

PCフラットスラブ構造の設計について

—九州自動車道水城高架橋の場合—

加 藤 寛*
 八 尋 勇 次**
 曾 我 部 務***
 木 關 守 博†

1. ま え が き

水城高架橋は、日本道路公団の施工による九州自動車道が、福岡県筑紫郡太宰府町地内において、県道水城一下白井線、国道3号線、国道福岡南バイパス（一部施工中）、西鉄大牟田線および御笠川と交差する区間に計画された、延長1095mの高架橋である。しかも本橋の場合、中央部が特別史跡「水城堤」の間を通過する関係

上、文化庁から高架橋の計画路面高を水城堤より低くするよう条件が付されており、また高架橋下の交通網との桁下空間を確保する必要から図-1に示すように下部工はφ3.0~3.5mの円柱橋脚を、上部工はPC連続箱桁（約550m）とRC中空床版（約450m）を採用した。このうち既設の交通網と交差する箇所では、支保工による施工法をとることが不相当であるため、県道および西鉄線上はPC単純T桁を、国道3号線上は鋼単純合成桁

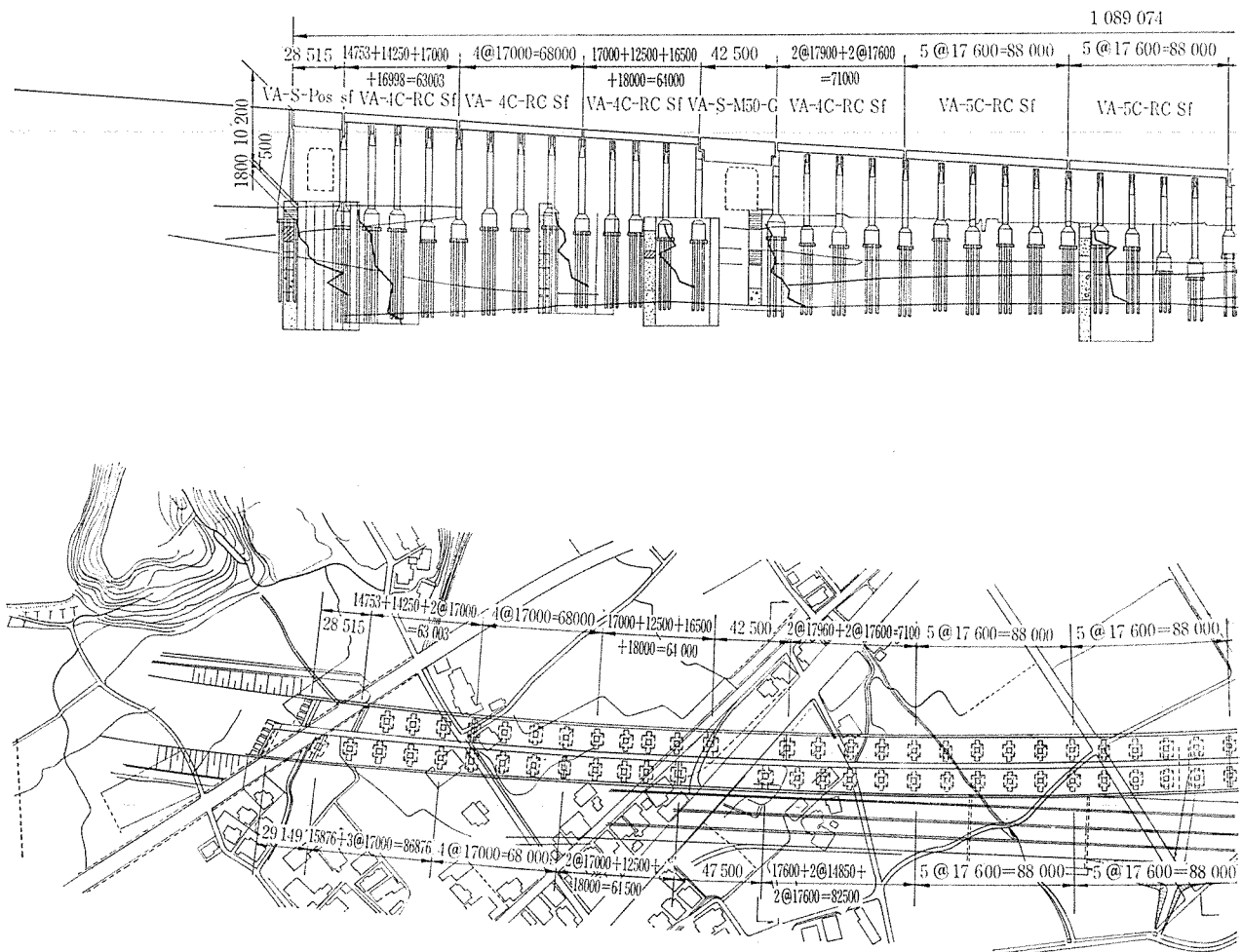


図-1

* 日本道路公団六日市工事事務所 所長（前福岡建設局 特殊設計課長） ** 日本道路公団福岡工事事務所 工務課長
 *** 住友建設株式会社土木部橋梁設計課長代理 † 住友建設株式会社土木部橋梁設計課

を計画した。

水城高架橋のPC連続箱桁の標準部は車道幅員 13.75 m に対して4室の箱桁構造をもつ3または2径間連続箱桁橋であるが、高架橋下の国道福岡南バイパスと斜めに交差する区間については、3径間連続桁のうち1基の橋脚を箱桁と剛結してラーメン構造とした。これは交差区間における高架橋下の国道福岡南バイパスのクリアランスを確保するために行った措置で、この部分の橋脚としてφ3.5mの円柱橋脚をバイパスの中央分離帯内に設けることとしている。

