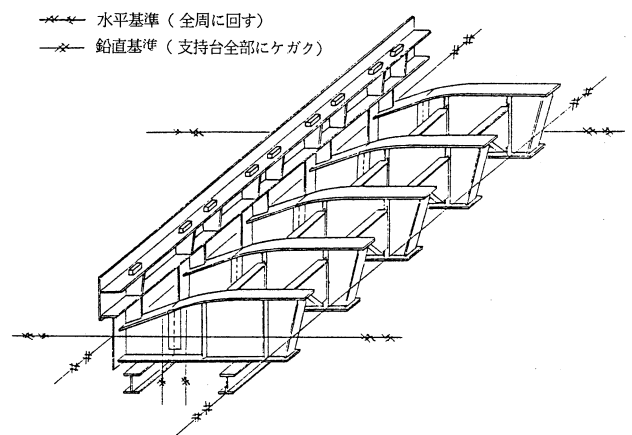
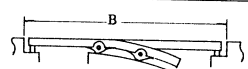
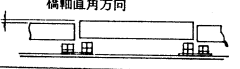
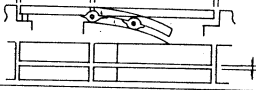
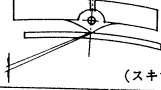
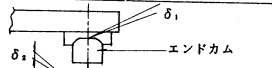
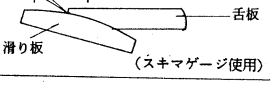
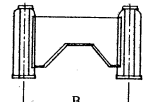
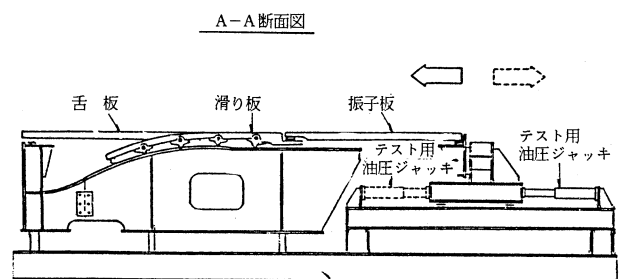


図-9 部分仮組立要領図

表-4 仮組立精度

測定項目	設計値	許容値	備考
全 幅	22,804mm	±8mm	JIS 1級スチール巻尺
滑り支持台全長	3,790mm	±5mm	同 上
反 り	—	±5mm	レ ベ ル
通 り	—	±5mm	トランシットあるいはピアノ線
端桁の幅	23,450mm	±5mm	JIS 1級スチール巻尺
端桁間内寸法=B	5,021.5mm	±5mm	
隣り合う路面板の高低差=δ	0	±1mm	
隙 間	4mm ~20mm	$e_1 \sim e_2$ ±1mm	
カムと滑り板との隙間 δ	0	0.1mm	
エンドカムと舌板、振子板との隙間 δ ₁	0	δ ₁ =0.1mm	
舌板先端と滑り板間の隙間 δ ₂	0	δ ₂ =0.5mm	
支持台の間隔	200mm	±3mm	



仮組立およびテスト用治具

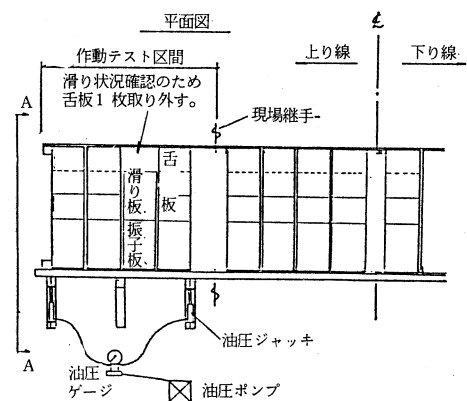


図-10 作動テスト要領図

ライディングパッドの耐摩耗対策として15S以下とした。支持台は溶接箇所が多く、支持台上フランジの切削加工に伴い、溶接残留応力が開放されて歪が生じるのを防ぐために、上フランジの切削加工を行う前に支持本体に焼なましを施した。焼なましの条件は図-8に示すとおりである。

4.2 部分仮組立

支持台の切削加工は単品で行うので、その相互の関係を調整するため、焼なまし後に支持台の部分仮組立（図-9）を行った。

部分仮組立では、受け治具上に設けた基準レベルを基に、切削加工代が充分確保できるよう、支持台及び支持台端桁を調整セットし、高力ボルト取合穴位置を罫書き出し、穴明けを行い、仮ボルトで固定した後、切削加工のための全体芯出しを行った。

4.3 仮組立及び作動テスト

仮組立は支持台下フランジ位置で、微調整可能な構造の鋼製の架台を所定の高さにセットし、部材の添接部に、ボルト孔数の30%以上の仮ボルト、ドリフトピンを用いて、完成形の状態になるよう締め付けた。

また、仮組立検査においては、道路伸縮装置本体の組立精度のほか、それに取り付く自動車防護柵、鋼製地覆も取り付け、相互の精度を確認した。

作動テストは仮組立検査完了後、現地搬入ブロックの4パネル分（幅4.8m、重量21ton）について、2台の油圧連動式ジャッキ（20ton ジャッキ2台）を用いて移動させた。（図-10）

移動量としては $\pm 300\text{mm}$ （常時移動量）、 $\pm 750\text{mm}$ （最大伸縮可能量）の2ケースについて行い、そのときの路面板の作動状況、特に、カムと支持台上面（滑り面）との隙間をスキマゲージを用いて全数計測し、組立、加工精度の確認を行った。

また、橋軸直角方向にも吊橋側の振子板を回転させ、振子板の追従性を確認した。

5. あとがき

道路伸縮装置は橋梁の構成部材の中でも最も損傷の生じやすい箇所であり、補修工事ともなれば交通渋滞の原因ともなり、その構造形式の選定には十分な配慮が必要である。

ローリング・リーフ式道路伸縮装置においては、前述したように将来の維持・補修を考え、1車線ごとに交換可能な構造にしている。なお、スライディングパッド、シーリング材、薄層舗装等の材質についても、今後、更により良いものを開発していく必要がある。

最後に、本工事に際してご指導・ご助言を頂いた関係各位に感謝の意を表します。

番ノ州高架橋鉄道桁の施工

Construction of Railway Girder in Bannosu Viaduct

坂出工事事務所 第七工事長

松田 大六
Dairoku Matsuda

坂出工事事務所 第七工事長代理

大坪 正行
Masayuki Otsudo

坂出工事事務所 第六工事長代理

山岸 明
Akira Yamagishi

1. まえがき

番ノ州高架橋は南備讃瀬戸大橋に取り付く延長2.9kmの道路・鉄道併用橋で、上段に鋼連続箱桁の道路桁を、下段にPC連続箱形桁の鉄道桁を設けた二層構造となっている。

そのうちの番ノ州高架橋鉄道桁は、図-1に示すように支間73mの5径間連続桁1連、支間72mの4径間連続桁2連、3径間連続桁7連から成っている。

工事はこれら10連続桁を、4工区（番ノ州高架橋PC上部工その1～4工事）に分けて行い、昭和59年5月に着手し、昭和61年6月に完了している。（写真-1）

現在、鉄道桁においては軌道、電気工事が急ピッチで進められている。

本報告は高橋脚上で架設されたPC連続箱形桁の施工の概要について述べるものである。

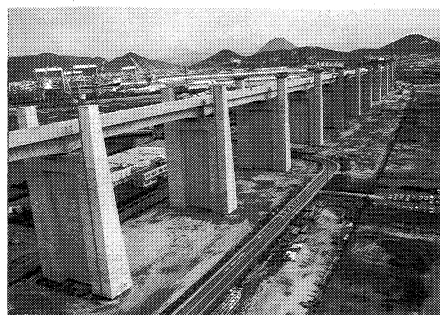


写真-1
番ノ州高架橋
鉄道桁完成

なっている。

各工区の代表的な桁断面を図-2～5に示すが、将来、桁を増設する場合（新幹線開通）に取りこわす張出しスラブはRC構造となっている。

なお、主要工事数量を表-1に示す。

2. 工事概要

2.1 構造形式

本四連絡橋共用部における鉄道は、在来線、新幹線の複々線対応の構造設計となっているが、在来線のための暫定開業決定により、吊橋部分の構造計画の面から、暫定中2線方式が採用されることになった。これに伴い、本四備讃線は、本州側については阿津の土工部で、四国側については番ノ州高架橋上で計画線に取付けられている。

このため、四国側の取付け部の桁は将来の線形変更を考慮し、2Box形式の3線対応の構造（22P～31P間）となっており、また軌道構造についても切替可能なバラスト軌道（28P～32P間）となっている。

また、16P～19Pの連続桁は、保守用巡回車が中央通路から桁下を通り側通路へ移動するため、単線桁の並列と

表-1 主要工事数量

		その1工事	その2工事	その3工事	その4工事	合 計
		3P～16P	16P～22P	22P～31P	31P～37P	
コンクリート(m ³)	橋体工	12,403	5,935	14,693	5,416	38,447
	橋面工	2,980	1,367	1,615	782	6,744
鉄筋(t)	橋体工	1,228	690	1,488	528	3,934
	橋面工	56	22	58	19	155
PC鋼材(t)	橋体工	899	450	1,026	292	2,667
支 承(t)		240	107	300	106	753
ストッパー(t)		109	51	120	50	330

注）橋面工とは2次床版、高欄、ダクト、路盤コンクリート等である。

2.2 PC定着工法

各工区のPC定着工法と使用PC鋼材を表-2に示すが、

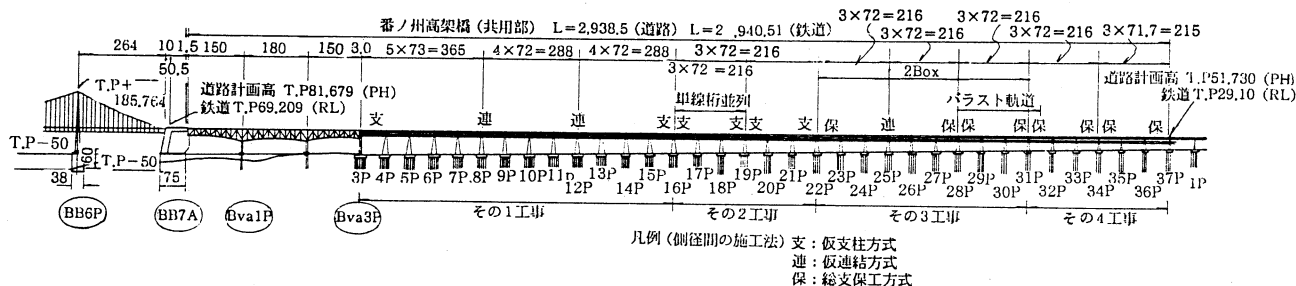


図-1 番ノ州高架橋全体図

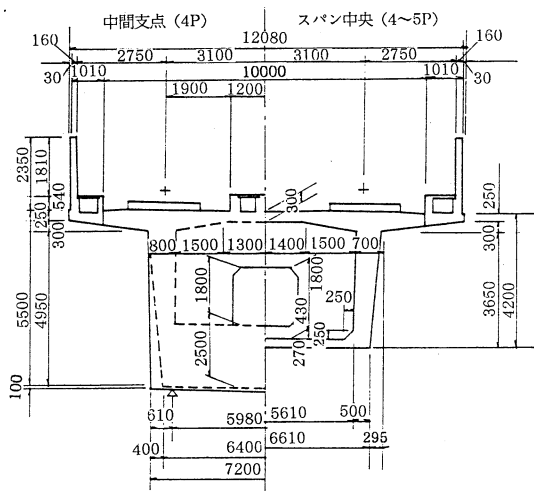


図-2 桁断面図 (その1 工事)

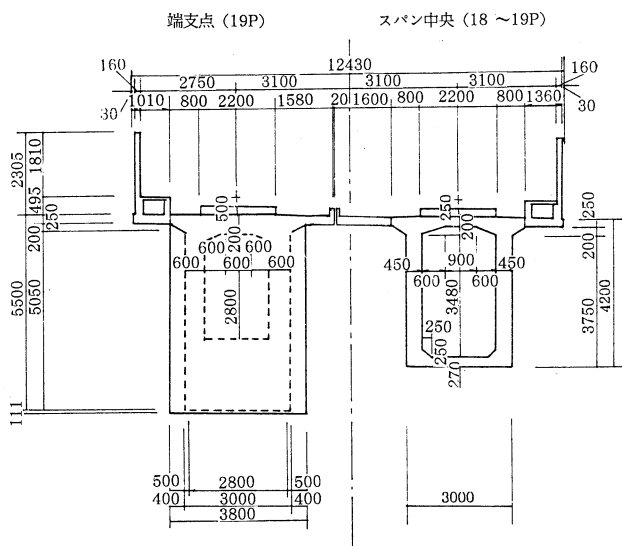


図-3 桁断面 (その2 工事)

表-2 各工事の定着工法

	その1 工事	その2 工事	その3 工事	その4 工事
主 方 向	ディビダーク工法	ディビダーク工法	ディビダーク工法	VSL工法
横 方 向	"	"	フレシネー工法 (マルチワイヤシステム)	CCLシングル ストランド工法
斜 方 向	"	"	ディビダーク工法	普通鋼棒
仮架設鋼材	SEEE工法 (F270)	SEEE工法 (F200,F270)	SEEE工法 (F200)	-
仮固定鋼材	SEEE工法 (F270)	SEEE工法 (F270)	SEEE工法 (F200)	VSL工法
使用鋼材	SBPR95/120 φ 26, φ 32 SWPR7B 19T11.1	SBPR95/120 φ 26, φ 32 SWPR7B 19T11.1 19T9.5	SBPR95/120 φ 32 SWPR1 12 φ 8 SWPR7B 19T9.5	SWPR7B 12T12.7 SWPR19 1T21.8 SBPR95/110 φ 32 SWPR7B 12T15.2

その1~その3工事ではディビダーク工法で行い、その4工事ではPC鋼より線を用いたFCC工法で行った。

FCC工法はディビダーク工法と比べて、PC鋼より線の緊張力が多いので、鋼材本数が少なくなることから、鋼材配置が容易で、緊張、グラウト回数が少ないこと、継手を設ける必要がないこと、鋼材は後挿入であることか

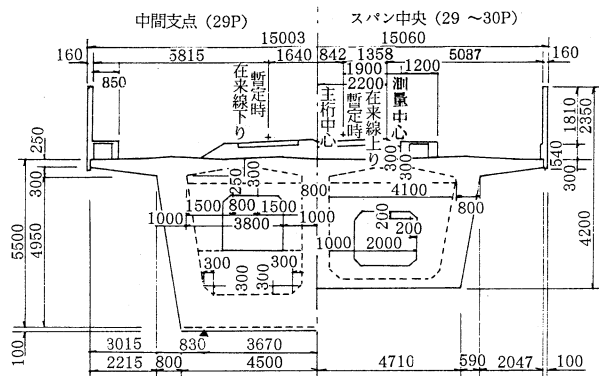


図-4 桁断面図 (その3 工事)

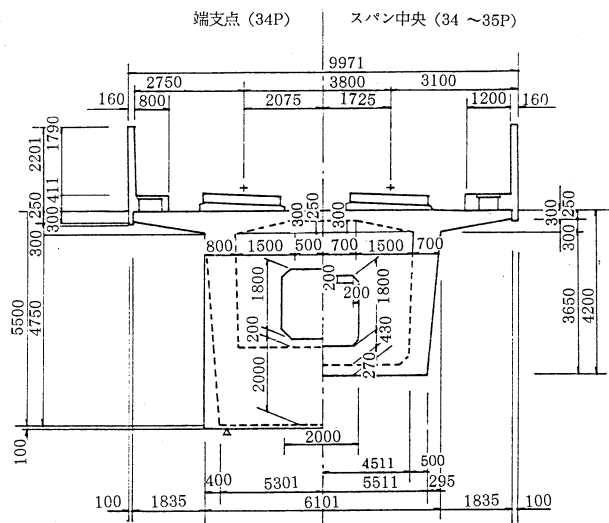


図-5 桁断面図 (その4 工事)

ら鋼材の損傷、発錆の危険性が少ないこと、等有利な面がある反面、緊張力が多いのできめ細かい鋼材配置ができないこと、局部応力が大きく、補強筋が多くなること、短いケーブルの場合、定着ロスが多いこと、緊張器具、定着具が大きく、両引きであることから、定着具の固定緊張が大変であること、等不利な面もある。

また、その3工事の横締めについては、2Boxであること、張出しスラブ上にも列車が載荷されることを考慮し、緊張力が多く、曲げ加工が不要で、鋼材配置が容易な線材(12φ8mm)を用いた。なお、16P~19Pの単線桁の横方向は、スパンが小さいことからRC構造とした。

2.3 施工法

PC桁の架設は全区区、移動作業車を用いた場所打ち張出し工法で行ったが、異なる点は側径間の施工法である。

側径間の施工法については、高橋脚上での施工性、経済性等を考慮し、相接する桁形状が同じである8P、12P、

25Pについては仮連結方式を、相接する桁形状が異なる3P、16P、22P（21P側）については仮支柱方式を、橋脚高が低くなる28P、31P、37Pについては総支保工方式を用いた。ただし、22P（23P側）については支保工の転用（仮支柱方式が経済的）を考慮し、また、34Pについては相接する桁形状が同じであるが、より経済的である総支保工方式とした。

3. 施工

各工区の実施工程を表-3に示す。

表-3 実施工程

	昭和59年									昭和60年									昭和61年											
	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3～8P	●												桁本体																	
8～12P													桁本体																	
12～16P													桁本体																	
16～19P													桁本体																	
19～22P													桁本体																	
22～25P													桁本体																	
25～28P													桁本体																	
28～31P													桁本体																	
31～34P													桁本体																	
34～37P													桁本体																	

3.1 沓およびストッパーの据付

沓およびストッパーの建込みはクローラ式タワークレーンを用い、据付セットは箱抜部の4角に設置した支持ボルト（その1工事の沓の据付セットには据付架台を使用）により調整、支持を行った。

箱抜き部についてはチップング、清掃を入念に行った後、湿潤状態にしてから、プレミックスタイプの無収縮モルタルで充填した。

無収縮モルタルの管理は本四公団・施工管理要領：無収縮モルタル基準（案）（昭和56年4月）に基づき、強度、コンシステンシー（フロー値）について行った。

3.2 柱頭部

柱頭部の施工は図-6に示すようにブラケット方式の支保工で行った。

施工中のアンバランス・モーメントに対しては、仮固定ケーブルと仮沓により対処し、施工中の地震時水平力に対しては仮ストッパーで対処する構造となっている。

ブラケットおよび仮固定ケーブルの取付け用の穴は下部工工事であらかじめあけておいた。特に、大きな引張力が作用するブラケットの上段は橋脚を貫通させたPC鋼材により堅固に取付けた。

柱頭部の桁長は9m（その3工事は10.5m）で、コンクリート数量は210 m³～240 m³（その3工事は400 m³）となっており、コンクリート打設についてはコンクリートの締固め、鋼材および型枠の組立て、コンクリートの温度・乾燥収縮ひびわれ等を考慮し、2回打設とした。

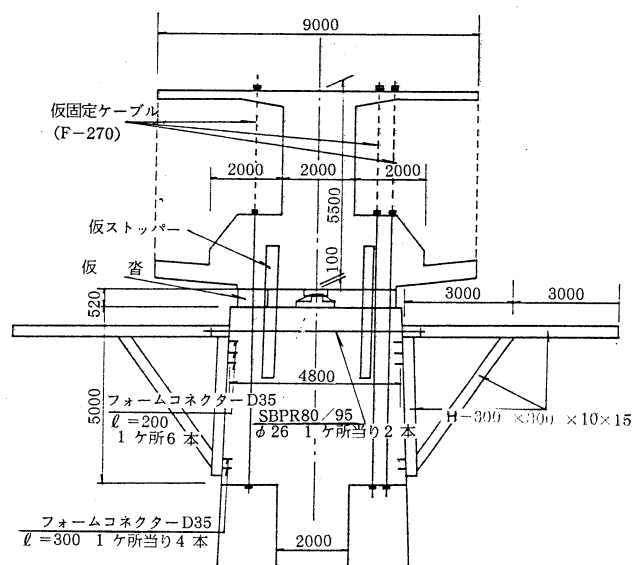


図-6 柱頭部の施工図

3.3 張出し部

張出し部の施工は写真-2に示すように、中型の移動作業車を用いて行った。

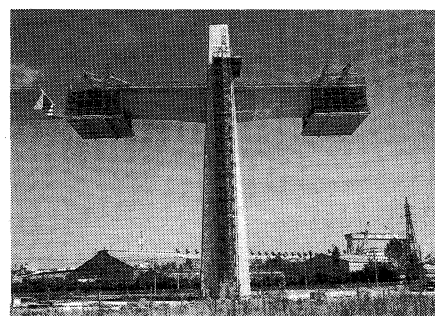


写真-2
張出し施工

張出し長は3～4mで、1回打設とした（打設量35～40 m³、その3工事は52～66 m³）が、特に、鉛直打継部下面、下スラブのハンチ部、鋼材が密に配置されている箇所等については、入念な施工を行った。

コンクリートの鉛直打継部の処理は、コンクリート打設後の早い時期に、その1、2工事ではジェットタガネによるチップング、その3、4工事では型枠に凝結遅延剤を塗布しておき、ジェット水でモルタルを洗い流す方法で行った。

張出し部のサイクルタイムは電柱支持梁の有無、鋼材量によって異なるが、7日～11日程度であった。

3.4 側径間部

(1) 仮連結方式

仮連結方式は図-7に示すように相接する桁端を仮連結鋼材で緊結することにより、左右の桁を一時的に剛結し、通常の柱頭部と同様に、仮沓、仮ストッパー、仮固定ケーブルを設置し、移動作業車により張出し架設する方法である。

