

鬼怒川鉄道橋の設計および測定について

野 口 功* 上 野 博**
 小 池 晋* 大 西 清 治**
 橋 田 敏 之*

1. ま え が き

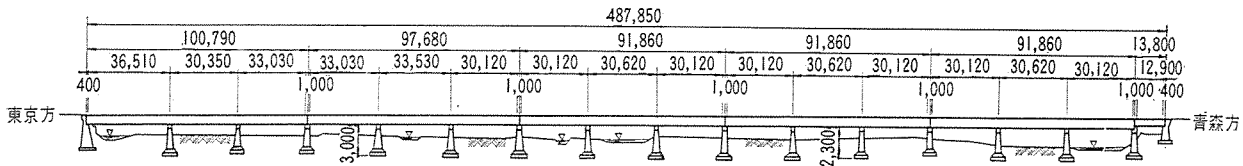
鬼怒川橋梁は東北本線 岡本一宝積寺間に位置する全長約 450 m の橋梁であり、従来単線であったものが、東北線複線化の工事にともなって、在来橋梁の上流側にさらに 1 線増設されるため、図-1 に示すようにこの橋梁

をスパン 30.12~36.51 m の 15 スパンを各 3 スパンずつの PC 連続桁として架設することになった。

使用した PC 工法はフレシネー式の 12.4 mm 7 本鋼より線 12 本よりなる大型ケーブルである。

本橋梁は昭和 36 年 1 月にはじまり昭和 36 年 11 月に竣工したものである。この橋梁の設計にあたって遭遇

図-1 鬼 怒 川 橋 梁 全 体 図



したいいくつかの問題点、および施工に当って測定した事項について、次に項目別に紹介したいと思う。それぞれの問題について十分に検討しつくしてはいないので、紙上での公開をちゅうちょする点も少なくないが、あえて事実をそのまま紹介させていただくことにする。

2. プレストレスによる 2 次モーメント

連続桁は 図-2 に示すように 3 カ所の施工区分に分け、まずはね出しを持つ単純桁、次いで 2 径間連続桁、そして最後に 3 径間連続桁という順序に施工される。このため始めから 3 径間を一度に作る場合の自重による曲げモーメント図と異なったモーメントを生じ、将来コンクリートのクリープにより自重による曲げモーメントの再分配が行なわれる。再分配の量が多ければそれだけ設計上に考慮しなければならぬモーメントの巾が大きくなる。

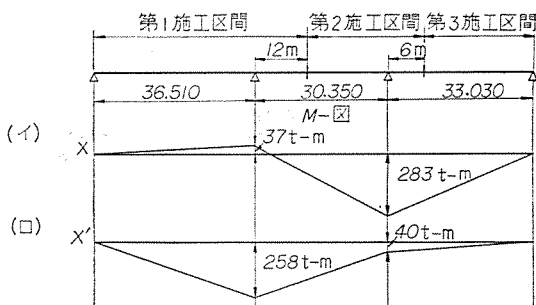
なるので、なるべくこの再分配が少なくなるように、言いかえれば、1 径間ずつ施工してゆき最後にでき上ったときの自重による曲げモーメント図が、3 径間を同時に施工したときの自重による曲げモーメント図とほぼ等しくなるように、施工継手の位置を決定した。図-3 において施工継手の位置、特に第 1 施工継手の位置が連続桁に等分布荷重が載荷したときの変曲点の位置よりかなりずれているのはこのためである。

プレストレスによる 2 次モーメントはスパン 36 m+30 m+33 m の連続桁において 図-2 のような結果を得た。(イ)は各スパンごとにプレストレスを与えて行った場合の弾性変形による 2 次モーメントを各プレストレスの段階において計算し、これらを合成したものである。したがってこの 2 次反力は全部のプレストレスが終了するまでコンクリートのクリープは生じないものと考えたときの、全部のプレストレスが終了した直後における 2 次モーメントを示すものである。

(ロ)は 3 径間のコンクリートを一度に打ち、全部のプレストレスを行なって、自重が同時にかかったときに生ずる 2 次モーメントである。

(イ)と(ロ)を比較すると、(イ)の場合には第 2 中間支点における 2 次モーメントが大きく、(ロ)の場合はちょうど逆になっている。実際にはプレストレスの直後においては(イ)の 2 次モーメントが生じているが、コンクリートのクリープが進行するにつれて(ロ)の 2 次モーメントの形に近づいて行くものである。最終的な 2 次モーメントの大きさを正確に計算することは非常に複雑な計算となる

図-2 2 次モーメント



X : 第 1, 第 2, 第 3 施工区間の順序によりケーブル緊張をした場合の弾性変形により生ずる 2 次モーメント…………… M_0

X' : 三径間を同時に緊張した場合の 2 次モーメント…………… M'_0

*国鉄構造物設計事務所 **オリエンタル コンクリート K K

ので簡単のために次のような仮定によって概略の計算を行なった。すなわち、(イ)の状態において生じた2次モーメント X は将来コンクリートがクリープをおこす。これは近似的に変形が一定で、コンクリートのヤング係数が $\frac{1}{1+\phi}$ に低下すると考えられるので、 $\frac{1}{1+\phi}$ になるものと考えた。一方、全プレストレスを同時に行なうと、(ロ)の状態の2次モーメントがおこり、これはもしプレストレスの有効係数を100%と考えると、近似的に将来とも変わらないものと考えることができる。クリープにより発生する2次モーメントは(ロ)の形で発生する。そしてその大きさ弾性的な変形の ϕ 倍の変形をコンクリートの見掛けの長期弾性係数 $\frac{E_c}{1+\phi}$ によって抑制することになるので、近似的に(ロ)の2次モーメント X' の $\frac{\phi}{1+\phi}$ が発生するものと考えることができる。

