

講座

現場における設計・施工条件変更に伴う対応

〔その 1. PC ポステン単純 T 桁橋〕

佐久間 隆 夫*
春日 昭 男**

1

まえがき

工事着手後に荷重の変更、工程の変更等、当初の施工計画（条件）が変更になることがしばしば生じている。

通常、現場では施工計画書に施工着手前に必要な計算として、コンクリート部材の変形に関する計算、プレストレッシングに関する計算、架設時の安全に関する計算を行うが、施工上の諸条件が変更された場合、検討計算を行い、適切な対応をしなければならない。

ここでは、ポステン単純T桁橋について実際に起こり得る条件変更を想定し、個々の項目に対してその対応策（計算方法）について述べるものとする。

検討を行うモデルは建設省の標準設計のうち $l=35$ m（主要幹線道路 主桁設計番号-1512）を対象とする。

2

荷重に関する事項

(1) 設計荷重（活荷重）が変更になった場合

建設省の標準設計は、設計活荷重を TL-20 として設計されている。

路線指定を受け、TT-43 荷重を載荷する場合を想定すると、検討を行う部材は床版、主桁、横桁であり、反力についても照査する。

図-1, 2 および 表-1 に標準設計の構造寸法および設計結果を示す。

TT-43 荷重を載荷する場合、日本道路公団の設計要領を参考にして TL-20 荷重に係数を乗ずる方法とすると、

床版に対して $k=1.04$ 以下
主桁に対して $k=1.25$

* Takao SAKUMA : 富士ピー・エス・コンクリート (株)

** Akio KASUGA : (株) 日本構造橋梁研究所

である。この値は主載荷幅 5.5 m に対する割増し係数であるが、ここでは安全をみて荷重分配を無視して、活荷重全体に係数を掛けると、支間中央における応力度の増加は、

$$\begin{aligned} \text{主桁上縁} & 31 \times 0.25 = 7.8 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{主桁下縁} & -57 \times 0.25 = -14.3 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

となり、合成応力度は

$$\begin{aligned} \text{主桁上縁} & 94.0 + 7.8 = 101.8 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{主桁下縁} & 1.0 - 14.3 = -13.3 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

で、許容応力度を満足する。

(2) 添架物等付加荷重が生じた場合

1) 橋面荷重が増加する場合

標準設計では橋面荷重として

アスファルト舗装	平均厚 $t=100$ mm
地覆, 歩道	形状に応じた精算値
高欄	60 kg/m

を見込んでいる。ここでは変更（増加）の可能性が多い高欄荷重について検討する。仮に、高欄荷重を 100 kg/m に変更すると、支間中央における曲げモーメントの増加は、

$$\Delta M = 1/8 \cdot w \cdot l^2 = 1/8 \times 0.04 \times 35.00^2 = 6.1 \text{ t} \cdot \text{m}$$

程度であり、端桁で断面が決まっているとして、この増加曲げモーメントをすべて単桁が受け持つものとしても $6.1/155.0=0.039$ で、主桁下縁の応力度増加も 1.8 kg/cm^2 とわずかである。

