

プレストレストコンクリート構造物の設計実技

昭和49年11月

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会

プレストレストコンクリート構造物の設計実技

昭和49年11月

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会

目 次

(A) P C 緊張材定着部材端区間の設計	1
-----------------------------	---

㈸日本構造橋梁研究所副社長 猪 股 俊 司

(B) 建築構造物における設計例	25
------------------------	----

日本大学理工学部教授 本 岡 順二郎

(C) 道路橋における設計例	43
----------------------	----

首都高速道路公団設計技術課長 西 山 啓 伸

首都高速道路公団設計技術課参事 秋 元 泰 輔

オリエンタルコンクリート㈸技術部技術課長 鈴 木 素 彦

大成建設㈸土木設計部設計課主任 内 藤 隆 史

㈸オリエンタルコンサルタンツ構造部次長 横 溝 幸 雄

(D) 鉄道橋の設計例	73
-------------------	----

国鉄構造物設計事務所主任技師 石 黒 吉 男

国鉄構造物設計事務所 宮 崎 修 輔

国鉄構造物設計事務所 小 林 明 夫

(E) P C パイルベント橋脚の設計例	97
----------------------------	----

東京都第5建設事務所 青 木 重 雄

首都高速道路公団神奈川建設局次長 津 野 和 男

建設省道路局国道二課 星 野 満

建設省首都国道工事事務所 浅 間 達 雄

P C 緊張材定着部材端区間の設計

P C 緊張材の定着される部材端付近の応力度分布は非常に複雑であり、通常の方法力学がそのまま適用できないものであって、従来多くの研究者により有限要素法による応力解析或いは実験的研究によって研究がなされて来た。これらの結果をもととした設計方法も提案されているが、示方書または設計規準として定められたものは無く、一般の設計計算にあたっては、従来の経験、実施例などをもととして、設計されることが多かった。

1973 年フランスが発表した P C 設計規準案では、P C 緊張材定着部材端区間の設計方法に関する条項があり、一般の設計計算に便利になっている。

“ Conception et Calcul du Béton Précontraint ”

Instruction ministérielle provisoire du 13 août 1973 Chapitre VII Règles particulières relatives aux zones d'about ou d'appui et aux efforts concentrés

この規準では部材端区間は P C 緊張材の定着およびその他の集中荷重の拡散によって生ずる局部的内部応力に対する設計法をなるべく実験結果と良く一致するように検討するための方法を示してある。この検討方法は鉄筋の配置によって局部的引張内力を釣合わせ、必要あればウェブの一般的配筋を補強するためのものである。以下この規準による設計方法を紹介することとする。

1. 部材端におけるプレストレス力拡散区間

1.1 集中プレストレス力の拡散 — 応力調正区間

集中プレストレス力 F が部材軸に平行に部材端断面 S_A に作用しているものとする (図 - 1)。

Navier の法則による応力分布がえられる断面 S_R は、この集中力作用断面から、この力の作用が拡散する方向に部材寸法 a だけ離れているものとしてよい。

この $S_A - S_R$ の区間は応力調正区間と呼ばれる。

プレストレス力が部材軸線に対して傾斜して作用する場合でも、この応力調正区間の長さには変化はないものと仮定する。この応力調正区間内での内力は複雑であって、この区間での内力の釣合が確保されるように

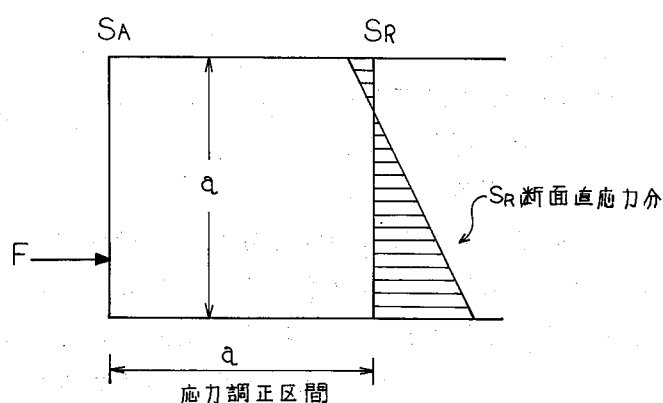


図 - 1

するため、特別な構造細目が必要となるのである。

桁端区間における応力の流れの調整の結果として生ずる応力作用は、プレストレッシング力の不連続集中分布が、部材断面 S_R での直応力が直線的連続分布状態へうつり変ることによって起こるものである。

多数のプレストレッシング力が集中的に作用する場合、これら個々の定着具による集中荷重を、直応力の直線応力分布区間の応力度合力とそれぞれ釣合うようにして、力の流れの横方向への偏向をなるべく小さくするように、定着具を配置することが可能である。このようにすると応力調整区間長を短くすることが可能となるが、応力第一調整区間（2.1 参照）長以下としてはならない。しかし一般の場合計算の単純化と同時に、応力調整区間長を短くするための条件が常に満足されるとは限らないので、応力調整区間長は寸法 a で与えられるものと仮定する。

1.2 累加的プレストレッシング力の拡散

プレテンション方式ではプレストレッシング力が部材端面から或る長さの区間に沿って次第に部材に導入されるので、応力調整区間はポストテンション方式の場合とは異なった寸法を有している。PC 緊張材引張力は、端から $r_l \cdot l_{sn}$ だけ離れた位置で所定値に達するものである。ここに、 l_{sn} は付着によって PC 緊張材を定着するに必要な長さであり、 r_l はこの長さ l_{sn} に対する部分安全係数で 1.2 または 0.8 とする。

実験によって求められた PC 緊張材引張力分布に関する資料のない場合、 $r_l \cdot l_{sn}$ 区間での分布はパラボラであり、軸線は引張方向に平行で、パラボラ頂の坐標は $r_l \cdot l_{sn}$ であるとしてよい（図-2）。

プレストレスが直線分布となるまでに必要な区間の長さ l_e は次式で求められる。

$$l_e = \sqrt{(r_l \cdot l_{sn})^2 + (h_p)^2}$$

ここに、

h_p = PC 緊張材群図心
と最も離れた維縁
との距離

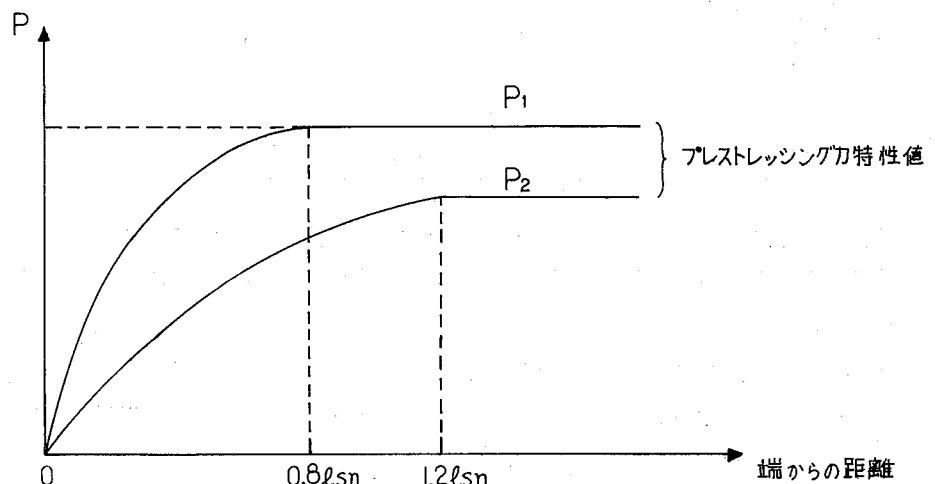


図-2

この式は PC 緊張材の大部分が部材維縁のいずれか一方に近くまとまって配置されている最も一般の場合にのみ成立するものである。しからざる場合には計算式を少しく変える必要があろう。PC 緊張材が多数段に分布配置されているときには、 l_e は減少せられるものである。

プレテンション部材の応力調整区間は次の 2 つの値の内の大きい方の値をとってその長さを定める。

$$l_e = \sqrt{(0.8 l_{sn})^2 + (h_p)^2}$$

または a

端区間の検討にあたって、応力調正区間長さが短いことは不利な結果を与える。しかしながらプレストレス力作用が端面に集中作用するポストテンション方式の場合に用いられる応力調正区間長より小さい長さを採用することは不合理である。また応力調正区間長を係数 r_l の 0.8 のみの場合について定めたことは、プレストレス力の最大特性値のみを、この長さ区間で与えることとは限らないことに注意する必要がある。

上記のような理由から、 l_e 、 a のいずれか大きい値を応力調正区間の長さとするのである。

既に述べたようにプレストレスの導入拡散は断面形状に適應できるようにするのが望ましい。特に一部にせよプレストレス力の導入されるフランジを有する部材では十分注意する必要がある。すなわち図-3に示すような場合、ウェブとフランジに配置される P C 緊張材の分配は、プレストレス力の拡散後断面に作用している直応力度のそれぞれの区間についての合力に比例するようにするのがよい。

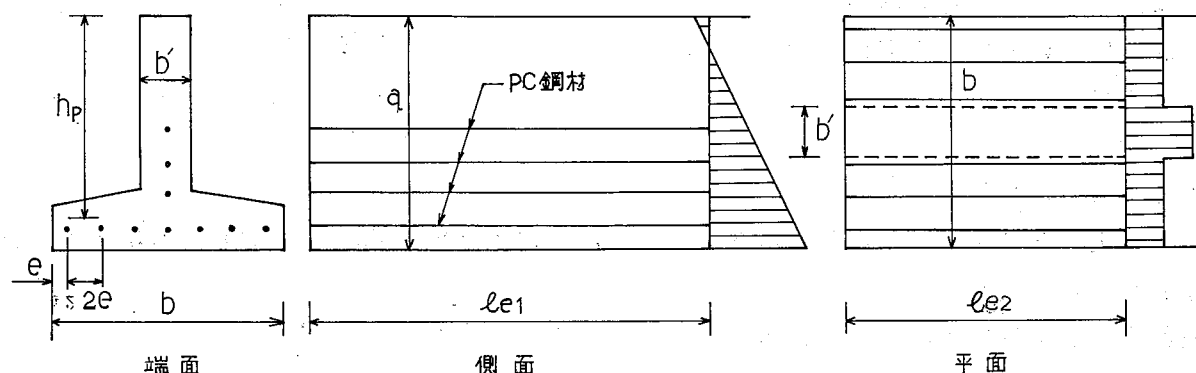


図-3

この条件が満足されていないと、ウェブとフランジとの接合面において割裂を生ずることがあり、両者を結合するため特に大量の横方向鉄筋が必要となることがある。

側面的にプレストレス力の分布が適當でないとウェブが下フランジ上縁位置で割れる危険がある。

図-3の例では鉛直方向について上記の P C 緊張材配置条件を満足していない。すなわち、

$$r_l \cdot l_{sn} < l_{e1} < \sqrt{(r_l \cdot l_{sn})^2 + (h_p)^2}$$

水平面では分布は良好であって、

$$l_{e2} = \sqrt{(r_l \cdot l_{sn})^2 + (e^2)}$$

となる。

1.3 プレストressing力拡散の3次元性

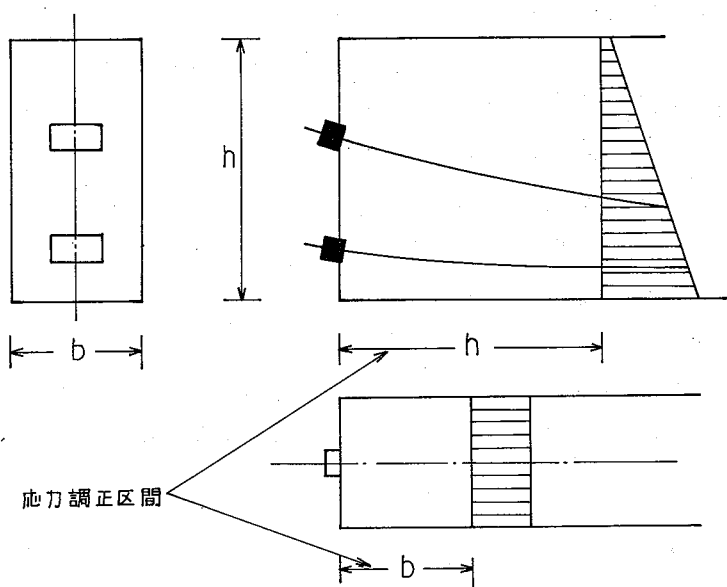
プレストレス力の拡散は3次元的であって、応力調正区間の検討は一平面のみならず、立体的に考慮する必要がある。

桁または版の場合には、部材の中心平面およびこれに直角な平面内のプレストレス

の拡散の検討のみでよい。しかし、それぞれの場合に対する応力調正区間の長さは異なるものである（図－４）。

検討する１つの平面内の応力調正区間で、プレストレッシング力は、この平面に直角な厚さの方向には、部材全厚について一様に分布するものと仮定してよい。

したがって以下に示す検討結果のコンクリート応力度の値は平均値であって、最大値を与えるものではない。しかし、このような近似によっても全体的な力の釣合については余り変化はないものである。



図－４

1.4 検討の原則

応力調正区間の安全性の検討は考慮する構造物の施工状態に相応した使用限界状態について実施される。

検討すべき事項は次の２つである。

- コンクリート応力度の検討
- 補強鉄筋断面積の算定とその配置，計算に用いられる鉄筋引張応力度は $2\sigma_e/3$ 以下に制限される。ここに σ_e は鉄筋降伏点応力度である。

勿論 a) のコンクリート応力度は，検討する時点でのコンクリート強度をもととして制限される。

以上の検討にあたって，応力調正区間中に配置されているすべての P C 緊張材について，その最も不利な結果を与えるプレストレッシング力の特性値を用いる必要がある。プレテンション方式の場合には係数 η も考慮する必要がある。

2. ポストテンション方式

2.1 コンクリート圧縮応力度の制限

定着具下面の圧縮応力度の制限値に関するものであって，定着具下面でのせん断応力度および引張応力度については何らの制限も設けない。

部材端区間の部分において，2.2 に述べる一般釣合条件式によって求められるコンクリート応力度は，P C 部材の設計に規定された許容応力度の制限は受けないものであるが，これらの値は部材設計に定められている許容値を著しくこえることがないようにするのがよい。このため，特別な場合は部材端付近で部材厚さを局部的に増加させる必要がある。この特別な場合と

は、特に薄い構造物でプレストレス力の比較的大きいP C緊張材が、離れて配置されているときのことである。

定着具の支圧強度に関する十分な試験結果のない場合には次に示すような計算によって検討してよい。

定着具断面積 s に作用するコンクリート最大圧縮応力度は次の値をこえてはならない。

$$\frac{K}{1.6} \cdot \sigma'_j$$

ここに、 σ'_j = 検討する時点でのコンクリート圧縮強度の特性値

K = 以下に与える割増し係数

定着具面積 s が大きいコンクリート面（面積 S ）に支持される場合、支圧応力度を大きい値まで許容できる。この割増し係数 K は次のように定められる。

(1) 定着具面積 s と支圧面（面積 S ）との断面図心は一致しており、その外形が互に相似である場合（図-5）。

$$K = 4 - 5\sqrt{\frac{s}{S}} + 2\frac{s}{S}$$

s/S が 0 に近くなると K の最大値は 4 となる。

(2) 両平面 (s) および (S) は同一の主軸を有する矩形であるが、形状寸法は相似でない場合（図-6）。

$$K = 1 + (3 - \frac{a_1}{b_1} - \frac{a_2}{b_2}) \sqrt{(1 - \frac{a_1}{b_1})(1 - \frac{a_2}{b_2})}$$

(a_1, a_2) および (b_1, b_2) は矩形 (s) および (S) の寸法である。

(3) 断面 (s) が直径 d なる円形の場合で、 (S) は矩形で両者の図心は一致しているときは $a_1 = a_2 = 0.88d$ とおいて K の式に代入する。

平面 (S) の断面積を定める場合、多数の定着具が部材端に配置されているときには、その寸法 b_1, b_2 はそれぞれ考える定着具の中心と一致する応力第一調正プリズムのプレストレス力拡散の方向について定められた 2 つのプリズムの内の最大寸法をそれぞれ計算に用いるものとする。

応力調正第一プリズムは対称プリズムとも呼ばれるもので、次のように定義される。

部材端面に直接配置されている定着具のそれぞれから流出する力を受けて直応力の調正をする役目の区間であって、プレストレス力拡散の各平面内において、考える定着具に関連づけられる最少の対称プリズムである（図-7）。

対称プリズムの高さは、プレストレス力作用線に直角方向にはかった次の寸法の内の最小値の 2 倍とする。

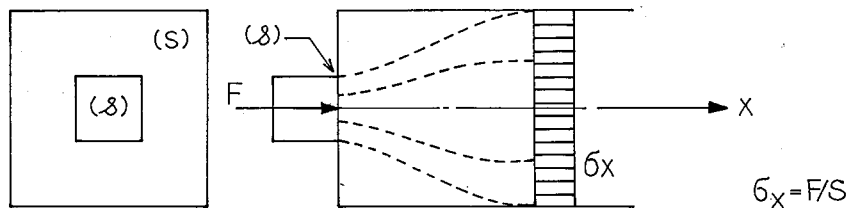


図 - 5

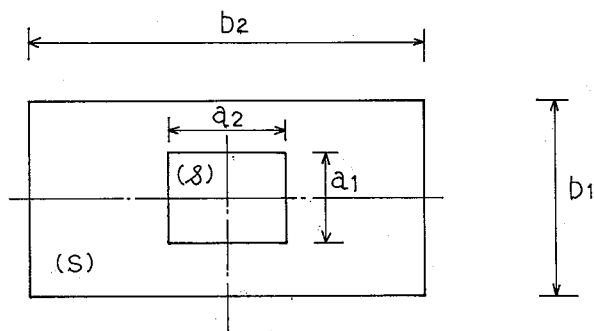


図 - 6

一般にこれらの鉄筋はコンクリートが圧縮応力しかうけられないものとして、力の釣合が成立するように配置されることで十分である。しかしながら、ひびわれ発生の危険に対してより大きい安全性を与えるのは、ひびわれなきものと仮定したとき、コンクリートが直接引張応力に抵抗できるものであることに注意する必要がある。

したがって、鉄筋断面積の算定にあたって、次の各種の検討を実施するが、必要あるときは、コンクリートの引張応力度、せん断応力度についても制限する。

- a) 一般釣合
- b) 割裂力
- c) 表面力
- d) その他の力
- e) 最少鉄筋比

2.2.1 応力調正区間一般釣合に関する設計

応力調正区間の検討は施工の各段階に対応する使用限界状態に対して実施されるもので、次の場合がこの検討には含まれる。

(1) コンクリート応力度の算定、引張応力度 σ_y 、せん断応力度 τ_x および 2.1 で述べた軸圧縮方向応力度 σ_x に関する検討であって、これらの応力度を制限することによって応力調正区間断面寸法が定められることとなる。

(2) モーメント M_y およびせん断力 T_x (図-8 参照) を釣合わずに必要な適切に配置された鉄筋断面積の決定

2.2.1.1 コンクリート引張応力度およびせん断応力度

集中プレストレス力が部材端に部材軸方向に作用しているとき、応力調正区間に相当する部材端部分は荷重分配用桁と考え、この区間での一般的釣合条件は次のようにしてこれを定める。

部材軸に平行な任意の1つの切断面によって分割された各区間に関する一般的釣合は、両端面 S_A, S_R に作用する軸方向力およびこの切断面に沿ってのせん断力 T_x (軸方向せん断力) およびモーメント M_y (横方向モーメント) によって確保される。したがってこの切断面にはせん断応力度 τ_x および直応力度 σ_y が作用する(図-8)。

要素 $ABCD$ の釣合条件は切断面 BC (坐標 y で与えられる部材軸に平行な面) に作用するものは次のようである。

せん断力…… $T_x = F - X$

モーメント……

$$M_y = F(y-d) - Xe$$

直方向力…… O

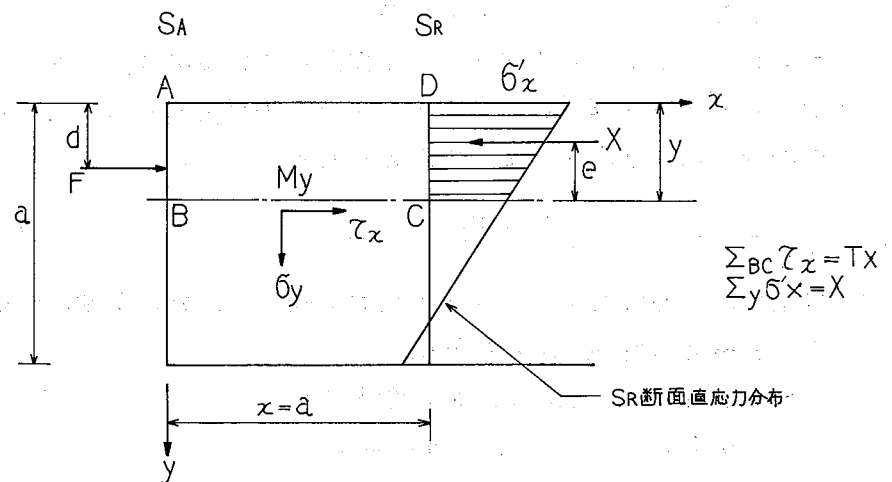


図-8

集中プレストレッシング力が部材軸に対して傾斜して作用している場合（図-9）にも応力調整区間長は前記の場合と同じであると仮定する。

釣合については切断面には T_x , M_y の外に切断面に対する直方向力 N_y がある。よって直応力度 σ_y は M_y と N_y によって生ずるものとなる。

