

## 連続合成桁の実例と、その模型試験について

橋 善 雄\*  
近 藤 和 夫\*\*

要 旨 連続合成桁は、ドイツでは数年前から用いられており、合成桁のスパンを大ならしめるのに適当な橋梁の一形式である。この報告においては、連続合成桁の工法と計算法、わが国における新しい二つの実例、ならびに、それに関連して行なつた実験などを紹介し、わが国における、この種形式の橋梁の発展に資したいと思う。

## 1. 連続合成桁の工法および計算法

連続合成桁において、Negative moment を生ずる部分のコンクリート床板に、引張応力度により、ひびわれが生じないためには、それに打ち勝つだけの圧縮応力度を、あらかじめ与えておく必要がある。その方法には、

- (a) 前荷重によるもの (Vorbelastung)
- (b) 支点下降によるもの (Absenken)
- (c) PC 鋼線または鋼棒により床板にプレストレスを与えるもの (Vorspannung durch Spannglieder)

などがある。

(a) の工法は、圧縮域の床板コンクリートを先に打ち、ballast などにより、コンクリート床板が引張域になる鋼桁にプレストレスを与えながら、その部分の床板コンクリートを打ち、その後 ballast を撤去するものである。(b) の工法は、鋼桁を中間支点上であらかじめもち上げて床板コンクリートを打ち、合成桁となつてから中間支点を下降せしめるものである。この場合、支点下降によつて生じたコンクリートの圧縮応力度はクリープによつて、はなはだしく減退するので、下降の時期はなるべくおそくし、場合によつては下降を二回に分けて行なう。(c) の工法は引張域のコンクリート床板に PC 鋼線または鋼棒でプレストレスを与えるものであり、前の(b) の工法よりもクリープによるプレストレスの減少が少ない。コンクリート床板を Freyssinet system や Dywidag system などによつてプレストレスしたのち合成を行なうものと、合成後これらの工法によつてプレストレスするものがある。プレストレスしたのち合成するものは、クリープの影響を最も少なくすることができるが構造が複雑になるので、普通、合成後プレストレスする工法が用いられる。プレストレスされている部分とされていない部分との境目は、ひびわれが発生するおそ

れがあるので、(b) の支点下降の工法と併用することが望ましい。

連続合成桁の設計の方針としては、死荷重、収縮、クリープに対しコンクリート床板に引張り応力度を生じないこと、これに活荷重(および温度変化)が加わつたとき、コンクリートは許容引張り応力度以下にあることが必要である。このように計算された引張り応力度の大きさから、床板のプレストレスに対する適当な工法を考え、また必要なコンクリート強度を決定するのである。

以上の設計荷重に対する照査のほか、DIN 1078<sup>1)</sup>では、次の荷重の最も不利な組み合わせによる鋼桁フランジの降伏点、コンクリート縁における限界応力( $\sigma=0.60 W_{28}$ )の到達に対する安全度の照査が必要とされている。すなわち、プレストレス、死活荷重の1.6倍の荷重、不静定構造物では、その他に、その荷重状態における収縮、クリープ、温度差による不静定力である。コンクリートの引張域では、床板はひびわれしているものと考え、鋼材だけで抵抗するものとする。破壊安全度の代りに限界変形の安全度を照査するので、引張域のコンクリートを無視するのである。

連続合成桁では、収縮、クリープの影響が単桁の場合より、いちじるしく大となるが、これに対し次の計算法がある。

- (1)  $n$  を変化させる近似計算法
- (2) Blaszkowiak の計算法<sup>2)</sup>
- (3) Sattler の計算法<sup>3)</sup>

