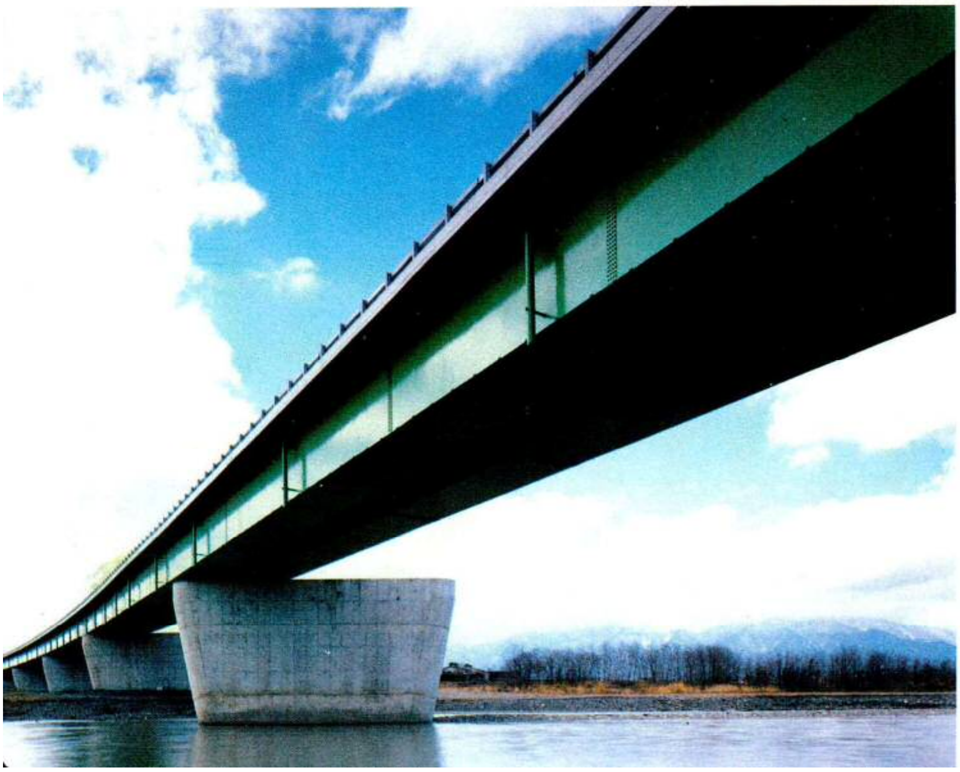
中島西工区高架橋

発注者	阪神高速道路公団
型　式	単純鋼床版箱桁
	4 径間連続鋼床版箱桁
橋　長	420m（71＋70＋87＋82＋110）
巾　員	27.5m～44.0m
鋼　重	4 742 t
路　線	大阪府道高速湾岸線
所在地	大阪市西淀川区
竣　工	平成 2 年予定
施　工	宮地他 2 社

説明文　P 20



犀川橋

発注者	日本道路公団
型　式	3 径間連続箱桁（2 連）
	単純非合成鈑桁（2 連）
橋　長	445.70m（33.15、63.40＋2×63.00、2×63.00＋62.40、29.00）
巾　員	9 m（上り線）
鋼　重	1 572 t
路　線	長野自動車道（岡谷～更埴）
所在地	長野県南安曇郡豊科町
竣　工	平成元年

説明文　P 20

関西国際空港連絡橋

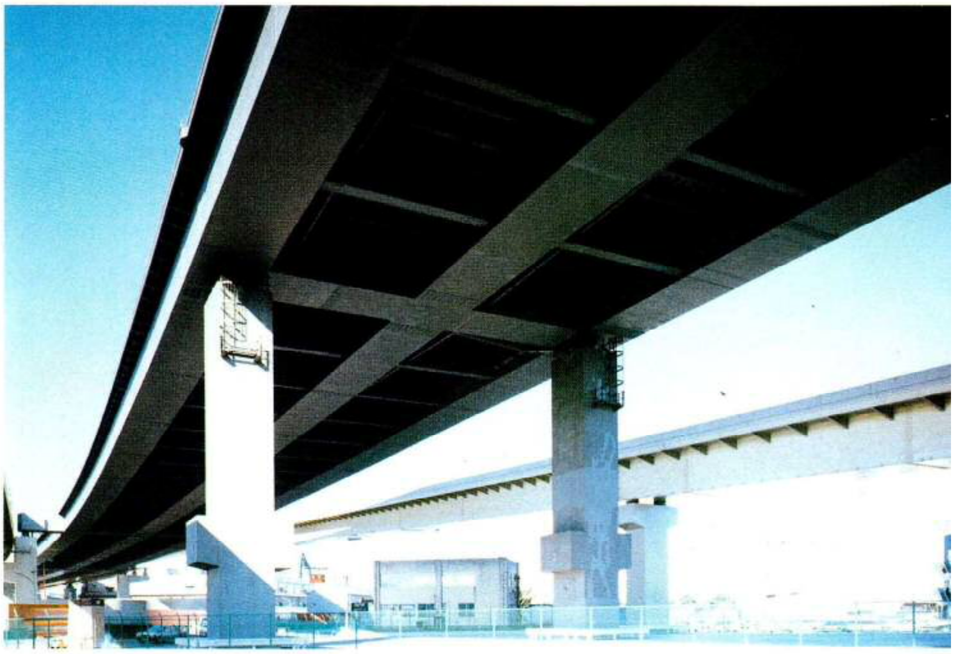
発注者	関西国際空港株式会社
型　式	鋼床版合成３径間連続 ダブルデッキトラス橋
橋　長	450m(149＋150＋149)
巾　員	29.5m～31.5m
鋼　重	9 558 t
主構高	一般部　17.5m
主構間隔	20m～22m
所在地	大阪府泉州沖
施　工	宮地他３社

説明文　P 26

ＢＹ552工区(その２)高架橋

発注者	首都高速道路公団
型　式	４径間連続鋼床版箱桁
橋　長	424m(83＋114＋124＋103)
巾　員	28.75m
鋼　重	5 656 t
所在地	横浜市中区本牧ふ頭
竣　工	平成元年
施　工	宮地他２社

説明文　P 26



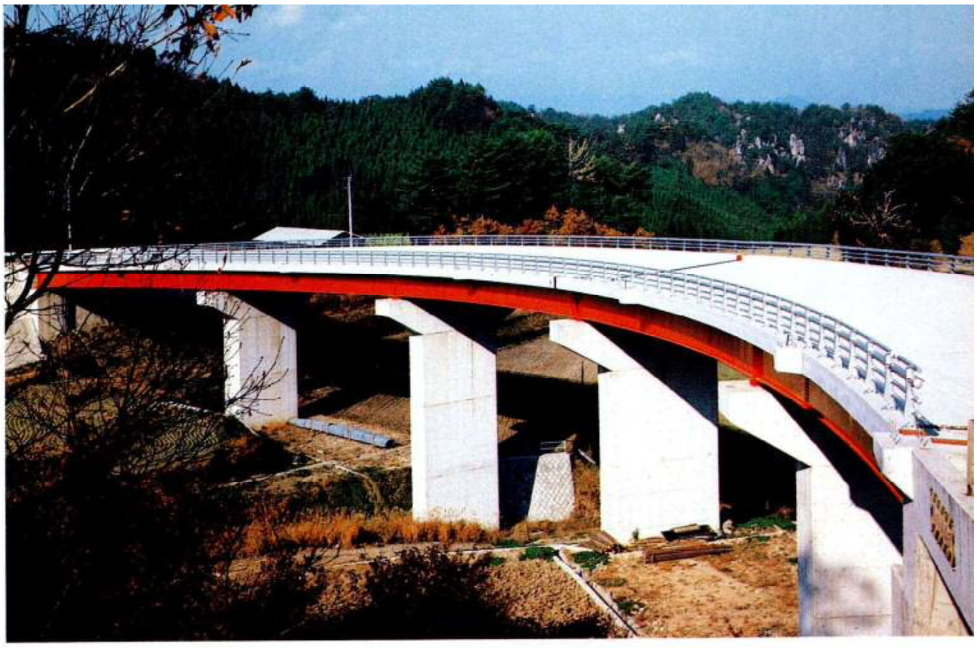
恵庭大橋

発注者	札幌開発建設部
型　式	３径間連続非合成鈑桁
橋　長	106.500m
幅　員	(9.250m＋3.50m)×2
鋼　重	555 t
路　線	一般国道36号
所在地	北海道恵庭市
竣　工	昭和63年

説明文　P 33

第２宇戸橋

発注者　九州地方建設局
型　式　２径間連続鈑桁、３径間連続鈑桁
橋　長　135m（2×26.65、3×26.65）
巾　員　11.25m
鋼　重　269 t
路　線　一般国道387号線
所在地　大分県玖珠郡玖珠町
竣　工　昭和63年
説明文　P 33

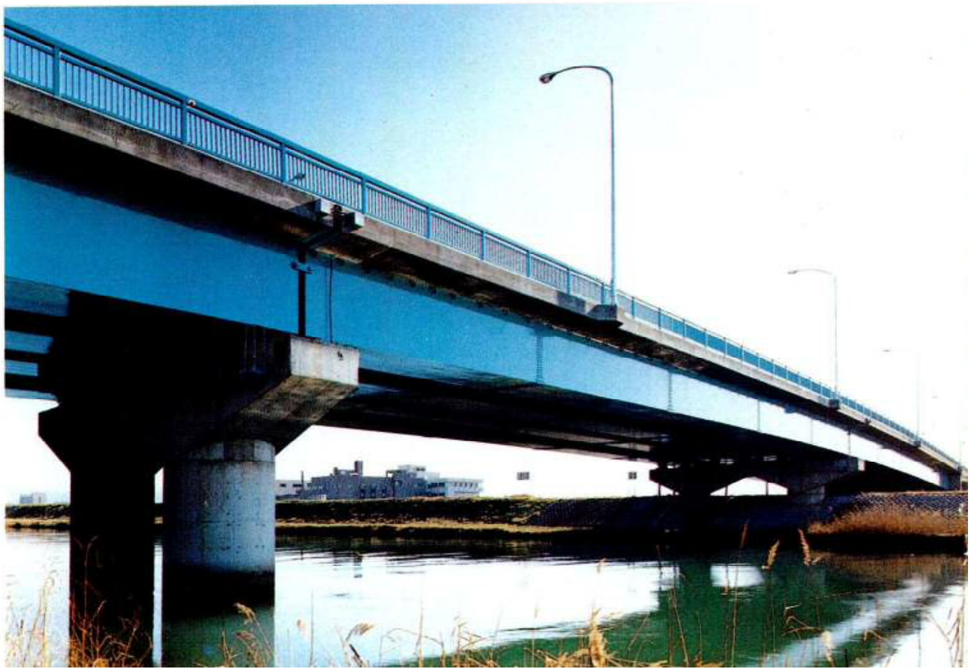


富田沢橋

発注者　長野県
型　式　逆ランガー橋
橋　長　96m（15.6＋64.0＋15.6）
巾　員　6.5m～8.8m
鋼　重　183 t
路　線　伊那南部広域農道
所在地　長野県飯田市下久堅
竣　工　平成元年
説明文　P 41

城南橋

発注者　石川県
型　式　単純合成箱桁
橋　長　167m（53.51、56.8、56.09）
巾　員　10.5m
鋼　重　588 t
所在地　石川県小松市
竣　工　昭和63年
説明文　P 41



虹の大橋（新大橋）

発注者　山形県
型　式　3径間連続箱桁、単純合成鈑桁(2連)
橋　長　252m(34.05、59.45+77.5+59.45、18.6)
巾　員　11m
鋼　重　857t
路　線　一般国道347号横山バイパス
所在地　山形県北村山郡大石田町
竣　工　昭和63年
施　工　宮地他2社
説明文　P54

円空歩道橋

発注者　美並村
型　式　単純ワーレントラス橋
橋　長　96m
巾　員　2m
鋼　重　124t
所在地　岐阜県郡上郡美並村
竣　工　平成元年
説明文　P54

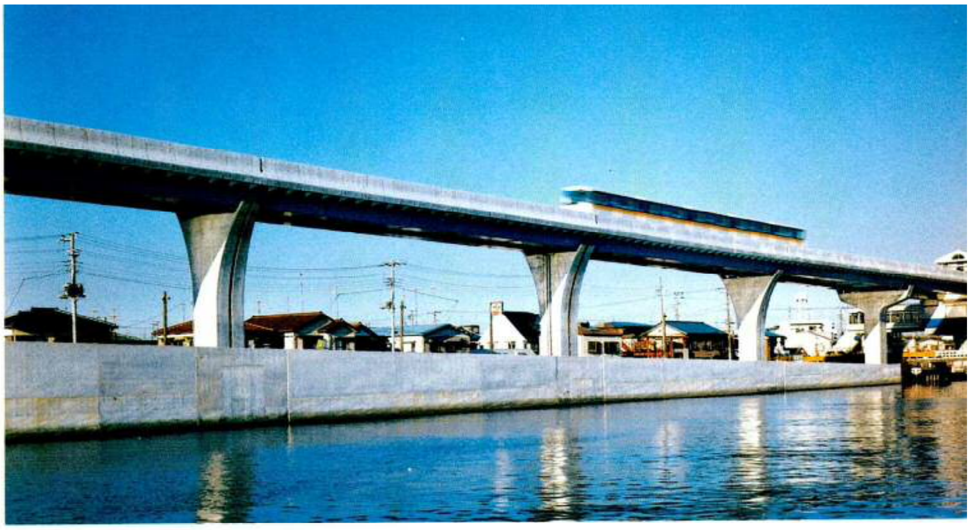
下二股橋

発注者　函館開発建設部
型　式　π型ラーメン橋
橋　長　81.229m
幅　員　6.25m
鋼　重　150t
路　線　一般国道227号
所在地　北海道亀田郡大野町
竣　工　昭和63年
説明文　P66

金沢シーサイドライン橋

発注者	横浜市
型　式	3径間連続鋼床箱桁 2径間連続鋼床箱桁
橋　長	174m(3×35.0、2×35.0)
鋼　重	443t
所在地	横浜市金沢区
竣　工	昭和63年

説明文　P66



大井橋側道橋

発注者	静岡県
型　式	単純Ｉ桁
橋　長	70m
巾　員	2m
鋼　重	89t
路　線	主要地方道水窪佐久間線
所在地	静岡県磐田郡
竣　工	平成元年

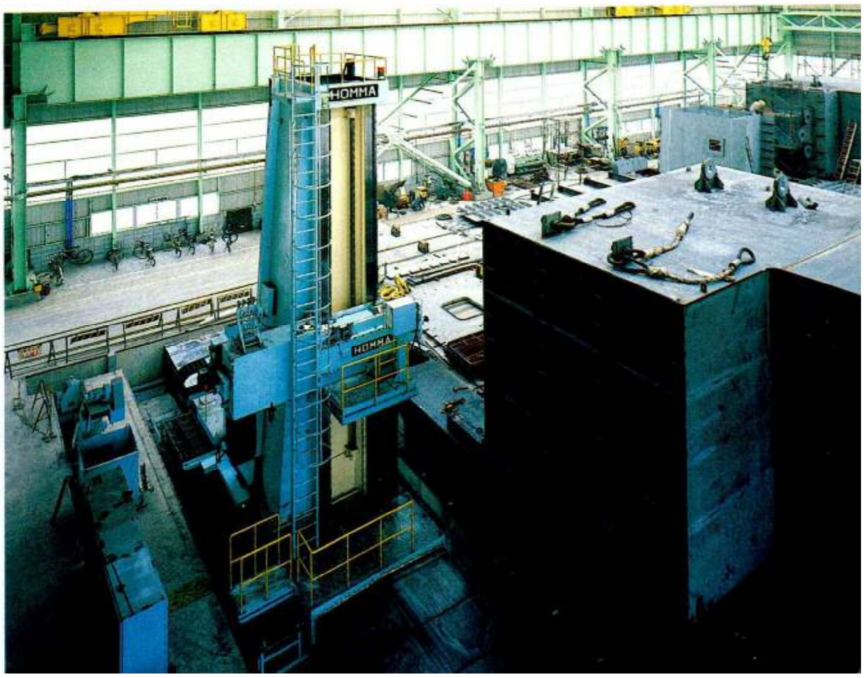
本文　P42参照

新規設備紹介

コンピューター数値制御フライス汎用機 （フェーシングマシーン）

型　式	HFM-70/150
設置場所	弊社千葉工場大型部材製作工場
設置年	平成元年

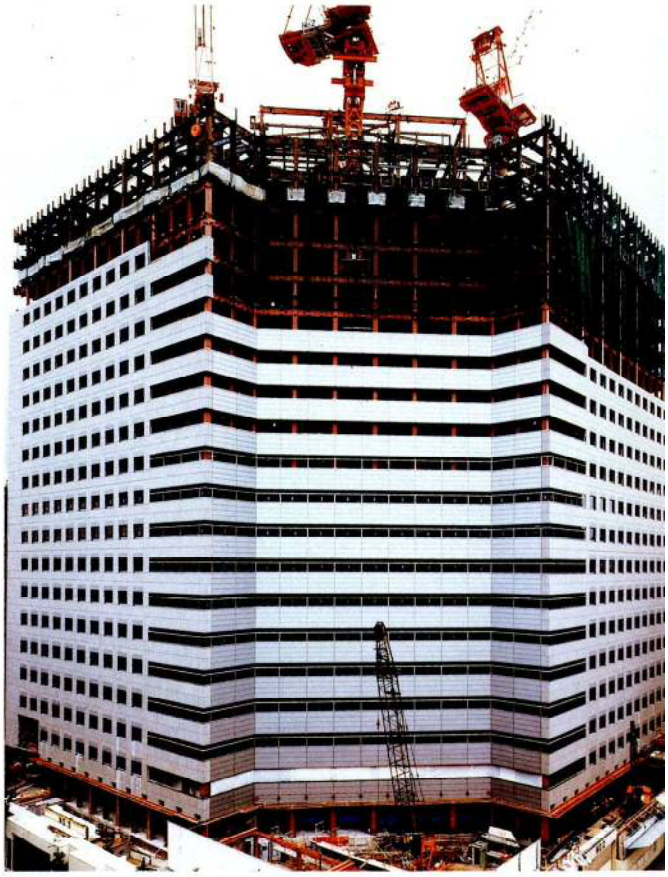
紹介文　P96参照



東京都第二本庁舎

施　　主	東京都
設計・監理	東京都財務局シティホール建設室 丹下健三・都市・建築設計研究所
発 注 者	鹿島・大林・西松・住友他10社共同企業体
構　　造	SRC造、S造、地下3階、地上34階
鋼　　重	25 000 t
所 在 地	東京都新宿区
竣　　工	平成3年
施　　工	宮地他5社

説明文　P 90



アーバンネット大手町ビル

施　　主	NTT都市開発㈱
設計・監理	NTT都市開発㈱
発 注 者	大成・大林・戸田・安藤・フジタ・ 共立建設共同企業体
構　　造	SRC造、S造、 地下5階、地上22階
鋼　　重	16 000 t
所 在 地	東京都千代田区
竣　　工	平成2年
施　　工	宮地他3社

説明文　P 90

駿河台大学第二講義棟

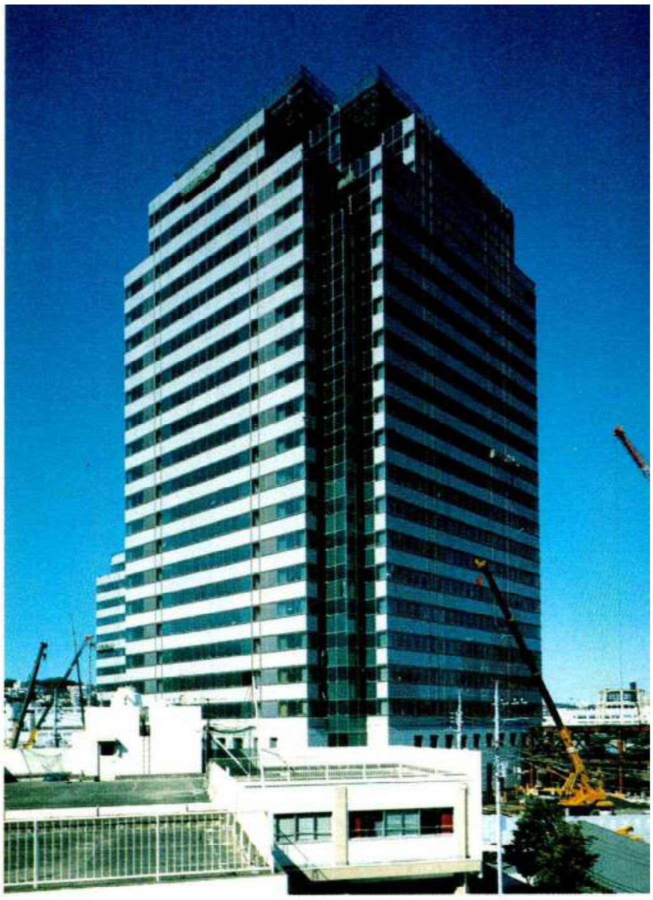
施　　主	駿河台大学
設計・監理	三菱地所㈱
発 注 者	清水建設㈱
構　　造	S造、地下1階、地上14階
鋼　　重	1 800 t
所 在 地	埼玉県飯能市
竣　　工	平成2年

説明文　P 95

横浜ビジネスパークＡ１棟

施　　主	野村不動産㈱
設計・監理	野村不動産一級建築士事務所 大林組東京本社一級建築士事務所
発 注 者	㈱大林組
構　　造	Ｓ造、地下２階、地上21階
鋼　　重	7 700 t
所 在 地	横浜市保土ヶ谷区
竣　　工	平成２年
施　　工	宮地他２社

説明文　P 95



フジタ工業新社屋

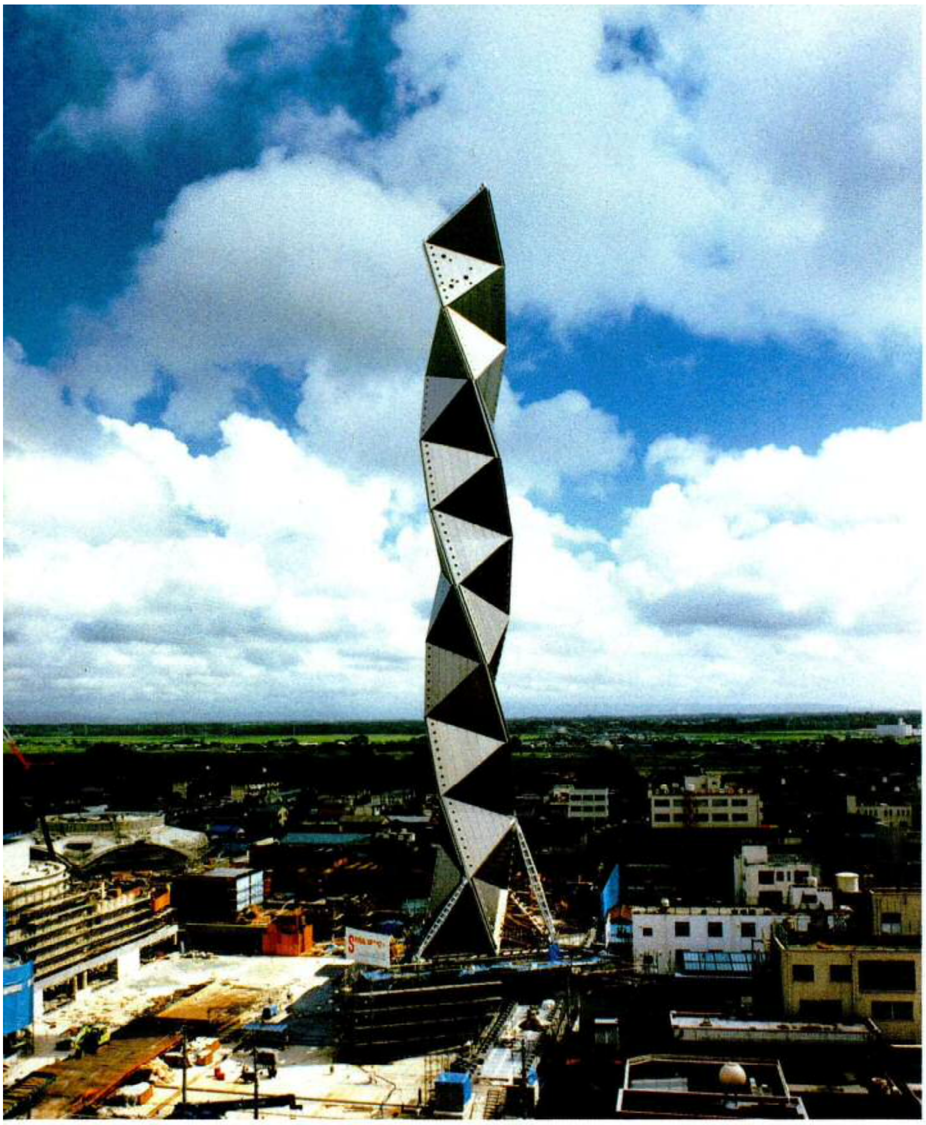
施　　主	フジタ工業㈱
設計・監理	フジタ工業㈱
発 注 者	フジタ工業㈱
構　　造	Ｓ造、地下３階、地上20階
鋼　　重	4 300 t
所 在 地	東京都渋谷区
竣　　工	平成２年
施　　工	宮地他１社

説明文　P 97

ＮＴＴ五反田ビル（仮称）

施　　主	NTT建築部
設計・監理	NTT建築部
発 注 者	大林・安藤・共立共同企業体
構　　造	SRC造、Ｓ造、 地下２階、地上11階
鋼　　重	2 700 t
所 在 地	東京都品川区
竣　　工	平成２年
施　　工	宮地他１社

説明文　P 97



水戸芸術館展望塔（建方工事）

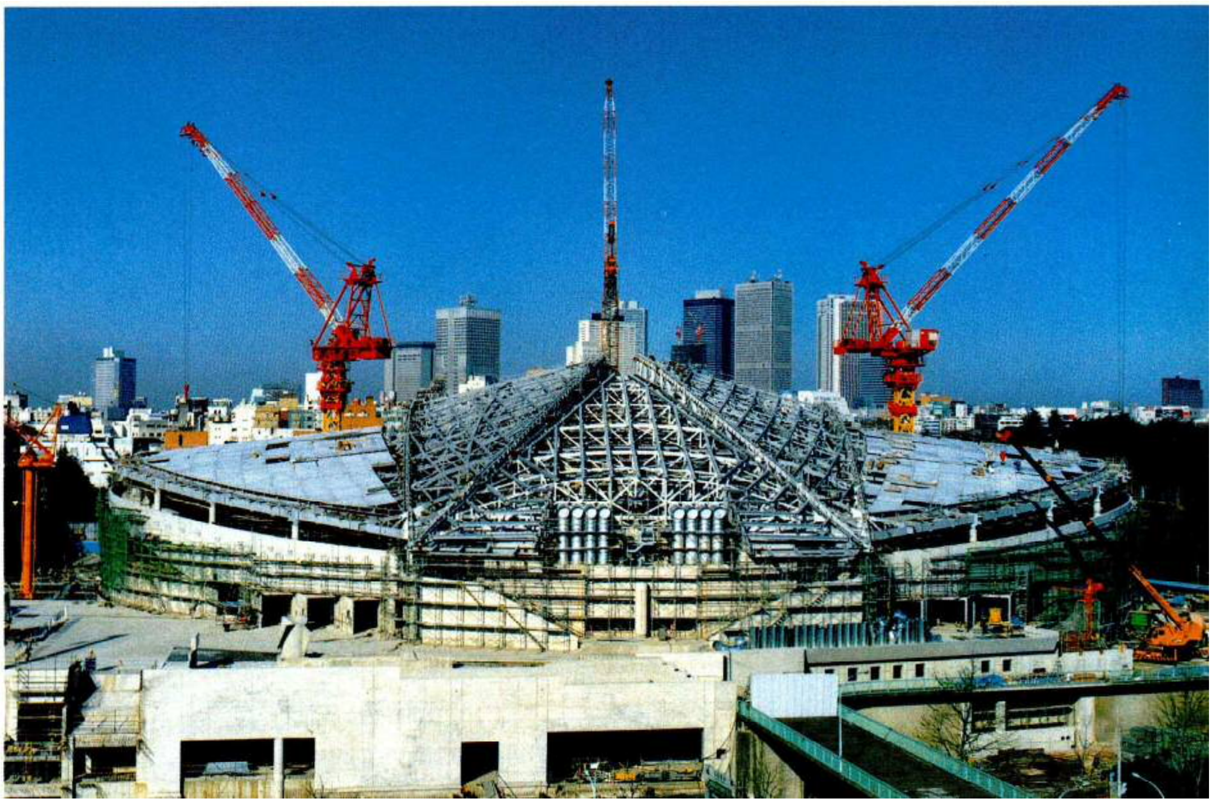
施　　主	水戸市
設　　計	磯崎新アトリエ
	木村俊彦構造設計事務所
工事監理	水戸市芸術館建設事務所
	磯崎新アトリエ
発 注 者	大成他3社共同企業体
構　　造	S造、高さ　地上100m
鋼　　重	890 t
所 在 地	茨城県水戸市
竣　　工	平成元年

本文　P67参照

東京体育館（メインアリーナ）

施　　主	東京都
設計・監理	槇総合計画事務所
	木村俊彦構造設計事務所
工事監理	東京都財務局営繕部
発 注 者	清水他 6 社共同企業体
構　　造	SRC造、S造
鋼　　重	2 700 t
所 在 地	東京都渋谷区
竣　　工	平成元年

本文　P75参照



巻頭言

両極化から高級化の時代へ

東北大学教授　倉西　茂

2極化の時代と言われてから既に久しい。事実、最近では、高級自動車市場が活発を極め、宝石やマンションを初め多くの商品が高い方から売れて行くと言われている。一方郊外に乱立するディスカント・ショップでもそれなりに多くの人の人気を集めており、いわゆるNICS、NIES諸国の安い扇風機やＶＴＲ製品が人気を呼んでいる。確かに、人の心を満足させる物事の最適解は善と悪、快楽と苦悩のようないわゆる二元論的な二つの両極端に収斂し易く、中間と言うのはその存在価値を保つのは総て大変難しいように思える。

しかし、わが国では、高級車の売行きの絶好調に対し軽四輪の販売が落ち初め、NIES製品もかってての勢いはない。2極化より高級化の時代に入って来ているように思われる。今や、人々はより価値の高く、より豊かに感性に響くものを求め始めているように思われる。

当然、鋼橋界でも2極化の一つの流れを受け、コンクリート橋の価格に負けない、あるいはNIES諸国の製品に対して競争力のある低コストの橋梁が求められている。それは多分に生き残りを賭けて製造過程の合理化・自動化あるいは単純化し省力化を計った細部構造の採用等となっていると思われる。

しかし、高級化の時代への対応と言う点で十分な対策がとられているのか一抹の不安を感じる。橋梁における高級化は決して80キロ級の鋼を使用したとか、開先精度をどう上げたとか、あるいはある特別の形式で設計したと言うことでは無く、高級感のある存在感のある橋が求められていることだと思える。特に、鋼橋にはいわゆる安物の代名詞のように成っているブリキ細工のイメージがどうしても付きまとうのが高級感を出すのを妨げている。もちろんフォース橋や本州四国連絡橋のようにそのスケール感だけで存在価値を打ち出している例もあるが、同じブリキ細工である乗用自動車でも、ベンツのような高級車が持つ存在感とは何処か大きな隔たりがある。例えば、吊橋の主塔は醜い高力ボルト丸見えの継ぎ手は使って欲しくないし、優美な曲面で表面が構成されている方がたとえ工費がかかってもより高級感があるのでは無いだろうか。プレート・ガーターも周囲のビルディング群に負けて貰いたくはない。著者はそのウエブの外観の改善のために、フォールデット・プレートを採用してはどうかと提案してみたことがあったが、その製作の困難さとコスト高より人の特別の注意を引くことはなかった。

世の流れは完全に高級化に向かっているのであるから、それに応えられるものを鋼橋にも求められている。簡単な構造にするとか工費を下げる事のみがわが国の鋼橋界が生き残れる道では無く、高級化と合理化を高い次元で昇華させた姿が将来と共に在るべきものであるように思える。ここで、もう一度鋼橋に関係している方々と共に高級化とは何かと考えてみる必要があるのでは無いでしょうか。

技 術 評 論

取締役技術本部副本部長　小川英信

関係各位の御理解、御協力のお陰をもって、此の度第六回の技報の発刊の運びとなったこと、真に喜ばしい限りである。

技術について、私なりの考えを整理したこともなく、周囲の立派な諸先輩の御指導、並びに良き同僚の御支援を賜りながら約三十年間経過した。この間、主に橋梁関係の業務にたずさわってきたが、基礎的なかかわり合いの期間は少く、巾広い応用的な事柄に即く対応しなければならない状況にあった。それだけ「基礎的技術の重要性」を感じていた。

現在、直接橋梁等を製作する環境に立場が移り、以前にも増してその重要性を感じている今日この頃である。浅学非才の身であるが故に、一層その感じが強いのかもしれない。そこで長年多忙と称して基礎的技術の研鑽を怠ってきた已に、自戒を含めて努力の必要性を鼓舞する意味で、随分昔のことになるが、ティモシエンコの「材料力学」について勉強した背景と状況について思い出してみた。

社会人になって数年後、当時の遊びは最近のように多様化されておらず、麻雀をするか酒を飲むかであった。職場に両刀使いの人もたまにはいたが、大半はそのどちらかであった。私は積木のグループとして上司、同僚間で良く遊んでいた。昼食時も時間切りで雀荘に丼物を注文して遊びに熱中し、夕方勤務時間後にも度々延長戦もしたものであった。仕事面では勿論上下の関係があったが、遊びの時は上下抜きの友達であり、冗談をかわしながら親睦の絆がよりよく結ばれていたようであった。こうした遊びの中で、同僚の四人が誰言うとなく、「遊びもいいが、何か共通性のある勉強をしょう」とのことで、ティモシエンコの「材料力学」を読むことにした。

「永続性と内容を充分理解する」との主旨からスローペースであるが、一週間に一テーマとし、四人の輪番で説明することとした。説明者は勿論充分理解していないと説明出来ないし、他の人も演習問題を解くためにも、それなりに勉強しなければならなかった。四人のレベルがそう違わないこともあって、お互い遠慮なく議論が出来、設計業務の基礎的な事柄でもあり、格好の教材であった。一週間に一度夜各勤務先から喫茶店に集り、材料力学の議論をした。説明者の理解度を確めるため、聞き役の人が意地悪の質問をすることもあるので、説明者は余程理解していないと恥をかくことになる。又演習問題の解答を四苦八苦しても誘導出来なかった場合、誰かが正解を誘導していれば、正解に至るどの段階で苦心していたか「成る程」と感心したりしたものであった。従って当日よりも、それもたいてい四人会合の前夜、家での勉強に時間を要した。演習問題でゆきづまると時間ばかり費やし、結果として不完全な解で、恥らいをもって当日臨むので、誰かに教わりたい気持と四人とも正解がないと、ある種の安堵感を抱いたりしたものであった。

演習問題で時間を要したのは、「はりの曲げに関する特殊問題」即ち弾性的基礎上に支えられたはりの曲げ等の問題であり、三角関数、双曲関数等を用いて解を誘導しなければならないからであった。

この勉強成果は基礎的技術の一部であるが、以後の業務に役立つこともあって、その都度その重要性を意識したものである。

現在のように世の中が進み、技術が進歩発展してくると、それだけ技術が複雑多岐に分化し、高度化すると共に、総合化した技術が要求されてくる。こうした複雑多岐にわたる技術を一個人が総てマスターするのは困難である。しかし、組織としては多岐にわたる個々の技術と、それらを組合せた総合技術を兼ね備えていなければならない。この総合技術こそ、我々に要求されている技術の評価につながるものである。こうした技術を遺憾無く発揮されたのが、日本の、いや世界の橋梁技術の評価を得た本州四国連絡橋の瀬戸大橋の完成であろう。

本州四国連絡橋の建設は瀬戸大橋の完成で大きな節目を終え、今後それらの技術を生かし、さらなる技術を研きつつ明石海峡大橋の建設へと進められている。この明石海峡大橋の主塔工事に当社も参画させて戴き、真に光栄の至りであると共に、責任の重大さを感じているところである。それだけ、当社としても従前にも増して、技術の研鑽に努めなければならないと考える次第である。

研　究

水平スチフナとはりフランジに心ずれがあるH形鋼柱はり接合部に関する研究

（その２．十字形試験体の逆対称単調載荷実験）

H-type Steel Column-to-Beam Connection with Misalignment at the Horizontal Stiffener and Beam Flange — Part 2

宮坂睦夫* 原　昭恵** 田中　浩***
Mutsuo MIYASAKA *Shohe HARA* *Hiroshi TANAKA*

Summary

The previous paper reported the effects on the static properties of a misalignment of the horizontal stiffener at the beam-to-column connection of steel building structures. Data had been obtained through tensile tests on model specimens.

Here we discuss the elasto-plastic behavior of the joint of a cruciform specimen during monotone load tests applying antisymmetric loads.

1．まえがき

鋼構造柱はり接合部（仕口部）は建築物の強さを左右するかなめとなる部分である。

前報では、この柱はり接合部において、はりフランジと同一レベルに取り付けるのが原則である水平スチフナが、心ずれした時の影響について、仕口の一部を取り出した部分試験体を用いて、柱フランジ厚と心ずれ量をパラメータとした単調引張載荷実験を実施し、その力学的特性の把握を行った結果について報告した。その中で、はりフランジと水平スチフナの板厚を16㎜とした場合、柱フランジ厚が12㎜～19㎜の範囲では、はりフランジ厚に等しいまでの心ずれがあってもはりの曲げ応力伝達は十分可能であり、接合部の耐力低下は見られないという結果を得ている。しかし、前報の実験は、柱フランジに使用する軸方向力の影響を考えない実験であったので、本報では、柱はりを交叉させた十字形試験体に、実構造で地震荷重に相当する逆対称荷重を作用させる単調載荷実験を行い、接合部全体の弾塑性挙動に心ずれがどのような影響を及ぼすのか、検討した結果を報告する。

なお、柱はり接合部は、パネルゾーンと柱はり部材の降伏耐力の相互関係により、水平荷重の挙動に違いが生じるため、パネルゾーンが周辺の柱はり部材に比べかなり早く降伏する形状（弱パネル型と呼ぶ）と、パネルゾーンが周辺の柱はり部材に近い降伏耐力を有する形式（強パネル型と呼ぶ）の２つの形式について研究を行った。

2．試験体および実験方法

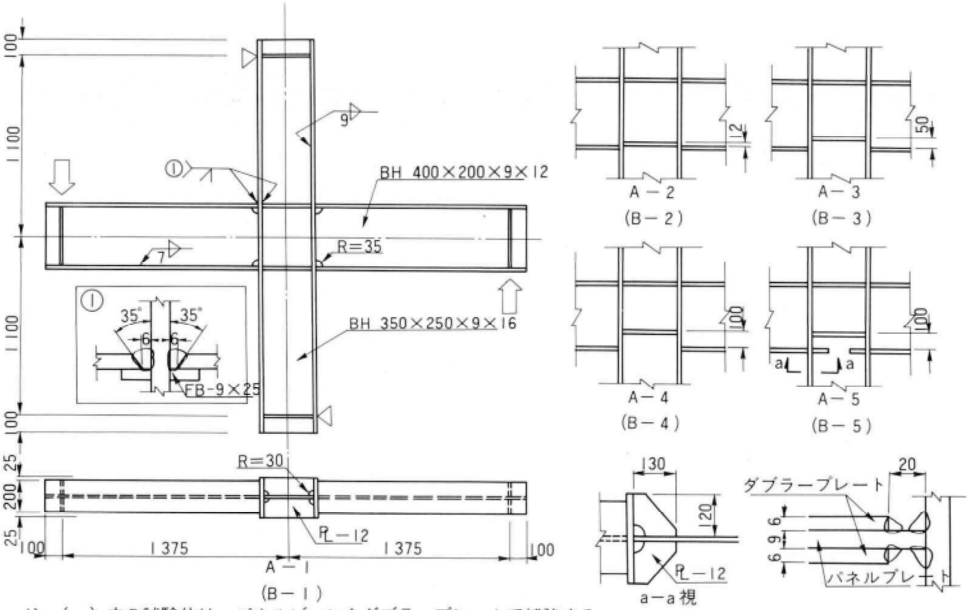
(1) 試験体

試験体は、柱貫通形式の十字形強軸交叉型で、柱はBH-350×250×９×16、はりはBH-400×200×９×12とし、SS41規格品の鋼板を用いて溶接製作した。試験体の形状寸法を**図－１**に、試験体一覧、柱はり部材の断面性能および使用鋼材の機械的性質をそれぞれ**表－１**、**表－２**、**表－３**に示す。

表-1　試験体一覧

記号	水平スチフナの心ずれ量(δ㎜)	ダブラープレート補強の有無	水平リブの有無
A－1	0	無	無
B－1		有	
A－2	12	無	無
B－2		有	
A－3	50	無	無
B－3		有	
A－4	100	無	無
B－4		有	
A－5	100	無	有
B－5		有	

*　技術本部技術開発部技術開発課課長代理
**　松本工場製造部次長
***　松本工場製造部生産技術課課長代理



注．（　）内B試験体は、パネルゾーンをダブラープレートで補強する。

図-1　試験体形状寸法

表-2　部材断面性能

部材	断面寸法 (mm)	断面積 A(cm²)	断面二次モーメント I (cm⁴)	断面係数 Z (cm³)	塑性断面係数 Zp(cm³)
柱	BH-350×250×9×16	108.62	24 740	1 414	1 564
はり	BH-400×200×9×12	81.84	20 220	1 011	1 142

表-3　使用鋼材の機械的性質試験結果

材名	材質	降伏点 (kgf/cm²)	引張り強さ (kgf/cm²)	伸び率 (%)	摘　要
PL-6	SS41	2 610	4 130	38.1	ダブラープレート
PL-9	〃	2 550	4 190	42.1	柱はりウェブ
PL-12	〃	2 600	4 360	44.8	はりフランジ 水平スチフナ
PL-16	〃	2 560	4 420	46.3	柱フランジ

（JIS Z 2201　5号試験片）

試験体は弱パネル型のAシリーズ、および板厚6㎜のダブラープレートをパネルプレートの両側にすみ肉溶接して補強した強パネル型のBシリーズについて、各々水平スチフナとはりの下フランジが心ずれしない試験体(No.1)、上方に12㎜心ずれした試験体（No.2）、50㎜心ずれした試験体（No.3）、100㎜心ずれした試験体（No.4）、100㎜心ずれして且つ下フランジと同レベルに水平リブを取り付けた試験体（No.5）を製作し合計10体とした。

試験体の柱フランジとはりフランジおよび水平スチフナのT継手は、裏当金付の突合せ溶接とし、その他はすみ肉溶接とした。ここで溶接はCO_2ガスシールドアーク半自動溶接で行い、突合せ溶接の始終端は鋼製エンドタブを使用して溶接した後、5㎜程度残して切断した。

(2)　実験方法

実験状況を**写真－1**に示す。

試験体は実験床盤上に水平に設置し、柱端を反力受に単純支持した。また柱はりの面外変形を防止するために、柱はりのスパン中央部分を支持ばりで拘束した。その際移動に伴なう摩擦抵抗は、フラットローラーを柱はりと支持ばりの間に挿入して軽減した。

加力には2連動の手動油圧ジャッキ(能力50t、ストローク300㎜)を使用して、はり両端に逆対称荷重が均等に加わるように単調載荷した。

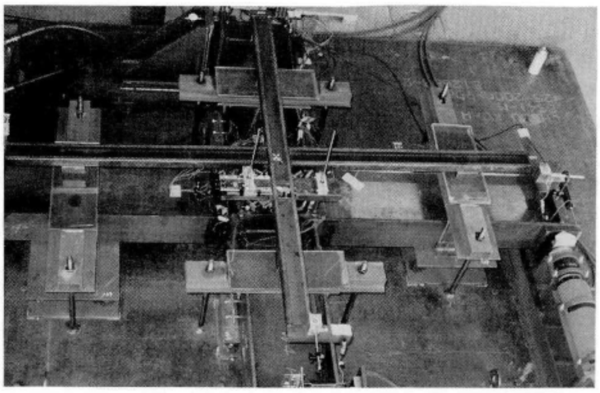


写真-1　実験状況

図－２に変形測定用のフレームと測定位置を示す。柱及びはりの変形測定は、パネルゾーンの上辺を基準にフレームを取り付け、荷重点変位および柱上部支持点、柱下部支持点の移動による変形を測定した。またパネルゾーン内の４隅に変位計を取り付けて、対角線方向の変位を測定した。

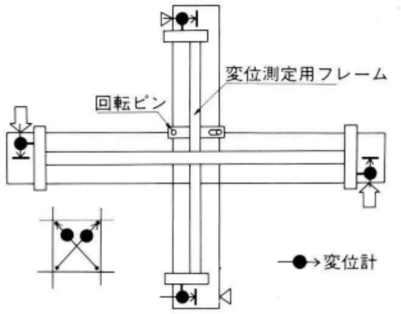


図-２　変位計配置図

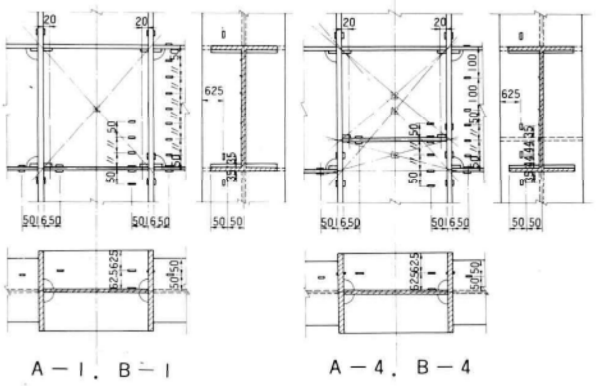


図-３　ひずみゲージ貼付位置

ひずみは**図－３**に示す位置にひずみゲージを貼付して、はりの柱接合部近傍のひずみ分布、パネルゾーン４隅近傍の柱フランジ、はりフランジ、水平スチフナに生ずる曲げひずみ、及びパネルゾーン中央のひずみを測定した。

３．実験結果および考察

実験結果より、各試験体の降伏耐力、最大耐力、破壊状況、全体変形、パネルゾーンせん断変形角、接合部近傍はり断面内ひずみ、およびパネルゾーン内主ひずみについて考察する。

なお荷重の実験値は、すべて左右のはり加力点部に配したロードセルから得られた値を平均した数値を使用した。

(1)　降伏耐力、最大耐力、破壊状況

表－４に試験体耐力の計算値と実験値を合わせて示す。また**図－４**、**図－５**にＡシリーズおよびＢシリーズの耐力と心ずれ量の関係をそれぞれ示す。ここで降伏耐力およびパネルゾーン降伏耐力の実験値は(2)(3)で説明する荷重－全体変形曲線および荷重－パネルゾーンせん断変曲線より、それぞれGeneral Yield Point法を用いて求めたものである。

パネルゾーンの降伏耐力および最大耐力の計算値は中尾博士の提案式[1]③、④より降伏パネルモーメントおよび最大パネルモーメントを求め算出した。その際、パネルゾーンは上下はりフランジ間をせいとしたパネル部分を想定した。

表-4　試験体耐力一覧

（単位：ton）

試験体名	計算値						実験値		
	柱		はり		パネルゾーン		パネルゾーン降伏耐力	降伏耐力	最大耐力
	降伏荷重 $_cP_Y$	最大耐力 $_cP_M$	降伏荷重 $_BP_Y$	最大耐力 $_BP_M$	降伏耐力 Q_Y	最大耐力 Q_P			
A－１							9.9	10.3	17.8
A－２							10.0	10.2	17.8
A－３	31.95	33.71	21.72	24.49	8.89	21.96	10.1	10.8	18.4
A－４							9.6	10.3	18.3
A－５							9.6	10.7	19.6
B－１					17.64	30.33	22.2	21.9	28.4
B－２					17.33	30.04	22.2	21.7	29.1
B－３	31.95	33.71	21.72	24.49	17.33	30.04	21.5	21.0	27.8
B－４					15.03	27.84	19.8	19.5	27.9
B－５					15.03	27.84	19.8	19.6	28.6

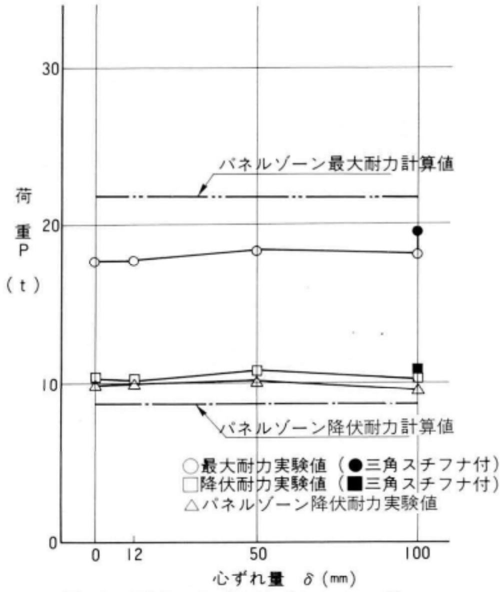


図-4　耐力ー心ずれ量（Aシリーズ）

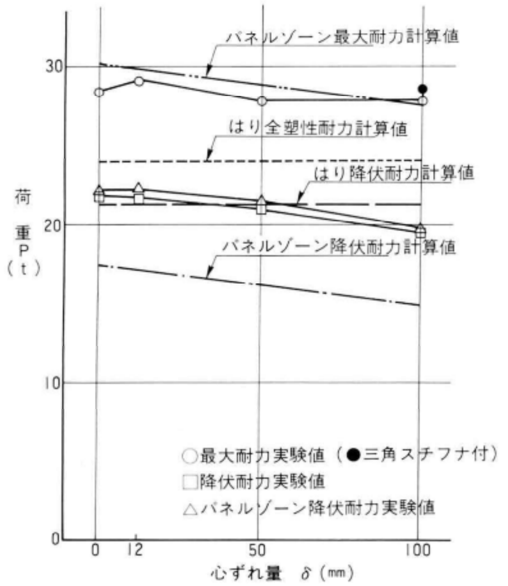


図-5　耐力ー心ずれ量（Bシリーズ）

$_mM_y = _m\sigma_y \times _mZ$ ……①

$_mM_p = _m\sigma_y \times _mZ_p$……②

$_mM_y$：柱はりの降伏曲げモーメント

$_mM_p$：柱はりの全塑性モーメント

$_m\sigma_y$：柱はり部材の降伏応力度

$_mZ$　：柱はりの断面係数

$_mZ_p$：柱はりの塑性断面係数

$_pM_y = V_p \times _p\sigma_y/\sqrt{3}$ ………③

$_pM_p' = V_p' \times _p\sigma_p/\sqrt{3} + M_r$…④

$_pM_y$：降伏パネルーメント

$_pM_p$：最大パネルモーメント

V_p　：パネルゾーン体積（**図ー6 a**）

V_p'　：　〃　　　　（**図ー6 b**）

$_p\sigma_y$：パネルゾーンの降伏応力度

$_p\sigma_p$：パネルゾーンの引張り強さ

$M_r = _mM_y - M_n^*$（柱はりについて小さい方の値）

M_n^*：$M = V_p' \cdot _p\sigma_y/\sqrt{3}$のときの材端モーメント

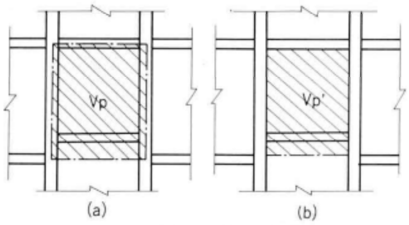


図-6　パネルゾーン体積

Aシリーズでは、降伏耐力実験値はパネルゾーン降伏耐力計算値を18％程度上回り、最大耐力実験値はパネルゾーン最大耐力計算値を16％程度下回った。またはりフランジと水平スチフナの心ずれ量の違いによる降伏耐力、最大耐力への影響は見られない。

Bシリーズでは、降伏耐力の実験値はパネルゾーン降伏耐力計算値を30％程度上回り、最大耐力実験値はパネルゾーン最大耐力計算値と比較的良く対応している。また心ずれ量が大きくなるほど降伏耐力、最大耐力とも低くなる傾向が見られる。