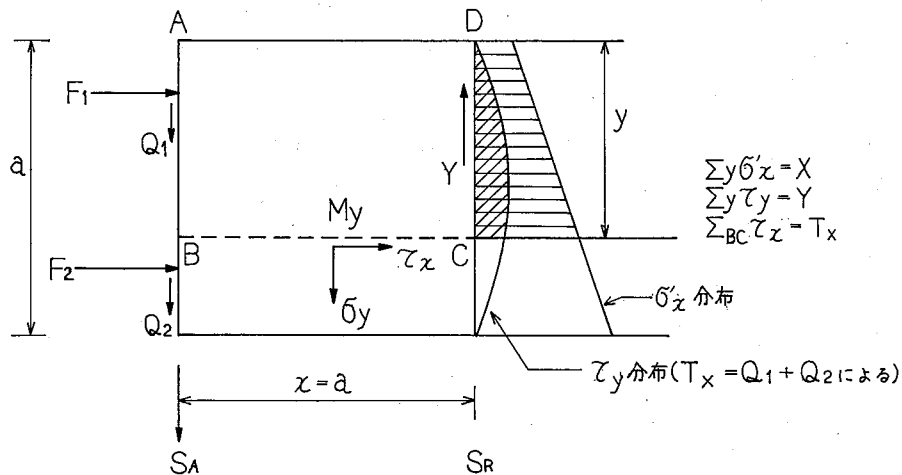


図-9

$ABCD$ 要素の釣合には坐標 y なる切断面 BC 上に次の作用力を考慮する。

せん断力…………… $T_x = F_1 - X$

モーメント…………… $M_y = F_1 (y-d) - Xe - (Q_1 + Y) \frac{x}{2}$

直方向力…………… $N_y = Q_1 - Y$

考慮する切断面位置によって N_y は圧縮または引張となる。

プレストレッシング力が部材端面に著しく傾斜して作用している場合には、切断面 BC もまた部材軸線に対して傾斜させて考える必要がある。これは可能なひびわれ方向が PC 緊張材軸線方向と一致することがあるからである。

上記の作用力によって生ずるコンクリート最大応力度は、切断面での部材幅は b なる矩形断面である場合、次式で求められる。

$$\text{引張応力度} \quad \sigma_{y \max} = \frac{6M_{y \max}}{bx^2}$$

$$\text{せん断応力度} \quad \tau_{x \max} = \frac{2T_{x \max}}{bx}$$

ここに、 $x = a$ とする。

プレストレッシング力が傾斜して作用している場合、コンクリート最大引張応力度を求めるには、モーメント M_y および直方向力 N_y との最も不利な組合せについて検討する必要がある、この場合 $\sigma_{y \max}$ は次式によって求められる。

$$\sigma_{y \max} = \max \left(\frac{6M_y}{bx^2} + \frac{N_y}{bx} \right)$$

以上で求められたコンクリート最大引張応力度およびせん断応力度を次のように制限する。

A) 引張応力度 $\sigma_{y \max}$ の制限値

一般の場合 $\sigma_{y \max}$ を次のように制限する。

I 種 PC …………… 0.5 σ_j 以下

II 種 PC …………… 1.0 σ_j 以下

Ⅲ種 P C …………… 1.6 σ_j 以下

ここに、 σ_j は検討する時点でのコンクリート引張強度の特性値

B) せん断応力度 $\tau_{x\max}$ の制限値

τ_x の値としては部材端における荷重およびプレストレス力によるせん断力のせん断応力度 τ と加算する。勿論これは施工中および使用時のあらゆる状態に対して検討し、加算は最悪結果を与えるようにする。これは安全側の結果を与えるためであり、合成せん断応力度が最大となる切断位置 BC を定める必要がある。

もし、これら両者が互に反対方向に作用する場合には、ここで求めた $\tau_{x\max}$ のみを考える。

切断面 BC に対して直角な方向に鉄筋が配置されている場合には、 $\tau_{x\max}$ は次の値をこえてはならない。

$$1.25 \sigma_j$$

もし配置された鉄筋がより有効であるように傾斜して配置されておれば、上記より大きいせん断応力度を許容することができる。P C 緊張材が鉛直方向にも配置され、切断面 BC を横切っているならば、この直方向圧縮応力度はせん断応力度を減少させるのに役立つものである。

以上の $\sigma_{y\max}$ 、 $\tau_{x\max}$ および 2.1 で定めた σ_x についての制限によって、応力調正区間のコンクリート断面寸法の設計がなされる。

2.2.1.2 鉄筋断面積の算定とその配置方法

鉄筋断面積の検討には次の 2 つの場合について実施する必要がある。

(1) $M_{Y\max}$ を釣合わせるに必要な横方向鉄筋量を定めるには、内力の腕長を $a/2$ としてよい。すなわち、鉄筋断面積を定めるための引張合力は

$$\frac{M_{Y\max}}{a/2}$$

鉄筋断面積は鉄筋引張応力度を $2\sigma_s/3$ 以下に制限することで、次式で定められる。

$$A = \frac{2M_{Y\max}}{a} \times \frac{1}{\frac{2}{3}\sigma_s} = \frac{3M_{Y\max}}{a \cdot \sigma_s}$$

求められた引張鉄筋断面積を M_Y の符号に応じて部材端面またはこれと反対側に近く配置す

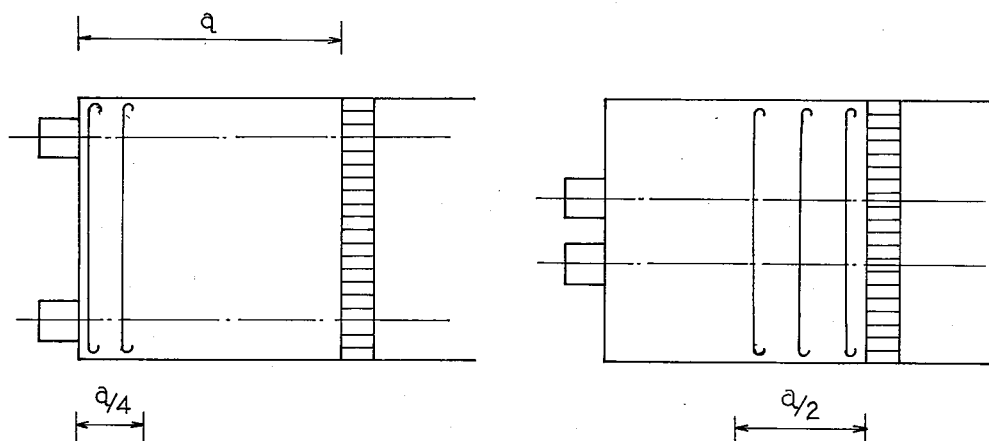


図 - 10

る。部材端面近くに配置する場合配置区間は端面から $a/4$ 区間に、部材端面と反対側に配置する場合の配置区間はこの面から $a/2$ 区間に、それぞれ配置する必要がある（図－10）。

この横方向鉄筋は部材の全高にわたって配置し、その両端は十分定着する必要がある。

以上はプレストレッシング拡散方向に対して必要な鉄筋断面積を与えるものであって、このプレストレッシング力拡散方向面と直角な幅に分布させてこれを配置する。

しかしながら、これは必ずしも等間隔に配置されるものではなく、この第2の面におけるプレストレッシング力の拡散によって集中力が生ずるような区間においては、鉄筋配置間隔をせまくする。

(2) 応力調正区間の横方鉄筋は切線方向力に対する結合鉄筋に関する規準を満足しなければならない。考える全切線方向力は次の値とする。

$$T_{x \max} \left[1 - \left(\frac{\sigma_j}{3\tau_{x \max}} \right)^2 \right]$$

検討は切断面におけるせん断応力度の合力についてのみ実施されるものであって、応力度自体について実施されるものではない。しかしながら最大せん断応力度が、 $\sigma_j/3$ 以下であれば、考える切線方向力に関する鉄筋配置は不要である。

この切線方向力に対する結合用鉄筋断面積に関する検討には次式を用いる。

$$\Sigma \frac{A_i}{b_o \cdot t} \frac{2}{3} \sigma_e (\cos \alpha + \sin \alpha) \geq \tau - \sigma'$$

ここに、

A_i = 1組の結合用鉄筋断面積

t = 結合用鉄筋間隔

$b_o = \tau$, σ' を計算するときのコンクリート幅

α = 結合用鉄筋と切断面とのなす角

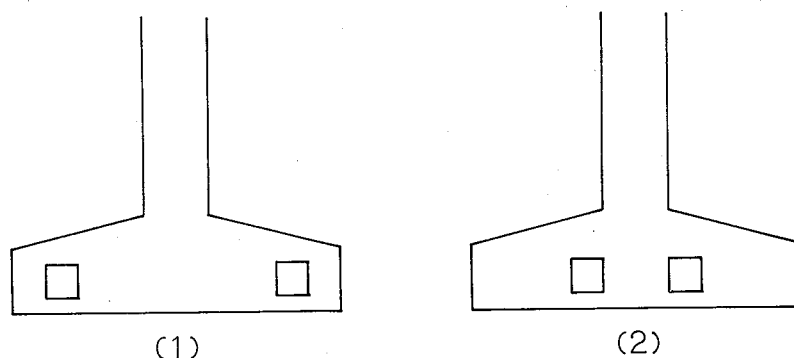
τ , σ' = 考える切断面でのせん断応力度と直圧縮応力度

以上のようにして求めた鉄筋断面積が、(1)で求めた $M_{Y \max}$ に対して必要な鉄筋断面積以下であれば、(2)の検討に対する鉄筋は必要でない。もし逆であればこの第2の条件を満足させるのに必要な鉄筋を付加する必要がある。

この鉄筋は部材端から $a/2$ に等しい区間にわたって一様に分布させる。

図－11に2つの例が示してある。両場合について、軸方向の $T_{x \max}$ はウェブとフランジ接合面で同一であるが、横方向モーメント $M_{Y \max}$ は著しく異なっている。第2の場合（図の(2)）

には上記(1)の $M_{Y \max}$ に対して必要な鉄筋断面積のみではウェブとフランジとを結合するための結合鉄筋としては不足することとなることもある。



図－11

2.2.2 割裂力に関する設計

プレストレッシング力拡散方向について、各定着具に関連させた各定着具に対する応力調正第一区間すなわち対称プリズムの最大のものの内部に大きい割裂力が作用する。

プレストレッシング力作用軸線と直角方向に生ずる最大割裂応力度は次式で求められる（図－12）。

$$\sigma_y = 0.5 (1 - \delta) \frac{F}{b \cdot d}$$

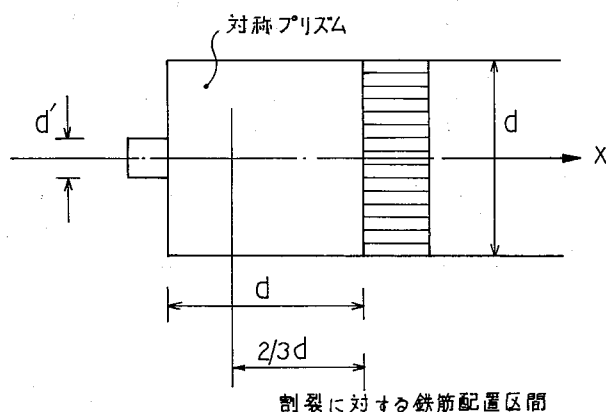
ここに、 F ＝プレストレッシング力

d ＝対称プリズムの寸法

b ＝プレストレッシング力拡散面に直角な方向の部材厚

$\delta = d'/d$

d' ＝拡散面における定着具平均寸法



割裂応力度の合力は次式で与えられる。

$$R = 0.25 (1 - \delta) F$$

図－12

σ_y が $\sigma_j/3$ 以下であれば、この割裂力に対する鉄筋を配置する必要はない。

この条件の満足されない場合には鉄筋を配置する必要がある。鉄筋断面積はこの割裂力を k で割った。

$$\frac{1}{k} R$$

に抵抗できるようにする必要がある。 k の値は部材端における定着具分布の状況によって次のように定める。

- a) 定着具が1方向にのみ分布配置されているとき $k = 1.5$
- b) 定着具が2方向に分布配置されているとき $k = 2.0$
- c) 上記 a) b) いずれの場合にも関せず、部材周辺に沿って配置されているとき $k = 1.0$

1ケの定着具下面コンクリートの欠陥によっておこる結果の重大性は部材端面の幾何学的形状寸法および定着具群の配置状態との関数である。部材の中央区間では、コンクリートの局部的欠陥があっても近接区間の補強効果を考えることができる。これに反して定着具1ケが独立して部材周辺近くに配置されている場合、周辺の補強効果は期待できないものである。

図－13 にはそれぞれの定着具に対する k 値を示してある。 k 値は定着具配置とプレストレッシング力拡散の考える方向とを考慮して定めたものである。

鉄筋配置区間は部材端の反対側から対称プリズム寸法の $2/3$ に等しい ($2d/3$) 区間にわたるものとする。

定着具がグループで配置されているならば、これら各割裂力に対する鉄筋はこれを連続させて図－13 のように部材全高にわたって配置するのがよい。

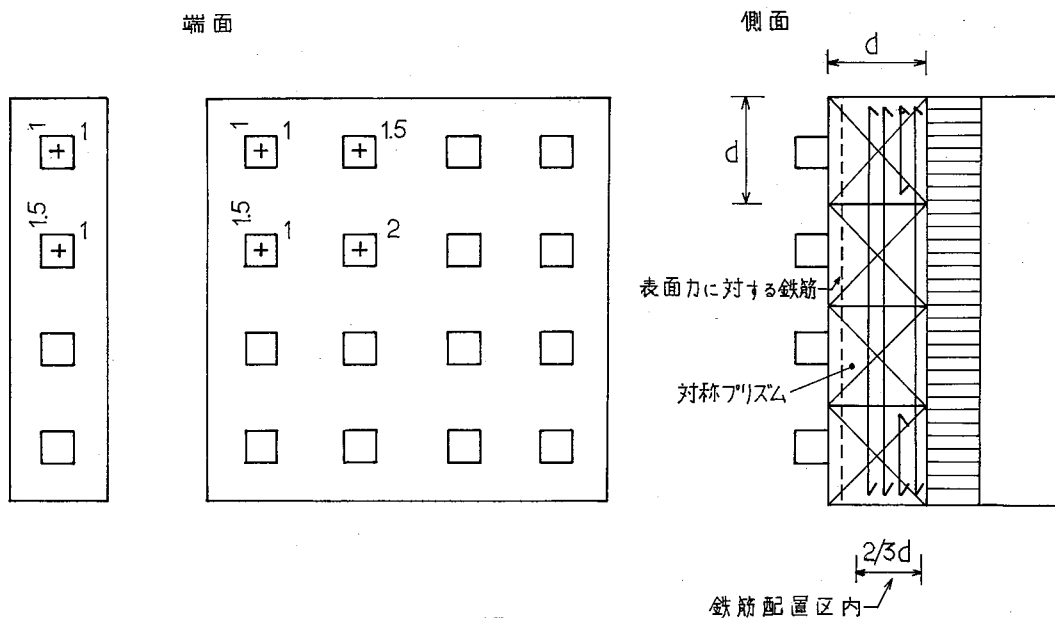


図 - 13

以上に規定された鉄筋は、一般釣合を考えて求めた鉄筋（2.2.1-(2)）に加算されるが、これは両鉄筋が同一区間に配置されていない場合に限られる。もし必要な鉄筋が同じ区間に配置されなければならないときには、両検討方法によって要求される鉄筋断面積のそれぞれの値の中で、最大の鉄筋量を配置すればよい。

プレストレッシング力が傾斜している場合、それぞれの定着具に関連させられる対称プリズムは、プレストレッシング力と α なる角をなす直線の交点によって図-14のように規定される。

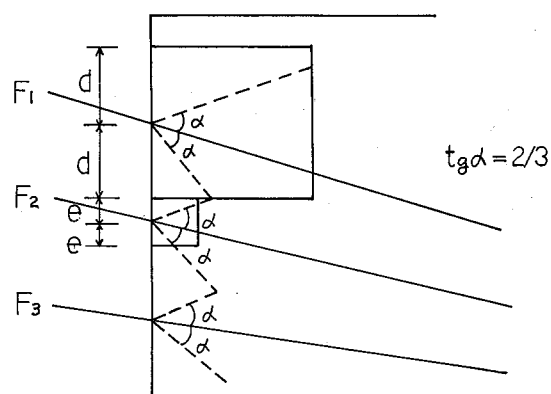


図 - 14

特に傾斜角の急な場合には、この傾斜の影響を考えて、一般釣合条件の場合に示したと同じ方法によって対称プリズム内の配筋を定めるのがよい。

2.2.3 表面引張力に関する設計

この鉄筋は部材端面になるべく近く定着具下に配置する。これは表面でのひびわれおよび、部材隅角でのコンクリートのはげおちを防止するためのものであって、各種プレストレッシング工法ごとに規定されているのが普通である（図-15）。

この鉄筋は直角両方向に対して、

0.04 F (F はプレストレッシング力の最大特性値)

に等しい引張力を受けることができるものでなければならない。

定着具が群をなして配置されている場合、鉄筋は部材の全高、全幅にわたって連続配置とするのがよい。

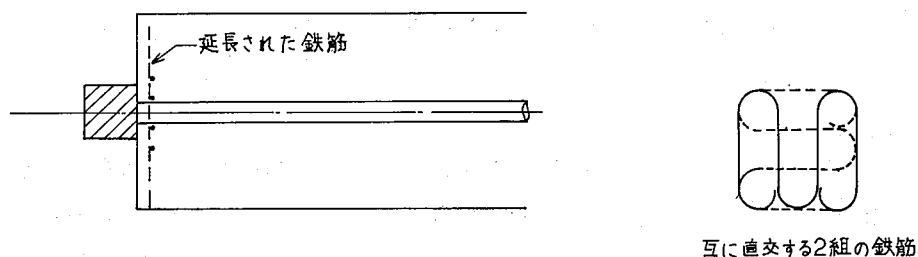


図 - 15

2.2.4 その他の力に関する設計

以上各種の作用による以外の作用によって生ずる引張力および割裂力を受けるコンクリート区間には、横方向鉄筋を配置しなければならない。

これらの鉄筋はプレストレスング作業中に生ずる一時的な大きい偏心力に抵抗させるため特に大切である。

1個の定着具を1つの非対称プリズム（部材側面または考える定着具と近接する定着具との距離の中心を通る平面と、いずれか1つの部材側面とによって区切られる非対称プリズム）に関連させることのできる場合で、部材端面に接近させ、次の引張力に釣合うだけに必要な鉄筋を配置する（図-16）。

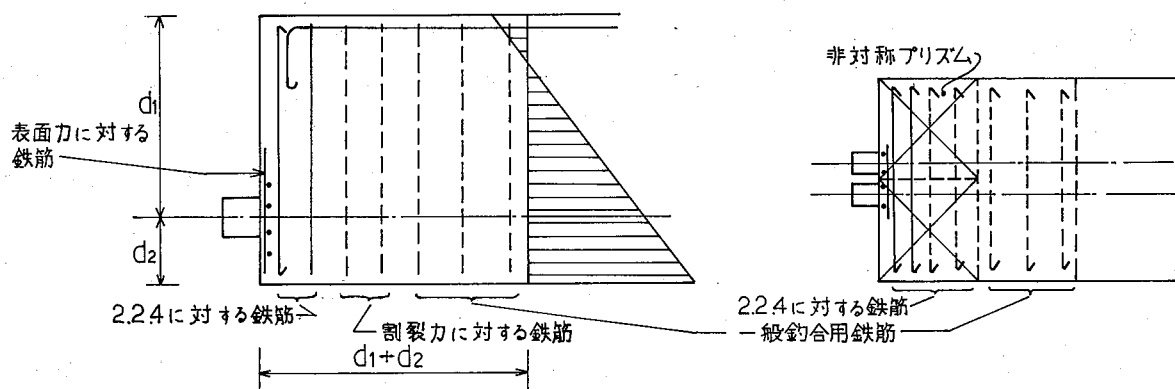


図 - 16

$$0.20 \left(\frac{d_1 - d_2}{d_1 + d_2} \right) F$$

ここに、 F = プレストレンジング力

d_1 , d_2 = プレストレンジング力作用点から、プリズムを形成する両側面までの距離

プレストレスング作業中一時的偏心による力を求めるには上記の式を適用し、これに対する鉄筋を検討しておく必要がある。これらの鉄筋は表面鉄筋（2.2.3）と、時には一般釣合鉄筋（2.2.1.2）、および割裂に対する鉄筋（2.2.2）と加算することが必要となる。ただし

この加算は、これらの鉄筋が異なる区間に配置されているか、またはいずれか一方のみでは断面面積が不足している場合に限られる。ただし後者の場合には不足分のみを加えればよい。

2.2.5 最少鉄筋量

応力調正区間長にわたって配置されるウェブの横方向鉄筋断面積はこの考える区間中における最少ウェブ幅（断面図心位置で定める）の面積の0.3%以上でなければならない。ここでの応力調正区間長は最大の長さを用いる。幅のひろいフランジを有する場合、その最少鉄筋断面積はP C緊張材の配置されているフランジとウェブとの接合面までのばす必要がある。

2.3 構造細目

(a) 部材端付近でのP C緊張材定着区間において、部材の幅を増加させる必要のある場合、次のいずれかの長さ以上の長さの区間にわたって幅を増加させる。

- ・定着具配置状況が任意である場合には応力調正区間の長さ。
- ・定着具配置が、応力調正区間の終りの断面におけるプレストレスの分布に適応するようにしてある場合には、応力調正第一区間の長さ。

(b) 横方向鉄筋は部材表面にごく近くに配置し、かつその端は十分定着する。定着具がまとめて配置されているときには、割裂力および表面力に対する鉄筋は断面の全高にわたって連続させる。

(c) 部材外面隅に近く配置される定着具については特に十分な検討が必要である。すなわちコンクリートのひびわれによる定着不完全または不可能がおこることがある。

(d) 設計にあたって、鉄筋の混んでいる部分でのコンクリート締固めが十分可能であるように部材寸法を定める必要がある。定着具受圧面コンクリートは特に入念に締固められ強度が発揮されるものでなければならない。鉄筋の配置は施工上の欠陥を救うものではない。