その他の計算法は省略した。(1)の方法はクリープ係数を $\varphi$ とすると、収縮、クリープに対し、例えば $n$ を $n'=n(1+\varphi)$ として計算するもので、この方法を用いるとき応力の時間的変化を考慮して $n'$ を計算すると、いくぶん改善されるが、(2)または(3)の方法にくらべてなお少し差を生ずる。(2)の方法は静定基本形においてSattlerの解法に近い結果をうるような $n(\varphi)$ を求め、ついでこれに連続桁の影響を加味した $n'(\varphi)$ を求め、この $n'(\varphi)$ を用いた換算断面二次モーメント $J_V$ を用いて弾性方程式により不静定モーメント $X$ を算出し、 $X$ を求めた後は普通の方法で断面応力度を計算するもので、(3)の解法に非常に近い結果をうることができる。(3)のSattlerの方法は精密解であるが計算がかなり複雑である。まず支点下降、床板プレストレスなどによる時間 $t=0$ のときの不静定モーメント $X$ を弾性方程式によつて計算し

\* 正員 大阪市立大学教授、理工学部

\*\* 正員 大阪市技術員、土木局道路部

(収縮の場合は  $X=0$ )、その  $X$  が変化しないものとして断面応力度をクリープ (および収縮) の終了時について計算する。つぎに時間とともに変化する不静定モーメント  $X_i$  を弾性方程式によつて求め、それによる断面応力度を計算して上記に加算するのである。

温度変化については、断面の温度分布が直線状であるとき、上下縁のヒズミの差に相当するモーメントが橋全長に生ずるとして、合成連続桁の反力および不静定モーメントを算出する。

元来、設計上に仮定するクリープ係数や収縮量は、いわば精度の低い値であるので、実用計算法としては、あまり面倒な精密計算法よりも、精密計算法に対して近似度の高い近似計算法が便利であることは、もちろんである。この意味で、上記 (3) の計算法よりも (2) や (1) の一部の計算法が、まさついていると考えられる。次に述べる二橋に対し各種の計算法による比較を行なつたが、紙数の関係で別の機会に報告することとしたい。

## 2. 大阪市における実例その一 (友淵橋)

本橋は二径間連続桁 ( $l=2@20.80\text{ m}$ ) で写真-1、図-1 に示すようであるが、橋脚上支点において鋼桁を 8.8 cm もち上げて床板コンクリートを打ち、1ヵ月後合成桁として橋脚上支点において 13 cm 下降せしめた。もち上げ量と下降量を変えたのは、この設計の場合その方が適当であつたからである。もち上げて床板コンクリートを打つときは、写真-2 に示すようにシュー (アンカーせず) の上に鋼製ブロックをおいた。支点下降のときは、桁と桁との間の sway の下にそれぞれジャッキをおき、少し桁を上げて鋼製ブロックをぬき取り、4本

写真-1

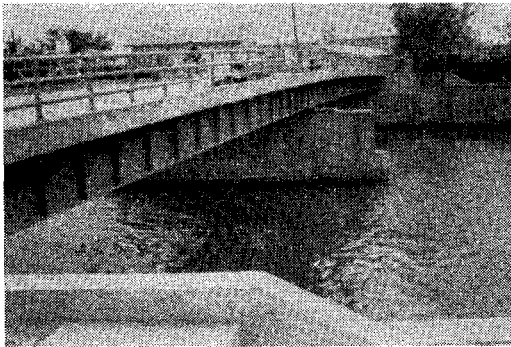


図-1 友淵橋横断面

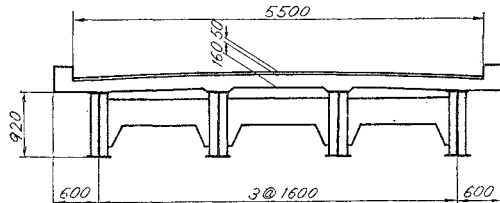
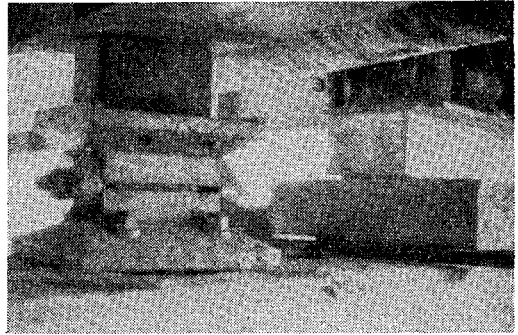