したがって本橋のような場合に生ずる最終的な2次モーメント X_{final} は

$$X_{final} = \frac{1}{1+\phi}X + \frac{\phi}{1+\phi}X'$$

と考えることができる。上の式はプレストレスの有効係数を100%として、コンクリートの長期荷重に対するヤング係数を簡単に $\frac{E_c}{1+\phi}$ と考えたごく近似的な式であるが、これによって計算すると、最終状態における2次モーメントは次の表-1の値ようになる。一方、このよ

表-1 最終の2次モーメントの値

$\frac{X}{1+\phi} + \frac{\phi}{1+\phi}X'$ X'による場合	
$X + \frac{\phi}{1+\phi}(X' - X)$ (1-e^-phi) による場合	

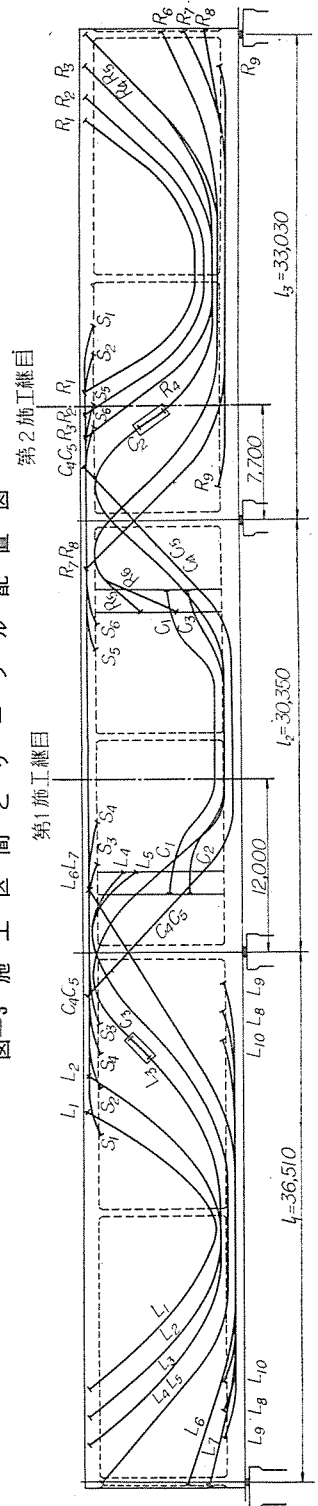
うな計算に対して、ドイツでは $X + \frac{\phi}{1+\phi}(X' - X)$ なる式が常用されているようであるが、この式と上記の式は $\frac{1}{1+\phi} = e^{-\phi}$ とすれば同一の式になる。 $\phi < 1$ でなければ $\frac{1}{1+\phi}$ は $e^{-\phi}$ の近似式とはなり得ないが、2次モーメントそのものが比較的小さい値であり、どの計算方法によっても正確な値を求められないので、実用上の計算には前者の式でもさしつかえないものと考えられる。図-3の2次モーメントに対して両方の式で計算した最終の2次モーメントは表-1に示すとおりであり、両者の差

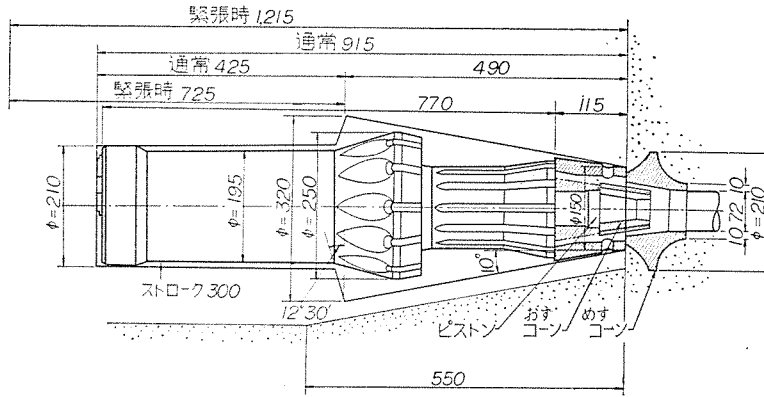
は死荷重あるいは活荷重のモーメントにくらべて無視しうるほどである。

3. PC ケーブル定着部の構造細目について

本橋の設計は前述のようにステージングによる場所打ち施工を採用し、ステージング材料の節約および部分的にプレストレスを行なって緊張時の摩擦損失を少なくするほか、コンクリート打設後なるべく早くある程度のプレストレスを導入して乾燥収縮、温度変化によるひびわれを防止する、などの観点から図-3に示すような施工区分を決定し、それとともにケーブル配置も決められた。この結果途中で定着するPCケーブルが多くでてきた。

PCケーブルは引張強度196t、降伏点強度166tしたがってプレストレスの作業時には150t程度の力で引張られることになる。PCケーブルの定着装置およびジャッキは図-4のような寸法であり、従来の12xphi7ケーブルのコーンにくらべてかなり大きく、始めて使用するものであったため、上突縁定着用舟型の大きさなどはいろいろ試作し、その形を決定した。また定着位置も図-5に示すように上突縁の上側および下側、腹部の内側、下突縁の上側など各種の形を混用することになった。端部引張力が大きく、しかも定着部の付近に局部的に大きな支圧力が働くばかりでなく、ねじれ応力もおこることも考えられたので、定着部付近の配筋は入念