また水平リブを取り付けたNo.5試験体では、A・Bシリーズともに、降伏耐力には影響がなく、最大耐力には上昇の効果が見られた。

写真ー2、**写真ー3**にA－4試験体（弱パネル型）お

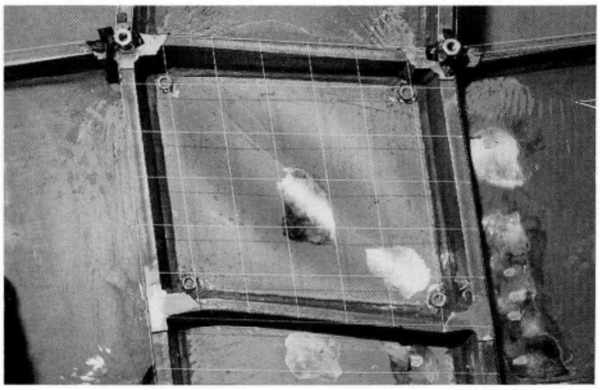


写真-2　A-4試験体接合部破壊状況

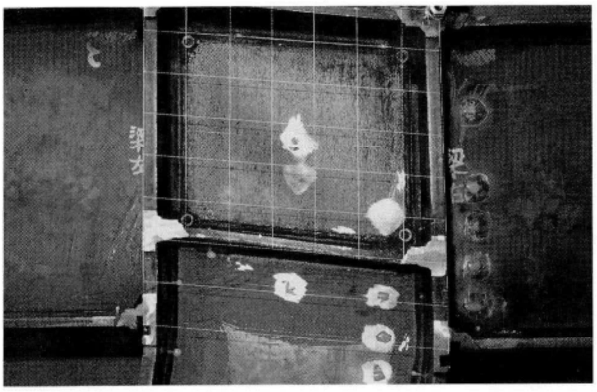


写真-3　B-4試験体接合部破壊状況

よびＢ－４試験体（強パネル型）の接合部破壊状況を、それぞれ示す。

Ａシリーズでは、パネル部分のせん断変形による座屈が著しく進行した。またＢシリーズでは、ダブラープレートのすみ肉溶接止端部でせん断亀裂が発生した。

(2)　全体変形

図－７、**図－８**にＡシリーズおよびＢシリーズの各試験体における荷重（Ｐ）－全体変形（δ）関係を示す。ここでδは柱支持点を基準としたはり加力点の加力方向への移動距離である。なお試験体は、加力点、治具の都合で一度除荷した後再負荷を行った。

表－５に各試験体の塑性率を示す。ここで塑性率はＡシリーズでは、載荷を中止した時点の変形量を降伏荷重時の変形量で除したもの、Ｂシリーズでは、荷重低下が始まった時点の変形量を降伏荷重時の変形量で除したものである。

Ａシリーズでは、弾性域において試験体毎のバラつきはみられるものの、心ずれ量による影響は認められず、理論値よりもやや高い剛性を示す。塑性域においても心ずれ量による影響はみられないが、水平リブを取り付けたNo.５試験体が他に比べ高い剛性を示している。塑性率は試験体の載荷中止が、試験体の耐力低下時でなく、加力点治具部が変形進行により危険な状態になった時点であることから、明確な検討はできない。しかし、載荷中止時の塑性率および載荷中止時以前に亀裂の発生や耐力低下の傾向がみられない事から、十分な靱性を有するものと予想される。

Ｂシリーズでは、弾性域において試験体毎のバラつきはみられるものの心ずれ量による影響は認められず、理論値よりやや高い剛性を示す。塑性域においては心ずれ

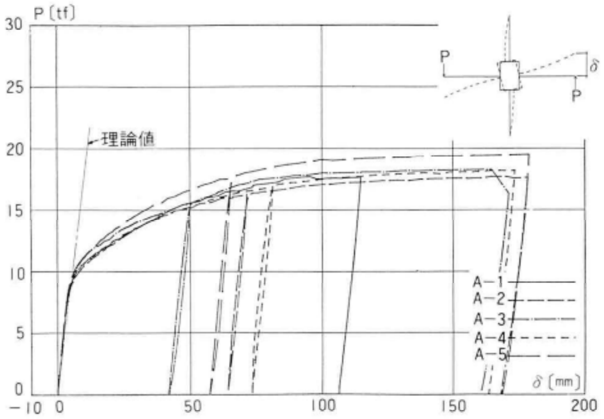


図-7　荷重一全体変形関係（Aシリーズ）

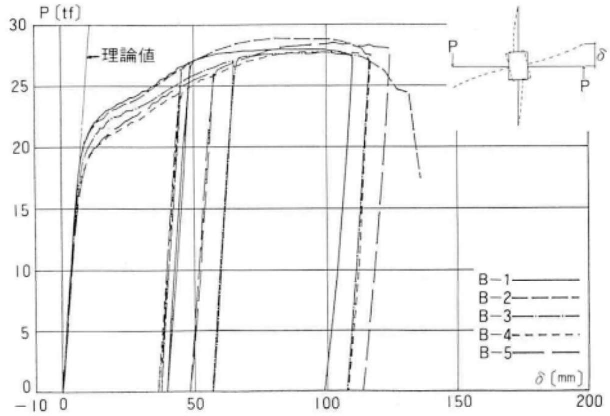


図-8　荷重一全体変形関係（Bシリーズ）

表-5　塑性率

Aシリーズ

試験体名	A－1	A－2	A－3	A－4	A－5
塑 性 率	13.6	19.8	19.0	20.4	21.6

塑性率：載荷中止時の変形量を降伏荷重時の変形量で除した値

Bシリーズ

試験体名	B－1	B－2	B－3	B－4	B－5
塑 性 率	8.1	8.5	7.9	8.9	9.3

塑性率：荷重低下開始時の変形量を降伏荷重時の変形量で除した値

量が大きくなるほど剛性は低くなる傾向がみられる。また、水平リブを取り付けたNo.５試験体では他に比べ変形量の増加に伴う剛性の低下が少ない。塑性率には心ずれ量の違いによる影響はみれらないが、パネルゾーンが十分な変形能力を発揮する以前にダブラープレートのすみ肉溶接止端部でせん断亀裂が発生し、耐力の低下が生じているため、十分な靱性を有しているとはいえない。しかし、その点に関しては、ダブラープレートの取り付け

方法を改善する事により解決可能と思われる。

(3) パネルゾーンせん断変形角

図－9、**図－10**にＡシリーズおよびＢシリーズの各試験体における荷重（Ｐ）－パネルーンせん断面変角（γ）関係を示す。γは柱フランジと２枚の水平スチフナにより囲まれた部分のせん断変形角である。

弾性剛性は、Ａシリーズでは理論値と比較的よく対応し、Ｂシリーズではやや高い傾向を示すが、どちらも心ずれ量の違いによる明確な影響は見られない。塑性域において、Ａシリーズでは心ずれ量の違いによる影響は見られないが、水平リブを取り付けたＡ－５試験体は、他の試験体に比べ比較的高い剛性を示している。Ｂシリーズでは、心ずれ量が大きくなるほど、剛性が低下する傾向が見られ、この傾向は心ずれ量が100㎜のＢ－４試験体で特に著しい。

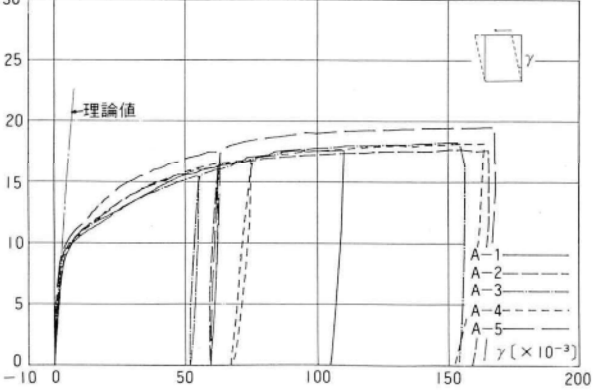


図-9　荷重―パネルゾーンせん断変形角（Aシリーズ）

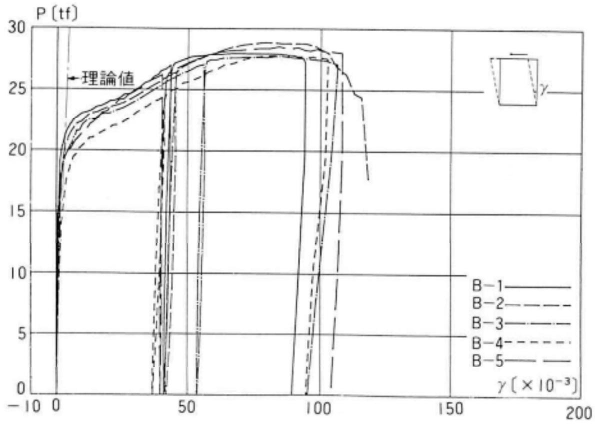


図-10　荷重―パネルゾーンせん断変形角（Bシリーズ）

(4) 接合部近傍はり断面内ひずみ分布

図－11に柱フランジ面から50㎜の位置での、はり材長方向のひずみ分布を示す。Ａシリーズでは、パネルゾーンが降伏するまでは、はりの曲げ理論による斜線形のひずみ分布を示し、心ずれの影響は見られない。パネルゾーンが降伏すると、パネルゾーンのせん断変形の影響により逆Ｓ字形のひずみ分布を示すようになるが、はりフランジと水平スチフナに心ずれがある場合には、２枚の水平位置間の断面部分のみパネルゾーンのせん断変形の影響を受け、下水平スチフナ位置より下の断面部分は影響を受けないため変形の逆Ｓ字型となる。

Ｂシリーズでは、10ｔ程度まではりの曲げ理論による斜線形のひずみ分布を示し、心ずれの影響は見られない。10ｔを越えると、パネルゾーンのせん断変形の影響によりやや逆Ｓ字の傾向を表しながら曲げひずみが進展して行くが、スチフナに心ずれがある場合には、逆Ｓ字の傾向が減少し、かつ下水平スチフナ位置より下の断面部分のひずみの進展がにぶる。

Ａシリーズ、Ｂシリーズとも水平リブによる明確な影響は見られない。

(5) パネルゾーン内主ひずみ分布

図－12に、柱はり接合部の上下はりフランジ位置間のパネル部分（メインパネル）、および心ずれした水平スチフナ位置で分割した２つのパネル部分（上下パネル）について、それぞれの中央で測定した主ひずみを示す。

Ａシリーズでは、はりフランジと水平スチフナの心ずれが大きくなるに伴ない、主ひずみは大きくなる傾向がみられる。

Ｂシリーズでは、心ずれ量が50㎜までは主ひずみにほとんど違いは見られないが、100㎜では主ひずみが著しく大きくなっている。水平リブを取り付けた№５試験体は、Ａ、Ｂシリーズとも上パネルの主ひずみは小さく下パネルの主ひずみは大きくなる傾向がみられた。

４．まとめ

Ｈ型鋼を用いた柱はり接合部におけるはりフランジと水平スチフナの心ずれ許容差の見直しを行うために、中低層鉄骨構造物の柱はり接合部を想定した前報[7)]の引張試験に引き続いて、十字型試験体に逆対称荷重を作用させる単調載荷実験を行い、次の結果を得た。

① パネルゾーンが周辺の柱はり部材に比べかなり早

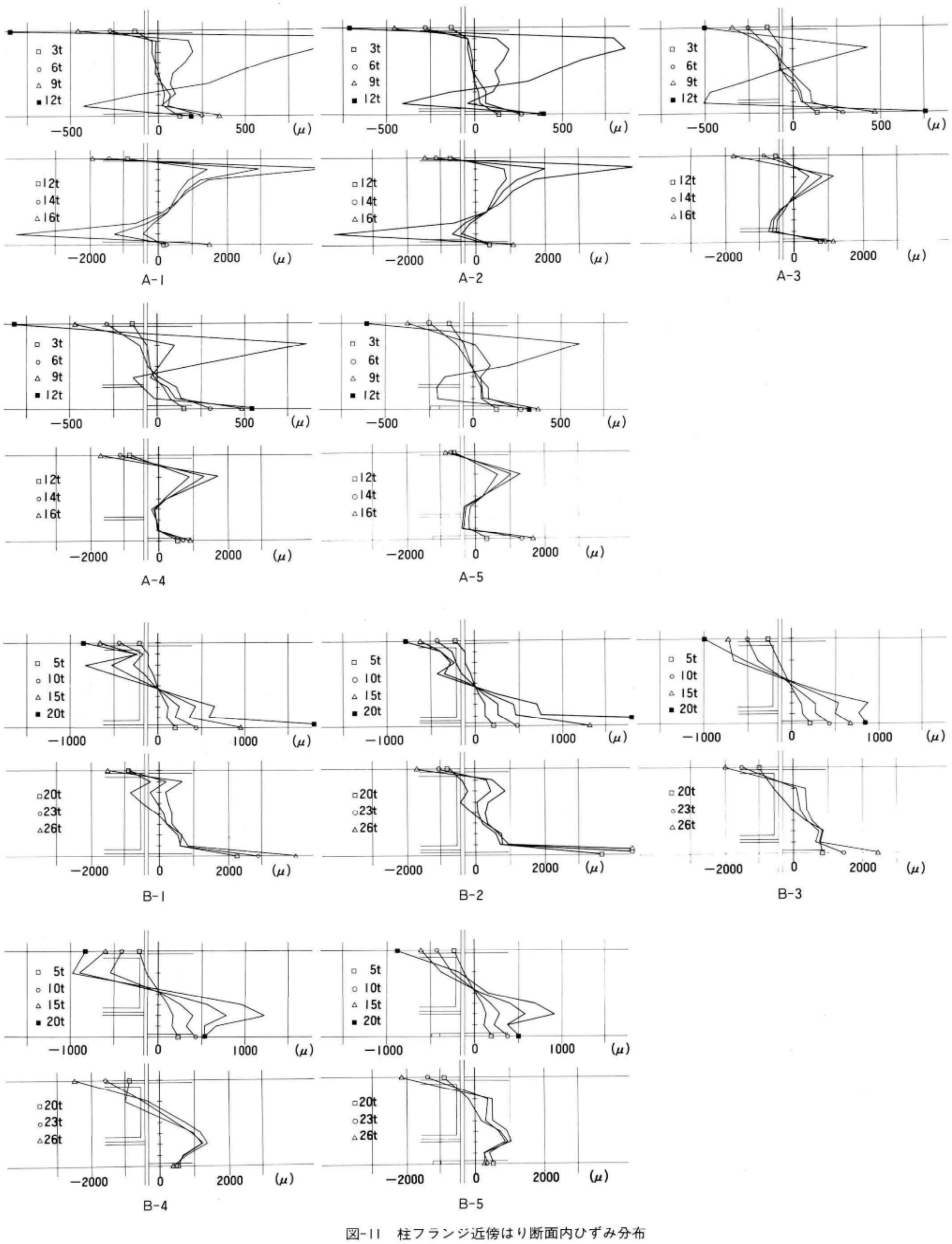


図-11　柱フランジ近傍はり断面内ひずみ分布

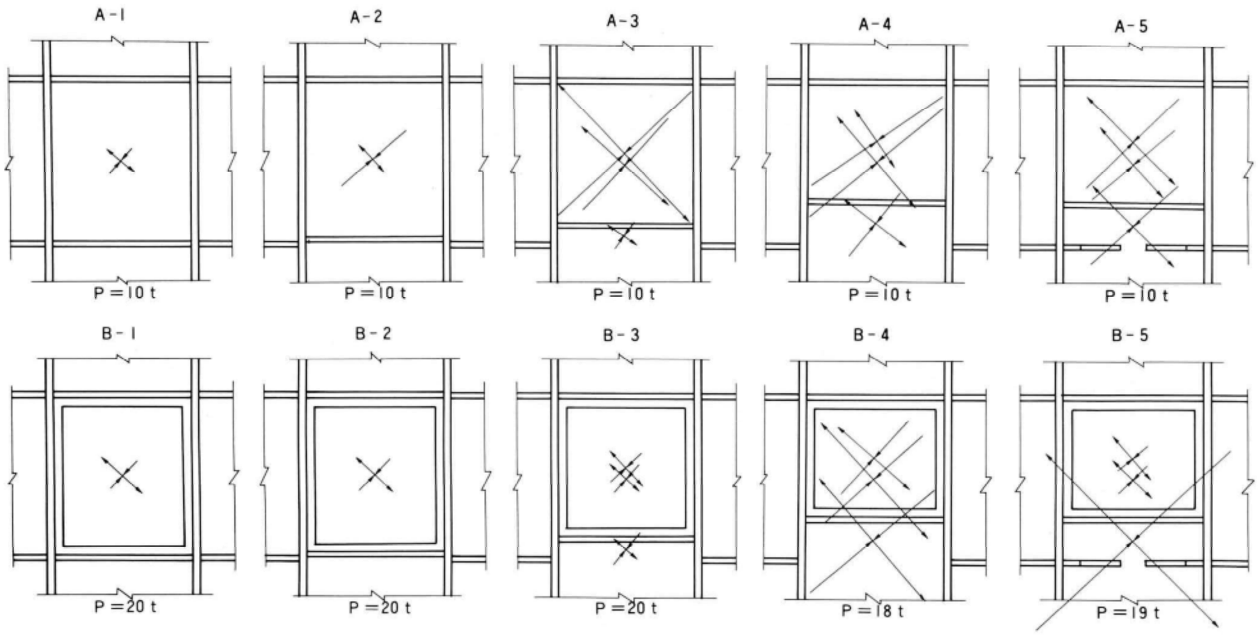


図-12　パネルゾーン主ひずみ分布

く降伏する形式の柱はり接合部では、水平スチフナとはりフランジの心ずれ量がはりせいの25%以内の場合には、耐力、剛性、靱性に心ずれの影響はみられない。

② パネルゾーンが周辺の柱はり部材に近い降伏耐力を有する形式の柱はり接合部では、水平スチフナとはりフランジの心ずれ量が大きくなる程、塑性域での剛性は低くなり、接合部も低下する傾向があるが、心ずれ量が10%以内では著るしい能力の低下はみられない。

③ 一連の研究により、中低層鉄骨構造物の柱はり接合部では、日本建築学会で定める水平スチフナとはりフランジの心ずれ許容差をはりフランジ厚程度まで拡大できる可能性を見出せた。

④ 今後新たな心ずれ許容差を提案するためには、さらに水平スチフナとはりフランジの心ずれにより生じる各部応力の影響を増大させる、繰り返し載荷実験や、溶接欠陥を考慮した場合の研究等を含めた検討が今後の課題である。

〔謝辞〕

本研究は信州大学工学部社会開発工学科と当社の共同研究により行ったもので、計画段階から笹川　明教授に懇切な御指導を頂き、実験の実施および資料の整理では大学院生の芦田知之、学部学生の松岡輝記、木暮和人各氏の協力を得ました。ここに深く謝意を表します。

〈参考文献〉

1）加藤、中尾；H形鋼強軸交叉形パネルゾーンの復元力特性評価法の一提案、日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）昭和51年10月

2）日本建築学会；鋼構造塑性設計指針

3）藤本、松本、橋本、緑川；偏心水平スチフナを持つH型鋼柱梁溶合部の力学的性状に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、1973.10

4）日本鋼構造協会H形鋼構造接合部特別委員会・鋼材倶楽部；H形鋼構造標準接合部（Ｉ）

5）日本鋼構造協会接合小委員会・鋼材倶楽部；鋼構造接合資料集成(2)　溶接接合（建築編）

6）森田、浦、植野；柱はり接合部のスチフナ補強に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文報告集第376号、昭和62年６月

7）原、宮坂；水平スチフナとはりフランジに心ずれがあるH形鋼柱はり接合部に関する研究（その１．接合部はりフランジ面の応力伝達に及ぼす影響について）、宮地技報No.５、1989

8）芦田、笹川、田守、宮坂；心ずれ量が接合部の応力伝達に及ぼす影響、水平スチフナとはりフランジに心ずれがある柱はり接合部に関する研究（その１）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1989.10

研　究

ダブルデッキを有する鋼床版合成トラス斜張橋（東神戸大橋）の力学特性に関する考察

A Study on the Static Characteristics of a Composite Truss Type Cable Stayed Bridge with Steel Plate Double Deck

輿　守* 佐藤浩明**
Mamoru KOSHI　*Hiroaki SATOH*

Summary

A composite truss type cable stayed bridge with a steel plate deck differs from other types of bridges in that it has complicated static characteristics due to its section where chord members and the steel plate deck are composite, aside from its specific characteristics as a cable stayed bridge. This paper, quoting the case of the Higashi Kobe Bridge, reports on a study of effective width against the axial force and the deformation of the section resulting from decreased shear stiffness of the sway bracing, which is one of the static characteristics of double deck bridges of this category.

1．まえがき

近年、数は少ないものの鋼床版と弦材とを合成させた合成トラス斜張橋の建設および計画が行われている。例えば六甲大橋、櫃石・岩黒島橋、東神戸大橋が本形式に相当する。

鋼床版合成トラス形式の特長としては、

① 弦材力の一部を鋼床版に負担させることができるため、弦材断面積を低減することができ鋼重の軽減が可能である。

② 横方向変位やねじれ変形に対して、鋼床版の合成効果により、非合成形式に比べて高い剛性を得ることができ、耐風安定性が向上する。

③ ダブルデッキ構造にした場合、下路の床組と主構下弦材とを同一レベル面に配置することができるため下路の建築限界により制限される構高を低くすることができる。

等の点を挙げることができる。この利点は当然のことながら、設計・製作・架設に際して一般橋梁に比べて新たな配慮を必要とするものである。

本報告においては、東神戸大橋を例にとり、ダブルデッキを有する合成トラス斜張橋の力学特性のうち、詳細設計時に検討した２、３の事項について報告する。

2．概要

東神戸大橋は、阪神高速道路の湾岸線のうち、神戸市東灘区深江浜町～同魚崎浜町間の東神戸水路上に架橋が

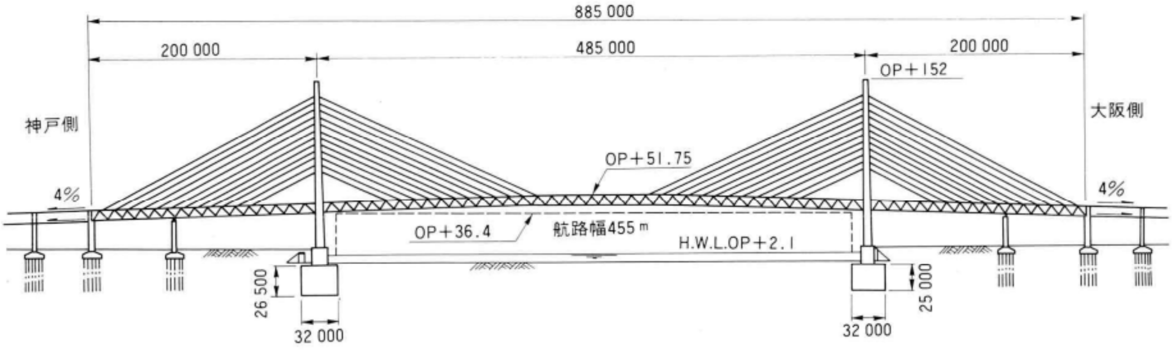


図-1　一般図

＊　技術本部設計部設計第二課
＊＊　技術本部設計部設計開発課

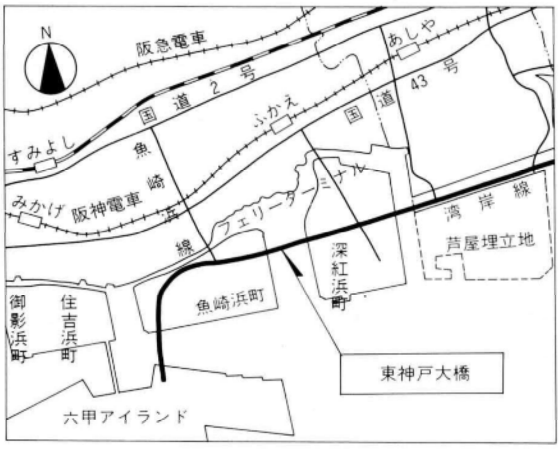


図-2 位置図

予定されている中央径間485mの斜張橋である。

本橋は、上・下路に道路を有する2層構造(ダブルデッキ)であり、主桁形式は純ワーレントラスとしている。また、主桁断面は主構と床組(鋼床版)とを合成した合成断面となっている。

橋梁概要は下記の通りである。

形　　式	:	3径間連続鋼斜張橋
橋の等級	:	1等橋(TL−20およびTT−43)
車 線 数	:	3車線(一方向×2層)
主桁形式	:	純ワーレントラス
主塔形式	:	H型柱　2基
ケーブル形式	:	2面マルチ型ハープ形式
基礎形式	:	ケーソン基礎(主塔部)
橋　　長	:	885.5m
支　　間	:	200m+485m+200m

本橋は上・下路共に弦材と鋼床版とを合成した合成トラス断面であるため、一般の橋梁形式のものと異なり、特有な力学特性を有する。ここでは、鋼床版合成トラス斜張橋の力学特性のうち、以下の2点を取り上げそれぞれに対する詳細設計時の検討結果について報告する。

① 鋼床版の有効幅

本橋においては、トラス弦材は鋼床版と合成されていることから、弦材応力の算出を行う場合、トラス格点におけるトラス斜材およびケーブルから導入される軸力の鋼床版への分散について把握する必要がある。

② 対傾構のせん断剛性

本橋においては、主桁の対傾構として、上・下路横桁とトラス斜材により構成されるラーメン構造でその作用を受け持たせている。この場合、対傾構のせん断剛性としてあまり大きな剛性を確保することができないことより、主桁の断面変形に伴う応力・変形が問題になる可能性がある。

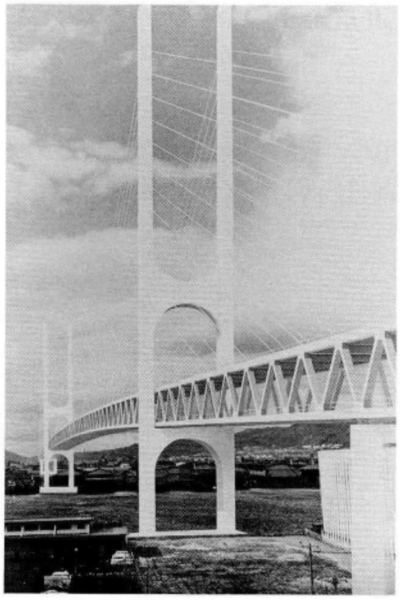


写真-1　完成予想写真

3．鋼床版の有効幅

(1) 検討目的

本橋の主桁は、鋼床版をトラス弦材と合成した合成トラス構造となっているため、弦材および鋼床版の応力照査を行う場合、弦材軸力に対する鋼床版の有効幅をどう考えるかが問題となる。

本橋と同様な合成鋼床版の形式を用いた橋梁としては、六甲大橋、櫃石・岩黒島橋等が挙げられる。例えば、六甲大橋においては弦材軸力を初期軸力と格点軸力とに分け、初期軸力に対しては道示における曲げモーメントに対する有効幅の規定を適用し、格点軸力に対しては弦材箱断面のみを有効として応力照査を行っている。また、櫃石・岩黒島橋においては、弦材軸力N_iを$N_i=N_{i-2}+\Delta N_{i-1}+\Delta N_i$に分解し、$N_{i-2}$に対しては鋼床版の全幅有効、$\Delta N_{i-1}$に対しては鋼床版全幅の50%有効、さらに$\Delta N_i$に対しては鋼床版は有効とせず弦材箱断面のみで受け持つとして応力照査を行っている。

他の有効幅算出方法としては、蒲田・山村等の提案している弦材軸力を同符号の軸力の作用範囲(等価支間長)内でFourier級数に展開し、その各級数項に対する有効幅を算出することにより鋼床版の有効幅を評価する方法も提案されている。本橋の場合はこの方法によると、弦材軸力に対する鋼床版の有効幅は着目点により異なるものの、最小でも全幅の70%~80%程度になると考えられる。

弦材軸力に対する有効幅の考え方としては、主構幅および主構パネル長等の関連からすべての合成トラス斜張橋に対して応力算出式を1本化するのは無理があると考えられる。したがって、本橋については文献3)で行っているFEM解析結果を基に、有効幅を考慮した応力算定式を提案した。

(2) 鋼床版の応力分布性状

軸力が**図－3**に示すような分布をすると仮定すると、着目部材に作用する軸力N_iを初期軸力N_{i-1}と格点導入軸

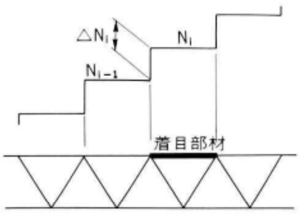


図-3　軸力図

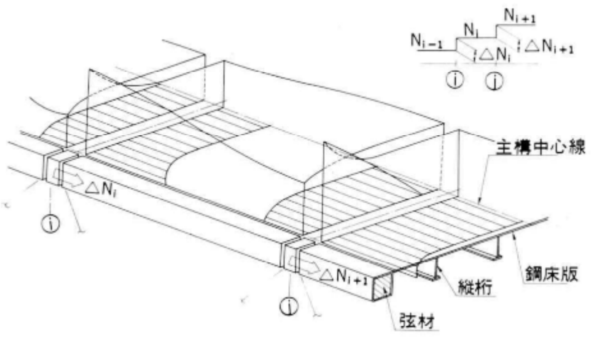
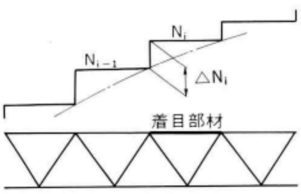
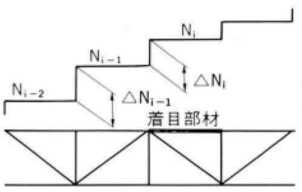
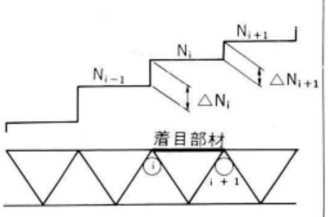


図-4　鋼床版応力分布図

表-1　鋼床版有効幅比較表

		六　甲　大　橋	櫃石・岩黒島橋	東　神　戸　大　橋
軸力分布図 Ns：部材軸力 △Ns：格点導入軸力				
応力計算式 A_c　：弦材断面積 A_D　：鋼床版断面積(全巾有効) A_D^e　：鋼床版断面積(有効巾考慮)	弦材応力 σ_c	$\sigma_c=\frac{N_{i-1}}{A_c+A_D^e}+\frac{\triangle N_i}{A_c}$ (N_{i-1})に対して、軸力同符号間長を等価支間長とし、道示8、3、4より有効幅を算出 (N_{i-1})に対し、上記有効巾を考慮 $(\triangle N_i)$に対し、弦材のみ有効	$\sigma_c=\frac{N_{i-2}}{A_c+A_D}+\frac{\triangle N_{i-1}}{A_c+0.5A_D}+\frac{\triangle N_i}{A_c}$ 格点導入力は、2パネルで鋼床版全巾に分布する。 (N_{i-2})に対し、鋼床版全巾有効 $(\triangle N_{i-1})$に対し、鋼床版半巾有効 $(\triangle N_i)$に対し、弦材のみ有効	$\sigma_c=\frac{N_{i-1}+\triangle N_i/2}{A_c+A_D}+\frac{\triangle N_i/2}{A_c}+\sigma^e$ $(N_{i-1}+\triangle N_i/2)$に対し、全巾有効 $(\triangle N_i/2)$に対し、弦材のみ有効 σ^eは、張出し架設先端時に導入される軸力N_sによる残留応力で次式による $\sigma^e=\left(\frac{N_s}{A_c}\right)-\left(\frac{N_s/2}{A_c}+\frac{N_s/2}{A_c+A_D}\right)$ N_sは、架設解体計算による。
	鋼床版応力 σ_D	$\sigma_D=\frac{N_i}{A_c+A_D^e}$ 着目部材軸力を(N_{i-1})に対する有効巾を考慮した断面積で除して求める。	$\sigma_D=\frac{N_i}{A_c+A_D}$ 着目部材軸力を鋼床版全巾有効とした断面積で求める。	$\sigma_D=\frac{N_i+\triangle N_{i+1}/2}{A_c+A_D}$ 着目部材のi端側格点導入力の影響を考慮
考　　　察		格点導入力作用点背後の弦材・鋼床版の影響を無視しており、弦材に関しては不経済、鋼床版にとっては危険側の設計となる。	同　　左 また、弦材と鋼床版とで格点導入力の分散の考え方に整合性がない。	格点導入力作用点背後の弦材・鋼床版の影響を考慮しており合理的である。 鋼床版の応力についてはi＋I格点の導入力の影響を加味した。 張出し架設工法による残留応力を考慮。

力$\triangle N_i$に分解することができる。着目部材内における応力分布は、FEM解析結果によると**図－4**に示すように、弦材付近はｉ端で集中し、鋼床版内部はｊ端で大きな応力を示す分散状態となっている。

格点導入軸力による応力の鋼床版への分散状態は、鋼床版端部から格点導入軸力が作用した場合と、中間部から作用した場合とではその性状が異なる。その理由としては、中間部から格点導入力が作用した場合には、導入作用点が自由端ではないため、作用点背後にある部材により変形を拘束され、この拘束により導入力の作用点前面では圧縮力の集中が生じるが、背後の部分では逆に引張力が生じ、この引張力に釣り合うために鋼床版内部で圧縮力が働く。この現象は、**図－6**の模式図により説明することができる。一方、端部から格点導入力が作用した場合には、背後の部分がないため、前面にのみ圧縮力の集中が生じる。

六甲大橋、櫃石・岩黒島橋における弦材軸力による応力度の算定式の考え方は、格点導入軸力はすべて前面にて受け持つと仮定した方法であると考えられる。すなわち、格点導入軸力が自由端から作用した場合を想定している（ただし、設計上は安全側である）。

以上より、実際の鋼床版内応力分布性状を考えると、格点導入軸力は中間部から作用しているため、作用点背後の部分を考慮に入れた設計を行なうことが合理的な設計手法であると考えられる。

(3) 有効幅

弦材軸力を初期軸力と格点導入軸力に分解後、それぞれについて考察を加えながら有効幅の評価を行なう。また、**図－4**でわかるように、着目パネル内で弦材近傍と鋼床版内部で応力性状が異なるため、合成鋼床版を弦材近傍とその他の鋼床版部に分けて考えることにする。ここでは、前者を弦材部、後者を鋼床版部と称する。なお、弦材部と鋼床版部との境界は地覆内側線とした。

(a) 初期軸力に対する有効幅

初期軸力もまた前格点での格点導入軸力を含んでいる。着目パネルの前格点からの格点導入軸力による影響は、**図－7**に示すよう1パネル目で85％程度になり、2パネル目で100％に広がる等の解析結果となるが、一般に初期軸力と格点導入力（ここでは1格点前の格点導入力を言う）との比は前者の方が大きいため、1格点前の格点導入軸力による応力集中は問題とはならない。よって初期軸力に対しては全幅有効と考えることができる。

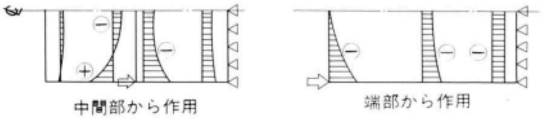


図-5　作用位置の違いによる応力分布の違い

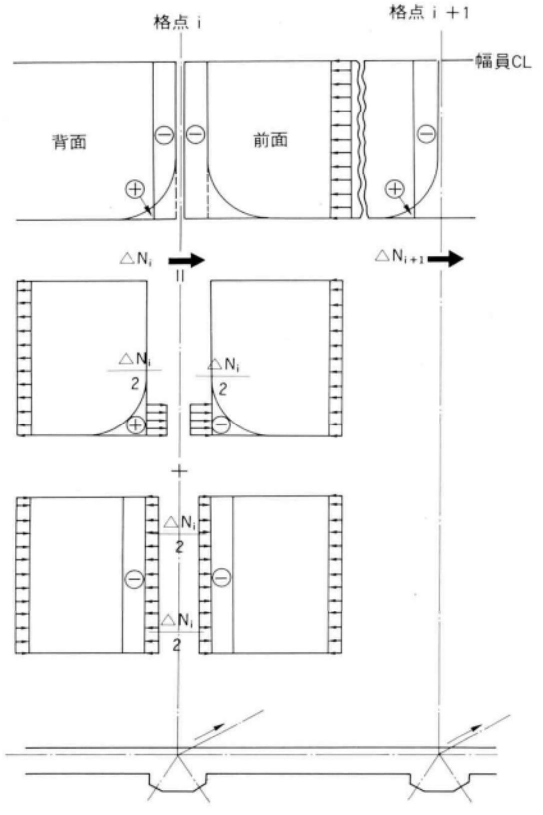
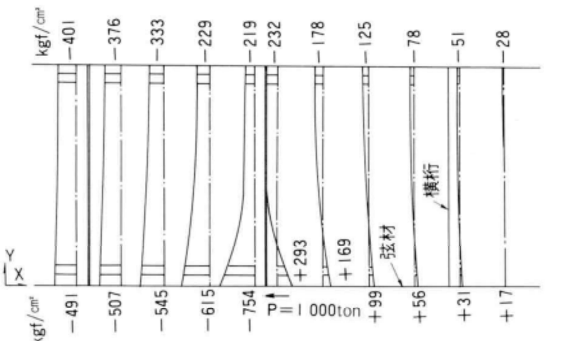


図-6　格点導入軸力による応力模式図



有効幅比　88％　84％　有効幅比＝$(P/\sigma_g - A_g)/t_d$　A_g：弦材断面積
t_d：鋼床版厚

図-7　有効幅比

(b) 格点導入力に対する有効幅

1） 弦材部

格点導入軸力の作用点（ｉ端）付近では応力集中が大きく、次格点（ｊ端）に向かうにしたがい格点導入力は鋼床版内部に分散し、ｊ端にて導入される格点導入力の背面引張力により更に応力は減少する。したがって、弦材部の応力照査は、ｉ端で行なえばよいことになり、**図－6**の模式図から格点導入力ΔN_iに対する有効幅は次のように考えることができる。

ΔN_i／2に対して　：　全幅有効

ΔN_i／2に対して　：　弦材のみ有効

2） 鋼床版部

格点導入軸力の作用点（ｉ端）付近では、弦材部に応力が集中していて鋼床版部の応力は低いが、ｊ端に向かうにしたがい応力は分散され増大する。ｊ端においては、ｊ端にて導入される格点導入軸力による背面圧縮力により更に増大する。したがって、鋼床版部の応力照査は、ｊ端で行なえばよいことになり、**図－6**の模式図からｊ端にて導入される格点導入軸力ΔN_{i+1}の½だけが着目パネルの鋼床版部に作用することになる。

なお、$\Delta N_{i+1}/2$に対する有効幅は全幅有効と考えられる。

以上の検討結果から、軸力による弦材部も含めた合成鋼床版の最大垂直応力度の評価式を下式のように提案した。

弦材部応力（ｉ端）：σ_C

$$\sigma_C=\underbrace{\frac{N_{i-1}}{A_C+A_D}}_{\text{初期軸力による}}+\underbrace{\frac{\Delta N_i/2}{A_C+A_D}+\frac{\Delta N_i/2}{A_C}}_{\text{格点導入軸力による}}$$

鋼床版部応力（ｊ端）：γ_D

$$\gamma_D=\underbrace{\frac{N_{i-1}+\Delta N_i}{A_C+A_D}}_{\text{初期軸力による}}+\underbrace{\frac{\Delta N_{i+1}/2}{A_C+A_D}}_{\text{格点導入軸力による}}$$

ここで、

A_C：弦材部断面積

A_D：鋼床版部断面積

(4) 考察

今回の軸力に対する有効幅を考慮に入れた応力算定式で特に注目すべき点は、ケーブル導入軸力に対して、鋼床版の背面部の負担があるということに着目したことである。この現象は文献３）に示されているものであるが、この研究結果を基に、詳細設計では新しい応力算定式を用いて合理的に設計できたと考えられる。

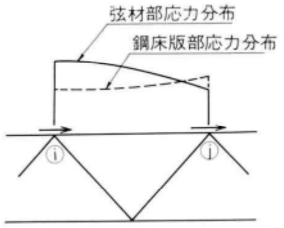


図-8　弦材部・鋼床版部応力概念図

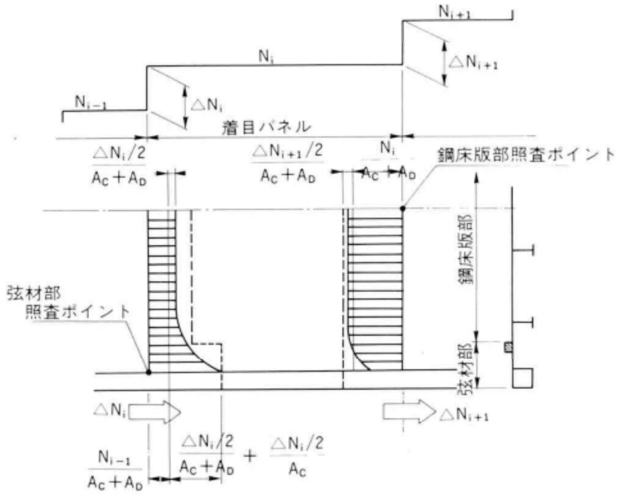


図-9　応力評価図

4．対傾構のせん断剛性

(1) 検討目的

図－10に示すような箱断面に荷重が偏心して作用する場合には、断面は変形前の形状を保持することはできず、図中の破線で示すような変形が生じる。このような変形が生じる時には、桁の剛性は低下し、局部的な応力が生ずる。したがって箱桁においては、構造物に対して好ましくないこのような変形を小さく抑えるために、十分な剛性を有するダイヤフラムを設けている。

通常の２主構トラスの場合には、左右主構と上・下横構により擬似箱断面が形成されるが、偏心荷重によりこ

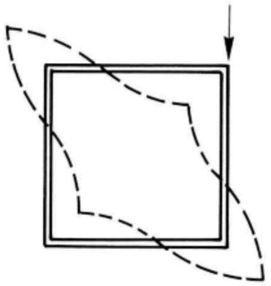


図-10　変形図

の箱断面にあまり大きな変形を生じさせないため、箱桁のダイヤフラムと同様の目的で対傾構が設けられている。特に、上路トラス橋においては、対傾構として十分なせん断剛性を確保するため、トラス形式の対傾構がよく用いられている。しかし、本橋のようなダブルデッキ形式の場合には下路の建築限界の関係から十分な対傾構トラスを組むことができず、上・下路横桁と斜材により形成されるラーメン形式にならざるを得ない。

対傾構のせん断剛性に関する規定は、現在特に明確なものはないが、本四公団では吊橋の補剛トラスを対象として対傾構の必要せん断剛性について検討を行い、必要せん断剛性として

$\gamma_{req}=1.0\times10^5$ (tm／rad／m)

を試算により算出している。

この値は、補剛トラスに活荷重が載荷された場合の吊橋の挙動について、たわみ変形とねじれ変形の連成を考慮した解析（連成法）による解析値と、荷重を鉛直荷重成分とねじり荷重成分に分け、各々の荷重成分に対する解析を行い重ね合わせる方法（非連成法：横断面形状が保持されているという前提が必要）による解析値とがほぼ一致する、つまり横断面形状が十分保持されているという仮定が成り立つために必要なせん断剛性として決められたものである。

ここで、せん断剛性γは**図－11**のように定義される。

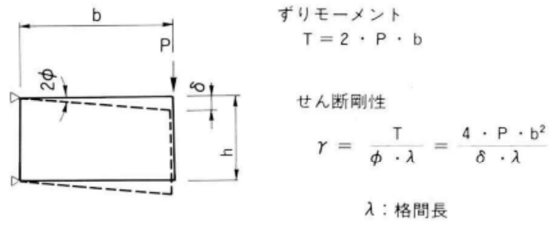


図-11　対傾構のせん断剛性

本橋は斜張橋であり、吊橋とケーブルによる桁支持条件が異なることから、本四公団で規定するせん断剛性γ値をそのまま下限値として適用することは必ずしも適当でないと思われる。参考までに、本橋のせん断剛性は約1.0×10^5 (tm／rad／m) 程度である。

以上の問題に対し、立体解析を行い、本橋における断面変形の影響について検討を行うこととした。

(2) 解析モデルおよび解析手法

解析を行う上で、解析モデルの選定に関して配慮する必要がある。鋼床版合成トラス橋の立体解析に用いられるモデルとしては、いくつかのモデルが考えられる。各種モデルの得失を**表－2**に示す。

表-2　立体解析モデルの比較

解析モデル	2次曲げ	せん断遅れ	断面変形	剛性評価
棒置換モデル	×	○	×	等価剛性
薄肉ばり置換モデル	×	◎	○	等価剛性
立体骨組モデル	◎	△	◎	有効断面
立体ＦＥＭモデル	◎	○	◎	有効断面

棒置換モデルはトラス桁を1節点6自由度の棒要素に置換する方法で、桁重心とケーブル取付点の間に剛体棒要素を挿入することにより立体解析を行なうものである。ただし、剛節トラス固有の部材の2次曲げ応力およびトラス桁の断面変形の影響を考慮することはできない。

薄肉ばり置換モデルは、棒置換モデルの6個の節点自由度に加えて、断面変形角と断面のそり、必要によっては鋼床版のShear-lagを表わす変位自由度を付加して、新しい1次元要素を導入する方法である。

以上の2つの方法は、局部的な応力の計算には不適当であり、斜張橋の全体変形が重要視される立体振動解析モデルに適している。

立体骨組モデルは、トラス弦材に対する鋼床版の有効幅を考慮して等価な剛性を与え、立体骨組構造として解析する方法で、部材の2次曲げを考慮することが可能であるが、鋼床版による両側主構弦材の拘束効果を評価できない点に問題がある。これに対して、立体ＦＥＭモデルは、鋼床版を板要素として立体骨組モデルに付加したもので、立体骨組モデルの欠点を改善することができる。

以上を考慮して、本解析では立体ＦＥＭモデルを採用した。

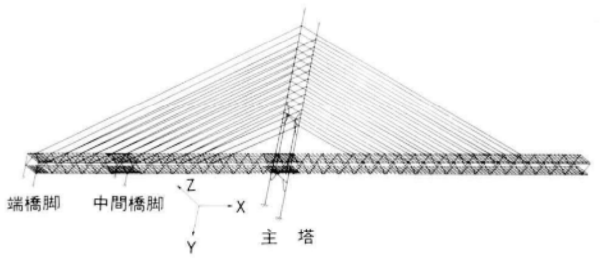


図-12 解析モデル図

本橋は**図－13**に示すようなダブルデッキを有するトラス構造で、弦材間隔が広いために、鋼床版は両側主構の格点間を結ぶ箱桁断面の横桁と4本の縦桁とで格子構造を構成している。さらに、縦桁と横桁との間は**図－14**に示すように、縦リブ・横リブを配置した直交異方性床組構造となっている。このような鋼床版と弦材との合成構造の効果を反映させるために、構成部材を次に示す要素として考える。

デッキプレート………長方形平面板要素
縦リブ・横リブ………はり要素
縦桁・横桁　………はり要素
トラス部材（弦材・斜材）………はり要素

ここで、デッキプレートは構造上、他のはり要素部材の中立軸に対して偏心して結合されているため、鋼床版中立軸に設けた実節点に対して偏心したオフセットばり要素を用いることにより、デッキプレートと縦リブ、縦桁、横桁および弦材との偏心結合を考慮することにした。オフセットばり要素によるデッキプレートと格部材との結合状態を**図－15**に示す。

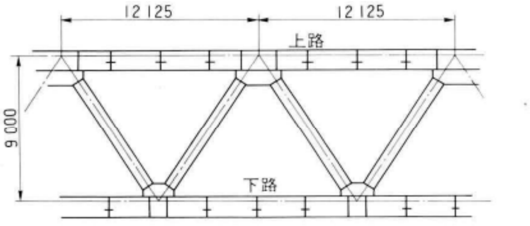


図-13 主構の骨組

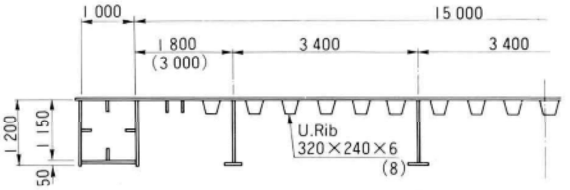


図-14 鋼床版の断面構成

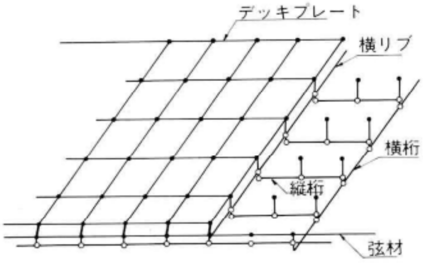


図-15 鋼床版の有限要素モデル

(3) 載荷荷重

主構断面の断面変形が生じる荷重としては、主構断面がねじりを受ける荷重であることより、下記の荷重を考

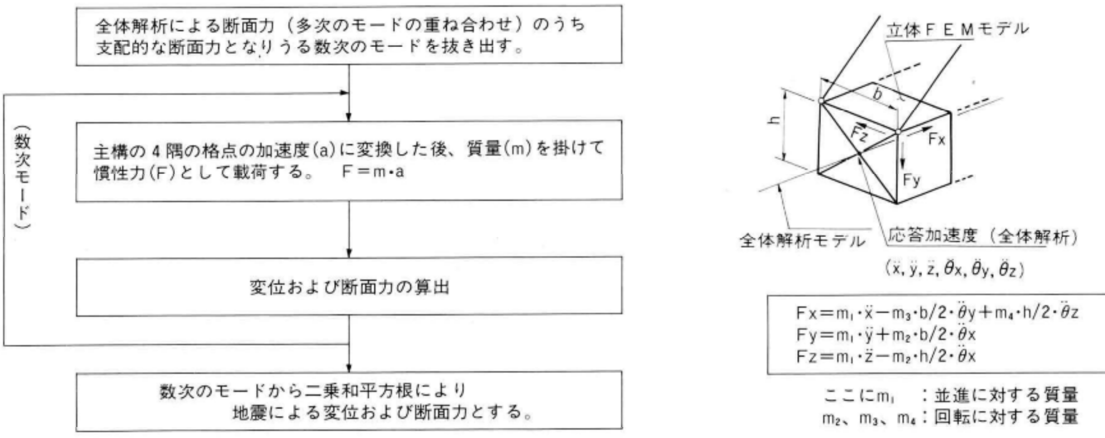


図-16 地震荷重解析フローチャート

慮するものとした。

① 偏載活荷重

② 橋軸直角方向風荷重

③ 橋軸直角方向地震荷重

上記荷重のうち、偏載活荷重による計算では、荷重として鉛直荷重成分を除いたねじり荷重成分のみを考慮した。また、橋軸直角方向地震荷重については、詳細設計時に使用している立体棒モデルによる動的解析（応答スペクトル解析）との整合性を図るため、弦材節点の応答加速度に質量を掛けた慣性力を立体ＦＥＭモデルに外力として作用させる手法を用いた。地震荷重解析フローチャートおよび概念を**図－16**に示す。

(4) 解析結果

立体ＦＥＭモデルにより解析した結果を下記の変形量、断面力について着目し整理した。

① 変形量………ねじれ角、ずれ角

② 断面力………そりにより付加される弦材軸力
　　　　　　　ずれに伴うせん断力
　　　　　　　斜材の面外曲げモーメント

(a) ねじれ角・ずれ角

主構のねじれに伴う変形量であるねじれ角 (ϕ)、ずれ角 (θ) の変形状態とねじれ角、ずれ角の橋軸方向の分布性状を**図－17**に示す。また、主要なポイントである中間橋脚、主塔、中央径間中央の各位置における変形量をまとめたものを**表－３**に示す。

(b) そりにより付加される弦材軸力

そりにより付加される弦材軸力は上・下路の弦材断面積比がほぼ等しいため、解析結果の弦材軸力のうち軸力による成分、曲げによる成分を除いた軸力を抽出することにより算出した。そりによる弦材軸力は**図－18**に示すような弦材軸方向に軸力として作用していると定義する。そりにより付加される弦材軸力の分布性状を**図－19**に示す。

(c) ずれに伴うせん断力

ずれに伴うせん断力の性状は**図－20**に示す通りであり、鋼床版面に流れるずれに伴うせん断力の橋軸方向の分布性状を**図－21**に示す。

(d) 斜材の面外曲げモーメント

斜材の面外曲げモーメントは主に橋軸直角方向荷重が作用した時に生ずるものであり、斜材と上・下路の弦材との剛節点に生ずる面外方向の曲げモーメントである。また、この断面力は他の平面骨組、立体棒モデルの解析

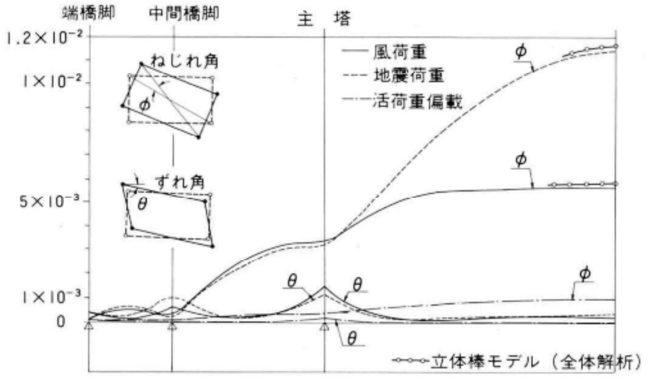


図-17　ねじれ角(ϕ)・ずれ角(θ)分布図

表-3　ねじれ角・ずれ角集計表

		活荷重偏載	橋　直　風	橋 直 地 震
中間橋脚	ϕ	9.07E-05	−2.30E-04	2.18E-03
	θ	−6.04E-05	4.75E-04	9.81E-04
主塔	ϕ	3.78E-04	−3.35E-03	3.12E-03
	θ	−5.53E-05	1.27E-03	1.09E-03
支間中央	ϕ	1.04E-03	−5.66E-03	1.13E-02
	θ	2.84E-05	−3.08E-04	3.29E-04