部材端付近での鉄筋量が非常に大きくなる場合、部材端部分のみをプレキャスト部材とするのがよい。

(e) P C緊張材を湾曲配置する場合、定着具近くでは十分な長さにわたって直線区間を設けるのがよい。

(f) 定着具を部材表面上に置く場合、その支承面は完全に平面で、かつP C緊張材軸線に直角であることが大切である。

(g) 定着具をコンクリート中に埋込む場合には、このコンクリートかぶり部分にスパイラル筋を配置して補強するのがよい。

3. プレテンション方式

十分な試験結果にもとづいて部材端部の構造を検討する必要があるが、以下にのべる規準を一般に適用してもよい。

3.1 コンクリート圧縮応力度の制限

部材軸方向圧縮応力度に関するものであって、応力調正区間に沿っての圧縮応力度変化についての検討をする必要がある。特に付着の良好なP C緊張材を用いた場合およびこれらの配置間隔のせまい場合、断面の一部に局部的にまとめられている場合、特に入念な検討が必要である。

応力調正区間でのコンクリート圧縮応力度変化の検討にあたって、次の仮定をする。

簡単のためコンクリートへのプレストレスの伝達は、P C緊張材の付着定着長区間に分布したいくつかの仮想定着具によるものとする。P C緊張材の引張力分布は摩擦による定着であると仮定し、直線的に分布しており、部材端から、 $0.8 \ell_{sn}/2$ の距離（ここに $r_d = 0.8$ としてある）において、プレストレス力全体が達成されるものとする。それぞれのプレストレス力 n_k に対するプレストレス確立区間長は $(0.8 \ell_{sn}/2n) + a$ に等しい。ここに、 a は考えるプレストレス力拡散方向についての部材高である。

P C緊張材の付着定着長の短い場合には、釣合状態がいかなる条件で成立するかを検討する必要がある。すなわち、コンクリート中の局部的最大応力度について検討する必要がある。

しかしながら、このような検討は端断面での仮想応力度 $\sigma = F/s$ が許容値を大きくこえる場合のみに限られる。ここに F は最大プレストレス力特性値、 s は部材端におけるプレストレス力の流れに直接関係のあるコンクリート断面積である。 s はP C緊張材群の周からこれらに対するかぶりに等しい距離だけ離れている外周によってとりこまれた区間の面積である。或いはP C緊張材と取まく端鉄筋によってかこまれたコンクリート断面積である。

軸方向圧縮応力度は部材端で0であり、応力調正区間内部で最大となる。これら応力分布の形状は前述の仮定によればよい。

コンクリート 最大圧縮応力度は次の値をこえてはならない。

$$\frac{1}{13} \sigma'_j$$

σ'_j = 検討する時点でのコンクリート圧縮強度の特性値

3.2 応力調正区間の設計法一般

3.2.1 応力調整区間一般釣合に関する設計

3.2.1.1 コンクリート引張応力度およびせん断応力度

設計計算方法は 2.2.1.1 において述べたと同じである。応力調正区間長は、1.2に規定した値とする。

3.2.1.2 鉄筋断面積の算定

これは 2.2.1.2 に述べた方法をそのまま採用して実施される。

最も一般的なプレキャストの逆TまたはI断面の場合でP C緊張材の大部分がフランジに配置されているような場合の横方向鉄筋を定めるには、プレストレス力拡散の2つの面について検討する必要がある。すなわちウェブとフランジを結合するための水平面内結合と、他はフランジ片持部とウェブとの接合鉛直面とである。

ウェブとフランジ片持部との鉛直接合面についての検討では、プレストレス力はウェ

ブに配置されているスターラップの外側にある P C 緊張材のみによるものを考える。

3.2.2 割裂力に関する検討

部材端におとる割裂力は主としてポアソン効果による P C 緊張材の膨張によるものである。鋼より線を用いたときにはよりのもどりによる効果も部材端では考慮する必要がある。

配置する鉄筋は十分その端が定着されており、プレストレッシング力拡散の各平面内において次の引張力に抵抗できるものでなければならない。

$$0.04 F \text{ (} F \text{ はプレストレッシング力の最大特性値)}$$

またこの鉄筋の配置区間は部材端から次の値の長さにわたる。

$$\frac{\ell_{sn}}{4}$$

1 本の P C 緊張材によって生ずる割裂力は、そのプレストレッシング力の 10 % に達することがある。したがってグループとして求められた $0.04 F$ 以上の力に抵抗できるよう P C 緊張材のそれぞれに対する割裂力をもととして、鉄筋を配置する必要のおこることもある。

この割裂作用の危険性はコンクリート部材中でのコンクリートの抵抗に関するもので、P C 緊張材のかぶりおよび配置間隔に関する。また P C 緊張材引張力をゆるめるときの方法にも関係する。

同一平面内に配置されている P C 緊張材に対して、この平面に直角な方向の割裂力は累加されるが、この面内での割裂力は相互のアーチ作用によって釣合わされ、一般の場合 1 本の P C 緊張材による割裂力の値にとどまるものである。

3.2.3 最少鉄筋断面積

2.3 の規定をそのまま用いる。

3.3 構造細目

(a) 部材端でプレストレス導入のため部材幅を増加させる必要がある場合、これを応力調正区間内で実施する。 r_d の最少値に対する区間長を用いる。

(b) 横方向鉄筋はなるべく部材表面に近く配置し、両端は十分定着される必要がある。

(c) 割裂の危険性のあるコンクリートを取りかこんで鉄筋を配置する必要がある。P C 緊張材をとりかこむスパイラル筋の配置は有効である。

(d) P C 緊張材および鉄筋配置は部材断面形状に適応したものとし、特に薄い部材ではその割裂について注意する (図-17)。

板の場合、主割裂面の方向は P C 緊張材間隔と部材厚さとの比に関する。P C 緊張材に対して直角方向に 2 層の鉄筋を配置することは鉛直割裂に対して効果的であり、水平の割裂に対してはスパイラル配置が効果的である。

(e) 部材端区間以外で定着するため、P C 緊張材の一部の付着を切っている場合、これらの P C 緊張材によるプレストレッシング力の影響に関する検討は、部材端区間での場合と同様に

実施する。

(f) PC緊張材引張力をゆるめる場合、付着による定着長が設計で考慮されたものと著しく異なる値を与えるような方法によってはならない。

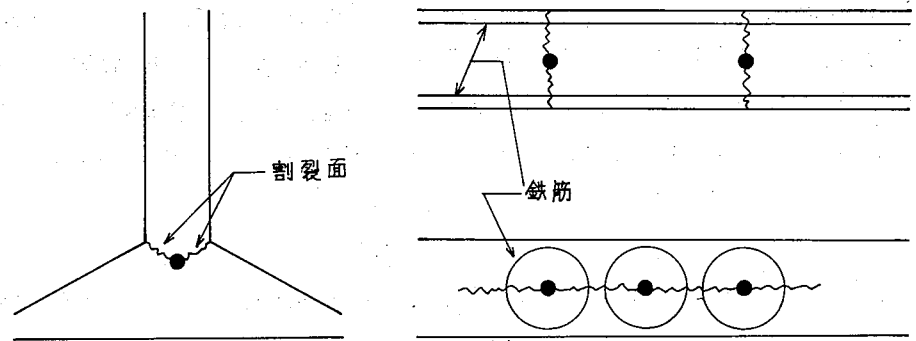


図 - 17

4. 設計計算例

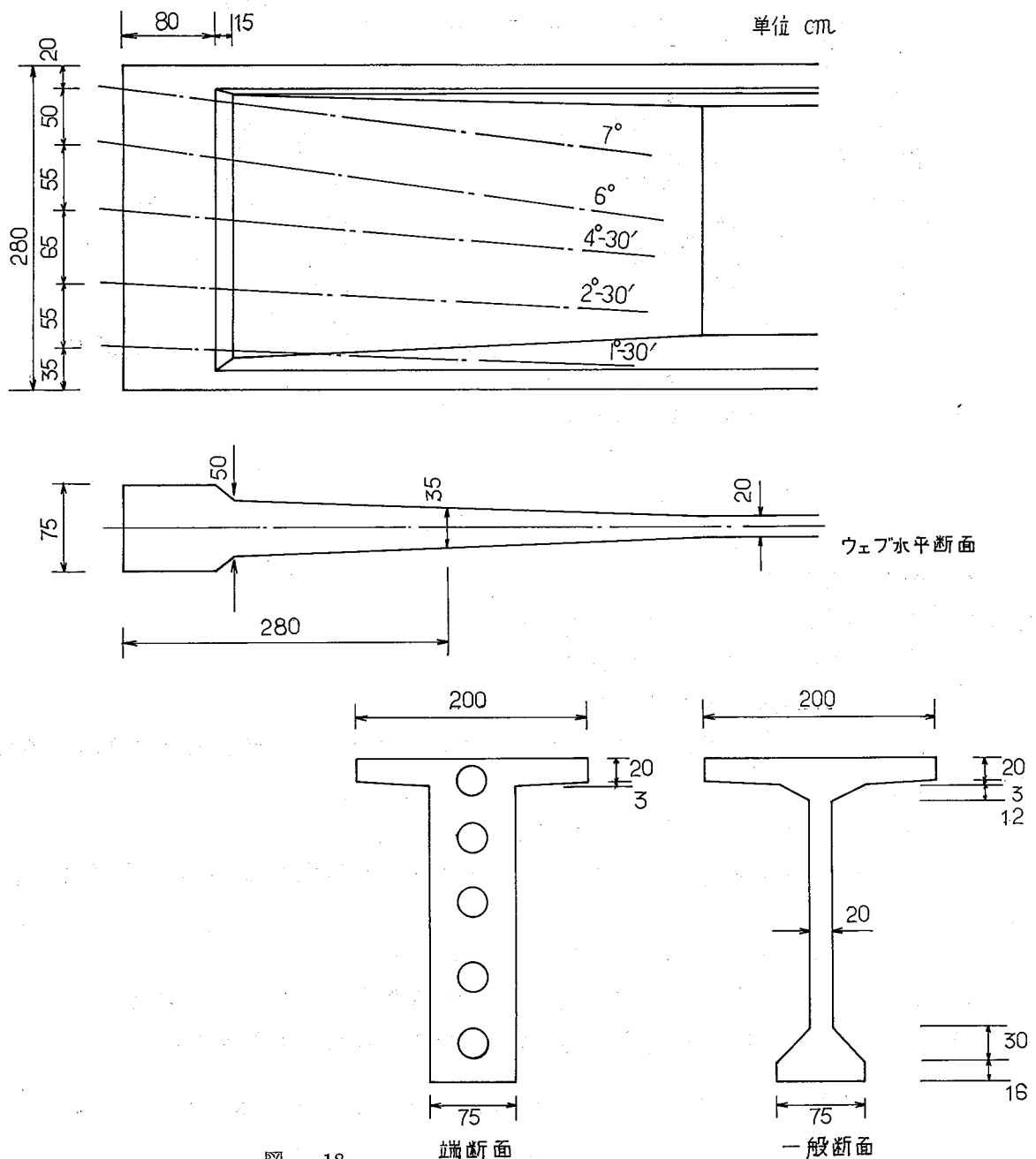


図 - 18

桁端断面寸法は図-18 に示してある。P C定着具はフレシネー 12 T 13 ケーブル用とする。P C緊張材引張力は 1 本当り緊張作業中は 145 t であり、定着後は 125 t と仮定する。

応力調整区間長は $a = 2.8$ m であり、応力調整区間の終点断面でのウェブ幅は 35 cm である。この断面 (S_R) におけるプレストレスの分布は次のようになる。

$$\text{上縁プレストレス} = 241 \text{ t/m}^2$$

$$\text{下縁プレストレス} = 685 \text{ t/m}^2$$

プレストレスング力の部材端断面における集中力の水平方向分力 F および鉛直方向分力 Q は図-19 に示す。

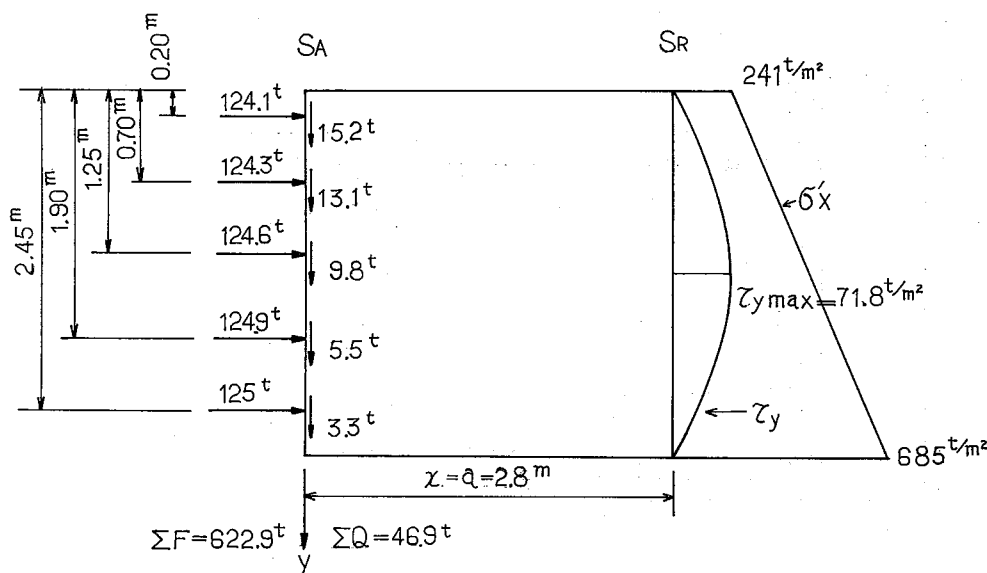


図 - 19

●一般釣合条件の検討

断面 S_R におけるプレストレスの分布 σ_x は、

$$\sigma_x = 241 + 158.6 y \quad (\text{t/m}^2)$$

y = 上縁からの距離 (m)

上フランジ張出区間の平均厚さを 0.22 m とすると、上フランジ張出部分に作用する圧縮合力は次のようになる。

$$0.22 \times 1.65 \times (241 + 276) / 2 = 93.8 \text{ t}$$

断面 S_R に作用するせん断応力度はウェブのみに分布するものと近似的に仮定すると、最大値は、

$$\tau_{y \max} = 1.5 \times 46.9 / 0.35 \times 2.8 = 71.8 \text{ t/m}^2$$

よって、断面 S_R に作用する σ_x , τ_y による坐標 y 切断面についての、軸合力 X , モーメント X_e (反時計廻り), 鉛直方向合力 Y は、それぞれ次のように与えられる。

$$X = 93.8 + 241 \times 0.35 \times y + \frac{158.6 y}{2} \times 0.35 \times y = 93.8 + 84.35 y + 27.76 y^2$$

$$Xe = 93.8 \times (y - 0.112) + 84.35y \times \frac{y}{2} + 27.76y^2 \times \frac{y}{3}$$

$$= 93.8(y - 0.112) + 42.18y^2 + 9.25y^3$$

$$Y = 4 \times 71.8 \times 0.35 \times y \left\{ \frac{1}{2} \left(\frac{y}{2.8} \right) - \frac{1}{3} \left(\frac{y}{2.8} \right)^2 \right\}$$

$$= 100.5y \left\{ \frac{1}{2} \left(\frac{y}{2.8} \right) - \frac{1}{3} \left(\frac{y}{2.8} \right)^2 \right\}$$

したがって水平切断面より上方にある区間に作用する T_x , M_y , N_y は次式で求まる。

$$T_x = \Sigma F - X$$

$$M_y = \Sigma F(y - d) - Xe - (\Sigma Q + Y) \frac{a}{2}$$

$$N_y = \Sigma Q - Y$$

y の値を変えて上式を計算する。この場合定着具の支圧板直径 0.237 m を等価面積を有する正方形に置換えると、一辺の長さは $0.88 \times 0.237 \approx 0.20$ m となる。よって y の値として、各定着具中心より 0.10 m ずつ上下に離れた位置のものを採用することとする。これは、プレストレッシング力の鉛直成分 Q は、この 0.20 m 区間に均等に分布するものと仮定するからである。これらの計算結果は図 - 20 に示してある。

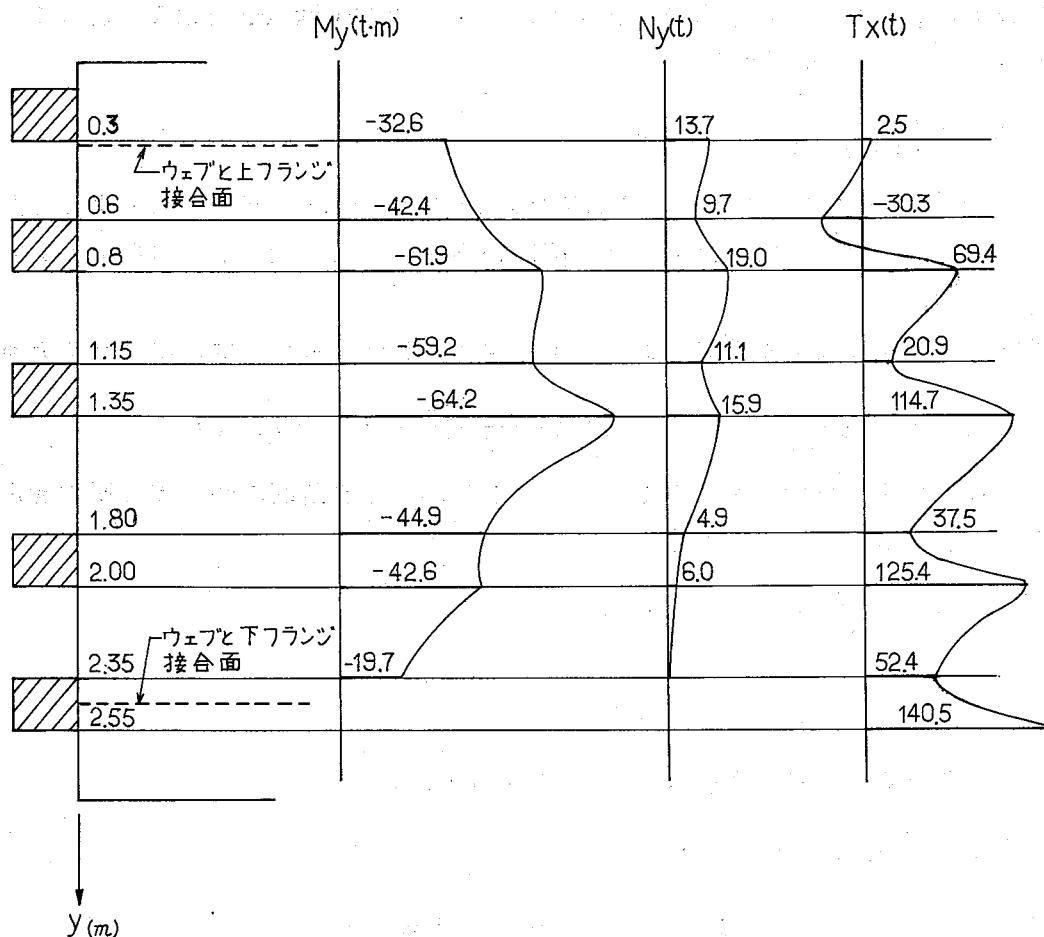


図 - 20

σ_y の最も不利なものは $y = 1.35 \text{ m}$ 切断面であって,

$$\sigma_{y \max} = \frac{6 \times 64.2}{10 \times 0.35 \times 2.8^2} - \frac{15.9}{10 \times 0.35 \times 2.8} = 12.4 \text{ kg/cm}^2$$

となる。せん断応力度 $\tau_{x \max}$ は $y = 2.00 \text{ m}$ の切断面であって,

$$\tau_{x \max} = \frac{2 \times 125.4}{10 \times 0.35 \times 2.8} = 25.6 \text{ kg/cm}^2$$

となる。

プレストレスング時コンクリート圧縮強度は 320 kg/cm^2 とする。このときのコンクリート引張強度の特性値は,

$$\sigma_j = 6 + 0.06 \times 320 = 25 \text{ kg/cm}^2$$

となる。P C 部材は II 種であるとする、

$$\sigma_{y \max} = 12.4 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_j$$

$$\tau_{x \max} = 25.6 \text{ kg/cm}^2 < 1.25 \sigma_j = 31 \text{ kg/cm}^2$$

となるので、コンクリート部材寸法を変更する必要はない。

一般釣合用鉄筋は D-30 を用いるとすると、 $\sigma_e = 3000 \text{ kg/cm}^2$ となる。よって一般釣合用鉄筋断面積 A_t は次のようになる。

$$A_t = \frac{64.2 \times 10^5}{140 \times 2000} = 22.93 \text{ cm}^2$$

$\phi - 16$ を U 形に配置すると 1 組の断面積は、 $2 \times 1.98 = 3.96 \text{ cm}^2$ となる。よって必要本数は 6 本となる。この鉄筋配置区間は応力調整区間の終断面から $a/2 = 1.4 \text{ m}$ 区間である。よってピッチを 22.5 cm とする。

せん断結合用鉄筋に関する検討にあたって考慮すべき全せん断力は次のようである。

$$T_{x \max} \left[1 - \left(\frac{\sigma_j}{3 \tau_{x \max}} \right)^2 \right] = 125.4 \left[1 - \left(\frac{25}{3 \times 25.6} \right)^2 \right] = 112.1 \text{ t}$$

せん断結合鉄筋断面積の算定にあたっては、ひびわれなき断面についての平均せん断応力度と鉛直応力度とを用いる。すなわち,

$$\tau = \frac{112.1}{10 \times 0.35 \times 2.8} = 11.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma' = \frac{6.0}{10 \times 0.35 \times 2.8} = 0.6 \text{ kg/cm}^2$$

結合用鉄筋断面積の必要断面積は、 $t = 22.5 \text{ cm}$ として,

$$\Sigma \frac{A_t}{b_0 \cdot t} \frac{2}{3} \sigma_e \geq \tau - \sigma'$$

$$\Sigma A_t \geq (11.4 - 0.6) \times 35 \times 22.5 / 2000 = 4.25 \text{ cm}^2$$