写真-2

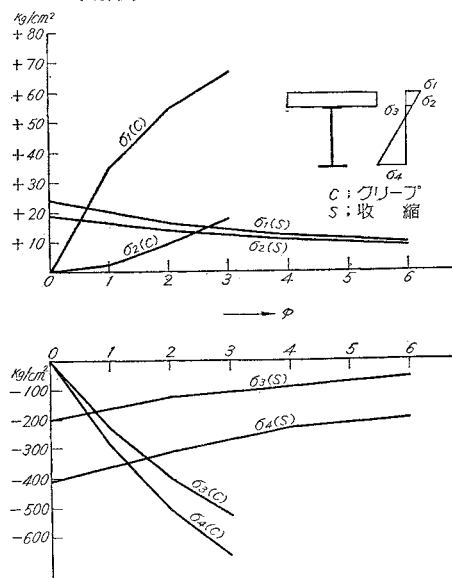


の桁が同じ量ずつ下るように十分注意してジャッキを操作した。所定の位置に下つてから、鋼桁と上シューとの結合ボルトを取りつけたのち、下シューのアンカーボルト穴にモルタルを注入して固定した。コンクリート供試体は  $\sigma_{28}=312\text{ kg/cm}^2$  であつた。

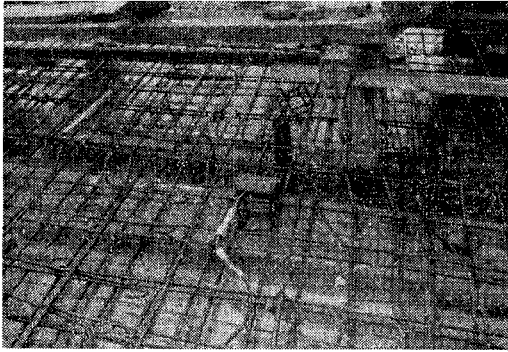
設計には、クリープ係数  $\varphi=2$ 、収縮量  $\epsilon_s=15 \times 10^{-6}$ 、収縮にともなう  $\varphi=2$  としたが、Sattler の計算法による場合、橋脚上コンクリート床板上縁応力度は、支点下降によつて得た圧縮応力度  $-84\text{ kg/cm}^2$  が、クリープ、収縮終了後  $-18\text{ kg/cm}^2$  に大きく減ずることになる。クリープ、収縮終了時において引張り応力度を生ぜず、活荷重によつては許容引張り応力度  $+20\text{ kg/cm}^2$  以下、活荷重と湿度変化に対しては  $+25\text{ kg/cm}^2$  以下であつた。DIN による限界変形の安全度は、床板コンクリートを無視し鋼桁のみに対して、クリープ、収縮、および温度変化による不静定力を考えると死活荷重の約 1.5 倍である。

最初与えられたプレストレスが変化する状態は、クリ

図-2 橋脚上断面  
コンクリート床板および鋼桁上下縁の応力変化  
(計算値)



写真—3



一係数 $\phi$ の値によって大きく違うので、いま中桁支点上について $\phi$ を変化せしめて計算を行なった結果を図—2に示す。

次に支点もちあげ、および下降によつて予定のプレストレスが桁に与えられたかどうか、またそれが変化している状態を知るために、振動線ヒズミ計（協立研究所製）を写真—3のごとく、中桁支点上断面のコンクリート中および鋼桁下縁に5コ取りつけて測定を行なったが、架設応力については表—1のようである。