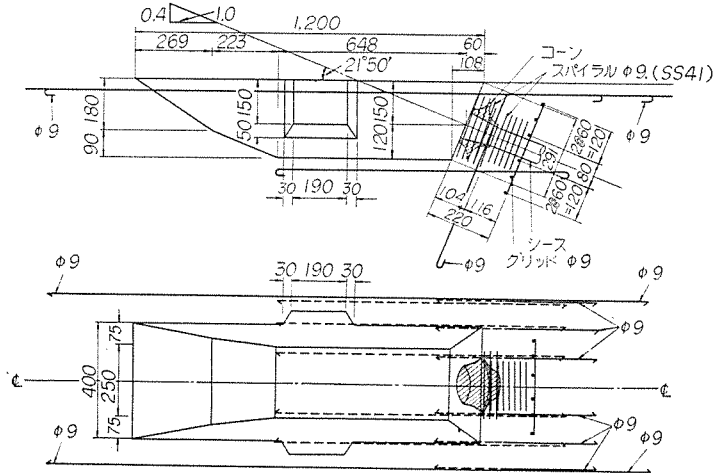


← 図-4 165t フレシナー ジャッキ およびコーン

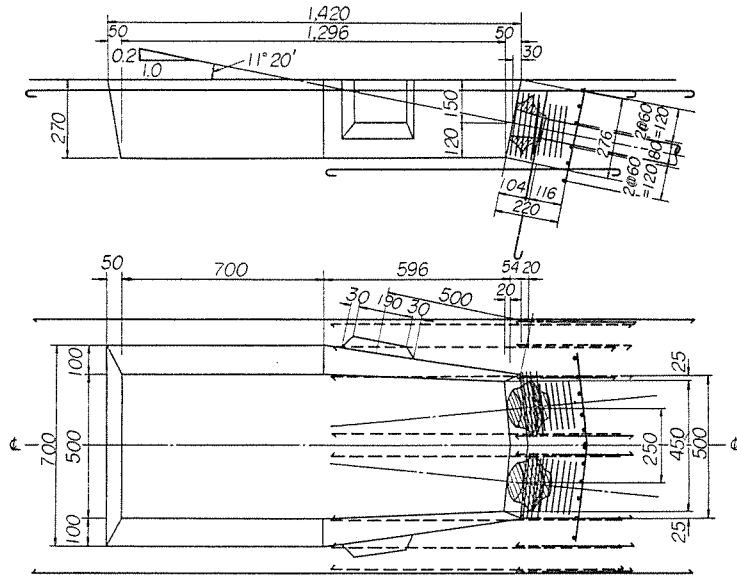
図-5 ケーブル定着部設計例

1. 上縁定着

1) 21°50' ケーブル1本定着



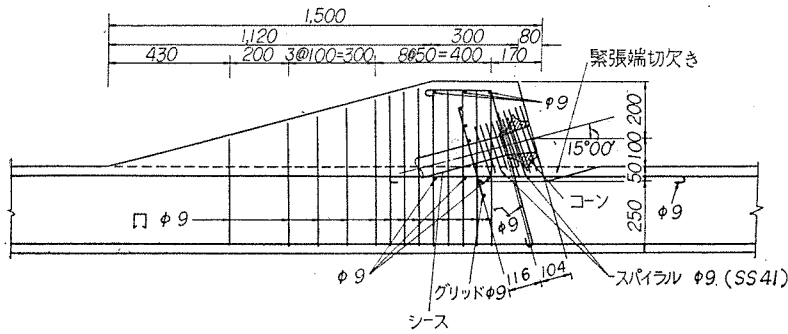
← 2) 11°20' ケーブル2本定着



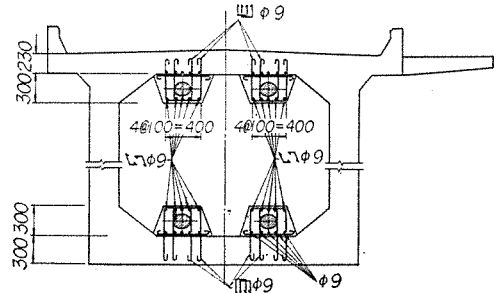
2. 箱形断面内部定着