このような橋脚に剛結された多重箱桁は、その剛結部においては一種のフラットスラブ的な要素を持った構造であると考えられ、その設計について明確な解析方法は確立されていない。本報告は、この3径間連続多重箱桁のフラットスラブ的な挙動について解明することを目的として、従来の格子桁解析法による設計計算に加えて、有限要素法による解析およびアクリル樹脂による模型実験を実施し、設計計算について検討を行ったので、その

概要を報告するものである。

2. 多重箱桁の解析方法の検討

水城高架橋におけるPC連続多重箱桁の標準断面は図-2に示されているように、車道幅員 13.75 m に対して桁高 1.85 m の5主桁の4室構造で、標準部は支間 30 m の3径間連続箱桁である。この連続箱桁の支間は、高架橋下の交通網および御笠川との状況によって 19~43 m まで変化しているが、桁高は美観上、連続箱桁区

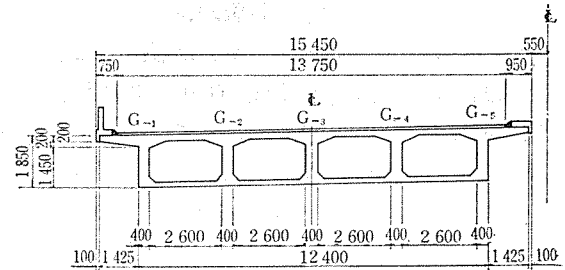
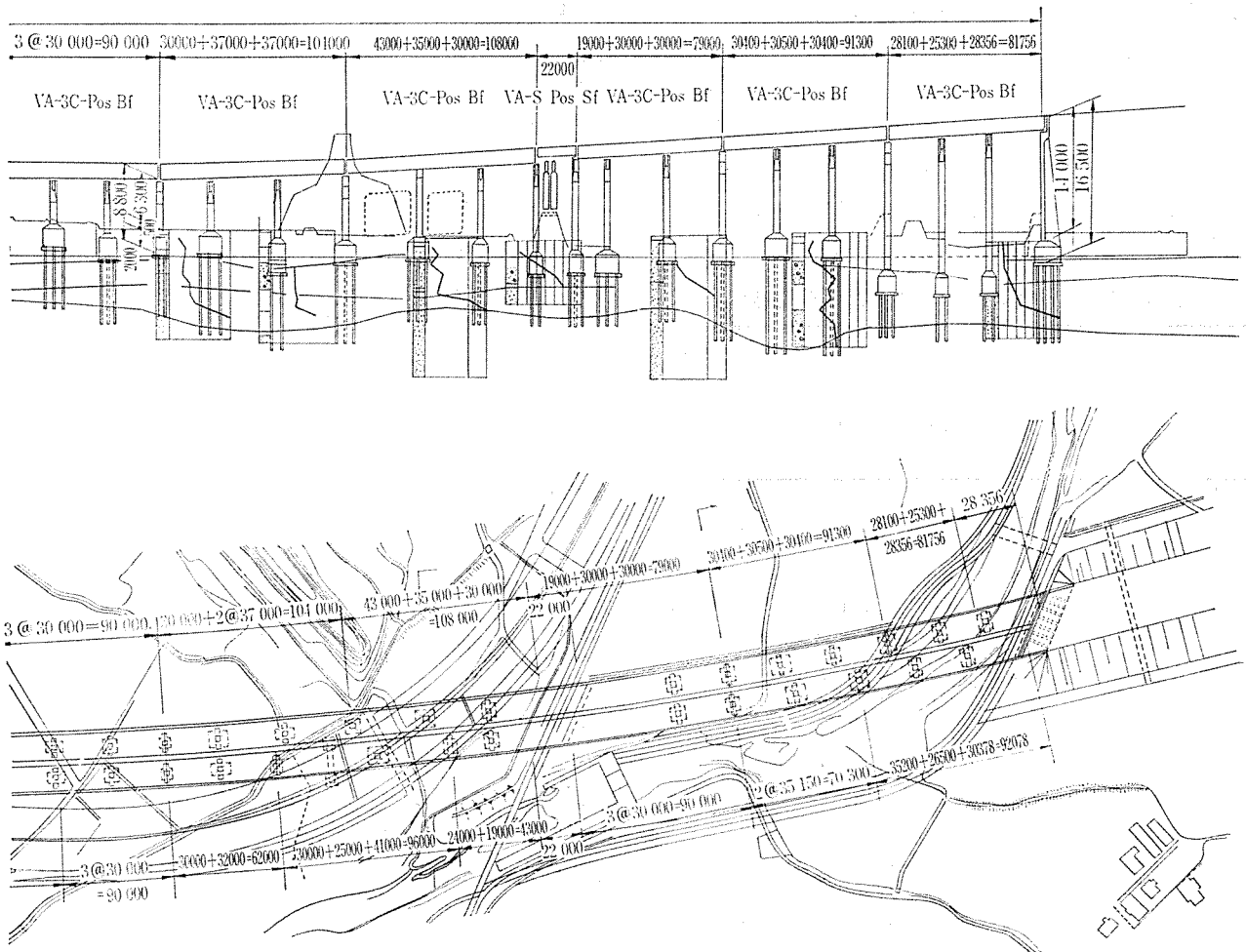


図-2 多重箱桁標準断面図



一般図

間は 1.85 m に統一している。

このような多重箱桁の設計は、一般に曲げねじり理論によるか、あるいは直交異方性版理論によって解析するのが普通であるが、水城高架橋における多重箱桁は連続桁構造で、しかも、一部斜橋となる連続桁もあるので、多重箱桁の各ウェブを主桁と考えた格子桁として変形法による任意格子理論によって解析することとした。この場合、変形法による任意格子理論を多重箱桁の解析に利用するにあたって、予備計算として単純多重箱桁をとりあげ、活荷重（線荷重）についての荷重分配係数を、ギオンマソナー、任意格子および折版理論によって比較検討を行った。この単純多重箱桁の断面は図-2 に示すような標準断面で、支間は標準支間 30 m の 3 径間連続桁の側径間の曲げモーメントの変曲点までの距離に等しい支間（約 24 m）を持ち、その支点および支間中央にはそれぞれ 100 cm および 30 cm の横桁（隔壁）が配置されているものと仮定した。