桁の遊間にはさみ込む仮水平沓は、桁端面との面タッチが良好であること、仮連結の緊張力に耐える支圧強度を有すること等の条件を満足するものとして、その1工

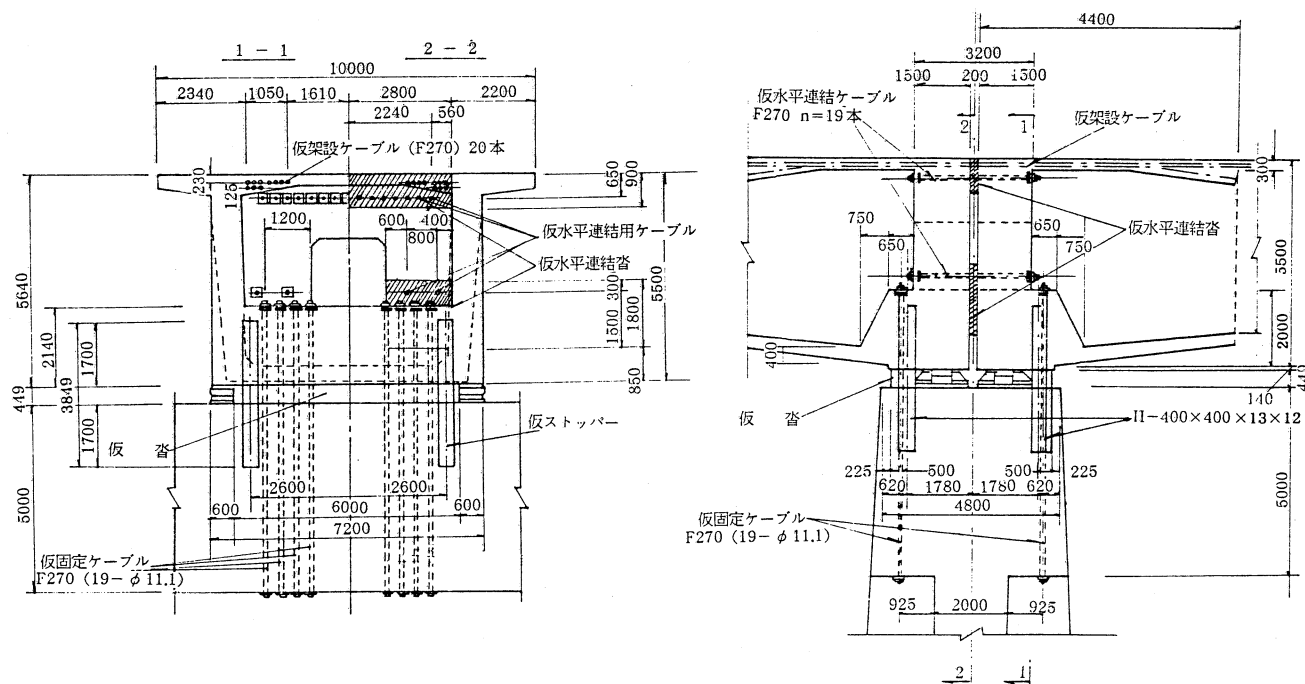


図-7 仮連結方式

事では鋼製の箱に無収縮モルタルを充填したもの、その3工事ではプレキャストコンクリート板を用いた。

仮連結方式では、側径間の曲げモーメントが使用状態と架設時とで異なるため、仮架設鋼材が必要となってくる。仮架設鋼材は、鋼材の配置、撤去等を考慮し、大きな緊張力が得られ、定着部がねじ式のSEEEケーブルを用いた。

仮架設ケーブルの定着は上床版下面に突起を設けて行ったが、曲線部においてはシースφ105に対してマンションφ95の挿入が困難で、コンクリート打設前に挿入した。また、導入緊張力が大きいため、かぶり不足による破壊が定着部付近の曲げ下げ部で発生した。これに対しては、突起形状を変更することで対処した。

なお、SEEEケーブルを用いた場合の標準サイクルタイムを表-4に示す。

表-4 SEEEケーブル使用の場合の標準サイクル

工種	日	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ワーゲン掘付	1										
外型枠組立	2										
床版型枠組立	3										
鉄筋・鋼棒組立	4										
SEEEケーブル挿入	5										
内型枠組立	6										
コンクリート打設	7										
養生	8										
緊張	9										
ワーゲン移動	10										

(2) 仮支柱方式

仮支柱方式は図-8(その1工事ではφ1.8、t=20mmの鋼管2本で構成。写真-3参照)に示すように、仮支柱と桁端に設けた仮固定ケーブルにより回転モーメントに抵抗する構造となっており、仮支柱は沈下しないように既設橋脚のフーチングの上に設置した。

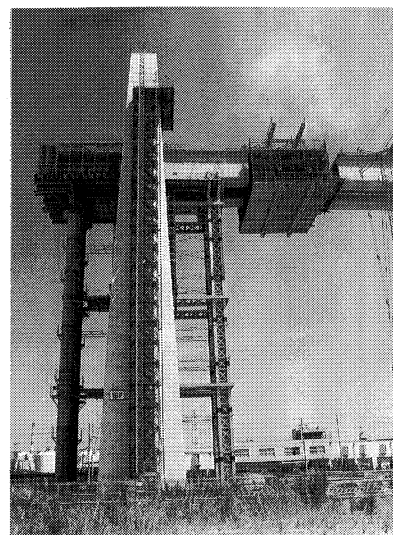


写真-3 仮支柱方式 (16P)

その他は仮連結方式

と同様で、側径間部12mのコンクリート打設後、仮架設ケーブルを配置しながら、移動作業車により張出し架設を行った。

仮支柱先端に設けたジャッキは、反力の増加に伴う仮支柱の弾性変形を調整するために設けたもので、ジャッキに水平力が作用しないようにテフロン板を介して桁を支持している。なお、水平力は仮支柱に設けた仮ストッパーで支持している。

ジャッキの調整は、その1工事では張出し架設ごとに行ったが(トータルで3P:18mm、16P:11mm調整)、その2工事では上げ越し量の中で考慮し、ジャッキの調整は行わなかった。

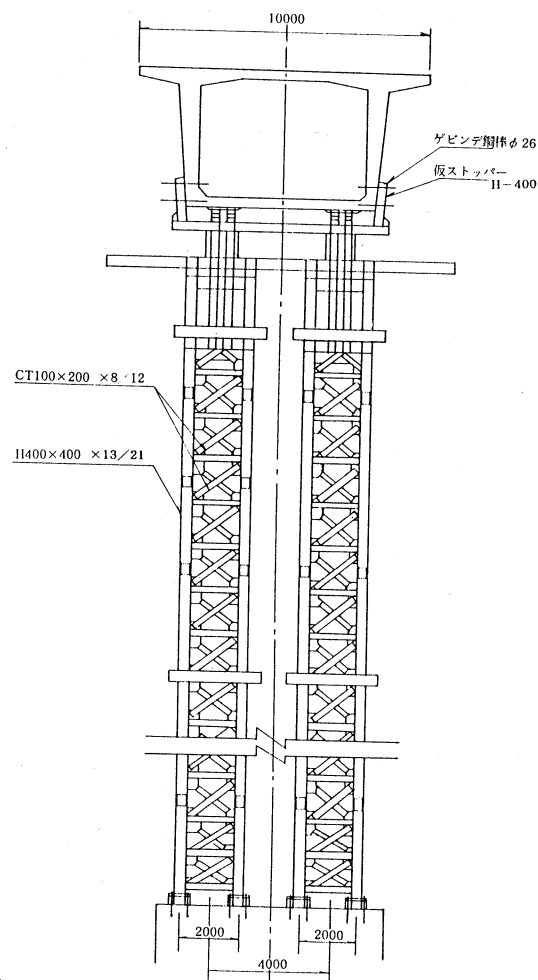
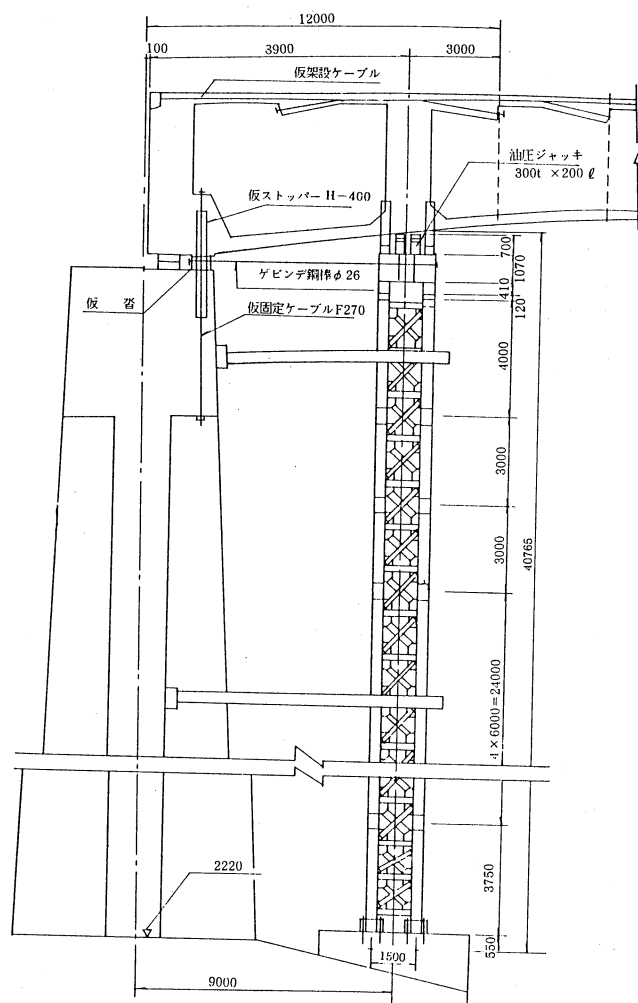


図-8 仮支柱方式

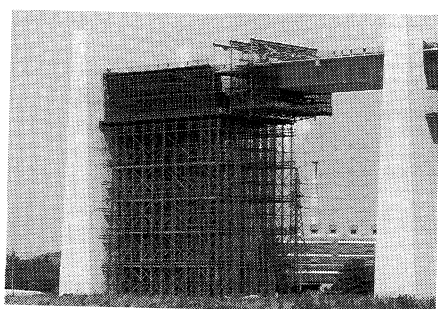


写真-4
総支柱方式

(3) 総支保工方式

総支保工方式は写真-4に示すように、基礎にH鋼杭を用い、ベースコンクリート(厚50cm)を打設した上に、4角支柱、H鋼を組上げた梁支柱方式とした。22Pの4角支柱の高さは32mであった。

H鋼杭の打設はパイロハンマーで行い、支持力は打込み-沈下量の測定により確認した。総支保工で施工した桁長は約30mで、コンクリート打設は支保工への荷重分配、温度、乾燥収縮ひびわれ、コンクリートの締固め等を考慮し、その3工事では3回打設、その4工事では2回打設とし、1回の打設量はどちらも約200m³であった。

また、コンクリートの打設時には、支保工の沈下量の測定を行ったが、基礎の沈下はほぼ0で、支保工のなじみ

量を含めた先端部の支保工の沈下は10~16mm(想定値17~19mm)であった。

3.5 吊支保工部

吊支保工はH形鋼を主体としたもので、地上で地組を行い、クローラ・タワー・クレーン2台の相吊りで取付けた。支保工はゲビンデ鋼棒により桁に支持されている。

5、4径間連続桁の中央閉合部のコンクリート打設は、連続桁の設計仮定とあわせるために同時施工とし、打設速度も同程度となるよう注意して行った。

側径間部の閉合および中央閉合後の仮沓、仮ストッパー、仮固定ケーブル、仮架設ケーブル等の仮設材の撤去、主鋼材の緊張の施工順序のフローを図-9、10に示す。これらのフローの中では平行作業の可能なものもある。

3.6 グラウト

グラウトの配合については、本四公団・施工管理試験要領：プレストレストコンクリート構造物工(案)(昭和54年11月)に基づき試験練りを行った結果、表-5に示す配合とした。

グラウト注入は、シース内のゴミ、サビ、等の除去のための水洗い、コンプレッサーによるエア通し後行い、排出口と注入口のグラウト濃度が同一となった時に排出口

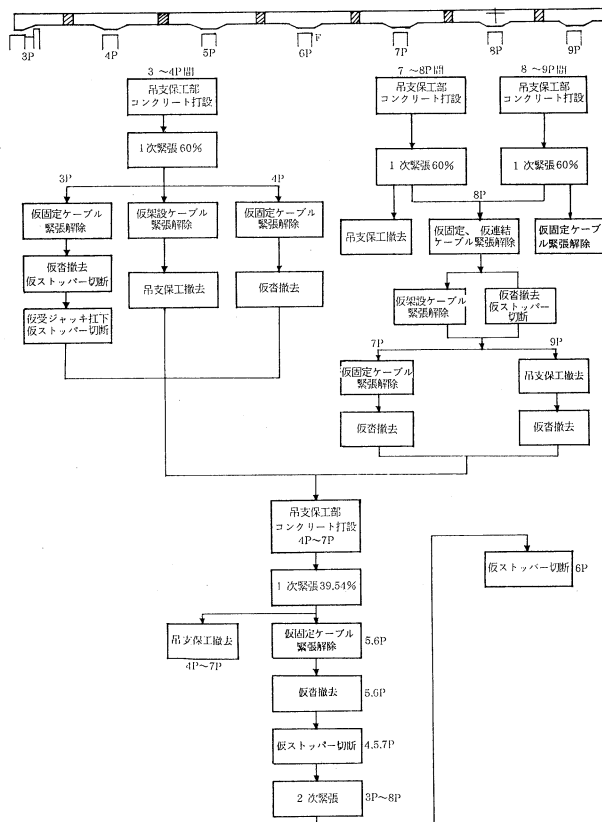


図-9 仮連結、仮支柱方式の施工のフロー

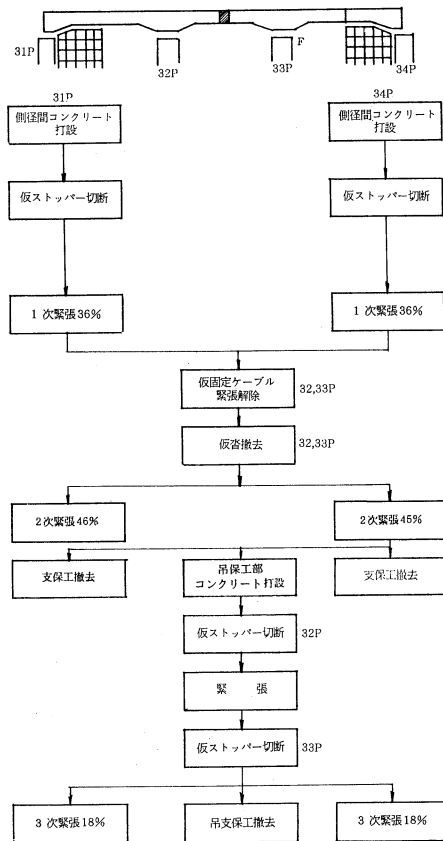


図-10 総支保工方式の施工のフロー

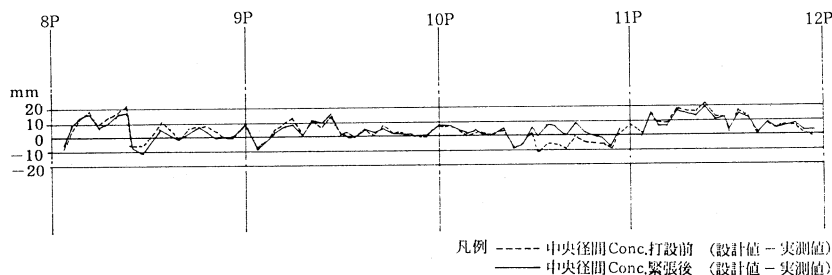


図-11 たわみ管理図

3.7 たわみ管理

鉄道桁のたわみ管理は、全死荷重が載荷され、クリープ、乾燥収縮が終了した時点でレベルとなるよう行っている。

施工中におけるたわみ管理は、各施工段階における橋面工高さを計算しておき、それと各実測値とを比較しながら行った。その測定例を図-11に示す。

表-5 グラウトの配合

	セメント (kg)	水 (kg)	混和剤 (kg)	W/C (%)	混和剤名
その1 工事	80	36	800	45	GF630
その2 工事	80	32.8	800	41	GF630
その3 工事	80	33.6	800	42	GF600
その4 工事	80	33.6	800	42	GF600

を閉栓し、ポンプ圧力が $5\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度になった時に注入口を閉栓する方法で行った。

ただし、セメントペースト等により閉そくしたシース(斜鋼棒において若干見られた)については、真空ポンプを用いてグラウト注入を行った。

4. あとがき

2年あまりに及んだ高橋脚上でのPC連続桁の架設工事も無事故で完了でき、現在、同高架橋上では昭和63年春の開業を目指し、軌道、電気工事が急ピッチで進められている。

これも、ひとえに本工事に関係された皆様のご協力の賜と感謝しています。最後に、本稿をまとめるにあたり、ご助言頂いた坂出工事事務所・尾幡工事長、福家氏にお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 樋口、尾幡：番ノ州高架橋（道路・鉄道二層構造橋）の設計・施工 鉄道土木 28-10

因島大橋の橋体形状測定とケーブルバンドボルト軸力調査

Shape Measurement and Axial Force Research of Cable-Band-Bolts on Innoshima Bridge

向島管理事務所 維持補修課長

第二建設局 建設第二課長代理
(前) 向島管理事務所 維持補修課長代理
向島管理事務所 維持補修課長代理

松井 勉
Tsutomu Matsui
平野 茂
Shigeru Hirano
金子正猪
Masai Kaneko

1. まえがき

本州四国連絡橋は100年以上の耐用年数を目標に建設されているが、橋梁を長期にわたり、健全な状態で供用するためには、定期的に橋体点検を行い、異状の有無及びその程度を把握し、適切に維持補修していくことが必要である。

昭和58年12月に供用開始した因島大橋の橋体点検は、「因島大橋橋体点検要領(案)」に基づいて実施している。本報告は、橋体点検のうち、橋体形状測定とケーブルバンドボルト軸力調査について、供用後3年間の点検の現況を紹介する。

2. 橋体形状測定

2.1 測定概要

橋体形状測定は供用約2年後の昭和61年1月、全項目を対象に冬期第1回目の測定を実施した。引き続き、昭和61年9月、温度変化に伴う橋体の挙動を把握するため、夏期第1回目の測定を行った。測定項目及び目的等を表-1に示す。

2.2 橋体温度測定

温度測定は中央径間及び両側径間の図-1に示す部材に熱電対を貼付け、1時間ごとに自動記録している。ケーブルについては周囲8点(写真-1参照)、補剛桁弦材については4面に熱電対を貼付け、部材平均温度を求めている。

図-2に補剛桁とケーブルの温度測定結果を示す。西側

表-1 測定項目と結果

測 定 項 目			測 定 の 目 的	測 定 方 法 等	測 定 時 期		測 定 結 果
					S61.1	S61.9	
1	橋体温度測定	ケーブル	他の測定項目の温度補正用	熱電対を使用し、東西ケーブルの周囲温度を自動計測する。……写真-1参照	○	○	東西ケーブルで夜間においても若干の温度差がある。冬、夏とも約0.8度・・・風の影響と考えられる。
		補剛桁道路床組塔	橋体の温度分布を実測し、橋体の挙動に及ぼす影響等を確認する。	熱電対を使用し、自動計測する。 測定位置・・・図-1参照	—	○	夜間温度はケーブルの方が2度程度高い。……ケーブルの熱容量の影響。昼間の部材温度は日照、風等によって変化する。鋼床版の温度差は最大15度。
2	補剛桁縦断線形の測定		下部工の移動、ハンガーの異状な伸び、スプレサドルのすべり出し等による橋体全体の異状変形の有無を確認する。	レベルによる水準測量（夜間） （写真-2、図-7参照） 温度補正が必要。	○	—	竣工値との差は最大28mm （図-8参照） 温度補正は24.3mm/度であり、問題なし。
3	主ケーブルサグの測定		同上	レベルによる水準測量（夜間） （写真-3） 温度補正が必要。	○	—	竣工値との差は17mm （図-8参照） 同上
4	伸縮装置移動量の測定		遊間量・移動量を測定し、橋体の異状を早期に発見する。 伸縮装置自体の機能を確認する。	定規による実測 測定位置・・・図-10参照	○	○	十分な遊間量があり問題ない。（表-4参照）日中の移動量は、橋体平均温度の他、部材の温度差の影響を受ける。（図-12）1A、4Aを除き実測値は計算値に良く対応している。（表-2参照）
5	主塔の倒れ量測定		主塔基礎変位等による主塔の異状変形を確認する。	セオドライトによる測定（夜間） （図-13参照） 温度補正が必要。	○	—	竣工時の測点が消えており、今回の業務は基準点の設置作業となった。
6	スプレサドルの移動量測定		移動量を測定し、橋台や主塔の異状な変形及びケーブル等の異状を早期に発見する。またスプレサドル自体の機能を確認する。	定規による実測 測定位置・・・図-14参照	○	○	上屋内の気温およびストランド温度の日変化は少ないので1日内の移動量はほとんどない。（1mm以下） 冬～夏間の移動量2.3mmは計算値5.8mmよりも小さく、摩擦の影響が考えられる。
7	主塔基礎、橋台の移動量測定		支持岩盤の圧密、クリープ等により生じる不等沈下による下部工の傾斜、移動、回転の変位の有無を確認する。	レベルによる水準測量および基準点測量 2P、3P間については、光波測距儀によるスパン測量	○	○	竣工時の測定は、水準測量だけであった。下部工周辺に直接視準できる恒久的な基準点を設置し、精度良く容易に測定できるようにした。（図-15、写真-5、6参照）

