



番の州高架橋

発注者 本州四国連絡橋公団
型式 3径間連続トラス(鉄道併用)
橋長 480m(150+180+150)
巾員 23.6m
路線 一般国道30号線本四備讃線
所在地 香川県坂出市
竣工 昭和63年(予定)
説明文 P 22





櫃石島橋

発注者 本州四国連絡橋公団
 型式 斜張橋(鉄道併用)
 橋長 790m(185+420+185)
 巾員 22.6m
 路線 一般国道30号線本四備讃線
 所在地 香川県坂出市
 竣工 昭和63年(予定)
 本文 P3 参照



下津井瀬戸大橋

発注者 本州四国連絡橋公団
 型式 張出径間付単径間吊橋(鉄道橋併用)
 橋長 1,400m(100+130+940+130+100)
 巾員 22.5m
 路線 一般国道30号線本四備讃線
 所在地 岡山県倉敷市
 竣工 昭和63年(予定)

説明文 P22





三郷 I.C 上部その6工事

| | |
|-----|--------------------------|
| 発注者 | 関東地方建設局 |
| 型 式 | 3 径間連続曲線箱桁 3 径間連続钣桁 |
| 工区長 | 360 m |
| 巾 員 | 8.4~8.98 m |
| 鋼 重 | 780 t |
| 路線名 | 外かく環状道路、高速6号三郷線、常磐高速自動車道 |
| 所在地 | 埼玉県三郷市 |
| 竣 工 | 昭和58年 |

説明文 P 29



新河岸川橋梁

| | |
|-----|-------------|
| 発注者 | 日本国有鉄道資材局 |
| 型 式 | 非合成上路钣桁(複線) |
| 橋 長 | 102.4 m |
| 鋼 重 | 1,556 t |
| 路 線 | 東北新幹線 |
| 所在地 | 東京都北区 |
| 竣 工 | 昭和59年 |

写真左より新幹線
埼京線下り
埼京線上り(作業中)
道路橋

本文 P III 参照



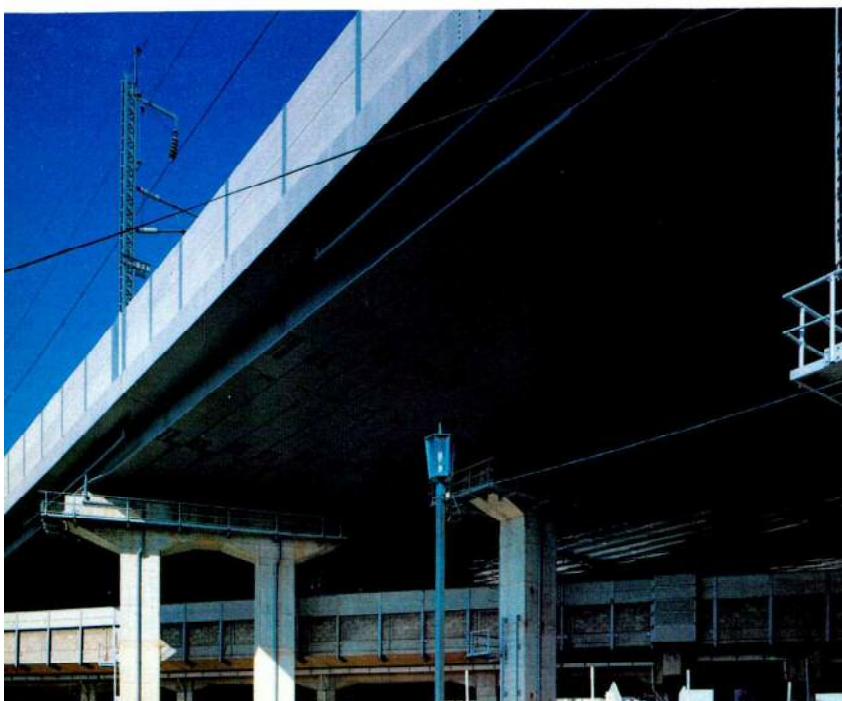
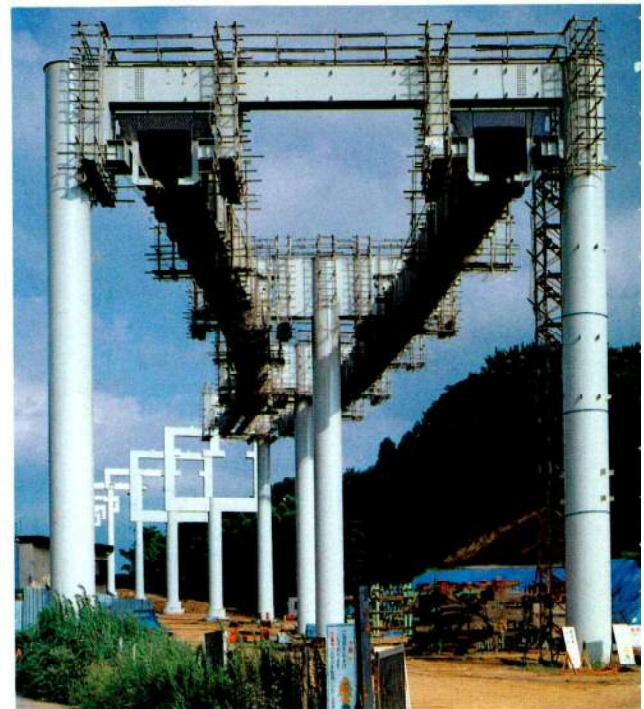
大阪港入路鋼桁及び鋼製橋脚工事



発注者 阪神高速道路公団
型式 単純鋼床版箱桁、
3径間連続鋼床版箱桁
単純合成鋼桁、
鋼橋脚4基
工区延長 250m
鋼重 1,680t
路線 大阪府道高速湾岸線
東大阪線
所在地 大阪市港区
竣工 昭和61年(予定)
説明文 P 29

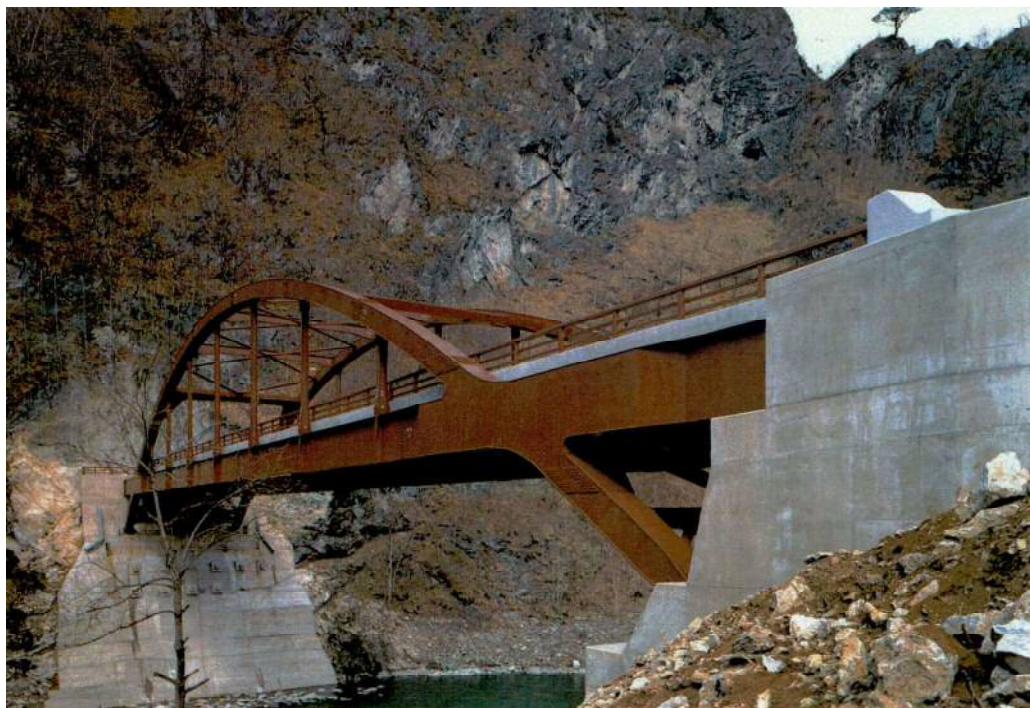
千葉都市モノレール支柱第4工区

発注者 千葉県
型式 懸垂式モノレール(複線)
支柱(門型、T型、ラケット型)
工区延長 150m(5@30)
鋼重 335t
路線 山の手線
所在地 千葉市
竣工 昭和60年
説明文 P 29



東北新幹線・通勤別線 第一武藏野線線路橋<田中賞受賞>

発注者 日本国有鉄道東京第三工事局
型式 H型鋼埋込合成桁(複線)
橋長 96m(31+43+21)
鋼重 516t
路線 東北新幹線
所在地 浦和市
竣工 昭和59年
説明文 P 29



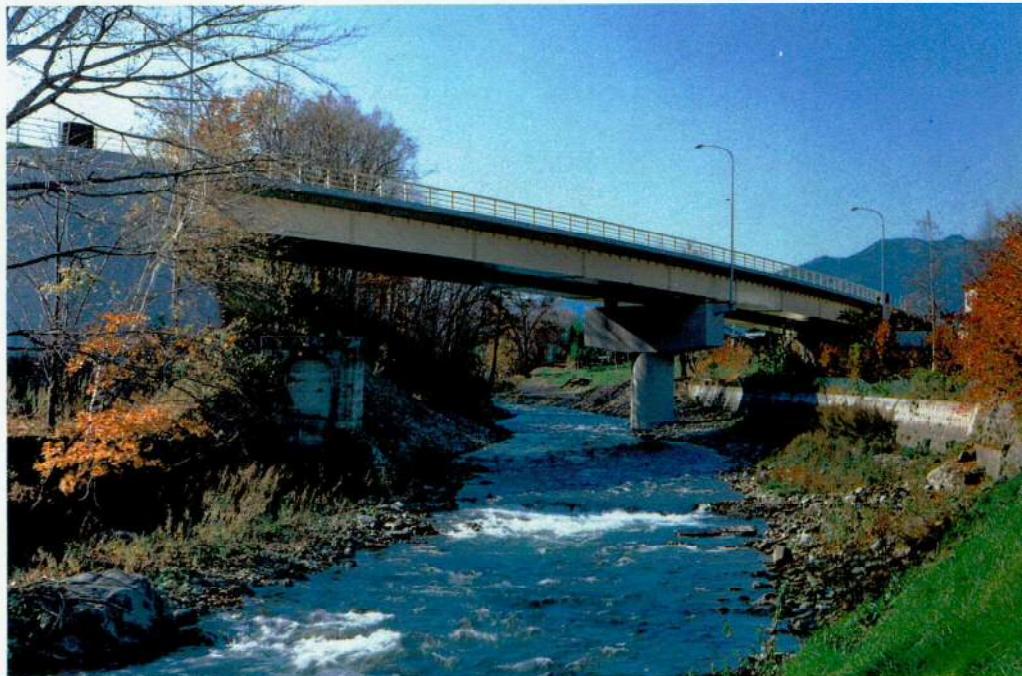
げん かけ ばし
現 過 橋 (荷内川橋)

| | |
|-----|------------|
| 発注者 | 岩手県 |
| 型 式 | 中路式ローゼ |
| 橋 長 | 83m |
| 巾 員 | 8 m |
| 鋼 重 | 295 t |
| 路 線 | 主要地方道盛岡岩泉線 |
| 所在地 | 岩手県下閉伊郡 |
| 竣 工 | 昭和60年 |
| 本文 | P 100 参照 |

新白滝橋

| | |
|---------|-------------------|
| 発注者 | 北海道開発局 |
| 網走開発建設部 | |
| 型 式 | 2 径間連続曲線箱桁 |
| 橋 長 | 94m (46.3 + 46.3) |
| 巾 員 | 11m |
| 鋼 重 | 310 t |
| 路 線 | 一般国道333号線 |
| 所在地 | 北海道紋別郡 |
| 竣 工 | 昭和59年 |

説明文 P 36

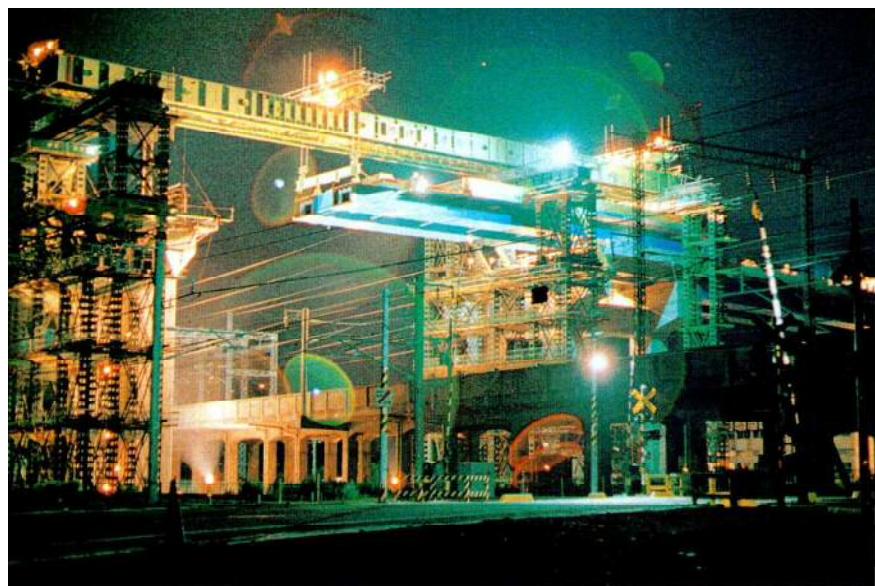


平和橋

| | |
|-----|---------------------------|
| 発注者 | 長野県 |
| 型 式 | 3 径間連続钣桁 |
| | 4 径間連続钣桁 |
| 橋 長 | 580m (3 @ 51.3, 4 @ 28.8) |
| 巾 員 | 12m |
| 鋼 重 | 115t |
| 路 線 | 一般県道姨捨停車場線 |
| 所在地 | 長野県更埴市 |
| 竣 工 | 昭和59年 |

説明文 P 60





播但連絡道路新幹線大橋(架設工事)

| | |
|-----|------------------------|
| 発注者 | 日本国有鉄道大阪工事局 兵庫県道路公社 |
| 型式 | 2径間連続非合成鋼箱桁 |
| 橋長 | 85m |
| 巾員 | 9.25m |
| 鋼重 | 307t |
| 路線 | 播但連絡道路 |
| 所在地 | 兵庫県姫路市 |
| 竣工 | 昭和59年 |
| 本文 | P120参照 |

KE 31工区高架橋

| | |
|------|----------------------------------|
| 発注者 | 首都高速道路公団 |
| 型式 | 3径間連続鋼床版箱桁 3径間連続箱桁 4径間連続箱桁 |
| 工区延長 | 793m |
| 巾員 | 19.5m |
| 鋼重 | 6,325t |
| 路線 | 高速葛飾江戸川線 |
| 所在地 | 東京都葛飾区 |
| 竣工 | 昭和61年(予定) |
| 本文 | P30参照 |



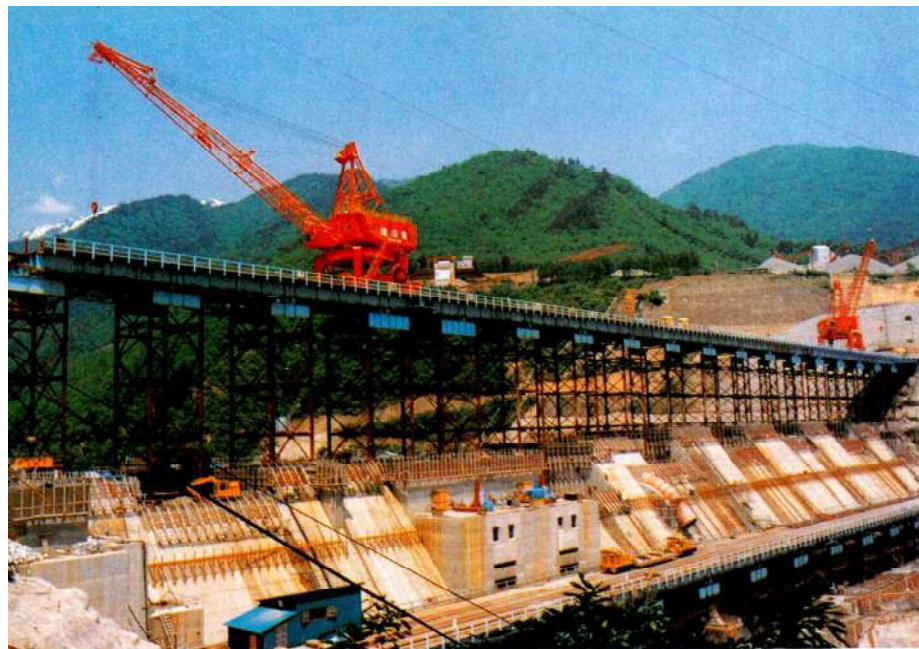
山賀高架橋

| | |
|------|-----------------------|
| 発注者 | 日本道路公団 |
| 型式 | 連続非合成鋼桁 単純合成鋼桁、鋼橋脚 |
| 工区延長 | 352m |
| 巾員 | 13.25m × 2 |
| 鋼重 | 4,856t |
| 路線 | 近畿自動車道 天理～吹田線 |
| 所在地 | 大阪府東大阪市、八尾市 |
| 竣工 | 昭和61年(予定) |
| 本文 | P49参照 |



PAS (パネル自動溶接システム)

昭和60年、弊社千葉工場に設置
手前より 押えガーダー
横リブ溶接マニブレーター
縦リブ溶接マニブレーター
本文 P133参照

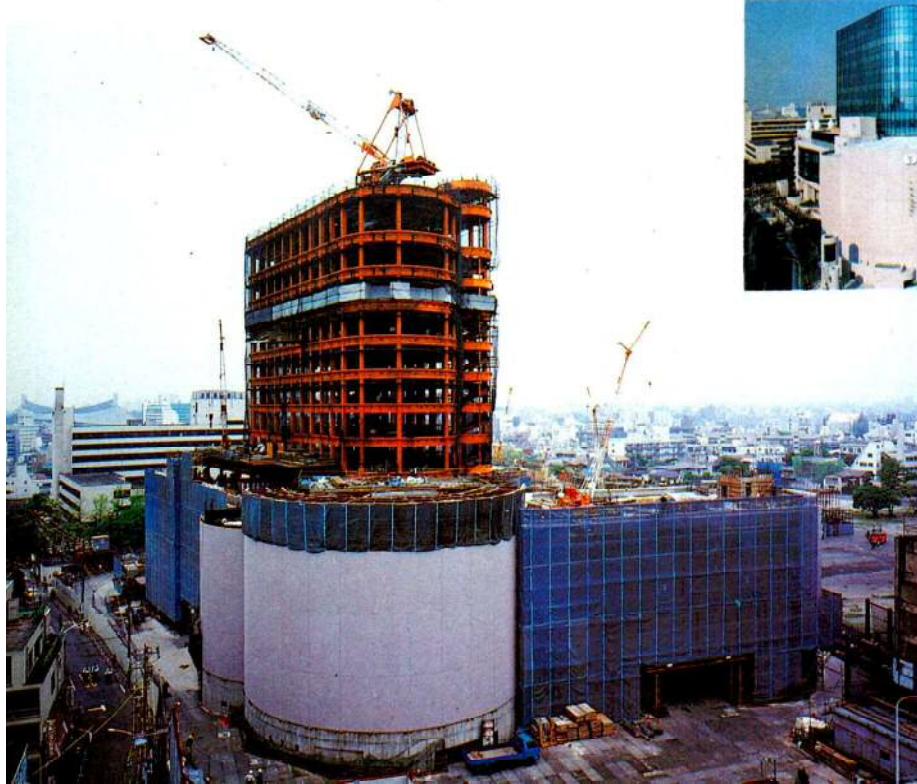


大町ダムトレッスル

発注者 北陸地方建設局
堤長 285m
巾員 11.5m
鋼重 1,153t
河川名 高瀬川
所在地 長野県大町市
竣工 昭和57年
説明文 P 69

YKK-50新築工事

施主 吉田工業(株)
設計、監理 木村俊彦構造設計事務所
発注者 第一建設(株)
構造 SRC, S造 地上4階、地下1階
鋼重 2,500 t
所在地 富山県黒部市
竣工 昭和59年
説明文 P 69

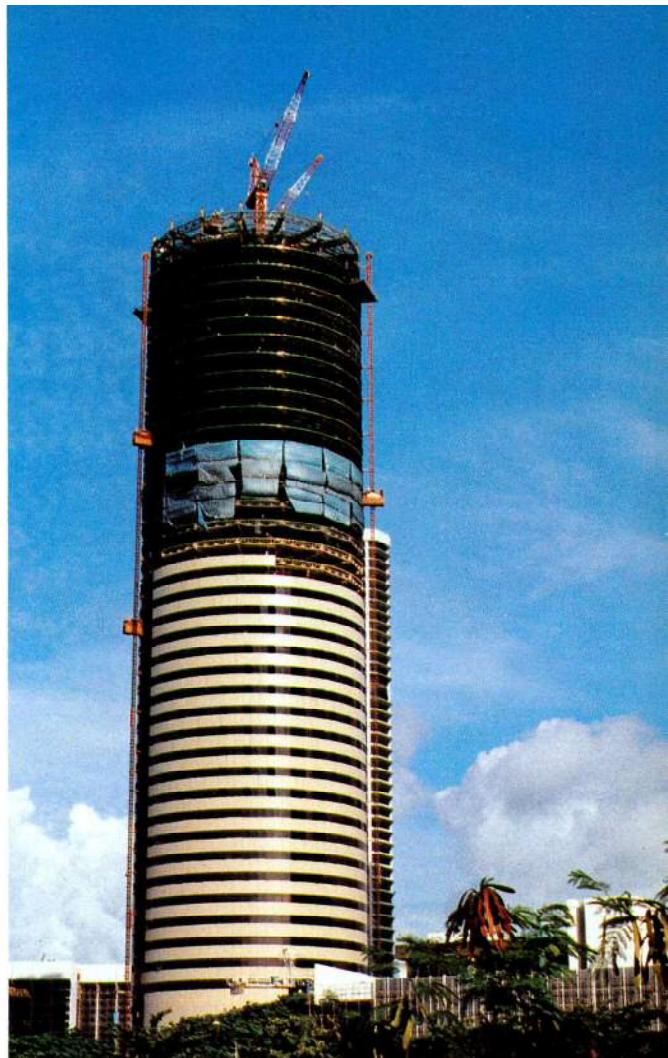


国立総合児童センター新築工事

施主 厚生省
設計、監理 山下設計
発注者 大成、大林、間、青木JV
構造 SRC, S造 地上13階、地下4階
鋼重 3,600t
所在地 東京都渋谷区
竣工 昭和60年
説明文 P 69

トレジャリービルディング

施 主 シンガポールトレジャリービルディング社
設計、監理 ARCHITECTS 61 他
発 注 者 (株)大林組、新日本製鉄(株)
構 造 SRC、S造、地上52階、地下5階
鋼 重 16,000 t
所 在 地 シンガポール
竣 工 昭和61年(予定)
本文 P 75 参照



ホンダビル

施 主 ハザマ地所(株)
設計、監理 椎名政夫建築設計事務所
石本建築事務所
株間組
発 注 者 株間組
構 造 S造、地上17階、地下2階
鋼 重 5,000 t
所 在 地 東京都港区
竣 工 昭和60年
説明文 P 60



横浜市新都市センタービル

施 主 横浜市新都市センター(株)
設計、監理 三菱地所(株)、石本建築事務所
発 注 者 共同企業体
構 造 S R C造、地上10階、地下3階
鋼 重 24,000 t
所 在 地 横浜市
竣 工 昭和60年
説明文 P 60



卷頭言

「技報」第2号の発刊に当って

京都大学教授 山田善一

1985年9月19日午前7時18分、メキシコでマグニチュード8.1（当初は7.8と発表）の地震があり、震央から400kmも離れたメキシコシティで、多くの近代的建物（全壊500と伝えられる）が崩壊した。学校（7時始業）、病院、ホテルなど10階程度の建物に壊れたものが多く、死者、行方不明者は、1万人に近いと言われている。崩壊の原因として、軟らかい地盤（卓越周期約2秒）の近くで、正弦波に近い規則的な地震動があり、建物が共振したことがその主なものであるとされている。10階の建物の固有周期は、普通2秒より短いが、地震による建物の一部崩壊が、剛性の低下をもたらし、共振したのかもしれない。

この種の崩壊から構造物を守る方法の一つとして、構造物にねばりを与えることが重要であり、新しい耐震設計の考え方では、このねばりを与える方法が考慮されていることはよく知られている。崩壊したのはRC構造が主であり、わが国のRC構造の研究者、技術者はこの種の問題に対して、深い興味を示している。

鋼構造ではどうだろうか。よく鋼構造とRC構造の比較がなされ、とくに最近では保守などの観点から、RC構造の方に軍配が上がりかけ、鋼構造関係者の問題の一つとなっている。しかし、こと耐震に関しては、鋼構造は絶対有利なのだと、耐震性を鋼構造側の最後の砦と考えている人も多い。たしかに地震で壊れた鋼構造というのは、現在のところほとんどない。

鋼構造の設計は、現在のところ弾性設計が主体であり、とくに土木構造物としては、薄肉構造がよく用いられている。これは重量軽減第一という設計方法（あえて設計思想とは言わない。）にも関係がある。最近の研究によると、このように設計された構造物は、地震のように大きい荷重のくり返しに対して、座屈などによって、考えられているようなねばりが無いことがわかって来た。鋼構造は地震に強いという神話が、くずれかけているようである。RC構造では、構造部材の構成の改良によって、ねばりを増すための研究がさかんに進められている。うっかりしていると、耐震面でも、RCにおいていかれることになりかねない。

私は、しかし、基本的には鋼構造は重量の面、品質の面から、RC構造より耐震的であると思っている。鋼構造が耐震性について、その特長を生かすためには、設計思想の考え方を含めて、鋼構造にねばりを与えるための研究が重要である。鋼構造関係者の理解が得られれば幸いである。

技術評論

取締役千葉工場長 小池修二

昨年3月宮地技報1号が発刊され、今回いよいよ2号刊行のはこびとなりましたが、テーマ種切れの心配をよそにますます充実して來た感じがします。我々技術陣の懐の広さと実力の程を裏付けたものでもあり、大変喜ばしい限りであります。

技術はまさに日進月歩、いや秒進分歩とも言われ、いよいよそのピッチをあげています。しかし現実には未だに長年月培われた人間の経験と感に頼る仕事もまだまだ多くあります。即ちそれだけ多く技術開拓の余地が残っているとも言えます。

自動化の推進が叫ばれてから既に相当な年月が過ぎましたが我々の業種である鋼構造物の製作は典型的な多品種小量生産業であります。今やこの分野にも自動化の波がひしひしと押し寄せて来ました。

昔「オートメーション」と言われたのは、人間の肉体的作業方式を機械による連續流れ作業方式にしたもので、量産を目的とするものでした。これらは1900年代のフォードの工場に代表されたものでしたが、この観念は既に過去のものとなり、今や「エレクトロニクス」による機械の自動制御方式即ち「メカトロニクス」による自動化の時代に入って来ています。

我々の業界にNC工作機械が導入されはじめたのは昭和40年頃だったと思われます。主として添接板の孔あけ用としてNCボール盤が導入されました。これを使用して一番効果の上がったものは品質の向上、即ち精度が上がり均質な品質が得られ、加工ミスが減少した事であります。しかし我々の製作する鋼橋本体に較べて添接板は形状が小さく重量も比較的軽いため、一番適用しやすい部分でもありました。橋の本体の製作となると、形状重量共大きいし、また一品一品違う製品が多くまさに手造りの製品であるため、なかなかNC加工になじまなかつた。NC加工にはプログラムの作成が必要で、それらのプログラムを作るだけの技能の分析が未だされてない部分があった。即ち技術的に不明な技能分野を多く残していると言うわけです。例えば「加熱矯正」「プレス矯正」

「ガス切断」「溶接」等々……色々と残っています。それらの技術的解明によってNC加工の適用はまだまだ多くなって来ると思います。

更に産業用ロボットもだんだんに我が業界に浸透して来ました。世間では1980年をロボット元年と言っていますが、すでに6年たっていますので既に遅きに失しているかも知れません。今後十年位はロボットの性能は飛躍的に向上するものと思われます。現在未だ使用初期と言うか試行期間的な段階であり、今後の利用拡大を計るための研究は色々考えられるが、ロボットの制御を速やかに行える方式の生み出しが急務であると思います。それはロボットメーカー自身での研究は勿論であるが、利用者即ちロボットユーザーとしてのニーズをメーカーに良く伝えるための我々の教育からの積み上げが絶対に必要であります。そしてユーザーとメーカーの協同研究が効果を上げると確信しています。

ロボットを導入した場合、ロボットに作業をさせるための段取りが大変重要であるし、むしろその方に人手と時間がかかる。しかし一旦段取りが終りロボットが作業すると製品の品質が均質になり、作業時間も正確に予測出来るので工程管理もやりやすくなります。省人化、無人化よりこの点が最大の利点ではないかと思われます。これはNC工作機械導入でも言えます。

今後の問題としてはロボットと周辺機器との関連付けを有効適切に行い、ロボットの特長を最大限に生かす事であります。それには我々ロボットユーザー側のその周辺技術の研究と蓄積がどうしても必要であります。ロボットを介しての鋼構造物の製作の夢を実現するにはまだ大きな問題を解決して行かねばならないが果してどうなるだろうか。夢は正夢か悪夢か。

鋼構造物の将来を考えるとその特長である品質の高さと信頼度。高強度と軽量。造形と色彩の自由度など……を理解して下さる鋼構造ファンの方々に加工面での面白さにも注目して戴き、同好の士がどんどん増える事を期待して居ります。

トラス上弦材と合成した鋼床版の構造特性 (櫃石島橋について)

能登有憲*

1. まえがき

櫃石島橋は、本四連絡橋児島一坂出ルート海峡部の櫃石島、岩黒島の間に架設される道路鉄道併用のケーブル2面のマルチ・ファン型3径間連続鋼斜張橋である。

主桁は、トラス形式で上弦材と鋼床版とが合成されており、一体として挙動するため、次の特徴がある。

- ① 上弦材と鋼床版を一体とするため、全体断面の中立軸が上弦材に近くなり、ケーブル水平分力による全体曲げモーメントが小さくなる。また、中立軸からの距離の関係より、上弦材の軸力は大きくなるが、下弦材の軸力はそれほど大きくならない。
 - ② 上弦材側の断面積が非常に大きいため、斜張橋の特性、利点を発揮させるプレストレスが、かなり自由に選択でき、経済的にも有効と考えられる。
 - ③ 上弦材上面と鋼床版が同一平面にあるため、自動車幅員を有效地に使え、過大な主構幅を採用する必要がない。そこで製作、架設時のハンドリング、スペースの面においてもより有利となる。
 - ④ 本橋のトラス斜張橋のように剛性が大きく、耐風安定上フランジャーの心配がない場合は、鋼床版面を閉塞（吊橋のグレーチング床版のような必要がない）することが可能である。
 - ⑤ 問題点としては、寸法上の拘束の多い構造物は、製作、架設時に精度管理を厳密に行わなければならないことが考えられる。特に、形状管理として、ケーブル張力、桁の出来上り形状が生命とも言える斜張橋ではなおさらのことである。
- 上弦材と鋼床版を合成することによるその特徴が浮き彫りにされた。そこでその構造特性を明確にするために、本検討を行うものである。

2. 概 要

櫃石島橋の設計では、鋼床版が合成された上弦材について、簡易計算法¹⁾（平面骨組モデルは偏心を考慮せず、偏心に関する項は別途考慮する）が採用されている。

本検討では、特性が充分把握できる支間として8パネル（対称荷重のみを考慮し、捩りは対象外）をモデル化し、簡易計算法の考え方を活した計算法（以後、JV計算法と称す）によって解析を行った。またこれに対比すべく、慣用計算法²⁾（平面骨組モデルは偏心を考慮しており、又軸力の応力計算法も簡易計算法とは異なる）による解析を行った。これらの計算法を検証するために、応力函数法³⁾、立体有限要素法解析（以後、立体FEM解析と称す）を行った。そして、JV計算法、慣用計算法の妥当性、問題点を示し、さらに、構造物の特性をFEM解析によって調べるものである。

3. 解析法及び平面骨組モデルの選定

(1) 立体有限要素法解析

本解析の目的は、構造特性を調べることと、平面骨組モデルによる設計計算法を検証することである。

(a) 構造モデル

解析対象構造は、8パネル分とし、対称性を考えて $\frac{1}{4}$ モデルとする（図-1）。

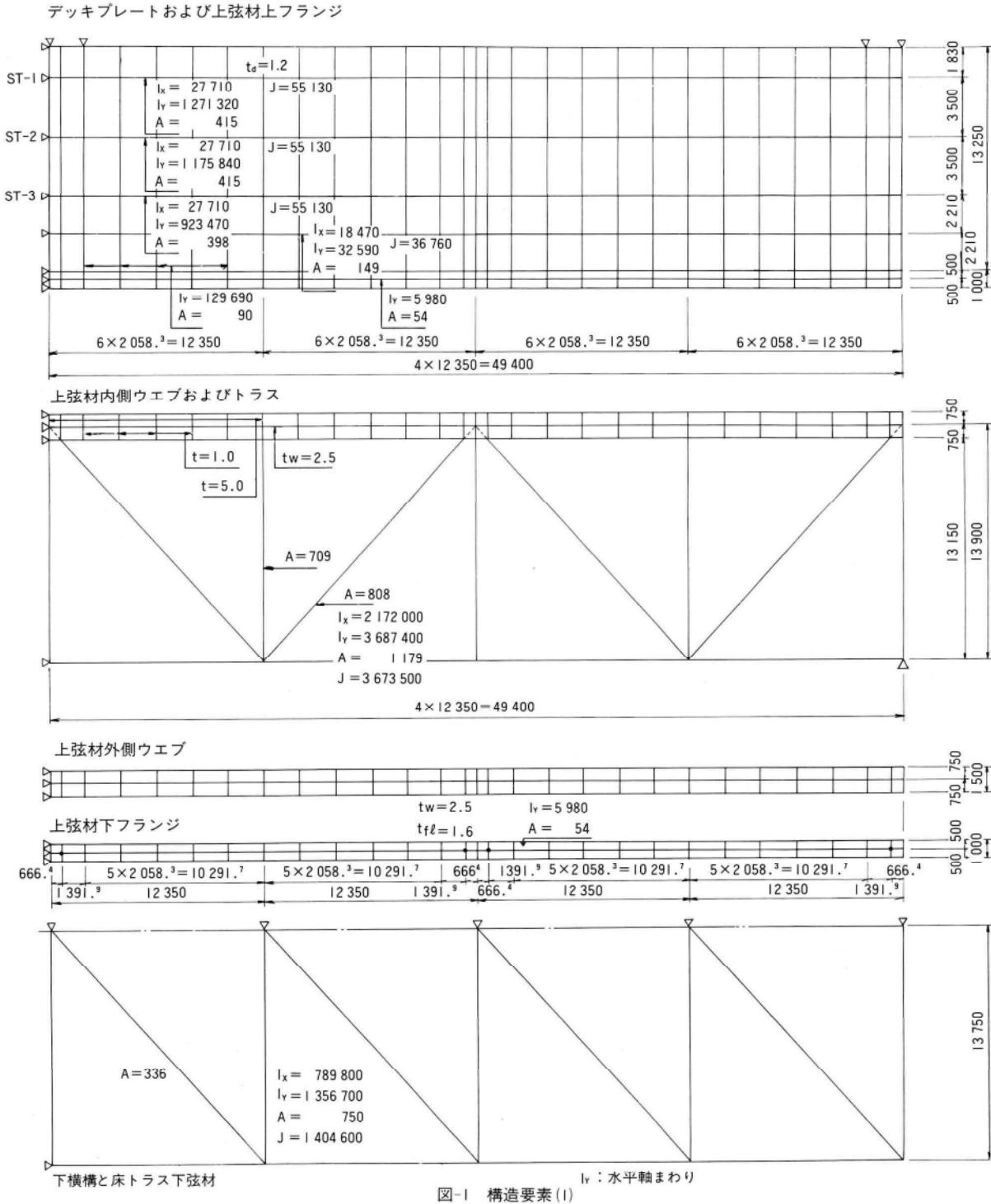
構造モデルは、実際の構造形状と合わせるため、上弦材を箱桁とし、上フランジと鋼床版を連続体としている。板要素は板曲げを考慮している。

鋼床版は、縦リブ、縦桁、横リブを梁要素としてモ

* 技術本部設計部設計第2課課長代理

ル化し、直交異方性板として考えている。このことは、梁要素がそれぞれの方向の伸び剛性、曲げ剛性のみに関与し、せん断流を伝達しない要素として評価することができるからである。

また主構の斜材、垂直材、床トラス、下横構等は梁要素または棒要素として評価している。上弦材格点部は箱桁と斜材、垂直材の棒要素を簡潔な構造で連結でき、所要の構造性能を有するように、ウエブ高の $\frac{1}{2}$ の位置に水平に仮想の板を設けている（図-2）。



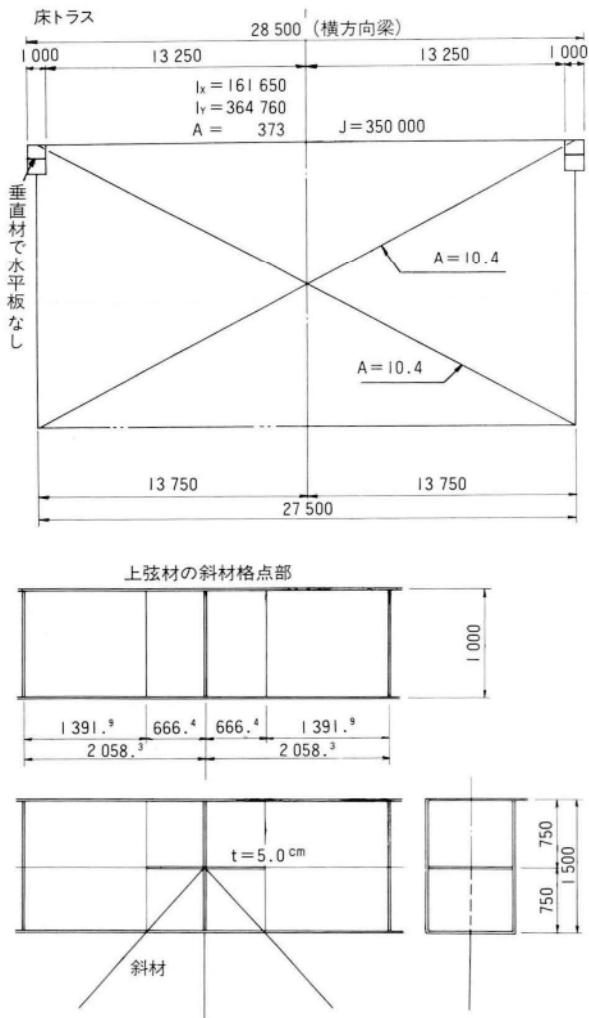


図-2 構造要素(2)

(b) 載荷荷重

ケーブル軸力の水平分力及び斜材軸力が上弦材、鋼床版にいかに力が伝達するかをみるために、それぞれ軸方向荷重、曲げ荷重を載荷している。

軸方向荷重（水平荷重）について、鋼床版応力がどのようにして均等に分布するかをみるために、端格点に2000t (case-1)、また多格点のケーブル水平分力による応力の流れをみるために、端格点から4格点に、各500t(case-2)を載荷する。

曲げ荷重（鉛直荷重）について、斜材からの水平分力による応力および合成上弦材の曲げモーメントによる応力の分布状態をみるために中央格点に1000t(case-3)、また、各格点に125t(case-4)、さらに縦桁曲げモーメントの分布状態もみるために格間を6等分した位置に等分割

荷重20.833t(case-5)を載荷する。

(2) 応力函数による計算法

鋼床版が合成された、トラス形式の斜張橋は、主構造が充腹桁の場合と異なり、斜材軸力の水平分力または、ケーブル張力の水平分力がトラス格点に集中的に導入され、上弦材、鋼床版に伝達される過程で、格点付近に大きな応力集中が発生し、有効幅が減少することが考えられる。

そこで、本検討では、浦田、山村³⁾による軸方向力を橋軸方向に沿った一つのFourier級数に展開し、それぞれの級数項に対して、これらに対応する有効幅の値を用いて、断面の応力度を算出する方法によって応力を求めた。曲げモーメントについては、軸方向力の場合を拡張して、上フランジと鋼床版の応力を軸力に置換して、同様に計算を行った。

(a) 解析の仮定条件

- ① 構造、荷重とも横断面の鉛直軸に関して対称である。
- ② 鋼床版を等方性の板（板厚 t ）と考える。
- ③ 鋼床版の支持条件は、合成上弦材の軸方向力が同符号を有する範囲を等価スパンとする単純桁とみなす。
- ④ 支点上および主構造の位置では、板の橋軸直角方向の変位が拘束されている。

ここに $B, t_d : デッキプレートの幅と厚さ$
 $A_r, A_s : 縦リブ、縦桁の断面積$

(b) 等方性板の微分方程式

$$\frac{\partial^4 F(x, y)}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 F(x, y)}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 F(x, y)}{\partial y^4} = 0 \quad (3.2.1)$$

ここに、 $F(x, y) : Airyの応力函数$

$x, y : 橋軸および直角方向の座標$

上式を満足する応力函数は一般に次式で表せる。

$$F(x, y) = \sum_{n=1}^{\infty} (A_n / k^2) (e^{-ky} + B_n \cdot e^{ky} + C_n \cdot ky \cdot e^{-ky} + D_n \cdot ky \cdot e^{ky}) \sin kx \quad (3.2.2)$$

ここで、 $k = n\pi / \ell$ $\ell : 等価支間長$

$A_n, B_n, C_n, D_n : 積分定数$

式の展開等は文献³⁾を参照していただくことで省略する。境界部（主構造の位置）の応力、変形の条件や歪の適合条件等より、積分定数を求め、さらに軸方向力をFourier級数に展開することにより応力を求める。

上弦材応力は次のようになる

$$(\sigma_x)_g = \sum_{n=1}^{\infty} \left[N_n / \{ A_g + \lambda_n(N) \cdot t \} \right] \sin kx \quad (3.2.3)$$

ここで N_n : 軸力の級数項の係数

$\lambda_n(N)$: 鋼床版の n 項の有効幅

A_g : 上弦材断面積

実際の計算は電算により行い、級数の項数は200項までとする。

(3) 平面骨組モデルの選定

平面骨組モデルは、通常の設計法において、鋼床版と合成された上弦材の取扱い方により、2通り（各2種類）が考えられる。

上弦材の中立軸は鋼床版と合成されることにより、格点位置（ウェブ高の $\frac{1}{2}$ ）より上方に偏心する。この偏心量は、鋼床版の有効幅のとり方により異なってくる。

また骨組を偏心させないで、偏心曲げモーメントを別途計算する方法もある。ここでは平面骨組を4種類について計算し、変位、部材力を立体FEM解析と比較し、モデルを選定する。

(a) 平面骨組モデルと荷重

- ① 鋼床版を全幅有効とし、上弦材との合成断面より中立軸を計算し、この位置を骨組線とする。
- ② 主構トラスを充腹桁とみなし、単純桁の有効幅の式（道示8.3.4）⁴⁾より、鋼床版の有効幅を算定し、合成断面の中立軸を求め、骨組線を決定する。
- ③ 鋼床版を全幅有効とし、骨組線は偏心させないで格点位置上に配置する。
- ④ 鋼床版の有効幅を②と同じく算定し、骨組線は偏心させないで、格点位置上に配置する。

以上の平面モデルに対して、case-1～case-5の荷重に対して解析を行った。

(b) 解析結果と考察

解析結果より、下弦材格点の鉛直方向変位と下弦材の軸力について考察する。

変位については、図-3より次のことが言える。

立体FEMの結果を基準とすると、曲げ荷重の方がFEMと良く一致を示し、最大でもその差は5%以内で、特に②、③では1~2.8%である。

軸方向荷重は多少差が大きく、最大で27%位であり、②、③では3~11%である。

軸力については、図-4より次のことが言える。

平面骨組の軸力はFEMの値より10%位大きいが、偏

心を考慮した系同士、考慮しない同士では殆ど差がなく、両者間でも3%位の差である。

そこで、これ以降は、FEMとよく近似している、②、③を解析系とし、②を慣用計算法のモデル、③をJV計算法（簡易計算法のモデルと一致）のモデルとする。

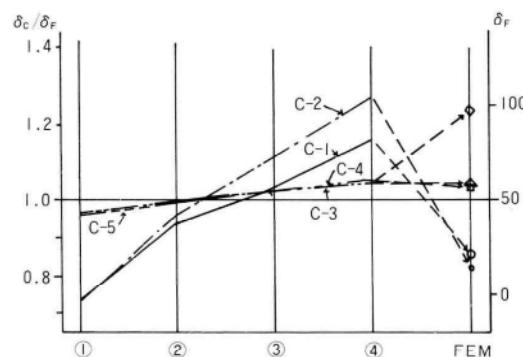


図-3 下弦材(t)の各ケースのFEM値に対する撓比及びFEMの撓み

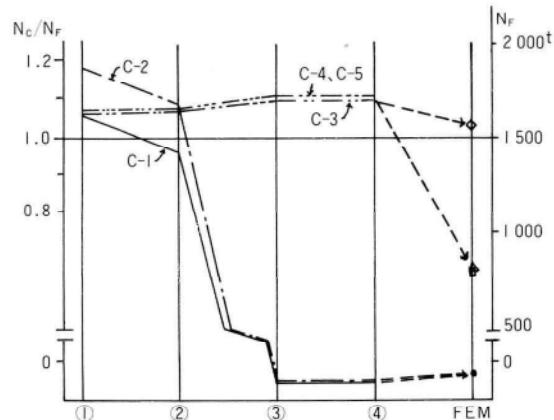


図-4 下弦材(t)の各ケースのFEM値に対する軸力比及びFEMの軸力

(4) 慣用計算法

上弦材の軸力と曲げモーメントを図-5、図-6に示す。

(a) 軸力による応力

軸力による応力は次のように算定する。

$i \sim i+1$ 格間の軸力を前格間 ($i-1 \sim i$) から生じている軸力と $i \sim i+1$ 格間で生じた軸力に分け、 i 格点では各々の軸力を初期軸力、格点軸力、 $i+1$ 格点では全てを初期軸力とする。

格点軸力は上弦材断面積のみで、初期軸力は軸力の符号変化点を等価支間長として、道示 8.3.4 より求めた有効幅で、負担するものとする。

(b) 曲げモーメントによる応力

曲げモーメントを次の 3 種類に分ける。

- ① 上弦材が曲げ剛性を有することにより生ずる、全体系の曲げモーメント

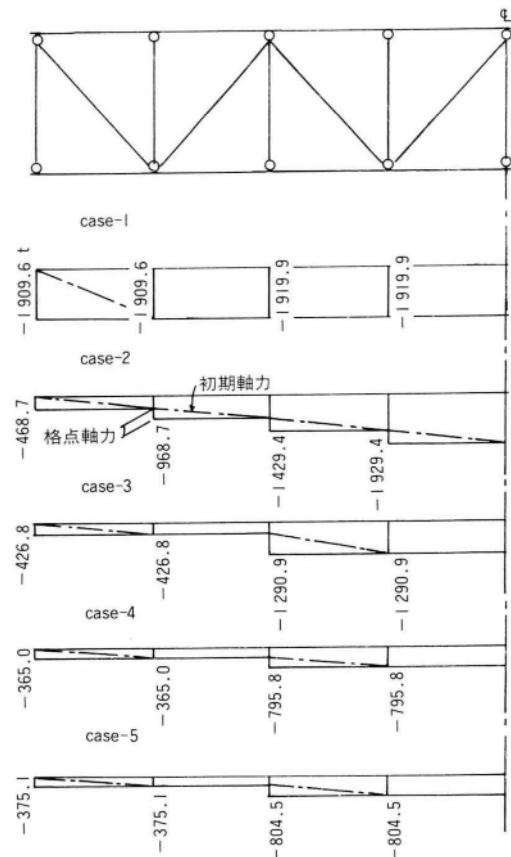


図-5 慣用計算法の軸力

- ② 上弦材が偏心を有することにより生ずる偏心曲げモーメント

- ③ case-5 のように、格間に鉛直荷重が載荷することにより生ずる縦桁曲げモーメント
各種曲げモーメントにより生ずる応力は次のように考える。

- 1) 全体系の曲げモーメントは、当該曲げモーメントの符号変化点を等価支間長として、道示 8.3.4. 単純桁の式より求めた有効幅で負担するものとする。
- 2) 偏心曲げモーメントは、格間を支間とし、道示 8.3.4 のゲルバー桁の片持部の式より求めた有効幅で負担するものとする。
- 3) 縦桁曲げモーメントは、格間を支間とし、道示 8.3.4 の連続桁の式より求めた有効幅で負担するものとする。

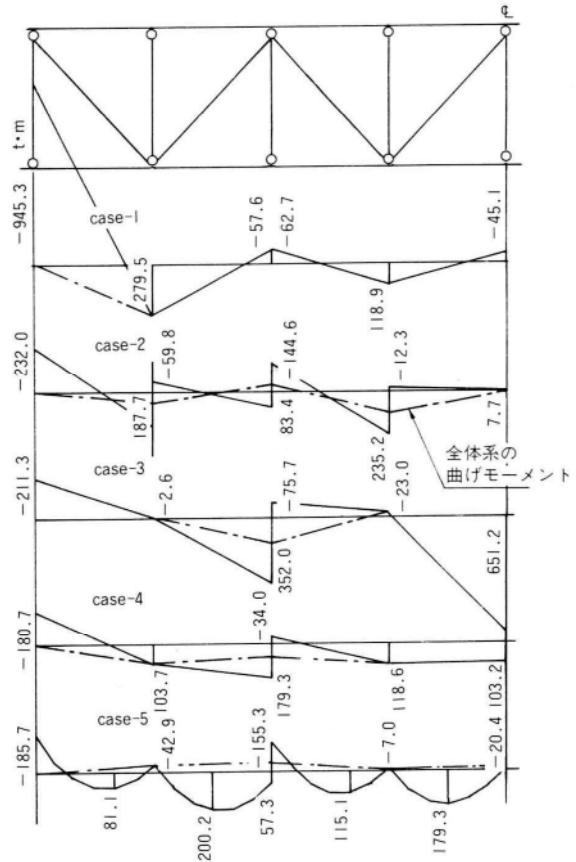


図-6 慣用計算法の曲げモーメント

(5) JV 計算法

上弦材の軸力と曲げモーメントを図-7、図-8に示す。但し偏心による曲げモーメントは次のように算定する。

軸力 $N_2, \Delta N_1, \Delta N_0$ に対して、有効断面積 A_2, A_1, A_0 があり、荷重導入点で有効なのは A_0 であるから、 A_0 の重心を有効断面の重心と考えるのが、1次近似的に正しいと言える。ところで、上弦材の軸応力という観点からみると、この考え方は安全側の評価と言えるけれども、偏心モーメントの観点からみると危険側である。なぜなら鋼床版の応力の伝達が早いほど、有効断面の中立軸は上方へ移行し、偏心量 e を増加させる。そこでここでは、 A_0 と A_1 の中間値を有効断面の中立軸と考え、 $e = 20\text{cm}$ とする。

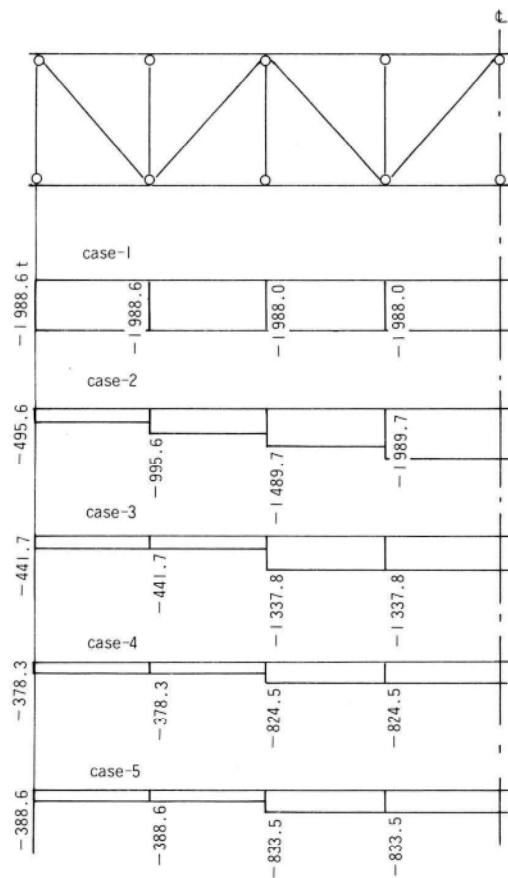


図-7 JV 計算法による軸力

(a) 軸力による応力

格点で導入される軸力が、漸次上弦材から鋼床版に広がっていくことを考慮して、次のように計算を行う。

$$\sigma = \frac{N_2}{A_2} + \frac{\Delta N_1}{A_1} + \frac{\Delta N_0}{A_0}$$

ここに、
 N_2 : 2パネル前の軸力
 ΔN_1 : 1パネル前の格点の軸力差
 ΔN_0 : 着目パネルの格点の軸力差
 A_2 : 上弦材+鋼床版（全幅有効）の断面積
 A_1 : " + " ($\frac{1}{2}$ 幅有効) の "
 A_0 : 上弦材のみの断面積

(b) 曲げモーメントによる応力

曲げモーメントによる応力は慣用計算法と同様に算定する。

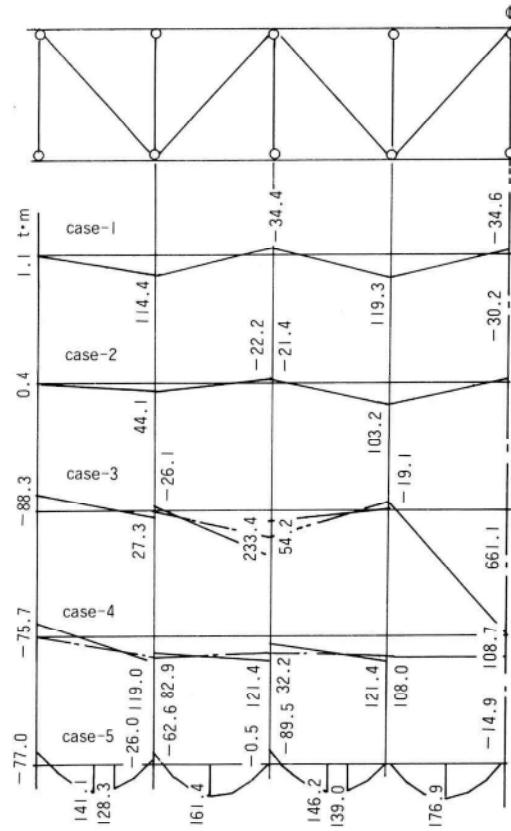


図-8 JV 計算法による曲げモーメント

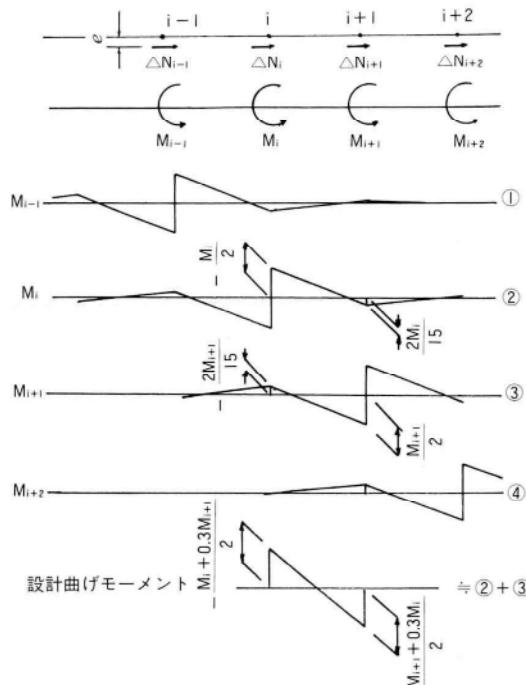


図-9 偏心曲げモーメントの計算

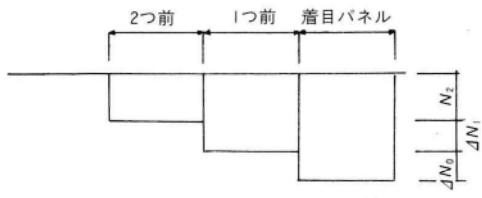


図-10 隣接パネルの軸力

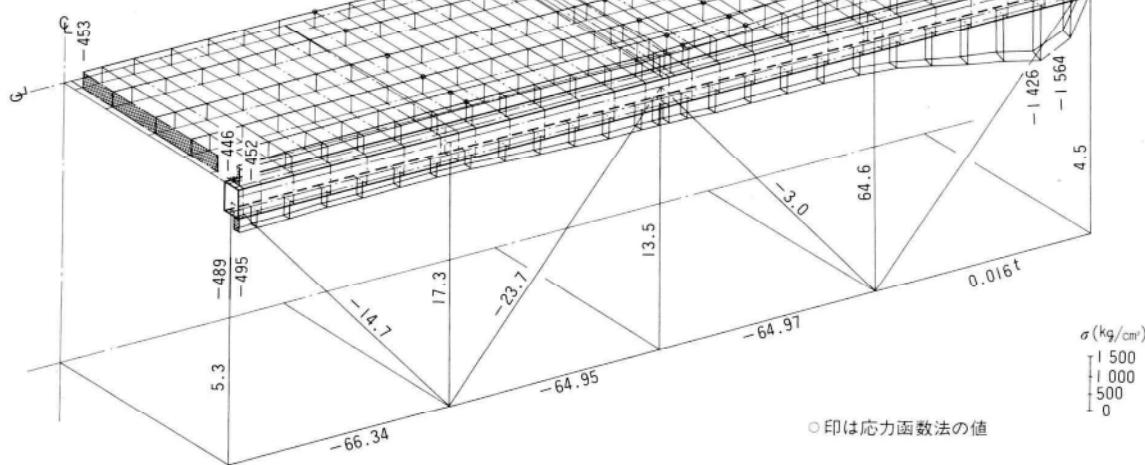


図-11 橋軸方向直応力 case-1

4. 解析結果と考察

(1) 立体有限要素解析

(a) 橋軸方向荷重

case-1については図-11に示すように、デッキプレートの応力の流れは、荷重近傍で極端に大きな応力 ($\sigma_{fu} = -1361 \text{ kg/cm}^2$ 参考：平均応力 $\sigma = -482.5$) が発生し、2パネル終端付近で $\sigma_{fu} = -543$ 、 $\sigma_d = -361$ 、4パネル終端付近で $\sigma_{fu} = -449$ 、 $\sigma_d = -453$ と順次均等化されている。

case-2については図-12に示す。多格点軸方向荷重をうける場合は、格点で新しく荷重が導入されるため、後方に引張応力が生じ、前方で圧縮応力が生じる。そのため、一度応力が減少し、次に急激に増大する。そこで、デッキプレートの応力は格点を境にして、ネガティブシャラグ、シャラグ現象が連続的に生じ、激しい応力変化となる。

(b) 曲げ荷重

case-3については斜材の軸力の水平分力が上弦材に伝達されるため、2パネルづつ同値の軸力が作用するが、図-13に示すように、応力はそれとはかなり異なったものとなっている。これは水平分力の導入前後（第3格点）のネガティブシャラグ、シャラグの影響および各種曲げモーメントの影響と考えられる。支間中央では、

全体系の大きな曲げモーメントの影響がみられる ($\sigma_{fu} = -677 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_d = -307$ 、 $\sigma_{fl} = 310$)。

このため、平面トラスで軸力部材として求めた応力値とは著しく異なっている。

case-4は図-14に示すように、載荷荷重の関係より、case-3の応力分布と似ているが、値が小さい。

case-5は図-15に示すように、縦桁曲げモーメントの影響が良くでている。

また、各ケースについて、応力函数による値（○印）を示してあるが、良く対応している。

ここに、 σ_{fu} 、 σ_{fl} 、 σ_d ：上弦材上、下フランジ応力および鋼床版（L）応力

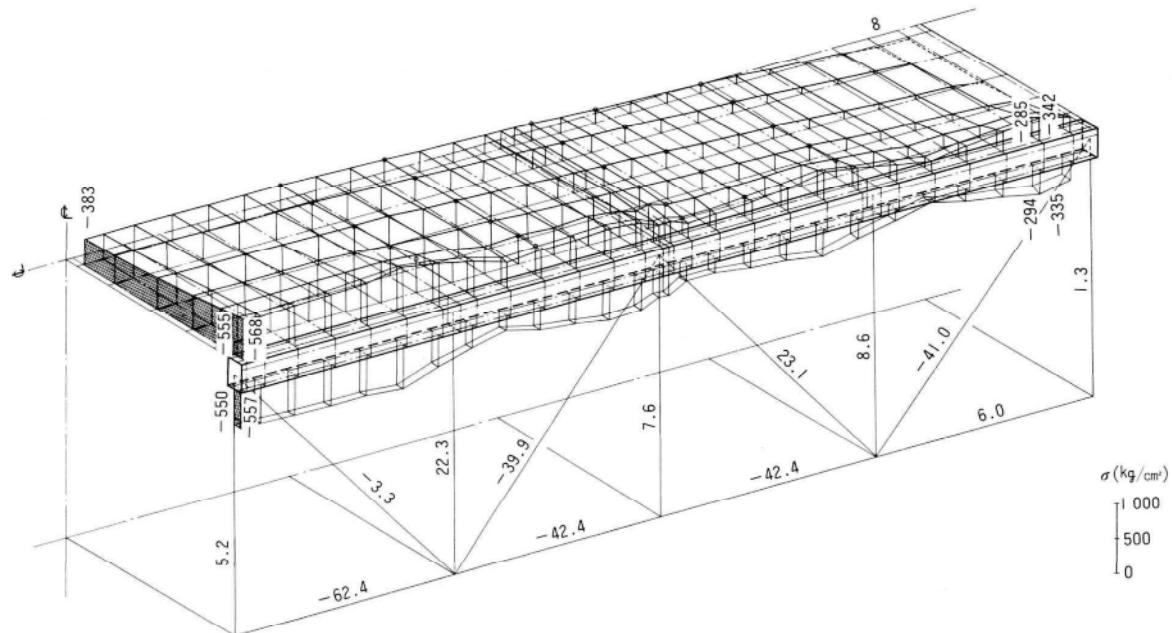


図-12 橋軸方向直応力 case-2

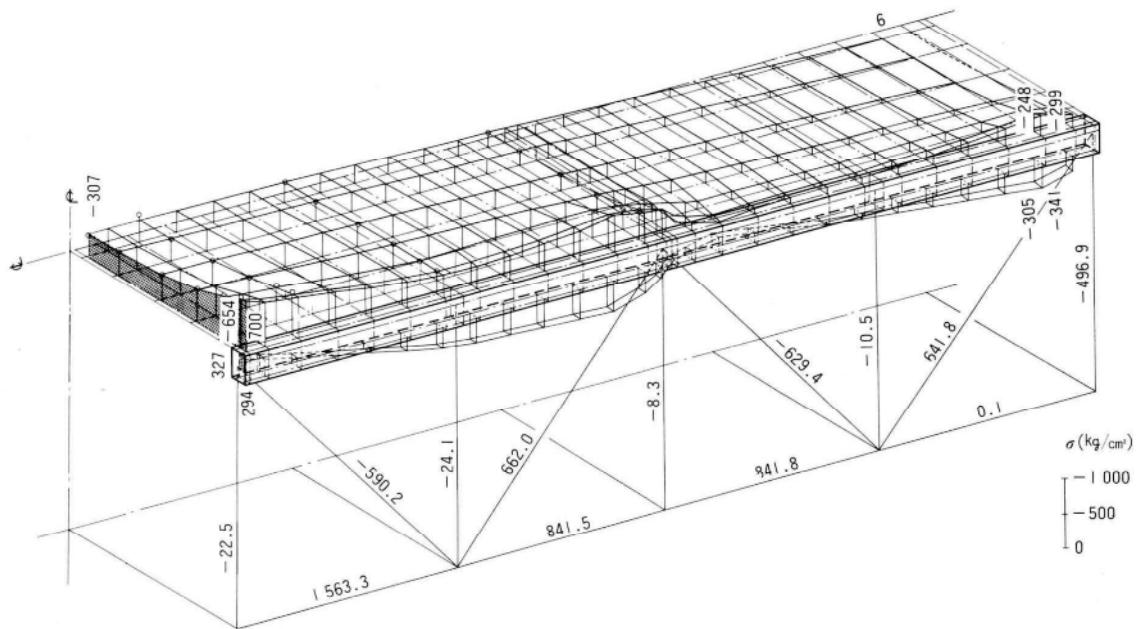


図-13 橋軸方向直応力 case-3

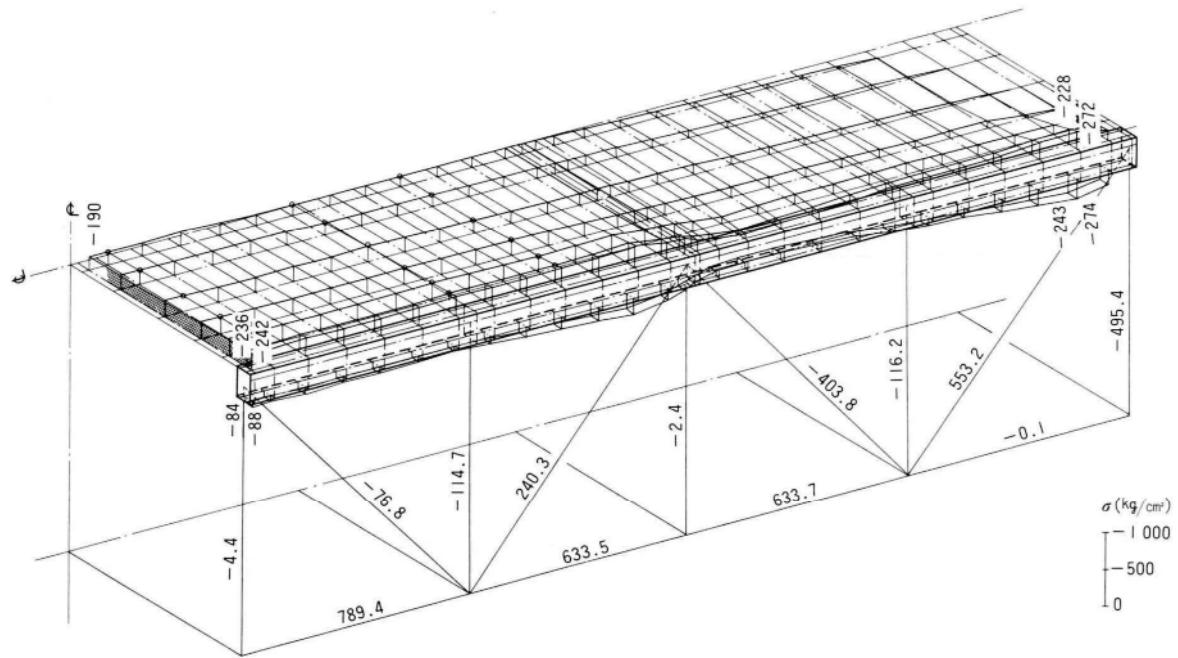


図-14 橋軸方向直応力 case-4

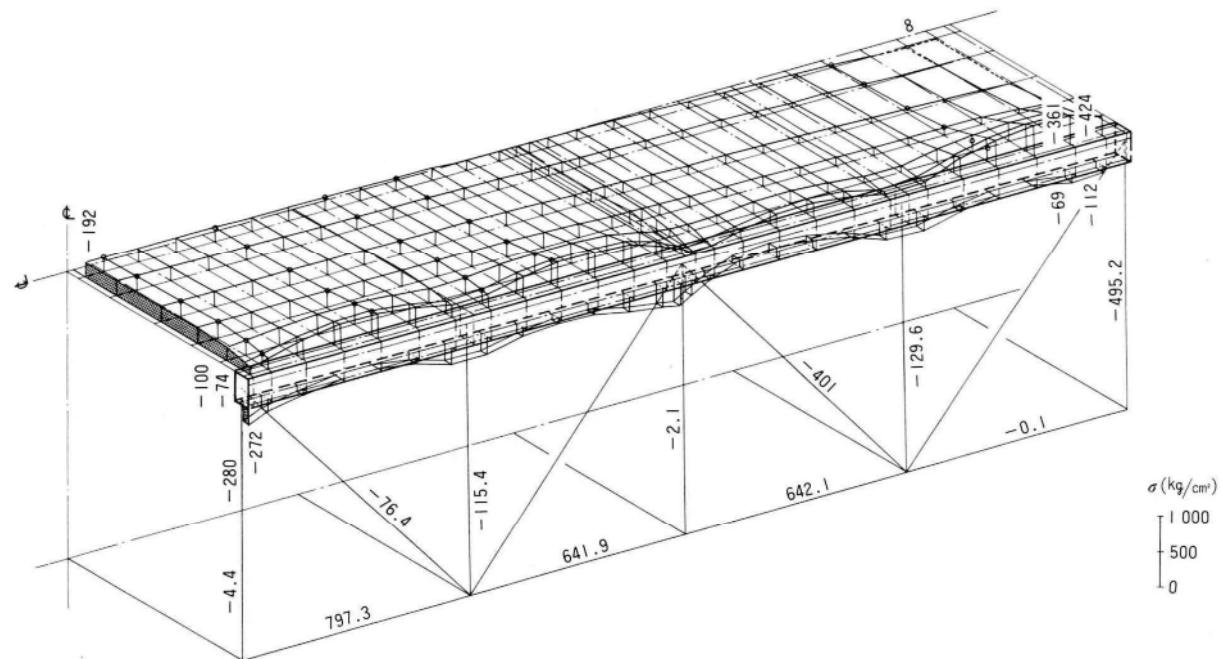


図-15 橋軸方向直応力 case-5

(c) せん断応力 (図-16~図-18)

せん断応力の分布は前項の軸応力とよく対応している。すなわち、軸応力の変化の激しい個所で大きなせん断応力値 (case-1で $\tau=701\text{kg/cm}^2$) を示しており、こ

れを橋軸直角方向断面でみた場合、上弦材上フランジと鋼床版の境目に相当する。また、軸応力分布が均等な支間中央および鋼床版 \pm では、せん断応力は殆ど作用しない。

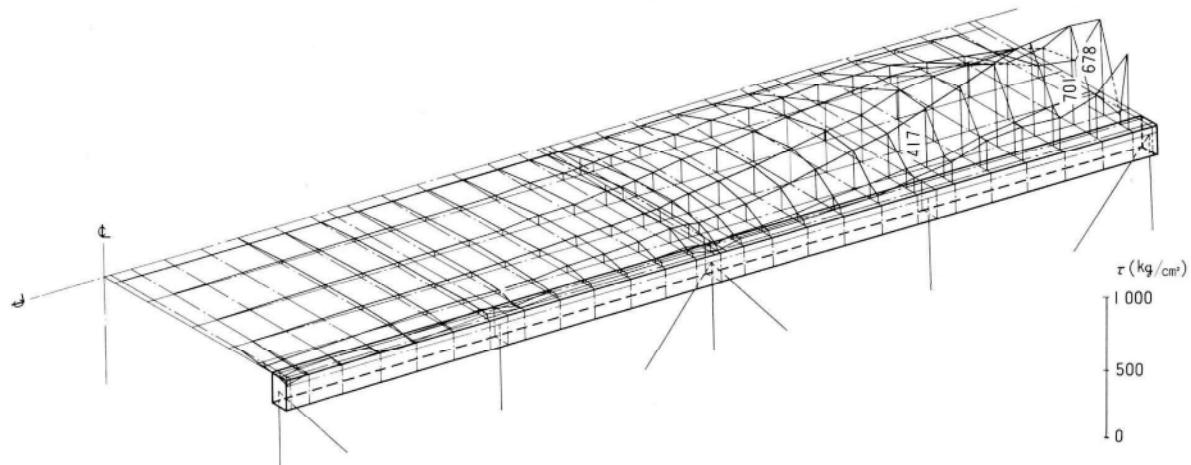


図-16 せん断応力 case-1

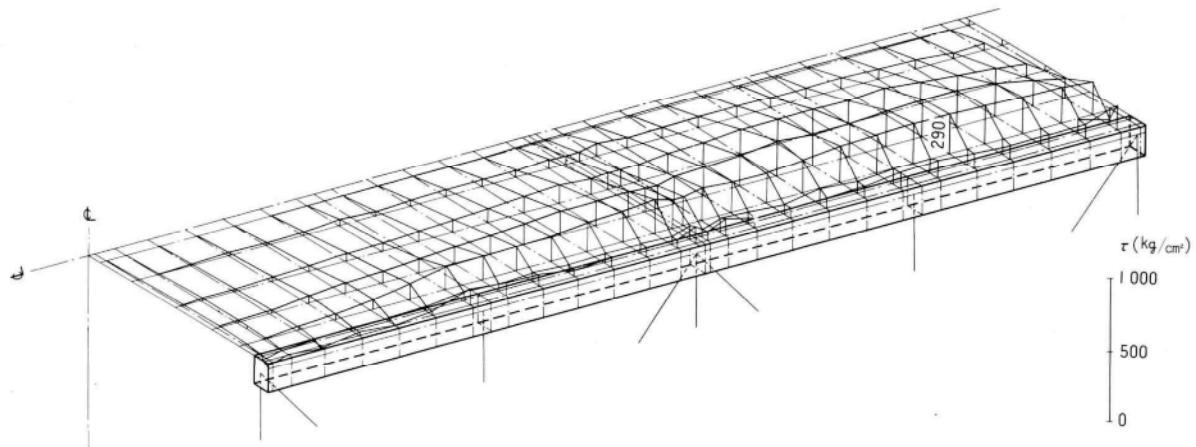


図-17 せん断応力 case-2

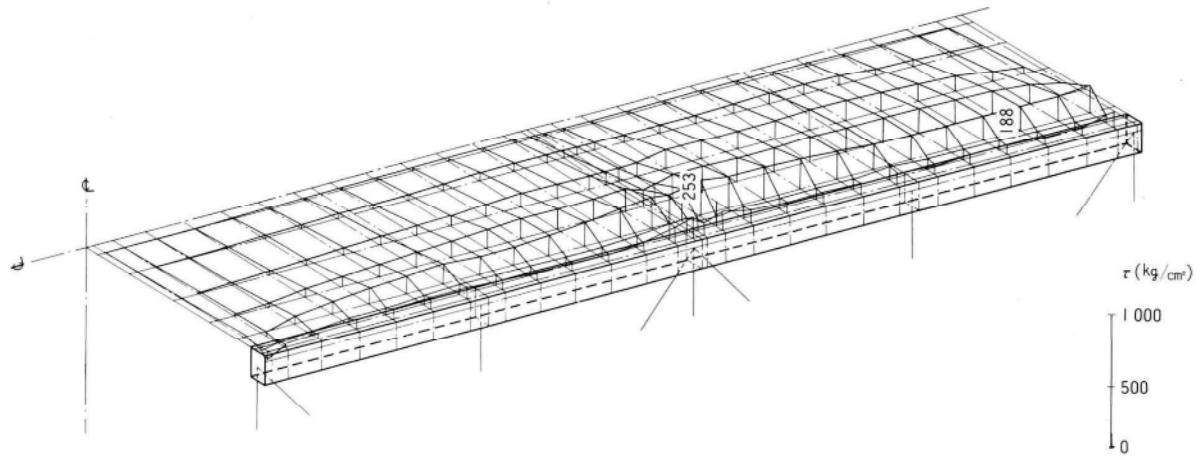


図-18 せん断応力 case-3

(d) 変位

橋軸方向変位 (u)、鉛直方向変位 (v) を図-19に示す。

一般に良く知られているように、変位と応力の関係では、軸応力は u (中立軸における) の一次微分、曲げ応力は v の二次微分である。このことを念頭におくと、この図の値と応力分布との相関性が認められる。

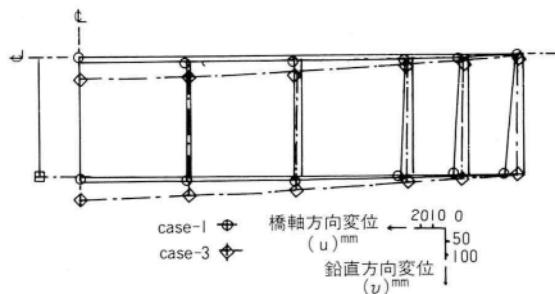


図-19 橋軸方向変位 (u) と鉛直方向変位 (v)

(2) 各計算法の対比

FEMによる応力値は、軸力と曲げモーメントの両成分が合成されているが、他の計算法による軸力と曲げモーメントの各々の応力と比較するため、上弦材の上下フランジの応力差を慣用計算法の中立軸位置を使用して、曲げ応力と軸応力に分ける。又フランジ応力は平均値（断面の）を使用する。

(a) case-1 (図-20)

軸力による応力は、慣用計算法に於いては、パネル内で勾配を有するのに対し、JV計算法は一定で隣接パネル間で階段状となる。このためパネルの始端側では等しく（図では軸力が異なるため等しくない）、終端側では、勾配分だけJV計算法が大きくなる。応力函数法とFEMとでは、橋軸直角方向の応力分布が変化している1、2パネルでは、FEMが大きく（応力函数法が過小評価）、応力分布が均等になっている3、4パネルでは殆ど一致している。これは、応力函数法が等方性板を使用しており、せん断剛性が大きいためである。然るに、応力分布が均等になれば、せん断剛性の影響がないので、両者は一致する。また全体として慣用計算法が良い近似を示している。3、4パネルは応力が均等になっているため、どの計算法も良く一致している。