ここで多重箱桁の格子構造としては上述のように多重箱桁の各ウェブを主桁と考え、各主桁は同じ曲げ剛性およびねじり剛性を持つ 5 主桁構造とし、横桁については支間の等分点に横桁を考え、隔壁が配置されていない格点においても、箱桁の上・下床版は分割幅（6.0 m）の剛性を持った横桁を仮定した。また主桁のねじり剛性は 4 室の多重箱桁としてのねじり剛性を考えた。ギオンマソナー理論の場合の主桁、横桁の剛性については、格子理論と同様な仮定に基づいて荷重分配係数を求めた。

表-1 活荷重（線荷重）に対する荷重分配係数

桁番号	G-1	G-2	G-3	G-4	G-5
解析方法					
ギオンマソナー理論	1.147	1.072	1.000	1.060	1.122
任意格子理論	1.107	1.040	1.000	1.033	1.075
折版理論	1.040	1.037	1.000	1.029	1.022

表-1 は各計算理論に基づいて、支間中央において各主桁位置に最大曲げモーメントを生じさせるような線荷重の載荷によって求められた荷重分配係数である。ここで折版理論の荷重分配係数は、支間中央において多重箱桁の各ウェブにおける下縁曲げ応力を最大とするような線荷重の載荷によって求められている。表-1 の荷重分配係数よりみる限りにおいては、任意格子理論はギオンマソナー理論と折版理論との中間に位置しており、多重箱桁の荷重分配性状は非常に良好なことがわかる。

以上の予備検討より、標準部の連続多重箱桁は、変形法による任意格子理論でも充分と考え、5 主桁構造として電子計算機を使用して解析を行った。ここで主桁および横桁の剛性の仮定は、予備計算で行ったものと同様と考え、各 5 本の主桁は同じ曲げおよびねじり剛性を持つ

ものとし、横桁については、箱桁の上床版および下床版も曲げおよびねじり剛性を持っている横桁と考えることとした。

応力計算に関しては、多重箱桁の各ウェブを主桁とした分割断面を考えるのが安全側であることから、計算はこの分割断面に関する断面定数を使用して行った。またプレストレスに関しては、多重箱桁の全断面を有効断面と考え、全断面に関する断面定数を使用してプレストレスによる応力計算を行い、実際の PC ケーブルの配置は各ウェブに均等に配置するようにした。またプレストレスによる 2 次モーメントについても、同様な取扱い方をしている。

3. 剛結橋脚をもつ連続多重箱桁の設計

水城高架橋における PC 連続多重箱桁のうち南福岡バイパスと交差する区間は、桁下空間を確保するために、バイパス分離帯に立てられ橋脚 (P₃₅₋₁) と箱桁とが剛結された支間割 42+35+32 m の 3 径間連続桁となっている（図-3 参照）。この円柱橋脚 (φ3.5 m) と箱桁とは図-4 に示すように当初 3.5 m 幅の横桁で結合された構造として計画された。本橋の設計条件は次のとおりである。

設計条件

橋 種：プレストレス コンクリート道路橋

構造形式：3 径間連続多重箱桁

桁 長：108.9 m

支 間：41.9+35.0+30.1 m

幅 員：車道幅員 13.75 m, 全幅員 15.45 m

活 荷 重：TL-20

衝撃係数： $i=10/25+l$ (主桁)

$i=20/50+l$ (床版)

横断勾配：2.0% 直線片勾配

材料強度：コンクリート 上部工 $\sigma_{ck}=350 \text{ kg/cm}^2$

橋 脚 $\sigma_{ck}=240 \text{ kg/cm}^2$

PC 鋼材 12-φ12.4 ストランド

ケーブル

鉄 筋 SD 30

本橋の構造は、ラーメン構造であるが、剛結部をばね支承と仮定することによって、標準の連続多重箱桁の場合と同様に、変形法による任意格子理論で解析を行うことが可能と考えていた。しかし構造形式が一本橋脚と版構造に近い箱桁が剛結された形式であるため、主桁断面力が橋脚上の主桁 (G-3 桁) に集中する結果となり、橋脚をばね支承と仮定したため、特にばね支承部の局所的な範囲において集中度が大きくなった。そのため、本来の立体格子桁として再解析を行い平面格子の計算結果

mに拡幅することで対処することとした。この場合、プレストレスは標準部と同様な取り扱いとし、また剛結部横桁のプレストレスは主桁には影響しないものとした。計算の結果、橋脚上断面において主桁方向のプレストレスとしては、各主桁に均等に 12-φ12.4 mm プレシネーケーブルを 12 本配置し、また横桁部には 12-φ12.4 mm プレシネーケーブルを 32 本配置した。

以上のように剛結橋脚を持つ多重連続箱桁の設計は、任意格子理論によって行ったが、本橋に採用された多重箱桁構造は、非常に版構造に近い要素を持っていると考えられる。このため橋脚上における中央の主桁への荷重分配の集中度および橋脚直角方向の応力分布状態を模型実験によって確認し、あわせて有限要素法を利用して剛結部近くの応力の流れをつかむこととした。

4. 模型実験

模型実験は、アクリル樹脂の縮尺 1/100 模型により、詳細設計における構造解析の確認および、剛結部横桁幅の変更による荷重に対する影響の比較を目的として行った。

(1) 試験体

模型実験は剛結橋脚部の応力分布状態の確認を目的としているため、剛結橋脚を中央においた 2 径間をとりだし、厚さ 6 mm と 13 mm の 2 枚のアクリル板より箱桁の上下スラブをけずりだし、この 2 枚の板を接着して縮尺 1/100 の試験体を 2 種類製作した。すなわち、剛結部横桁 9.5 m 幅をモデル No. 1、3.5 m 幅をモデル No. 2 とした。図-6 はモデル No. 1 の試験体の寸法図であり、モデル No. 2 は横桁幅のみを 9.5 m から 3.5 m に変化させている。