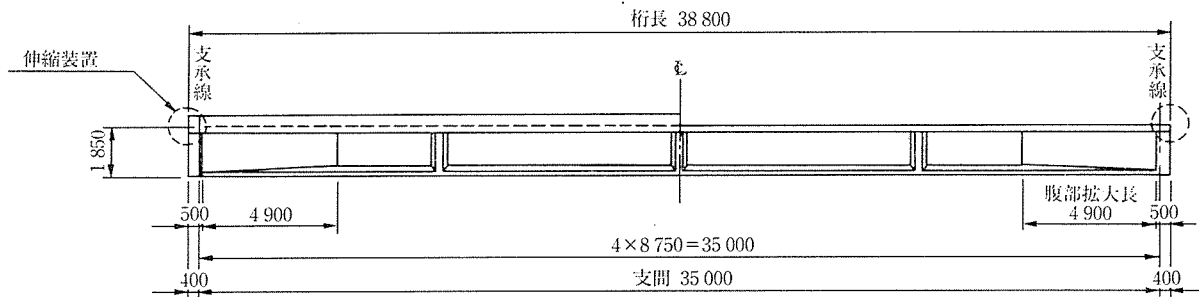
2) 添架物等付加荷重が生じた場合

水道、電気、電話等橋梁に諸設備を添架する場合、その荷重強度、配置方法により異なるが、ここでは、添架物総重量が 100 kg/m 程度として検算するものとする。

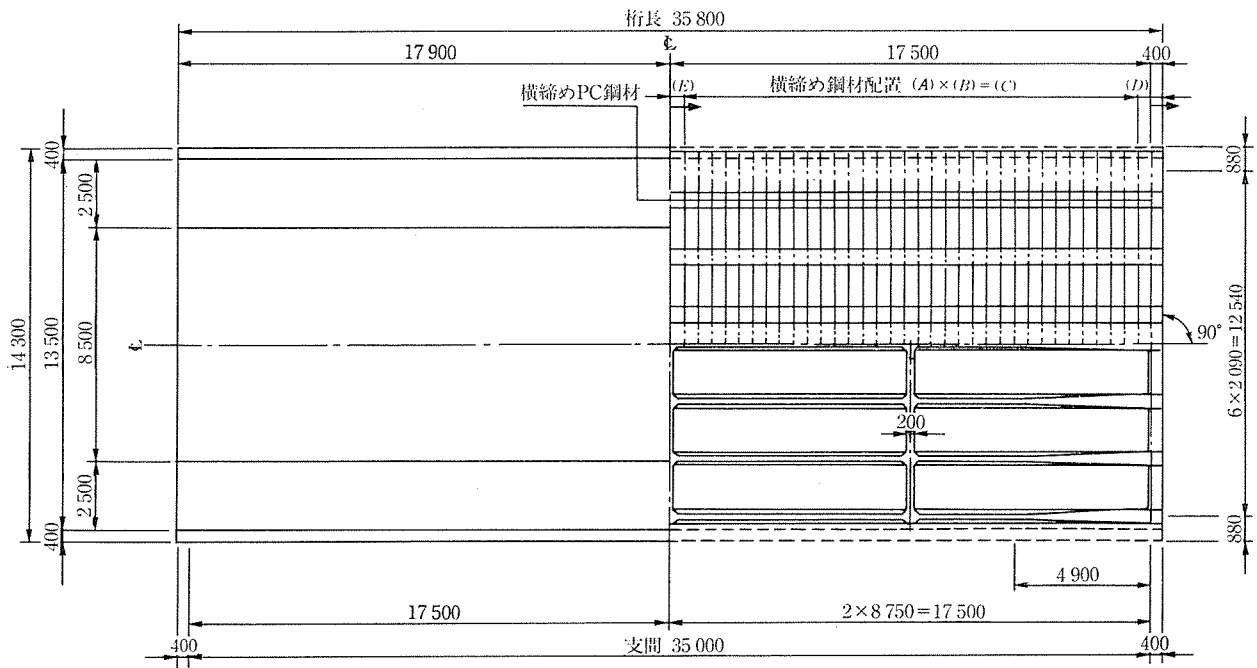
a) 主桁の検算

一般的に添架物は外部から見えないように、また、維持管理を容易にする目的で、本構造のような場合は桁と桁の間に配置することが多い。簡単に検算するに

側 面 図



平 面 図



断 面 図

中 点 部 中 間 部

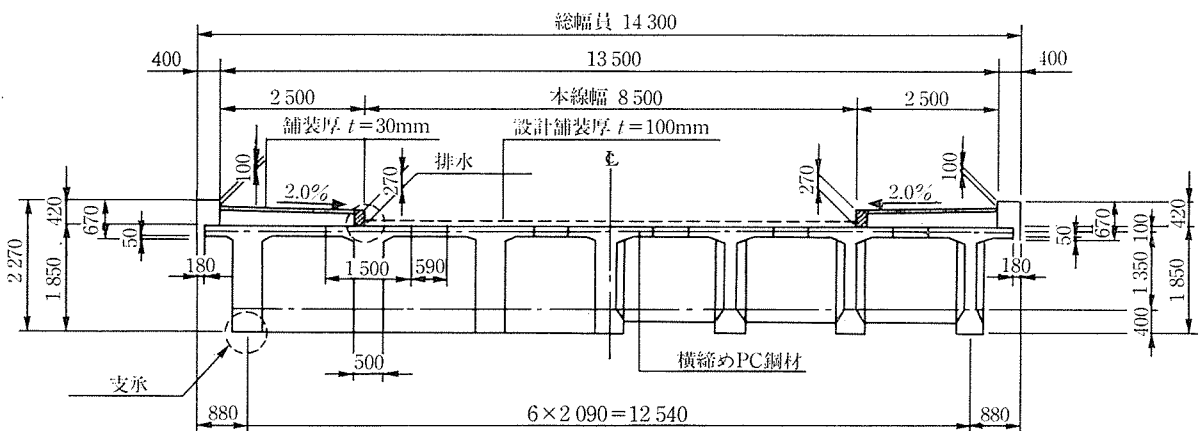


図-1 構造寸法図

は荷重分配を無視して2本の主桁でこれらの荷重を受け持つものとする、支間中央における曲げモーメントの増加は、

$$\Delta M = 1/2 \times 1/8 \times 0.10 \times 35.00^2 = 7.7 \text{ t}\cdot\text{m}$$

となり、 $7.7/155.0 = 0.05$ で主桁下縁応力度も 2.2 kg/cm^2 とわずかである。

表—1 設計数値表

1) 主桁諸定数 (支間中央断面)

	単位	総断面	純断面	PC鋼材換算断面	現場打ちコンクリート換算断面
断面積 A	cm^2	7515	7373	7691	8703
中立軸 Y_U	cm	70.53	68.64	72.80	65.50
中立軸 Y_L	cm	114.47	116.36	112.20	119.50
PC鋼材偏心量 E	cm	98.67	100.56	96.40	103.70
断面2次モーメント I	cm^4	31607000	30205000	33290000	36848000
断面係数 Z_U	cm^3	448150	440070	457300	562560
断面係数 Z_L	cm^3	276120	259570	296700	308360
断面係数 Z_p	cm^3	320330	300350	345330	355340
断面2次半径 R^2	cm^2	4206	4096	4328	4234
断面1次モーメント Q	cm^3	221274	—	—	—

2) 主桁断面力および応力度 (支間中央断面)