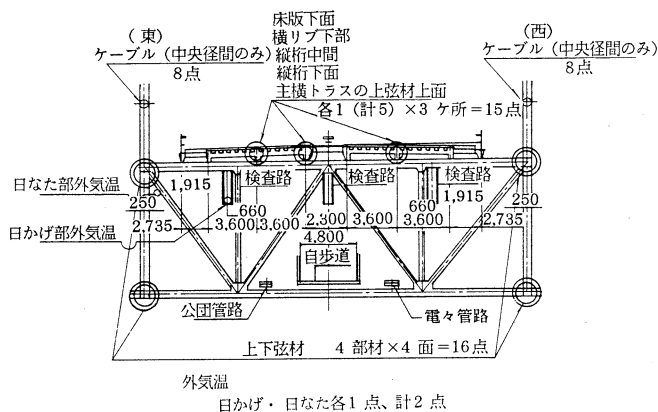


図-1 温度測定位置 (1断面当り)

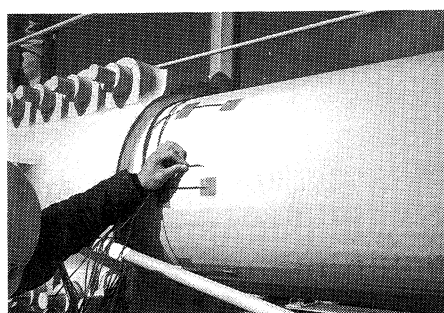


写真-1
ケーブル温度
測定用熱電対

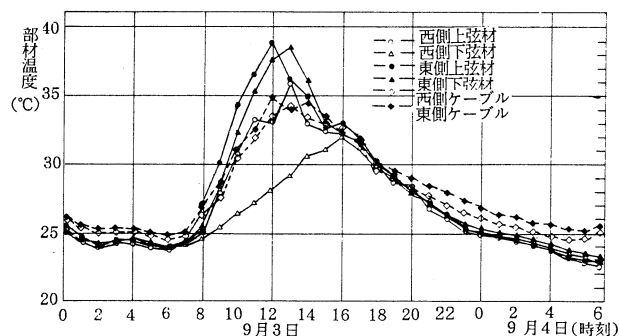


図-2 補剛桁・ケーブルの温度変化

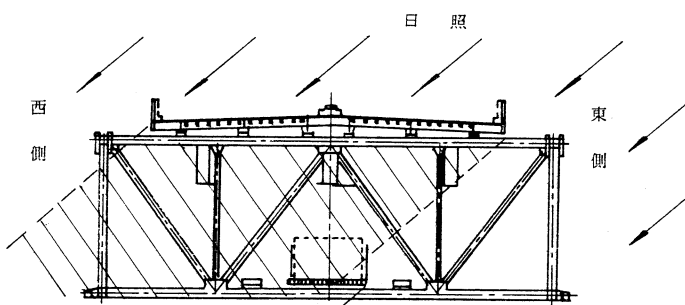


図-3 補剛桁の日照

下弦材の日中温度は鋼床版等の日陰になるため (図-3)、他部材より10℃～20℃低くなっている。また、ケーブルは内部まで素線が詰まっているので、熱容量が大きく、このため補剛桁に比べ温度変化が幾分少なく、また、夜間温度も1～2℃高くなる傾向が見られる。

東西のケーブル温度はほぼ一様に変化しているが、夜間においても、約1℃の温度差が生じていた (図-4)。ケーブル温度分布 (図-5) から判断して、風および放射冷却

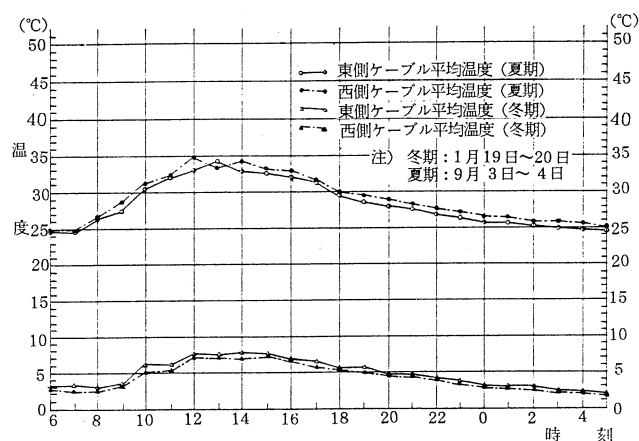
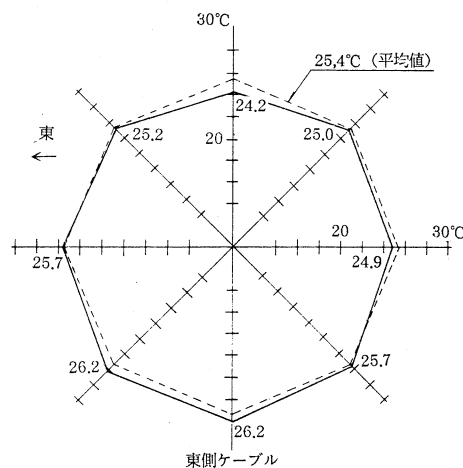
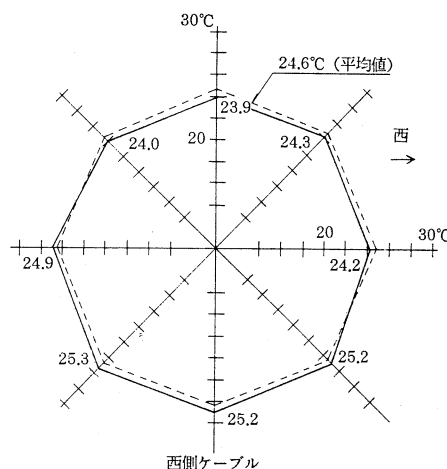


図-4 ケーブル温度の比較



東側ケーブル



西側ケーブル

図-5 ケーブル温度分布 (9月4日5時)

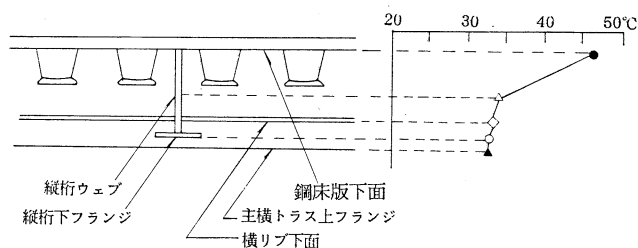


図-6 鋼床版の温度分布 (9月3日14時)

等の影響も考えられる。

図-6は鋼床版の温度測定結果である。デッキプレート下面と他の個所とは温度分布に大差があり、今回の測定では、その差は鋼床版設計要領(案)に規定されている値15℃にはば一致していた。

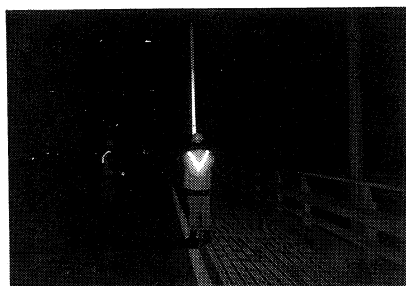


写真-2
補剛桁縦断線形測定

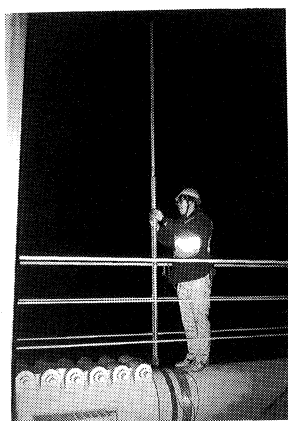


写真-3 ケーブルサグ測定

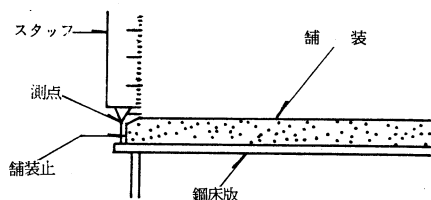


図-7 補剛桁縦断線形測定位置

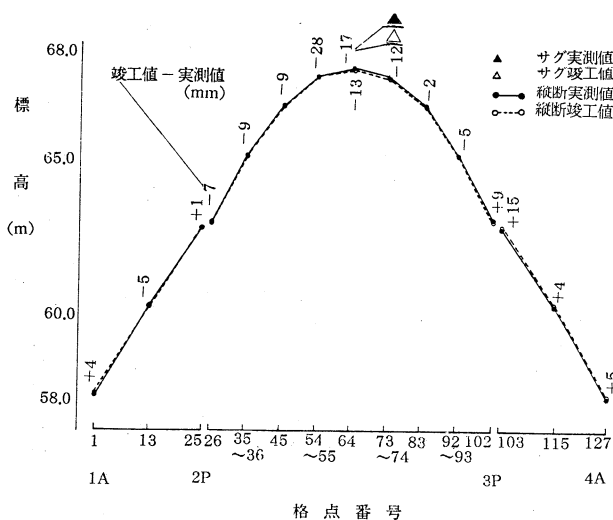


図-8 ケーブルサグ補剛桁縦断線形実測値と竣工値の比較(東側)

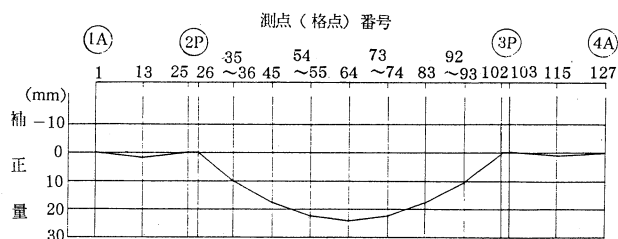


図-9 橋体温度+1℃に対する補剛桁標高の補正量

2.3 補剛桁縦断線形およびケーブルサグの測定

測定は橋体温度が安定した夜間、路肩側車線を交通規制して実施した(写真-2,3)。測定精度は2級水準測量以上の精度を確保するものとした。

許容誤差 ε_r は測量作業規定により次式で与えられる。

$$\varepsilon_r \approx 5\text{mm} \times \sqrt{S} \quad (1)$$

S: 水準測量片道距離(km)

$S \approx 2\text{km}$ とすると、 $\varepsilon_r \approx 7\text{mm}$ である。なお、補剛桁縦断線形は舗装厚の影響を考えて、鋼床版の舗装止上に設置した測点の標高を測定した(図-7)。

測定結果を図-8に示す。測定値は設計基準温度(20℃)に補正した値で、ケーブル温度1℃当り、図-9に示す値の補正を行っている。竣工値との差は最大28mmであり、温度測定および測量の誤差の範囲と考えられ、橋体に異状は認められなかった。

2.4 伸縮装置移動量の測定

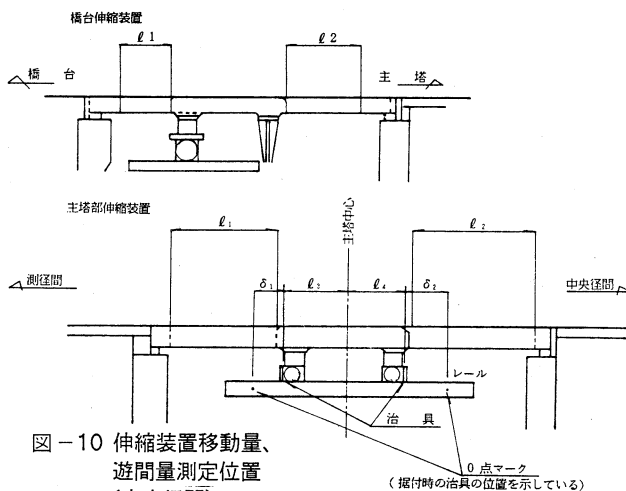


図-10 伸縮装置移動量、遊間量測定位置(中央径間)



写真-4
道路伸縮装置遊間量測定

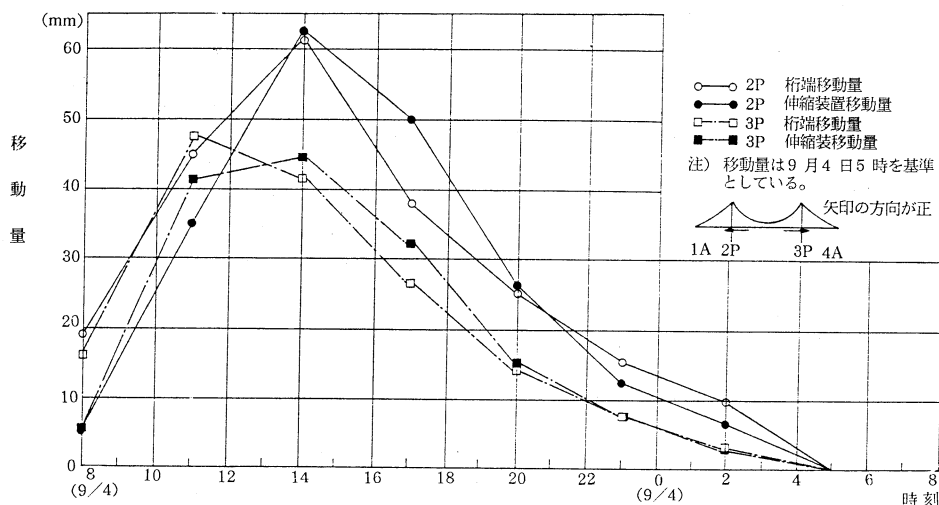


図-11 道路伸縮装置と桁端の移動量（中央径間）

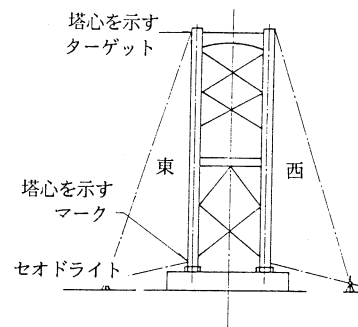


図-13 主塔の倒れ量測定要領

因島大橋には櫛型道路伸縮装置が採用されているので、橋台上の伸縮装置の場合、櫛の遊間 ℓ_1 、 ℓ_2 を測定している。また、主塔部については、櫛の遊間 ℓ_1 、 ℓ_2 の他、ローラーの移動距離 δ_1 、 δ_2 も測定している（図-10、写真-4）。

図-11に中央径間側の伸縮装置の日移動量を示す。なお、この図にはウィンドシュー取付点で測定した桁端移動量もプロットしている。

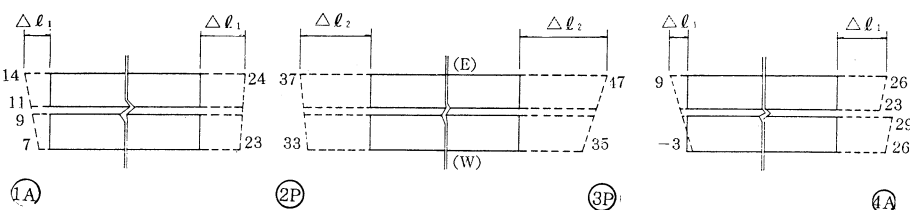


図-12 道路伸縮装置の移動量実測値（9月4日5時を基準とした9月3日11時の値）

表-2 道路伸縮装置日移動量（9月3日）

		(単位: mm)					
項目	測点	1A	2P ℓ_1	2P ℓ_2	3P ℓ_2	3P ℓ_1	4A
計算値	東西ケーブル 9.0℃上昇	9.9	-6.2	-7.4	-7.4	-6.2	9.9
	補剛桁全体 13℃上昇	-10.0	-26.8	-59.2	-59.2	-26.8	-10.0
	主塔全体 8.5℃上昇	-0.7	-0.1	1.4	1.4	-0.8	-0.7
	上・下弦材の温度差 3℃による曲げ変形	-1.4	1.6	-0.2	-0.2	1.6	-1.4
	2P、3P北側塔壁が南 側より9℃高い	0.5	11.5	-14.0	14.0	-11.5	-0.5
合計		-1.7	-20.0	-79.4	-51.4	-43.7	-2.7
実測値		-9.5	-23.0	-62.5	-44.5	-13.5	-31.5

表-3 道路伸縮装置年間移動量

		(単位: mm)					
項目	測点	1A	2P ℓ_1	2P ℓ_2	3P ℓ_2	3P ℓ_1	4A
計算値	東西ケーブル 25℃上昇	27.5	-17.3	-20.5	-20.5	-17.3	27.5
	補剛桁全体 25℃上昇	-19.3	-51.5	-113.8	-113.8	-51.5	-19.3
	合計	8.3	-68.8	-134.3	-134.3	-68.8	8.3
実測値		-3.0	-57.0	-112.5	-116.0	-69.0	-3.5

表-4 道路伸縮装置の遊間量

		(単位: mm)		
伸縮装置		冬期最大値	夏期最小値	設計可能移動量
1A	ℓ_1	480	470	0 ~ 1000
	ℓ_2	710	700	
2P	$\ell_1 (\approx \ell_2)$	690	440	0 ~ 1200
3P	$\ell_1 (\approx \ell_2)$	690	460	
4A	ℓ_1	475	450	0 ~ 1000
	ℓ_2	700	675	

る。2P側の方が3P側より移動量が大きく、この原因として塔の南面の温度が日射により高くなり、温度差によって2P、3Pとも1A側に塔が曲げ変形するためと考えられる。また、伸縮装置と桁端の移動に差が生じている。この原因として温度変化による桁の面内変形が考えられる。

橋体温度が安定している早朝を基準にした日中の伸縮量の分布状況を図-12に示す。日中の移動量は東側が大きくなっている。この原因として、2.2で述べた東西の弦材の温度差による桁の面外変形の影響が考えられる。

上述の傾向を確認するため、各部材に温度差がある場合の移動量を計算し、比較した（表-2）。計算では、各部材ごとに温度が一定であると仮定したため、多少の誤差が生じているが、4A、3Pの ℓ_1 を除き、傾向はよく一致している。また、4Aと3Pの ℓ_1 の合計移動量-46.4mmは実測値の和-45mmにほぼ等しいことから、伸縮装置またはタワーリンクの摩擦等により、因島側側径間の桁の移動が押えられていることも考えられる。

年間移動量についても同様に比較した（表-3）。橋体全体の温度差を冬と夏で一律25℃としたため、1A、4Aの移動量には符号の逆転が見られるが、その差は僅かであり、これを除くとほぼ近い値になっている。

また、伸縮装置の遊間量は表-4に示すように、夏冬とも十分余裕があり、特に支障ないと考えられる。

2.5 主塔倒れ量の測定

図-13に示すように、塔頂と塔基部の塔心のずれをセオドライトで測定して、主塔の倒れ量を求めている。測定は橋体温度が安定した夜間に行い、20℃に対して温度

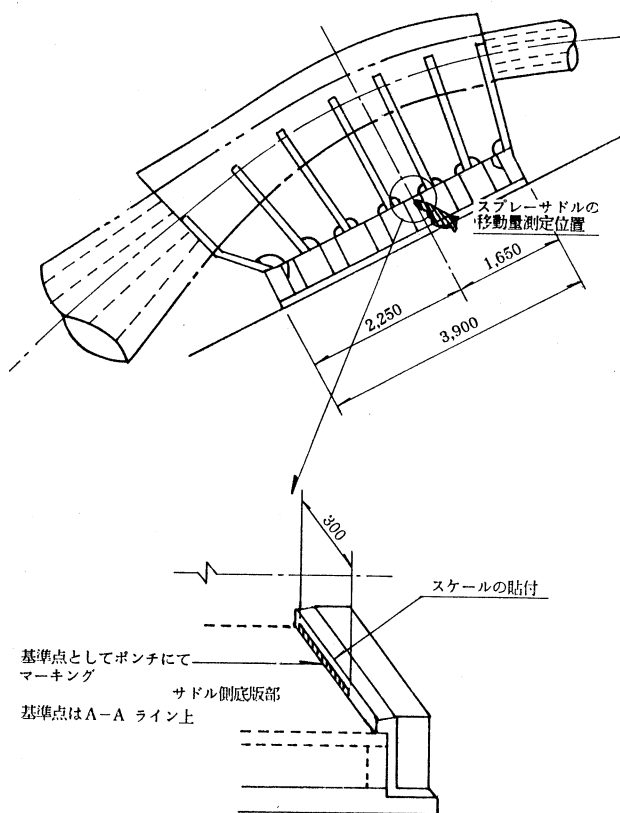


図-14 スプレーサドルの移動量測定位置

補正して基準値と比較する。

今回の測定では、竣工時の塔心マークを再現できなかったのが、今後の追跡調査のための基準点設置になった。

2.6 スプレーサドル移動量の測定

スプレーサドル移動量は図-14の位置にスケールを貼付けて測定した。その結果、アンカレイジ上屋内の夏の気温変化は最大4℃、ストランド表面温度変化は2℃と小さかったため、サドルの移動は確認できなかった。

また、冬～夏の間の移動量の実測値は2.3mmであった。冬～夏のストランド表面温度差25℃に対してサドルの移動量は計算値で5.8mmであり、実測値は4割程度になる。この原因として、サドルのローラー等の摩擦が考えられるが、今後さらに追跡調査していく必要がある。

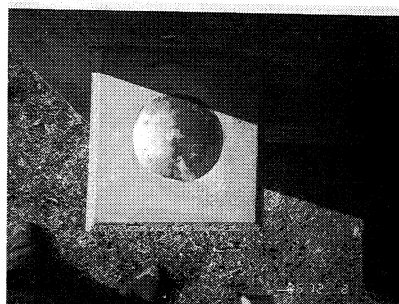


写真-5
アンカレイジ
躯体の基準点

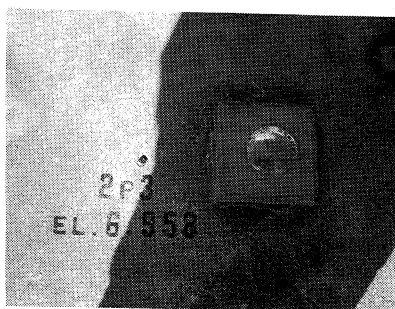


写真-6
橋脚コンクリート
上基準点

2.7 主塔基礎・橋台の移動量測定

昭和61年9月以前の測定においては、その都度、遠くの測量基準点から測量して、構造物周辺に仮ベンチマークを設置したため、測量誤差等により信頼できる値が得られなかった。そこで、直接視準できる恒久的な基準点(写真-5、6)を構造物とその周辺に設置し(図-15)、精度良く容易に測定できるようにした。