曲げモーメントによる応力は、慣用計算法に於いて端部に $M = -945 \text{ t} \cdot \text{m}$ の偏心曲げモーメントが生ずるため、

第一パネルでは特異な応力分布となっており、FEM値とも大きな差がある。3、4パネルでは、どの計算法も良く似た値となっているが、FEM値より多少大き目である。

合計応力は、慣用計算法に於いて、1、2パネルで応力変化が大きく、FEM値を挟んで大きく上下しており、JV計算法の方が設計値としては望ましい。

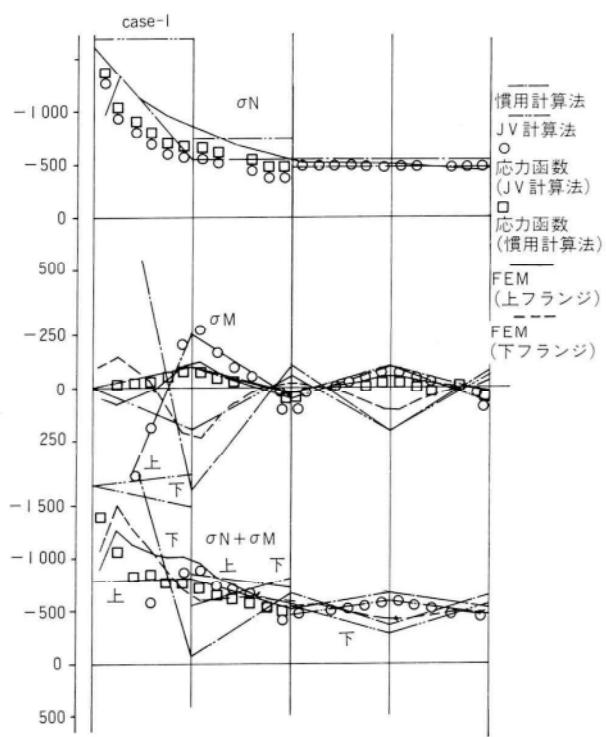


図-20 上弦材の橋軸方向直応力 case-1

(b) case-2 (図-21)

軸力による応力は、慣用計算法に於いては、隣接パネル間で支間中央に向かって増加しているが、パネル内では減少勾配となっており、FEM値、応力函数値と良く似た傾向（格点前後のネガティブシャラグ、シャラグの影響）を示しており、これらを包括している。

又、JV計算法は、慣用計算法も包括している。応力函数値は第2パネル目から以降、FEM値と良く一致している。

曲げモーメントによる応力は、慣用計算法に於いて、第1、3パネルの偏心曲げモーメント成分が顕著である。

合計応力について次のように言える。慣用計算法は上弦材下フランジのパネル終端側で過小評価していること

ろがある。JV計算法は、多少余裕はあるがFEM値を全てクリアしている。また、応力函数値（JV計算法部材力による一□印）は、FEM値と良い近似を示している。

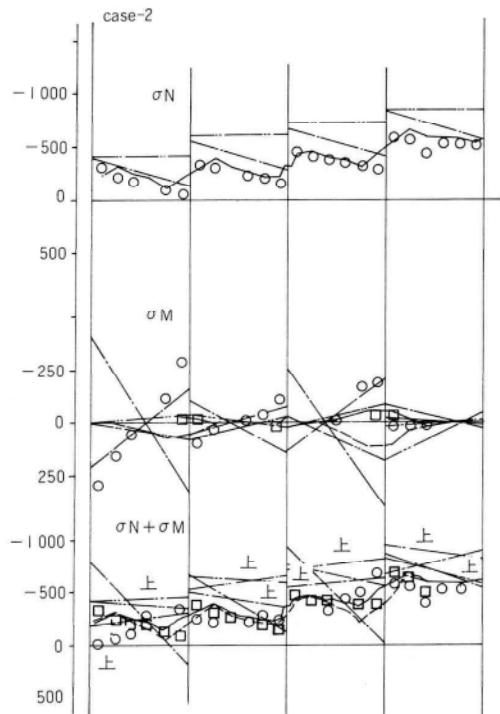


図-21 上弦材の橋軸方向直応力 case-2

(c) case-3, case-4 (図-22, 図-23)

軸力による応力について次のように言える。case-4はcase-3の80%前後であり、応力分布形状は良く似ている。斜材軸力が上弦材、鋼床版に導入される第3格点で、応力は大きな変曲点を有し、この格点を挟んだ近傍の支点側、中央径間側で、各々零および圧縮の最大値を示す。慣用計算法、JV計算法は、第3パネルに60%強の余裕がみられる。応力函数値は第1パネル目こそ多少低目であるが、2パネル目以降はFEM値と良く一致している。

曲げモーメントによる応力について次のように言える。case-3は集中荷重が支間中央に1000t 載荷 (case-4は全格点に125t) しているため、偏心曲げモーメントおよび全体系の支間中央曲げモーメントがcase-4に比べて、かなり大きい。それが応力分布に良く表れている。またJV計算法は慣用計算法に比べて、偏心曲げモーメントの評価が1/2.5位であり、これが第

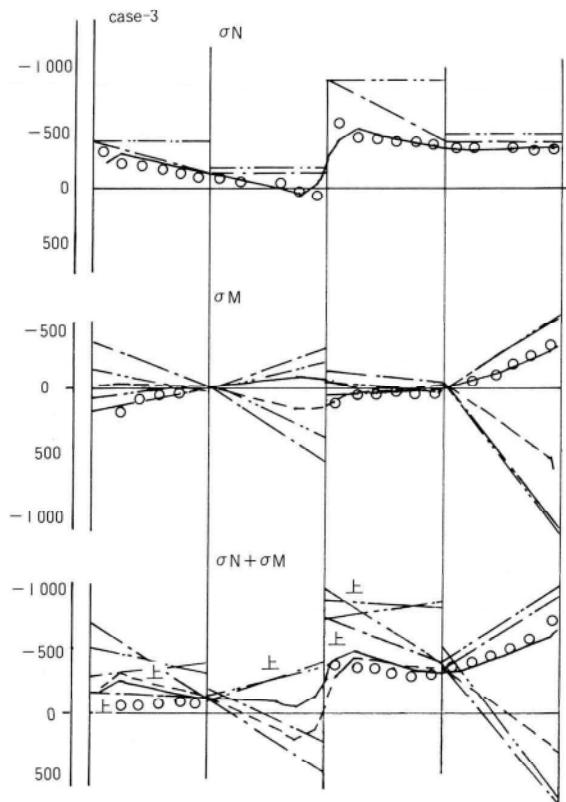


図-22 上弦材の橋軸方向直応力 case-3

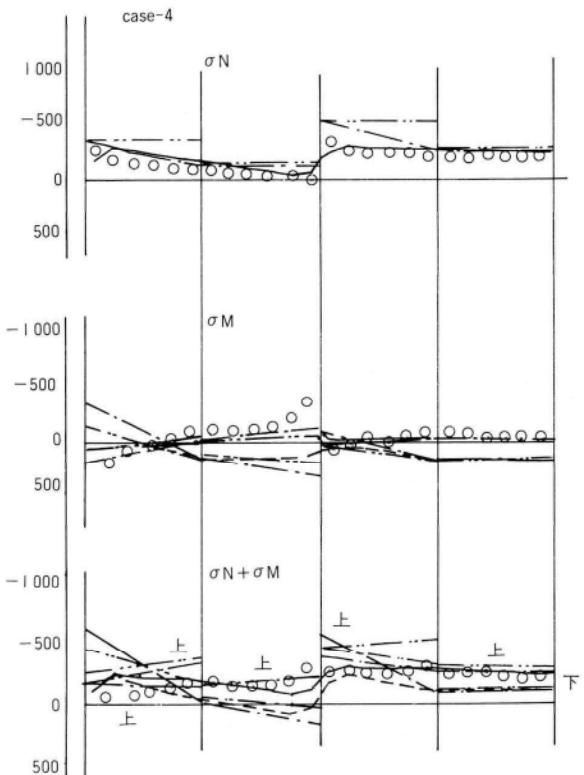


図-23 上弦材の橋軸方向直応力 case-4

1、2パネルに表れている。両計算法とも、FEM値と比べ大きな値を示しているが、応力函数値とFEM値は良く一致している。

合計応力については、上弦材の上下フランジ共、第3格点で応力の大きな変曲点を有するなど、前述の特性を重ね併せた結果になっている。

(d) case-5 (図-24)

軸力による応力はcase-4と殆ど同じである。

曲げモーメントによる応力は、等分割荷重による縦横曲げモーメントの応力が顕著に表れている。

合計応力についても、このケースのみ特徴があり、縦横曲げモーメントの影響が表れている。JV計算法は他の計算法を包括しており、応力函数値は2パネル目以降順次、FEM値と一致していく。

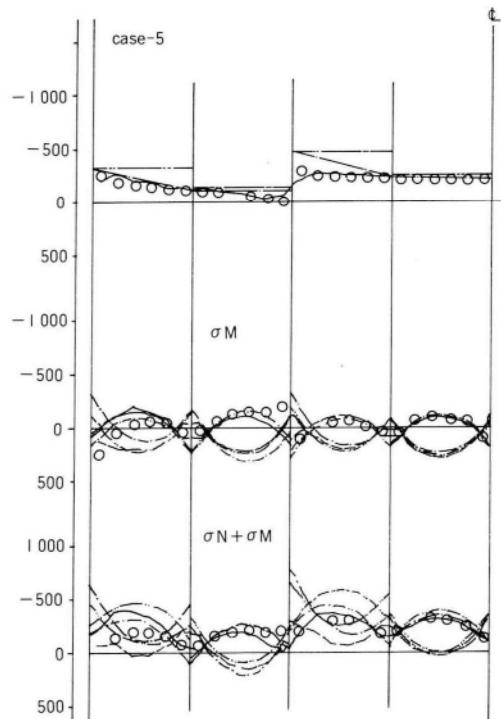


図-24 上弦材の橋軸方向直応力 case-5

(3) 有効幅

FEM値（対象は合計応力）と応力函数値（対象は軸応力、曲げ応力、合計応力）による有効幅を各々調べ、有効幅の性状を知り、かつ両解析法の相関性を把握するものである。

有効幅率の算出は次式による。

$$\mu_{(1)} = \frac{N - \sigma_g \cdot A_g}{\sigma_g \cdot A_D} \quad (4.3.1)$$

$$\mu_{(2)} = \frac{N - \sigma_g (\text{or } \sigma_{gu}) \cdot A_g}{\sigma_{gu} \cdot A_D} \quad (4.3.2)$$

ここに $\mu_{(1)}$ ：上弦材平均応力に対する有効幅率
 $\mu_{(2)}$ ：上弦材上フランジ応力に対する有効幅率

N ：軸力（曲げモーメントの時は、上フランジ、デッキプレートの軸力）

σ_g ：上弦材の平均応力

σ_{gu} ：上弦材上フランジの応力

A_g ：上弦材断面積（曲げモーメントの時は上フランジ断面積）

A_D ：鋼床版断面積

(a) FEM値による合計応力の有効幅率

case-1 (図-25) については、端格点から支間中央にいくに従い、零から1.0に漸増し、第4格点付近から、ほぼ全幅有効になる。

case-2については、多格点軸力であるので、2、3、4格点で不連続となり、支点側でネガティブシャラグが生じ、1.0を超す（設計的には余り意味がない）、支間中央側でシャラグにより0.4～0.6位となる。

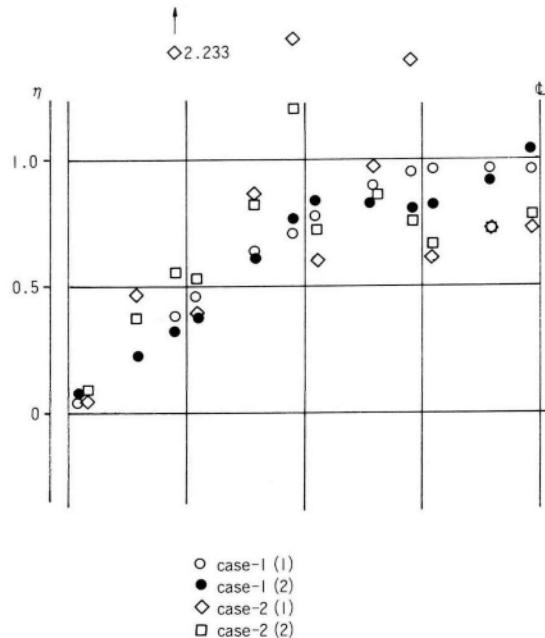


図-25 軸方向荷重による全軸応力(FEM値)の有効幅率

曲げ荷重（図-26）の有効幅率の変化は、大局的にみれば、3ケースとも同様な傾向にあり、第3格点を変曲点とした、2つの右上りの曲線で表される。この格点は斜材軸力が導入される位置で、端支点側でネガティブシャラグが生じるため、有効幅率が1.0を超えた大きな値となっている。また曲げ応力が卓越しているcase-3の支間中央および、縦曲げモーメントの生じているcase-5は $\mu_{(1)}$ と $\mu_{(2)}$ の間に顕著な差がみられる。

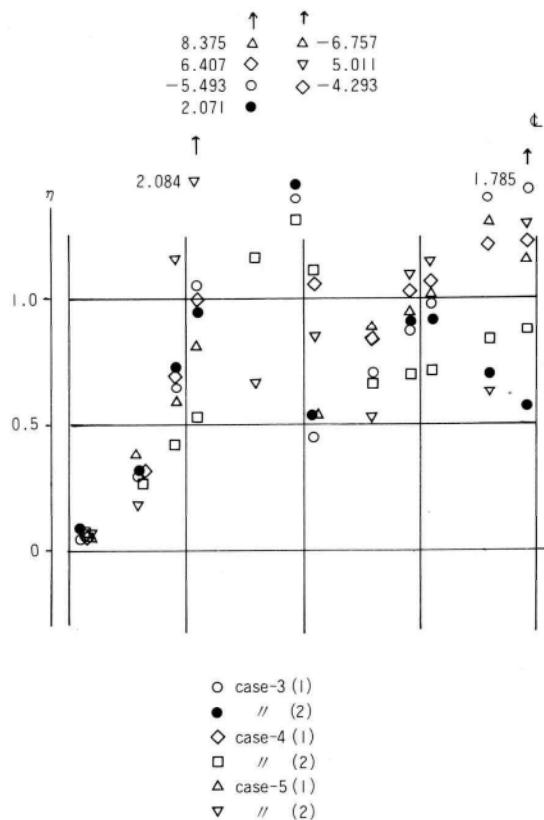


図-26 曲げ荷重による全軸応力(FEM)の有効幅率

(b) 各種軸応力による有効幅率

応力函数法による各有効幅率を図-27、図-28に示す。軸方向荷重については、端格点に載荷された荷重が各パネル間で、どのような割合で鋼床版に伝達されるかを見るため、case-1について調べる。

軸力による応力の有効幅率は、端格点を零とし、支間中央を1.0とする放物線形状で表される。

曲げ応力は、慣用計算法、JV計算法とも、全体系の曲げモーメントとしては、一定の有効幅をとっているが、図-27から、格点より格間 ($\eta_{max} \approx 0.5$) の方が大きいことが判る。

合計応力の有効幅率は、第2格点近傍から、軸応力の

それを挟んで上下する格好で与えられる。また、この値はFEM(2) (○印) と等価となるはずであるが、有効幅の小さい範囲（端支点側）では、等方性板と仮定しているため応力函数法の方が大きく、全幅有効の付近（支間中央側）では、両者は良く一致している。

曲げ荷重については、縦桁曲げモーメントが作用するcase-5 (図-28) について調べる。

軸応力の有効幅率は、斜材から軸力が上弦材、鋼床版に導入されるため、この時のせん断力の影響により大きな変曲点が生ずる。第3格点を境として、端支点側は、変化率の激しい下に凸の形状、支間中央側は中央を1.0とする上に凸の形状となっている。

曲げ応力の有効幅率は、パネル中央で大きく ($\eta_{max} \approx 0.5$)、格点では負の値となっている。これは上弦材上フランジの応力の符号が異なっているためである。

合計応力の有効幅率は、格点2、4、5が剣のように出た形で1.0を超えており、この理由の一つは、曲げモーメントによって、負の有効幅が生じているためである。有効幅率としては、局部的には、鋭い変化を示しながら全体的に支間中央に向かって増加している複雑な形状となっている。FEM(2) (▽印) と比較すると、格点部、格間部とも良く一致していることが判る。

また、このことは、FEM値の応力の分離の方法が妥当であることも確認できる。

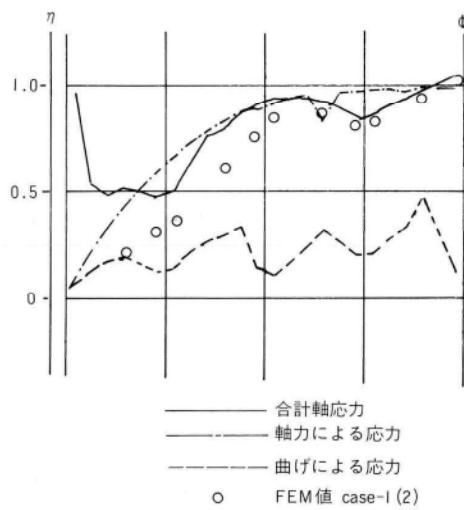


図-27 軸方向荷重(case-1)の各軸応力(応力函数値)の有効幅率

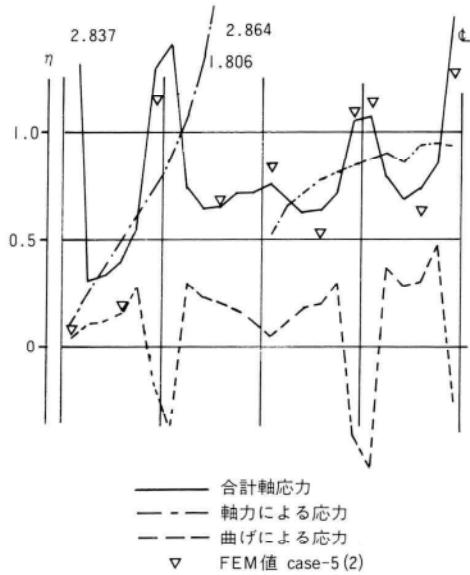


図-28 曲げ荷重(case-5)の各軸応力(応力函数値)の有効幅率

5. あとがき

鋼床版を上弦材と剛性するトラス形式の構造について本検討より次のことがいえる。

- ① 平面トラスへのモデル化は、骨組に偏心を考慮する場合は、鋼床版の有効幅を考慮し、偏心を考慮しない場合は全幅有効とするのが良い。
- ② 慣用計算法による軸応力（軸力分の）は局部的にFEM値を下まわることもあるが、一般的には、安全側であるので、設計時に注意して使用すれば問題はないと思われる。JV計算法は慣用計算法を包括しており、設計法としてはこれも一方法と思われる。
- ③ 曲げモーメントによる応力は、次のことが言える。
慣用計算法による偏心曲げモーメントの応力は過大評価と考えられる。JV計算法の方が現実に近いと思われる。
- ④ 全体系、縦桁および偏心曲げモーメントの応力は、本検討の手法により、道示8.3.4の有効幅を使用して計算している。これは妥当と考えられる。
- ⑤ 応力函数による方法は、等方性板としても良い結果を示すが、直交異方性板とすれば、より精度が向上すると考えられる。

⑤ 格点部近傍の特異な応力分布および、均等な応力の範囲が特にFEM解析により明確になった。

ここでは、設計の使用頻度の多い対称荷重についてのみ検討したが、何かの役に立てば幸いである。

非対称荷重による捩りについては、そり応力が支間長（すなわち、パネル数）に関係するため⁴⁾、モデル化の都合で対象からははずした。今後検討していきたい。

立体FEM解析は、日本電子計算(株)科学技術事業部にて行った。

また本稿を執筆するにあたって、本州四国連絡橋公団第二建設局児島工事事務所、第四工事、第五工事ならびに、櫃石島橋上部工共同企業体の皆様に御協力いただいたことを、心から感謝する次第であります。

〈参考文献〉

- 1) 櫃石島橋上部工共同企業体；櫃石島橋上部工詳細設計；昭和59年2月
- 2) 首都高速道路公団；日本橋梁建設協会；特殊構造部材検討（その2）報告書第1編；昭和56年3月
- 3) 浦田、山村；補剛トラス桁と鋼床版床組を合成した橋梁の実用計算法 土木技術27巻6号（昭和47、6）
- 4) 日本道路協会；道路橋示方書・同解説；昭和55年2月

縦リブを利用したずれ止め構造の耐荷力試験(疲労試験)

高崎一郎*
原 昭恵**
鬼頭省吾***

1. まえがき

縦リブを利用したずれ止め構造の静的耐荷力試験についてはすでに報告したが¹⁾、その後同一試験体により200万回の疲労試験を行ったのでここに報告する。

静的試験では、スタッドジベルと比較しながら各構造のずれ止めとしての設計耐荷力を求めたが、本試験は繰返し荷重下においても、その設計耐荷力が妥当なものであることを検証することを目的とする。

2. 試験体

試験体の種類は静的試験の場合と同一であり、図-1に示す9種類である。

試験体は静的試験の試験体製作時に同一条件のもとに各タイプ2体、計18体を同時に製作した。使用材料および試験体の寸法については、前記報告を参照されたい。

3. 試験方法

(1) 載荷荷重

スタッドの疲労強度については多くの報告があるが、試験方法が統一されていないこともあってその結果は、かなりばらついている²⁾。本試験ではこれらの報告を参考にし、前述した試験目的も合わせ考えて、やや安全側の値としてせん断応力の振巾で7kg/mm程度を試験荷重とした。試験機によって定まる最小荷重を1kg/mm²（約1ton/4本）とすれば上限は8kg/mmとなる。したがって試験体1体（16φ×100スタッド4本）に対する載荷上限荷重は

| タイプ | ずれ止めの種類 |
|------|--------------------------------|
| I | スタッド16φ |
| II | 異形鉄筋を貫通(密着、溶接) 鋼板 |
| III | 異形鉄筋を貫通(密着、クサビ) 異形鉄筋D16 |
| IV | 異形鉄筋を貫通(密着、自重) 異形鉄筋D16 |
| V | 異形鉄筋を貫通(間隙有) 異形鉄筋D16 |
| VI | ハニカム腹板(無筋) |
| VII | ハニカム腹板(D13) 異形鉄筋D13 |
| VIII | ハニカム腹板(D16) 異形鉄筋D16 |
| IX | 異形鉄筋ラチス腹板 異形鉄筋D16 |

図-1 ずれ止めの種類

* 技術本部設計部長

*** 千葉工場製造部生産技術課長

** 技術本部技術開発部開発課長

$$P = 4 \times \frac{1}{4} \times 16^2 \times \pi \times 8 \approx 6431\text{kg}$$

となる。一方静的試験において求めたI型の耐荷力は9,700kg（2本分）であった。したがって疲労限度と耐荷力の比は

$$\alpha = 6431 / 9700 \times 2 = 0.335$$

となる。他のタイプについても、耐荷力の33.5%を最大荷重として200万回の繰返し荷重に耐えるものであれば、耐荷力を安全率（≈3.5）で除した設計耐荷力を使用しても、スタッドを使用した時と同等の安全率が疲労に対しても得られると考えた。

表-1に各タイプの静試験により求めた耐荷力、および疲労試験に使用する最大荷重と最小荷重を示す。

表-1 疲労試験の荷重

| タイプ | 耐力荷重 | 繰返し最大荷重 | 繰返し最小荷重 |
|------|------|---------|---------|
| I | 9.7t | 6.5t | 1.0t |
| II | 11.7 | 7.6 | / |
| III | 6.7 | 4.5 | / |
| IV | 5.2 | 3.5 | / |
| V | 4.0 | 2.7 | / |
| VI | 5.6 | 3.8 | / |
| VII | 5.7 | 3.8 | / |
| VIII | 7.5 | 5.0 | / |
| IX | 16.4 | 11.0 | / |

(2) 試験方法

試験体は写真-1に示すごとく構造物用の疲労試験機に設置した。荷重のサイクルは250回／分である。設置に際しては試験機と試験体の密着を図るため、両者の接触面にゴーストン（高強度セッコウ）を敷設した。

繰返し回数10万回、50万回、100万回、200万回時にコンクリートとH型鋼との残留ずれ量をコンタクトゲージを使用して計測した。

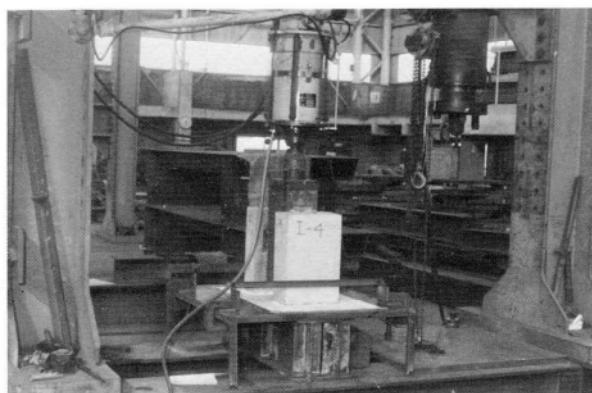


写真-1 疲労載荷試験

又、各タイプとも2体の試験体のうち、1体目は表-1に示す荷重により載荷したが、大きな異状が認められなかつたため、2体目は最大荷重を10%割増して載荷した。

200万回繰返し載荷後の試験体の変状を調べる目的で静試験時と同一装置、方法により、 $0^{\circ} \rightarrow 1^{\circ} \rightarrow 0^{\circ}$ 、 $0^{\circ} \rightarrow 1^{\circ} \rightarrow 2^{\circ} \rightarrow 3^{\circ} \rightarrow 0^{\circ}$ のごとく載荷し、それぞれの荷重に対するずれ量および残留ずれ量を計測した。

4. 試験結果

図-2に試験の結果を示す。図中の最大荷重とは繰返し載荷時の上限荷重である。コンクリートとH型鋼の残留ずれ量は、10万回、50万回、100万回、200万回の繰返し後に計測したが、50～200万回の差は小さいので、10万回、および200万回の値のみを図示した。

図-3～11は、200万回の繰返し載荷後、行った静試験の結果である。図中の曲線は既に報告した静試験の結果である。

5. 考察

試験の対象とする構造は、ずれ止めとしての耐力機構、破壊機構等それぞれ異なる。しかし、既報の静的試験¹⁾の結果は、スタッドの耐力との整合を目的として残留ずれ量に着目し、あえて画一的に取扱った。したがって、本疲労試験に対する結果の評価にあたっても同一の考え方方に立ち、繰返し載荷途中ならびに200万回繰返し後の静載荷に対する残留ずれ量に着目した。

図-2に見られるように、繰返し載荷過程における残留ずれ量はIV、V型以外全て充分小さい値に留っている。IV型の2体についてずれ量に大きな差が現れているのは、試験体の構造に起因し、鉄筋と縦リブの密着度に差があったものと想像される。又、V型は構造上最初から鉄筋と縦リブが接触しておらず、縦リブの支圧面（切欠き部）のコンクリートが早期に圧壊したものであろう。両者はもともと静的耐荷力も小さく、ずれ止めとしての機能には問題があった。この二つのタイプ以外については、残留ずれ量の大部分は繰返し載荷の初期に発生しており、その後の進展は僅かである。

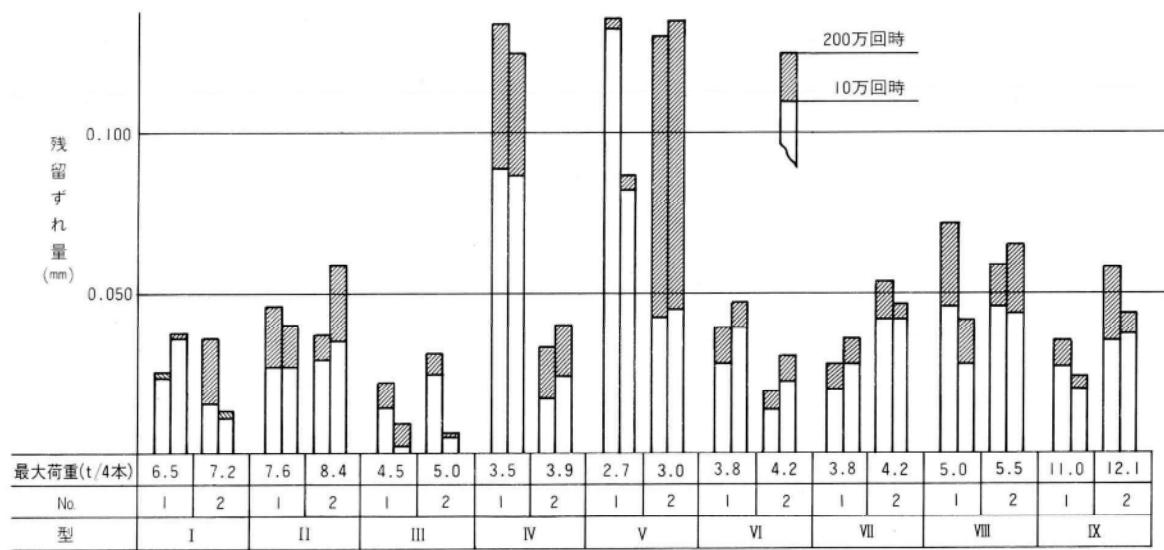


図-2 繰返し荷重による残留ずれ量

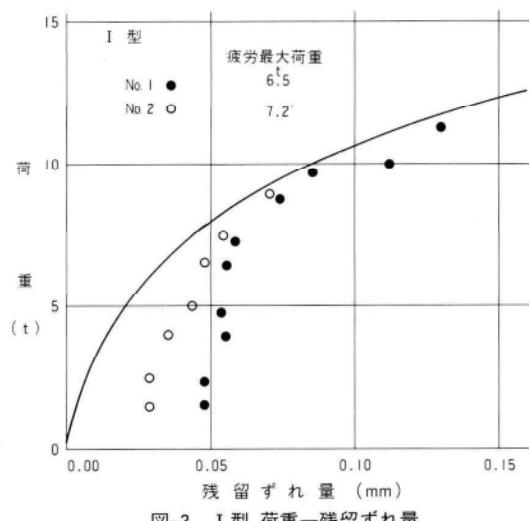


図-3 I型 荷重一残留ずれ量

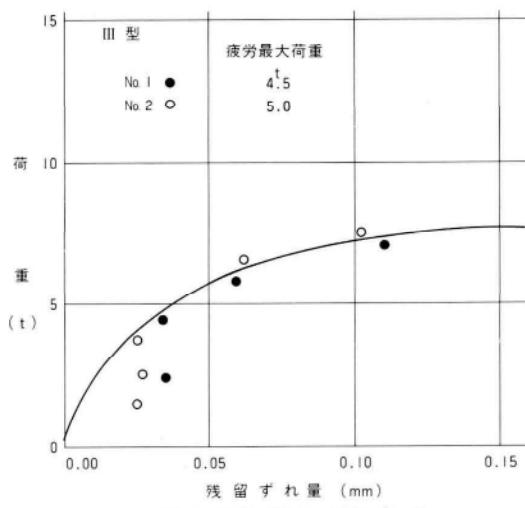


図-5 III型 荷重一残留ずれ量

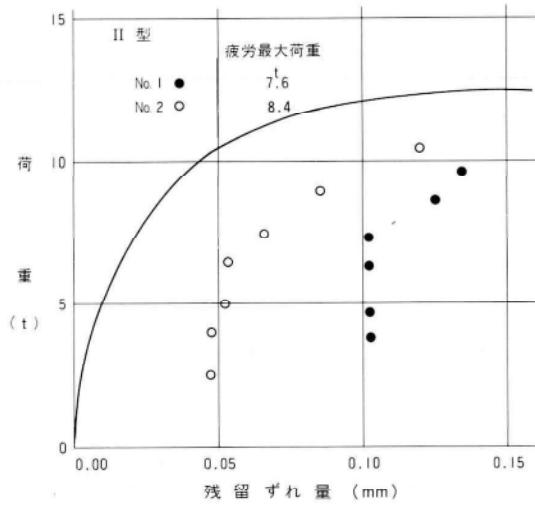


図-4 II型 荷重一残留ずれ量

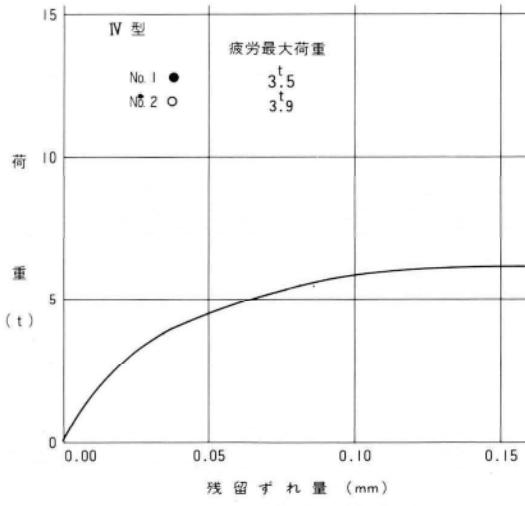


図-6 IV型 荷重一残留ずれ量

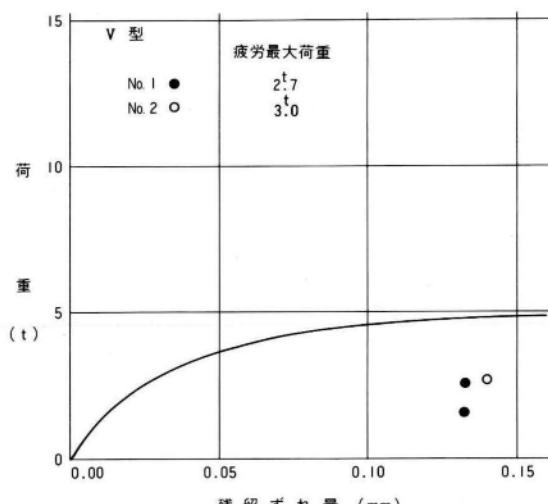


図-7 V型 荷重一残留ずれ量

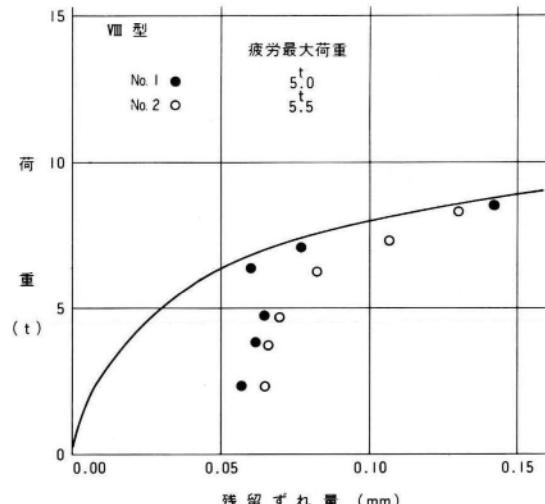


図-10 VIII型 荷重一残留ずれ量

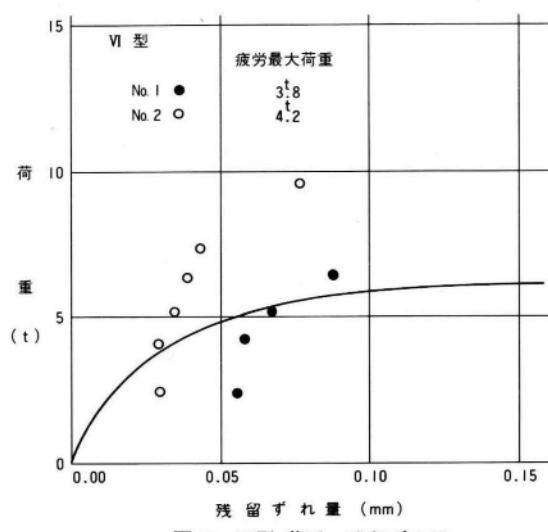


図-8 VI型 荷重一残留ずれ量

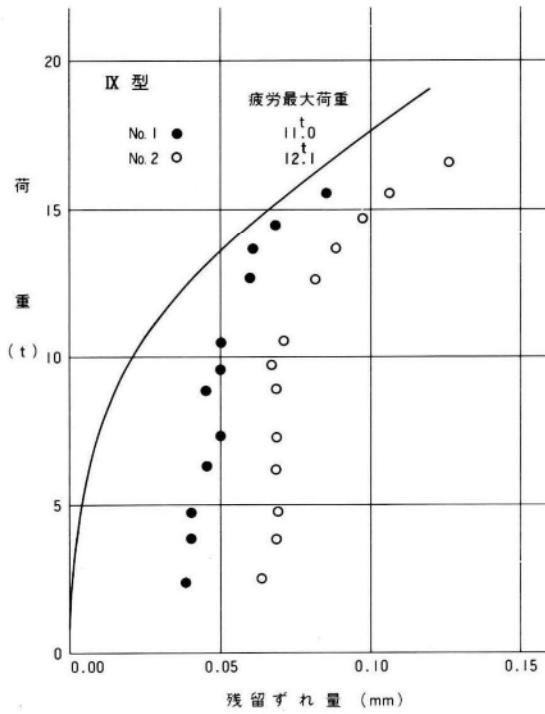


図-11 IX型 荷重一残留ずれ量

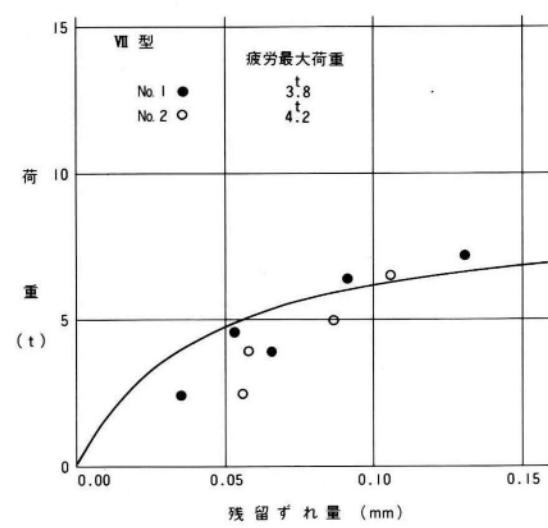


図-9 VII型 荷重一残留ずれ量

図-3～11に示すように、200万回繰返し載荷後の静的耐荷力（0.08mmの残留ずれ量に対応する耐荷力）は殆ど減少していない。VI型については、既報¹⁾の静試験の結果に比べてかなり大きな耐力を示しているが、試験体の数が少なく、原因については特定出来ない。なお、図中にプロットした残留ずれ量については繰返し載荷中に生じたものをも含めてある。

以上の結果から、スタッドの疲労強度をせん断応力の振巾で7～8kg/mm²と仮定し、既報¹⁾の考え方に基づいて設計耐力を定める限りIV、V型以外の構造については、疲労に関してもスタッドと同等以上の安全率を有していると判断して良かろう。

6. あとがき

この種の試験は多くの試験体によってS-N曲線を求めるのが本来の方法であろう。しかし、本試験は対象とする構造が疲労強度の面でもスタッドに代わり得るものであることを確認することが目的であるため、試験体も各構造2体づつしか用意せず、又試験荷重も静的強度を基に一律な考え方で決定してしまった。したがって、過

去の同種の報告に新たなデータを追加するにはいたらず、此の点は残念に思っている。

本試験で扱った構造はいずれ止めとしてはいずれも特異な構造であるが、静試験と合わせてそれぞれの概その特性は把握でき、今後種々の合成構造を開発していく上での一つの足掛かりになったと考えている。

〈参考文献〉

1. 高崎・鬼頭・原；縦リブを利用したずれ止め構造の耐荷力試験、宮地技報NO.1；1985年3月
2. 阿部；鉄道用合成桁のずれ止めに関する実験的研究、鉄道技術研究所報告；1975年3月
3. 山本・中村；Stud Shear Connectorの試験報告、土木研究所報告109号の4；昭和36年1月
4. 沢野・浜田・若林・成岡；直径19mmスタッドジベルの押し抜き疲労試験に関する研究、土木学会論文報告集第174号；1970年2月

グラビア写真説明

番の州高架橋

本橋は、本四連絡橋の児島～坂出ルートに属し、南備讃瀬戸大橋の四国側7Aアンカレイジを起点とする延長約3kmの高架橋の最端部に位置する、中央径間180m全長480mの3径間連続曲弦ワーレントラス橋である。ダブルデッキ構造の道路（上層）、鉄道（下層）併用橋で、道路面は地上約80mの高所となる。設計・製作に際して、特に中間支点部の格点構造では実物大溶接施工試験体により、設計の考え方・溶接方法などについて事前検討を行い結果を実橋に反映した。写真は倒立立体仮組立の状況を示す。地上約32m、主構中心間隔27.5mであり、中層ビルに相当する構造物規模である。現場工事も順調に進み今秋には主構全量の架設を完了する予定である。完成時には日本有数のトラス橋となる。

下津井瀬戸大橋

本州四国連絡橋Dルートに架かる吊橋で、岡山県の下津井と香川県の櫃石島を結ぶものである。

目下、宮地建設工業(株)を含むJVで、ケーブル工事が進められている。この架設には、作業スペース、アンカースペースを減少させる目的で、AS工法が採用されている。

当橋はダブルデッキ形式であり、上路は車道に、下路は鉄道に供用される。橋梁の形式としては、張出径間付単径間吊橋と呼ばれるもので側径間はハンガーで吊られていない特長がある。その他、環境保全の目的でトンネルアンカーが採用されるなど、数々の特色をもつ。当社製作の補剛桁は今後架設され、完成後は、瀬戸内有数の景勝の地：鷲羽山一帯を背景にその威容を誇るであろう。

薄鋼板と鉄筋を併用した合成梁の特性について

高崎一郎*
原 昭恵**

1. まえがき

現場に於ける施工環境の制約や工期の短縮を目的として、薄鋼板を埋め殺し型枠として使用しコンクリートを打設する場合がある。しかし、この鋼板を構造部材として積極的に利用し、経済性と合理性を追求しようとする試みは合成床版等に僅かな例が見られるに過ぎず、梁部材についての報告は筆者らの提案¹⁾以外に見当たらぬ。

この原因については経済性に劣ることをも含めて種々考えられるが、その一つに梁引張部としての鋼断面の決定的な不足があげられよう。

本文は、上記のことと鑑みて行った薄鋼板と引張鉄筋を併用した合成梁に対する基礎的な耐力試験の結果と、その設計上の扱い方に対する検討結果について報告するものである。

2. 断面の構成

本報告で扱う基本的な断面構成を図-1に示す。鉄筋コンクリート床版①はスタッド③によってU字型に成型された鋼製梁②と合成されている。下部の鉄筋④は腹部コンクリート⑤の中に埋没されているのみで鋼製梁とは直接連結されていない。又、U字形鋼板の内部には一切ずれ止めを設けていない。従って、コンクリートと鋼板の付着を無視するならば、本構造はRCのT型梁と鋼梁との合成梁と見做すことが出来る。

3. 試験の目的

この特異な構造を実際の構造物として具体化しようと

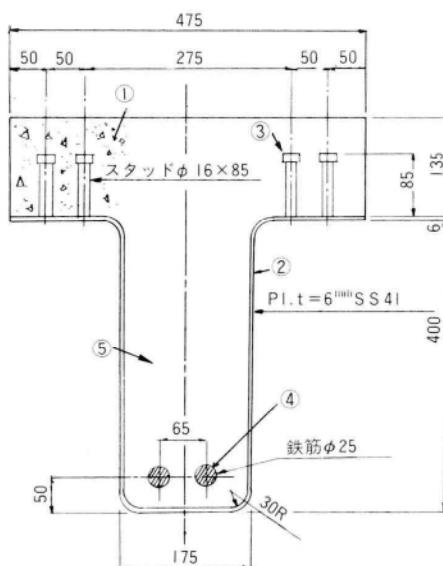


図-1 基本断面

すれば次のような問題を明らかにしておかなければならぬ。すなわち

- 1) 断面内での歪みに対する平面保持の仮定が成立するか？もし成立しないとすれば、剛性（荷重、応力、変形の関係）をどう評価するか？
- 2) 鋼板とコンクリートのせん断力の分担はどうなるか？
- 3) 床版と鋼製梁の合成効果は完全か？

等である。これらの問題を理論によってのみ解明することは極めて困難であり、実物あるいは模型による試験に

* 技術本部設計部長

** 技術本部技術開発部開発課長

頼らざるを得ない。但し、本断面は腹板に相当する二枚の垂直な鋼板を有している為、座屈防止が可能であればせん断力に対しては充分な耐力を持っていると考えられ、上記2)の問題は1)との関連においてのみ重要となってくる。

4. 試験体とその製作

試験体は図-2に示すごとく3種類のものを製作した。すなわち、NO.1は、引張部に鉄筋を配さない単なる鋼板とコンクリートの合成梁であり、本試験における基本的データーを得ることを目的としたものである。

NO.2、NO.3は共に引張部に鉄筋を配してある。

表-1 コンクリートの配合

| 強度試験結果 | 300kg/m ² |
|---------|------------------------|
| スランプ | 10cm |
| 水 | 152kg/m ³ |
| セメント | 287kg/m ³ |
| 細骨材 | 786kg/m ³ |
| 粗骨材 | 1108kg/m ³ |
| 混和材 | 0.718kg/m ³ |
| 水・セメント比 | 53% |

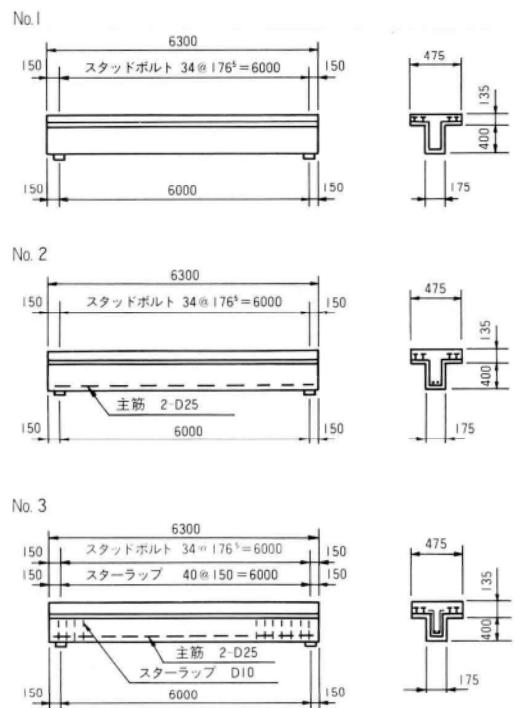


図-2 試験体の種類

NO.2はスターラップを配さず、NO.3はスターラップを配したものである。

試験体は各タイプ1体、合計3体製作した。使用材料については、コンクリートの配合は表-1の通りであり、鋼材についてはSS41、鉄筋はSD35を使用した。なおコンクリートの養生は、1週間の湿潤養生とし、その後は室内で放置した。又、鉄筋およびスタッド以外の鋼材については、コンクリートの接触面に付着力が発生せぬようグリースを塗布した。

5. 試験方法

試験方法は、図-3、および写真-1に示すごとく、門型フレームを使用し、ロードセルで荷重を計測しながら、ジャッキで載荷した。その時のスパン中央における撓みを変位計により計測し、各部のひずみをひずみゲージにより計測した。

なお、各試験体に取付けたゲージの配置は図-4の通りである。

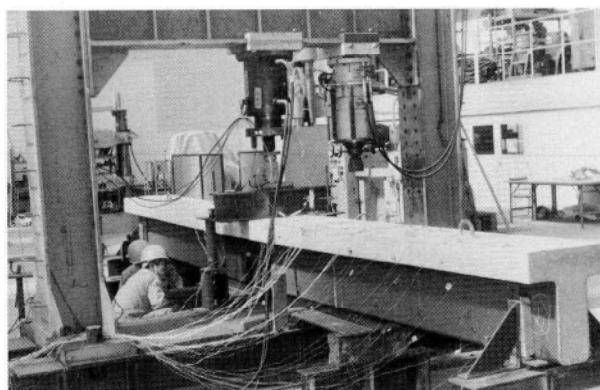


写真-1 載荷試験全景

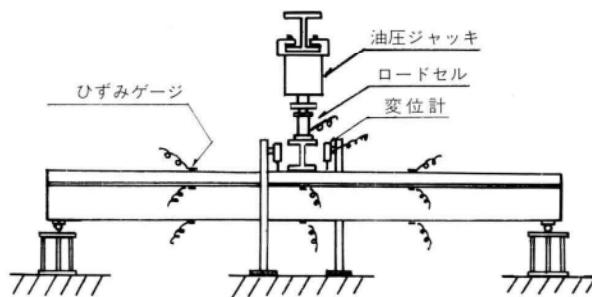


図-3 載荷試験装置

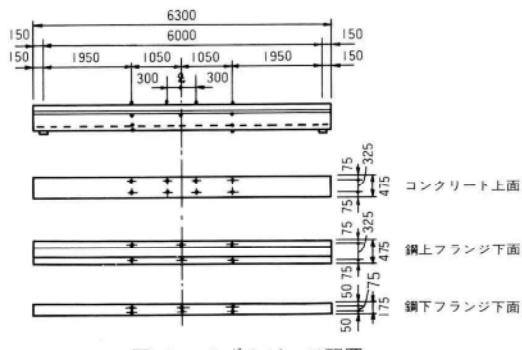


図-4 ひずみゲージ配置

6. 試験結果

図-5は、3種の試験体の各載荷荷重とスパン中央における挠みを表したものである。図6～8は、各々の曲げモーメントと応力度の関係を表したものである。実測データは、材軸に対して、左右のデータを平均してプロットしてある。なお、理論曲線については、次項の考察に記す。

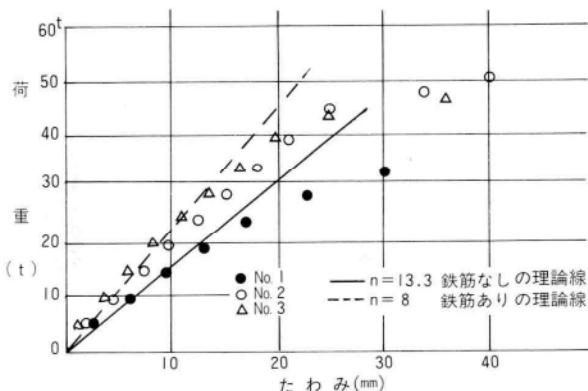


図-5 支間中央のたわみ

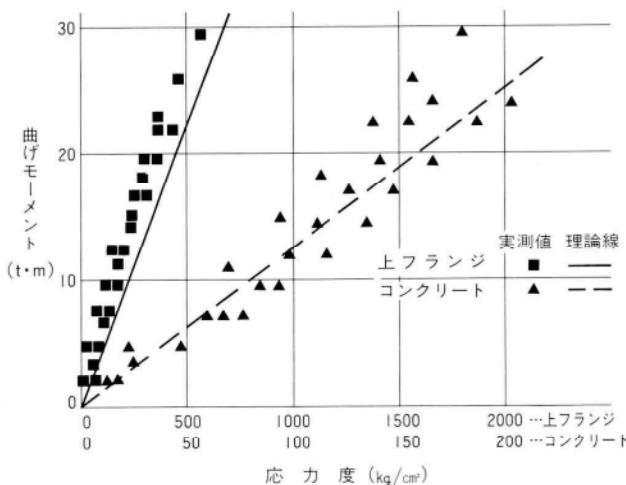


図6-1 No.1 上フランジ、コンクリートの曲げモーメント応力度図

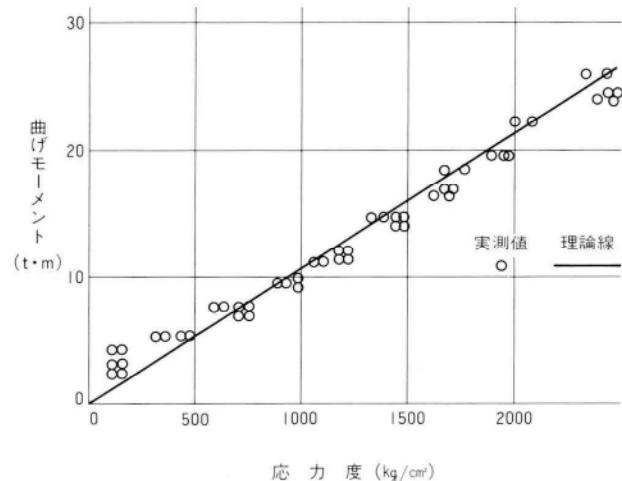


図6-2 No.1 下フランジ曲げモーメント応力度図

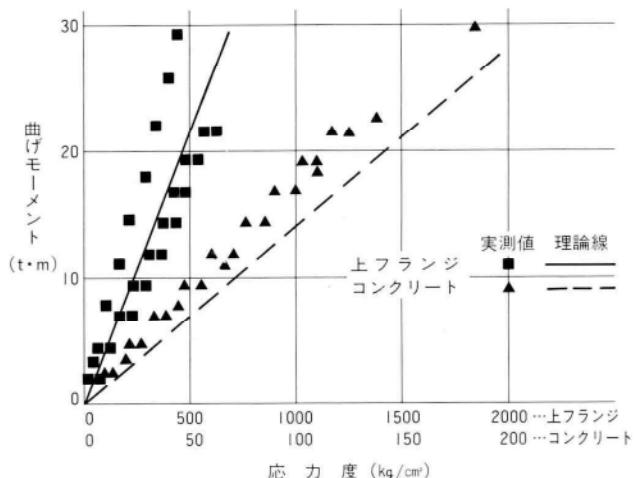


図7-1 No.2 上フランジ、コンクリートの曲げモーメント応力度図

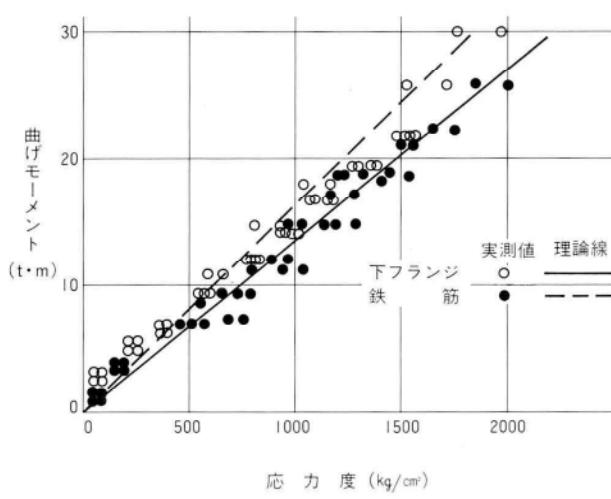


図7-2 No.2 下フランジ、鉄筋の曲げモーメント・応力度図

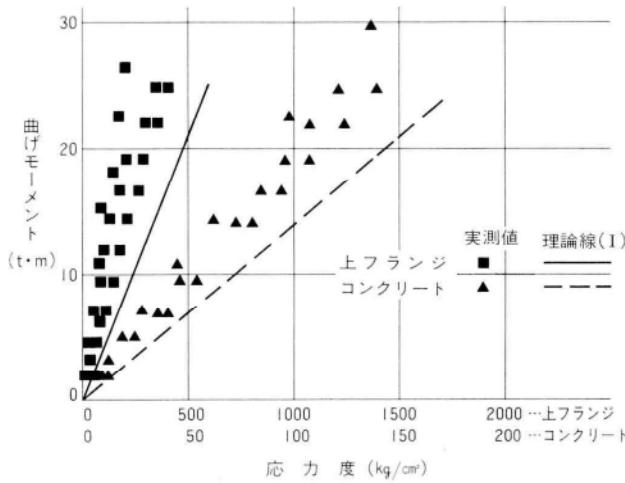


図 8-1 No.3 上フランジ、コンクリートの曲げモーメント応力度図

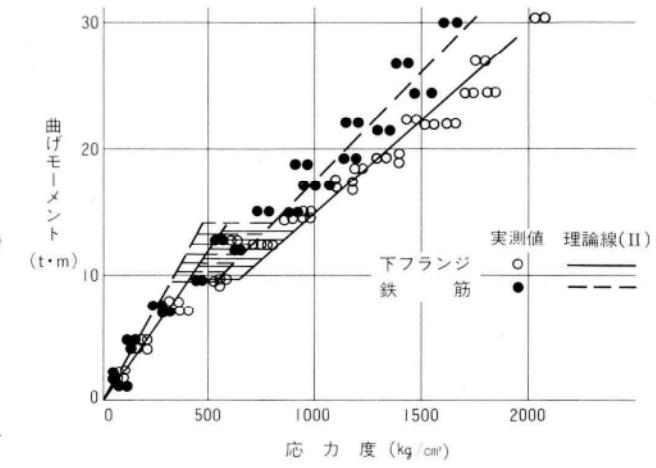


図 8-4 No.3 下フランジ、鉄筋の曲げモーメント・応力度図

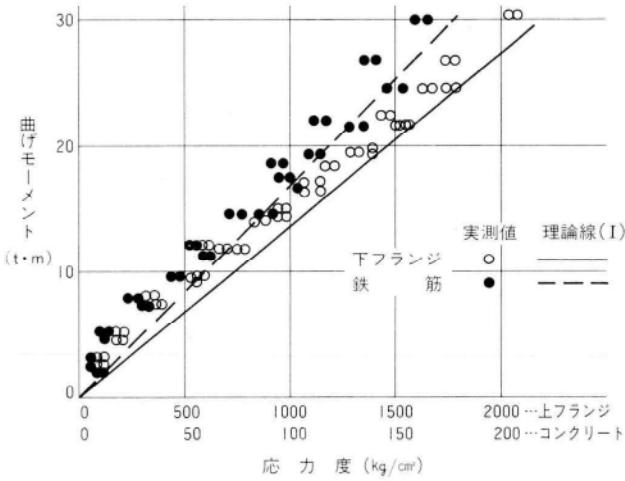


図 8-2 No.3 下フランジ、鉄筋の曲げモーメント・応力度図

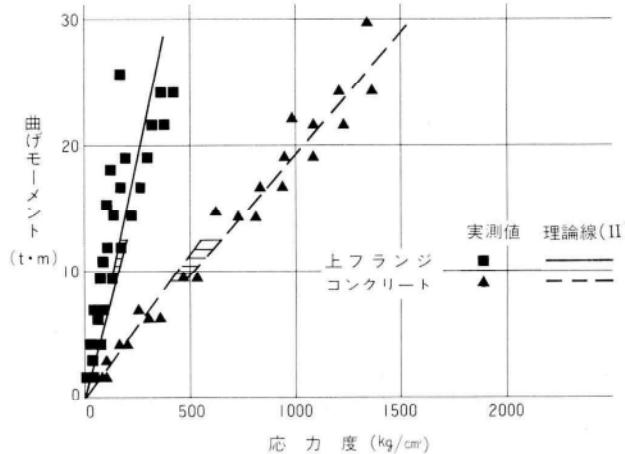


図 8-3 No.3 上フランジ、コンクリートの曲げモーメント応力度図

7. 考 察

(1) 試験体NO.1 (基準試験体)

NO.2、NO.3における梁引張域に追加された鉄筋の効果を評価するに先立って、コンクリート床版と鋼板梁のみで構成された試験体NO.1の試験結果に対して理論上の裏付けを試みる。この試験体は2枚の腹板に挟まれた部分のコンクリート（大部分が引張域）を無視すれば、床版コンクリートと鋼板梁の単純な合成梁である。しかし、例えば「道路橋示方書」等に従った通常の合成断面としての扱いでは試験結果を説明することが出来なかった。

この原因として、

- ① 上フランジの板が薄く、またスタッドから見て鋼板梁の上フランジの境界条件が非対称であるため、鋼板が面外および水平面内での曲げを受け、合成作用が不完全となる。
 - ② 試験荷重が集中荷重であるため、コンクリートの応力分布が梁軸直角方向に著しく不均等となる。
- の二点が考えられる。これらを床版コンクリートの有効巾の減少として捉え、有住らの報告²⁾に従って不完全合成桁としての解析を試みた結果が、図-9である。同報告では、床版を等方性平板と仮定して応力函数を導入し、床版と鋼梁のズレを考慮した境界条件のもとに、級数解を得ている。即ち、床版全巾を2B、片側有効巾をλとするとき、

$$\frac{\lambda}{B} = \frac{\sum_{m=1}^{\infty} \{ M_m / (f_1 + f_2) \} \sin kx}{\sum_{m=1}^{\infty} \{ M_m f_1 / (f_1 + f_2) \} \sin kx} \quad (m=1, 3, 5 \dots)$$

ここに、 $k = m\pi/\ell$ として、

$$f_1 = \bar{t}Bk^2/K_3 - R_m B/H_m, \quad f_2 = (1+K_2)/K_1 K_2$$

$$K_1 = n A_s / B \bar{t}, \quad K_2 = I_s / A_s a^2, \quad K_3 = Q / E c$$

$$n = E_s / E_c, \quad H_m = k B_m - k + C_m + D_m$$

$$R_m = k^2 (1+\nu) (1+B_m) + 2k (D_m - C_m)$$

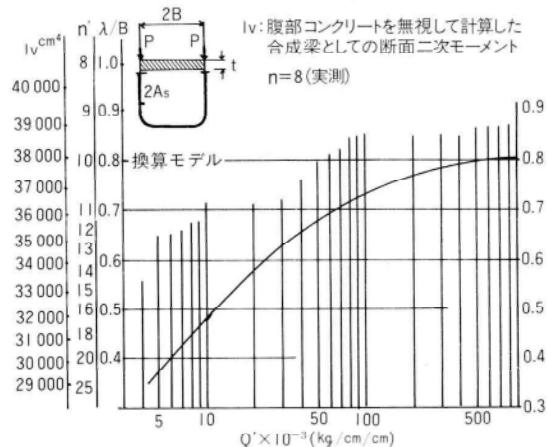


図-9 スタッドの剛性と床版有効巾及び換算剛性

図-9 中のモデルに対して、

$$B_m = -1, \quad C_m = -(e^{2kB} + 1), \quad D_m = (e^{-2kB} + 1) / 2B$$

\bar{t} : 床版厚

となる。又、

Q ($kg/cm/cm$): それを考慮したスタッドの剛性
 M_m : 曲げモーメント $M(x)$ を展開したときの

Fourier係数

ν : コンクリートのポアソン比、 $\nu = 0.15$

E_s, E_c : 鋼及びコンクリートのヤング係数(本試験体に対しては $n = 8$)

A_s, a : 鋼梁の断面積及び中立軸から接合面までの距離

ℓ : 支間

x : 着目点の支点からの距離

である。

試験荷重10 t (載荷位置での鋼板梁の下縁応力度が約 $1400 kg/cm^2$) に対する支間中央の鉛直たわみは図-5 から $6.2 mm$ となるから、見掛けの断面二次モーメント I_v は、

$$I_v = \frac{P \ell^3}{48 E_s \delta} = 34500 (cm^4)$$

となる。無筋である引張域コンクリートの剛性を無視すれば、図-9 から

$$\text{有効巾比: } \lambda / B = 0.61$$

スタッドの見掛けの剛性: $Q' = 25000 (kg/cm/cm)$

が得られる。 $\phi 16$ のスタッドを H 型鋼に溶植した場合の剛性については、既に実施した耐力試験⁷⁾の結果から、 $Q = 70000 (kg/cm/cm/4 \text{ 本})$ と判断されるから見掛けの剛性は約 $\frac{1}{3}$ に低下していることになる。これらの数値を用いて計算された本試験体の曲げモーメントと断面各部の応力の関係を、図-6 に示したが、双方は比較的良く一致しており、実用上は床版の換算有効巾を用い、引張域のコンクリートを無視して、平面保持の仮定のもとに合成断面として扱って良いと判断される。

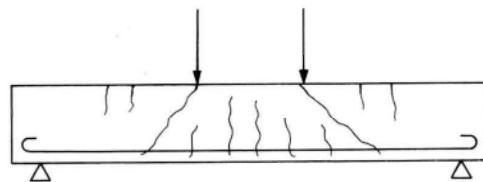


図-10 せん断圧縮破壊

(2) 試験体NO. 2

鋼板とコンクリートの間の付着がなく、かつ腹部コンクリート内に斜引張、あるいはせん断に対する鉄筋を配置していない場合の下側引張鉄筋の効果を調べるのが目的である。図-7 の直線は平面保持の仮定のもとに合成梁として計算した理論値である。この場合の床版有効巾は(1)の場合と同様に扱った。図から次のことが判る。

- ① 鉄筋の応力は計算値よりかなり大きい。
 - ② 鋼梁下縁の応力は計算値よりかなり小さい。
 - ③ 鉄筋の応力は鋼梁下縁の応力よりかなり大きい。
- 即ち、この断面では平面保持がなされていないのみならず、鋼梁外縁に較べて中立軸からの距離が短い鉄筋に大きな応力が生じている。これは、腹部コンクリート内に鉄筋が配置されていないために、斜めひび割れが早期に発生し、図-10 に示すように部材の抵抗機構の一部が梁から、引張鉄筋をタイ材とするタイドアーチないしは三角トラス的機構に移行したことによると判断され⁸⁾せん断圧縮破壊としてせん断支間に比べ梁高の比較的高い RC 梁に見られる現象である。したがって、本試験体では腹部コンクリートにひび割れを生ずる荷重を境として鋼、コンクリート合成梁と残存アーチないしはトラス機

構とが併存する構造体となり、鋼梁下縁には梁としての曲げ引張力が生じ、鉄筋には主としてアーチタイとしての引張り応力が生じる。その耐荷力を定量的に評価することは難しい。

(3) 試験体NO. 3

図-8-1, 2中の直線は前述した床版有効巾を用いて計算した合成梁としての理論値であり、荷重の小さい領域に対しては腹部引張域のコンクリートを有効と考えている。応力の実測値には当然のことながらNO. 2試験体に見られた鋼梁下縁と鉄筋との逆転現象は見られないが、値はいずれもNO. 1試験体で得られた有効巾を用いて計算した理論値を下まわっており特に鋼梁上縁と床版コンクリートにおいて著しい差が認められる。この原因としては、腹部コンクリート中のせん断筋（スターラップ）の存在によって完全なT型RC断面が構成され、床版内部のせん断遅れが緩和されていることが挙げられよう。ちなみに、弾性係数比n = 8とし、床版コンクリートが全巾有効であると仮定した時の合成断面としての理論値との対比を図-8-3, 4に示した。ほぼ完全に一致していると見ることが出来る。また、支間中央の撓みの実測値（P=20tで8.5mm、図-5）から計算された断面二次モーメントは50 400cm⁴であり、引張域コンクリートを無視した合成断面としての理論値49 300cm⁴とも良い一致を見ている。

実験の計画段階では、腹部コンクリート中のスターラップは引張鉄筋をも含めた断面全体の平面保持を保証する目的のみを考えており、NO. 1試験体の耐力に単純に引張鉄筋の効果を加算すればNO. 3試験体の耐力が得られると考えていたため試験結果はやや意外であった。しかし、良く考えて見れば当然のことであって、NO. 1試験体のような断面は実構造物としても不完全であろう。

なお3試験体とも最終耐荷力は鋼梁下フランジの降伏によって決まり、試験は梁が折損するまでは続けなかつた。

(4) 結論

上記3種類の載荷試験はそれぞれ1体づつしか行っておらず、また、解析に当たっても剛性の評価に大きな仮定を設けてはいるが、試験の結果から一応下記のように結論づけて良いと考える。

① 試験体NO. 1即ち腹部コンクリート中に全く鉄筋

を有しない梁については、鋼板の薄さ、構造の非対称性をずれ止めの剛性低下に換算し、引張域のコンクリートを無視した合成梁として扱うことが出来る。

② 試験体NO. 2即ち引張部鋼断面の不足を補う目的で腹部コンクリートに引張鉄筋のみを配置した梁は、ひび割れによる耐力機構の移行があり、剛性ならびに応力状態を簡単には評価出来ない。

③ 試験体NO. 3のように引張鉄筋の分担する曲げモーメント（正確には曲げモーメントの変化、即ちせん断力）に見合った腹鉄筋を配置すれば、断面全体として平面保持がなされていると見做して良く、応力状態、曲げ剛性とも床版コンクリートとの合成梁として取扱うことが出来る。この場合、合成作用の不完全性は可成り解消されるが、厳密にはNO. 1試験体に於けると同様な考慮が別途必要であろう。

8. あとがき

型枠を兼ねて薄鋼板と床版コンクリートとの合成梁ならびにその引張部鋼断面の不足を補う目的で腹部コンクリート中に引張鉄筋を配置した場合についての静的耐荷力試験の結果について報告した。後者の場合に対する腹鉄筋の必要性に関してはRC梁の理論から推測されることであるが、これによって全体を合成梁として扱うことが出来ることを確認した。本試験では鋼板が無応力となる状態でコンクリートを打設したため、鋼梁下縁の断面不足は決定的ではないが、実構造物では死荷重の殆どを鋼梁のみで負担することになり、引張鉄筋の必要性は極めて大きい。また実構造物では鋼梁上部が自由端となることは少なく、例えば床版の鋼型枠と連結されるなどが想定されるので、本試験で問題となった合成作用の不完全性については実用上問題がなくなるものと考える。機会を見て更に検討したい。

〈参考文献〉

- 1) 上前、高野；薄鋼板を用いた新しい鋼・コンクリート合成桁、土木学会構造工学委員会、鋼・コンクリート合成構造小委員会「鋼とコンクリートの合成構造に関する調査研究報告書」昭和59年3月、(宮地技報創刊号；昭和60年3月、に再掲)
- 2) 有住・浜田・梶田；不完全合成桁の有効幅、土木学

会論文報告集第273号、1978年5月

- 3) 若下;合成構造橋梁の継手部の応力、橋梁と基礎
1983年7月
- 4) P.Anourian; Beitrag zur plastischen Bemessung von Verbundträgern, Bauingenieur 1984-7
- 5) H.Schmidt; Stahltrapezprofildecken-Bemessung und Brandschutz, Stahlbau 1984-10

- 6) 前田・岡村・佐伯;道路橋示方書における有効幅の改訂、道路1972年11月
- 7) 高崎・原・鬼頭;縦リブを利用したずれ止め構造の耐荷力試験、宮地技報創刊号1985年3月
- 8) 池田・小柳・角田;鉄筋コンクリートの力学、土木学会 新体系土木工学 32、1982年11月

グラビア写真説明

三郷IC上部その6工事

三郷インターチェンジは、我が国最初の、全線高架の大形ターピン形インターチェンジである。中央部は最大三層で本線およびランプが複雑に交差した立体交差を形成している。本橋の架設地点は、埼玉県南部の中川と江戸川に挟まれた沖積低地のはば中央に位置し、沖積有楽層が厚さ40mにおよぶ軟弱地盤であり、架設地点としては極めて悪い地盤条件である。ICを構成している主要路線は、東京外かく環状道路・常磐自動車道・首都高速道路（足立～三郷線）・国道298号・高速ランプ・一般ランプなどであり、主要幹線を結ぶ重要な構造物であることから、特に耐震設計には慎重な配慮がなされている。

大阪港入路鋼桁及び鋼製橋脚工事

本工事は供用中の高速道路の出入路を利用し、将来インターチェンジを造ろうとする区間にある。その中心部に位置し、既設構造物を拡幅、分岐させるものである。

この区間は昭和49年7月に開通されたもので、当初から将来インターチェンジとして利用するという計画であったが、その後、線形の大巾な変更がなされ、計画で全く考えられていない所に拡幅・分岐を行うことになった。従って、この区間を設計するに当たり、当時の示方書、設計思想、設計方法を把握し、施工段階毎の安全性を確認し、既設構造物の形状に合わせて製作し、工事の支障を排除して施工した。更に、工事中の交通量の確保、安全性の配慮を行った。それでも新しい問題が生じ、発注先と当社とが一体となり、解決にあたり、昭和61年2月末の工事完了を予定している。

千葉都市モノレール支柱第4工区

千葉都市モノレールは、千葉駅から千城台・中央港・県庁へと3方向へ行く懸垂式モノレールである。写真の第4工区は、スポーツセンター駅から動物公園駅間に位置し、門型1基、T型3基、ラケット型2基で合計6基の製作・架設を行なった。モノレール脚は寸法形状が小さく（円柱径1.5m、梁高0.9m、梁幅0.7m程度）製作する上では、梁部に密閉部を設け、組立と溶接を操返し行った。

又P13脚はT型ではあるが、柱径が1.5m～1.2mへと変化するテーパー管であり、P11脚は柱径1.5m（厚さ50mm）の内径に、30mm厚のカバープレートを2枚溶接する構造となっている。

東北新幹線通勤別線第一武藏野線線路橋

本橋は桁形式が日本で最初の3径間連続H型鋼埋込み桁である。上部工の軽量化のため、ホロー形式の採用や桁高を極力低くするためSM53材の使用等、非常にユニークな桁橋である。周辺構造物との関連で桁高は低くおさえられ、このメリットは最大限に活用されている。

型枠は工場製作の鋼製埋め殺し型枠を使い、線路上の型枠作業を省いている。このことは鋼桁の採用と相まって工期短縮に寄与している。外観上は一見して、偏平な箱桁のようであるが、下フランジが露出しており、新形式の特長を示している。以上の特色が土木学会で認められ、昭和60年度の作品部門で田中賞を受けた。

逆台形箱桁の送出し架設時局部座屈に対する検討

太田貞次*
吉川 薫**
古市憲男***

1. まえがき

近年、主として景観上あるいは耐風安定上の理由から斜めウエブを持つ逆台形箱桁橋が多く用いられるようになってきた。ここ数年当社で製作・架設を続けている首都高速葛飾江戸川線においても、外主桁に、逆台形箱断面形状を使用している（写真-1）。

上記工事のうち、KE31工区高架橋上部構造新設工事では、中川水門分水場を跨ぐ径間の架設に、送出し装置による手延機を用いた引出し工法を採用している。本工法により桁架設を行う場合には、通常の応力検討、全体座屈検討に加えて、送出し支承上の桁の局部座屈に対する検討が必要となる。

桁橋の送出し架設時の局部座屈に対する検討については、支承上鉛直ウエブの垂直補剛材間を取出して検討する方法が提案されている^{1)~3)}。しかし、今回対象としている斜めウエブを持つ箱主桁の場合には、①斜めウエブと下フランジの変形が相互に影響しあい内部の応力状態が複雑となるため、各々単独に取出して解析できないこと、②斜めウエブ、下フランジとも面外曲げモーメントの作用を受けること、などから鉛直ウエブの場合と比較して対応がむつかしくなる。そのため、FEMにより船舶の船底横桁コーナー部に対する補強について考案した報告⁴⁾が見られる程度である。

本文は、KE31工区逆台形箱主桁の送出し架設時を対象とし、FEM解析により送出し支承上の桁の局部座屈を検討する方法について論じるものである。すなわち、送出し支承上の桁の局部座屈の影響が及ぶ範囲として箱桁ダイヤフラム間を取り出し、FEM解析により局部座屈の性状を把握するとともに、より簡易的なモデルを用いて架設時の補強検討を行う方法を提案する。

本報告の構成を以下に示す。まず、2.で計算に使用する2つのFEMモデルについて説明を加える。3.では、架設補強なしの断面を対象として、2.で説明した2つのFEM解析モデルを用いて座屈解析し、局部座屈現象を見るとともに簡易モデル適用の可否を論じる。更に、4.では簡易モデルを用いて、桁の内部補強とそれに伴う局部座屈耐力の増加について調べる。

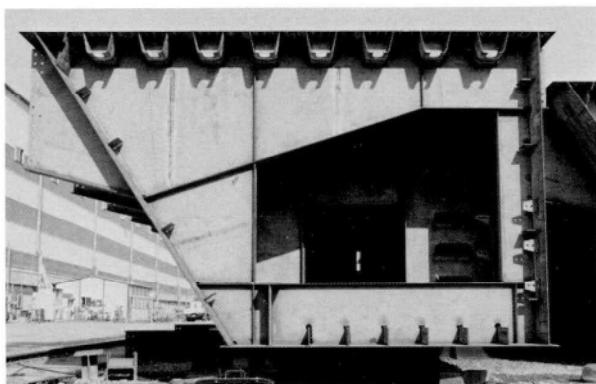


写真-1 KE31工区鋼床版桁断面形状

2. 解析の概要

本報告で取扱う構造は斜めウエブを持つ逆台形箱桁であるため、上下フランジおよび斜めウエブに板面外の曲げモーメントが作用する。そのため、鉛直ウエブ桁の局部座屈検討で使用している垂直補剛材間のウエブを取出してFEM解析を行うだけでは充分ではない。それは、垂直補剛材が局部座屈における変形拘束線になっているとの保証が得られないためである。

上記の理由から、ダイヤフラム間を解析モデルとして

* 技術本部設計部設計開発課係長
** 技術本部設計部設計開発課主任

*** 千葉工場製造部製造計画課係長

取出すこととし、これを逆台形箱桁モデルと呼ぶ（図-1）。このモデルを用いてFEM応力解析およびFEM座屈解析を行い、架設時送出し支承上の桁の局部座屈問題を論じる。

次に、逆台形箱桁モデルでは節点数が多く、計算に多大の時間を必要とするため、以下の手順で妥当と考えられる簡易モデルを作成し、局部座屈補強の検討をする。

- ① 逆台形箱桁モデルFEM座屈解析結果から、局部座屈現象に対する変形拘束線を見出し、この線で囲まれる部分を解析モデルとして取出す。これを部分立体モデルと呼ぶ。
- ② 部分立体モデルの境界上の節点に対し、逆台形箱桁モデルで得た対応する節点の変位を強制変位として与え、部分立体モデルFEM応力解析を行う。このとき、内部応力状態は、逆台形箱桁モデルの対応する部分と一致している。
- ③ ②の部分立体モデルを用いてFEM座屈解析を行う。境界条件としてはつぎの2つを考える。
 - i) ②のFEM応力解析で得られた境界節点反力を外力として作用させる。
 - ii) ②で用いた境界節点強制変位を与える。