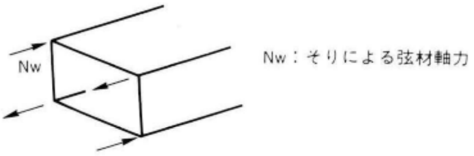


図-18　そりによる弦材軸力図

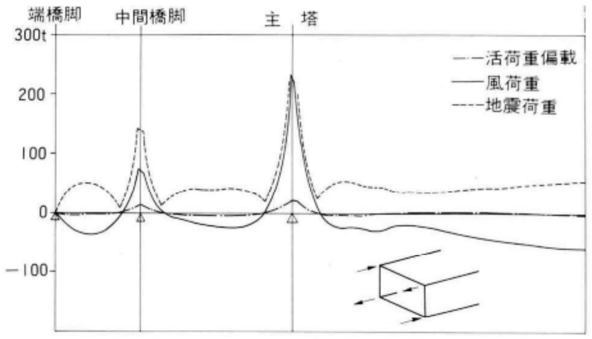


図-19　そりによる弦材軸力分布図

では算出できないものであり、本解析においてのみ算出されるものである。

斜材の面外曲げモーメントの橋軸方向の分布性状を、橋軸直角方向風荷重および橋軸直角方向地震荷重について**図－22**に示す。

(5) 考察

以上の結果を考察すると下記のことが言える。

① 断面変形量を表わすずれ角は主構の変形を拘束していると思われる中間橋脚および主塔部で大きくなる分布性状を示す。活荷重の偏載については微小であり、ほぼ0に等しい。また、橋軸直角方向地震荷重、橋軸直角風荷重に対しては、主塔部で最大$\theta=10^{-3}$程度（風荷重）であり、大きなずれ角は生じていないことがわかる。

② そりにより付加される弦材軸力の橋軸方向の分布は、中間橋脚、主塔位置にて急激に増加する傾向を示す。そりによる弦材軸力の増分の最大値は橋軸直角方向風荷重作用時の主塔位置で240 t の軸力となる。ただし、この軸力を応力度で表わすと、$\sigma_\omega=100$kgf/cm²（常時換算値）となり、主塔部弦材はＳＭ58材で構成されていることを考慮すると、このそりによる応力度σ_ωは許容応力度の４％程度であることから無視できる応力度であると考えられる。

③ ずれに伴うせん断力の橋軸方向の分布は、ずれ角の分布性状と良く一致している。

④ 主構トラス組みが純ワーレントラスであることから、断面変形による局部的発生応力として斜材に面外曲げモーメントが生ずるが、最大でもM＝170tm(橋軸直角方向風荷重）程度であり、さほど大きな断面力とはなっていない。ただし、この横荷重作用時の斜材の面外曲げモーメントについては、他の解析では算出されないため、詳細設計では断面決定の要因にはなっていないが、斜材の組合せ断面力の中で考慮して断面計算を行なっている。

以上の立体ＦＥＭモデルを用いた解析により主構のねじりに対する断面変形の影響について検討を行ったが、断面変形に伴う変形量、断面力とも小さく、主構の断面決定の要因にはならない。また、断面変形を拘束する対傾構作用を受け持つラーメン構造のせん断剛性の小さいことを懸念して本検討を行なったが､断面変形は小さく、断面変形を考慮しない解析手法で設計可能であることが

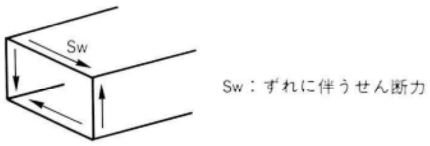


図-20　ずれに伴うせん断力図

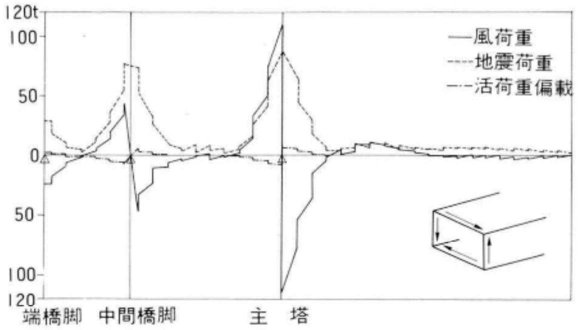


図-21　ずれに伴うせん断力分布図(鋼床版面)

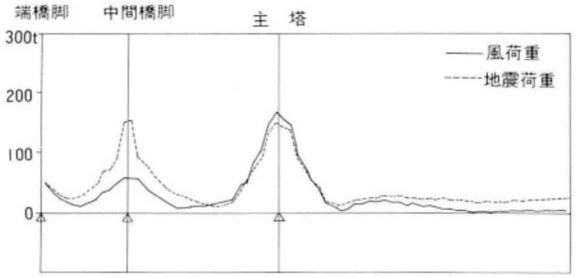


図-22　斜材面外曲げモーメント図

わかった。ただし、本解析より端橋脚、中間橋端および主塔位置においては、横力に対する上・下路に流れるせん断力の分布性状が異なるため、支点上の床ラーメン構造の設計については本解析結果を反映させて設計した。

5．あとがき

ダブルデッキを有する鋼床版合成トラス斜張橋の力学特性のうち、軸力に対する有効幅および対傾構（ラーメン構造）のせん断剛性の低いことによる影響度について東神戸大橋の詳細設計時に検討した結果を報告した。

本結果は東神戸大橋を対象にしているため、全ての本形式の橋に適合するとは言えないが、今後、本形式の橋を設計する上で参考になれば幸いである。

最後に本稿を執筆するにあたって、阪神公団神戸建設部ならびに東神戸大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る。

〈参考文献〉

1）東神戸大橋上部工共同企業体；東神戸大橋上部工詳細設計、昭和63年3月

2）日本道路協会；道路橋示方書・同解説、昭和55年2月

3）阪神高速道路公団・㈶災害科学研究所；鋼床版合成トラス斜張橋の力学特性に関する研究、昭和62年3月

4）本州四国連絡橋公団；本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書　吊橋のねじり解析、昭和48年3月

グラビア写真説明

中島西工区高架橋

本橋は、阪神高速道路大阪湾岸線ルートが大阪市と尼崎市の市境を流れる中島川の河口部にかかる高架橋である。双子のニールセン橋に挟まれ、隣には、巾員が110ｍもある海上パーキングが建設され景観的にも美しい構造となります。架設工法はフローティングクレーンによる大ブロック一括架設で行っています。

この路線は、平成5年春開港の関西国際空港アクセス道路として結ばれることになり、空港への最短路線として大きく寄与することになります。（熊田）

犀川橋

長野自動車道は、中央自動車道（西宮線）の岡谷より分岐して、塩尻、松本、豊科、明科を通り、ＪＲ篠ノ井線沿いに上信越自動車道（国土開発幹線自動車道整備計画）の更埴市までの約76㎞の高速自動車道で、犀川橋はこの長野自動車道のほぼ中間にある安曇野を流れる一級河川犀川に架かる橋梁である。

澄んだ犀川河畔に立って、日本を代表する山岳国立公園である北アルプスを眺めていると、心があらわれる思いになることだろう。このような立地条件の中で、本橋の塗色は、わさび色にしており、又、一般の自動車道に見られるような、壁式コンクリート高欄をやめてブロックアウト形式の鋼製高欄としている。橋脚については、断面が小判形の逆台形式で、美観の点からも考慮されている。

現在、上がり線が竣工しており、明科トンネルのズリ運搬路等の本線工事用道路として供用されている。（引間）

報　告

耐候性鋼材を使用した橋梁の経年調査

Periodic Examination of a Bridge Made of Weathering Steel

佐藤　徹* Tohru SATOH　高橋秀幸** Hideyuki TAKAHASHI　横田　浩*** Hiroshi YOKOTA

Summary

In recent years, more and more weathering steel bridges are being constructed, with the aim of reducing maintenance costs by preventing corrosion and rust.

This paper reports on the results of the changes revealed by the periodic examinations for three years on the Yokoo Bridge in Chiba Prefecture(a three-span continuous plate girder bridge)made of non-coating atmospheric corrosion resisting steel, along with data obtained from the examination of test pieces. The results show that the bridge is in fact weather-proof.

1．まえがき

鋼橋はコンクリート橋と比較して、品質に対する信頼性が高い、軽量で耐震性に富む、補修・補強が容易、現場施工期間が短縮できる等の特長を有するにもかかわらず、再塗装に要する維持管理費が高いことから、コンクリート橋と比較して不利であると判断される場合がある。そのため、鋼橋の維持費用軽減を図ることを目的とした防食・防錆処理に対する要望が強くなってきており、その手段として耐候性鋼材の橋梁への適用、特に無塗装での施工が増加する傾向にある。

耐候性橋梁に関する調査研究は、鋼材暴露試験、実橋追跡調査等数多くの報告が各橋梁関係機関から出されており、JISによる無塗装用鋼材の規格化、設計施工指針の作成による構造に対する配慮の明確化とともに、品質・技術面の向上の一端を担って来ている。

当社においては、昭和52年の新札幌駅前連絡橋（札幌市;さび安定化処理）、昭和55年の神田川橋(高知県;裸使用）をはじめとして約30橋の施工実績を有している。ここでは、昭和61年に竣工した横尾1号橋（千葉県；裸使用）を対象に3年にわたり追跡調査をおこなった結果について報告する。

2．調査概要

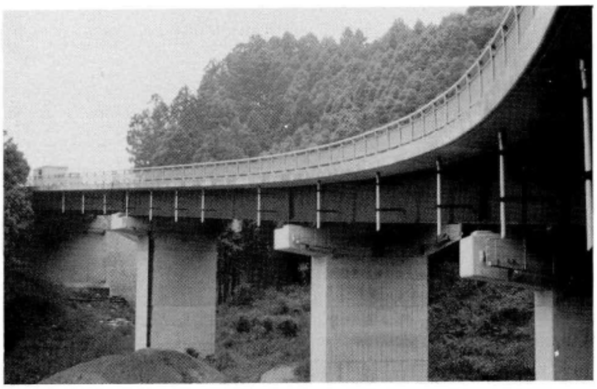


写真-1　全景

(1)　実橋調査

実橋調査では、外観調査およびセロテープ剥離試験を行った。外観調査における調査項目として

① 伸縮装置、排水装置から鋼桁への漏水の有無およびその状況

② 主桁の発錆状況と安定度

③ 対傾構、横桁、横構における発錆状況と安定度

④ 支承、耐震連絡装置における発錆状況と安定度

⑤ 全体的色調

を取上げた。

また、セロテープ剥離試験では、鋼材表面に直接セロ

*　千葉工場製造部生産設計第一課　***　技術本部工事部工事課係長
**　千葉工場製造部生産技術課

テープを貼り付け、付着する錆の量と形状により発錆状況を評価した。

(2) 試験片調査

実橋調査では、錆の安定度の評価が定性的にしかできないため、錆の進行度・安定度を定量的に把握するために、試験片による調査を行った。

① 腐食量（重量測定）

② 減厚量（材厚測定）

③ フェロキシル試験

である。

3．調査結果

(1) 実橋調査

(a) 外観調査

外観調査の調査結果を、各経年毎にまとめ**表－1**に示

表-1 外観調査結果

項目＼経年	1 年	2 年	3 年	状況写真
伸縮装置、排水装置からの鋼桁への漏水有無およびその状況	床版からの遊離石灰が伸縮装置に付着。桁への漏水は無い。	遊離石灰が主桁に流出し、錆が発生している。	2年次の結果と同様、遊離石灰の流出は拡がっていない。	写真-2
主桁の発錆状況および安定度	外面は添接板付近の局部的な赤茶色の変色が目立つ。 内面は、流出錆の跡、結露の跡がいたるところに見られる。	1年次から状況は大差ないが、徐々に黒色化している。	変化部があまり目立たなくなっている。 全体的に安定化してきている。	写真-3
対傾構、横桁、横構における発錆状況および安定度	支点付近では遊離石灰が付着し、錆が層状剥離するなど状態は良くない。 中間部はミルスケールが残っている箇所が多く錆の進行が遅い。	発錆状況は特に変化ない。 支点付近での浮錆、剥離錆が進行している。	支点付近の状況は改善されない。 中間部は徐々に錆が進行している。	写真-4
支承、耐震連結装置における発錆状況および安定度	全般的に錆が粗い。結露による赤色斑点や流出錆の跡などの模様が見られる。	端支点での錆の進行が著しい。 浮錆、剥離錆が見られる。	相変らず錆が粗いが黒色化しており、安定化の徴候と思われる。 局部的に環境の悪い所があり苔がはえている。	写真-5
全体的色調	茶褐色を呈している。 局部的な変色が遠方から確認できる。	黒色化している。 局部的な変色も遠方からは特に目立たない。	黒褐色を呈している。	写真-6

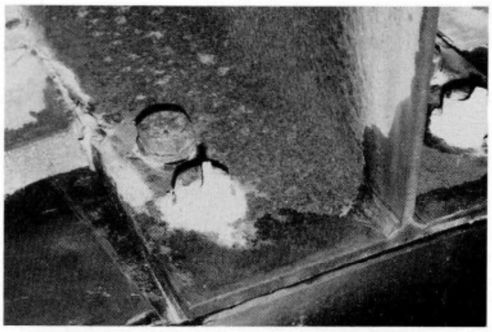


写真-2

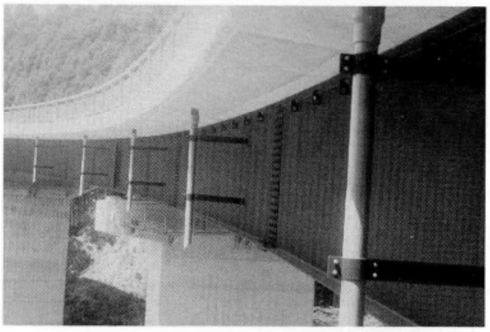


写真-3

写真-4

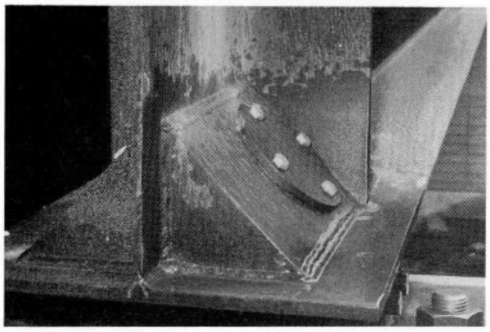


写真-5

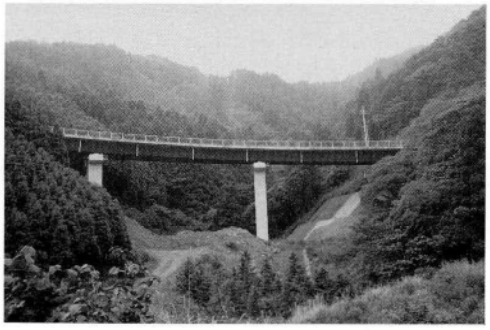


写真-6

す。コンクリートと接触する箇所や通風性、温度変化、日光の照射などの環境条件が悪い支点付近では剥離錆が多く見られ、安定錆の生成にはかなりの時間を要すると考えられる。しかし、全体的には黒褐色化しており、安定化の傾向にあると思われる。

(b)　セロテープ剥離試験

P３橋脚付近の主桁を使用して、セロテープ剥離試験を実施した。試験位置を**図－１**に示す。外桁と内桁では、内桁の方が付着する錆の量が若干多く、やや粗い傾向にあり、安定化までの時間は長くなると予想される。

桁毎の比較結果を**表－２**に、またＧ１桁を代表例として取出し経年比較した結果を**表－３**に示す。

経年による比較では、下フランジ下面で錆の粒子が大きく、発錆量も変化している。下フランジでは雨水による洗浄効果が期待できず、錆が進行し易いためと考えられる。

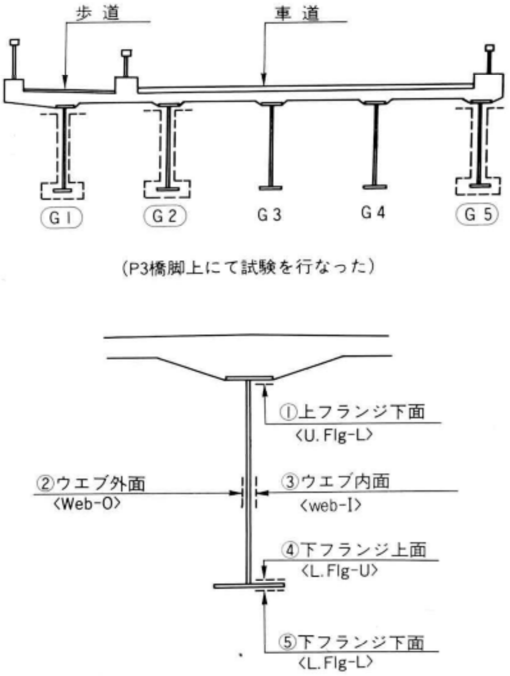


図-1　セロテープ剥離試験位置

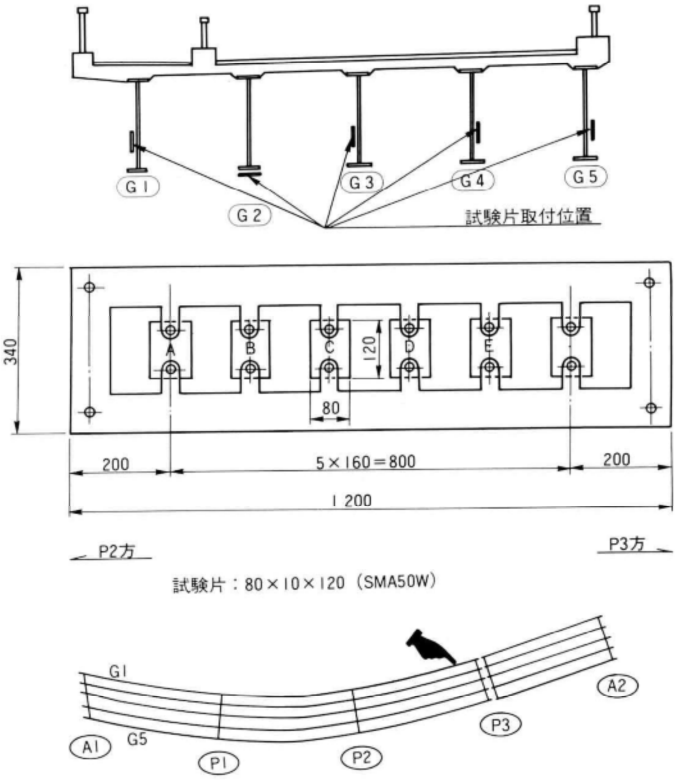


図-2　試験片取付位置

表-2　桁位置による比較（経年３年）

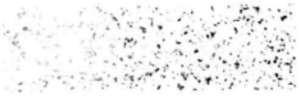
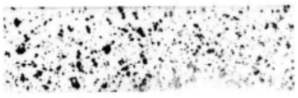
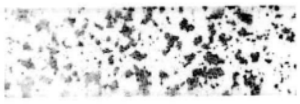
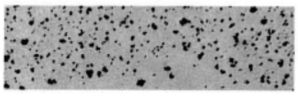
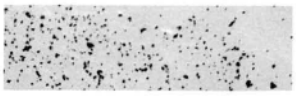
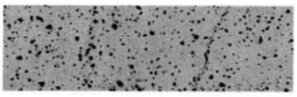
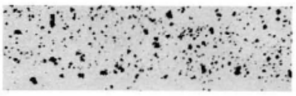
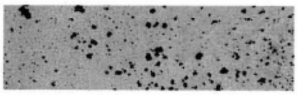
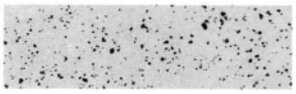
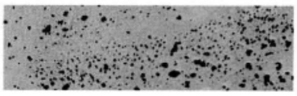
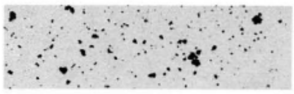
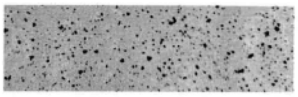
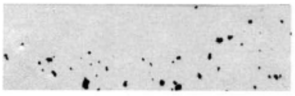
位置＼主桁名	G 1 桁	G 2 桁	G 5 桁
① 上フランジ下面			
② ウ エ ブ 外 面			
④ 下フランジ上面			

表-3　経年による比較

位置＼経年	1　年	2　年	3　年
① 上フランジ下面			
② ウ エ ブ 外 面			
③ ウ エ ブ 内 面			
④ 下フランジ上面			
⑤ 下フランジ下面			

(2) 試験片調査

実橋にあらかじめ試験片を取付けておき、毎年試験片を取りはずして、先に示した項目の調査を行った。試験片取付位置を**図－2**に示す。

(a) 腐食量

各桁に取付けた試験片の初期重量と除錆後の試験片重量の差を、腐食材厚として換算した腐食量を**図－3**に示す。

暴露2年目から3年目にかけて腐食量の勾配が急に上昇しているが、腐食速度は1年目の平均値が0.015㎜／年、3年目が0.016㎜／年とほぼ直線的に推移しており、まだ安定化の傾向を示していないと考えられる。

(b) 減厚量

除錆後の材厚をマイクロメーターを用いて測定し、暴露前の材厚からの減少量を記録した結果を**図－4**に示す。

減厚量は腐食量と異なり変化速度が緩やかに減少する傾向にあり、測定値もやや大きめに現われている。これは、測定に用いたマイクロメーターの接触部が平面を有するタイプであり、鋼材表面の粗さによる凹凸の最大値を測定することによる誤差が含まれるためと考えられる。

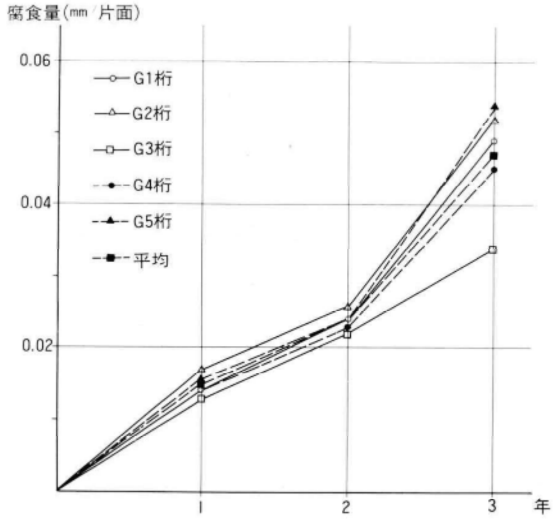


図-3　腐食量

(c) フェロキシル試験

錆の安定化を定性的に把握するためにフェロキシル試験を行っており、その評価は青斑点の形状（大きさ）と量によるが、通常、錆が安定し緻密であるほど青斑点が細かく少なくなる傾向にある。

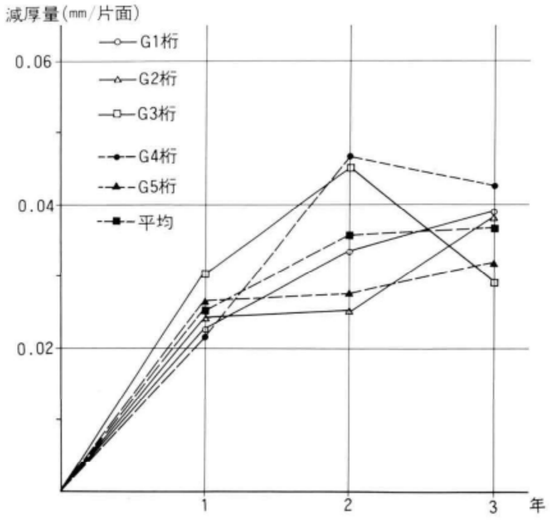


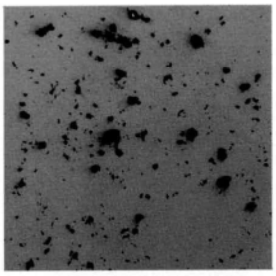
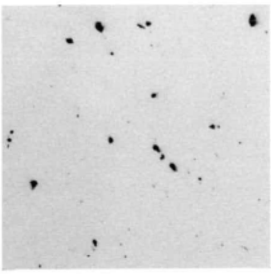
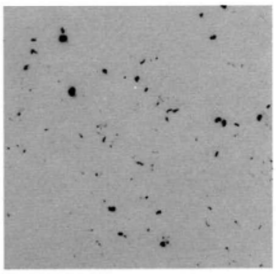
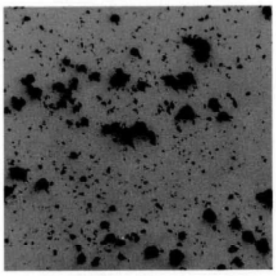
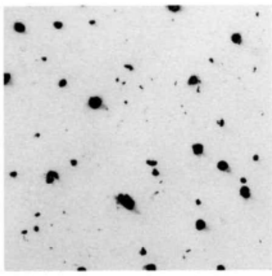
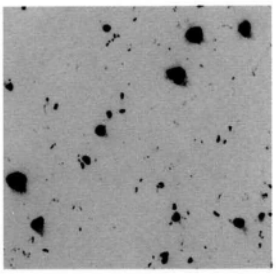
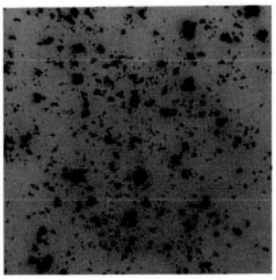
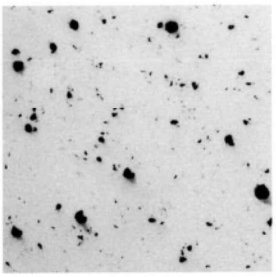
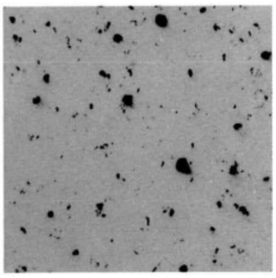
図-4　減 厚 量

外桁（暴露方向－鉛直)、内桁（暴露方向－水平)、内桁（暴露方向－鉛直）を例として試験写真を**表－4**に示すが、全て経年毎に斑点数が減少している。部位的には、直接雨水にさらされる外桁が内桁より安定の方向にあり、水平方向に暴露した方が鉛直方向より錆が粗く、斑点が大きくなっている。

4．まとめ

本橋は海岸から約10㎞の山間部に位置しており、土地環境は比較的良好である。架設後3年を経て、色調は黒褐色で美しく見える。しかし、各種試験の結果からは安定錆が形成されたとは言えず、局部的には伸縮装置部からの床版の遊離石灰による錆の進行や、支点付近の層状

表-4　フェロキシル試験結果

位置＼経年	1　年	2　年	3　年
G 1桁			
G 2桁			
G 3桁			

剥離が見られるなど、安定錆を形成し難い箇所も確認されている。

耐候性鋼材に安定錆が形成されるかどうかは、環境立地条件、構造、部位などに左右され、環境が良好でも構造上問題があれば局部的に錆が進行する。一つの橋梁においても種々の要因が複雑に絡みあうため、安定錆の形成に至ったかどうかの判断は非常に困難である。本橋の調査においても、今回は中間報告であり、今後も調査を継続し錆の安定化に至る経緯を明確にしてゆきたい。また、この調査により耐候性橋梁施工の際に、何らかの参考になれば幸いである。

最後に、この調査にあたり千葉県鴨川土木事務所の方々に御指導をいただいたことを付記し、謝意を表します。

〈参考文献〉

1）日本橋梁建設協会；耐候性橋梁データブック
2）建設省土木研究所・鋼材倶楽部・日本橋梁建設協会；耐候性鋼材の橋梁への適用に関する研究報告書
3）土木学会鋼構造委員会鋼材規格小委員会；耐候性鋼を用いた無塗装橋梁に関する調査研究、土木学会誌、1980年4月
4）河井、石橋；耐候性鋼材の橋梁への適用、橋梁と基礎、1981年9月
5）日本鋼構造協会技術委員会防錆防食小委員会；鋼構造物と耐候性鋼、JSSC、 Vol.17、No.178、'81. 1

グラビア写真説明

関西国際空港連絡橋

空港連絡橋は、空港島と陸岸とを結ぶ高速道路と鉄道を併せもつ全長3750mの長大橋です。その連絡橋の中央部に位置する鋼トラス橋は、支間150mの3径間連続トラス橋が6橋連なり、総延長2700mです。本トラス橋は、航空法による空域制限及び船舶通航のための航路空間の確保等の必要から、上段に片側3車線の道路、下段に複線の電車専用線を配したダブルデッキ・トラス橋となっております。下段に電車が通過するため、設計・製作の各段階において鋼材の疲労を充分に配慮した施工法としています。また、主構高をなるべく低くする必要性及び経済性を配慮し、道路鋼床版をトラス上弦材の上フランジと兼用させた、合成鋼床版構造としています。架設工法は、工程の短縮及び通過船舶への影響をできるだけ短くするため、製作工場において大組立された大ブロックを、大型起重機船を用いて吊上架設する大ブロック一括架設工法を採用しています。(藤原)

BY552工区(その2)高架橋

BY552（その2）、のBは湾岸線、Yは横浜地区を言い、数字三桁の百の位は湾岸線5期、十の位、一の位、(　) 内の数字は、路線の起点から順に番号付けをしている。

湾岸線5期は、起点を横浜市金沢区並木、終点を同市中区本牧ふ頭迄の路線で、起点は横浜横須賀道路に接続し、金沢臨海部埋立地、石油コンビナート、大規模工場及び国道357号上を通過し、本牧地区にて弊社施工のB101工区に接続する。

完成後は扇島、大黒ふ頭、本牧ふ頭、根岸、金沢埋立地の工業地帯を連絡し、市街地の通過交通を高速道路に転換し、国際港横浜の都市機能の発展に大きく寄与することになる。(若松)

研　究

極厚ＴＭＣＰ鋼の母材特性および溶接性の研究（その2）

A Study on Characteristics of Extremely Thick TMCP Steel as a Base Metal and Its Weldability－Part 2

田中一男*　中野秀二**
Kazuo TANAKA　*Shuuji NAKANO*

Summary

In recent years, TMCP(Thermo-Mechanical Control Process)steel, which combines high degrees of strength and cold toughness with good weldability, has been used more commonly and with larger thicknesses in steel building structures. This paper focuses on the softening of TMCP steel in the weld zone at high temperatures, to supplement the previous report that dealt with the characteristics of this steel as a base metal and its suitability for welding.

1．はじめに

近年、建築物の高層化や大空間を有する建築物の増加にともない、使用される鋼板の厚さがますます厚くなる傾向にある。これらの建築鋼材として、良好な溶接性を保持しながら高強度で低温じん性の優れた鋼材であるＴＭＣＰ鋼（Thermo-Mechanical Control Process）が用いられている。

そこで、極厚ＴＭＣＰ鋼の母材特性と溶接性を確認するために、母材試験およびエレクトロスラグ溶接、二電極サブマージドアーク溶接の大入熱溶接と、炭酸ガス半自動溶接、サブマージドアーク溶接（一電極）による研究を行った。

前報では、種々の母材特性と、溶接特性について報告した。

本報では、大入熱溶接部の軟化の性質を明らかにするため、引張強さと硬さに着目した試験を行ったのでここに報告する。

2．試験材料および溶接方法

本試験で使用した鋼材は、材質ＳＭ50Ｂで、板厚は40、50、80、90mmの４種類とし、その化学成分を**表－１**に示す。

溶接方法は、**表－２**に示す様に、炭酸ガス半自動溶接、エレクトロスラグ溶接、サブマージドアーク溶接、タン

表-1　供試鋼のミルシート値と化学分析結果

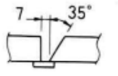
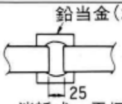
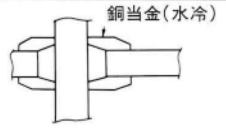
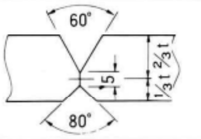
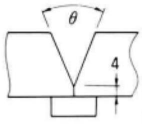
(Wt%)

板厚 (mm)		C	Si	Mn	P	S	衝撃値 (kgf-m)	降伏点 (kgf/mm²)	引張強さ (kgf/mm²)	伸び (%)	降伏比 Y・R(%)	Ceq (%)
40 (SM50B)	ミルシート	0.13	0.19	1.10	0.009	0.002	27	39	56	26	70	0.33
	t/4分析	0.13	0.19	1.10	0.008	0.001	—	—	—	—	—	0.33
50 (SM50B)	ミルシート	0.12	0.23	1.30	0.007	0.002	35	38	52	28	73	0.35
	t/4分析	0.11	0.24	1.32	0.007	0.002	—	—	—	—	—	0.35
80 (SM50B)	ミルシート	0.11	0.27	1.39	0.006	0.002	30	41	55	34	75	0.36
	t/4分析	0.11	0.27	1.38	0.006	0.001	—	—	—	—	—	0.35
90 (SM50B)	ミルシート	0.15	0.28	1.32	0.01	0.002	27	40	56	34	71	0.38
	t/4分析	0.14	0.28	1.32	0.009	0.002	—	—	—	—	—	0.38

製鉄メーカー　新日鐵 50mm 90mm　住友金属 40mm 80mm

*　松本工場製造部長
**　松本工場製造部生産技術課係長

表-2 溶接条件

溶接方法	溶接材料	電流(A)	電圧(V)	速度(cm/min)	姿勢	板厚(mm)	1パス最大入熱KJ/cm	開 先 形 状
炭酸ガス半自動溶接	YM-26 1.2φ CO_2 100%	280〜340	32〜38	15〜25	F	40	46	
						50	46	
						80	46	
						90	46	
エレスラ溶接(平型)	40mm、50mm YM-55A 1.6φ YF-15 ＊1	370〜390	48〜52	1.5〜2.5	V	40	515	
						50	593	
	80mm、90mm US-49 2.4φ YF-15 ＊2 DIAノズル	320〜340	36〜40	1.0〜1.5		80	2016	
						90	2688	
(十字型)	同 上	同上	同上	同上	V	40	515	
						50	593	
						80	2016	
						90	2688	
サブマージドアーク溶接	Y-D_L 4.8φ YF-15	650〜800	32〜40	30〜50	F	40	61	
						50	61	
						80	64	
						90	62	
タンデムサブマージドアーク溶接	Y-A 6.4φ NSH-52	1000〜1800	36〜44	25〜50	F	40	209	
						50	291	
						80	247	
						90	247	

デムサブマージドアーク溶接であり、溶接材料は60キロ級のものを使用した。

なお、本試験の全体概要については、第Ｉ報[7]を参照して頂きたい。

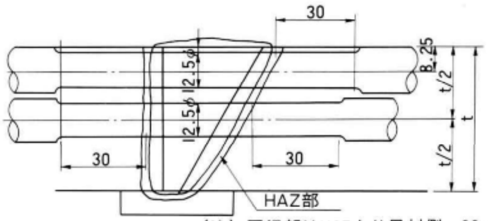
3．試験方法

継手丸棒引張試験片の採取要領は**図－1**に示す様に、JIS Z 3111（溶着金属の引張試験方法）のＡ1号試験片に準拠し、径（Ｄ）を12.5mm、平行部の長さ（Ｐ）は、両側の熱影響部の中心より30mm母材側までとし、熱影響部の軟化域が十分平行部に入る様に考慮した。

継手全断面引張試験は、JIS Z 3121（突合せ溶接継手の引張試験方法）の1号試験片とした。形状は、平行部巾を25mm、平行部長さを溶接金属部の表面の最大巾より両方向へプラス6mmとした。

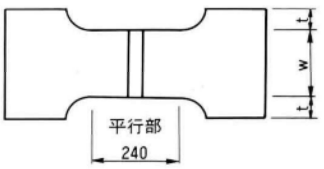
又、広巾引張試験は、JIS Z 3127（突合せ溶接継手の広巾引張試験方法）に従い、試験体の形状を**図－2**に示す。

広巾引張試験では、全体ひずみ測定のための弓形ゲージ（ＧＬ＝240mm）および各部位での応力－ひずみを測定するため、試験体の表、裏面にひずみゲージを貼付けた。**図－3**に、50mmエレクトロスラブ溶接広巾引張試験体の例を示す。



（注）平行部はHAZより母材側へ30mmとする。

図-1 継手丸棒引張試験片



板厚(mm)	W(mm)	T(mm)
40	280	40
50	350	50
80	400	80
90	450	90

図-2 広巾引張試験体

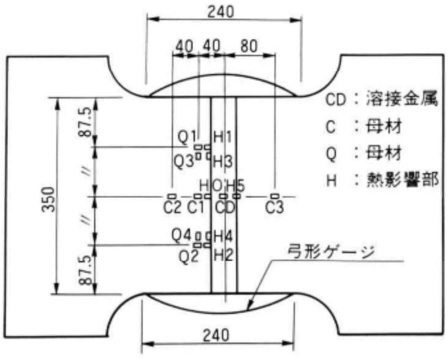


図-3　板厚50mmエレクトロスラグ溶接広巾引張試験体
ひずみゲージ貼付要領

4．試験結果および考察

本試験で確認された、大入熱溶接部における熱影響部の軟化の性質について以下に述べる。

(1)　各種溶接における硬さ分布

図－4 に(a)板厚50mm炭酸ガス半自動溶接、(b)板厚50mmサブマージドアーク溶接、(c)板厚50mmタンデムサブマージドアーク溶接、(d)板厚50mmエレクトロスラグ溶接（平型)、の硬さ分布図、**写真－1** にマクロ試験を示す。

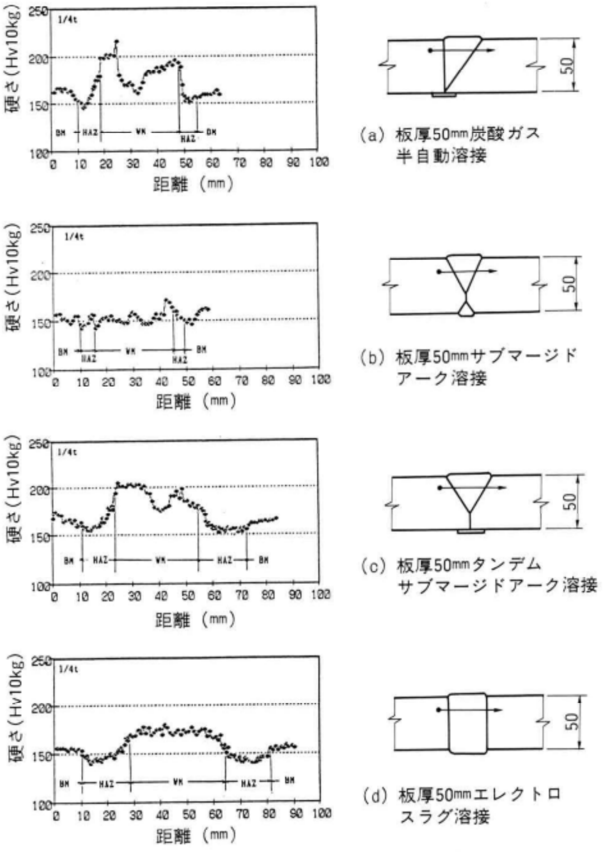
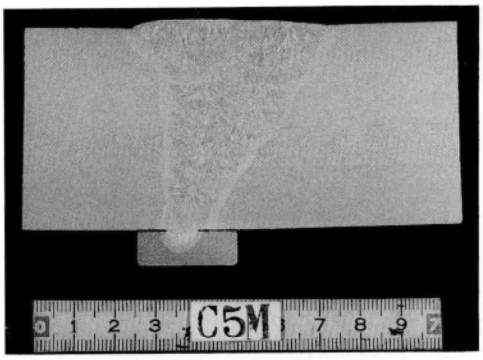
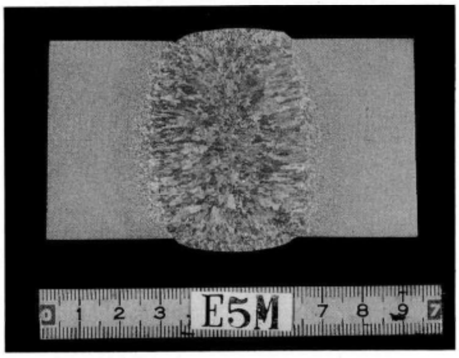


図-4　硬さ分布図



(a)板厚50mm炭酸ガス半自動溶接



(b)板厚50mmエレクトロスラグ溶接(平型)

写真-1　マクロ試験

(2)　各種引張試験結果

表－3 に継手丸棒引張試験の結果、**表－4** に継手全断面引張試験の結果、**表－5** に広巾引張試験の結果、**写真－2、3、4** に各引張試験の破断状況を示す。

これらの結果から、溶接方法と各種形状の引張試験片の引張強度、熱影響部最小硬さの関係を明確にするため、**図－5** に各板厚別～溶接方法毎の硬さと引張強度の関係を示す。

① 継手全断面引張強度と、広巾引張強度とは近い値を示す。

② 大入熱溶接方法であるエレクトロスラグ溶接において、継手全断面引張強度と広巾引張強度は母材の引張強度の規格値を満足し、他の溶接方法と比較しても同レベルの値を示している。

③ 継手丸棒引張強度は、継手全断面引張強度並びに広巾引張強度と比較して低い値を示す傾向にある。

④ 継手丸棒引張強度は、熱影響部最小硬さとよく対応した挙動を示している。

表-3　継手丸棒引張試験結果及びHAZ, Hvmin, 入熱量

種類	板厚(mm)	継手丸棒引張り 部位	降伏点(kgf/mm²)	引張強さ(kgf/mm²)	伸び(%)	破断位置	HAZ Hvmin	1パス入熱(KJ/cm)
CO_2半自動溶接	40	表面	41	50	18	HAZ	150	46
		½ t	33	49	23	HAZ	130	
	50	表面	39	52	19	BM	160	46
		½ t	41	55	20	BM	165	
	80	表面	40	54	13	HAZ	150	46
		½ t	41	51	19	HAZ	145	
	90	表面	48	58	14	Depo	180	46
		½ t	40	55	16	BM	175	
エレスラ（平型）溶接	40	表面	33	48	18	HAZ	140	515
		½ t	35	47	17	HAZ	130	
	50	表面	32	50	18	HAZ	140	593
		½ t	33	51	17	HAZ	145	
	80	表面	36	49	14	HAZ	130	2016
		½ t	40	48	17	HAZ	135	
	90	表面	31	50	17	HAZ	140	2688
		½ t	32	51	15	HAZ	140	
サブマージドアーク溶接	40	表面	35	49	20	HAZ	140	61
		½ t	36	50	18	HAZ	140	
	50	表面	38	50	15	Depo	140	61
		½ t	38	54	20	BM	165	
	80	表面	41	50	20	Depo	150	64
		½ t	42	55	22	BM	150	
	90	表面	35	50	14	Depo	155	62
		½ t	40	56	20	BM	175	
タンデムサブマージドアーク溶接	40	表面	35	49	21	HAZ	130	209
		½ t	34	47	23	HAZ	120	
	50	表面	41	53	14	HAZ	160	291
		½ t	36	51	23	HAZ	150	
	80	表面	49	58	15	Depo	165	247
		½ t	40	56	22	HAZ	155	
	90	表面	41	55	16	HAZ	160	247
		½ t	38	53	17	HAZ	150	

表-4　溶接継手全断面引張試験結果

種　類	板厚(mm)	降伏点(kgf/mm²)	引張強さ(kgf/mm²)	伸び(%)	破断位置
CO_2半自動溶接	40	— 39	52 52	51 48	BM-HAZ BM-HAZ
	50	42 42	55 55	40 41	BM-HAZ BM-HAZ
	80	42 42	56 56	31 22	HAZ-Depo HAZ-Depo
	90	45 44	60 59	50 48	BM-HAZ BM-HAZ
エレスラ（平型）溶接	40	39 38	54 54	40 40	HAZ HAZ
	50	38 38	54 54	34 36	HAZ HAZ
	80	42 40	58 59	44 37	Depo Depo
	90	42 45	58 58	57 55	Depo Depo
エレスラ（十字型）溶接	40	— —	54 54	— —	BM BM
	50	41 40	56 56	— —	HAZ HAZ
	80	— —	61.7 63.1	— —	HAZ-Depo HAZ-Depo
	90	45.3 48.8	60.1 60.7	— —	HAZ HAZ
サブマージドアーク溶接	40	38 38	54 54	43 43	Depo Depo
	50	41 41	54 54	45 34	Depo Depo
	80	43 43	56 56	21 22	Depo Depo
	90	40 40	53 53	32 30	Depo Depo
タンデムサブマージドアーク溶接	40	36 36	51 51	44 44	HAZ-Depo HAZ-Depo
	50	41 39	52 52	36 39	HAZ-Depo HAZ-Depo
	80	49 49	62 62	48 50	HAZ HAZ-Depo
	90	44 43	55 55	36 36	Depo Depo

(3)　継手丸棒引張強度と硬さ

表－3 の継手丸棒引張強度と、熱影響部最小硬さの関係を**図－6** に示す。これらの図表より下記のことが言える。

① 熱影響部最小硬さが160～180においては、切断位置が母材または溶接金属であり、引張強度も高目である。

② 熱影響部最小硬さが120～150においては、切断位置が熱影響部であり、引張強度も低目となる。

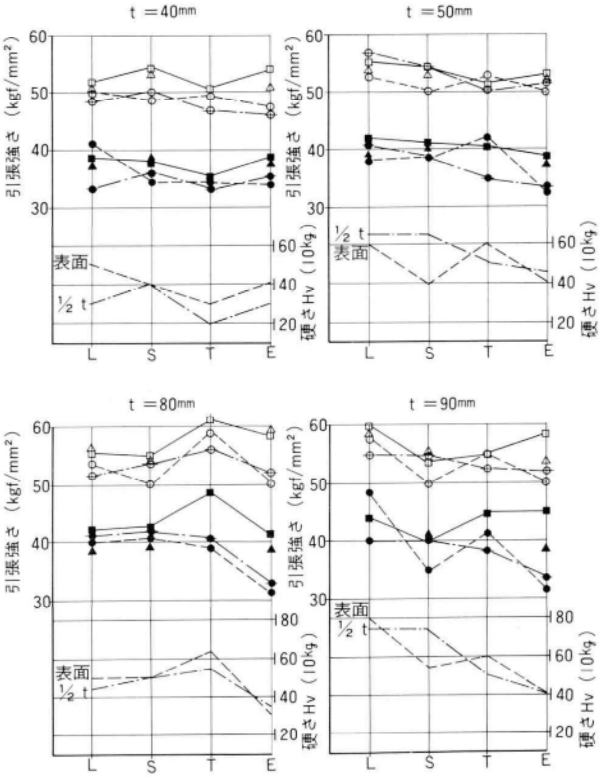
③ 熱影響部最小硬さが140を下回ると、母材の引張強度の規格値をやや下回るものが発生している。

④ **図－5** からも分かる様に、継手丸棒引張強度の中には、継手全断面引張強度および広巾引張強度を上回るものも生じている。

これらの事から、継手丸棒引張強度は、試験片の形状が、小断面積でかつ長ゲージであるため、採取位置の硬さ分布の状態、断面積に占める熱影響部の軟化域の割合の影響を強く受けていると考えられる。

表-5　広巾引張試験結果

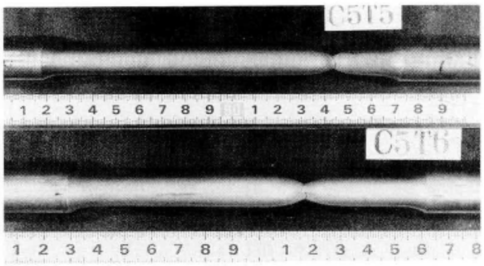
種　類	板厚 (mm)	降伏点 (kgf/mm²)	引張強さ (kgf/mm²)	0.2% 耐力伸び (%)	破　断 伸　び GL＝240	破　断
CO_2 半自動溶接	40	37.8	51.1	10.5	27.9	HAZ～母材
	50	38.8	53.4	——	33.0	母　材
	80	38.8	56.5	10.8	25.2	Depo～HAZ
	90	40.8	58.4	13.2	25.2	母　材
エレスラ（平型）溶　接	40	38.3	51.4	10.2	25.1	Depo～HAZ
	50	37.2	52.4	——	31.0	母　材
	80	38.3	59.8	——	20.7	Depo～HAZ
	90	37.7	53.8	13.8	19.3	Depo
サブマージドアーク溶接	40	38.5	53.2	11.0	29.6	HAZ～母材
	50	40.2	53.8	——	34.0	母　材
	80	39.7	54.0	11.7	23.7	Depo～HAZ
	90	40.6	55.2	8.4	9.9	Depo



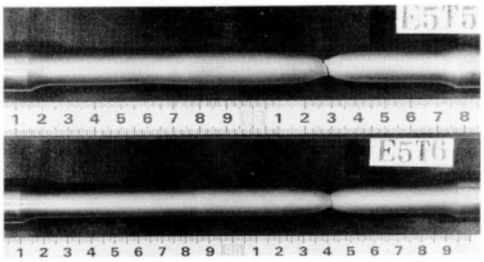
C：CO_2半自動溶接
S：サブマージドアーク溶接
T：タンデムサブマージドアーク溶接
E：エレクトロスラグ溶接（平型）

○：丸棒引張（表面）白 ― Ts
⊖：丸棒引張（½ t）黒 ― Yp
□：継手引張（JIS Z 3121）
△：広幅引張（JIS Z 3127）

図-5　板厚・溶接方法別のHAZ最低硬さと引張強度

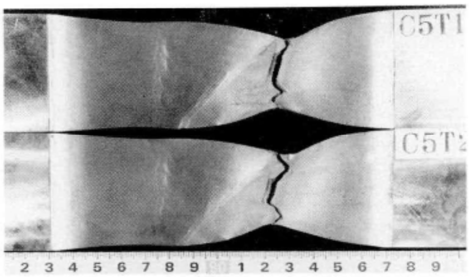


(a)板厚50mm炭酸ガス半自動溶接

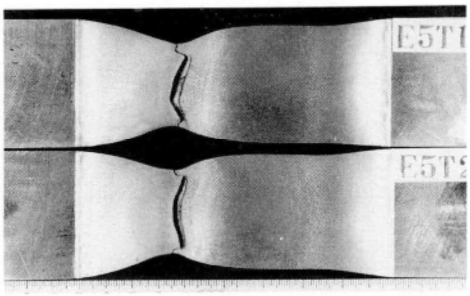


(b)板厚50mmエレクトロスラグ溶接(平型)

写真-2　継手丸棒引張試験破断状況



(a)板厚50mm炭酸ガス半自動溶接



(b)板厚50mmエレクトロスラグ溶接(平型)

写真-3　継手全断面引張試験破断状況

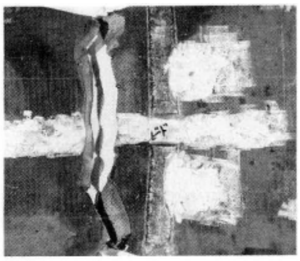


写真-4　板厚50mmエレクトロスラグ溶接(平型)
広巾引張試験破断状況

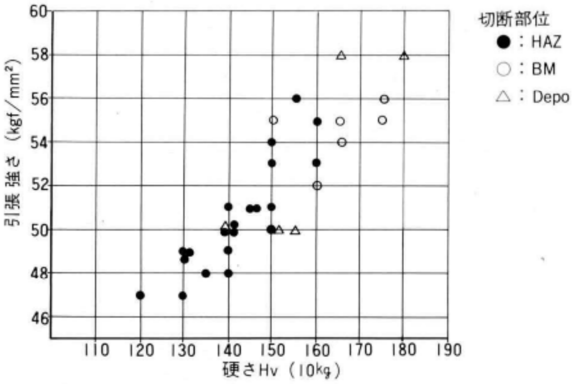


図-6　継手丸棒引張のHAZ最低硬さ―引張強さ

(4)　荷重－ひずみ曲線

① 図－7に、50㎜エレクトロスラグ溶接の弓形ゲージ（ＧＬ＝240㎜）の荷重－伸び曲線を示す。最大荷重点以後も十分な伸びがあり良好な結果である。

② 図－8に、50㎜エレクトロスラグ溶接の巾中心表面の、溶着金属、熱影響部、母材部の荷重－ひずみ曲線を示す。

図－9に、50㎜エレクトロスラグ溶接の熱影響部の巾方向の荷重－ひずみ曲線を示す。

図－10に、50㎜エレクトロスクグ溶接の母材部の巾方向の荷重－ひずみ曲線を示す。

これらの荷重－ひずみ曲線はいずれも良好な結果である。

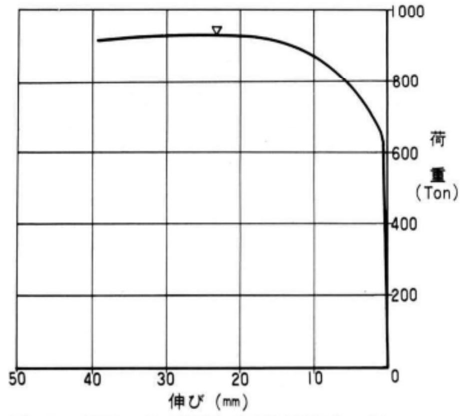


図-7　荷重－伸び線図（下部弓型ゲージ）

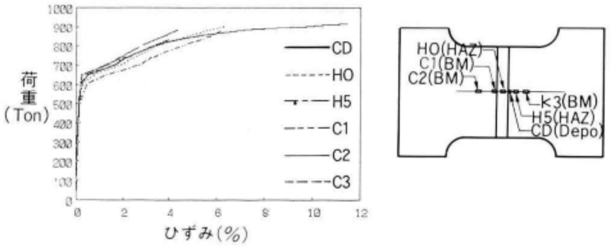


図-8　荷重－ひずみ線図

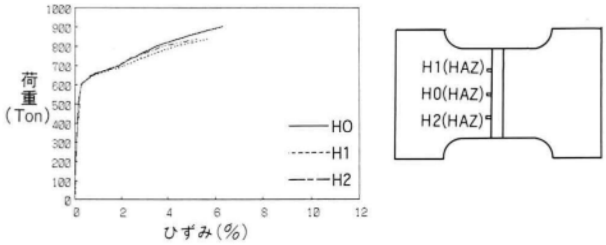


図-9　荷重－ひずみ線図

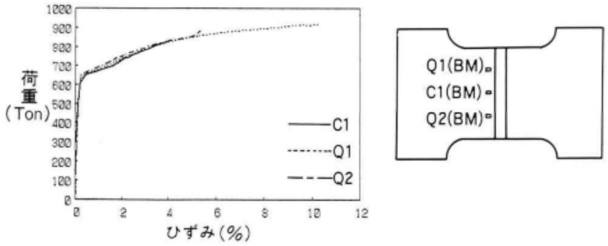


図-10　荷重－ひずみ線図

5．おわりに

今回は、ＴＭＣＰ鋼を大入熱溶接方法で溶接した場合に生ずる熱影響部の軟化について試験を実施した。これらの試験より、大入熱溶接部の熱影響部には局部的にビッカース硬さ（10kg）で140程度と引張強度が50kgf／mm²を下回る部位が生ずる場合がある。しかし、継手全断面引張強度、広巾引張強度は、母材の引張強度の規格値を満足している。

今回の試験と第Ｉ報の結果を総合的に考えると、50キロ級ＴＭＣＰ鋼を建築鉄骨用鋼材として使用するにあたり特に問題のない事が確認できた。

建築鉄骨に使用される鋼材は、現在既に使用されているＳＭ50クラスの鋼材に加えて、本報告で示したような極厚ＴＭＣＰ鋼の使用、さらに高強度の鋼材、あるいは、強度特性の異なる鋼材（例えば、低降伏比の鋼材、耐火鋼）等の使用が多くなると予想される。

その様な状況の中で本報告が何らかの役に立てば幸いである。

最後に、第Ｉ報、第II報を通じ本試験に多大な御協力をいただいた新日本製鐵株式会社、住友金属工業株式会社の関係各位に誌上を借りて心より御礼申し上げます。

〈参考文献〉

1）社団法人　日本造船研究協会、第193研究部会；新製造法による50キロ級高張力鋼の有効利用に関する研究総合報告書、昭和60年５月

2）住友金属工業㈱；超高層ビル用極厚ＴＭＣＰ鋼の開発、1988．1

；ＴＭＣＰ型50キロ鋼板の大入熱溶接継手特性、ＣＡＭＰ－ＩＳＩＪ　Vol.Z　1989．9

3）新日本製鐵㈱；君津ＣＬＣプロセスの概要とＣＬＣ鋼板の特性、1988．4

4）日本建築センター；ビルディングレター、建築構造用ＴＭＣＰ鋼材の性能について

5）中込忠男；パス間温度と溶接強度、鉄構技術（ＳＴＲＵＴＥＣ)、1889.11

6）日本規格協会；ＪＩＳハンドブック　鉄鋼1989、溶接1989

7）田中、中野、大月；極厚ＴＭＣＰ鋼の母材特性および溶接性の研究、宮地技報No.５、1989

グラビア写真説明

恵庭大橋

恵庭大橋の架かる一般国道36号は、明治６年開拓使によって、開さくされた日本で初めての洋式馬道（函館～札幌間）の一部を成すものです。その国道も現在は、道央産業ベルト地帯の大動脈として、重要な役割をはたしておりますが、交通量の増加、道路環境の変化に伴い、恵庭バイパスの計画がなされ、地元恵庭市の総合計画である〝水と緑のやすらぎプラン〟とが一体となって計画施工された道路です。

橋梁の四方には、春夏秋冬をイメージした橋詰公園が設けられ、バルコニーには４体のモニュメントが配置され、公園の中に川が流れ、橋が架っているという豊かな環境の内に有り、潤いとやすらぎを与えてくれる橋梁ではないかと思っております。(川村)

第２宇戸橋

本橋は、150年前、頼山陽が「耶馬渓山天下無」と絶賛した大分県の下毛、日田玖珠、宇佐の四郡にまたがっている山と水によってつくりだされた美しい耶馬渓の玖珠郡と宇佐郡を通り、玖珠町と宇佐市を結ぶ国道387号に架かる橋である。

架橋位置は地理的にいりくんだ渓谷を道路が迂回するように曲りくねっており、交通の安全、時間短縮を目的とし道路を一直線にするためにトラッククレーン＋ベント工法により架設した。(宮沢)

研　究

境界条件の変化と単独Ｉ桁の自重による不安定現象

Lateral Torsional Buckling Response of I-section Girder due to Change of Boundary Conditions

能　登　有　愿*
Hiroyoshi NOTO

Summary

If the length of an I-section girders exceed a specific value, they suffer lateral torsional buckling when being lifted singly, due to the low lateral rigidity of the compressive flange and the insufficient torsional rigidity of the member as a whole section.