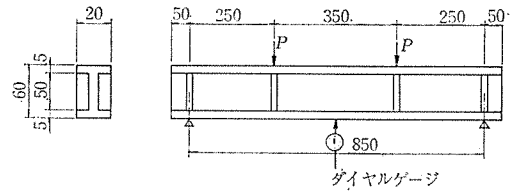


図-7 弾性係数測定用供試体寸法および載荷方法

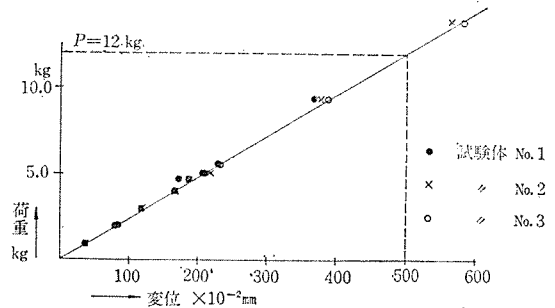


図-8 荷重-変位曲線図

なお、本試験に先立ち、アクリル樹脂の弾性係数を求める目的で材料試験を行った。材料試験の試験体は本試験と同一材料により、図-7 に示すような断面とし、支間 850 mm の単純ばりの 2 点載荷試験を行い、その荷重-たわみ曲線より、弾性係数を求めた。図-8 はその荷重-たわみ曲線図であり、これより試験体の弾性係数 $E=2.779 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ と求められた。

(2) 試験方法

試験体に対する荷重載荷位置 および 荷重ケースは 図-9 に示すとおりである。荷重の載荷は、試験体の各載荷点の載荷孔 (φ1 mm) より φ0.8 mm ピアノ線を通し、1 個約 5 kg の重錘を吊りさげ、左右の径間に等しい荷重を 5 kg ピッチで 25 kg まで載荷した。

上述の各荷重段階で、アクリルのひずみ測定、および

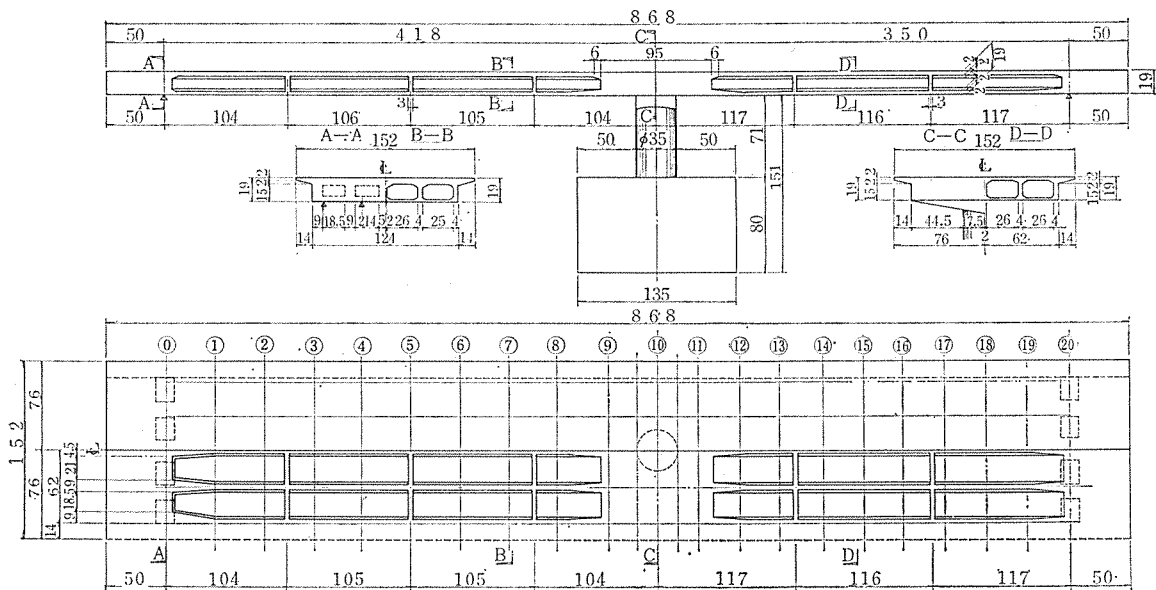


図-6 アクリル樹脂模型寸法図 (モデル No. 1)

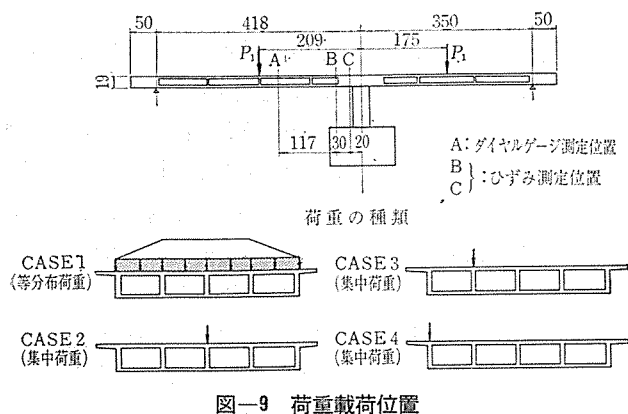


図-9 荷重載荷位置

たわみ測定を行った。なおひずみ測定には、ゲージ長 2 mm のストレインゲージを使用し、その貼付位置は図-10 に示す。またたわみ測定は図-8 に示す位置の各ウェブおよび橋脚横ばり部に 1/100 mm ダイアルゲージをセットした(写真-1)。

(3) 試験結果と考察

試験結果のうち、代表例として荷重ケース 1 (等分布荷重) および荷重ケース 4 (G-1 桁集中荷重) を、荷重強度を 100 kg に換算して表-2 にまとめた。ここで表の中における計算値は、実際の設計に使用した解析手法を用いて、試験荷重 100 kg に対する各断面の応力を求めたものを計算値とし