2.8 まとめ

供用中の吊橋の形状測定は技術的に確立していなかったこともあり、今回の測定は試行錯誤的な要素もあって、必ずしも満足できる成果をあげることはできなかった。参考のため、今後の反省点を紹介する。

(1) 橋体の温度分布は吊橋形状に大きな影響を及ぼすので注意する必要がある。特に補剛桁縦断線形・ケーブルサグ及び塔の倒れ量の測定は、部材温度が一番安定し、測定作業時間を長く確保できる冬期の夜間を実施することが望ましい。

(2) 供用中の橋梁では、通過交通の影響により、測定

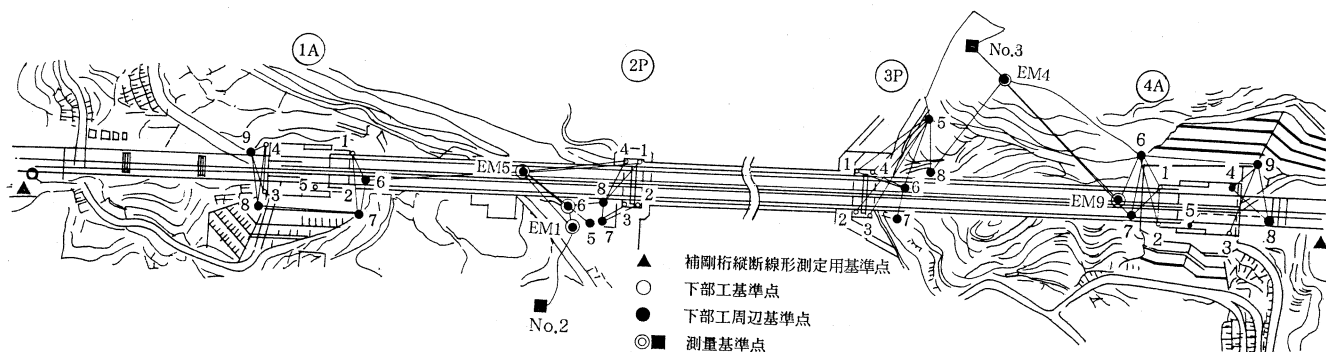


図-15 因島大橋形状測定用基準点

誤差が生じやすいので注意する必要がある。

(3) 測定基準点等は、長期間使用できる恒久的な構造にしておく必要がある。

(4) 測定作業マニュアルを作成して、作業を標準化し、測定精度を確保するとともに、橋体の異状の有無を判断する基準の整備が必要と考えられる。

3. ケーブルバンド軸力調査

3.1 調査概要

因島大橋ケーブルバンドボルトは、建設段階において3次締付まで行い、その直後から2ヵ月間、図-16に示す16バンドを対象に軸力追跡調査を実施している(表-5)。この調査結果をもとにボルト再締付け時期は160年後と推定している。また、ボルト軸力経年変化には不確定要因が考えられるので、供用後適当な時期にボルト軸力の再測定を行い、残留軸力減少傾向をより正確に推定する必要があると提言されている¹⁾。

そこで供用開始2年後の昭和60年12月に、当初調査と同じ16バンドを対象にボルト軸力調査を実施した。その

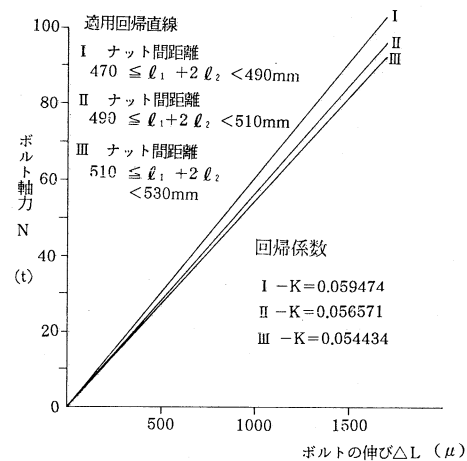


図-17 ボルト軸力と伸びの関係

結果、当初の予想に反して軸力減少が早く、すでにバンドの設計滑り安全率3を下回るバンドが出現した。昭和6年度には、さらに軸力追跡調査を継続するとともに、軸力減少が大きい因島側側径間(3P~4A)の全バンドのボルト再締付作業調査を行った。なお、再締付け実施バンドについても、ボルト軸力追跡調査を行い、今後の維持管理に必要な資料を収集することにした。

3.2 ボルト軸力測定方法

ボルト軸力調査には、ケーブル検査車を移動作業足場として使用する。ボルト軸力測定は精度を確保するため、ボルトおよび同材質の基準棒の長さと同じ温度環境下で測定し(写真-7、8)、ボルトの伸び量 ΔL を次式で求める。

$$\Delta L = (L - S) - (L_0 - S_0) \quad (2)$$

ここで、 L_0 ：無応力時のボルト長(既知量)

S_0 ： L_0 測定時の基準棒の長さ(既知量)

L ：ボルト長の実測値

S ： L 測定時の基準棒の長さ

次にボルト軸力 T は伸び量 ΔL から、 $T = K \cdot \Delta L$ で求める(図-17)。なお、バネ定数 K は建設段階で引張試験を行い、ナット間距離ごとに分類した値を用いることにしている。

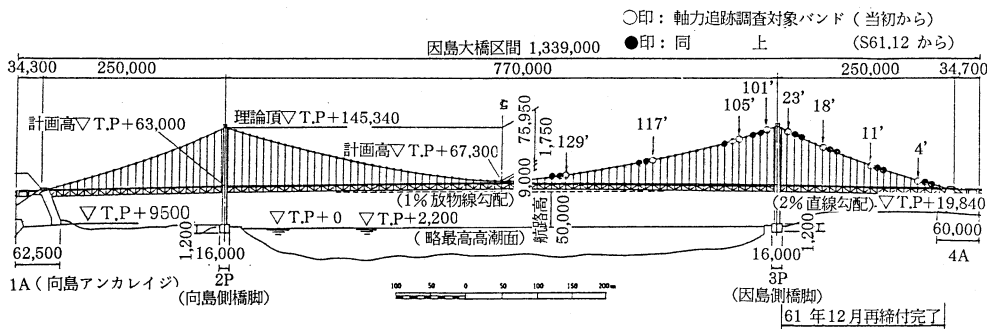


図-16 ケーブルバンドボルト軸力調査範囲

表-5 ケーブルバンドボルト軸力調査および再締付工程

56年度	57年度	58年度	59年度	60年度	61年度
7 10 1 4	7 10 1 4	7 10 1 4	7 10 1 4	7 10 1 4	7 10 1 4
□ スtrand架設 □ バンド架設 □ 1次締付	□ 2次締付 □ 3次締付 □ 軸力追跡調査 16バンド □ 橋剛桁架設 □ 橋面舗装	供用開始 ▽		□ 軸力追跡調査 (供用開始2年後) □ 軸力追跡調査 (供用開始3年後) □ 再締付調査 (3P~4A) □ 再締付ボルト軸力調査 (再締付後3ヶ月)	16バンド

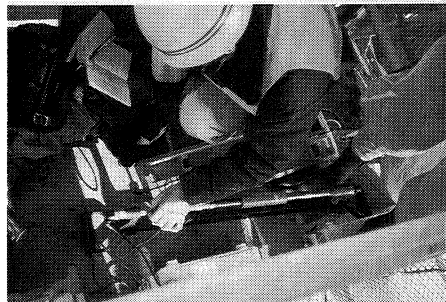


写真-7 基準棒の測長

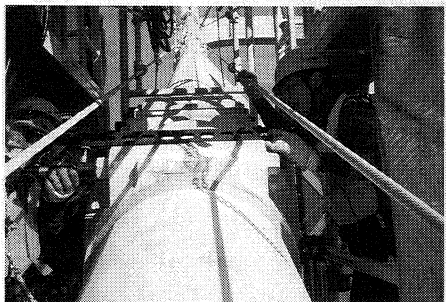


写真-8 ボルトの測長

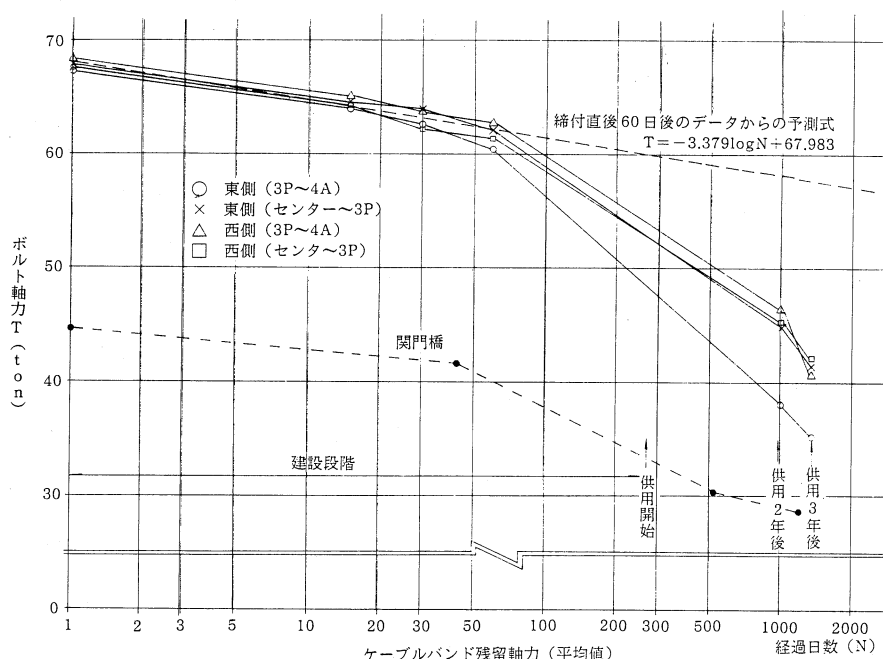


図-18 ケーブルバンドボルト残留軸力

表-6 ケーブルバンドボルト残留軸力

径間	バンドタイプ	ボルト本数	バンド番号	東側ケーブルバンド				西側ケーブルバンド			
				当初締付軸力 (ton)	供用 3 年後			当初締付軸力 (ton)	供用 3 年後		
					残留軸力 (ton)	残留率 (%)	滑り安全率		残留軸力 (ton)	残留率 (%)	滑り安全率
側径間	D	10	1'	66.7	39.5	59.2	3.2	66.4	41.6	62.3	3.4
			2'	65.7	38.4	58.4	3.2	68.6	47.2	68.8	3.9
			3'	65.3	40.8	62.4	3.3	69.9	49.2	70.3	3.4
			4'	66.5	40.6	61.1	3.3	69.6	46.3	66.5	3.8
	C	10	5'	69.9	43.7	62.5	3.0	68.5	47.6	69.4	3.3
			6'	69.9	39.7	56.7	2.7	69.1	44.8	64.8	3.1
			7'	69.2	40.1	57.8	2.7	69.7	43.3	62.0	3.0
			8'	69.6	47.6	68.4	3.3	67.6	45.4	67.2	3.1
			9'	67.5	35.9	53.1	2.5	69.7	42.8	61.5	2.9
			10'	67.5	34.6	51.1	2.4	65.5	40.4	61.8	2.8
			11'	69.0	34.9	50.5	2.4	67.5	43.9	65.1	3.0
	B	12	12'	68.1	37.0	54.3	2.6	67.8	42.5	62.6	3.0
			13'	69.1	38.4	55.7	2.7	68.0	39.2	57.6	2.7
			14'	66.7	34.4	51.5	2.4	67.4	43.5	64.5	3.0
			15'	69.1	36.3	52.4	2.5	69.0	42.9	62.1	3.0
			16'	68.7	34.2	50.6	2.4	70.0	41.1	58.6	2.9
			17'	67.1	32.5	48.3	2.3	69.9	40.4	57.9	2.8
中央径間	A	14	18'	67.2	32.3	48.0	2.3	68.2	43.6	63.9	3.0
			19'	66.0	30.5	46.2	2.3	69.7	39.9	57.3	3.0
			20'	65.1	30.5	46.9	2.3	69.7	39.9	57.2	3.0
			21'	66.5	30.7	46.2	2.3	68.1	37.5	55.1	2.8
	B	12	22'	68.1	31.5	46.2	2.3	69.2	39.4	56.9	2.9
			23'	66.1	33.2	50.2	2.5	68.1	42.2	61.9	3.1
	C	10	101'	67.4	39.3	58.1	2.7	69.5	45.3	65.0	3.2
			102'	66.0	39.1	59.2	2.7	67.3	46.8	69.2	3.3
			103'	66.3	39.7	59.8	2.8	66.0	40.8	61.7	2.9
	E	8	105'	68.2	38.3	56.0	2.6	65.6	38.8	59.1	2.7
			106'	66.2	40.1	60.4	2.7	67.3	45.1	66.9	3.1
			107'	67.5	40.8	60.3	2.8	68.6	42.6	62.0	2.9
3P	G	8	117'	67.2	42.6	63.5	3.5	67.8	43.6	64.3	3.6
			118'	66.9	43.0	64.1	3.6	67.5	43.9	65.0	3.6
			119'	66.6	43.3	65.0	3.6	67.1	43.8	65.2	3.6
			129'	69.5	45.8	65.9	8.6	67.1	44.2	65.9	8.3
			130'	67.9	45.6	67.2	8.6	68.0	45.7	67.2	8.6
			131'	69.3	45.5	65.8	8.6	68.1	47.6	69.9	9.0

注) 側径間は当初締付 1,350 日後、中央径間は 1,420 日後の軸力である。

3.3 初期締付ボルト残留軸力

建設時の 3 次締付けを行ったボルト軸力 (初期締付ボルト軸力) の残留軸力調査結果を図-18、表-6 に示す。供用 2~3 年後の残留ボルト軸力は予測式を大幅に下まわっている。また、この傾向は因島側側径間 (3P~4A) の東

側ケーブルにおいて著しく、大部分のバンドが設計滑り安全率 3.0 を下まわっている。

当初、ボルトの軸力減少は僅かであり、その要因の大部分はケーブル素線の垂鉛メッキ層およびケーブル内部に残存するシーシングテープのクリープ現象であると仮定し、残留軸力 T は次式で与えられると予想した。

$$T = T_0 - C \cdot \log N \quad (3)$$

ここで、 T_0 : 初期軸力、 N :

経過日数、 C : 定数

この式は片対数グラフ上で直線になる。

前述の傾向は関門橋についても確認されており、残留軸力は片対数グラフ上で必ずしも直線的に減少していない。これらのことから、締付直後を除き、(3) 式だけでは長期間の軸力減少を十分説明できないと考えられ、他の要因 (例として、バンド内の素線のずれと再配列、素線の垂鉛メッキ層の塑性変形等) の有無も今後調査していく必要があると考えられる。

因島側側径間の東西ケーブルバンドについて、供用 3 年後の残留軸力を比較した結果を図-19 に示す。この図から、東西のケーブルで約 10% 程度、残留率に差が生じていることが判る。この原因として、ケーブル工事時の施工条件の差が考えられるが、施工記録 (施工法、ケーブル偏平率・空隙率、素線材質等) を調査した限りにおいては、軸力減少に影響する要因を究明できなかった。なお、図-19 から、ケーブル傾斜が大きい箇所 (バンドが長い) の方がボルト軸力の減少が大きい傾向が見られる。

バンド内の残留軸力分布例を図-20 に示す。軸力残留率はバンド端部で大きく、内側になるほど小さくなる傾向がある。この理由として、バンド内側部ではハンガーロープからバンドを締付ける圧縮力が作用するため、ボルト軸力が抜ける傾向にあるのに対し、バンド端部ではラッピングしている一般部のケーブル径がバンド部のケーブル径より大きく、ボルト張力

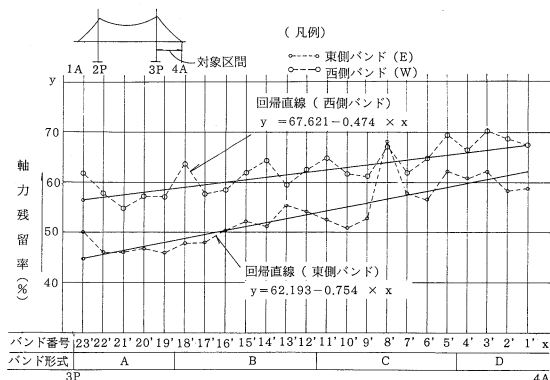


図-19 供用3年後の残留軸力(3P~4A)

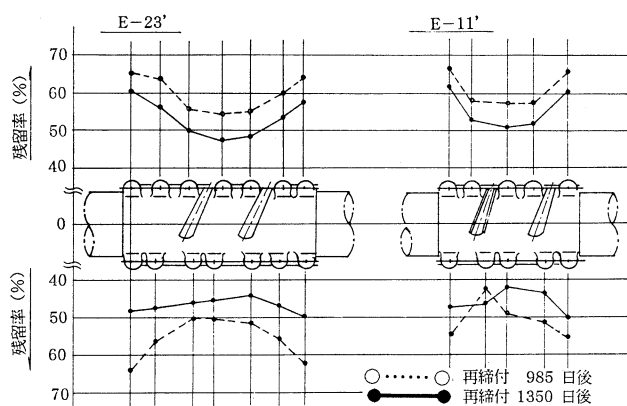


図-20 残留ボルト軸力分布

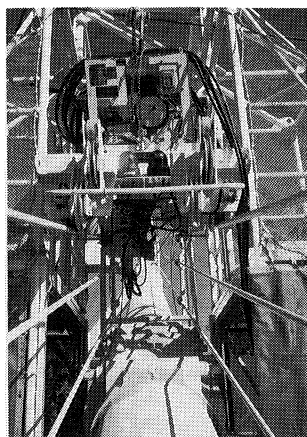


写真-9
ケーブル検査車に
設置した油圧ユニット

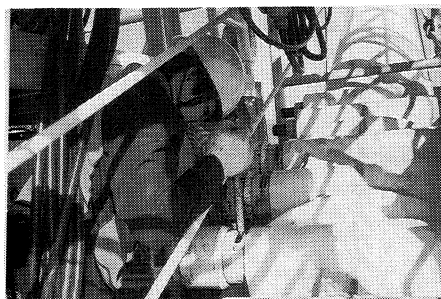


写真-10
ボルト再締付
作業

が抜けにくくなっていることが考えられる。また、締付985日後と1,350日後の残留軸力分布は多少の乱れがあるものの、ほぼ相似形で軸力が減少する傾向が見られる。

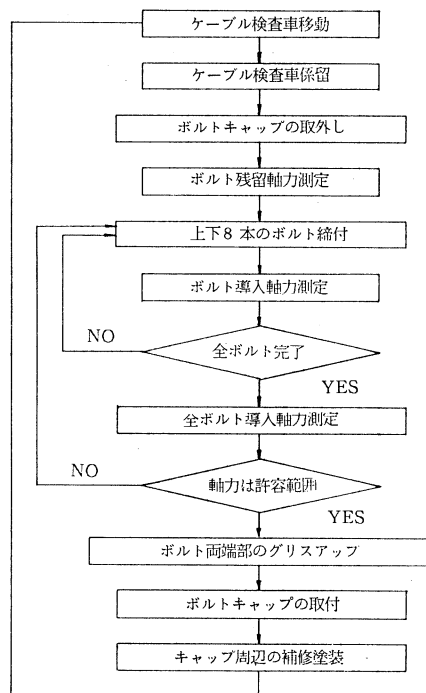


図-21 ケーブルバンドボルト再締付作業手順

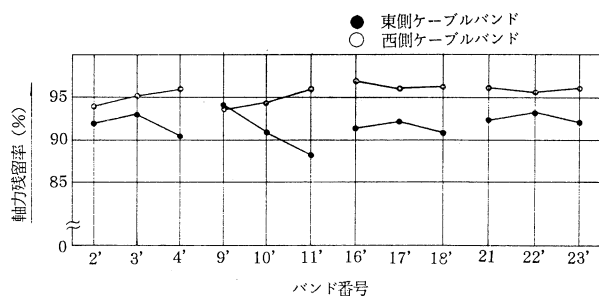


図-22 再締付90日後の残留ボルト軸力

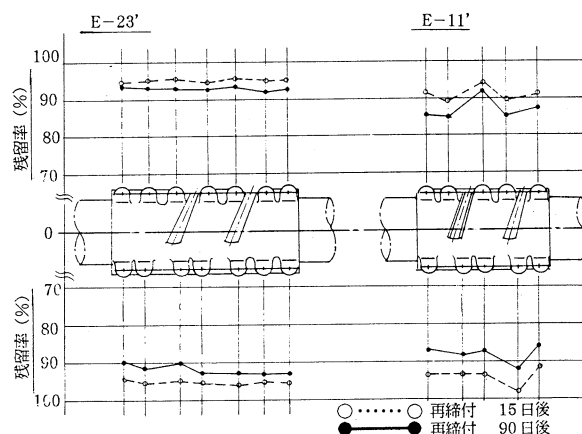


図-23 再締付ボルトの残留軸力分布

3.4 ケーブルバンドボルト再締付作業性調査

ボルト再締付は図-16に示す因島側側径間の全バンドを対象に、再締付作業性および再締付ボルトの軸力経

年変化を調査する目的で実施した。

再締付は油圧ユニットをケーブル検査車に搭載し（写真-9）、ボルトテンショナーを用いて行った（写真-10）。再締付作業手順は図-21のとおりで、一度に最大8本のボルトを締付けている。作業にあたっては、工具等の落下防止のため、検査車にネットを張るとともに、全工具にひもを付ける等、十分な安全対策を施した。なお、今回の調査では、警察の了解を得て、検査車の設置・撤去時以外は車線規制を行わずに調査した。