1) 15°00' 上下フランジでの定着

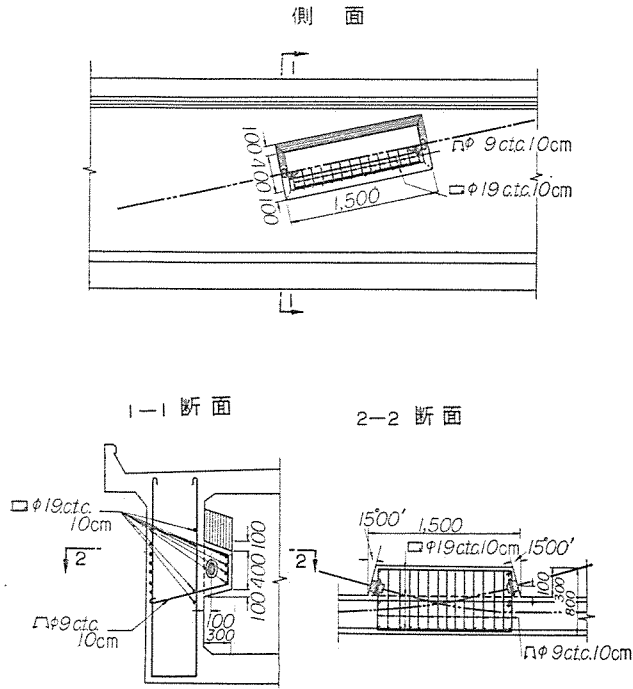
緊張端



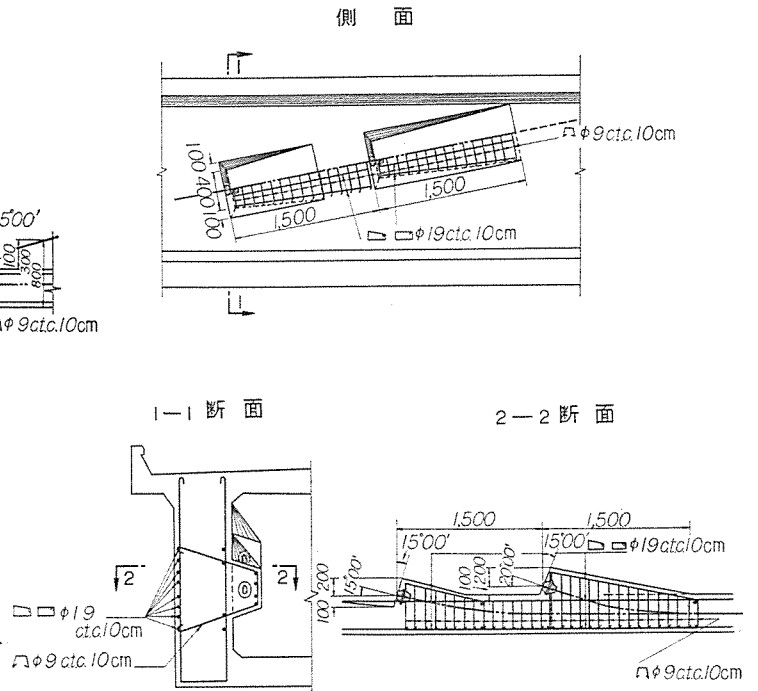
15°00'上下面定着断面



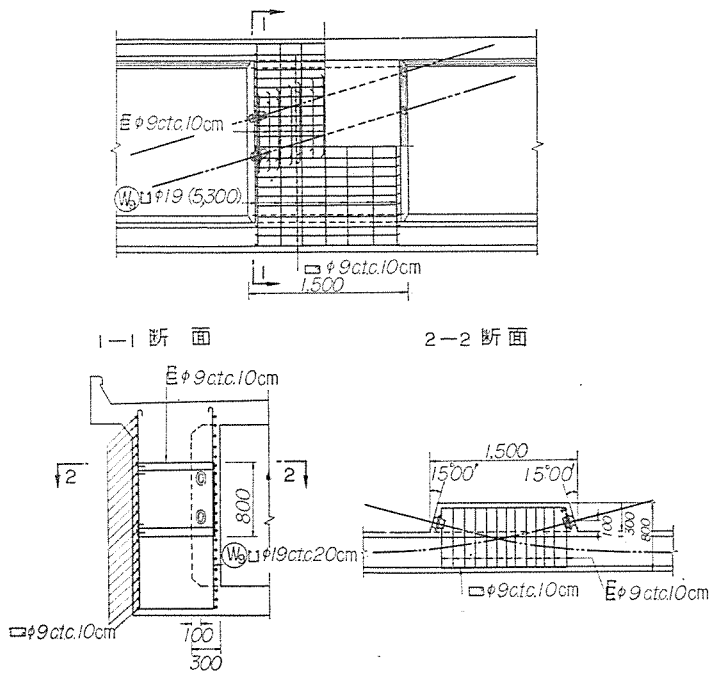
2) 腹部への定着
イ)



ロ)



ハ)



3. 隅角部での定着

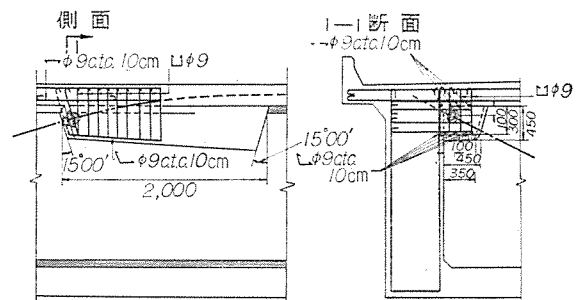
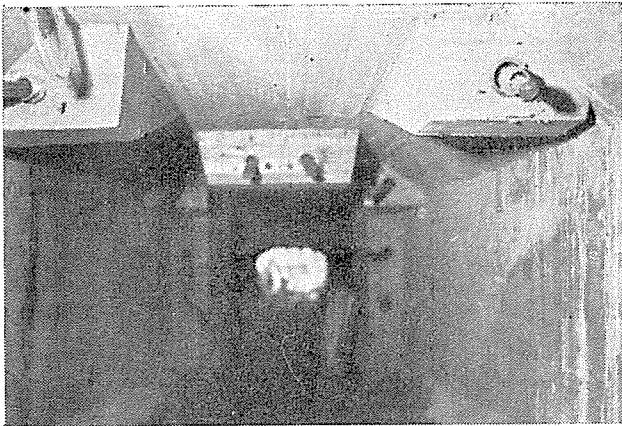