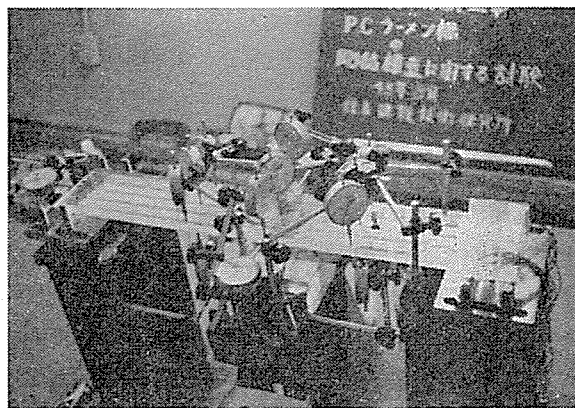


写真-1 模型実験測定状況

ている。

a) たわみについて 断面 A におけるたわみの実験値と計算値とは完全に一致しており、模型実験としては、十分な精度をもっていると考えられる。とくに荷重ケース 4 における G-1 桁の集中荷重の場合、橋脚の変形に伴う主桁の傾きについても、計算値と実験値とはよく

表-2

荷重ケース	測定種別	着目点	
		モデル 1	モデル 2
荷重ケース 1	たわみ	kg/mm ²	kg/mm ²
		A	A
		B	B
	橋軸方向応力	kg/mm ²	kg/mm ²
		C	C
		B	B
荷重ケース 4	たわみ	kg/mm ²	kg/mm ²
		A	A
		B	B
	橋軸方向応力	kg/mm ²	kg/mm ²
		B	B
		B	B

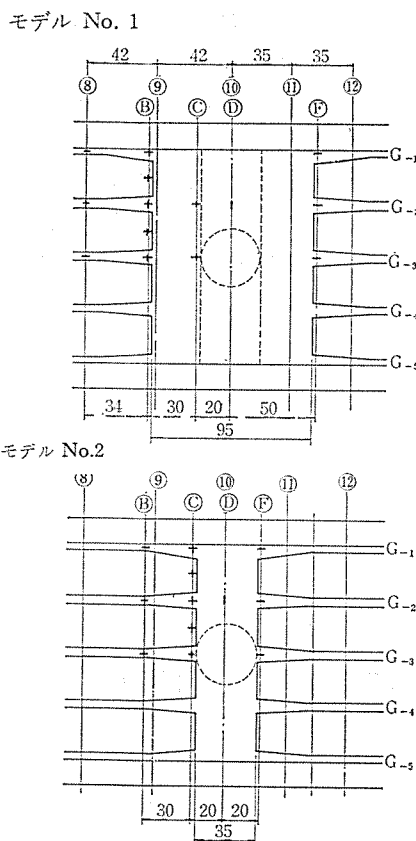


図-10 ストレインゲージ貼付位置図

一致している。

b) 橋軸方向応力度について 応力度に関しては、実験結果は計算値とは一致しているとはいいがたいが、応力分布のある程度の傾向は読みとることができる。ここでは一番問題としていた剛結部の応力集中については模型実験の荷重ケース1の応力分布より判断して。当初危惧していたような極端な応力集中が発生するという恐れはないものと考えられる。しかし、これは当初不安と考えたモデル No. 2 の場合についても同様な傾向にあり、この実験の結果だけでは応力集中に関する横桁の優劣の問題についての議論は保留されたままである。

また荷重ケース1のB断面における応力度は、実験によれば各主桁について応力度の差はみられない。同様な傾向は偏心荷重状態についても見られる。ここで計算値における応力度の差は、モデルの多重箱桁を各ウェブを主桁と仮定した5主桁の格子構造と考え、この分割断面の断面係数を用いて各主桁の応力度を求めているため、その結果 G-1 (G-5) 桁の応力度が他の主桁に比較して上縁は約 20%、下縁は約 60% 増となっているが、実験より判断する限りでは、各主桁同じ断面係数を持つものとして応力計算をした方が、実験値により近いと思われる。ただし、この傾向は標準区間についてであり、剛結橋脚前面の断面Cにおいては、G-3 桁に乱れを生じている。

c) 橋軸直角方向応力度について 橋軸直角方向応力度の実験値は多少のばらつきがあるが、応力度の分布は、計算値とほぼ同じ傾向を示している。実験の測定値が、橋軸方向に比較してかなり小さいことが実験誤差を大きくしていると思われるが、橋軸方向応力度より載荷重が制限されたため、橋軸直角方向の測定値を大きくすることができなかった。

以上、モデル No. 1 と No. 2 とを比較した場合、たわみおよび各応力度については、計算値についても、実験値の傾向についても差はほとんど見られない。これは橋脚上の剛結する横桁の拡張程度では断面の定数もそれほど差がないし横桁の有効性を顕著に示す条件がないことに起因すると思われる。これは逆にいえば、剛結部は版構造として荷重を受ける傾向が強いものと考えられ、そのため以下に述べる有限要素法でこの部分の解析を行ってみた。

5. 有限要素法による解析

剛結橋脚部の応力分布状態、および主応力の方向等を調べるため、有限要素法を用いて、実験における3径間連続桁のうち剛結橋脚を含む

2 径間をとり出し数値解析を行った。この場合、模型実験の場合と同様に横桁幅が 9.5 m (No. 1) と 3.5 m (No. 2) の2ケースについて比較することとした。