表—1 架設応力度 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

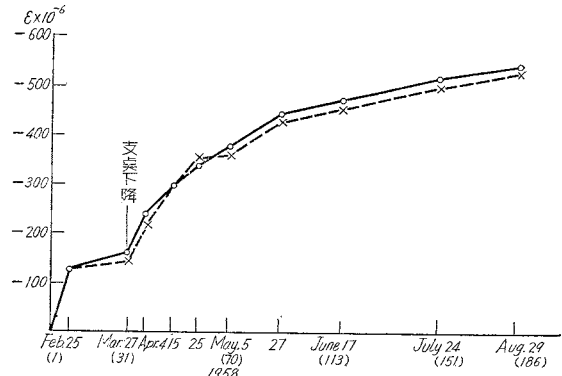
測点	支点もち上げ			コンクリート打設			支点下降			
	実測	計算	%	実測	計算	%	実測	計算	%	
鋼桁	1	—	—	—	—	—	+1 600	+1 673	96	
	2	-510	-525	97	-504	-509	99	+1 695	+1 772	96
	3	-602	-525	114	-507	-509	100	+1 595	+1 772	90
	4	—	—	—	—	—	—	+1 675	+1 673	100
コンクリート床板	5	—	—	—	—	—	-68	-72	95	
	6	—	—	—	—	—	-70	-72	97	

設計下降量 13 cm に対し level による実測値は 12.7 cm であり、コンクリートのヤング率  $E=3.0 \times 10^5 \text{ kg}/\text{cm}^2$  ( $n=7$ ) として計算した。なお支点下降時、左右橋台位置における鋼桁下縁より、一定高さの伸びを dial gage で測定した。以上の架設応力度の実測値と計算値を比較すると、大体所要のプレストレスが合成桁に導入されたことがわかる。また支点下降の 20 日後、貨物自動車 2 台を載荷してタワミおよび応力を測定し、ほぼ満足すべき結果を得た。

振動線ヒズミ計による鋼桁下縁および床板コンクリートのヒズミ変化の、コンクリート打ちののち約 6 カ月間の経過は、図—3, 4 に示しているが、支点下降までは収縮のみ、支点下降後は収縮とクリープによる影響である。測定はできるだけ温度影響を少なくするため早朝または曇つた日に実施しているが、図—4 のコンクリートのヒズミが計算値より少ないのは、多少温度の影響を受けているようである。鋼桁下縁のヒズミは  $-540 \times 10^{-6}$ 、応力は  $-1 134 \text{ kg}/\text{cm}^2$  であり、後死荷重である舗装による応力をさし引くと約  $-1 000 \text{ kg}/\text{cm}^2$  となる。これ

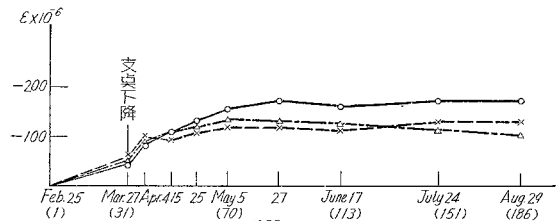
図—3 橋脚上断面

鋼桁下縁のヒズミ変化実測値（振動線ヒズミ計による）



図—4 橋脚上断面

床板コンクリートのヒズミ実測値（振動線ヒズミ計による）

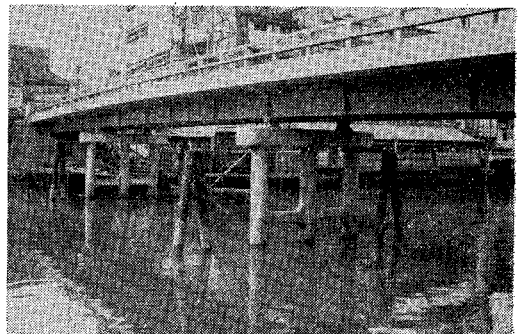


は計算値  $-741 \text{ kg}/\text{cm}^2$  よりも多く、図—2 の計算値の曲線と比較すると、 $\phi=2$ 、 $\epsilon_s=30 \times 10^{-5}$ （収縮にとまらぬ  $\phi=3$ ）に相当することになり、収縮およびクリープの影響が、かなり大きいことを示している。