	断面力 (t·m)	曲げ応力度 (kg/cm^2)		
		桁上縁	桁下縁	PC鋼材心
桁自重作用時	297.5	67	-114	-99
現場打ちコンクリート作用時	65.3	14	-22	-19
舗装その他死荷重作用時	131.6	23	-42	-37
死荷重計	—	105	-179	-155
活荷重計	176.5	31	-57	-49
総計	—	136	-236	-204
導入直後プレストレス	—	-52	297	267
有効プレストレス ($\eta=0.799$)	—	-42	237	—
プレストレス導入直後	—	14	183	—
設計荷重時	—	94	1	—

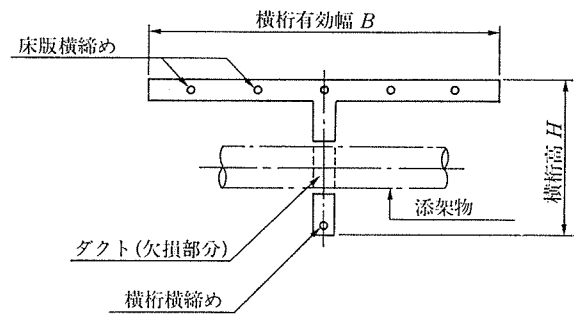
プレストレス導入直後 PC鋼材応力度 $\sigma_{pt} = 102.1 \text{ kg/mm}^2$

3) たわみ

項目	たわみ (cm)
① プレストレス導入直後	-7.4
② 有効プレストレス	-5.9
③ 桁自重	3.9
④ 現場打ちコンクリート作用時	0.7
⑤ その他死荷重作用時	1.3
⑥ 活荷重	1.7
⑦ クリープ	-5.2
①+③	-3.5
②+③+④+⑤+⑦	-5.2

4) 曲げ破壊安全度

位置	抵抗曲げモーメント (t·m)	終局荷重モーメント (t·m)	安全率	
主桁 支間中央	1454.2	1140.3	1.275	
④ 床版	支点部	14.4	-8.5	1.692
	中間部	8.8	5.1	1.719
	橋軸方向	4.3	3.7	1.164
横桁	曲げ最大時	132.1	84.9	1.556
	曲げ最小時	409.5	-90.7	4.516



図—3 横桁の抵抗断面

b) 横桁の検算

添架物を設置するには横桁にダクトを設けるのが一般的であり、その場合は、横桁断面を欠損断面 (図—3) として検算するとよい。

断面図心位置が上がるので、負の曲げモーメントに対してはプレストレスが入り易くなり、正の曲げモーメントに対しては不足する傾向となり、横桁横締めを増す場合がある。

(3) 支間長が設計長と異なる場合

通常の状態ではあり得ないことであるが、橋脚または橋台位置が制約条件等より変更となる場合がある。ここでは、支間長が長くなる場合について検算を行う (短くなる場合は仮支点の検討と同様である)。