計算対象とする構造は、剛結橋脚を持つ多重箱桁であり、しかもモデル No. 1 においては箱桁部を充腹断面としている関係より、有限要素法による解析においては剛結部横桁は六面体の集合とし、箱桁部は箱桁を構成する各部材を版厚 t を持つ版の集合体として取り扱うこととした。また橋脚も六面体として取り扱う必要上、 $\phi 3.5$ m の円形断面を 3.1×3.1 m の矩形断面に置換した。なおモデル No. 1 の多重箱桁の分割方法は図-11 に示すとおりであり、モデル No. 2 も同様な分割方法をとった。ここで充腹断面である六面体 (SOLID 部) と版の集合体 (PLATE 部) との接合条件より、PLATE 部は上下床版の版厚中心で SOLID 部と結合されるとしたため、PLATE 部の箱桁断面は標準の桁高 1.85 m より上下床版平均厚の 1/2 だけ桁高が高くなる。

荷重項としては自重を考え、実橋の多重箱桁の荷重項と等しくなるように PLATE 部の版厚を平均版厚に換算し、PLATE 部および SOLID 部の単位重量をインプットすることによって自重としての荷重項が求められる。

数値計算結果のうち、剛結橋脚部付近の応力図として、橋軸方向を図-12 (a)、橋軸直角方向を図-12 (b) に示している。PLATE 部分の応力については、実際の桁高にあらうように応力度を換算している。

橋軸方向応力の計算結果は、モデル No. 1、モデル No. 2 と同様な傾向を示しているといえる。ただし計算結果をみる限りにおいては、SOLID 部と PLATE 部との接合断面においては、部材間の接合条件の関係から、その接合断面の応力度は不連続になっているようである。また有限要素法によって求められた応力度を、

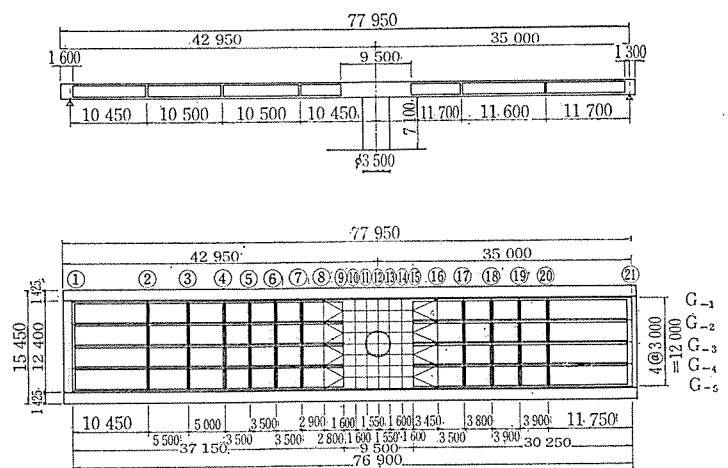


図-11 2 径間連続多重箱桁の構造分割図 (モデル No. 1)