以上、簡易モデルの選定と、このモデルを用いて局部座屈現象を検討する方法の概要を述べたが、境界条件として挙げた i)、ii) ともに各々つぎのような欠点を持っている。i) については、更なる荷重増加に対し隣接する部材の剛性が無視されることになり、実際以上の変形量の増加を生じてしまうことになる。また、ii) については、境界が変位拘束線となっている場合には有効であるが、境界上の座屈あるいは境界上の変形が局部座屈に影響を及ぼす場合に対しては実際より強く評価してしまうことになる。検討にあたっては、i)、ii) の解析結果をもとに総合的に判断することになる。

3. FEM解析および結果の考察

(1) 逆台形箱桁モデルによる解析

解析に使用する逆台形箱桁モデルおよび境界条件をそれぞれ図-2、3に示す。解析モデルは、通常の設計計算から得られる断面構成とし、送出し工法で架設するために必要となる補強等は考えないこととする。

次に境界条件について説明する。境界に作用する外力

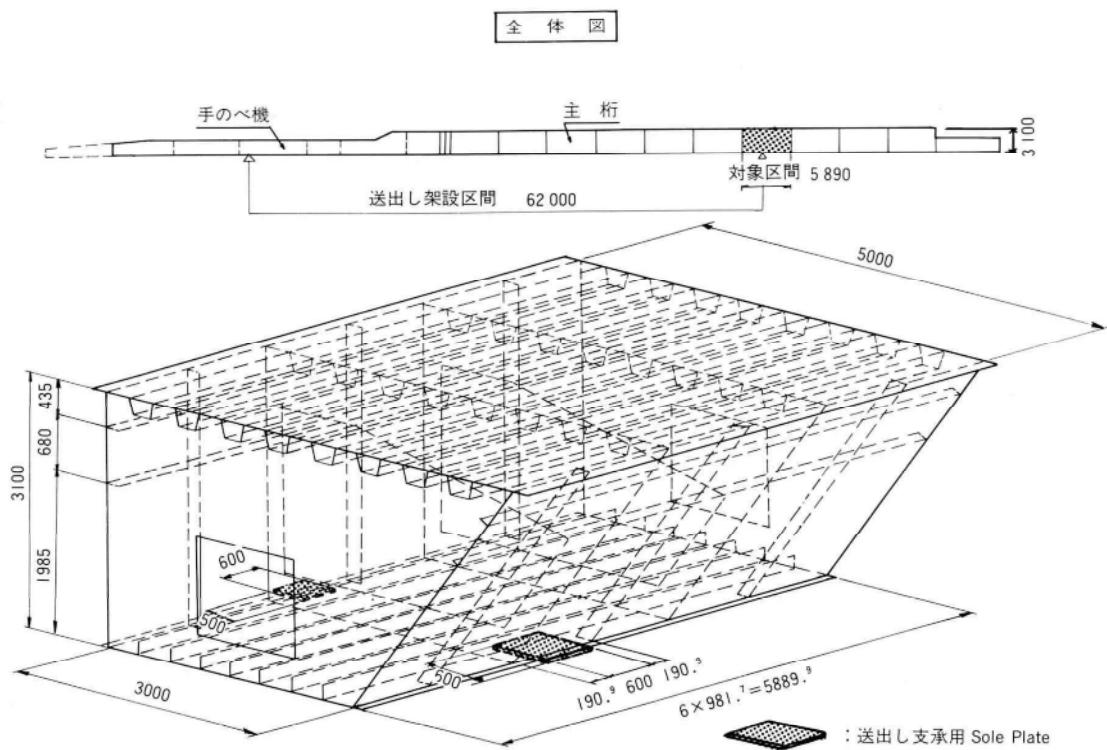


図 1 逆台形箱桁モデル寸法諸元

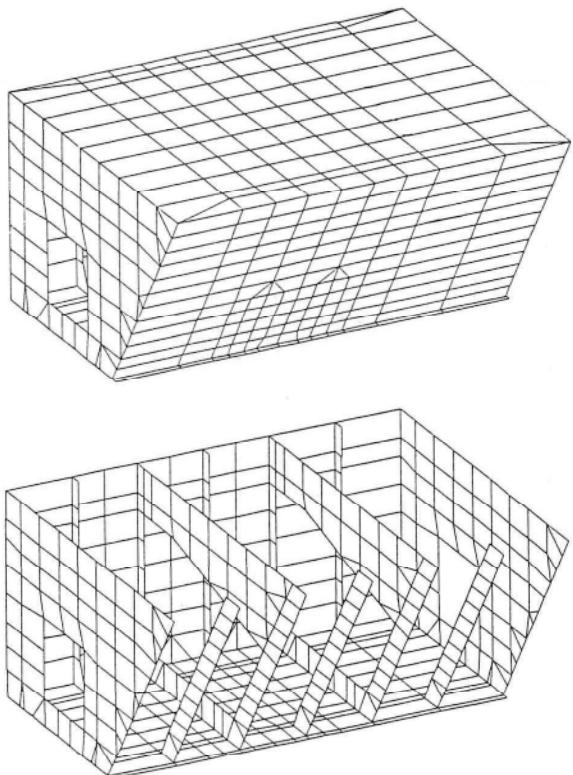


図-2 解析モデル

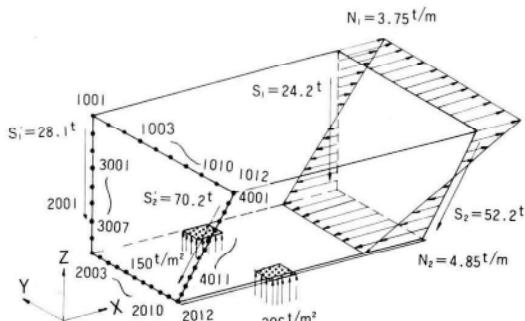


図-3 境界条件

としては、架設全体系を扱った別途計算書⁵⁾から得られる送出し支承反力、境界ダイヤフラム断面に作用する曲げモーメント、せん断力、ねじりモーメントを使用する。まず支承反力は、支承部ソールプレート全断面で均等に受けると仮定して分布鉛直荷重に置換える。次に境界ダイヤフラム部断面に作用する外力については、次式によって算出する：

$$\begin{aligned} M &= \int N_z dA \\ S &= S_1 + S_2 \cos \theta \\ T &= S_1 e_1 + S_2 e_2 \end{aligned}$$

ここに、M、S、T、は架設全体系より得られる境界ダイヤフラム位置断面力。N、S₁、S₂は境界断面に作用させる軸方向力、鉛直ウエブ側及び斜めウエブ側せん断力である。また、zは断面中立軸から着目位置までの鉛直距離、θは斜めウエブの鉛直線との交角であり、e₁、e₂はそれぞれせん断中心から鉛直ウエブ、斜めウエブまでの距離である。変位拘束節点については、系が不安定にならないことと、拘束することにより内部応力状態に変化が生じないことの2条件から、表-1に示すように設定した。

表-1 節点変位拘束

| | 自由度 | | | | | |
|-----------|-----|---|---|----------------|----------------|----------------|
| | X | Y | Z | Q _x | Q _y | Q _z |
| 1001～1012 | ○ | ○ | ○ | | | |
| 1003～1010 | ○ | | | | | |
| 2001～2012 | ○ | | | | | |
| 3001～3007 | ○ | | | | | |
| 4001～4011 | ○ | | | | | |

上記モデルを用いてFEM応力解析を行い、要素応力について以下の結果を得た。

① 下フランジの最大応力度は、送出し支承上要素で橋軸直角方向に生じ、 $\sigma = -1475 \text{ kg/cm}^2$ である。ただし、張出し部に板曲げの影響で $\sigma = -2004 \text{ kg/cm}^2$ の応力が生じている。

② ウエブの最大応力度は、斜めウエブ側送出し支承上に生じ、 $\sigma = -1262 \text{ kg/cm}^2$ である。

③ 斜めウエブ垂直補剛材に $\sigma = -1694 \text{ kg/cm}^2$ の応力が生じている。

①～③に示した応力度は、板の上下面の平均応力度であり、板曲げの影響を除いた値である。この結果から、SS41材の場合、許容応力度は超えるが、基準降伏応力度 $\sigma_f = 2400 \text{ kg/cm}^2$ 以下の値であり、応力度には問題ないと判断できる。

次に、FEM応力解析で求めた要素応力を初期値として座屈解析して得られた固有値λを表-2に示す。表中の固有値λは、応力解析で得られた応力度のλ倍で座屈が生じることを表すパラメーターであり、 $\lambda < 1$ の場

表-2 逆台形箱桁モデル座屈解析結果

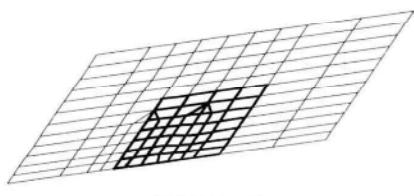
| 次 数 | 固 有 値 | 座 屈箇 所 |
|-----|-------|------------|
| 1 次 | 0.832 | 斜めウエブ垂直補剛材 |
| 3 次 | 1.085 | // |
| 4 次 | 1.161 | // |
| 5 次 | 1.549 | // |
| 6 次 | 1.696 | // |
| 8 次 | 2.067 | // |

合にはすでに座屈していることを意味する。また、2次と7次はダイヤフラムの座屈モードであり、解析モデルに固有のもので実際に生じることないと判断できるため、ここでは省略する。ここに示した座屈は全て斜めウエブ垂直補剛材に生じている。図-4、5に斜めウエブ及び送り支承近傍斜めウエブ垂直補剛材の座屈モードを示す。

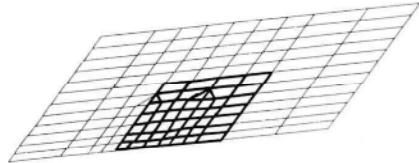
(2) 部分立体モデルによるFEM解析

逆台形箱桁モデルによるFEM応力解析および座屈解析結果から

- ① 応力レベルを見ると、斜めウエブと下フランジが大きく、直ウエブ、上フランジでは最大でも $\sigma = -422 \text{ kg/cm}^2$ 程度であり、非常に小さい。
- ② 座屈モードを見ると、2つの横リブ位置で基準変位1.0に対し最大でも 10^{-2} オーダーであり、この線上で変形が拘束されていると仮定しても誤差が少ない。



第3次モード



第4次モード

図-4 斜めウエブ座屈モード

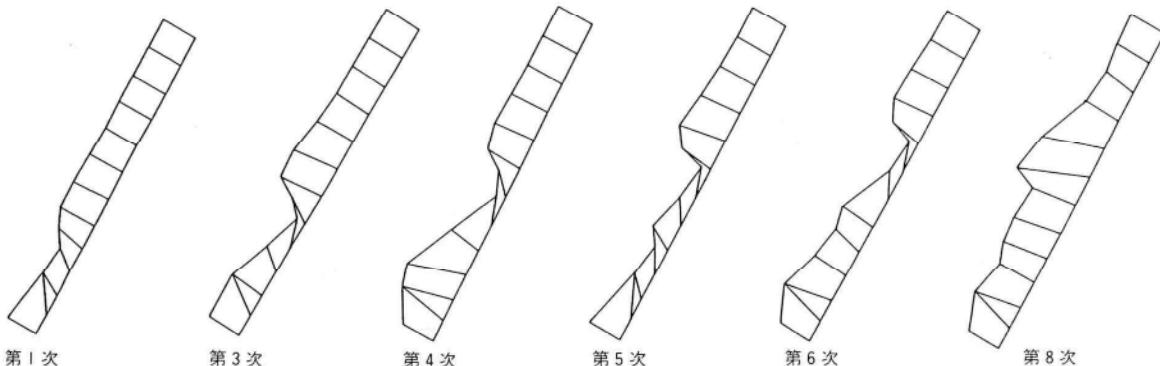


図-5 斜めウエブ 垂直補剛材座屈モード

いと考えられる。

の2点がわかったので、ここでは、2つの横リブ間の斜めウエブと下フランジから構成される部分立体モデルを取り出し、このモデルにより解析をすすめる。なお、境界の横リブ、垂直補剛材はモデルを簡略化させるために線材で剛度を与え、中間の垂直補剛材のみ板材とする。これを部分立体モデル(Model (I))と呼ぶ。

上記解析モデルの境界条件として、つぎの2通りを考える。

① 逆台形箱桁モデル応力解析から得られる節点変位を境界節点に強制変位として与える。

② ①で得られる境界節点反力を外力として与える。

以上2通りの境界条件のもとでFEM応力解析を行った結果、要素応力は①では逆台形箱桁モデルの値と一致しており、②でも3桁目で違う程度であり、両モデルとも静的には逆台形箱桁モデルと良く対応していることがわかった。

次に、境界条件を変位で与えた場合と外力で与えた場合の2ケースについて、FEM座屈解析を行って得られた固有値を表-3に各々の座屈モードをそれぞれ図-6、7に示す。

本文で対象としている斜めウエブを持つ逆台形箱桁の

表-3 部分立体モデル(Model(I))座屈解析結果

| 次 数 | 変位境界条件 | | 外力境界条件 | |
|-----|--------|------------|--------|------------|
| | 固有値 | 座屈箇所 | 固有値 | 座屈箇所 |
| 1 次 | 0.833 | 斜めウエブ垂直補剛材 | 0.845 | 斜めウエブ垂直補剛材 |
| 2 次 | 1.074 | // | 1.060 | // |
| 3 次 | 1.360 | // | 1.115 | 下フランジ横リブ位置 |
| 4 次 | 1.662 | // | 1.331 | 斜めウエブ垂直補剛材 |
| 5 次 | 2.054 | // | 1.581 | // |
| 6 次 | — | — | 1.864 | // |

送出し支承上局部座屈の検討モデルとして部分立体モデルを使用することの適否を見るために、逆台形箱桁モデル座屈解析結果と部分立体モデル座屈解析結果との比較検討を行い、次の結果を得た。

- ① 実際の座屈現象に意味を持つ低次の座屈を見ると、1、2次座屈では境界条件に係わらず固有値、座屈モードともほとんど一致している。
- ② 変位を境界条件とする座屈解析結果を見ると、逆台形箱桁モデルの3、4次座屈に対する斜めウエブ垂直補剛材の座屈モードは見られず、3次座屈モードとして斜めウエブ垂直補剛材に別形状の座屈モードが生じる。しかし、逆台形箱桁モデルの5、6次座屈と部分立体モデルの4、5次は固有値、座屈モードとも良く対応が取れている。
- ③ 外力を境界条件とする座屈解析結果との比較では、3次座屈として境界近傍下フランジの座屈モードが生じている。また、4次以上の座屈については、固有値が若干小さくなるが、変位を境界条件とする座屈解析結果と同様な傾向を示す。すなわち、逆台形箱桁モデルの3、4次座屈に対応する座屈モードは見られないが、5、6次に対応する座屈モードは生じている。

以上の結果から、逆台形箱桁モデルの3、4次座屈モードが部分立体モデルでは捕捉できないものの、1、2次座屈については固有値、座屈モードとも変位、外力の境界条件に関係なくほとんど一致している。また、5、6次といった高次座屈モードも部分立体モデルで捕

捉しており、逆台形箱桁の送出し架設時局部座屈の検討に当たって、逆台形箱桁モデルの代わりに今回提案した部分立体モデルを用いることが可能であると判断できる。

4. 局部座屈に対する補強について

現モデルでは座屈固有値 $\lambda < 1$ であるから、このままでは架設時に桁に局部座屈を生じるため、座屈が生じないよう桁内部に補強を施す。この補強法の検討には、前章で提案した部分立体モデルを用いることとする。

部分立体モデルにより補強法の検討をする際、厳密には補強後の断面構成で逆台形箱桁モデルに戻り応力解析をしなければ、内部の要素応力や境界節点の変位量の正確な値は得られない。しかし、補強により構造全体系の力の流れが大きく変わらなければ補強前の要素応力、境界変位を用いても差は小さいと思われるため、ここでは補強前の断面における要素応力、境界条件を使用する。

(1) 補強ステップ (I)

前章の検討で、座屈が最初に斜めウエブ垂直補剛材 (PL 170×16) に生じているため、垂直補剛材にフランジ (PL 150×10) を取付けて局部座屈耐力の増加を図る。これをModel (II) と呼ぶ。Model (II) を変位および外力の境界条件のもとで座屈解析して得られる座屈固有値、座屈モードを表-4 及び図-8、9 に示す。

変位境界条件で1次固有値 $\lambda = 2.331$ 、外力境界条件

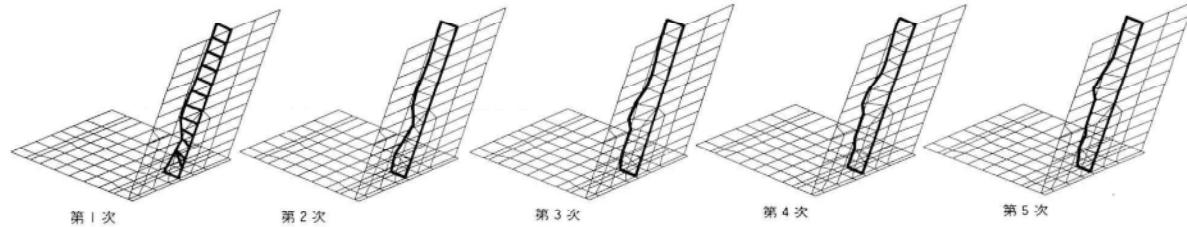


図-6. Model(I)座屈モード図（変位境界条件）

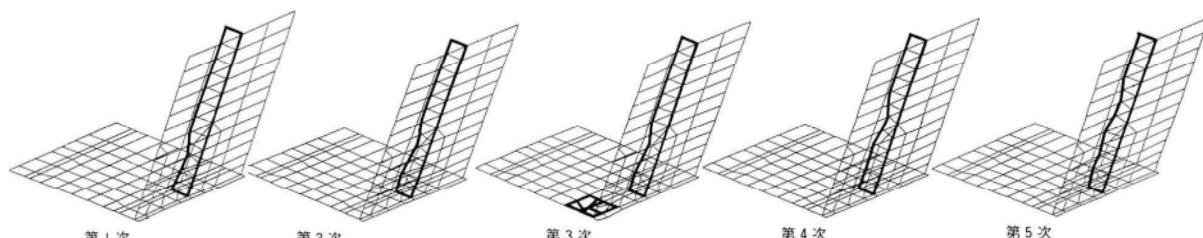


図-7. Model(I)座屈モード図（外力境界条件）

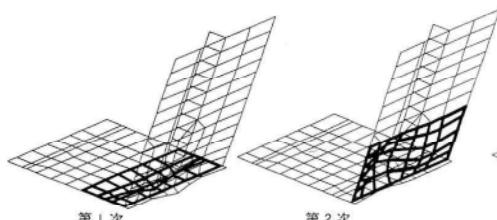


図-8 Model(II)座屈モード図(変位境界条件)

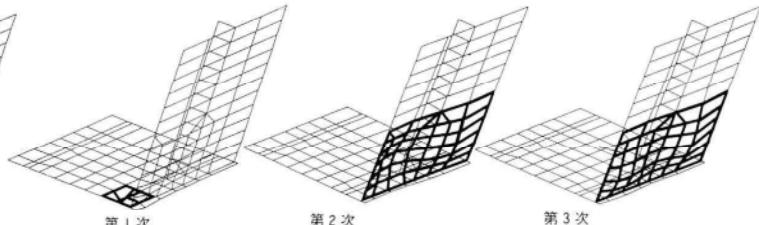


図-9 Model(II)座屈モード図(外力境界条件)

表-4 部分立体モデル(Model(II))座屈解析結果

| 次 数 | 変位境界条件 | | 外力境界条件 | |
|-----|--------|-------------|--------|-------------|
| | 固有値 | 座屈箇所 | 固有値 | 座屈箇所 |
| 1 次 | 2.331 | 斜めウエブ側下フランジ | 1.152 | 斜めウエブ側下フランジ |
| 2 次 | 2.436 | 斜めウエブ下部 | 1.666 | 斜めウエブ下部 |
| 3 次 | 2.870 | 斜めウエブ側下フランジ | 2.267 | // |
| 4 次 | 3.432 | 斜めウエブ下部 | 2.630 | 斜めウエブ側下フランジ |
| 5 次 | 3.658 | 斜めウエブ側下フランジ | 3.293 | 垂直ウエブ側下フランジ |

で1次固有値 $\lambda=1.152$ と得られた。この違いの要因として、変位境界条件では境界線上の変形が拘束されているのに対し外力境界条件では拘束されていないことがある。どちらが実際に近いかの判断には逆台形箱桁モデルに戻ることが不可欠であり、ここでは $\lambda=1.152$ 程度の座屈耐力があると言うにとどめる。

(2) 補強ステップ (II)

補強ステップ (I) の結果から、①境界の変形を拘束できれば $\lambda=2.331$ 程度の座屈耐力が得られる、②外力境界条件の座屈モード図から、下フランジ、斜めウエブとも橋軸方向外曲げ変形が卓越していることがわかる。①、②より、下フランジ、斜めウエブそれぞれに図-10のように縦リブ、水平補剛材を追加する。これをModel (III) と呼ぶ。外力を境界条件としてModel

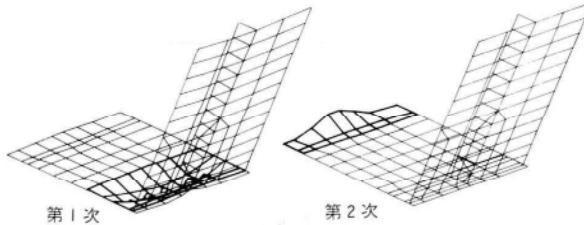


図-11 Model(III)座屈モード図(外力境界条件)

表-5 部分立体モデル座屈解析結果(Model(III)、外力境界条件)

| 次 数 | 固 有 値 | 座 屈 箇 所 |
|-----|-------|-------------|
| 1 次 | 2.991 | 斜めウエブ側下フランジ |
| 2 次 | 3.869 | 垂直ウエブ側下フランジ |
| 3 次 | 3.970 | // |
| 4 次 | 4.367 | 斜めウエブ側下フランジ |
| 5 次 | 4.934 | // |

(III) の座屈解析を行い、表-5、図-11のように座屈固有値、座屈モードを得た。

上記補強後の解析結果から、1次固有値 $\lambda=2.991$ と架設時荷重の約3倍まで局部座屈が生じないことがわかった。また座屈形状が橋軸、橋軸直角の2方向ともに湾曲しており、簡単な補強では局部座屈耐力の増加を困難なものであることから、これまでに示した補強が1つの安全かつ妥当なものであると判断できる。

5. あとがき

本報告では、斜めウエブを持つ逆台形箱桁送出し架設時の桁の局部座屈現象の把握と、局部座屈に対する補強法の検討をFEM解析で行い、つぎの結果を得た。

- ① 通常の設計計算でつくられる断面では、局部座屈に対して耐力が不足する。
- ② 局部座屈に対する補強法として、斜めウエブ垂直補強材にフランジを巻き、更に、下フランジの斜めウエブ近傍と斜めウエブの下側に縦リブを取付けることが有効である。

上記結論は、逆台形箱桁モデル、部分立体モデルの2

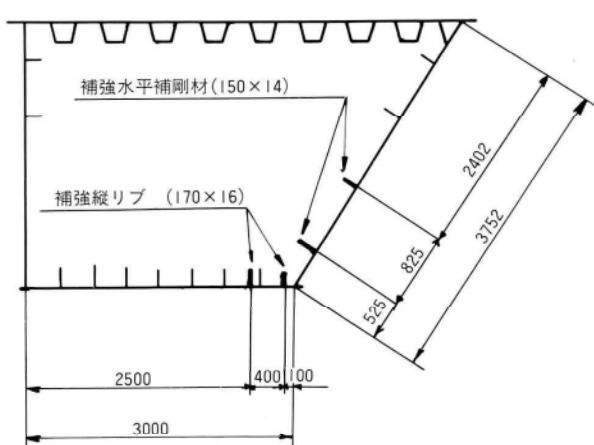


図-10 STEP(II)補強図

つの解析モデルを用いてFEM解析を行うことにより得たものである。一般に、FEM解析はモデルと実際構造の対応が取れていれば非常に有力な解析手法であるが、現実問題として、構造全体をFEMモデルとして採用することは計算機の能力、演算時間の問題があり、本文のように構造の一部を取出して解析モデルとしている。この解析モデルの縮小の段階でいかに実際構造に対応させ得るかで結果に大きな差が生じてしまう。本報告では逆台形箱桁モデルと部分立体モデルの2種類の縮小モデルを用いたが、このモデルを用いる際に以下の問題を内包していることを頭に置いて解析結果の運用をすべきだと考える。

- ① 逆台形モデルの境界条件としては、架設全体系の骨組計算により算出された断面力を静力学的に等価となる境界外力に置き換えて使用している。
- ② 部分立体モデルの境界条件としては、補強前の平衡状態から求めた値を補強後にも採用している。
- ③ FEM解析モデルを縮小したために縮小前のモデルに生じていた座屈モードを落としてしまう可能性がある。

以上3つの事項のうち①、②については設計上仕方のない事項であり、構造系が大幅に変わるものでもないので、ある程度結果の見極めが可能であるように思われる。③については、実際上問題となる1次座屈でも起こる現象であるのかどうか、また座屈モードから判断できないかどうか等今後の課題である。また、結果に対する検証としては、実験あるいはより厳密な解析結果との比較が必要となるが、これに対しても今後の成果を期待することとしたい。

最後に、本報告で使用した部分立体モデルの境界条件はこれより大きな逆台形箱桁モデルの応力解析の結果を用いているが、架設時全体系での骨組解析の結果から得られる断面力から直接得ることができれば、計算の大幅な簡略化が可能となることを付記しておく。

本報告中の逆台形箱桁モデル、部分立体モデルFEM解析は日本電子計算(株)所有プログラムMSC/NASTRANにより行っており、解析モデルの作成、境界条件の設定等に同科学技術事業部FEM担当グループより有益なアドバイスをいただいた。また、本稿執筆にあたり首都高速道路公団第一建設部設計課の皆様に御協力いただいた。紙上を借りて深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 池田肇：鋼橋の送出し架設工法、土木学会誌；昭和56年2月
- 2) DIN4114 (1952/53)：鋼構造物の座屈計算基準
- 3) 伊藤鉄一：鉛直局部荷重を受けるプレートガーター腹板のDAS_t指針012による座屈照査例：橋梁と基礎、昭和59年3月
- 4) 松石正克：座屈に対する補強材の効果に関する研究、日立造船技報第34巻1号昭和48年2月
- 5) 宮地・三菱共同企業体：KE31工区高架橋上部構造新設工事P39～P40手延機引出し工法における主桁補強検討書

グラビア写真説明

新白滝橋

本橋は北海道の中心旭川市とオホーツク海沿岸地域を結ぶ国道333号線中間部、山岳地帯の紋別郡白滝村に架る。架橋地は昔から交通の要所であり、近年交通量の増大と冬期の除雪等の問題解決に延長2kmのバイパスが建設され、この中間の支湧別川に架っている。

バイパス区間では道路の両側に植栽として寒さに強いブンゲンストーヒ3000本が植えられている。本橋の親柱には地元特産の黒曜石が使われており、地方色豊かなバイパスである。この自然にうまく溶け込んで、斜角をもつ2径間連続曲線箱桁がこの橋である。

鉄筋ラチスを腹材とした横リブを有する 合成床版の静的耐荷力試験

高崎一郎*
原 昭恵**

1. まえがき

橋梁、特に鋼橋の床版としては現場打ち鉄筋コンクリート床版の採用が一般的であるが、周知のように近年現場工期の短縮、施工の安全性、維持管理の省力化などに対する厳しい要求から、その欠点を補った各種の新しい構造の採用が試みられている¹⁾。それらの中で、薄鋼板を型枠としてコンクリートを打設する工法は、構造的に見て比較的鋼橋の床版として採用しやすく、さらに鋼板に床版の構造部材としての機能を持たせたいわゆる合成床版は経済的にも優れているため種々の研究がなされている^{2)~7)}。しかし、当然のことながら桁間に敷設した薄鋼板は曲げ剛性に乏しく、コンクリート打設のために何らかの補強が必要である。一般的には床版支間方向にリブ状の鋼材（横リブ）を配置するが、この横リブは床版コンクリートを短冊状に区切るため収縮によるひび割れに不安を残し、また鉄筋の配置にも制約を受ける。

これらのことと鑑み、筆者らはラチス状に加工された鉄筋を腹材とする横リブを用いた合成床版の実用化について種々の検討を続けているが、本文ではそれに先立つて行った梁としての基礎耐荷力試験について報告するものである。

なお、本構造体のラチス状鉄筋は合成床版を構成する要素としてのみならず、主桁と組み合わせて合成桁を構成させる場合の止めとしての機能を合わせ持たせるべく検討を進めている。

2. 試験体と試験の方法

(1) 試験体の種類

試験体は図-1に示すごとく3種類とした。I型は横

リブ法兰ジに平鋼を使用し、II型は丸鋼を使用したものである。ラチスの形状はいずれもワーレントラス式としてある。又、III型は法兰ジ材に平鋼を使用し、ラチスの形状をプラットトラス式にしたものである。

I型とII型は、横リブ法兰ジ材の断面形状の違いによるコンクリートの付着力の影響および施工性について調べることを目的としたものである。又、III型はラチス形状のちがいによるコンクリートのせん断割れの影響を調べる事を目的としている。

なお、I型、II型についてはコンクリート面側より載荷する表曲げ試験用としてI-A、II-Aと、鋼板側より載荷する裏曲げ試験用のI-B、II-Bとに区分した。III型については表曲げ試験のみとした。

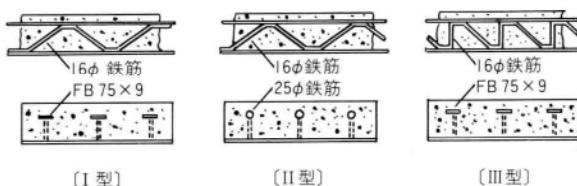


図-1 試験体の種類

(2) 試験体の製作

試験体は、I-A、I-B、II-A、II-Bについて各々2体、III-Aは1体計9体を製作した。図-2にI-Aの詳細寸法図を示す。他の型も横リブの法兰ジ材およびIII型におけるラチス形状以外は全く同一である。

使用材料は鋼板、丸鋼は全てSS41材とした。又、コンクリートの配合については表-1の通りである。なおコンクリートは早強コンクリートを使用したために、試験前の強度は310kg/cm²（材令7日）であったが完了後の

* 技術本部設計部長

** 技術本部技術開発部開発課長

それは 380 kg/cm^2 （材令21日）となり、試験中において 70 kg/cm^2 の強度の増加があった。養生は室内において1週間の湿潤養生とした。

鋼板とコンクリートとの接触面は付着力が発生せぬようグリースを塗布した。

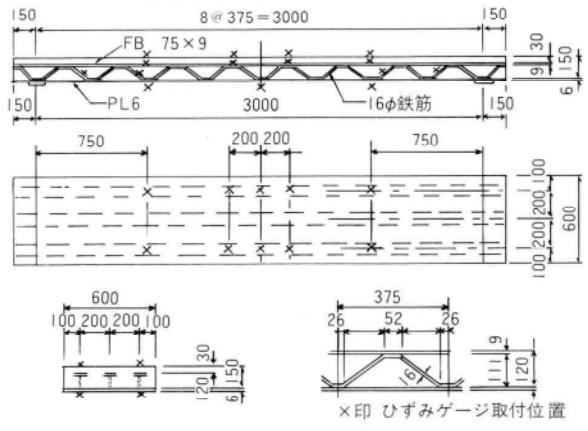


図-2 I-A型詳細図

表-1 コンクリート配合表

| | |
|----------|------------------------|
| 設計強度(7日) | 270 kg/cm^2 |
| スランプ | 12cm |
| 水 | 155 kg/m^3 |
| セメント | 290 kg/m^3 |
| 細骨材 | 775 kg/m^3 |
| 粗骨材 | 1108 kg/m^3 |
| 混和材 | 0.725 kg/m^3 |
| 水・セメント比 | 53.5% |

(3) 試験方法

試験に当たっては写真-1に示すごとく、門型フレームに取り付けた油圧ジッキにより載荷し、ロードセルによりその荷重を計測すると共に、コンクリート上面、横リブフランジ、ラチスおよび鋼板に取り付けた約40個のひずみゲージにより各荷重時におけるひずみを計測した。

又、支間中央におけるたわみは試験体左右に設置した変位計により計測し、更に支点より20cmの点でコンタクトゲージにより鋼板とコンクリートとの水平ずれ量をも計測した。なお使用したひずみゲージは、コンクリート面はKFC-30-C1-11であり、鋼板部と横リブフランジはKFC-5-C1-11、ラチス部はKFC-2-C1-11である。ゲージの取付け位置は図-2に示した。

3. 試験結果

図-3～20に各型の試験結果を各部位ごとにまとめた。

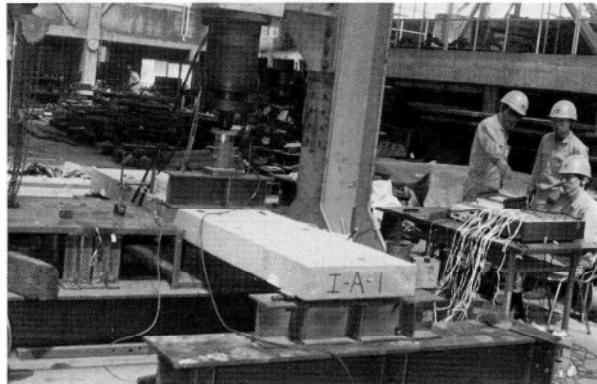


写真-1 載荷試験全景

コンクリート、横リブフランジ、鋼板については、載荷荷重によるその位置での曲げモーメントと、試験により得た応力度の関係をプロットしたものであり、ラチス部は載荷荷重と応力度の関係をプロットしたものである。実際の計測は載荷荷重0.5tごとにしたが、繁雑さを避けるため図化にあたっては4tきざみとしてある。

曲げモーメント-応力度関係図（図3～15）中の直線は、鋼とコンクリートのヤング係数比をn=7とし、横リブフランジおよび鋼板の断面を上下の鉄筋断面と仮定して複鉄筋RC断面の計算式によりもとめた理論値である。又、図-16～20中の直線は、コンクリートを無視したラチス梁の載荷荷重に対する理論値である。

表-2にコンクリートと鋼板の水平ずれ量の1例を示した。

表-2 水平ずれ量

単位mm

| 荷重 タイプ | t 5.0 | t 10.0 | t 15.0 | t 20.0 | 最大荷重 | 残留ずれ |
|-----------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-------|
| I-A-1 | 0.031 | 0.087 | 0.156 | 0.236 | t 22.5 | 0.085 |
| | 0.033 | 0.109 | 0.198 | 0.274 | | 0.075 |
| II-A-1 | 0.023 | 0.083 | 0.153 | 0.242 | t 21.5 | 0.090 |
| | 0.034 | 0.087 | 0.150 | 0.224 | | 0.074 |
| III-A-1 | 0.013 | 0.069 | 0.111 | 0.164 | t 21.0 | 0.040 |
| | 0.039 | 0.072 | 0.114 | 0.166 | | 0.040 |
| I-B-1 | 0.036 | 0.065 | | | t 10.8 | 0.018 |
| | 0.052 | 0.094 | | | | 0.025 |
| I-B-1 | 0.023 | 0.027 | | | t 8.5 | 0.009 |
| | 0.046 | 0.045 | | | | 0.005 |

4. 考察

図-3～20に示した試験結果から判断される通り、本試験体群各部の応力度は横リブフランジと鋼板の断面を上下の鉄筋と考えて複鉄筋RC断面として算出した理論値に可成り良く一致する。リブフランジの形状の違いに起因すると考えられる差異は特に認められないが、ラチスの形状に関してはプラットトラス形式（III型）よりもワーレントラス形式（I、II型）の方がやや理論値に近い結

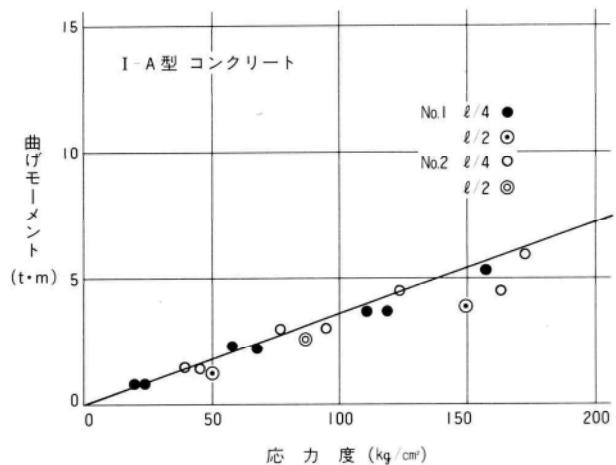


図-3 I-A型コンクリート

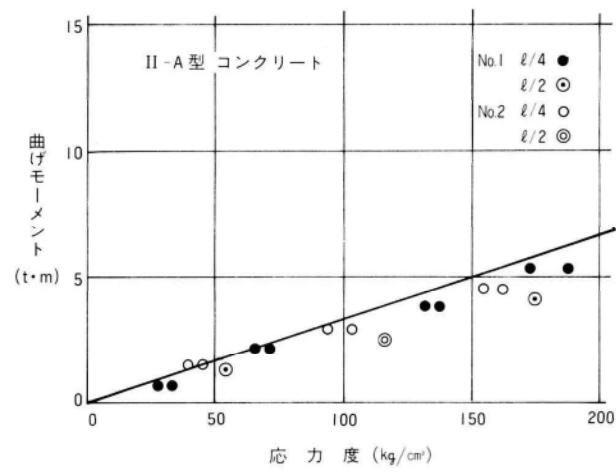


図-6 II-A型コンクリート

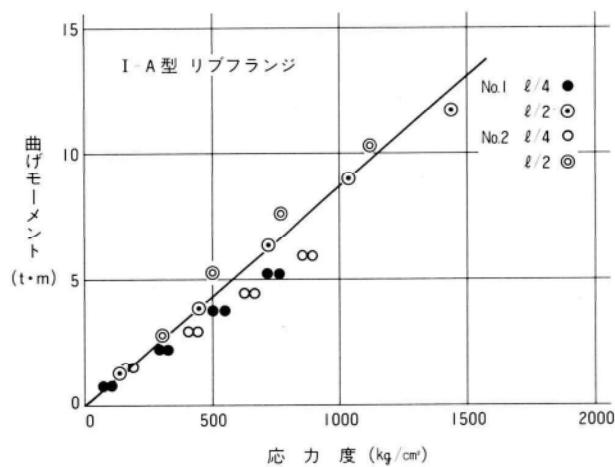


図-4 I-A型リブフランジ

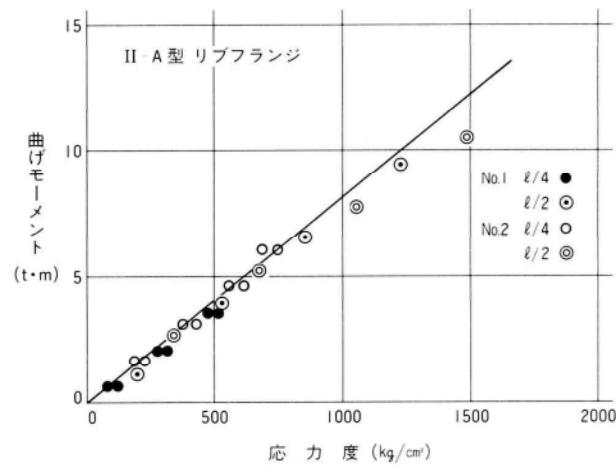


図-7 II-A型リブフランジ

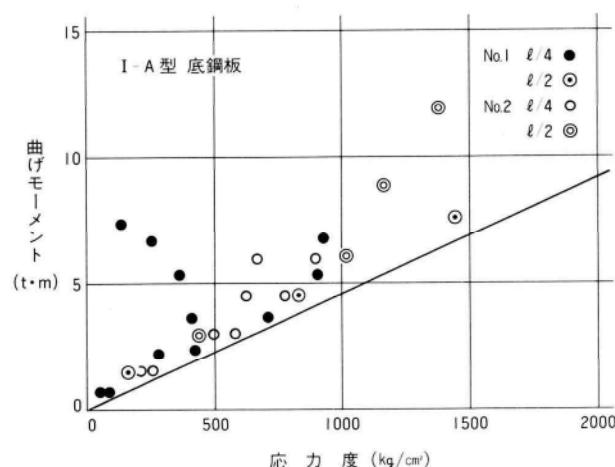


図-5 I-A型底鋼板

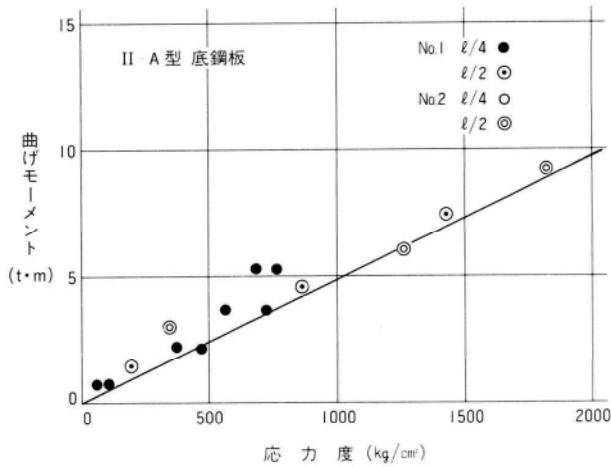


図-8 II-A型底鋼板

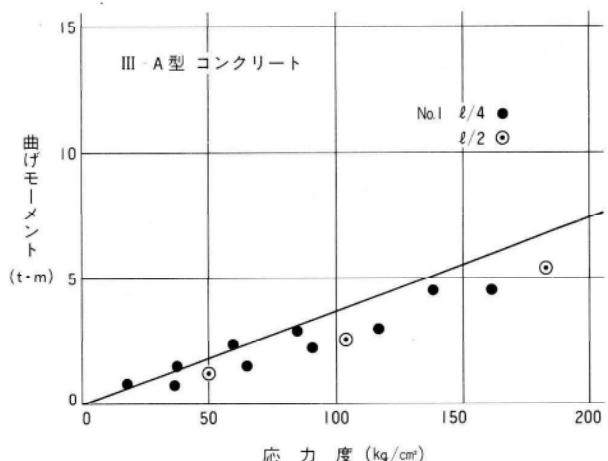


図-9 III-A型 コンクリート

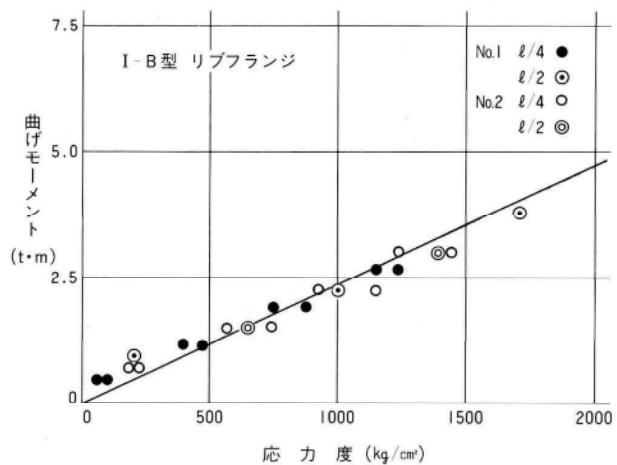


図-12 I-B型 リブフランジ

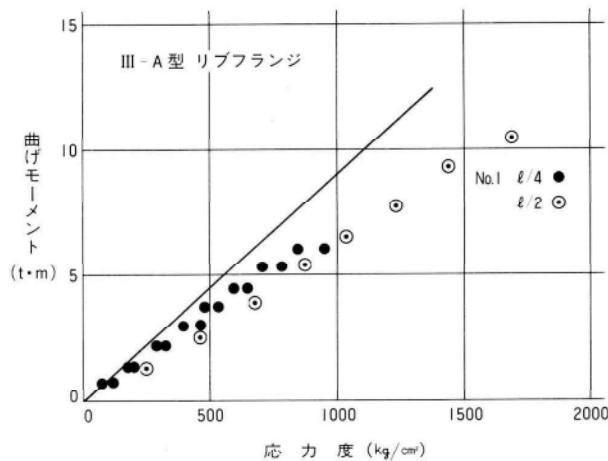


図-10 III-A型 リブフランジ

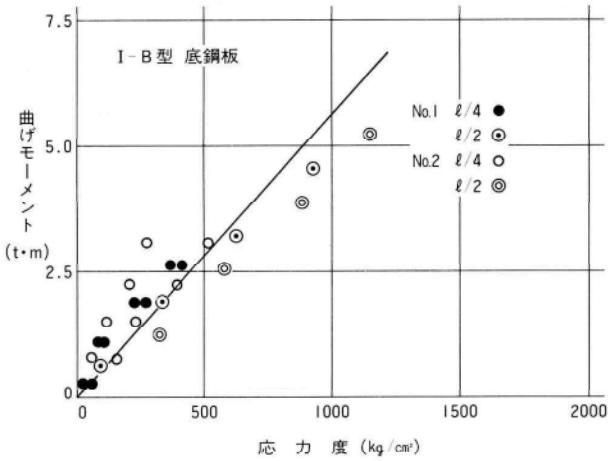


図-13 I-B型 底鋼板

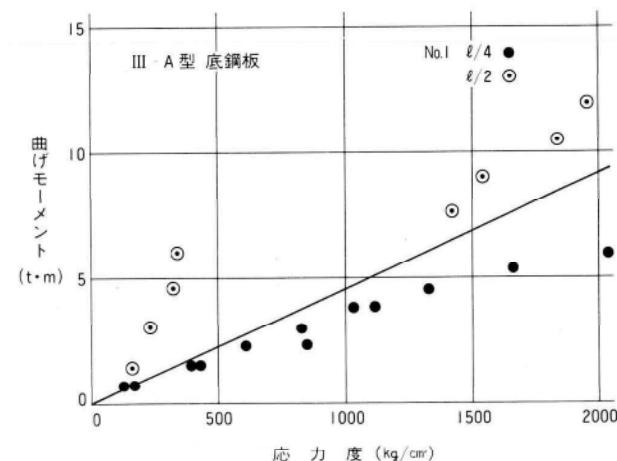


図-11 III-A型 底鋼板

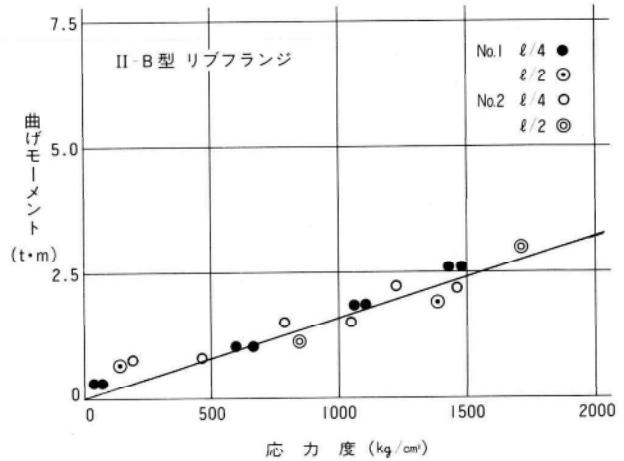


図-14 II-B型 リブフランジ

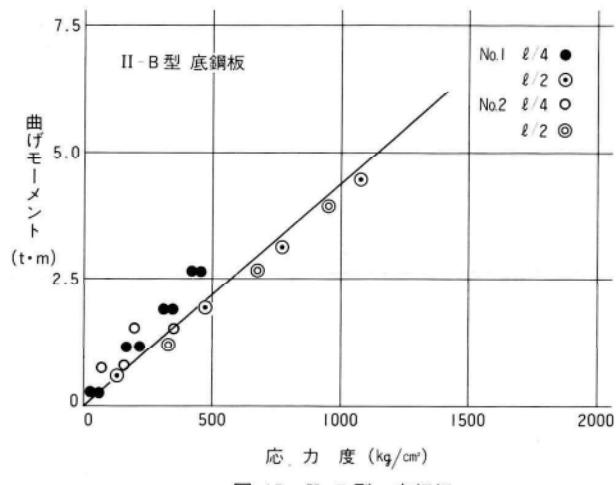


図-15 II-B型底鋼板

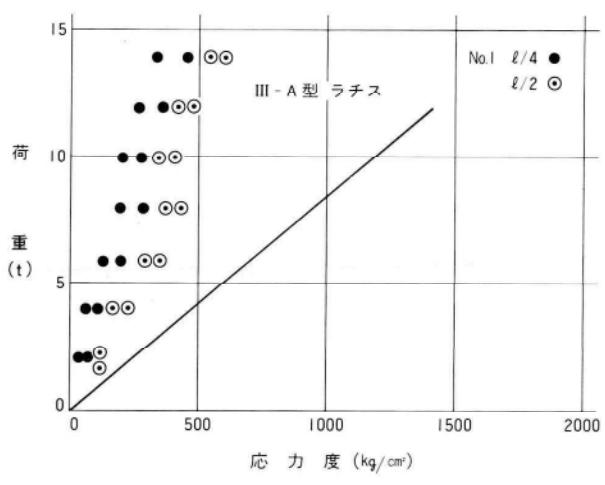


図-18 III-A型ラチス

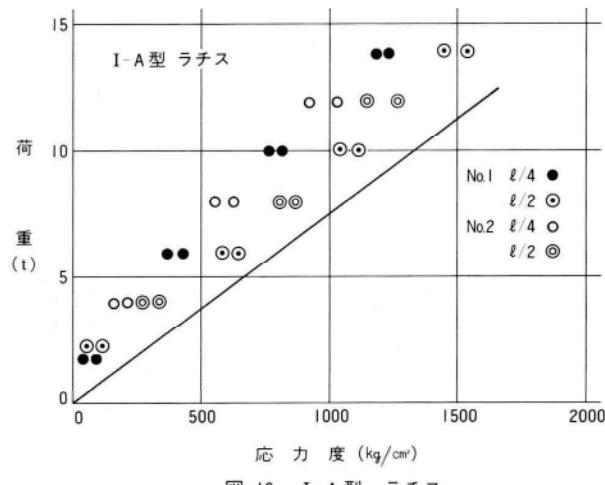


図-16 I-A型ラチス

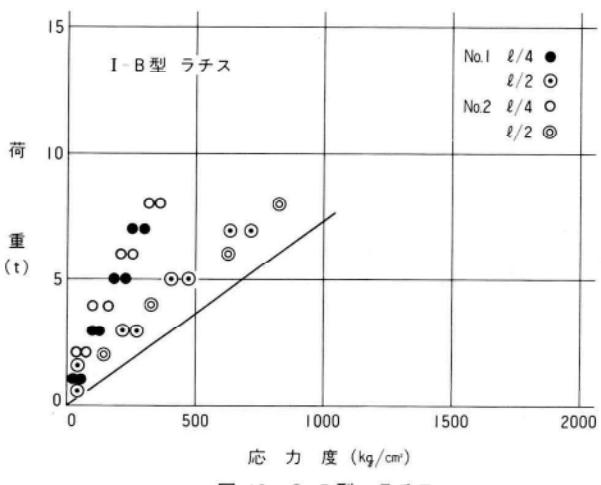


図-19 I-B型ラチス

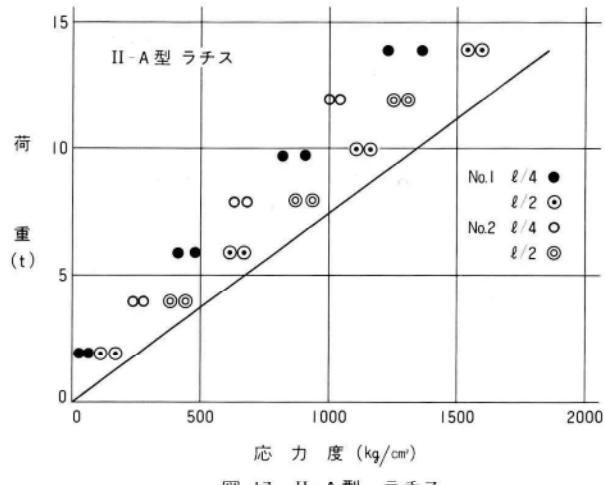


図-17 II-A型ラチス

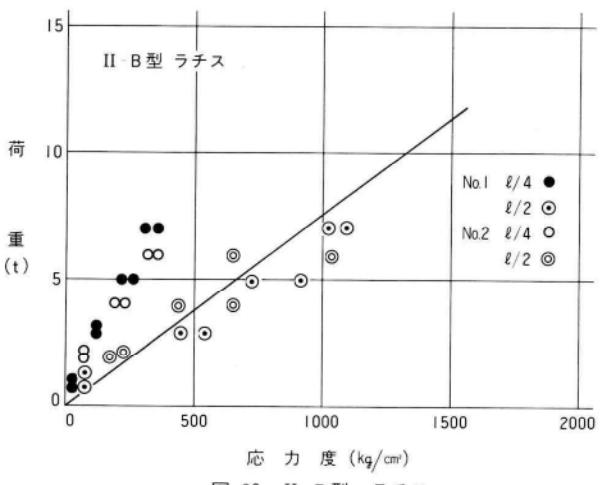


図-20 II-B型ラチス

果を示している。いずれの型式にしてもフランジおよび鋼板への溶接代のために鉄筋には水平部分を設けなければならず、もしコンクリート硬化前の荷重（施工時の揚重機等）に対してせん断耐力の面から不安があるとすれば、相隣るリブのトラスピッチを少しずらすことで対応可能であろう。裏曲げ（負モーメント）に対する試験、I-B、II-Bについても圧縮部コンクリート断面の減少のために耐荷力は減少するものの、やはり複鉄筋RC断面としての理論値に良く一致している。ラチス鉄筋の応力度はコンクリートの存在を無視して計算した理論値と大きく異なる測定結果を示しているが、この原因として次の二つのことが想像される。

- ①斜め引張に対しコンクリートが抵抗すること。
- ②鋼板とコンクリートの付着がないため、ずれ止め作用による鉄筋の曲げが生じていること。

元々、床版として使う場合にはラチスに複鉄筋としての作用を余り期待する必要はなく、主としてコンクリート硬化前の施工時の荷重と合成作用の確保に着目すべきであるから、これらの測定値は参考までに掲げた。

最終耐荷力は正の曲げに対して20~22t (15~16.5 t·m)で、コンクリートの圧壊によって破壊している。また、負の曲げに対しては8~10t (6~7.5t·m)でリブフランジの降伏によって破壊している。斜めひび割れは殆ど生じていない。通常、RCの梁では急激な破壊を避ける意味でコンクリートの圧壊によって最終耐荷力が定まることは好ましくないとされているが、本試験のような構造体では鋼板とリブフランジの断面積が本質的に異なるので止むを得ない。むしろ安全率の考え方でカバーすべきであろう。

なお、図中に示す理論値は便宜上鋼とコンクリートのヤング係数比が一定として扱っているので、荷重の増大に伴って測定値との離れが大きくなっている。コンクリートの非線形性を考慮して扱えばさらに良い一致を見るものと思う。

最後に、ラチスのずれ止めとしての機能については単に梁端部における鋼板とコンクリートの残留ずれ量を測定したに過ぎないが、いずれの試験体も0.1mmを超えるものではなく、また全体の破壊後の外観にも全く変状が認められなかった。既に報告した通り⁹⁾ラチス状鉄筋単体としてのずれ止め機能は十分確認されているが、本試験体のラチスは個々の斜め鉄筋がリブフランジによって連結されており、一種の応力再配分効果によって全体のずれに対する剛性が高くなっていると想像される。

5. あとがき

鉄筋ラチスを腹材としたリブを有する合成床版を想定し、その基礎耐力を求める目的で行った梁としての静的試験の結果について報告した。

試験の結果は概ね予想通りであり、その応力状態はリブフランジと鋼板を上下の鉄筋と見做すことによってRC断面として説明出来ることが判った。

この構造の実用化に当たっては

- ① リブ直角方向の配筋方法と版としての耐荷力の確認
- ② 疲労性状とその耐荷力の確認
- ③ 量産に向けてのラチスの加工方法、ならびにその溶接工法の開発
- ④ 張り出し床版部を含め、部材間の継手構造の開発
- ⑤ ラチス鉄筋に主桁構造のずれ止めとしての機能を合わせ持たせた時の耐荷力の確認

などが急務であると考えている。

〈参考文献〉

- 1) 中島；道路橋における各種の合成床版について、日本鋼構造協会・創立20周年記念大会研究集会テキスト；昭和60年7月
- 2) 合成床版のいくつかの問題点、鋼とコンクリートの合成構造に関する調査研究報告書；土木学会構造工学委員会、鋼・コンクリート合成構造小委員会；昭和58年3月
- 3) 関口・宍戸；鋼製型枠合成床版の多点移動繰返し疲労性状；都土木研年報；昭和59年
- 4) 岡本・前田・梶川・渡辺；鋼・コンクリート合成床版の静的載荷試験；土木学会第39回年次学術講演概要集第1部；昭和59年10月
- 5) Max L Porter；Analysis of Two-way Acting Composite Slab；J of ASCE；Jan1985
- 6) 広瀬・堀川・園田；鋼製枠補強コンクリート合成床版の静的強度－付着せん断強度；土木学会、第36回年次学術講演会講演概要集第1部；昭和56年10月
- 7) 新津・大貫・浅島・落合；鋼製型枠合成床版を用いた合成桁の設計・施工；橋梁と基礎；1980年11月
- 8) 高崎・鬼頭・原；縦リブを利用したずれ止め構造の耐荷力試験；宮地技報NO.1；1985年

異機種端末間の公衆回線オンラインシステムの実用化

小出勝雄*

1. まえがき

近年パソコンの普及はめざましく、現在国内に250万台あるといわれている¹⁾。パソコンが普及している要因としては、まず手軽で使い易い事が考えられる。価格も手ごろで、汎用コンピューター並みのファイル操作が出来る機種もある。しかしながら、大量のデータ処理は不向きで、処理スピードも遅いということも事実である。そこで、パソコンと汎用コンピューターを結んで、更に一步進んだ有効利用を目指そうという考えが、出て来ている。これが、パソコンと汎用コンピューターを通信回線で接続する技術である。

これまで、コンピューター・ネットワーク的な使用が禁止されていたが、昭和60年4月の電気通信事業法の改正で可能になった¹⁾。

パソコンの使い良さは、多くのメーカーが、多機種を生産している事である。パソコンと汎用コンピューターの利点を最大限利用するには、異機種間のデータ通信が、必要になる。この事に関しては、国内はもとより国際的にも関心がもたれている。データ通信に関し、国際的には、ISO（国際標準化機構：International Organization for Standardization）とCCITT（国際電信電話諮詢委員会：International Telegraph and Telephone Consultative Committee）による標準化が進んでおり、国内に於いても、異機種間データ通信に関し、郵政省による「推奨通信方式」として標準化が進んでいる²⁾。しかし、現段階では、同一メーカー間での、通信回線によるデータ通信が主流となっている。

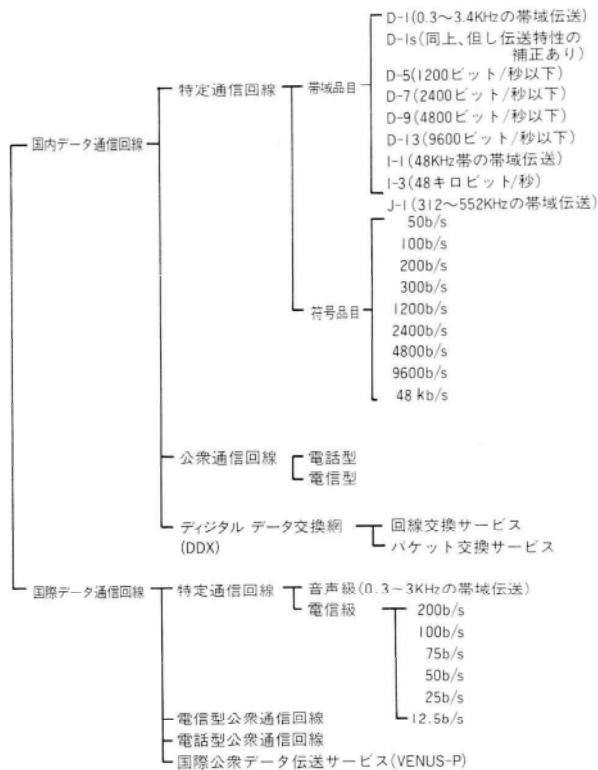
本文では、公衆回線による異機種間のオンライン・システム（一般にオンライン・システムは、データ通信システムと同意と解釈されている）が、当社に於て実用化したので報告する。

2. オンライン概要

(1) データ通信回線

本来、汎用コンピューターとパソコンを繋ぐ方法として、チャンネル直結と、通信回線を介してチャンネルで接続する方法がある。

遠距離通信を行う場合は、経済的にも法的（電気通信法）にも問題があり、通信回線を利用するのが普通である。通信回線は、表-1に示す通りの種類がある。

表-1 データ通信回線サービスの分類³⁾

* 経営企画本部企画室情報システム課

本文で述べるオンライン・システムは、NTT（日本電信電話株式会社）の電話型公衆通信回線（一般的な加入電話）を使用したものである。

公衆回線を使用する場合は、ハード的に2つの方法がある。音響カプラーを使用する方法と、モデムを使用する方法である。伝送スピードの点から、音響カプラー（伝送スピード：300bps）では、実務処理には無理な事が分かり、モデム方式（伝送スピード：2400bps）が採用された。

(2) ハード構成及び名称

公衆回線による、オンライン・システムのハード構成を、図-1に示す。

装置の名称等を下記に示す。

センター側汎用コンピューター

パロース株式会社 B3800システム

端末側パーソナル・コンピューター

日本電気株式会社 N5200-05

センター側モデム

日本電気株式会社 DATAEX-N2400A4 MODEM

端末側内臓モデム

日本電気株式会社 DATAEX-N2400E1 MODEM

NCU（網制御装置）

三立電機株式会社 MA型網制御装置 MA-NCU

通信回線を使用してデータ通信を行うためには、コンピューターから出る直流信号を交流信号に変換して通信

回線に乗せ、再び交流信号を直流信号に変換して相手のコンピューターへ送り、通信を行う。図-1に示した各装置について、種類および機能を以下に示す。

(a) DCP（通信制御装置）

通信制御装置は、回線接続部（L/A）と回線制御部およびホストインターフェイス部からなる。回線接続部で、キャラクターの組立て・分解、およびモデムの制御を行う。回線制御部では伝送制御手順の実行を行う。ホストインターフェイス部ではチャンネルの制御を行う。

(b) モデム（変復調装置）

変調（modulation：直流交流変換）と復調（demodulation：交流直流変換）の両方を行う装置で、変復調装置（MODEM）という。

ここで使用したモデムは雑音に強く、高速データ伝送に適しているといわれる位相変調方式を使用している。この方式はキャリア（搬送波）の位相の偏移に注目してデータ伝送をする。図-2では、キャリア周波数1900Hz、2400bpsの位相変調を示す。

図-2の4相式による位相変調は、データ信号を2ビット毎に区切り、これに対応する角度を位相変化させる。ダイビットと位相変化の対応関係については、CCITT勧告の国際規格でV・26のB方式、パロースでは、DT-2403を使用している。表-2は、DT-2403の対応関係を示す。

(c) NCU（網制御装置）

通信相手の呼び出し、および公衆電話網とモデムの接

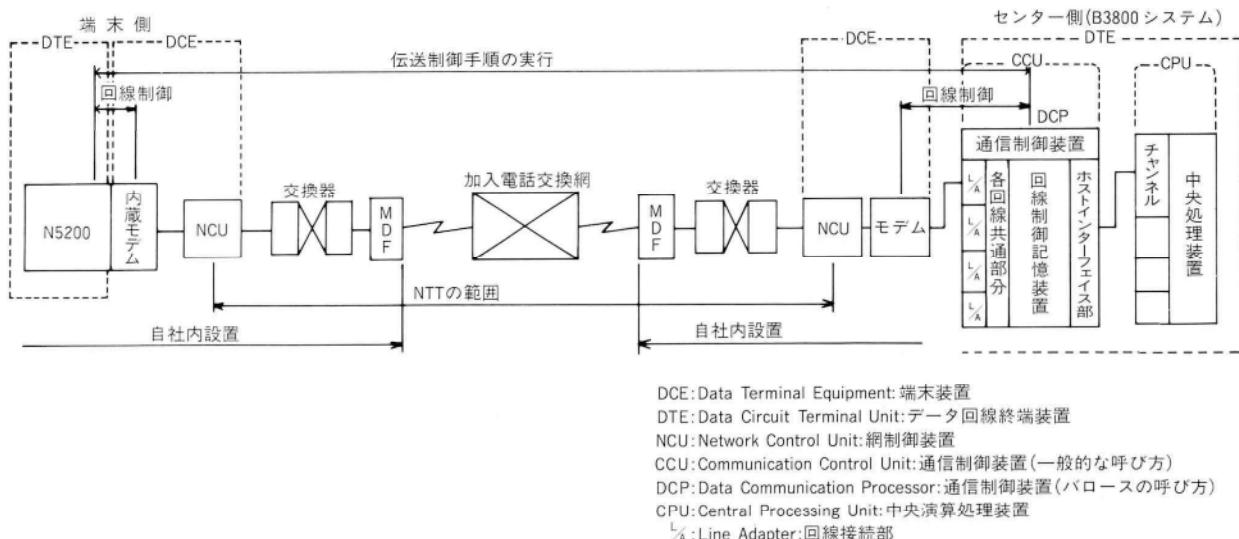


図-1 ハード構成

続、切断を行う。

(3) 伝送制御手順の決定

伝送制御手順を決めるに当たっては、パソコン側と汎用コンピューター側での共通の手順がある事、しかも手順は、明確になっている事の条件から、同期式による半2重方式のBSC手順と決まった。ここでBSC手順の背景について触れてみる。BSC(Binary Synchronous Communication: 2データ同期通信)は、バイシンク(Bi-Sync)とも呼ばれ、OSI参照モデルのデータリンク層にあたる部分の規約として、IBM社が1964年に同期データ伝送の手順として採用し、数回の改良をして現在に至っている²⁾。BSC手順の内容が一般的で、複雑すぎない事が、この手順が採用された大きな要素となった。

表-2. ダイビットの種類

| ダイビット | | 位相変化 |
|---------|---------|------|
| DT-2401 | DT-2403 | |
| 1 1 | 0 0 | 45° |
| 1 0 | 0 1 | 135° |
| 0 0 | 1 1 | 225° |
| 0 1 | 1 0 | 315° |

(4) 伝送テキスト長の決定

データ伝送に於ては、伝送上の誤りの発生を考慮する必要がある。公衆回線を使用する場合、雑音・減衰などによる誤りの発生率は、公称値として、 $10^{-4} \sim 10^{-5}$ 程度といわれている。N5200システムでは、データ伝送の最大テキスト長は、512バイトとなっている。BSC手順を実行する場合、テキスト長が長いほど高効率となる。これらのことと80%以上の伝送成功率で、データ通信を行うためには、図-3に示す通り、256バイトが最適となつた。伝送成功率(S)は、(1)式で示される。

$$S = (1 - k) \ell b \quad \dots \dots (1)$$

S : 伝送成功率

k : エラー率

ℓ : 伝送長 (文字数)

b : 1文字のビット数

この式から $\ell = (256)$ 、 $b = (8)$ 、 $k = 10^{-4} \sim 10^{-5}$ で、伝送成功率を計算すると、81%~98%となり実務処理上は問題ないと判断された。

搬送波(キャリア)=1.8KHz

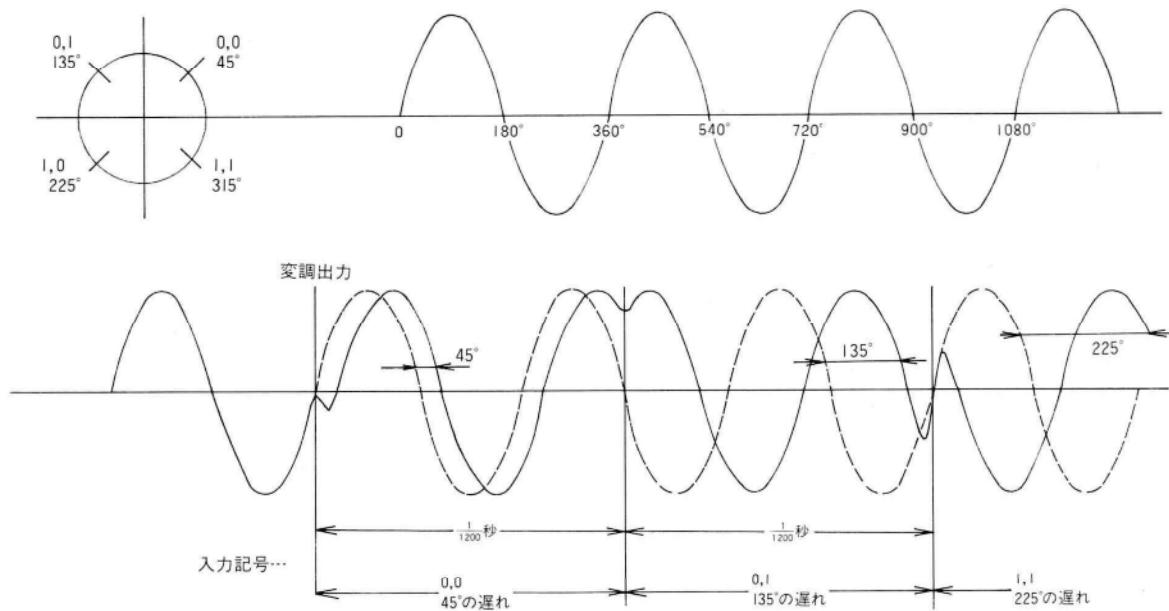


図-2 4相方式の位相変調(一般的な方法)

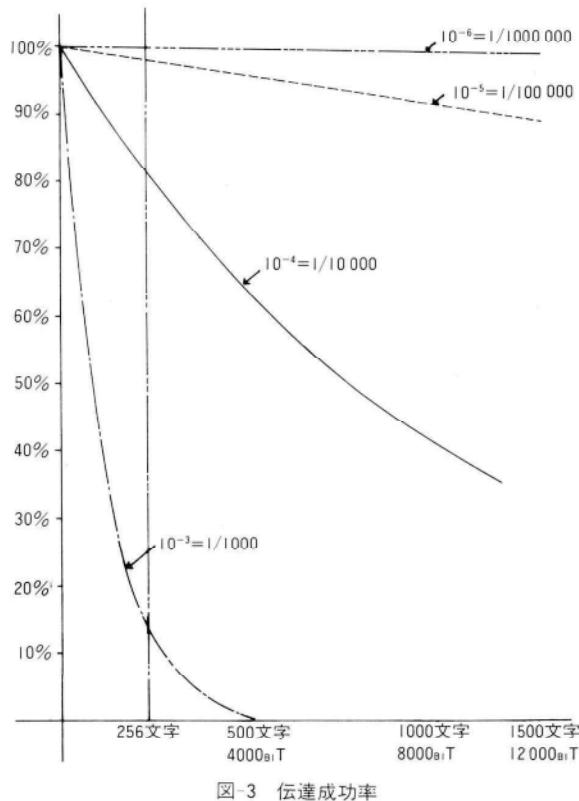


図-3 伝達成功率

3. ソフトウェア概要

(1) ネットワークアーキテクチャー

異機種間のデータ通信を行うためには、各機種間のネットワークアーキテクチャーを調べて、これを合わせる事が必要になる。図-4では、一般的とされているOSI参照モデル及び、B3800システム、N5200システムの各アーキテクチャーの構成を示している。OSI参照モデルは、各メーカーのアーキテクチャーを合わせる基準にする事が出来る。図-4で示した各層での概要を以下に示す。

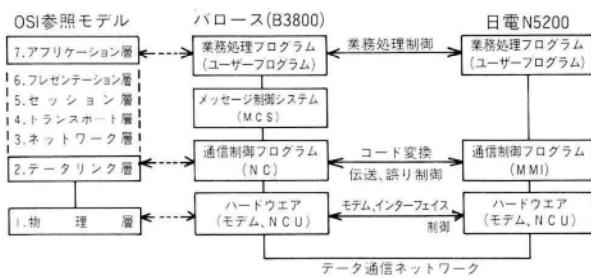


図-4 ネットワークアーキテクチャー構成図

(a) 業務処理プログラム概要

業務処理プログラムの機能としては、データの送受信が出来る事と、B3800システムをある程度操作出来る事を目的として設計された。データの送受信に対しては、正確に行うためにアプリケーションヘッダーを設け、この内でデータの重複とデータの欠落をチェックしている。このシステムの仕様は、データ長は240バイトで1回の送受信最大レコード数は9999件としている。

図-5は、B3800からファイルを受信する場合の処理概要流れ図である。操作は、すべてN5200側から行い、センター側は、常時待機の状態（回線の接続待ち）にしている。こうする事により、パソコン側では必要に応じて随时送受信を行う事が出来る。

(b) 通信プログラム概要

ここでは、伝送制御手順のうちBSC手順についての実行とモデムの制御を行う。BSC手順で通信を行うためには、BSCステータス・マトリックス⁴⁾（表-3）を満足させるロジックを持っている事と、BSCの各方式を合わせる事が必要になる。表-3に示された伝送制御文字を表-4に示す。BSC手順を実行するプログラムは、N5200ではMMIが、B3800では通信制御装置でNCが、それぞれ行っている。MMIでは、ASSEMBLERで書かれたパッケージになっており、変更不可能である。NCはNDL(NETWORK DEFINITION LAN-

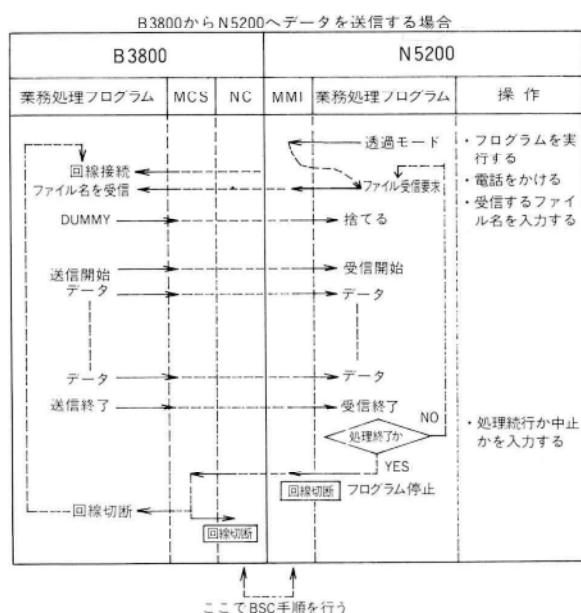


図-5 B3800対N5200 送受信手順

表-3 BSC手順公衆通信回線 ステータス・マトリックス(N5200-05)

| 受信文字 状態 | P1 ENQ | P2 STX | P3 一般文字 | P4 ETX | P5 ACKO/I | P6 NAK | P7 TTD | P8 RVI | P9 WACK | P10 EOT | P11 DLE-EOT | P12 タイムアウト | タ イ マ ー |
|--------------------------------------|---|-----------|--|---|--------------|------------------------------|-------------------------|-------------------------|----------------|----------------|--------------------------------|--------------------------------|------------------|
| S1 ENQ待ち 送信有れば ENQ送信 →S4 | •ACKO送信 →S2 | | | | | | | | | | | •→DLE EOT 送信、切断 | 20秒 |
| S2 STX待ち | •ACKO/I送信 →S2 •NAK送信→S2 •直前の応答 を送信→S2 | • →S3 | | •[無視]→S2 | | •NAK送信 →S2 | | •[無視]→S2 | | • →S1 | | •→DLE EOT 送信、切断 | 20秒 |
| S3 ETX待ち | •NAK送信 →S2 | •STORE→S3 | •ACKO/I送信 →S2 •NAK送信→S2 •WACK送信→S7 •RVI送信→S2 | | | | | | NAK送信→S2 | | | •→S2 (ENQ待ち) | 3秒 |
| S4 ENQ送信後 応答待ち | • →S1 | | •[無視]→S4 | •電文送信→S5 •ACK(受信の場合) ENQ送信→S4 •L回後EOT送信 | • →S1 | •(無視)→S4 | •EOT送信→S1 | •ENQ送信→S4 | •[無視]→S4 | | | •ENQ送信 →S4 •M回後EOT 送信 | 1秒 |
| S5 電文送信後 応答待ち | | | •[無視]→S5 | •電文送信→S5 •EOT送信→S1 •又エラーの場合 ENQ送信→S6 •TTD送信→S6 | | •電文再送→S5 •N回後EOT 送信→S1 | •(無視)→S5 | •残電文送信後 EOT送信 →S1 | •ENQ送信→S5 | •送信電文保持 →S1 | | •ENQ送信 →S6 | 3秒 |
| S6 応答待ENQ 送信後応答待ち | | | •[無視]→S6 | •電文送信→S5 •EOT送信→S1 •S5-P12.4の交 互エラーの場合 再送 →S5 •L回後EOT送信 →S1 | 同上 | •(無視)→S6 | •残電文送信後 EOT送信 →S1 | •ENQ送信→S6 | 同上 | | •ENQ送信 →S6 •L回後EOT 送信 | 3秒 | |
| S7 WACK送信機 応答待ち | •ACKO/I送信 →S2 •WACK送信 →S7 •RVI送信→S2 | | | •[無視]→S7 | | | | | • →S1 | | | •→S7 •L回後EOT 送信 | 3秒 |
| S8 TTD送信機 応答待ち | | | [無視]→S8 | •TTD送信→S8 •電文送信後→S5 •EOT送信→S1 | | [無視]→S8 | | | •送信電文保持 →S1 | | | •TTD送信 →S8 •L回後EOT 送信 | 3秒 |

※L=7 M=15 N=4

※[無視]の場合はトレーリング・パッドX'FF'受信迄無視し、またタイマーのリセットは行わない

GUAGE)で書かれており、変更可能である。BSCの各方式は、表-5に示すように、モデムに対する項目のうちRS信号制御と送受信切換時間が含まれている。

図-6にモデムの制御の概略図を示す。モデムの制御概要としてはモデムに送信を行わせるための(RS:ON)信号、送信をやめる(RS:OFF)信号、送信から受信へ、又は受信から送信へ切り換えるまでの遅延時間(Delay-Time)調整がある。遅延時間(T₁, T₂, T₃)は、両方のモデムの性能とプログラム処理時間を考慮しNC(Network Control)プログラムで調整している。