よって M_x に対して配置された鉄筋で十分である。

●割裂に対する鉄筋断面積

図-21に対称プリズムが示してある。これら対称プリズムの中で最大のものは $d=55\text{ cm}$ である。よって、

$$\delta' = 20/55 = 0.3636$$

$$\sigma_s = 0.5 (1 - 0.3636) \times \frac{145000}{75 \times 55} = 11.2 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_s/3$$

ここに、プレストレス力は、緊張時の最大値を用い、幅 b は端部の幅 75 cm を用いた。

割裂力に対する鉄筋断面積を定めるための引張合力は、

$$R = 0.25 (1 - 0.3636) \times 145.0 = 23.1 \text{ t}$$

よって、

$$A_s = \frac{23.1}{2.0} = 11.55 \text{ cm}^2$$

配置区間は対称プリズムの終断面から $2d/3 = 36.7\text{ cm}$ である。 $\phi-16$ を U 形に配置すると必要な鉄筋量は 3 本である。12.5 cm ctc で配筋するものとする。

●表面鉄筋

必要な鉄筋断面積は、

$$0.04 \times 145.0 / 2.0 = 2.9 \text{ cm}$$

$\phi-16$ U 形一本でよい。

●その他の力

緊張作業中最も不利な状態として、部材端上端に配置されている定着具によって生ずる引張力に対する鉄筋断面積は、

$$0.20 \left(\frac{d_1 - d_2}{d_1 + d_2} \right)^3 F = 0.20 \left(\frac{2.6 - 0.2}{2.6 + 0.2} \right)^3 \times 145.0 = 18.3 \text{ t}$$

に抵抗する必要がある。よって $18.3/2.0 = 9.15 \text{ cm}^2$ となる。この鉄筋断面積は割裂力に対する鉄筋量より少ないので、特に鉄筋を加算する必要はない。

注. 定着具支圧板の支圧応力度の検討は、次のようである。定着具寸法は $a_1 = a_2 = 20\text{ cm}$, 応力調整第一プリズムの最大のものの寸法は、 $b_1 = 75$, $b_2 = 55\text{ cm}$ である。

$$K = 1 + \left(3 - \frac{20}{75} - \frac{20}{55} \right) \sqrt{\left(1 - \frac{20}{75} \right) \left(1 - \frac{20}{55} \right)} = 1 + 2.37 \sqrt{0.4667} = 2.62$$

$$\text{許容支圧応力度} = \frac{K}{1.6} \cdot \sigma'_s = \frac{2.62}{1.6} \times 320 = 524 \text{ kg/cm}^2$$

支圧板は外径 23.7 cm , 内径 12 cm の円環であるから、面積は、 328 cm^2 である。

$$\text{支圧応力度の最大値} = 145 \times 10^3 / 328 = 442 \text{ kg/cm}^2$$

よって十分安全である。

以上の結果から、部材端鉄筋配置は図-22 のようにする。

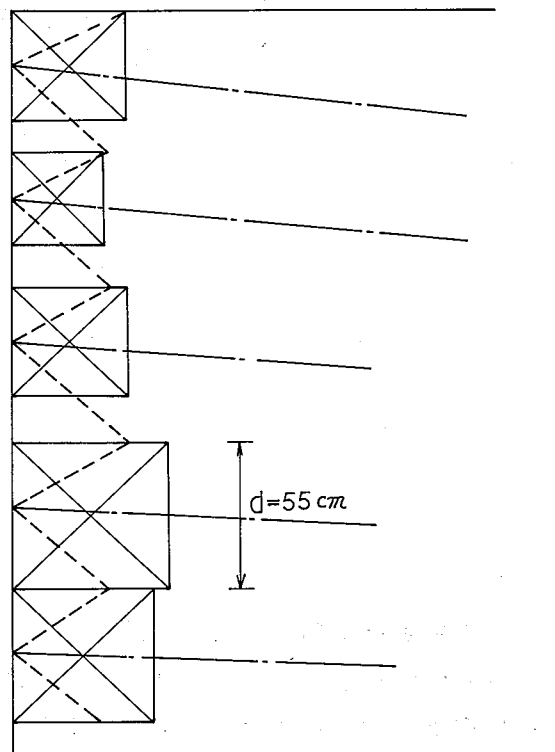


図 - 21

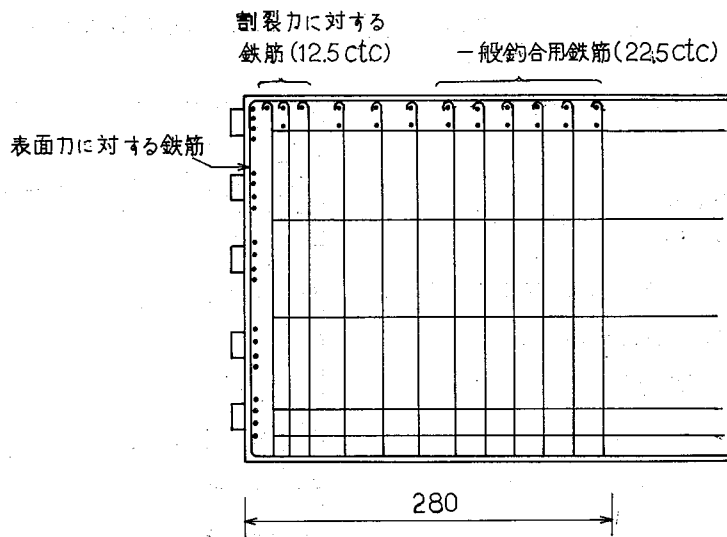


図 - 22

付 録

P C 緊張材中間定着時の設計

P C 緊張材端を部材中に埋込んで、部材の中間に定着する場合、定着具直後のコンクリートには引張応力度が作用するものである。これに対して従来は図 - 23 に示すように定着具背面

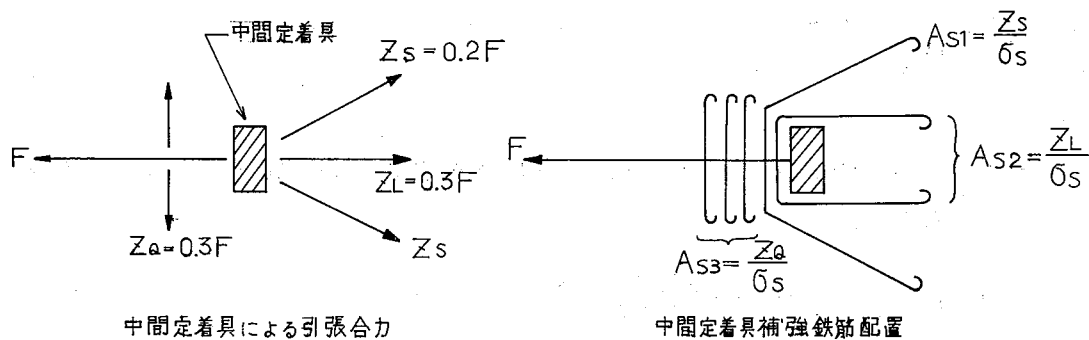


図 - 23

の全引張力はプレストレス力力の $1/2$ に等しいとおいて、これに対する鉄筋を配置している。また配筋方法は部材寸法には無関係とされた。しかしながら、この配筋方法はひびわれに対してはそれほど有効でないことが明らかとなっており、むしろ格子状の鉄筋を定着具の上下両面に配置するのが有効とされている (図 - 24)。

ここでは Josel Eibl ; György Iványi の論文による設計方法について紹介する。

“Innenverankerung von Spanngliedern” Beton und Stahlbetonbau 2/1973

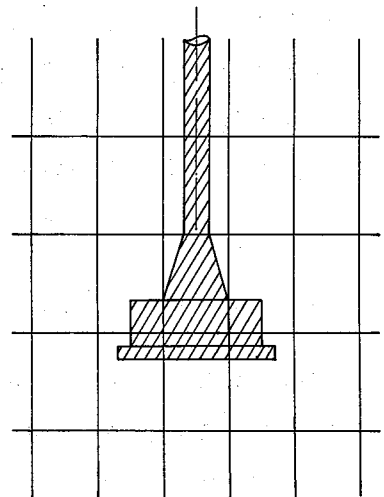


図 - 24

図-25のように部材中間に定着具が埋込まれている場合、定着具背面に生ずる最大引張応力度は次式で求められる。

$$\sigma_{max} = \frac{p}{45} \sqrt[3]{\frac{e}{b}} - 1$$

ただし、 $e/b \leq 50$

上記のコンクリート最大引張応力度を与える計算式において p は次のように求める。 F をプレストレスリング力とする。

$$p = \frac{F}{0.8s} \cdot \frac{h}{d}$$

ここに、 e = 部材幅

d = 部材厚

b = 定着具幅

h = 定着具高さ

s = 定着具面積 = $b \cdot d$

部材の中心線上に P C 定着具が配置されず、最も近い縁端から a_1 なる距離にある場合、計算に用いる部材幅 e の計算にあたって、

$$e' = 2a_1$$

と置く(図-26)。

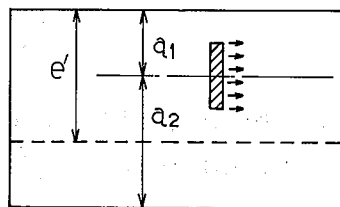


図-26

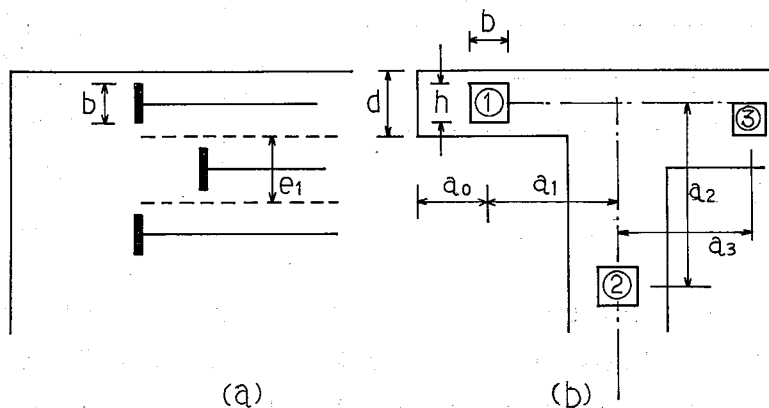


図-27

同一平面内に多数の定着具が配置されている場合(図-27-a)には、各定着具中心間隔を $e = e_1$ とする。また同一平面外に多数の定着具がある場合(図-27-b)には、中間定着具①についての計算に用いる e としては、相隣れる定着具間の距離を用いて、次のように計算する。

$$e_1 = \frac{a_0 + (a_1 + a_3)}{2}$$

$$\text{ただし、} e'_1 = \frac{a_0 + (a_1 + a_2)}{2} > e_1$$

必要な鉄筋断面積は、引張区間の幅は $3.0b$ であると仮定して、次のようである。

$$A_s = \frac{3bd\sigma_{max}}{\sigma_{sa}}$$

ここに、 σ_{sa} = 鉄筋許容引張応力度

定着具配置区間にコンクリート圧縮応力度 σ' が作用している場合には、配置する鉄筋断面積を作用する合成引張応力度の値に応じて、上記 A_s を減少させてよい。

$$A_s \cdot \frac{\sigma_{max} - \sigma'}{\sigma_{max}}$$

引張応力度をうける区間に中間定着具を配置することはなるべく、これを避けるのがよい。もしこれを避けることができず、やむをえず中間定着を設ける場合には、引張応力に対する鉄筋の外に上記の局部的引張応力度に対する鉄筋を加算して配置する必要がある。

鉄筋配置にあたって、定着具に近くかつコンクリート表面に近く鉄筋を配置するのがよい。また軸方向に配置する鉄筋の長さは、定着区前方に $1.0b$ 、背後に $6.0b$ だけとし、その両端には付着による定着に必要な長さをそれぞれ加算する必要がある。

多数の定着具が同一平面内に配置されている場合には、図-28 に示すようにするのがよい。この場合後方に離れている定着具についてのみ、上部の鉄筋に関する検討を実施すればよく、前方に配置された定着具区間は既に十分圧縮応力を受けているので、鉄筋に関する検討は一般に不要である。

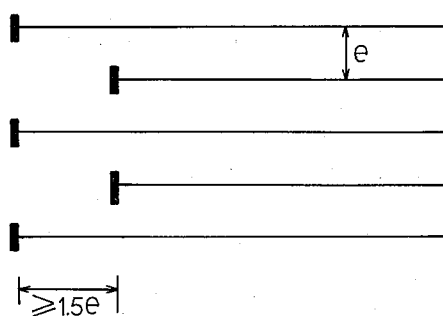


図 - 28

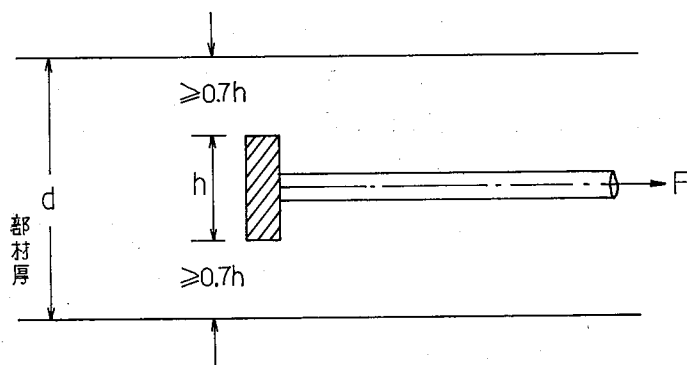


図 - 29

図-29 に示すように十分なコンクリートかぶりがあり、かつまたこの区間に作用しているコンクリート圧縮応力度が $15 \sim 20 \text{ kg/cm}^2$ であるならば、コンクリート中に中間定着具を配置しても、コンクリートのひびわれの危険性はないものである。

実験によると、P C 緊張材引張力を増加させると、ひびわれは定着具の上面に最初に発生する。このコンクリートかぶりが $3 \sim 5 \text{ cm}$ にすぎないと、定着具配置区間に圧縮応力度が作用していない限り、このようなひびわれを防止することはできないものである。無筋コンクリート部材中での定着具近所でのひびわれ幅は、P C 緊張材許容引張力の 1.2 倍の引張力で 0.25 mm であった。したがって、このような場合、

a) コンクリートかぶりの増加

b) 既に圧縮応力度の作用している区間にのみ中間定着具配置を限る。

の 2 点について考慮する必要がある。

建築構造物における設計例

まえがき

本稿は建築物におけるP C工法の利用の現状を設計例を通じて把握することを目的としている。

しかし、「土地に定着する工作物のうち、屋根及び柱若しくは壁を有するもの～（建築基準法での建築物の定義）」にもみられるように建築物の種類は多種多様であり、その多くにP C工法が利用されているので、ここでは利用方法の原則と代表例から現状をみることにする。

現在我国では年間延2億5,000万 m^2 をこえる建築物が建設されており、その工事費は15兆円（73年度）をこえている。

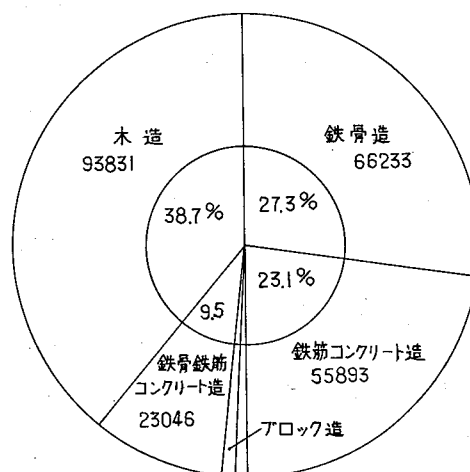
これらの建築物の構造別内訳は1図に示すごとくである。P C工法が対象となる構造は鉄骨造、鉄筋コンクリート造および鉄骨鉄筋コンクリート造であるが、特に大スパン構造に用いられ、単価が高い点から鉄骨鉄筋コンクリート造がプレストレストコンクリート造と競合するものと考えられている。

鉄骨鉄筋コンクリート造は2図にみられるように過去5年間で3倍に増加しており、他種構造に較べてその伸び率は著しい。これは建物の高層化にもとづく点もあるが、P C工法の利用範囲が増大していることを示している。

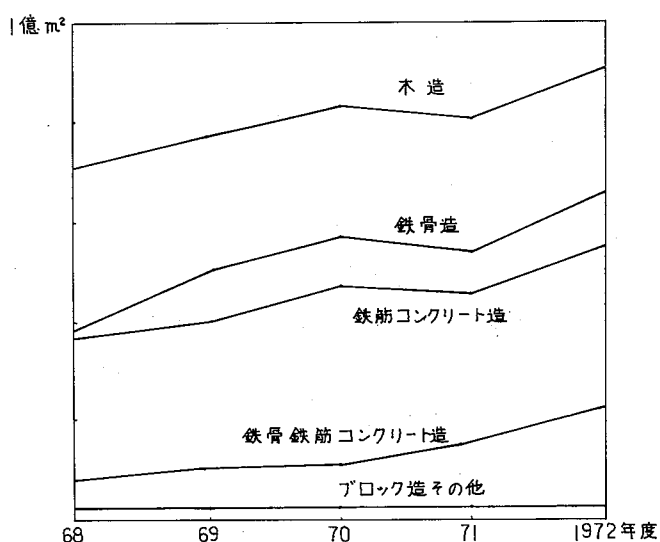
P C工法の利用は後に述べるようにあらゆる種類の建築物にわたっているが、数量的には未だ非常に少なく、P C工業会の統計によれば47年度P C建物延面積は26万7000 m^2 、工事金額22億円にすぎない。

P C工法が我国の建築物に利用されてから既に20年をこえるにもかかわらずその利用度が低い理由は、工費が高くなりがちであること、大スパン構造が必ずしも多くないことなどのほか、3図にみられるように建築主の大部分が民間（土木では民間が10%程度）であり、工費件数が膨大であることにもよると考えられる。

しかし、ボウリング場の多くがP C工法で建設



1図 72年度着工建築物構造別延面積 (1000 m^2)



2図 着工年度構造別延面積

されたように、条件がそろえばこの工法が多用されるものと期待されている。また、長期的展望に立てばコンクリート構造物のプレバブ化の増大や資材節約型構造である点でもその伸びが期待される。

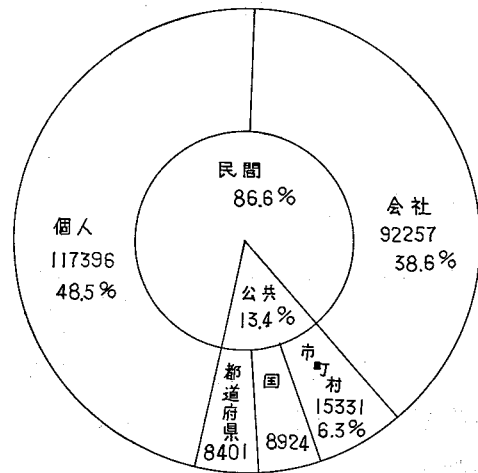
1. プレストレストコンクリート建築物に対する法的規制

建築物は建築基準法、施行令、施工規則などの法令に規制されるが、PC構造の場合はその構造強度に関して建設省告示第949号（昭和48年4月23日付）が適用される。

この告示では材料の許容応力度、安全度検査のための荷重の組合わせなど設計の原則が示されている。実際の設計は設計手法をも含めた日本建築学会制定の規準によって行なわれている。

建築学会の規準（プレストレストコンクリート設計施工規準）は昭和35年に制定されたが、その後の発展を取入れて現在改訂作業が行なわれている。（建築雑誌7月号参照）

構造が建築基準法に適合しない場合は同法38条にしたがって建設大臣が個別に認定を行なうことができ、現在は日本建築センターの構造評定委員会で評定作業が行なわれている。現告示が公示された昨年4月までは高さ16mをこえるPC建物は38条適用となっていたため、非常に多くのPC建物が建築確認前に評定されていた。これらの建物の概要は日本建築センター性能評定シートに収録されている。



3図 72年度着工建築物建築主別延面積（1000㎡）

2. 建築学会設計基準の概要

1) 荷重係数

建築構造物の設計は前に述べたように建築基準法の設計原則にしたがって行なわれる。

同法が与えている設計法は許容応力度設計であり、常時作用している荷重によって生じた部材各部分の応力度が長期の許容応力度をこえないこと、さらに、大雪、暴風、地震などの非常時にはこれらによる応力度と常時荷重による応力度の合計が短期許容応力度をこえないことを確かめるいわゆる長短2本立ての許容応力度設計となっている。

PC構造では短期の許容応力度を定めても、例えばPC鋼材の常時から非常時に至る応力増加が少ないなど、設計法として意味がないので、非常時に対してはいわゆる終局強度設計を採用している。建築学会規準では曲げ破壊時の曲げモーメントの組合せを表1とし、部材の強度はこれを上廻ることとしている。

表1 曲げ破壊に対する曲げモーメントの組合せ

荷 重 の 状 態	曲 げ モ ー メ ン ト の 組 合 せ
常 時	$2(G+P)$ および $1.2G+2.4P$
地 震 時	$G+P+1.5K$
積 雪 時	$G+P+1.5S$
暴 風 時	$G+P+1.5W$

ここに、 G は固定荷重、 P は積載荷重、 K は地震荷重（水平加速度 $0.2g$ にもとづく）、 S は積雪荷重、 W は風荷重で、それぞれ基準法施行令 84～87 条にその値が示されている。

ii) 許容応力度

コンクリートの許容圧縮応力度 f_c は施工時 $0.45 F_c$ 、長期設計荷重時 $1/3 F_c$ (F_c は設計基準強度)、引張に対してはフルプレストレス材の施工時 $0.07 f_c$ 、パースシャルの施工時 $0.15 f_c$ 、長期設計荷重時 $0.1 f_c$ としている。