標準設計は、1mごとに整備されているので、35.0m~35.5mの範囲について検算する。

検討支間を 35.5m として支間変動による断面力 (曲げモーメント) の変動は、

$$\Delta M = 35.5^2/35.0^2 = 1.029$$

となる。

検算は、各荷重にこの係数を乗じ、合成応力度を精算すれば良い。各状態の合成応力度は、

	主桁上縁	主桁下縁
プレストレス導入直後	16.9	179.7
設計荷重作用時	96.9	-4.8

となり、許容応力度を満足している。

3 プレストレスングに関する事項

(1) PC鋼材 (PC工法) の種類が変更になる場合
標準設計は、一般的なPC鋼材であるフレシネー工法の 12 T 12.4 で設計されている。仮に、他の定着具 (他工法) に変更する場合、

① 鋼材の種類を 12 T 12.4 より B種鋼材である 12 T 12.7 または、12 T 15.2 に変更する場合

② 定着方法を他の工法に変更する場合

の2通りが想定されるが、ここでは①の場合について検算を行う。

◇講 座◇

1) B種の 12 T 12.7 鋼材に変更する場合

標準設計によると支間中央位置におけるプレストレス導入直後の PC 鋼材応力度は 102.1 kg/mm² となっている。また、全ケーブル本数は、5 本である。

$$\begin{aligned} \text{全引張力 } \Sigma P_t &= N \cdot \sigma_{pt} \cdot A_p \\ &= 5 \times 102.1 \times 1114.8 = 569.0 \text{ t} \end{aligned}$$

これに対して B種の 12 T 12.7 を使用しプレストレス導入直後の PC 鋼材応力度を 110.0 kg/mm² とすると、

1 本当たりの引張力 $T = 110.0 \times 1184.5 = 130.3 \text{ t}$ となり、使用ケーブル本数を 4 本とすると、

$$\text{全引張力 } \Sigma P_t = 4 \times 130.3 = 521.2 \text{ t}$$

で、12 T 12.4 鋼材に比べると 0.916 となる。

支間中央でのケーブル配置を桁下縁より 95 mm に 3 本、200 mm に 1 本としてプレストレスを精算すると各状態でのプレストレスは、

	主桁上縁	主桁下縁
導入直後のプレストレス	-52.0	266.1
有効プレストレス	-41.6	212.9

となり、荷重による応力度との合成応力度は、

	主桁上縁	主桁下縁
プレストレス導入直後	15.0	152.1
設計荷重作用時	94.4	-23.1

で、主桁下縁において許容応力度を満足していないが、PC 鋼材応力度に余裕が見られるので 5% 程度アップすれば許容応力度を満足する。

(2) 導入プレストレスングに変動が生じた場合

導入プレストレスングの変動とは、計算書どおりプレストレスを導入して、その結果、工程等の関係でたわみ量が異なった場合、および中桁、端桁でケーブル本数を変えたことによるたわみ差が生じた場合とする。工程に関するものは該当する項目で述べる。

応力度のバランスより中桁と端桁でケーブル本数を変えた場合は、通常製作台をそれぞれに下げ越し製作するが、それでもたわみ差が生じた場合を想定する。

プレストレス導入直後たわみ(そり)量を

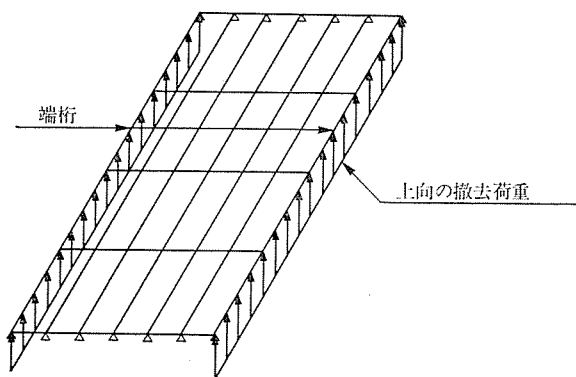


図-4 撤去荷重の載荷方法

中桁 $\delta_1 = -2.0 \text{ cm}$

端桁 $\delta_1 = -3.5 \text{ cm}$

とすると、端桁と中桁では 15 mm のたわみ差が生じる。これらの桁を架設し、横組工を施工する場合、たわみ差を調整する必要がある。桁を強制的にたわませ横組工を施工することがあるが、この場合、主桁の応力度照査は次のようにするとよい。