Hence, this paper discusses the behavior of an I-section girder, in terms of stability or instability, when the boundary conditions of its supporting points are changed.

１．まえがき

Ｉ桁の架設は、仮支点を設置して各部材毎に行われるか、支間がそれほど長くない場合は、２本主桁に組立てて行われる。しかし、仮支点がなくかつクレーン能力またはクレーン反力点の強度上の理由等により、Ｉ桁を単独で橋長分架ける必要が生じることもある。このたび実際の工事でこの確認が必要となったため、工場での吊り上げ実験と解析を行った。

本論文では主に解析について述べるものとする。

橋梁のＩ桁は、薄板で構成されており自重も軽いが、それにもまして横振れ座屈に抵抗する圧縮フランジの横曲げ剛性、全体の捩れ剛性が非常に小さい。そこで横捩れ座屈の対策としていろいろ考えられるが、ここでは支持点の境界条件、特に支持位置を変化させている。

２．横捩れ座屈の理論

初期不整のない理想状態のＩ桁では、本来鉛直面内の曲げモーメントによって捩れは生じない。しかし、製作、架設時に生ずる梁寸法の避けられない誤差、荷重の予期しえない小さい偏心により、実際には載荷の初期段階から断面に捩りが生じる。荷重が順次増加し水平方向への面外曲げ変形が大きくなり、これにより梁の使用限界が決定されれば、横ねじれ座屈が生じたと考えられる。

梁にＸ－Ｙ面内の端モーメント、M_{BZ}、M_{TZ}が作用する場合の釣合い方程式は次式になる。

$$EI_Z\frac{d^2v}{dx^2}=-M_Z \qquad (1)$$

$$EI_Y\frac{d^2w}{dx^2}+M_Z\phi=0 \qquad (2)$$

$$EI_W\frac{d^3\phi}{dx^3}-(GJ+\overline{K})\frac{d\phi}{dx}+M_Z\frac{dw}{dx}-\left(\frac{M_{TZ}+M_{BZ}}{\ell}\right)w=0 \qquad (3)$$

ただし、$M_Z=-M_{BZ}+(M_{TZ}+M_{BZ})\frac{x}{\ell}$ (4)

$$\overline{K}=\int_A\sigma\cdot a^2dA=M_Z\left\{\frac{\int_A y\ (z^2+y^2)dA}{I_Z}-2y_0\right\}=M_Z\cdot\beta_Z \qquad (5)$$

ここに、

I_Y､I_Z　：Y、Z軸まわりの断面２次モーメント

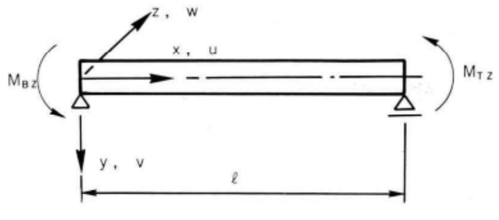


図-1　荷重と座標および変位

*　技術本部長大橋業務部付課長

J　：St. Venantの振り抵抗

Iw　：そり振りモーメント

v、w：Y、Z方向の変位

ϕ　：X軸まわりの振り回転角

M_{BZ}、M_{TZ}　：梁の両端に作用する端モーメント

E　：ヤング係数

G　：せん断弾性係数

ℓ　：支間長

σ　：着目断面の任意の点の応力

a　：σが作用している点とせん断中心との距離

y_0　：せん断中心のY座標

横振れ座屈

(2)、(3)式を各々微分して

$$EI_Y\frac{d^4w}{dx^4}+Mz\frac{d^2\phi}{dx^2}+2\frac{dMz}{dx}\frac{d\phi}{dx}=0 \qquad (6)$$

$$EI_W\frac{d^4\phi}{dx^4}-(GJ+Mz\cdot\beta z)\frac{d^2\phi}{dx^2}-\frac{dMz}{dx}\frac{d\phi}{dx}\beta z+Mz\frac{d^2w}{dx^2}=0 \qquad (7)$$

等曲げモーメント　$Mz=M_0$をうける1軸対称断面の方程式

$$EI_Y\frac{d^4w}{dx^4}+M_0\frac{d^2\phi}{dx^2}=0 \qquad (8)$$

$$EI_W\frac{d^4\phi}{dx^4}-(GJ+M_0\beta z)\frac{d^2\phi}{dx^2}+M_0\frac{d^2w}{dx^2}=0 \qquad (9)$$

wをϕで表わし、かつ境界条件を次のようにする。

$$\left.\begin{array}{l} w_{X=0}=w_{X=\ell}=w''_{X=0}=w''_{X=\ell}=0 \\ \phi_{X=0}=\phi_{X=\ell}=\phi''_{X=0}=\phi''_{X=\ell}=0 \end{array}\right\} \qquad (10)$$

座屈モーメント式は次の通りとなる。

$$(M_0)_{cr}=\frac{n^2\pi^2EI_Y\beta z}{2\ell^2}\left[1\pm\sqrt{1+\frac{4}{\beta z^2}\left(\frac{GJ\ell^2}{n^2\pi^2EI_Y}+\frac{I_W}{I_Y}\right)}\right] \qquad (11)$$

（但し、n=1が最小座屈モーメント式となる）

中間横荷重を受ける場合、座屈設計ガイドライン[1)]より次式となる。

$$(M_0)_{cr}=\frac{C_{b1}\pi^2EI_Y\beta z}{2\ell^2}\left[\left(\frac{2C_{b2}h_p}{\beta z}+C_{b3}\right)\pm\sqrt{\left(\frac{2C_{b2}h_p}{\beta z}+C_{b3}\right)^2+\frac{4}{\beta z^2}\left(\frac{GJ\ell^2}{\pi^2EI_Y}+\frac{I_W}{I_Z}\right)}\right] \qquad (12)$$

中間荷重として、等分布荷重qを受ける場合、次の値となる。

C_{b1}　：曲げモーメント分布形の変化を考慮するための係数＝1.132

C_{b2}　：中間横荷重の梁断面内の作用高さ（hp）の影響を考慮するための係数＝0.459

C_{b3}　：断面形の非対称性（Bz）の影響を考慮するための係数＝0.525

せん断中心とそり振りに関する定数

Zs　：中立軸とせん断中心のZ方向の距離＝0.0cm

Ys　：中立軸とせん断中心のY方向の距離＝$\alpha h-h_1$ ＝62.96

h_p　：重心とせん断中心との距離で重心が曲げの引張側にあるとき正の値　＝-Ys

$I_Z=5,534,590cm^4$　　$I_Y=113,911cm^4$

$$\alpha=\frac{1}{1+(b_1/b_2)^3(t_1/t_2)}=0.874$$

$$I_W=\frac{b_1{}^3t_1h^2}{12}\alpha=722,843,400cm^6$$

$$J=\frac{1}{3}\Sigma b_it_i{}^3=1,080cm^4$$

$$\beta z=\frac{1}{I_Z}\left\{b_2t_2h_2\left(\frac{b_2{}^2}{12}+h_2{}^2\right)+\frac{t_W}{4}(h_2{}^4-h_1{}^4)-b_1t_1h_1\left(\frac{b_1{}^2}{12}+h_1{}^2\right)\right\}=-41.16cm$$

$(M_0)_{cr}=11,822,368kg\cdot cm$

フランジが変断面の場合

$(M_0)'_{cr}=C_r\cdot(M_0)_{cr}=68.27t\cdot m$

フランジが上下とも変化する場合

$C_r=0.6r_b+0.4r_b{}^2=0.578$　（但し、$r_b=b_{min}/b_{max}$）

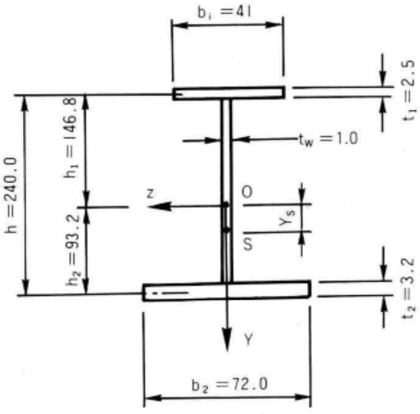


図-2　断面形状

3．ＦＥＭ立体解析

2点支持のＩ桁は、その形状から判断して横曲げ剛性、振れ剛性が極端に小さく、応力レベルが低い状態で不安定な挙動を生じやすい。そこで幾何学的非線形の大変形問題として取扱った。幾何学的非線形性は、ひずみと変位の関係あるいは応力と力の関係の非線形性である。

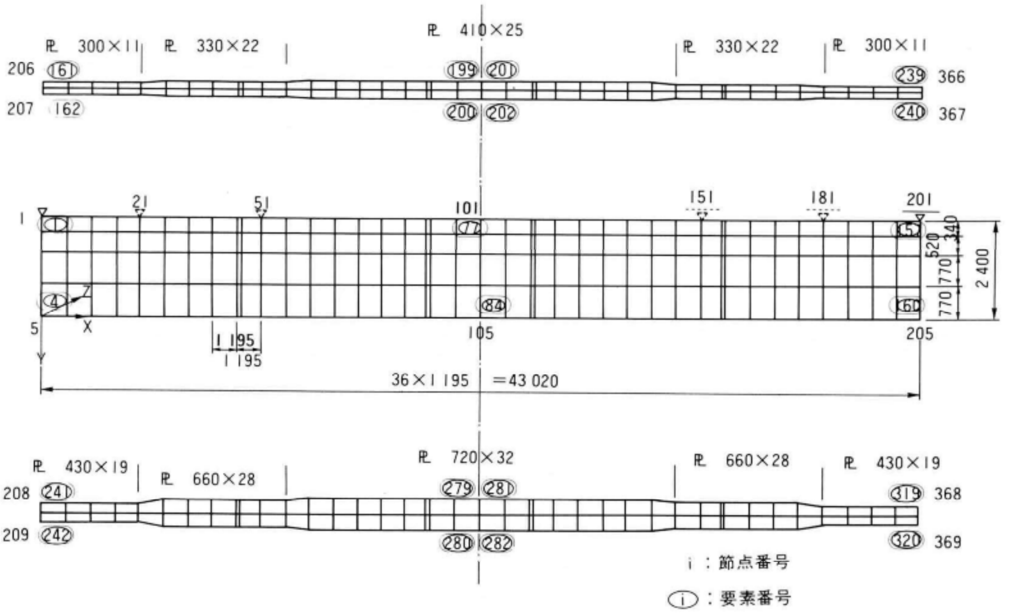


図-3　節点および要素図

解析は汎用構造解析プログラム〝ＭＡＲＣ〟を使用しており、解析手法は接線剛性法によっている。

(1)　構造のモデル化

本Ｉ桁はウエブ高は一定であるが、合成桁であるため上フランジ（圧縮フランジ）が下フランジに比べて、極端に狭くかつ両フランジ共変断面である。

メッシュ分割は**図－3**に示す通りである。

要素は4辺形シェル要素であり、上下フランジ各80、ウエブ160の合計320要素である。また要素の厚さ方向は3層としている。節点は369個であり、1節点当りの自由度は全体座標系のＸ、Ｙ、Ｚ方向変位、Ｘ、Ｙ、Ｚ軸まわりの回転角の6自由度である。

腹板の水平、垂直補剛材は、腹板の直応力度が吊り上げ支持状態ではかなり小さく、局部座屈の恐れがないので省略した。

(2)　支持点の境界条件

吊り支持点の高さ方向の位置は上フランジのウエブ直上で、橋軸方向位置は次の通りである。

①端点　　節点番号　Pt. 1, Pt.201：CASE-A
②ℓ/9点　　〃　　Pt.21, Pt.181：CASE-B
③ℓ/4点　　〃　　Pt.51, Pt.151：CASE-C

自由度の拘束条件

絶対座標軸および各変位は**図－4**の通りである。

一方の支点

$u_1=v_1=w_1=0$　：絶対座標系の各軸方向の変位が零

$\theta_{x1}=0$　：絶対座標系Ｘ軸まわりの捩れ回転角が零

他方の支点

$v_2=w_2=0$　：絶対座標系Ｙ、Ｚ軸方向の変位が零

$\theta_{x2}=0$　：絶対座標系Ｘ軸まわりの捩れ回転角が零

(3)　荷重

鋼重を実際に則して分布荷重とし、各要素のＸ軸に平行な辺に載荷する。

荷重の大きさは、構造物の不安定な挙動をみるために自重の10％から400％までを載荷している。

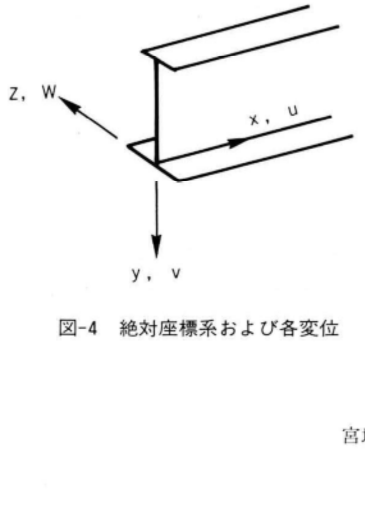


図-4　絶対座標系および各変位

また支持点がℓ/4のCASE-Cでは、重力方向下向きに400%の荷重を載荷する他に、現実には起こり得ないが、重力方向逆向きに荷重を載荷している。

4．解析結果と考察

全体構造物の自由度が約2000と大きくなっているので、座屈固有値を正確にみつけることが難しいこと、また構造物の安定から不安定への挙動が知りたいことなどから、荷重を必要に応じて適宜分割し、自重の10%から400%に変化させた。また理論解の近似値計算から、端点支持状態が不安定現象を呈することがあらかじめ分かっていたので、支持点を内側に入れるケースをいくつか設定した。

(1) 端点支持状態　CASE-A

荷重比（自重に対する比でP/P_0で表わす）と支間中央の鉛直変位(v)の関係を**図－5**に示す

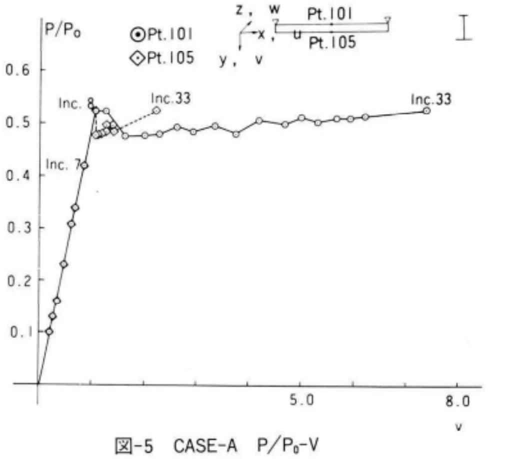


図-5　CASE-A　P/P_0-V

P/P_0が0.525（Increment 8 以後Inc. 8 と称す）まではP/P_0－vはほぼ線形に推移し、計算値の中で最高荷重を示す。これ以降は荷重がほとんど変化せず変位のみが増加する。この変位を圧縮側のウエブの上端（pt.101）、引張側の下端（pt.105）でみると、下端は線形に1cm位変位した後、Inc.33で2.2cm位までの変位に対して、上端はInc. 33で7.3cm以上となり、解析を続ければ更に増加する傾向である。

次にP/P_0と支間中央の水平変位(w)の関係を**図－6**に示す。

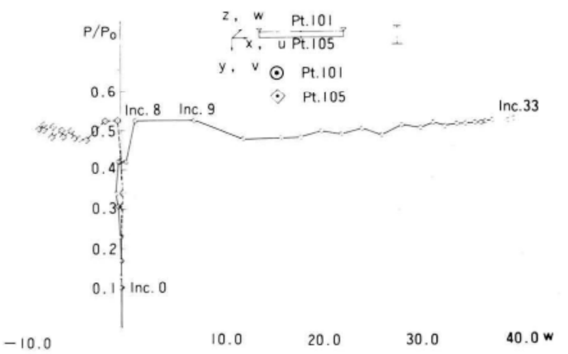


図-6　CASE-A　P/P_0-W

P/P_0が0.420（Inc. 6）までは、P/P_0が増加してもwはほとんど生じない。しかし、Inc. 8 位から変化しはじめる。

圧縮側の上端では、1.4cm位の水平変位がP/P_0の変化をあまり伴わず、40cm位（Inc.33）へと大きくなっており、明らかに横振れ座屈現象を表わしている。また引張側の下端では、水平変位が上端と反対方向に徐々には増加するものの、Inc.33で10cm位である。これは引張側の下端を振れの中心として、上端が大きく横振れしていく現象とみることができる。

図－7にInc.33の桁のv、wの変形を示す。

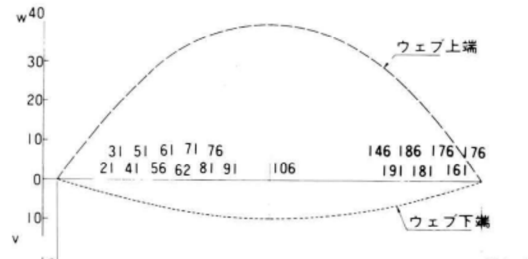


図-7　CASE-Aのウェブ上、下端のV、Wの変形(Inc. 33)

変形形状は上下端共、支間を割線とする放物線形である。v、w共圧縮側の上端が卓越しているが、特にwは顕著であり、横振れ座屈を良く表わしている。

次に応力状態を**図－8**に示す。

Inc. 0 からInc. 8 まではほとんどフランジ内で均等応力であったものが、Inc. 9 の上フランジで-15～-285kgf/cm²、Inc.33で650～－920kgf/cm²となっている。下フランジ内ではInc. 9 で60～135kgf/cm²、Inc.33で－110～305kgf／cm²となっている。

ウエブでは各インクリメント共、中立軸が同一点で応力分布は鉛直曲げの値と同一である。これから分かるように、上フランジではInc. 9 位から水平曲げが徐々に発生し、Inc.33では最小応力（σ_{min}=-920kgf/cm²）が平均応力

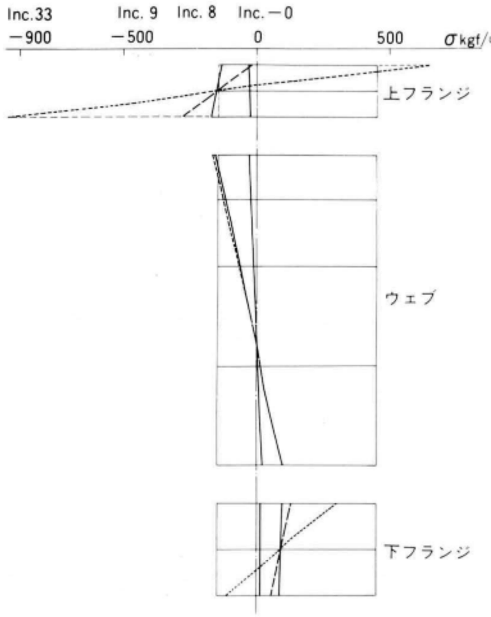


図-8　CASE-Aの支間中央断面の直応力度

(σ_{mean}=-135kgf/cm²) のほぼ7倍となり、極度に大きくなっている。

また下フランジでは上フランジ程顕著ではなく、Inc.33で最大応力(σ_{max}=305kgf/cm²)が平均応力(σ_{mean}=97.5 kgf/cm²) の3倍程となっている。これらの応力状態も変形の結果と同じように、圧縮フランジの大きな横方向変形を示しており、箱桁のような閉断面と異なり、横捩れ座屈に対する圧縮フランジの横剛性の重要性を示している。

(2)　ℓ/9点支持状態　CASE-B

端点支持状態では、自重の50%位の荷重で不安定状態になってしまうことが判明したので、端点からℓ/9の位置を支持位置に設定した。荷重比 (P/P_0) と支間中央の鉛直変位(v)の関係を**図－9**に示す。

上端ではP/P_0が1.48 (Inc.15) まで、P/P_0－vがほぼ線形に推移し、これ以降は勾配が多少水平方向に折れ、1.58 (Inc.24) 以降では変位のみが増加する。

下端ではP/P_0が1.64 (Inc.20) までP/P_0－vがほぼ線形に推移し、これ以降は変位のみが増加するが、その量は上端と比べて小さい。

次にP/P_0と支間中央の水平変位(w)の関係を**図－10**に示す。

上端ではP/P_0が1.12 (Inc.10) でwが0.47cmとなり、ここまではほとんど変位が生じない。これ以降勾配が少

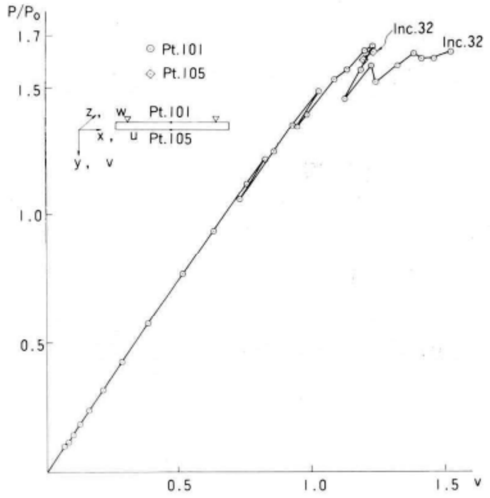


図-9　CASE-B　P/P_0-V

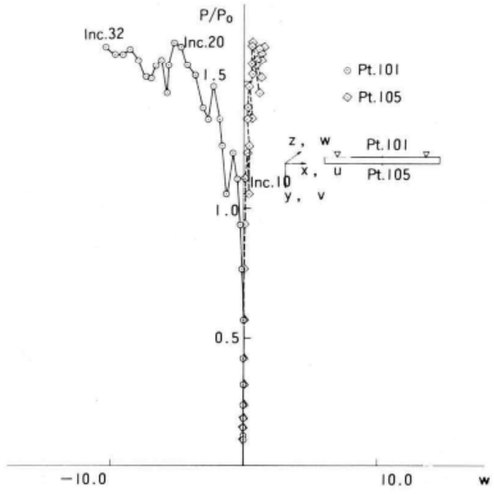


図-10　CASE-B　P/P_0-W

し変化し、P/P_0が1.64 (Inc.20) からは勾配がほぼ水平になり、P/P_0の増大がないのに変位のみが増大する。Inc.32ではP/P_0=1.633、w＝10.4cmとなる。また引張側の下端では、Inc.20で0.61cmとなりここまではほとんど変位しない。これ以降も徐々に変位のみ増えるが、Inc.32でw＝1.4cmとなるだけで、圧縮側の1/7.5位の変位である。

これは引張の下端を捩れの中心として上端が横捩れしていく現象とみられるが、CASE-Aよりもかなり座屈耐荷力が上昇としていることが分かる。

図－11にInc.32の桁のv、wの変形形状を示す。

変形形状は、上下端のうち下端のwを除いて支間(7ℓ/9)を割線とする放物線形で、張出し部は支持部から接線方

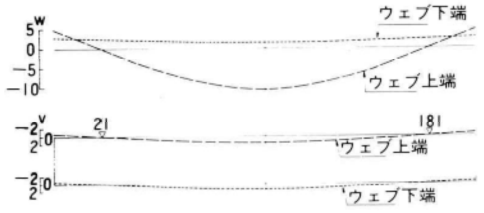


図-11　CASE-Bのウェブ上、下端のV、Wの変形(Inc. 32)

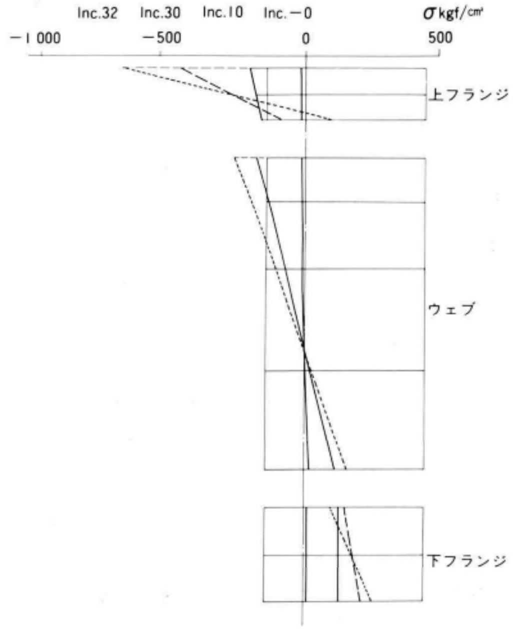


図-12　CASE-Bの支間中央断面の直応力度

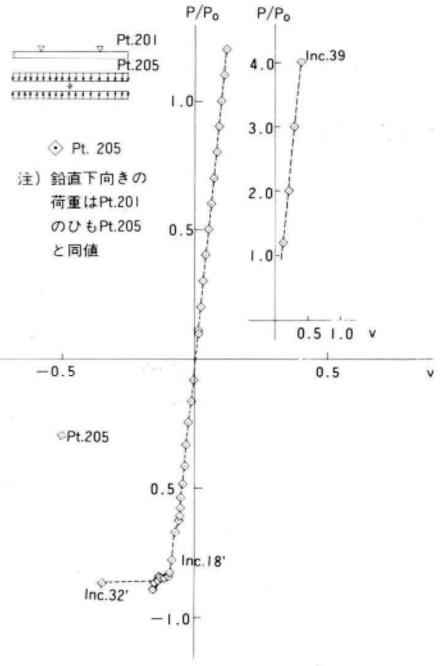


図-13　CASE-C　P/P₀-V

向にほぼ延長した形になっている。下端のwのみは支持点（上端のみ水平方向拘束）でも変位を有している。

次に応力状態を**図−12**に示す。

Inc. 0からInc.10まではほとんどフランジ内で均等応力であったものが、Inc.30の上フランジで-95～-470kgf/cm²、Inc.32で95～695kgf/cm²となっている。下フランジ内では、Inc.30で150～215kgf/cm²、Inc.32で100～255kgf/cm²となっている。

ウエブには横曲げの影響はでていない。

これらで分かるように上フランジでは、Inc.15位から水平曲げが徐々に発生し、Inc.32では最小応力（σ_{min}=-695 kgf/cm²）が平均応力（σ_{mean}=-300kgf/cm²）のほぼ2.3倍となっている。

また下フランジでは上フランジ程顕著ではないが、Inc.32で最大応力（σ_{max}=255kgf/cm²）が平均応力（σ_{mean}=178kgf/cm²）の1.4倍となっている。これらの応力状態はCASE-Aよりはだいぶ改善されているが、変形の結果と同じように圧縮フランジの大きな横方向変形を示しており、捩れ剛性の小さいＩ桁の圧縮フランジの横剛性の重要性を示している。

(3)　ℓ / 4 点支持状態　CASE-C

ℓ /9点支持状態で自重の1.6倍位の座屈荷重を有することが判明したが、解析、施工の誤差を考えて端点からℓ / 4の位置を支持位置に設定した。

荷重比(P/P_0)と鉛直方向の変位(v)の関係を調べる。

鉛直下向きの荷重に対しては、張出し先端、支間中央の変位は前者、後者とも上、下端で同値であるが前者の方が大きいので、前者の上、下端について**図−13**に示す。

荷重を自重の10%づつ増し、400%（Inc.39）迄あげたが、P/P_0− v の関係は完全に線形であった。

そこで、実際にはありえないが、構造特性をみるために鉛直上向きの荷重を載荷した。その結果、P/P_0が0.779 (Inc.18')でP/P_0−vの線上から少しシフトするが、P/P_0が0.842（Inc. 21'）まではほとんど同じ勾配で、その後vが0.1cmを超えると、荷重の増加がなくても変位のみが増大する。

次にP/P_0と支間中央および張出し先端の水平方向変位(w)の関係を**図−14**、**図−15**に示す。

鉛直下向きの荷重に対しては、両者の上、下端とも荷重比P/P_0が400%まではほとんど変位を生じない。

そこで逆向きの荷重を載荷してみた。

P/P_0と支間中央のｗの関係を**図－14**に示す。

引張側となる支間中央の上端(pt.101)はInc.32′(P/P_0＝0.864)まで変位は零である。圧縮側となる支間中央の下端（pt.105）はInc.15′（P/P_0＝0.623）迄はほぼ変位は零に近いが、それ以降は変位が生じ、Inc.21′(P/P_0＝0.842)で2.9cm位となり、さらにそれ以降は荷重の増加なしに変位のみが増し、Inc.32′で11.6cmとなる。

次にP/P_0と張出し先端のｗの関係を**図－15**に示す。

引張側の影響をうける張出し先端の上端(Pt.201)はPt.101と同様にInc.32′まで変位は零に近い。張出し先端の下端(Pt.205)はPt.105と非常に似通った変位曲線を示している。

このことから、支持点をℓ/4に設置することは横振れ座屈に対して最も効果的であり、座屈耐荷力が最大になることが推定できる。

5．まとめ

立体ＦＥＭ解析結果から次のことが言える。

横振れ座屈の耐荷力の向上を図る目的で、吊り位置を桁端部、端部から支間中央へℓ/9の位置、ℓ/4の位置へと変化させ、その３ケースについて解析した。

端点支持では、自重の約0.5倍、ℓ/9点支持で1.6倍の座屈荷重となった。しかし、ℓ/4点支持では４倍の荷重でも座屈は生じなかった。このように座屈耐荷力が上がるのは、スパンが短くなることと、張出し部を有することの相乗効果と考えられる。

荷重比と鉛直方向変位、荷重比と水平方向変位は、その挙動の変化点である、安定、不安定の境目で良く類似している。

座屈時の変形形状は、いずれのケースでもほぼ引張側のウエブとフランジの交線を振れ中心にして、振れが生じている。このことからもＩ桁のような開断面では、振れ剛性が小さいため、圧縮フランジの横剛性が横振れ座屈に抵抗していることが分かる。

理論値と立体ＦＥＭ解析結果の横振れ座屈モーメントでは、近似値計算による理論値の方が25%位大きい。

次に工場内での吊上げ実験について述べる。実験は実橋に使う桁を使用したので、上フランジに横振れ座屈防止として片側14.5cmの隙間を確保して衝立を設置した。

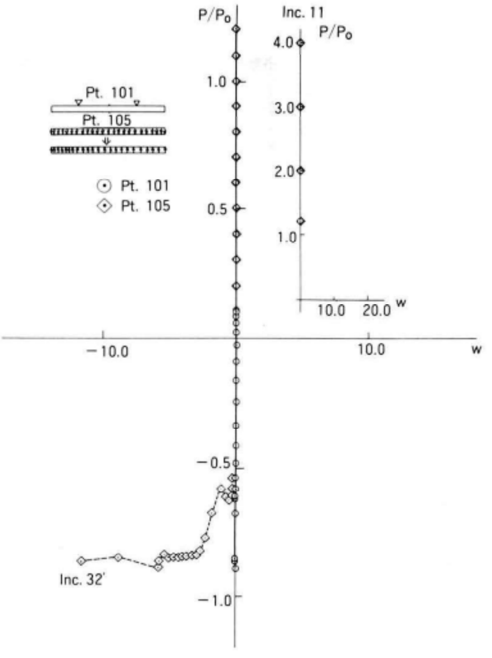


図-14　CASE-C　P/P_0-W(支間中央)

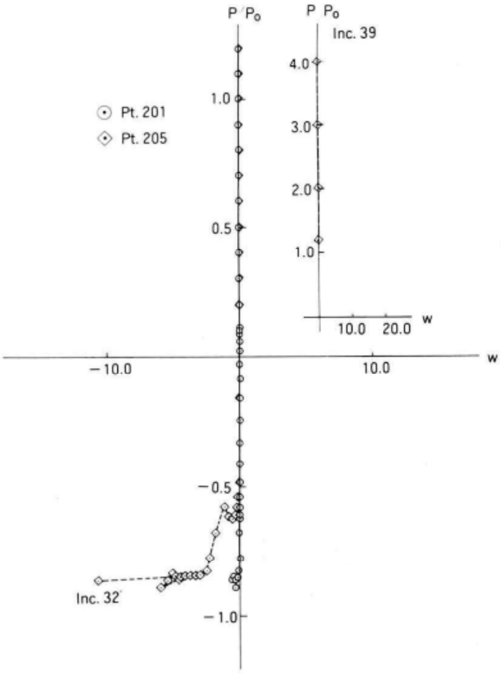


図-15　CASE-C　P/P_0-W(張出し端)

実験の結果、ℓ/9点、ℓ/4点支持ではなんら問題なく吊上げることができた。しかし端点支持では桁を地切りすると同時に衝立に桁がもたれかかり、計算値を裏付ける格好になった。

6．あとがき

本文では、境界条件をかなり限定している。また吊上げ時に衝撃力が加わらないように静かに吊上げることを前提としている。今後は、支持位置を絞り、さらに実際の条件と合わせるべく吊ワイヤーを介在させるとともに、衝撃による動的部分を考慮して検討してみたいと思っている。

本検討で行った　立体ＦＥＭ解析は、当社で導入した汎用構造解析プログラム〝ＭＡＲＣ″を使用している。

〈参考文献〉

1）　土木学会；座屈設計ガイドライン、昭和62年10月

2）　福本・西野共訳；鋼構造部材と骨組　－強度と設計－、昭和45年10月

グラビア写真説明

富田沢橋

天竜川が眼下に流れ、その先に中央アルプスの峰を仰ぐ急峻地形に架かる本橋は、長野県南部伊那地方の大型農耕機の使用を可能とする、広域営農団地農道整備事業の一環をなすものである。架設工法は地形、橋梁形式等の条件からケーブルクレーンによる直吊工法を採用している。また、谷が深く高所作業であることを考慮し、アーチ弦材、支柱は荷取場で面材に組立てた。

晩秋からの当地は、天竜川から立ち込める水蒸気が霧となり、山肌をつたわり現場へと押し寄せる日々のため塗装作業が大巾に遅れた……が、その霧が当地方の干柿に非常に良く名産地にしている。（仁平）

城南橋

主要地方道金沢・美川・小松線が梯川を渡る位置にあり、北陸自動車道の小松インターチェンジと小松市内、小松空港を結ぶ重要な橋である。

このため年々交通量の増加がみられ、昭和63年に第２期工事として、昭和51年に弊社が施工した現橋の下流に架設されたものである。

近くには、義経、弁慶の勧進帳で有名な安宅の関跡があり、義経主従の名場面が思い起こされる。今、このあたりには高速道路が走り、時の隔たりを大きく感じる。（関）

研　究

支間中央に補剛アーチを有する桁橋の振動計測

Vibration Mesaurements of girder Bridge with Stiffening Arch

上　原　　　正*　金　原　慎　一*
Tadashi UEHARA　*Shin ichi KIMBARA*

Summary

The Ooi sidewalk bridge is a pedestrian bridge made of simple non-composite plate girders. The length of the bridge is 70.0m and its effective width is 2.0m. Its notable feature is stiffening arches between its supporting points.

A characteristic of pedestrian bridges is that vibration often creates a sense of uneasiness in pedestrians. With this in mind, we conducted a vibration analysis using a plane model in the design stage. This paper examines the nature of the vibration using measurements collected from the bridge, and verifies the results of the plane analysis.

1．まえがき

大井橋側道橋は、天竜川の支流である水窪川に架かる橋長70.0ｍ（支間69.0ｍ）、有効幅員2.0ｍの支間中央に補剛アーチを有する単純非合成鈑桁である。本橋の側面図および断面図を**図－1**、**図－2**に示す。

本橋は歩道橋であるため、歩行者に不快感を与える振動が問題となる。この問題については、設計の段階で2次元モデルによる数値解析でその振動性状を確認している。しかしながら、本橋は単純桁の一部をアーチで補剛するというあまり例を見ない構造形式であること、および端部の斜角に起因して生ずるであろう橋梁全体の捩れ成分に対する評価がなされていないことから、その振動特性を把握したいと考え、実橋の振動計測を行った。

本報告は、大井橋側道橋の振動計測結果とその解析値との比較検討を記述するものである。

2．設計時の数値解析結果

本橋設計時の解析モデルを**図－3**に、解析結果を**表－1**、**図－4**に示す。なお、解析条件を決定するにあたり特に考慮している点を以下に挙げる。

① 本橋ではB.P沓を使用しており、支点移動を生じるためには約16ｔの水平力が必要となる。架橋場所を

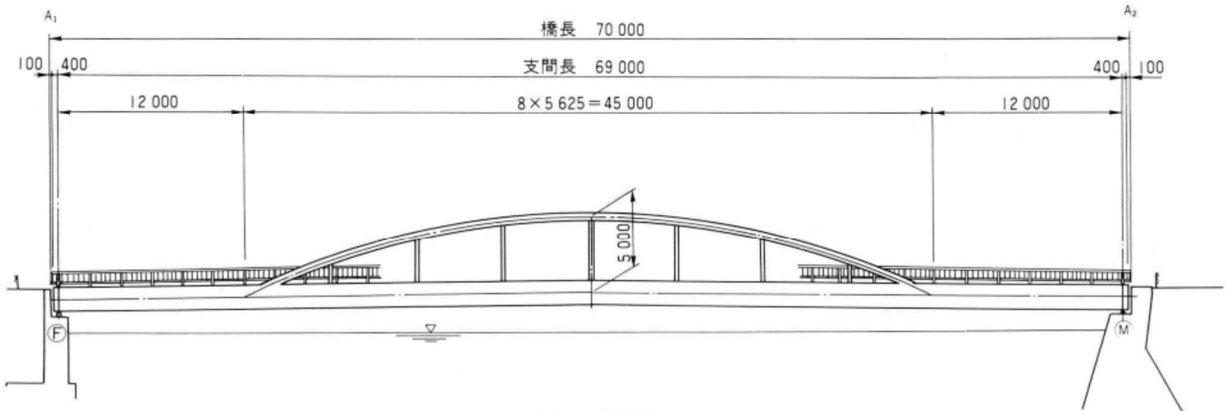


図-1　側面図

＊　技術本部設計部設計第三課

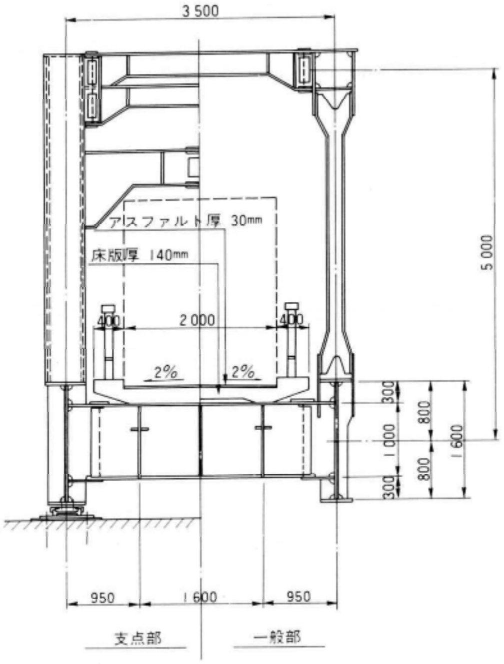


図-2 断面図

図-3 解析モデル (2次元)

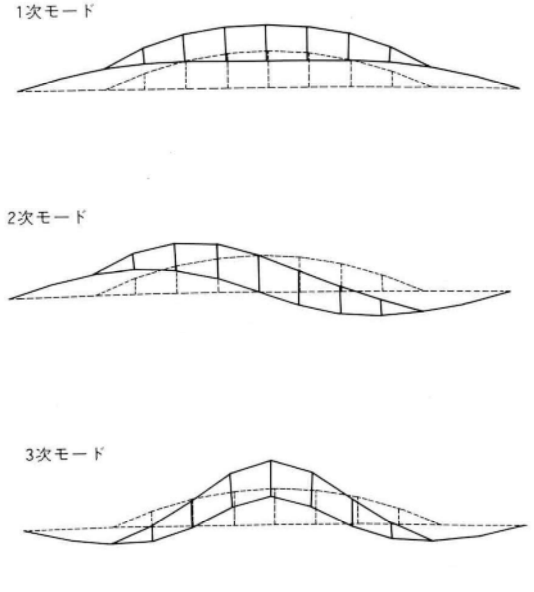


図-4 モード図 (2 次元解析)

表-1 設計時の固有振動数(CYC/SEC)

モード次数	固有振動数
1	1.468
2	2.312
3	7.294

考慮すれば、歩行者による強制力は微小であり、支点移動は生じないと考え、支点条件(境界条件)は両端ピンとした。

② 本橋は主構とは分離されたコンクリート床版を採用している。しかし、このような小規模でかつ作用荷重の小さい橋梁ではそのたわみ振動における床組としての床版、縦桁の剛性の影響は無視することができないと考え、主桁の剛性はこれら床組構成部材をも含めて算出した(**図－5** 参照)。なお、鋼とコンクリートとのヤング係数比は15を用いた。

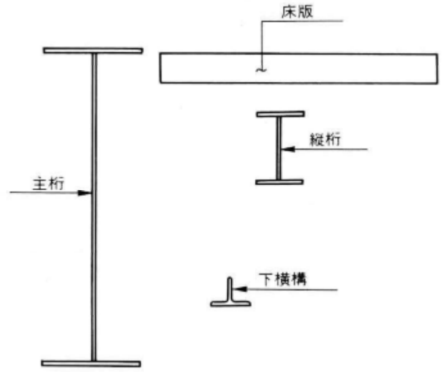


図-5 合成断面

3. 振動計測

(1) 目的

以下に振動計測の目的を列挙する。

① 本橋の固有振動数を調べる。

② 振動波形より得られた固有振動数と設計時の解析結果を比較することより、解析における本橋のモデル化の妥当性を確認する。

(2) 方法

歩行者や風により発生する微小振動時における加速度を橋体に取付けた加速度計により測定する。なお、加速度計の取付位置は、主桁上フランジとした。加速度計の配置を**図－6** に示す。

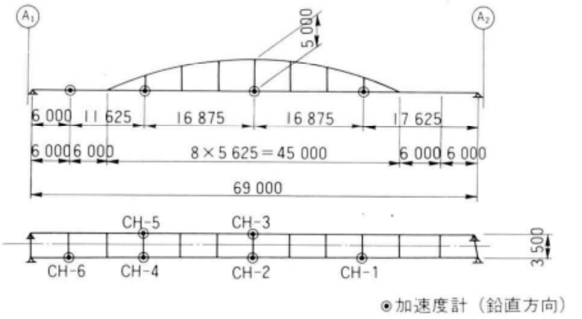


図-6　加速度計配置図

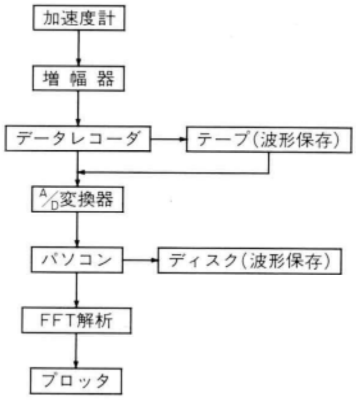


図-7　計測システム

測定された波形は、データレコーダに収録すると同時にA/D変換器を介してパソコンに入力し、高速フーリエ変換（FFT）を行って、固有振動数を求める。計測システムを**図－7**に示す。

(3)　結果

計測波形を**図－8**に、FFT解析結果を**図－9**に示す。これより以下のことがわかる。

① 各々の加速度計の配置とそのFFT解析結果より、本橋の固有振動数は**表－2**のようになる。

② 計測された波形による本橋の固有振動数は、設計時の解析値に比べて1次モードでは大きく、2次モードおよび3次モードでは近い値となっている。

表-2　計測時の固有振動数(CYC/SEC)

モード次数	固有振動数
1	1.953
2	2.402
3	7.246

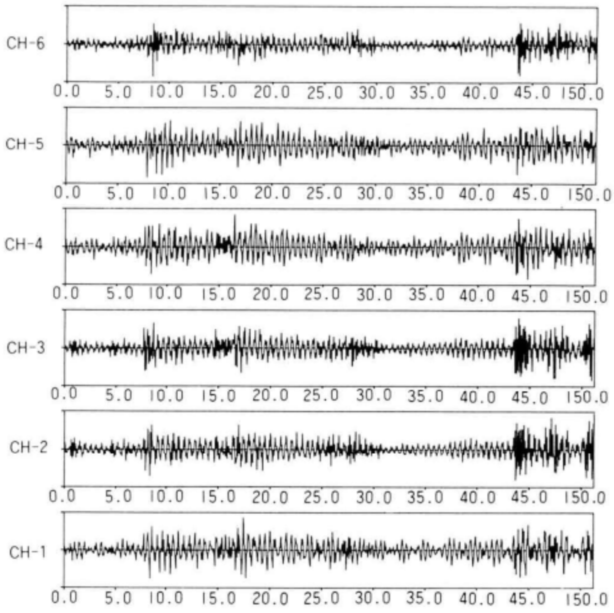


図- 8　計測波形

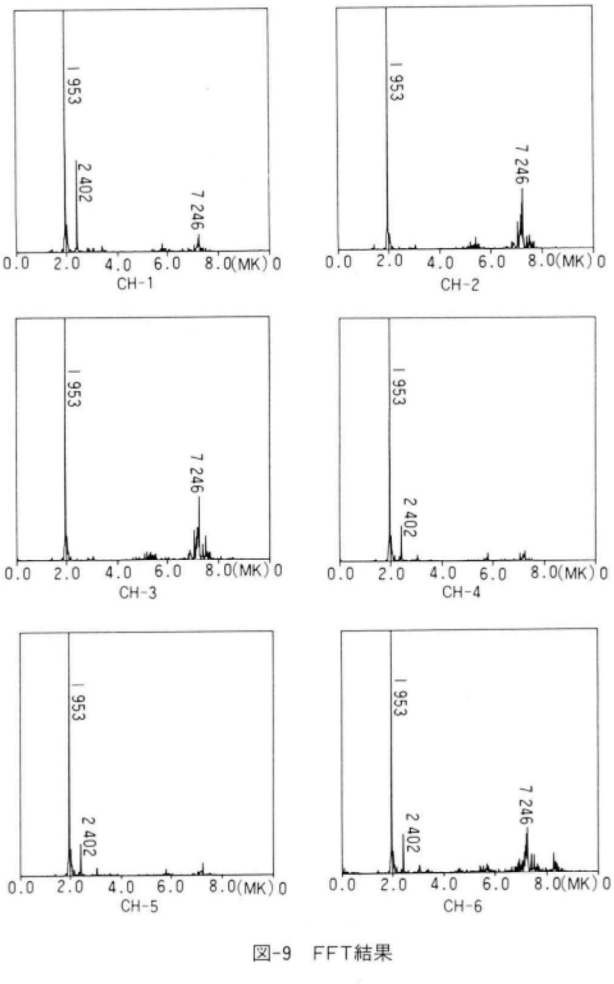


図-9　FFT結果

③　１次モードに対する２次モードおよび３次モードの固有振動数の比率は各々2.402/1.953=1.2、7.246/1.953=3.7である。

一般に、単純梁の曲げ振動おける固有円振動数(ω)および固有振動数（f）は、次式で表わされる。

$$\omega_i = \left(\frac{i\pi}{\ell}\right)^2 \sqrt{\frac{EIg}{w}},\quad f_i = \frac{\omega_i}{2\pi}$$

ここで　i：モード次数
π：円周率
ℓ：支間長
E：ヤング率
I：断面２次モーメント
g：重力加速度
w：単位重量

これより、単純梁の曲げ振動における固有振動数は、モード次数の２乗に比例して増加する。すなわち、１次モードに対して２次モードでは４倍、３次モードでは９倍となる。よって、本橋の固有振動数は通常の単純桁とは異なり、モード次数の増加に伴う固有振動数の増加の割合が小さい。

４．解析値（２次元モデル）と計測値との比較に対する考察

計測結果より得られた本橋の１次モードにおける固有振動数が、設計時の解析値よりも大きな値となり、また２次モードおよび３次モードの１次モードに対する固有振動数の比率が通常の単純桁のそれよりも小さくなっているのは、およそ以下の理由によるものと考えられる。

①　本解析では、支承の摩察力がかなり大きいことから、歩行者による振動では支点の水平移動は生じないものと考え、支点条件を両端ピンとしている。また、解析モデル（**図－３**）より明らかなように、主桁の骨組線と支承の回転中心との距離を本解析では考慮していない。

②　本解析は２次元モデルによるものであり、橋梁端部の斜角の影響などにより生じる３次元的挙動を考えていない。

③　一般にアーチ橋では、その振動モードが逆対象の場合、アーチリブの剛性は寄与しない[2)]。本橋の場合も中央部（アーチ部）は同様と考えられ、その振動性状は主桁の剛性に依存する。よって、１次モードでは補剛アーチの剛性が評価され、その結果として固有振動数は大きくなるが、２次モードでは主桁の剛性のみ評価され、１次モードに比べて剛性が低下することになると考えられる。

以上の①～③により、実測波形から得られた固有振動数と設計時の解析によるそれとの間に大きな差があるのは、解析値は２次元モデルから得られたものであり、橋梁端部の斜角の影響による３次元的挙動が評価されていないことと、解析時における支点条件によるものと考えられる。そこで、設計時の解析における諸条件を変更し、振動解析を行い、固有振動数を求めてみる。

５．３次元モデルによる振動解析

(1)　解析モデルおよび条件

解析モデルを**図－10**に示す。本解析では設計時のそれに対して以下の条件に変更を加えた。

①　骨組

骨組は主桁、横桁、吊材、横構、支材、橋門構で構成される３次元モデルとした。

②　支点条件

支点条件は両端ピン、一端ピン一端ローラ、両端固定の３種類考えた。また、主桁の骨組線と支承の回転中心との距離を考慮した。

なお、この他に主桁の剛性を変えて数ケース解析を行った（解析結果参照）。

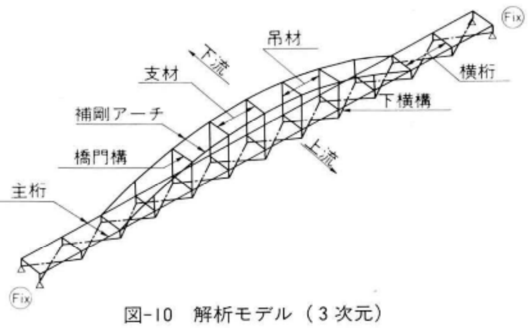


図-10　解析モデル（３次元）

(2)　解析結果

固有振動数を**表－３**に、モード図を**図－11**に示す。これより以下のことがわかる。

①　支点条件を両端ピンとし、コンクリート床版の合成作用（鋼とコンクリートとのヤング係数比：n＝

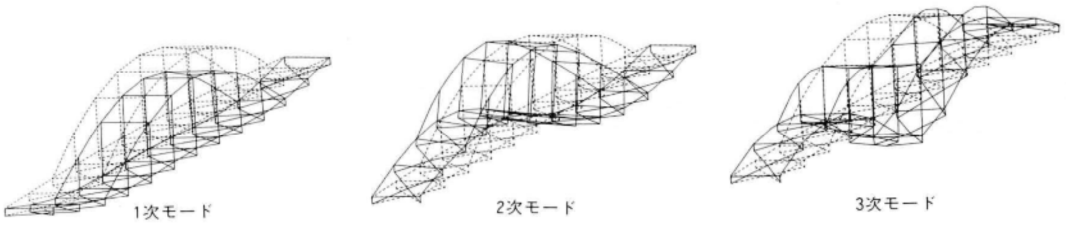
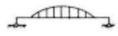
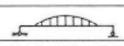
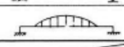


図-11　モード図（3次元解析）

表-3　3次元モデルによる固有振動数(CYC/SEC)

			1次モード	2次モード	3次モード	支点条件
数値解析	鋼断面	主構造断面のみ	1.7389 (-10.9%)	1.9812 (-17.5%)	6.4900 (-10.4%)	
		主構と縦桁断面	1.7976 (- 8.0%)	2.1254 (-11.5%)	6.7296 (- 7.1%)	
	コンクリート床版の合成作用を考慮	鋼とコンクリートのヤング係数比(n= 7)	2.0417 (+ 4.5%)	2.4552 (+ 2.2%)	7.5263 (+ 3.9%)	
		鋼とコンクリートのヤング係数比(n=15)	1.9328 (- 1.0%)	2.3242 (- 3.2%)	7.2132 (- 0.5%)	
			1.6920 (-13.4%)	2.3701 (- 1.3%)	7.3310 (+ 1.2%)	
			2.6204 (+34.2%)	3.3426 (+39.2%)	7.3310 (+11.1%)	
計測値			1.953	2.402	7.246	

15）を考慮した解析において、固有振動数は１～３次の全てのモードで計測値とよくあっている。また、n＝7の場合も計測値に近い値となっている。

② 支点条件を一端ピン一端ローラーとし、n＝15を用いた解析において、固有振動数は計測値と１次モードではくいちがうものの２次および３次モードではよくあっている。

6．考察

支点条件および主桁剛性を変更し、３次元モデルを用いた解析結果において、支点条件が両端ピンでn＝15を用いた解析値は１～３次の全てのモードで計測値とよくあっている。また、支点条件が一端ピン一端ローラーでn＝7を用いた解析値は１次モードでは計測値とくいちがうものの２次および３次モードではそれとよくあっている。これより、以下のことが推測される。

① 一般に振動解析に限らず他の解析についても同様に、床版の剛性は、その橋梁形式が非合成の場合、ほとんど評価されていない。しかしながら、微小振動を対象とする本橋のような小規模の橋梁においては、床版と主構との合成効果は大きく、本解析では合成桁として評価するのが妥当である。

② 支点の水平移動が本橋の固有振動数に与える影響は、最も発現性の高い１次の振動モードにおいて大きく、２次および３次のモードでは小さい。また、本橋の場合、主桁の骨組線と支承の回転中心までの距離は、解析上無視できない。以上のことより、本橋のような小規模橋梁では、その固有振動数は、解析上の支点条件に大きく依存している。

7．あとがき

本報告では、数値解析結果と実橋の計測結果を比較検討した。その結果、本橋は通常の単純桁とは異なった振動性状を有し、特に最も発現しやすいと考えられる１次の振動モードにおいて、アーチの剛性がその振動性状に大きく寄与していることが推測された。また、本橋のような小規模橋梁における振動解析において、特に床版の主構との合成作用の大きいことおよび支点条件が１次の固有振動数に大きな影響を与えることもわかった。以上のことより、今後この種の橋梁の振動解析を行う場合には、そのモデル化（主桁剛性、支点条件）に際して、特に注意をはらう必要があろう。

〈参考文献〉

１） 吉村虎蔵、平井一男；補剛アーチ橋およびつり橋の動的共通解析（鉛直振動）
２） 吉村虎蔵、平井一男；ランガー桁の動的解析

開　発

桁橋の製作情報作成システム

An Investigation of a Computer Integrated Manufacturing System for Girder Bridges

鬼頭省吾* Shohgo KITOH　堀井　猛** Takeshi HORII　瀬戸雅規*** Masanori SETO　巣山悦勇*** Etsuo SUYAMA

Summary

Producing higher quality with lower production costs is one of the most important tasks facing manufacturers. A computer system developed for coping with these tasks is introduced. The system is applied to many types of girder bridges, and deals with a wide range of projects form template work to shop assembly including data processing for numerically controlled machines.