橋軸方向応力図

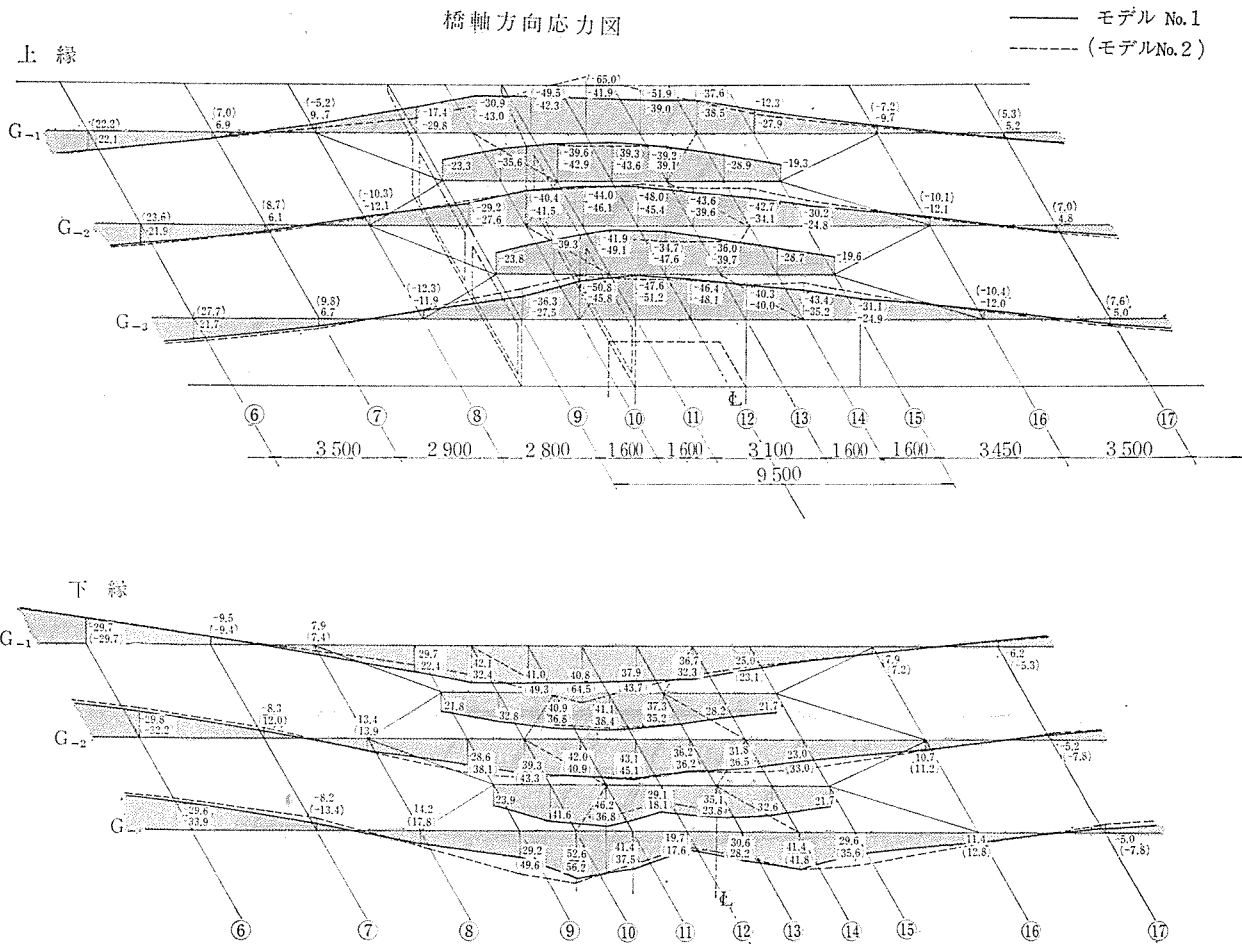


図-12 (a) 有限要素法による解析結果

2 径間 T 型ラーメンの単純な棒構造として求められる主桁の平均応力度と比較すると、有限要素法の場合かなり小さい値となっており、棒構造との比較は困難である。それゆえ、いま両モデルの橋軸方向応力度の G-3 桁への応力集中性について 10 断面において比較した場合、下縁の圧縮応力度に関しては、両モデルとも G-3 桁に対する応力度は平均応力度の 25% 増となっているが、上縁の引張応力度については、モデル No. 1 は 10%、モデル No. 2 は 25% の応力集中となっている。この傾向は 8 断面においてもみることができ、剛結部横桁の拡幅によって橋軸方向応力度の集中性のある程度緩和させることができることは明らかである。

橋軸直角方向応力度に関しては、横桁の拡幅による自重増が横方向応力に直接影響するため、両モデルを単純に比較することはできないが、横桁の拡幅によって応力度はかなり低減している。また詳細設計時に検討した立体格子構造としての解析においては、橋軸直角方向の曲げモーメント分布は図-5 に示すとおり、橋脚の左側径間が右側径間に比して 3 倍近い曲げモーメントが生じているのであるが、有限要素法による計算結果によれば、横ばり部の応力度は横桁の有効幅内においてはほぼ平均

化されている。

6. 結 言

剛結橋脚をもつ多重箱桁の橋脚上の応力集中性について、アクリル樹脂による模型実験および有限要素法による構造解析を行った結果、模型実験においては、格子理論による計算値と実験値は、ある程度の一致をみることができた。ただ、有限要素法による解析においては、種々の仮定に基づいて数値計算を行っているため、格子解析による構造計算と比較することは困難であるが、両モデルの全体的な応力状態はとらえることができた。以下に、模型実験および有限要素法による数値計算において得た検討結果と問題点についてまとめる。

(1) 橋軸方向応力度の集中性について

剛結橋脚をもつ多重箱桁は、一種のフラットスラブ的な構造とみることができ、橋脚位置において曲げモーメントの分布が「カサ」状に集中するものであるが、アクリル樹脂による模型実験結果によれば、任意格子理論による構造解析は、ある程度の妥当性をもっているといえる。また橋脚上横桁の拡幅による橋軸方向応力の集中性の低減は、模型実験結果からは判断できなかったが、有

橋軸直角方向応力図

—— モデル No.1
 - - - - (モデルNo.2)

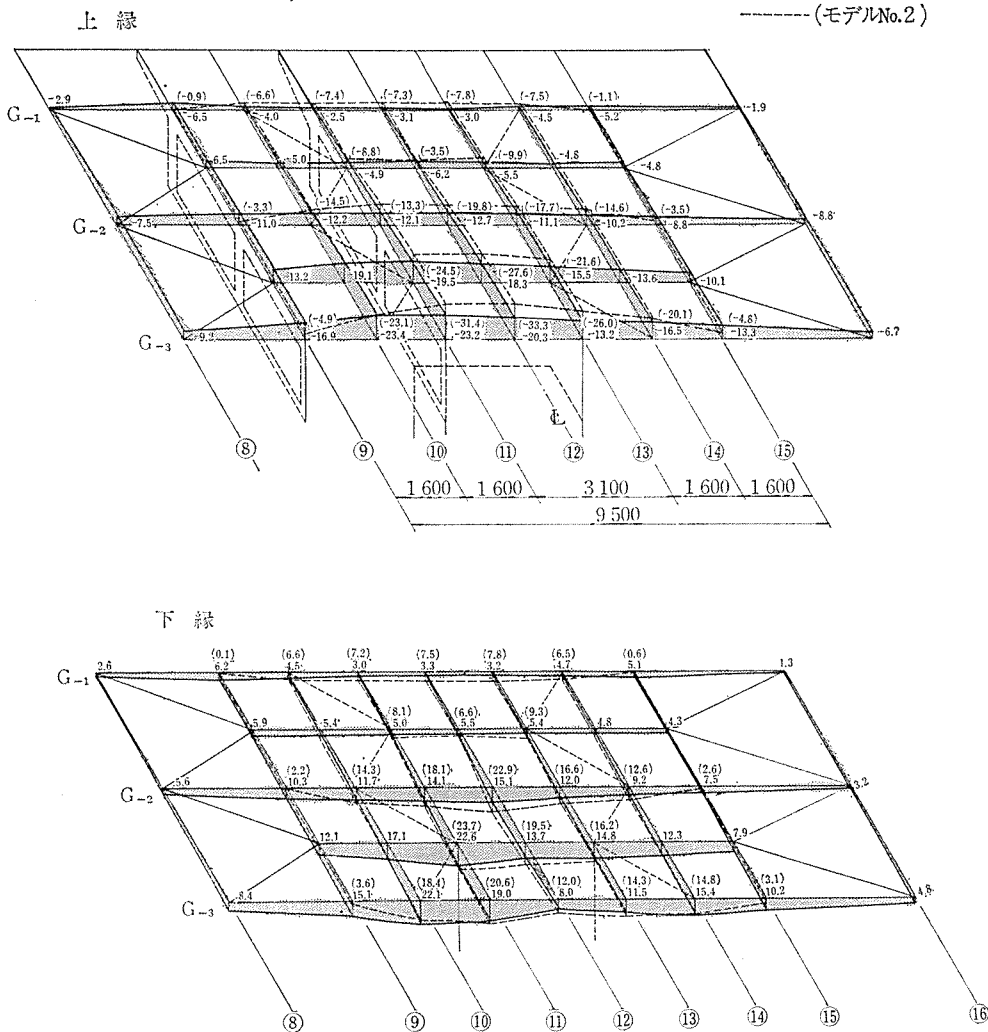


図-12 (b) 有限要素法による解析結果

有限要素法による解析結果によれば、主桁が充腹断面になったことによる応力減少と橋脚付近の応力の平均化がみられる。

(2) 橋軸直角方向の応力度について

橋軸直角方向の応力度については、模型実験による結果では橋軸直角方向応力は橋脚に近いほど大きくなっているが、有限要素法による解析では、横桁部の応力はほぼ横桁の有効幅内において平均化されるという結果になっている。