そり量の大きい端桁に荷重(鋼材またはコンクリートブロック)を載荷して 15 mm 相当のたわみを生じさせると、

$$\delta = \frac{5 \omega l^4}{384 EI} = \frac{5 M l^2}{48 EI}$$

より

$$\begin{aligned} M &= \frac{48 EI \delta}{5 l^2} = \frac{48 \times 3.5 \times 10^6 \times 0.31607 \times 0.015}{5 \times 35.0^2} \\ &= 130.0 \text{ t/m} \end{aligned}$$

となる。このときの主桁の応力度は、

主桁上縁 29.7 kg/cm²

主桁下縁 -47.1 kg/cm²

である。この応力度を端桁のプレストレス導入直後と合成し、応力度照査をする。

次に、横組工が完成し、格子状態となっている構造系に同時荷重強度を上向きにして載荷して、撤去荷重による断面力を計算する(図-4)。

ちなみに、このとき荷重強度は、

$$\begin{aligned} \omega &= \frac{384 EI \delta}{5 l^4} = \frac{384 \times 3.5 \times 10^6 \times 0.31607 \times 0.015}{5 \times 35.0^4} \\ &= 0.85 \text{ t/m} \end{aligned}$$

である。

格子計算結果より、各桁の応力度を算出し、場所打ちコンクリート打設時の応力度として合成する。

また、当然のことながら中桁と端桁ではクリープによるたわみ量が異なるので、検討をする必要がある。厳密な計算を行うには時間の関数を考慮して行わなければならないが、現場において、簡単に検算する場合、乱暴な方法であるが、まず、端桁と中桁のクリープたわみを計算し、その差の 1/2 のたわみ量を強制的に相互に作用するものとして行うとよい。

(3) ケーブル配置に変動が生じた場合

ここで検討するケーブル配置の変更とは、塩害対策上、鋼材のかぶりを変更する場合、および端部定着で設計されているケーブルを桁上縁定着に変更する場合とする。

1) 塩害対策等により PC 鋼材のかぶりを修正する場合は、鋼材の偏心量に関する項目について検算を行えば特に問題はない。

これにより、許容応力度を満足しない場合は鋼材

応力度に余裕のある範囲でプレストレスの計算を修正する。本モデルの場合、許容応力度 105 kg/mm² に対して有効鋼材応力度は 82 kg/mm² 程度であり、同ケーブル本数で対処し得る。

- 2) 上縁定着に変更する場合は、桁上縁での定着位置を設定し、ケーブルの形状を決め、支間中央で設定している鋼材応力度に摩擦損失等の減少量を加算して緊張端における鋼材応力度を計算し、この値が許容応力度以内であればよい。

4 架設に関する事項

(1) 桁の仮支持点を変更する場合

PC 単純桁は、吊支点または仮置き支点を設計で定められた支点より内側に入れすぎると、上縁の引張応力度あるいは下縁の圧縮応力度の許容値をオーバーすることがあるので、その安全性を確認しておく必要がある。

桁の仮支持支間の計算は、支間中央断面について次の条件式を満足させる必要がある (図-5)。

$$\text{断面上縁 } \sigma_{ct}' \cdot \eta_t + \sigma_{do}' \cdot \left(\frac{l'}{l}\right)^2 \geq \sigma_{cat}' \quad \dots\dots(1)$$

$$\text{断面下縁 } \sigma_{ct} \cdot \eta_t + \sigma_{do} \cdot \left(\frac{l'}{l}\right)^2 \leq \sigma_{cat} \quad \dots\dots(2)$$

仮支持支間の許容長さ式 (1), (2) より、

$$l_{a1}' = \sqrt{\frac{\sigma_{cat}' - \sigma_{ct}' \cdot \eta_t}{\sigma_{do}'}} \cdot l$$

$$l_{a2}' = \sqrt{\frac{\sigma_{cat} - \sigma_{ct} \cdot \eta_t}{\sigma_{do}}} \cdot l$$