1．まえがき

品質向上と原価低減は製造現場の永遠の課題である。この課題の一方を達成するために他方を犠牲にすることは許されず、常に両立させることが求められている。また、新卒者の製造業離れということがマスコミでも取り上げられているように、熟練技能員を得ることは今後ますます難しくなっていくと推測される。

熟練技能員が減少していく状況下で品質を向上させ、労働生産性の向上による原価低減を図るためには、機械化を急ぎ労働集約型から装置型に転換していかなければならない。幸いにもコンピュータ機器が入手し易くなり、また多様な高性能のＮＣ工作機械が開発されてきている。これらの機器を有効に活用できれば活路が開けるものと思う。有効に活用するための要点は、使用する企業または工場に適したシステムを開発することである。

品質、生産性の面から効率のよいシステムとするには、情報の伝達に人を介さずかつＮＣデータまで作成できるような総合システムとする必要がある。当社の橋梁の製作総合システムとしては、他社との共同開発によるMIPSONがあり既に稼働している。さらに、平成元年12月には自動設計との連動も完成し、設計から製作までの一貫システムとなった。しかし、MIPSONが適用できるのは、コンクリート床版の鈑桁と箱桁でしかも腹板が鉛直の構造に限られており、全受注橋梁の30%程度にしかならない。したがって、他の構造形式を処理するシステムの開発が急務であった。そこでまず頻度の高い鋼床版橋等の桁橋システムを開発することとした。

このシステムを当社ではＧＩＭＳ（Integrated Manufacturing System for Girder Bridges）と称している。開発に着手してからまだ日も浅く未完の部分が多いが、取り敢えず第１報としてここに報告する。

2．システムの概要

(1)　システムの設計の考え方

システム設計は次のような基本的な考え方に基づいて行った。

(a)　構造形式に対する汎用性

鋼床版橋梁を基本モデルにするが、他の形式にも適用できるようにする。そのために構造形式とか断面形状を設定しないで、設計における線形計算と同様に橋軸方向のラインと幅方向の横断線によって処理する。

(b)　出力の多様性

原寸作業においては一般的に部品を２次元に展開することなどによって加工寸法を求め、シナイと型板および加工材料リストが作られる。処理内容を従来の原寸作業のみに限定したのでは効果が小さいと考え、本システムをＮＣ機械用データのメインプロセッサーとすること、および主に製造事務部門で作られる各種加工帳票類も出

*　千葉工場製造部製造電算課長
**　千葉工場製造部製造電算課係長
***　千葉工場製造部製造電算課

力できるようにする。

(c) 部分的処理

必要な出力項目の種類とそれを必要とする時期は構造および製作方法によって異なる。必要な項目を必要な時に処理できるように各々を独立して実行できるようにする。また、各プログラムは運用時の効率を考えてバッチ処理を基本とする。

(2) システム構成

全体のシステム構成の概要を**図－1**に示す。最初に設計図面および線形計算結果を基にして、製作に必要なラインと横断線を補充し製作座標ファイルを生成する。製作座標ファイルには死荷重撓みおよび腹板上下縁の溶接収縮差によって生ずる溶接付加キャンバーも含まれる。次に、生成された座標データが正しいかどうかを確認するために、寸法チェックリストを出力するとともにCAD画面上で寸法を照査する。製作座標ファイルを基本データにして部品展開、組立寸法および仮組寸法プログラムを実行することができる。

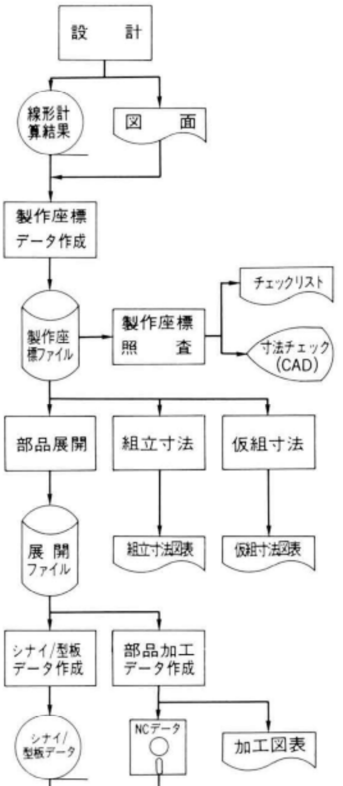


図-1 システム構成の概要

部品展開プログラムの実行により展開ファイルが生成される。シナイや型板のデータ、ＮＣデータおよび部品加工図表は展開ファイルを用いて作成される。

3．製作座標ファイルの生成

(1) 生成手順

製作座標ファイルは**図－2**に示すように線形座標ファイル，構造座標ファイル，製作座標ファイルの順に生成される。チェックリストまたはCADの寸法チェックによって間違いが見つかった場合は、間違いが生じている段階のインプットデータを修正して再実行する。

(2) 線形座標ファイル

線形座標ファイルの原形は設計で作成された線形計算結果そのものである。**図－2**において線形ファイルは磁気テープの記号で表わしているが、勿論フロッピーディスクを媒介としてもよいし磁気ディスク内にあってもよい。線形ファイルが設計から得られない場合は、残念ながら図面または線形計算書を見ながら少なくとも1本のラインのデータはキーボードから入力しなければならない。線形座標ファイルの原形の内容は下記の項目である。

① 工事識別名
② ライン数
③ ライン名
④ 横断線名とその点の座標値（3次元）

線形座標ファイルの原形を作成してから、既知点の死荷重撓みと溶接付加キャンバーをファイルに直接書込んでおく。

(3) 構造座標ファイル

(a) ラインと横断線の補充

設計図面または線形ファイルによって座標値が与えられる点は、一般的には部材中心と腹板上縁ライン上の横桁位置だけである。座標値が与えられたラインと横断線を元に、製作に必要なラインと横断線を補充して構造座標ファイルを作成する。製作に必要なラインと横断線とは下記のようなものである。

①ライン；フランジ縁端、縦リブ、縦継手、腹板縁端、水平補剛材、ナックルライン等
②横断線；桁端、現場継手、板継ぎ、垂直補剛材、横

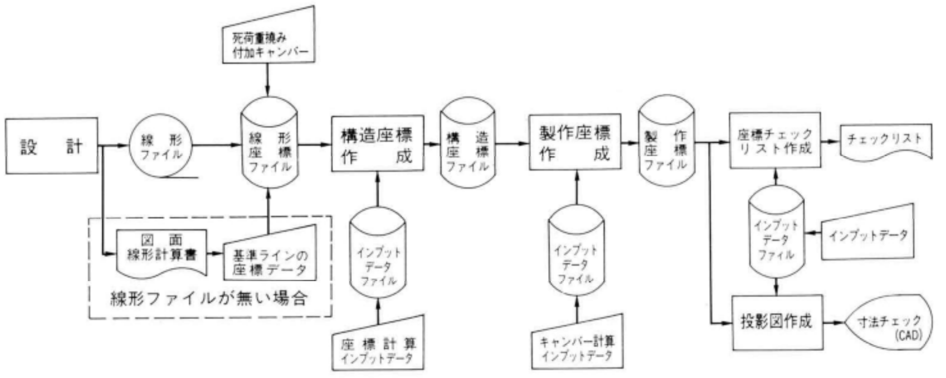


図-2　製作座標データファイルの生成手順

リブ、ナックルライン等

(b)　ラインの補充方法

線形座標ファイルに存在するラインかまたは先に作られた補充ラインを基準ラインとして、各横断線における基準ラインとの関係から1つの補充ラインの座標を計算する。平面座標の計算と縦断座標の計算では基準ラインは異なっていてもよい。また、基準ラインとの関係が全横断線において等しければ入力は1つだけでよい。基準ラインとの関係を大別すれば横断線の方向と距離であり、各々数種類の指定方法を組合わせてパターン化している。

(c)　横断線の補充方法

1ラインごとに中間補剛材や板継ぎ点の座標を計算する。ラインの補充と同様に基準ラインを指定し、基準ライン上において既設横断線からの間隔と方向を入力する。間隔は基準ラインの曲線長である。基準ラインを設定した理由は、計算ライン上においては間隔が与えられていない場合が多いからである。

各ポイントはライン名と横断線名によって識別されるので、補充されるラインと横断線名には各々その名称を入力しておかなければならない。名称は10文字以内としライン名は重複しなければ何でもよいが、横断線名は以降の処理を容易にするため第1文字に属性を持たせている。

スプラインには3次曲線を用い、曲線の不連続点はライン名と横断線名によって指定する。

(4)　製作座標ファイル

キャンバーは死荷重撓みと溶接付加キャンバーの2種類を扱うが、処理方法は同じである。線形座標ファイルに値が書込まれているラインを基準ラインとし、基準ラインの値との関係を指定することによって計算ラインのキャンバー値を計算する。中間補剛材や板継ぎ点など値が未知の点は4次式のスプラインを設定して補間する。曲線の不連続点はライン名と横断線名によって指定しておく。

構造座標ファイルの内容に2種類のキャンバー値が付加されて製作座標ファイル（直接編成ファイル）が作成される。

(5)　座標値照査

生成された製作座標データは以降の処理の基礎データであるので、これが正しく作られているかどうかチェックしておく必要がある。座標値そのものをチェックすることは容易ではないので、座標値から距離や勾配を算出し設計図面の寸法と照合し易いようにしている。

チェックリストの出力項目は下記のものである。

① 支間長、部材長、対角長

② 断面寸法、桁間隔

③ 縦断勾配、横断勾配

出力位置はライン名と横断線名による指定であるので、いくつでも任意に選定することが可能であり、またCAD画面上で照査することもできる。

4．部品加工データ

(1)　部品加工データの作成手順

部品加工データの作成手順を**図－3**に示す。最初に部品展開プログラムを実行して展開ファイルを作成する。

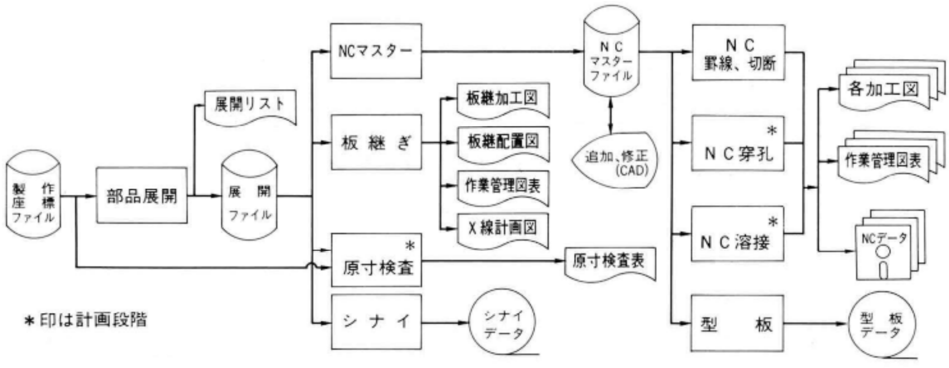


図-3 部品加工データ作成手順

展開ファイルに基づいてＮＣマスターファイル、板継ぎ帳票、原寸検査表およびシナイデータが作成される。ＮＣデータの作成は運用効率の面からはできる限りバッチ処理が望ましいが、細かい点で処理しきれないものが残るし、また作成されたデータのチェックや修正も必要である。したがってＮＣマスターファイルの追加、修正をCADを用いて行う。その後ＮＣマスターファイルを基に型板データおよびそれぞれのＮＣデータとその加工図表が作成される。

(2) 部品展開

製作座標データは線であるが、ここで初めて面が定義される。フランジや腹板などの長手方向部品については１つの面に含まれるライン名を指定し、断面は横断線名とその断面内のライン名を指定する。展開は定義された面ごとに処理される。１つの面と考える範囲の指定は任意であるので、縦方向の板継ぎがある場合などで板継ぎと罫線の施工順序がどちらであって対応できるし、また断面は全体断面でも部分断面であってもよい。

長手方向部品は部分的に縦継手がある場合のように、ラインが一定区間だけに存在することがある。このような場合に対応するため展開区間を横断線により指定するようにしている。

溶接収縮データはこのプログラム実行時に入力する。長手方向部品の溶接収縮データは長さ収縮量と幅収縮量の２種類である。１つの収縮量データの適用区間は指定であるので、区間だとに異なった値とすることも可能である。断面は断面ごとに幅収縮量と高さ収縮量を入力する。展開時のＺ座標値には死荷重撓みと溶接付加キャンバーを付加した値を用いる。

長手方向部品の展開は**図－４**に示すように、隣り合う２つのラインと横断線に囲まれる四辺形を最小展開区画（以下展開要素と記す）とし、１つの要素を展開しては共通節点を重ね合わせていく方法をとっている。長手方向の区画番号ｉ、幅方向の区画番号ｊの展開要素名を要素（ｉ、ｊ）として、展開手順を下記に述べる。

① １つの展開要素は平面と仮定する。
② 最初に要素（１、１）を展開し、ライン１（節点ａ１、ａ２）をＸ軸上に置く。
③ 要素（１、２）を展開し、ライン２上の節点ｂ１、ｂ２が要素（１、１）のライン２上の節点ａ３、ａ４に一致するように移動させる（**図－５**）。
④ ③と同様に要素（１、ｎ－１）まで繰返して第１区画（ｉ＝１）を展開する。

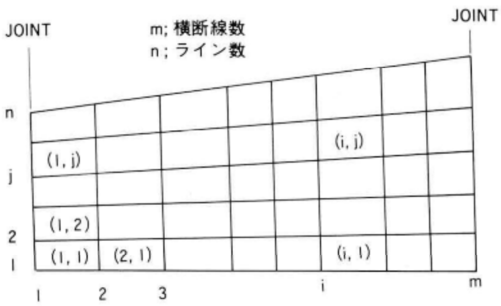


図-4 展開区画

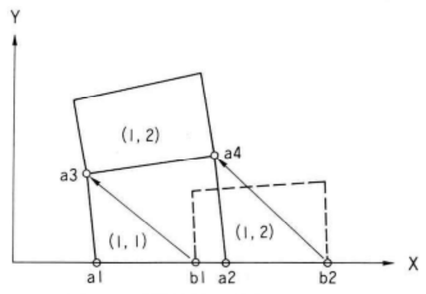


図-5 展開要素の接合

⑤　第１区画と同様にして第２区画（ｉ＝２）を展開する。

⑥　第２区画の節点ａ′、ｂ′が第１区画の節点ａ、ｂに一致するように第２区画を移動する。（**図－６**）。

⑦　横断線２上において両区画の中間節点が一致するかどうかを調べる。展開前の断面が直線でなくかつ長手方向にも直線でない場合は中間節点は一致しない。この場合は断面内の板厚は一定と仮定して断面の主軸を求め、主軸周りに曲げ変形が生ずると考えて全節点を一致させる。

⑧　上記②から⑦の処理を最後の（ｍ－１）区画まで繰返した後、指定の基準線をＸ軸とする座標系に座標変換する。

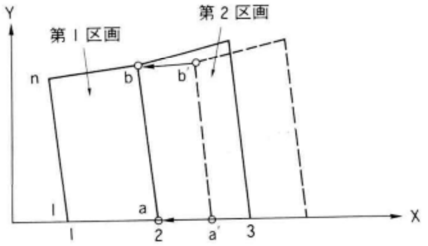


図-6　展開区画の接合

(3)　加工データ作成プログラム

加工データ作成プログラムではＮＣ用データの他に、加工図と作業管理図表が作成される。加工図は工場内で全体の図面をひっくり返したり多くの資料を参照しなくてもよいように、当該工程に必要な情報を１品１葉に表わすことによって誤作の防止と作業能率の向上を狙いとしている。作業管理図表は溶接延長とか所要溶接材料、加工重量や加工時間など作業管理に必要なデータを出力するものである。板継ぎ加工図の出力例を**図－７**に示す。

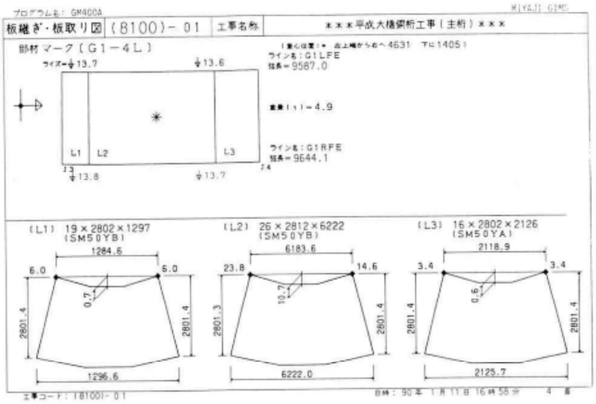


図-7　板継ぎ加工図

ＮＣマスターについては現在ＮＣ罫線・切断は稼働しているがさらに充実したものにしたいと考えているので、詳細は次の機会に報告したい。

5．組立寸法、仮組寸法

(1)　組立寸法

部材組立作業の要点は捩れ防止と断面寸法の精度である。周知のように箱桁等の閉断面部材は捩り剛性が極めて大きいので、捩れた状態で組立ててしまうと後工程では直す方法がない。また、断面寸法の精度は部品の精度に大きく左右されるので部品精度の確保が第一に重要である。箱桁の断面精度はダイアフラムの精度に依存するところが大きいので、その精度が重要であるがダイアフラムから離れた部材端部のように拘束力が小さいところでは組立時に精度を確保しなければならない。

部材の捩れは各点の高低差をチェックすればよい。このための出力例を**図－８**に示す。組立方法としては正立組か倒立組み、縦断勾配をつけるか縦断勾配を降して組むかを選択できるようにしている。

(2)　仮組寸法

仮組寸法は測定方法に即した値が必要である。必要な数値が全て設計図面に表示されていれば電算処理するまでもない。しかし、例えば支間長をスティールテープで測るとしても、設計図面で表わされている水平寸法を測ろうとすれば仮組床版上に地墨を打つことが考えられるが、仮組受台が障害となってテープを通すことができないことが多い。そこで一般的には上フランジ上にポイントを移して上フランジ面上で測定されるが、この場合は水平長ではなく上フランジ面の縦断曲線長を測ることになる。また、曲線桁の場合はテープを平面曲線に沿って張ることは困難であるので、縦断曲線のある弦長を測定することになる。これらの実際に測定される寸法の設計値は図面には示されていないので、あらかじめ計算しておく必要がある。

さらに、設計図面と異なった状態で仮組する場合、すなわち倒立組とか縦断勾配を降ろして組立てる場合は全所要寸法を計算で求めておかなければならない。

仮組寸法を計算して図に表わすには多大な時間を要していたので、これを電算処理にしたものである。処理項目は次のようなものである。出力例を**図－９～図－11**に

FORM NO GM500A

(8100)-01　P38-P42
【大　組　立　管　理　寸　法】

＊＊＊平成大橋鋼桁工事（主桁）＊＊＊
《 1 》組立時レベル基準値

（ ）外は、縦断＋死荷重撓み＋溶接付加キャンバー
（ ）内は、縦断＋死荷重撓み

通り名（G2　）部材名（GE1　---J1　）倒立組 高さ基準点（JA6　）の（GE1　）

ライン名	断面名	規定値	測定値	断面名	規定値	測定値	断面名	規定値	測定値	断面名	規定値	測定値
JA5	GE1	188.1 (188.1)	< >	ES1	196.0 (193.8)	< >	C1	369.8 (330.1)	< >	J1	395.2 (352.4)	< >
G2LUF	GE1	148.0 (148.0)	< >	ES1	156.2 (153.9)	< >	C1	335.5 (295.8)	< >	J1	362.4 (319.5)	< >
G2CUF	GE1	79.5 (79.5)	< >	ES1	87.9 (85.7)	< >	C1	275.7 (236.0)	< >	J1	305.5 (262.5)	< >
G2RUF	GE1	11.0 (11.0)	< >	ES1	19.7 (17.5)	< >	C1	215.8 (176.1)	< >	J1	248.8 (205.6)	< >
JA6	GE1	0.0 (0.0)	< >	ES1	8.8 (6.5)	< >	C1	206.3 (166.6)	< >	J1	239.7 (196.5)	< >

図-8　組立時の高低差チェックリスト

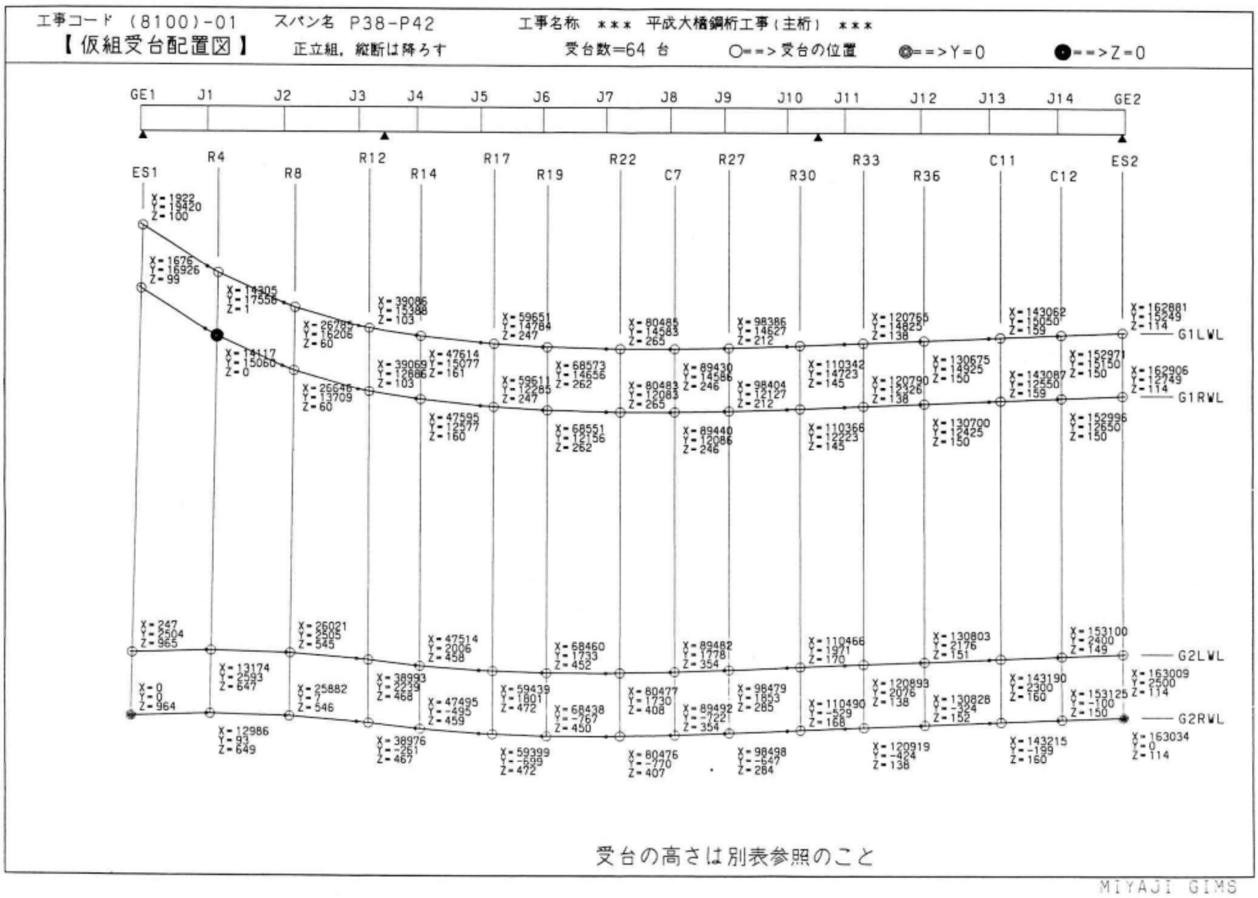


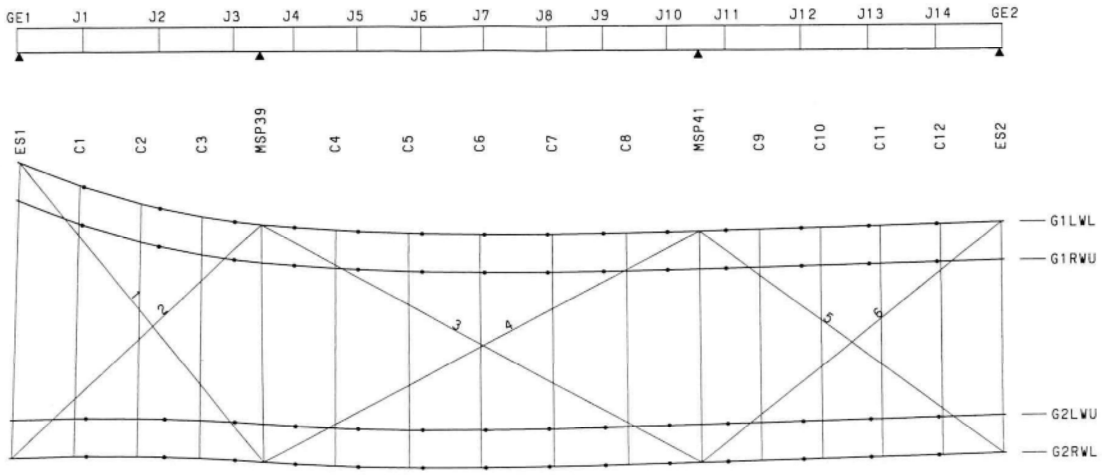
図-9　仮組立受台配置図

示す。

① 仮組時の座標
② 仮組受台配置図（**図－9**）
③ キャンバー
④ 支間長、桁長
⑤ 平面対角長（**図－10**）
⑥ 断面寸法、桁間隔
⑦ 平面ライズ、桁の通り
⑧ 桁の出入り（**図－11**）
⑨ 腹板の鉛直度

工事コード (8100)-01　　スパン名 P38-P42
工事名称　＊＊＊ 平成大橋鋼桁工事（主桁） ＊＊＊
【仮組立寸法検査記録】　　平面対角長（その1）　　正立組，縦断は降ろす

	社内検査	立会検査
測定年月日		
天候温度		
測定者		



区分とは　A＝平面投影長　B＝縦断直線長　C＝縦断曲線長

測定区間 番号	ライン名	横断線名	区分	テープの位置（面） ライン名	ライン名	規定値	社内検査 測定値	誤差	立会検査 測定値	誤差
1	G1LWL G2RWL	ES1 MSP39	C	G1RWU	G2LWU	44352				
2	G2RWL G1LWL	ES1 MSP39	C	G1RWU	G2LWU	44249				
3	G1LWL G2RWL	MSP39 MSP41	C	G1RWU	G2LWU	73680				
4	G2RWL G1LWL	MSP39 MSP41	C	G1RWU	G2LWU	73281				
5	G1LWL G2RWL	MSP41 ES2	C	G1RWU	G2LWU	51844				
6	G2RWL G1LWL	MSP41 ES2	C	G1RWU	G2LWU	51845				

MIYAJI GIMS

図-10　仮組検査記録（平面対角長）

(8100)-01　　P38-P42　　＊＊＊ 平成大橋鋼桁工事（主桁） ＊＊＊　　PAGE 1
「仮組時の桁の出入り」　　（桁の出入りの符号＝基準点より＋X方を（＋）・－X方を（－））

断面名＝(GE1)

視準線はライン(G2CUF)上の横断線(ES1)と(MSP39)を結ぶ直線、桁の出入り測定線はライン(G2CUF)と(G2RWU)を結ぶ直線。測定は測定線の平面投影線に立てた垂線長（水平長）
桁の出入り測定線の角度は視準線から　右　95度 11分　5秒

測定点（ライン名）	桁の出入り（基準点＝G1LWU） 規定値	社内検査値（誤差）	立会検査値（誤差）
G1LWU	0.0	(　)	(　)
G1RWU	-0.1	(　)	(　)
G2LWU	-0.5	(　)	(　)
G2RWU	-0.6	(　)	(　)

断面名＝(MSP39)

視準線はライン(G2CUF)上の横断線(MSP39)と(MSP41)を結ぶ直線、桁の出入り測定線はライン(G2CUF)と(G2RWU)を結ぶ直線。測定は測定線の平面投影線に立てた垂線長（水平長）
桁の出入り測定線の角度は視準線から　右　89度 28分 54秒

測定点（ライン名）	桁の出入り（基準点＝G1LWU） 規定値	社内検査値（誤差）	立会検査値（誤差）
G1LWU	0.0	(　)	(　)
G1RWU	-0.1	(　)	(　)
G2LWU	-0.5	(　)	(　)
G2RWU	-0.6	(　)	(　)

図-11　仮組立検査記録（桁の出入り）

測定位置、測定点はライン名と横断線名を入力することにより、任意にかついくつでも指定できる。

6．あとがき

開発に着手してから1年半余であるが、できた部分から実用に供しており、現在までにおよそ20工事に適用して期待していた成果をあげつつある。原寸展開1つとってみても従来は床に実寸図を描く図解法であったため、誤差やミスが入り込む機会が多くかつ時間も要していたが、本システムを適用すればより精度よく短時間で展開してNCデータまで作成できるようになった。

本システムの運用にあたって最も時間と注意を要するのは構造座標ファイルを作成するところである。使い易

いように改良を繰返しているが、未だ十分とは言えない。また、製作のことまで考えた親切な線形計算がなされていたとしても、膨大なデータを1つづつキーボードから打込むとなると気が遠くなってしまう。設計者には、計算書よりも磁気テープを、とお願いしたい。

開発を始めてから日も浅く未だ骨格部分しか稼働していない。製作総合システムを目ざして内容の充実を図るとともに、さらに使い易いように改良していくつもりである。今後ともご指導を賜わりますようお願い致します。

本システムの開発にあたっては、原寸掛の萩原職長、松本班長を初め多くの方から貴重な助言、助力を戴いたことを記し感謝の意を表する次第であります。

グラビア写真説明

虹の大橋（新大橋）

五月雨をあつめて早し最上川－芭蕉

本橋は、芭蕉の俳句で知られている最上川（水路延長229km）のほぼ中間に架かる橋梁である。架橋地点の大石田町は、最上川舟運時代に最大の河岸があり、最上川によって発展した町である。

一般国道347号は、寒河江の国道112号を起点にし、宮城県古川市の国道4号に接続する総延長85.3kmの主要道路であり、本バイパスは、大石田町～尾花沢間6.5kmの整備道路である。本区間は、幅員が5～6.5mと狭い上、屈曲が著しく、大橋（昭和6年）の老朽化等で、架け替えられたものである。本事業の完成により、社会的、経済的効果は著しいものとなる。

最上川の由来について、アイヌ語で「珍しい岩石の多いところ」を意味する「毛賀美」という説と、庄内平野から上がったところにある最上峡が、かってモモ（崖）と呼ばれ、「モモ」の上（かみ）にある広い盆地が「モモカミ」の地であることから「最上」となったとする説がある。

最後に、本区間の開通は平成元年11月で、ちょうど奥の細道紀行300年に当たり、意義ある年の開通となった。（大河原）

円空歩道橋

まだ自然を残し、鵜飼いで有名な長良川の上流、美並村の発注である。美並村の村おこしの一環として円空の里整備事業があり、全国から円空仏を集めた資料館に通ずる道路に架けられ、橋面中央に2カ所、円空仏と円空水飲場を配した。また親柱、照明等円空一色の橋である。同地区は東海北陸自動車道の建設が進み、開通のあかつきには、となり町の郡上おどりと並ぶ観光地になると期待しています。（小林稔）

研　究

極厚SM58Q鋼を用いたボックス柱の溶接施工試験

Welding Tests on Box Columns Made of Extremely Thick SM58Q Steel

田　中　一　男*　中　野　秀　二**
Kazuo TANAKA　*Shuuji NAKANO*

Summary

Recently, more and more steel building structures are being designed to use extremely thick steel or SM58Q steel, to cope with greater building heights and longer spans and also to produce shapely profiles.

We conducted tests of electroslag, robotic automatic CO_2 gas shielded arc welding and semi-automatic CO_2 gas shielded arc welding to confirm the weldability and the mechanical properties of these materials. This report presents recommendations for welding conditions for practical use whose feasibility has been verified through the tests.

1．まえがき

近年、建築鉄骨は高層化やスパンの長大化、あるいは意匠上の問題により、極厚の鋼材やＳM58Ｑ材などの高張力鋼を使用した設計がされる様になった。

そこで極厚のＳM58Ｑ鋼材の溶接性、各種の機械的性能を確認するため、実施工と同様のエレクトロスラグ溶接、角継手溶接(ロボットを使用した炭酸ガス自動溶接)、炭酸ガス半自動溶接を用い、鋼材として柱主材に板厚80㎜のＳM58Ｑ材、梁材として32㎜、36㎜のＳM50Ａ材（ＴＭＣＰ鋼）を使用したボックス柱の溶接施工試験を実施したのでここに報告する。

2．試験材料

本試験で使用したＳM58Ｑ材の80㎜、ＳM50Ａ材ＴＭＣＰ鋼の32㎜、36㎜のミルシートを**表－１**に示す。

また、溶接材料はＳM58Ｑ材の角継手部に60キロ級の溶接材料を、ＳM50Ａのエレクトロスラグ溶接部及び仕口ブラケットの溶接部には50キロ級の溶接材料を用いた。それらの詳細を**表－２**に示す。

3．試験方法

ＳM58Ｑ材の予熱条件を設定するため、**表－３**に示した20種類について各３体合計60体の斜めＹ形割れ試験を実施した。また**表－４**に示した最高硬さ試験を実施した。

ボックス柱の試験体の形状を**図－１**に示す。断面□－900×900、長さ3.0ｍとし入熱による鋼材への影響が実施施工と同等になる様に十分な大きさとした。

角継手溶接においては、一般のＳM58Ｑ材の入熱制限とされる70KJ以下に制限した試験体（Ｃ１）と、ロボッ

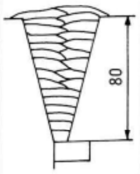
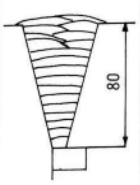
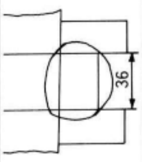
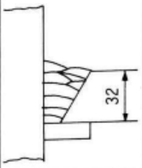
表-1　供試鋼のミルシート値

鋼　種	化学成分(%) C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Mo	Cr	Ceq	機械試験 降伏点 (kgf/㎟)	引張強さ (kgf/㎟)	伸び (%)	降伏比 Y. R(%)	衝撃値 (kgf･m)
SM58Q (80㎜)	0.12	0.25	1.46	0.009	0.003	0.19	0.19	0.17	0.08	0.44	47	60	32	78	27.9
SM50A (36㎜)	0.13	0.36	1.35	0.009	0.002	—	—	—	0.04	0.38	39	53	26	—	—
SM50A (32㎜)	0.13	0.36	1.35	0.009	0.002	—	—	—	0.04	0.38	38	51	25	—	—

（メーカー：NKK）

*　松本工場製造部長
**　松本工場製造部生産技術課係長

表-2　溶接材料及び溶接条件

種別	マーク	積層形状	パス数	電流(A)	電圧(V)	速度(cm/分)	入熱(KJ/cm)	溶接方法	溶接材料 銘柄
角継手溶接(70KJ制限)	C1		1~18	380~400	36~38	14~26	32~65	炭酸ガス自動溶接(六軸ロボット)	MG-60 1.6φ (神鋼)
			19~24	400~420	38~40	16~18	56~63	〃 (レール走行)	YM-60C 1.6φ (日溶工)
角継手溶接(70KJ/cm超過)	C2		1~6	380~400	38~38	16~26	32~57	〃	MG-60 1.6φ (神鋼)
			7~11	430	40	11~13	79~94	(六軸ロボット)	
			12~19	400~420	38~40	16~19	53~63	〃 (レール走行)	YM-60C 1.6φ (日溶工)
ダイヤフラムのエレクトロスラグ溶接	E		1	380	54	1.7	725	非消耗式エレクトロスラグ溶接(SESNET)	YM-36E 1.6φ YF-15 (日溶工)
仕口の炭酸ガス半自動溶接	B		1~9	280	30	15~25	20~34	炭酸ガス半自動溶接	YM-26 1.2φ (日溶工)

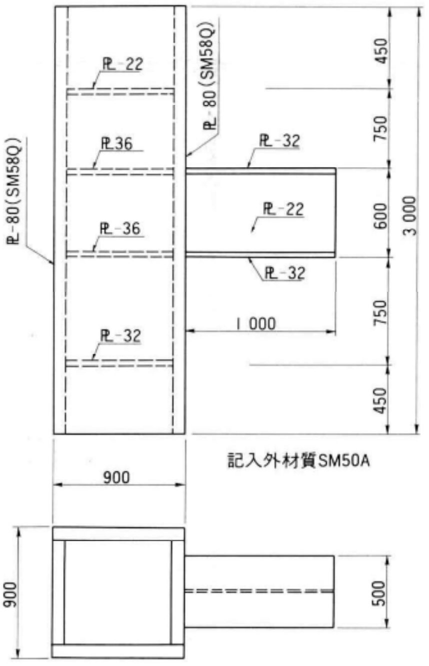


図-1　ボックス施工試験体

トによる炭酸ガス自動溶接を使用して、入熱量を約94KJとした試験体（C２）の２体を実施した。なおパス間温度はいずれも250℃とした。それらの詳細及び非消耗式エレクトロスラグ溶接、仕口ブラケットの炭酸ガス半自動溶接の溶接条件を**表－２**に示す。

また、溶接各部位より種々の引張試験、衝撃試験、側曲げ試験、マクロ試験、硬さ試験を実施した。

それらの試験概要を**表－５**の一覧表に示す。特に引張試験においては、溶接入熱による継手性能を確認するため、全断面引張試験とともに熱影響部を中心とした継手丸棒引張試験を行ない、局部的な断面における引張強度の確認も行なった。

表-3　斜めＹ形割れ試験

	銘柄	径(mm)	溶接条件 A	溶接条件 V	予熱温度(℃) RT(23)	50	75	100	125
角継手下盛り用溶接材料	MG-60 (神鋼)	1.2	260	28	3	3	3	3	3
		1.6	340	34	3	3	3	3	3
SM58Q材＋一般材(SM50A)用溶接材料	YM-26 (日溶工)	1.2	260	28	3	3	3	3	3
		1.6	340	34	3	3	3	3	3

注）MG-60　JIS Z 3312　YGW21　60キロ級用
　　YM-26　JIS Z 3312　YGW11　50キロ級用

表-4　最高硬さ試験

溶材銘柄	溶接条件 A	溶接条件 V	予熱温度(℃) 75	100	125
MG-60　1.6φ	340	34	1	1	1

注）MG-60　JIS Z 3312　YGW21　60キロ級用

４．結果及び考察

今回の試験の結果について以下にまとめて述べる。

(1)　斜めＹ形割れ試験及び最高硬さ試験

① **図－２**、**図－３**の結果より60キロ級溶接材料と50キロ級溶接材料による差異は見られない。

② **図－２**に示した斜めＹ形割れ試験の結果及び**図－３**に示した最高硬さ分布の結果より、予熱温度は、100＋10℃に決定した。

表-5 機械試験一覧表

試験の種類 / 溶接方法	マーク	引張試験																衝撃試験 *3									側曲げ試験	マクロ試験・硬さ試験
		継手全断面	継手丸棒引張						全熱影響部、全容着金属部 丸棒引張									Fig側 HAZ Bond			Depo			Web側 HAZ Bond				
			Flg側			Web側			Flg側			Depo部			Web側													
			上面	½t	下面	上面	½t	下面	上面	½t	下面	上面	½t	下面	上面	½t	下面	上面	½t	下面	上面	½t	下面	上面	½t	下面		
角継手 (70KJ入熱制限)	C1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
角継手 (70KJ超過入熱)	C2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
ダイヤフラムエレクトロスラグ溶接	E	2	*1 1	*1 1	—	*2 1	*2 1	—	1	*1 1	*1 —	1	1	—	*2 1	*2 1	—	図-10による									1	1
仕口炭酸ガス半自動溶接	B		*1 1	*1 1	*1 1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	*1 1	—	—	1	—	—	—	—	1	1
適応規格		JIS Z 3121 1号準拠	JIS Z 3111 A 1号						JIS Z 3111 A 2号									JIS Z 3111 JIS Z 3128									JIS Z 3122 3号	JIS G 0553 Z 3101

*1：スキンプレート側
*2：ダイヤフラム側
*3：SM50A 0 ℃
SM50Q −5 ℃

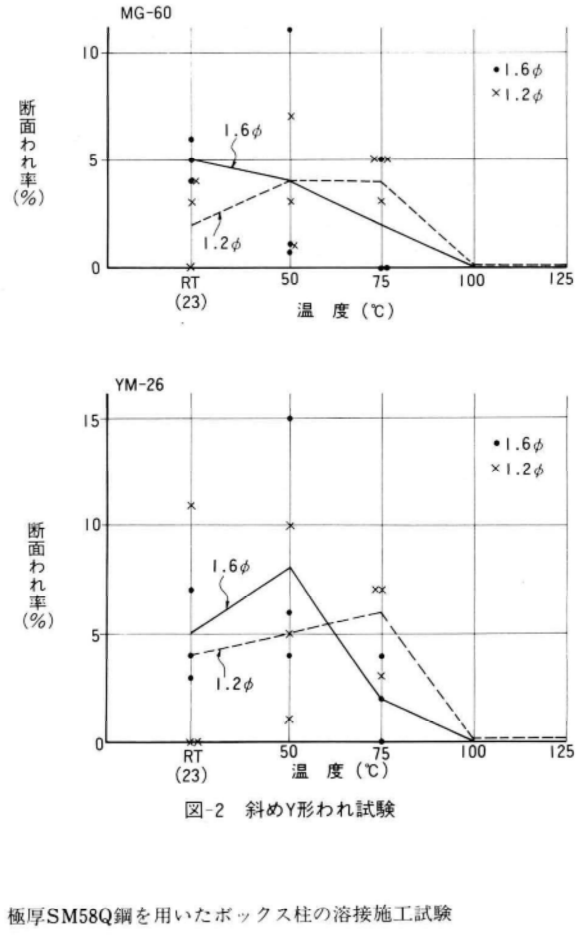


図-2 斜めY形われ試験

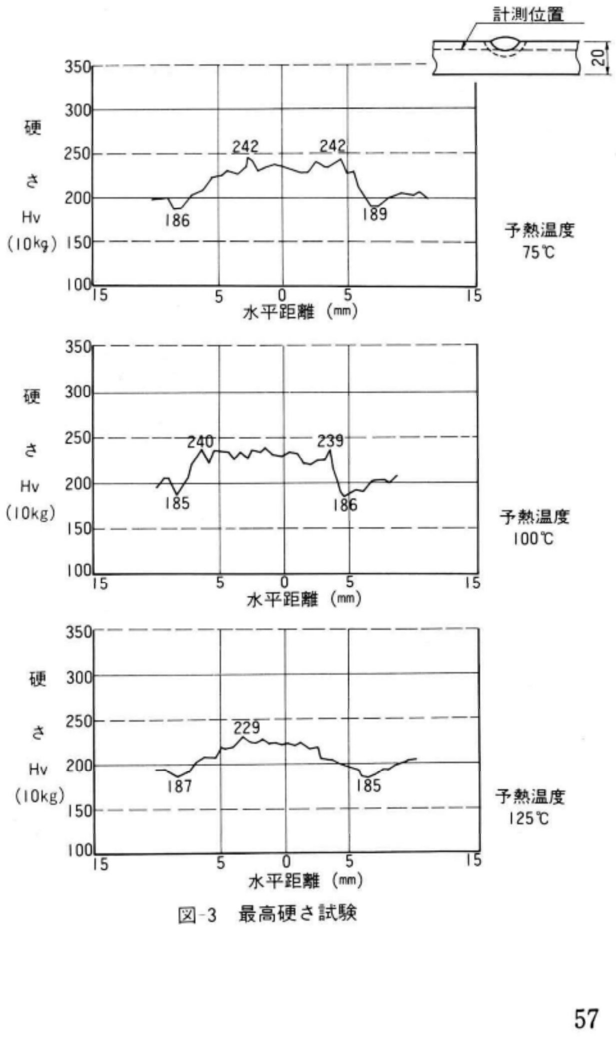


図-3 最高硬さ試験

(2) 超音波探傷試験

① 各種の機械試験に先立って実施した各部位の超音波探傷試験の結果はすべて良好であった。

(3) マクロ試験及び側曲げ試験

① マクロ試験、側曲げ試験はすべて良好であった(**写真－1、写真－2**)。

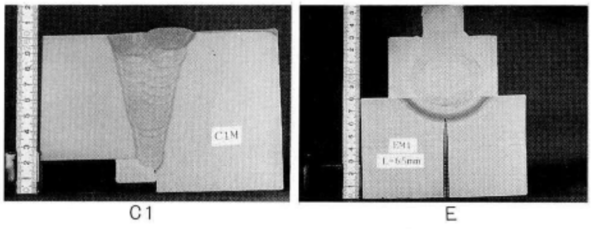


写真-1 マクロ試験(穴明けは熱電対用)

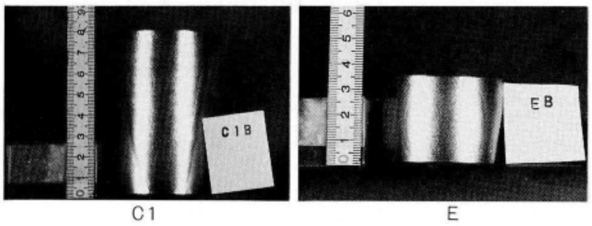


写真-2 側曲げ試験

(4) 角継手溶接

① **図－4**(a)、**4**(b)に示した硬さ分布図において、最高硬さはボンド部で250前後と良好である。また、最低硬さは中間層で70KJを超えた試験体(C2)の1/2t部位のウエブ側において175とやや低くなる傾向が見られる。