写真-1 定着部の一例



におこない、十分すぎると思われるだけの鉄筋を配置した。はたしてこれだけの鉄筋が必要であるかどうかはともかくとして、施工した結果においては十分安全な配筋であったということが出来る(写真-1)。

4. 支承部の設計について

一般に連続桁の場合は、支承のうち1カ所を固定支承、他の全支承を可動支承とし、地震その他による水平力のほとんど全部を1カ所の固定支承に集中して受けさせるのが普通である。しかし、本橋の場合、橋脚および橋台は単純桁を予定して設計され、一部はすでに工事が始められていた。このため連続桁としても水平力を各橋脚に分配させることが必要であった。このためネオプレーンを用いたフレシパッドを使用することになったのであるが、使用にあたっては不安定な問題も残されていた。すなわち、鉄道橋においては列車の制動により、かなり大きな水平力が作用し、フレシパッドが急激にかなり大きなせん断変形をおこすこと、また、これらの制動力は複線であるため、常に一方の水平力のみを生ずることになる。このためにフレシパッドが永久変形をおこすことであった。しかし、将来、フレシパッドに永久変形を生ずるようなことが起こった場合には桁間にプラスチックな材料を填充し、有害な影響をのぞくことができるという見とおしが立ったので、フレシパッドの使用にふみ切った。

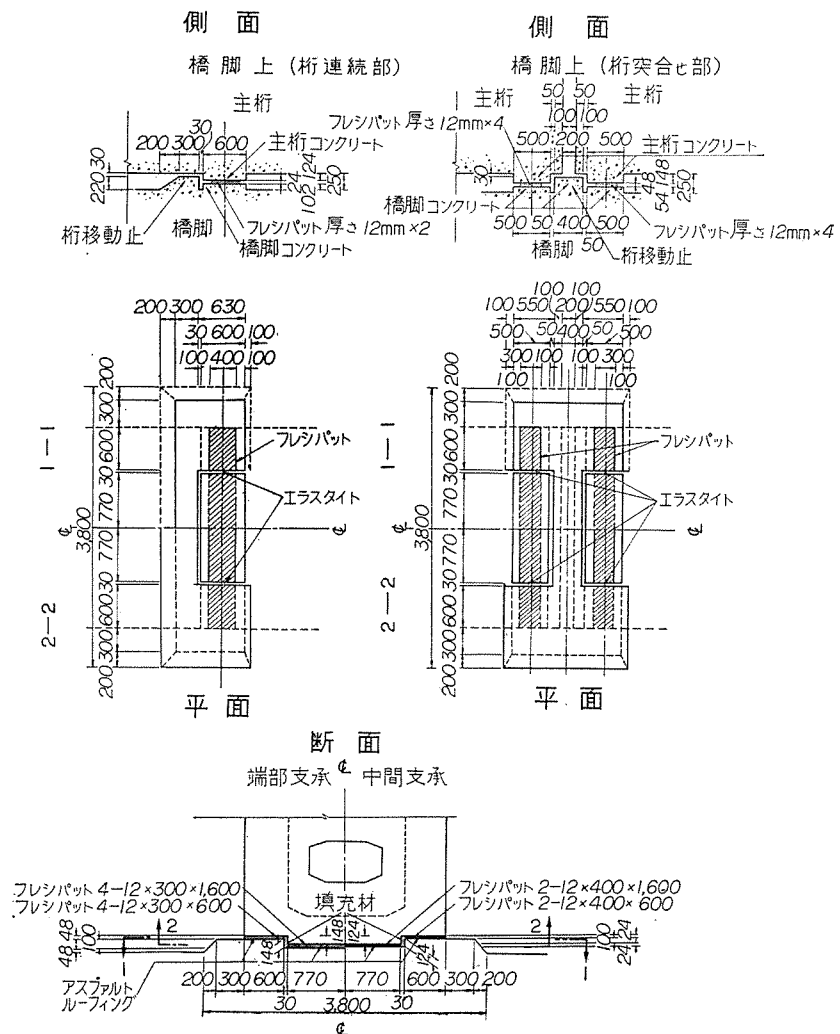
支承部の構造は図-6に示すごとく

であるが、横方向には段違いを作って移動を完全に止め、また縦方向には3cm以上移動しないよう桁下面と橋脚頂面からそれぞれ突起を出し、これによって移動を止めるようにした。

橋脚の反力、支承の面積、各種原因による移動量は表-2に示すとおりである。ここにおいてクリープおよび乾燥収縮による桁の縮みを計算値の1/2だけ考慮したが、これは工事が完了したのち、全部のフレシパッドを置き直すためである。また将来、変位が大きくなった場合、およびフレシパッドが不良になった場合は、いつでも交換ができるようにジャッキすえつけの設備を施した。

工事完了後、試験機関車による制動試験を行なったが、これはfull loadの列車が、設計において考えただけの減速度で、制動をした場合の1/10程度の制動力にしかならないものであるので、設計の制動力がかかった場合に安全であるという結論をひき出すにはほど遠いものであるが、機関車一両が非常制動をかけた場合の支承部の移動量は、機関車が制動をかけないで通過した場合の移動量とくらべ、0.2~0.3mm程度大きくなるもの