となり、 l_{a1}' , l_{a2}' のいずれか大きい方をとる。

ここに、

l : 設計支間

l' : 仮支持支間

η_t : 仮支持をするときのプレストレスの有効係数

プレストレス導入時には $\eta_t=1$ であり、材令数

日を超す桁については、 $\eta_t=0.95$

<計算例>

$$l=35.0 \text{ m}, \sigma_{ct}'=-52 \text{ kg/cm}^2, \sigma_{ct}=297 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{do}'=67 \text{ kg/cm}^2, \sigma_{do}=-114 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{cat}'=-15.0 \text{ kg/cm}^2, \sigma_{cat}=170 \text{ kg/cm}^2, \eta_t=0.95$$

とすれば、

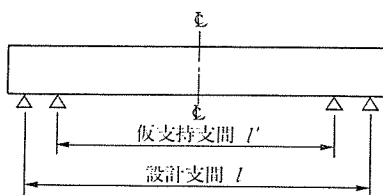


図-5

$$l_{a1}' = \sqrt{\frac{-15.0 + 52 \times 0.95}{67}} \times 35.0 = 25.1 \text{ m}$$

$$l_{a2}' = \sqrt{\frac{170 - 297 \times 0.95}{-114}} \times 35.0 = 34.7 \text{ m}$$

したがって、許容支間長は $l_{a2}'=34.7 \text{ m}$ となり、設計支間に対し、30 cm までであれば仮支持点を内側へ移動させることができる。

(2) 既に架設された主桁上を使用する場合

PC 桁は重量が大きく、すでに架設された主桁上を利用して架設を行う場合には、その桁の応力度をチェックする必要がある。

以下、図-6 に示す状態で既設桁上を利用する場合のチェック方法を示す。

1) 主桁の検討

既架設桁 1 本に作用する桁縦取り時の荷重による最大曲げモーメント (支間中央) は、次式で求まる。

$$M_W = \frac{1}{2} \left\{ \frac{W}{2} \cdot \frac{l}{4} \cdot (1+i) + \frac{q \cdot l^2}{8} \right\}$$

$$= \frac{l}{16} \cdot \{W(1+i) + q \cdot l\}$$

ここに、

W : 縦取り桁の全重量

q : 軌道単位重量

i : 衝撃係数 0.2

この曲げモーメント M_W によって生ずる曲げ応力度より、次の条件式を満足すれば安全である。

$$\text{桁上縁 } \sigma_{do}' + \sigma_{ce}' + M_W/Z_{e1}' \leq \sigma_{ca}$$

$$\text{桁下縁 } \sigma_{do} + \sigma_{ce} + M_W/Z_{e1} \geq \sigma_{ca}'$$

したがって、許容される最大曲げモーメントは上式より、

$$M_{a1} = (\sigma_{ca} - \sigma_{do}' - \sigma_{ce}') \cdot Z_{e1}'$$

$$M_{a2} = (\sigma_{ca}' - \sigma_{do} - \sigma_{ce}) \cdot Z_{e1}$$

のいずれか小さい方となる。

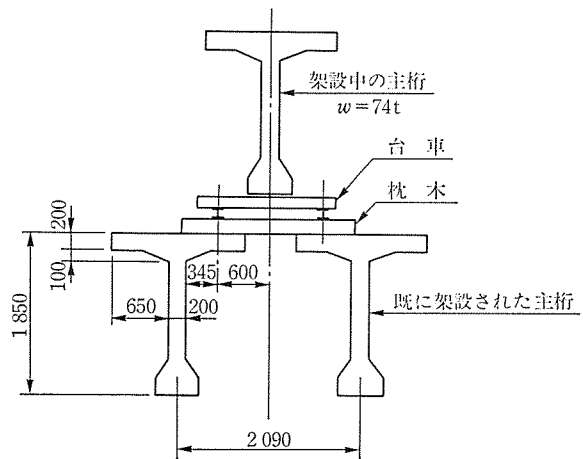


図-6 桁の縦取り

◇講 座◇

<計算例>

$$l=35.0 \text{ m}, W=74 \text{ t}, q=0.3 \text{ t/m}, \sigma_{ce}'=-42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ce}=237 \text{ kg/cm}^2, \sigma_{do}'=67 \text{ kg/cm}^2, \sigma_{do}=-114 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}=175 \text{ kg/cm}^2, \sigma_{ca}'=-25 \text{ kg/cm}^2,$$

$$Z_{e1}'=4.573 \times 10^5 \text{ cm}^3, Z_{e1}=-2.967 \times 10^5 \text{ m}^3$$