### 3. 大阪市における実例その二（太左衛門橋）

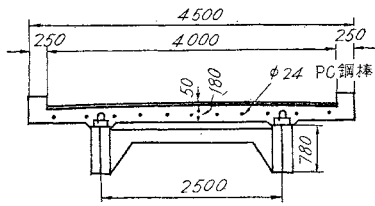
本橋は、三径間連続桁 ( $l=12.85 \text{ m}+15.00 \text{ m}+12.85 \text{ m}$ ) で写真—4、図—5 に示すようであるが、橋脚上にある区間のコンクリート床板に、合成後 PC 鋼棒によつてプレストレスを与える工法を採用した。合成後プレストレスする場合には、プレストレス力をジベルを経て鋼桁断面にも伝えることになるから、ジベルがやや大きくなるのはまぬがれないが、プレストレスしたのち合成するものに比して構造が簡明である。またこの場合、支点下降による工法にくらべて、クリープによるプレストレス減

写真—4



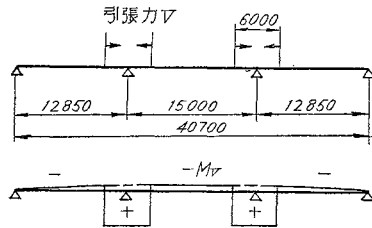
少の影響は少ない。 $\varphi=2.5$ ,  
 $\epsilon_s=18 \times 10^{-5}$ ,  
 収縮にもなる  
 $\varphi=5$ とした  
 (前記友淵  
 橋と $\varphi, \epsilon_s$ の  
 値が違うの  
 は、本橋は合成桁設計施工指針案がでたのちの設計だから、それによつたのである)。

図-5 太左衛門橋横断面図



死活荷重、収縮、および温度変化によるコンクリート床板上縁引張り応力度は、橋脚上では約  $40 \text{ kg/cm}^2$  になる。これに対し、橋脚上 6 m の区間に、住友電工製高張力鋼棒 ( $\phi 24$  本を 11 本、1 本当たり許容引張力 21.5 t) でコンクリート打ち 1 週間後にプレストレスを与えたが、プレストレスによるモーメントは 図-6 のごとくなる。

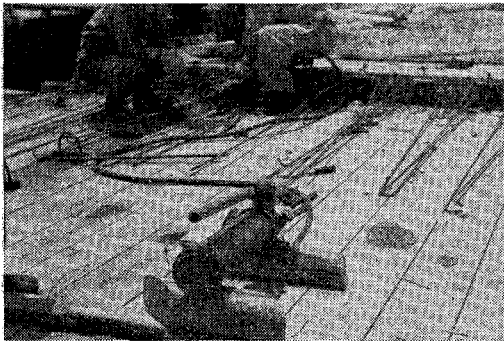
図-6 プレストレス



セメントはベ  
 ロセメントを  
 用い、コンク  
 リート供試体  
 の $\sigma_1=379 \text{ kg/cm}^2$   
 であつた。プレ  
 ストレスの状  
 況は 写真-5

に示すよ  
 うで、終了後すぐグラウトを注入し、グラウトは普通セメントを用い、 $\sigma_1=188 \text{ kg/cm}^2$  であつた。橋脚上 6 m の区間のプレストレスを終つてから残部床板コンクリートを打つた。打継カ所の引張応力により生ずるおそれあるひびわれを防ぐため、支点下降によるプレストレスも考えられるが、この場合は簡単のため鉄筋で補強し、かつ防水工を施した。

写真-5



支点上においては、プレストレスによりコンクリート床板上縁には  $-29 \text{ kg/cm}^2$  の圧縮応力度を生じ、クリープ終了後  $-20 \text{ kg/cm}^2$  となる。コンクリート引張応力度を照査するとき、許容引張応力度を活荷重に対して  $+20$