作業には検査車運転およびボルト締付けに特に熟練した作業員が従事したので、準備及び跡片付けを除くと、平均4バンド/日程度再締付けすることができた。再締付目標軸力は建設時と同じ68.8t/本に対し、実績は平均70.5t/本で良好な精度を確保できた。

3.5 再締付ボルト残留軸力調査

昭和61年度の残留軸力調査は再締付15日および90日後について実施した。90日後の軸力残留率は初期締付ボルト残留軸力と同様、西側ケーブルの方が大きくなっている（図-22）。また、バンド内の残留軸力分布は再締付90日後まではほぼ一様で、特に注目する現象は認められなかった（図-23）。

3.6 まとめ

ケーブルバンドボルトの軸力減少は予想以上に早いため、今後さらに軸力追跡調査を実施し、多くのデータを収集することによって、軸力減少傾向およびその要因を的確に把握していく必要がある。これによって、今後の

再締付作業を計画的に実施できると考えられる。

また、今後供用する吊橋においては、供用直後からボルト軸力追跡調査を実施し、因島大橋で確認できなかった供用初期の減少傾向についても調査する必要があると考えられる。なお、ボルト軸力のばらつきが比較的大きいので、同じタイプのバンドに対して、3個以上調査する必要があると考えられる。

4. あとがき

本報告では橋体点検のうち、橋体形状測定とケーブルバンドボルト軸力調査について、供用後3年間の成果と今後の反省点を紹介した。現在までのところ、必ずしも十分な成果になっていないが、本報告が多少なりとも他橋の建設・維持管理に参考になれば幸いである。

最後に本業務に携わった（株）本州四国連絡橋エンジニアリングの関係者およびご指導いただいた方々に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 本州四国連絡橋 因島大橋工事誌 本州四国連絡橋公団 1985.4
- 2) 因島大橋橋体点検要領（案）本州四国連絡橋公団 昭和59年3月
- 3) 関門橋ケーブルバンド締付工事工事報告書 日本道路公団 下関管理事務所 昭和52年3月
- 4) 高橋、平野、末広：点検補修作業車を利用した因島大橋のメンテナンス 本四技報 Vol.11 No.41 '87.1

生口橋の計画と下部工設計

Planning and Design of Substructure of Ikuchi Bridge

監査室 監査役
(前) 第三建設局 設計課長
建設省中国地方建設局
(前) 第三建設局 向島工事事務所
向島工事事務所 第三工事長代理

富岡 紘
Hiroshi Tomioka
天野 弘也
Hiroya Aamano
仁木 清貴
Kiyotaka Niki

1. まえがき

生口橋は、尾道～今治ルートのうち因島・田熊町と生口島・洲江町を結ぶ全長790mの3径間連続複合箱桁斜張橋である。昭和61年5月17日に起工式を挙行し、同年12月には下部工工事を発注した。予定工期は約5年、昭和66年度完成を目標にしている。橋梁位置図を図-1、全体一般図を図-2に示す。

本橋は、斜張橋としては世界最大級であり、中央径間を鋼箱桁、側径間をPC桁とする複合構造としているほか、長大斜張橋の基礎形式としては比較的例が少ない場所打ちくい基礎を採用するなどの特徴を有している。

本橋が完成すれば、向島・因島・生口島が道路で本州と一体に結ばれることになり、その地域開発効果は大いに期待されている。

生口橋の主要諸元を表-1に示す。

図-1 橋梁位置図

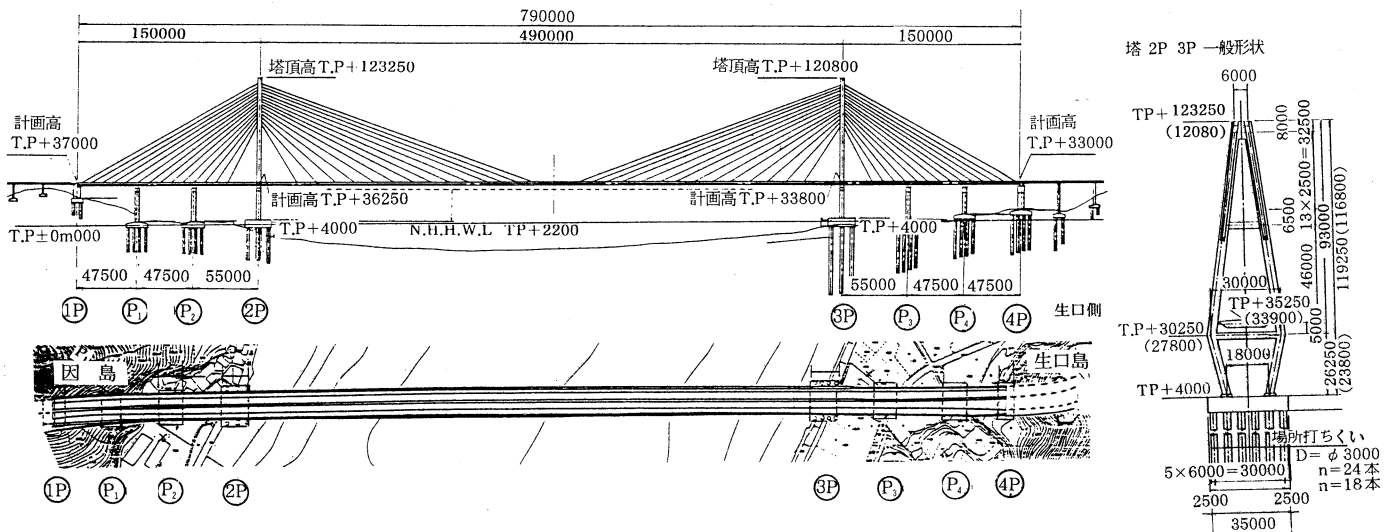
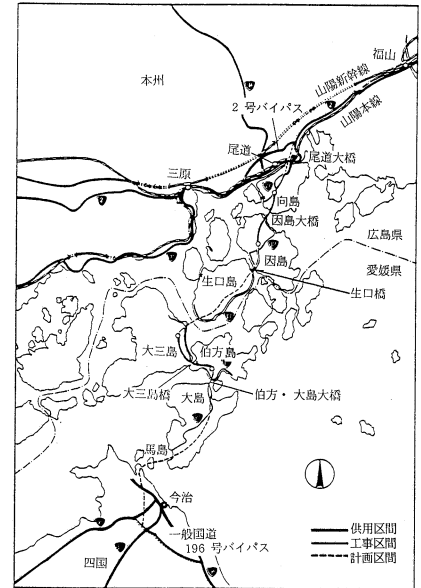


図-2 生口橋一般図

表 - 1 主要諸元

路線名	一般国道317号線
道路構造規格	第1種第3級
設計速度	80km/h
規格	一等橋
車線数	4車線（暫定時2車線供用）
橋 長（支間割）	790m（150m+490m+150m）
形 式	3径間連続複合箱桁斜張橋
幅員構成	車道部20m 自歩道部2.5m×2（図-2のとおり）
平面線形	渡海角度70度 円（R=700m）-クロソイド（A=250m）-直線 -クロソイド（A=250m）-円（R=700m）
縦断勾配	0.5%直線勾配
横断勾配	直線部 2% 曲線部 4% 片勾配

2. 生口橋の概要

2.1 検討経緯

生口橋は、昭和48年10月の工事実施計画において、8径間連続PC有鉸ラーメン橋として認可されていたが、その後の海峡部の地質調査の結果、当初想定していた支持岩盤の位置がかなり深いため、海中基礎工事が増加することが判明した（図-3参照）。以後、橋梁計画全体についての見直しが行われてきた。

最終的に比較検討の対象とされたのは、吊橋案（単径間吊橋）および斜張橋案（3径間連続斜張橋）である。

架橋地点は、海峡をはさんで山が海側に迫っていて、かつ地質が悪く表層部がかなり風化しているため、両案を比較した場合、吊橋案のアンカレイジの掘削量が非常に大きくなり、工事費および周辺地域に与える影響を考慮すると、斜張橋案がやや有利となった（表-2参照）。

その結果、橋梁形式を3径間連続斜張橋に決定した。

2.2 設計概要

2.2.1 設計基本条件

生口橋において適用された設計条件、設計基準を表-3に示す。

2.2.2 設計上の特徴

生口橋の設計上の主な特徴としては、前述のように主桁を鋼とコンクリートによる複合構造としたこと、桁の橋軸方向支持条件をゴム支承による弾性支持としたことおよび下部工基礎をくい基礎とし、クリープ等による長期沈下の考慮、耐震設計における動的解析において支持地盤上への入力加速度の大きさについて検討を加えたことなどがあげられる。その概要は次のとおりである。

a) 主桁複合構造

生口橋は、地形および道路線形上側径間長が十分にとれないため、主桁をすべて鋼製とすると側径間側に負反力が発生するので、中央径間を鋼2箱桁、側径間をPC1箱桁多室形式の複合構造を採用して負反力を押えている。これにより、橋梁全体の剛性が高くなるうえ、工事費の面でも有利となる。中央径間と側径間の接合部は、軸力・せん断力とも最大となるので、応力の流れが円滑になるよう配慮した図-4に示す鋼箱にコンクリートを詰めたセル構造としている。

b) 橋軸方向支持条件

橋軸方向水平力を端・中間橋脚により弾性支持し、支承にはゴム支承（せん断式）を採用している。これは比較的良好な地盤を有する端・中間橋脚へ橋軸方向水平力を分散させると共に、安価なゴム支承を使用することにより工事費の低減を図るためである。

c) くい基礎の節計

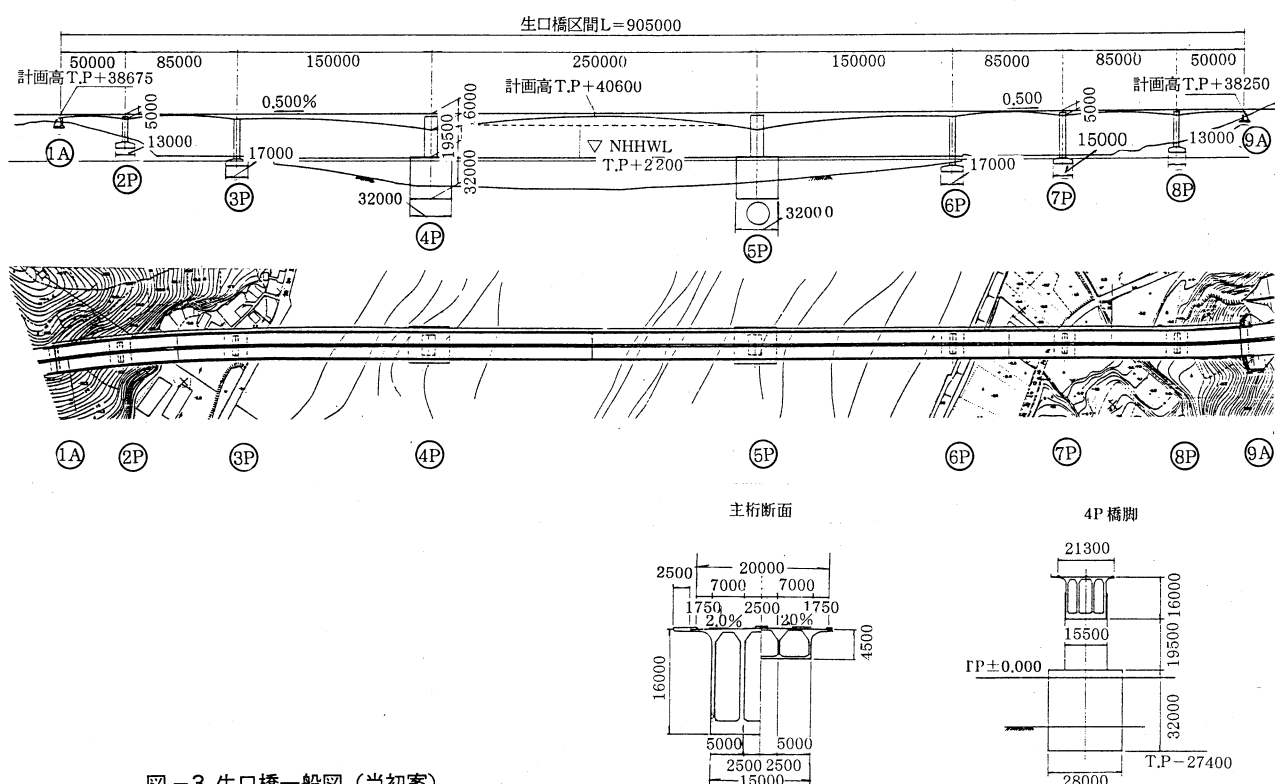
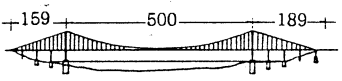
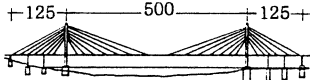


図-3 生口橋一般図（当初案）

表-2 生口橋比較案のまとめ

名称(架設工法)	工費率	構造・施工・社会条件
単 径 間 吊 橋  塔 : 小ブロック工法 ケーブル : PWS工法 桁 : 桁上輸送(又は直下吊り)	110	(構造) 平面線形、地形、地質の制約が大きく下部工位置の選択余地は少ない。 (施工) 生口島側アンカレッジ位置の地質が悪く掘削量が多いので、周辺への影響が懸念される。 (社会条件) 航路幅が確保されるので、航行船舶への影響が少ない。
鋼 斜 張 橋  塔 : 小ブロック工法(タワークレーン) ケーブル : 塔頂クレーンによる引込み 桁 : カンチレバー工法(又は直下吊り)	100	(構造) 塔・桁の座屈、耐風安定性、耐震性等の課題については解決できる見通しが得られている。 (施工) 海中橋脚もなく、他案に比して工事量も少ない。 (社会条件) 単径間吊橋と同じ。

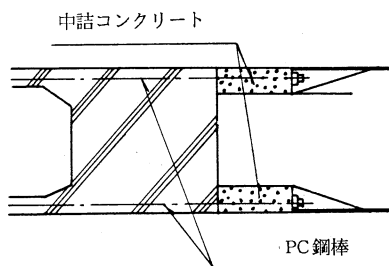
(注) 工費率とは、本橋を含む2.2kmの区間において鋼斜張橋を100とした場合の各橋梁計画の工費を示す。

表-3 (a) 設計基本条件

上部工	主桁形式	鋼箱桁(中央径間)+PC箱桁(側径間)
	塔形式	下部絞りA型鋼製塔
	ケーブル形状	ファンタイプマルチケーブル2面吊り
	支持条件	端・中間橋脚バネ固定
下部工	塔基礎	2P: クイ基礎(φ3m)、3P: クイ基礎(φ3m)
	中間橋脚	コンクリート中空壁式橋脚
	端橋脚	コンクリート中空壁式橋脚
	締切工	2P: 埋立構造、3P: 埋立構造

b) 設計基準等

上部構造設計基準・同解説	本州四国連絡橋公団
下部構造設計基準・同解説	"
道路橋示方書Ⅰ～Ⅴ・同解説	日本道路協会
鋼道路橋設計便覧	"
道路橋伸縮装置便覧	"
道路橋支承便覧	"



・鋼桁部の力をコンクリート横桁に伝達するため、フランジおよびウェブに中詰コンクリート部を設ける。

図-4 接合部構造案概念図(部分接合コンクリート案)

くい基礎の設計にあたっては、本四・下部工設計基準における規定がないため、別途道路橋示方書(以下「道示」という)および本四・多柱基礎の安定計算方法等を参考にした。

すなわち、くいの支持力に関しては道示に準拠したが、極限支持力の算定にあたっては載荷試験結果等を考慮した。また、クリープによる長期沈下についても検討を行い、特に主塔基礎沈下による影響を上部工の設計に反映

させている。

耐震設計においては、支持地盤での入力加速度の大きさについて検討を加えて、加速度応答スペクトルを作成し、動的解析を行った。

3. 下部工設計

3.1 地質概要

生口橋架橋地点の地形は、因島側が中間橋脚付近に小規模な海岸線を持つが、端橋脚の1P付近は30m程度の斜面を形成する。生口島側は、海岸低地と標高10m程度の丘陵地を主体とする。地質は花崗岩および古生層を基盤岩とし崖堆積物や沖積層などが表面を覆っている。花崗岩類は、因島側が斑状花崗岩で生口島側は粗粒黒雲母花崗岩で、古生層(ホルンフェルス)は生口島に分布する。基盤岩は因島、生口島ともに風化しているが、生口島側が特に著しく、主塔基礎付近では標高-80m付近までD級岩盤となっている。地質横断面図を図-5に示す。

3.2 設計条件

設計に用いた土質定数を表-4¹⁾に、上部工反力のうち主要なものを表-5に示す。

3.3 基礎形式の検討

基礎形式は、上部構造からの条件、地質条件、施工条件等から対象となる基礎形式を2～3種類に絞って概略設計を行い、比較検討して決定された。その結果、本橋の基礎形式はすべてくい基礎となった。一例として表-6に3P主塔基礎についての検討結果を示す。

表-4 設計地盤定数

地盤区分	地盤定数	単位体積重量	粘着力	内部摩擦角	変形係数	クリープ係数	粘性係数
		$\gamma(t/m^3)$	$C(t/m^2)$	$\phi(^{\circ})$	$E_{sp}(kgf/cm^2)$	G^*/G_s	$\eta(kg/mm \cdot cal)$
盛土		1.7	0	0	0	—	—
A ₁		1.7	0	0	21 *1	—	—
D ₁		1.7	0	0	49 *1	—	—
D _L		1.7	1.7	30	75	1.0	9.2×10^4
D _M		1.8	4.9	35	300	0.83	8.7×10^4
D _H		2.05	11.5	37.5	800	0.83	2.6×10^{10}
C _L		2.2	17.5	40	1500	0.5	1.5×10^{12}
C _M		2.35	30	40	3000	0.5	1.5×10^{13}
C _H		2.45	50	45	6000	0.5	4.9×10^{13}

*1 N値よりの換算値(本州四国連絡橋の耐震・地盤に関する調査研究報告書[昭和56年3月 土木学会]より)

表-5 下部工設計用上部工反力

			1 P										P 2						3 P																	
			東高架橋			生 口 橋													1 塔 当 り				1 脚 柱 当 り													
			鉛直力		水平力		鉛直 力		橋軸方向		直角方向			鉛直 力		橋軸方向		直角方向		鉛直力	橋 軸		直 角		左 側						右 側					
			V	H _L	H _T	V _{max}	V _{min}	H _L	M _L	H _T	M _T	V _{max}	V _{mix}	H _L	M _L	H _T	M _T	H _L	M _L		H _T	M _T	V	H _T	M _T	H _L	M _L	V	H _T	M _T	H _L	M _L				
完成時	風時	常時 D + L + T	659	86	—	1220	574	222	511	4	896	2359	407	199	458	6	1388	17070	274	13637	30	2986	8672	1610	5638	137	6819	8402	1640	4578	137	6819				
		地震時 D ₂ + W _L + T 橋軸	575	86	—	1001	874	246	566	4	46	2052	1146	255	518	6	452	13961	420	15096	26	420	7010	1288	4599	210	7548	6954	1314	4179	210	7548				
	地震時	地震時 D ₂ + W _L + T 直	575	86	6	984	891	179	412	100	276	1976	1222	158	363	29	505	13821	165	9060	1000	48518	8076	785	18408	83	4530	5748	1785	9662	83	4530				
		地震時 D ₂ + L _{EQ} + E _{QL} + T 橋軸	575	86	—	1042	762	889	2045	4	46	2320	693	553	1272	6	452	15403	357	19874	26	420	7732	1405	4886	179	9937	7676	1431	4466	179	9937				
		地震時 D ₂ + L _{EQ} + E _{QL} + T 直	575	86	132	984	820	191	439	1194	3690	1976	1037	169	389	211	1157	15108	176	10176	1081	45875	8742	718	17507	88	5088	6370	2118	8155	88	5088				

単位：水平力HL、HT、鉛直力Vはtf、モーメントML、MTはtfm

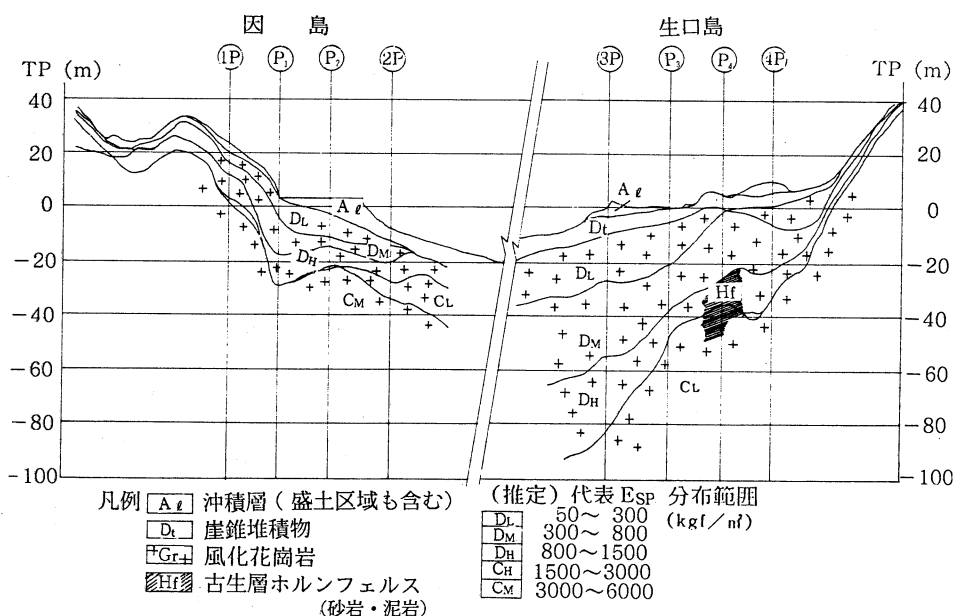


図-5 地質縦断面図

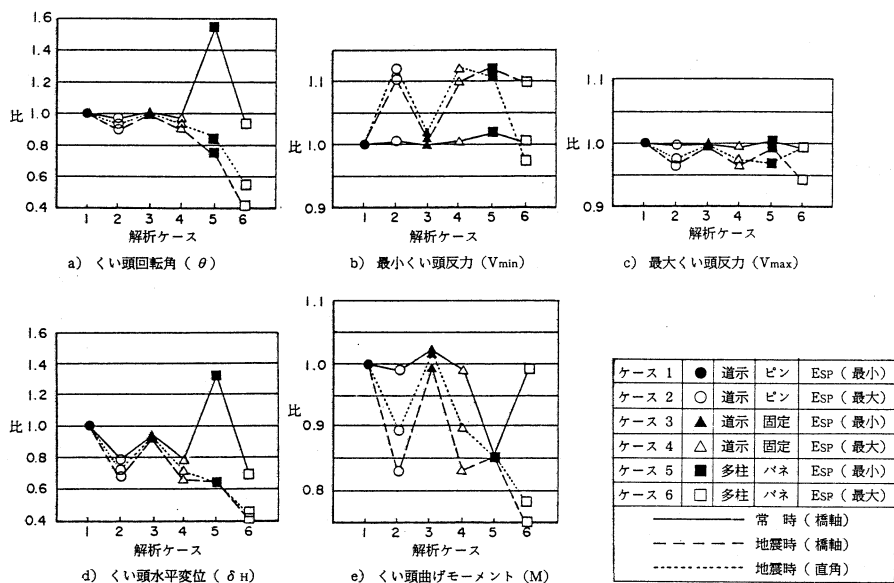


図-6 解析ケース比較図 (2P)