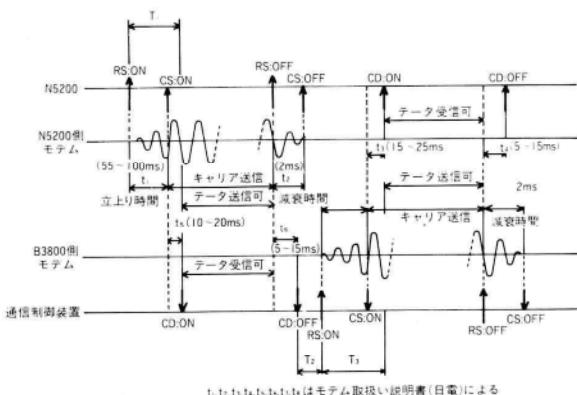


図-6 モデム制御概略図

3. あとがき

表-4 データ伝送制御符号

| 符 号 | コ ー ド | | 意 見 |
|------------------|---------|------|----------|
| | EBC-DIC | JIS8 | |
| SOH | 01 | 01 | ヘッディング開始 |
| STX | 02 | 02 | テキスト開始 |
| ETX | 03 | 03 | テキスト終了 |
| EOT | 37 | 04 | 伝送終了 |
| ENQ | 2D | 05 | 状態問合せ |
| ACK0 | I070 | I030 | 肯定応答(0) |
| ACK1 | I061 | I031 | 肯定応答(1) |
| DLE | I0 | I0 | 各種伝送制御 |
| NAK | 3D | I5 | 否定応答 |
| SYN | 32 | I6 | 同期保持 |
| ETB | 26 | I7 | ブロック終了 |
| ITB | I F | I F | ブロック中間終了 |
| WACK | I06B | I03B | 受信一時遅延 |
| RVI | I07C | I03C | 割り込み要求 |
| TTD | 022D | 0205 | 送信一時遅延 |
| PAD _L | 55 | 55 | ビット同期確立 |
| PAD _R | FF | FF | メッセージ終了 |

注) コードは16進表示

表-5 伝送制御手順の各方式⁵⁾

| 1. 項 目 | 仕 様 |
|---------------|------------------------------|
| 1. 四線形式 | 電話型公衆通信回線 |
| 2. 通信速度 | 2400 bps |
| 3. 通信方式 | 両方向非同時通話(半2重) |
| 4. 同期方式 | 独立同期方式(SYNC) |
| 5. 起動方式 | 相互起動方式(コンデンション) |
| 6. 伝送方式 | 直列伝送方式 |
| 7. 伝送ビット順位 | 低位ビット先順 |
| 8. 伝送キャラクター構成 | 偶数パリティビット |
| 9. 伝送コード | JIS-8 |
| 10. 誤り検出 | 水平パリティ方式 |
| 11. 回線平常状態 | マーク状態 |
| 12. 接続方式 | NCU インターフェイス |
| 13. R S 信号制御 | 送信時のみON |
| 14. 送受信切換時間 | 送信→受信(最大 ms) 受信→送信(最大 ms) |

(パロース他社インターフェイス伝送仕様チェックリストによる)

データ通信の分野に於ては、ハードとソフトが密接に結びついており、その調整には、多大の時間と労力を費やしている。たとえば、ハード機器のバランスが悪く通信出来ない事もある。このことが開発時と障害の発生時には、やっかいな問題となり、利用を妨げている原因となっている。今後、通信に関する技術進歩によって、ハード、ソフト共更に使い易くなるだろうと思われる。その時、どれだけ効果のある活用ができるかが、課題であろう。今後の方向としては、測定器等との組合せを考えたシステムの開発が望まれるところである。

おわりに、このシステムを実用化するまでに、全面的に協力していただいた、パロース株式会社、MBM株式会社に誌上をかりて深謝の意を表する。

〈参考文献〉

- 1) PHP研究所; ニューメディア・ハンドブック、1985年8月
- 2) 朝日新聞社; パソコン・データ通信 プロトコル・ハンドブック、昭和60年4月
- 3) (社) 日本情報通信振興協会; ニューメディア白書、日本経済新聞社、昭和60年4月
- 4) 日本電気株式会社; BSC手順/JCA手順におけるCOBOL言語通信機能説明書N5200モデル05PTOSJ-CA
- 5) パロース株式会社; 他社インターフェイス伝送仕様チェックリスト
- 6) 日本電気株式会社; モデム取扱説明書

溶融亜鉛めっき橋の施工試験

鎌田幸二*
青木 清**
沓掛靖夫***

1. まえがき

溶融亜鉛めっきは、溶融亜鉛槽の中に鋼製部材を漬けて鉄と亜鉛の合金層を形成させ、その上に純亜鉛層を付着させることにより、防錆効果をより有効なものとし、広く使われてきた。

溶融亜鉛めっきを橋梁の防錆方法として選定する場合、種々の問題点をかかえているため、それを明らかにする必要から、原寸大の実験桁を試作した。更に、高力ボルト接合面のすべり係数を調べるためのテストピースを作成し、施工試験を行ったので、これらについて報告する。

本試験は日本道路公団発注の山賀高架橋（諸元につい

てはグラビア参照）の施工に当り社内試験を行ったものである。

2. 実験概要

溶接桁を溶融亜鉛めっきした場合の問題点を挙げると次の通りである。

- 1) めっきにより桁に変形が生ずる。
- 2) 高力ボルト摩擦接合部ですべり係数が低下する。
- 3) 液体金属ぜい化による溶接部のめっき割れが生ずる。

これらの問題を解明するために実工事の施工に先立ち次の2つの実験を行った。

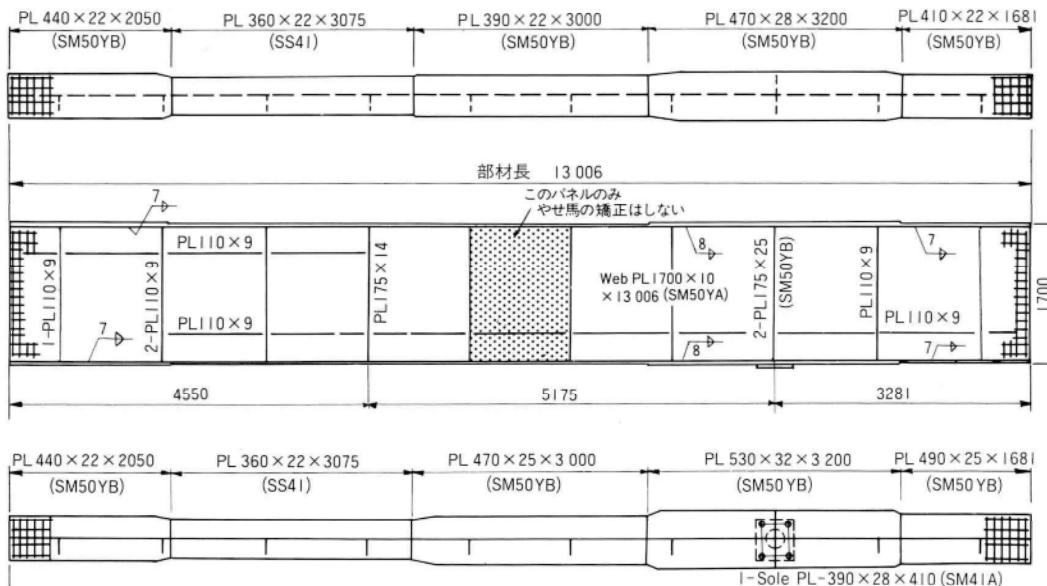


図-I 試験体

* 千葉工場製造部副部長

*** 千葉工場製造部製造計画課課長補佐

** 千葉工場製造部製造計画課長

3. 実験桁の溶融亜鉛めっき施工

(1) 実験の目的

原寸大の実橋の一部材を製作し、溶接桁に施す溶融亜鉛めっきの品質と施工条件の確認、及び溶接桁の製作手順と溶融亜鉛めっきによる影響を調査し、製作に反映させることを目的とした。

(2) 試験体

試験体はTYPE-1, TYPE-2の2体とした(図-1)。

TYPE-1は当社の従来通りの製作方法による。
TYPE-2は日本道路公団、“溶融亜鉛めっき橋設計施工指針”により製作した。

(3) 製作方法

鋼桁製作手順は下記による

(a) 部品加工

- ① 素材のひずみとりは切断後の鋼材に大きな歪がある場合にのみ、ロール通しを行う。
- ② 板継ぎ溶接は自動溶接とする。溶材はY-D×YF-15を使用し、溶接後の角変形はプレスにより矯正する。
- ③ フランジに組立前にあらかじめ逆ひずみを付ける。

(b) 組立、溶接

- ① フランジ・ウェブを仮付け溶接により組立てる。仮付棒はTW-50を使用する。
- ② フランジ・ウェブの首溶接の隅肉は自動溶接で行う。溶材はY-D×YF-800を使用する。
- 補剛材・ガセットの小物は仮付け溶接後、手溶接で本溶接を行う。溶材は補剛材のコバ溶接・ベースプレートをL-55とし、その他はN-50Gとする。
- ③ 溶接順序は、図-2に示すようにTYPE-1とTYPE-2を変えて施工する。

(c) 仕上げ

- ① 溶接による曲がり変形、やせ馬変形等の矯正を行う方法としては加熱矯正による。

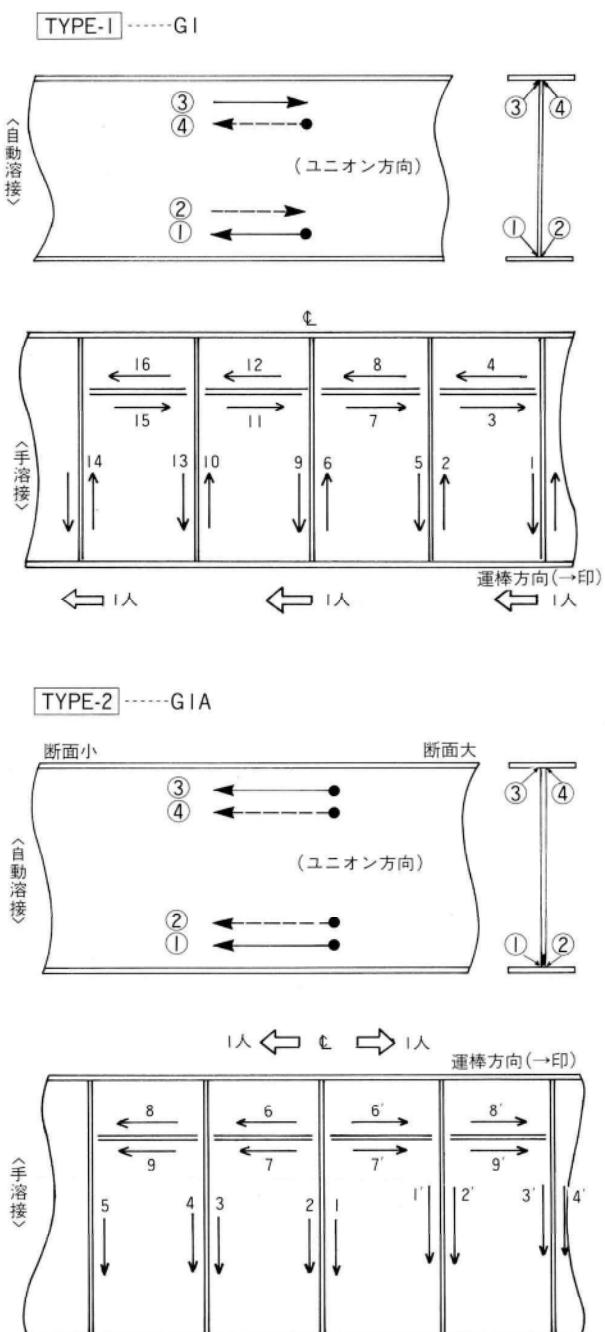


図-2. 溶接順序

(4) めっき施工

めっき施工は次の通りとする。

(a) めっき作業手順

作業工程概要図を図-3に示す。

(b) 作業要領

① 素材の受入れ及び払出し

② 前処理の管理基準は表1～3による

③ めっき作業順序及び条件を図-4、表-4に示す。

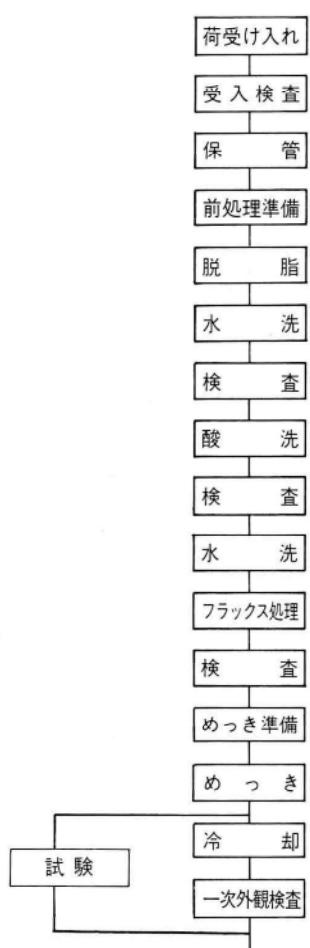


図-3 めっき作業 作業工程概要図

表-1 前処理液の更新および調整

| 項目 薬品名 | 基 準 値 又は頻度 | 更新および調整の方法 |
|-----------|---------------------|---|
| か性ソーダ | 1回／6月 | 24時間液を静止放置後上澄液を別槽へ移送し槽底部スラッシュ除去。上澄液は90℃以上加熱し油分浮上させ除去。 |
| 塩 酸 | 鉄 分 濃 度 130g/l以上 | 液量の1/3を廃酸処理。残り2/3に水、塩酸を加え基準の濃度に調整する。 |
| フラックス | P.H.3.5以下 | アンモニア20%溶液を添加し、P.H.4.5～5.0に調整する。 |

表-2 前処理作業の基準

| 工程名 管理項目 | 脱 脂 | 酸 洗 | フ ラ ッ ク ス |
|------------------|---|--------------------------------------|----------------------------------|
| 前 処 理 液 | 濃 度 1回／勤務滴定法で測定し基準濃度に達しない場合基準濃度に補給。 | 左に同じ | 左に同じ |
| | 温 度 隔測温度計で常時測定しスチームバルブ開閉で基準温度に設定。 | | |
| 品 質 | 表面状況 処理後水はじきのないことを目視でチェックしはじきのある場合再処理。 | 処理後スケール残りのないことを目視でチェックしスケール残りの場合再処理。 | 処理後水ぬれのよいことを目視でチェックし水ぬれの悪い場合再処理。 |

表-3 前処理条件

| 工程 | 条 件 | 主 柄 対傾構・横構 添 接 板 |
|---------------------------------|---------------|------------------------|
| 脱 脂 | か性ソーダ濃度 | 10±5% |
| | 温 度 | 80±10℃ |
| | 界面活性剤濃度 | 0.5% |
| | 浸漬時間 | 20～30分 |
| 酸 洗 | 塩酸濃度 | 15±5% |
| | 温 度 | 常 温 |
| | 鉄 分 | 130g/l以下 |
| | 酸洗抑制剤濃度 | 塩酸に対して0.6% |
| | 浸漬時間 | 30～60分 |
| フ ラ ッ ク ス 処 理 | フ ラ ッ ク ス 濃 度 | 30～39% |
| | 温 度 | 65±10℃ |
| | 塩化亜鉛塩化アンモニウム | 1:3(モル比) |
| | 鉄 分 | 6g/l以下 |
| | PH | 3～6 |
| | 浸漬時間 | 1～5分 |

表-4 めっき条件

| 項目 | 条件 |
|----------|------------------|
| 亜鉛浴温度 | 436°C(設定) |
| 浸漬速度 | 6.5~140m/min |
| 浸漬角度 | 約3° |
| 浸漬時間 | 480秒 |
| 引上速度 | 1.5~6.5~3.0m/min |
| 引上長手方向角度 | 約2~10° |
| 引上幅方向角度 | 約8° |
| 冷却速度 | 6.5~30秒 |
| 冷却角度 | 10~25° |
| 冷却温度 | 55~60°C |
| 冷却時間 | 360秒 |

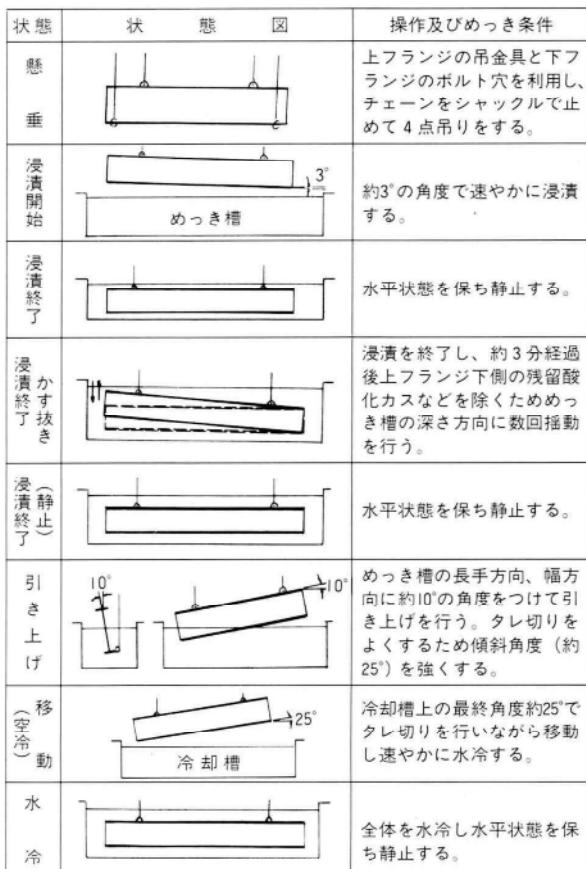


図-4 めっき作業要領図

④ 亜鉛浴の管理

亜鉛浴に使用する亜鉛はJIS・H2107の蒸留亜鉛地金1種又はこれと同等以上の品質を有する亜鉛地金とする。補給は作業完了後浴面がかまの上面より50~150mmになる様に補給する。

亜鉛浴温度の設定はめっきに漬ける部材により

表-5 検査項目

| 区分 | 検査項目 | 欠陥内容 |
|--------------|-------|---|
| 耐食性に影響をおぼす欠陥 | きず | ・めっき用具とめっき面の接触によって生じた局部的にめっき層がうすくなっているもの。 (主に素材の形状、めっき操作、運搬の条件に起因する) |
| | 不めっき | ・局部的にめっき層がなく素材が露出しているもの。 (主に素材の欠陥および前処理不良に起因する) |
| | かすびき | ・表面に亜鉛酸化物またはラックスが著しく付着しているもの。 (主に素材の形状、めっき操作に起因する) |
| | 変色 | ・保管中に薬品等の付着により皮膜が変色したもの。 (主に保管状態に起因する) |
| | 白さび | ・雨水、湿気などにより生じるさび。 (保管状態、気温の変化と湿度に影響し、白さびによる皮膜の消耗はわずかで耐食性にはほとんど影響ない) |
| | やけ | ・金属亜鉛の光沢がなく表面のツヤが消失しあるいは灰色を呈したもの。 はなはだしい場合は暗灰色となる。 |
| | ざらつき | ・微粒状の凹凸およびドロス付着による凹凸。 |
| | たれ | ・部分的に亜鉛が著しく付着しているもので、はなはだしい場合には取扱い中に剥れたりすることがある。 |
| | シーム | ・特徴ある線状の凹凸を生じた異常めっきである。 (主に素材の底に起因する) |
| | ブリスター | ・点状にふくれた異常めっきである。 (主に材料の表層部の性状に起因する) |

表-6 判定基準

| 欠陥の種類 | 検査項目 | 検査頻度 | 判定基準 |
|----------------|---------------------------------------|------|----------|
| 耐食性に影響を及ぼす欠陥 | 不めっき | 全部材 | あってはならない |
| | きず | | 限度見本による |
| | かすびき | | // |
| | 変色 | | // |
| 耐食性に影響を及ぼさない欠陥 | やけ | // | // |
| | ざらつき | | // |
| | たれ | | // |
| | シーム | | 発注者と協議 |
| | ブリスター | | // |
| 使用上有害な欠陥 | 添接面接合面 ボルト孔の たれ かすびき ざらつき | // | あってはならない |

温度指示調節計にて設定する。温度の測定は熱伝材を用い電子温度記録計にて連続記録する。

亜鉛浴組成の純度は、作業中97.5%以上に保つこと、又アルミニウム量は0.01%以下とする。

⑤ 一次外観形状検査

冷却完了後治具等より取外し仕上げ工程への送り込み作業を行う。

仕上げ工程への送り込みに先立ち一次外観形状

検査及び溶融亜鉛めっき製造指図書、現品票と現品との照合及び重量の測定を行う。表-5に検査項目、表-6に判定基準を示す。

⑥ 仕上げ

めっきにより生じた外観異常部の補修を行う。

表-7に補修方法を示す。

白さび発生防止剤を散布する。

⑦ 試験

付着量試験、均一性試験、密着性試験および膜厚測定を行う。表-8、9に試験方法を示す。

表-7 補修方法

| 欠陥 | 補修方法 |
|------|--|
| 不めつき | ワイヤーブラシで入念にケレンを行い、高濃度亜鉛末塗料を2回以上塗布する。 |
| たれ | 表面に発生した場合は、ヤスリかけ又はサンダーをかける。添接部のボルト孔に発生した場合は丸ヤスリを用いて除去する。 |
| ざらつき | ヤスリ又はサンダーかけ。 |
| かすびき | 同上 |
| きず | きず表面に付着している異物をワイヤーブラシでブラッシングしたのち、高濃度亜鉛末塗料を2回以上塗布する。 |
| 変色 | ワイヤーブラシ、サンダー等をかける。 |

表-8 試験方法

| 試験項目 | 試験方法 | 試験片 | 試験頻度 | 判定 |
|-------|-----------------------------------|--|-------------------------|--------------------------|
| 付着量試験 | JIS H 0401 3.2塩化アンチモン法(間接法)による | イ) 主桁 $100\text{mm} \times 100\text{mm} \times t\text{mm}$ t : 上下フランジウェブの板厚の薄いもの | 部材10本につき1回以上又は1日1回以上とする | 最低600g/m ² 以上 |
| | | ロ) 対傾構・横構 $100\text{mm} \times 100\text{mm} \times t\text{mm}$ | 1日1回以上とする | |
| 均一性試験 | JIS H 0401 4.1硫酸銅試験による | イ) 主桁 $100\text{mm} \times 100\text{mm} \times t\text{mm}$ t : 上下フランジウェブの板厚の薄いもの | 部材10本につき1回以上又は1日1回以上とする | 6回操作を行って終止点にならなければ合格とする |
| | | ロ) 対傾構・横構 $100\text{mm} \times 100\text{mm} \times t\text{mm}$ | 1日1回以上とする | |
| 密着性試験 | JIS H 0401 6.4ハンマー試験による | イ) 主桁 $100\text{mm} \times 100\text{mm} \times t\text{mm}$ t : 上下フランジウェブの板厚の薄いもの | 部材10本につき1回以上又は1日1回以上とする | 打こん間の剥離浮き上がりがあつてはならない。 |
| | | ロ) 対傾構・横構 $100\text{mm} \times 100\text{mm} \times t\text{mm}$ | 1日1回以上とする | |

(注) 1. 試験片枚数は指定による。

2. 付着量、均一性試験、密着性試験片の板厚は指定による。

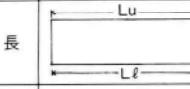
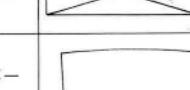
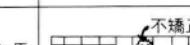
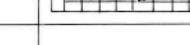
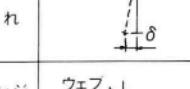
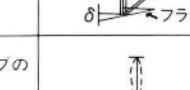
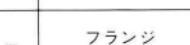
(5) 測定方法

実験桁の計測は、溶接完了後、変形の矯正後、めっき後の3回行う。測定方法は表-10による。

表-9 試験方法

| 測定項目 | 試験方法 | 測定箇所 | 頻度 |
|------|------------|--|---------|
| 膜厚測定 | JIS H 0401 | イ) 主桁 I部材について長手方向 中央部付近のI断面を6点以上の箇所について測定する。I測点は5点測定とする。 | 全部材 |
| | 膜厚試験方法 | ロ) 対傾構・横構等はIヒースにつき対傾構3点・横構2点を測定する。 I測点は5点測定とする。 | 全部材の1/4 |

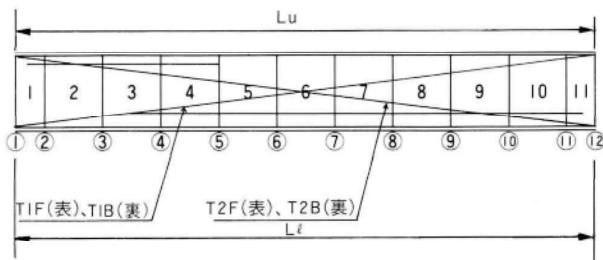
表-10 測定方法

| 測定項目 | | 測定方法 | 備考 |
|------------|--|-------------------|---------------------|
| 桁の全長 |  | 上・下フランジ側の桁長を測定 | |
| 腹板高さ |  | 桁の両端の高さを測定 | |
| 対角線長 |  | 桁の表面、裏面の対角長を測定 | |
| キャンバー |  | 各々の格点のキャンバーを測定 | 設計時桁中央に10mmのキャンバー付加 |
| 腹板のヤセ馬 |  | 各バネルのヤセ馬を測定 | 試験的に桁中央のハネルは無矯正 |
| 桁の通り |  | 桁の両端ウェーフ芯を結び曲りを測定 | |
| 桁の捻れ |  | 桁上端と下端の差を測定 | 桁端1カ所を固定する |
| 上下フランジの直角度 |  | L尺にて左図の隙間を測定 | |
| 桁端ウェブのはらみ |  | 両端に水糸を張り測定 | |
| ボルト孔径 | フランジウェブの孔径 | ノギスにて測定 | |

(6) 測定結果

測定結果は表11～14による。

表 II. 測定値(1)



桁全長

| | TYPE-1 | | TYPE-2 | |
|---------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | L _u | L _l | L _u | L _l |
| 仮付後 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 溶接後 | -2.0 | -2.0 | -3.0 | -2.0 |
| 矯正後 | -0.5 | 0 | -3.0 | -1.0 |
| めっき後 | -4.0 | -2.5 | 0 | -1.0 |
| 平均縮み量 | 0.310mm/m | 0.194mm/m | 0 | 0.077mm/m |
| 全長平均縮み量 | | | 0.145mm/m | |

対角長

| | TYPE-1 | | | | TYPE-2 | | | |
|------|--------|-----|-----|-----|--------|-----|-----|-----|
| | T1F | T1B | T2F | T2B | T1F | T1B | T2F | T2B |
| 溶接後 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 矯正後 | 0 | -6 | -6 | -2 | -2.5 | -3 | 0 | -3 |
| めっき後 | -5 | -2 | +6 | +1 | -2 | -1 | +3 | +3 |

腹板高さ

| | TYPE-1 | | TYPE-2 | |
|---------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | H ₁ | H ₂ | H ₁ | H ₂ |
| 溶接後 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 矯正後 | -1 | -2 | 0 | 0 |
| めっき後 | 0 | +1 | 0 | -1 |
| 腹板平均縮み量 | | 0.000mm/m | | |

表 II. 測定値(2a)

腹板のヤセ馬

| | TYPE-1 | | | | | | | | | | |
|------|--------|----|-----|-----|-----|----|-----|-----|-----|-----|----|
| | I | 2 | 3 | 4 | 5 | 6° | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
| 溶接後 | 15 | 10 | 10 | 15 | 12 | 15 | 10 | 8 | 8 | 10 | 15 |
| 矯正後 | 1 | 0 | 2 | 0 | 0 | 8 | 0.5 | 1 | 0 | 2 | -3 |
| めっき後 | 1 | -7 | 16 | -10 | 14 | 12 | -9 | -10 | -10 | 7 | 3 |
| | TYPE-2 | | | | | | | | | | |
| | I | 2 | 3 | 4 | 5 | 6° | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
| 溶接後 | 10 | 8 | 10 | 8 | 8 | 10 | 7 | 8 | 8 | 8 | 10 |
| 矯正後 | -1.5 | -1 | 0.5 | 0.5 | 1.5 | 6 | 2 | 2.5 | 1 | 2.5 | 1 |
| めっき後 | 1.5 | -6 | 12 | -9 | 9 | 9 | 7 | 11 | -9 | 8 | 3 |

○印は無矯正とする

表 II. 測定値(2b)

製作反り

| | TYPE-I | | | | | | | | | | | |
|------|--------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|----|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
| 規定値 | ±0 | 3 | 6 | 8 | 9 | 10 | 10 | 9 | 8 | 6 | 3 | ±0 |
| 溶接後 | ±0 | | | | | | | | | | | ±0 |
| 矯正後 | ±0 | 2 | 5 | 10 | 11 | 11 | 12 | 10 | 9 | 7 | 2 | ±0 |
| めっき後 | ±0 | 0.4 | 2.1 | 4.4 | 6.5 | 6.4 | 6.2 | 6.1 | 4.9 | 3.5 | 3.2 | ±0 |
| | TYPE-2 | | | | | | | | | | | |
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
| 規定値 | ±0 | 3 | 6 | 8 | 9 | 10 | 10 | 9 | 8 | 6 | 3 | ±0 |
| 溶接後 | ±0 | | | | | | | | | | | ±0 |
| 矯正後 | ±0 | 2 | 6 | 7 | 10 | 9.5 | 11 | 10 | 9.5 | 5.5 | 2 | ±0 |
| めっき後 | ±0 | 0.5 | 2.4 | 3.4 | 4.8 | 4.2 | 5.1 | 3.9 | 3.8 | 2.0 | 1.0 | ±0 |

但し、めっき後は捩れた状態の測定値

表 II. 測定値(3)

| | TYPE-I | | | | | | | | | | | | |
|-------|--------|----|------|------|------|-----|-----|-------|------|----|------|----|----|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | |
| U・Fig | 矯正後 | ±0 | 0 | -1 | -1 | -1 | +1 | 0 | 0 | +1 | +1 | ±0 | |
| | めっき後 | ±0 | +1 | +9.5 | +15 | +17 | +15 | +13.5 | +11 | +6 | +4 | +0 | ±0 |
| L・Fig | 矯正後 | ±0 | 0 | -1 | -1.5 | 0 | -3 | -3 | -5.5 | -3 | -3 | -1 | ±0 |
| | めっき後 | ±0 | -3.5 | -7 | -12 | -16 | -13 | -11.5 | -6.5 | -5 | -1.5 | -1 | ±0 |
| | TYPE-2 | | | | | | | | | | | | |
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | |
| U・Fig | 矯正後 | ±0 | +1 | +2 | +3 | +4 | +1 | +1 | -1 | 0 | +1 | 0 | ±0 |
| | めっき後 | ±0 | +0 | +4 | +4 | +3 | +5 | +5 | +6 | +4 | +0 | +0 | ±0 |
| L・Fig | 矯正後 | ±0 | 0 | 0 | -2 | -6 | -6 | -6 | -7 | -5 | -2.5 | 0 | ±0 |
| | めっき後 | ±0 | +2.5 | +4 | +7 | +10 | +10 | +9 | +9 | +6 | +4 | +2 | ±0 |

| | 桁の捩れ | | | | 腹板のはらみ | | | |
|------|----------|--------|--------|--------|--------|------|--------|-------|
| | TYPE-I | | TYPE-2 | | TYPE-I | | TYPE-2 | |
| | I | I2 | I | I2 | I | I2 | I | I2 |
| 矯正後 | ±0 | 0 | ±0 | 0 | -1 | +3 | +1.5 | -1 |
| めっき後 | ±0 | +285.5 | ±0 | -436.5 | +3.6 | +4.0 | +4.4 | +4.4 |
| | フランジの直角度 | | | | | | | |
| | TYPE-I | | TYPE-2 | | TYPE-I | | TYPE-2 | |
| | U・Fig | L・Fig | | U・Fig | L・Fig | | U・Fig | L・Fig |
| | I | I2 | I | I2 | I | I2 | I | I2 |
| 矯正後 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| めっき後 | +0.5 | +1 | +0.5 | +0 | +0 | +0.5 | +0 | +1.0 |

注) 腹板のはらみ防止材をTYPE-Iに取り付けた

孔径の平均

表-14. 孔径の測定値

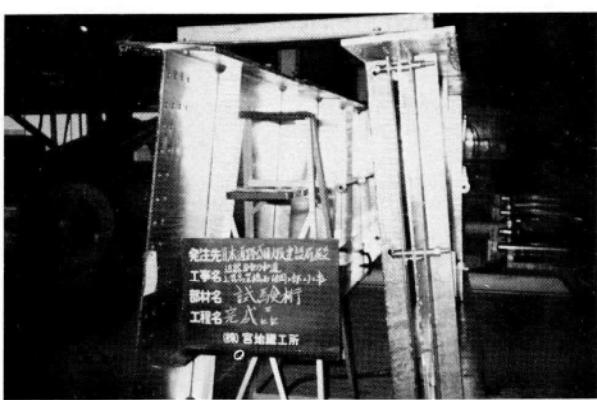
| | TYPE-1 | | | | | |
|--------|---------|-------|---------|----------|--------|----------|
| | I・U・Fig | I・Web | I・L・Fig | I2・U・Fig | I2・Web | I2・L・Fig |
| めっき前 | 24.5φ | // | // | // | // | // |
| めっき後 | 24.43 | 24.30 | 24.41 | 24.37 | 24.27 | 24.30 |
| TYPE-2 | | | | | | |
| | I・U・Fig | I・Web | I・L・Fig | I2・U・Fig | I2・Web | I2・L・Fig |
| めっき前 | 24.5φ | // | // | // | // | // |
| めっき後 | 24.53 | 24.34 | 24.37 | 24.35 | 24.29 | 24.46 |

(7) 実験結果のまとめ

実験結果をまとめたものが、表-15である。
実験の結果、溶接順序を変えても歪量に大差なく、当社は従来通りの製作手順によることとした。

表-15. 実験結果のまとめ

| 項目 | 結果のまとめ |
|----------|--|
| 桁 長 | 桁長はめっきによる縮み量を0.1~0.15mm/m 見込む。 |
| 腹板 高さ | 腹板高さはめっきによる影響は無視する。 |
| 腹板のヤセ馬 | 腹板のヤセ馬は溶接後のヤセ馬とほぼ同等の値がめっき後にみられたが値として1~14mmでTYPE-1,2で無矯正1ヶ所あるため、その影響が周囲に及ぼしている。 |
| 腹板のはらみ | 継手部の近くに垂直補剛材があるためはらみは少なく、はらみ防止材をつけたTYPE-1も変わりなかった。 |
| 桁 の 通 り | TYPE-1の方が通りは良かった。 |
| フランジ直角度 | めっきによる影響はない。 |
| 桁 の 捻 れ | 仮組立によって殆んど矯正できる。 |
| ボルトの孔径 | めっき後仕上げでイバリを削ったためリーマ通し後のデータとなつたが、めっき前24.8φのキリを使用しているため0.3mm程めっきによって孔径がつまつた。 |
| めっき品質の検査 | 付着量試験、均一性試験、密着性試験は全ての試験片について合格であった。 |
| 外観検査 | 中間支点上、下フランジの上側に亜鉛塊が生じたが、浸漬時間を増すことで解消したので次回の参考データとした。 |



溶融亜鉛めっき橋の施工試験

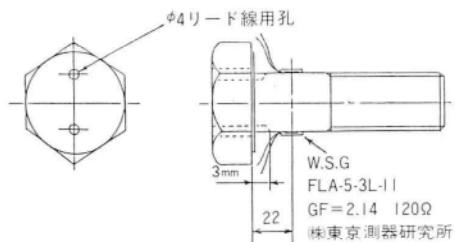
4. 溶融亜鉛めっき高力ボルト添接部のすべり試験

(1) 実験の目的

溶融亜鉛めっき部材の摩擦接合面のすべり係数値を確認することを目的とする。

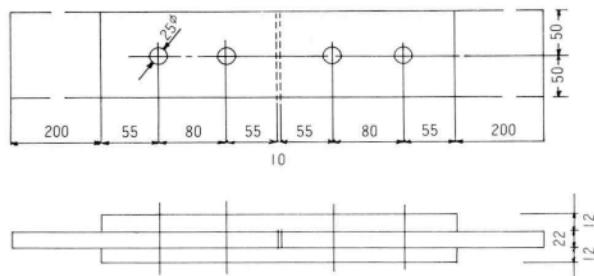
(2) 試験体の形状

供試高力ボルトと供試部材は図-5、6とし、2種類製作した。供試部材の条件を表-16に示す。



溶融亜鉛めっき高力ボルト F8T M22×85

図-5. 軸力測定用高力ボルト加工図



(溶融亜鉛めっき後プラスト処理 SS41)

図-6. すべり試験用供試部材

表-16. 供試材の条件

| | TYPE-1 | TYPE-2 |
|---------|-----------------------|-----------------------|
| 表面粗さ | 100S程度 | 80S程度 |
| 空気圧力 | 6~7kg/cm ² | 6~7kg/cm ² |
| ノズル径 | 内径9mm | 内径9mm |
| 吹付距離 | 約30cm | 約30cm |
| 吹付角度 | 約90° | 約90° |
| グリッドNo. | グリッド#70 | グリッド#70+#50 |
| マスキング | マスキングなし | マスキング有 |

(3) 試験項目

- (a) 引張校正試験
- (b) すべり試験

(4) 使用機器

OL型トルクレンチ
ナットランナー
リレー式万能材料試験機
ストレイン・メーター
スイッチ・ボックス

(5) 試験方法

(a) 引張校正試験

すべり試験の部材締付け時における軸力換算に使用する ϵ 値を得るために高力ボルトの引張校正試験を行う。まずW・S・Gを貼付した高力ボルトを引張試験用の器具にセットしてリレー式万能材料試験機により引張荷重を載荷し、その時のひずみ量をストレイン・メーターで測定する。載荷方法は1tonごとに破断するまで行う。試験装置を図-7に示す。

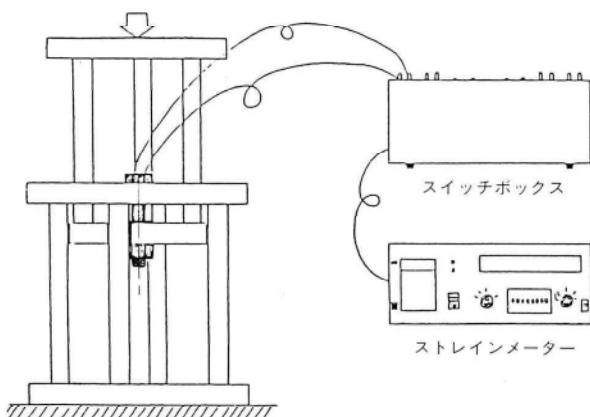


図-7. 引張校正試験

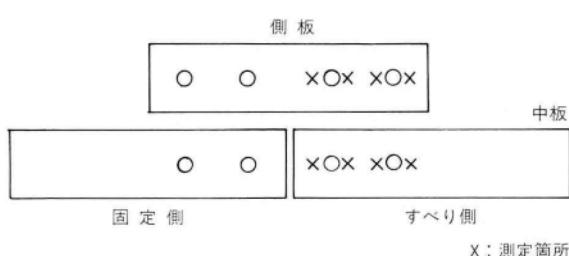


図-8. 表面粗さ測定

(b) 表面粗さ測定

すべり試験体の各サイズ、各処理毎に1体のうち、すべり側の中板、側板、各1枚を抜き取り図-8に示す位置で表面粗さを測定する。

測定方法は次の通りである。

測定器 万能表面形状測定器

記録倍率 縦： 500倍

横： 10倍

表面粗さの表示 JIS-B-0601

表面粗さ曲線より、基準長8mmの範囲内での最大高さ(R_{max})、十点平均粗さ(R_z)を、また曲線とは別に基準長16mmの範囲内で中心平均粗さ(R_a)を求める。

(c) すべり試験方法

試験体を引張試験機に鉛直にセットし、荷重を除々に増加させ、すべり荷重を測定する。

すべり点の確認の方法は次の通りである。

① 試験体が摩擦音を発した時

② 試験機の指針が急に停止し、降下した時

③ ケガキ線の位置がずれた時

(以上ダイヤルゲージ併用により確認)

(d) 試験体の組立、締付け方法

試験体は片側を可動側、他方を固定側とする。締付け方法は、QL型トルクレンチ、ナットランナーを用いて、それぞれ1次締付け、本締付けの、2度締付けにより行う。1次締付けはボルトサイズにより所定のトルク値で締付け、本締付けは、1次締付け完了後、ナット回転量120°により締付けを行う。

固定側は、すべりが生じないようF10Tのボルトを使用し、孔の端にタッピング可動側と同様に締付けを行う。載荷は、締付け完了後、約1日経過後に行うこととした。又すべり試験に於けるすべり係数値の算出に用いる導入軸力は、すべり試験直前のボルト軸力とする。

(e) ボルト軸力測定

本締付け完了後、1分、3分～10分、1時間と経過毎にボルトに貼付したW・S・Gのひずみ値を測定し引張校正試験で求めた、 ϵ 値よりひずみ値を軸力に換算する。本締付け完了後のボルト軸力を「N°」各経過時間に於けるボルト軸力を「N」としてN/N°よりボルト軸力減少比を求める。

(6) 試験結果

(a) 引張校正試験結果

引張校正試験により溶融亜鉛めっき高力ボルト（F8T M22×85）のひずみ値を測定した結果ひずみ値 ϵ は $\epsilon = 130.1/\text{ton}$ であった。

また試験に於ける測定グラフを図-9に示す。

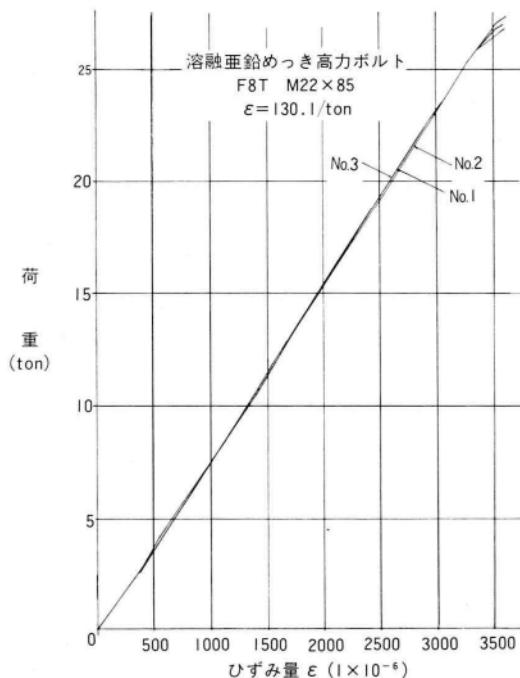
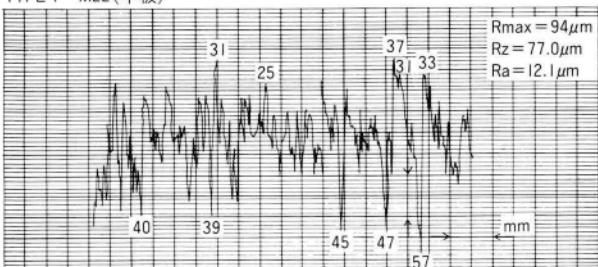


図-9. 引張校正試験

表-17. 試験体表面粗さ測定結果

| | TYPE-I | | | | | | TYPE-II | | | | | |
|---|--------|------|------|-------|-------|------|---------|------|-----|------|------|------|
| | 中板 | | | 側板 | | | 中板 | | | 側板 | | |
| | Rmax | Rz | Ra | Rmax | Rz | Ra | Rmax | Rz | Ra | Rmax | Rz | Ra |
| 溶 め 融 亜 鉛 め っき 後 ブ ラ ス ト | 94 | 77.0 | 12.1 | 111 | 93.0 | 15.3 | 62 | 49.8 | 8.5 | 75 | 54.6 | 10.5 |
| | 105 | 87.6 | 12.9 | 110 | 101.4 | 14.9 | 95 | 68.8 | 8.0 | 87 | 68.6 | 9.9 |
| | 87 | 71.2 | 13.0 | 116 | 100.8 | 17.6 | 89 | 64.8 | 7.6 | 80 | 63.6 | 10.3 |
| | 111 | 88.4 | 13.6 | 116 | 109.4 | 16.5 | 60 | 46.4 | 7.1 | 101 | 73.0 | 9.0 |
| 平均 | 99.3 | 81.1 | 12.8 | 113.3 | 101.2 | 16.1 | 76.5 | 57.5 | 7.8 | 85.8 | 65.0 | 9.9 |

TYPE-I M22(中板)



(b) 表面粗さ測定結果

すべり試験体の表面粗さを測定した結果を表-17に示す。又表面粗さ測定結果は図-10に示す。

(c) ボルト軸力測定結果（軸力減少比）

締付け完了後から約1日間にわたりボルト軸力を測定した。その結果を図-11に示す。

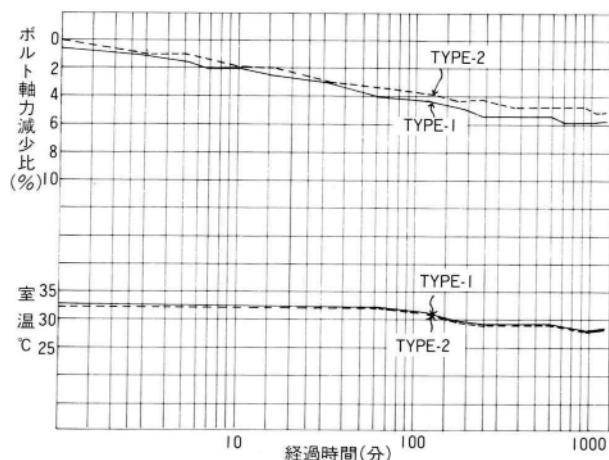


図-11. ボルトのリラクゼーション

表-18. 試験体表面粗さ測定結果

| | TYPE-I | | | | | |
|---|--------|------|------|-------|-------|------|
| | 中板 | | | 側板 | | |
| | Rmax | Rz | Ra | Rmax | Rz | Ra |
| 溶 め 融 亜 鉛 め っき 後 ブ ラ ス ト | 94 | 77.0 | 12.1 | 111 | 93.0 | 15.3 |
| | 105 | 87.6 | 12.9 | 110 | 101.4 | 14.9 |
| | 87 | 71.2 | 13.0 | 116 | 100.8 | 17.6 |
| | 111 | 88.4 | 13.6 | 116 | 109.4 | 16.5 |
| 平均 | 99.3 | 81.1 | 12.8 | 113.3 | 101.2 | 16.1 |

| | TYPE-II | | | | | |
|---|---------|------|-----|------|------|------|
| | 中板 | | | 側板 | | |
| | Rmax | Rz | Ra | Rmax | Rz | Ra |
| 溶 め 融 亜 鉛 め っき 後 ブ ラ ス ト | 62 | 49.8 | 8.5 | 75 | 54.6 | 10.5 |
| | 95 | 68.8 | 8.0 | 87 | 68.6 | 9.9 |
| | 89 | 64.8 | 7.6 | 80 | 63.6 | 10.3 |
| | 60 | 46.4 | 7.1 | 101 | 73.0 | 9.0 |
| 平均 | 76.5 | 57.5 | 7.8 | 85.8 | 65.0 | 9.9 |

TYPE-I M22(側板)

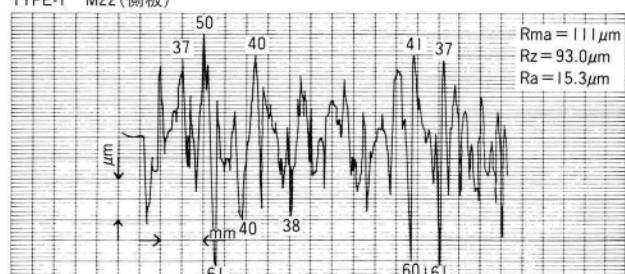


図-10. 表面粗さ測定結果(一部)

(d) すべり試験結果

すべり試験の測定値より、ダイヤルゲージのよみと荷重の関係を「荷重一変位曲線」として図-12に示す。

また、合わせて「すべり試験成績表」を表-19に示す。

更にすべり試験中のボルト軸力の低下状況を図-13に示す。

写真-1、2はTYPE-1、TYPE-2のすべり試験後の摩擦面状況である。

図-12. 荷重～変位曲線（一部）

図-13. すべり試験中のボルト軸力低下状況（一部）

表-19. すべり試験成績表

| | TYPE-1 | | TYPE-2 | | |
|--------------------|--------|-------|--------|-------|--------|
| | No. | すべり荷重 | すべり係数値 | すべり荷重 | すべり係数値 |
| 溶融亜鉛めっき後 プラスト処理 | 1 | 45.5 | 0.569 | 43.5 | 0.532 |
| | 2 | 46.0 | 0.581 | 43.2 | 0.532 |
| めっき後 プラスト 処理 | 3 | 43.3 | 0.552 | 45.6 | 0.574 |
| 平均 | | 44.9 | 0.567 | 44.1 | 0.546 |

写真-2 TYPE-1

写真-3 TYPE-2

(7) 結果のまとめ

試験結果はTYPE-1、TYPE-2ともすべり係数値は $\mu=0.4$ 以上であり満足した。

表面粗さは中板、側板ともに目標値は80 μm 以上で満足していた。導入ボルト軸力は1次締付けをQL形トルクレンチを用いて3.8~4.9tonが導入され、1次締付けを起點としてナット回転量120°で本締付けを行ったところボルト軸力はN=20.2~22.0tonが導入された。

これらは所要のボルト軸力（F8T、M22の設計ボルト軸力16.5ton）を満足した。

すべり試験はボルト締付け完了後、約24時間後に行われるため軸力に低下が見られる。（リラクゼーション）

58

宮地技報

従って24時間経過後のボルト軸力をみたところ、 $N = 19.5 \sim 20.8\text{ton}$ が測定され、締付完了時に比し、最大約7%の低下があった。この低下率は従来より行われてきた溶融亜鉛めっき部材摩擦接合によるすべり試験で報告されてきたもの³⁾と同等であり試験としては満足であった。従って表面粗さは80 μm 以上であればすべり係数は満足出来ることが確認できた。

5. 液体金属ぜい化

液体金属ぜい化については、軽視されがちであるが重要な問題であり、鋼橋の寿命、供用後のトラブルを生ずることのないよう応力集中部、特にすみ肉、廻し溶接部止端の応力集中に留意することが大切である。

特に、鋼板は耐ラミネーション材の使用が望ましい。この項については後日別の機会を得て御報告したい。

6. 溶融亜鉛めっき橋の製作上の留意点

(1) 使用鋼材について

鋼材には種々な含有元素があり、その中でめっきに影響を及ぼすのは珪素Siである。この珪素は脱酸材として添加され、約2%迄は延性をそれ程変えることなく強度を高める役目を果たし、それ以上になるとろくなるが反面耐熱性を増加させる。橋梁ではSM41材で0.35%以下、SM50材で0.55%以下、SMA50材で0.75%以下に規定された珪素が入っており、このSiがめっき処理中に亜鉛と著しい反応を起こす。即ち亜鉛の付着量が増大する。従ってめっき槽の温度、浸漬時間及び冷却迄の時間を調整する必要がある。又部材に占める材質は色々と異なるが、めっき条件は高材質に合わせて設定しなければならない。それはめっき焼けを防ぐためである。めっき焼けはめっき作業条件、操作によって防止することができるが鋼材の材質に左右されることが大きい。又めっきそのものについても変形、歪、縮み等を考えると低材質で板厚の厚い方が望ましい。

(2) 原寸時について

- (a) 桁長については、めっきによる収縮量をm当たり0.1~0.15mmを付加する。
- (b) 桁高についてはm当たり0.5mmを収縮量とし付加する。

(c) キャンバーはめっきによる影響は無視して製作しても問題はない。(キャンバーは桁の重量によって異なり、一概に定量的に決めるることは困難であり、部材が収縮することによって生ずる反りは無視しても許容値に納まる量である。)

(d) ボルトの孔径についてはめっき付着により孔径は0.3mm程度つまるが、フランジ、ウェブによっても異なる。又、孔のバリを取りないでめっきすると、そこにめっきが付着し、さらに孔径がつまるため、孔さらいは必要である。

(3) 製作について

(a) 鋼板に記載するペイントは水性系を使用する。油性系は不めっきの原因となる。

(b) 逆ひずみは、部材の位置によって異なるが、概して1~2mm程度であるため、従来通りの標準逆ひずみ量をつけて製作する。施工はプレス加工とする。

(c) 部材の端部溶接処理は、隅肉のまわし溶接が確実に出来るようにウェブ端をカットして施工した(図-14)。

またガセット、ステフナーはまわし溶接をその途中で切ることなく完全に行うこととし、溶接割れが生ずることを防いだ。

(d) めっきのタレ切り、即ちめっき槽から桁等を吊り上げる時、めっきの切れがよくなるように鋼材の切断個所、外面に出る個所の面取り加工を行う。

(e) 腹板のヤセ馬については腹板高、腹板厚、水平補剛材の段数、垂直補剛材の間隔等の条件によって大幅に異なるが、めっき前に加熱矯正、プレス矯正することにより、めっき後のヤセ馬は十分許容値内に納めることができる。但しめっき前の矯正は、ゼロを目標にする。ま

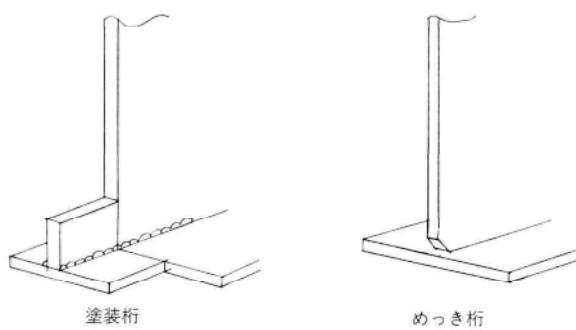


図-14 部材の端部処理

ためっき作業による事前の予熱、浴温、浸漬時間にも影響があるという結果が報告されていることから、めっき施工条件にも留意する必要がある。

(f) 桁端部ウェブのはらみは、端部近くに垂直補剛材があるためはらみ防止材は不要であると判断した。補剛材のない場合、桁高がHw=2000mmを越える時は、はらみ防止材を取付ける。

(g) ソールプレートの、孔の個所は空気が留まるため、一連の前処理でも不完全となり、いわゆる密閉部になっている為、めっき槽に入れる時も勾配をもたせているが完全にはめっきが付着しない。しかしこの個所はグライダーで鏽を落としておけば薬品処理が多少不備でもめっき処理は実用上十分であろう。

(h) バカ棒用のナット溶接は、実験の結果めっき施工後めっきされたナットを三点溶接にて処理するのが一番問題が少ないことが判明したためこの方法によった。

(i) 溶接のピット、溶接われ等を十分注意し、手直しをしておくことが大切であり、めっき施工の段階の酸洗

中、この個所に水素が付着していると、めっき槽内で爆発が生じ、溶接われが他に波及してしまい大きな欠陥となることに充分注意しなければならない。

1. あとがき

本実験は、溶融亜鉛めっき桁の橋梁工事として当社にとっても貴重な施工であり、計画通りの結果と、一応の目安となるものを把握出来ました。実験にあたり、日本道路公団大阪建設局大阪工事事務所並びに新星鋼業株、神鋼ボルト株の御協力に感謝致します。

〈参考文献〉

- 1) 日本道路公団大阪建設局；溶融亜鉛めっき橋設計・施工指針；昭和59年7月
- 2) 日本道路公団；溶融亜鉛めっき鋼板桁橋設計施工示方書
- 3) 社団法人日本橋梁建設協会；鋼板桁の溶融亜鉛めっき

グラビア写真説明

平和橋

本橋は長野県善光寺平の南端、更埴市の千曲川に架る。市の中央部を北流する千曲川により市域は二分し、都市機能の一体化が狙されていた。既存橋梁では交通量の増加に対処出来ず、特に通勤時間帯では慢性的な交通渋滞を起したので、橋梁の整備が必要であった。昭和48年より架橋計画が進められ昭和60年7月に完成をみた。地域幹線道路網として千曲川沿岸ベルト地帯が有機的に連絡し合い、新しい時代に対応すべく策定されたテクノハイランド構想の善光寺バレー圏域の玄関口として、地域産業の発展が期待されている橋である。架橋地点は交通の要衝であり、古くは「向八幡渡し」と呼ばれ、人々は小船で往来していた。昭和に入り木橋が架けられたが、流失を繰り返し三日橋と呼ばれていた。今や昔日の面影をとどめない、平和を祈願して命名され、立派な永久橋が誕生した。

ホンダビル

本田技研工業の本社ビルである。情報化技術の進歩にともない、近年、情報処理・通信のサービスを提供できる、オフィスビルが注目されている。オフィスを「思考の場」とすることを目的とし、事務所作業機能の向上が計られOAシステムの導入がされている。さらに、防災設備、空調設備、照明設備等において、人間工学的な見地から見直され、高度化されている。又、社会的責任、経済性から、省資源、省エネルギーの計られたビルである。写真は高層棟で鉄骨造であり、外部仕上げにアルミ成型板フッ素樹脂焼付塗装の外壁が使用されている。技術的には高層棟と、低層棟とは、地上部で振動性状が異なるため、エキスパンションジョイントを設けて構造上別棟としている。

横浜新都市センタービル

港、ヨコハマの陸の表玄関、横浜駅東口に、東洋一のショッピングセンターが、オープンした。

本件は、鋼材使用量、25,000t強の大型工事であるが、今世紀末を目指して、桜木町に至る数十ヘクタールの地域に、巨大ビル群を構築しようとする「みなと未来21」計画の第一段である。

現場は、地盤が大変悪く、杭真柱が移動する等、土圧による変形が著しく、工場及び現場共、その対応に苦慮したものである。

本州四国連絡橋工場塗装の管理

笠谷典弘* 川名英雄***
笛沼弘雄** 松浦 耕****

1. まえがき

本州四国連絡橋は、瀬戸内海に架かる長大橋で、すでに我社で大鳴門橋を受注し完工している。また引き続いで櫃石島橋、番の州高架橋、下津井瀬戸大橋も現在工場製作中であり、更に大島大橋も製作に着手しようとしている。ここで大鳴門橋は勿論、すでに工場塗装に着手している櫃石島橋の工場塗装における技術的諸問題とこれに対する解決手順についてまとめることによって、このような長大橋の長期防錆塗装での工場塗装実施のための参考となれば幸いである。

2. 本四橋塗装仕様の特徴

海洋上に架橋される鋼橋は、常に高濃度の海塩粒子を含む霧囲気の中に暴露される。従って塗膜は腐蝕性の強い塩素イオンを遮断し、防水性が極めて大きいという特性が要求される。また長大橋であるため架橋後の維持管理もできるだけ省けるような長期の耐久性、耐候性を必要とする。従って、現在での塗料技術上、実用的には最高水準の塗装系が適用されている。(表-1)

工場で上塗り塗装する場合の塗装系、乾燥塗膜厚(μ)

表-1. 本四橋主要塗装系

| 塗装工程 塗装系No. | I次素地調整 | 2次素地調整 | 第1層 | 塗装間隔 | 第2層 | 塗装間隔 | 第3層 | 塗装間隔 | 第4層 | 塗装間隔 | 第5層 | 塗装間隔 | 第6層 | 合計乾燥塗膜厚(μ) |
|----------------|---------------------------|------------|--|---------------|----------------------|----------|---------------------------------------|----------------|---------------------------------------|----------------|---------------------------------------|---------------|------------------------------|------------|
| 5(1) | HBS K 5611 ブ無機イジマンクリッチ | 製品 プラスト | HBS K 5603 厚膜型無機ジンク リッヂペイント 75 (700) | 2d ↓ 6m | ミストコート — [160] | 2d 以内 | HBS K 5606 厚膜型エポキシ (下塗) | Id ↓ 3m | HBS K 5606 厚膜型エポキシ (下塗) | Id ↓ 3m | HBS K 5608 ポリウレタン用 (中塗) | Id ↓ 7d | HBS K 5608 ポリウレタン (上塗) | 255 |
| 6 | | | | | | | 60 (320) | | 60 (320) | | 30 (170) | | 30 (140) | |
| 8 | 20 (200) | | HBS K 5603 厚膜型無機ジンク リッヂペイント 50 (500) | 2d ↓ 6m | ミストコート — [160] | 2d 以内 | HBS K 5609 タールエポキシ 110 (330) | Id ↓ 10d | HBS K 5609 タールエポキシ 110 (330) | Id ↓ 10d | HBS K 5609 タールエポキシ 110 (330) | | | 380 |

* 生産管理部長

*** 千葉工場製造部製造計画課

** 千葉工場製造部製造第三課長

**** 日塗エンジニアリング(株)工事部係長

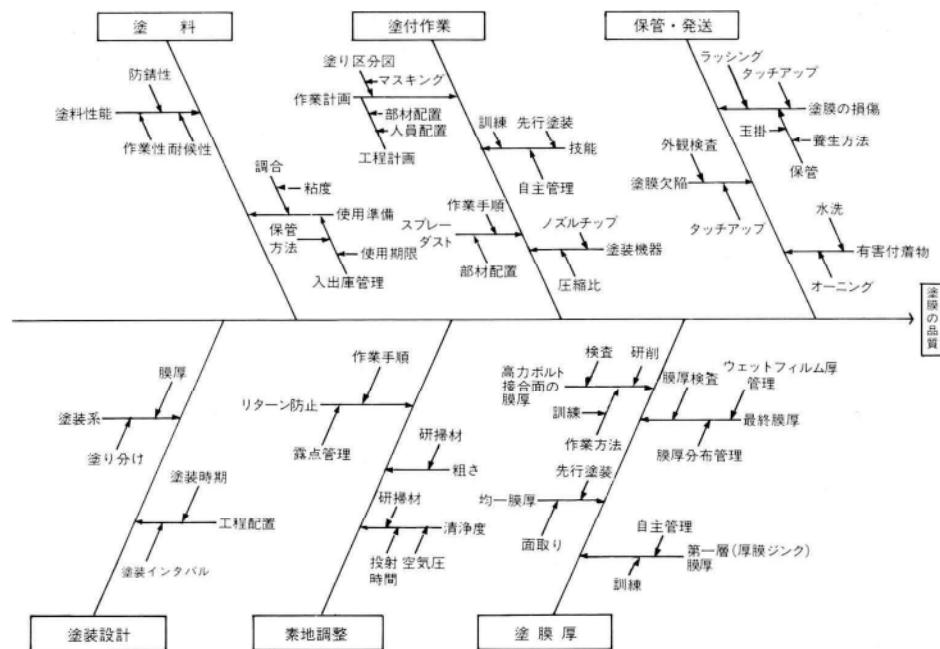


図-1 塗膜品質に与える主な要因

るが、鋼橋生産という総合的な見地から、その品質・コスト並びに納期に大きな影響を与えるものである。

(1) 素地調整から第一層塗装まで

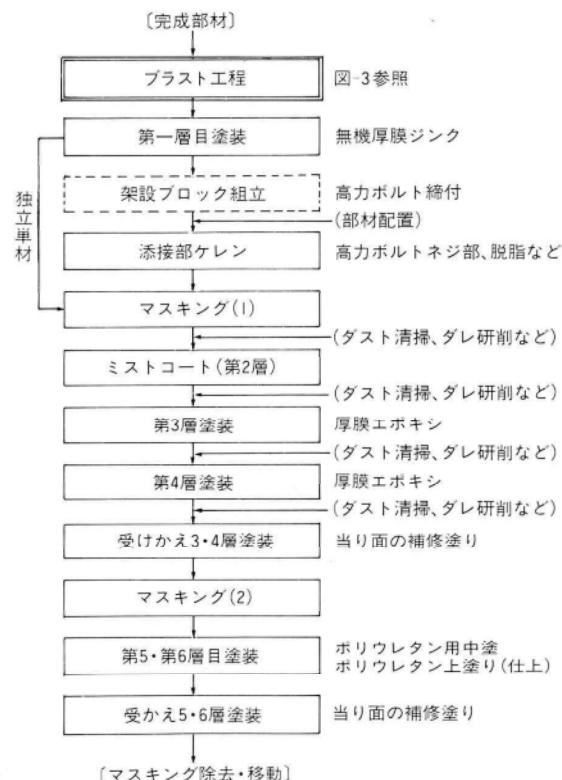


図 2 塗装工程概要

素地調整の良否は塗膜品質に大きな影響を与える。ある説によれば、素地調整のグレード（除錆度と表面粗さの程度）の塗膜機能に与える寄与度は50%であるとさえ言われている。この説にはいささか疑問を持つが、重要な工程であることは言を待たない。（表-2）

本四海上橋では鋼板を圧延直後プラストし、無機ジンクリッヂプライマーを塗付する。加工して部材完成後に再度プラスト（グレード 除錆度Sa 2½ 表面あらさ70 μRz）し厚膜型無機ジンクリッヂペイント（以下厚膜無機ジンクと言う）を塗付する。これらの工程で特に留意したのは以下の点である。

- ① 一次プライマー塗付鋼板の切断と溶接
- ② 二次素地調整後の厚膜無機ジンク塗装間隔
- ③ 高力ボルト摩擦接合面の塗膜厚管理
- ④ 厚膜無機ジンク塗付時の湿度調整

表-2 各要因の塗膜寿命におよぼす影響

| 要 因 | 寄与率% |
|-----------------------|------|
| 素地調整 (A ケレンと B ケレンの差) | 49.5 |
| 塗装回数 (1回塗りと2回塗りの差) | 19.1 |
| 塗料の種類 | 4.9 |
| その他の因子 | 26.5 |

日本ペイントKK「さび止塗装とその管理」より

注) A ケレンとは清潔度1種、B ケレンとは清潔度2種をさす。

(a) 一次プライマー塗付鋼板の切断と溶接

前述のように本四橋の鋼板にはすべて無機質ジンクリッヂプライマー（以下無機ジンクと呼ぶ）がプレコートされているが、これが比較的厚膜（ $20\sim30\mu$ ）であること、鋼板が厚いこと（50mmアップもある）、材質が高級なこと（HT70~80など調質鋼が多い）、並びに切断面の要求品質が高いことなどの要因が相乗して、切断効率を著しく低下させた。このため特殊な塗布剤（フッ化水素カリウム+硼酸）を使用したり、或いはベルトサンダーでプライマーを除去したりして対応した。

また溶接継手部は特にすみ肉の場合のルートプローホール（とけ込み底部に発生する気泡）を防止するため、すべてベルトサンダー等によりプライマーを完全に除去した後、組立て溶接を行った。これらのことは塗膜の防錆機能には無関係だが、加工効率を著しく阻害した。

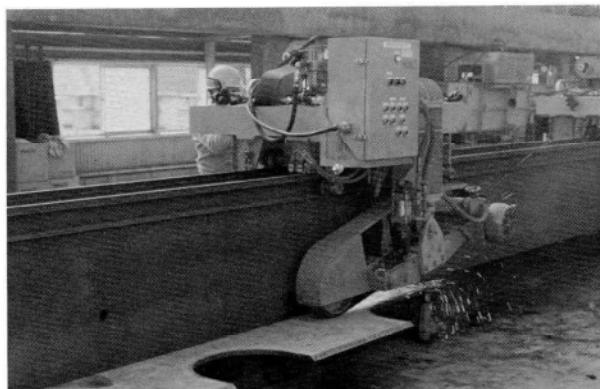


写真-1 鋼板のベルトサンダー作業

(b) 二次素地調整後の厚膜無機ジンク塗装間隔

本四橋では部材寸法が大きい。即ち一部材の塗装面積が大きいためプラスト処理時間が長い。例えば鋼床版等では一台の処理に5時間以上を要するものもあり、一方プラスト処理面は活性に富み、空气中ですぐに酸素・水分と反応し錆を形成する（リターン現象）ので、直ちに塗装しなければならない（基準2時間以内）。従って最初に処理した部分は処理完了時にはリターンを起こしている恐れがある。無機ジンクは鋼地金に直接接触してこそ防錆効果があるので錆上に塗ることを避けるため、全面処理完了後、再度プラストハウスに入れ、今度は軽くスイーププラストして（10~20分）塗装を行った。

なお鋼床版などは処理面積が更に大きいため二分割処理とした。プラスト室を空調式にすれば、効果はあるが本橋のように超大部材には対応し難い。

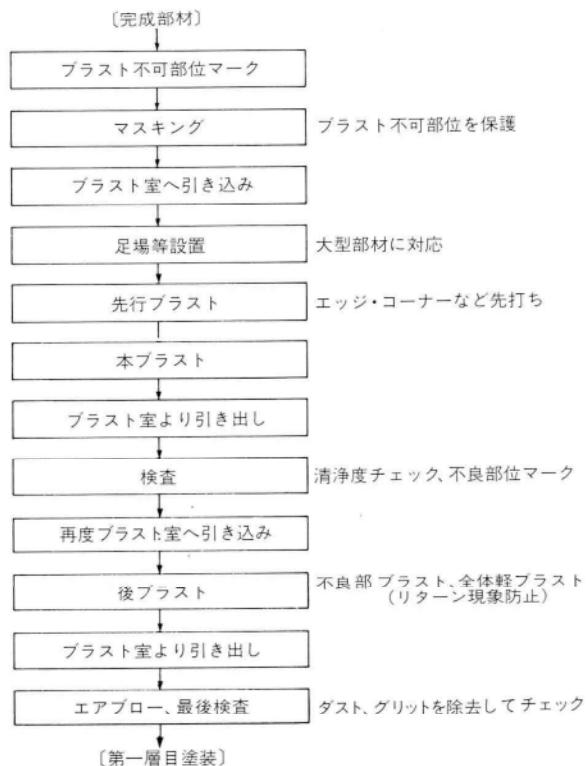


図-3 プラスト工程概要

(c) 高力ボルト摩擦接合面の塗膜厚管理

高力ボルト摩擦接合面は必要なすべり耐力を得るために膜厚の上下限を管理しなければならない。 $(55\mu\sim110\mu)$ 従来一般塗面では下限だけ押えれば良かった（厚ければ高いほどよい）ので、この塗装は困難が予測された。そのため作業者にかなりの期間（2~3週間）訓練を施して開始したが、それでも当初は不良（ 110μ 超）が多発、やむなくディスクサンダーで研削手直しを行った。その後、作業者各自にウェットフィルムゲージを持たせ自主管理させたり、或いは二度吹き（ウェット・オン・ウェッ



写真-2 接合面のサンダー削り

ト方法)を採用したり色々工夫をして、合格率約90%程度には治まったが、研削手直しは皆無とすることは不可能のようである。今後の問題としては、やはりこのような上下限値でなければ本来的な機能が満されないのかどうかも含めて研究を必要とする。

(d) 厚膜無機ジンク塗付時の湿度調整

無機ジンク系の塗料の特徴として、その乾燥硬化機構が他の塗料と相異し、硬化過程に水分を必要とするので極端な低湿度(50%RH未満)では塗装できない。例えばエポキシ樹脂系塗料など多くの塗料は大概高湿度(80%超)では乾燥が進行し難いのと比べて対照的である。また大気湿度が50%RHを割ることも冬期ではしばしば起こるので注意をする。これに対しては床面に散水することで湿度調節を行って塗装した。しかし同一塗装ラインの近傍で他の塗料の塗装作業が行われていることもあり、今後も問題として残るであろう。



写真3 厚膜無機ジンクの塗装(散水)

(2) 第2層から最終塗装まで

この工程は塗装全工程の大半を占め、塗膜機能を左右する決め手の一つとも言える。前述のように塗装系が厚膜型エポキシ樹脂ペイントとウレタン樹脂ペイントとで構成されており、比較的近年に開発実用化された塗料という点でも塗装作業上問題はある。更に作業環境の制約や厚膜塗装のための使用機器や管理方法にも日々困難さを伴ったようである。また主体はエポキシウレタン系ではあっても構造的な暴露条件の相違や部材相互の接触面、或いはハンガーケーブル定着部のような特殊部位など夫々異なる塗装系が採用されていることによる塗り分け管理にもかなり手数を要した。この問題は無論本四橋独自のものではなく、鋼橋塗装全般にその傾向が強くなっている。以下主要な課題を列挙する。

① エポキシ樹脂ペイントの塗装での気象条件

- ② 塗り分け管理とマスキング作業
- ③ 塗料の入出庫と調合
- ④ スプレーダストの付着防止
- ⑤ 塗膜厚管理

(a) エポキシ樹脂ペイントの塗装での気象条件

エポキシ樹脂ペイントは耐久性や防水性などの優秀な塗料であるが、低温での硬化性が著しく劣るという特徴がある。従って作業基準では10°C未満での塗装は禁止されている。冬期では外気温が10°Cを下まわることはそう稀ではない。幸いなことに我が工場では、屋内塗装場を有したことでかなり有利ではあったが、それでも冬期の朝夕は気温が上がりず作業時間が著しく制約を受けた。勿論完全な空調設備が望ましいが、密室作業の場合の作業環境の問題などがあり、技術的にも経済的にも今後の課題となろう。



写真4 塗装工場の温湿度表示(電光掲示)

(b) 塗り分け管理とマスキング作業

防錆防蝕という塗膜性能は勿論その他の多様なニーズを満たす必要上、鋼橋の部材部位による塗り分けは避けられないものである。特に本四橋のように仕上層まで工場塗装の場合には塗り分けの種別が多くなり勝ちであり、誤塗装を防止するための業務も極めて重要な意義がある。まずどの部材のどの部位にどんな塗装を施すかを図示して管理・監督者に正しく作業指示できるように計画した。複雑な部材は単に工作図だけでは判断が難しいので透視図などを書いてこれに塗り分けを記入した。また塗装に先立って、この区分図に従って、第一層塗面に粘着テープと不要図などを使ってマスキングを行い、他面への塗料付着を防止した。なお粘着剤が下地に残ると、塗膜の付着性を損なうので、粘着テープの種類も厳選した。(図-4)

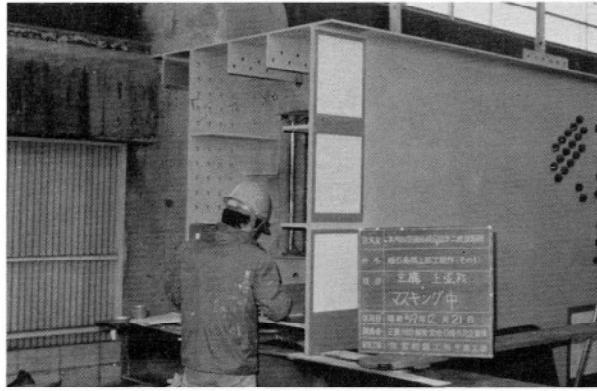


写真-5 マスキング作業

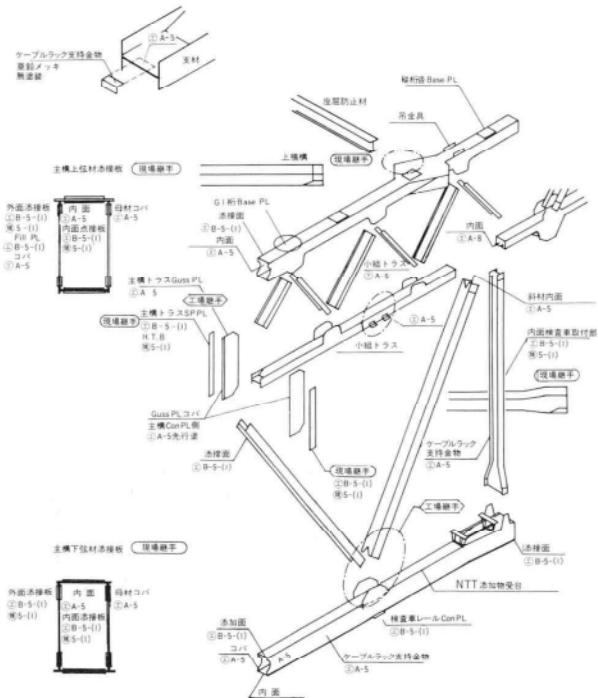


図-4 塗装区分の例 (補剛桁横トラス)

(c) 塗料の入出庫と調合

塗料は製造時から長期経過したものは変質して、性能の劣化をおこす場合がある。従って本工事のように大型プロジェクトで塗装が長期にわたる場合は使用時期と使用量に応じた購入管理を行う必要がある。これには精度のよい日程計画を立て、かつ塗装系及び塗装ロット毎の面積計算書を作成し、これに従って購入日程を立てた。この場合も詳細な塗装区分図が必要不可欠であった。

一方、塗料はその種類や塗装方法に応じて使用前に調合の必要がある（大抵の塗料は二液タイプ）。この場合混合してよく攪拌することと、調合後は可使時間（ポットライフ）内に塗付作業を完了する必要がある。

以上の事柄は、必然的に塗料の入出庫管理をより綿密に行うことが必要となる。

(d) スプレーダストの付着防止

本四橋の使用塗料は大概速乾性であり、エアレススプレー塗装ではダスト状となって付近に飛散し、他の部材の素地や未乾燥塗膜に付着する恐れがある。このスプレーダストによる汚染は塗膜面の平滑度を粗化し、塗膜性能を損する。このため部材配置に留意し、かつ必要な場合ネットなどで仕切って防止に努めた。この点、塗装工場のレイアウトなどに工夫する余地がある。