② 継手丸棒引張試験の結果を**図－5**に示す。70KJ制限した試験片(C1)の最低引張強さ60.6kgf／mm²と、70KJを超えた入熱の試験片(C2)の最低引張強さ59.9kgf／mm²には大きな差異はなく、いずれの場合も母材の規格値を満足している。

③ 全熱影響部、全溶着金属部丸棒引張試験においては、**図－6**(a)に示す如く、大入熱溶接であるエレクトロスラグ溶接において引張強度が低くなる傾向が見られる。また試験片C2のウエブ側の1/2t部位での値が低くなっているのは、**図－4**(a)の硬さ分布図と対応しているが、いずれも母材の規格値を満足している。

④ **表－6**に示した継手全断面引張強度は、母材の規

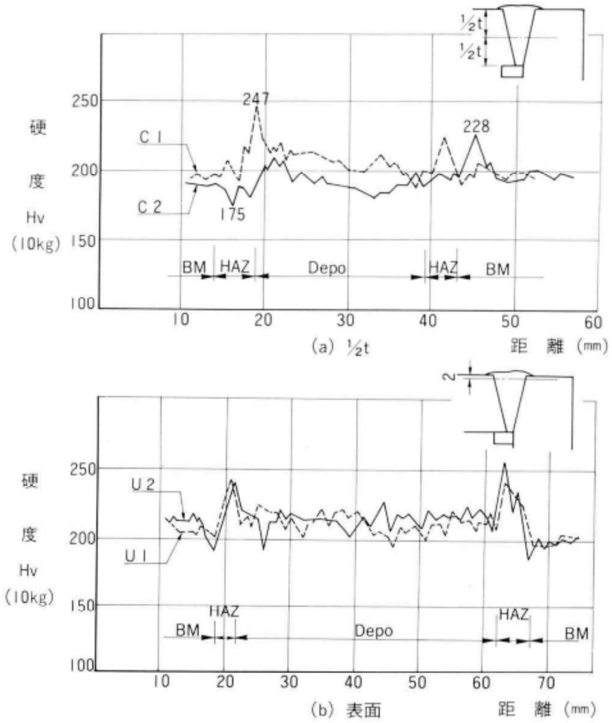


図 4 角継手硬さ分布

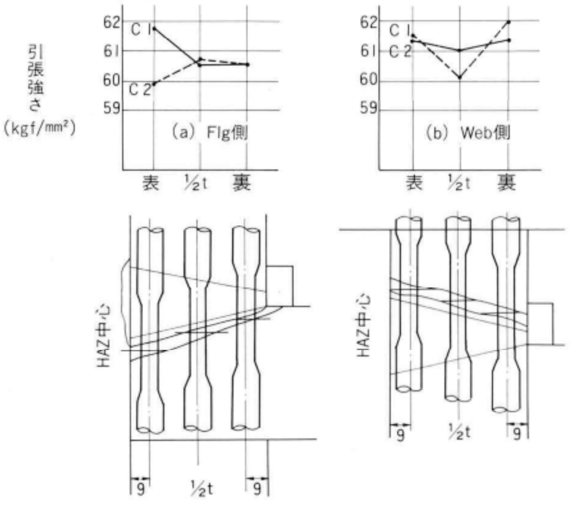


図-5 角継手部継手丸棒引張試験

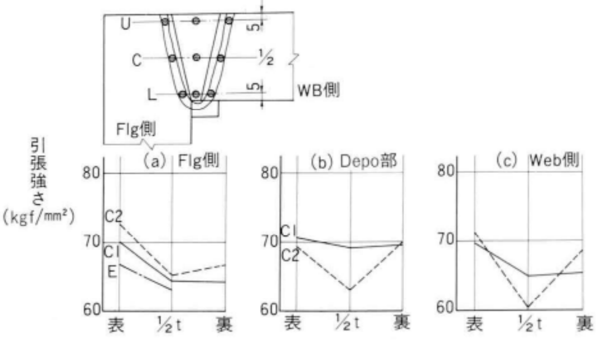


図 6 全熱影響部全溶着金属丸棒引張試験

表-6　角継手溶接・エレクトロスラグ溶接全断面十字引張試験

種類	マーク		種類	断面 mm×mm	断面積 mm²	降伏荷重 kgf	降伏点 kgf/mm²	最大荷重 kgf	引張強度 kgf/mm²	標点間距離 mm	伸び %	破断位置	備考
角継手溶接	C1	C1FT	全断面	80.8×25.0	2 020	—	—	124 600	61.7	100 150	24.0 24.0	母材	
	C2	C2FT	全断面	80.6×25.0	2 015	—	—	126 200	62.6	100 150	23.0 24.0	母材	
エレクトロスラグ溶接	E	EFT1	十字引張	32.6×40.0	1 304	46 800	35.9	68 200	52.3	—	—	t =32 母材	
		EFT2	はさみ板裏板削除	31.8×40.0	1 272	44 600	35.1	65 450	51.5	100 200	3.9 18.2	エレスラ HAZ	

格値を満足し、C１、C２に全く差異は見られない。

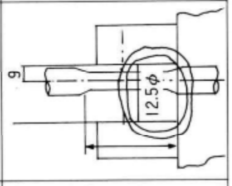
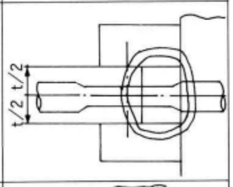
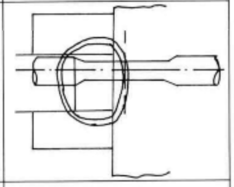
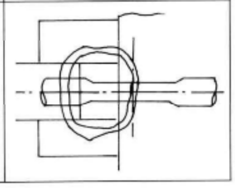
⑤　衝撃試験の結果は、裏面を除く1/2ｔ部位と表面部位において、C２はC１に比べやや低い値を示す傾向にあるが、いずれも良好な結果である。（**図ー７**）

(5)　非消耗式エレクトロスラグ溶接

①　エレクトロスラグ溶接部の硬さ分布図を**図ー８**に示す。SM58Q側の最高硬さ210、最低硬さ177であり、エレクトロスラグ溶接の入熱による軟化は見られない。

②　**表ー７**に示した結果より、ダイヤフラム側の継手

表-7　エレスラ溶接継手丸棒引張試験

部位		降伏点 (kgf/mm²)	引張強さ (kgf/mm²)	破断位置	試験片採取要領
ダイヤフラム側	上面	45	51	HAZ ～BM	
	½t	43	50	HAZ ～BM	
スキンプレート側	上面	44	55	Depo	
	½t	42	55	Depo	

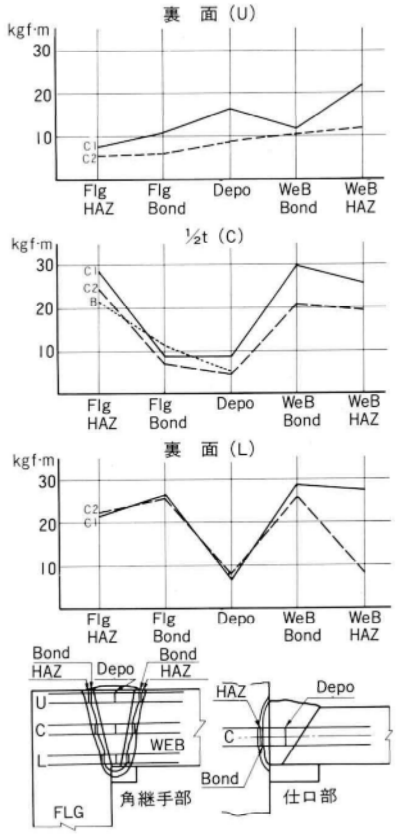


図 7　角継手部およびブラケット部衝撃値

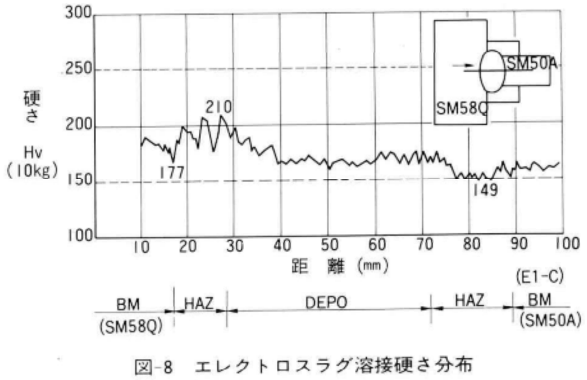


図-8　エレクトロスラグ溶接硬さ分布

丸棒引張りは母材－熱影響部、柱主材側の継手丸棒引張りは溶着金属で破断し、引張強度は母材の規格値を満足する。これらの破断位置及び引張強さの値から分かる様に、エレクトロスラグ溶接の大入熱（725KJ/cm）により、これらの継手の継手性能の劣化は見られない。

③ **図－9**に示した全熱影響部、全溶着金属部丸棒引張強度は採取した各々の母材規格値を充分満足した結果となっている。

④ **表－6**に示す全断面引張試験結果も、前述した継手丸棒引張試験と同様に、破断位置、引張強度とも良好な結果である。

⑤ 衝撃試験は**図－10**に示す様に、溶着金属中央部を除いた最低値は柱主材側のボンドから熱影響部にかけての部位であるが、良好な結果である。

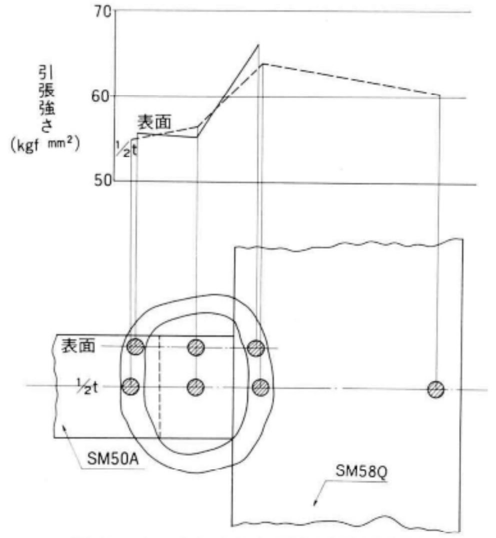


図-9 エレクトロスラグ溶接部引張強さ

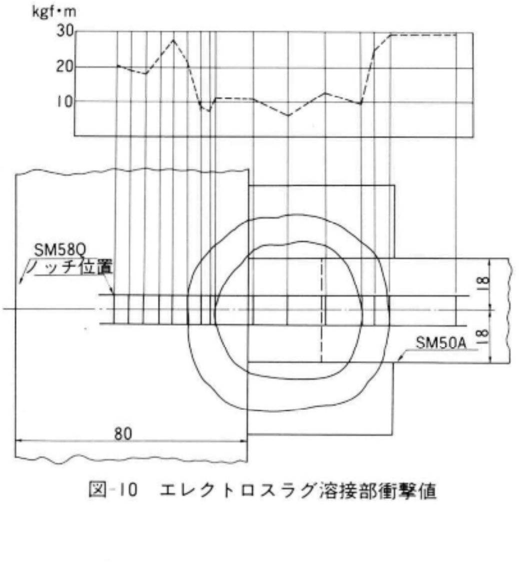


図-10 エレクトロスラグ溶接部衝撃値

(6) 仕口部炭酸ガス半自動溶接

① **図－11**に示す硬さ分布図より、ＳM58Ｑ材の最高硬さは256、最低硬さは186であり、炭酸ガス半自動溶接の入熱による硬化及び軟化は見られない。

② 継手丸棒引張りは**表－8**に示す様に破断位置、及び引張強さの値から良好な結果といえる。また、全断面引張試験は、エレクトロスラグ溶接部の試験片と兼用した十字継手引張試験より見ても、満足した結果が得られている。

③ **図－7**に示した衝撃試験の結果も良好な結果である。

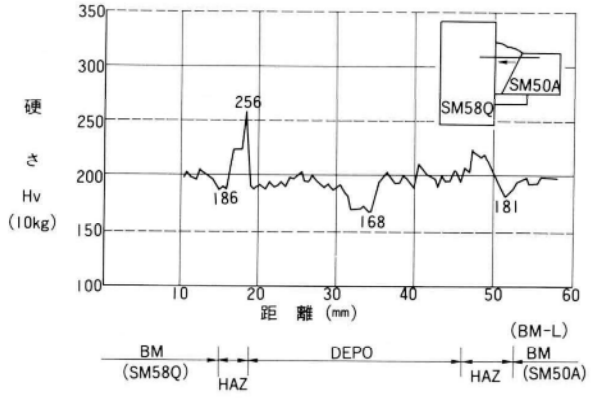
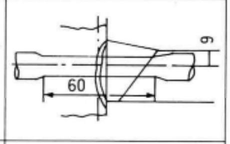
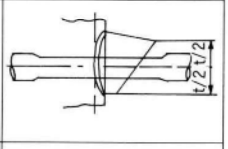
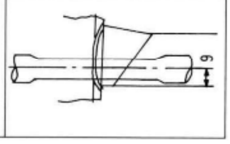


図-11 仕口部硬さ分布

表-8 仕口部継手丸棒引張試験

部位＼強度		降伏点 (kgf/mm²)	引張強さ (kgf/mm²)	破断位置	試験片採取要領
スキンプレート側	上面	48	56	ダイヤフラム側 Depo-BM	
	½t	44	55	ダイヤフラム側 BM	
	下面	43	54	〃	

5．まとめ

今回の試験は、ＳＭ58Ｑ材を柱主材に用い、実施工と同様の各種の溶接を実施しその溶接性と継手性能を中心に研究してきた。これらの研究の中で確認できたことをまとめる。

(a) 予熱温度

予熱温度に対して、60キロ級の溶接材料（ＭＧ－60）と、50キロ級の溶接材料（ＹＭ－26）に差異は見られない。また予熱温度はロボットによる炭酸ガス自動溶接の角継手および一般の仕口部の炭酸ガス半自動溶接においては110℃とする。

(b) 角継手溶接

今回のＳＭ58Ｑ材の角継手溶接においては、中間層で70KJの入熱を超えた試験体は70KJの制限をしたものに比べて局部的な硬度及び引張強度の低下の傾向が見られたが、母材の規格値を満足し全断面継手性能に差異は全く見られない。

衝撃試験は、70KJを超えた試験体でやや低くなる傾向が見られるが、値は母材規格値を充分満足する。

(c) 非消耗式エレクトロスラグ溶接

今回の板厚36㎜での溶接においては、特に熱影響部の著るしい軟化は発生していない。

各部位における引張強度、衝撃値は母材規格値を十分満足する。

(d) 仕口部炭酸ガス半自動溶接

ボンド部の最高硬さは、割れ発生に対して十分に安全側に納まっている。

各部位における引張強度、衝撃値は母材規格値を十分満足する。

今回、ＳＭ58Ｑ材を柱主材に用いて、一連のボックス施工試験を実施してきた。これらの試験を通じて確認できた各種の施工条件は、次の通りである。

① 予熱条件
② ロボットによる炭酸ガス自動溶接の角継手溶接条件
② 非消耗エレクトロスラグ溶接によるダイヤフラムの溶接条件
③ 一般仕口部の炭酸ガス半自動溶接条件

これらの結果をＳＭ58Ｑ材を建築鉄骨の柱主材に用いた実工事に生かし、より高品質な製品を経済的に製作するために生かして行きたいと考えている。

報告

腐食の進んだトラス橋床組の補修

Rehabilitation of the Floor System of a Corroded Truss Bridge

梅津省吾* 宮沢智明** 長堀正幸***
Shohgo UMEZU *Tomoaki MIYAZAWA* *Masayuki NAGAHORI*

Summary

The Choshi Bridge, located at the mouth of the Tone River on the weather-beaten Pacific coast, has been exposed to sea breezes since its construction more than 25 years ago.

This paper reports on work undertaken to replace the corroded lateral bracings of the truss bridge portion, to reinforce the lower flanges of both stringers and cross beams and to construct an inspection catwalk, which was successfully carried out without hindering the flow of traffic.

1．まえがき

本報告で対象とする銚子大橋は、千葉県と茨城県との県境を流れる利根川の河口部に位置する延長約1.2kmの長大橋である。その中央部分は、張出し構と吊構を有する3径間連続ゲルバートラス橋（橋長406.6m）を採用しており、これは当社が昭和37年に施工したものである（**図−1**）。

本橋は架橋以来25年以上を経過し、架橋地点が河口部という潮風の厳しい環境下にあること、また近くに適当な橋梁がないことから、鋼材腐蝕や重交通による床版損傷等が著しい。そのため、昭和60年度までに種々の調査、耐荷安全性の検討、並びに維持補修工事が実施されてきている。また、これらに引き続き行われた実交通下での応力頻度測定結果において、トラスの床組部材の応力が許容応力度に対して11〜18%超過していることが報告されている[1]。このことから、腐蝕の著しい部材の耐荷力低下により安全性に問題を生じ始めていると考えられ、今度この腐食した部材に補強を施こすことになった。

本文では、この腐食した部材の補修設計と補修工事について報告するものである。

2．現橋概要

位　　置　利根川河口部（千葉県銚子市と茨城県波崎町に架かる）
路 線 名　国道124号
橋　　格　1等橋（TL−20）
支　　間　64.2m＋85.6m＋107.0m＋85.6m＋64.2m（トラス部分のみ）
構造形式　張出構と吊構を有する3径間連続トラス橋
幅　　員　7.0m

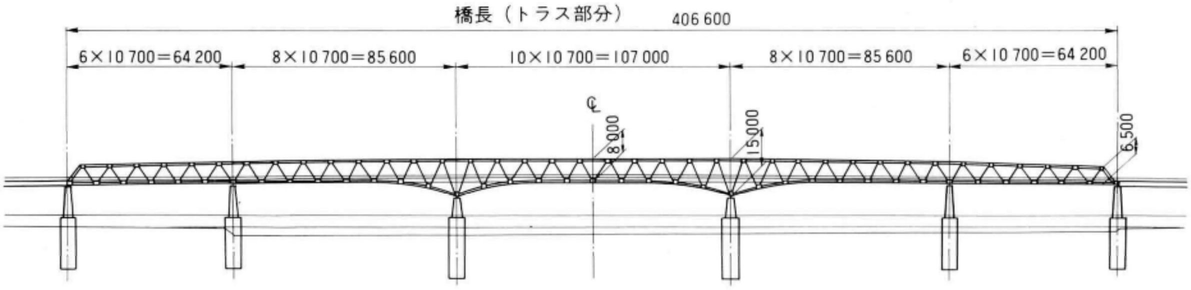


図-1　銚子大橋一般図

*　技術本部設計部設計第一課
**　技術本部工事部工事計画課
***　技術本部工事部工事課係長

まえがきでも述べたように、本橋は潮風厳しい河口部に位置し、架橋以来25年以上が経過し、鋼材腐蝕や孔食が随所に見受けられる(**写真－1～写真－3**)。写真からも明らかなように、トラス床組部、横構部の腐食が特に著しく、早急に補強対策を講じなければならない時期に来ていることがよく理解できる。

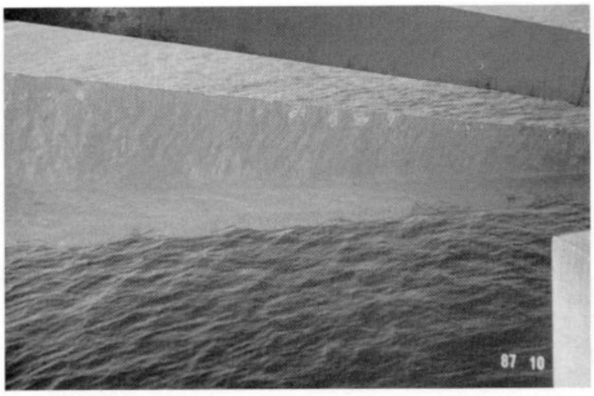


写真-1　鋼材腐食状況（横構）

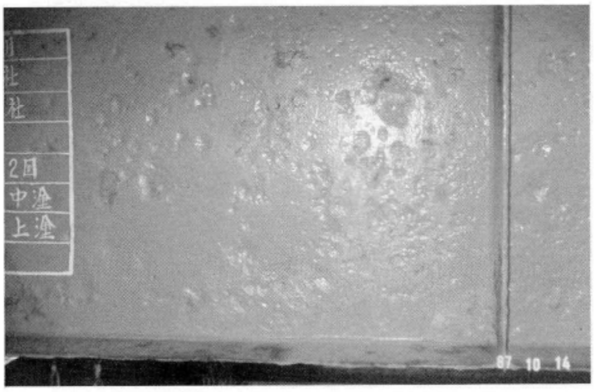


写真-2　鋼材腐食状況（縦桁ウエブ）

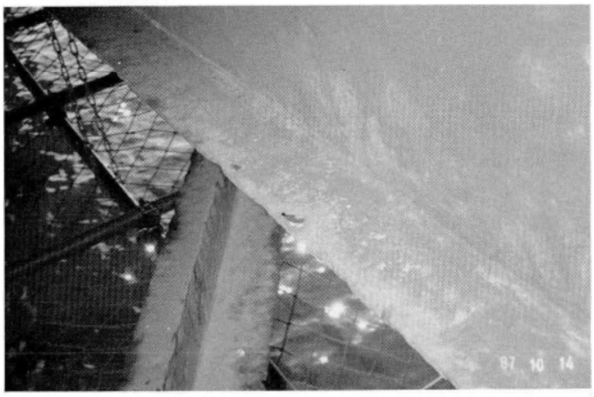


写真-3　鋼材腐食状況（縦桁下フランジ）

3．補修設計

塩害環境のため特に腐蝕が進行している床組部材の補強および下横構、下支材の取替えと、維持管理上重要である検査路の設置を行った。

(1)　縦桁、床桁の補強

縦桁、床桁の下フランジの腐食は著しく、設計計算上の許容応力を約50%程度超過している。また、実交通下での応力頻度測定結果（146時間）においても、11～18%の応力超過を生じていることが報告されている。降伏応力に対して、まだ余裕はあると考えられるものの、今後長期間の供用中には過載荷車輛の走行が予想されること、また防錆処理を充分に行うことが困難であり、腐蝕の進行が考えられることから、現状の耐荷力を増強するための補強を行うこととした。

補強方法として、**図－2**に示すように、山形鋼を高力ボルトにより腹板に取付補強する方法を採用した。補強材の取付方法については、溶接で補強材を取付ける方法もあるが、供用中の振動により現場溶接が信頼性に欠けること、母材に腐食による凹凸があり一体化が困難と考えられることなどを考え、高力ボルトで取付けることとした。また、取付位置は、補強効果の高い下フランジ部も考えられるが、腐食減厚のため母材の細りが著しいことからウエブ下端に取付けることとした。その際、全ての接合面をケレンした後、下フランジと山形鋼の接合面については超厚膜型塗装を施してから高力ボルトで締付密着させ、接触面に塩分等の有害因子が侵入しないようにした。

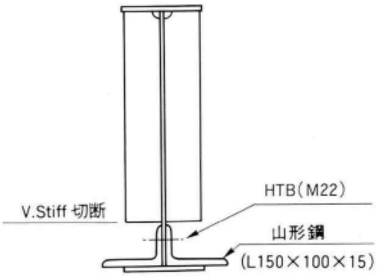


図-2　縦桁補強図

表－1に補強前と補強後の応力度一覧表を示す。応力計算は、母材の腐食量を考慮した断面で行い、補強後の断面においては、現橋の下フランジを無視して断面性能

表-1　応力レベル一覧表

縦　桁

(kgf/cm²)

			現　在	補強後	許容応力度
外縦桁	端径間	上フランジ	2 167	1 906	1 900
		下フランジ	2 848	——	〃
		補強アングル	——	1 399	1 400
	中央径間	上フランジ	2 321	1 863	1 900
		下フランジ	2 865	——	〃
		補強アングル	——	1 069	1 400
内縦桁	端径間	上フランジ	2 096	1 844	1 900
		下フランジ	2 755	——	〃
		補強アングル	——	1 354	1 400
	中央径間	上フランジ	2 202	1 773	1 900
		下フランジ	2 834	——	〃
		補強アングル	——	1 057	1 400

床　桁

(kgf/cm²)

		現　在	補強後	許容応力度
端床桁	上フランジ	2 275	1 813	1 900
	下フランジ	3 270	——	〃
	補強アングル	——	1 444	〃
中間床桁	上フランジ	2 136	1 994	1 900
	下フランジ	2 800	——	〃
	補強アングル	——	2 051	〃

を求めた。これは、今よりも更に腐蝕が進行して下フランジが無くなった場合を想定したものである。計算に用いた断面力には（死荷重＋活荷重）を使用した。

表－1から明らかなように、縦桁においては、補強後はおおむね許容応力度以下であり補強効果は十分認められる。床桁においては、中間床桁部において補強後に許容応力度を超えているが、その割合は許容応力度に対して1割以下であるので安全性は十分確保しているものと判断できる。

(2)　下横構、下支材の取替

下横構、下支材の腐蝕も著しく、孔食、欠食による板厚減少や剛性低下が見られ、特に著しい箇所は部材が垂下がっており、構造物全体の剛性機能を失った状況にある。従って、強風時や地震時の構造全体の安全性を保持する上でも補強が必要な時期にきていると考えられ、補強を行うこととした。

補強については、部材が小断面で薄板であるため、補強部材を取付けることは困難であると考え、新規部材に取替えることとした。新規に取替える部材は、経済性を考慮に入れて現橋の設計断面と同程度の断面積を有するＣＴ型鋼を使用することにし、今後の腐蝕のことも考えて板厚の薄い鋼材の使用は避けた。また、ＣＴ型鋼が使用できない部材については、ビルトアップ断面とし腐蝕を考慮して再度設計を行った。

下横構の取替えにあたっては、**写真－4**に示すような棒鋼（Ｒ．Ｂ）を補強材として使用し、横構の取付作業を行った。

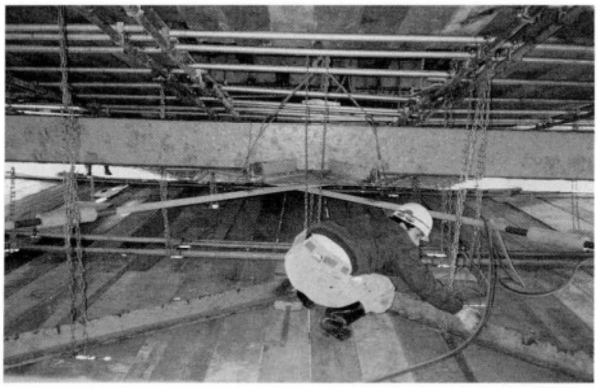


写真-4　仮設設備状況

(3)　検査路の設置

トラスの床組部材の腐蝕は著しく、前記(1)のような補強を施こすことにしたが、あくまでもその補強は、延命対策としてのものであり、今後の維持管理、保守点検のことを考えると、何らかの策を講じなければならないと思われる。

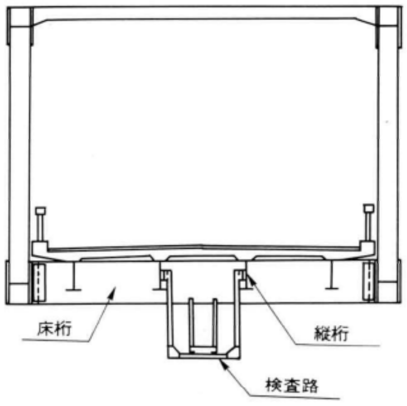


図-3　検査路取付け図

トラスの床組部材、床版は定期、日常点検でも目視観察が難しく、点検調査では常に足場を設置する必要がある。これでは経費、交通規制等の面でも問題があり、かつ、異常時の対応が敏速性に欠けることとなる。そこで重要路線であることを勘案し、日常定期点検が容易に出来るように検査路を設置することとした。

検査路は**図－3**に示すように、床桁及び縦桁から吊り下げる形式で、床組、下横構、下支材、床版下面が点検できるように工夫した。

4．施工

(1) 補強材の取付

補強材の取付けは、高力ボルトで締付けるため、既設腹板の接触面において所定の摩擦係数が得られなければならない。それには、既設腹板は塗装が施されているため、何らかの方法で除去する必要がある。除去する方法として、

① 火炎処理後サンダーをかける。
② 直接サンダーをかける

等があり、両者の利点、欠点を比較すると下記の様になる。

火炎処理後サンダーをかける方法

利点

① 火炎処理を施すことによって塗膜が剥離し容易に除去できる。
② すべり係数が大きい。

欠点

① 火炎設備が必要である。
② 軸力減少が大きい。
③ 火を使用するため火災に注意する必要がある。
④ 一工程多い。

直接サンダーをかける方法

利点

① 設備が簡単である。
② 火炎処理後にサンダーをかけた時に比べ軸力減少が少ない。

欠点

① サンダーの目づまりを起こしやすい。
② すべり係数が火炎処理後サンダーをかけた時に比べ小さい（0.4以上は確保）。

2つの方法を比較し、設備が少なく工程的に早い直接サンダーを用いる方法を採用した（**写真－5**）。

取付けは補強材原寸時に使用した定規を用いて罫書し、既設腹板にアトラーで削孔し取付けた。

補強材の取付状況を**写真－6**に示す。

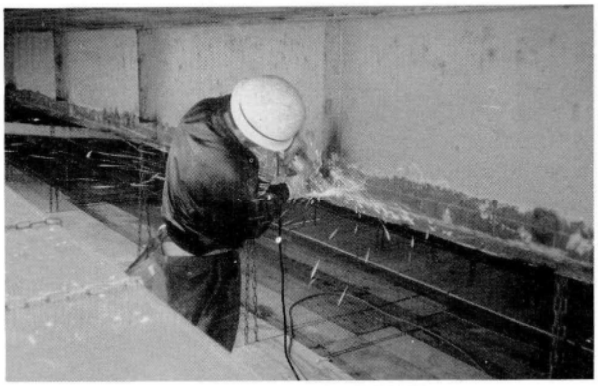


写真-5 直接サンダー作業状況

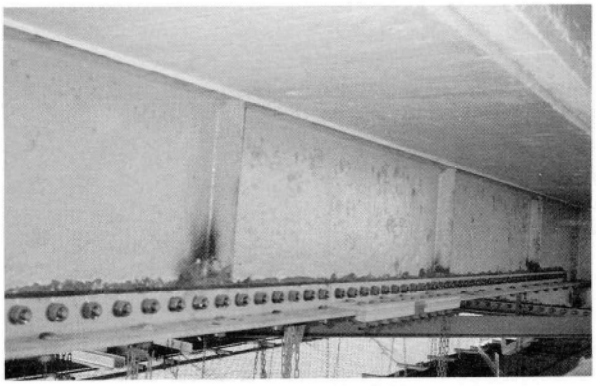


写真-6 補強材取付け状況

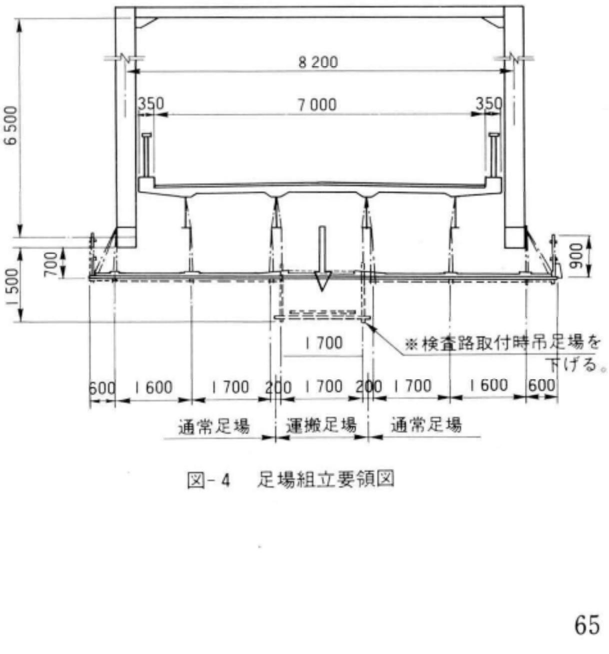


図-4 足場組立要領図

(2) 検査路の取付

検査路は通常足場の下になるため、足場の構造を**図－4**のようにし、補強材取付時は全面が平らな状態であるが、検査路取付時には、取付部の足場を通常足場より600mm下げ、作業が容易に出来るようにした。

5．あとがき

鋼材腐蝕により耐荷安全性が低下した銚子大橋の、補修設計と補修工事の概要について述べた。

今後このような補修工事の需要が増大し、補修工事に対する位置付けが増々重要なものとなって来るであろう。

本工事の報告がそれらの工事の参考となれば幸いである。

最後に、工事中に色々とお世話になった銚子土木事務所の方々にお礼を申し上げる次第です。

〈参考文献〉

1）大石、神原、工藤、石塚；鋼連続トラス橋の実交通下での応力実態調査、土木学会第43回年次学術講演会、昭和63年10月

2）佐藤　徹；旧桁・ボルト継手試験〈報告書〉、昭和63年2月

グラビア写真説明

下二股橋

今回施工致しました下二股橋は、昭和43年に当社で架橋した下二股橋の現橋横に、同一型式のπ型ラーメン構造で下り車線として架設されました。

20年前と比較しますと、当時はスパン測量にピアノ線を使用し、仮組立時にも用いた記憶が有りますが、現在は光波測量ですので、精度、作業日数も違い架設作業も順調に行われ、現場に行きましても安全管理、工程管理等前回に比べて余裕をもって見る事が出来ましたのも長い年月なのかと思った次第です。

又、橋長は同じですが巾員が1ｍ狭くなり、鋼重が約20％強（27ｔ）重くなっておりました。これは床版厚、開脚部の構造、支承の反力計算等の事の様です。（川村）

金沢シーサイドライン橋

金沢シーサイドライン（新交通システム）は、横浜市に於ける総合交通体系の一端を担うために、ＪＲ新杉田駅～京浜急行金沢八景駅の11㎞余を高架構造の側方案内軌条方式（ガイドウエイ方式）で結ぶものです。

軌道は全線複線（幅８ｍ）の高架構造（高さ６ｍ～12ｍの鋼構造及びＰＣ構造）で、東側の青い海、西側の住宅緑地などの景観を大切にし、地域の環境に調和した新しい都市景観を創造したものとなっております。

当社は、海の公園駅を過ぎて金沢八景へ向う横浜市金沢区平潟町地内の３径間及び２径間連続鋼床版箱桁を施工しました。（永田）

報　告

三重らせん形状をした水戸芸術館展望塔の建方

Construction of Mito Art Museum Triple Spiral Observation Tower

大友　勉*　西垣　登**
Tsutomu OHTOMO　Noboru NISHIGAKI

Summary

This is a tower constructed in commemoration of the 100th anniversary of the city of Mito and as a symbol of the Mito Art Museum.

The tower is a spiral made of a triangular-section, self-standing truss, between the corner of which tetrahedrons are formed. Steel pipes were used for the ironwork with cast steel block nodes where the cut ends of the pipes protrude, cresting a complicated configuration.

Presented here are the structural characteristics of the tower and an outline of the construction work.

1．まえがき

ここに報告する水戸芸術館展望塔は、水戸市の市政百周年を記念し、古い歴史の町の中心に、コンサートホール、劇場、美術展示室、会議室を備えた複合型文化施設「水戸芸術館」のシンボルタワーとして建設された。高さは100ｍでその塔芯にエレベーターが設備され、86ｍの位置にある展望室から水戸市を一望することができる。このシンボルタワーは、従来からの一般的な自立式タワーと異なり、正三角錐の骨組を積み上げていく立体トラス構造で、外観は三重らせん形状をなし、天に向って伸びゆく垂直な塔となっている。その施工方法並びに外観形状が注目をあびた工事であった。本報告はシンボルタワーの構造特性と建方工事の概要を記すものである。

2．工事概要

シンボルタワーの主体構造は、直径500φの遠心力鋳鋼管（材質ＳＭＫ50）で構成された立体トラスで、厚さは21～60㎜まで使用している。立体トラス１辺の長さは9.6ｍで、その交差部は鋳鋼ブロックと称し、６本の鋼管取合仕口が複雑に枝分けされ突出している。鋼管と鋳鋼ブロック仕口部の継手は、すべて溶接継手で立体トラスが構成され、全体構造は28個の正三角錐からなり、32の節点がある（**図－１**）。タワーの中心部にはエレベーターシャフトが配置され、更にそのシャフトの周りに階段が取付けられた。また外装板にはチタン鋼板材を使用している。立体トラスの製作並びに現場施工を進めるにあたり、鋳鋼ブロック仕口部の溶接施工性試験と強度試験を行った。現場での建方工事は、410t吊超大型ホィールクレーンを用いて、あらかじめ地組立した正三角錐のブロック（以降立体トラスと呼ぶ）を吊上げ、エレクションピースによる仮連結後、逐次手溶接により連結を行った。概算施工数量を**表－１**に示す。

表-1　施工数量表

部　材　名	重量(t)	備　考
鋼　管	610.8	鋳鋼ブロック含
エレベーターシャフト	149.8	支持梁含
階　段	34.0	受梁含
メンテナンスタラップ	22.2	
外装板受鉄骨	58.4	
そ　の　他	15.3	
合　計	890.5	

溶接延長（６㎜換算）10 168ｍ

3．溶接施工性試験並びに強度試験

材料の特殊性および現場溶接部の溶接姿勢の多様性により、建築センター評定書に於いて溶接施工性試験の実

＊　宮地建設工業（株）東京支店工事第二部工事課長
＊＊　宮地建設工業（株）東京支店工事第二部計画二課課長補佐

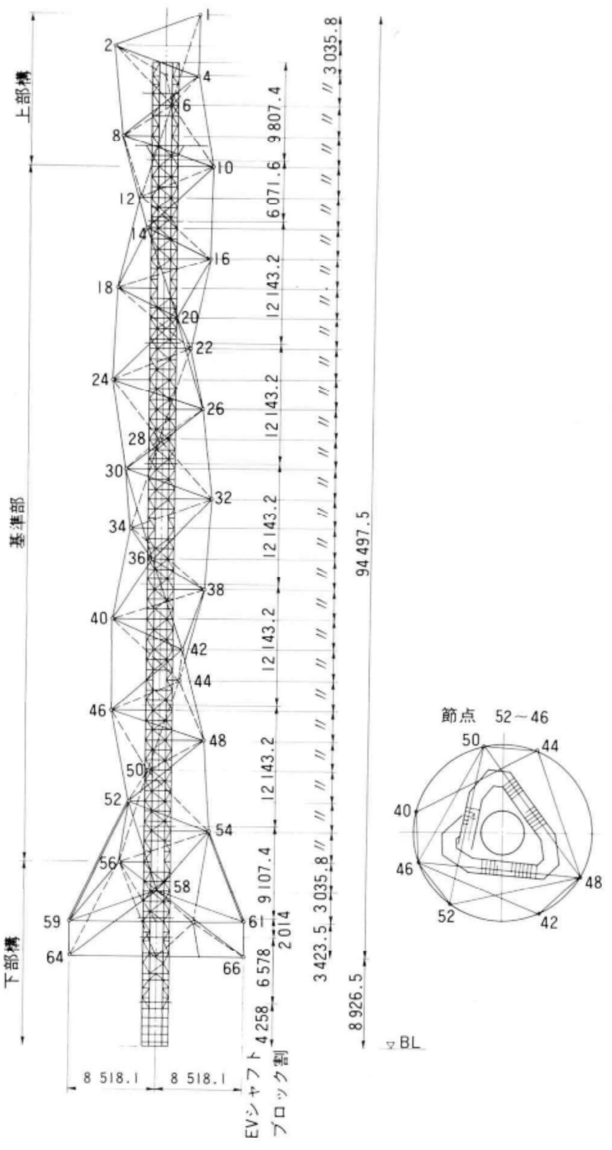


図-1　構造一般図

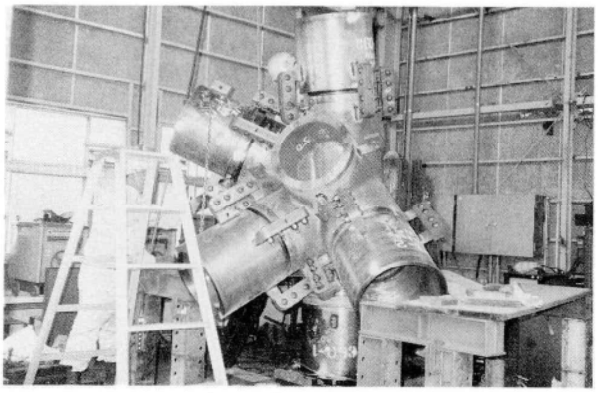


写真-1　試験体組立状況

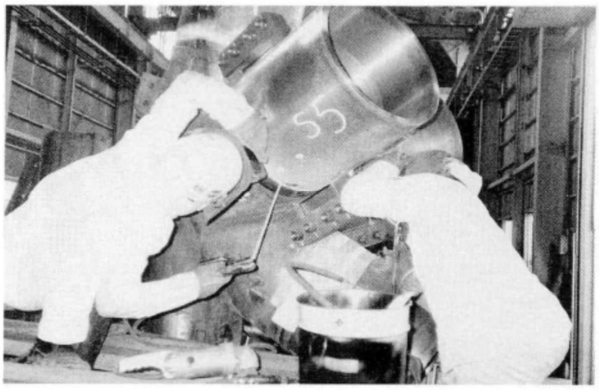


写真-2　試験体溶接状況

写真-3　試験体溶接完了状況

施が義務づけられた。試験は現場での溶接姿勢と同一の環境を工場内に再現し、実大鋳鋼ブロックと鋼管（t＝21,36,60㎜）の溶接を行った（**写真－1、2、3**）。試験並びに確認項目は下記の通りである。

① 構造形状
② 開先形状（レ形、V形）
③ 溶接姿勢等
④ 溶接時間並びに作業進捗
⑤ 予熱パネルの取り付け方法及び予熱時間
⑥ エレクションピース取付け位置
⑦ 非破壊試験
⑧ 破壊試験

その結果、次の改善項目が掲げられた。

(1) 鋼管はGコラムを使用しており、その表面はベルダーマシン仕上げのため、外径500㎜より4㎜程度大きく、最大2㎜の食違いが生じた。このことから外径を500㎜にするためには、機械仕上げ100Sとして500±1㎜の外径精度を確保する。

(2) エレベーターシャフトの支持梁用ガセットプレートが溶接作業時に支障するため、現場での後付けとする。

(3) 鋳鋼ブロック側の開先面にペンキが付着していたが、ブロホールの原因となるので、現場搬入時は開先内に関しては完全に除去する。

(4) 開先のルート面を2㎜としたが、鋼管単体の場合は特に問題とはならないが、現場組立が完了した時点では、ルート部の溶接が困難になる要素となり、欠陥発生の原因となった。よってルート面を1㎜程度とする。

(5) 予熱はパネルヒーターで行った。板厚60㎜では、約1～2時間程で120℃に達し、予熱範囲についても、かなり広範囲に母材を予熱する事ができた。

(6) 溶接速度は棒径に関係なく、横向きで14㎝／分程度で、立向き（上進の全姿勢）では7㎝／分程度であった。

(7) 板厚60㎜の開先について、レ形30度とV形25度を比較した結果、レ形30度では49パス、V形25度の時で34パスとなった。パス数を見てもV形25度の方が少なく、作業性も良く欠陥の入る確率も低くなるなど、総合的に判断した場合、板厚60㎜の現場溶接部の開先は、V形25度が有利である（**図－2**）。

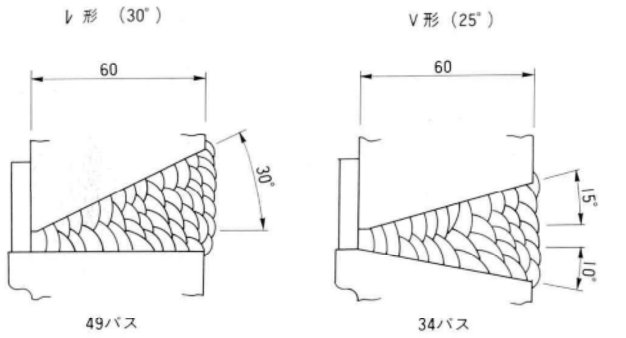


図-2　開先形状及び積層方法（t＝60㎜）

(8) 不合格となる溶接欠陥が、一部分において発生したが、その一因として溶接電流が低めであった事も推定されたので、特にルート初層の溶接に関しては、あまり低くならないように注意し、また6㎜棒は使用しないことにした。

(9) 超音波探傷検査で検出された欠陥発生位置は、溶接開始部で2名の溶接工の溶接が重なる部分がやや多かった。

(10) 現場での検査方法として、表面欠陥の検出については目視で、内部欠陥は超音波探傷検査方法で十分検出できる（**写真－4**）。

(11) テストピースを採取しマクロ試験・硬さ試験・引張試験・側曲げ試験・衝撃試験を行った結果、すべて基準値内で特に問題はなかった（**写真－5、6**）。

以上の試験結果を考慮して、製品加工並びに現場施工計画を進めた。

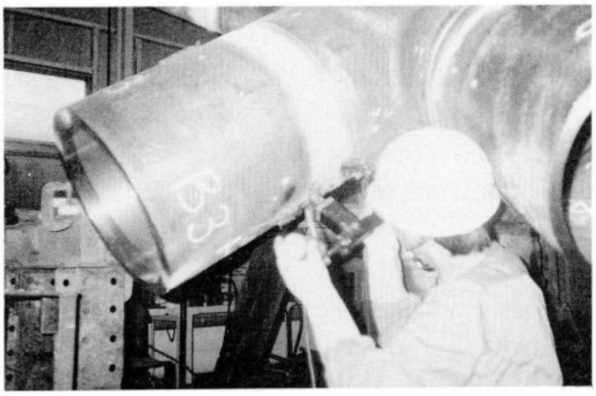


写真-4　非破壊検査状況

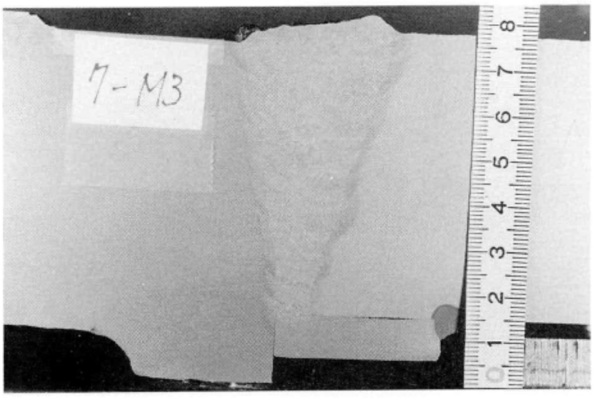


写真-5　マクロ試験（t＝60V型25°）

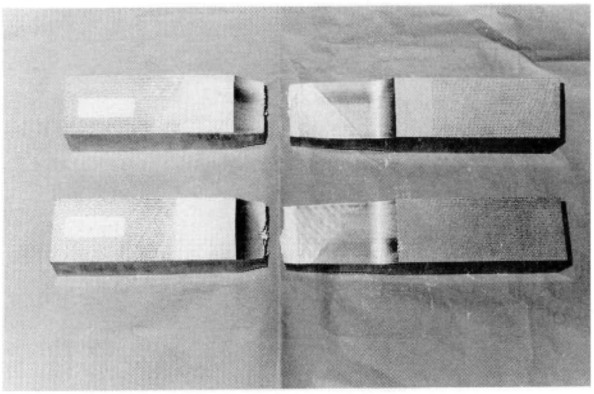


写真-6　引張試験破断状況

4．建方

現場の作業スペースは狭く、地下駐車場のスラブ上を作業ヤードとして使用した。建方時の主要機械である410

t吊超大型ホィールクレーンの組立は、スラブ上に構台を敷設しクレーン自重約380tを分割搬入し、5日間で組上げた。このクレーンは電気駆動方法による移動式クレーンであるが、当工事に於いては定置式とし4点のアウトリガー位置を決め、作業時最大集中反力約120t／点に耐えうるよう地下構築物の補強並びに杭基礎の設計等を詳細に行い据付けた。**図－3**に建方概要図を示す。次に重要な架設設備である立体トラス（正三角錐）の地組立架台は建方サイクル工程を考慮して2組用意した。この地組立架台の据付け精度がそのまま立体トラスの組立に影響し、更にシンボルタワーの建入精度を大きく左右するため、架台の製作並びに組立固定は慎重に行った。また組立てた立体トラスをスムーズに吊上げられるよう、定着架台はスライド構造とした（**写真－7**）。立体トラスの組立および溶接に必要な節点足場は、高所作業時の重要な設備で、構造特性を把握し複雑な立体トラス形状に対し、簡単に着脱できるように2ヒンジ開閉式の固定リングを考案した。この節点足場は立体トラス地組立時にあらかじめ取付け使用した。節点足場は仕上げ塗装まで使うため、作業の流れを考えて8台用意した（**写真－8**）。エレベーターシャフト（ＥＶシャフト）の添接足場は、ＥＶシャフトの外周にブラケットをボルトで取付けできる構造とし、取付け・取外しはすべて手作業による小ばらしとなるため軽量化をはかった。建方の基本計画を実施するにあたり、次の点に留意し詳細に検討を行った。

① タワー主構造と二次部材の取合構造
② 主体トラスとＥＶシャフトの建方時に対する干渉部の有無並びに作業性
③ 各作業足場の配置
④ 安全通路の確保

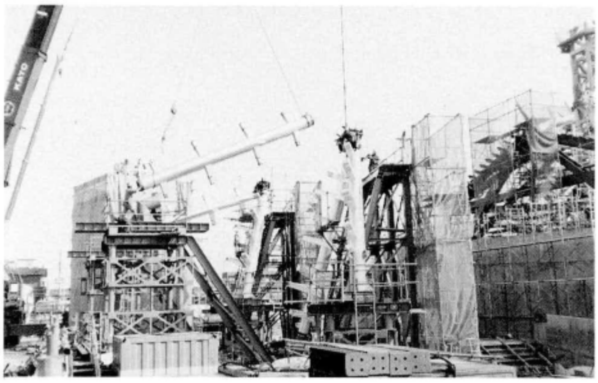
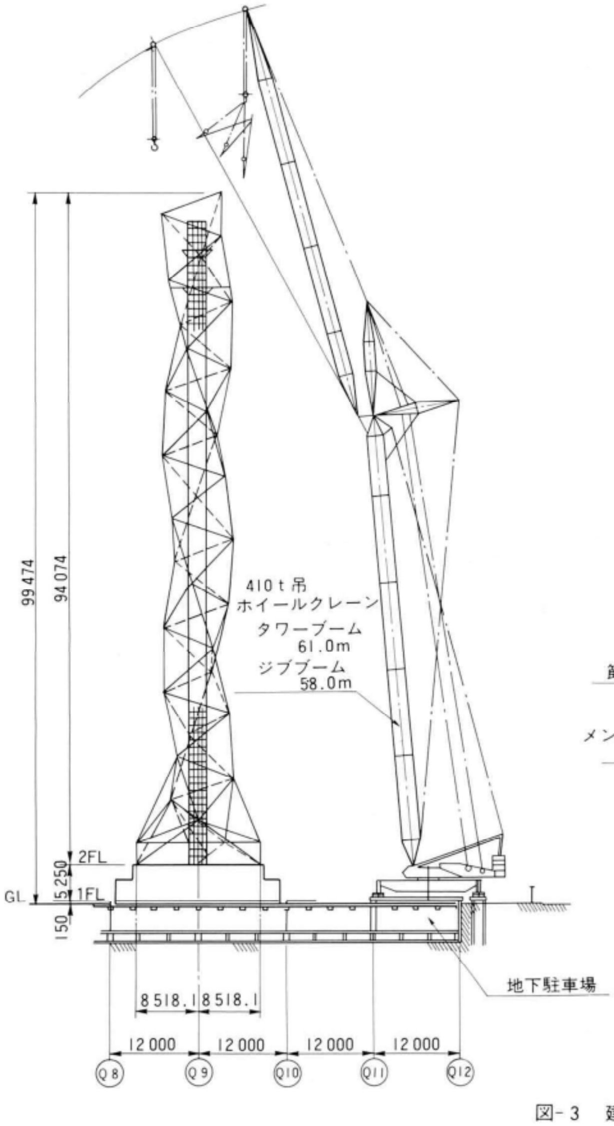