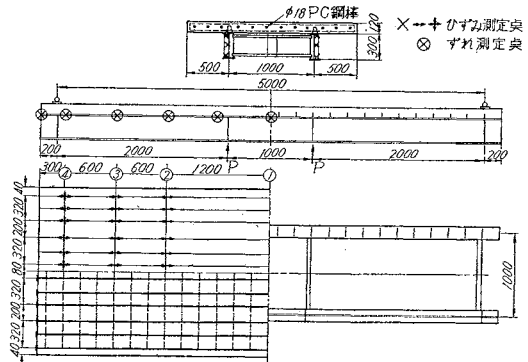
$\text{kg/cm}^2$ 、活荷重と温度変化に対して  $+25 \text{ kg/cm}^2$  とした。また限界変形に対する安全度は、床板コンクリートを無視し鋼桁と PC 鋼棒によつて計算すると、クリープ、収縮、および温度変化による不静定力を考え活荷重の約 2.3 倍である。

Negative moment に対して PC 鋼棒でプレストレスする工法は、連続桁のみにかぎらずゲルバー桁にも適用されるものであるが、本工法で問題となる点は、

- (1) プレストレス力の床板およびジベルへの応力集中
- (2) 降伏安全度の大きさ
- (3) 収縮およびクリープによるプレストレス力の減退

などであるので、これら確かめる目的のために 図-7 に示す実験桁を製作し、弾性および破壊試験を実施することとした。この種の実験例としては、Fuchs<sup>3)</sup> および Wästlund<sup>4)</sup> のものがあるが、いずれも Freyssinet system を用いたものである。なお本橋 コンクリート床板中および鋼桁下縁に、振動線とビズミ計 7 コを取りつけて、前記 (1) および (3) の影響をしらべることにした。

図-7 実験桁



実験桁の実験の一部を 写真-6、図-8,9,10,11 に示しているが、実験結果を要約すると次のごとくである。

- (1) プレストレスは高張力鋼棒 ( $\phi 18$  1 本当たり許容引張力 10 t) 12 本によつて与えた。
- (2) プレストレス力のコンクリート床板への応力集

写真-6



図-8 プレストレスによるコンクリート上面ヒズミ分布図(その1)

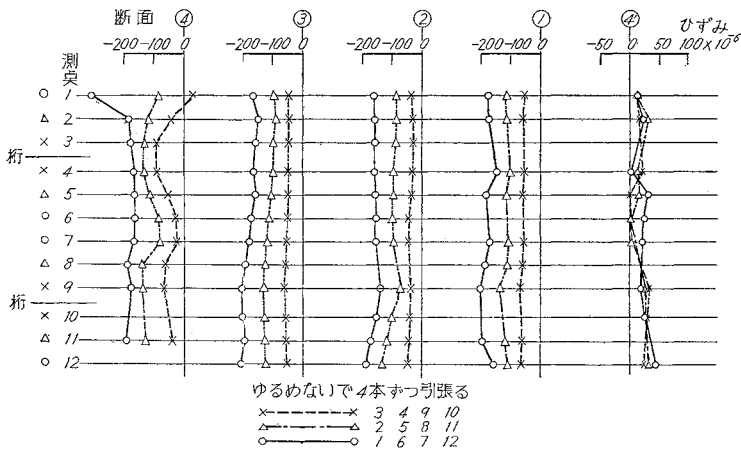
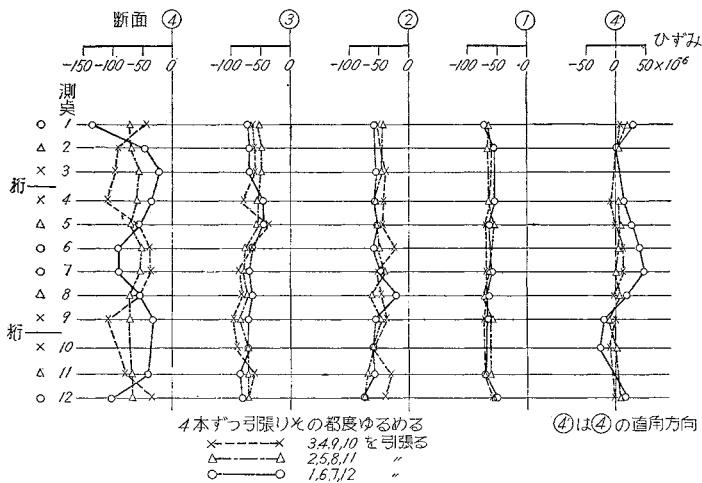