PC 鋼材の許容応力度は JIS 規格強度にもとづき、

プレストレス導入時

$$0.75 \times (\text{引張強度})$$

$$0.85 \times (\text{降伏点応力度})$$

定着完了時

$$0.70 \times (\text{引張強度})$$

$$0.80 \times (\text{降伏点応力度})$$

とし、それぞれの小なる値としている。

コンクリート、PC 鋼材とも他規準に比較してやや小さな値を与えている。

iii) プレストレスのレベル

構造上重要な部材（柱やはりなど）はフルプレストレスの設計としなければならない。

設計荷重時にひびわれの発生を許すいわゆる PRC 構造は認められておらず、軽微な部材に対してはパースシャルプレストレスとしてよいとされている。

iv) プレストレス有効率

コンクリートのクリープと乾燥収縮、PC 鋼材のレラクセーションを考慮してプレストレス力の時間的減退を計算するのは繁雑であるため、通常の場合はプレストレス有効率 η として次の値を用いてよいとしている。

$$\text{プレテンション材に対して} \quad \eta = 0.80$$

$$\text{ポストテンション材に対して} \quad \eta = 0.85$$

v) 併用構造

プレストレストコンクリートと鉄筋コンクリートとは一般に併用（はりが PC で柱が RC など）されている場合が多い。従来はそれぞれの部分に対して定められた規準にしたがって設計されたが、安全度がそろわないなど不都合なので、プレストレストコンクリートと一体となって架構を形成する鉄筋コンクリートは PC 規準に従うこととしている。

vi) アンボンド材や合成ばりに対する規定がなされている。

3. プレストレストコンクリート建築構造物の特徴

P C工法を建築物に適用する際には、建築物であるための種々の制約を受けることになる。

i) 不静定構造物

建築物は多くの場合ラーメン造であり、多層あるいは多スパンの場合は高次の不静定ラーメンとなる。

高次不静定ラーメンの弾性解法は略算法が確立されており、精算も電算機によれば可能である。しかし、プレストレス力の減退を時間的に追跡するクリープ計算を行なうことは容易ではなく、例え計算してもその精度は弾性解に較べて格段に落ちる。したがって、高次不静定構造ではひびわれ安全率の計算の意義などはあまりないことになる。

ii) 耐震設計

ラーメン造では低層の場合を除いてその断面は地震力作用時で定まることが多い。したがって、常時荷重時における部材断面の応力度の大きさはあまり重要ではなく、部材の破壊抵抗モーメントや破壊せん断力が設計のポイントとなる。最近では地震入力を求める振動解析や部材の応力再配分能力の検討が行なわれることも多い。

iii) 部材断面の形状、寸法

建築物は人の居住を目的とする場合が多いので、必ずしも力学的に有利な断面形が適当とはならない。

例えば、はりにはI形断面とするのが力学的には有利であるが、視角的に好まれないこと、ちりだまりとなることなどのためT形ばりとすることが多い。

また、建築部材は土木構造物に較べて断面寸法が小さい。このため場所打ちコンクリートでは中練りを使用することが多く、低強度（ $300 \sim 350 \text{ kg/cm}^2$ ）で乾燥収縮やクリープが大きいコンクリートとなりがちである。

さらに、部材の種類が多くなりがちであり、施工の繁雑さを助長することになる。

iv) プレハブ構造

建築物のプレハブ化は年々進んでおり、48年度はプレハブ造が12.7%（23万8500戸）となった。R C造はこの半数程度であるが、これらのプレハブ造に対してP C工法が一部適用され始めている。

v) 耐火性

建築物に関係のある事故死のうち20%近くが火災によるものであり、建築物の耐火性は年々重要視されている。P C構造はその材料的原因からR C造より耐火性は低いとされており、同等の耐火性を得るためにはかぶり厚さを大きくとることになる。

建物の構造体には一般に何らかの仕上げを施すが、P C造はコンクリートがR C造（ 200 kg/cm^2 程度）より高強度であるため仕上げ工事が困難であり、打はなし仕上げとすることが多い。打はなしコンクリートの耐火性は低く、一般に火災後の再使用は困難とされている。

vi) 併用構造

建物の構造すべてをP C構造とすることは殆んどなく、一般にR C構造との併用構造となる。例えば、ラーメン造の大スパン方向の大ばりをP C造とし、柱および桁方向はR C造とするの

が普通である。はりをP C造とし、スラブをR C造とする場合も多い。

このような併用あるいは合成構造では両構造の材質の差を施工設計で十分考慮する必要がある。

4. 各種構造に対する適用例

P C工法は建築構造物の多くの種類に対して利用されている。最も多いのは場所打ちラーメン造であり、組立てラーメン造の例も多い。この外、シェル、折板、吊屋根など大空間を覆う屋根構造に効果的に利用されており、最近ではプレキャスト壁構造にも利用されている。また、小ばりやスラブ材に一種のコンクリート製品としての利用も行なわれている。

4.1 場所打ちラーメン造

従来のP C建物で最も多いのはラーメン造である。特に昭和45～47年に多数建てられたボウリング場では、スパン35～40 mの1スパン多層ラーメンが多い。その多くはスパン方向大ばりに緊張材が配置してあり、各層のコンクリート打設後不静定ラーメンに緊張力が与えられる。

桁方向は鉄筋コンクリート造であり、多くの場合一部に鉄筋コンクリート造部分をもっており、構造的には様式化したといっても差し支えない。地階または1階は駐車場のため柱を多数配置して鉄筋コンクリート造とし、最上階は経済上鉄骨造としたものも多い。

このような現場打ちP Cラーメン造は次のような特徴をもっている。

1) 大スパン構造の柱は支配面積が大きいいため断面が大きくなる一方、階高は必要限度内で小さくするため、柱のシアスパンは小さくなる。

前記ボウリング場では、スパン方向柱径が1.5～2 m、はりせいが1.5～1.8 m、階高が4～4.5 mであるため、柱の（内のり高さ／柱径）は2.5程度となる。

さらに、大ばりの曲げ破壊モーメントが大きいこともあって、ラーメンの崩壊は好ましくない柱せん断破壊型となりがちであり、終局設計の立場から必要な塑性比が期待できず、靱性に頼る設計ができない場合も多いと考えられる。また、柱断面が大きいためせん断補強筋量も多く、いわゆる鳥かご状の配筋となる。

2) プレストレスはスラブ、はり一体のまま導入され、通常の場合平均プレストレスは40 kg/cm²程度である。

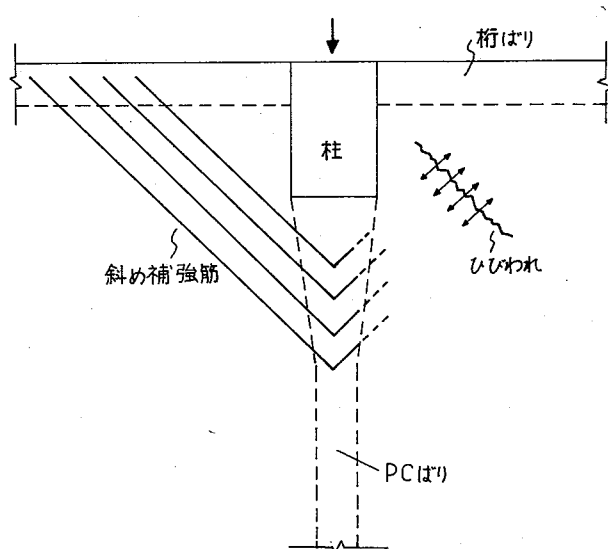
はりの断面形はデザイン上および型わく費の点でほとんどT形断面が採用されている。T形ばりの有効幅は設計者によって採用値が異なる。P C材に用いる範囲では有効幅が異っても許容抵抗モーメントに大きな差がないし、また、剛比計算でも柱剛比が圧倒的に大きいのでやはり大きな影響は生じない。

3) 並列するP Cラーメンの外側には耐震壁を配置する場合が多いが、端のP Cラーメンの緊張力と耐震壁との関係は明確ではない。耐震壁近傍（30～50 cm）でスラブにスリットを入れてラーメンと壁の縁を切り、プレストレス導入後にあと結めを行なう場合と、一体のまま導入する場合があるが、いずれもとくに不都合は生じていない。

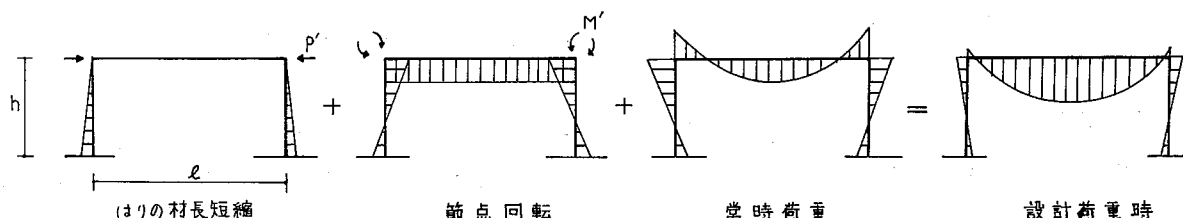
4) 大ばり端には緊張力が集中作用するのでスラブの隅角部には斜張力が生じ、初期には若干の斜めひびわれを生じた例もある。通常は4図のようにこの部分に斜め補強筋を配置しており、外周部スラブのみを厚くした例もある。

5) 柱は鉄筋コンクリートとするのが普通であり、この部分のコンクリート強度は低くしても計算上差し支えないがPC部分と同じ高強度とする例が多い。高強度を用いると壁の打設がやや困難となるが、柱のせん断強度増大や壁の収縮低下など構造上は好ましい。

6) 不静定ラーメンの大ばりにプレストレスを与えると、5図のようにはりの材長短縮



4図 スラブ隅角部の補強



5図 プレストレス導入にともなう不静定モーメントの効果

による不静定力と節点の回転による不静定モーメントが生ずる。

不静定力による曲げモーメントは一般に小さいが、節点回転による曲げモーメントは非常に大きく、外力による曲げモーメントに近い値となる。この曲げモーメントははりの下縁引張りであり、外力の曲げモーメントと合成するとはり中央では M_0 、端では0に近い値となる。

はりの緊張材は端部では定着部があるため合力作用位置が図心に近く、許容抵抗モーメントは小さくなる。しかし、スパン中央では緊張材を下縁に寄せて配置できるので許容抵抗モーメントは大きくとることができる。

したがって、不静定モーメントはPC材にとって都合のよい分布を与えることになる。柱モーメントも同様に外力を打ち消すように分布する。

不静定モーメントの厳密な計算にはコンクリートのクリープと乾燥収縮を考慮すべきであるが、適当な計算法がないためプレストレス有効率0.85が一時に生じ、他の階には影響しないと仮定して計算されている。不静定構造ではある程度の応力再配分が行なわれるので、応力分布の違いは安全度に大きく影響しないとする終局強度的考え方が設計者のよりどころであるが、これらの点は今後の研究を実用計算に反映させる必要があるだろう。

不静定力 P' は、片持柱の柱頭に P' が作用したときの变形とプレストレス力 P （緊張力 $T = P + P'$ ）によるはりの $1/2$ スパンの縮みが等しいことから次式で求められる。

$$\frac{T - P'}{AE} \frac{\ell}{2} = \frac{P'}{6EI} h^3$$

$$P' = \frac{\ell}{\frac{A h^3}{3I} + \ell} T$$

不静定モーメント M は、片持柱の柱頭に M' が作用したときの頂部の回転角がはりの緊張材の偏心モーメント Pe による端部回転角と端部に M' が作用したときの角転角の和に等しいことから求められる。

実際の計算では、偏心モーメント Pe が単純ばりに作用したときの端部回転角 θ を計算し、次に単純ばり端の回転角が θ となるような端に作用するモーメント C を計算すれば、 C は固定端モーメントであり、これをラーメン節点に与えて解けば不静定モーメントを求めることができる。

緊張材の偏心距離 e がはりの軸方向に関する式で与えられれば、モールの定理を用いて (Pe/EI を荷重とみなして端のせん断力を求めれば θ が得られる) 固定端モーメントを求めることができる。緊張材の配置が式にのらない場合には、軸方向に分割して近似解法を用いればよい。

はりの断面が全長にわたって一定であり、緊張材重心が対称である場合は固定端モーメント C を公式化することができる。例えば、端の偏心距離 e_1 、中央が e_2 の直線配置の場合は、

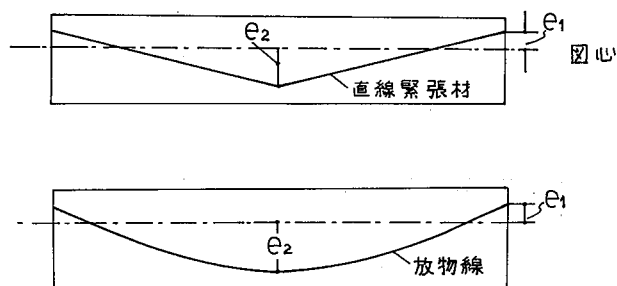
$$C = \frac{P}{2} (e_2 - e_1)$$

放物線配置の場合は、

$$C = \frac{P}{3} (e_2 - e_1)$$

で与えられる。

7) RC造と併用して用いる場合には不静定モーメントがRCラーメンに伝わり、PCラーメンの大きな不静定モーメントはRC断面では負担できない場合が多い。



6図 緊張材の配置

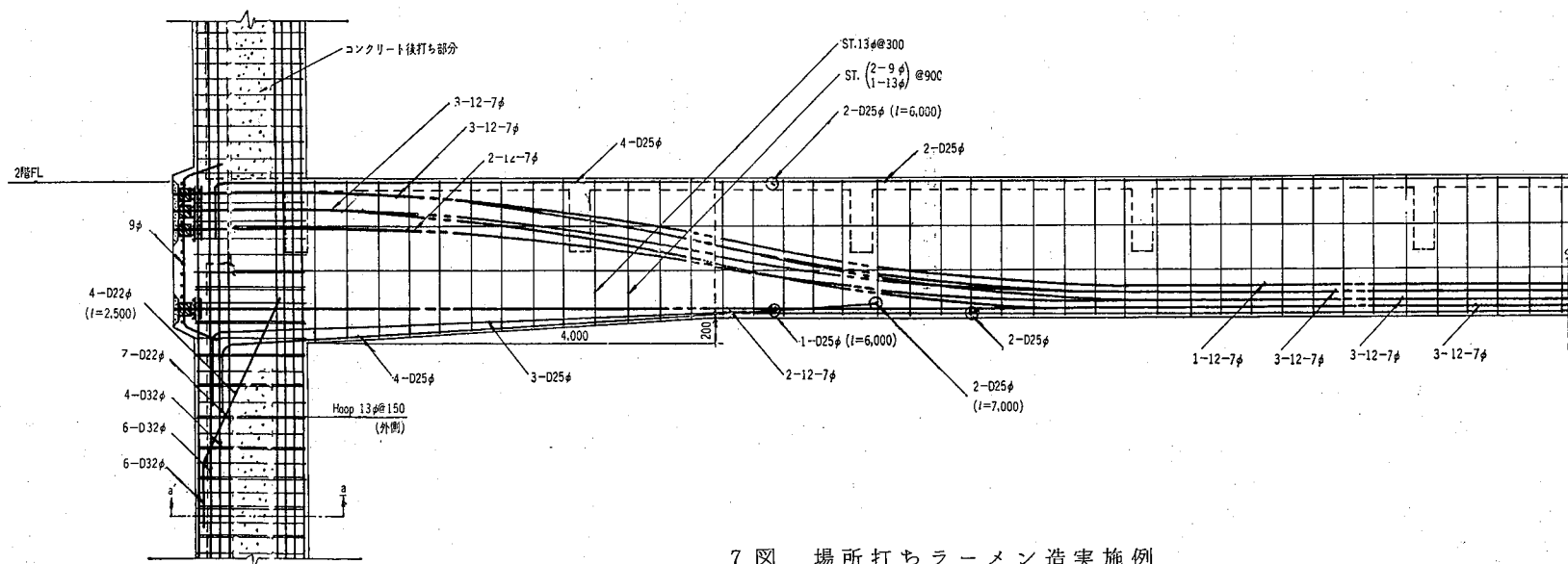
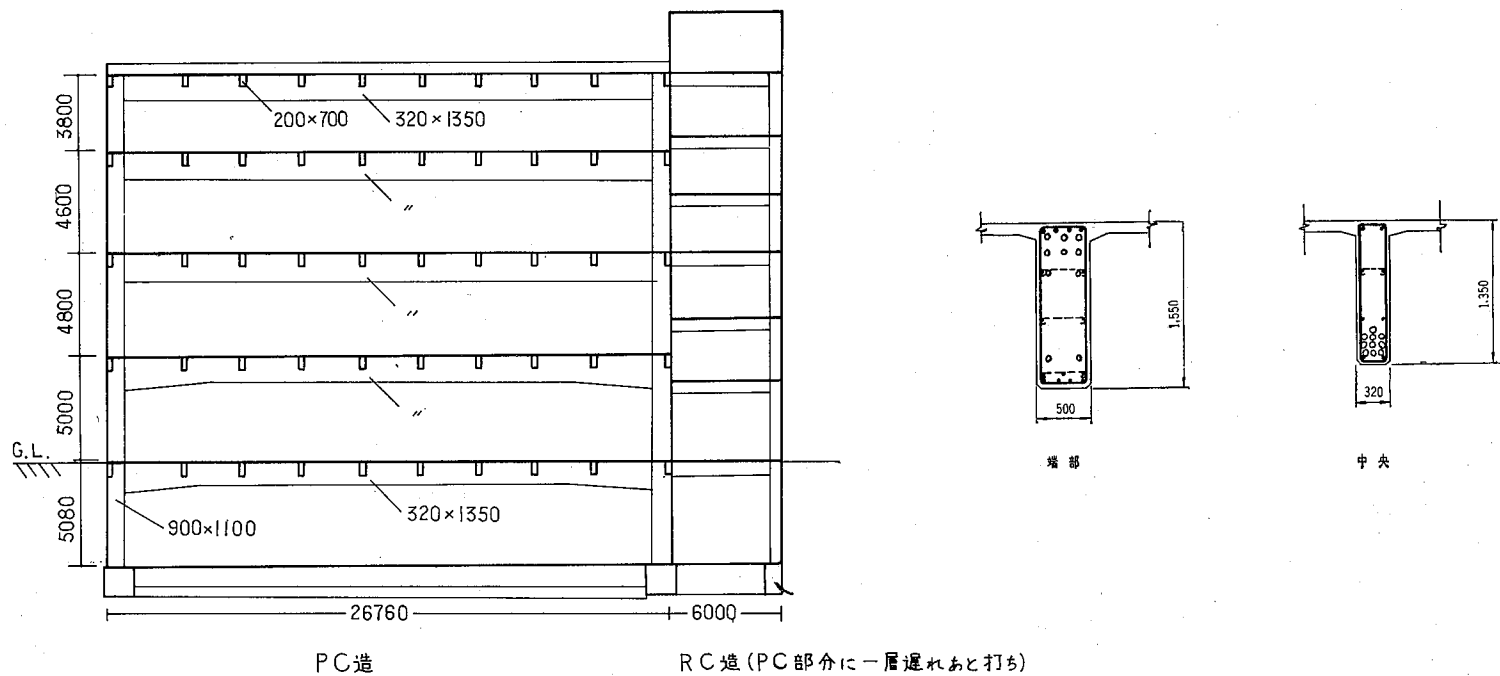
このようなときにはPC鋼材の一部を延長してRC部分をPC化したり、7図の設計例のようにRC部分の施工をプレストレス導入後に行なって不静定力の伝達を避けたりしている。

8) 前項のようにRC造部分が存在する場合には、この部分に壁量が多くなることが多い。建物全体としては剛心と重心が偏心することになるので、特に壁がない隅柱などでは偏心の影響を十分考慮する必要がある。

9) 平面が正方形に近い場合には直交両方向にPCばりを配置する格子ばりがはりせいを小さくする上で効果的であり、one way に比べて60～70%のはりせいとなる。側ばりは大きなねじりを受けることに注意する必要がある。

10) 工場や倉庫などでは連続スパンとなる場合も多い。連続スパンではプレストレス導入部分の全長が長くなるので、材長短縮量も大きくなる。このため、1階外端の柱頭が内側に引き寄せられ、柱軸力が小さい平屋では柱に曲げひびわれを生じた例もある。

このような作用を避けるため基礎ばりにプレストレスを与えたり、柱脚に切欠きを設けて導入後にあと締めを行なった例もある。



7 図 場所打ちラーメン造実施例

また、壁が存在する場合には壁が変形しないため桁ばりが水平曲げを受け、桁ばり側面にひびわれを生じた例もある。

プレストレス導入部分の全長が長い場合には、最下階で材長短縮の影響を検討する必要があるが、2連続以上の場合や1スパンでも片側が剛強な構造に接続する場合には注意が必要であろう。

4.2 プレキャストラーメン造

プレキャストのはり柱を結合してラーメンとする構造は初期のころから種々の実施例がある。

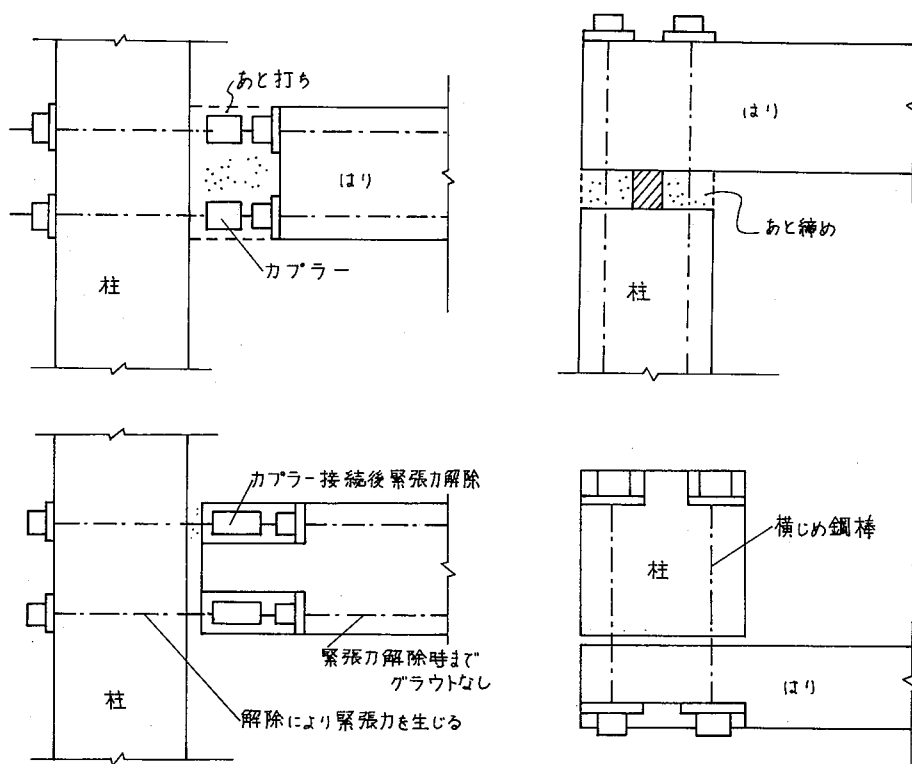
1) 部材の結合法には種々の方法が試みられているが大別すれば次のごとくである。

- a. プレストレスによる圧着結合（8図、9図）
- b. 端部の埋込み金物相互の溶接結合（10図）
- c. 結合部のガセットプレートの高力ボルト結合（11図）
- d. あと打ちコンクリートによるR/C的結合
- e. 基礎と柱の結合では掘立て柱