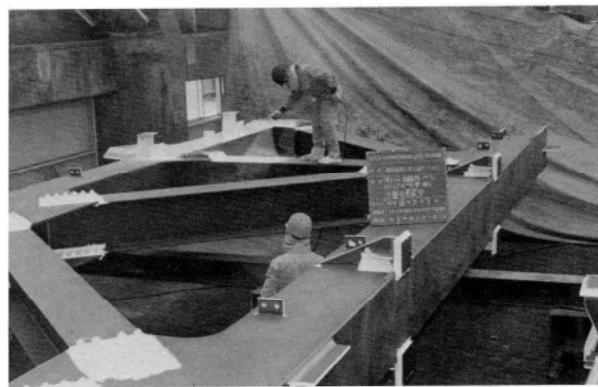


写真-6 ダスト防止養生



写真-7 先行塗装

(e) 塗膜厚管理

長期防錆という目的を達するには塗料の性能自体もさることながら、塗膜厚を大きくすることが効果的である。従って本四橋では総膜厚が 250μ を超える厚膜となっている。また第一層目の厚膜無機ジンクの膜厚は防錆機能を大きく左右するので、総厚膜と別に管理すべきものとし、第一層目と最終膜厚の二段階管理を行った。

塗膜厚はその最低値も問題だが、バラつきにも注目する必要がある。即ち、部材全面にできる限り均等に塗付されていなければならない。勿論部材縁端部や狭隘部などは、スプレー塗りだけでは塗料の付着が充分ではなく、

| 構造区分 | 部材名称 | 塗装系 | A-5 (Z.R.P) |
|------|------|-----|----------------|
| | 全部材 | 基準値 | 75 μ |

度数分布表

| No. | クラス | 区間の中心値 x | 度数マーク | 度数 f | u | uf | u ² f |
|------------------------|---------|----------|-------|------|-----|------|------------------|
| 1 | 55~64 | 60 | | 209 | -2 | -418 | 836 |
| 2 | 65~74 | 70 | | 472 | -1 | -472 | 472 |
| 3 | 75~84 | 80 | | 497 | 0 | 0 | 0 |
| 4 | 85~94 | 90 | | 358 | 1 | 352 | 358 |
| 5 | 95~104 | 100 | | 175 | 2 | 350 | 700 |
| 6 | 105~114 | 110 | | 84 | 3 | 252 | 756 |
| 7 | 115~124 | 120 | | 45 | 4 | 180 | 720 |
| 8 | 125~134 | 130 | | 10 | 5 | 50 | 250 |
| 9 | 135~144 | 140 | | 2 | 6 | 12 | 72 |
| 10 | ~ | | | | | | |
| 11 | ~ | | | | | | |
| 12 | ~ | | | | | | |
| 13 | ~ | | | | | | |
| 14 | ~ | | | | | | |
| 15 | ~ | | | | | | |
| 仮の平均値 $\bar{x}_0 = 80$ | | | 1852 | — | 312 | 4164 | |
| 区間の幅 $h = 10$ | | | | | | | |

測定結果

| 測定点数(N) | 1852 点 | 管理値(本四公団規格) | | |
|----------|--------|-------------|--------|--------------|
| 平均値(X) | 81.7 μ | 平均値 | 67.5 μ | 基準値×90%以上 |
| 最小値(MIN) | 55 μ | 最小値 | 52.5 μ | 基準値×70%以上 |
| 最高値(MAX) | 140 μ | 最高値 | μ | |
| 標準偏差(S) | 14.9 | 標準偏差 | 15 | *測定平均値×20%以下 |

※但し平均値が基準値以上の場合は合格

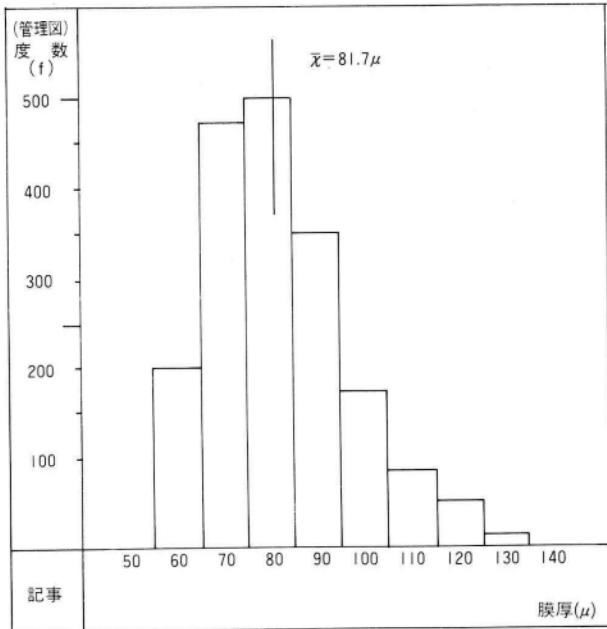


図-5 塗膜厚管理図(第一層目厚膜無機ジンクまで)

| 構造区分 | 部材名称 | 塗装系 | A-5 |
|------|------|-----|------|
| | 全部材 | 基準値 | 75 μ |

度数分布表

| No. | クラス | 区間の中心値 x | 度数マーク | 度数 f | u | uf | u ² f |
|-------------------------|---------|----------|-------|------|----|------|------------------|
| 1 | 190~209 | 200 | | 55 | -5 | -275 | 1375 |
| 2 | 210~229 | 220 | | 108 | -4 | -432 | 1728 |
| 3 | 230~249 | 240 | | 186 | -3 | -558 | 1674 |
| 4 | 250~269 | 260 | | 261 | -2 | -522 | 1044 |
| 5 | 270~289 | 280 | | 305 | -1 | -305 | 305 |
| 6 | 290~309 | 300 | | 334 | 0 | 0 | 0 |
| 7 | 310~329 | 320 | | 276 | 1 | 276 | 276 |
| 8 | 330~349 | 340 | | 155 | 2 | 310 | 620 |
| 9 | 350~369 | 360 | | 97 | 3 | 291 | 873 |
| 10 | 370~389 | 380 | | 55 | 4 | 220 | 880 |
| 11 | 390~409 | 400 | | 29 | 5 | 145 | 725 |
| 12 | 410~429 | 420 | | 5 | 6 | 30 | 180 |
| 13 | 430~449 | 440 | | 0 | 7 | 0 | 0 |
| 14 | 450~469 | 460 | | 2 | 8 | 16 | 128 |
| 15 | ~ | | | | | | |
| 仮の平均値 $\bar{x}_0 = 300$ | | | 1868 | | | | |
| 区間の幅 $h = 20$ | | | | | | | |

測定結果

| 測定点数(N) | 1868 点 | 管理値(本四公団規格) | | |
|----------|---------|-------------|---------|--------------|
| 平均値(X) | 291.4 μ | 平均値 | 229.5 μ | 基準値×90%以上 |
| 最小値(MIN) | 190 μ | 最小値 | 178.5 μ | 基準値×70%以上 |
| 最高値(MAX) | 450 μ | 最高値 | μ | |
| 標準偏差(S) | 45.0 | 標準偏差 | 51 | *測定平均値×20%以下 |

※但し平均値が基準値以上の場合は合格

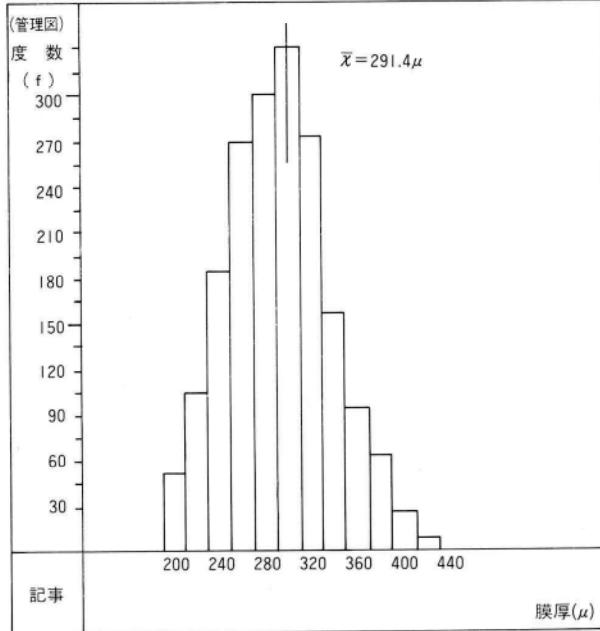


図-6 塗膜厚管理図(仕上層まで)

刷毛塗りにより先行塗装を行っている。

従って塗膜厚は二段階それぞれに最低値、平均値及び標準偏差値について管理した。このように膜厚管理については、その測定頻度がかなり膨大となり、専門の要員を数名常時配置して対処した。代表的な仕様について塗膜厚管理図の例を図-5、6 以下に示す。

(3) 保管から発送まで

工場製作から現場架設までの仕掛品バッファーとして工場または岸壁付近での保管は避けられない必要悪である。また海上架橋のため海上専有時間の削減のため勢い架設単位ブロックは巨大化し、必然的に海上を台船で現地まで輸送することとなった。

一方、仕上塗装まで工場施工のため、保管や輸送の際の荷扱い作業による塗膜の損傷を最小限にすること、保管中及び海上輸送中の有害付着物の防止—特に海塩粒子の付着防止には多々留意を要した。以下にその主要事項を列挙する。

① 荷扱いによる損傷防止

② 水洗作業

③ オーニング

(a) 荷扱いによる損傷防止

塗装後保管場所への移動時は勿論、塗装工程途中でもクレーンによるハンドリングは必要となる。本四橋の場合できる限り設計段階において吊金具を部材に取付けるよう工夫したが、それでも工場内荷役では、ほとんど玉掛けを必要とした。通常工場内荷役の場合でも部材表面を損傷しないようワイヤと部材の間に「当て物」(ヤワラ)を挟んで養生しているが、本橋のように塗装完了部材(または塗装中の部材)では、吊り金具を利用できる場合以外は鋼製ワイヤロープによる玉掛けは極力避け、ナイロンスリングを用いた。但しナイロンスリングは吊り能

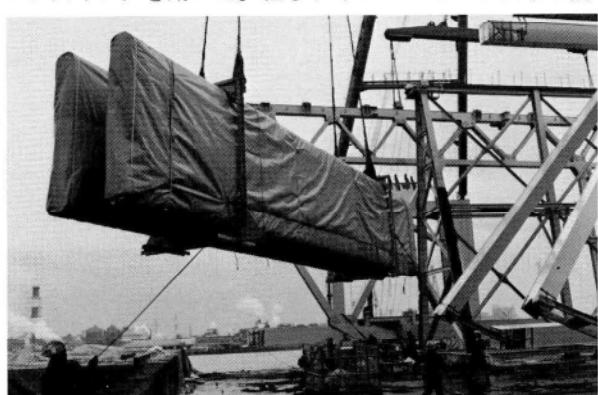


写真-8. 塗装部材のハンドリング

力に限度があり、どうしてもワイヤを使用せざるを得ない時は、内側にゴム張りした特製枠型吊り治具を用いて荷役及び反転などを行った。

(b) 水洗作業

部材が大きいことと、海上輸送のため工場製作の最終工程である塗装は、海岸至近になり勝ちである。従って海塩粒子の付着が多くなり、塗膜機能を損なう恐れが多い。幸いなことに実験測定の結果、塩分付着はそれほどではなかったが、その他の塵芥や排煙による浮遊物の付着も少なからず憂慮されたので、特に塗装仕掛け部材の塗り重ね直前及び発送直前においては、外観及び塩分チェックなどを行い、高压ジェットによる水洗を行った。勿論このような処置は本橋だけではなく、鋼橋塗装のいずれの場合にも必要である。

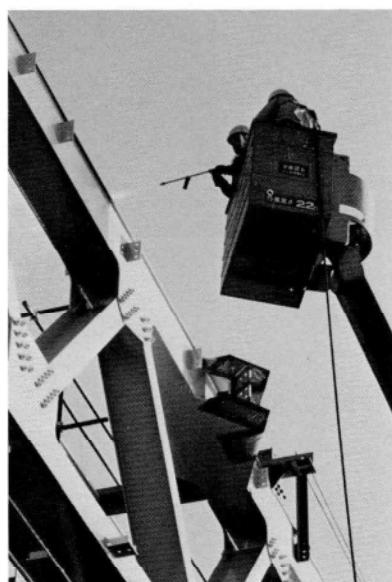


写真-9. 水洗作業

(c) オーニング

塩分は勿論、塵芥や油分などを遮断するため保管中および台船上の部材にかなり徹底したオーニングを行った。特に現場添接部などの無機ジンク塗膜は塩分の影響を受けやすく、また表面が粗く、有害物が多く付着しやすいので、完全にシートで密閉するよう荷造りを行い、更に台船上で全体のシートカバーを行った。

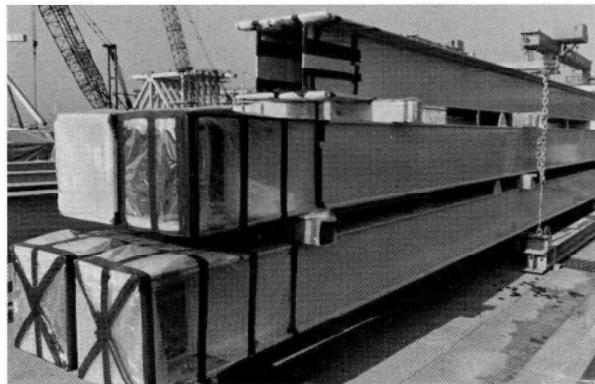


写真-10 添接部の養生



写真-11 台船上のオーニング

4. 今後の課題

(1) 原板プラスト方式について

現在鋼橋製作では原板プラスト方式が一般的である。即ち、ミルメーカーでショットプラストープライマー塗装した鋼板を加工する方法である。しかしプレコートしたプライマー塗膜は前述のように加工性、特にガス切断性と溶接性を著しく損なう。本来鋼板の一次プラストは表面のきずやへげ（圧延工程で生ずる欠陥）を圧延直後に発見して直ちに対処でき、かつ圧延工程へのフィードバックが敏速にできることと黒皮鋼板のプラスト能率が著しく悪いという理由からであった。しかし本四橋のような切削と溶接に対するシビアな要求品質の場合は、むしろデメリットの方が大きい。黒皮鋼板か、もしくはプラストのままで加工する方式を採用した方が有利と考える。ただしプラストのままの場合は、赤さびの発生が著しいのでプラストと加工着手の期間を短縮するなど、発錆防止対策を考える必要がある。

(2) 高力ボルト接合面の塗膜厚

高力ボルト摩擦接合面の厚膜無機ジンクは、防錆とすべり耐力の両者を一応満足させる意味でメリットはある。ただしあまり薄い（ 40μ 未満）とすべり耐力も劣るしあまり厚い（ 150μ 超）とボルト軸力の経時的低下が大きくなり、ひいてはすべり耐力を損なう。以上の理由により上下限の管理を要求される。今回の経験で $55\sim110\mu$ という管理限界が妥当なものであるのかどうかの研究も必要だと思う。またエアレススプレーによる塗装（塗料供給は自動でガン操作は手動）では限界があり、今後自動塗装、或いはロボット化なども考慮すべきであろう。

(3) 塗装系の問題

冒頭本四塗装仕様は一応現段階で実用的に最高水準の塗装であると述べたが、品質・コスト・納期の総合的な面から見た時、特にコスト的に問題があると思う。勿論メインテナンスフリーという目標には一步近づいた観はあるが、一方ではイニシャルコストが過大であるという評価も否めない。最近開発実用化されつつあるシリコン系やフッ素系塗料などをも含め、まだまだ研究の余地があるよう思う。

(4) 塗装工場のレイアウト

プラスト時の露点管理の必要性、或いは塗装時の気温湿度の管理など、作業環境が著しくシビアさを要求されるわけであるが、被塗物が闊大であるため、完全空調は極めて難しい。しかし、特別な大型部材は別として、主に一般的部材は（トラス弦材など）一応空調したコンパクトな塗装室を用意するべきであろう。勿論この場合、部材の移動方法も考慮に入れる必要がある。またプラストは現在エアブラストガンにより手動方式が主体となっているが能力的に限界があり、インペラによる自動製品プラストシステムの採用も考えたいものだ。

(5) 部材の搬送方法

クレーンによる荷扱いは、折角の仕上塗膜が損傷する機会が多い、また保管の範囲が広くなるとトラッククレーンの費用も無視しがたい。できればリフト装置付の専用台車なども備えることが望ましい。勿論この場合も塗膜損傷を考慮しなくてよいわけではないが、その機会は少なくできるのではなかろうか。要は塗装作業のレイアウト改善の余地がまだまだあると思う。

5. あとがき

鋼橋の防錆・防蝕という問題は我々の永遠のテーマである。耐候性鋼無塗装使用だとか、橋体溶融亜鉛メッキだとかがかなり採用されつつあるが、塗装法と取りかわるというほどの決定的優位さは今のところ見出せない。しかしPC橋との経済的競合の激化という現状を考えると、塗装コストの肥大化もシェア一維持上ゆくべき問題である。

今後も更に鋼橋の防錆・防蝕方法のコストダウンという課題への真摯な取組の必要性を痛感する次第である。

終りに本橋の塗装施工に当り、大日本塗料（株）・日塗エンジニアリング（株）・磯部塗装（株）並びに東京メタリコン（株）の方々に多大の御協力を戴きました。誌上を借りて深く感謝します。

〈参考文献〉

- 1) 鋼橋等塗装基準・同解説：本州四国連絡橋公団
- 2) 鋼道路橋塗装便覧：(社) 日本道路協会
- 3) 重防食えの手引：大日本塗料（株）
- 4) 大鳴門橋塗装報告書：大日本塗料（株）
- 5) 樅石島橋塗装報告書：大日本塗料（株）

グラビア写真説明

大町ダムトレッスル

大町ダムは、信濃川水系の犀川左支川、高瀬川の長野県大町地先に造られた建設省の多目的ダムである。昭和52年6月に本体着工、昭和60年3月に完成したこのダムは大町市街から約7kmの位置にあり、中部山岳国立公園内の特別地域であり、別荘地でもある。

ダムのコンクリート打設工法としては風致保存に特に留意し、さらに骨材プラント等の仮設備の配置上より有利であるトレッスル工法が建設省としてはじめて採用された。トレッスルはダム高が107mと高いため、下段走行路（上流と下流の2列）と上段走行路の2段配置とし、ジブ・クレーンは13.5m×37mのものを2台使用した。

当社は下久保ダム、草木ダム、一庫ダム、大町ダム、温海川ダム、定山渓ダム、弥栄ダムと多くのトレッスル工事に参画している。

YKK-50 新築工事

世界のYKKが、創業50周年の記念事業として、本拠地、黒部工場に、社是である「善の循環」を、メインテーマに、建設したものである。

本建物の圧巻は、円形ドーム状の国際会議場と、曲線状の鋼合板構造とも言うべきロビー階段であり、当該部分を当社が施工した。

施工にあたっては、まず、設計者の設計思想の習熟から始め、試作及び試験等により、施工技術の限界を見きわめながら、ディテールを練り直す方法がとられた。

国立総合児童センター新築工事

昭和60年9月に完成したこの施設は、厚生省が国際児童年を記念して建設したもので、子供達が楽しみながらいろいろな体験をし、知識を身につけ、明るくたくましく育つて欲しいという願いをこめて「子どもの城」と名づけられている。

渋谷駅に近い、国道246号線（青山通り）に面したこの建物は、最新の設備を誇る「青山劇場」、「青山円形劇場」、音楽・造形の両スタジオ、プールや体育室、コンピュータールームのほか、サービス部門として、ホテル、レストラン、会議室・研修室などさまざま設備が整えられている。

出生数の減少、高齢化社会を迎えて、未来を担う活力ある児童の育成が急務となっている現在、「子どもの城」は、まさにそのニーズに応えるための施設といえる。

広幅平鋼の溶接性試験

田中一男*
高橋 正**

1. はじめに

最近、各鉄骨工事において、柱・梁のフランジ材として「広幅平鋼」を用いるケースが増えており、その溶接性を確認するために本試験を行った。

2. 試験の種類

一般的なプレート構造のL、T形柱の仕口部分の略図を図-1に示す。

柱シャフトフランジ及び仕口（梁）フランジそれぞれに使用するケースについて、鋼板と平鋼の組合せは3種類が考えられる。更に梁フランジへの使用を考慮した十字すみ肉試験、板厚方向の性能試験としてZ方向引張り試験を計画した。

上記に母材材料試験と突合させ溶接試験を加えて試験の種類を表-1の通りとした。

3. 試験材料

本試験には下記の材料を使用した。

- ① 広幅平鋼 WF25~19 (関西製鋼)、DF16 (大三製鋼)
- ② 鋼板 PL-25、PL-16 (新日鐵)
材質はいずれもSM50Aとした。

4. 試験要領

試験体の形状、寸法、試験片の採取要領については、日本建築学会「鉄骨工事技術指針・同解説」付則2サブマージアーク自動溶接を実施する工場の承認手続き、同付則3消耗ノズル式エレクトロスラグ溶接を実施する工

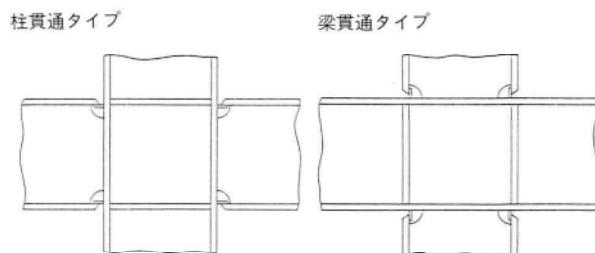


図-1 柱・梁仕口例

表-1 試験の種類

| NO | 試験 | 形 状 | 試験 | 溶接方法 | 姿勢 | 鋼種類 | 材板厚 |
|----|-------------|-----|---|---------------------------|------|------|----------------------------------|
| 1 | 母材 材料試験 | | T(引張) B(曲げ) S(シャルピー) 分析 | | | WF | 25mm |
| 2 | 突合せ | | UT M(マクロ) 硬さ SB(側曲げ) FB(自由曲げ) TS | サブマージ溶接 | F | WF | 25 |
| 3 | | | | | H | b WF | 25 |
| 4 | | | UT M 硬さ 十字形曲げ 十字形引張 ST | | F | a R. | 25 |
| 5 | | | | | H | b R. | 25 |
| 6 | 十字形 突合せ | | | CO ₂ 半 自動溶接 | F | a WF | 25 |
| 7 | | | | | H | b R. | 25 |
| 8 | | | | | F | a WF | 25 |
| 9 | | | | | H | b WF | 25 |
| 10 | 十字 すみ肉 | | | サブマージ溶接 | F | a WF | 25 |
| 11 | | | | アーク 手溶接 | b R. | b R. | 16 |
| 12 | Z方向 引張試験 | | T | 圧接 | | a WF | 32 28 25 22 19 16 |
| | | | | | | b R. | 25 |

材質はSM50Aとする

* 松本工場製造部副部長

** 松本工場製造部生産技術課

表-2 溶接条件

| NO | | 姿勢 | 層 | 電流(A) | 電圧(V) |
|-----|--|----|--|--|----------------------------------|
| ② | | F | 1 2 3 | 750 750 750 | 34 34 34 |
| ③-1 | | F | 1 9 | 350 350 | 38 38 |
| ③-2 | | F | 1 9 | 340 340 | 38 38 |
| ④ | | F | (R) 1 10 (L) 1 10 | 320 320 320 39 39 39 | 38 38 38 |
| ⑤ | | H | (R) 1 15 (L) 1 15 | 320 320 320 38 38 38 | 38 38 38 |
| ⑥ | | F | (R) 1 8 (L) 1 8 | 340 340 340 32 32 32 | 32 32 32 |
| ⑦ | | H | (R) 1 12 (L) 1 15 | 320 320 320 38 38 38 | 38 38 38 |
| ⑧ | | F | (R) 1 8 (L) 1 8 | 340 340 340 32 32 32 | 32 32 32 |
| ⑨ | | H | (R) 1 12 (L) 1 15 16 | 310 310 300 310 310 300 | 36 36 34 36 36 34 |
| ⑩ | | F | 1 2 3 4 | 750 750 750 750 | 34 34 34 34 |
| ⑪ | | F | 1 2 3 4 | 280 280 280 280 | 32 32 32 32 |

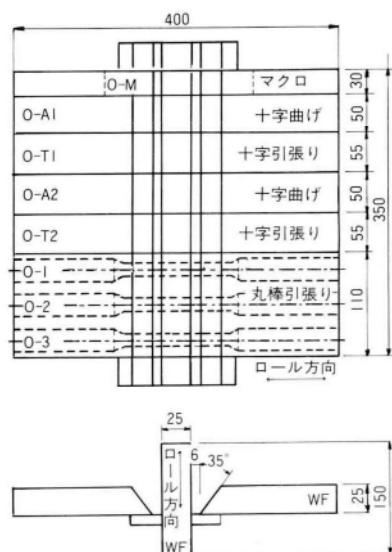


図-2 試験体形状、寸法及び試験片採取要領(No.6, 7)

場の承認手続きを参考とした。

図-2に試験体と試験片採取要領の一例を示す。

5. 溶接条件

表-2に溶接条件を示す。尚、溶接前の母材のUT試験を行ったが結果は良好であった。(JIS G0801による)

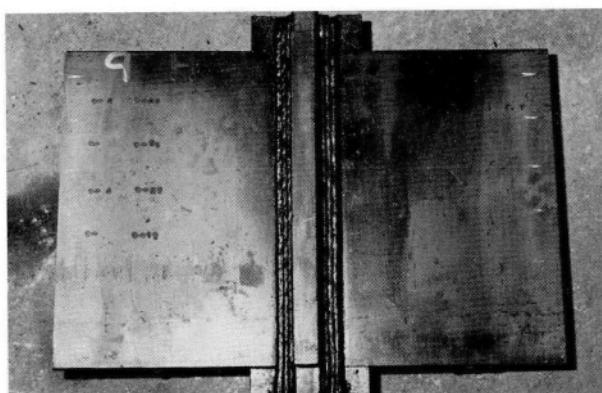


写真-1 溶接完了試験体

6. 試験結果

表-3、4に機械試験の結果を、表-5に分析試験結果を示す。

試験NO.4(十字形突合せ)の硬さ試験結果を図-3に示す。

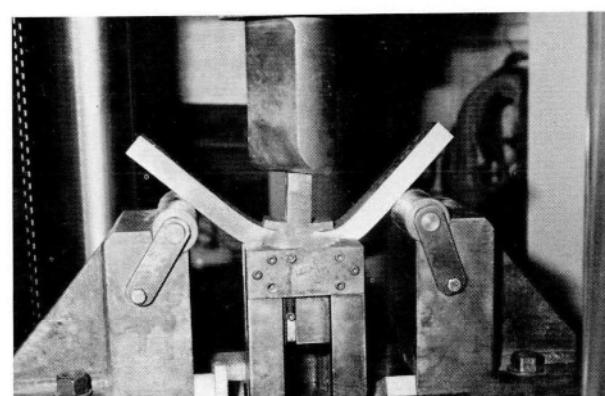


写真-2 十字曲げ試験

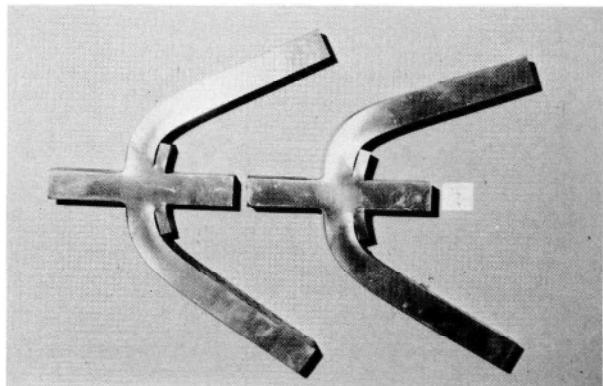


写真-3 十字曲げ試験片

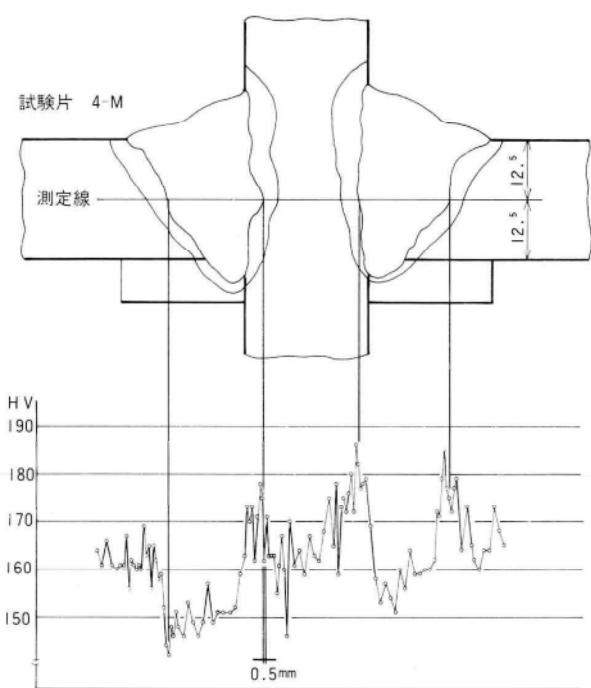


図-3 十文字突合せ硬さ試験結果

7. まとめ

(1) 母材

表-6に母材材料試験結果をミルシートの値と比較して示す。

ミルシートの試験値と今回の試験結果を比較すると、降伏、引張り強度は大体一致し、伸びは若干上回った結果となっている。

シャルピー値はSM50A材については、JIS規定がないが、本試験においては3.9とSM50B規格を満たす結果が出た。しかし、これも決して高いといえる値ではない。

表-3 機械試験結果(1)

| 試験 項目 No. | ② | ③ I 2 | ④ | ⑤ | ⑥ | ⑦ | ⑧ | ⑨ | ⑩ | ⑪ | |
|------------------------------------|------|-------------|------|------|------|------|------|------|------|------|---|
| U T | 良 | 良 | — | 良 | 良 | 良 | 良 | 良 | 良 | — | |
| マクロ | 良 | 良 | — | 良 | 良 | 良 | 良 | 良 | 良 | 良 | |
| 引張 (kgf/mm ²) | T1 | 52.0 | 55.3 | — | 55.6 | 59.6 | 56.3 | 59.1 | 57.2 | 57.1 | |
| | T2 | 51.6 | 56.3 | — | 56.1 | 60.5 | 56.5 | 59.0 | 56.3 | 57.6 | |
| 十字 曲げ | A1 | — | — | 良 | 良 | 良 | 良 | 良 | 良 | 良 | |
| | A2 | — | — | 良 | 良 | 良 | 良 | 良 | 良 | 不良 | |
| 側 曲 げ | SA1 | 良 | 良 | — | — | — | — | — | — | — | |
| | SA2 | 良 | 良 | — | — | — | — | — | — | — | |
| 自由 曲 げ | FA1 | 良 | 良 | — | 良 | — | — | — | — | — | |
| | FA2 | 良 | 良 | — | 良 | — | — | — | — | — | |
| 丸棒 引張 (kgf/mm ²) | 1 | — | — | 53.6 | — | — | 54.2 | 55.6 | — | — | |
| | 2 | — | — | 53.1 | — | — | 54.0 | 56.9 | — | — | |
| | 3 | — | — | 53.7 | — | — | 54.4 | 56.0 | — | — | |
| | 4 | — | — | 54.2 | — | — | — | — | — | — | |
| シャルピー | Depo | — | 9.1 | — | — | — | — | — | — | — | |
| | HAZ | — | 16.6 | — | 7.0 | 5.6 | — | — | 3.2 | 2.0 | — |
| はさみ 板部 | — | — | — | 1.0 | 1.5 | — | — | 1.3 | 1.2 | — | — |
| 備 考 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |

表-4 機械試験結果(2)

| No. | マーク | 径 mm | K _{E1} 降伏荷重 | K _{E1} 降伏強度 | K _{E1} 引張荷重 | K _{E1} 引張強度 | % 伸び | % 絞り | 備 考 |
|------|-----|------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|---------|---------|--------|
| 32-1 | 10 | 2700 | 34.4 | 4400 | 56.1 | 8.1 | 8.0 | — | — |
| 32-2 | 10 | 2645 | 33.7 | 4430 | 57.1 | 12.2 | 13.0 | — | — |
| 32-3 | 10 | 2700 | 34.4 | 4430 | 57.1 | 11.2 | 13.5 | — | — |
| 28-1 | 10 | 3270 | 41.7 | 4035 | 51.4 | 6.8 | 13.5 | — | — |
| 28-2 | 10 | 3270 | 41.7 | 4250 | 54.1 | 11.8 | 16.0 | — | — |
| 28-3 | 10 | 3290 | 42.0 | 4375 | 55.7 | 11.9 | 15.0 | — | — |
| 25-1 | 10 | 2930 | 37.3 | 4475 | 57.0 | 13.8 | 21.0 | — | — |
| 25-2 | 10 | 2680 | 34.1 | 4495 | 57.3 | 11.1 | 15.0 | — | — |
| 25-3 | 10 | 3375 | 43.0 | 4095 | 52.2 | 6.1 | 8.0 | — | — |
| 22-1 | 10 | 2950 | 37.6 | 4965 | 63.2 | 11.3 | 12.5 | — | — |
| 22-2 | 10 | 3020 | 38.5 | 4230 | 53.9 | 4.4 | 1.5 | — | — |
| 22-3 | 10 | 2930 | 37.3 | 4870 | 62.0 | 10.7 | 12.5 | — | — |
| 19-1 | 10 | 2830 | 36.1 | 4260 | 54.3 | 5.9 | 4.5 | — | — |
| 19-2 | 10 | 2860 | 36.4 | 3980 | 50.7 | 4.0 | 3.5 | — | — |
| 19-2 | 10 | 2845 | 36.2 | 4170 | 53.1 | 5.0 | 6.5 | — | — |
| 16-1 | 8 | 2030 | 40.4 | 3255 | 64.8 | 9.2 | 43.8 | 鋼板部で破断 | — |
| 16-2 | 8 | 1820 | 36.2 | 3265 | 65.0 | 9.6 | 13.8 | — | — |
| 16-3 | 8 | 2060 | 41.0 | 3330 | 66.3 | 13.3 | 38.8 | 鋼板部で破断 | — |

表-5 分析試験結果

| | C | Si | Mn | P | S | Cu | Sn | Ni | Cr | Al |
|------|------|------|------|-------|-------|-------|--------|-------|-------|-------|
| WF | 0.14 | 0.34 | 1.32 | 0.021 | 0.018 | — | — | — | — | — |
| 分析 値 | 0.15 | 0.39 | 1.29 | 0.022 | 0.018 | 0.16 | 0.011 | 0.066 | 0.13 | 0.018 |
| R | 0.17 | 0.32 | 1.31 | 0.023 | 0.007 | — | — | — | — | — |
| 分析 値 | 0.18 | 0.33 | 1.30 | 0.022 | 0.006 | 0.011 | <0.001 | 0.016 | 0.028 | 0.028 |

表-6 ミルシート値と試験結果（母材）

| | 降伏強度 | 最大強度 | 伸び | シャルピー値 | 曲げ |
|--------|---|---|---|-----------------|----|
| ミルシート値 | 35kgf/mm ² | 55kgf/mm ² | 23% | — | 良 |
| 機械試験結果 | 35. ³ | 54. ¹ | 29. ⁸ | 3. ⁸ | 良 |
| | (34. ⁸ , 35. ⁶ , 35. ⁵) | (53. ⁴ , 54. ⁶ , 54. ³) | (27. ⁹ , 30. ⁶ , 30. ³) | — | |

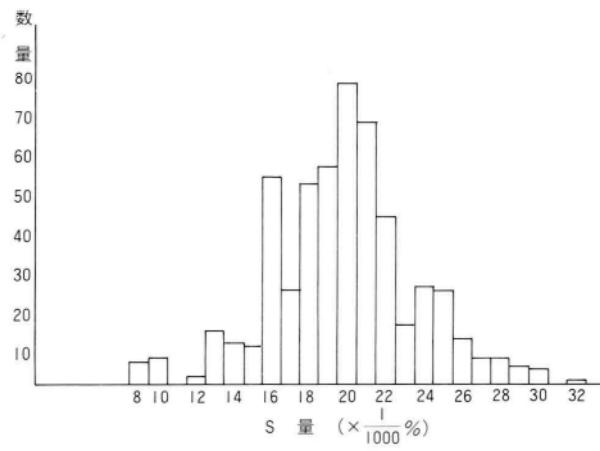


図-4 S(サルファ)量の分布

成分分析の結果は表-5に示す通りであり、S(サルファ)も特に問題とされる程の差は見受けられない。Cu、Sn、Ni、Crの値が鋼板に比べてやや高い傾向にあるが、これも溶接上、成分的に問題となる程ではない。

ここで広幅平鋼のS量について調べてみると、図-4の結果が得られた。調査したのは3メーカーのSM50A材、サイズはt=9~36の10種類、539ヶである。ヒストグラムから解るように、0.016~0.022%の間に71.6%が集中している。今回使用した平鋼は0.018%であり、上記と比較して一般的な数値といえる。

(2) 溶接試験

- (a) UTマクロ試験の結果は良好であった。
- (b) 硬さ試験は試験NO.2、3、4の3体について行った。最高硬さはNO.2(2-M)が189HV、NO.3(3-M)が203HV、NO.4(4-M)が186HVであり、母材部で160~170HV程度であった。

(c) 引張り試験

NO.11のT1、T2については39.3、39.4kgf/mm²と母材値を下回ったが、これは脚長(のど厚)の不足によるものであった。他のそれぞれの試験片の試験結果の数値は特に問題はない値を示している。

NO.4、5およびNO.6、7の結果から、それぞれ横向姿勢(H)で溶接を行った場合の方が若干高い値となる傾向

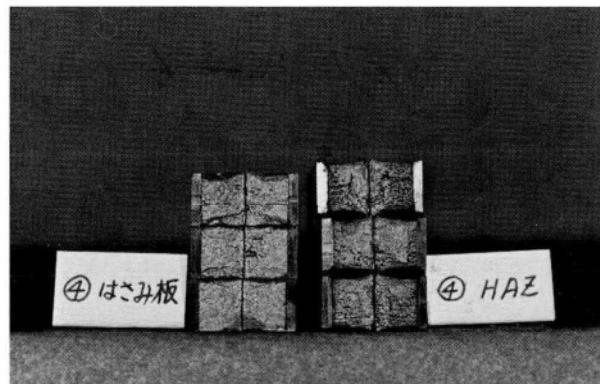


写真-4 衝撃試験片

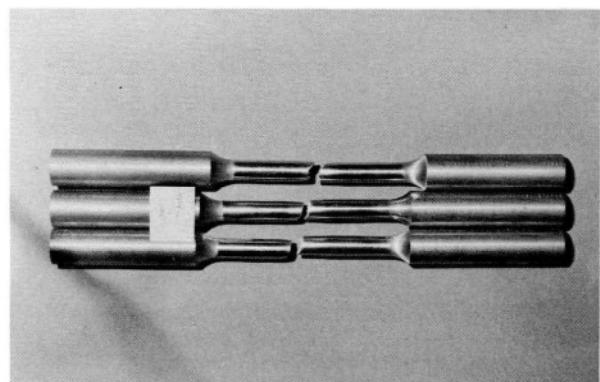


写真-5 丸棒引張試験片

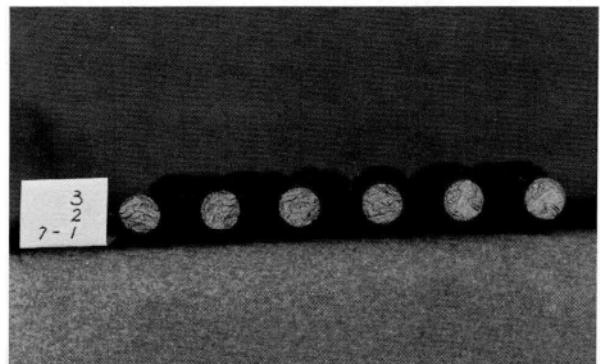


写真-6 丸棒引張試験破断面

がうかがえる。

(d) 曲げ試験

NO.11の曲げ試験において35°でワレが発生したが他は良好な結果であった。

(e) 丸棒引張り試験

NO.2、3、NO.6、7共、引張り試験の値とほぼ一致する。NO.6、7を比較すると十字引張り試験と同じく横向姿勢(NO.7)の値の方が若干高い。

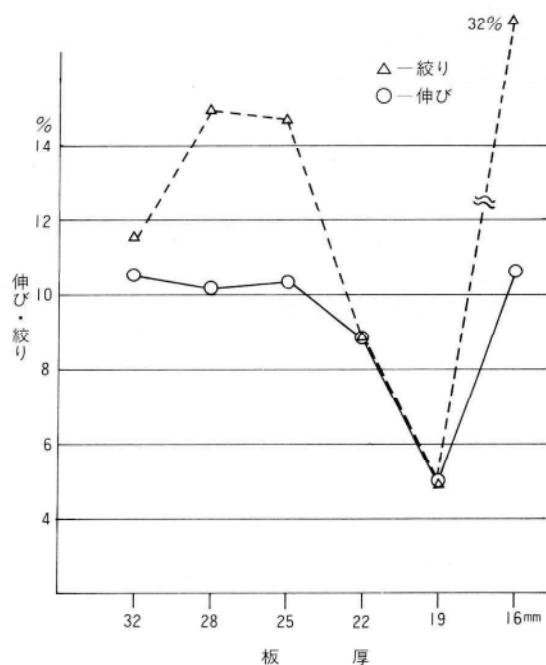


図-5 板厚による伸びと絞り

(f) シャルピー値は表-7に示す通り、はさみ板部の中心（Z方向）において鋼板、広幅平鋼共に1.0~1.5と低く、HAZ（熱影響部）部分では鋼板が7.0~5.6に対し、広幅平鋼が3.2、2.0と低い数値であった。

表-7 シャルピー値

| 試験No. | 位置 | Dep | HAZ | 板厚中心 | 備考 |
|-------|----|-----|------|------|----------------|
| ③-1 | | 9.1 | 16.6 | — | I形突合せ ロール方向 |
| ④ | | — | 7.0 | 1.0 | 十字突合せ はさみ板部(R) |
| ⑤ | | — | 5.6 | 1.5 | // // (R) |
| ⑧ | | — | 3.2 | 1.3 | // // (WF) |
| ⑨ | | — | 2.0 | 1.2 | // // (WF) |

(g) Z方向引張り試験

Z方向の性能に注目して、圧接、切削加工を行って、丸棒試験片を作成し、引張り試験を行った。結果は表-4の通りである。

降伏強度…荷重が小さい為に測定しにくいことも加わった為か若干バラツキがある。

引張強度…ミルシート値と比較して特に低い数値は認められず、逆にJIS規格値を超えて高いものがあった。(t=22, 16mm)

伸び及び絞りの値を板厚別に表すと図-5の通りとなる。板厚が薄くなるに従って、伸び・絞り共に減少する傾向がみえる。t=16mmについては鋼板部分で破断した。これは圧接の熱影響による硬化、あるいは試験片の形状効果（径と標点距離の関係）等による影響が現れていると考えられ、一概に結論づける事はできない。

以上、試験NO.2~11については溶接性、NO.12についてはZ方向の引張り強さに注目して試験をおこなったわけであるが、以下にまとめると、

- 1) 今回使用した広幅平鋼はL方向シャルピー値が3.9とSM50B規格を一応満足している。成分的には鋼板に比べ、Cu、Sn、Ni、Crの値がやや高いものであった。
- 2) 溶接後の最高硬さも186~203HVと問題は無い。
- 3) その他、UT、マクロ、各種機械試験の結果からも、溶接施工上特に問題となる事項は認められなかった。
- 4) 但し、表-7に示すように、十字突合せ溶接のはさみ板部分のシャルピー値が、板厚中心において鋼板、広幅平鋼共1.0~1.5と低く、HAZ部分では鋼板が7.0、5.6に対し、広幅平鋼が3.2~2.0と低い値を示している。
- 5) Z方向引張り試験においては板厚の違いによる機械的性質の内、降伏強度及び引張強度のバラツキは無く規格値を満足している。しかし、シャルピー値及び伸び、絞りが少なく多少の問題が残る。（但し、SM50A規格では規定されていない）

8. おわりに

以上、溶接性については特に問題とすべき点は無かった。しかし、現在、構造物への使用の際に問題とされるZ方向の機械的性質は充分満足するものとはいえず、実際の使用に当たっては、使用する個所、あるいは板厚について一考を要する。

尚、今回の一連の試験において試験の数量が充分でなかった事、及びZ方向引張り試験片の寸法が適切でなかったと考えられる事から、今後この点を考慮した調査、研究も必要であろうと思われる。

シンガポールの円筒形超高層ビル鉄骨の製作 (トレジャリービルディング)

長村隆至* 田中 浩***
柳沢 聰** 小松秀隆****

1. まえがき

シンガポールの丸の内、シェントン・ウェイの南端に地上52階、高さ231mでセンターコアから伸びる16本の片持梁が、全ての床を支えるという、世界でも例を見ない構造形式のトレジャリービルディングが建設中である。

このビルは、直径48mの円筒形をしており、設計、仕様はAISC(米国)、材料はASTM(米国規格)であり、検査会社はSANDBERG社(英国)で工場に常駐し全部材を全工程にわたって、検査した。

昭和60年10月に鉄骨工事が完了したので、ここで工場製作について、その概要と問題点等を中心に報告する。

2. 工事概要

工事名称：トレジャリービルディング

工事場所：Lots7-2SL&94PT. SL Shenton way/
Maxwell Road Anson Road/Prince
Edward Lane SINGAPORE

発注者：シンガポール・トレジャリービルディング
社

基本設計：ARCHITECTS 61, OVE/ARUP & PART-
NERS, LeMESSURIER ASSOCIATES

実施設計：HUGH STUBBINS & ASSOCIATES

施工工：佛大林組

施工時間：1983年6月～1986年5月(予定)

〈建築概要〉

敷地面積：12927m²

建築面積：5655m²

延べ面積：133714m²

用途：オフィスビル

構造：SRC造及びS造、地上52階、地下5階、地
上高231m、円筒形ビル

鉄骨重量：約16000t(内8200t当社製作)

鉄骨製作：新日本製鐵株、(株)宮地鐵工所、(株)片山鐵工
所

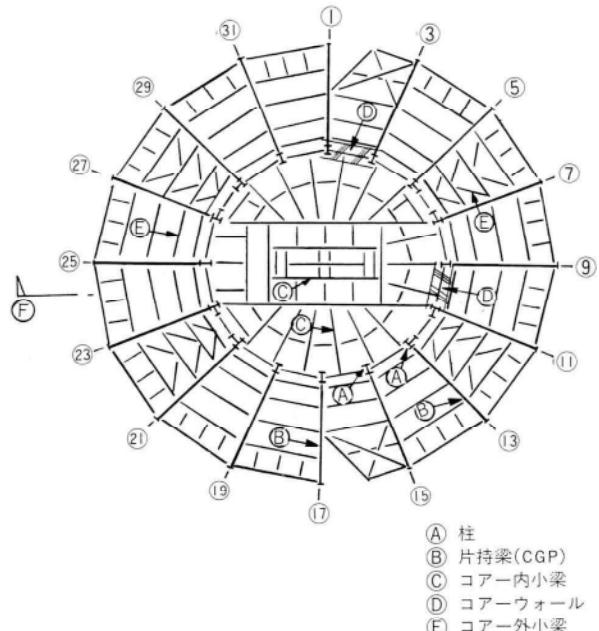


図-I 標準階鉄骨平面図

* 松本工場製造部製造一課課長代理 *** 松本工場検査室係長
** 松本工場製造部生産設計課係長 **** 松本工場製造部生産設計課係長

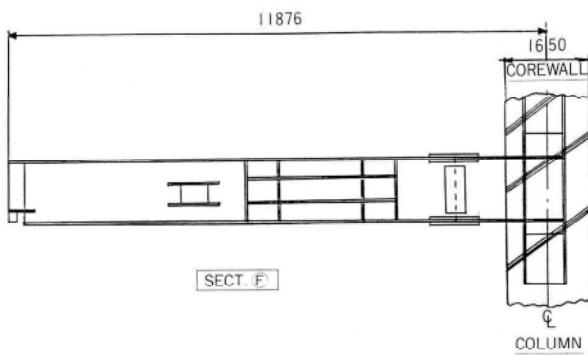


図-2. 標準階片持梁(CPG)

3. 工場製作

(1) 継手の設計と工作図

(a) 継手計算

本工事は、設計図で部材、断面、軸力、反力係数、スパンが与えられ、鉄骨メーカーでAISCに基づき、ボルト、ガゼット断面、溶接サイズ等の継手の設計を行った。

部材の継手計算を行う場合、反力の算出は次式の様な考え方をしている。

$$R = \frac{W_c \times S_c}{2 \times L}$$

R : 反力 (KiP)

L : 支間 (ft)

S_c : 合成梁反力係数

H型鋼のサイズごとに係数の指定があった。

非合成梁は $S_c=1$

W_c : 等分布荷重定数 (KiP·ft)

次式により表わされる。

$$W_c = \frac{2}{3} F_b \cdot S$$

F_b : 材質により定められた許容応力度を決定する場合の

規準値 (KiP/ft²)

S : 断面係数 (ft³)

上記算出式より、スパンと反力は反比例することがわかる。スパンが短い梁ほど反力が大きくなり、ボルト本数及び取合ガセットプレートも大きくなる。

ピン接合の継手は、ボルト群中心での、モーメントを

考慮して、下記のような計算式に基づいて決めた。

$$M = M_R + M_N = R \times \ell + N \times h$$

$$I_{xx} = \frac{n \times B^2 \times (n^2 - 1) \times m}{12}$$

$$I_{yy} = \frac{m \times D^2 \times (m^2 - 1) \times n}{12}$$

$$F_1 = \frac{R}{m \times n}$$

$$F_2 = \frac{M \times (m-1) \times D}{2 \times (I_{xx} + I_{yy})}$$

$$F_3 = \frac{M \times (n-1) \times B}{2 \times (I_{xx} + I_{yy})}$$

$$F_4 = \frac{N}{m \times n}$$

$$F_R = \sqrt{(F_1 + F_2)^2 + (F_3 + F_4)^2} \leq R_{HSB}$$

(R_{HSB} : ボルト 1 本当り耐力)

n : 縦列ボルト群本数 R : 反力 (KiP)

m : 横列ボルト群本数 N : 軸力 (KiP)

B : 縦列ボルト群ピッチ ℓ : スパン

h : 梁センターと軸力のかかるセンターの偏心距離

D : 横列ボルト群ピッチ

梁高により縦列ボルト本数 n は、必然的に決まり、上式の $F_R \leq R_{HSB}$ を満足するまで、横列ボルト本数 m 値を増加するが、 m が増加すると、偏心量 ℓ が大きくなり偏心モーメント M_R が増加し、 $F_R \leq R_{HSB}$ を満足しなくなる。繰り返し計算をしてボルト本数が定まらない場合は、ボルト径を大きくすることに依って、本数を決定した。

本工事では、取合ガセットプレートの厚さは取合ガセットプレートの根元に作用するモーメントを考慮して決めた。

上記のモーメントが意外に大きいため、ガセットプレート厚を決定する上で、支配的要素となり、ガセットプレート厚が、主材厚の数倍にもなるという一見、不合理な継手になることもあった。

以上、各条件を満足する継手を、パソコン及び手計算にて、全体で約1500種計算した。

(b) 工作図

工作図は、設計図、指示書、継手計算書に依り AISCに基づいて作成した。

設計変更などの修正作業も、多大であったが、現地での「納り」に重点をおいて、チェックを行った。

工作図枚数は、1200枚となった。工作図による不具合は、皆無に近いものにすることができた。

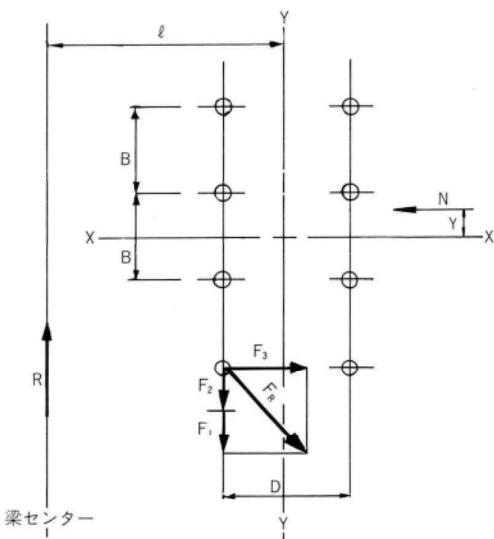


図-3

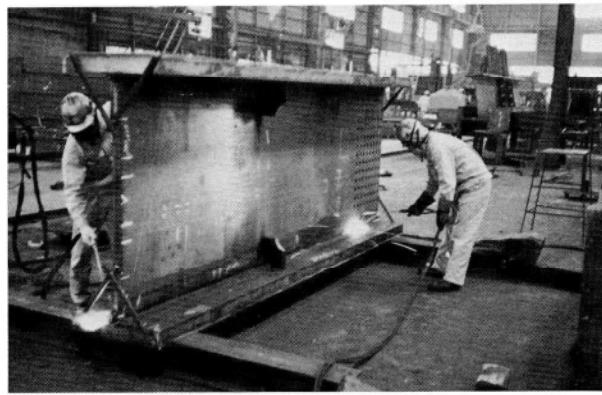


写真-I 50階柱幹溶接予熱

- 6) A737(耐ラメラティア鋼)の材料管理について。
7) 管理シートについて。

(3) 加工

(a) 前加工

鋼材は、A737、A572、A36の材料を使用したので材料の混合をさけるため材質スタンプを打ち、またA737に対しては、製鋼番号と製品の対応ができるよう、プレーナー切断時に管理シートを用いて、材料管理を行った。

使用鋼材は、最大板厚125mmであり、溶接及び、切断小口の直角度の確保、現場継手部の孔精度を確保する事などが大きな問題であった。

(b) 組立

柱シャフトは、片側に溶接が集中するため、完成した柱の曲がりが大きく発生することが、予測されたので、あらかじめ歪を突けて組立を行った。

7～8節では予歪を8～10mmとしたが、歪残量が出たため12節以後は、3～5mmに変更し制作したところ、良好な精度を得ることができた。(図-5、表-1に示す)

I形溶接後の柱フランジの倒れは、板厚60mmまではローラーによる矯正が可能であるが、それ以上の板厚については、ローラー矯正が出来ないことと、柱材は加熱矯正が許されないので、柱シャフトI形には、拘束板を取り付けることにより、所定の精度(±3mm以下)を確保した。(図-6に示す。)

柱大組立プラケットの倒れ精度が、プラケット長さ1600mmに対し、1.5mm以下(精度1/1000)であるため、7～8節では横方向の組立には、ストレートエッヂを行い精度を1mm以下に押さえ、また縦方向については度形を使用して取付け、拘束治具で固定を行った。しかし、

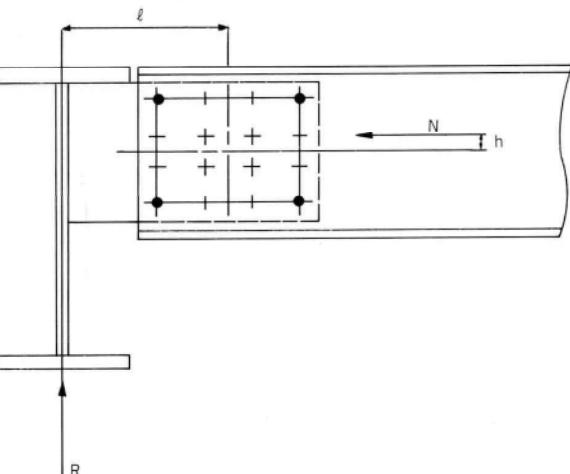


図-4

(2) 加工概要

製作に先立って、プロジェクトチームを編成し、設計仕様の検討、製作順序、組立方法、溶接方法、製作精度等について、特に下記事項について検討を行った。

- 1) 柱プラケットの取付けについて。
- 2) ダブルガセットの取付けについて。
- 3) 柱端部の機械仕上げについて。
- 4) 溶接歪防止について。
- 5) 厚板の予熱及び溶接欠陥防止について。

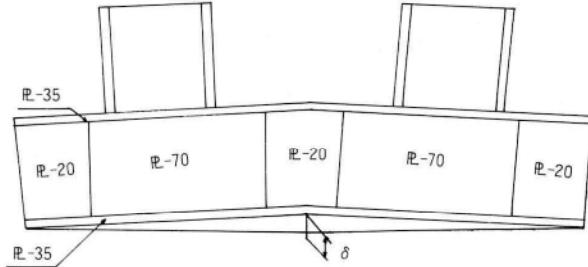


図-5 柱シャフト予歪取り方

表-1 柱シャフト予歪量

| | 溶接前(δ) | 溶接後(δ) |
|-------|--------|---------|
| 7. 8節 | 8~10mm | 4~6mm |
| 12節以上 | 3~5 mm | -1~3 mm |

7~8節では横方向については、溶接後の倒れが出て矯正が多くなったので12節以後は、フランジの、はだすき側に拘束プレートを取り付け歪防止を行った。(図-7、8、9に示す)

1) 横方向精度

$a = a_1$ にセット

a_2, a_3 を測定

$a_2 - a_3 \leq 1$ とした。

2) 縦方向精度

度形でセット後治具で固定した。

3) はだすき

12節以後では、はだすき2mm未満について拘束プレートを取り付けた。また2mmをこえるものは、2mm未満になるようにフランジ密着部分をグラインダーにて、すり合わせを行った。

建物が円形構造なため小梁、プレース等の取合が斜めに入ってくる個所が多いことと、小梁及びプレースがセット取合が接近しているため、組立工程と溶接工程が何回にもわたり往復しなくてはならなかった。

図-10において、①のプレートは溶接後超音波探傷検査をしその後②のプレートを付けるので欠陥があると工程が停滞するので特に初層の欠陥を少なくする為にウラ板に開先加工を行い欠陥の発生を防止した。

(c) 溶接

本工事にはアーク手溶接、ガスシールドアーク半自動溶接、ガスシールド自動溶接、サブマージドアーク自動

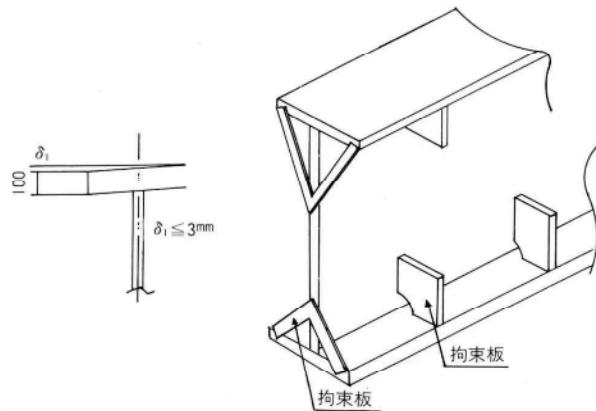


図-6 柱シャフト拘束板

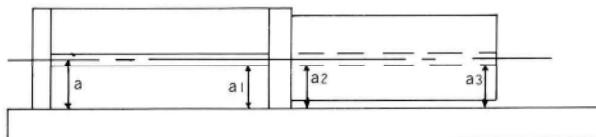


図-7 ブラケット横方向固定

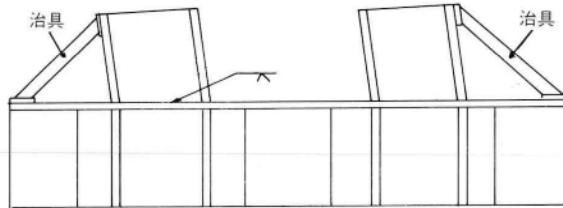


図-8 ブラケット縦方向固定方法

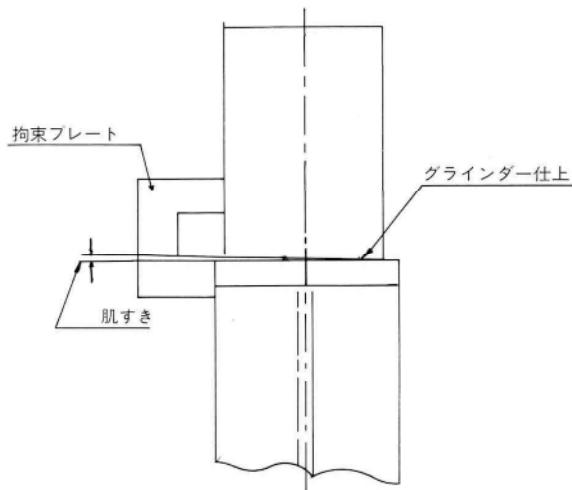


図-9 ブラケット拘束板取付けはだすき処理

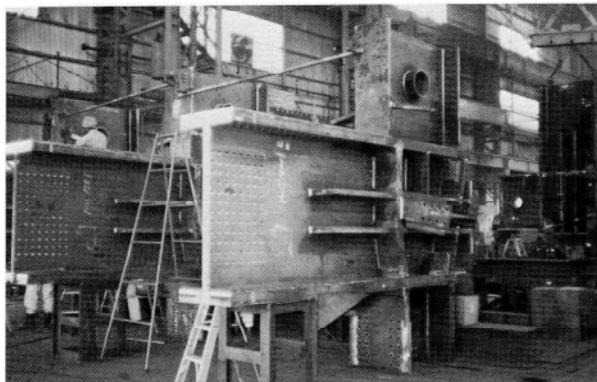


写真-2 50階柱幹組立

溶接を併用した。(表-2に示す)

柱リブの溶接は溶接歪を防止する為10~15mm倒し、ウェブ側の溶接を先に行い、ストッパーに着いた時点でフランジ側の溶接を行うことにより、リブの歪を2mm以下に押さえる事が出来た。(図-11に示す)

厚板の予熱はガスバーナーによる方法を主とし、特に厚板の場合は電熱器を使用して全体が充分所定の温度になる様に加熱した。温度チェックは溶接作業者全員に温度チョークを持たせ予熱管理を行った。溶接欠陥についての詳細は検査の項で記すがプローホールあるいはクレーターワレが溶接始終端部等の一部に見られたが大きな欠陥もなく施工が出来た。(図-12に示す)

柱プラケットの溶接は、変形を防止するため溶接順序を考慮した。たとえば、肌すきが有る場合や溶接欠陥がフランジ端部に出た場合には、ハツルため、7~8節では倒れ精度1.5mmを超す所が64個所の内、5~6個所出た。12節以後については、肌すきの個所や欠陥手直しを行った所には、拘束材を取り付けて歪防止を行った。64個所の内2ヶ所では1.5mmを超える結果となった。

(d) 矯正、仕上げ

加熱矯正が規制されている為に機械矯正又は拘束治具による方法、溶接順序を考慮した方法(図-13、14に示す)を駆使し、加熱矯正を最少限に押さえた。

柱の現場接合部は設計上メタルタッチを要求されており、現場建方時の精度が0.8mm以下となる様にしなくてはならない。そこで工場製作時には端面直角度を部材巾のうちで0.5mm未満になる様に直角定規、トランシットを使用して計測し、フェーシングマシンによる仕上げを行った。(図-15に示す)

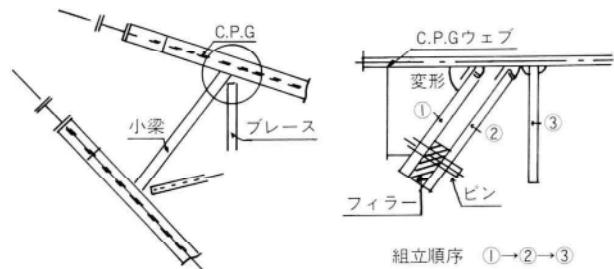


図-10 ガセットプレート取付け方法

表-2 溶接方法とその割合

| 溶接方法 | サブマージドアーク | ガスシールド自動 | ガスシールド半自動 | アーク手溶接 | 全溶接長 |
|-------|--------------------------|--------------------------------------|---|--------------|----------|
| 溶接内容 | 柱板継ぎ C.P.Gフランジ 板つぎ | C.P.G I形 すみ肉溶接 P.G.I形 すみ肉溶接 | 柱シャフトすみ肉 リブ突合せ C.P.Gウェブ板継 C.P.Gリブ溶接 その他 | 仮付 テッキ受溶接 | — |
| 溶接長割合 | 3% | 12% | 84% | 1% | 722,000m |

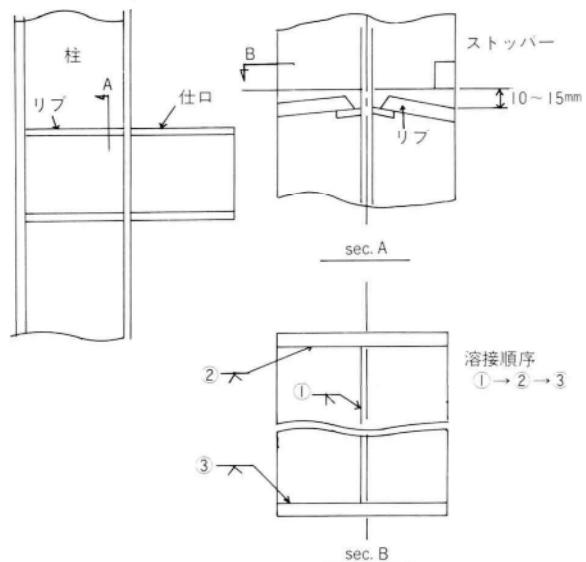


図-11 柱リブ溶接方法

表-3 予熱温度

| 板 厚 | 予 热 温 度 |
|----------|---------|
| 38~64mm | 66°C |
| 64mmをこえる | 107°C |

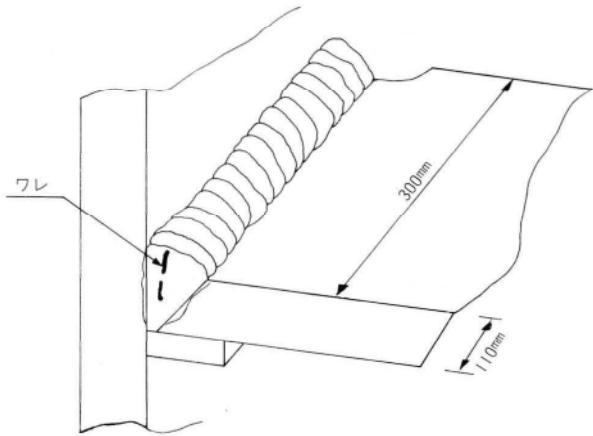


図-12 クレーター割れ

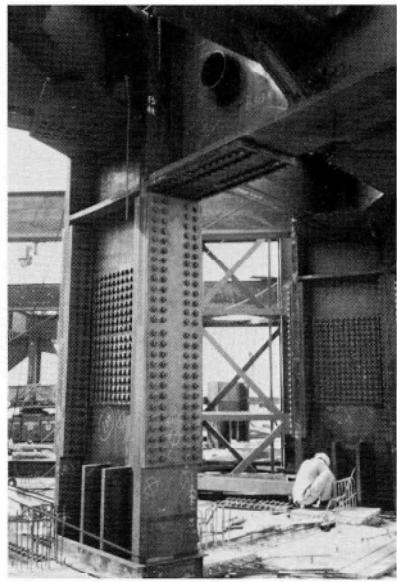


写真-3 50階柱現場建方完了

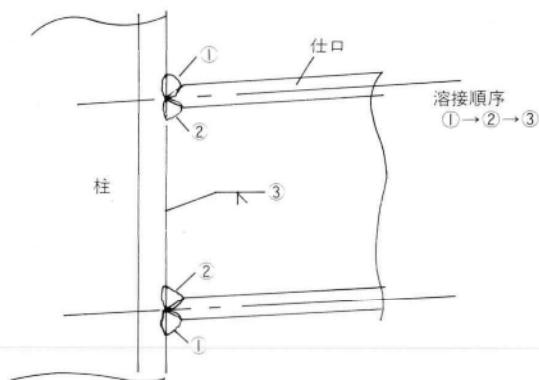


図-13 柱プラケット溶接順序

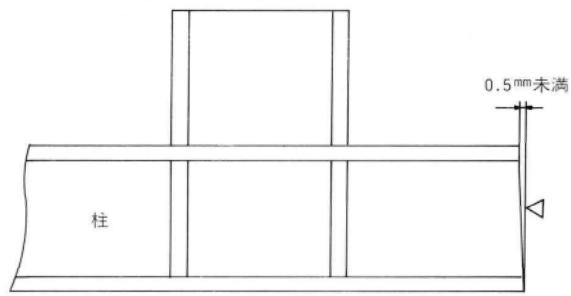


図-15 柱端面精度

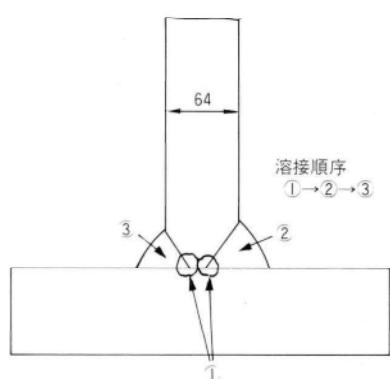


図-14 柱梁、工型溶接順序

4. 寸法検査及び非破壊検査

(1) 寸法検査

寸法精度は、おおむね満足できる結果であった。この内の一例であるが17節から19節までの主要寸法誤差のヒストグラムを図-16に示す。他の節も同様の傾向であった。

(2) 非破壊検査

溶接部の非破壊検査として超音波探傷検査と磁粉探傷検査を行った。特に耐ラメラティア鋼材を使用した柱と片持梁の接合部については、プラケットを取り付ける前に垂直探傷で、プラケット溶接後斜角探傷でラメラティアを対象とした検査を行った。超音波探傷検査結果を表-4に示す。磁粉探傷については当初数箇所のクレーター割れが検出されたが、その後改善され良好な結果であった。

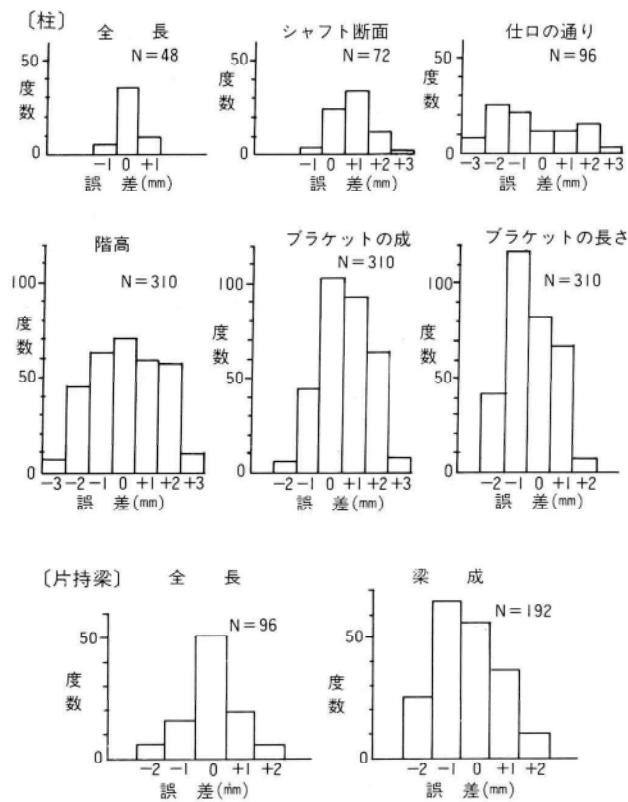


図-16 主要寸法誤差ヒストグラム(17~19節)

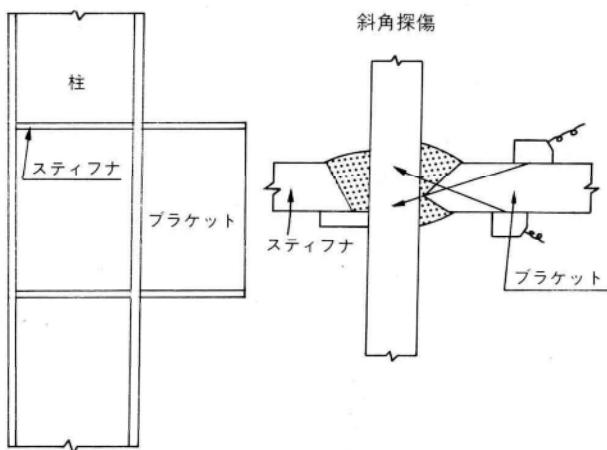


図-17 ラメラティア検査

表-4 超音波探傷検査結果

| | 探傷箇所数 | 合格箇所数 | 合格率 |
|----------|-------|-------|--------|
| 溶接部検査 | 17531 | 17327 | 98.8% |
| ラメラティア検査 | 768 | 768 | 100.0% |

5. むすび

徹底した品質管理と、正確な情報伝達によって、ユニークな構造形式を持つ本工事は、1985年9月上旬全ての工場製作を完了することができた。

ここに、完了までの概要を報告することによって、今後の製作に何らかの御役にたてれば幸いである。

おわりに本工事の製作にあたって、お世話になった(株)大林組、新日本製鐵(株)他、各関係者の皆さんに紙面を借りて謝意を表したい。

大鳴門橋補剛桁架設工事の施工概要

太田武美*
後藤隆二*

1. まえがき

昭和51年7月に下部工事に着手後、9年の歳月を経て昭和60年6月8日に暫定4車線の道路単独橋として供用された本州四国連絡橋大鳴門橋の補剛桁架設工事は、昭和56年3月26日に前期工事（補剛桁閉合まで）を受注し1年9ヶ月の準備期間を経て昭和58年1月に本格的な現場作業に着手した。さらに昭和58年10月1日に後期工事を受注し、予定契約工期内に無事故無災害で無事竣工を見た。本文は前号の基本計画概要報告の続編として、実施した補剛桁の主構架設閉合までの施工要点を報告するものである。

2. 工事概要

1) 工事名および工期

大鳴門橋補剛桁架設工事



図-1 位置図

自昭和56年3月26日～至昭和59年5月20日
大鳴門橋補剛桁架設後期工事

- 自昭和58年10月1日～至昭和60年6月30日
- 2) 路線名
一般国道28号及本四淡路線
 - 3) 工事場所
兵庫県三原郡南淡町、西淡町地先より
徳島県鳴門市鳴門町地先まで
架橋地点の位置図を図-1に示す。
 - 4) 施工内容
各工事の施工内容を表-1、表-2に示す。

3. 架設工法の基本方針

「トラベラクレーンによる張出し架設」を基本工法とする種々の比較検討の結果、本橋の架設工法の基本方針は次のとおりとした。

(1) 架設構造系

本橋の架設工法は、架設地点における気象・海象条件

表-1 前期工事施工内容

| 区分 | 単位 | 数量 | 摘要 |
|----------|-----|---------|--|
| 補剛桁本体架設 | ton | 約18,100 | 主構、横構、主横トラス、タワーリング、エンドリンク、ワインドшу・タンクの架設 |
| 床版架設 | ton | 約6,100 | 鋼床版（デッキプレート、縦リブ、横リブ、縦桁）縦桁支承、オーブンゲルチングの架設 |
| 補剛桁付属物架設 | ton | 約4,800 | 管理路、検査車レール、スタビライザー添架物、ハンガー付附属品の架設 |
| 現場塗装 | 式 | 1 | |
| 記録映画 | 式 | 1 | |

* 宮地建設工業(株)本四プロジェクト室

表-2. 後期工事施工内容

| 区分 | 単位 | 数量 | 摘要 |
|----------------------|-----|--------|---|
| 中央径間・側径間 残鋼床版架設 | ton | 約2,400 | 鋼床版、オープングレーチング、落下防止グレーチング、伸縮装置、フレハブ鋼床版 |
| 中央径間・側径間 附属構造物の架設 | ton | 約1,700 | 検査車ガイドレール、道路伸縮装置、自動車防護柵、公共添架物、公園添架物、付属物 |
| バックステイ径間 鋼床版架設 | ton | 約 400 | 端主横トラス張出部、道路床組、伸縮装置、自動車防護柵、排水装置 |
| 下面検査車 | 基 | 4 | 本体の製作・輸送・架設 |
| 現場塗装 | 式 | 1 | |
| 記録映画 | 式 | 1 | |

が非常に厳しいことを考慮し、架設途中の耐風安定性に優れている「逐次剛結法」とする。

また、逐次剛結法の特色を十分に生かすべく施工性と工程の両面から「無ヒンジ工法」とする。

(2) 架設単位

本橋の架設立地条件および基本工法より、工程と施工中の安定性および形状精度の確保において、主構トラスは2パネルを単位とする「面材架設」とし、主横トラスも同様に面材架設とする。面材部材は工場で組立て現地搬入する。他の部材は単材架設とする。図-2に主構の添接位置及び架設部材の形状寸法と重量を示す。