写真-7 立体トラス地組立状況



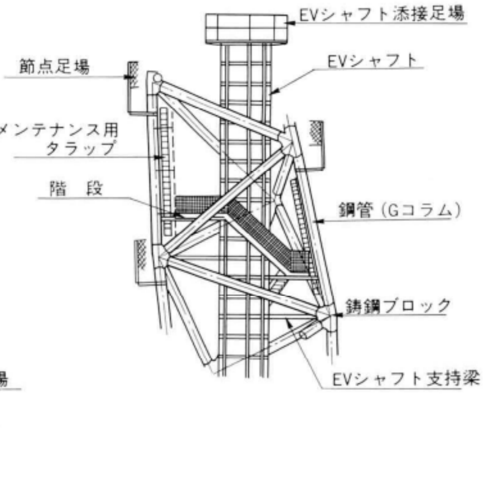


図-3 建方概要図

建方実施工程を**表－2**に、建方基本サイクル工程を**図－4**に示す。

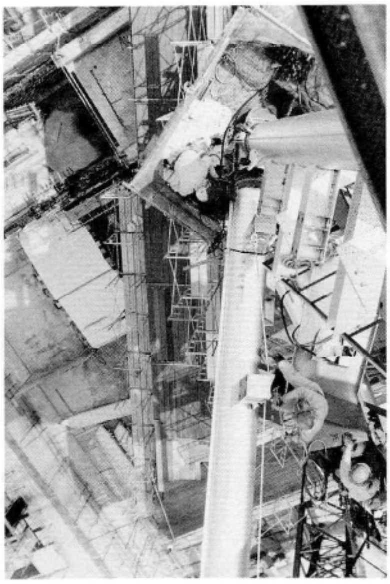
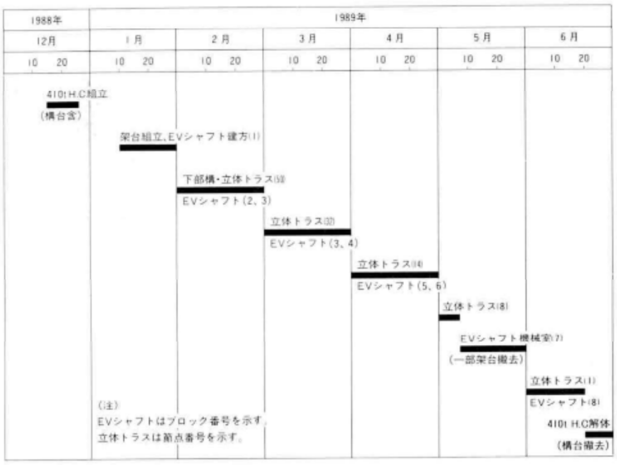


写真-8　節点足場取付状況

表-2　実施工程表



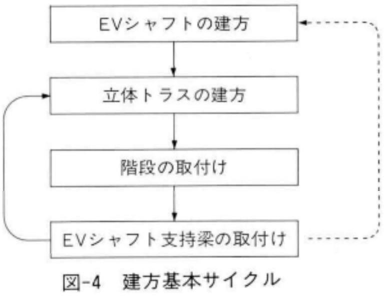


図-4　建方基本サイクル

(1)　ＥＶシャフトの建方

ＥＶシャフトは８ブロック（地下部は除く）からなり、各単体ブロックは工場溶接され、現場搬入後固定架台上に立て、仕上塗装・支持梁の仮取付け・添接ブラケット足場の組立等を行った後に、410t吊ホィールクレーンで吊上建方を行った。ＥＶシャフトの継手は高力ボルト（一部溶接あり）で締付けた。なおこのＥＶシャフトはタワーの主構造としては設計されていない（**写真－９**）。

写真-9　エレベーターシャフト建方状況

(2)　立体トラスの建方

立体トラスはタワーの主構造で、29個の立体トラス（正三角錐）から構成されている。立体トラスの地組立は鋳鋼ブロックを頂部に配し、下側３本の鋼管を溶接する。ただしこのうち最も垂直に近い鋼管１本は、あらかじめ工場で鋳鋼ブロックに溶接した。地組立された立体トラスは４点で吊上げ、鋼管付き３点の下方にはチェーンブロックを仕込み、微量な傾きを調整できるようにした（**写真－10**）。立体トラス１ブロックの重量は約16ｔで、高所での仮連結は各仕口部に設けた４枚のエレクションピースをボルトで連結した。これらの作業は、すべての節点足場並びにメンテナンス用タラップが地組立時に取付けられているため、安全に行う事ができた。また張出し落下防護設備を１組（３面分）用意し、建方進捗に合わせて逐次上方へ盛替えながら工事を進めた。

写真-10　立体トラス吊上げ状況

5．現場溶接

立体トラスの建方にともない各節点継手部の現場溶接を行った。溶接はすべて被覆アーク溶接（手溶接）で、地組立時の地上溶接と建方時の高所溶接を並行して進めた。溶接作業は溶接施工性試験の結果をもとに、施工方法等を詳細に検討した。溶接工はJIS Z 3801のA-2V・A-2Hに合格した者またはこれと同等以上の資格を有し、かつ溶接技量付加試験に合格した者を8名従事させ、開先調整およびエレクションピースの切断仕上げを行う鍛冶工2名で溶接作業を進めた。当工事の溶接継手は、水平・垂直・直交といった箇所（下部構は除く）は1箇所もなく総て角度を持っており、全姿勢による極厚鋼管の溶接で非常に高度な技術を必要とした。しかし全箇所超音波探傷検査を実施したが、欠陥はほとんどなく溶接工と施工管理者が一体となり、細心の注意を傾注した事により最良の品質管理ができたものと思う。**図－5**に現場溶接作業順序、**図－6**に開先形状図を示す。

(1)　開先確認および調整

溶接継手部はあらかじめエレクションピースで仮連結されているが、製作並びに組立誤差はこの仕口部に集積されるため、ジャッキ・金矢等を用いて開先調整を行った。

(2)　開先清掃

開先部とその周辺は、予熱前に水分・油脂、ゴミその他溶接に悪影響を及ぼすものを、ウェス及びワイヤーブラシで完全に除去した。

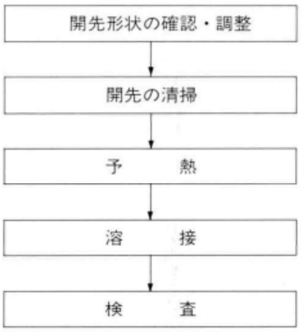
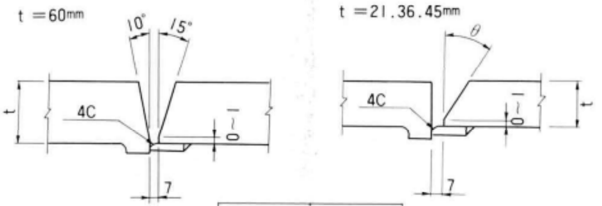


図-5　溶接作業順序



t	θ
21, 36	35°
45	30°

図- 6　開先形状図

(3)　予熱

溶接線にそって両側各々100mmの範囲を予熱した。予熱方法は板厚36mm以上はパネルヒーターで、それ以下の板厚についてはプロパンガスバーナーによる水分除去を行った。温度の確認は接触温度計を用いて計測した。予熱温度は**表－3**による（**写真－11**)。

(4)　溶接

予熱の適温を検測後、パネルヒーターを取外し溶接作業に入るが、板厚36mm以上のところは1継手2名で作業し、それ以外は1名で行った。材質はSM50相当であるので低水素系の溶接棒を使用した。初層から8層目までは

表-3　予熱温度基準

	材　質	板厚と予熱温度		
鋼　　管（Gコラム）	SMK50	t＝21、27（不要）	t＝36 60℃±10℃	t＝45、60 100℃±10℃
鋳　　鋼ブロック	SM50相当	t≦36 60℃±10℃		t＞36 100℃±10℃

4㎜棒で行い、それ以降は5㎜棒を主に使用した。なお、4層目前後まではエレクションピースが付いておりビードが寸断されるため、終始端部はカスケード法により、サンダー等を用いて入念に仕上げた。またスラグの除去はエアー式チッパーにより行った（**写真－12、13**）。

(5) 非破壊検査

1継手の溶接がすべて終った後、表面を清掃し目視検査を行い、次に超音波探傷検査により全周確認を行った。

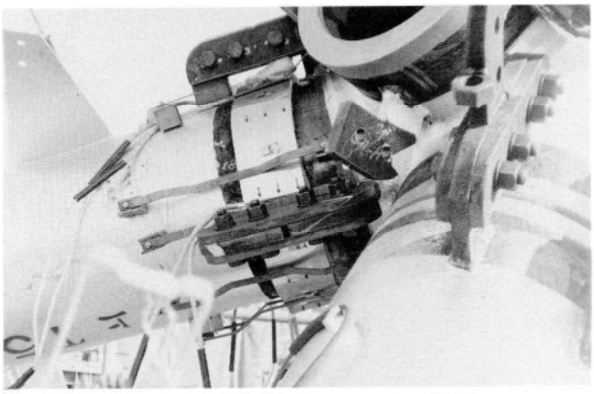


写真-11　予熱状況(パネルヒーター使用)

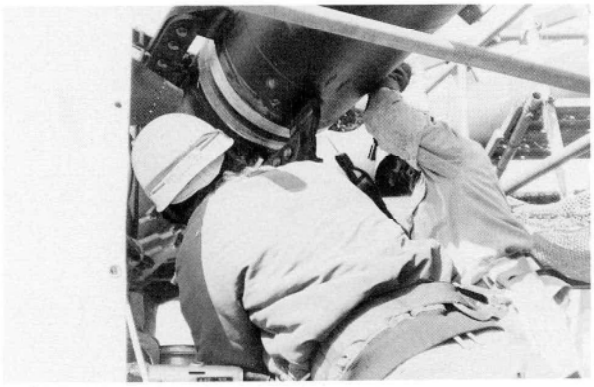


写真-12　現場溶接状況

写真-13　現場溶接完了状況

6．建入測定

タワーの建入測定は、設計図に記載されている中芯を基準とする各節点の座標（鋳鋼ブロックの中芯）から、鋳鋼ブロック背面の中芯座標を求めそこを測定ポイントとした(**図－7**)。その測定ポイントにプリズムを取付け、あらかじめ地上に設置しておいた任意の座標上に光波距離計を据えプリズムを視準する。この時、光波距離計本体の座標位置を内蔵するコンピューターに入力する事により、反射プリズムの座標を自動演算しX・Y・Zの座標を表示させた。その測定要領を**図－8**に示す。建入測

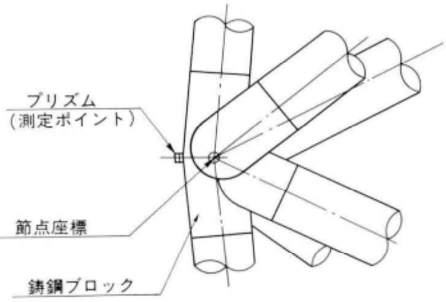


図-7　測定ポイント図

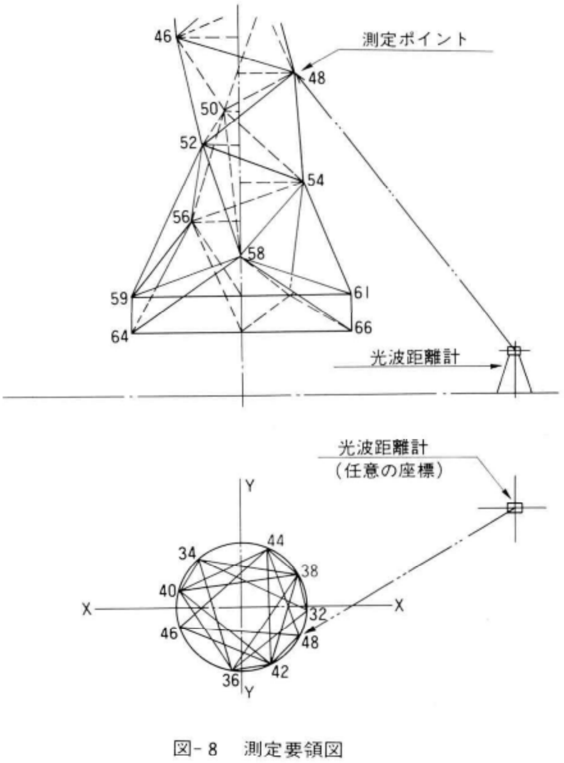


図-8　測定要領図

表-4　建入測定成果表

(mm)

節点番号	X座標	実測値	倒れ	Y座標	実測値	倒れ	Z座標	実測値	変位
1	3 582.6	3 525	−57.6	3 909.8	3 899	−10.8	99 473.6	99 459	−14.6
6	652.5	602	−50.5	5 262.7	5 254	− 8.7	90 366.2	90 354	12.2
12	−2 519.2	2 562	−42.8	4 666.4	4 658	− 8.4	81 258.9	81 248	−10.9
18	−4 757.9	−4 800	−42.1	2 341.8	2 332	− 9.8	72 151.5	72 144	− 7.5
24	−5 234.4	−5 267	−32.6	− 850.1	− 858	− 7.9	63 044.2	63 033	−11.2
30	−3 772.3	−3 802	−29.7	−3 727.2	−3 736	− 8.8	53 936.8	53 932	− 4.8
36	− 913.0	− 933	−20.0	−5 223.8	−5 227	− 3.2	44 829.4	44 826	− 3.4
42	2 284.5	2 272	−12.5	−4 785.7	−4 780	5.7	35 722.1	35 721	− 1.1
48	4 635.8	4 629	− 6.8	−2 575.1	−2 569	6.1	26 614.7	26 620	5.3
54	5 270.2	5 267	− 3.2	589.3	589	− 0.3	17 507.4	17 517	9.6
60	3 952.7	3 957	4.3	3 535.3	3 537	1.7	8 400.0	8 405	5.0

定の結果を**表－4**に抜粋して記載したが、最も倒れ量の大きい頂部（節点1）で、XY方向の倒れを合成すると58.6mmとなり、高さとの比で表わすと1/1698となった。1/2000の目標値(許容倒れ量50mm)をわずかに超過したが、塔体の製作・建方難度と構造の特殊性を考えると、ほぼ満足できる値であると思われる。

7．あとがき

水戸芸術館展望塔の建方工事について概要を報告した。当社は特殊鋼構造物（鋼橋・鉄塔を含む）のエレクションに対して数多くの実績があり、技術的ノウハウも蓄積されているが、今回のようなシンボリックなタワーは今まで建設した事がなく、あらゆる面で非常に難しい工事であった。施工計画を進めるにあたり社内は勿論、磯崎新アトリエ・木村俊彦構造設計事務所・共同企業体各社の関係各位の御指導と、各製作会社の御協力を賜り深く感謝致します。またその計画が実施工に於いて、100％反映されスムーズに工事が遂行し、品質管理、安全管理面に於いても高い成果をあげる事ができたことを重ねて報告致します。今後増々施工難易度の高い構造物が建設されると思われるが、構造特性を十分把握し、その構造物並びに現場環境に合った架設方法をさがし出し、事前詳細検討を確実に行い設計、製作に折込む事が、工事を成功させる基本であると改めて認識した次第であります。

報　告

複雑な曲面を持つ大スパン空間構造（東京体育館）の鉄骨建方

Steel Frame Erection for a Large-span Space Structure with a Complicated Curved Surface－the Case of Tokyo Metropolitan Gymnasium

内藤章吾*　美頭民二**
Shohgo NAITOH　*Tamiji MITOH*

Summary

This paper describes the construction of the Tokyo Metropolitan Gymnasium. The main arena of the Gymnasium is a circular building for games with a diameter of 130m, the roof of which is composed of trusses connecting two layers of arches.

A plan which employed two crawler cranes and two tower cranes was selected out of six conceivable methods, and the construction of the building's ironwork was completed on schedule, successfully and safely.

1．はじめに

東京体育館は、旧体育館跡地に建設された競技施設用の建築物であり、3棟の建物で形成されている。それらは、多目的用途のメインアリーナと小体育館サブアリーナおよび競泳用と子供用のプールからなるプール棟であり、構造はいずれもS造である。これらの建物は、競技用と観覧用の空間を持つために、内部は無柱で外周のコンクリート躯体によりトラスの屋根を支持する構造となっている。また、各棟の屋根形状は必要な内部空間確保のために、メインアリーナでは2重のアーチ状トラス、サブアリーナとプール棟では版状のトラスを採用している。ここでは、メインアリーナを中心にこれら鉄骨の建方について報告する。

2．工事概況

発　注　者　東京都
設計・監理　㈱槇総合計画事務所
　　　　　　㈱木村俊彦構造設計事務所
工事監理　東京都財務局営繕部
施　　　工　清水・東急・鴻池・大日本・勝村・小川建設共同企業体
製　　　作　㈱宮地鐵工所
鉄骨建方　宮地建設工業㈱

3．建方工法の選定

(1) 現場の状況

本体育館の建設敷地面積は45,800m²であり、これに対して建築面積は付属棟、回廊を含めると24,100m²となっている。さらに、架設事務所、構内道路等工事関係のスペースを差し引くと、ストックヤード、地組ヤードなど

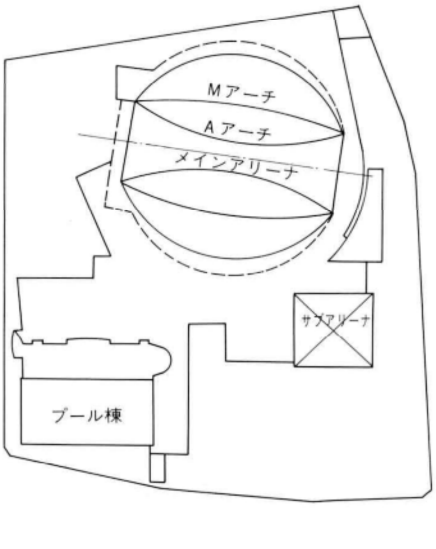


図-1　建物配置図

*　宮地建設工業㈱東京支店工事第二部計画二課長
**　宮地建設工業㈱東京支店工事第二部工事課課長補佐

表-1　建物の諸元

	メインアリーナ棟	プール棟	サブアリーナ
建築面積(m^2)	9 160	2 360	1 426
スパン、高さ	100mφ、25m		
構　　造	S、トラス構造 一部SR造	同　左	同　左
鋼　　重、 ボルト本数	3 000t 12.3万本	800t 6.5万本	274t 3.3万本
建方工法	200tCC工法 180Wタワークレーン工法	100tCC工法	160tHC工法
実施工期	63.9~64.4	63.6~63.12	63.6~63.8
ピース数	13 500	5 100	1 400
最大重量	19.0t	12.0	11.0t

のスペースが充分には確保できない。このため、メインアリーナにおいては、工程の進捗情況を見ながら朝のミーティングヤードを使用し、メインフロアーのベント間を地組場とした。プール棟、サブアリーナ棟では、各トラスを支保工上に直接載荷することにした。このように、充分な部材置場が確保できないため、部材搬入は地組する前日に行うことを原則とした。

特に大型トラスの多いメインアリーナにおいては、平坦な場所はメインのフロア部分前庭となる入口付近以外になく、これらの限定された場所で架設前に数基のトラスを地組する余裕も持てない中での作業を余儀なくされた。

(2)　工法の選定　（メインアリーナ）

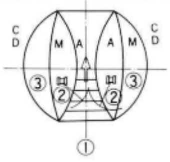
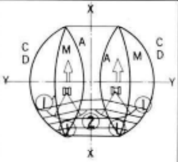
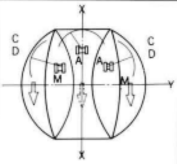
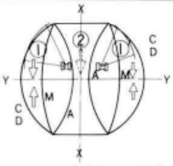
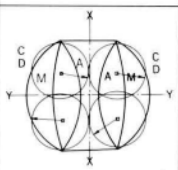
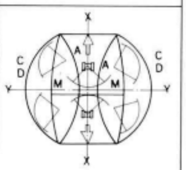
鉄骨の建方工事においては、骨組を安全にかつ早く組上げることが求められる。前者については、安定した状態に組上げ、架設途上に発生する外力に対して安全でなければならない。また、後者に対しては、工場製作ラインの流れにそい、クレーンの死角や作業の後戻りがなく計画工程を全うすることが必要となる。メインアリーナの建方では、この2点を前提とし、**表－2**に示す6案を対象に工法選定を行った。

上記6案に対して検討した結果、鉄骨組立の安定性と、地組、架設時の重機の動線からD案が最適と判断し、2台のクローラークレーンを使用して鉄骨建方工事に着手することに決定した。機種は200tクローラークレーンでタワー型とした。また、クレーンの動線については、フロアの構造が耐力不足のため、走行部の床構造を補強した。クレーンの諸元を下記に示す。

使用重機：200tクローラークレーン

ポ　ス　ト　　42m

表-2　メインアリーナ鉄骨建方工法案

	A	B	C	D	E	F
工　法　名	片押し工法①	片押し工法②	片押し工法③	中央振分けと 片押しの併用	タワークレーン工法	木村先生案
	 150tCC2台(タワー型)	 150tCC2台(タワー型)	 150tCC2台(タワー型)	 150tCC2台(タワー型)	 タワークレーン400W4台	 150tCC4台
工法の説明	2台でAアーチ先行。 ①AアーチとA~A間先行 ②MアーチとA~M間Lトラス ③CDアーチとM~CD間Lトラス	A、Mアーチを同時に片押しで架設。 ①A、MアーチとAM間Lトラス ①'CDアーチとM、CD間Lトラス ②A~A間 Lトラス	M、CDアーチとM、CD間Lトラスを同時に片押しで架設。 ①CDアーチ ②Mアーチ ③M、CD間Lトラス	M、CDアーチとその間のLトラスを端部より中央へと振分けて架設。その後Aアーチを片押しで架設。 ①M、CDアーチ ②Aアーチ	タワークレーン400Wを4台設置して、任意の位置から架設する。	A、Mアーチ直角方向のLトラスを中心より振分けて架設。M~M間を地組して一体で架設。
長　　所	Aアーチ形状が決まる。150t CCの走行ラインが明確。	アーチ方向の精度を確保しながら進められる。	低層のM、CDアーチとLトラスが先行できるので、安定性が良く精度も良い。	M、CDその間のLトラスを繋ぐので安定し、外周部共精度が良。	X、Y軸対称に架設が可能で、早く安全である。	アーチ直角方向の部材が安定し、建入精度が良い。又Aアーチベントが不要。
短　　所	Aアーチの自立性に難点が有り、此の精度の良否がM、CDアーチに影響大。又クレーン走行部は補強が必要。	アーチを先行する為にアーチ端部及び、A~A間の取合に難。クレーン走行部の補強が必要。	A~A間の繋トラスの取付に難。又アーチ端部のジョイントが難かしい。	クレーンの動線が多くなり、補強が大。	建設コストが大であり、タワークレーンの解体が難かしい。	AMアーチのジョイントが増え、M~M間のトラスが屈折部に補強が要、又鋼重が大となり、クレーン台数が大。

ジブブーム	40 m	
吊　能　力	作業半径	19.4 m ～ 24.0 m
	定格荷重	22.4 t ～ 15.5 t

4．仮設備

メインアリーナ

乗入構台（斜路）：幅員 8 m、延長＝30 m、勾配10％

200 t クレーン用動線マット（床版部補強用）：

8 m×61 m――2 列

180W クレーン：2 基

支保工：600角ベント（4 本立）　10基

高さ17～25 m、延長840 m（A．Mアーチ）

パイプベント（4 本立）　16基

高さ 6 ～17 m、延長1,540 m（A．Mアーチ）

パイプベント（4 本立）　32基

高さ 7 ～16 m、延長308 m（Lトラス）

四角支柱　　延長200 m

梁　材：200 t

サブアリーナ

支保工：四角支柱（4 本組）　高さ10 m、延長800 m

工事梁：40 t

プール棟

乗入構台：幅員 8 m、延長85.8 m

支 保 工：パイプベント（4 本立）19基

延長1,102 m

工 事 梁：60 t

5．建方

(1) 建方計画

鉄骨の建方は、C、DおよびMアーチからなる両翼部を奥側から両側同時に開始し、両翼完成後高層部Aアーチの架設へと工事を進める。建方フローチャートおよび建方ブロック割を**図－ 2**、**図－ 3** に、また鉄骨の架設要領を**図－ 4** に示す。

(2) トラスの地組および建方

分割して搬入された各トラス材は、架台上に上下面を仮置した状態でジョイントする。その後鉛直に建起し、転倒防止材（レバーブロック等）を取付けた状態でキャンバーを調整し、本締を行う。その際、各トラスの上下

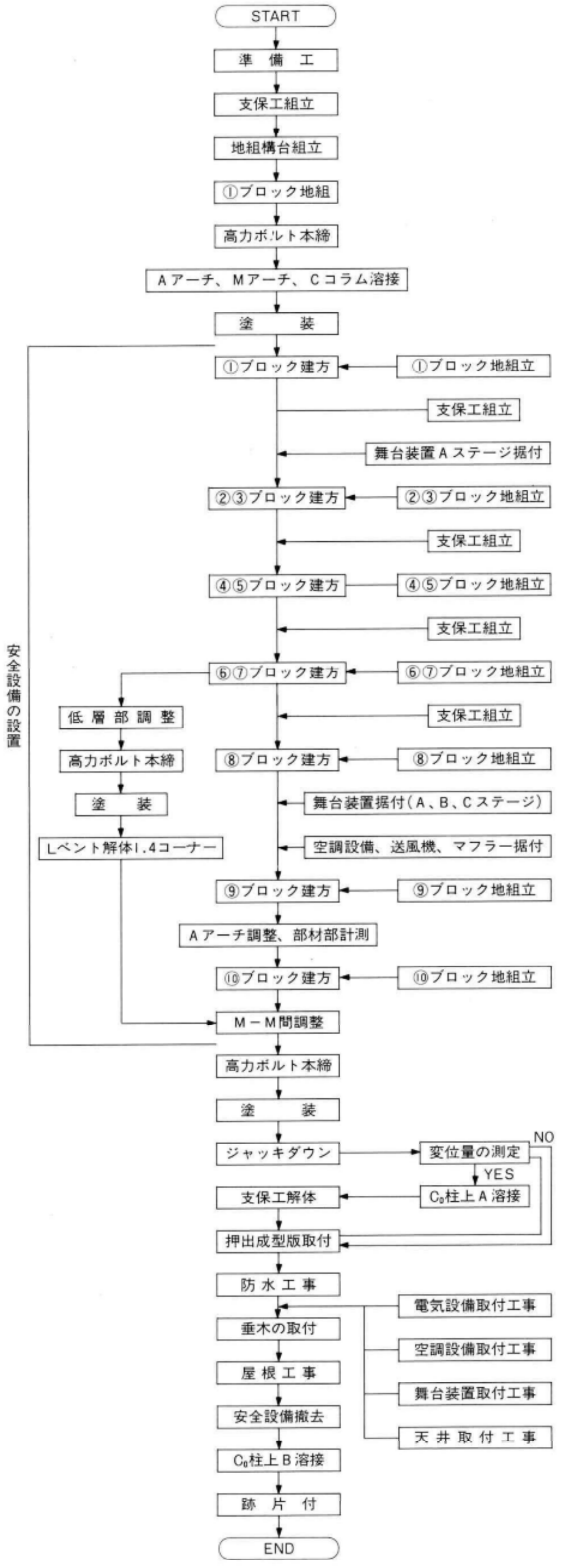


図-2　建方フローチャート図

面にはビルダーステージを取付け、足場板、手摺をビルダーステージから吊下げて、各トラスジョイント部の本締、および繋トラス、屋根面ブレース等の取付け、本締の足場とした(**図－5**)。

Mアーチの地組状況およびAアーチの架設状況をそれぞれ**写真－1**、**2**に示す。

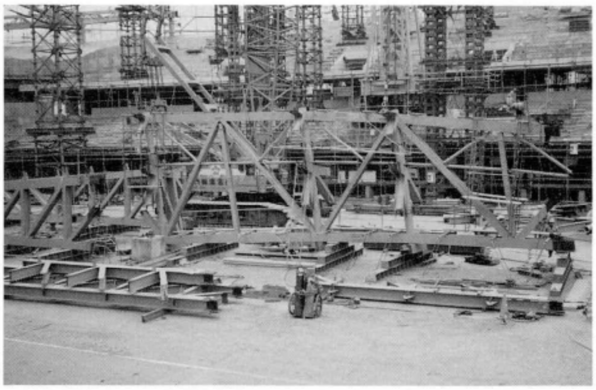


写真-1　Mアーチ地組状況

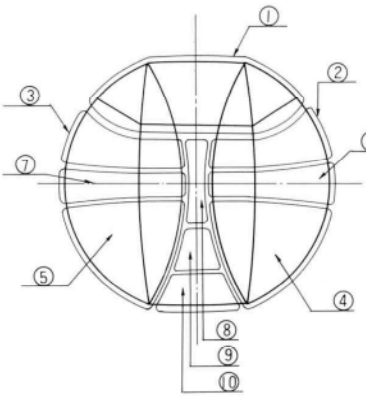


図-3　架設ブロック割図

写真-2　Aアーチ架設状況

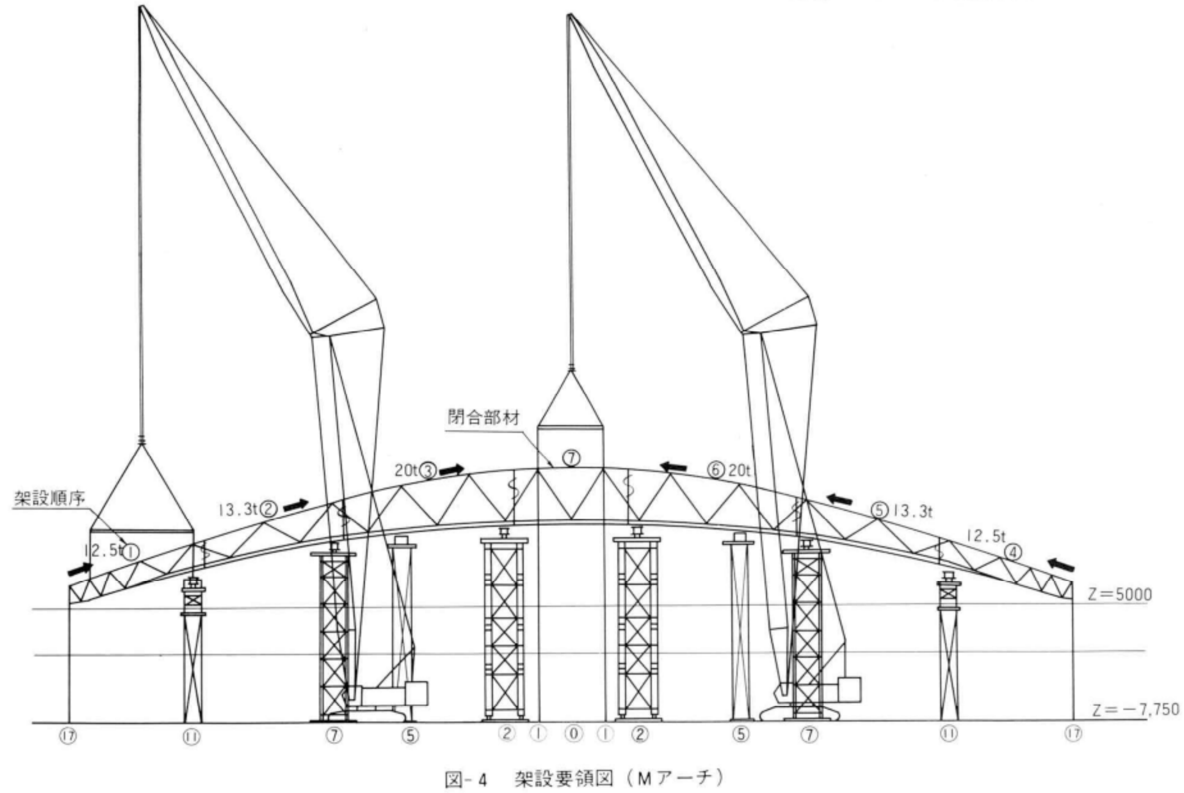


図-4　架設要領図（Mアーチ）

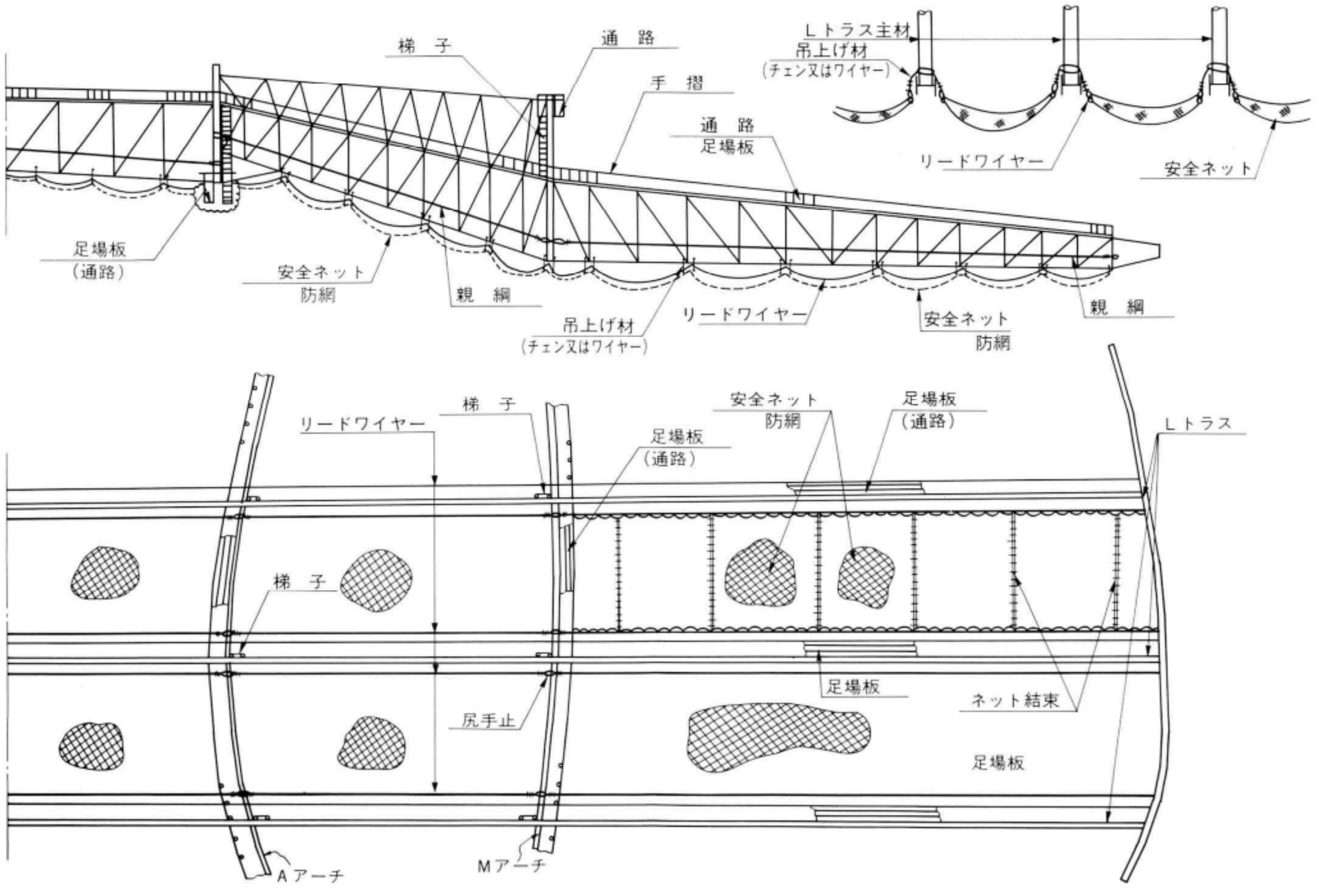


図-5　メインアリーナ仮設足場概要図

6. ジャッキダウン作業

(1) 概要

鉄骨の建方が主トラスおよび小梁迄完了した時点（形状調整、本締等完了）で、A、Mアーチのジャッキダウンを行う。この時M、CD間のLトラスの支保構は撤去する。ジャッキダウン時の支点支保工は、Aアーチ10箇所（No.5～14）、Mアーチ8箇所（No.1～4、No.15～18）合計18箇所とした（**図－6**）。各アーチ上の同位点（No.5、9、10、14）、（No.1、4、15、18）、（No.6～8、11～13）、（No.2、3、16、17）を同一ブロックとして作動させ、A、M両アーチについて、Aアーチを先行して扛下させ、次いでMアーチを扛下させる。

荷重除荷については、ジャッキを1㎜扛上することにより、そのジャッキ点の反力を知り、この反力を始点とし、5段階に分けて荷重の除荷を行う方法を採用する。

(2) 使用ジャッキ

使用するジャッキは、分離式油圧ジャッキ複動型とし、能力は想定される反力より、（A6、7、8、11、12、13）、（M2、3、16、17）ベント上に200t、他のベント上に

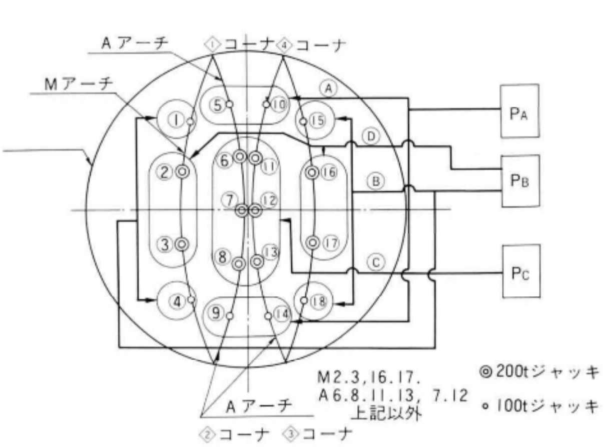


図-6　ジャッキ支点配置図

は、100 t ジャッキを設置した。

200 t ジャッキ　10台

100 t ジャッキ　8台

ストロークは、200 t ジャッキは220mm、100 t ジャッキは200mmとした。

(3) 電動ポンプユニット

ベント支点は18点であり各点のジャッキ反力が異なるため、ジャッキアップ時は異荷重同時上昇方式とした。これはジャッキ1台（または同反力と思われる系統）に対し、1台の同一仕様の油圧ポンプを使用する方式である。油圧ポンプ本体は、圧力が変化しても吐出量の変化の少ないプランジャーポンプであり、これを同時に始動させれば同一量の油を吐出するので、同仕様のジャッキは同速度で上昇することになる。また、各ポンプには各々圧力計が設けてあり、荷重計をセットすることにより正確な反力の把握が可能となる。

(4) ジャッキダウン時の載荷重

Co柱（親柱でA、Mアーチの基部）とA、Mアーチ間は、鉄骨組立時はボルトで堅結されるが、ジャッキダウン後、A、Mアーチ取合部内側を溶接し（A溶接）、メースを全面載荷後、同箇所の外側を溶接した（B溶接）。なおジャッキダウン時の鉄骨の死荷重は、小梁（メース受）迄とし、メースについては、M、CDアーチ間に所定の50～60%を載荷した。

(5) 計測要領および計測結果

ジャッキダウン時の各点の計測はつぎのように行った。まず、光波計を用いて計測点をフロア上にマーキングして、この点に下げ振りを下げ、その後メジャーにより変位を測定した（**図－7**）。Co柱の移動量に対しても、ジャッキダウン前の沓位置をマーキングし、ジャッキダウン後メジャーを当てて計測することにより求めた。計測結果を**表－3**に示す。

写真-3　移動量の測定状況

ジャッキダウン後の荷重反力は、多少の部材の変更はあったものの、単位面積あたりの荷重強度が、当初予想した値と比較してたわみ量に影響を与えるようなものではなく、ほぼ同等と判断できる数値で終了した。また、Co柱上のA、Mアーチ移動量は、予想値の35mmにおさまった。

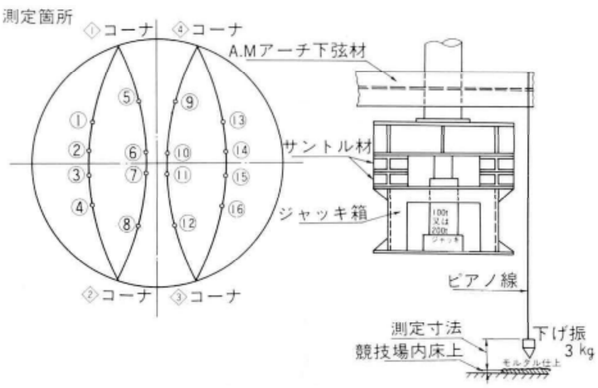


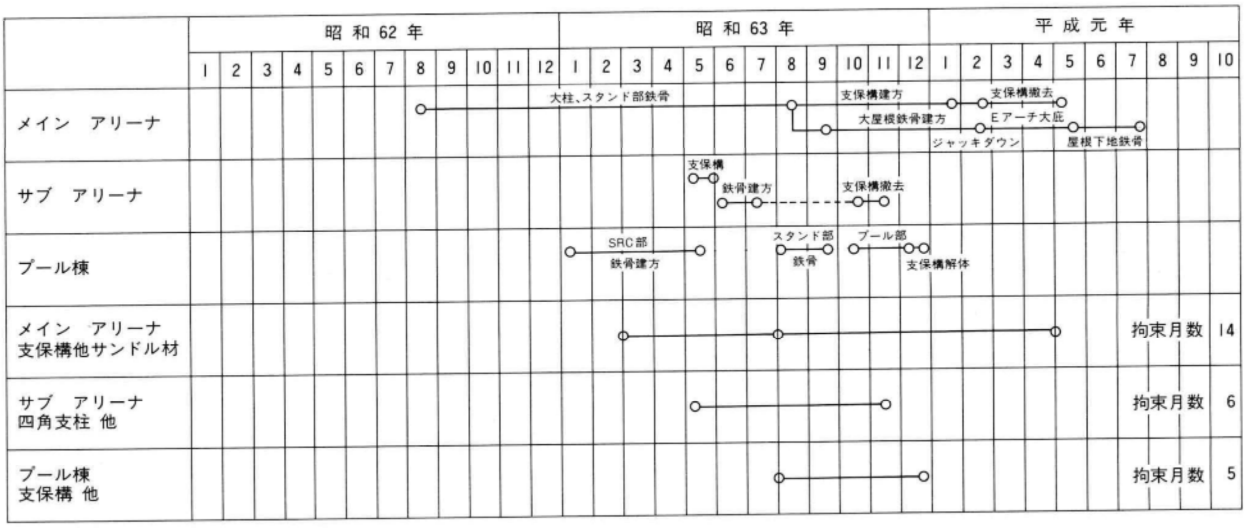
図-7　変位量測定要領図

表-3　A、Mアーチ変位表

（単位：mm）

測点	1 mm打上	荷重10% 除　去	荷重30% 除　去	荷重50% 除　去	荷重70% 除　去	荷重90% 除　去	荷重100% 除　者
1	＋7	－6	0	－27	－48	－73	－97
2	＋7	＋5	－3	－35	－62	－91	－118
3	＋7	＋5	－4	－36	－64	－93	－119
4	＋6	＋6	＋2	－25	－48	－74	－97
5	＋7	＋6	0	－23	－42	－65	－89
6	＋5	＋4	－2	－31	－53	－80	－105
7	＋5	＋4	－1	－30	－51	－78	－102
8	＋10	＋9	＋5	－18	－34	－57	－78
9	＋5	＋4	＋1	－25	－45	－69	－93
10	＋5	＋4	－2	－32	－54	－81	－106
11	＋5	＋4	－2	－31	－52	－78	－103
12	＋3	＋3	－1	－23	－40	－61	－80
13	＋6	＋6	＋2	－27	－49	－76	－102
14	＋5	＋3	－6	－43	－71	－101	－128
15	＋6	＋3	－7	－40	－68	－97	－122
16	＋6	＋5	－2	－29	－50	－75	－94

表-4　鉄骨建方工事工程表



7．工　程

メインアリーナの実施工程は、着工が種々の事情により遅れはしたが、当初予定どおり平成2年4月のオープニングを迎えようとしている。**表－4**に本工事の実施工程を記す。

8．あとがき

本体育館の施工計画着手当時は2段アーチという構造のため、アーチを精度良く組上げることに注意が向けられ、アーチ先行形の案にとらわれた。しかし、与えられた工程を守るためには、片押しの工法で、地組と架設を平行して行わなければならず、工法の採用、架設手順の決定に熟慮が必要であった。この点で御指導を頂いた木村俊彦先生、清水建設㈱建築本部越田氏、東京都体育館共同企業体早川、高橋両氏他の皆様方に深く感謝申し上げます。施工後、約1年経った現在、アーチの断面は異なるが､同形式のアリーナを町田において建設中であり、これも東京体育館工事の賜物と思い、安全なる工事の竣工を確信しています。本報告が今後同タイプのアリーナの事例となれば幸いです。

報　告

東京外かく環状道路　南浦和跨線橋の架設

Construction of Minamiurawa Overbridge of Tokyo Outer Ring Road

菅井　衛* Mamoru SUGAI　寺田喜昭** Yoshiaki TERADA　泉　文也*** Fumiya IZUMI　佐直信次**** Nobutsugu SAJIKI

Summary

The construction of the Minamiurawa overbridge presented one of the most difficult challenges within the Tokyo outer ring road construction project which is now under way, thus demanding more highly advanced construction techniques than are generally employed. A total of 2,800 tons of steel was used to construct the four individual bridges which make up the overbridge. The ironwork was put into place without obstructing the space under the bridge which is heavily used by road and railway traffic.

This report summarizes the construction of the bridge, and discusses in particular the launching erection of the girder for the outer track of the road, which is the widest and the heaviest component of the bridge.

1．まえがき

ここに報告する東京外かく環状道路・南浦和跨線道路橋架設工事は、建設省関東地方建設局、日本道路公団第一建設局より委託を受けた東日本旅客鉄道株式会社東京工事事務所の設計・施工管理のもとに施工され、平成元年6月に無事竣工をむかえたものである。

本工事は、東京外かく環状道路の東北本線・京浜東北線の跨線部に自動車専用道および一般国道298号の各上下線桁4連を架設するものであり、桁下が線路および市道でほとんど使用できないため、初めに最も幅員の広い自動車専用道下り桁を手延送出し工法で架設し、次にその桁上を組立ヤードとして残り3連を縦取り組立後、横取り降下工法で架設を行った。

本文は自動車専用道下り桁の架設を中心に工事の概要を報告するものである。

表-1　橋りょう概要

	自動車専用道		国道298号線	
	上り線 SR	下り線 SL	上り線 KR	下り線 KL
道路規格	1種3級		4種1級	
型式	2径間連続鋼床版箱桁 （2主箱桁）	2径間連続鋼床版箱桁 （3主箱桁）	2径間連続鋼床版箱桁 （2主箱桁）	
橋長	125.925m		125.843m	125.778m
支間長	59.450m＋65.500m		59.512m＋65.531m	59.456m＋65.521m
有効幅員	16.128m～9.750m	22.374m～16.483m	8.250m＋3.500m	
活荷重	TL－20、TT－43		TL－20	
腹板高	2.380m～2.420m		2.380m～2.420m	
腹板間隔	2.000m		2.000m	
鋼重	649t	916t	616t	616t
架設順序	③	①	②	④
架設工法	クローラクレーン 工事桁上組立縦移動 旋回・横取り・降下 工法	クローラクレーン 工事桁上組立 手延送り出し・降下 工法	クローラクレーン 工事桁上組立縦移動 旋回・横取り・降下 工法	クローラクレーン 工事桁上組立縦移動 旋回・横取り・降下 工法

*　宮地建設工業㈱東京支店工事部計画第一課長
**　宮地建設工業㈱東京支店工事部工事課課長補佐
***　宮地建設工業㈱東京支店工事部工事課係長
****　宮地建設工業㈱東京支店工事部計画第一課主任

2．計画および設計概要

本橋りょうは、京浜東北線蕨駅と南浦和駅のほぼ中間に位置し、上野方から国道298号上り（ＫＲ）、自動車専用道上り（ＳＲ）、同下り（ＳＬ）および国道298号下り（ＫＬ）のそれぞれ独立した4連の桁からなっている。

3．自動車専用道下り（ＳＬ）桁架設

(1) 工法概要

本連はスパン59.45ｍ＋65.5ｍ、総重量916ｔの2径間連続鋼床版箱桁（3主箱桁）からなり、架設工法は、手延送出し工法を採用した。桁の組立ては、Ｐ12橋脚の練馬側に延長約110ｍの工事桁設備を設けて行い、供用中の芝人道橋が架設に支障するため桁送り出しラインを上野方へ2.5ｍずらし、芝人道橋撤去後、桁を正規の位置へ横取り据付けた。

表-2　全体工程

種別＼年度		昭和60年度	昭和61年度	昭和62年度	昭和63年度	平成1年度	記　事
工事用踏切							軌道工事含む
下部工	P13						
	P14						
上部工	国道下り桁						W＝616t
	専用道下り桁						W＝916t
	専用道上り桁						W＝649t
	国道上り桁						W＝616t
芝人道橋撤去							W＝160t

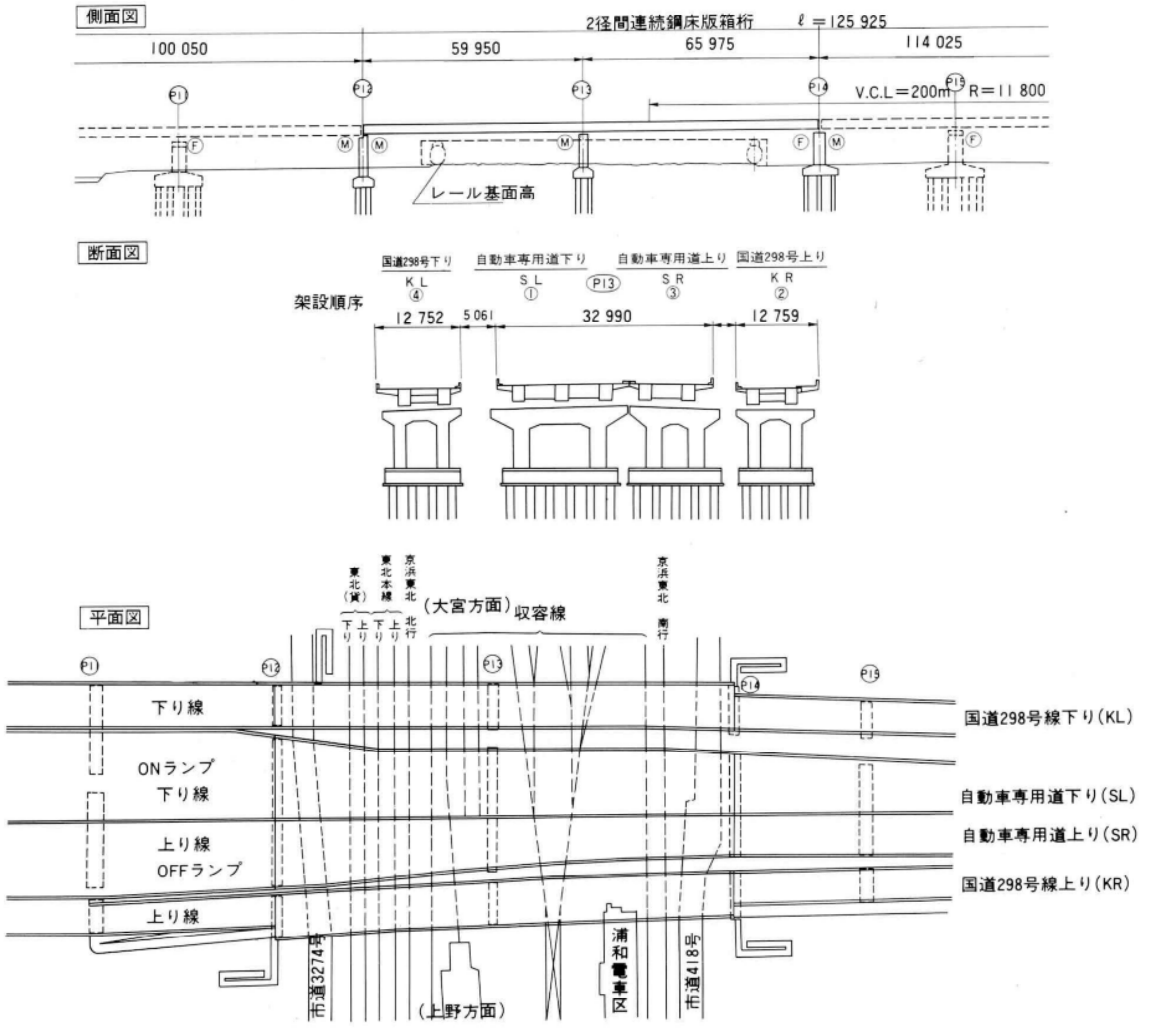


図-1　橋りょう一般図

(2) 桁組立ヤード

桁組立は､桁および手延機を一括組みするスペース(約160m)確保が現地の種々の条件より難しく、1径間+手延機の長さを有するヤード(約110m)で1径間づつの分割組立・送出し方法とした。

工事桁には腹板高2mの鈑桁を使用し、1箱桁毎に2主桁、計6主桁とし、1径間に2基ベントを設けた。また送出し後の降下量を少なくするため、工事桁天端高を既設橋脚高さ+500mm程度におさえ､P10～P12橋脚廻りは、フーチング上にあらかじめ受台コンクリートの施工を依頼し、ベントを設け工事桁端部を支持した。