(3) 横桁幅について

任意格子桁として、剛結橋脚をもつ多重箱桁を解析した結果、箱桁を分割した格子構造において、箱桁の上下床版で構成されたとした横桁断面では、作用曲げモーメントを受けもたし得なかった。それゆえ、橋脚上横桁の有効幅を広げる意味で箱桁を充腹断面として横桁幅を3.5mより9.5mに拡張したのであるが、模型実験および有限要素法による解析からは、合理的な横桁幅の決定までには至らなかった。

今回水城高架橋の剛結橋脚をもつ多重箱桁に関して行った模型実験は、スケールは1/100と小規模のものであり、有限要素法の解析についても断面の合割数、分割方法によって数値計算結果が大きく影響されるものであるため、本構造の解明に対しては十分とはいえないが、詳細設計の手法を確認し剛結部を補強するという目的は大方果たしたと思われる。なおこれらの結果から詳細設計は、橋脚上剛結する横桁幅を9.5mとし、多少安全側の設計を行うこととしたが、模型実験との比較および問題点の解明を目的として現場実験を予定している。今後本高架橋におけるように、桁下空間の制限より、橋脚と箱桁とを剛結するような構造を採用する場合、この検討結果が多少でも参考になりうるとすれば筆者らの意はこれに過ぎるものはない。

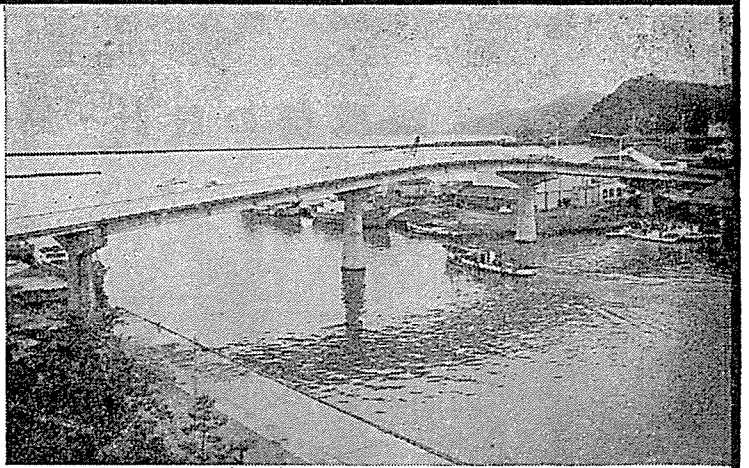
参 考 文 献

- 1) 小村・則武：折板構造に関する既往の研究について(上)，(下)，コンクリートジャーナル，Vo. 9, No. 12, Vo. 10, No. 1

1974.2.5・受付



港大橋
(敦賀市)



ピーエスコンクリート設計施工並に製作
日本ピー・エス・コンクリート株式会社

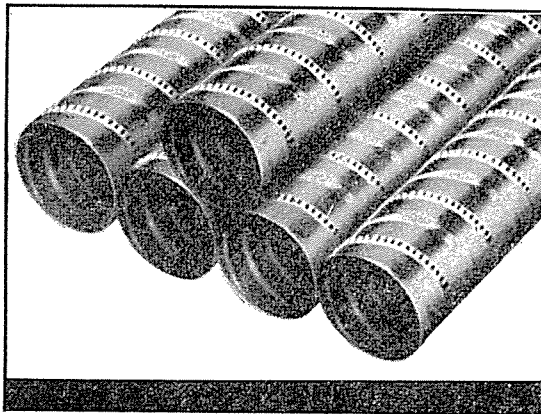
顧問 山内一郎 取締役社長 有馬義夫

本社	福井県敦賀市泉125号2番地	電話敦賀 1400(代)
東京支店	東京都千代田区大手町1丁目4番地(大手町ビル2階232号室)	電話東京 201-8651(代)
大阪支店	大阪市北区堂島上2丁目39番地(毎日産業ビル別館5階)	電話大阪 344-7731(代)
名古屋支店	名古屋市中村区広井町2丁目54番地(交通ビル5階52号室)	電話名古屋 571-4515(代)
福岡支店	福岡市天神一丁目10番24号(福岡三和ビル3階)	電話福岡 74-9426
北陸支店	福井県敦賀市泉125号2番地	電話敦賀 1400

スパイラル・シース®

〈標準型・WS型〉

●PC構造物・
工法に抜群の好
評をいただいで
おります



スパイラル・シースには標準型とWS型の二種類があり、用途、工法などによりご選択いただけます。

●用途
道路橋・鉄道橋、モノレール桁、ダム、水槽、タンク、海洋開発、沈埋トンネル、PCセグメント、舗装、プール、PCパイプ、PCヒューム管、他各種のPC構造物。

■神奈川県工業試験所で製品の優劣性実証!



PC器材の専門メーカー
鋼弦器材株式会社

取締役社長 平野勝之助
本社工場 〒220 横浜市西区中央2丁目42番6号
電話 横浜045(321)5851番(代表)
大阪工場 〒570 大阪府守口市大久保町2丁目166番地
電話 大阪06(902)6473~4番