図-6 支 承 の 図

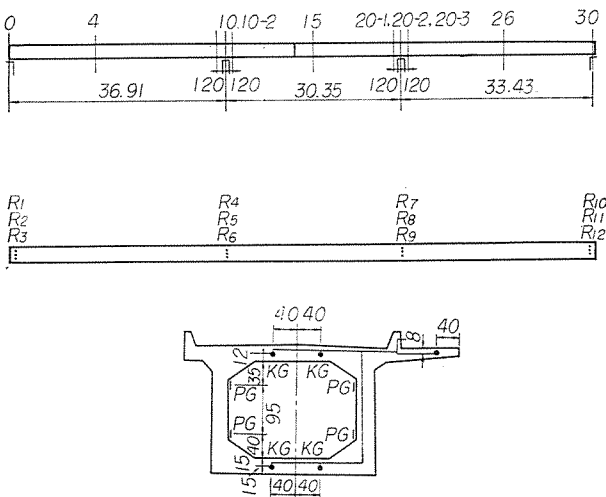


であり、この程度の制動力では問題にならないことが判明した。この結論は桁長が100 mにも達する連続桁の場合に対して安全性を確認することはできないが、スパン20 m前後で機関車1台しか載荷されない程度の単純桁の場合には表-2に示す程度のせん断硬さをもつフレシパッドであれば、使用上支障はないことを結論することはできるであろう。

鉄道橋の連続桁にフレシパッドを使用することは非常に有利な面が多いが、標準的な支承の構造として使用するには、本橋においてさらに何年か監視を行なった上で結論されるべき問題であると思う。

5. 応力測定

36+30+33 mの連続桁において、図-7に示すように、両側径間の4/10点、中



R.G: ペーパー ゲージ K.G: カールソンひずみ計 R: 計反力測定用応力計

図-8 反力測定用応力計

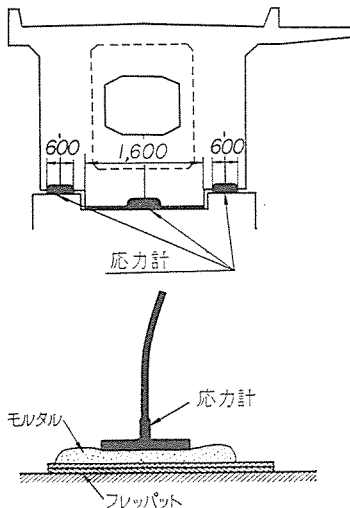
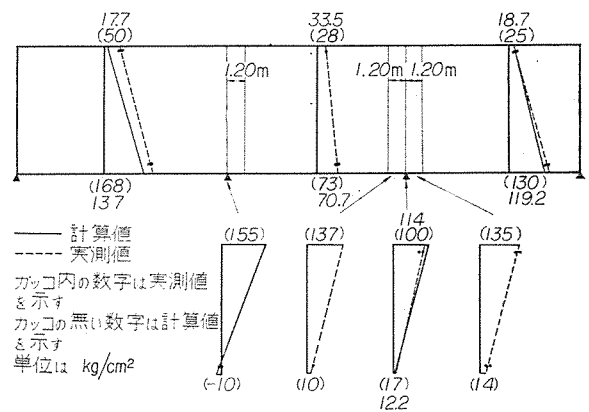


表-2 支承にかかる荷重および変位

	36	30	33	
支 承 反 力 max t	360	610	575	335
min	176	390	374	150
支 承 面 積 m ²	0.48	1.12	1.12	0.84
支 圧 応 力 max kg/cm ²	42	55	51	40
min	20.2	35	33	18
支 承 部 た わ み 角 による 応 力 kg/cm ²	± 6	± 0.5	± 0.5	± 6
シ ュ ー の 硬 さ t/mm	1.47	3.92	3.92	1.47
シ ュ ー の 可 動 量 mm	28	14	14	28
水 平 力 の 分 担 率 %	13.6	36.4	36.4	13.6
温 度 変 化 ± 15°C による 移 動 量 mm	± 7.5	± 2.3	± 2.3	± 7.5
コ ン ク リ ー ト の 乾 燥 収 縮 (75×10 ⁻⁶) mm totalの1/2	3.8	1.2	1.2	3.8
ク リ ー プ による 移 動 (250×10 ⁻⁶) totalの1/2	12.5	3.8	3.8	12.5
合 計 変 位 mm	8.8~23.8	2.7~7.3	2.7~7.3	8.8~23.8
合 計 変 位 における 橋 脚 にか かる 水 平 力 t	13~35	10.6~28.6	10.6~28.6	13~35
橋 脚 にか かる 地 震 力 (震 度 0.2) t	30	80	80	30
地 震 力 による 桁 変 位 mm	20.4	20.4	20.4	20.4
制 動 力 (86 t) の 橋 脚 にか かる 水 平 力 t	11.7	31.3	31.3	11.7
制 動 力 による 桁 の 縦 方 向 変 位 mm	8.0	8.0	8.0	8.0

図-9 プレストレスの導入直後の応力



中央径間の中央、中間支点およびそれより1.2 m離れた断面の上突縁および下突縁にカールソン型ひずみ計を、また各支点には図-8に示すようなCR-60 F型の応力計を設置し、プレストレス導入時におけるひずみ測定をはじめ随時応力の測定を継続した。

(1) プレストレスの測定

各断面に埋込んだカールソンひずみ計によるプレストレス導入直後のコンクリートのひずみ測定結果を図-9に示してある。図にはひずみを応力に換算して示してあるがコンクリートのヤング係数 $E_c = 3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ と仮定すると、計算において仮定した導入直後のコンクリートに生ずる応力と比較的よく一致する。