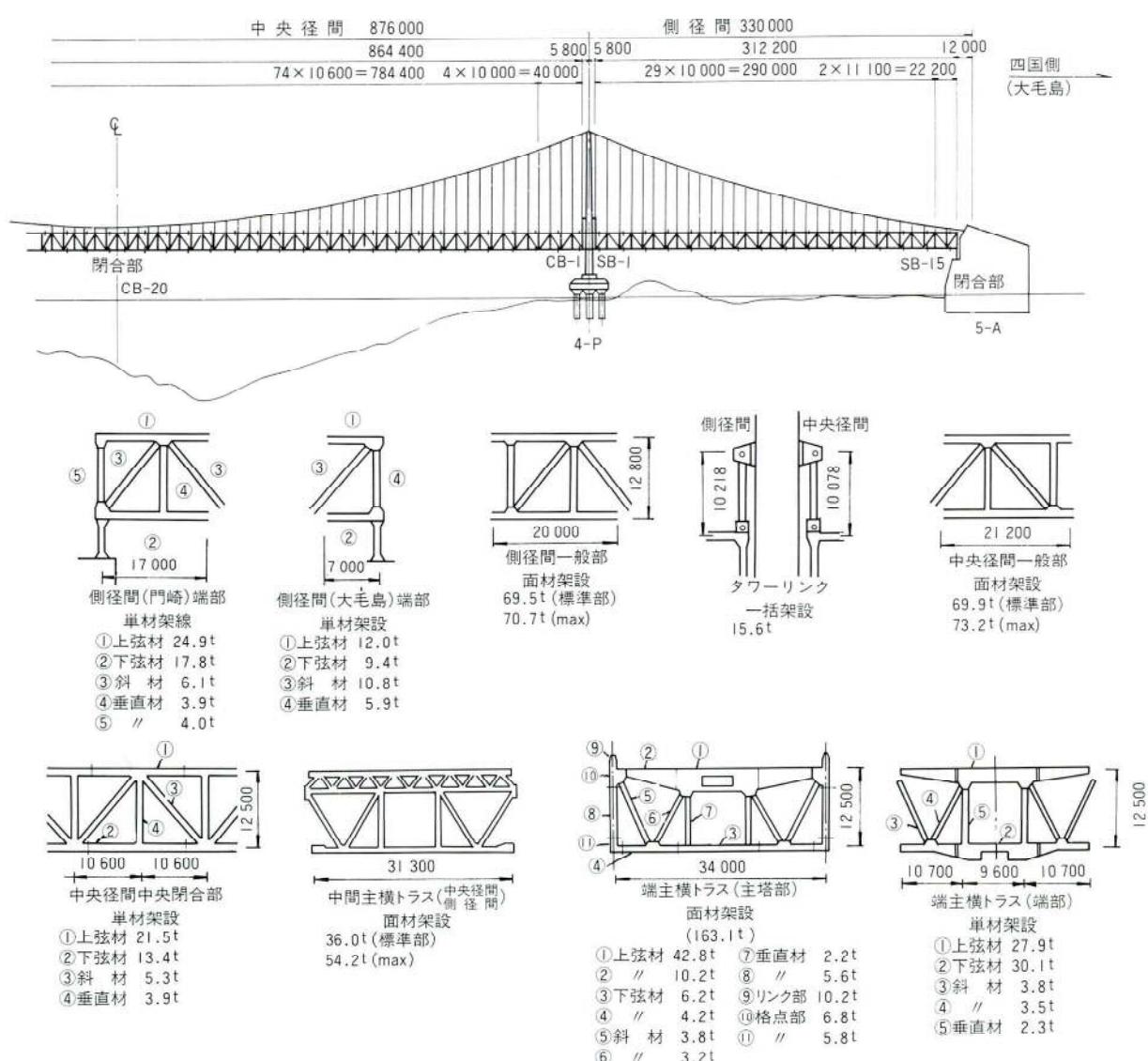


図-2 主構の添接位置及び架設部材の形状寸法と重量

(3) 架設順序

補剛桁部材の供給場所が3P、4Pの海上作業足場であることから、主塔部より各径間へ釣合を考慮した張出し架設とする。

(4) 中央径間の先行パネル数

架設時の断面力、変位、ハンガーパネル等の構造上の問題および工程面より中央径間側を14パネル先行架設したのち、側径間、中央径間の順に1:1の割合で並行架設する。

(5) 吊材引込方法

吊材の引込みは、吊材ソケット下端にあらかじめ加工されたネジ部に仮吊材を連結し、下弦材に設置した中空ジャッキを用いて吊材を直接引込む方法とする。

また、補剛桁および吊材に過応力が発生しないよう多格点引込みとする。

(6) 鋼床版の架設

耐風安定性向上のため。補剛桁閉合に至るまで中央径間半載架設、側径間全載架設とする。

4. 架設機械

補剛桁の架設には、図-3、表-3に示すような多種多様な仮設備を必要とした。これらの機材は、そのうちのどれが故障しても工事に大きな支障をきたすことになるので架設期間中、十分な保守点検と始業点検を行った。

また、主要機械設備は2重、3重のブレーキ系統及び非常停止装置等の安全装置を具備し、安全性の向上に努めた。

表-3 主要架設機材一覧表 (4P側)

| | 名 称 | 能 力 仕 様 | 数 量 | 設 置 場 所 |
|--------|-------------|-----------------------------|-------|----------------|
| 共通機械設備 | 水切クレーン | 90°~75°吊×16.0m~19.2m 補巻なし | 1台 | 海上作業足場上(既設) |
| | 塔頂クレーン | 19.7°~6.9°吊×7.3m~21.0m | 2台 | 主塔上(〃) |
| | 塔頂ウインチ | 37kw複胴式 P=4.0t AC220v | 2台 | 主塔上 |
| | 塔付ジブクレーン | 主巻85t×40m 補巻10t×43m | 1台 | 中央径間太平洋側の主塔中間 |
| | 頂版上ウインチ | 37kw複胴式 P=4.0t AC220v | 2台 | 頂版上 |
| | 海上作業足場上ウインチ | 50kw単胴式 P=15.0 AC220v | 2台 | 海上作業足場上 |
| | クローラークレーン | 150t吊 | 1台 | 海上作業足場上 |
| | クローラークレーン | 50t吊 | 1台 | 頂版上 |
| 中央径間設備 | 油圧クレーン | 45t吊 | 1台 | 海上作業足場上 |
| | トラベラクレーン | 主巻90t級 補巻10t級 | 1台 | 既架設補剛桁の架設先端 |
| | 部材運搬台車設備 | 100t積載級 AC440v | 1式 | 既架設の太平洋側鋼床版上 |
| | 下面移動防護工設備 | 巾42m×長さ39.65m | 1式 | 補剛桁架設先端の桁下面 |
| | 局部移動防護工設備 | 巾42m×長さ16.5m | 1式 | 上記設備の後方桁下面 |
| | 連結ネット防護工設備 | 巾42m×長さ15mの安全ネットダブル網張 | 1式 | 下面・局部移動防護工の間 |
| | 下段ネット防護工設備 | 安全ネットダブル網の2重張り、パネル間 | 36パネル | 既架設補剛桁下面 |
| | 吊材引込設備 | 最大引込荷重P=417t/格点、最大引込長l=2.0m | 2式 | 吊材定着箇所の主構下弦材格点 |
| 側径間設備 | 橋上ウインチ | 15kwマイティブラー P=1.5t | 2台 | 補剛桁上 |
| | 内面移動防護工設備 | 走行・昇降電動式・許容積載荷重=40kg/m | 1台 | 補剛桁内面 |
| | トラベラクレーン | 主巻90t級、補巻10t吊 | 1台 | 既架設補剛桁の架設先端 |
| | 部材運搬台車設備 | 100t積載級、AC440v | 1台 | 既架設の太平洋側鋼床版上 |
| | 下面移動防護工設備 | 巾42m×長さ37.85m | 1式 | 補剛桁架設先端の桁下面 |
| | 局部移動防護工設備 | 巾42mの長さ16.5m | 1式 | 上記設備の後方桁下面 |
| | 連結ネット防護工設備 | 巾42mの長さ15mの安全ネットダブル網 | 1式 | 下面・局部移動防護工の間 |
| | 下段ネット防護工設備 | 安全ネットダブル網の2重張り、パネル間 | 26パネル | 既架設補剛桁下面 |
| 仮設設備 | 吊材引込設備 | 最大引込荷重P=417t/格点、最大引込長l=1.5m | 2式 | 吊材定着箇所の主構下弦材格点 |
| | 橋上ウインチ | 15kwマイティブラー P=1.5t | 2台 | 補剛桁上 |
| | 内面移動防護工設備 | 走行・昇降電動式・許容積載荷重=40kg/m | 1台 | 補剛桁内面 |
| | 頂版上仮設備 | 頂版上連絡通路・覆工設備・張出し足場等 | 1式 | 塔下頂版上 |
| | 部材仮置場設備 | 主構面材・主横トラス面材・鋼床版等の置場 | 1式 | 海上作業足場上 |
| | 部材吊揚げ耐風設備 | | 1式 | 中央径間補剛桁上面の太平洋側 |
| | 塔下部水平材上架台設備 | | 1式 | 塔下部水平材上 |
| | 橋面上仮置設備 | | 1式 | 中央径間塔部3パネルの桁上 |
| 足場通路設備 | 足場通路設備 | | 1式 | 既架設補剛桁付き |

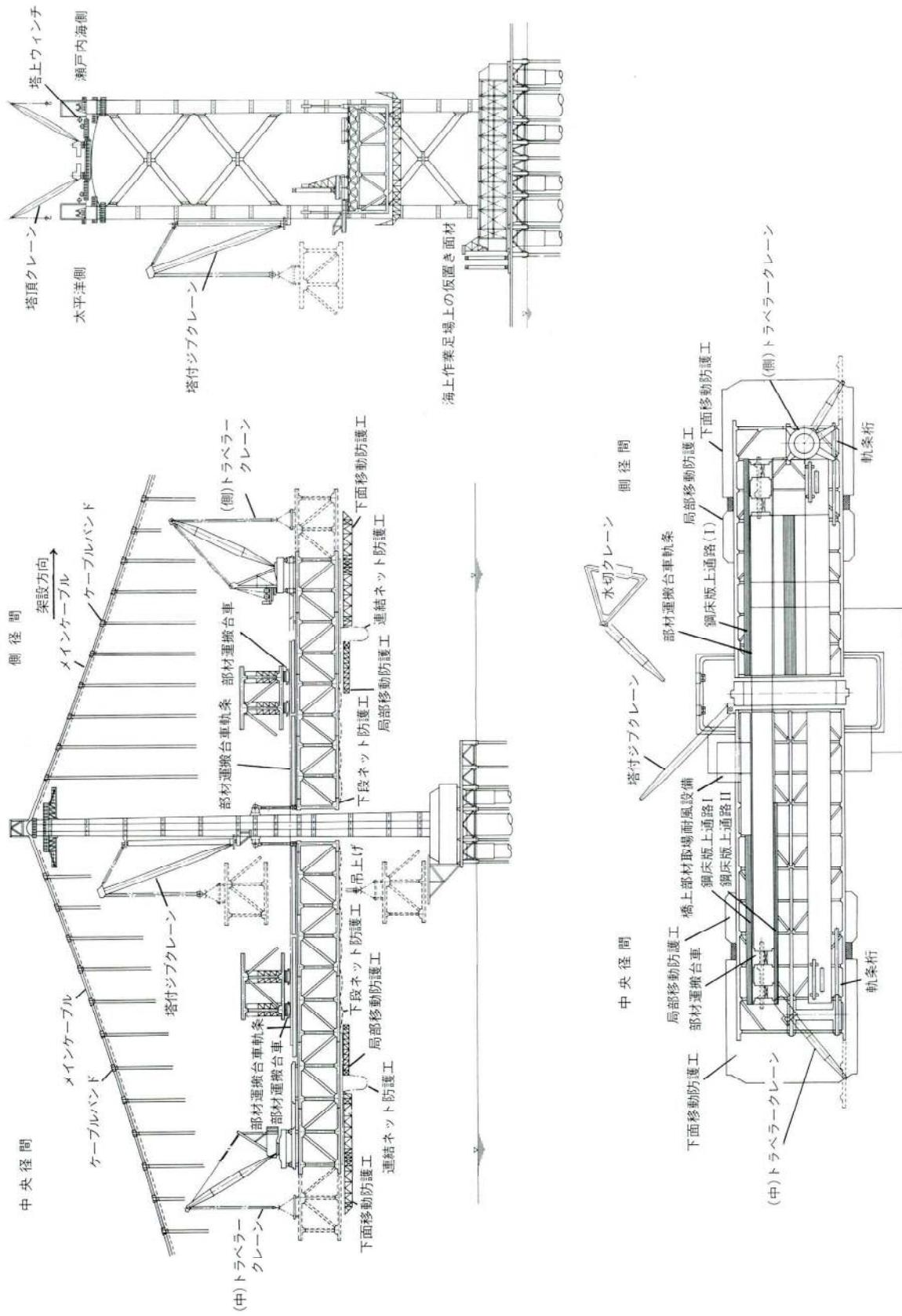


図 3 主要架設機材配置

5. 輸送・水切

主塔下の海上作業足場を部材の仮置、供給場所としたが、この場所が部材の仮置場所として十分な広さでないため、部材の輸送および水切は、架設の進捗に合わせて1ブロック（2パネル）分ずつ現地に搬入することが必要であった。1ブロックの鋼重は約350tであったが、面材部材は部材形状により積込み、水切、仮置の一連の作業性から立積みを必要としたため、積込面積より3,000t級台船を用いた海上輸送とした。

現地へ搬入した輸送船団は、輸送航路より直接3P、4Pの各海上作業足場へ接岸せず、いったん、指定した蛇の鱗基地に入港し、停泊した後、鳴門海峡の転流時刻に合わせ再出港して各海上作業足場に接岸した。

海上作業足場に接岸した輸送台船より、水切クレーンおよび塔付ジブクレーンまたは補助クレーン（トラッククレーン）を用いて部材の水切り、仮置を行った。水切クレーンは塔工事から設置されたもので、公団貸与機械設備である。

輸送、水切作業の所掌区分は、積出し港より海上作業足場に接岸するまでを輸送JV、接岸後の部材水切作業



写真-1 部材の輸送荷姿



写真-2 部材の水切

は架設JVとした。なお、輸送JVは中央径間輸送JVと側径間輸送JVの2JVからなり、各々4社で構成されている。

輸送工程は、架設工程に大きく影響を与える。各輸送JVは運航管理専任者を現地に常駐させ各所との連絡、調整にあたり部材搬入の遅れによる工事中断を避けることに務めた。

また、専任者は、海上作業員の安全教育、輸送作業の安全施工の計画、指導、確認を計るとともに、船内荷役作業責任者としての業務を行った。

輸送台船の海上作業足場への接岸は鳴戸海峡の潮流が最大時10ノットと非常に速いため、北流（太平洋側から瀬戸内海側の流れ）から南流への転流時刻に行い、水切

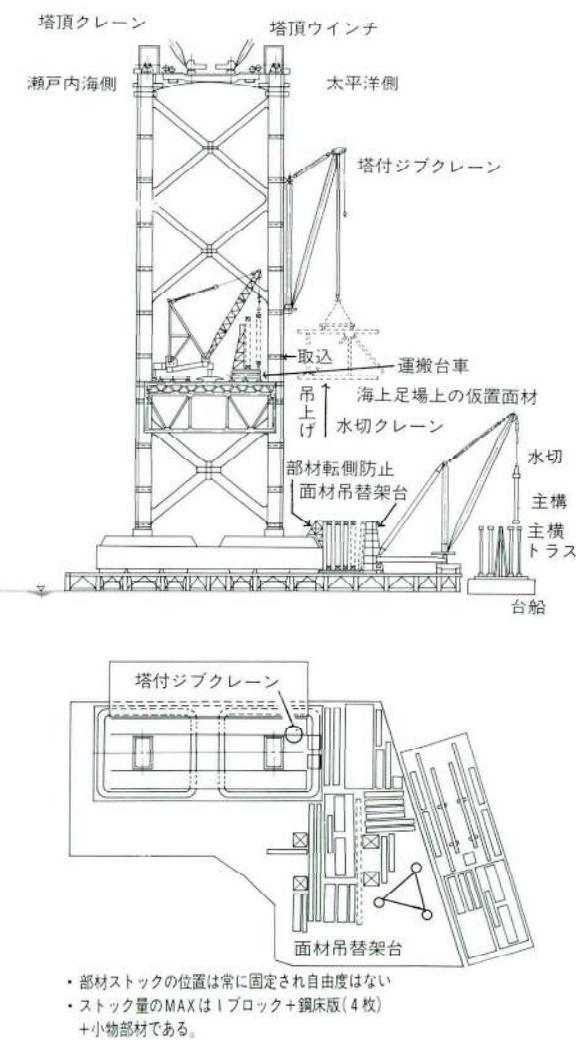
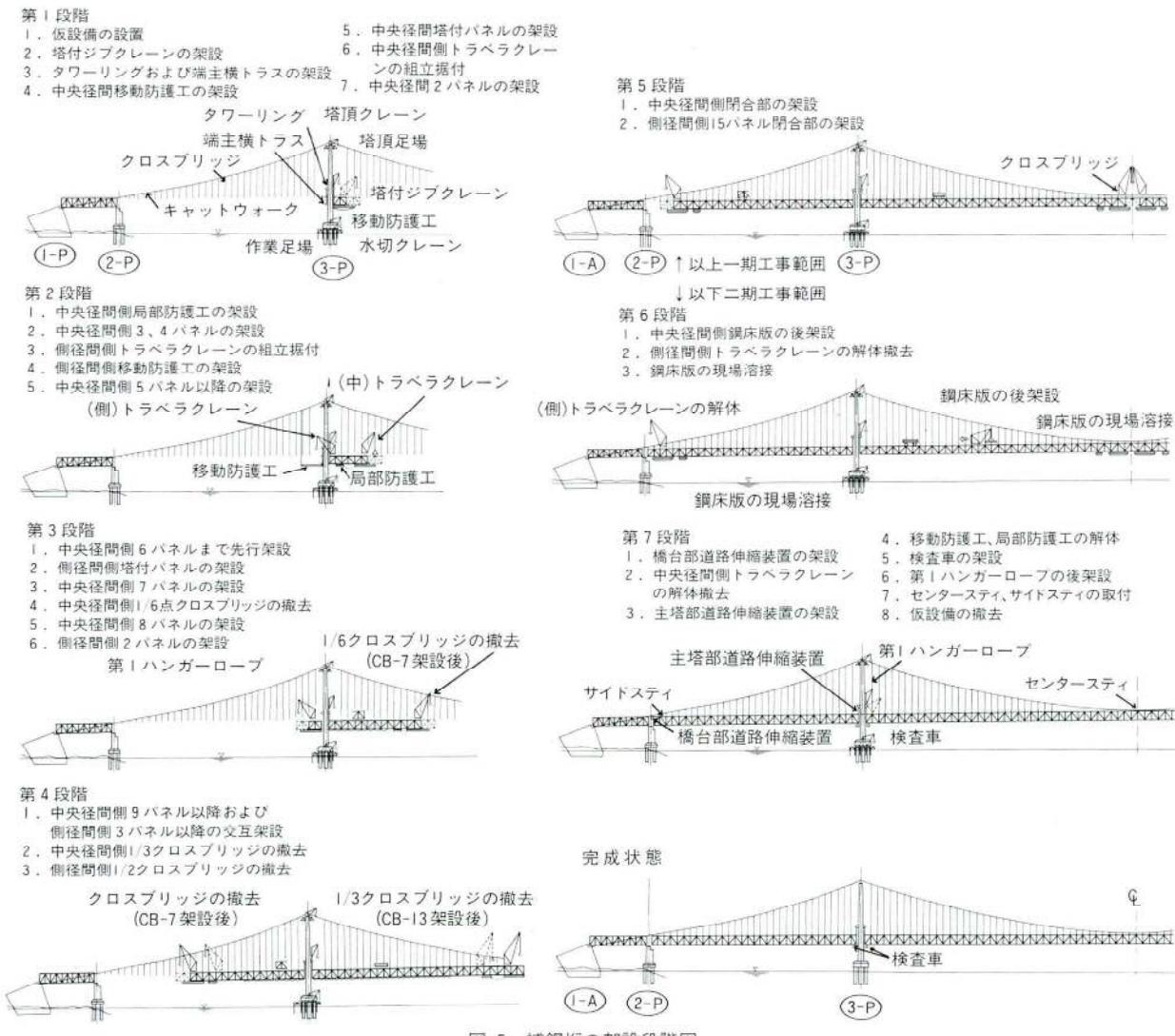


図-4 部材水切・仮置要領

作業は南流時間帯（約6時間）で行わねばならないといふ限られた時間での作業であった。また、潮の流れは、約14日サイクルで変化し、転流時刻も約40分ずつ遅れてくる。このため水切作業の可能日は14日のうち約8日程となり、両径間の平行架設時にはこの8日の間に2回の水切りが必要であった。海上作業足場は1ブロック分の仮置スペースしかなく、2回の水切を行うには架設作業との綿密な連係が要求された。部材の曳航、水切状況を写真-1、2に、部材水切、仮置要領を図-4に示す。

6. 補剛桁の架設

図-5に架設段階図を示す。



力不足から中央径間の瀬戸内海側を塔付ジブクレーンを用い、他は端主横トラスの一括吊上げに用いる滑車、ワイヤーロープ、ワインチから成る吊上げ設備を使用した。

(b) ウィンドタング

ウィンドタングは、端主横トラス一括架設時に上弦材の所定位置に仮固定しておき架設完了後、主塔部との添接を行う方法とした。

(c) 端主横トラス（写真-4）

端主横トラスは、一括架設案と単材架設案について設備上の問題として検討した結果、架設機材（15t ウインチ、150t 大型滑車等）の手配がつき、かつ、作業の安全性、組立精度、工程面でメリットがあると判断し一括架設とした。

一括架設用の吊上げ設備は、メインケーブルに仮設用ケーブルバンドを取り付け、これに6車×7車のブロックを設け、ワイヤーロープ（33.5φ）の繰込みを15t ウインチで巻き取る設備である。塔付ジブクレーンの架設にも使用出来る位置に設置した。

(2) 塔付パネルの架設（写真-5）

塔付パネルは作業下面の安全防護設備である下面移動防護工の仮吊り架設後引き続き行った。

中央径間側の架設は塔付ジブクレーンで、側径間側はCB-6架設と並行してCB-1上に組立てた側径間用トラ

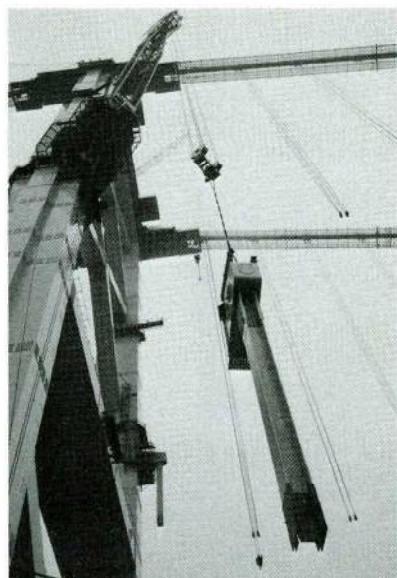


写真-3 タワーリンクの架設

ペラクレーンで架設した。

主構トラスの面材架設は、既架設の端主横トラスが自重の関係で鉛直線に対して塔側に傾き、取付ける第1、第2ハンガーも所定位置より高い場所にあるため、まず、吊上げた部材はハンガーソケットと仮セットを行った後、上弦材の上フランジの仮添接を行った。次に下弦材に設けた呼び込み設備で引寄せて各弦材の添接を行った。

なお、太平洋側の第1ハンガーは部材の取込みに支障を来すので、架設前に仮撤去した。側径間側の再取付は塔付パネル架設後に、中央径間側は塔付ジブクレーンの撤去解体後に行った。図-6に中央径間の架設フローチャートを示す。

(3) 中間パネルの架設（写真-6、図-7）

架設の進捗に合わせ順次海上作業足場上に水切りし、仮置きした各部材を、塔付ジブクレーンで橋上へ吊上げ、太平洋側の鋼床版上に設備した部材運搬台車で架設先端



写真-4 端主横トラスの一括吊上げ架設



写真-5 中央径間塔付パネルの架設

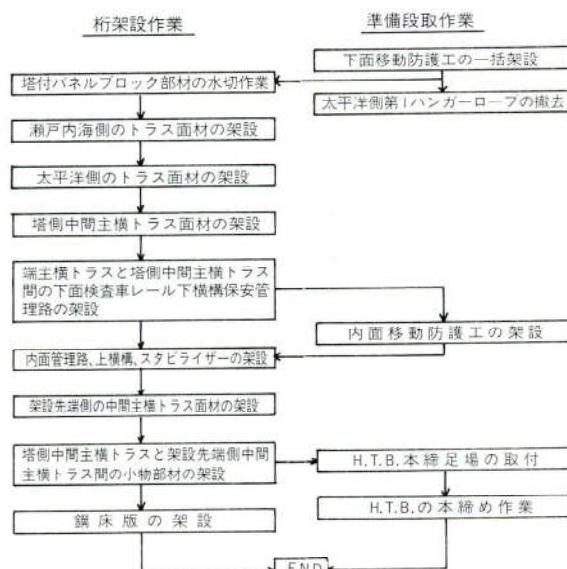


図-6 中央径間塔付パネルの架設フローチャート

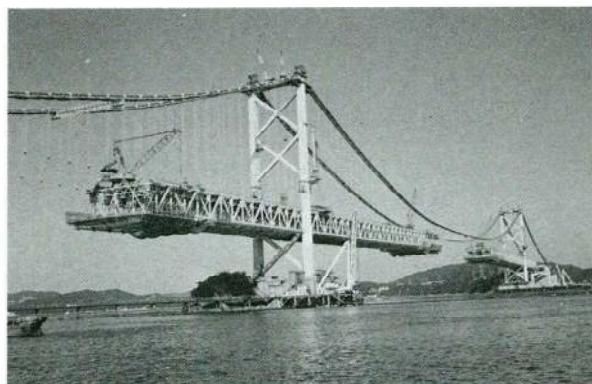


写真-6 中間パネルの架設

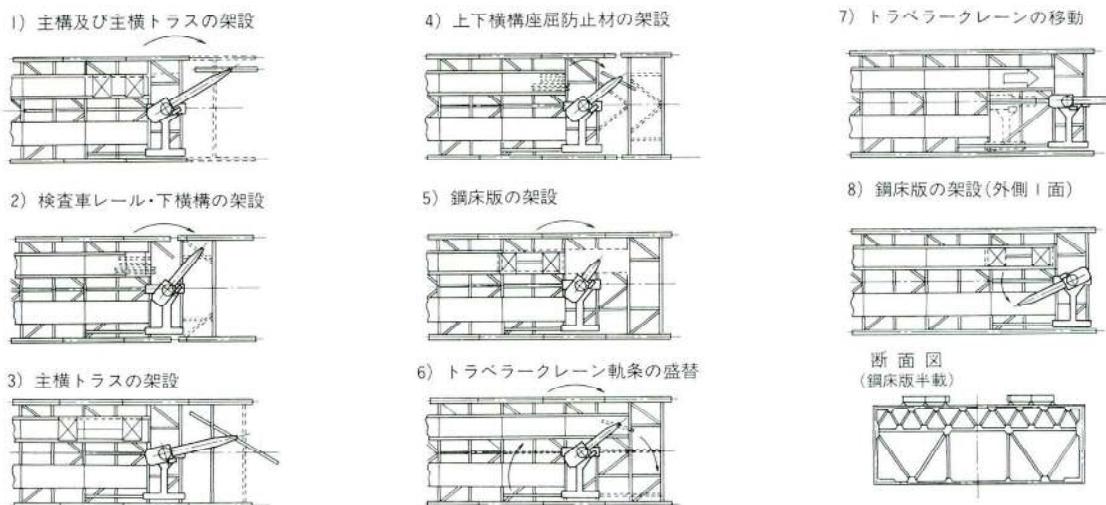


図-7 中央径間中間パネルの架設順序

まで運搬する。部材は架設先端のトラベラクレーンで吊込み、所定位置へ架設することで1サイクルの架設工程を完了する。

前述のとおり、中央径間はCB-6まで側径間の架設に先立ち施工した。この間、側径間では下面移動防護工の架設、トラベラクレーンの組立、塔下部水平材上架台設備の設置等の準備工を行った。以後SB-1、CB-7、CB-8、SB-2の順で架設し両径間の並行架設に移った。

(a) 主構面材の盛替架設

架設の進捗とともに吊材長が短くなり、トラベラクレーンのブームがキャットウォークやメインケーブルに接触するようになると、主構トラスの架設は架設位置に直接吊込みができない。このためにいったんメインケーブルに主構面材を仮吊りした後、吊天秤や台付ワイヤー等の吊具設備を取替えて再吊込みを行う盛替架設を行った。図-8に盛替架設区間を示す。

盛替架設はメインケーブルからの仮吊り方法と再吊込み方法によって3タイプに分けて施工した。各タイプの仮吊り方法は下記のとおりである。また、盛替架設時には盛替タイプを簡便にするためと、キャットウォークの床面開口、復旧を少なくするため、トラベラクレーンのブーム継ぎ足しを行った。ブーム継ぎ足し長は各径間とも6mで、ブーム継ぎ足し時期は中央径間がCB-8架設完了後、側径間はSB-8の太平洋側主構面材の架設後に行った。

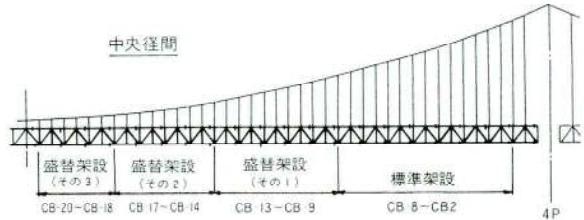


図-8 中央径間における主構面材の架設方法区間

盛替タイプ

盛替架設（その1）：本ハンガーを利用し仮吊りした後、クレーンのフックブロックをキャットウォーク床面の開口部より吊下げ再吊込みを行う。（写真-7）

盛替架設（その2）：メインケーブルに仮バンドを取付けて仮吊索を足らし仮吊りした後、天秤を取り替えて再吊込みはキャットウォークを跨いで吊込みを行う。（写真-8）

盛替架設（その3）：盛替架設（その2）と同様な仮吊り設備を施すが、仮吊索は架設直下に移動防護工があるため必要以上に長くできない。したがって仮吊索に盛替を容易にするためキャットウォーク内側を縮小する。また、盛替架設（その2）の再吊込み方法は、メインケーブルと上弦材との間隙が少ないためできず、天秤設備も変更する。（写真-9）



写真-7 盛替架設(その1)キャットウォークの開口



写真-8 盛替架設(その2)

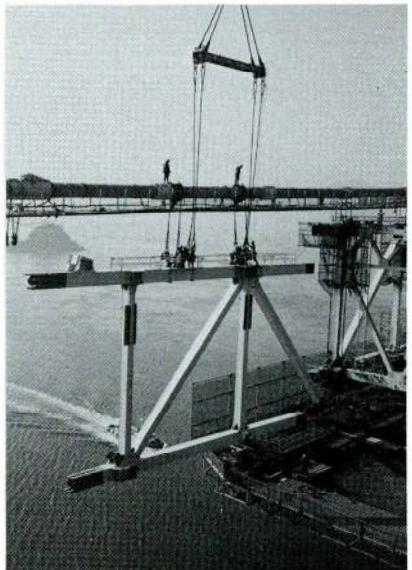


写真-9 盛替架設(その3)

(b) 架設サイクル日数

補剛桁1ブロックの架設サイクル工程は、次のブロックを架設するための準備作業として、架設機材の盛替、移動固定も含まれるが、主構標準架設区間でネット12日、盛替架設区間で9.5日で施工している。盛替架設機材の段取替え等作業量が増えたにもかかわらず盛替架設区間が早くなった理由は、作業員の熟達、吊材引込手順の変更、作業マニュアルの確立等によるほか、 $\frac{1}{2}$ 、 $\frac{3}{4}$ の架設完了に伴うレーザー調査という外的条件に拘束され、突貫作業に近い施工を余儀なくされたことに起因するも

のである。図-9に中央径間の架設サイクル実績工程を示す。ちなみに計画架設サイクル日数は標準架設を9日、盛替架設は10日であった。

(4) 閉合部の架設

昭和58年1月準備工に着手後、同6月の中央径間第2ブロック(CB-2)からサイクル架設を繰返した補剛桁架設は、昭和59年3月21日に中央径間を、4月27日に側径間の主構閉合を行った。

(a) 中央径間

部材搬入は輸送上、全て4P側で水切りして架設先端へ供給した。架設は図-10に示す順序により行い、主構

部材は単材で架設し、他の部材は閉合部以外の作業と大きな差はない。

架設に先立ち、CB-20ブロックの架設完了後閉合部の形状測量を行った。表-4の測量結果に示すように桁先端部の形状は前下がりであり、弦材間の開き量は上弦材側で南北平均値で約70mm、下弦材側で同じく約10mm狭かった。この状態では架設ができないため、3P、4Pともそれぞれの塔水平材より縦引きを行った。縦引き量は平均50mmのワーキングスペースを確保するため約120mmとした。そのときの力は片主構当たり30t以下で充分であった。

レベル調整は、トラベラクレーンの移動と吊材引込装

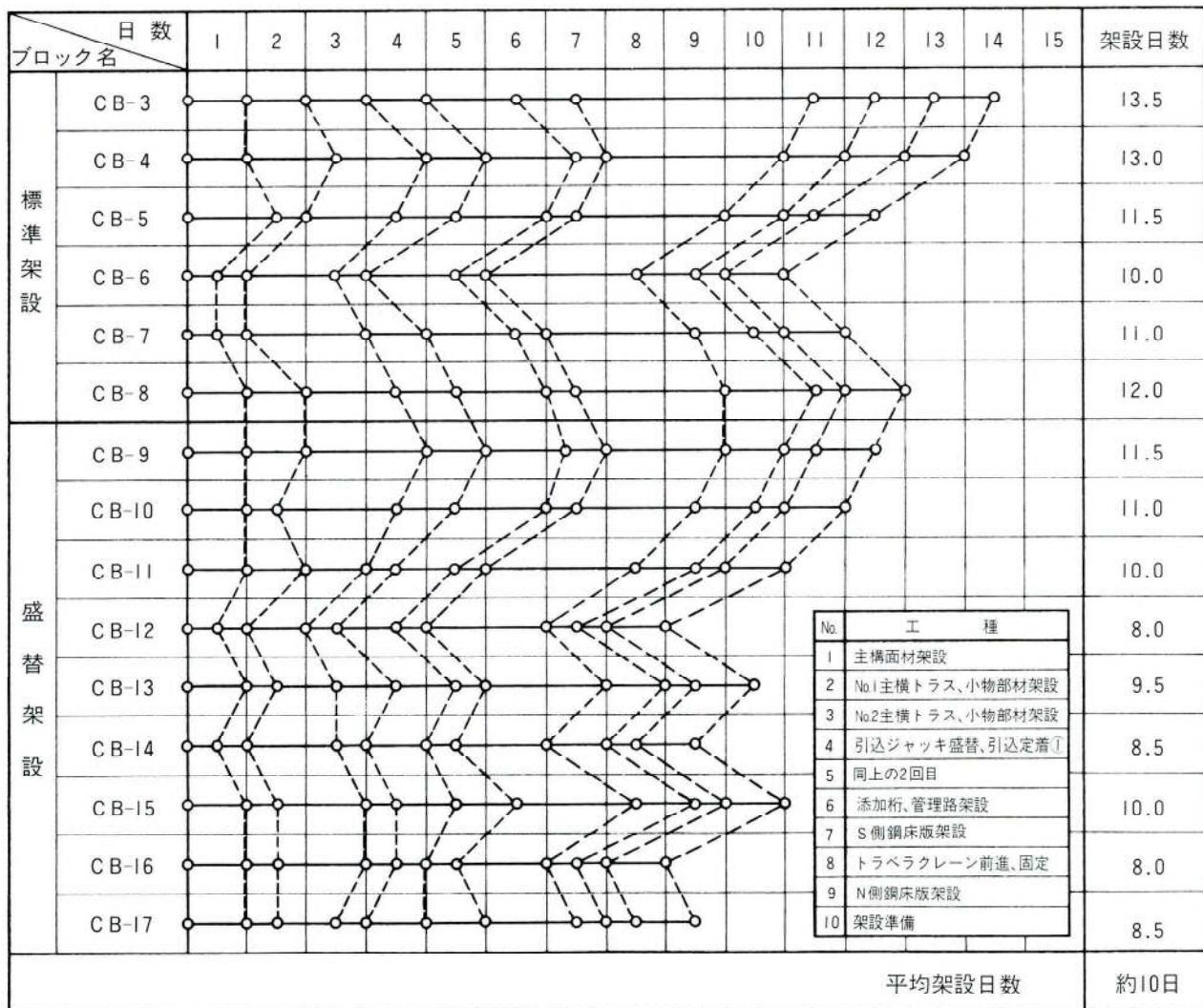


図-9 中央径間の架設サイクル実績工程(ネット)

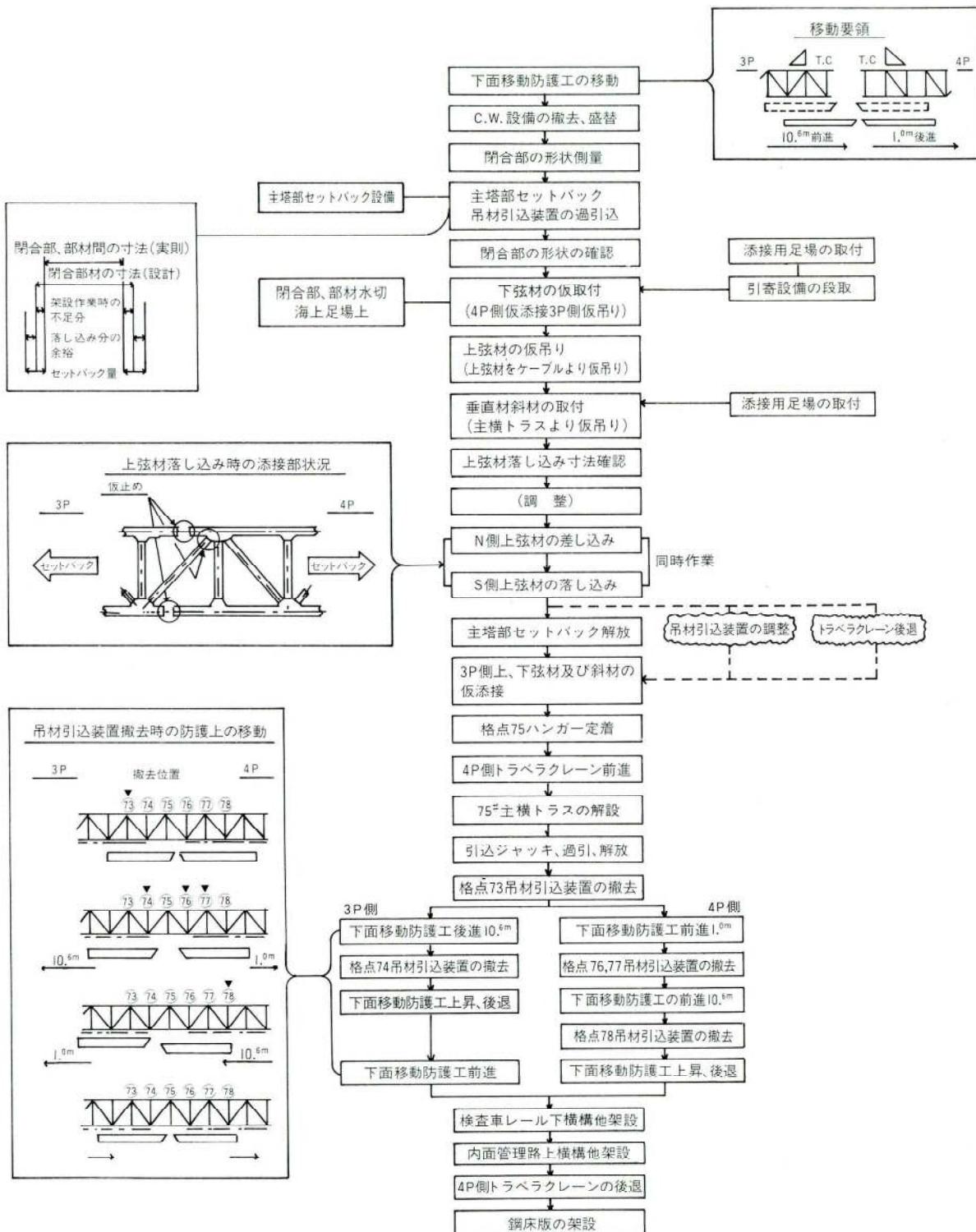
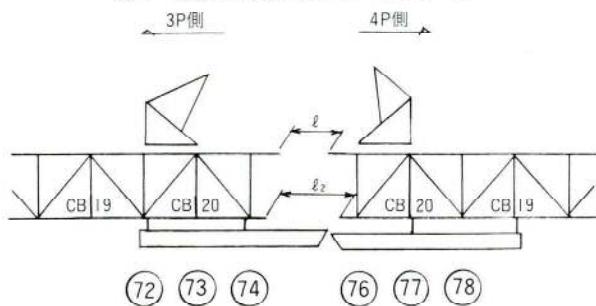


図-10 閉合作業手順

表-4 形状側結果とセットバックデーター



| 格点 | S側 | N側 |
|----|------------|------------|
| | 76Sを0としたとき | 76Sを0としたとき |
| 78 | +17 | -69 |
| 77 | +8 | -84 |
| 76 | 0 | -102 |
| 74 | +75 | -25 |
| 73 | +93 | -6 |
| 72 | +112 | +20 |

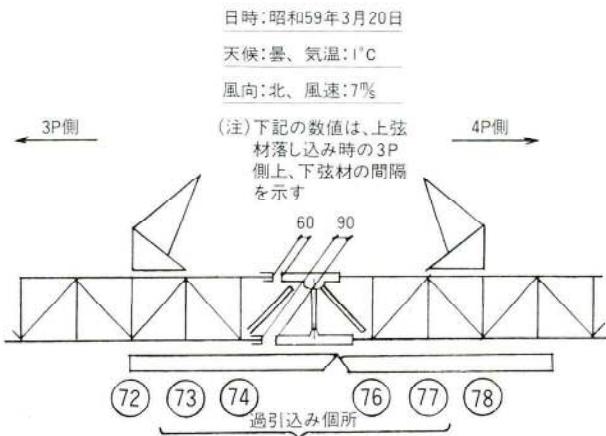
| | | 部材長との差 | 部材長との差 |
|----|---------|--------|--------|
| N側 | セットバック前 | -93 | -22 |
| | セットバック後 | +22 | +91 |
| S側 | セットバック前 | -50 | +8 |
| | セットバック後 | +60 | +115 |

置による過引込みで行った。表-5に上弦材落とし込み前の架設形状を示す。

図-11に示すように主構部材は、まず下弦材より架設し4P側を添接、3P側は添接せず主横トラスより仮吊りした。次に垂直材、斜材の架設の前に上弦材をメインケーブルに仮吊りしたが、これは垂直材、斜材を架設した後では、上弦材とメインケーブルとのクリアランスが小さくて上弦材の払い込み架設が不可能であったため、この作業手順とした。同様に中央部のキャットウォークのクロスブリッジ及び床面は架設前に撤去し、メインロープ6本は束ねてメインケーブル下に固定した。

上弦材の仮吊りに引続いて、垂直材の建込み、斜材の架設を行った。斜材は主横トラスよりたわみ防止のステイロープを取付けた。上弦材の落し込み架設は工事関係者や報道関係者の見守るなか、3Pおよび4Pのクレーンを使用し、南北同時作業とした。落し込み完了後、4P側の仮添接を行い、その後セットバックを解放し3P側の上下弦材の仮添接を行って主構閉合のセレモニーを完了した(写真-10)。南北主構高に約60mmの高

表-5 中央径間、閉合前桁形状



過引込み量

| | 73 | 74 | 76 | 77 |
|---|----|-----|-----|-----|
| S | 15 | 140 | 131 | 109 |
| N | 31 | 165 | 146 | 121 |

(注) 3P, 4P側とも主ケーブルと、ステイ金具との間隔が10mmであり、これ以上の過引込みは、不可能である。

| | S側 | N側 |
|----|------------|------------|
| | 76Sを0としたとき | 76Sを0としたとき |
| 78 | -5 | -100 |
| 77 | -3 | -98 |
| 76 | 0 | -108 |
| 74 | +65 | -47 |
| 73 | +76 | -36 |
| 72 | +83 | -20 |

(注) N-Sラインの76, 74格点で約60mmの高低差が生じたので閉合時、3P側でNSとも過引込みをもどした。

低差が生じたが3P側の添接作業及びこの後の主横トラス架設等には何ら支障なくスムーズに行うことができた。しかしこの高低差は架設後も残存した。

主構閉合後、格点75のハンガ一定着を行って主横トラスの架設をした。この後、小物部材架設前に各吊材引込装置の撤去回収を行って残部材の架設、キャットウォーク床面の修復をして閉合部の架設を終えた。

(b) 側径間

中央径間の閉合から約1ヶ月後、側径間の閉合作業を行った。立地条件によるパネル割の関係上、4P側は1パネル、3P側は2パネルの閉合架設となった。作業は図-12のフローチャートに示すとおり、準備工としてキャットウォークの縮小、エンドリンク、ウインドティングの据付け、桁の上げ越しを行った。図-13に計算値の上げ越し量を示す。準備工の完了後、主構部材の単材架設、HTBの締付けを行い、次に吊材引込装置によるジャッキング操作で桁を降下してエンドリンクとの添接をし

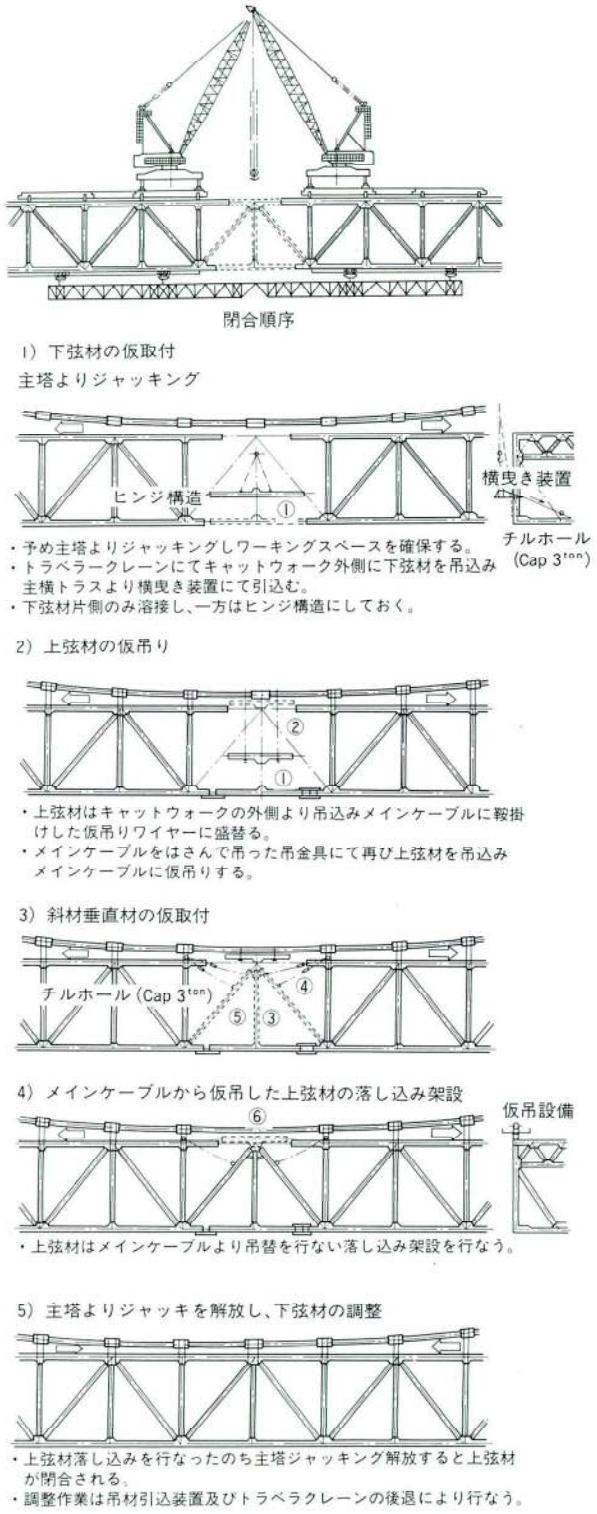


図-11 中央径間の閉合

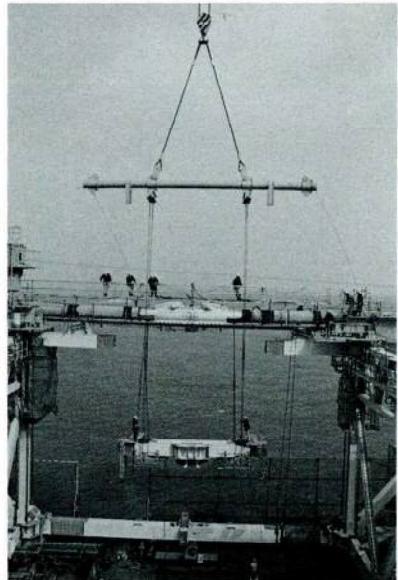


写真-10 中央径間閉合部の架設

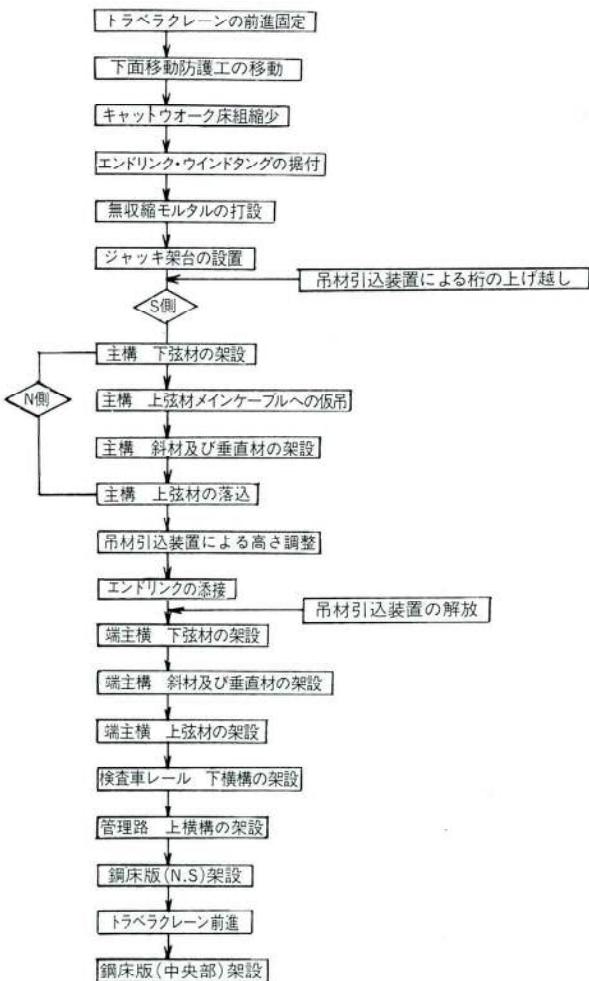
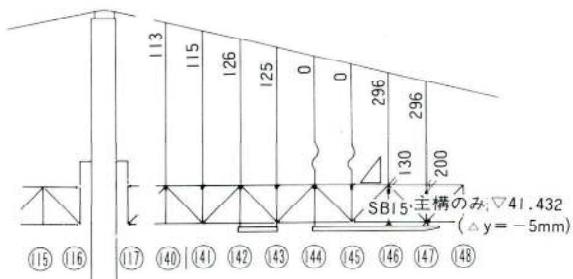


図-12 側径間閉合部(5A)作業手順



| ハンガー張力変動量(t) | | | |
|--------------|---------|-------------------|-------------------|
| 格点 | 全て定着の場合 | 147 100mm 過引込み | 146 100mm 過引込み |
| ⑭ | 284 | 130 | -139 |
| ⑮ | 232 | -139 | 191 |
| ⑯ | 210 | -2 | -46 |

図-13 桁の上げ越し量計算結果

た。写真-11に上弦材の架設要領を示す。主構形状を決めた後、端主横トラスの架設に移行し、重量の関係から単材で架設した。弦材は工場地組としたが、下弦材が約38t、上弦材が約35tであった。

側径間の閉合部は他工事の構造物との取合い部でもあり施工誤差の累積が心配されたが、大きな誤差はなかった。

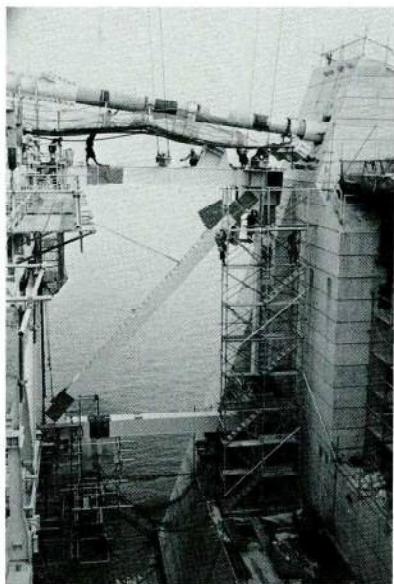


写真-11 側径間閉合部上弦材の架設

7. 吊材の引込み

(1) 概要

既架設の補剛桁より張出し架設した補剛桁と、メインケーブルとの間隔が吊材長より大きいため、その間隔を引き締める作業である。

前号で報告したが本架設工法の吊材引込みは大きな張力を必要とするため、有ヒンジの逐次剛結工法にはみられない世界最初の試みである本吊材を使用する直接引込み法の多格点引込み方法とし、引込み格点は応力上中央径間は3格点、側径間は2格点を必要とした。

このため、1ブロックのサイクル架設のなかの引込み作業は、架設、引込み、定着とはならず、サイクル架設毎に架設先端の吊材長を調整し定着していく方法とした。その要領を図-14に示す。

したがって吊材引込装置は、施工性と安全上から高度なジャッキ制御仕様が必要であった。

(2) 吊材引込装置

(a) 設備構成

本装置の構成は1格点あたり、4台の引込みジャッキを配置したジャッキング設備、移動防護工に設置する油圧ユニット、制御盤兼操作盤の主要設備、ジャッキ架台、仮吊材とカップラー設備、ハンガーロープガイドアームとガイドフレーム設備およびジャッキ台車設備の付帯設備より構成した。

(b) ジャッキング設備

使いやすさから、ロック機構を無負荷で制動出来る特徴をもつ締めバメ方式(BEAR-LOCK機構)のジャッキを使用した。図-15にジャッキ仕様を、図-16にジャッキ作動概要を示す。ジャッキ能力はハンガー耐力(架設時安全率=2.4として417tの1/4)で決めた。

(c) 油圧ユニット設備

1格点4台のジャッキを4分岐金具で接続し、手動バルブ操作によるジャッキ単独操作、制御盤操作による1格点操作および2~3格点操作が各々できるユニット機構とし、南北主構に設けた。図-17にユニット構成図を、図-18にユニット仕様を示す。

(d) 付帯設備

1) ジャッキ架台(写真-12)

1格点4台のジャッキを桁下弦材に定着させるもので480tの荷重に耐え、ジャッキロッドと仮吊材

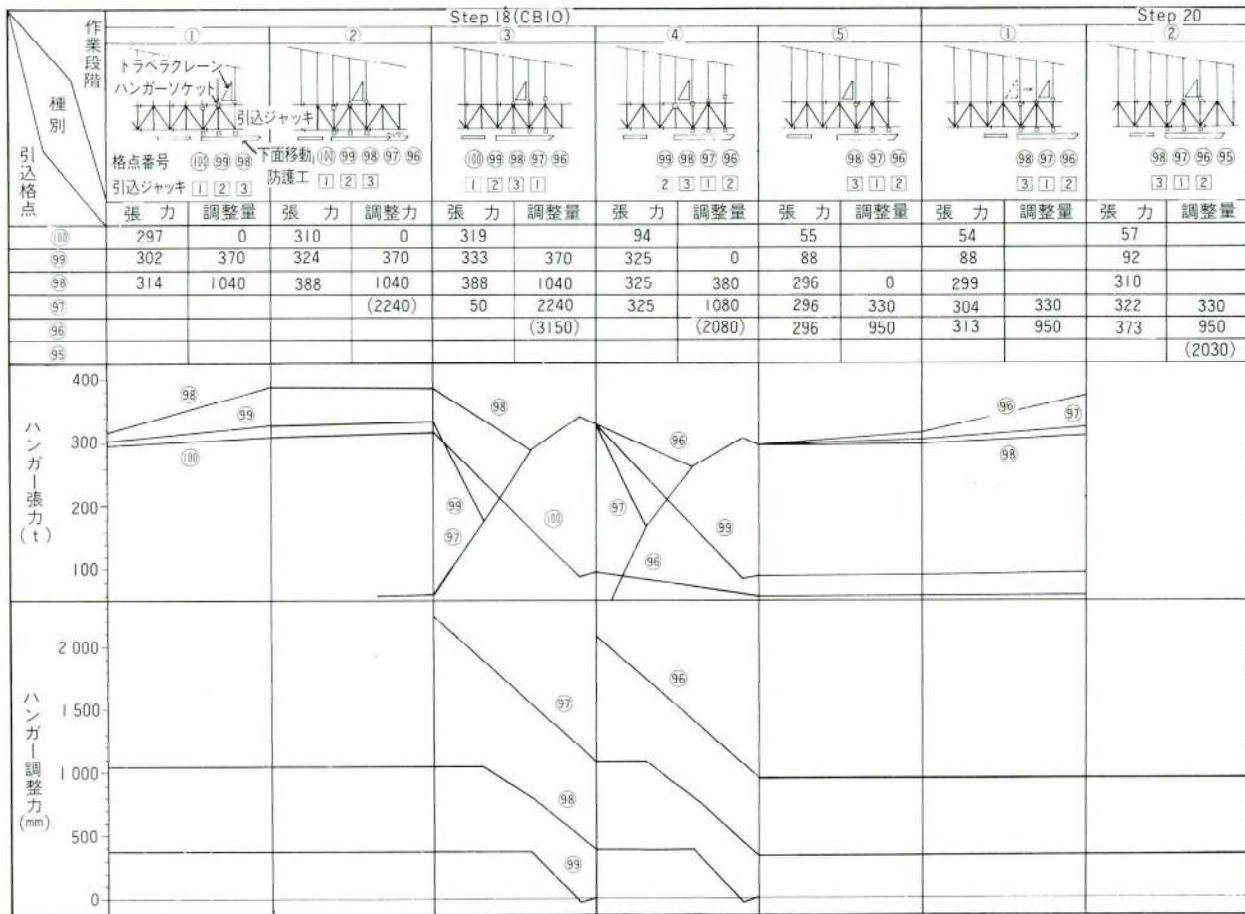


図-14 ハンガーハンダム基本要領図

との着脱作業足場と、盛替時ジャッキ台車に定着する脚を備えたものである。ジャッキをセットした1組の重量は約10tであった。

2) 仮吊材及びカップラー

本設備は桁下弦材に取付けたジャッキと吊材を連結するもので、吊材と同等の耐力を有する仮吊り用ロープ（タイロープTR-255を使用）と、吊材、仮吊材およびジャッキロッドを繋ぐカップラーで構成した。なお、引込み時に吊材等の戻りトルクによ

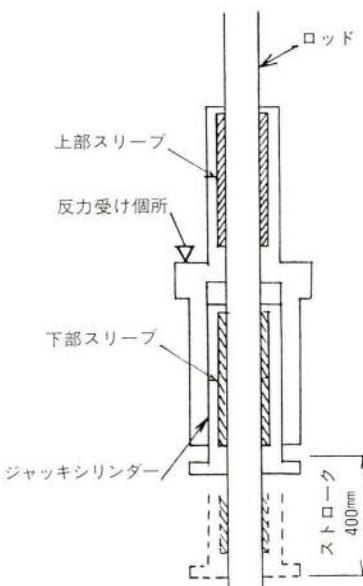
る自転を防止するため、ジャッキロッド、カップラー等に回り止め機構を考慮した。

3) ガイドアーム（写真-13）

各格点に下がっている4本の吊材の間隔を保持しながら、桁に対し直角に引込むガイドの役目を果たす設備で、引込み時はアームに吊材を固定し、引込みと同時にスライドする機能を備え、架設形状の変化による桁勾配のいづれにも使用できるよう盛替可能とし、引込み完了後は吊材をかわすために開閉機

| | |
|---------------------|---|
| 1. シリンダー出力 | 105 000kg·f |
| 2. シリンダーストローク | 400mm |
| 3. シリンダーピストン径 | 270φ |
| 4. シリンダーラム径 | 250φ |
| 5. シリンダー圧力 | 300kg·f/cm ² |
| 6. ロッド径 | 150φ |
| 7. 油・温 | -20°C~60°C |
| 8. 作動油 | タービン油40相当 |
| 9. 速度 | 1格点の場合 42mm/min (4台連動上昇時) |
| 10. シリンダーバイロットチェック付 | |
| 11. ロック方式 | 繰りバメ方式(BEAR-LOCK機構) ロック力 120,000kg·f(片スリーブ当り) アンロック圧力 500kg·f/cm ² ロッドストローク 2,500mm |

図-15 引込ジャッキ仕様



| 各部名称 | 作動状態 | |
|-----------|-------|-------|
| 上部スリーブ | アンロック | ロック |
| 下部スリーブ | ロック | アンロック |
| ジャッキシリンダー | 伸びる | 縮む |
| 補剛桁の状況 | 引込中 | 盛替中 |

図-16 引込ジャッキ作動概要図

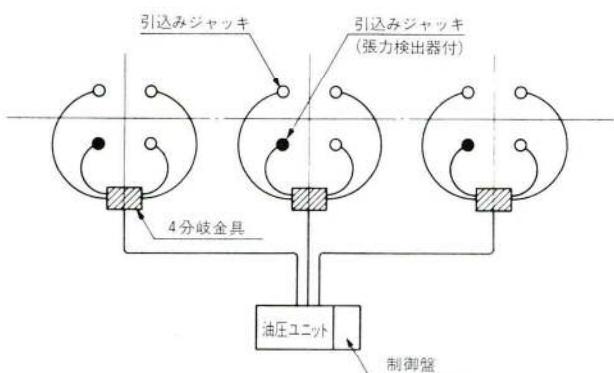


図-17 中央径間ユニット構成

| | |
|----------------|--|
| 1. モーター | 5.5kW×6P全閉×200V~220V |
| 2. モーター | 7.5kW×6P全閉×200V~220V |
| 3. ポンプ(アンロック用) | 固定容量型フランジャーポンプ 吐出量 6.5ℓ/min (60Hz) 圧 力 500kg·f/cm ² |
| 4. ポンプ(引込み用) | 固定容量型フランジャーポンプ 吐出量 9.7ℓ/min (60Hz) 圧 力 300kg·f/cm ² |
| 5. オイルタンク容量 | ≈ 500ℓ |
| 6. その他 | 電磁弁、フレッシャースイッチ、ファン クーラー、圧力調整弁、圧力計、オイル ゲージ、エアーブリーザー、ラインフィ ルター、その他油圧機器1式付 |

図-18 ユニット仕様

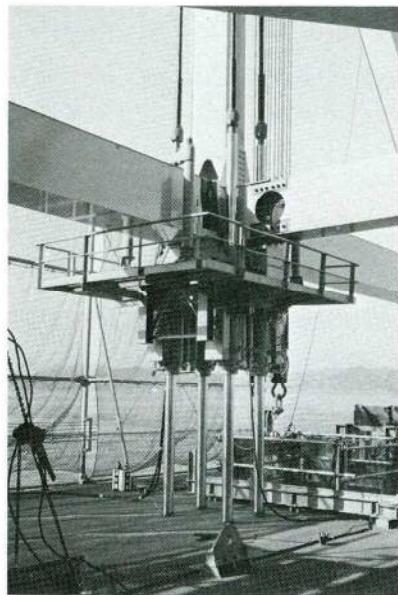


写真-12 ジャッキ架台

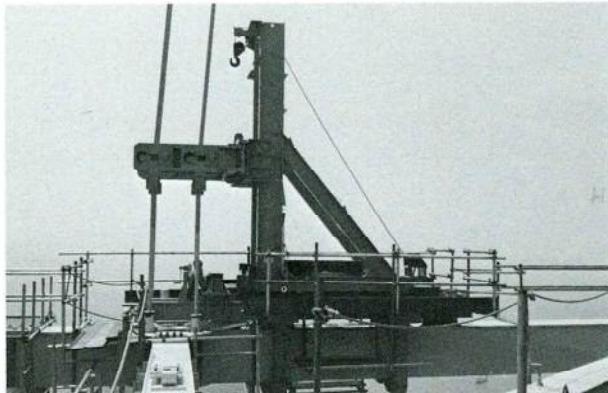


写真-13 ガイドアームとガイドフレーム

能等を具備した。

4) ガイドフレーム（写真-13）

前期アームを保持するもので、上弦材の吊金具用コネクションピースを利用して取付け、40t の水平力に耐えるものとした。吊金具ピースの取付位置は一定ではなく、また、桁勾配によりフレームの取付方向もかわるため、これらに対応できる取付構造とするほか、取付誤差による微調整機構等を具備した。盛替はアームと一緒に行った。

5) ジャッキ台車設備（写真-14）

ジャッキ架台と一体であるジャッキ設備を、引込み完了格点より盛替格点まで移動防護工上を運搬する台車と移動防護工上に設けた軌条設備で構成した。台車の移動は手巻きウインチで行った。なお、移動防護工はジャッキ設備盛替作業とジャッキロッドが移動時に邪魔をするため、約4.8mの昇降に対処し得る吊り装置を必要とした。（写真-15）

（3）引込み管理

引込み作業は図-8に示したように、各状態毎に求めた計算値を参考にして、張力管理を重視して行った。特に各格点の調整量がアンバランスになった場合、および4本のソケットの高さがそろわず、吊材定着の際の余裕引き量が大きい場合、引込み力が一時的に大きくなる。この場合も決して、吊材許容耐力を上まわることのないように張力での管理を行った。

定着格点の引込力と計算値の誤差は少なくなかったが、これは1格点4台のジャッキに対し張力検出器付のジャッキは1台であることと、3格点運動誤差と南北のアンバランスによるものが考えられる。誤差による引込み作業の支障はなかった。

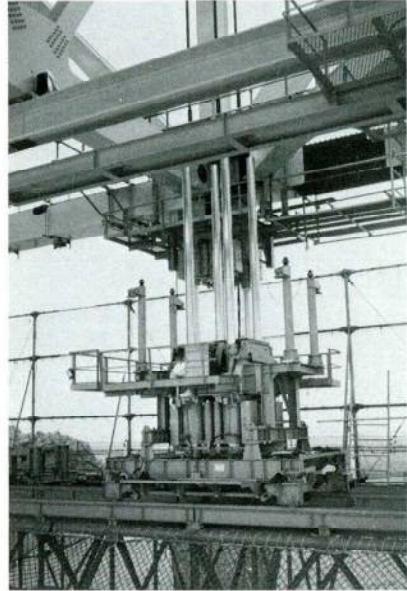


写真-14 ジャッキ台車



写真-15 下面移動防護工の下降と吊材引込装置の盛替

8. 工 程

工事受注（昭和56年3月26日）後、現地乗込み（昭和57年11月上旬）までの約1年と10ヶ月の間はJV組織、現場工事組織等体制づくりや、現場施工の詳細計画、大型架設機材の設計および製作手配等を行った。昭和56年4月～6月にはタワーブラケットの仕口形状測量、昭和56年7月～8月には塔付足場の取付けを行った。現地乗込み後は營繕、電力設備の設置、関係諸官庁への工事届出等を行って、昭和58年1月より本格的な現場作業に入り、塔下の仮設備・塔付ジブクレーンの設置等の準備工を終え、同年3月上旬から補剛桁の架設を開始し、昭和59年3月21日に中央径間、同年4月27日に側径間の主構の閉合をした。

当初の計画工程では端主横トラスの架設より主構閉合

| 工種 | 年 月 | 大鳴門橋補剛桁架設工事 実施工工程表 (4P側 中央径間) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|------------------------|--------|-------------------------------|---|---|---|---|---|----|---|----|----|----|---|----|---|---|---|---|---|---|---|----|----|----|---|---|---|---|---|---|
| | | 58 | | | | | | 59 | | | | | | 60 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 中央径間 | 1 | 2 | 3 | 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 |
| 仮設備工事 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 補剛桁の架設 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| S56 3/26 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 側径間 仮設備工事 補剛桁の架設 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

図-19 実施工工程表

まで約16ヶ月（稼働率60%）を考えたが、実施では約2ヶ月程早く終えている。補剛桁の架設サイクル日数が予定より長くかかったにもかかわらず短縮できた要因は、前号で報告した稼働率のきめ細かな算定結果が、台風やその他の気象条件に恵まれて結果的にカバーしたことや、大型架設機材の現地組立部材をブロック化し、工期短縮に努めたことである。図-19に4P側の実施工工程表を示す。

9. あとがき

本工事は今までにかってない厳しい気象・海象条件を呈する架設条件下にあるとの認識で、架設工程の決定ならびに架設設備の計画を行ったが、幸いに台風の襲来もなく予想以上の恵まれた環境のもとに工事ができた。

架設工法は、関門橋および因島大橋で採用した逐次剛結工法の特色をより生かした世界最初の無ヒンジ工法を採用し、吊材引込みは吊材を使用する多格点引込み方式

としたことが特徴としてあげられる。

これら新しい試みに対し、計画時点では設備面、工画面で一抹の不安はあったが、トラブルもなく無事故無災害でかつ工期短縮を計り、客先の御要望を満足する工事の完遂ができたことは、今後の長大吊橋架設工法のステップになることを確信してやまない。

終りに、工事完成に向けて適切な御指導と助言をいただいた鳴門工事事務所をはじめとする本四公団の方々、共同企業体関係各位と工事従事者の努力に対し、心から感謝申し上げる次第である。

〈参考文献〉

- 1) 大鳴門橋補剛桁架設工事共同企業体編：大鳴門橋補剛桁架設工事報告書（昭和60年6月）、架設計画検討書（昭和56年3月）、施工計画書（昭和58年）（いずれも未公開）

ケーブル式架設にロックアンカーを使用した施工例

木越俊夫*
阿部幸夫**

1. まえがき

荷内川橋は、岩手県下閉伊郡岩泉町を起点とした主要地方道の改良工事で、小本川を渡る橋長83mの中路式ローゼ桁橋である。架橋地の環境は図-1に示すように、左岸は地山を掘削した取付け道路があり、右岸は急斜面の崖のため橋台付近から隧道を予定し、架橋後にこの施工をおこなうことになっている。小本川は降雨による増水が著しい河川として知られており、架設作業を7月から10月の出水期に施工せざるを得ないことから、工

法はケーブルクレーンによる直吊り式を採用した。一般的に仮設ケーブルのアンカーはその設置個所が理想的でない場合でも経験的に、安全性や施工の容易さからコンクリートブロックの形をとることが多い。

本橋の左岸はこの形式で施工が可能であるが、右岸は急斜面であり地山が岩質と考えられたので、ロックアンカーの形式とした。ケーブル式の架設で、荷重を全てロックアンカーに載荷するため、耐力の算定と安全性の確認について慎重を期した。施工例も少ないとと思われる所以ここに報告する。

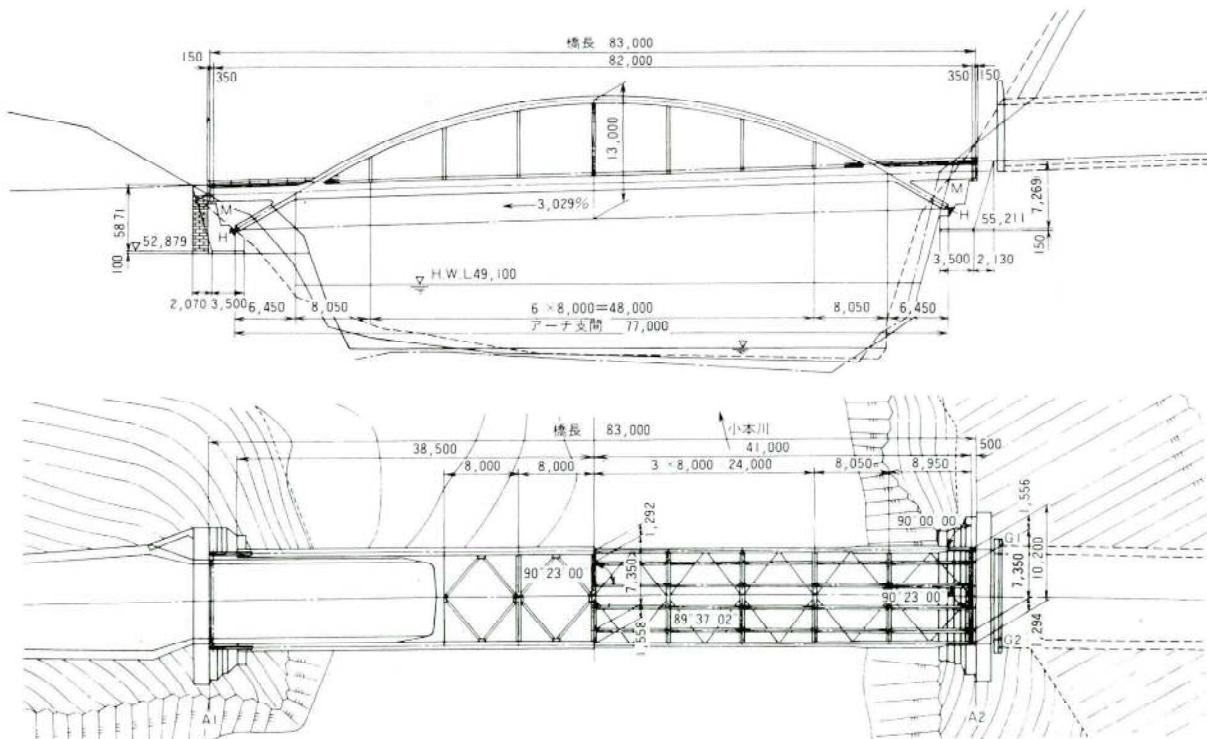


図-1 一般図

* 千葉工場工事部工事計画課長

** 千葉工場工事部工事課

2. 工事概要

発注先 岩手県

工事名 荷内川橋上部工工事

工事場所 岩手県下閉伊郡岩泉町地内

工期 昭和59年5月21日～昭和60年1月15日

形式 中路式ローゼ橋

橋格 1等橋

橋長、中員 83.0m、8.0m

鋼重 約295t

施工範囲 製作～架設

3. 架設の概要

図-2に示すように、仮設備として左右両岸の門形鉄塔にケーブルクレーンと直吊りケーブルを張り、左岸側の控索はコンクリートアンカーに、右岸側はロックアンカーに固定した。

橋体の組立ては左岸方よりケーブルクレーンで部材を吊り込み、補剛桁、垂直材、上弦材の順序で左右から中

央に向かって行う。アンカーに作用する荷重は上弦材の閉合直前で最大となり、1主構について左岸で206.4t、右岸は203.2tである。中間支点の沓と脚は架設中のケーブルの変形が大きいため閉合後に固定した。閉合時の組立誤差は支間中央部で高さ方向で-10mm、支間長で-2～-6mmが生じたので夫々修正した。

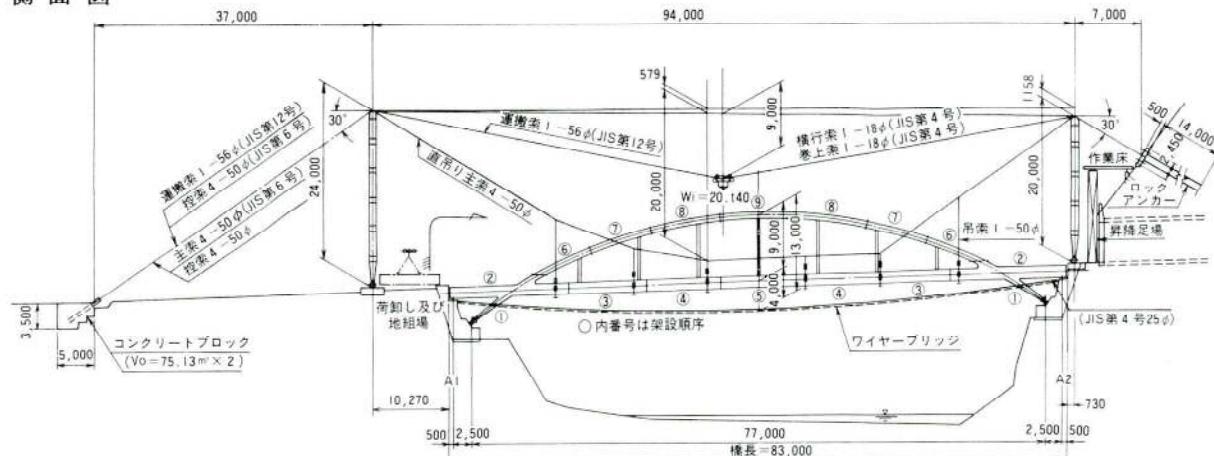
4. ロックアンカーの施工

(1) 構造

ロックアンカーとアンカーフレームは図-3に示す構造とした。1主構当りの控索張力は外径45.6φのPC鋼線のより線(SEEEストランド、F-160)4本で地山に伝達する。ストランドはボーリング機械で地山を削孔して挿入し、定着長の範囲のみセメントミルクを圧入した。ストランド頭部のマンションにはねじ加工がされており、ナットでアンカーフレームを固定した。

アンカーフレームの設計に当たっては各控索の角度が架設段階毎に上下方向に変化し、また搭頂サドルから平

側面図



平面図

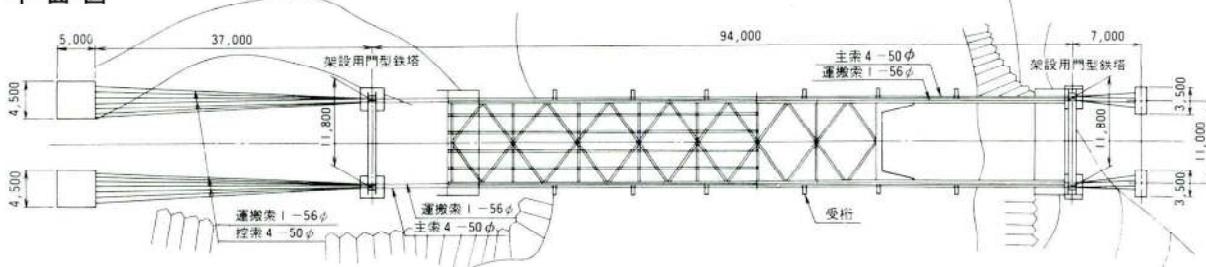


図-2. 架設要領図

面的にスプレー状に開くためピン構造とした。載荷前にテンションジャッキで各ストランドの引張試験と確認試験を行うためアンカーフレームのコンクリートベースは約90tの反力で設計した。