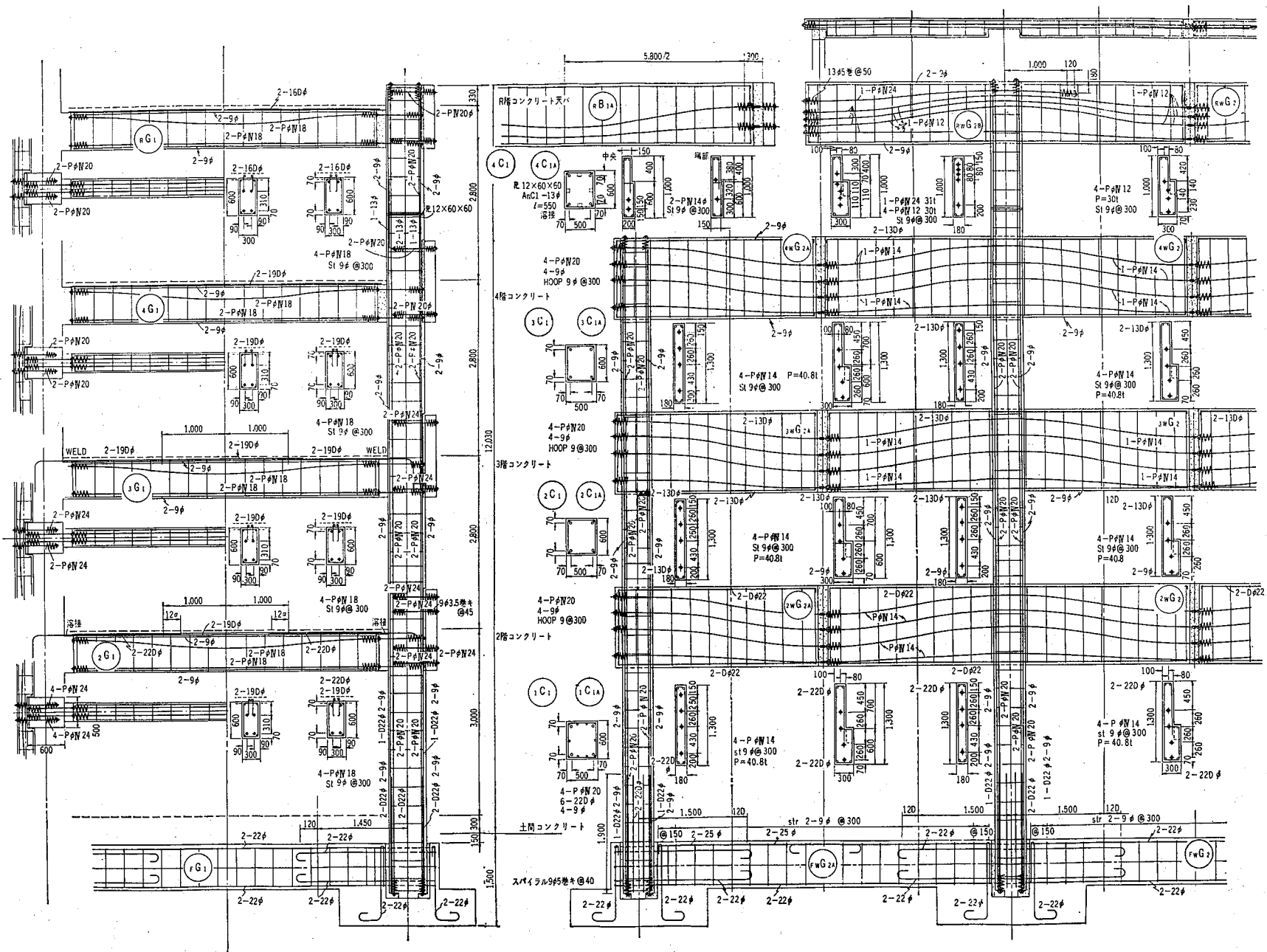
プレストレスによる圧着結合は剛節点となり最も好ましい結合法であるが、接合部の目地モルタルや目地コンクリートの硬化を待って緊張するので、手待ちとなる上目地施工が繁雑である。柱の接合にエポキシ樹脂を用いて工期短縮を計った例もある。緊張材が鋼棒の場合は延長が容易であり、緊張完了の部材に接続して圧着させることや部材の緊張力を一部解除して圧着力に利用することが可能である。

溶接接合は完全に施工されればよいが、建築工事における現場溶接は必ずしも信頼性が高くないので、十分の余裕を見込んで設計をする必要があろう（図-10、11）。

高力ボルトによる接合は、部材の製作誤差と建方誤差を許容する範囲が狭いので、建方時に予想外の時間を要する原因となる。通常は製造建方の誤差は1cm以下とはならないようであり、仮止め後に現場合せで穴位置を定めることになる。十分

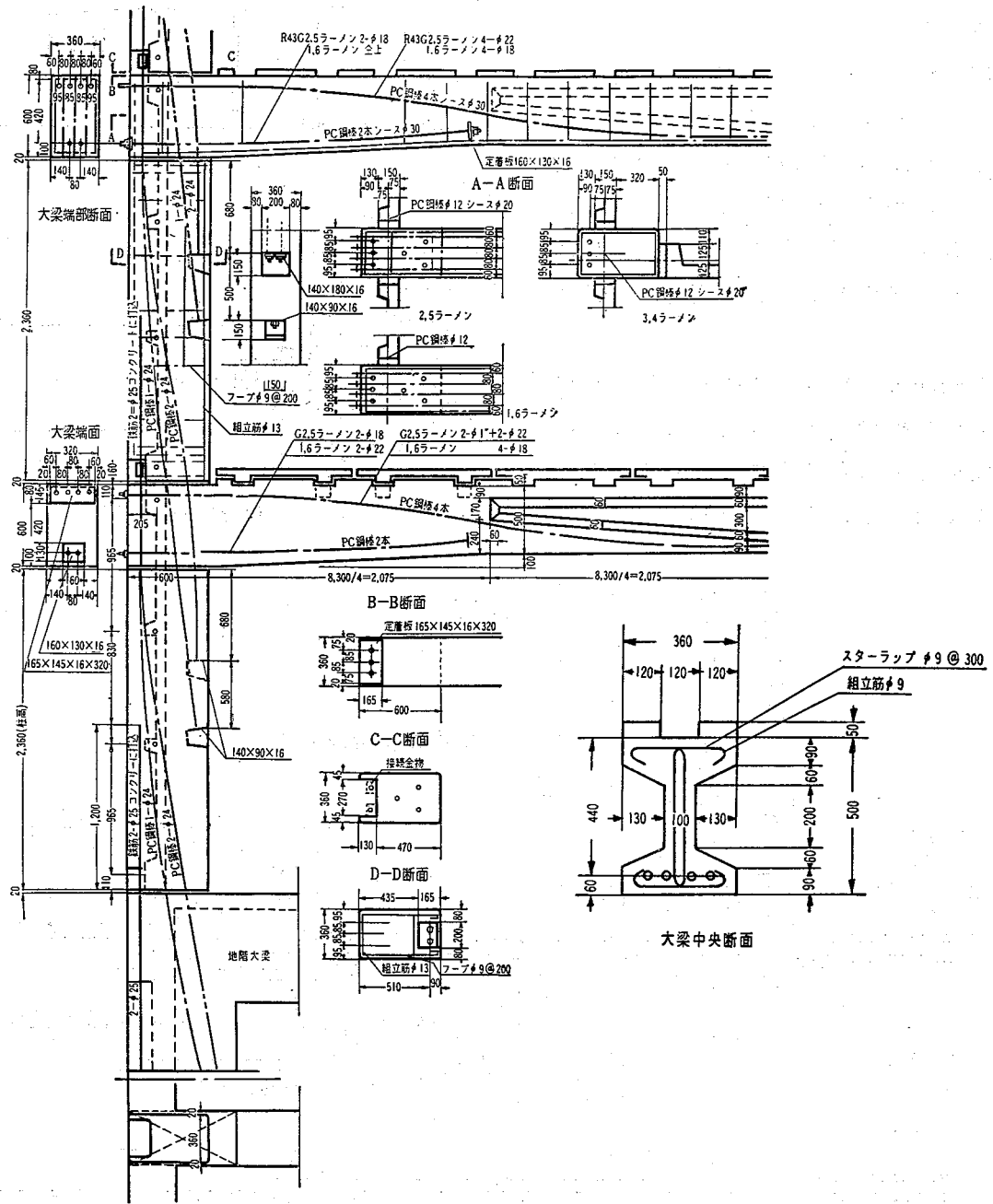


8図 はり柱圧着接合例



9 图 压着接合实施例 (1)

PC フレーム詳細

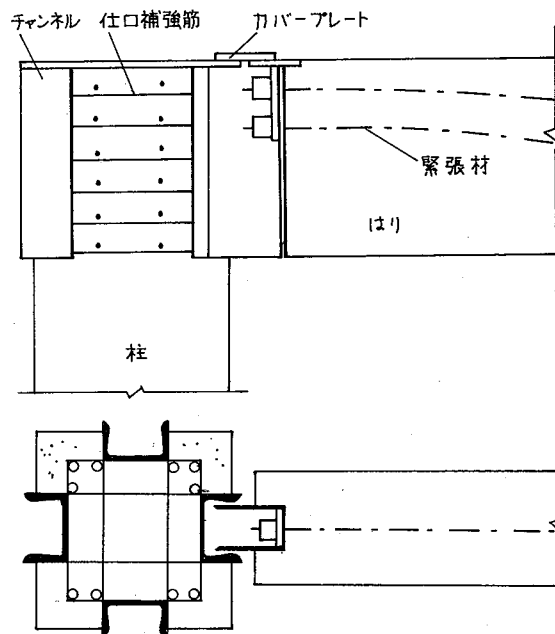


10 図 圧着接合実施例 (2)

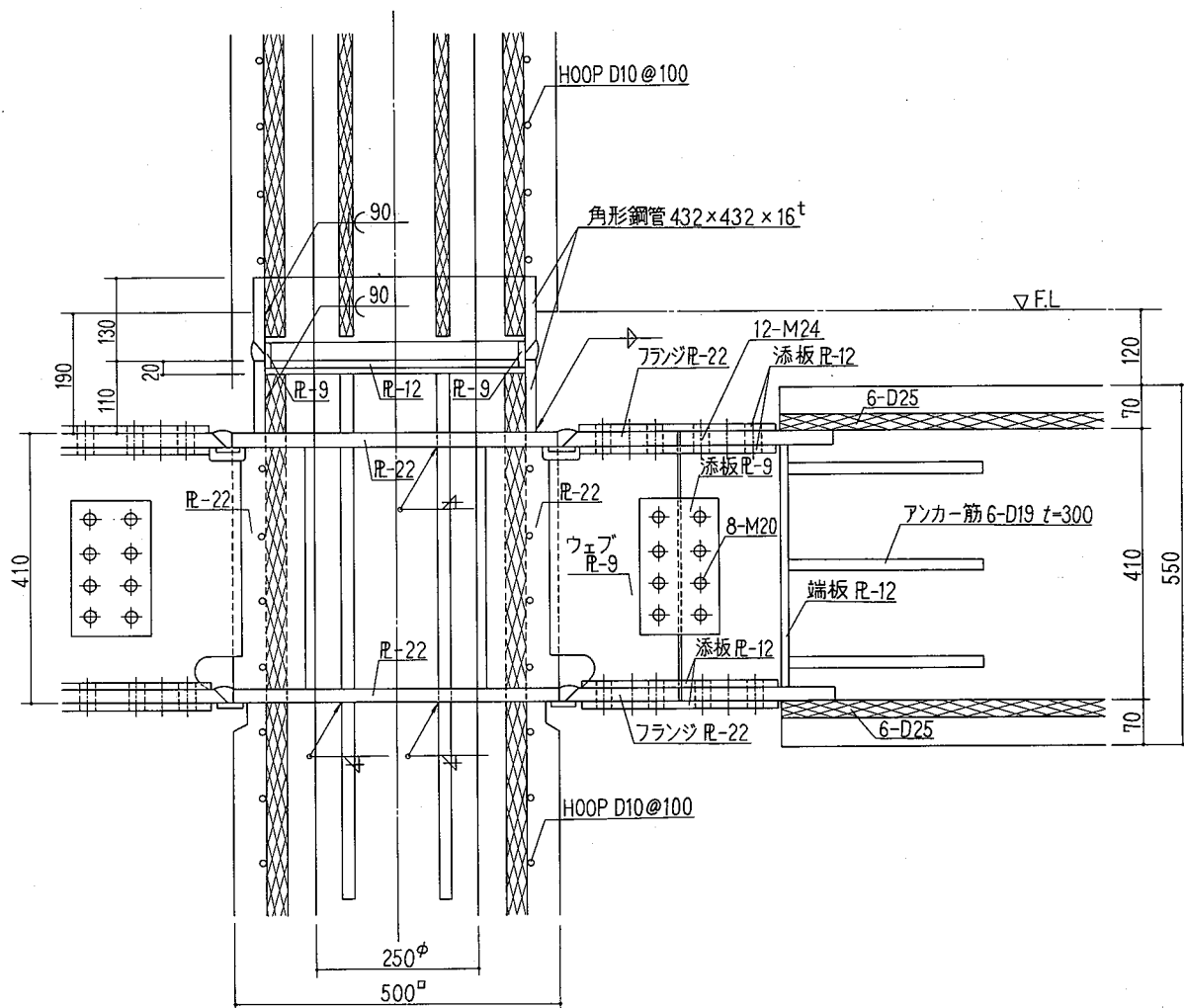
注意して行なわれた 12 図の実施例では、施工経験を増すにしたがって精度が上り、現場合合せの必要はなくなったといわれている。

材端に鉄筋を露出させておき、あと打ちコンクリートによって結合させる R C 的結合は、誤差が吸収できる点ではよいが、節点の剛性や耐力が低下するので構造上注意する必要がある。多くの実施例があるが、溶接を併用した例を 13 図に示す。

柱と基礎との結合にははりと柱で用いられる圧着接合の他、基礎に設けた穴に柱を建込んであと結めする掘立て柱的接合もよく用いられる（15 図）

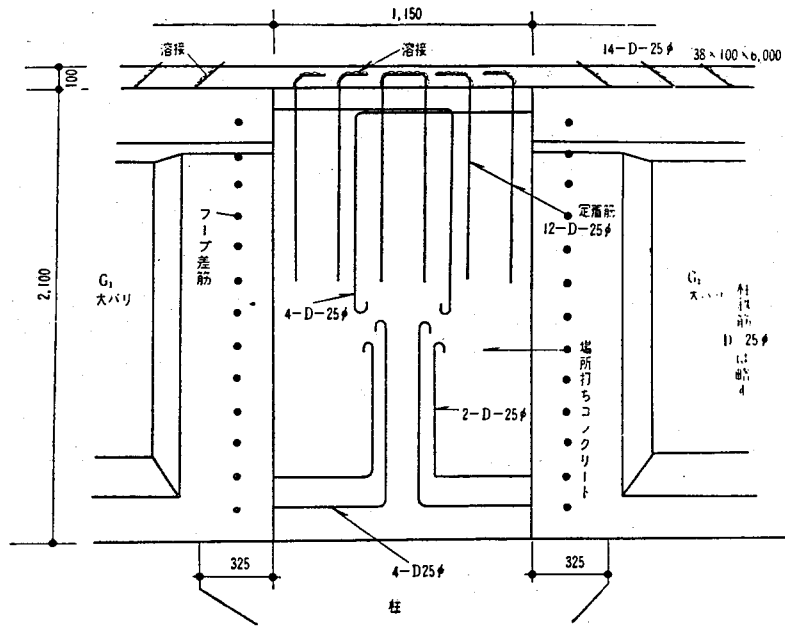


11 図 溶接接合例

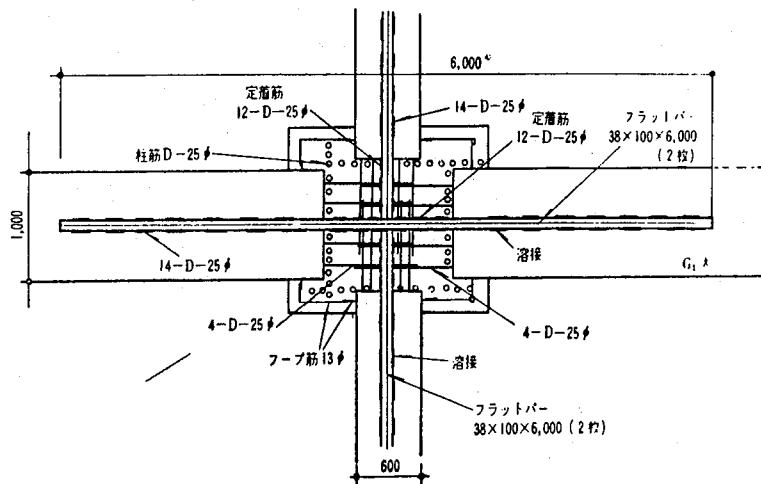


12 図 溶接接合実施例

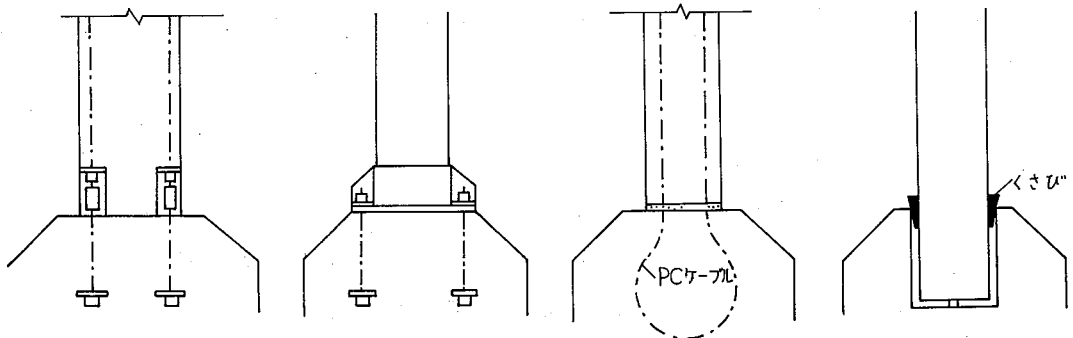
X 方向大バリ端部詳細 (側面)



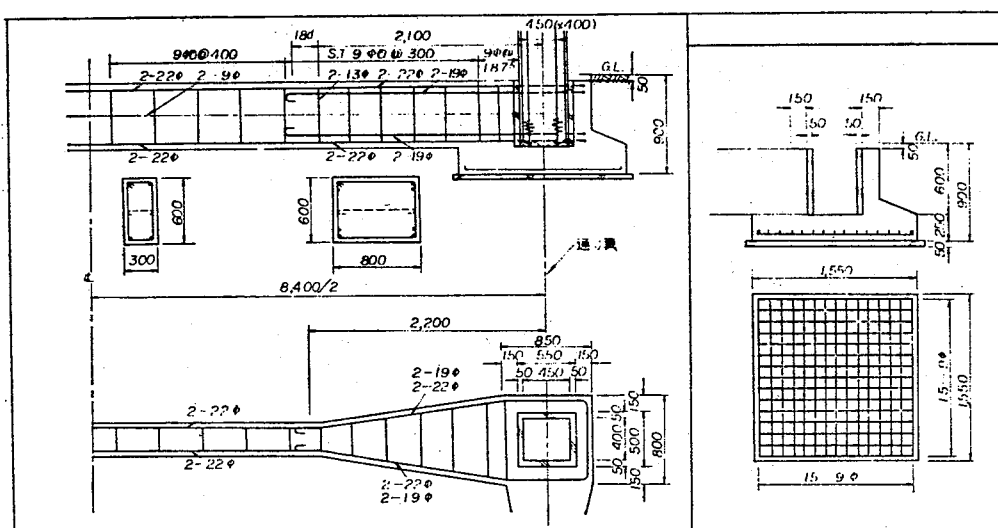
柱上部詳細 (平面)



13 図 RC 結合例



14 図 柱，基礎結合例



15 図 掘立て柱実施例

4.3 合成ばり

プレキャストラーメンのスラブにはダブルTスラブや有孔版などのプレキャスト材を用いる場合と、スラブ、小ばり、桁ばりを現場打ちとする場合がある。

プレキャストスラブは施行速度が速く、型わく作業などもなく工事が簡略化されるが、スラブの反りが同一ではないので若干の踊りを生じ、上部に2,3cm厚のならしモルタルを必要とする。

現場打ちスラブではプレキャストばりとスラブが一体となって合成ばりとなり、断面の許容モーメントは増大する。通常はスラブの支保工をはりからとり、スラブの自重をプレキャスト単材で受けるが、さらにはり中央に支保工を設ければはり中央のモーメントは著しく減じて応力的に有利とすることができる。