(2) 温度差により生ずる2次応力

前日の午後各測点におけるひずみを測定し、翌日の早朝に同様の測定を行ない、日中桁の上縁が暖められることにより生ずる2次応力の測定を行なった。桁の上下

突縁において、午後および早朝におけるコンクリートの温度差を各測点について平均すれば表-3のとおりである。

表-3 上下突縁の温度

	1961年 9月7日 17時	1961年 9月8日 7時
上突縁	28.8°C	23.1°C
下突縁	26.1°C	25.0°C

これによると、日中において上突縁が2.7°C高く、早朝には逆に上突縁が1.9°C低くなっている。日中と早朝の間における相対温度差は4.6°Cとなり、この温度差に対する各測点のひずみは表-4に示されている。このひずみから $E_c=3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ として各断面に生じている曲げモーメントを上縁と下縁のひずみに対してそれぞれの断面係数を用いて計算し、この平均値をもって実測の曲げモーメントとして表-3に記されている。また上縁と下縁に4.6°Cの温度差を生じたときの変位を計算し、 $E_c=3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 、 I としては全長の平均(砂利止め、橋側歩道は考えない)値として2.2 m⁴を用いて、各支点における変化がおこらないよう、中間支点に集中荷重を載荷させて計算した曲げモーメントを計算の曲げモーメントとして記してある。

この結果によると、実測のひずみが比較的小さいため

測定はあまり精度のよいものではないが、計算で考えられる温度差による曲げモーメントの半分以下の曲げモーメントしか、実際にはおこっていない。いいかえれば計算どおりの温度差、曲げモーメントが生ずると、断面係数が2 m³程度であるので、約20 kg/cm²の縁応力となるが、実際に得られたひずみ測定の結果からは約10 kg/cm²程度の応力しか得られていない。これは測定の精度の低いことにもよるのであろうが、温度分布が直線変化していないことにも関係があるものと思われる。

測定した相対温度差は4.6°Cであるが、これは+2.7°C~-1.9°Cであり、温度差の0点を基準にすると、温度差による曲げモーメントは温度差2.7°Cに対して生ずるものである。測定した温度差が最大の温度差を与えていると考えることはできないが将来、桁上面にバラストが散布されれば、上下縁の温度差は多少とも少なくなるものと考えられる。

上下縁の温度差をどのように設計に考えるかは、他の材料を用いた鉄道橋あるいは道路橋の設計基準の規定をも参考にして決められるべきであり、ここにはその判断の一つの資料を提供したにすぎない。

表-4 上下縁の温度差による2次モーメント

断面	4	10	15	20	26	備 考
実測したひずみの変化 上縁 下縁	34×10^{-6} -42×10^{-6}	28.5 -10.7	18.9 -28.4	17.6 -15.4	13.8 -21.0	このひずみの変化の中には温度変化だけによる膨張、収縮はふくまれていない
ひずみの変化から計算した曲げモーメント	274 t-m	152 t-m	176 t-m	126 t-m	125 t-m	上縁および下縁のひずみから別々に計算した曲げモーメントの平均値を示す。 $E_c=3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 、コンクリートの断面には砂利止め、橋側歩道は考えない。
4.6°Cの温度差に対して計算した曲げモーメント	169 t-m	422 t-m	413 t-m	403 t-m	151 t-m	$E_c=3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 、 I は全長の平均の I を用い、(2.2 m ⁴) 砂利止め、橋側歩道の部分は考えない。

6. 単純桁の設計

昭和36年6月27日鬼怒川架橋地点上流地域の集中豪雨のため、異常出水をこむり、施工途中にあった、青森方の連続桁一セットが流失した。このため、3径間を単純桁に急きょ設計変更する必要が生じた。単純桁の外観を連続桁の箱形断面とできるだけ等しくするため、図-10に示すような非対称なT型の断面となった。

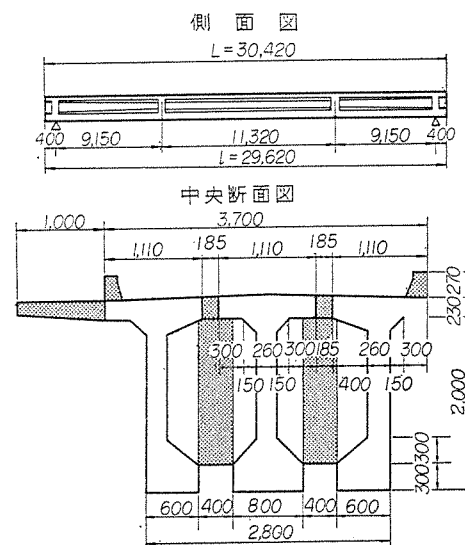
非対称のPC桁の設計例はほとんどなく、設計上つぎのような問題点を生じた。

(1) プレストレスを与えたのち、桁の端部で支承した場合、断面の主軸と重力の方向が一致しないために、桁に働く桁の自重による曲げモーメントが、桁の横方向の曲げモーメントを生じる。