3.4 解析手法

くいについての解析手法、設計地盤反力係数のとりかたについて比較を行った。解析手法としては、道示による変位法、本四・多柱基礎の安定計算による方法を用いた。水平方向バネ係数のとりかたは道示、多柱基礎による方法を用いた。また変形係数も最大値、最小値を用いて比較した。2Pについての解析ケースを表-7に、解析結果を図-6に示す²⁾。常時のくい頭回転角、くい頭変位は基準としたケース1より大きい、地震時に比べ絶対値が小さく決定ケースとならないこと、ほかは10%程度の差であり、ケース1が安全側になることから、ケース1を基本として設計を行った。なお主塔基礎については、前述の方法のほか立体ラーメン解析およびFEM解析も行い、くい、フーチングを一体として評価し、配筋に考慮した。

3.5 くい基礎の設計

3.5.1 鉛直支持力

許容鉛直支持力の算出方法は道示によることとした。くい先端の極限支持力は、地盤が強風化花崗岩であり、道示のくい基礎編をそのまま適用するのは不相当である。くい基礎の場合、現位置においての載荷試験を実施し、極限支持力、許容支持力を決定するのが最良であるが、時間的制約があり、種々の支持力公式、現地試験結果

表-6 3P基礎形式の比較表

ケース	1	2	3	備 考
基礎形式	ケーソン基礎 (ニューマチックケーソン) (L) (B) (H) 34m×36m×39m	くい基礎 (リバースくい) (L) (B) フーチング: 23m×35m く い: $\phi 3\text{m}-3\times 6=18\text{本}$	くい基礎 (リバースくい) (L) (B) フーチング: 27.5m×35m く い: $\phi 3\text{m}-4\times 6=24\text{本}$	L: 橋軸方向長さ B: 橋軸直角方向長さ H: 高さ
側面図				
支持層	D _M (TP-34.0m)	D _H (TP-60.5m)	D _H (TP-60.5m)	() 内は深さ
地震時基礎回転角 (rad)	L, L: 6.6×10^{-4} T, T: 7.2×10^{-4}	7.1×10^{-4} 5.7×10^{-4}	4.8×10^{-4} 4.6×10^{-4}	L, L: 橋軸方向 T, T: 橋軸直角方向 許容回転角 $\times 10\times 10^{-4}\text{ rad}$
施工性	掘削深度が限界に近く、くい基礎に比べて施工性に劣る。	掘削深度は大きいがい、実績も多い。	ケース2に同じ。	
経済性	くい基礎に比べて工費がかなり高い。	3ケースのうちで工費が最も少なく経済的である。	ケース2に比べてやや工費が高くなる。	
評 価	△	○	△	

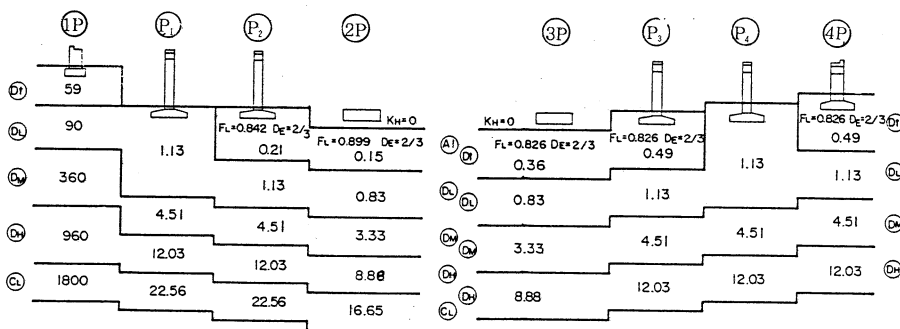
* 基準回転角に対して上部工の影響を別途考慮して採用した値。

表-7 解析ケース

ケース	設 計 法	支 持 条 件	地盤の変形係数
1	道 示	ビ ン	最 小
2	道 示	ビ ン	最 大
3	道 示	固 定	最 小
4	道 示	固 定	最 大
5	多 柱	バ ネ	最 小
6	多 柱	バ ネ	最 大

表-8 平板載荷試験による極限支持力度

地 層 区 分	極限支持力度 (tf/m ²)
D _L	60
D _M	330
D _H	1100
C _L	2300
C _M	5100
C _H	12500



横方向地盤反力係数の単位は kg/m²
(注) 1Pのみ深さくい

図-7 橋脚別横方向地盤反力係数

を検討し、他橋梁の例も参考にして次の3つの方法の最低値を極限支持力度とした。

a) 現位置平板載荷試験結果

平板載荷試験から得られる極限支持力度およびクリープ破壊強度から得られる極限支持力度の1/2で、層別の値は表-8のとおりである。

b) Eルートの強風化花崗岩を前提として提案され、土被りによる拘束圧とクリープによる変形を考慮した実験式³⁾である。

c) 旧指針⁴⁾

$$q_d = 15N \quad (N: N \text{ 値})$$

3.5.2 水平支持力

許容水平支持力の算出方法は道示によることとした。また許容水平変位量は常時15mm、地震時25mmを目安とした。横方向地盤反力係数は道示により算出し、ボーリングデータより流動化の判定を行い低減

をした。橋脚ごとの横方向地盤反力係数(群くい効果による低減を行った値)を図-7に示す。

3.5.3 長期沈下

支持地盤が強風化花崗岩であること、世界最大級の斜張橋の基礎であること、くい基礎であることからクリープによる長期沈下を検討し上部工に反映した。クリープの計算方法として土木学会⁵⁾では3つの方法を取り上げている。

a) クリープひずみを積分する方法

b) 弾性変位から算出する方法

c) 粘弾性FEM解析

ここでは、地盤が悪く沈下量が多いと予想される3P、P₃について、方法a)より100年後のクリープ量を予測した。その結果を図-8に示す。D_H層までくいを入れた場合(ケース3)約6.5cmの沈下が予想される。下部工完成時から約4cm強の沈下量である。これよりくいはD_H層まで根入れし、安全を見込んで主塔基礎は5cmの沈下が生じるものと考え、上部工の設計に見込むものとする。中間橋脚のP₃については、同様に1.5cm程度の沈下が予想されるが、側径間がPCコンクリートの張出し施工であり、沈下に対してある程度調整が可能であること。斜張橋であるため上部工完成時は斜張ケーブルにより吊上げられ、常時橋脚にかかる死荷重が減少すること。中間橋脚および端橋脚はゴム支承を採用し取替えを考えており、対応が可能なことから支点沈下としては見込まないものとする。

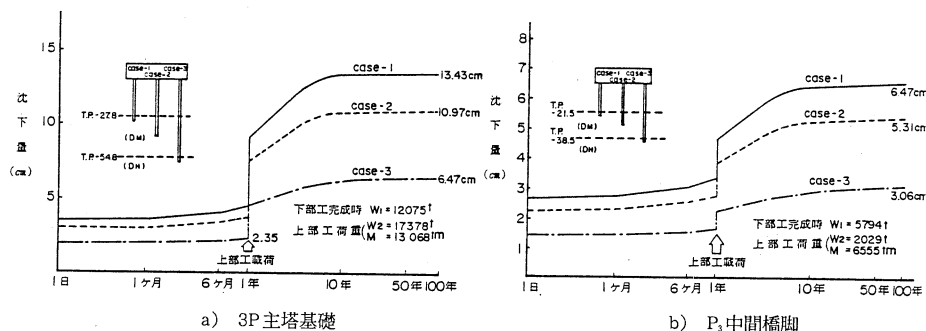


図-8 クリープによる沈下量の予測

表-9 道示による固有周期と設計震度

橋 脚	3 P				P ₃			
	橋 軸		橋 軸 直 角		橋 軸		橋 軸 直 角	
固有周期 (秒)	0.46		0.50		0.60		0.49	
地盤種別※	3種	4種	3種	4種	3種	4種	3種	4種
設計震度 k _H	0.206	0.224	0.206	0.224	0.206	0.224	0.206	0.224

※地盤種別は地盤の固有周期から2種4種と判断した場合

表-10 S波速度

(単位: km/s)		
地 層 区 分	範 囲	中 央 値
D L	0.2 ~ 0.8	0.5
D M	0.3 ~ 1.1	0.7
D H	0.4 ~ 1.4	0.9
C L	0.7 ~ 1.7	1.2
C M	1.0 ~ 2.1	1.55
C H	1.5 ~ 2.3	1.9

表-11 地盤の固有周期

(単位: 秒)

基 礎	方 法 S波速度 Vs	2 P			3 P		
		SHAKE (Ts)		※1 道 示 (TG)	SHAKE (Ts)		※1 道 示 (TG)
		開 北	エルセントロ		開 北	エルセントロ	
		中間値	中間値	中間値	中間値	中間値	中間値
C L	中間値	0.23	0.24	0.28			
	下限値	0.52	0.65	0.49	1.15	1.35	1.16
D H	中間値				0.40	0.45	0.46
	下限値				1.00	1.16	0.88

※1 S波速度はSHAKE入力時と同じもの

3.5.4 支持層の決定

鉛直支持力、長期沈下を考慮し、因島側でC_L層以深、生口島側でD_H層以深とした。

3.6 耐震設計

3.6.1 設計方針

耐震設計は本四・耐震設計基準⁶⁾(以下「基準」という)に準拠し、修正震度法により設計を行い、代表的な橋脚につき動的解析により照査を行った。

3.6.2 静的解析

断面の決定、応力度の照査は修正修正震度法による。基準では、設計震度を求めるために補正係数を用いるが、この値が不明確である。不明確な点は以下のとおりである。

a) 基準に記載されている補正係数 μ の表は、3径間吊橋に対する補正係数であり、生口橋のような斜張橋を対象にしたものではない⁷⁾。

b) 同表の下部工の補正係数はケーソン基礎しか考慮されておらず、生口橋のようなくい基礎にそのまま適用することは不適当と思われる。

このため、道示・耐震設計編にもとづき、修正震度を算出し、固有周期、地盤種別等を参考に修正震度を決定した。道示により求めた3P、P₃の固有周期と設計水平震度を表-9に示す。またS波速度、N値により地盤の固有周期を求め、地盤種別判定の一助とした。岩区分別のS波速度はバラツキが大きいため、中間値と下限値を用いて固有周期を算出した。表-10にS波速度を、表-11に地盤の固有周期を示す。これらをもとに設計震度は、0.23とした。

3.6.3 動的解析

動的解析法は中間橋脚についてはスペクトル応答解析を、主塔基礎については地盤を考慮した直接応答解析を用いることにする。この場合、次のような問題点がある。

a) 基準は直接基礎を対象としており、本橋のように支持層までの風化層が厚い基礎の場合、最大加速度180galの入力位置をどの位置にとるか。(基準では新第三紀より古い層を対象にしている)

b) フーチング下面で所定の応答加速度スペクトルを与えてよいか、あるいは支持層と考えられる位置での入力加速度を何galにするか。

Dルート、Eルートの他の橋梁はC級岩盤を支持層と考えており、本橋でもC_L層を支持層と考えることにする。しかし本橋のC_L層は最大TP-80mと深く、この位置で入力加速度180galを与えるのは過大すぎると考えられるため、図-9に示す手順で基盤における入力加速度を決定し(C_L層上面で110gal)、フーチング下面での応答加速度スペクトルを作成した。地盤応答解析、加速度応答スペクトルの作成に用いた地震波形は開北橋、TAFTである。生口島の中間橋脚の加速度応答スペクトルと、設計加速度応答スペクトルを図-10に示す。主塔基礎の直接応答解析には明石海峡大橋動的解析用模擬地震波を最大110galに振幅調整して入力した。

表-12 断面力と変位

荷 重 状 態			P ₂									3P					
			橋 軸 方 向						直 角 方 向			橋 軸 方 向				直 角 方 向	
			常 時	風 時	地 震 時		架 設 地震時	風 時	地 震 時		常 時	風 時	地 震 時		風 時	地 震 時	
					+K _v	-K _v			+K _v	-K _v			+K _v	-K _v		+K _v	-K _v
くい群 作用力	鉛直	tf	8761	8454	9458	4921	9489	8378	9114	5265	27570	24461	27110	21884	24321	26816	21589
	水平	tf	199	311	2025	2025	1045	74	1684	1684	274	420	2772	2772	1000	3496	3496
	モーメント	tfm	7343	10150	35321	35321	20696	2391	23373	23373	15281	17616	29261	29261	54518	59606	59606
フーチング 原点変位量	水平	cm	0.17	0.25	1.28	1.28	0.69	0.07	1.00	1.00	0.22	0.29	1.28	1.28	0.51	1.39	1.39
	鉛直	cm	0.73	0.70	0.79	0.41	0.79	0.70	0.76	0.44	1.24	1.10	1.22	0.98	1.10	1.21	0.97
	回転	$\times 10^{-4}$ rad	1.99	2.79	10.75	10.75	6.14	0.79	7.64	7.58	2.07	2.07	5.12	5.14	2.51	3.49	3.49
鉛直反力	最大	tf/本	696	705	1225	937	945	650	1085	845	1700	1560	1991	1700	1827	2149	1857
	最小	tf/本	402	356	-25	-313	243	397	48	-193	1353	1149	1015	728	874	832	545
水 平 反 力		tf/本	16	25	155	155	80	6	128	128	18	27	174	174	63	217	217
くい頭地中	杭 頭	tfm	-14	-30	-375	-375	-179	-4	-343	-345	21	-36	-866	-865	-264	-1310	-1309
モーメント	地 中	tfm	47	74	474	474	245	18	393	393	100	149	953	953	346	1191	1191

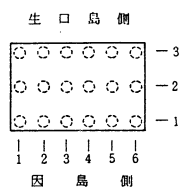
表-13 動的解析結果

橋脚天端から の距離 (m)	本四スペクトル (tfm)	応答解析のスペクトル (tfm)	明石海峡大橋スペクトル(tfm) 設計バネ値	地震時バネ値	設計値 (tfm)	降伏値 (tfm)	終局値 (tfm)
5.6	1.056	2.264	2.032	1.423	5.281	18,500	21,400
8.1	1.826	3.916	3.482	2.428	7,639	18,600	21,300
10.6	2.920	6.272	5.457	3.760	9,996	18,700	21,200
13.1	4.014	8.627	7.431	5.092	12,354	18,800	21,200
15.6	5.269	11.333	9.617	6.541	14,711	24,500	27,100
18.1	6.614	14.236	11.922	8.055	17,069	24,600	27,000
20.6	8.001	17.232	14.265	9.588	19,426	30,800	33,500
23.1	9.521	20.524	16.725	11.182	21,784	30,900	33,500
25.6	11.041	23.815	19.186	12.776	24,142	31,100	33,400
28.1	12.631	27.263	21.650	14.378	26,499	31,200	33,400
30.6	14.284	30.857	24.116	15.989	28,857	31,300	33,400

a) P₂ 橋脚柱の曲げモーメント

方 向	抗 列 No.	曲げモーメント (tfm/本)		剪 断 力 (tf/本)	
		動的解析	設計値	動的解析	設計値
橋軸直角方向	1	871	1309.7	103	217.3
	2	894		87	
	3	852		79	
	4	860		85	
	5	960		105	
	6	931		147	
橋軸方向	1	991	1309.7 (953.2)	96	217.3 (173.9)
	2	1078		117	
	3	1060		109	

※ 設計値は橋軸直角方向の値 ()内は橋軸方向の値



b) 3P基礎くい頭モーメントと剪断力

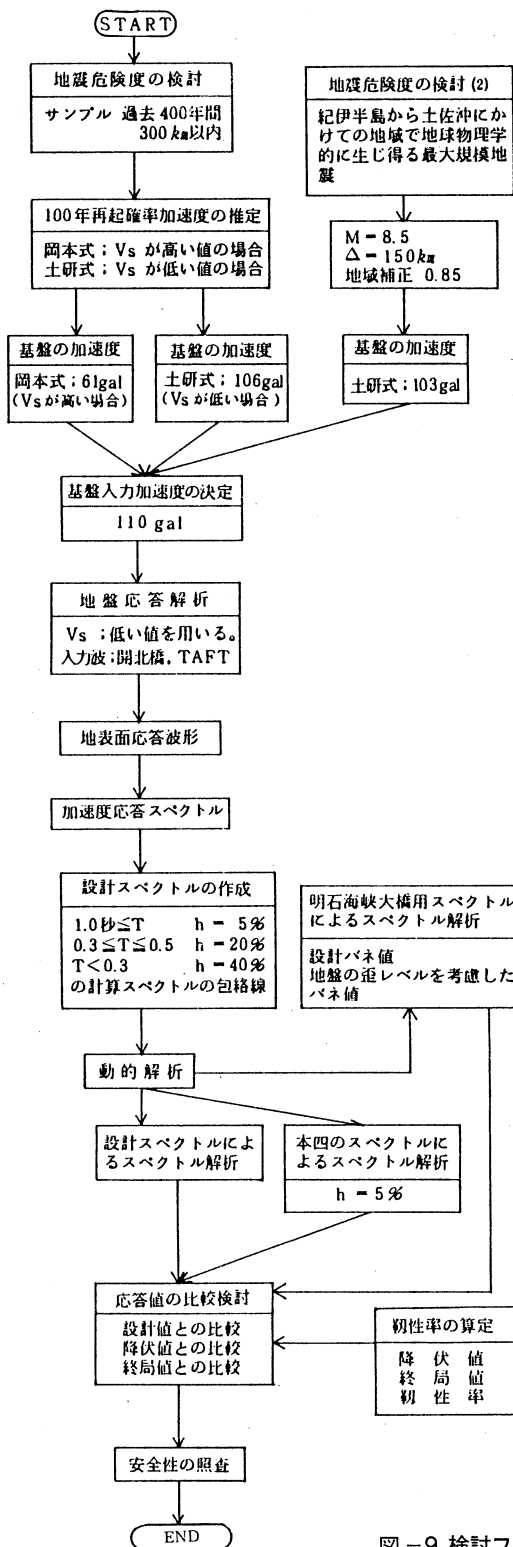


図-9 検討フロー

3.7 基礎の設計結果と動的解析による照査結果

静的解析による断面力、変位の一部を表-12に示す⁹⁾。なお中間橋脚についてはPC上部工張出し架設時の計算も行っている。また、動的解析結果については中間橋脚はP₂を、主塔基礎は3Pの結果を表-13に示す⁸⁾。

P₂のスペクトル解析については生口橋の応答スペクトル

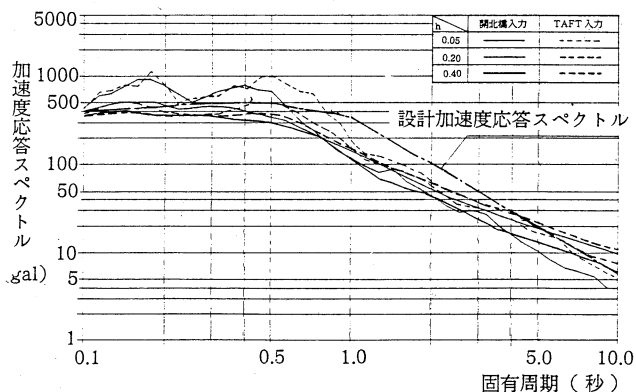


図-10 加速度応答スペクトル (P₂)

ルの作成に使用した波形の数が少ないので、参考のために本四スペクトル、明石海峡大橋スペクトルについても実施した。柱下端の曲げモーメントで最大30,800tfm以下で、修正震度法による設計値を若干上回るが、降伏値以下であり、特に補強の必要はない。また本四スペクトル、明石海峡大橋スペクトルの結果では設計値以下となる。3Pについては、くい頭曲げモーメントとせん断力を示す。両者ともに設計値以下であり、補強等の必要はないことがわかった。

4. あとがき

今回は、生口橋の計画概要および下部工の設計について報告した。特に下部工の設計においては、問題となった強風化花崗岩層における支持力、長期にわたる基礎の沈下、耐震設計の考え方について述べた。なお上部工の設計、下部工・主塔基礎のFEM解析等の報告は別の機会に譲りたい。