図-9 同上 (その2)



中は図-8 断面 ④ ではかなり大であるが、断面 ③ ではあまりみられず、断面 ① では、ほとんど平均している。

図-8 において、PC 鋼棒を4本ずつ引張り、そのつどゆるめた場合、断面 ④ では桁に近い1組と遠い1組は応力集中が大で、その中間の1組は、応力が平均している。

図-10 中央断面荷重-タワミ曲線

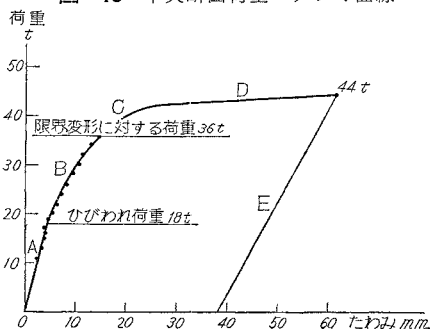


図-11 中央断面鋼桁荷重-ヒズミ曲線

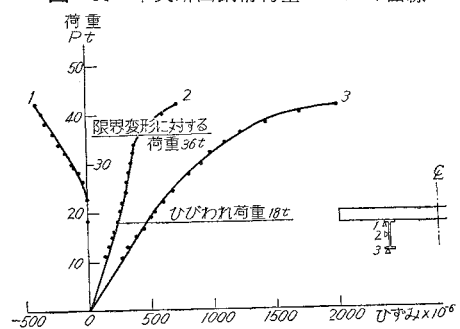


図-9 は、桁に近い方から4本ずつ、そのつどゆるめないで全部引張った場合である。断面 ④ では、床板端において応力集中がみられる。

(3) プレストレス力のジベルへの応力集中については、プレストレス時の鋼桁上縁ヒズミ分布から、また桁降伏時に端部にずれを生じなかったことから逆に考えて、あまり応力集中が認められなかったように考えられる。

(4) プレストレスを与えたとき、コンクリートの弾性ヒズミおよびナットのゆるみによるプレストレスの減退量は、鋼棒長さが短かいため約8%であった ( $n=8$  とする)。しかし鋼棒を用いる Dywidag system は、鋼線を用いる Freyssinet system にくらべて、定着の際のゆるみによる loss が少ないから、短かい区間をプレストレスするには有効な工法である。

(5) 弾性試験 ( $2P=12t$ ) の実測値の計算値に対するタワミ比 90%、応力比 94~97% であった ( $n=7.5, E_c=280000 \text{ kg/cm}^2$ ) とする。

(6) ひびわれ荷重は 18t で大体計算値と合っている(コンクリート供試体の  $\sigma_{22}=387 \text{ kg/cm}^2$  であつて、引張強度を  $27 \text{ kg/cm}^2$  とする)。

少しの ひびわれ はタワミにほとんど影響をおよぼさず、荷重が去れば鋼桁が弾性範囲内ならば ひびわれ は閉じる。荷重 20t あたりから ひびわれ が進むと、図-10のごとく荷重-タワミ曲線が少し傾いてくる。鋼桁下縁が降伏点に達する荷重 (DIN の限界変形に対する荷重) は 図-11 のように 36t であり、計算値の約 1.1 倍であつた (降伏点応力を  $2600 \text{ kg/cm}^2$  としている)。こ