以上のような理由のほか、現状では工費的に現場打ちが安いこともあってスラブを現場打ちとする場合が多いようである。

4.4 壁式プレキャスト造

壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造は大型プレキャスト板を種々のジョイントで結合して施工されている。しかし、8階をこえるような高層では従来のようなジョイントでは地震力の処理が容易ではない。

そこで、壁板に鉛直方向のP C鋼棒を配置して圧着する工法が用いられており、10階建(標準設計では8階建)が実施されている。

この場合、緊張力の目的は部材の圧着にあるので、壁板のプレストレスは小さい。

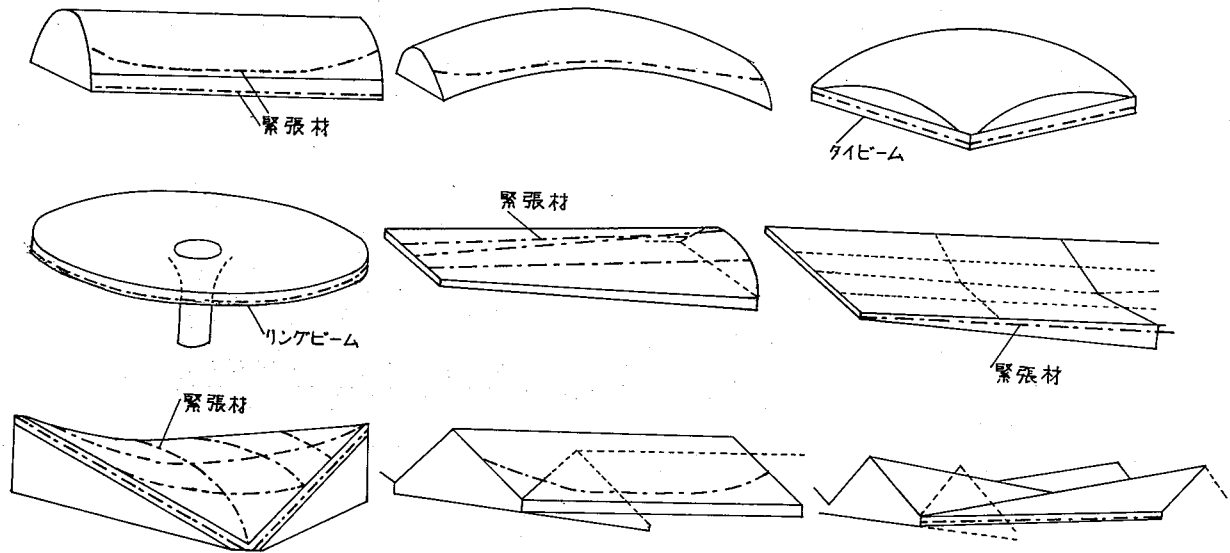
個人住宅用の低層プレハブでも部材の圧着のためプレストレスを与えた設計があり、鋼材がカプラー接合できる点でR Cの設計として無緊張P C鋼棒を使用している例もある。

地震力による水平接合部のせん断力と鉛直方向の引張力の処理は緊張力によれば容易であり、建設省建築研究所における実大試験でも良好な結果が得られている。

4.5 PCシェル, 折板

シェルは元来大空間のための構造であり, PC工法の利用に適した構造である。1940年のカラチの車庫に用いられて以来, 16図のように各種のシェル構造に利用されており, 最近ではHPシェルに用いられる例が多い。

円筒シェルでは裾ばりのみに緊張材を配置しても有効であるが, シェル内にシースを曲線配置した例も多い。



16図 PCシェル, 折板

円筒シェルにプレストレスを導入すると下部のラーメンに応力が伝達されて応力解析が複雑となる。そこで, 裾ばりとラーメン大ばりとの間に絶縁材を配置して計算を単純化した例もある。また, 妻端に配置したラーメンの間にシェル全体を単純支持した例もある。

円筒シェルは母線方向スパン 30 m 程度まではRC造で設計できるので, これを越えるものにプレストレスを利用するのがよい。

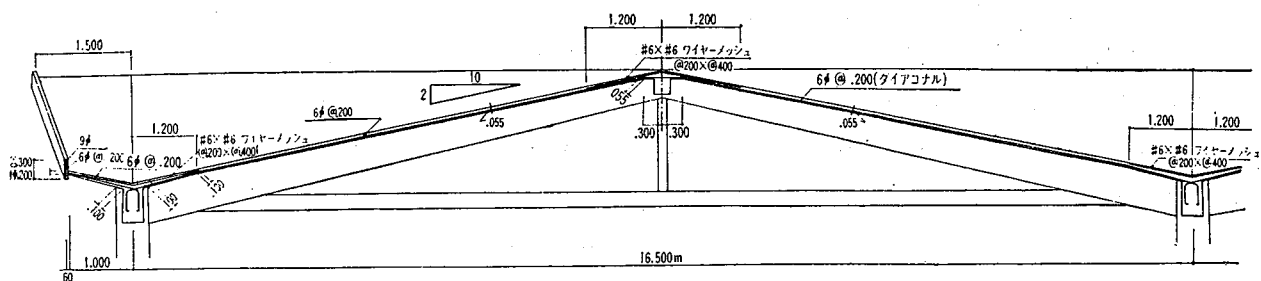
球形シェルは水槽, サイロなどの容器構造の屋根に用いるほか, 裁断球として建物にも用いられている。

緊張材は裾の引張リングに配置され, 円周を分割して緊張する場合が多い。下部構造と一体となる場合には応力計算が複雑となるが, 現在ではFEMによる数値計算が行なわれる。

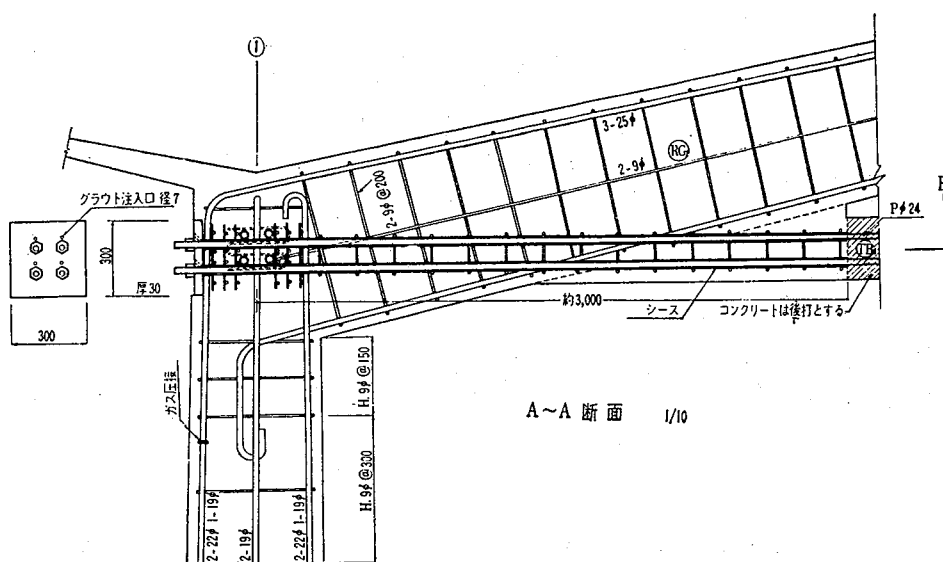
HPシェルでは現場打ちポストテンションの例も多いが, 最近ではプレキャスト板を吊ケーブルで支持して目地を打ち, 押えケーブルでプレストレスを与えて一体化してシェルとする場合も多い。この場合は施工途中では吊構造であり, 完成時にはシェルとなる。裾ばりやタイビームにも緊張材を配置するが, 裾ばりは曲げとねじりを受けるので下部構造と一体の場合は応力状態が複雑となる。このため, 裾ばりを多数の柱でピン支持とした設計もある。

シェルをプレキャストとした例は古くからあり, 分割したシェルをプレストレスで結合した例もある。HP曲面のシェルを規格生産するシルバークール工法もプレキャストシェルであり, スパン 24 m 程度まで可能である。

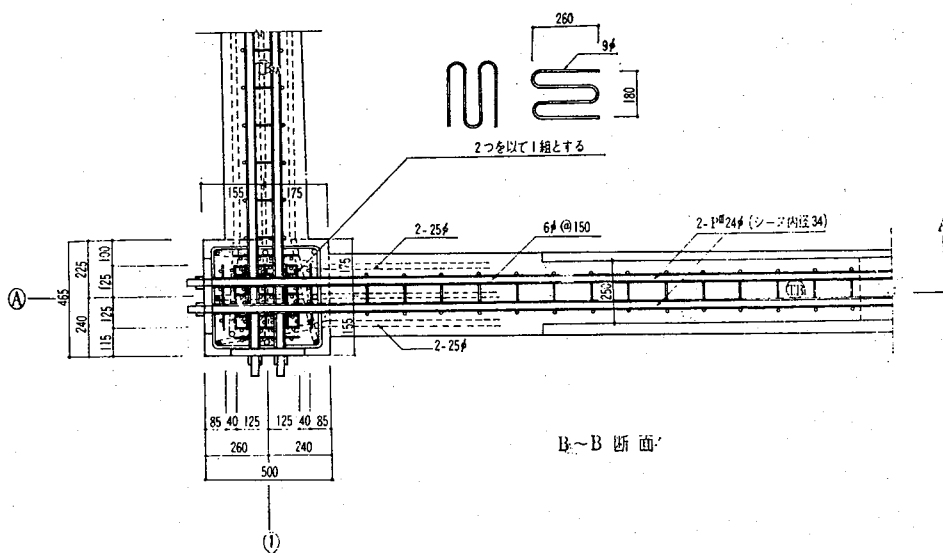
折板は施工がシェルより簡単であり, シェルとほぼ同様のスパンが可能であるため屋根構



A~A 断面図 SCALE 1:33



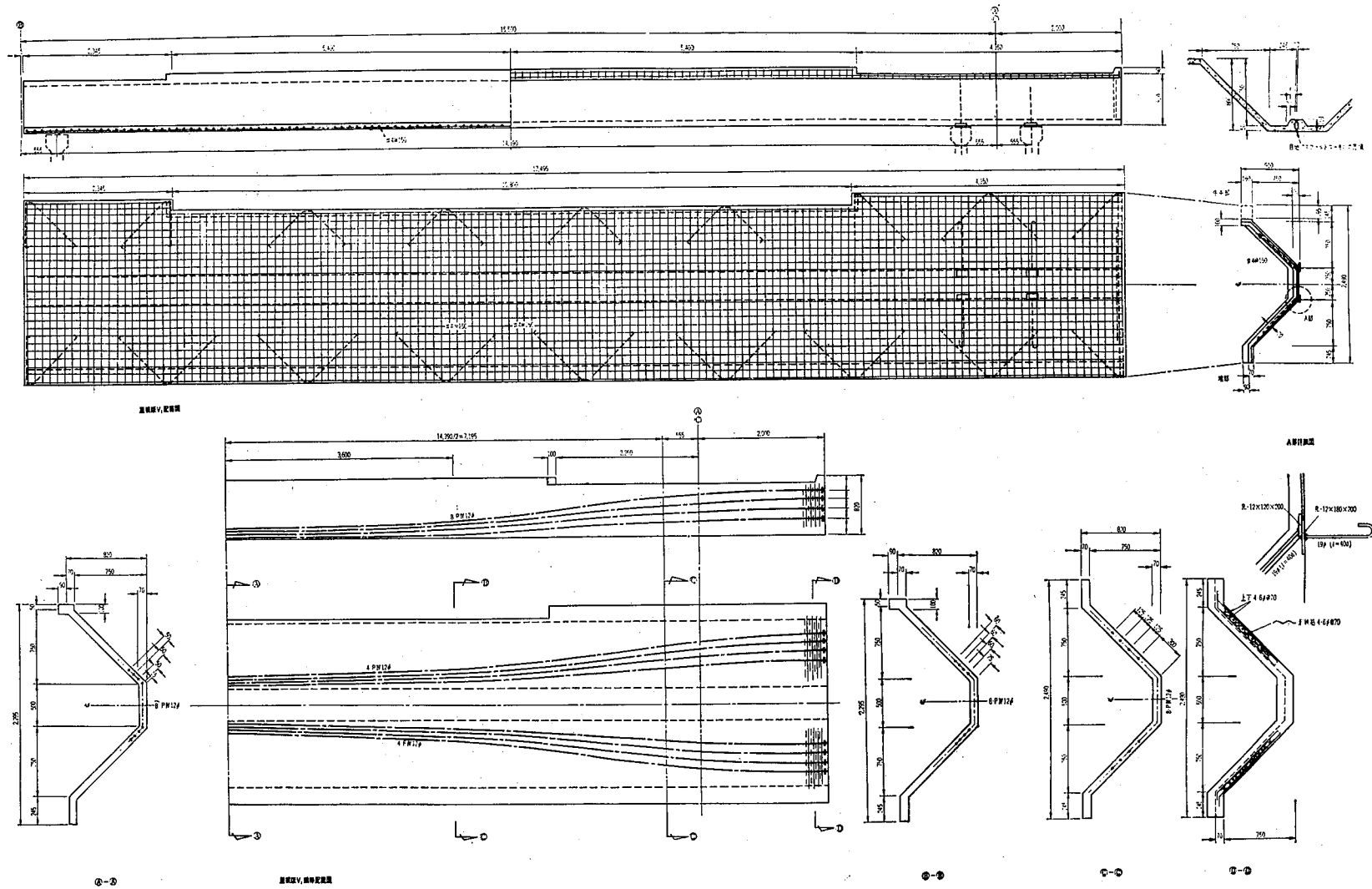
A~A 断面 1/10



B~B 断面

17 図 HP シェル 実施例

屋根版 (V 版) 配筋図



18 図 プレキャスト折板実施例

造に利用される。通常は2構面とし、裾ばりに緊張材を配置することが多い。

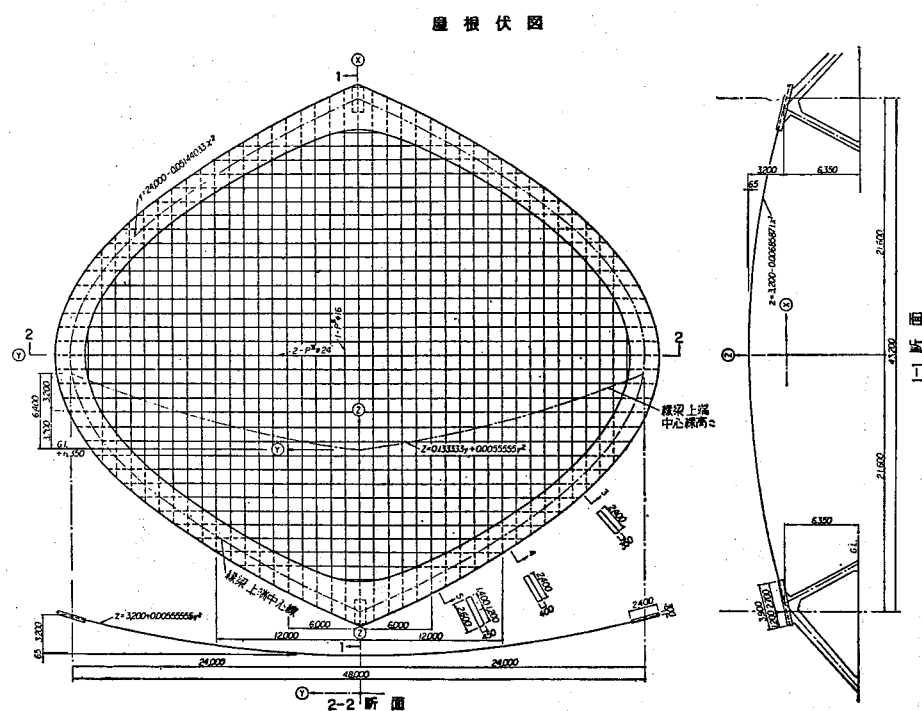
4.6 吊屋根

吊屋根は荷重を引張力で伝える構造であるからプレストレスの必要はなく、厳密にはPC構造ではない。しかし、PCケーブルを用いて周辺のはりに緊張定着する点ではPC工法の施工と同じであり、周辺のはりには軸方向のプレストレスを与えることが多い。

屋根面の中央部が周辺より低いと雨水の処理ができないので、HP曲面として凸方向を押えケーブルとしたり、中央部にテンションリングを配置して放射状のケーブルを2段に緊張し、上段凸形のケーブルに屋根材をふいたりしている。中央部を周辺より低くしたまま、雨水は中央部のといで建物中央に落した体育館の例もある。

吊屋根は軽量であるため風圧による影響を考慮する必要がある、屋根面の固有周期と風のいぶきとの共振にも注意する必要がある。前記車輪状吊屋根では上下ケーブルの緊張力を調節して所要の周期とした例もある。

また、吊ケーブルは腐食の危険があるので、耐腐食性の鋼材とするか有効な防食処理を行なう必要がある。



19 図 吊屋根実施例

道路橋における設計例

1. 一般

道路橋における設計例としては一般的な4種類のPC橋（床版橋，Tげた橋，箱げた橋，合成げた橋）をとりあげ，簡単に設計計算の要点について述べる。示方書その他に示される計算式などの説明は原則として行なわず，その利用方法および実際の数値をあてはめた計算結果を示すことによって設計実技の基本を習得できるように考えている。また，橋梁設計に関する共通事項はできるだけ省略する。

道路橋を設計するにあたっては，各発注機関が提示する基準類，特記事項，などをはじめとして，次に示す示方書類（昭和49年9月現在）を用いて設計しなければならない。これら示方書類の引用には「」で示す略称を用いている。

- | | | |
|-------------------------|---------------|----------|
| (1) 道路橋示方書 I 共通編 | (日本道路協会) | 「道示 共通編」 |
| (2) プレストレストコンクリート道路橋示方書 | (日本道路協会) | 「PC道示」 |
| (3) プレストレストコンクリート設計施工指針 | (土木学会) | 「PC指針」 |
| (4) 鉄筋コンクリート道路橋示方書 | (日本道路協会) | 「RC道示」 |
| (5) 鉄筋コンクリート標準示方書 | (土木学会) | 「RC示方書」 |
| (6) 橋，高架等の技術基準について | (昭和47年建設省局長達) | 「局長達」 |

その他に，基準類および設計例を主とした参考図書の主なものを次に示す。

- | | |
|---------------------------|----------|
| (7) 各種工法別設計施工指針（案） | (土木学会) |
| （たとえば，フレッシュネー工法設計施工指針（案）） | |
| (8) プレストレストコンクリート施工便覧 | (日本道路協会) |
| (9) PC構造物設計図集 | (PC技術協会) |
| (10) PC橋の設計 | (オーム社) |
| (11) コンクリート橋の設計 | (理工図書) |
| (12) PC橋の設計計算例 | (山海堂) |

なお，本文の計算式などで示す記号は上記(8)に示されるものを用いており，特にことわらないかぎり記号の説明は省略する。

2. 床版橋

2.1 概要

床版橋は，概ねスパン20m以下の中小橋りょうに，主に用いられる。床版橋の構造形式は，図2-1に示すように，大別して四種類になる。形式(A)は，橋りょう架設地点に足場，型枠を組み，鉄筋，シースおよび鋼線を配置し，コンクリート打設を行ない，所定の強度が得られたのちにプレストレッシングを行なって橋りょうが完成する，いわゆるポストテンション現場

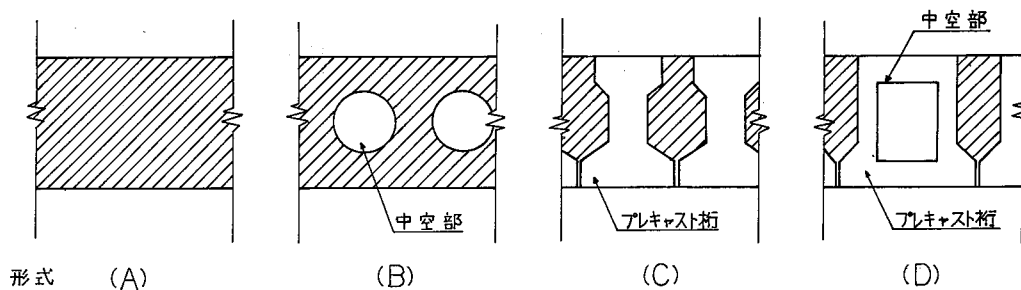


図 2 - 1 構 造 形 式

打ち方式である。形式(B)はコンクリート中に、中型わくを配置して、自重を軽減した橋りょうで、その他は形式(A)と全く同じである。以上の形式は、床版橋としては、最も基本的なものであるが、施工段取りが比較的大がかりになるために、斜角がきついか幅員が大きく変化する等の特殊な平面形状を有する場合、連続けた形式を取りたい場合、または道路事情によりプレキャストけたが運搬出来ない場合等に用いられることが多い。ただし、形式(B)を用いるときは、「P C道示」7.4に中空部周辺のコンクリート肉厚に対する規定があるので注意する必要がある。

形式(C)、(D)は現場でのコンクリート打設量を最小限にして橋りょうを完成する、いわゆるプレキャストけた方式である。形式(C)はプレテンション方式で工場製作したI型断面のプレキャストけたを互にほぼ接触するように架設し、間に間詰めコンクリートを打設し、横締めを行なって施工を完了する方式である。この方式は、現場での作業量が少ないために、現在のところ、最も広く用いられている。この形式で用いられるプレキャストけたは、JIS規格にも定められており、スパンさえ決まれば、床版橋の設計は最も容易である。けた高を特に低くしたい場合は、20mをこえる長スパンに床版橋を適用したい場合、または荷重が特に大きいような場合には、形式(D)のホロータイプのプレキャストけたが用いられることが多い。しかし、JIS規格にはなっておらず、施工業者がそれぞれの特色をいかした標準設計を持っているのが現状である。このほか、形式(D)については建設省が現在検討中のホロータイプがある。この設計では、間詰めコンクリートおよび横締めの合理化が一段と進められており、今後はこの形式が、次第に普及して行くものと考えられる。