とすれば,

$$M_W = \frac{35.0}{16} \{74 \times (1+0.2) + 0.3 \times 35.0\}$$

$$= 217.2 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{a1} = (175 - 67 + 42) \times 4.573 \times 10^5$$

$$= 686.0 \times 10^5 \text{ kg}\cdot\text{cm} = 686.0 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{a2} = (-25 + 114 - 237) \times (-2.967 \times 10^5)$$

$$= 439.1 \times 10^5 \text{ kg}\cdot\text{cm} = 439.1 \text{ t}\cdot\text{m}$$

したがって, $M_W < M_{a2}$ となり, 十分安全である。

一般に曲げに対して安全であれば, せん断も同様とみなし検算しなくてよい。

2) RC 床版の検討

① 等分布荷重としてチェック (図-7)

張出し床版幅に等分布に荷重が作用すると考えると,

$$W_0 = \frac{74.0/4}{0.65} = 28.5 \text{ t/m}$$

$$M_0 = -\frac{W_0 l^2}{2} = -\frac{28.5 \times 0.65^2}{2} = -6.0 \text{ t}\cdot\text{m}$$

床版自重

$$P_{d1} = 0.65 \times 0.20 \times 2.5 = 0.325 \text{ t}$$

$$P_{d2} = 1/2 \times 0.3 \times 0.1 \times 2.5 = 0.038 \text{ t}$$

$$M_d = -(0.325 \times 0.65/2 + 0.038 \times 0.30/3)$$

$$= -0.11 \text{ t}\cdot\text{m}$$

曲げモーメントの合計

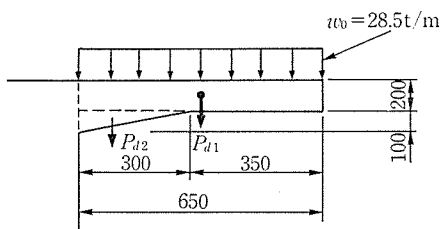


図-7

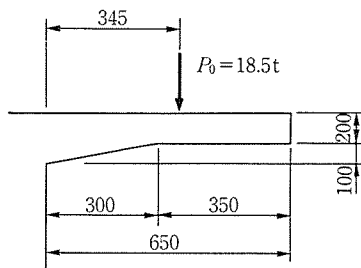


図-8

$$M_1 = -0.6 + (-0.11) = -6.11 \text{ t}\cdot\text{m}$$

② 集中荷重としてのチェック (図-8)

張出し床版に集中荷重が作用すると考えると,

$$P_0 = 74.0/4 = 18.5 \text{ t}$$

$$M_0 = -P_0 l = -18.5 \times 0.345 = -6.4 \text{ t}\cdot\text{m}$$

床版自重は①より,

$$M_d = -0.11 \text{ t}\cdot\text{m}$$

曲げモーメントの合計

$$M_2 = -6.4 + (-0.11) = -6.51 \text{ t}\cdot\text{m}$$

③ 鉄筋量のチェック (図-9)

曲げモーメントは以上 2 ケースより $M_2 > M_1$ であるので, まず値の小さい M_1 を用いて照査する。

$$A_s = \frac{100}{30} \times 1.267 = 4.223 \text{ cm}^2 \text{ (D 13 ctc 300)}$$

$$P = \frac{A_s}{bd} = \frac{4.223}{100 \times 26.35} = 0.0016$$

$$K = \sqrt{2nP + (nP)^2} - nP$$

$$= \sqrt{2 \times 15 \times 0.0016 + (15 \times 0.0016)^2}$$

$$- 15 \times 0.0016 = 0.1964$$

$$J = 1 - \frac{K}{3} = 1 - \frac{0.1964}{3} = 0.9345$$

$$\frac{1}{L_c} = \frac{2}{k_j} = \frac{2}{0.1964 \times 0.9345} = 10.9$$

$$\frac{1}{L_c} = \frac{2}{P_j} = \frac{2}{0.0016 \times 0.9345} = 66.9$$

$$\sigma_c = \frac{M}{bd^2} \cdot \frac{1}{L_c} = \frac{6.11 \times 10^5}{100 \times 26.35^2} \times 10.9$$