最後に、本報告をまとめるにあたってご協力、ご指導頂いた関係者各位に厚くお礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 本州四国連絡橋の耐震・地盤に関する調査研究報告書 昭和56年 3月 土木学会
- 2) 生口橋塔基礎基本設計 昭和61年 2月 本四公団
- 3) 石川・宮島・山田・山県：海峡連絡橋基礎を対象とした風化花崗岩の岩盤分類と支持力度の評価について 第6回岩の力学国内シンポジウム講演論文集 1984
- 4) 道路橋下部構造設計指針・同解説 くい基礎の設計編 昭和51年 8月
- 5) 本州四国連絡橋の耐震・基礎に関する調査研究報告書 昭和60年 3月 土木学会
- 6) 耐震設計基準・同解説 昭和52年 3月 本四公団
- 7) 本州四国連絡橋技術調査報告書 付属資料 2 耐震設計指針・同解説および耐震設計詳説 昭和42年7月 土木学会
- 8) 生口橋下部工実施設計 昭和62年 2月 本四公団

大島大橋ケーブルストランド架設工事

Cable Strand Erection of Oshima Bridge

今治工事事務所 第二工事長代理 平野 信一

Shinichi Hirano

今治工事事務所 第二工事長付 平塚 義久

Yoshihisa Hiratsuka

1. まえがき

大島大橋は、尾道～今治ルートのうち、伯方島の南側に位置する見近島と大島をつなぐ全長840m（ケーブル支間140m+560m+140m）の単径間箱桁吊橋である。

メインケーブルの直径は464mmであり、架設はプレハブストランド工法で施工した。1ケーブルの断面構成は、PWS127（素線径φ5.1mm）×52ストランドである。

大島大橋は本四連絡橋のなかでは、小規模な吊橋であり、ケーブル架設にあたっては、他の長大吊橋の場合とは異なり、架設機材を中心に工夫した工法を採用している。

本稿では、大島大橋ケーブルストランド架設の特徴について報告を行い、今後建設される同規模吊橋の設計・施工への提案としたい。

2. 架 設

2.1 概 要

ストランド架設作業の概要を図-1に示す。

ストランドの引出しは、ホーリングシステムを使用し、キャットウォーク床組上に設置したローラー上を4Aから7Aに向けて施工した。

昼間に引き出したストランドを、気温の安定する夜間に、サグ計測を実施しながら計画形状に合致させるようサグ調整を行った。

引出し作業は、昭和61年2月5日に第1本目のストランドを皮切りに、同年3月22日に第104本目（最終）のストランドを終了した。施工速度は稼働日当たり平均3本であった。

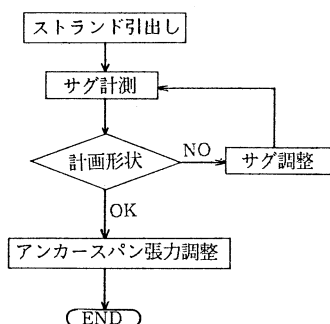


図-1 ストランド架設作業の概要

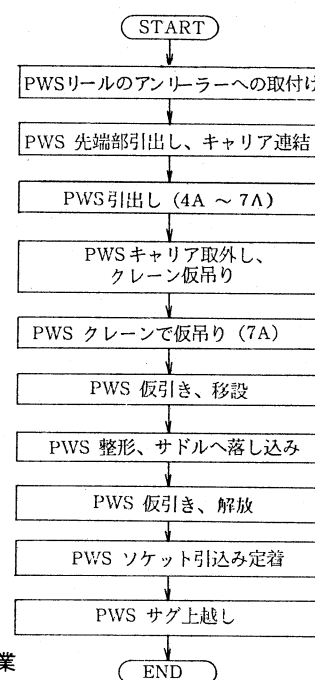
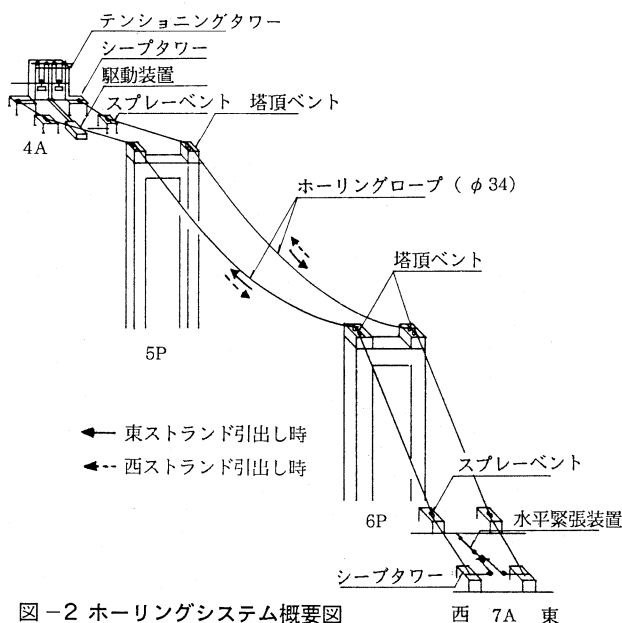


図-3 ストランド引出し作業

2.2 引出し設備

ストランドの引出しは、ホーリングロープを使用したキャットウォーク上の引出し方式を採用した。

ホーリングシステムの基数は、

A 案：片ケーブルにつき1システム

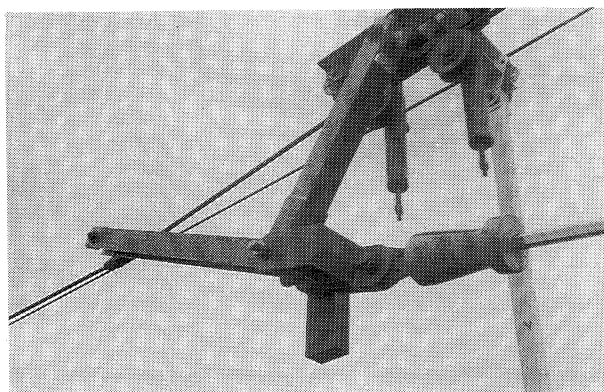


写真-1 キャリヤへの連結

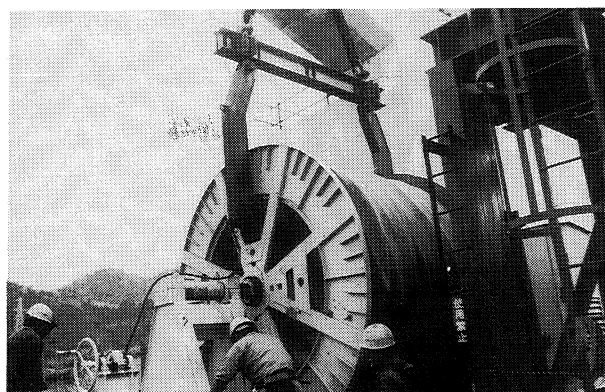


写真-2 リールの取付け

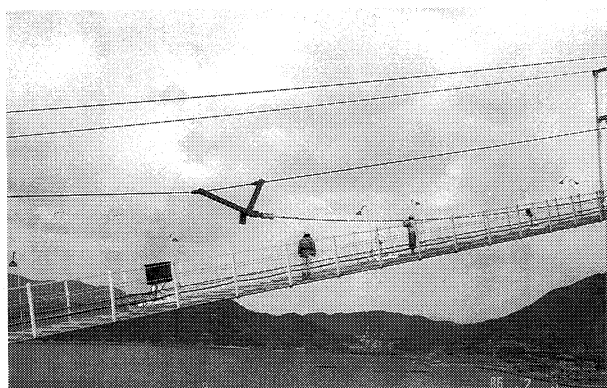


写真-3 引出し中のストランド

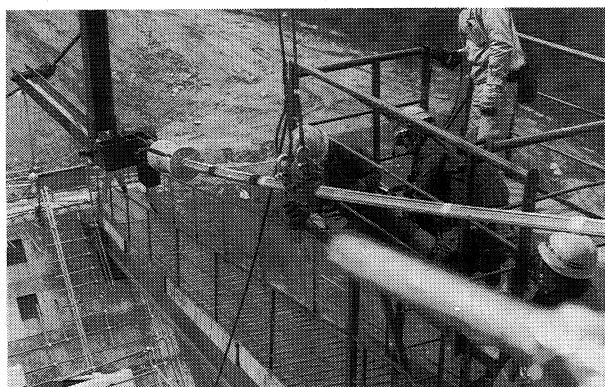


写真-4 仮吊りクランプの取付け

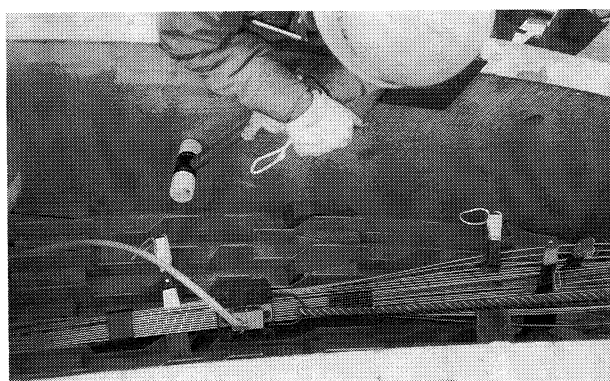


写真-5 整形・落込み

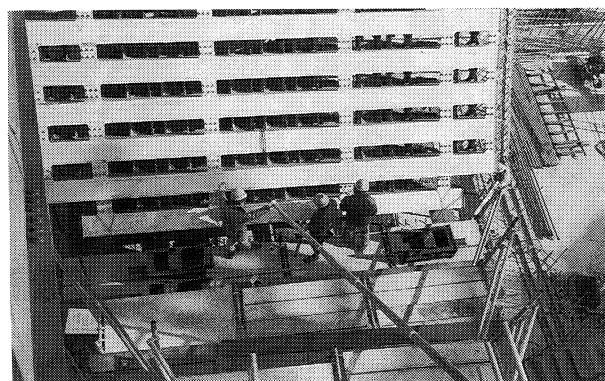


写真-6 引込み定着

(1 橋当り 2 システム)

B 案：両ケーブルにつき 1 システム

(1 橋当り 1 システム)

の 2 案について比較検討し、下記の理由により B 案を採用した。

- ① トータルコストは B 案の方が安く、しかもストランド総本数が少ない (104 本) ため、A 案による工程短縮はわずか 20 日程度であり、大島大橋全体工程上ネックにはならない。
- ② ウィンチ等の引出し設備が集中するアンカレイジ上のスペースが小さいので、設備が少なくすむ B 案の方が工事安全上好ましい。

ホーリングシステムの概要図を図-2 に示す。なお、ストランドのアンリラーについては、4A 側に 1 基のみと

し、東西への横移動はウィンチにより行った。

2.3 引出し作業

ストランドの引出し作業の流れを図-3 に、また各作業の状況を写真-1～写真-6 に示す。

2.4 サグ管理

引き出されたストランドを所定の形状に合致させるため、引出し直後のストランド形状を管理し、その挙動を把握しておく必要がある。管理方法は、基準ストランドについては標高の絶対値を管理 (絶対サグ管理) し、その他の一般ストランドについては基準ストランドとの離れを管理 (相対サグ管理) した。

基準ストランドは、架設が進むにつれ上載ストランド

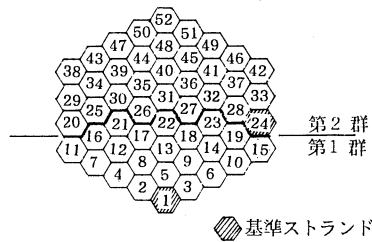


図-4 基準ストランドの選定

表-1 サグ管理項目

	管理項目	計測項目	計測機器
中央径間 側径間	絶対サグ	・ストランド中央点の標高	・光波測距儀
	東西相対サグ	・塔頂変位量	・セオドライト
	ストランド	・塔の地上高	・スチールテープ
一般ラ スト ンド	相対サグ	・基準ストランドとのサグ差	・サグ差測定器
		・基準ストランドとの温度差	・接触温度計
アンカースパン	ストランド張力	・ストランド張力	・圧力計 ・変位測定器

のもたれにより下降するおそれがあるため、図-4のようにケーブル全体を2群に分け、群ごとに設定した。

各基準ストランドでのねらい目(目標値)は、

No. 1 :

(+) 20mm (中央径間)、(±) 0mm (側径間)

No. 24 :

(+) 15mm ("), (±) 0mm (")

ただし、符号(+)はサグが小さくなる方向を示す。

とした。側径間については、ケーブルハンガーを有しない構造なので、ねらい目を設けず設計値のままとした。

サグ管理項目と計測項目を表-1に示す。

(1) 絶対サグ計測

絶対サグ、塔頂変位量の測量方法をそれぞれ図-5、図-6に示す。

中央径間における測量は、セオドライトと光波測距儀を用いて、スパン中央点の測角・測距を求める方法とした。この方法による測量精度(理論計算値)は、サグ値で17.4mm以下である。

側径間の絶対サグ測量は、スパン中央点におけるストランド中心と側径間橋脚天端間の距離をスチールテープを用い直接測量した。

(2) 相対サグ計測

中央径間・側径間のそれぞれのスパン中央位置において、図-7の測定器具を使用し、基準ストランドと計測対象ストランドとの離れ(サグ差)を測定した。

(3) アンカースパン張力測定

アンカースパンのケーブル張力は、スプレーサドル移動方向を考慮して側径間ケーブル張力とつり合うようにストランドに作用する張力を管理した。張力の検出はジャッキ油圧の換算値とストランド伸び量との関係から導入張力を求めた。

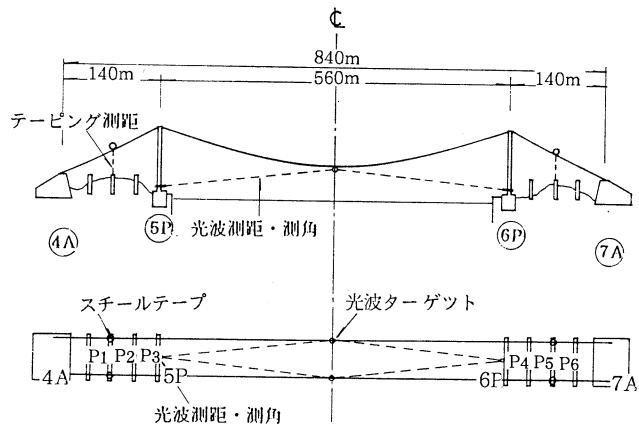


図-5 絶対サグ測量方法

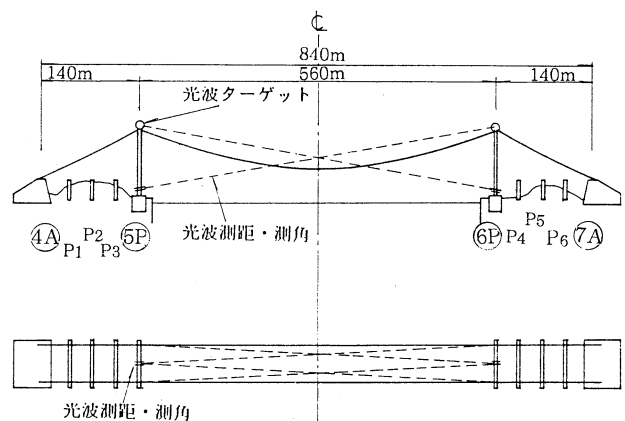


図-6 塔頂変位量測量方法

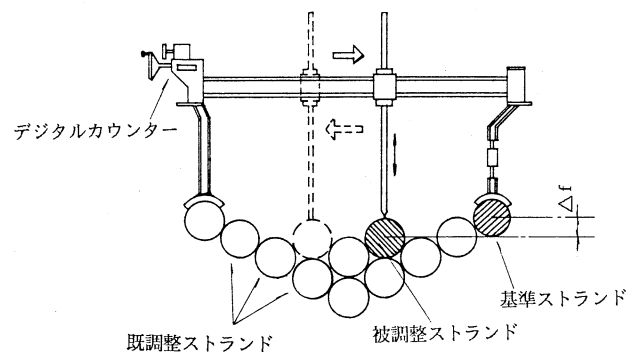


図-7 相対サグ測定器

(4) 温度管理

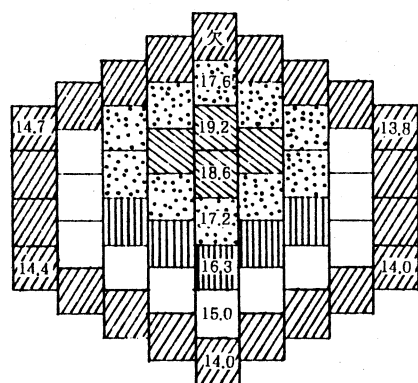
主ケーブル温度がサグに与える影響は、

中央径間 (-) 20.0mm/℃

側径間 (-) 1.2mm/℃

であり、特に中央径間については影響が大きいため、サグ調整量を決定する上で、ケーブル温度を正確に把握することは重要な要因である。

ケーブル温度は、断面内温度分布(東・西ケーブル各1断面)と、長さ方向の温度分布(150mピッチで外周ストランド)を求め、次の要領でケーブル全体温度を推定した。



14.0 ~ 15.0 °C (14.5 °C)	22pws
15.0 ~ 16.0 °C (15.5 °C)	11pws
16.0 ~ 17.0 °C (16.5 °C)	5pws
17.0 ~ 18.0 °C (17.5 °C)	10pws
18.0 ~ 19.0 °C (18.5 °C)	5pws

気温 13.2 °C

測定日時
昭和61年4月17日
23時28分

$$T_c = \frac{(14.5 \times 22pws) + (15.5 \times 11) + (16.5 \times 5) + (17.5 \times 10) + (18.5 \times 4)}{52}$$

$$= 15.8^\circ\text{C}$$

$$T_{out} = \frac{14.7 + 14.4 + 14.0 + 13.8}{5}$$

$$= 14.2^\circ\text{C}$$

$$\alpha = T_c - T_{out} = 1.6^\circ\text{C}$$

図-8 ケーブル断面温度

ケーブル断面温度は、同一断面における全ストランド温度の平均値で求められる。そこで、本工事では図-8に示すように、代表的なストランドの温度計測結果に基づき、温度分布図を作成し、加重平均値を断面温度とした。一方、断面温度 (T_c) と外周温度 (T_{out}) の関係は、

$$T_c = T_{out} + \alpha$$

が成り立つものとし、 α はケーブルの長さ方向の任意点で等しい (一定) と仮定した。

したがって、ケーブル温度 (T) は、任意点の外周温度 (T_{outi}) の測定と α の算出値から、次式により求めた。

$$T = \frac{\sum_{i=1}^n (T_{outi} + \alpha)}{n}$$

ここで、 n : ケーブル外周温度測点数

2.5 サグ調整

サグ計測により得られたデータに基づき、目標形状に対する誤差から調整量を求め、図-9の要領によりサグ調整を実施した。

調整方法は、5P塔頂サドルにおいてストランドを固定し、中央径間は6P塔頂サドル位置において、側径間は各スプレーサドル位置において、ストランドのマーキングを所定量移動させることにより行った。

計画当初は、固定点を6P塔頂サドルとしていたが、固定点を引出し始点である4A側の5P塔頂とした方が、バードケーシング (ストランドの送込み時にサドル内で素線が均等に滑動しないため、素線がサドル前で、はらみ

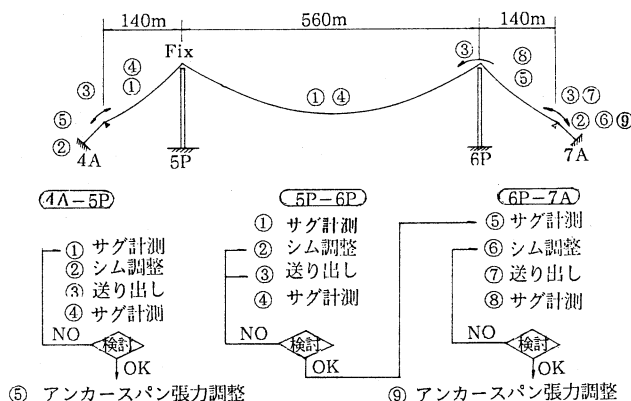


図-9 サグ調整方法

出す現象) の発生が少なくなると判断し、固定点を5Pに変更した。関門橋において、バードケーシングの発生原因として、引出時の素線のずれがストランドの引出し始点側へ送られ、更に引出し始点側サドル内でのサグ調整量が多い (引出し終点側を固定としたため) ことも一因であると報告¹⁾されている。

2.6 アンカースパン張力調整

中央径間、側径間でのサグ調整の完了後、ストランドソケットを油圧ジャッキで引張り、定着ガーダーとソケット受面の間にシム板を挿入し、張力を導入した。張力の調整はシム板の厚さを増減させて行い、管理はソケット移動量を変位計により監視しながらジャッキ油圧をストランド張力に変換させて行った。張力の許容値は、 $\pm 1\text{ton}$ とし、これに相当するシム板厚は $\pm 0.4\text{mm}$ である。

3. 考 察

3.1 ストランド定着構造

(1) アンカーフレーム型式

アンカーフレーム型式は、

- ① ストランド定着施工が容易である。
- ② アンカレイジ躯体幅を小さくすることができる。

という理由で、前面ガーダー方式を採用した。

しかし、実施工では、

- ① ソケットのガーダー内引込み作業性の悪さ
- ② 引込み定着用機材の大型化
- ③ ガーダーより内側での作業スペースの狭さ

など、作業に困難が伴った。今後はアンカーフレーム式の採用にあたっては、作業スペースの確保等も検討した上で決定すべきである。

(2) テーパーシム取付部の補修

図-10に示すように、テーパーシムと前面ガーダーの取付けは、HTBによる摩擦接合であるが、テーパーシムと前面ガーダー間に最大5mmの隙間が生じていた。ストランドに張力が作用すると、前面ガーダーとコネクションプレートの溶接部が破壊する可能性があるため、HTB