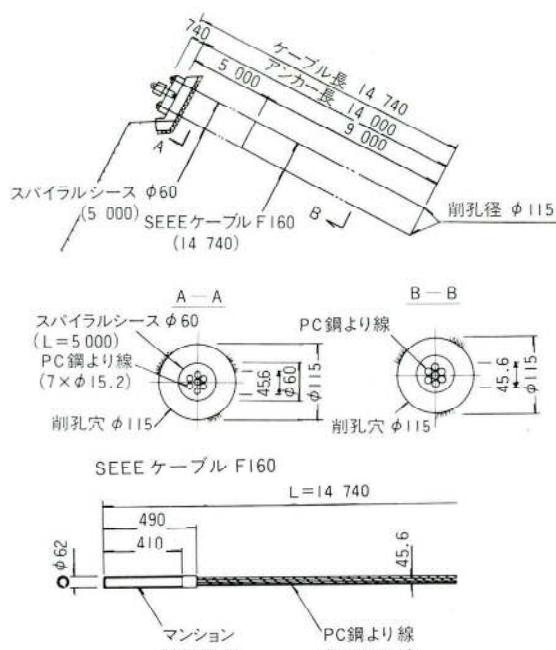


図-3. ロックアンカー

(2) PC鋼線の断面

PC鋼線は複合より線のSEEEストランド(7×φ15.2)を使用した。

$$\text{公称径 } d = 45.6\text{mm}$$

$$\text{引張強度 } P_u = 161.7\text{t}$$

$$\text{許容引張強度 } P_a = \frac{P_u}{F_s} = \frac{161.7}{2.0} = 80.8$$

$$\text{安全率: } F_s = 2.0$$

1主構当りの控索張力は $\Sigma T_b = 203.2\text{t}$ となりこれを4本のPC鋼線で分担する。1本当りの設計張力 P_o は偏心荷重として20%の割増しを考慮した。

$$P_o = \frac{\Sigma T_b}{h} \times 1.2 = \frac{203.2}{4} \times 1.2 = 61.0\text{t} < P_a$$

(3) PC鋼線の定着長の検討

アンカーベンチの設計は土質工学会の「アースアンカーワーク設計施工基準」に準拠した。土質条件は施工を含めて調査を専門業者に依頼し、その結果アンカーベンチの岩

質は石灰岩と判断した。更にボーリングの時点できを確認し、表面から新鮮な岩までの非定着長の範囲(PC鋼線が単に貫通しているだけで地盤に対して力の伝達が行われていない部分の長さ)を5.0mと推定した。設計張力に抵抗するPC鋼線の定着長は、①注入材(セメントミルク $\sigma_{CK} = 160\text{kg/cm}^2$ 以上)と地盤との摩擦抵抗力と、②注入材とPC鋼線の付着力、のいづれかによって決る。摩擦による定着長は、

$$\ell_1 = \frac{F_s \cdot P_o}{\tau_{ta} \cdot \pi \cdot D} = \frac{4.0 \times 61.0 \times 10^3}{14 \times 3.14 \times 11.5} = 483\text{cm}$$

ここに、 F_s : 安全率

P_o : 設計張力

τ_{ta} : 地盤と注入材の摩擦抵抗 (kg/cm^2)

D : 割孔径

付着による定着長は

$$\ell_2 = \frac{P_o}{\tau_{ta} \cdot \pi \cdot d} = \frac{61.0 \times 10^3}{13 \times 3.14 \times 4.56} = 328\text{cm}$$

よって、必要定着長は4.83mとなるが4本のPC鋼線が隣接することによる耐力の低減と、注入、加圧、および削孔の施工上の影響を考慮し、定着長は9.0mとした。

(4) 施工要領

施工順序は図-4に示すとおりである。地質は削孔中のエアの吹上りとスライムの状態で判断した結果によると、地表により3.0~4.0mの範囲は亀裂の多い地質であるが、その他はおおむね安定した地盤であることが確認された。削孔はロータリー式削孔機で深さ14.0mまで削孔した。

1日当りの削孔長は約20.0mで8本の削孔に6日間を要した。PC鋼線のストランドは先端の定着部をバラして付着力を増すようにし、又自由長さ部分はストランドを被膜し、注入材との付着を絶縁した。注入圧は2.0~6.0 kg/cm^2 である。

作業の準備からPC鋼線の定着までは、11日間の工程であった。

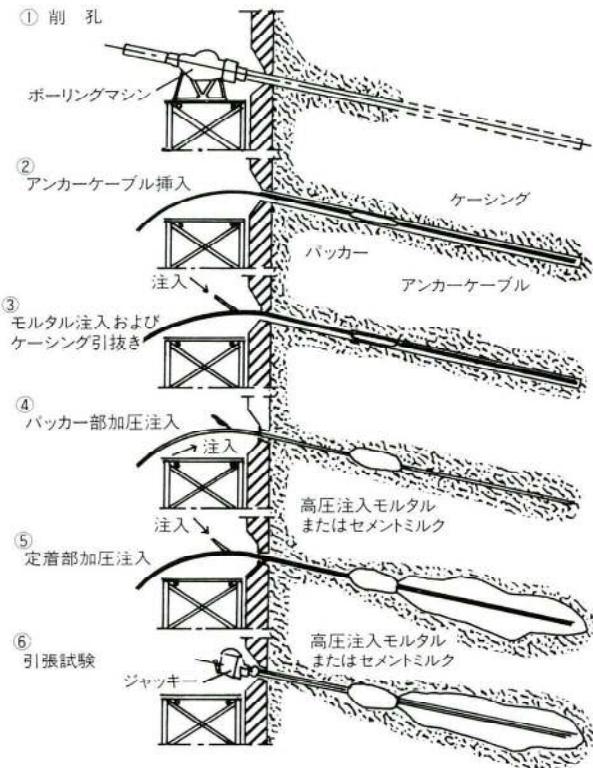


図-4 フリーバッカーを用いたグラウト注入アンカー¹⁾

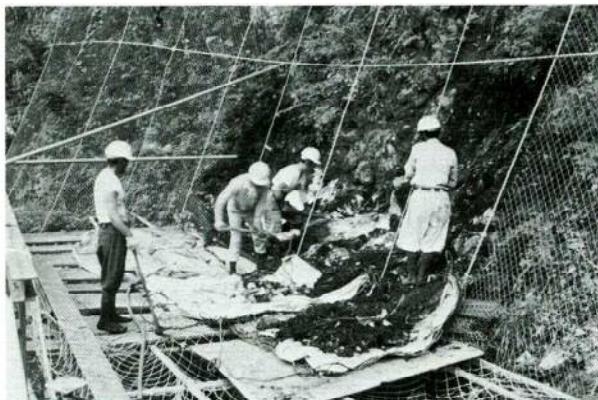


写真-1 表土の切削状況

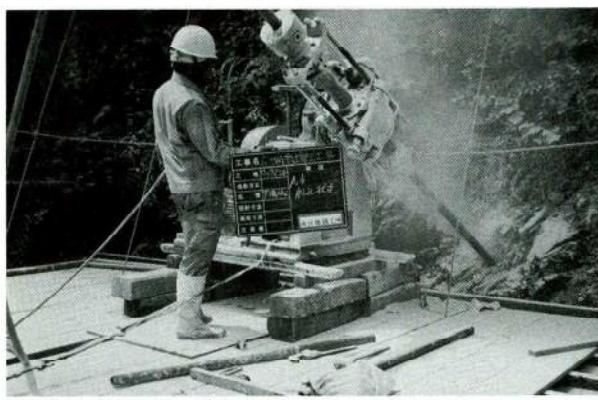


写真-2 アンカー孔の削孔状況

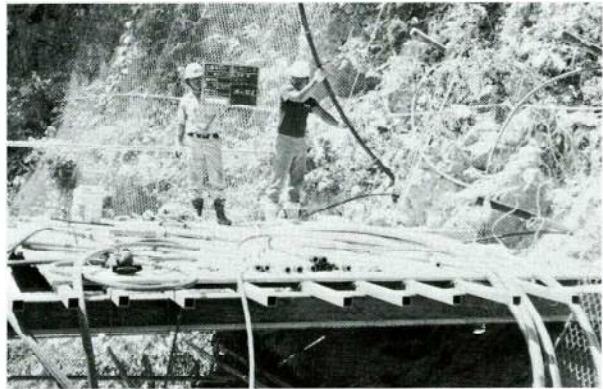


写真-3 引張材(SEEE)ストランド・ケーブルの挿入状況

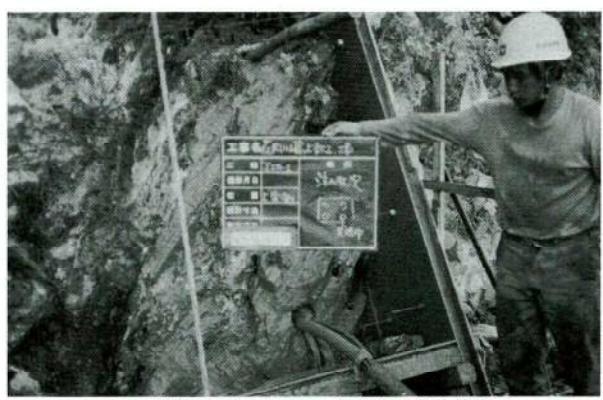


写真-4 セメント・ミルクの注入状況



写真-5 テンションジャッキによる引張試験の状況

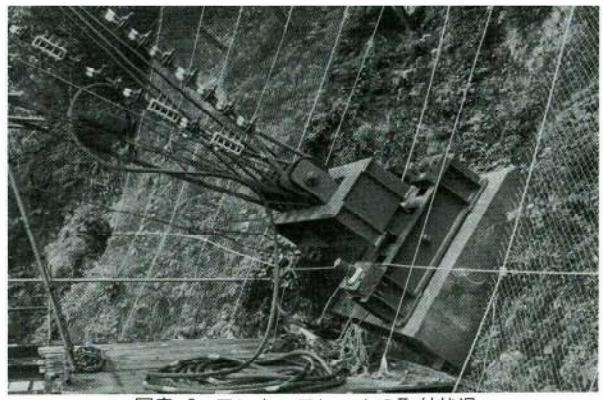


写真-6 アンカーフレームの取付状況

(5) 引張試験及び確認試験

定着後の安全性の確認は実際にPC鋼線に設計張力の1.2~1.3倍の荷重を段階的にかける引張試験と、1.0~1.2倍の荷重を1回だけかける確認試験の要領が設計施工基準¹⁾で決められている。定着長の計算式では定着長の増加に比例してアンカーの抵抗力が増加することになるが、この考え方は実際的には危険側にあると考えられている。これは摩擦形のアンカーに引抜き力が加わった時の摩擦応力の分布は引抜き力の増加に伴って図-5のような変化を示すと考えられる。すなわち摩擦応力度が地盤固有の摩擦強度をオーバーし、地盤が破壊されて、次第にアンカーの先端部分の摩擦応力度が増大していく。そしてこの摩擦応力度の分布形の面積が最大のときがアンカーの最大抵抗力になる。これは実験的にも確認されており、その場合はアンカーの上部から塑性状態になり、荷重の繰返しに伴って残留ヒズミが大きくなる。引張試験はPC鋼線のヒズミを測定することによりアンカー全体の安全性を確認するものである。

本橋では8本のアンカーの内2本について引張試験を行った。図-6は載荷荷重の最大を90tとし、その間を5サイクルに分けて、載荷～除荷を繰返し、理論値との対比をしたものである。全体的にアンカーのヒズミは理

論値より少なめであったが、この原因としては自由長部の地山との絶縁部分に注入材がくいこみ、100%の絶縁がなされなかったと思われる。

残りのアンカーは載荷荷重90tで確認試験をし、全本数とも設計強度は充分期待できることを確認した。

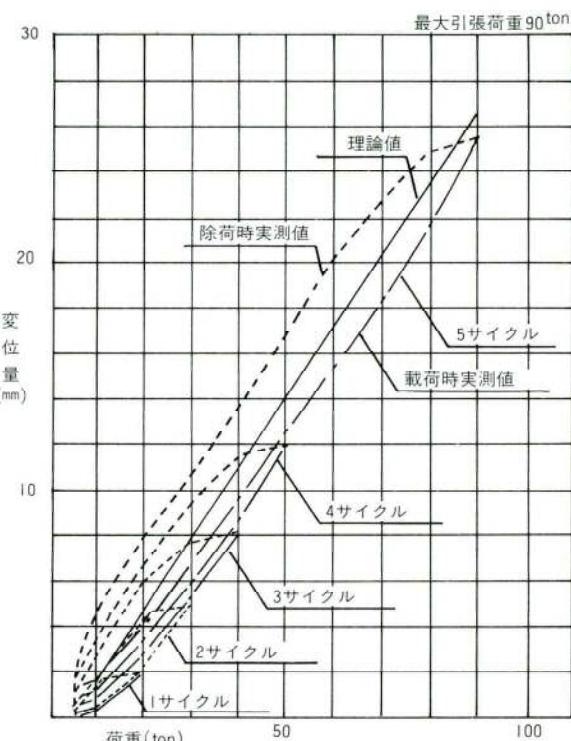


図-6. 荷重・変位量曲線

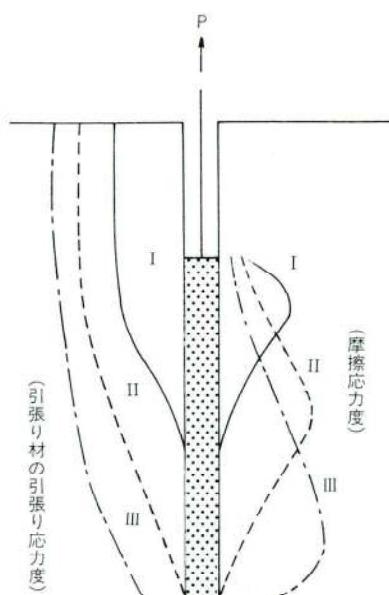


図-5. アンカ一体の摩擦応力分布¹⁾

5. あとがき

本工事は59年7月から着工し、11月初旬に完了した。仮設材とはいえ、工事の安全性に重要な要素をしめるため、計画、施工にあたっては岩泉土木事務所及び協力業者の専門的なアドバイスをいただいた。改めて御礼申上げたい。

〈参考文献〉

- 1) (社) 土質工学会：アース・アンカー工法

超速硬コンクリートによる床版全面打替工事

清水功雄*
渡辺智三**

1. まえがき

交通量の増加と車輌の大型化により、鋼桁の鉄筋コンクリート床版の損傷が進行し危険な状態になるケースが多く見られる。その補修方法として、様々な方法が試みられているが、長期的に信頼のおける方法としては、損傷した既設床版を解体し現行の設計指針にもとづく強度を持つ床版に置き替える方法が望ましい¹⁾。

また、床版の損傷がひどくなるまで放置せざるを得ない橋梁は迂回路を容易に設置できない重要な路線である場合が多い。工事に当たっては、昼間の交通止めを極力

避けることのできる工法が要求されており、プレキャスト床版の利用など床版打替工法の開発も多く報告されている²⁾³⁾。

筆者らは、完成後約20年経過して、鉄筋コンクリート床版の損傷が著しい曲線合成箱桁の床版補修工事を超速硬コンクリート（ジェットコンクリート）を用いることで、昼間の車輌交通を確保しながら、床版の全面打替工事を施工した。

本文では、曲線単純合成桁の床版打替工法の手順と、交通規制の状況および、超速硬コンクリートの施工について報告する。

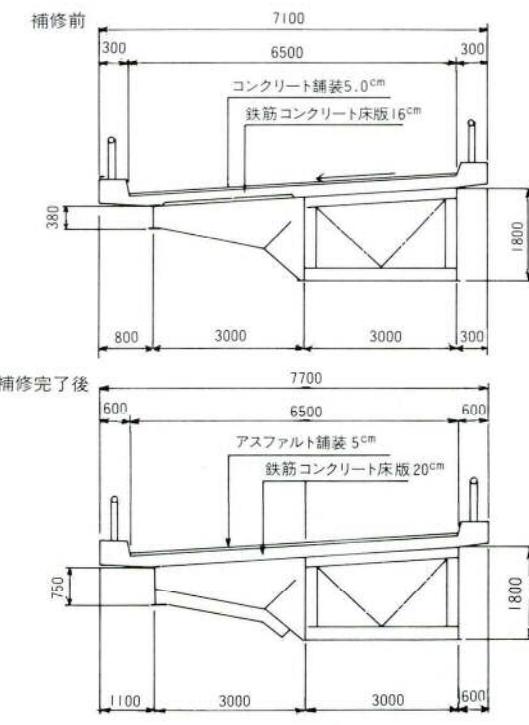
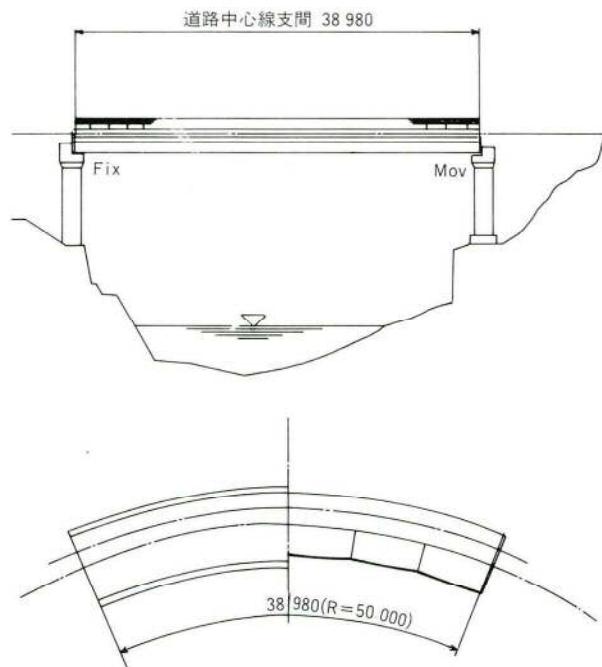


図-1 一般図

* 技術本部技術開発部付課長
** 千葉工場工事部工事計画課

2. 工事概要

工事名 菖蒲橋橋梁指定修繕工事
工事場所 和歌山県有田郡清水町
発注者 和歌山県（湯浅土木事務所）
橋梁形式 単純合成曲線箱桁
支間 38.98m 幅員6.50m
曲率半径 R=50m（道路中心）
工期 昭和59年9月22日～60年3月5日
工事内容 a) 縦桁・プラケット補強桁の製作・架設
b) 鉄筋コンクリート床版打替
c) 橋面工・塗装工

一般図を図-1に、着工前の全景を写真-1に示す。



写真-1 着工前全景

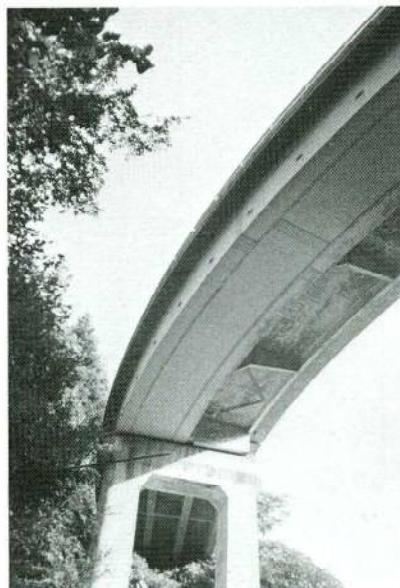


写真-2 張出部の床版クラック状況

3. 床版の状態

補修前の鉄筋コンクリート床版の状態を見ると、プラケット側張出部の床版下面に主筋および配力筋方向ともひび割れが高密度に発生しており、遊離石灰の見られるひび割れも多い。また、箱桁のプラケット側腹板に沿って0.3mm以上のひび割れが発生している（写真-2）。

この張出部の一部パネルは、鋼製型枠を用いた床版コンクリートの打替補修がほどこされているが、十分な効果は得られていない。

これらの状況から、道路管理者により張出部側一車線は交通規制されており、橋梁上のみ交互通行の処置が取られている。

ひび割れの発生原因としては、昭和58年度の調査⁴⁾により、① 張出部の床版支持桁の剛性が不足しており、過大な輸荷重による不等沈下を生じる。② 床版の支間3.0mに対して床版厚16.0cmと版厚が薄く、配力筋の不足と相まって、ひび割れ発生の主要原因とされている。

4. 施工要領

(1) 施工方法の考え方

前述した床版クラックの状況と、図-1の断面の特殊性から、床版打替を前提とした、補修の施工条件として、

- ① 工事中の迂回路は確保できない。また仮橋の設置は技術上むずかしい。このため、最低限昼間の一車線の交通（路線バス含む）は確保する。
- ② 幅員6.5mであるが、構造上、張出部だけの床版状態における活荷重載荷に対しては、不安定となり危険であるばかりでなく、補強材を必要とすることから、施工に当たっては、箱桁側の一車線をコンクリートの分割打替をくり返しながら施工することで、昼間の交通を確保する。
- ③ 設計上、床版厚を主桁応力度が許容できる範囲で増し、それに見合う、床組の剛性を得るよう断面を増大させる。
- ④ 曲線合成箱桁であることから、床版打替時の荷重の変動と、活荷重載荷に対して、支間中央に支保工を設ける。ただし、支保工の基礎位置は、ダム湛水の水面下で、急峻な沢の中央部に位置することにな

るので、基礎コンクリートの施工時期と安全性には慎重な配慮が必要である。

(2) 施工順序

施工時の夜間通行止めの期間を短くすることと、コンクリート打設直後の材令の若い時に振動及び変形によるクラックの発生をできるだけ少なくするために、断面方向の施工区分を図-2のように、3段階に分けて施工した。作業手順を図-3に示す。

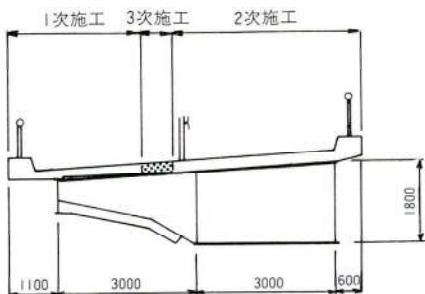


図-2 施工区分図

(3) 1次施工

張出部の既設床版コンクリートをはつり、プラケットの補強、既設縦桁撤去、新縦桁取付のあと、全長にわたり早強コンクリートを打設する。補強桁を写真-3に示す。

曲線内側の張出部のコンクリートを全面はつり取った所で、支間中央部に設けた支保工上の仮支点に最大70t程の反力が生じるとともに、連続桁作用を生じることになる。ところが本橋の場合、ウェブ厚9mm、フランジ厚11mmで、局部耐荷力が小さいことから、仮支点ヶ所の補剛材を溶接するとともに、中間支点のジャッキアップ量を極力少なくして、負モーメントによる応力に対処することにした。このため、仮支点は、コンクリートのはつり状況に合わせ常時調整を行った。

図-2の断面図から1次施工分の床版支持桁としては縦桁1ヶ所のみで、箱桁側は木製型枠・支保工により3次施工完了時まで荷重を負担することになる。特に大型車輌通過時の振動に対して、打設済の床版にクラックの発生が予想されたが、徐行の徹底と型枠のゆるみ止めの処置などの効果もあり、クラックの発生を防止できた。

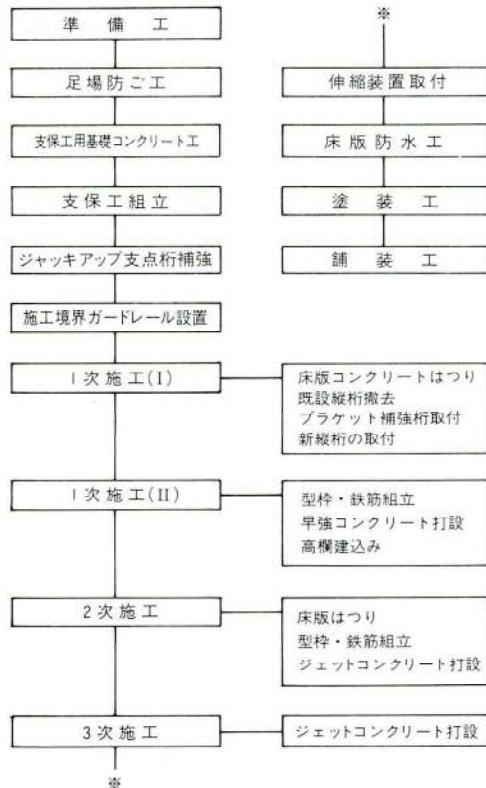


図-3 作業手順図

しかしながら、本橋のような曲線桁の場合は、張出部のコンクリート硬化後に施工する箱桁部のコンクリート打替に伴う、死荷重たわみの変化等により、コンクリート応力には相当影響を受けると推定される。ここでは合成断面とした場合の完成時の床版応力度が $\sigma_{cu}=60\text{ kg/cm}^2$ 程度なので、施工中の変形等に対して十分余裕があり安全であると判断したが、支保工のジャッキアップ量には十分注意した。

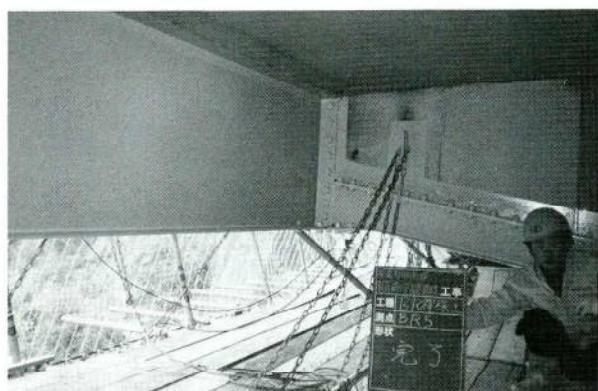


写真-3 プラケット補強と新縦桁

(4) 2次施工

箱桁側の床版を図-4のごとく、9パネルに分割し、コンクリートはつり作業・型枠と鉄筋組立・コンクリート打設を交互にくり返し施工した。1パネルは長さ4.5m、幅4.1m、コンクリート体積4.3m³である。

作業は夜間とし、2パートナーで、1パネル3日の作業をラップさせて図-5に示すようなサイクルで順次施工した。各作業のうち、はつり作業が工程を左右した。

パネル間の配力筋の継手は、全て機械式とし、ブロック間の作業性の向上を計った。これは、作業順序が図-4のように、仮覆工のつごうにより、1パネルづつとびとびに施工することが必要なためにとった処置で、継手の信頼性の上からも効果があった(写真-4)。

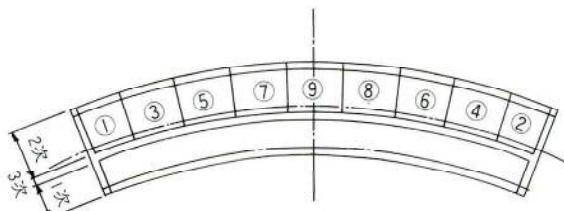


図-4 施工パネル分割図

| | 1日 昼 | 1日 夜 | 2日 昼 | 2日 夜 | 3日 昼 | 3日 夜 | 4日 昼 | 4日 夜 | 5日 昼 | 5日 夜 |
|-------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| はつり | | ① | | | | ② | | | | ③ |
| 型枠・鉄筋 | | | | ① | | | | ② | | |
| 打コン | | | | | | ① | | | | ② |
| 仮床版取付 | | | ① | ① | | | ② | | ② | |

図-5 作業サイクル図 (○はパネルNo.)

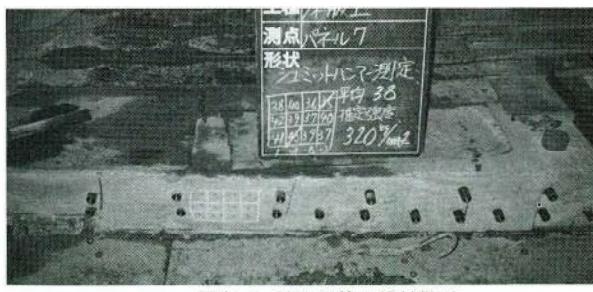


写真-4 配力鉄筋の機械継手

はつり作業から路面開放まで3日かかるので、その間1パネル分を、昼間のみ写真-5のような仮床版を用いて覆工した。仮床版は全長7.3mでガードレールを取付けた鋼製パネルである。

コンクリートは、超速硬コンクリートによった。超速硬コンクリートは、小野田セメント㈱のジェットセメントを使用し、専用ミキサー車(ジェットモビール車)を現場に常駐させ打設した。このコンクリートは可使時間がひじょうにみじかく、専用の凝結遅延剤(ジェットセッター)を使用しても30分程度なので、1回の打設量が4.3m³と小量にもかかわらず、専用ミキサー車の使用は必須の条件になる。施工状況を写真-6に示す。



写真-5 ガードレール付仮床版

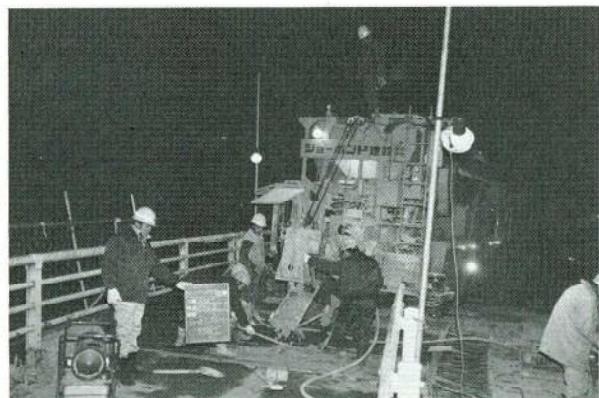


写真-6 超速硬コンクリートの打設状況

使用したコンクリートの性質については後述するが、施工時期が1月～2月の厳冬期の夜間工事となり、気温5℃～0℃で、谷筋の風の強い場所であるため、計画段階では、交通開放に必要なコンクリート強度の発現を打設後3時間で可能であるとして、1パネルの施工を、1

日目にはつり作業を行い、2日目に配筋と打コンを行い1サイクル2日の工程としていたが、3時間強度が試験練りで得られなかったこともあり、交通開放まで5時間とし1サイクル工程を図-5のように3日に変更して施工した。

打設時の低温対策として、ジェットヒーターを用いて保温養生を行うなどして、クラックの発生を防ぐことができた。

打設パネルの進行に合わせて、死荷重たわみ分の中間支点高さの調整を1パネルごとに行い、死荷重時に合成桁とならないよう管理した。しかしながら、1次施工の床版と同様、合成桁としての床版応力は十分に把握できない部分も多く、今後の検討課題としたい。

高欄は安全対策上、前後のパネルで固定したまま取りはずさず利用し、床版打設後すぐに、地覆を施工することにした。

(5) 3次施工

超速硬コンクリートを、夜間交通止めにより、打設した。これは、コンクリートの凝固開始直後の振動を避けることで、できるだけクラックの発生を防ごうとするために、1次と2次施工の間を帯状に3次施工分としたものである(写真-7)。

打設時の低温に対処するため、下面是レンタン、上面はジェットヒーターによる加温養生を行った。交通開放後5時間ほど後に、一部主筋方向にクラックを発見した。

このクラックの原因としては、車輌通荷時のねじれ、および、打設済コンクリートとの温度差から、新旧コンクリートの付着と乾燥収縮などの影響が重なったものと考えられる。0.05~0.15mmのクラックには樹脂注入を行い、後で弱点とならぬよう手当した。

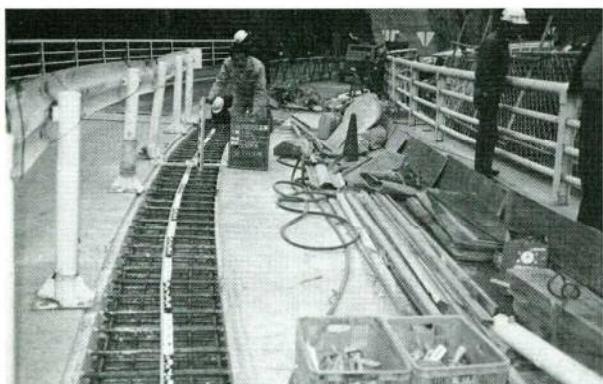


写真-7 3次施工コンクリート打設前状況

超速硬コンクリートによる床版全面打替工事

橋面工として、防水層の塗付を行うことで、耐久性についても十分と考えている。

(6) 作業工程

工程表と交通規制の期間を表-1に示す。

表-1 工程表

| | 59年 10月 | 11月 | 12月 | 60年 1月 | 2月 | 3月 |
|----------|------------|-----|-----|-----------|----|----|
| 準備・段取工 | - | - | - | - | - | - |
| 1次施工 | - | - | - | - | - | - |
| 2次施工 | - | - | - | - | - | - |
| 3次施工 | - | - | - | - | - | - |
| 橋面工 | - | - | - | - | - | - |
| 交通規制(夜間) | - | - | - | - | - | - |

5. 超速硬コンクリートの品質

使用した超速硬コンクリートの配合設計を表-2に示す。ジェットセメントの温度の影響と凝結遅延剤の添加による始発時間の関係は図-7に示されている。

表-2. コンクリート配合報告書

| 指 定 事 項 | | | |
|------------------------|------------------|---|--|
| コンクリート の種類 | 骨材寸法 mm | 所要強度 kg/cm ² | スランプ cm |
| ジェット コンクリート | 20 | 220 ■240 | 12 ± 2.5 |
| コンクリートの配合 | | | |
| 水セメント 比 W/C % | 細骨材率 S a % | コンクリート 1m ³ に用いる材料 (kg) | |
| 36.5 | 40 | セメント C 400 水 W 146 砂 S 723 砂利 G 1139 減水剤 マイガード 8 選延剤 ジェットセメント | 注) 寒寒期(気温5°C以下)の場合はシート掛けの上から温床マット、温床綿又は、 ジェットヒーター等による給熱養生を行うこと。 |

配合設計に当たって、第1の着目点は交通開放を予定している打設後3時間時点での圧縮強度と新旧コンクリートとの打ち継ぎ部の曲げ強度が十分であるかということである。

試験練りによる圧縮強度は、3時間強度 $\sigma_{3h} = 220 \text{ kg/cm}^2$ 5時間強度 $\sigma_{5h} = 282 \text{ kg/cm}^2$ であった。交通開放に必要な圧縮強度の判定基準として、合成桁の床版圧縮強度 $\sigma = 280 \text{ kg/cm}^2$ 程度と考えると、 $\sigma_{3h} = 220 \text{ kg/cm}^2$ では十分ではない。さらに、寒中コンクリートの夜間施工という悪条件に加えて、曲線桁としてのねじりモーメントなどによる新旧コンクリートの打継目の強度にも不安が残ったため、監督員との協議により、交通開放を5時間以上とした。

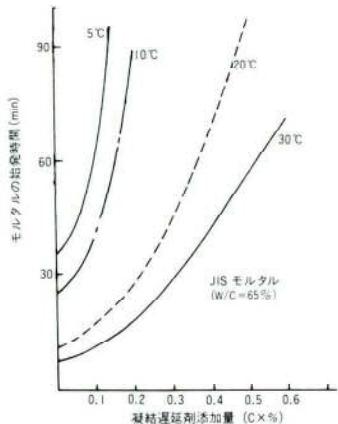


図-7(a) 凝結遅延剤の添加量とモルタルの始発時間⁵⁾

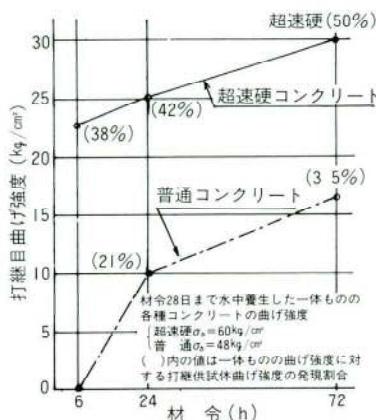


図-7(b) 打継供試体曲げ強度(20°C)⁶⁾

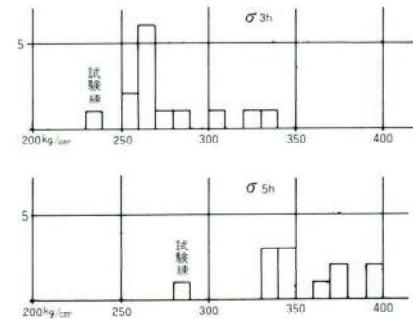


図-8 超速硬コンクリートの圧縮強度

のことから、コンクリートの打設は午前0時頃には終了しなければならず、やむを得ず、1サイクルではつり1日・鉄筋組立と打コン1日の2日の計画を、鉄筋組立を2日目、打コンを3日目として1サイクルを3日工程に変更することになり、工程への影響は無視できなかつた。

超速硬コンクリートの σ_{3h} と σ_{5h} の圧縮強度試験結果のヒストグラムを図-8に示す。

幸い、圧縮強度は試験練を下まわることなく、 $\sigma_{3h} = 260 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_{5h} = 330 \text{ kg/cm}^2$ 以上を得たので、超速硬コンクリートとしての性能を十分に生かせたと判断している。

6. あとがき

超速硬コンクリートの使用により、夜間の交通止めのみで、床版打替工事を無事完了した。

本橋で用いた工法は、曲線桁あるいは合成桁の床版打替のように、床版のプレキャスト施工を行いにくい場合に有効な方法である。しかしながら、本文中で述べたごとく、今後に問題として残った課題もあり列挙しておく。

- ① 専用のジェットモビール車を1日打設量が少ない場合でも長期用車する必要があり、超速硬コンクリートがひじょうに高価となる一因ともなっている。より簡易な設備で施工でき、コストダウンが計られれば、使用範囲も広がるはずである。
- ② 今回の3次施工の間づめコンクリートに、橋軸直角方向に打設直後に、クラックが発生している。こ

のように帶状に既設コンクリートの間に打設する場合両コンクリート間の温度差およびねじりモーメントに対して、十分な検討が必要である。

工事中の交通確保に神経を使いつつも、地元住民の協力もあり無事竣工した。工事に当り、湯浅土木事務所の方がたには大変お世話になった。またショーボンド建設㈱和歌山営業所には、施工に協力いただいた。深謝する次第である。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会；道路橋補修便覧；昭和54年2月 P.60
- 2) (社)土木学会；鋼とコンクリートの合成構造に関する調査研究報告書；昭和60年3月
- 3) 土木学会関西支部共同研究グループ；プレキャスト床版を用いた合成桁橋の耐荷性と実用化に関する研究報告書(1)；昭和60年6月
- 4) 湯浅土木事務所・橋栄コンサルタンツ㈱；菖蒲橋調査委託工事報告書；昭和58年
- 5) 内川他；ジェットセメントコンクリートの配合 (調合)設計指針 小野田研究報告 Vol.26; No.91; 1974
- 6) 戸川他；舗装用超速硬超早強セメントコンクリートの新旧打継ぎ目曲げ強度；セメント・コンクリート No.333; 1974

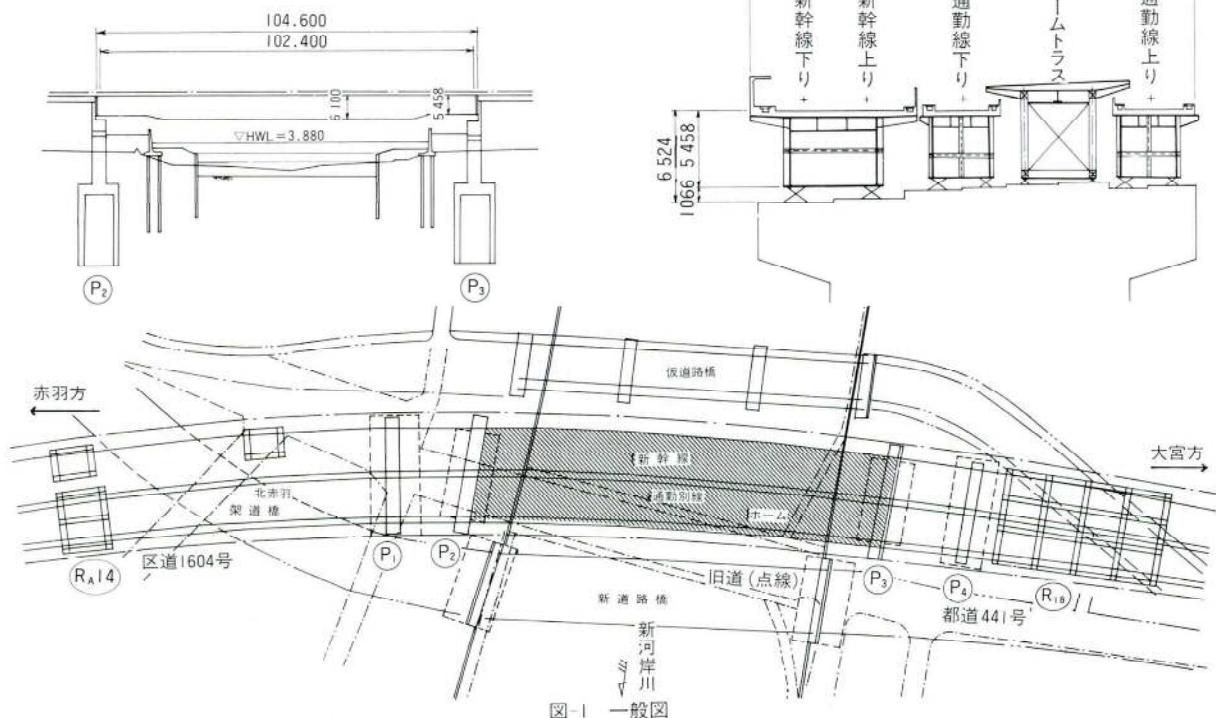
東北・上越新幹線、埼京線新河岸川橋梁の施工

阿部 毅*
菅井 衛**

1. まえがき

昭和57年6月東北・同11月には上越の両新幹線が、大宮始発で暫定開業した。引き続き上野乗り入れを目指し各所で工事が継続され、昭和60年3月14日に、無事開業の運びになり、今日に至っている。

この新河岸川橋梁群も、その工事の一環とし、東京起点14km550m付近（東京都北区赤羽北2丁目～浮間2丁目）に位置し、一級河川、新河岸川（荒川水系・東京都管理）上を、一径間で横断する鉄道橋である。単径間102.4m重量1600tの我が国最大の規模を有する新幹線新河岸川橋梁をはじめとした架設工事は、諸々の厳しい条件下での困難を極めたものであった。本報告は同架設工事の概要を記するものである。



* 宮地建設工業(株)工事部課長

** 宮地建設工業(株) 技術部技術課

| 項目 | 年度 | 56 | 57 | 58 | 59 |
|-----|------------------------|----|----|----|----|
| 仮道 | 下部工 | + | + | + | + |
| 仮護岸 | 上部工 | - | - | - | - |
| 新道 | 下部工 | - | - | - | - |
| 旧道 | 撤去 | - | - | - | - |
| 鉄道 | 下部工 | - | - | - | - |
| | 上部工 新規 軽量 ホーム | - | - | - | - |

図-2 全体工程表

2. 橋梁概要

表-1に橋梁概要を示す。

3. 施工環境と施工条件

本工事に於る、施工環境・条件・特色・問題点等を例記すれば下記の様になる。

- ① 新幹線の橋梁と並行に、通勤別線（埼京線）が建設され、四線区間となり、なおかつ同時施工であること。
- ② 本橋梁上に、通勤新線の駅（北赤羽駅）が設置されるため、通勤別線の上下間にホーム桁が設けられている。

ている。

- ③ 全ての橋梁が、平面線形上R=700m～860mの曲線桁である。
- ④ 単径間ではあるが、曲線桁でスパン102m、1連の重量、1600t～1000tクラスの国鉄でも例を見ない、大型橋梁3連とホームトラスとが並列に配置された。
- ⑤ 都道447号線・浮間橋と本橋梁が、平面上、同位置で交錯するために浮間橋の移設が必要となり、仮道路橋の架設→現道路橋の撤去→新道路橋の架設→仮道路橋の撤去、という一連工事を、全体工程の中に組み入れた上で施工を、余儀なくされた。
- ⑥ 同橋梁の起点方では、都道447号線と区道1604号線上を横断する、通勤別線北赤羽架道橋の工事も同時施工となり、工程面での制約を多大に受けた。
- ⑦ 新河岸川の河川内使用は、船舶の通行が頻繁にあり又、仮道路橋梁際には、灯油の備蓄タンクがありタンカーが定期的に停泊するなど水面使用に対して制約を受けた。
- ⑧ 都市内の工事であるため人家密集地域の交通量頻繁な道路際での施工となり、第三者に対する安全対策に特別の配慮を必要とした。

表-1 橋梁概要

| | 道路橋 | | 浮間橋 | 新幹線 | | 通勤別線 | | | 新河岸川橋梁 | | 通勤別線 | | | 北赤羽架道橋 | |
|----------|-------------------------------------|--------------------------------------|-----------------------------|--|--|---|--------------------------|-------------------------|-----------------------------|--------------------------------|-----------|-----------|-----------------------------|--------|---------|
| | 仮道路橋 | 新道路橋 | 新河岸川橋梁 | 上り線 | 下り線 | ホーム・トラス | 上り線 | 下り線 | ホーム・トラス | 上り線 | 下り線 | ホーム・トラス | 上り線 | 下り線 | ホーム・トラス |
| 型式 | 合成桁 | 下路式ワーレントラス | 複線(曲線)箱桁 | 単線(曲線)箱桁 | 単線(曲線)箱桁 | 上路式(曲線)ワーレントラス | 単線(曲線)箱桁 | 単線(曲線)箱桁 | 上路式(曲線)ワーレントラス | 群集350kg/m ² (主構) | K-I2 S-16 | K-I2 S-16 | 群集350kg/m ² (主構) | | |
| 橋長 | 86.700m | 86.134m | 104.587m | 104.787m | 104.653m | 104.751m | 72.730m | 73.485m | 73.090m | | | | | | |
| 支間長 | 25.650m 31.050 27.800 | 84.734m | 102.400m | 102.500m | 102.500m | 102.500m | 71.100m | 71.800m | 71.500m | | | | | | |
| 活荷重 | TL-20 | TL-20 | N-16 P-17 | K-I2 S-16 | K-I2 S-16 | 群集350kg/m ² (主構) | K-I2 S-16 | K-I2 S-16 | 群集350kg/m ² (主構) | | | | | | |
| 曲線半径 | 直線 | 直線 | R=700m | R=860m | R=700m | R=800m | R=860m | R=700m | R=800m | | | | | | |
| 腹板高 | 1.450m 1.650 1.500 | 主構高10.000m | 5.100m～6.100m | 4.500m～5.700m | 4.500m～5.700m | 主構高5.400m～6.000m | 4.600m | 4.600m | 4.600m | | | | | | |
| 腹板間隔 | 2.500m | 主構間隔17.360m | 6.100m | 4.000m | 4.000m | 主構間隔4.800m | 3.600m | 3.600m | 3.600m | | | | | | |
| 床版厚 | 200mm | 210mm | 250mm(軽量) | 250mm(軽量) | 200mm(軽量) | 250mm(軽量) | 250mm(軽量) | 250mm(軽量) | 250mm(軽量) | | | | | | |
| 鋼重 | 140t | 650t | 1550t | 970t | 1000t | 660t | 480t | 490t | 240t | | | | | | |
| Iビース最大重量 | 4t | 8t | 60t | 20t | 20t | 11.5t | 16t | 16t | 8t | | | | | | |
| 架設順序 | ① | ② | ⑤ | ⑦ | ⑥ | ⑨ | ③ | ④ | ⑧ | | | | | | |
| 架設工法 | トラック・クレーン架設座屈止めトラス工法 トラック・クレーン解体 | クローラー・クレーン工事桁上縦移動組立 ポンツーン引き出し降下工法 | 三脚クレーン工事桁上縦移動組立 降下後横移動工法 | クローラー・クレーン工事桁上縦移動組立 ポンツーン引き出し後降下横移動工法 | クローラー・クレーン工事桁上縦移動組立 ポンツーン引き出し後降下横移動工法 | クローラー・クレーン軌道上縦移動組立 縦移動組立 縦移動後降下工法 | クローラー・クレーンペント組立 横移動工法 | トラック・クレーンペント組立 横移動工法 | トラック・クレーンペント組立 横移動工法 | クローラー・クレーン軌道上縦移動組立 縦移動後降下工法 | | | | | |

- ⑨ 架設工法の選定に当り、開業に対する工程確保が必須条件となり上下部同時施工で消化するほどの緊迫した状況下で、常に工程を優先させねばならず、工法の採用に当たって制約を受けた。しかし短期間に種々の特色ある架設工法を試みる事が出来、結果的には大変有意義であった。
- ⑩ 工程面からラップ作業が多いばかりでなく、取扱い重量の大型化等により、工事桁・台車その他架設資器材を、一時に大量使用することになり、新規製作で対応を図る事が余儀無くされた。
- ⑪ 幹線の開業が昭和60年3月14日、埼京線が同年9月30日となり、幹線の通電・試運転等が通勤線の最終工事とラップし、近接工事での施工となった。

4. 新道路橋の架設

(1) 工法概要

仮道路橋を上流方に施工後、路線の切換えを行い、新道路橋工事に着手した。
新道路橋はスパン84.73m重量630t 主構間隔17.38mの幅の広い下路ワーレントラス橋である。架設工法の選定に当たっては、河川内使用条件、全体工程、使用可能ヤード等より河川内使用を最少限に押さえての“ポンツーン引き出し工法”を採用した。

(2) 桁組立

組立は新道路橋の大宮方の延長線上の取付路盤上に、通勤別線下部工事の着手を遅らせヤードを確保し、50t 吊クレーラークレーンによりベントを使用し工事桁上に逐次桁の組立を行った。ヤード長さが足りないため、台車設備により、途中2回の縦移動を行った。



写真-1 ポンツーン引き出し

(3) ポンツーン引き出し架設

ポンツーン引き出し作業は、航路閉鎖の関係上、日曜日の作業となり、昭和59年3月25日に約10時間程で行った。通常ポンツーン引き出し架設は、先端を1台の台船支持で行うが、本工事は河川の幅・橋梁自身の耐力(3パネル跳出しが限度)等で、2台の台船を使用し、“ダブルポンツーン”という特殊工法での施工となった。

次に施工順序を示す。(図-3参照)

- Step ① 桁組立完了、中間500t、後方400t台車にて支持
- Step ② 前作業 1) 1号台船上に支保工組立
2) 1号台船内にバラスト(水)を注入($V=460\text{m}^3$)
3) 1号台船挿入4方向にワイヤーにて舫索を取り、台船とトラス格点 \diamond を仮固定する。
4) 1号台船よりバラストを排水する($V=430\text{m}^3$)
5) 1号台船に荷重載荷、中間台車反力 $R=0$ となる。台車撤去。
- Step ③ 1) 第1回桁引き出し。 $L=26.500\text{m}$
桁の引き出しは、トラス \diamond 格点と河川内杭をアンカーとし10車ブロックに $\phi 18\text{mm}$ のワイヤーを繰り込み、75^{hp}複胴ウィンチで桁の移動を行った。($v=2\text{m}/\text{min}$)
- Step ④ 前作業 1) 2号台船上に支保工組立。
2) 2号台船内にバラスト注入。
($V=580\text{m}^3$)
3) 2号台船挿入4方向にワイヤーにて舫索を取り、台船とトラス格点 \diamond を仮固定する。
4) 2号台船よりバラストの排水を行う。
($V=550\text{m}^3$)
- Step ⑤ 1) 2号台船に反力が移行する。
2) 1号台船に再び注水後、台船を撤去する。
- Step ⑥ 1) 第2回桁引き出し $L=17.000\text{m}$
2) 2号第船にバラストの注入を行う($V=100\text{m}^3$ 程度)
- Step ⑦ 1) 前方400t台車に荷重の移行を行った後に、2号台船を、撤去する。(当日終了作業)

Step ⑧ 1) 前後部台車支持で、第3回引き出しを行う。

桁引き出し作業は、潮流の安定する満潮時付近を、本工法の重要なポイントになる、1~2号台船の盛替え作業時間帯にセットして、開始時間の調整を行った。

潮位に対しては、現場と東京湾芝浦の差を予め検査しておき、当日の潮位を予想する方法で対応を図った。(実測の結果1時間15分程度の差であった)

当日の引き出しは、 $v = 2 \text{ m/min}$ のゆっくり安定した速度であった。しかし台船間の盛替え時に、狭いスペー

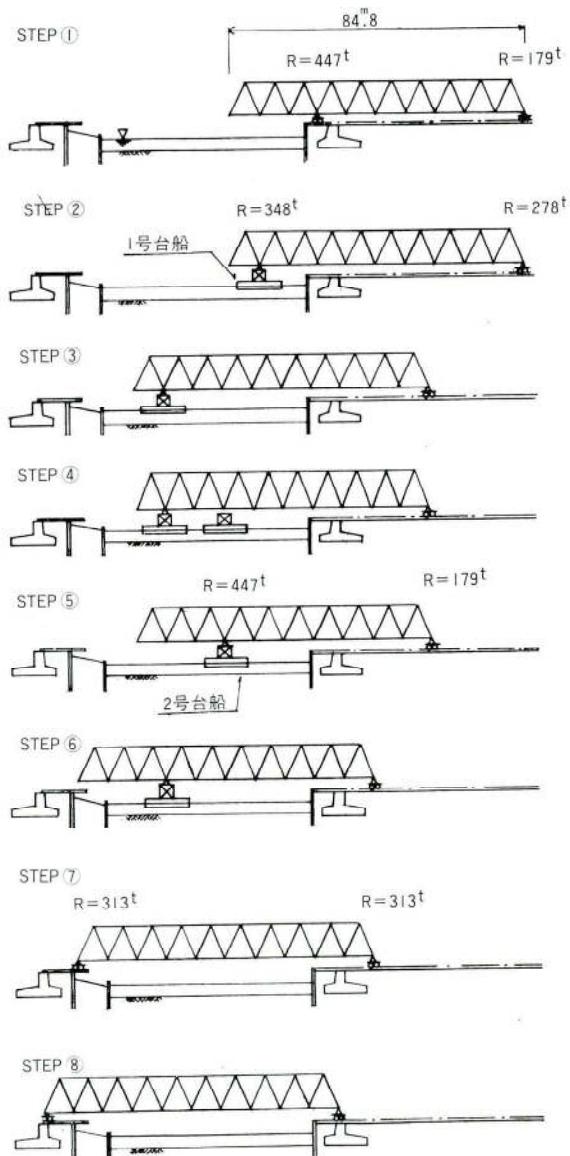


図-3 新道路橋 架設順序図

スでの台船固定の筋索の取り扱いに苦労し、かなりの時間を費やした。

又、バラストの注入・排水に水中ポンプを使用して行ったが、予想より時間がかかり、次の段階では余裕を持たせた配置の必要を感じた。その他河床状況の十分な把握の必要性を再認識した。全般的に判断すれば、予め作業時間帯に余裕を持たせていた為、作業は無事完了したが、改善すべき点も多少あり、より安全作業をめざし、通勤別線の施工時迄への宿題とした。

5. 新幹線 新河岸川橋梁の架設

(1) 工法概要

新道路橋の供用開始後、幹線桁の施工に着手した。

当初の計画では上流方に位置する仮道路橋上を桁組立ヤードとし、①通勤線上り、②ホーム・トラス、③通勤線下り、④幹線桁と下流方の桁より順番に組立を行い全て横移動工法にて架設する予定であった。しかし手前に位置する幹線桁の供用開始が早く、他の桁の完成を待って幹線桁の架設をスタートしたのでは、工程確保ができないため、幹線桁のみ仮道路橋上スペースを使用して組立後横取り架設する工法の採用となった。橋梁スパン $\ell = 102.4 \text{ m}$ 、重量 $1,550 \text{ t}$ (制振材を含めると $W = 1600 \text{ t}$)、箱桁断面 $6.10 \text{ m} \times 6.10 \text{ m}$ 、単径間曲線箱桁という巨大な橋梁形態のため、主桁の輸送に対して、重量、形状等に制約を受け、当初案は4分割陸上輸送であった。しかし航路・船舶等の調査の結果、海上輸送が可能であるとの判断から箱桁の腹板中央で2分割した主桁26ピース案に変更を図った。1ピース $60 \sim 50 \text{ t}$ と単品重量は増大したが、継手ボルト、総鋼重の減少等により工程短縮に結びつける事が出来た。

(2) 桁組立(図-4)

橋材の水切り組立用に、三脚型ジブクレーン ($W = 60 \text{ t}$ 、 $R = 22 \text{ m}$) を設置した。設置場所は航路に支障を来たさない、大宮方仮道路の上流際とし、基礎はH鋼杭 (14-H350×350×12×19×33.50m) とした。桁組立ヤードは、仮道路橋の橋台・橋脚を中心支点に使用し、両岸取付道路上に横取り設備を兼用した受台を設けた。この全長に渡り工事桁として $H = 2.0 \text{ m}$ のサイズのI桁

を6列（1本当り耐力M=350tm、合計552m）配列し、工事桁天端は台車走行可能な角レール構造とした。両端の横取り兼用受台は、杭基礎（15-H400×400×13×21×35.00m）を建ち上げ、頭部をコンクリートで固めた構造を片側2基ずつ、合計4基設けて、横取り用の工事桁（H=2.0mを片側6列合計260m）を幹線桁の橋脚間に渡した。

桁組立は、三脚クレーンの作業半径から、3ブロックが限度なため、台車上に桁を組立、逐次縦移動を行ないな

がら全体の組立を行った（使用台車120t-2台 360t-4台）。

多点支持の桁組立であったが、桁の縦移動に対しては、必ず2点支持になる台車配置を考慮し、工事桁設備をはじめとする諸設備への作用力を明確にし、反力値が、不明確にならない方法で施工した。

添接板1枚で7.0tもある大型橋梁にもかかわらず、工程的には、桁組立開始より高力ボルト（約7800本）本締完了迄約45日という超突貫での施工となった。

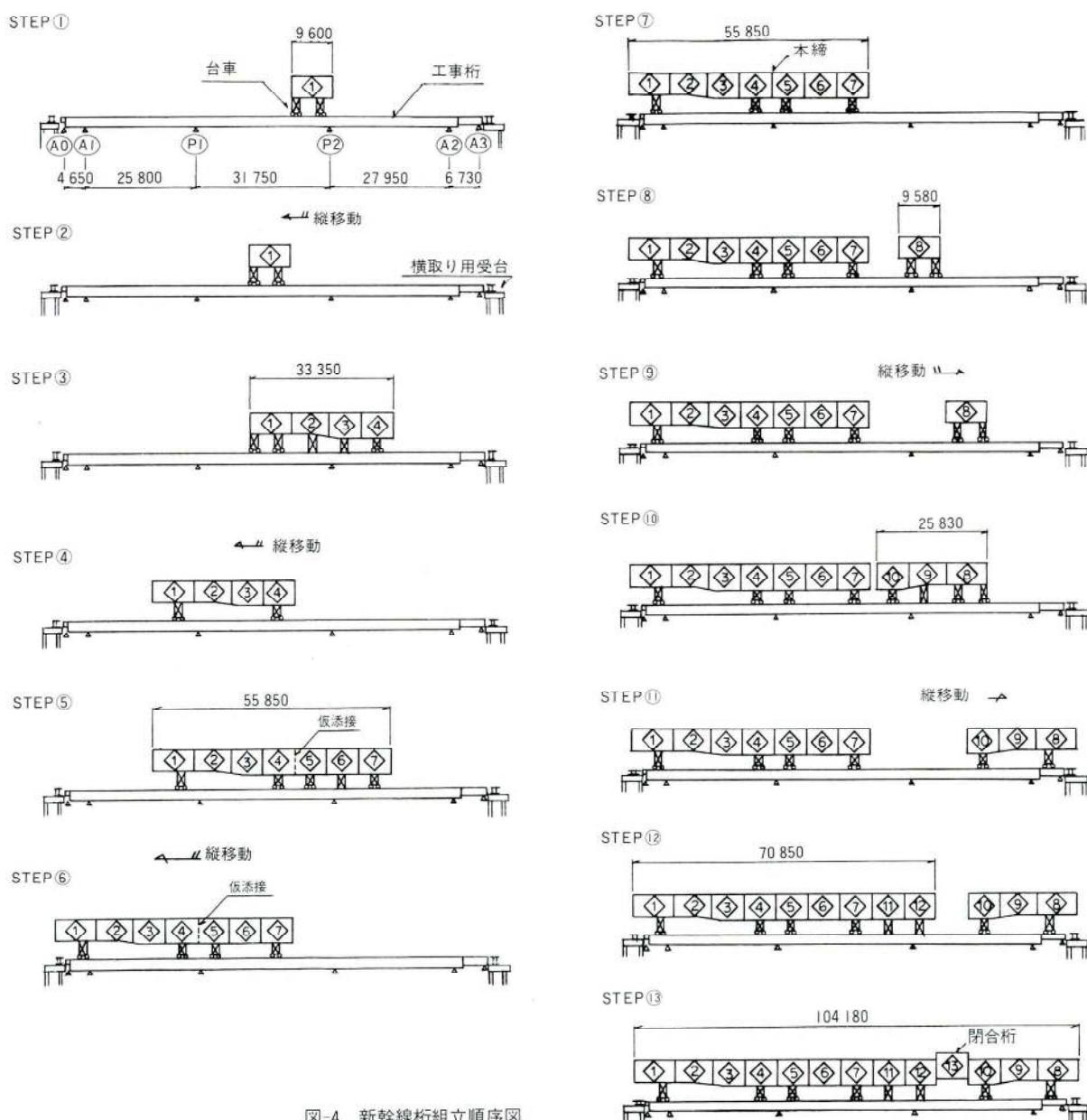


図-4 新幹線桁組立順序図



写真-2 新幹線桁組立

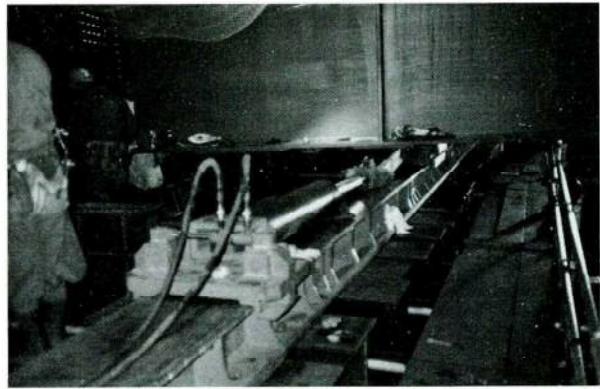


写真-3 桁横移動

(3) 桁降下

仮道路橋上に工事桁設備を設け桁組立ヤードとした関係上、所定の据付位置より約4.8m程高い位置での桁組立となつた。そのため桁横移動前に両岸の受台上で一次降下 ($H = 3.6\text{m}$) した。降下に際し、曲線桁 ($R = 700\text{m}$) であることから、支承位置で曲線内外の反力比が1:3という不均等反力となる。この安全対策としてあらかじめ、設計段階で曲線外側腹板に架設用ブラケットを織り込み、反力が均等になる様処置することで降下・横取り作業を安全に実施できた。

降下作業は100%の不均等荷重を考慮し、片側425ton ジャッキ（ストローク 220mm）4台を1台のポンプユニットで連動操作により起終点交互に降下作業を行つた。降下用サンドル材は、作用反力が大きいため、H300を主体にした、大型サンドルとなつた。

(4) 桁横移動（図-5）

仮道路橋上での桁組立のため、所定位置より15m程の横移動を必要とした。横移動に対しても、重量=1600tという実績は過去の工事でも皆無であったが、桁の大型化に伴い以前より開発していた、「横取り装置」を使用して対応を図つた。今迄の実績としては、単径間では、新幹線中里線路橋のW=700tが最大であったが、今回は滑り台を大型化するなど一部仕様を改良して使用した。

横取り装置は、滑り面を持った支持点をジャッキで引く事で移動を図る形式で、下記に特長などを列記する。

- ① 滑り架台の上面は機械仕上げした上にコート材を焼きつけ、滑り面を作り出している。架台を移動範囲に敷き並べる事により任意の位置迄移動可能である。

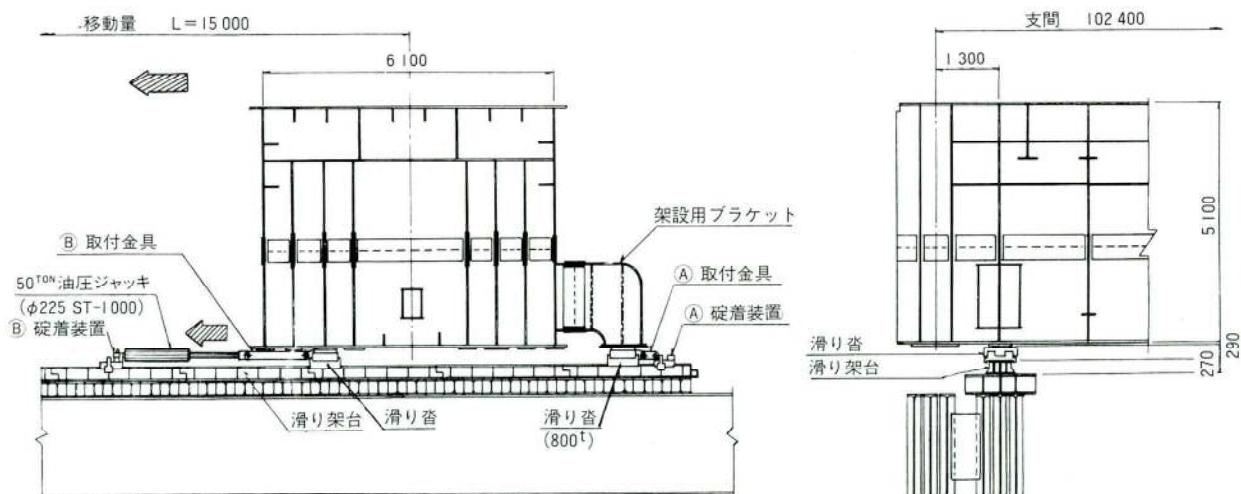


図-5 横移動設備一般図

- ② 滑り沓を滑り架台に組み込ませる一体構造に製作し、その沓上に桁を乗せて固定する。沓と架台は、橋軸方向はキー型式で仮拘束してあり外力に対しても安定している。
- ③ その沓の下面には、テフロン板(PTFE)を取りつけ、架台との接触面の摩擦係数の低減を図っている。

横移動に要する力(片側)

$$H = \frac{W}{2} \cdot \mu = \frac{1600}{2} \times 0.05 = 40.0\text{t}$$

ここに、 μ 摩擦係数=0.05

W 桁総重量=1600 t

- ④ 深の構造にペアリングプレートを組み入れ、球面支承となっているため、勾配、不均等荷重に対しても対応可能である。
- ⑤ 油圧ジャッキで桁を引く事により安定した速度で桁の移動が図れる。油圧ジャッキのアンカーは、滑り架台と碇着装置を介して固定する。
- ⑥ 碇着装置を前後にセットする事により橋軸直角方向も常に安定している。
- ⑦ 各装置の盛り替え作業が容易なため、短時間に桁の移動が行える。

横取り作業は、滑り架台上を安定した速度でスムーズに約2時間30分程で移動が完了した。

6. 通勤別線 新河岸川橋梁の架設

(1) 工法概要

工法選定に当り、幹線桁の施工と並行作業となるため桁組立・作業ヤードの確保が難しく近接する高架橋とのかねあいが、重点課題となった。発注者による種々の検討の結果、大宮方高架橋の中層梁より上の工事を抑制する事により解決を図ることになった。そこで、スパン102.5m重量1000 tの曲線箱桁2連を、1連毎に新道路橋と同様、大宮方ヤードの工事桁上にクローラー・クレーンで桁組立を行った後、ポンツーン工法にて引き出し架設する方法を採用した。他に2~3の工法も検討したが、曲線桁、重量、ヤードその他制約条件の多い中では最良の工法選定であったと思う。なお、引き出した桁は、幹線桁と同様降下横取り工法も併用して最終据付けを行った。

(2) 桁組立

桁の組立ヤードは、大宮方高架橋の中層梁迄の本体構造物、護岸締切り工、橋脚、仮設受台等に支点を設け、桁高H=2.0mの工事桁4列を延長75mにわたって設置した。

桁移動時最大R=680 tの反力が生じるため、仮設受台2基は杭基礎(12-H400×400×13×21×36.00m)とした。

下り線、上り線の順に、組立を行った。橋材は陸上輸送のため、断面4分割、全長11分割、1ピース最大W=22.0 tであった。桁組立は、180 t吊クローラークレーンを使用して、工事桁上の支保工台車上で行った。組立ヤードが背面道路との関係上75mと制約を受け、桁全部が一度に組立が出来ず、縦移動を併用し、9ブロック組立後に、ポンツーン架設し、その後に残りの2ブロックの組立を行った(写真-4)。

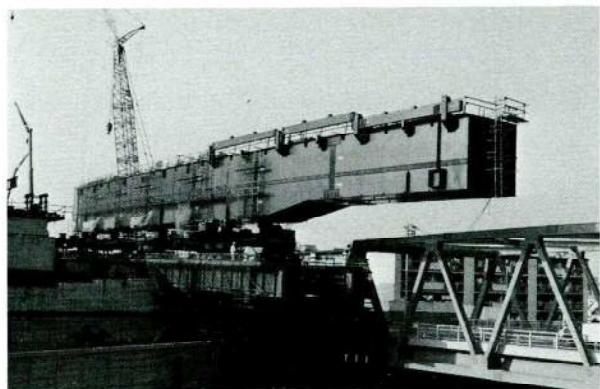


写真-4 通勤線桁組立

(3) ポンツーン引き出し(図-6)(グラビア参照)

ポンツーン引き出し作業は基本的には、新道路橋の作業条件と同様であるが、幹線桁、新道路橋の間に挟まれた狭いスペースの作業となった。

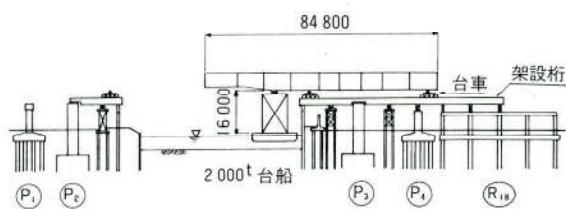


図-6 通勤別線桁架設概要図

引き出し桁は、全体で750tあり、台船上の反力 $R_1=500\text{t}$ 支保工上で $R_2=200\text{t}$ の、総反力 $R=700\text{t}$ と大型なばかりでなく支保工高 $H=16.0\text{m}$ と高いため、安定等を考慮し2000t台船(60.0m×16.0m×3.0m)を使用した。

新道路橋と違い、桁強度・引き出し長とヤードとの関係等で1台の台船で作業を行うことができた。

作業時間は、1回目6時間、2回目5時間とスムーズにトラブルもなく、作業を完了させた。

(4) 桁降下

引き出し終了後残り2ブロックの組立、移動を行った後降下作業に移った。

降下方法として①サンドル支持②テンションロッド支持③親子梁支持等でジャッキで降下する事が考えられるが、後述するホームトラスの降下を含めた場合、

(a) 降下量が通勤線 $H=5.4\text{m}$ ホームトラス $H=10.0\text{m}$ と大きい

(b) 曲線桁のため反力バランスが悪い。(沓位置で1:10)

(c) 橋脚付近の狭いスペースに設備の使用に限定を受ける。

(d) 工程の問題

上記を考慮した結果、門構型式でロッドを介して桁を吊り込み降下する方式を採用した。

構造は角ペントを柱とし、工事桁を上部に渡す門型構に150tジャッキ2台を1組とする降下装置をセットしたものである。テンションロッド($\phi 120\text{mm}$ コブ付き)に吊りビームを吊り下げ、ビーム上に桁を据付け、集中制御の連動ジャッキの上げ下げにより降下を行うものである(写真-5)。

反力のバランスを取るため架設用プラケットを予め桁に取りつけるなど、十分な段取りの効果もあり、1000tの重量を8台の150tジャッキによりスムーズに降下させることができた。

(5) 桁横移動

桁引き出し線の関係上、下り線11.5m、上り線2.0mの横移動が必要となった。横取り方法は、幹線桁と同様である。



写真-5 通勤線桁降下



写真-6 北赤羽架道橋

7. 通勤別線 ホームトラスの架設

(1) 工法概要

ホームトラスは新河岸川、北赤羽の両橋梁の上下線間に設けられている。

架設工法の選定に当たっては、通勤別線の桁架設と並行して組立を行い工程短縮を図る事が最重点となった。

そのため前後する高架橋・北赤羽架道橋などの競合区間の工程調整を行った上、上野方の高架上と北赤羽架道橋上を使用し、軌道を設け桁を順次組立、所定位置迄縦移動後、降下する工法を採用した(写真-6)。

ホームトラスの施工順序としては、北赤羽をまず架設し最後に新河岸川を架設した。

(2) 桁組立

桁組立は、上野方のR11高架上に80T吊りクローラークレーンを乗せ、R11上に定置させ全ての桁の組立を

行った。桁組立・移動軌条としてR11より新河岸川橋梁間の約240m間に橋梁線形 ($R=860m$) に合わせて軌間1.1m上下線間B=11.8mで4列の50^kレールからなる曲線軌条を敷設した。軌条の敷設は、同軌条上に6T吊り走行式ジブクレーンを組立て、軌条を逐次組立てながら前進する方法で行った。桁組立受台は、全て台車式受台とした。台車は引き出し軌条が曲線である事を考慮し、回転可能な40^tリンク式橋梁トロ(貸与品)4台を1組で使用し、台車間に工事桁を渡し桁受けとした(9基×4台=36台使用)。

各格点下に受台を設け1ジョイン毎の組立を行い、逐次縦移動した。台車を連ねての組立、移動のため反力が不均等にならぬ様、トラスを北赤羽で3ブロック新河岸川で4ブロックと大きく分け、各々を2点支持で移動させ、ブロック間の添接は、縦移動完了後に行った。

縦移動は、50^t水平油圧ジャッキ(ストローク-600mm)にレールをチャックするアンカーを併用し、押し方式で行った(図-7)。

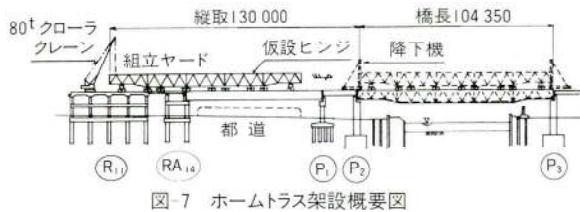


図7 ホームトラス架設概要図

(3) 桁降下

通勤別線新河岸川橋梁と兼用で段取りした降下装置を、各桁上に移設し、同様に桁降下を行った。

桁降下作業前に、トラスを一度吊り上げ、台車受台を撤去する工程が入るため、2日間程、降下機のみで吊り下げた状態を保っての施工となり控索で処置した。降下H=10.0mは、約5時間程の連続作業で、目視では、確認が難しい程のスムーズさで施工できた。

写真-8は、当工事と並行して施工した。環状8号線オーバー部の橋梁より、新河岸川橋りょうの全景を見たものである。(環八架道橋、支間72.3m~82.0m、総重量W=1650t 架設工法—環八上全面防護工による410T吊りホイール・クレーン工法)

8. あとがき

本工事は、限られた工程と作業スペースの中で常に最良・最短を見い出し消化していく当たり前を当たり前と思えない厳しい戦いであった様な気がしている。



写真-7 ホームトラス降下

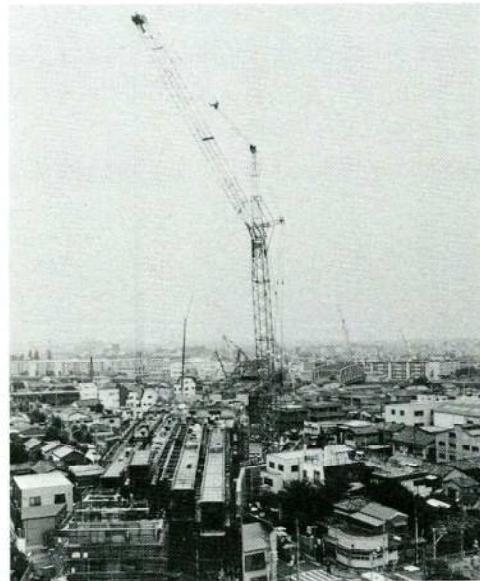


写真-8 環八架道橋より新河岸川橋梁を望む

それ故に事前に於る、架設計画、工程管理の重要性をより深く認識したところである。

誌上を借りて、本工事を監督御指導頂きました、東京第三工事局停車場第三課、北板橋工事区、構造物設計事務所、前田建設工業㈱、㈱東日交通コンサルタントの皆様方に、深く感謝し、お礼申し上げます。

最後にこの報告書を作成するに当り、東京第三工事局停車場課、篠原係長、前田建設工業㈱、西川所長を始めとする皆様方に多くの示唆を頂きました。お礼申し上げます。

一括吊込式架設桁工法による 新幹線こ線橋の架設

松本泰成*
浦田 保**

1. まえがき

新幹線大橋は、兵庫県の中央部を南北に横断し、播磨地方の中心である姫路市と但馬地方とを結ぶ重要路線である播但連絡道路が、山陽新幹線と山陽本線を横断する橋梁である。図-1に一般図を示す。