$$= 95.9 \text{ kg/cm}^2 < 150 \times 1.25 = 187.5 \text{ kg/cm}^2$$

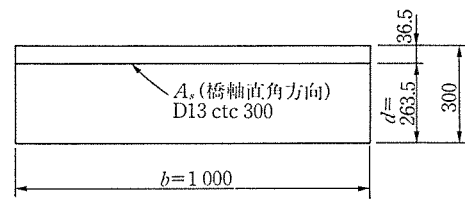


図-9

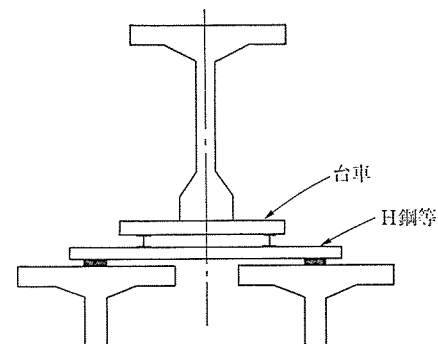


図-10

$$\sigma_c = \frac{M}{bd^2} \cdot \frac{1}{L_s} = \frac{6.11 \times 10^5}{100 \times 26.35^2} \times 669$$

$$= 5887 \text{ kg/cm}^2 < 1800 \times 1.25 = 2250 \text{ kg/cm}^2$$

以上より、曲げモーメントの値が小さい方でも許容値を満足しない。よって、枕木を直接張出し床版に載せて桁を通過させると、通常の配筋状態では危険である。

したがって、すでに架設された主桁ウェブに荷重が伝達されるような措置を講ずる必要がある（図-10）。

3) ゴム沓の支圧応力のチェック

設計計算書の「支承の設計」を参照し支圧面積 A が、架設時の反力に対し十分安全であるか、固定・可動の両側についてチェックする（図-11）。

$$\frac{R_1 + R_2}{50 \times K} \leq A$$

R_1 : 既に架設された桁の反力（桁重量の 1/2）(kg)

R_2 : 架設時荷重の反力（桁重量+台車等）× 1/2 (kg)

K : 架設時の許容値の割増し係数 1.25

a : 橋軸直角方向の一辺の長さ (cm)

b : 橋軸方向の一辺の長さ (cm)

A : 支圧面積 (cm²)

5

工程に関する事項

• 架設時期が変更される場合

橋梁上部工工事工程は下部工工事の進捗状況によって変更を余儀無くされる場合が多い。発注者側と十分な工程打合せを行いつつ、以下に記述した事項に留意して主桁を製作することが必要である。

工程を延ばさなければならなくて、主桁架設時期を延ばす必要が生じた場合、主桁製作後の仮置き期間が長くなり、クリープの進行により桁の反り上がり量が増加することとなるので、下げ越し量を変更する必要がある。

計算例を以下に示す。

① 直後のプレストレス	-7.4 cm
② 有効プレストレス	—
③ 主桁自重	3.9

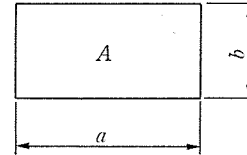


図-11

表-2 乾燥収縮およびクリープの低減係数 (道示 III 編 表-解 4.1.1)

コンクリートの材令(月)	0.25	0.5	1	3	6	12	24
乾燥収縮およびクリープの低減係数 (β)	0.8	0.7	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1

④ 導入直後のたわみ ①+③	-3.5
⑤ 1 か月間に進行するクリープ	-3.6
⑥ 横組み完成直前の主桁のたわみ ④+⑤	-7.1
⑦ 現場打ちコンクリート	0.7
⑧ その他の死荷重	1.3
⑨ 活荷重	1.7
⑩ クリープ	-2.3
	-5.7 cm

◆一か月間桁を放置したときに進行するクリープたわみは、

$$-3.5 \times 2.6 \times (1 - 0.6) = -3.6$$

◆⑩のクリープ値は、⑦～⑧の荷重が同時に載荷されたとする。

$$(-3.5 + 0.7 + 1.3) \times 2.6 \times 0.6 = -2.3 \text{ cm}$$

◆ $-7.1 + 0.7 + 1.3 + 1.7 - 2.3 = -5.7 \text{ cm}$

下越し計算を行う場合のクリープ進行度は表-2 に示す値を使用すれば十分である。

参 考 文 献

- 1) (社) 日本道路協会：コンクリート道路橋施工便覧（昭和 59 年 2 月）
- 2) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（III 編 昭和 53 年 1 月）
- 3) プレストレスト・コンクリート建設業協会：施工計画書 [単純桁橋編] 作成の手引き
- 4) 檜波, 大神, 佐藤：チェックポイント形式によるコンクリート橋の施工, 山海堂