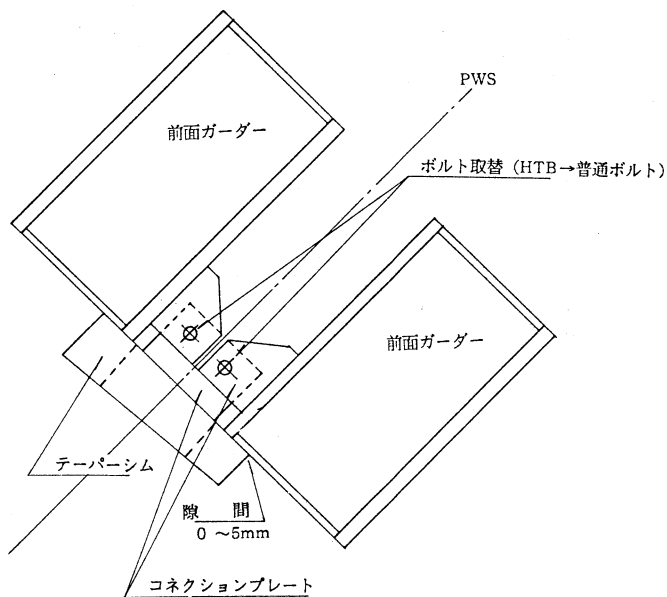


図-10 テーパーシム取付部の補修

(M22) を小径の普通ボルト (M16) に交換し、ボルト穴に余裕を持たせテーパーシムを前面ガーダーに密着させることにした。

3.2 引出し設備

(1) ホーリングシステム

前述のようにストランド引出用のホーリングシステムの基数は1システムとしたが、予定通り1日平均3本の引出しできた。このシステムはマタディ橋（ケーブル支間101+520+101）でも実績があり、大島大橋クラスの引出し設備としては、1システムで十分であると言える。

今回、駆動装置を引出し側の4A上に配置したが、システムの簡略化及び効率化を図る意味から言えば、到着側の7A上に設置した方が良かったと思われる。

(2) 引出しローラー

引出し始めた頃の一部のストランドについては、シー징テープの補修が、引出し作業のサイクルタイムを支配してしまった。

これは、ストランドが塔頂サドル脇ローラーを通過するとき、ローラーの配列曲率が大きいことに起因して、ストランド内圧が増加し、偏平に形崩れを起こし、シー징テープが破断したためである。(写真-7、8)

この対策として、

- ① ストランドに生じる内圧を低下させるため、塔頂サドル脇ローラーを高い位置に修正し、曲率半径を大きくする。(図-11)

- ② ストランド形状を拘束し、形崩れを生じさせないようなローラー構造とする。(図-12)

を実施したところ、シー징テープの破断は殆どなくなった。特に②の対策は有効であった。



写真-7 塔頂サドル脇ローラーを通過中

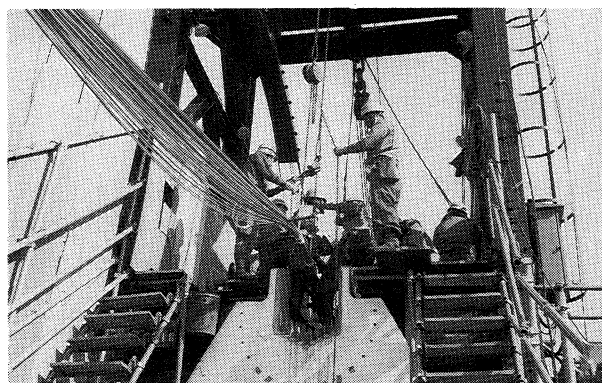


写真-8 シー징テープ破断

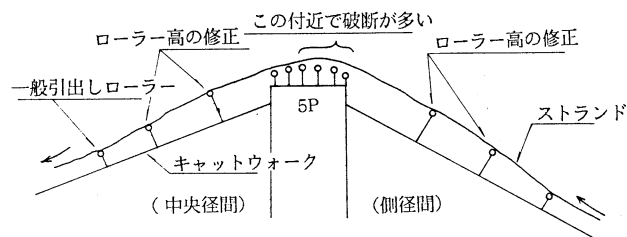


図-11 塔頂付近のローラー配置

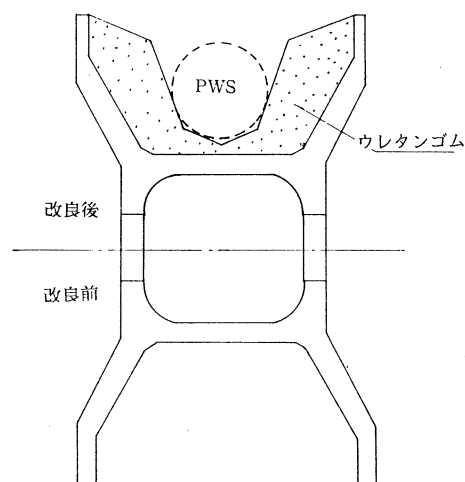


図-12 塔頂サドル脇ローラー

3.3 サグ管理

(1) サグ測量、温度測定

中央径間の絶対サグ測量は、測距・測角の2種類の測量方法により行ったが、No.1基準ストランドの測定値のばらつきは、3mm（西側）、4mm（東側）と非常に小さく信頼性の高い結果であった。

これは、水準測量によりサグを求める従来の方法と比較し、下記の点で優れており、良好な結果をもたらしたと考えられる。

① 測量機器を不動点である塔下部コンクリート頂版上に設置した。

② サグ測量と塔頂変位測量を同一箇所から行い、測量機器の盛替えを必要としないシンプルな方法とした。

また、ケーブルの内部温度分布計測に用いた温度センサーは、高精度で信頼性の高いサーミスタセンサー（極細（φ2～3mm）で防水効果を高めるためにテフロン加工を施したもの）を使用した。素線間に十分入り込み、特に東側塔頂付近に設置したものは、本スクイズ終了後も3本破壊しただけで他は生き残り、ケーブル工事完了までケーブル内部温度を把握することができた。

(2) サグ調整

今回、ケーブル全体を2群に分け、群ごとに基準ストランドを設定し、サグ管理を実施したが、ケーブル規模を考慮した場合、その必要はなかったと思われる。基準ストランドを複数本設定することは、ケーブル完成形状を逐次管理していくという観点からは好ましいが、施工管理が煩雑になるからである。形状誤差もサグ値で30mm程度と推定され、ハンガーロープ長で十分調整可能である。

主ケーブル形状の計測サグと目標サグの差（サグ誤差）を図-13に示す。サグ誤差の東西平均値は、プレススクイズ前が（+）55mm、プレススクイズ後が（+）68mm、本スクイズ後が（+）89mmであった。この原因としては、

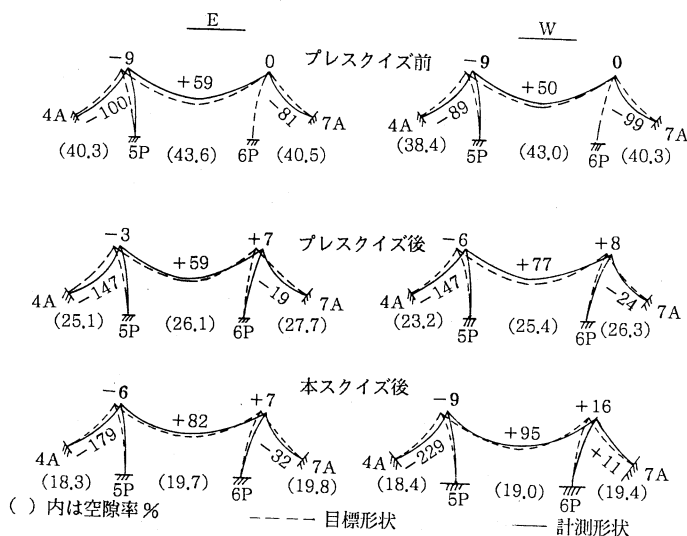


図-13 ケーブルのサグ誤差

温度変化に伴うサグ変化率の想定誤差（線材の膨張係数の不確かさ）、空隙率の減少に伴うサグ上昇（もたれサグの緩和）、基準ストランドの意識的な上越しの影響等が考えられるが、結論を出すには至らなかった。

3.4 垂鉛フィラー、押え金物

サドル部の垂鉛フィラー、押え金物は不要と思われる。仮にストランドの素線を押える程度の機能であれば、垂鉛塊を用いずとも、鉄塊に垂鉛メッキ処理したもので十分であったと思われる。

3.5 ストランドの製作精度

調整シムの使用実績及びストランドのマーキングのズレ量によりストランドの製作精度・マーキング精度を推定すれば、下記の精度に収まっていると思われる。

○ストランドの製作精度：

（-）1/21,600～（+）1/19,700

注）調整シム板より調整されたストランド長さ分だけがストランドの製作誤差とした。

○マーキング精度：

（-）1/16,300～（+）1/16,300

注）中央径間のマーキング長に対する塔頂I.P点のズレ量より中央径間について求めた。

3.6 ストランドの配置

スクイズ後の断面形状（縦径、横径）の測定結果を表-2に示す。偏平率（（横径）／（縦径））は1.04～1.09であり横長の傾向であった。これはストランドの配置を横長の六角形としたことが影響していると思われる。

したがって、ケーブルバンドの締付け時、バンドがケーブル形状に追従し、バンドとボルトに予想以上の曲げ変形が生じてしまった。ケーブルの偏平度により生じるバンドの変形については、大鳴門橋においても報告²⁾³⁾されており、バンドの設計要領の見直しが必要と考えられる。また、偏平率を小さく抑えるため、ケーブルが真円に近くなるようなストランド配置（ストランド種類の選定を含めて）とするべきであった。

表-2 断面形状

	4A-5P	5P-6P	6P-7A
E	縦径 (mm)	443	448
	横径 (mm)	471	473
	偏平率	1.06	1.05
W	縦径 (mm)	444	450
	横径 (mm)	470	481
	偏平率	1.06	1.04

注）測定位置は、ケーブルバンド箇所
値は各径間の平均値

3.7 補剛桁架設による影響

(1) ケーブル横長形状の助長

補剛桁の架設は、リフティングビーム（揚重機：自重100ton／基）4基を用いて直下吊上げ工法により施工したが、リフティングビームがケーブル上を往行したために、ケーブル断面形状が更に横長に変形した。桁架設後、かけやで叩いて整形を試みたが、あまり効果はなかった。

前述のように、ストランド配置を考慮することにより影響は小さくできると思われる。

(2) ケーブルのねじれ

ケーブルは断面内の温度差を生じると円周方向に回転する。（本橋のように橋軸が南北の場合、特に顕著である）本橋では、ねじれ変形の大きい中央側から補剛桁の架設を行ったため、ねじれが拘束され、バンドが最大5°回転してしまった。

これは、バンド取付用の天頂マーキングを、夜間の温度変化が小さい時間帯に実施したためである。桁架設工法上ねじれを抑えることは不可能なので、ある程度、桁架設時のケーブル温度の分布差による円周方向への回転を想定して、天頂マーキングの施工を行う等の配慮をす

べきであったと思われる。

4. あとがき

大島大橋のケーブルストランド架設は、ケーブル規模を考慮した施工方法を採用し、仮設備等を縮小することにより、経済的な架設が行え、しかも架設精度も良好であった。

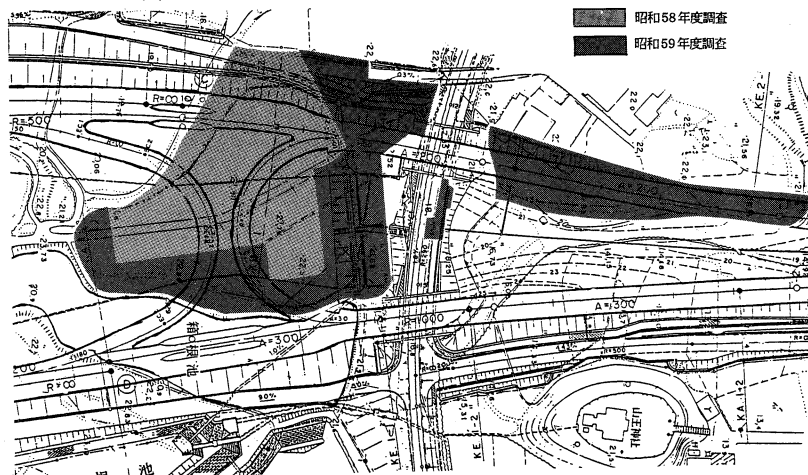
架設方法や管理方法の創意工夫により、無事故で施工された三菱・石幡・鋼管共同企業体に深く感謝する次第である。今後予定されている同規模吊橋の施工に少しでも参考となれば幸いである。

参考文献

- 1) 日本道路公団：関門橋工事報告書 昭和52年3月 P677
- 2) 多田和夫：大鳴門橋ケーブル工事－その品質・精度、本四技報 Vol.10 No.38 '84.4
- 3) 本州四国連絡橋公団：大鳴門橋工事誌 昭和62年3月 P262

お詫びと訂正

本四技報 No44 '87.10の5頁 図－4 が反転掲載されており、お詫び致します。
下記の図を御参照下さるよう、お願い致します。



図－4 寺中遺跡 発掘調査区域

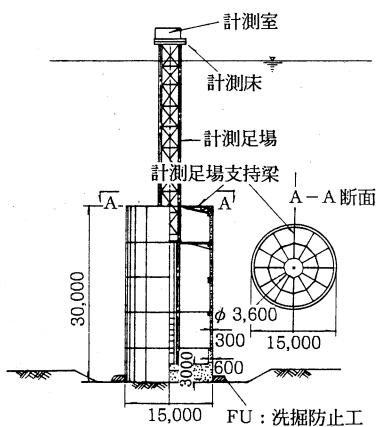
明石海峡大橋主塔基礎施工調査・模擬ケーソン調査

明石海峡大橋主塔基礎施工調査は、62年4月から63年3月までの予定で、2P、3P地点において掘削施工調査、模擬ケーソン調査、自然条件調査、環境調査、航行安全調査等を行っている。

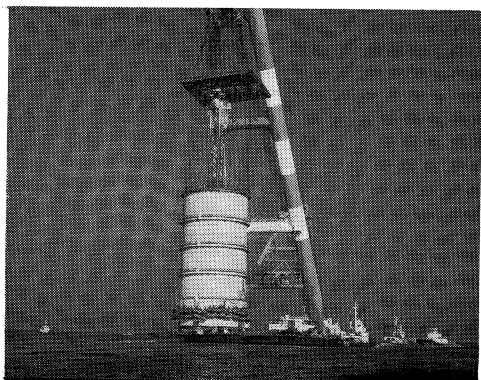
このうち2P地点での模擬ケーソン調査は、直径15m×高さ30mのコンクリート製模擬ケーソンを現地盤の砂礫層と、事前掘削して露出させた明石層（2P支持地盤は現在TP-60mの明石層が予定されている。）に設置して、洗掘現象及び網袋式洗掘防止工（F.U.；本四技報No.43技術ニュース参照）の効果の調査を行うことを目的としている。

6月17日、3000t吊F.C.により水深約47mの現地盤に設置し、あらかじめ吊り下げていたF.U.をロープを切断してケーソン周囲に投下した。引き続き8月18日、水深約55mを掘削した明石層にケーソンを移設し、F.U.をケーソン周囲に7.5mの範囲で設置した。

現在、ケーソン周辺の洗掘状況及びF.U.の効果について、ダイバーによるビデオ撮影、測深等により調査中である。



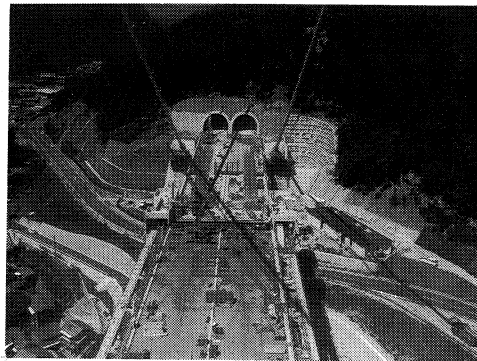
模擬ケーソン一般図



模擬ケーソン設置

鷲羽山トンネルの工事状況

児島・坂出ルートの本州側道路、鉄道上下二段双設トンネルである鷲羽山トンネルは東側道路部を最後として、今年1月17日全てが貫通した。以来、下半部の掘削、覆工作業を進め、5月12日に南側、6月5日に北側の道路部杭門工のコンクリート打設を完了し、トンネルとしての



全容を現した。

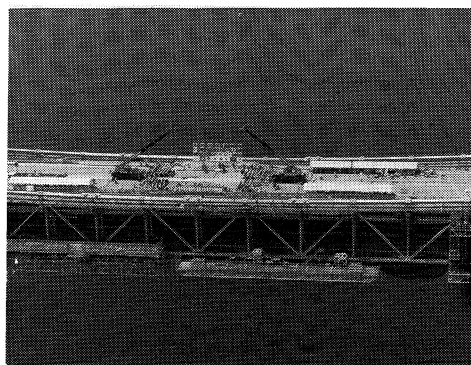
当地区は国立公園第2種特別地域に指定されており、また、山腹には多数の転石が点在し、これが景勝の一部となっている。施工にあたっては、これらの重要な景観、景勝を損なわず、最終仕上げをする必要があるため、杭門工の形状は、構造、美観、走行上の圧迫感、施工性、落石対策等も含め総合的に判断し、竹割式（南側1：1、北側1：1.2）で設計施工した。また、法面工は北側は法枠工、南側は緑化ブロック工を主体とした修景緑化計画で現在施工中である。今後は、トンネル内の内装板設置作業、照明設備工、軌道工事に着手する予定であり、来年4月10日の供用を目指し、急ピッチで工事を進めているところである。（写真2）

南備讃瀬戸大橋で最終ボルト締結式が行なわれる

児島・坂出ルートで未閉合のまま残されていた南備讃瀬戸大橋で、去る8月12日、山根総裁、岡山・香川両県知事、その他関係者400名の出席のもと、最終ボルト締結式が行なわれ、一連の閉合作業を終了した。これで海峡部の主体工事となっていた橋梁の桁架設がすべて完了し、工事工程に一段落ついた形になる。

南備讃瀬戸大橋の補剛桁架設は61年8月12日から開始され、62年6月27日には5P側の、7月8日には6P側の側径間（40パネル）の架設が終了、そして架設開始から丁度1年目に中央径間（84パネル）架設が完了した。

同橋の工事は閉合後、引続き軌道、電気工事及び供用設備工事と、ケーブルラッピング、仮設備撤去を施工中で、このあとキャットウォークの撤去・舗装工事等とその他多くの工事が次々と始められている。今後は来年4月10日の供用開始に向けてこれらの工事が本格化するなか、南備讃瀬戸大橋は”総仕上げ”の段階へと旧ピッチに工事が進められている。



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。
* 印以外のものは(財)海洋架橋調査会(TEL03-555-8361)で販売しております。

仕様書・要領等

土木工事共通仕様書(改訂版)	昭和59年 8月
測量・調査・設計等共通仕様書	昭和60年 8月
電気通信施設標準仕様書	昭和58年10月
* 施工管理試験要領	昭和60年 2月
* 測量作業規程	昭和55年度
* 図面作成要領	昭和59年10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
* 海上工事安全施工技術指針	昭和52年 3月
溶接構造部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

設計基準類

海峡部における道路の建築限界 および幅員構成	昭和47年10月
用語と定義	昭和48年 5月
上部構造設計基準・同解説(59.2 一部改訂)	昭和55年 6月
下部構造設計基準・同解説(56.8 一部改訂)	昭和52年 3月
耐震設計基準・同解説	昭和52年 3月
耐風設計基準(1976)・同解説	昭和51年 3月
鋼橋等製作基準・同解説	昭和52年 3月
鍛造鋼品製作基準・同解説	昭和55年 3月
鋼橋等塗装基準・同解説(58.5一部改訂)	昭和55年 3月
橋面舗装基準(案)	昭和58年 4月
橋梁用マスコンクリート施工基準・ 同解説(案)	昭和50年 3月
仮設物設計指針	昭和52年 3月
吊橋・リンク・支承構造設計指針(案)	昭和51年 3月
トラス格点構造設計指針(案)	昭和51年 3月
鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針・ 同解説	昭和52年 8月
耐震設計基準・同解説	昭和52年 3月
吊橋主塔設計要領(案)	昭和55年 3月
吊橋の主塔の塔頂補強構造解析要領(案)	昭和52年 3月
ケーブルバンド設計要領(案)	昭和53年 3月
ハンガー設計要領(案)	昭和53年 3月
鋼床版設計要領(案)(58.10一部改訂)	昭和53年 3月
鋼床版現場溶接施工要領(案)	昭和54年 3月
風洞試験要領(1980)・同解説	昭和55年 6月
鋼上部構造用鋼材選定要領(案) (60.3一部改訂)	昭和48年 9月
鋼橋直結軌道および緩衝桁軌道伸縮装置 設計要領・同解説	昭和59年 3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
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
風化花こう岩の支持特性判定要領(案)	昭和55年 3月
* 陸上部道路橋設計要領(案)	昭和51年11月
* ケーブルアンカーの設計マニュアル	昭和49年 2月
下路管理路設計マニュアル(案)	昭和53年 9月
鉄道床組の標準図作成	昭和57年10月

材料規格

高力ボルト規格類	昭和60年 8月
リンク支承関係規格	
鋼材規格	昭和53年10月
鋼材規格解説	
ケーブル材料規格	昭和54年 6月
塗料規格	昭和55年 3月

本四技報編集委員会名簿(アイウエオ順)

編集委員長	飯 島 武 明			
編集委員	秋 山 晴 樹	池 田 博		
	加 藤 茂	金 沢 克 義		
	木 村 博 司	斎 藤 哲 雄		
	佐 原 俊 樹	桜 井 洋		
	篠 原 和 徳	高 見 彰		
	佃 長 次	戸 沢 隆		
	淵 田 政 信	藤 井 秀 夫		
	牧 野 善 栄	森 章		
	森 邦 久	山 崎 廣 志		
	山 名 至 孝	吉 田 好 孝		
	小 暮 三郎	(海洋架橋調査会)		

本誌技報 第44号

発行	昭和62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 〒104 東京都中央区新富2丁目14番4号 住友新富ビル6F 電話 03(555)8361
発行者	井 上 義 光
印刷	中井編集デザイン事務所

定価 1,900円