この橋梁の架設工事に当たっては、山陽新幹線の開通

後、初の活線上の架設工事であること、また道路線形が曲線で工事ヤードに大幅な制約があることなどから、架設工法として、架設桁を用いた一括吊込み工法を採用した。

本文は、夜間の短い軌電停止時間内の工程管理と、架設工法の選定、架設段取、および架設作業について報告するものである。

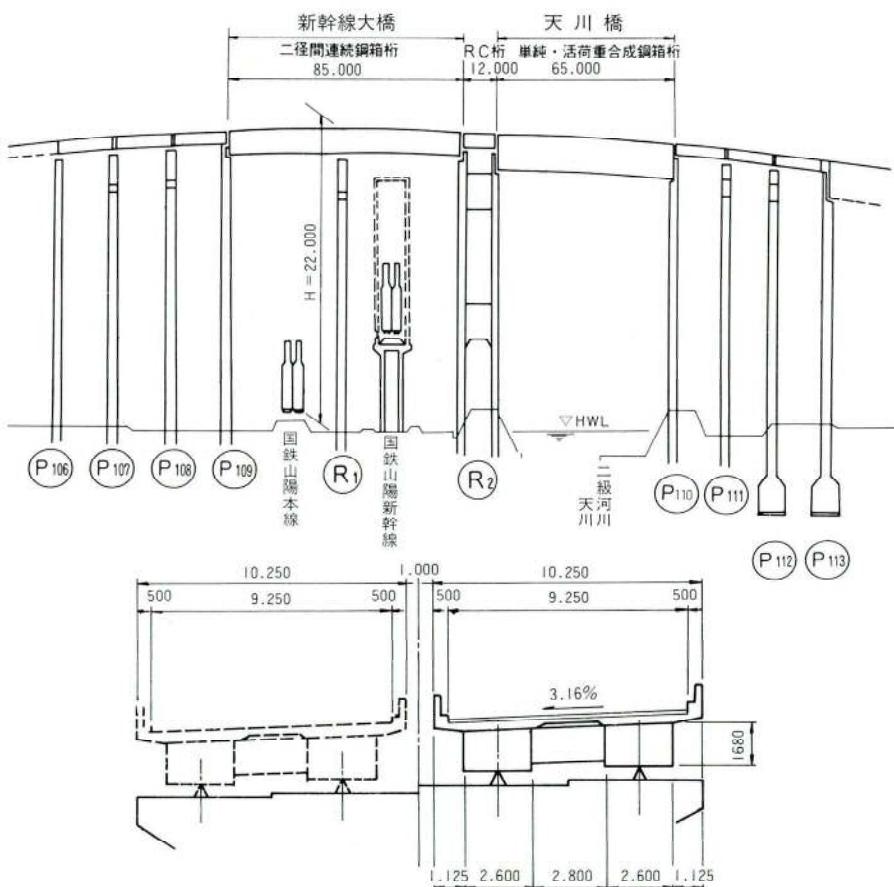


図-1 一般図

* 宮地建設工業(株)大阪支店 技術二課

** 宮地建設工業(株)大阪支店 工事課

2. 工事概要

工事名称：播但道路こ線橋Ir架設工事

発注者：日本国有鉄道大阪工事局

兵庫県道路公社

工期：昭和59年3月8日～昭和59年10月3日

型式：2径間連続非合成鋼箱桁

橋格：1等橋 (TL-20、TT-43)

橋長：85.00m

支間割：42.00+42.00m

曲線：クロソイド曲線～R=600m

鋼重：307.00t (支承、床版含む)

床版：I型格子床版

施工範囲：桁架設、I型格子床版据付

3. 架設工法の検討

施工条件は以下の通りである。

- ① 線路を跨ぐため、トラッククレーン及びケーブルエレクション等の架設工法は採用できない。
- ② 橋体を組立てるヤードが必要である。
- ③ 架設工事は山陽新幹線の営業時間の終わった午前0時頃より午前5時前までとする。
- ④ 架設工事中に線路上に一切落下物があつてはならない。
- ⑤ 道路曲線がクロソイド曲線からR=600mの単曲線となり主桁も曲線であるためアプローチより桁を出す時に主桁の横取りができるだけ少なくする。
- ⑥ 線路上の作業回数を極力少なくする。

以上6項目の条件を検討した結果、架設工法として手延機による引出し工法又は、架設桁による一括架設工法に絞り比較検討を行った。

4. 架設工法の選択

架設工法の選定に当たっては、線路上の作業ができるだけ少なくする事が列車事故防止、労働災害防止の上から最も望ましい。そこで橋体組立ヤードにて、鋼桁の地組立てを行い、I型格子床版（以下グレーチング）を取り付け、塗装まで完了させ、線路上を引き出す方法を採用了。この方法により線路上での作業は架設及び据付けの2工種だけとなり足場防護工等の組立、解体作業がなくなったことで飛来落下災害に対し、施工の安全性を向

上させることができた。

(1) 桁地組の検討

組立ヤードは天川橋側の半径600mの単曲線上にある。組立桁もクロソイド曲線となっているため2径間全長(85m)を組立ヤードで地組するためには桁の後部が組立てヤードより約30m跳出するので天川の河川内に支保工を設置する必要がある。しかし施工時期が雨期にあたるため、河川内に支保工を設置する事は危険を伴い望ましくない。このため天川橋上で2つの大ブロックに分割（1径間ずつ4ブロックと3ブロック）して組立てる方法とせざるを得なかった。

(2) 架設工法の比較

前記の条件より考えられる工法は、手延機による送り出し工法（以下前者）と架設桁による一括吊り込み方法（以下後者）である。前者の工法の場合、本桁が曲線である事から、ローラーによる送り出しはローラーの修正が多くなり作業性が悪く、また水平ジャッキによる送り出しでは、時間的に条件が合わない。さらに設計的な面でも桁本体を一部補強する必要が生じた。施工面では足場防護工の組立、解体、横桁、IBグレーチングの据付け、塗装作業等、活線上での作業が後者の方法に比べると非常に多く、安全面で劣るので、工程の面から見ても、後者の方が前者に比べると短縮できるので国鉄と道路公社との協議の結果、後者の架設桁による一括吊り込み方法を採用した。

表-1に架設工事のフローチャートを示し、各作業について報告する。

5. 架設準備工

(1) ベント設備

ベントの建方は、図-2に示すように、高さ29m、巾21m、重量200tという大規模な設備を新幹線および本線に近接して設置するため、基礎コンクリートを打設し、クレーンにより、一節ずつ、列車間合を利用して、慎重に作業を行った。

(2) 桁組立ヤード

施工完了した、天川側の高架上を利用した桁組立ヤードは平面線形R=600m、縦断勾配4%、横断勾配5%

であることから軌条設備敷設にあたっては、モルタルにて横断勾配の修正を行い、軌条はヤード線形に合わせてR=600mで敷設した。この時、桁の横取り量を少なくするために19mの直線軌条をR₂橋脚付近で重複させて敷設した。

(3) 本桁の組立

桁の組立は、高架上に吊上げ設置したトラッククレーン(45t 吊機械式)によった。P110付近の高架上に設置したクレーンにより桁材を1ブロックごと吊上げ、台

表-1 フローチャート

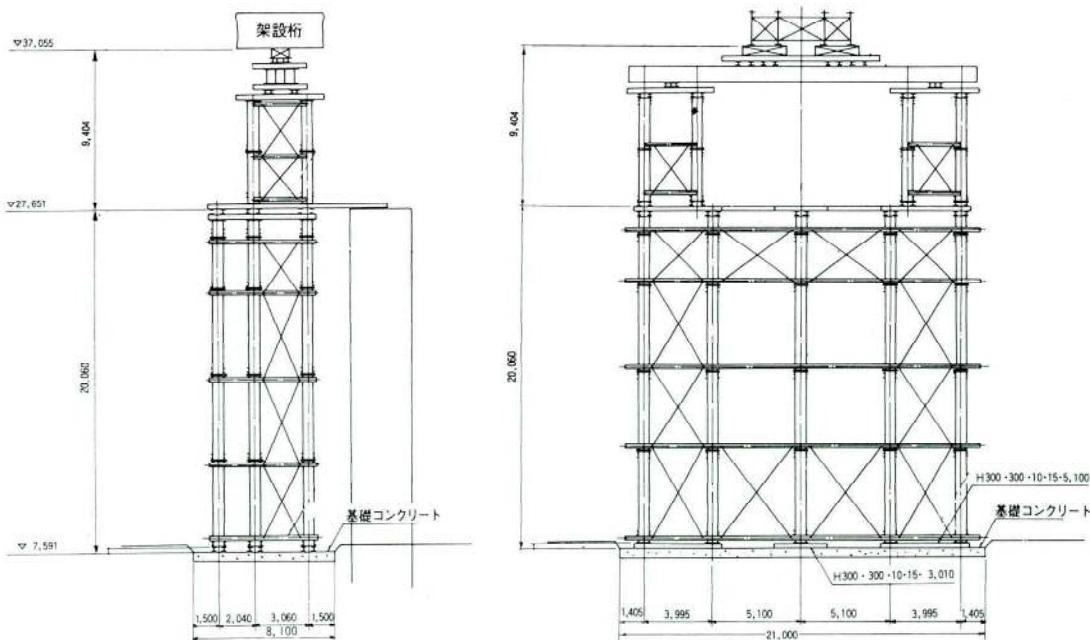
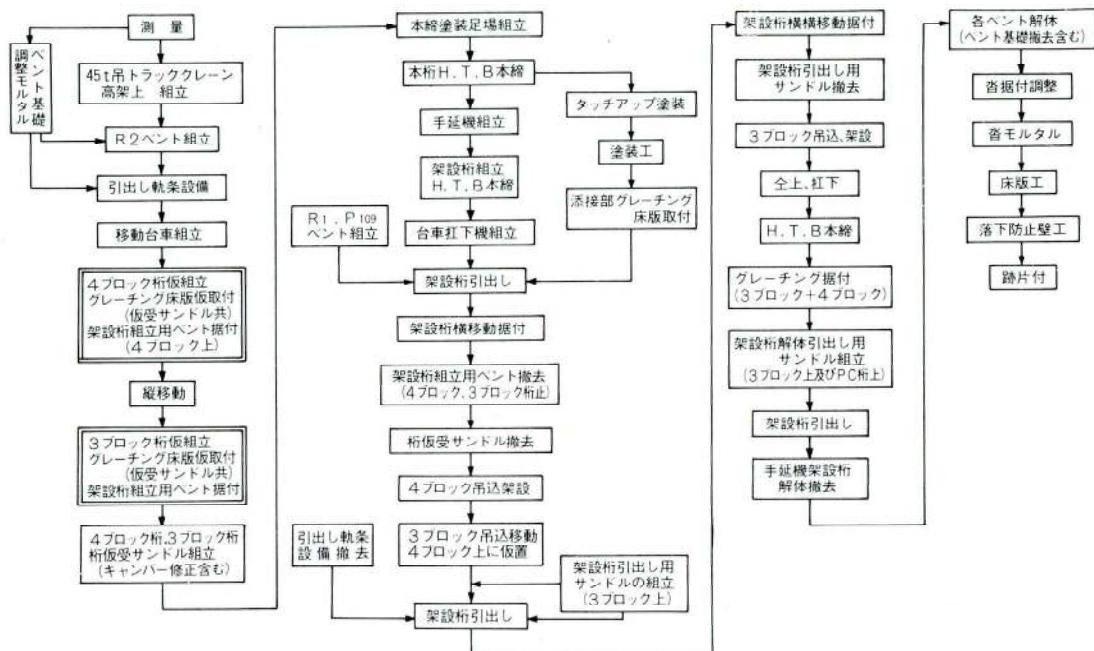


図-2 ベント設備

車に載せ ウィンチ (30HP) により前方に移動しながら 4 ブロックと 3 ブロックに分けて地組し、HTB の本締めを行った。

(4) IBグレーチングの組立

IBグレーチングは本桁を 1 ブロック組立完了ごとに所定の位置に取付け、本桁と一緒に順次前方に送る方法とした。グレーチング上には架設桁を受ける為のペントを設置する必要がある。ペントを設置するに当り、グレーチングと、桁のウェブ材直上位置との間に鋼製ライナーを取り付け局部座屈を防止した。IBグレーチングの上にただ単に載せているだけである為、鉛直荷重については問題ないが、引出しに伴う横方向荷重や、地震時水平荷重への抵抗力として不安が残るため、木矢板をグレーチング主部材と本桁の上フランジ部との間に打ち込んで対応するものとした。

(5) 手延機、架設桁の組立

手延機は長さ36.8mの2主構のトラス構造とし、架設桁は4主桁のI桁（桁高H=2.0m）からなる。手延機及び架設桁の組立てには、まづ本桁上のグレーチングに荷重を分散できるよう鋼板を敷き並べ、その上にパイプペントを4ブロック本桁上に2基、3ブロック本桁上に5基設置した。又、各ペント上には架設桁引出し用ローラーを据付けた。架設桁は45t吊トラッククレーンを使用し、1ブロック（4主桁）づつを前方ヘチルホールで縦移動しながら組立を行った。架設桁の組立完了後、ボルトの本締めを行い、架設桁上に桁吊り込み用台車として前部台車と後部台車の2台を組立て、各台車上に降下装置（cap150t）を据付けて架設桁上の設備を完了した。尚、降下装置は200t油圧ジャッキ（ストローク=250mm）にロッド（φ48mm）を仕込み、桁を1ストローク220mmづつ降下する装置である。架設準備が完了し、架設桁引き出し前の全景を写真-1に示す。

6. 架設工事

架設準備工より始まり、本桁や架設桁の組立て、そしてH.T.Bの本締、仕上げ塗装（3回塗）までの作業は、道路公社の施工範囲であったが、以降跨線部の作業より、国鉄大阪工事局の範囲となるため、橋体並びに架設桁の引渡し手続きを経て、桁の架設となった。全体架設工程を表-2に、作業工程と作業時分を表-3に示す。

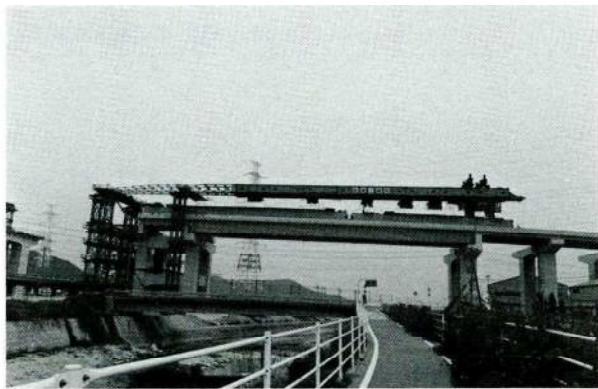


写真-1 架設桁引出し前

橋体が曲線桁となっているために、架設時の段取り替えや、多くの架設機材で繁雑さを極めた。その上、夜間作業で施工する事により非常に神経を使わざるを得ず、大型ペント等のボルトの締め忘れがないか、幾度となく入念に点検を行った。架設作業は、架設桁及び本桁を8回の夜間作業（線路閉鎖）に分けて施工を行った。また作業時間は深夜23時50分より翌朝4時50分までの新幹線の軌電停止される約5時間であった。各段階ごとの施工方法は図-3の様になる。以下に各段階の施工内容について述べる。

表-2 全体架設工程

| 月 日 架設工程 | 6 月 | | 7 月 | |
|----------------------|--------------|----------------|----------------|------------|
| | 10 | 20 | 10 | 20 |
| ① 第1回エレクションガーダー引出し | □ 5日 (7日) | | | |
| ② エレクションガーダー横取り | □ 6日 | | | |
| ③ 1径間目桁吊り込、架設 | | □ 13日 (18日) | | |
| ④ 一々一桁降下 | | □ 14日 | | |
| ⑤ 2径間目、仮置移動 | | | □ 19日 (20) | |
| ⑥ 第2回エレクションガーダー引出し | | | □ 25日 (26日) | |
| ⑦ 2径間目桁吊り込、架設 | | | | □ 26日 (4日) |
| ⑧ 一々一桁降下 | | | | □ 30日 |
| ⑨ 第3回エレクションガーダー引出し解体 | | | | □ 31日 |

| 跨線部(本線桁) | | 架設概要 |
|----------|--|---|
| | | <p>手延機 (連結機含む) 24.60 t 架設桁 121.50 社下機 (100 t) 4台 自走台車 140 t 2台 移動台車 60 t 8台 柱組立台車 30 t 20台 引出シローラー 20 t 20台 " 50 t 12台 ベント (R1, R2, P10%, 桁上) 540 t</p> |
| ステップ① | | R2+1, R2+2ベント組立 4ブロック桁、3ブロック桁地組、H.T.B本綫 (グレーチング床版、桁上ベント組立含む) 手延機、架設桁の組立、H.T.日本綫 P10, R1ベント組立 |
| ステップ② | | 架設桁引出し |
| ステップ③ | | 架設桁横移動 |
| ステップ④ | | 4ブロック主桁吊込移動 桁吊下 |
| ステップ⑤ | | 4ブロック主桁上仮受サンドル設置 3ブロック主桁吊込移動、仮受 架設桁横移動 |
| ステップ⑥ | | 架設桁引出し |
| ステップ⑦ | | 3ブロック主桁吊込移動 桁吊下、取付 H.T.日本綫、塗装(添接部) 手延機、架設桁引出、解体 |

図3 架設工事のステップ

表-3 架設工程と作業時分

| | 架設工程 | 月 日 | 作業間合 | 作業時分 | 記 事 |
|---|------------------|---------|---------------|--------|---------------------------|
| ① | 第1回エレクションガーダー引出し | 6月5日 復 | 23°50' ~5°00' | 5時間10分 | 線路閉塞工事 電気支所立会 電力区立会 |
| ② | エレクションガーダー横取り | 6月6日 復 | 23°50' ~3°50' | 4時間00分 | — ◊ — — ◇ — — ◇ — |
| ③ | 1径間目桁吊り込み架設 | 6月13日 復 | 23°50' ~3°50' | 4時間00分 | 線路閉塞工事 電気支所立会 |
| ④ | — ◊ — 桁 降 下 | 6月14日 復 | 23°50' ~3°50' | 4時間00分 | — ◊ — — ◇ — |
| ⑤ | 2径間目仮置移動 | 6月19日 復 | 23°50' ~3°50' | 4時間00分 | 線路閉塞工事 |
| ⑥ | 第2回エレクションガーダー引出し | 6月25日 復 | 23°50' ~5°00' | 5時間10分 | 線路閉塞工事 電力区立会 |
| ⑦ | 2径間目桁吊り込み架設 | 7月2日 復 | 23°50' ~3°50' | 4時間00分 | — ◊ — — ◇ — |
| ⑧ | — ◊ — 桁 降 下 | 7月3日 復 | 23°50' ~3°50' | 4時間00分 | 電力区立会 |

(1) 第1回架設桁引出し

架設桁の引出しはR₂ペントよりR₁ペントを通過して手延機の先端がP109ペントに到達するまでの作業である。架設桁の引出し作業は本桁上に設けられた7基のパイプペント及びR₂、R₁ペントに設けられたローラー上をエンドレスワインチ(15IP 5車溝)により架設桁最後部よりR₂橋脚を反力として5車×5車でワイヤー(Φ18)を繰込み引出しを行った。尚、制動設備としては30ΦIP複胴ワインチにより、架設桁後部とP113橋脚より3車×3車でワイヤー(Φ18)を繰込み、逸走防止の設備とした。架設桁の引出しは、ローラーの台数が36台と非常に多く、またローラーだけの引出しのため、引出し段階において、ローラーの修正だけで延べ105分の時間がかかり、線路閉鎖時間いっぱいに使って、辛うじて所定の位置まで引出しを完了した。(図-3のStep-②)架設桁引出し完了の状態を写真-2に示す。

(2) 架設桁横取り(方向修正)

前夜に続いて架設桁の横取り作業を行った。この横取



写真-2 第1回架設桁引出し完了

り作業は、本桁(4ブロック)を所定の位置に据付けるため、架設桁をその位置に据付ける方向修正の作業である。横取りは、R₁ペントで神戸方向に2.6m、R₂₋₁ペントで岡山方向に1.2mの量でR₁ペント上には横取り用ローラー(cap 30t×4台)をセットし、R₂₋₁ペント上には架設桁の下にテフロン板(厚さ5mm)を鋼板と鋼板の間に挟み込み、回転出来るような設備を行った。R₁ペント上にワイヤー(Φ18)を2車×2車で繰込み、チルホールにより神戸方へ、又、R₂₋₁ペントは架設桁を回転させながら、岡山方向へレバープロックで引きながら、横取りを行い架設桁を所定の位置に据付けた。この作業時間は約120分で完了した。(Step-③)

(3) 1径間目4ブロック本桁の吊り込み引出し(グラビア参照)

本桁の架設は架設桁の前部台車にて、本桁の先端を台棒で吊り込み、高架上の桁組立台車との2台で、エンドレスワインチにて約13m前方に引出を行ったあと、架設桁上の後部台車にて本桁の後部を台棒で吊り込み、架設桁上の2台の台車で本桁の先端がR₁ペント上にかかる迄、チルホールにより引出しを行った。台車設備を図-4に示す。本桁の先端がR₁ペントに到達した時点で、R₁ペントに、いったん仮置きをし、前部台車を5m後方に盛替え、あらかじめセットしている台棒に吊り替えて残り5mの引出しを行った。(Step-④)

(4) 4ブロック本桁の降下

前夜に続き前部、後部台車の降下装置により、1ストローク220mmづつ降下しながら全体の3.5mを降下し、沓に仮据付けを行い約240分で作業を終了した。(Step-④)

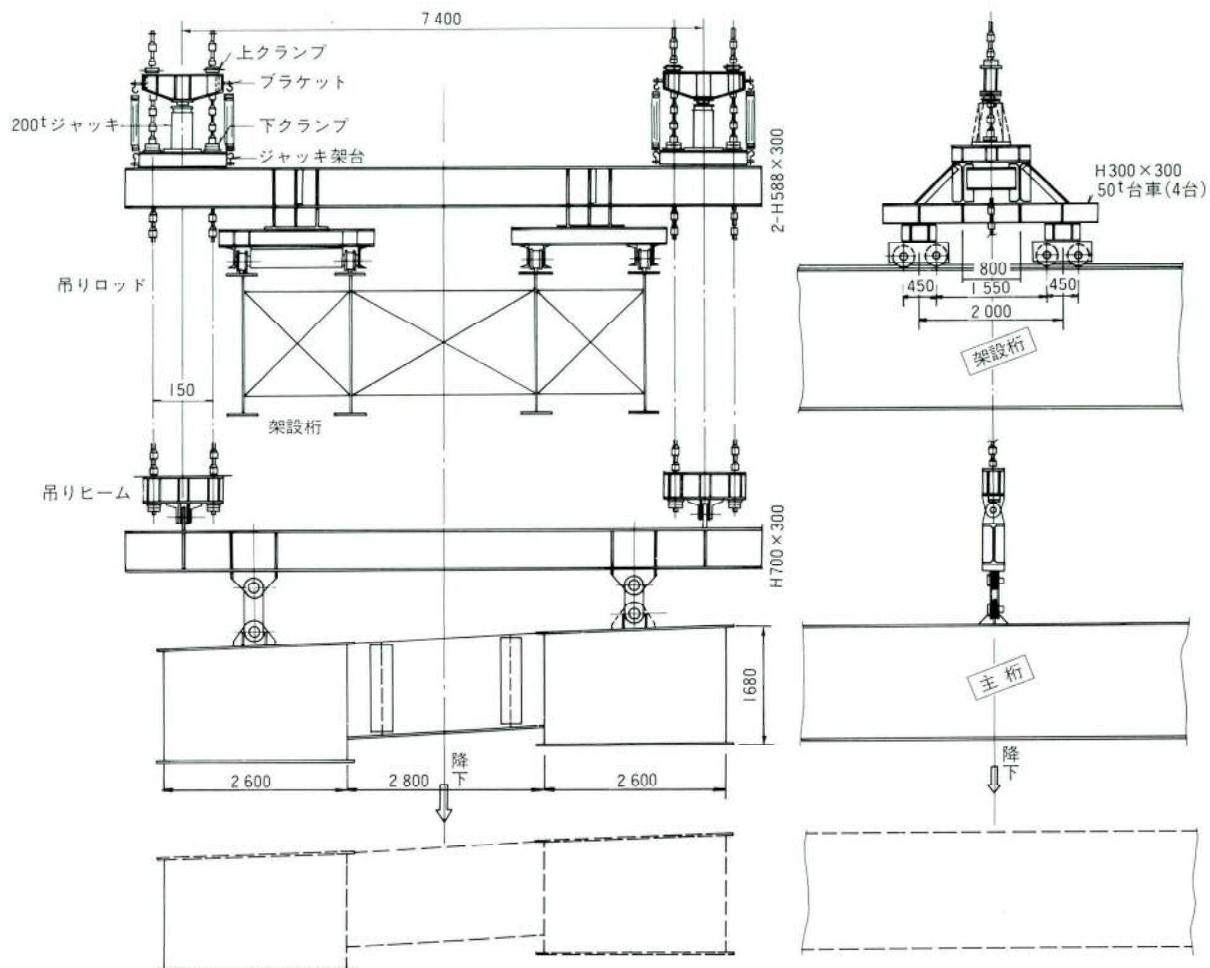


図-4 台車組立要領図

(5) 2径間目3ブロック本桁の移動、仮置き

3ブロック本桁は、既に架設された4ブロック本桁に敷設された軌条の台車によって、架設桁上の前部台車で吊れる位置まで縦移動した。

本桁の先端を前部台車で吊り込み、後部は橋面上の台車に載せ、エンドレスウィンチで約10m前方に引出し、本桁の後部を架設桁上の後部台車で吊り込み、後部台車の盛替え位置の15mまで、チルホールで引出した。
(Step-⑤)

次に本桁後部を橋面上の台車でいったん仮受けして、後部台車をR₂₋₁ペントを通り越した所まで盛替え、再び架設桁上の前部台車と橋面上の台車にて約7.5m引出しを行って、仮受けサンドルに固定して作業を終了した。(写真-3)

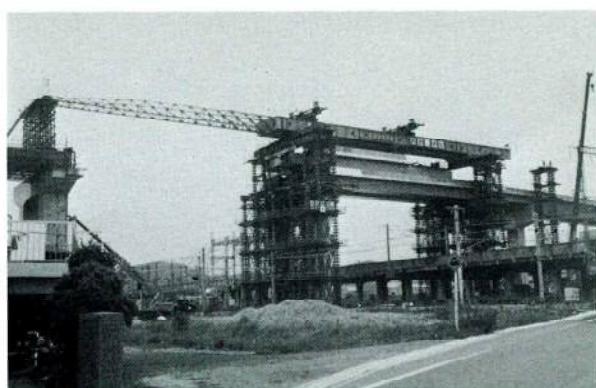


写真-3 3ブロック桁仮置完了

(6) 第2回架設桁引出し

今回の夜間作業はR₁橋脚より、P₁₀₉橋脚間に架設桁を引出し、固定するまでの作業である。まず架設桁をR₁、R₂ペント上でジャッキアップを行い、仮受けサン

ドルを撤去して、横取り軌条設備を挿入し、横取り台車に載荷して、引出し線の方向修正をレバーブロックで行った。方向修正作業完了後、再度ジャッキアップし、横取り設備を撤去し、引出しローラーを据付け、載荷して、架設桁を所定の位置まで引出した。架設桁の引出し完了後、P₁₀₉、R₁ペント上にてジャッキアップを行い、引出し用ローラーを撤去して、鋼製サンドル上に仮受け、ラッシングワイヤーをレバーブロックで張り固定作業を終了した。(Step-⑥)

(7) 2径間目 3ブロック本桁の吊込み、引出し

山陽新幹線上に架設した4ブロック桁と同様、本桁前部を前部台車で吊込み、本桁後部は桁上に敷設された軌条上の台車に載せた状態でエンドレススウィンチにて、架設桁上の後部台車で吊込む位置まで26.5mを引出した。次に、後部台車で本桁後部を台棒で吊込み、前部、後部台車2台で残り8mをチルホールで引出して、P₁₀₉橋脚上サンドルと、R₁ペント上の仮受けサンドルに固定して作業を終了した。(写真-4)



写真-4 3ブロック本桁吊込・引出し完了

(8) 2径間目 3ブロック本桁の降下

前夜に続き、P₁₀₉ペント上のサンドル上に仮受けされている本桁を、台車の降下位置で3.5mを降下させた。降下作業完了後、4ブロック本桁との添接をレバーブロック等で調整しながら行い、サービスボルトとドリフトピンで仮締めして、作業を終了した(Step-⑦)。

この様にして8回の夜間作業によって、桁の架設が終わり、4ブロックと3ブロック桁とのH.T.Bの本締、塗装を行い、架設桁をP₁₀₉脚の方へ引出しながら手延機、架設桁、ペントの順でトラッククレーンにより解体した。(写真-5)

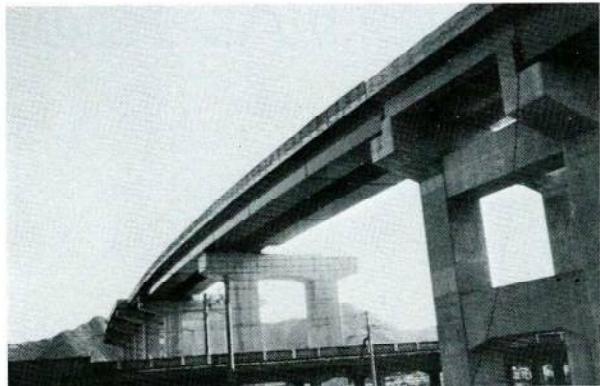


写真-5 架設完了

7. あとがき

以上新幹線大橋の架設工事について報告したが、この架設工事をもっとも複雑、かつ難しくしたのは、道路の線形がクロソイド曲線と、R=600mの曲線とで構成されていた為、引出し線の決定が非常に難しかったことと、また山陽新幹線、本線の2本の大動脈を跨がなければならなかったことである。また工事中については、夜間作業全般にわたって、線路閉きや、軌電停止作業となり、大阪工事局、新幹線総局の関連機関との綿密な調整を行い、工程を一度決定したならば、余程のことがない限り変更は不可能であるために、連夜の作業となった。又、この難工事を順調に、しかも無事故、無災害で終えられたのは、例年の梅雨時期に比べ雨が少なく、天気に恵まれたことと、それにもまして国鉄、道路公社の工事関係者と、鉄建建設の工事関係者の尽力と熱意とが、現場担当者と作業員に伝えられたことによる成果だと思われる。誌上を借りて、深謝する次第である。

蛇足ながら、地上より約30m上空に工事桁と手延機を組み終わった引出し当日の点検中に震度4の山崎断層地震（昭和59年5月30日）を受けた。その時は、ペントと工事桁が大きく揺れ、監督員、担当者、作業員とともに命からがらの思いをしたが、幸い何の被害もなかった。この地震の洗礼を受けたことによって、架設設備の点検や、架設計画の見直しを行うなど、全員気持を引き締め施工にあたった。工事が無事完了した事は、今となって地震のお陰であるとも思われ付記する次第である。

道路橋床版ハンチ部の鋼製型枠の提案

高野祐吉*
伊藤徳昭**

1. 提案理由

道路橋床版は道路線形と縦・横断勾配との関連で横断方向の形は、直線又は曲線となっている。床版を水平に施工し縦・横断勾配が舗装厚の変化で処理出来れば、床版は非常に簡単となり、現場施工によらなくてもよく工場製作でプレハブ床版と出来、品質の向上と工期の短縮に寄与する。然し、舗装厚が相当大きく変化し、余分な材料が必要となり死荷重の増加をもたらすし、過大舗装厚の所で変形や変状を起こし易くなる欠点を持っているので、ほとんど行われていない。

次に、横断勾配が一定の橋梁では主桁を横断勾配なりに高低差を付けて配置し、各主桁上で床版下面までの離れ量を一定に出来る。この場合、ハンチ量を0としハンチを付けないように出来そうであるが、上ランジの巾と厚さの変化及び縦断勾配とキャンバー量を計算値に合わせたための施工誤差調節用として余裕代が必要となる。このことより、ハンチ量は0に出来ない。特に鉄筋コンクリート床版ではハンチ部は必要であると言わざるを得ない。

このように必要なハンチ部を安全に施工でき、簡単な型枠で処理出来れば床版工の施工は容易となる。そこで、今回、ハンチ部の鋼製型枠に工夫を施した。ハンチ部の型枠が処置出来れば一般部の型枠は容易に取り付けられ、鉄筋コンクリート床版の配筋、コンクリート打設とスムーズに作業が行える。また、現橋のRC床版において、損傷を受けているものが多数発見される昨今、床版を打ち替える場合ハンチ部の型枠が簡単に早く取り付けられればプレキャスト床版、合成床版、鋼床版などを用いてこのハンチ部型枠と連結することにより、短日時で補修工事が行える。この点に着目し埋め殺し用ハンチ

部鋼製型枠の研究を続けており、第1段階の試作品を製作するに至ったので、ここに提案するものである。

2. 構造と特長

ハンチ部鋼製型枠の構造は左右一対の型枠に固定金具が溶接により取り付けられており、この金具は中央部でピンにより連結されている。ピンを中心に型枠は回転が出来るので主桁の据え付けが簡単となる（図-1）。その据付時の形状は図-2のようである。

このハンチ部型枠は相当の剛度が予想されるので、ここで一般部床版を支持することが出来る。このハンチ部を設置後、プレキャスト鉄筋コンクリート床版を置くと図-3のようになり、プレキャスト床版から突出している鉄筋を必要に応じて連結し、固定金具にあけてある鉄筋挿入孔に必要に応じ鉄筋を挿入して左右の床版間にコンクリートを打設することにより、床版は一体化された連続版とすることが出来る。ここで主桁にずれ止めが付いている合成桁であれば固定金具との関連で強固な合成桁となる。

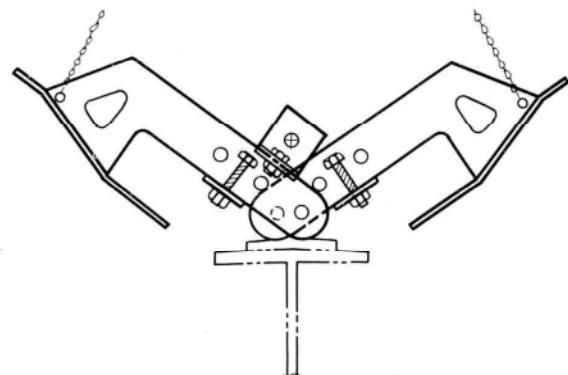


図-1 回転を利用した型枠据付

* 技術本部技術開発部長

** 技術本部設計部設計一課

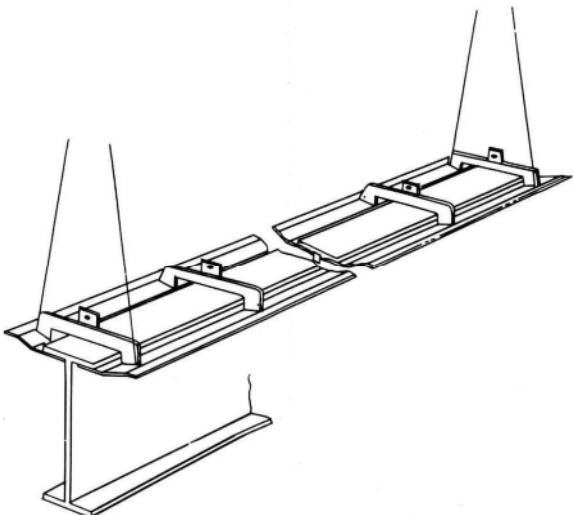


図-2 型枠の据付形状

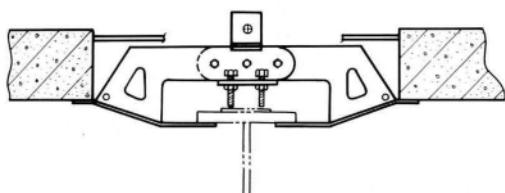


図-3 中間部にプレキャスト版を設置

3. 試作品

今般、ハンチ部の鋼製型枠を設計した。これを実際に製作し試作品とした。その状況を写真1、2に示す。

4. 結果と今後の展望

この試作品は型枠の板厚が9mmであり、埋め殺し材としては厚いが、耐力材とすることも考えているので決めた。試作品を操作してみると予想と合う所と合わぬ所と

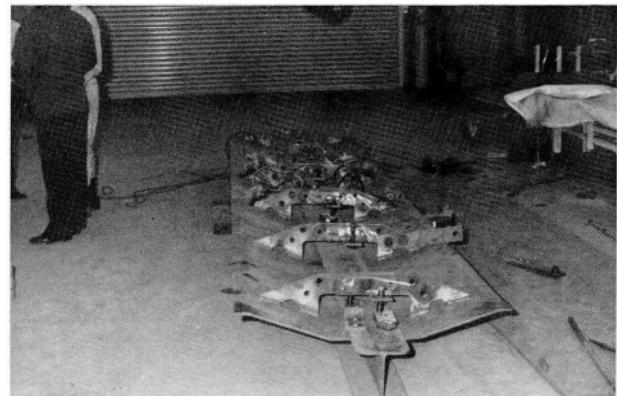


写真-2 取付後

があった。特に予想に反した点は、

- 1) 重すぎるため長手方向のたわみが発生し回転がスムーズでなかった。
- 2) 帯鋼による固定金具を使用したため、型枠が開きすぎたり、吊位置により型枠の開き方が適切にならないことがあった。
- 3) 水平方向の拘束がないため、主桁との相対位置が決まらなかった。

等である。これ等の諸点は改善の余地がある。第1点の重すぎて長手方向のたわみが生ずる事は吊り方と剛度のある添え材を使うことで解決出来る。第2点は使用状況が明らかになった時に、必要により簡単な止め（ストッパー）を設けることで解決出来る。第3点はハンチ部型枠を上フランジの中心位置に合わせることである。試作品には位置決めの、止め（ストッパー）が付けてなかったので問題となったもので、止めを付ければ解決出来る。

今回の試作品により、問題点が明らかとなり、改善の必要性とその対策を考える緒となった。

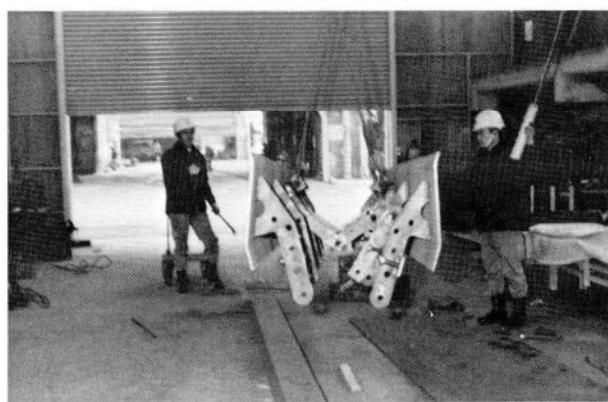


写真-1 取付前

新しい溶接工法・ミグトレインおよびリレオート

百瀬敏彦*

1. まえがき

本州四国連絡橋のトラス主構および鉄道桁が載る床トラス下弦材（横トラス下弦材）は、箱断面内側のすみ肉溶接（以後内面すみ肉溶接）が要求される場合が多い。これらの弦材の断面寸法は、大略600mmから1200mmであり、ダイヤフラムも数多く入っている。さらに、これらを溶接する際、材質と板厚によっては予熱が必要となり、箱断面内の温度は上昇し、溶接作業環境は非常に厳しいものとなる。また、鉄道併用橋の吊橋等においてはいわゆる縦ビートの疲労を考慮しなくてはならないため箱断面かど継手の溶け込み形状、棒継ぎ部のビードの凹凸およびルート部のプローホール等の溶接品質上の配慮が必要となる。

したがって、弦材の内面すみ肉溶接継手にも品質の安定している自動溶接を採用したいが、ダイヤフラム等があるため通常の自動溶接機では連続溶接が不可能である。

本報では、箱断面の内面すみ肉溶接をダイヤフラムのスカラップを通して自動溶接可能な2つの溶接工法について紹介する。なお本工法についてはいずれも本州四国連絡橋の主構弦材および床トラス下弦材の内面すみ肉溶接に採用している。

2. ミグトレインによる箱断面内面連続すみ肉溶接法

(1) ミグトレイン溶接機

（株）神戸製鋼所で開発した超小型長尺すみ内MIG溶接装置で150mm×150mm程度のスカラップがあればその中を通過して長尺継手を連続溶接可能な溶接装置である。

図-1にミグトレイン装置外形図を、図-2に装置接続系統図を示した。

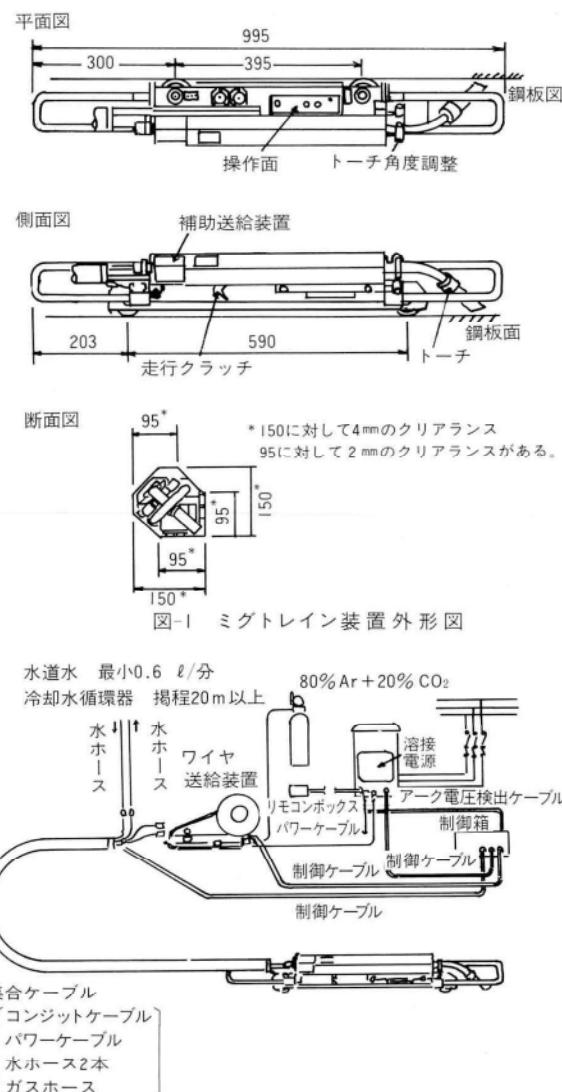


図-1 ミグトレイン装置 外形図

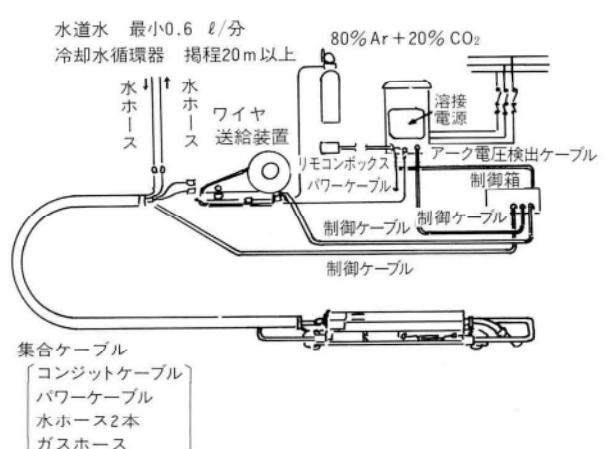


図-2 装置接続系統図

*千葉工場製造部生産技術課

ミグトレイン使用上の最も重要なポイントは約30mの集合ケーブル（コンジェット、パワー、制御、水、ガスの各ケーブル）を走行およびワイヤ送給に支障ないように処理することである。一般に、ケーブル処理方法として大口径のドラム巻取方法が多く用いられているが、当社では集合ケーブルを巻取らない直線的な処理方法を採用した。

溶接条件は下記の通りである。

- ① 溶接電源：パルスマグ電源（三菱クリーンマグ IV）
- ② 溶接材料：MG-50 1.2φ 80%Ar+20%CO₂混合ガス
- ③ 溶接条件：290A 37V 36cm/min（7mm脚長の場合）

（2）実施工

本州四国連絡橋トラス主構弦材に対する適用例を写真-1に示した。これらの内面すみ肉継手は自動超音波探傷でルート部の欠陥等が検査される。パイロットメンバー施工試験結果による断面マクロ写真の一例を写真-2に示した。



写真-1 ミグトレイン使用状況

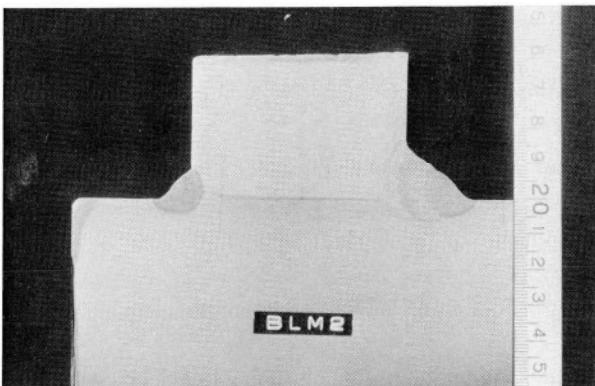


写真-2 マクロ写真(左側ミグトレイン溶接・右側サブマージアーク溶接)

今後箱桁等の閉断面におけるかど継手の内面溶接に対して設計上スカラップ形状を大きくすることが出来る場合には有効な自動溶接方法として採用できるものと思われる。

3. リレーオートによる箱断面内面連続すみ肉溶接法

（1）リレーオート溶接器（リレーオートII）

リレーオートII溶接器は、日鐵溶接工業㈱が開発した連続水平すみ肉溶接器であり、既に市販されているリレーオート溶接器の改良型で、R=100mm以上のスカラップがあれば長尺継手を無人でかつ連続溶接可能な溶接装置である。

図-3にリレーオートII溶接器の外形図を示した。

リレーオートII溶接器は、一台の交流溶接電源に対して、同一溶接線上に溶接器を複数台連続に配置し、長尺被覆溶接棒を用いて先行溶接器から後行溶接器へと順次アーケを自動的にリレーされる溶接方法である。

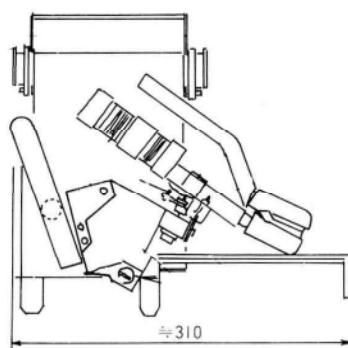
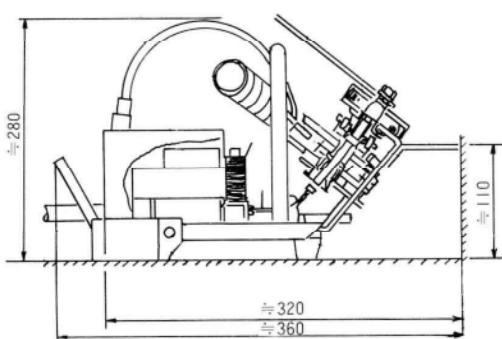


図-3 リレーオートII外形図

リレーオートII溶接器では連続溶接がスムーズにいくようにアーク切斷方法を二つ併用している。一つは従来器のような機械的アーク切斷方法であり、もう一つは先行溶接棒から後行溶接棒へアークがリレーすると先行溶接棒のアークを切斷する機構である。

また、後行溶接器は先行溶接器からアークがリレーされた瞬間に溶接棒を一定距離前方に押し出し先行溶接棒のクレーターの凹を埋めることにより、ビート継目に生じ易いクレーター残しを解消し、なおかつ溶け込み線の急変をなくすことが出来る。

溶接条件は下記の通りである。

- ① 溶接電源：サイリスタ制御交流アーク溶接電源
(大阪変圧器)
- ② 溶接材料：EX-55R 6.4φ
- ③ 溶接条件：290～300A (7mm脚長の場合)

(2) 実施工

本州四国連絡橋床トラス下弦材に対する使用例を写真-3に示した。また、パイロットメンバー施工試験結果による断面マクロ写真の一例を写真-4に、棒継ぎ部の外観形状を写真-5に示した。

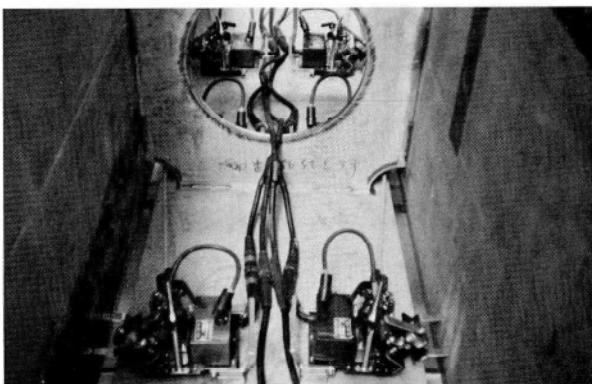


写真-3 リレーオート使用状況

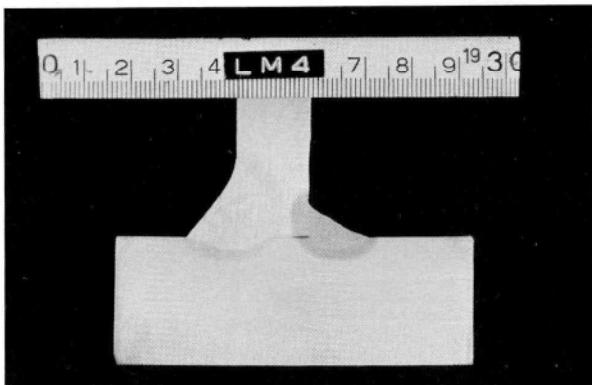


写真-4 断面マクロ写真(左側サブマージアーク・
右側リレーオート溶接)

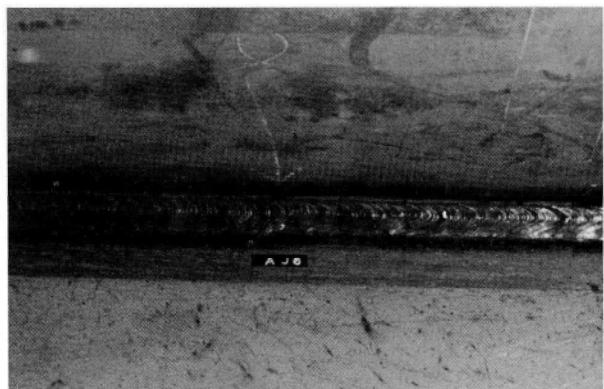


写真-5 リレーオート溶接棒継ぎ部外観形状

ダイヤフラムの間隔により溶接棒の使い分け ($\ell = 550\sim 900\text{mm}$) が必要であるが、一度セットてしまえばあとはほぼ無監視で良い。

このように、ミグトレインが通過できないスカラップ形状である場合には大変有効である。また、取扱い方法が簡単なため、使い方によってはだれにも使用することが可能である。

紹介

鋼橋製作における自動化システムの実用化例 (パネル自動組立溶接ライン)

成宮 隆雄*
青木 清**

1. まえがき

一般に鋼橋は1橋ごとに設計され、設計諸元が各々異なり、かつ1橋の中に含まれる同一部材数の少ない典型的な少量受注生産に属する。そのためシステム的な製作自動化が困難であると考えられていた。しかし、鋼橋の製作においても他の製造業と同様に、品質の向上・工期の短縮・安全性の確保およびコストダウンは社会的な要求もある。また企業としても、一昔前のようにいわゆる職人芸をもつ熟練工の確保が困難となっており生産システムの自動化は重要課題である。

鋼橋の製作部門での工程を大別すると下記の通りとなる。

- ① 原寸工程（情報作成工程も含む）
- ② 加工工程
- ③ 仮組立工程
- ④ 塗装工程

加工工程においては、板継ぎ溶接・切断・孔明け等の前段加工と組立・溶接等の後段加工に分けられる。原寸工程から前段加工にかけての自動化は情報作成の重複を避け、各工程の情報伝達を有機的かつ効果的にNC機器等につなげていく原寸・製作自動化システムとして処理していくことができる。一方組立・溶接等の後段加工の自動化は個々の工程において自動機器を導入している程度であり、システム的な自動化とは言い難い。

本報では、当社が開発し実用化した組立・溶接の自動化システム（パネル自動組立溶接ライン）の設計思想およびシステムの概要を紹介する。

2. 組立・溶接の自動化システムの設計

鋼橋加工工程における標準的な作業フローチャートを

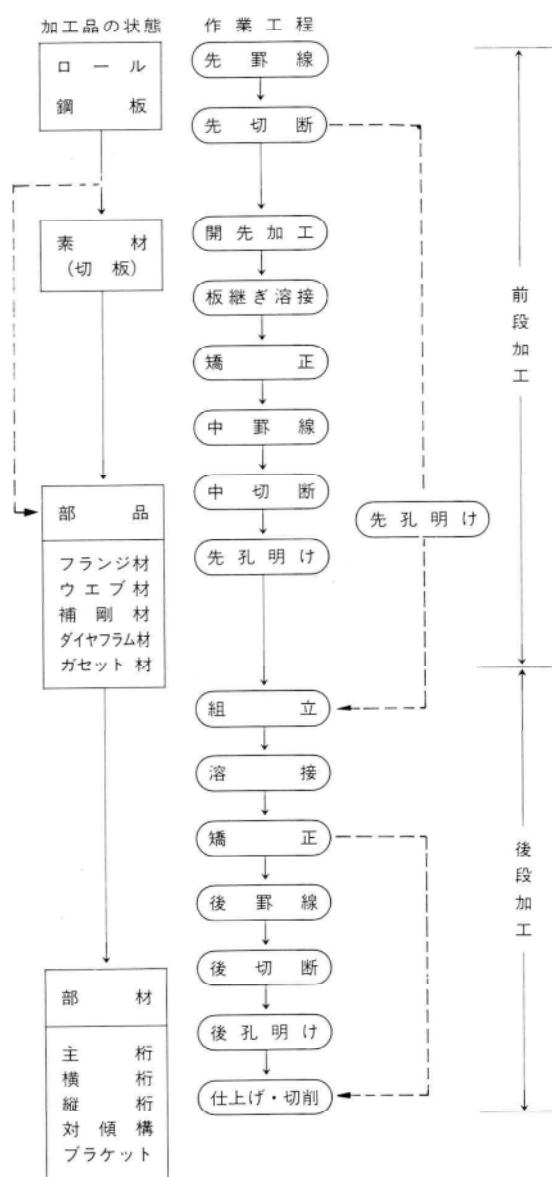


図-1 鋼橋加工工程の作業フローチャート

* 千葉工場研究室長

** 千葉工場製造部製造計画課長

図-1に示した。これらの作業工程のうち最も品質上重要な付加価値の高い後段加工における組立・溶接の自動化システムの設計を行った。

多種少量生産である鋼橋の各部材の組立・溶接全てに適用できる汎用的な自動化システムを設計することは技術的に不可能であり、また経済効果の点からも無駄である。自動化システムの設計にあたって最も重要でかつ悩ましい課題は、どの程度の汎用性をもたせるかということである。システム的な自動化ともなれば当然設備投資額も大きくなり、汎用システムの要求は大きくなる。設計者の割り切りと、経営トップの決断が不可欠となる。

鋼橋部材または部品をどの程度まで自動化システムに乗せるかという設計上のアプローチの仕方には幾つかあるが、ここでは加工の最終単位である部材および部材の形単位である部品を、その断面形状から同形化および類形化して適用すべき形状・寸法を決めた。

図-2に鋼橋の部材および部品の類形化図を示した。

図-2により部材および部品をその断面形状から大別すると次ぎの3断面形状に分けられる。

① 開断面： I形およびL形 [構成する素材のうち最大なもの（主としてウェブ）の裏・表に溶接継手がある部材および部品。例として鈑桁・縦桁・横桁

等]

- ② 閉断面： 箱形・丸形（内部にリブ・ステイフナー・ダイヤフラム等の取付け溶接のあるもの。例として箱桁・トラス・丸橋脚等）
- ③ 版断面： 構成する素材のうち最大ものの片面のみにリブ・ステイフナー等が取付け溶接されているもの。例として箱桁のウェブ・法兰ジおよび鋼床版等。これらをパネルと称する。

以上の3断面形状のうち組立溶接時に部材または部品の反転の必要ない版断面部材および部品（パネル）が最も自動組立溶接システムとして実用化し易くかつ汎用性も高いと判断し、これをパネル自動組立溶接システムとして開発し、ライン化した。

パネル自動組立溶接ライン設計の具体的な設計思想を以下に示す。

- 1) 素材(鋼板)と部品(リブ等)をライン内に設置した後は一切外部クレーンを用いて素材または部品を移動しない。（部品のライン内の移動・持ち上げは装置に組込むリフター等で行う。）
- 2) 組立と溶接を可能な限り分離しないで一体化して考える。（やむを得ない場合以外は仮付け溶接を行わない。）

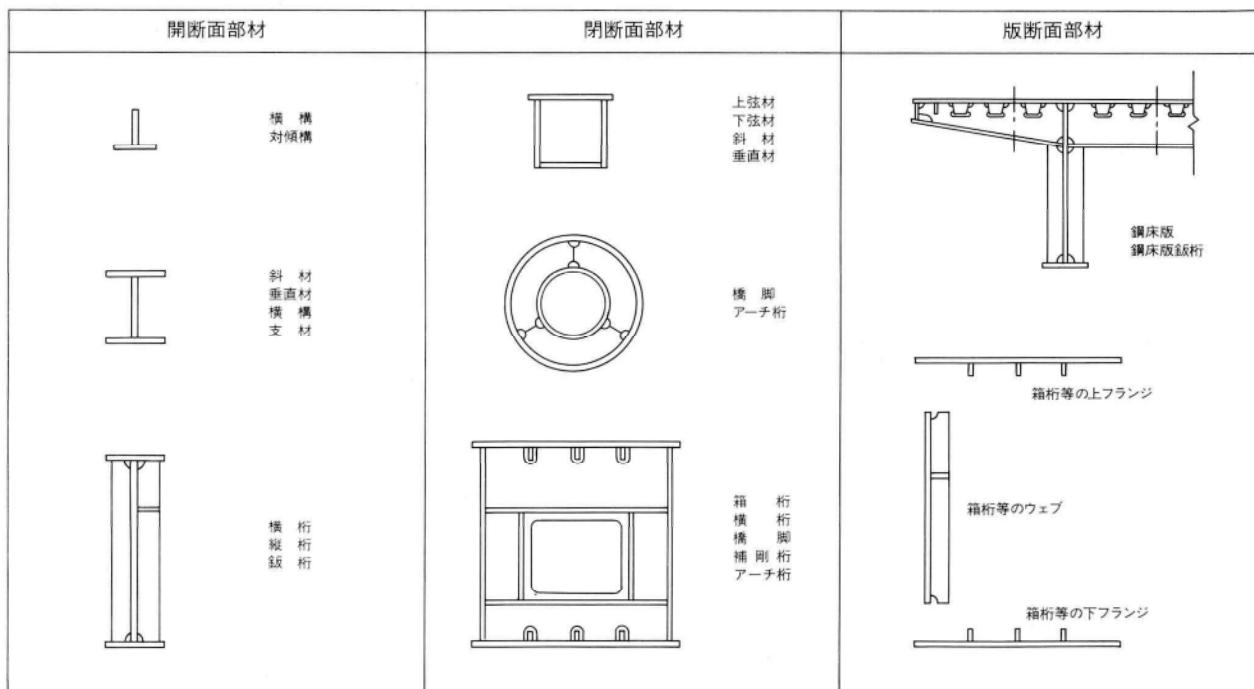


図-2 部材および部品の類形化図

- 3) 組立または溶接状態での材片の隙間（ルートギャップ）は装置内の圧着装置で押さえ込み、溶接継手の品質を最良の状態とする。
- 4) 溶接変形は装置内に組み込まれた押さえジャッキ等で拘束する。
- 5) パネルの縦方向（例縦リブ）溶接および横方向（例横リブ）溶接とも自動溶接とし、縦横の交差部はロボットを用い連続溶接できるものとする。
- 6) 溶接は、CO₂またはMAG自動溶接とし、リブ等の溶接は変形防止のため全て両側同時溶接とする。
- 7) 作業者は装置を通して多能工化する。ラインの作業者は主作業に必要な人員とし、一時的に人手を要する作業は極力機械化する。
- 8) ライン内に鋼板および部品（例リブ等）を搬入後は鋼板溶接継手部の黒皮およびプライマー除去から溶接までの全作業工程を完了し、ほぼ製品としてからライン外へ搬出する。
- 9) ラインの部材の扱いは1ロットとして9m×20m以内を2枚または4.5m×20m以内を4枚とする。
- 10) ライン内の装置の干渉は出来る限り避ける。
以上の設計思想に基づきパネル自動組立溶接ライン（当社略称PAS）を開発し現在稼働中である。

3. パネル自動組立溶接ライン(PAS)の概要

PASの詳細な構成および性能について別な機会に発表するつもりであるが、本ラインは次の3つの大型装置よりなっている。

- 1) 押さえガーター（PAS-H）：バキュームブロスターによるプライマー塗膜除去装置、組立用圧着装置、仮付け用MAG溶接装置等。
- 2) 縦リブ溶接マニプレーター（PAS-L）：6電極CO₂またはMAG全自动溶接装置等
- 3) 横リブ溶接マニプレーター（PAS-C）：拘束および圧着装置、横リブ移送リフター、6軸溶接ロボット2式等

これらの3つの大型装置が前述した設計思想をほぼ満足した状態で有機的に各作業をつなげながら稼働している。

写真-1～3に鋼床版製作時における本ラインの装置の代表的な稼働状況写真を示す。また**写真-4～6**に、本ライン各溶接装置による溶接ビードの外観を示す。

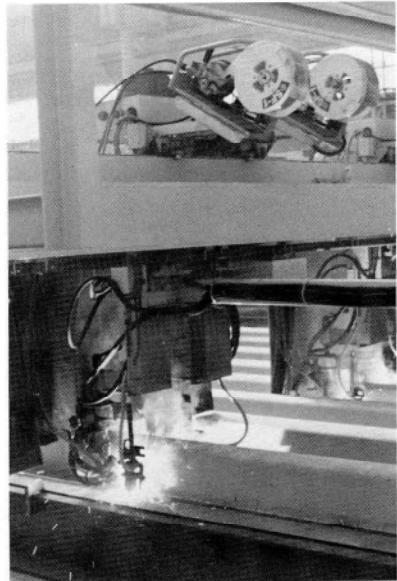


写真-1 PAS-LによるUリブのすみ肉溶接



写真-2 PAS-C 横リブの移送リフター

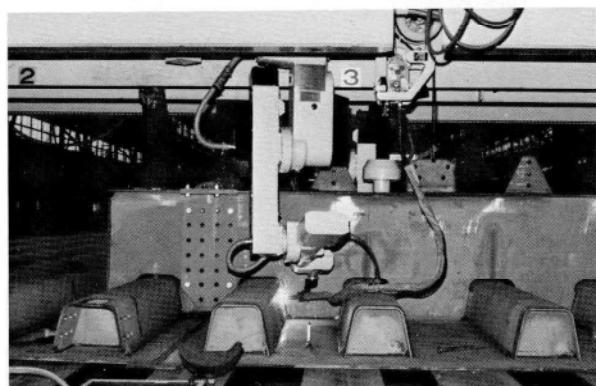


写真-3 PAS-C ロボットによる横リブの水平および立向すみ肉溶接

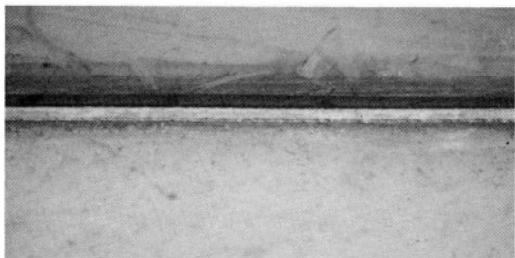


写真-4 PAS-Lによる縦リブのすみ肉溶接ビード外観

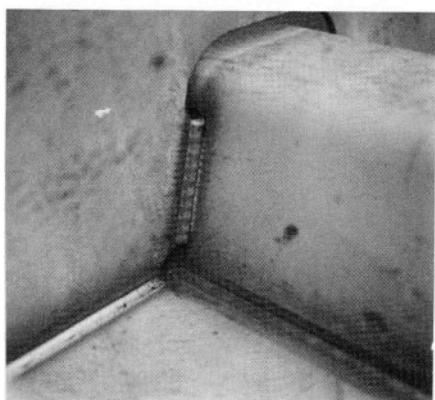


写真-5 PAS-Cによる横リブと縦リブの立向
すみ肉溶接ビード外観

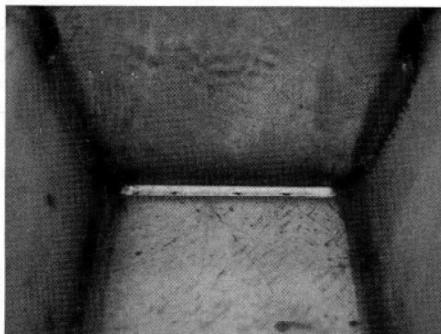


写真-6 PAS-Cによる横リブとフランジの
水平すみ肉ビード外観

4. あとがき

本報で紹介したパネル自動組立溶接ラインは単に作業工程の1部に自動機器を採用したというだけではなく、鋼橋の製作において組立と溶接を一つの自動システムラインに組み込み部材の全品質のバランスを保つつつ、品質の向上を計ったことは画期的な試みであると自負している。加工特に後段加工の自動化システムを採用するためには、素材および部品の寸法精度向上は不可欠でありこれよりさらに全体的な品質向上が期待される。
従って今後素材および部品の精度向上を計るとともに、本システムを土台に、ハイテク時代に相応した鋼橋製作システムを開発し発注者の期待に応えていくつもりである。

紹介

シンガポールのキャベナ橋

高崎一郎*
清水切雄**

材料や技術の進歩との関係もあるだろうが橋梁の形式にも時代による一種の流行のようなものがあるように思われる。昨今では日本はもちろん、世界的に斜張橋がブームの観を程しており、支間の延長はもとより、材料、構造について多くの試みがなされている。しかし、斜めに張ったケーブルで桁を吊ると言う、斜張橋の考え方そのものはかなり古く、古典的な構造形式の一つと言って良い。シンガポールのCavenagh橋もロンドンのAlbert橋と並んで“鉄”を材料としたこの種の形式の最も古い例である。

筆者らは、たまたまこの歴史的な橋を見学する機会を得たのでその概要を報告させていただく。

同橋はシンガポールの港に注ぐ延長僅か2.3kmのシンガポール川の河口付近に位置しており、エリザベスウォーク、ビクトリア・メモリアルホール、移民局など古いヨーロッパの面影を濃く残す観光の中心地に在る。また金融・貿易の一大中心として近年大きな経済発展を成し遂げた同国の心臓部として超高層ビルが林立し、本橋の足元でも今、日本の大手建設業者の手で地下鉄工事が進められている。

Cavenagh橋の一般図を図-1に示す。本橋に関する文献は多くはないが、当時の英字紙“ENGINEERING”的1868年7月10日付の紙面に建設当時の模様がかなり詳しく掲載されている。同紙によれば、本橋はシンガポールで長年公共事業の推進に当たっていたCollyer,R.E大佐の指導のもとにRowland.N.Orldishによって設計された。製作は英グラスゴーにあるCluta鉄工所でなされ、数週間かかって現地へ輸送された。設計荷重は明らかでないが、車道（と言っても馬車の通行のため）巾員21ft、両側に6ftづつの歩道を有し、架設に先立つ組立（いわゆる仮組立て？）で活荷重の2倍、自重の4倍に当たる荷重を載荷して試験したとあるから、概ねその値が知れる。試算の結果、架設当初の死荷重は全橋で約620tと算出されている。

“ENGINEERING”紙の見出し部分を写真-2に示す。また、高欄にはめ込まれた橋歴板から、“1868...GLASGOW”が読み取れる（写真-3）。

基礎はいわゆるベタ基礎のようで、石造のアバットの上にこれまた石造の塔が立ち上がり、ローラー支承を介してチェーン群を渡している。チェーン群はバックス

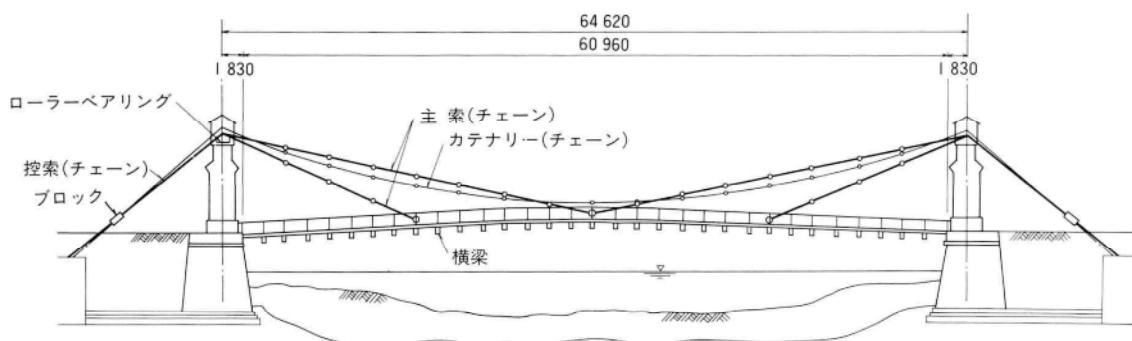


図-1 CAVENAGH橋一般図

* 技術本部設計部長

** 技術本部技術開発部付課長



写真-1 全景

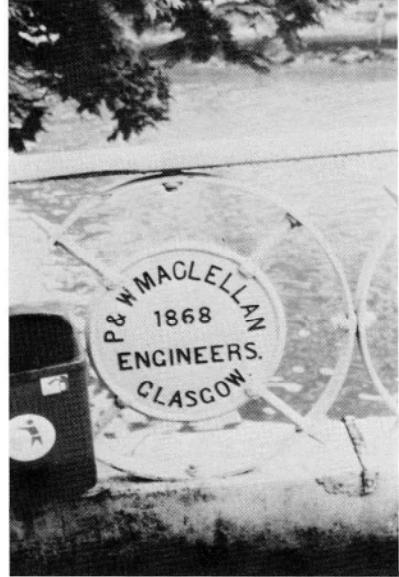


写真-3 高欄にはめ込まれた橋歴板



写真-2 1868.7.10付 "ENGINEERING"

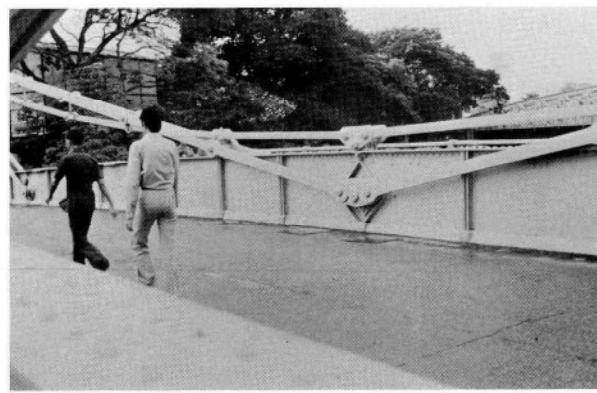


写真-5 チェーンの主軸への碇着

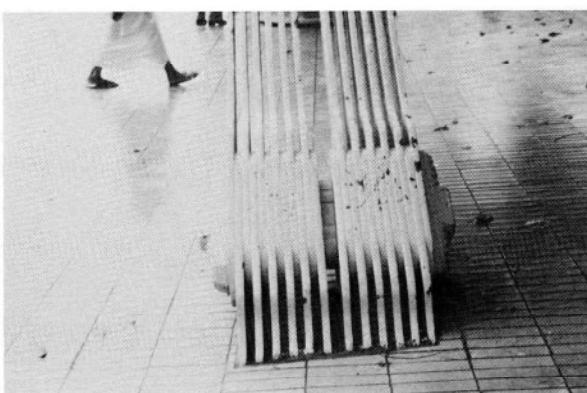


写真-4 バックステーのクサビブロック

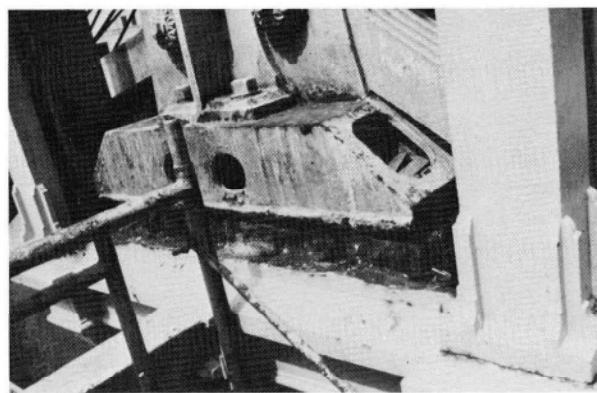


写真-6 塔頂のローラー支承

ティ区間で一つにまとめられ、誤差調整用と思われるクサビブロック 写真-4 を介してアンカーブロックに碇着されている。このアンカーブロックは 図-1 に見られるように地中でアバットと連結され、水平移動の防止に対処している。

主桁は型材の組み合わせによる桁高1220mmのI型断面で、歩車道の境界部に位置し、支間の4等分点でチェーンによって支持され、単径間の斜張橋を構成している(写真-5)。この系の解析は、前期“ENGINEERING”紙によれば設計者(既述)の理論“The Rigid Suspension Principle”によったとのことであるが、要するにケーブルの主桁への碇着点を剛支点と考えた連続桁として扱っているようである。ちなみに変形を考慮した筆者らの試算では、活荷重に対してケーブル張力および主桁の曲げモーメントに最大5%程度の差が生じる。

さて、図および写真に見られるように、本橋のチェーンシステムには直接主桁を支持する直線状のケーブルの他に、径間全長にわたって張られているカテナリー状のチェーンが存在する。構造系から明らかのようにこのチェーンには主荷重による張力は殆んど生じないはずで、専ら主桁を支持する他のチェーンの自重による垂直変位を防止し、サグによる見掛け上の引張剛性の低下を避けるためと想像される。当時の材料(後述)の強度から必然的にチェーンは相当な重量となり、死荷重による張力だけではそのサグの影響が無視出来ないからである。先の“Rigid Suspension”なる表現はこうした配慮を指しているのであろう。塔頂にローラーとピンを組み合わせた支承を配し、塔前後のチェーン張力水平成分の差による塔軸体およびその基部の曲げモーメントの発生を防ぐ構造となっているが、現在では写真-6に見られるように腐蝕によってローラーは変形し、可動支承としての機能を全く有していない。

さて、シンガポール当局に保存されている“Bridge History Book”なるものによれば、本橋は1936年(昭和11年)2月に大掛りな補修作業がおこなわれたようで、主桁の補強、端部支承の取り替え、補剛材の追加、横桁のコンクリートによる巻き込み等が実施され、死荷重は350t程増加したと記録されている。

そのため現在の外観からは床組の様子等は良く判からないが、建設当初は約2m間隔の横桁間に張られたバックルプレート上にアスファルトとコルクを満たし、表層は3インチ厚の木材のブロックであったらしい。このブロックの表面には馬の足掛けを良くするために溝が掘ら

れているとの記述が面白い。

さて本橋に用いられている鉄材の材質については詳らかではないが、“ENGINEERING”紙、および組立て時の試験載荷々重の強度等から、主桁・横桁・支承は鍛鉄(CAST IRON)、チェーンは鍊鉄(WROUGHT IRON)であろうと考えられている。当時の鍛鉄は“VICTORIAN IRON”と呼ばれ、現在の黒鉛鍛鉄に相当するものであるが、鋳造法の微妙な違いや、含まれている成分の差によって強度が大きくばらついている。W.Noble Twelvetrees(!!!)¹⁾は表-1を示し、また1909年の英国では、鍛鉄、鍊鉄に対する許容応力度として表-2を与えていた²⁾。周知のように鍛鉄は延性に乏しく、内部欠陥を含みやすいこと、低温ぜい性が良くないなどの欠点がある反面、鋼材に比べて著しくさび難い長所があり、本橋のような歴史的な構造物が120年も経た現在なお健在であることの大いな理由となっている。

なお本Cavenagh橋は、現在歩行者専用橋として使われている。

本文に引用した資料の入手に当たっては、鹿島建設(株)の牧野洋氏にお世話になった。末筆ながらここに心から感謝申し上げる次第である。

表-1 鍛鉄の強度¹⁾

| 項目 | 強度 (N/mm ²) | |
|-------|-------------------------|-----------|
| 引張強度 | 77~232 | 平均114 |
| ヤング係数 | 82,000~158,700 | 平均117,300 |
| 圧縮強度 | 309~989 | 平均742 |
| せん断強度 | | 平均131 |

(W. Noble Twelvetreesによる)

表-2 鉄材の許容応力度²⁾ (N/mm²)

| | 鍛鉄 (Cast Iron) | 鍊鉄 (Wrought Iron) | 軟鋼 (Mild Steel) |
|--------|-------------------|----------------------|--------------------|
| 引張応力度 | 23 | 77 | 116 |
| 圧縮応力度 | 124 | 77 | 116 |
| せん断応力度 | 23 | 62 | 85 |
| 支圧応力度 | 154 | 109 | 171 |

(英國 1909制定)

〈参考文献〉

- 1) TWELVETREES.W.NOBLE:Editor:Rington's notes on Building Construction.Part1. 1915
- 2) London Country Council(General Powers)Act. 1. 1909
- 3) 成瀬; 斜張橋の沿革と変遷、橋梁と基礎、昭和60年8月

編集後記

このたび第2号を発刊するに当り、京都大学の山田先生からメキシコでの大地震発生を教訓に耐震構造物についての技術見解を巻頭言にいただきました。有難く感謝いたしており、紙面を借りて御礼申し上げます。

当社の各部門の技術を巾広く盛り込みたいということで、テーマ選定を行ってきました。そこで創刊号より数も増えています。各テーマはいずれも日常工事に反映されているものであり、執筆者の身に付いている技術です。このものを解り易く表現するのが苦手の者に、努力をお願いしてまとまったものもあります。編集者としては、各執筆者の努力を読みやすく、使いやすくするように取組みました。然し、不馴れた所もあり、不十分な点もあろうかと思います。御気付きの点はお知らせいただければ幸いです。

この技報は現状を知つてもらうのに役立ち、明日のより良い製品に反映し、技術向上に、いささかも貢献することを念願しています。

技報編集委員会

| | |
|---------|-------------------------|
| 委 員 長 | 島 田 安 正 |
| 副 委 員 長 | 小 塚 義 夫 |
| 委 員 | 久保田 幸 男 茂 木 保 孝 渡 部 洋 三 |
| | 永 井 英 司 椎 名 薫 木 越 俊 夫 |
| | 鬼 頭 省 吾 田 中 一 男 中 上 達 生 |
| | 菅 野 京 七 高 野 祐 吉* 原 昭 恵* |
| | 清 水 功 雄* |

*印 事務局兼務

宮地技報 第2号

発行日 昭和61年1月20日

発行所 株式会社宮地鐵工所

〒103 東京都中央区日本橋小伝馬町15番18号

(日本橋SKビル) TEL 03 (639) 2111(代)

印刷所 三好印刷株式会社