(2) 横方向の曲げモーメントを受けるため、桁の運搬中における横座屈に対して検討しなければならない。

(3) 横方向の曲げモーメントにより、自重が作用した状態において、上下縁の左右の応力が不均衡になるほ

図-10 単純桁



か、静置した状態において横方向のわん曲がおこり、横締めを支障をきたす。

(1) および(3)の問題点についてはPCケーブルの

図-11

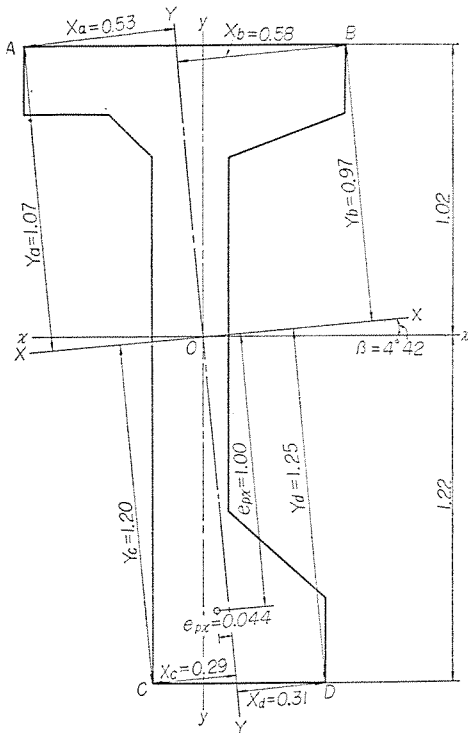


表-5 中央断面の各点における曲げ応力度の計算値 (kg/cm²) (-)は引張り

位 置	a	b	c	d
プレストレスを与えた直後のプレストレス	-13	-82	229	192
桁自重による応力度	20	79	-73	-42
プレストレスを与えた直後の合成応力度	7	-3	156	150
設計荷重作用時の合成応力度	98	101	7	8

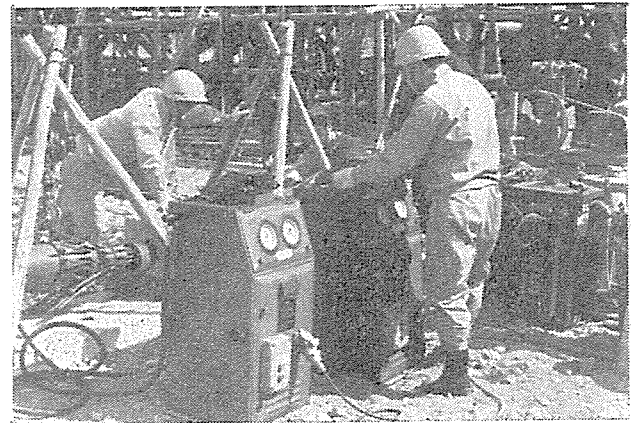
重心位置を断面の主軸 Y-Y の位置から偏心させ (図-11), この偏心モーメントによって, 横方向の曲げモーメントを打ち消すようにした。この結果, 中央断面における応力度は表-5 に示すような値となり, 桁自重が作用した後は, ほぼ均等な応力とすることができた。

スパン中央の上縁の左右にカールソンひずみ計を埋設し, 桁自重が作用したときの, プレストレスと桁自重による曲げ応力度の合成応力度に対するひずみを測定した結果, a 点と b 点までのひずみの差は約 30×10^{-6} であり, ほぼ 10 kg/cm^2 の応力の不均衡となり, 計算において仮定した値によく一致している。

横方向の座屈に関しては, 単に横方向の曲げが働くばかりでなく, 桁高に比べて桁巾が比較的小さいので, 特にこれについて検討をする必要があった。

桁の横方向の座屈に関しては P. Lebelle の報告 (Stabilité élastique des poutres en béton précontraint à l'égard du déversement latéral: Annales de l'Institut

写真-2 165 t フレシネー ジャッキと電動オイル ポンプ 試験緊張



Technique du Batiment et des Travaux Publics September 1959) に記されている計算方法および設計条件に従って安全性を検討した。計算の内容については省略することにするが, この報告において, 横方向の座屈に対しては次のような安全率をもつことを提案している。

(1) 横方向の荷重が座屈の限界荷重に対して4以上の値であれば, 桁の取扱い上の心配はないこと。

(2) 4以下の安全率の場合には, 取扱い中に生ずると考えられる横方向力を求め, これにより生ずる横方向の曲げモーメントによってコンクリートに許容応力以上の圧縮応力, あるいは引張応力が働かないことを確かめる。

(3) 桁を滑らせたり, 持ち上げたりする場合には常に2以上の安全率がなければならない。

本設計では上記の安全率は約3.0であり, 応力のチェックを行なった結果, 安全であることが確認された。

7. む す び

鬼怒川橋梁の設計にあたって遭遇したいくつかの問題点について解決方法を述べたが, 解決方法の検討としては決して満足できるほどに十分な検討であったとはいえないが, 今後の設計において何らかの御役に立てば幸いと思ひ, あえて筆を取った次第である。

終りにあたり, 本設計に関して, 早大教授 沼田政矩先生, 東大教授 国分正胤先生, 極東鋼極コンクリート 猪股博士, 構造物設計事務所長 友永博士, 元東京工事局 (現本社建設局長) 好井局長, 構造物設計事務所 川口次長, 元東京工事局 松本次長 (現本社停車場課長), その他の方々の御指導を得たことを厚く感謝致します。また本橋の施工については東京工事局宇都宮工事区 大八木区長, 伊藤職員, オリエンタル コンクリートKK 荻野技師 他の方々のなみなみならぬ御努力によりましたことを誌上をもって紹介させていただきます。 1961.12.26・受付