中間ベントについては、地質条件が悪く、地耐力が期待できないため杭基礎(H300、ℓ=19m)を使用した。

(3) 桁組立

桁組立は、前述のとおり全長分の組立ヤードが確保できないため、全12ブロックを7ブロックと5ブロックの2回に分割した。

組立用クレーンは､150t吊クローラクレーンを使用した。

組立時のキャンバー管理は、桁組立、鋼床版溶接を2回に分けて行うため、溶接後の収縮量等を加味し、各架設段階毎にキャンバー高を算出して行った。

(4) 桁送出し

桁送出しは以下のステップで行った。

① 第1回送出し(P12～P13間L=50m 自走台車

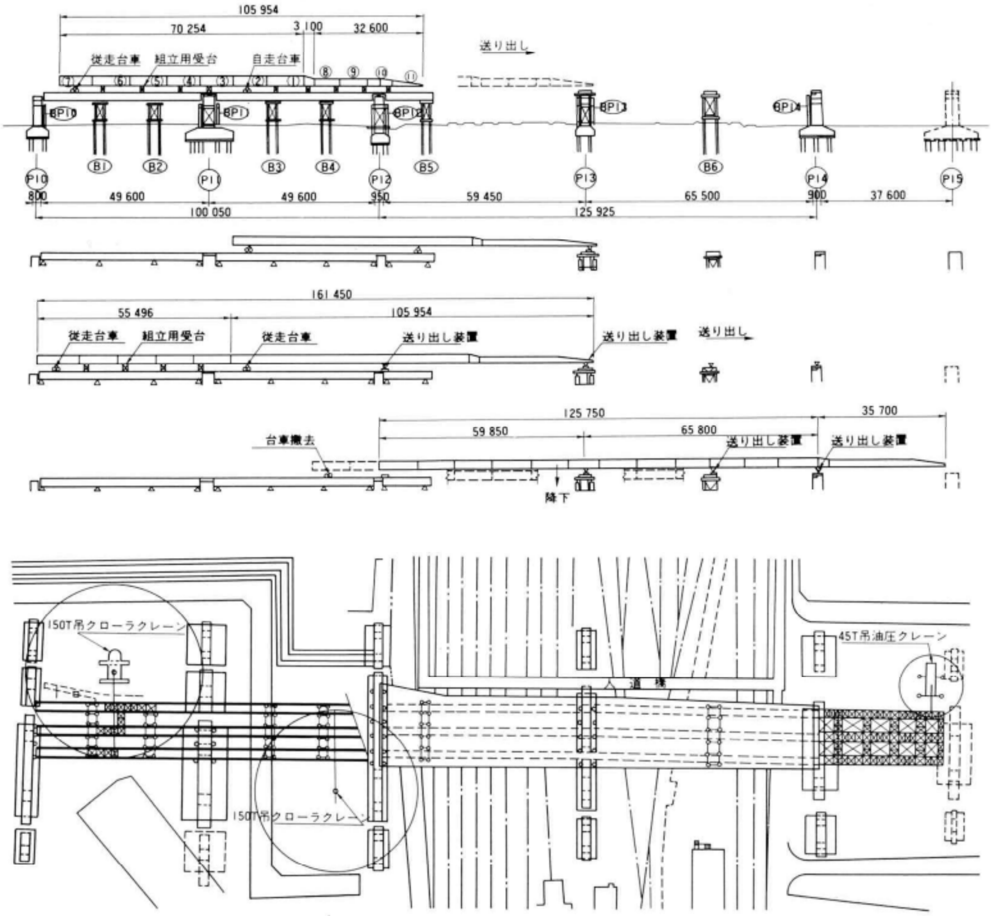


図-2 SL桁架設一般図

使用）——東北客・貨の上下線および京浜東北北行線上

② 桁旋回

③ 第2回送出し（P13～B6間L＝35m 送出し装置使用）——収容線上

④ 第3回送出し（B6～P14間L＝31m 送出し装置使用）——京浜東北南行線上

⑤ 第4回送出し（P14～完了までL＝38m 送出し装置使用）

原則として手延機先端が本線上空を横断する場合は、夜間線路閉鎖・キ電停止間合で行い、段取替等の仮置時は、手延先端部を跳出し状態にしないこととした。ただし、収容線内は常に電車が留置されており、昼夜の作業条件が変わらないため、収容線上空通過時の作業は昼間作業とした。

第1回の送出しは、距離が50mと比較的長く、キ電停止間合がAM1：40～3：30と短いうえに1間合で送出しを完了させるため、送出し速度の速い自走台車を使用した。

また、第1回桁組立部と第2回組立部で折れ角がついており、送出し方向が異なるため、第1回送出し後桁の旋回作業が必要となる。旋回作業は後部台車を支点としてP12脚上に構台を組み、油圧式送り台を用いて行った。

写真-1 SL桁送出し状況

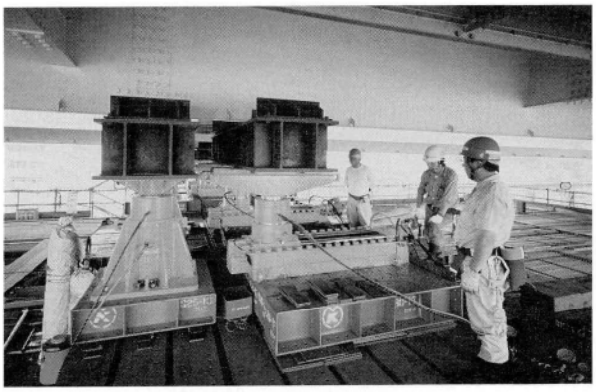


写真-2 送出し設備

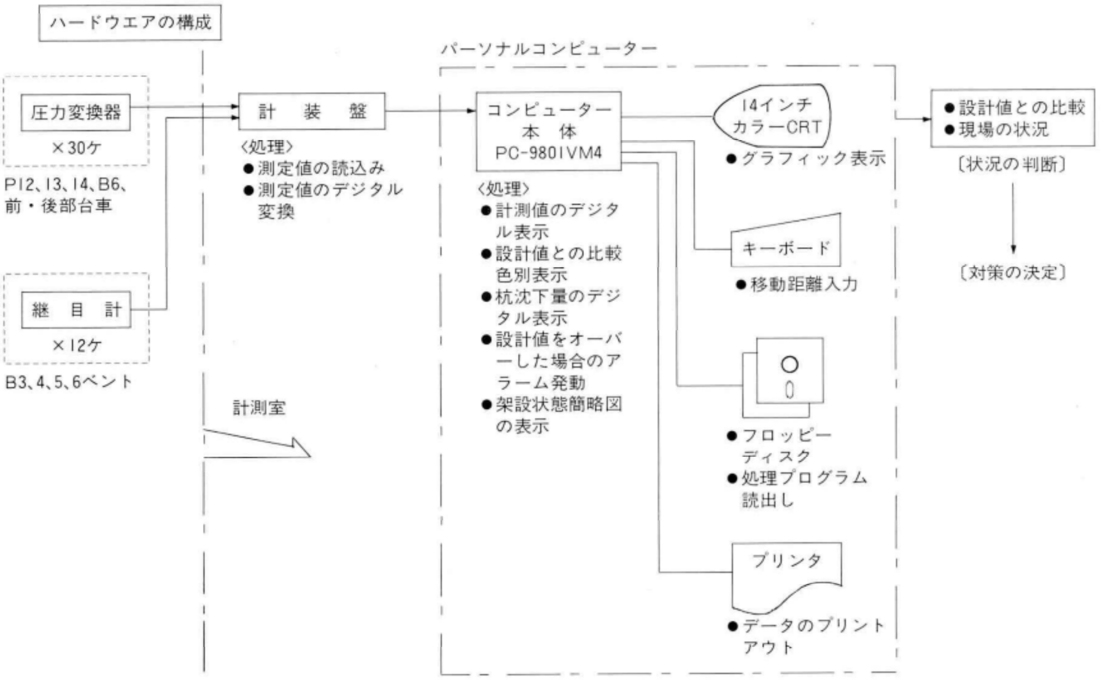


図-3 反力管理システム図

(5) 反力管理

本桁は、前述のとおり2径間連続3主箱桁構成であり、送出し時の支点数が最大30支点と非常に多く、比較的広範囲で、かつ長時間の作業となる。そのため、従来の様なライナー量の調整による1箇所ごとの管理法では能率的でなく、各段階での総合的な判断が難しいという問題があった。そこで本工事においては、架設時の各支点反力およびベント杭の沈下量について集中的な管理を行うこととし、より安全で能率的な作業をめざした。

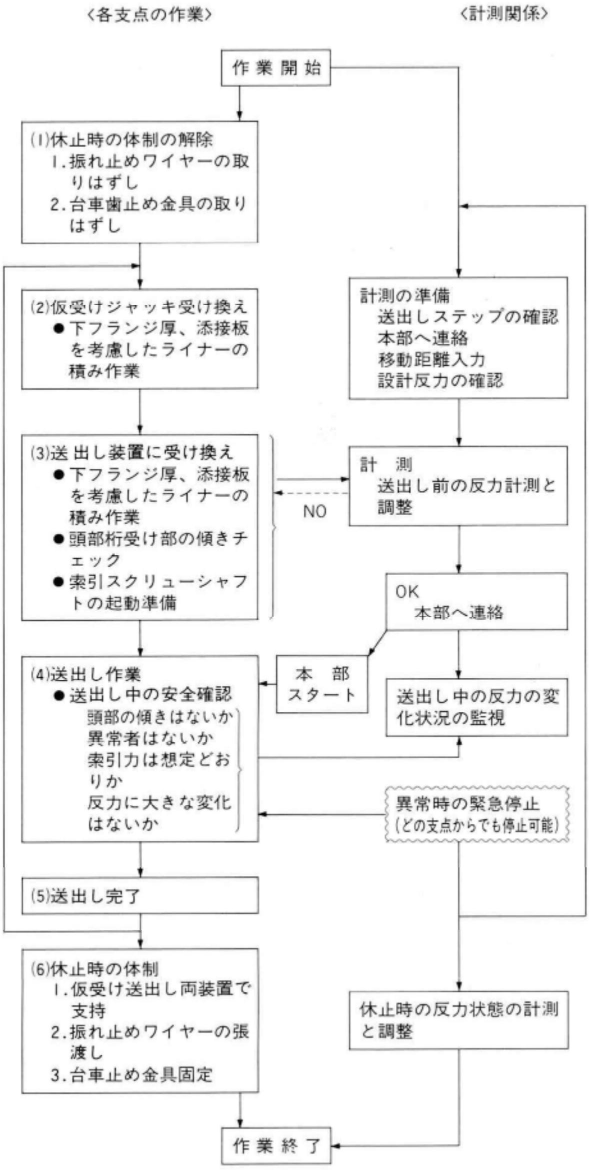


図-4　送出し作業と管理システム要領図

管理内容は、

① 鋼ベント支持杭の沈下量、

② 台車上鉛直ジャッキ反力、

③ 送出し装置鉛直ジャッキの反力、

を電気的に抽出し、計装盤とパーソナルコンピューターを利用して行った。

(a) システムの概要

1) ハードウェア

ハードウェアの構成を**図－3**に示す。支点反力については送出し装置および台車の鉛直ジャッキの油圧力を測定し計装盤からパソコンに測定値を導き、設計値と比較させることとし、また杭の沈下量については、杭頭部にセットした継目計の変位量を測定し、計装盤からパソコンに測定値を導いている。

油圧力の拾出しは、ひずみゲージ式圧力変換器を使用して行い、測定値は計測室に設けた計装盤でデジタルに変換してパソコンと接続している。パソコンには、カラーＣＲＴとプリンターを装備して、測定値と設計値の比較と全データのプリントアウトを行っている。

2) ソストウェアの構成

ソフトウェアの構成は**図－5**のとおりである。処理メニューは設計値登録処理、計測処理およびデータ処理か

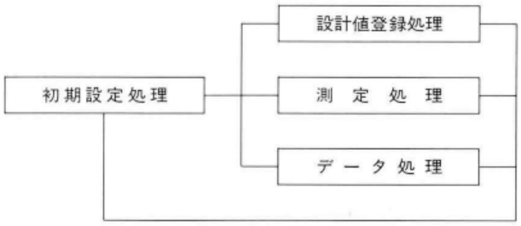


図-5　ソフトウェア構成

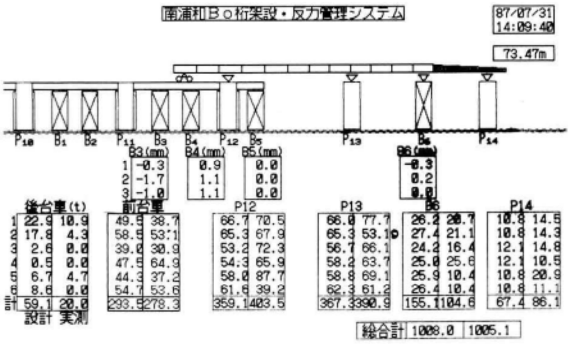


図-6　データプリントアウト例

らなる。3者は初期設定処理を通じて、独立連携の演算を行う。設計値登録処理は、格子理論で計算した架設時支点反力のインプットを行い、測定処理で常時各支点の反力を測定し、設計値と並べてデジタル表示させている。データ処理では、計測員の指示により実測データの記憶と、プリントアウトを行っている。

(b) 計測の内容

1) 計測箇所

計測箇所を**表－3**に示す。

2) 計測ステップ

自走台車による送出しの際は5m移動毎に、送出し装置による送出しの際には1ストローク(950mm)毎に測定を行った。

3) 計測時のディスプレイ

計測時のディスプレイには、各支点の反力を架設段階に合わせ、設計値と並べてデジタル表示させた。各実測値の表示は、設計値との比により**表－4**の様に3色に色分けした。また数値の他に架設状態簡略図を表示させ、架設状況が視覚的にわかるようにした。

(c) 計測結果

1) 自走台車による送出し

前・後部台車の各々の合計反力はほぼ設計値どうりであったが、各台車の断面方向6支点では、送出し中非常に大きい変化が見られた。これは、工事桁のたわみ、軌条の不陸に対して桁の剛性が大きいため、不均等が生じたことによるものと思われる。

2) 送出し装置による送出し

送出し装置による作業に関しては、自走台車による送出し作業に比較して反力調整が容易なため、ほぼ設計値どうりに作業を行うことができた。

以上のように、送出し作業はほぼ設計値どうり行うことができた。また、桁の架設時応力計算の中で、腹板の座屈照査の際、不均等係数を1.5と定めたが、自走台車による送出し時や送出し装置の仮受ジャッキとの盛替時の作業性を考慮すれば妥当な数値であり、このことから剛性の高い箱桁に関しては同程度の不均等係数を考慮した検討を行えば充分であると考えられる。

(d) 杭沈下量

各ベントの杭の沈下量は最大で1.7mmと極めて小さいものであり、荷重通過後はほぼ復元していることから、杭の設計・施工は適性であったと考えられる。ただし、今後の留意点として、降雨等により多少の変位が見られた

表-3 計測箇所

		計測箇所	箇所数	1箇所当り支点数	計測点数	単位	計測範囲
反力	送出し装置	P12・P13・B6・P14	4箇所	6点	24点	ton	0~311
	台車	前部・後部	2箇所	6点	12点	ton	0~200
杭沈下量		B3・B4・B5・B6	4箇所	3点	12点	mm	0~ 50

表-4 実測値の色分

実測値の設計値との比	色分
設計値未満	白
設計値の100~120%	緑
設計値の120%以上	赤

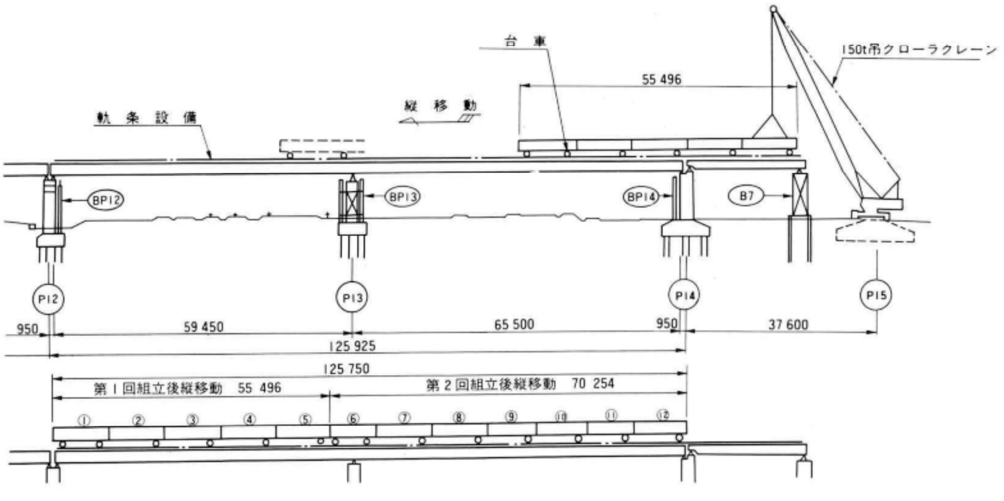


図-7 KR桁架設一般図

ことから、継目計の取付固定方法および養生を確実に行う必要があると思われる。

(e) 反力管理システムの導入

本工事では、桁送出しの管理に当社で開発した反力管理システムを採用している。特に、今回のような多支点の場合には、反力管理システムを導入することにより、各支点の反力状況が総合的かつ迅速に把握できるようになった。そのため、事前に断面応力度の許容値から不均等反力の許容量を計算しておき、各橋脚の係員と連絡しあうことにより、工事の安全性を高めることができた。また、盛替え作業や送出し作業等すべての作業が直接計測作業と結びついて行われることから、各支点の作業に統一が計られ、単独の誤った作業をすることがなくなった。

以上のように、反力管理システムを導入したことにより、送出し時の反力管理のみでなく、作業全体の管理が可能となり、安全作業につながるという成果が得られた。

4．国道298号上り（ＫＲ）桁架設

(1) 工法概要

本桁はスパン59.512ｍ＋65.531ｍ、総重量616ｔの２径間連続鋼床版箱桁（２主箱桁）である。

架設は、架設済のＳＬ桁を工事桁として１ブロックづつ組立てながら逐次縦移動して組立て、旋回後据付位置まで横移動し降下据付けを行う工法を採用した。

組立ヤードはＰ10～12間の桁架設工事開始によりヤードとして使用できないため、反対側のＰ14～Ｐ15間に設けた。

(2) 組立ヤード（Ｂ）

本ヤードは、軌条間隔がＳＬ桁腹板間隔に合わせているため広く、工事桁と軌条ラインが平行でない事、ＳＬ桁の正規位置への横取りにより軌条を移動する事および後の芝人道橋撤去等においてクレーンをヤード上に載せて作業する事など用途が広いため、工事桁を10主桁とし全面覆工板敷とした。

また、Ｐ14支点部は、ＳＬ桁の仮据付け高に合わせるためあご掛け構造とし、Ｐ14橋脚に直接載せた。

(3) 桁組立

桁組立は150ｔ吊クローラクレーンを使用し、１ブロッ

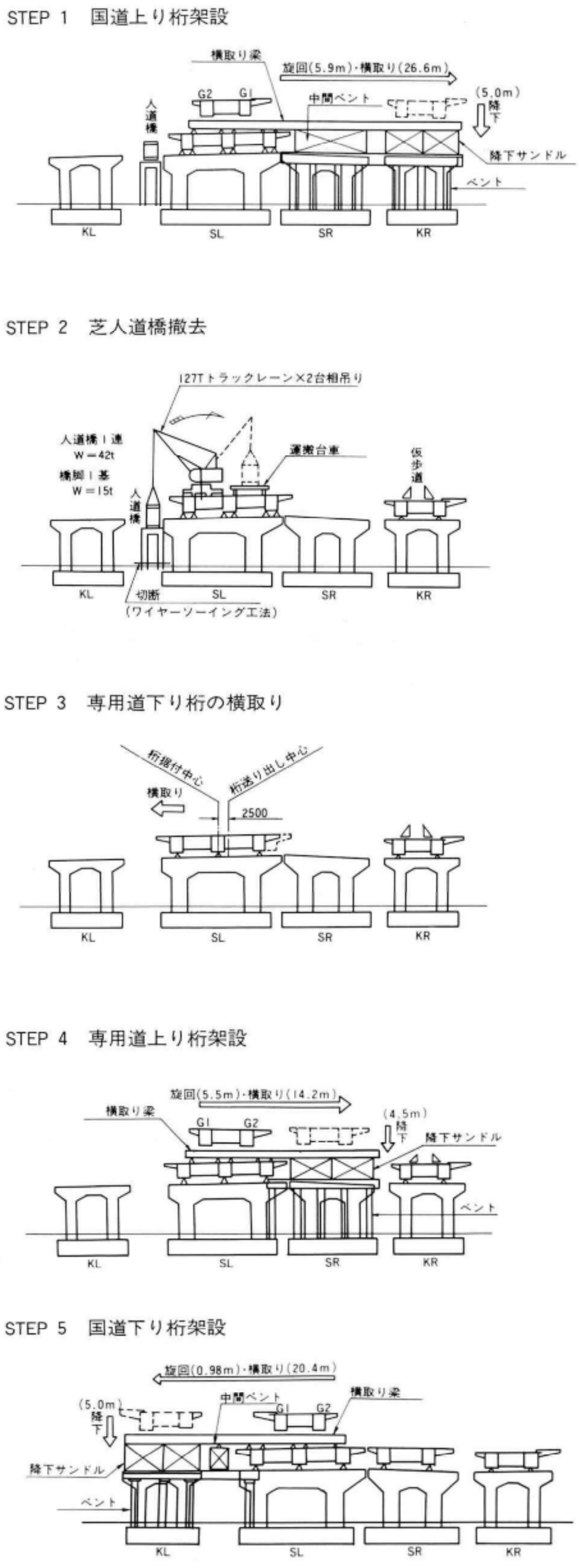


図-８ 架設段階図

クづつ台車上で組立て、縦移動～組立を繰返し行う。縦取りは水平ジャッキとし、レールクランプを併用して行った。

桁全体の縦取りは、支点数が非常に多く反力の不均等が予測されることから、5ブロックと7ブロックの2回に分けて行った。また、組立時の方向性確保のため最初の5ブロック組立後、次の6ブロック目を仮添接し、縦取り時にJ5部で切離し、それを基準に残りの6ブロックを組立てた。

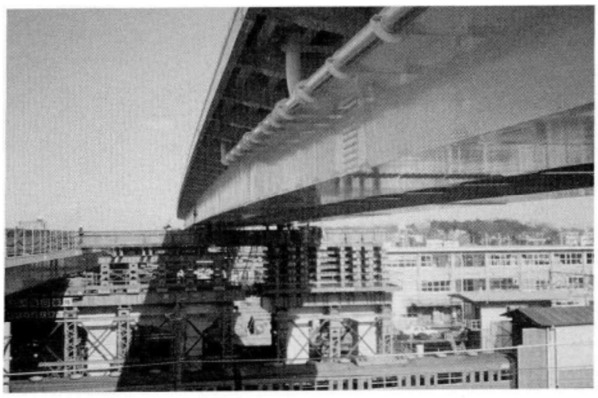


写真-3　KR桁横取り状況

(4) 旋回・横取り・降下

本桁の組立において、SL桁下は営業線であるため、桁および足場をSL桁ヤード内からはみ出さないように桁組立中心線を決定したため、据付中心線と組立中心線が平行にならない。そのため桁横取り作業前に桁旋回を行った。

旋回には油圧送り台を使用し、P14上のG1桁支点を旋回中心として5.9m旋回した。旋回中心部は、ジャッキ底面をテフロン加工したスライドジャッキを使用し、縦横方向の移動を拘束するストッパーを施した。

桁横取りは滑り架台と水平ジャッキを使用し26.6m横取りし、ジャッキダウンを行い桁を据付けた。

5. 芝人道橋撤去

KR桁上の仮歩道の供用開始にともない、芝人道橋の撤去を行った。

芝人道橋は、跨線部は支間24mのフィレンデール桁4連、斜路部は3径間連続鈑桁および階段桁からなっている。

(1) 跨線部桁撤去

跨線部の桁撤去は、SL桁上に127t吊トラッククレーン2台を据付けて相吊りで行い、桁上の台車に載せ、Bヤード上へ縦取りし、200t吊油圧クレーンで取り降ろした。

桁撤去作業はすべて、夜間の線路閉鎖・キ電停止間合の時間帯で行った。

(2) 跨線部橋脚撤去

線間内の跨線部橋脚の撤去方法については、線間内で線路に近接しており、斫り用の足場等が設置できない事およびP1橋脚は京浜東北北行線に近接しており、撤去は夜間線路閉鎖・キ電停止間合の短時間で行わなければならない事等を考慮して、ワイヤーソーイング工法によりフーチング上部の脚柱を切断し、SL桁上へ吊上げ撤去する工法を採用した。

ワイヤーソーイング工法は、スチールワイヤーにダイヤモンド砥粒層を有する切削用ビーズおよび同ビーズより小径のスペーサーを一定間隔に組込んだダイヤモンドワイヤーソーを切断対象物に巻きつけ、両端部を接続しワイヤーソー駆動機によって循環駆動させ、張力を与えながら主に鉄筋コンクリート構造物を切断する工法であり、次の特長を有している。

① 切断面積の大小を問わない。
② 切断対象物の形状を問わない。
③ 正確な切断が可能。
④ 切断部と駆動機を離して設置でき、高所、狭い場所、水中での作業が可能。
⑤ 騒音、振動、粉塵がない。

本工事に於ては、特長を良く活かした施工ができた。

6. SR、KL桁の架設

残り2連SR、KL桁の架設はKR桁と同様の方法で行った。

7. あとがき

本工事は、架設作業全般が鉄道の営業線上、収容線上および市道上という極めて厳しい環境下で、長期間にわたって多種多様な工種が錯綜し、緊張の連続の中で無事竣功を迎える事が出来ました。

本工事で得られた経験やデーターを今後にフィードバックする事が我々の使命と感じています。誌上を借りて、監督御指導頂いたＪＲ東日本東京工事事務所土本四課石丸主任技師、吉永係長、大宮工事区、鉄建建設㈱を始めとする関係各皆様方に、深く感謝し、お礼を申し上げます。

グラビア写真説明

東京都第二本庁舎

新宿副都心への新都庁舎移転が確定後、設計コンペにより、基本設計は丹下健三・都市・建築設計研究所の案が採用され、引き続き実施設計が行われた。

新庁舎は、第一本庁舎・第二本庁舎と議会棟から成り、それぞれが空中歩廊により連絡されている。建物の総床面積は37万m²、使用鋼材は８万トンにおよぶ大プロジェクトである。平成３年春の移転により職員だけでも１万数千人が収容されることとなる。

当社は上記の内、第二本庁舎の高層棟部分の約1/4を製作した。短工期のため、製作ファブは工程遵守に苦労をしたが、幸い当社はトラブルもなく無事施工することが出来た。（永瀬）

アーバンネット大手町ビル

東京、大手町の中心に巨大なビルが出現した。大きなビルの林立する大手町にあって、このビルが群を抜いて大きく見える事から、その巨大さがわかろう。高さこそ22階とそれ程高くないが、80ｍ四方の建築面積は他を圧倒している。突然、巨大なサイコロが東京の真中に現れたような錯覚に陥ってしまう。やがて、このビルが吸い込むであろう、人、物、情報の量もまた尨大なものになろう。

このビルは、世界の金融市場として、年々重要性を増す東京にその需要に応えようとして、旧東京市外電話局の跡地に計画されたものである。これまでのビルと異る二つの特徴を挙げることが出来る。一つは、内部に最上階まで達する半円形の吹き抜けがある事である。こういった形状の吹き抜けは、恐らく初めてであろう。二つめは、平面が正方形ではあるが、もっと正確に言うと正方形の４隅のうち二つの大通りに面する１隅を切り落としたような形になっている事である。そしてこの部分の１階が玄関になり、二つの大通りに対して見事にこのビルの顔になっている。（西原）

報　告

パイプアーチ構造をしたゴルフ場防球ネットの施工

Construction of a Pipe Arch Golfball Shelter

清宮昭夫* Akio SEIMIYA　植木剛正** Takemasa UEKI　小林紀夫*** Norio KOBAYASHI

Summary

This paper introduces a golfball shelter designed to protect pedestrians and cars on a road crossing a golf course from flying balls.

The ball shelter consists of wire netting on a framework of pipes connecting laterally-arranged 3-hinge piped arches. Constraints arising from the short construction period of three months made it difficult to determine the configuration of the arches and also to determine the work procedure at the construction site.

1．まえがき

エーデルワイスゴルフクラブは、埼玉県毛呂山町の丘陵に、平成元年の8月にオープンしたゴルフ場である。

コース内には町道が走っており、その一部はドライビングレンジ（練習場）と18番グリーンに挟まれている。

本工事報告は、その町道の通行人および車輌を飛球から守る為に、ゴルフクラブが設置した防球ネット工事の概要に関するもので、当社にとって本格的な防球ネット工事は初めてのものである。

なお、当ゴルフクラブ造成工事は、クラブハウスの建築も含めて、鹿島建設株式会社が施工した。

完成状況を**写真－1**および**写真－2**に示す。

2．工事概要

発注者	鹿島建設株式会社
工事名	エーデルワイスゴルフクラブ造成工事
工事箇所	埼玉県入間郡毛呂山町
工　期	自　昭和63年8月6日
	至　昭和63年12月30日
道路線形	平面　R＝140 m～∞～90 m
	縦断　7％～10％
構　造	道路上の防球シェルター
	①　3ヒンジアーチ（24本）
	アーチ間隔　7 m
	アーチ半径　①～④通り　R＝30 m～11 m

写真-1　完成状況（カルバート部側）

写真-2　完成状況（㉔通りを望む）

*　千葉工場工事部付課長
**　千葉工場工事部工事課
***　松本工場製造部生産設計課係長

⑤~㉔通り　R＝11m

使用材料　Pipe＝216.3φ×8.2 (STK41)

② 母屋（約500本）

平均スパン　7 m（単純梁）

母屋間隔　1 m

使用材料　Pipe＝101.6φ×3.2 (STK41)

③ 金鋼（2990m²）

ビニール被覆金鋼3.2×25mm

総重量　56.4t

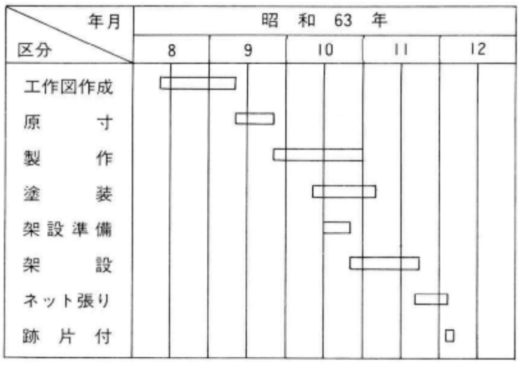
総延長　159m

施行範囲　工場製作、工場塗装（上塗りまで)、運搬、架設、現場塗装（継手部)、金鋼張付け

3．工程

表－1に全体工事工程表を示す。

表-1　工程表



4．構造詳細

設計図を基に、次の点に留意して工作図を作成した。

(1) アーチ基礎高の決定

アーチ長さの種類を少なくするため、アーチ中心角は30分単位とした。

(2) ベース囲り

架設時の支間固定と転倒防止に若干手間を要するが、ベッドプレートなしの後アンカー方式とした。

ベッドプレートを先行設置し、アーチ付ベースプレートをセットボルトで連結する方式も考えられたが、ディテールが複雑になることと、基礎巾が大きくなることで不採用とした。

(3) 道路上への落球防止

①通りでは母屋をカルバートまでのばし、㉔通りでは高さ2mのアーチ型枠組を設けて金網を張り、道路上への落球を防止した。

図－1に防球ネット工事一般図、**図－2**に標準部の構造詳細図を示す。

5．製作

(1) 原寸

母屋の長さはＣＡＤとポケットコンピューターで相互に確認した。また、母屋取合い用ガセットプレートは、縦断勾配と平面線形による展開をして形状を決定した。

(2) 加工

アーチパイプは、曲げ加工後に切断し、その後小物を溶接した。

(3) 検査

アーチパイプを平面に組立て、支間とライズを確認した。

(4) 塗装仕様

製品ショットブラストで下地処理を行った後、以下の仕様で工場塗装した。

① エッチングプライマー

② 鉛糸錆止めペイント2回塗（下塗）

③ 長油性フタル酸樹脂塗料（中塗）

④ 　同　上　　（上塗）

6．現場施工

(1) 施工条件

① 工事区域内の町道は全面交通止が可能である。

② 町道は12月1日から供用開始するので、一部のネット張り工事を除いて、11月中に工事完了とする。

③ 製作工程に余裕がない。。

以上の条件により、工程を最優先として全工区を5分割し、4回の施工単位で製作→輸送→架設を行った。施

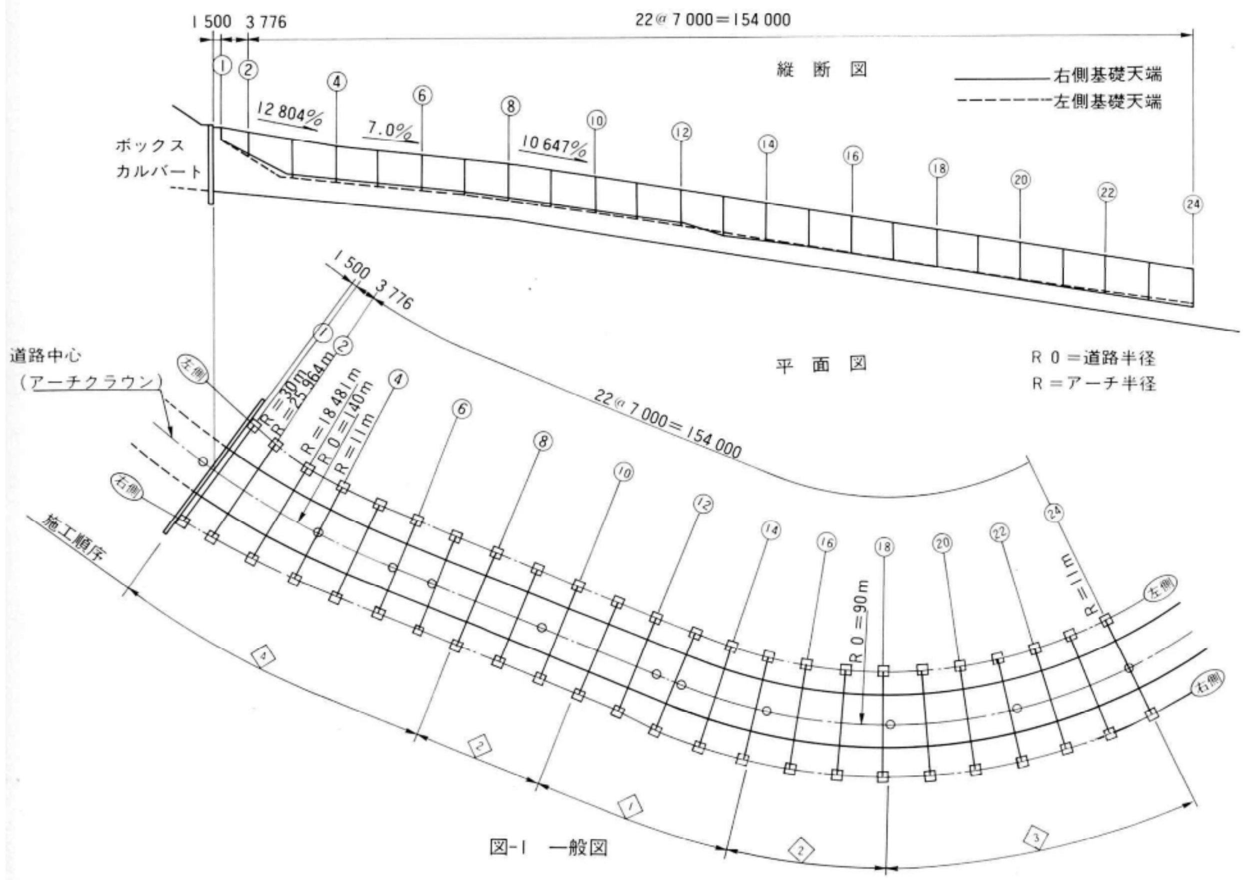


図-1 一般図

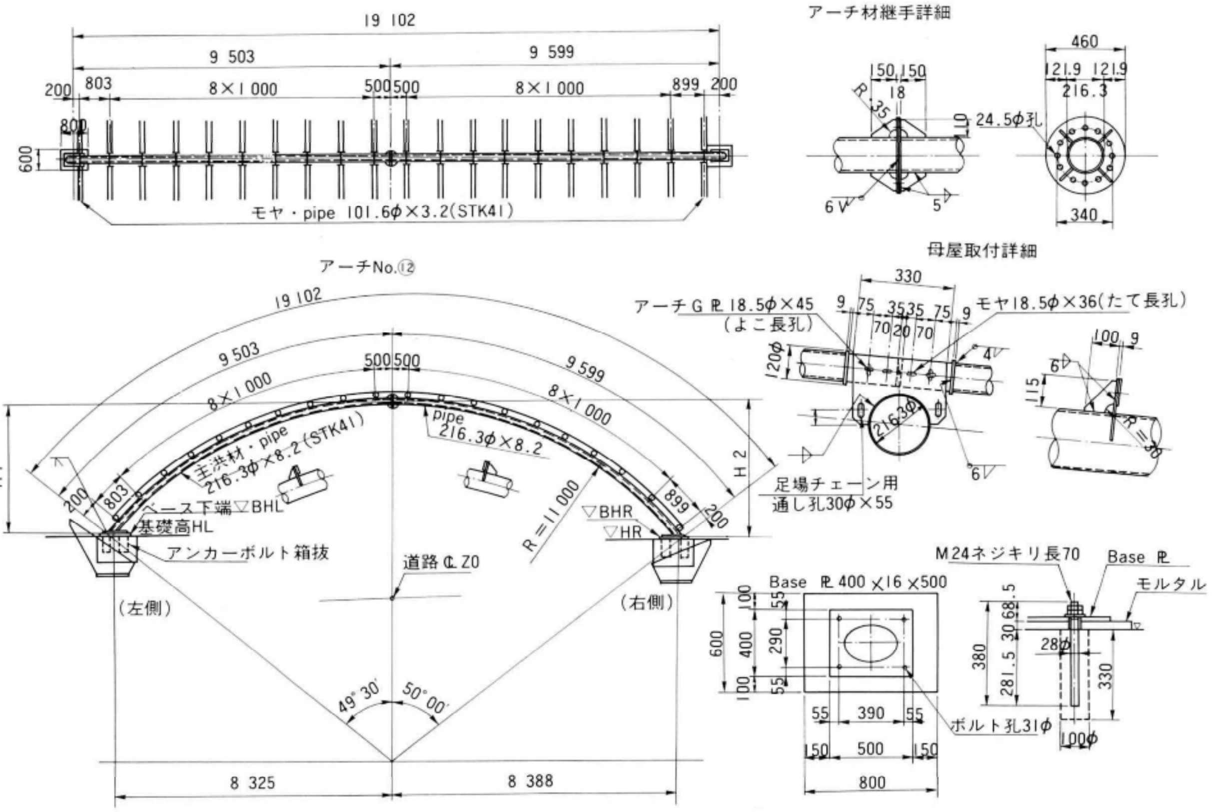


図-2 構造詳細図

工の単位と順序は**図－１**一般図による。

なお、ネット張り作業が工程のクリティカルとなることが予測されたので、架設工事と平行してネット張り作業に２パーティの作業員の投入を可能とするため、架設順序を中央から左右振り分けとした。

⑵　施工

①　施工方法

アーチ材はトラッククレーンにより、町道上で地組立を行いその場で建起した後、一体で架設をした。母屋材はカーゴクレーンにより架設し､高力ボルトでアーチ材と連結した。

金網は、アーチ間（ℓ＝7.0ｍ）に1.4ｍピッチで張り渡したビニール被覆ワイヤーロープ（８φ）に、手作業で展開と結束を行った。

なお、足場解体はローリングタワーを使用した。

⑵　作業手順

図－３にフローチャート､**図－４**に作業手順図､**図－５**に足場計画図を示す。

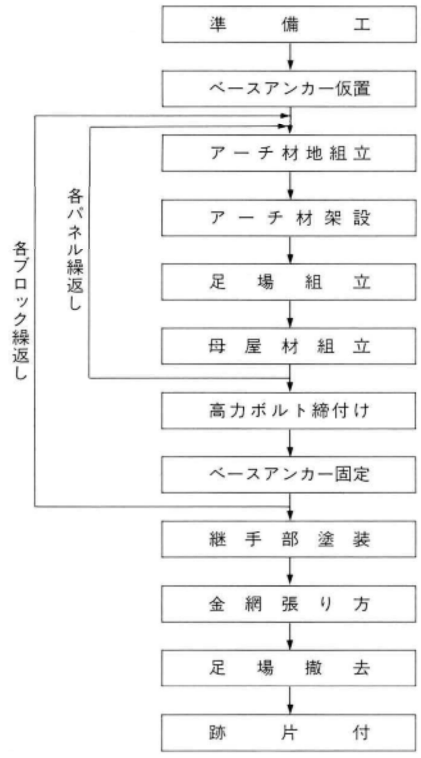


図-3　作業フローチャート

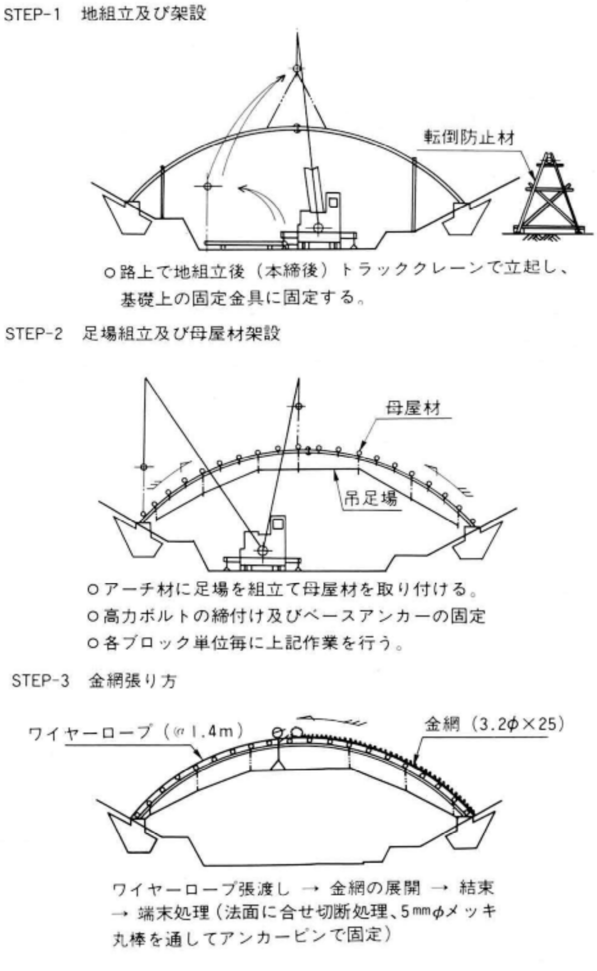


図-4　作業手順図

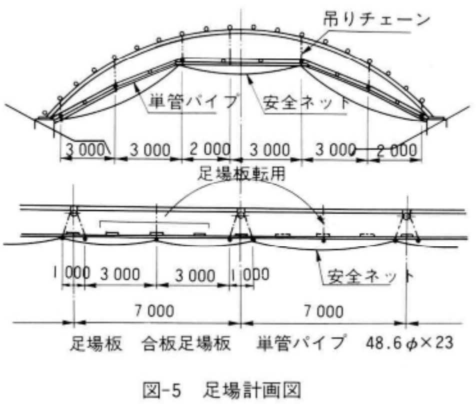


図-5　足場計画図

７．まとめ

約３ケ月の実質工程で無事竣工し、クラブの仮オープンに間に合うことができた。

以下に本工事の反省点を記す。

①　構造

ネットを結束するワイヤーロープの尻手部となる母

屋材最下端の断面およびアーチ材との連結強度を上げ、ワイヤーロープの張力をさらに上げれば、ネット全体がより強固になった。

② 架設順序

ネット張り作業が、予定より早く2週間で完了することが出来たので、カルバートと接する①通りからの片押し架設を採用した方が作業性が良かった。

③ コンクリート基礎形状

アーチの架設前に、アーチ支間を固定する為コンクリート基礎上に山形鋼をホールインアンカーで固定したが、縁端距離不足で一部コンクリートがこわれた。施工を考慮して基礎形状を変えるべきであった。なおこわれた部分はアンカーボルト固定時に型枠を大きくして補修を行った。

④ ネット端末処理

ネットの斜面側の端末処理は、法面に合わせて切断し、直径5㎜のメッキ丸棒を通して1mピッチのアンカーピンで斜面に固定した。しかし土質が硬く、等間隔に打込む事が出来なかった。丸棒ではなく、フラットバー等で固定し、太いアンカーピンを使用した方が良かった。

最後にこの紙面を借りて、御指導をいただいた鹿島建設㈱毛呂山作業所の皆様、および関係各位に御礼を申し上げます。

グラビア写真説明

駿河台大学第二講義棟

池袋駅から西武池袋線急行に乗って約1時間もすると、山間の小さな町、飯能に到着する。小高い山々に囲まれ、入間川が静かに流れ行く風景は、一瞬都会の喧騒を忘れさせてくれる。ところが、そんな風景の中で、駅の大増設工事や、大規模住宅団地の建設が進行中であり、何やら時の大きなうねりのようなものを実感させられたものである。

この飯能の市街地から車で10分程の小高い山の中腹に近代的なビル群がある。ここが駿河台大学である。今回のこの工事は、この大学の中心的な役割りをになう高層校舎である。均整のとれた大きさは、大学の他の建物ともマッチし、かつ周囲の風景とも心地良く調和している。

鉄骨製作は折からの好況期に当たり、納期に追われながらの工事であったが、無事納める事が出来た。この大学もまた、かつては山間の小さな町だった飯能の発展の牽引者になるであろう。数年後、この建物が飯能の町の発展とどのように溶け合っているのか楽しみである。(西原)

横浜ビジネスパークA1棟

横浜ビジネスパーク(YBP)は、横浜市(相鉄線横浜駅より3つ目の天王町駅近く)において進められている民間単独としては日本最大級の業務複合再開発プロジェクトであり、全体計画として建物12棟、延床面積24万m²が計画されています。当社においては今回高層オフィスビルA1棟を施工(現在計算センター棟、C2棟を施工中)しました。この新らしいオフィスビルは時代の先端を行くハイテクを駆使したインテリジェントビルになっています。建物に囲まれたオープンスペースには、イタリアデザイン界の旗手マリオ・ベリーニ氏の設計による憩いの空間、さらに時代の求めるアメニティな空間の創造をめざし2万8千m²におよぶ自然緑地も保存され、豊かな環境が実現されます。2~3年後の全体プロジェクトの完成にむけて現在急ピッチに工事が進行中です。(園城)

紹　介

コンピューター数値制御フライス汎用機(フェーシングマシーン)の紹介

青木　清*

本機は、大型鋼構造物のいろいろな機械切削に対応するもので、橋梁の塔柱等大きく且つ厳しい精度を要求される支圧面の加工にも充分適用できるように設計・製作されている。

制御軸は、ベットとコラムのX、Y、Z軸のほかに、主軸には旋回軸（B軸）とスイベル軸（C軸）のユニバーサルアンギュラーヘッドを有する**5**軸からなり、コンピューターにより数値的に制御される（**図−1**）。

それゆえ、X、Y軸に対してワークの加工面が傾いていてもその傾き量を計算しながら、補正機能が働いて所定のX、Y、Z位置に移動すると同時に、B軸、C軸を自動的に旋回させて加工面に正対することができる。

加工情報は、オンラインとオフラインのいずれでも入力できるが、多数の加工や数種の複雑な加工を連続して施工するときは主としてオフラインで行う。加工に際してはワークの基準ポイントを読み込ませることにより入力データをワークに合わせて座標変換し、自動工具交換装置と連動して加工情報通りの機械加工を行うことができる。

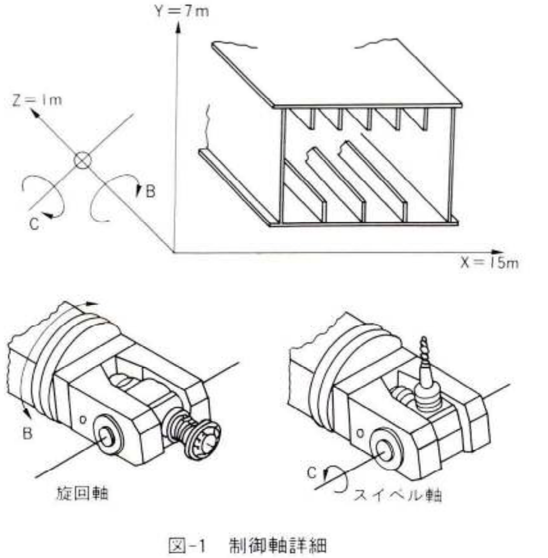


図-1　制御軸詳細

稼動状況

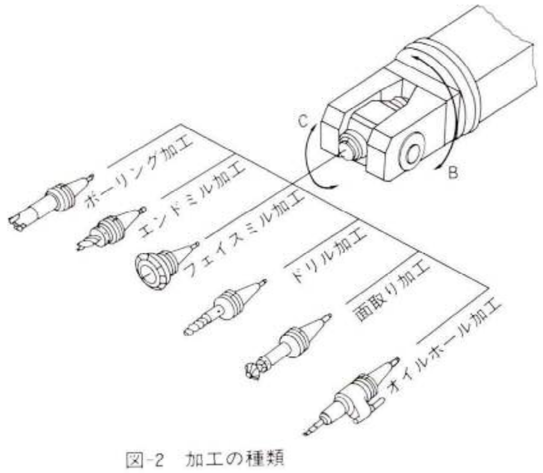


図-2　加工の種類

＊　千葉工場製造部次長

機械加工の種類は、切削刃の装着により、平面・曲面の面切削、孔明加工、ボーリング加工、座グリ加工、面取り加工など多種にわたる（**図－2**）。

なお、加工精度は**表－1**の通りである。

この度、千葉工場の大型部材製作工場の新設に伴い、工場の多機能化をはかって設置したもので、今後本機の活用のもと、大型部材の製作と製品精度の向上を計り、より信頼を受ける工場へのステップとするものである。

表-1　加工精度　　単位mm

加工精度	平面削りの精度	真直度	0.015/500
		段差	0.02
	平面削りの粗さ	面粗さ	6.3S
	側面削りの精度	真直度	0.02/500
		平行度	0.02/500
		直角度	0.02/500
		面間寸法差	0.10
	位置決め加工精度		0.02/500
	中グリ精度	真直度	0.01
		円筒度	0.01/100
	反転中グリ精度	同芯度	0.05
直線位置決め精度		X, Y, Z軸	0.02/300
		B, C 軸	40″

グラビア写真説明

フジタ工業新社屋

フジタ工業新社屋は、会社が平成２年12月に創立80周年を迎えるため、北参道の旧本社ビルを解体、分散している本社・支店機能を集約し、記念とするべく計画された。昭和63年７月着工以来、平成元年12月には上棟式が挙行され、本年11月末の竣工に向けて最後の仕上げに入っている。

上棟式には、フジタ工業株式会社の藤田社長以下役員全員が参列し盛大に行われた。当社も軀体工事の代表として中村常務が招かれ、金鋲の司として宮司の祭員を務め無事儀式を終了した。

建物はＳ造の20階建で、両サイドのコア部分を25ｍスパンの大梁で継いでおり、ボックス柱の鋼板にはＴＭＣＰ鋼が使用されている。（永瀬）

ＮＴＴ五反田ビル（仮称）

（仮称）ＮＴＴ五反田ビルはＪＲ五反田駅から目黒駅に向かった線路際に位置し、現在ある東京料金情報センター構内の敷地の１角に延面積２万８千m²、高さ49ｍのビルとして完成します。このビルは通信ソフトウエアの開発・設計、ソフトウエア生産技術の開発環境を具備した建物で、設計意図は質の高いインテリジェントビルをめざし、ビルディングオートメーション、情報通信、建築環境各システムを有した新技術を取り入れています。昭和63年に受注しましたが、当時は現在のような鉄骨需要が見込まれることは想像も出来ない時期でした。受注後の設計変更や、建方時期の遅延による価格アップ要因もあって、施工にタッチした人にとっては感慨深いものがあると思われます。（園城）

編集後記

このたび第6号を発刊するに当り、東北大学教授の倉西先生から「両極化から高級化の時代へ」との鋼橋界で熟考を要する貴重な御見解を巻頭言にいただきました。大変有難く、厚く御礼を申し上げる次第です。

昨年は大きな激動の年であり、1月には天皇陛下が崩御され、年号が昭和から平成に改まり、社内では上前会長が逝去され、大きな衝撃でありました。国内では消費税で議論が湧き、国際的には東欧諸国の民主化運動等、時代は大きく新たな方向に向っている様に思われます。

本技報も故上前会長が創刊に当って述べられた「社内における技術情報の伝達管理と啓蒙および社会的貢献」を目途し編集して参りました。今後も更なる進展を計って参りたいと念願しておりますので、御支援御指導の程よろしくお願い申し上げる次第です。

技術編集委員会

委員長	小池修二		
副委員長	小川英信	岩渕　博	
委員	青木　清	伊木達治	太田武美
	菅井　衛	滝戸勝一	中島善郎
	永井英司	能登宥愿	原　昭恵
	宮崎好永	宮坂睦夫*	太田貞次*

＊印　事務局兼務

宮地技報　第6号

発行日　平成2年3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