2.2 JIS規格のプレキャストけたを使用した床版橋

(1) 特 長

ここでは、現在のところ一般に最も広く用いられているJIS A 5313で規定されているプレテンションけたを用いた床版橋について紹介する。以下その特長を述べてみる。

- (a) 荷重(T荷重)および支間に対応して合計18断面が決められている。
- (b) 適用スパンは、5mから13m迄である。
- (c) けた高は、一等橋用で27.5cmから60cm、二等橋用で25cmから55cmである。
- (d) 幅員12m以下の直橋りょうを対象に制定されている。従って上記のスパンの範囲内で、かつ幅員が上記以下であれば、特別な設計計算を必要としない。
- (e) 斜角が70°以上であれば、応力検討を必要としない。
- (f) 下フランジの幅は全ての断面について23cmに統一されており、幅1mにつき、丁度けた

3本ずつ並べられるようになっている。

(g) コンクリートの設計基準強度は、プレキャスト部は $\sigma_{CK} = 500 \text{ kg/cm}^2$ ，中詰めコンクリート部については $\sigma_{CK} = 200 \text{ kg/cm}^2$ となっている。

(h) 使用鋼材はP C鋼線 $\phi 2.9 \text{ mm}$ またはP C鋼材より線 $\phi 2.9 \text{ mm}$ 2本よりを用いる。横締めには通常P C鋼棒を用いる。

(i) 支承としては、一般にゴム支承が用いられる。地震水平力に対しては、けた間をぬってアンカーボルトが配置される。

(2) 構造

代表的な構造一般図を図 2.2 に示す。また、全断面の諸寸法および諸常数を表 - 2.1，表 - 2.2 にそれぞれ示す。横締めの鋼棒位置および太さについて図 - 2.3，表 - 2.3 にそれぞれ示す。

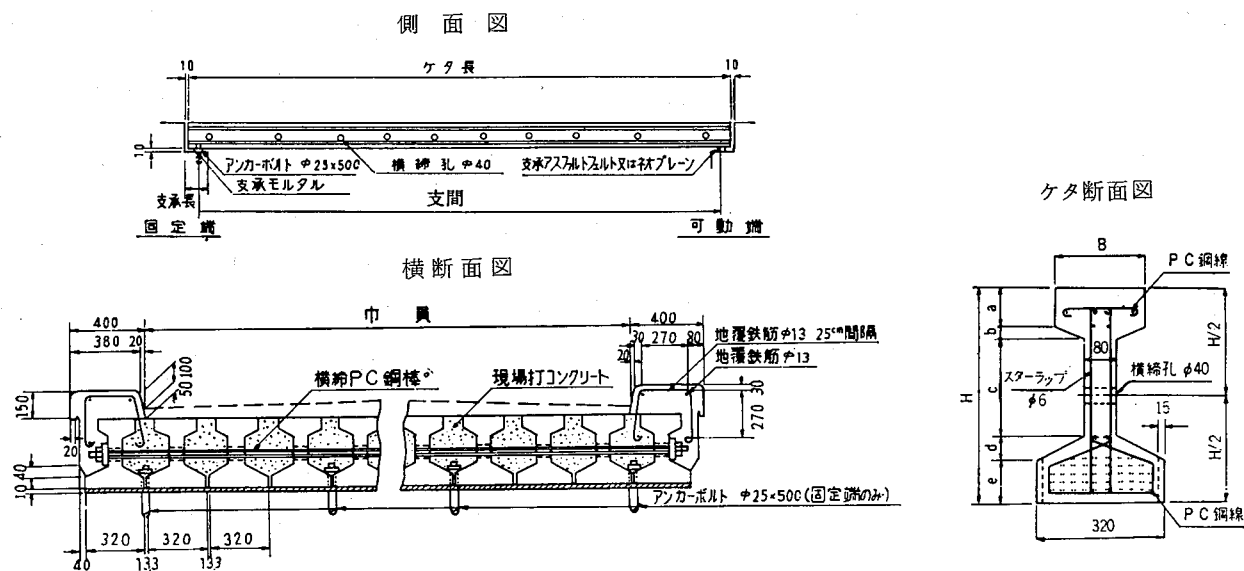


図 - 2.2 構造一般図

表-2.1 桁断面の諸寸法

橋の等級 (設計活荷重)	橋ゲタの 呼 び 名	ゲタ長 (m)	支 間 (m)	支承長 (m)	断 面 の 寸 法 (mm)							P C 鋼 線 (本)		桁1本の 重量 (kg)	抵抗モーメント (t-m)		ゲタ1本当りの作用曲げモーメント (t-m)			
					H	B	a	b	c	d	e	上	下		ゲタ単独 1本当り	中詰合成後 1本当り	ゲタ単独の断面に対して		中詰後の合成断面に対して	
																	ゲタ自重	現場打コン クリート	舗装その他	活荷重相当
一 等 橋 (T=20)	S 105	5.3	5.0	0.3	275	200	50	20	105	50	50	4	44	630	3.40	3.29	0.37	0.33	0.38	2.91
	S 106	6.3	6.0	0.3	325	200	60	20	135	50	60	6	48	860	4.39	4.09	0.62	0.58	0.55	3.54
	S 107	7.3	7.0	0.3	350	200	60	20	160	50	60	8	54	1,040	5.46	4.90	0.87	0.88	0.74	4.16
	S 108	8.4	8.0	0.4	375	230	70	25	160	50	70	10	62	1,370	6.64	5.73	1.30	1.15	0.97	4.76
	S 109	9.4	9.0	0.4	425	230	70	25	210	50	70	10	68	1,630	8.29	6.82	1.75	1.76	1.23	5.59
	S 110	10.4	10.0	0.4	450	230	80	25	215	50	80	12	78	1,960	9.75	7.83	2.35	2.25	1.52	6.31
	S 111	11.4	11.0	0.4	500	230	80	30	250	50	90	14	86	2,340	11.40	8.71	3.10	3.08	1.84	6.87
	S 112	12.5	12.0	0.5	550	230	100	30	250	60	110	16	90	2,960	13.30	9.91	4.27	3.82	2.18	7.73
二 等 橋 (T=14)	S 113	13.5	13.0	0.5	600	230	110	30	280	60	120	18	102	3,470	15.94	11.51	5.43	4.93	2.56	8.94
	S 205	5.3	5.0	0.3	250	200	50	20	80	50	50	4	36	600	2.39	2.26	0.35	0.29	0.38	1.88
	S 206	6.3	6.0	0.3	275	200	50	20	105	50	50	4	46	740	3.36	3.09	0.53	0.48	0.55	2.54
	S 207	7.3	7.0	0.3	325	200	60	20	135	50	60	6	46	1,000	3.98	3.42	0.84	0.79	0.74	2.68
	S 208	8.4	8.0	0.4	350	200	60	20	160	50	60	8	54	1,190	5.18	4.32	1.14	1.15	0.97	3.35
	S 209	9.4	9.0	0.4	375	230	70	25	160	50	70	10	62	1,530	6.29	5.05	1.65	1.45	1.23	3.82
	S 210	10.4	10.0	0.4	425	230	70	25	210	50	70	10	66	1,800	7.63	5.69	2.16	2.17	1.52	4.17
	S 211	11.4	11.0	0.4	450	230	80	25	215	50	80	12	78	2,140	9.34	6.91	2.84	2.72	1.84	5.07
	S 212	12.5	12.0	0.5	500	230	80	30	250	50	90	14	82	2,560	10.81	7.47	3.69	3.66	2.18	5.29
	S 213	13.5	13.0	0.5	550	230	100	30	250	60	110	16	92	3,200	12.55	8.43	5.01	4.48	2.56	5.87

表-2.2 断面の諸常数

橋ゲタの 呼び名	P C ゲ タ の 断 面							PC鋼線 の 数 (本)	中詰合成後 の断面係数	
	A c (cm ²)	y c' (cm ²)	y c (cm)	I c (cm ⁴)	Z c' (cm ³)	Z c (cm ³)	e p (cm)		Z c' (cm ³)	Z c (cm ³)
S 105	472	15.87	11.63	38,767	2,442	3,335	5.30	48	3,590	3,579
S 106	548	18.72	13.78	63,715	3,403	4,624	6.19	54	5,011	4,955
S 107	568	20.15	14.85	77,955	3,869	5,249	6.85	62	5,775	5,622
S 108	652	20.84	16.66	105,342	5,055	6,322	7.70	72	6,840	6,599
S 109	692	23.59	18.91	147,466	6,250	7,800	9.04	78	8,670	8,139
S 110	751	24.96	20.04	178,129	7,137	8,888	9.37	90	9,781	9,269
S 111	819	27.94	22.06	240,218	8,597	10,890	10.51	100	12,005	11,386
S 112	949	30.77	24.23	329,791	10,716	13,613	11.31	106	14,678	14,229
S 113	1,028	33.52	26.48	427,198	12,745	16,133	12.39	120	17,458	16,855
S 205	452	14.42	10.58	29,810	2,067	2,818	4.58	40	2,985	3,031
S 206	472	15.87	11.63	38,767	2,442	3,335	5.19	50	3,590	3,579
S 207	548	18.72	13.78	63,715	3,403	4,624	6.18	52	5,011	4,955
S 208	568	20.15	14.85	77,955	3,869	5,249	6.82	62	5,775	5,622
S 209	652	20.84	16.66	105,342	5,055	6,322	7.70	72	6,840	6,599
S 210	692	23.59	18.91	147,466	6,250	7,800	9.04	76	8,670	8,139
S 211	751	24.96	20.04	178,129	7,137	8,888	9.51	90	9,781	9,269
S 212	819	27.94	22.06	240,218	8,597	10,890	10.51	96	12,005	11,386
S 213	949	30.77	24.23	329,791	10,716	13,613	11.30	108	14,678	14,229

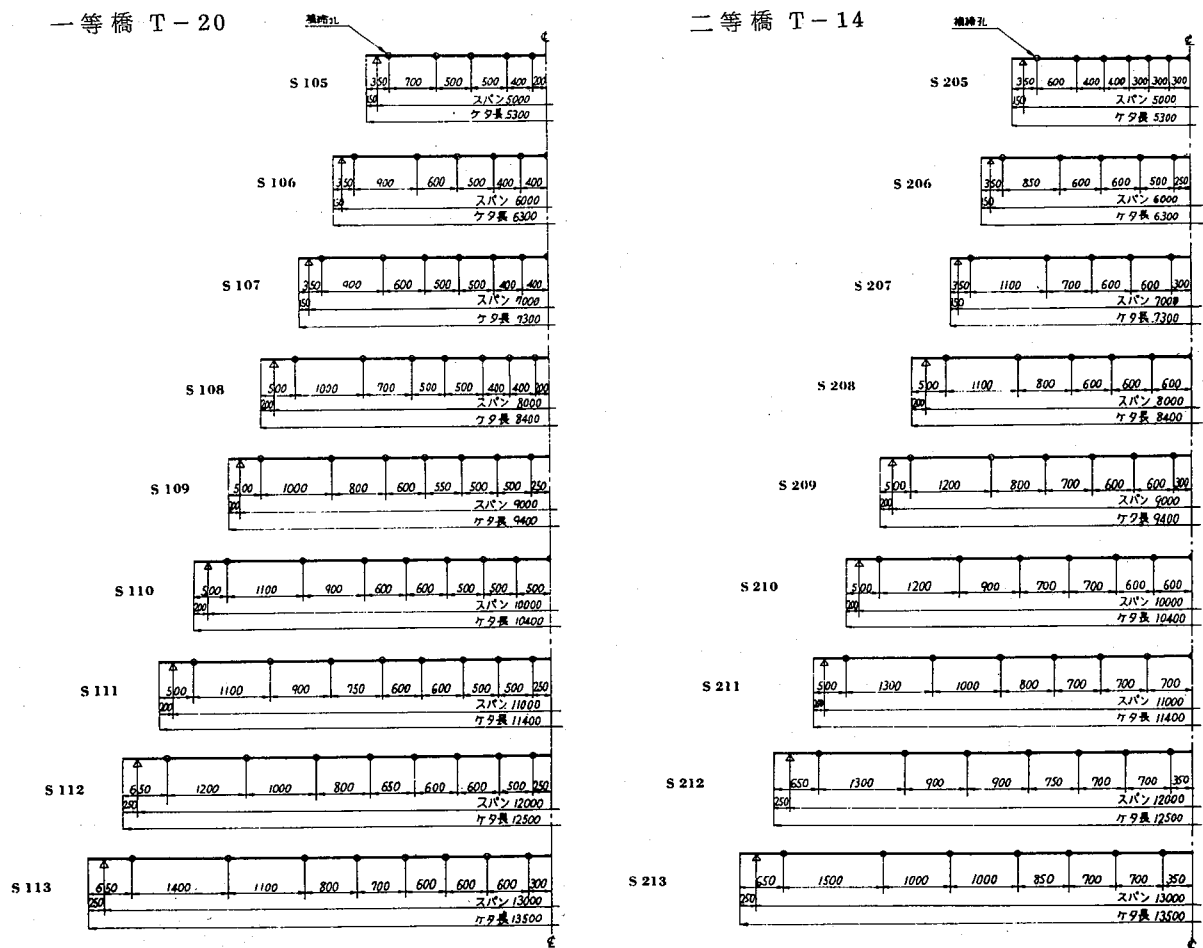


図 - 2.3 横締め鋼棒位置

表 - 2.3 鋼棒の太さ

橋の等級 (設計活荷重)	巾貝 (m) 橋ゲタの呼び名	巾貝 (m)					摘 要
		6	7	8	10	12	
一 等 橋 (T-20)	S 105	21	21	21	23	23	$\phi 23 \cdots P_e = 20.0 \text{ t}$
	S 106	17	21	21	21	23	$\phi 21 \cdots P_e = 17.0 \text{ t}$
	S 107	17	21	21	23	23	$\phi 17 \cdots P_e = 11.0 \text{ t}$
	S 108	15	17	21	23	23	$\phi 15 \cdots P_e = 9.0 \text{ t}$
	S 109	15	17	21	23	23	
	S 110	15	15	21	23	23	
	S 111	15	15	21	23	23	
	S 112	15	15	17	21	23	
二 等 橋 (T-14)	S 113	15	15	17	21	23	
	S 205	17	17	17	17	17	
	S 206	17	21	21	21	23	
	S 207	17	21	21	23	23	
	S 208	15	17	21	23	23	
	S 209	15	17	21	23	23	
	S 210	15	15	21	23	23	
	S 211	15	15	21	23	23	
	S 212	15	15	17	21	23	
	S 213	15	15	17	21	23	

(3) 設計計算例

一般には設計計算を必要としないが、ここでは次の例について計算を行なってみる。

(a) 設計条件

支 間	13.0 m
幅 員	10.8 m (0.4 + 8.5 + 1.5 (歩道) + 0.4)
荷 重	TL-20 (T荷重で設計されているが、支間が10 mをこえているのでL荷重を載荷する。(d)参照)
地 覆	0.32 t/m
高 欄	0.10 t/m
舗 装	0.40 t/m ² (車道部), 0.75 t/m ² (歩道部)
中央分離帯	0.50 t/m ²
添 加 物	0.16 t/m
雪 荷 重	0.10 t/m ²

(b) 材料強度

材料強度 2.2 (1) および「PC道示」第3章参照

許容応力度「PC道示」第5章参照

(c) 主要寸法

主けたの本数 $10.8 \text{ m} \times 3 \text{ 本} / \text{m} \div 3.2 \text{ 本}$

けたの種類 支間 13 m の一等橋であるから、表-2.1 から、図-2.4 に示す S 113 のけたを用いればよいことが判る。

(d) 荷重および荷重分配

主けたの設計断面力を求める際に載荷する活荷重は、支間 8 ~ 10 m を境にして、支間が小さい場合は T 荷重が、大きい場合は L 荷重が、それぞれ支配的になるので、「PC道示」7.2.1 で、境界を支間 10 m におくことが規定されている。そこで本例題では L 荷重を用いる。このほか、計画交通量のうち、大型車両が 1 日一方向に 1000 台以上通る場合には、支間に応じて或る割増し係数を求めた断面力に乗ずることが、「局長達」により規定されているので注意する必要がある。本例題の場合、支間が 10 m 以上なので、この係数は 1.0 になる。

曲げモーメントについては、「PC道示」7.2.1 に、形式(A)または(B)のように等方性床版橋と考えられる場合には、モーメント算出の簡略式が示されているが、本例題のように、プレキャストけたを並べ、間詰めコンクリートを打設する形式(c)または(b)の場合には異方性床版と考えられるので、ギョーン・マソネーの方法によって、荷重分配をおこない断面力を求めるのが一般的である。ただし、ねじり剛性係数 ($\sqrt{\alpha}$) については、「PC道示」7.2.1 解説により、 $\sqrt{\alpha} = 0.9$ とする。

これ迄の経験から、一般的には、地覆のすぐ内側のけたの負担が一番大きくなる。従って、

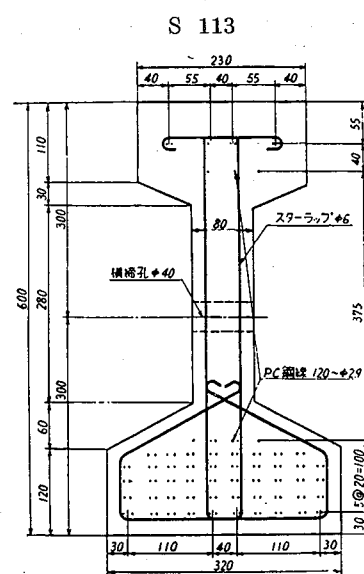


図-2.4 S 113 けたの断面

本例題では、左側外側から2本目の主けたのえいきょう線縦距を求めてみると図-2.5のようになる。従って、左によせて主載荷荷重を5.5 m幅にのせ、このりの車道幅には従載荷荷重をのせることになる。歩道部分には350 kg/m²の群集荷重に相当する等分布荷重をのせる。

(e) モーメント

の合計

分配係数を考慮して、左側から2本めの主けた1本当りのモーメントを求めると、表-2.4のようになる。

(f) プレストレス

レラクセーション完了後のP C鋼線の応力度を135 kg/mm²とするとコンクリートの弾性変形による減少量8.1 kg/mm²を考慮に入れた直後の鋼線応力度およびプレストレス力は次のようになる。また設計荷重時では、コンクリートのクリープ、および乾燥収縮によるロスが加って、上記の値は直後の状態に有効係数を乗じた値になる。

直後のP C鋼材の応力度 126.9 kg/mm²

直後のプレストレス力 99.9 t

有効係数

0.842 表-2.5 コンクリート曲げ応力度の合成

(g) 曲げ応力度の合成

表-2.2に示したS113けたの断面諸常数を用い、荷重およびプレストレスによる応力度を求め合成すると表2.5のようになる。

(h) せん断応力度に対する検討

けた高一定の床版橋では、一般に

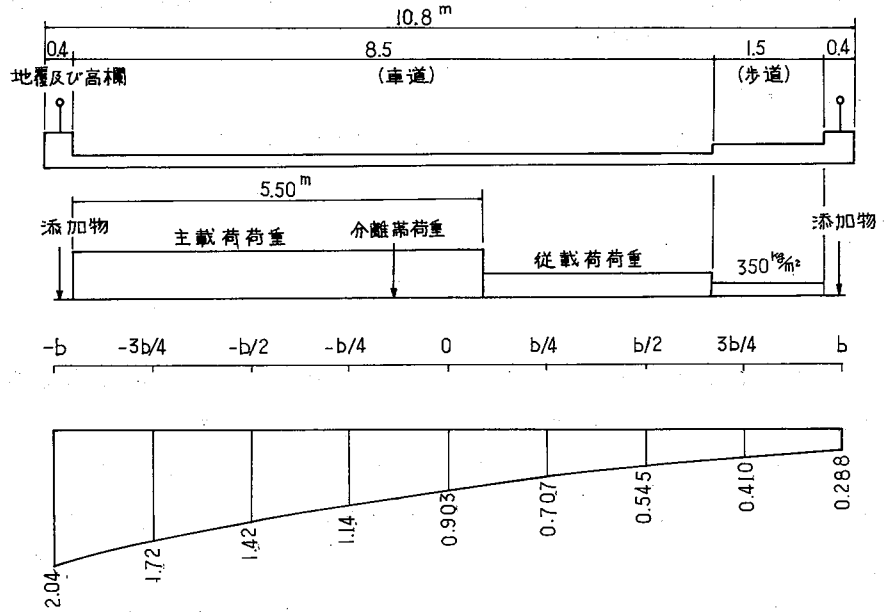


図-2.5 主けたのえいきょう線

表-2.4 モーメントの合計

荷 重	断面力	(tm) 曲げモーメント(支間中央)
プレキャスト桁自重		5.43
桁間コンクリート自重		4.73
その他橋面死荷重		3.65
雪 荷 重		0.72
活 荷 重		8.00
合 計		22.53

荷重及び その組み合わせ	応 力 度 (kg/cm ²)		プレストレス導入直後		設計荷重時	
	上 縁	下 縁	上 縁	下 縁	上 縁	下 縁
① 直後のプレストレス	0.2	173.9				
② 有効プレストレス			0.1	146.5		
③ 主 桁 自 重	42.6	-33.6	42.6	-33.6		
④ 桁間コンクリート			37.1	-28.6		
⑤ 橋 面 死 荷 重			24.1	-25.3		
⑥ 活 荷 重			45.9	-46.2		
① + ③	42.8	140.3				
許 容 値 と の 関 係	> 0	< 200				
② + ③ + ④ + ⑤ + ⑥			149.8			
許 容 値 と の 関 係			< 150			

せん断応力度は小さく十分安全であるから、せん断応力度に対する検討を加えなくてもよい。
「P C道示」7.2.2参照。

(i) 横締め

図-2.3 および表-2.3に従ってP C鋼棒を配置すればよい。

3. Tげた橋

3.1 概 要

Tげた橋は単純げた橋の場合にもっとも一般的に設計される橋である。5.で述べる合成げた橋がIげたと床版とを合成させてTげた橋とするのに対し、ここで述べるTげた橋はTげたの上フランジ間に現場打ちコンクリートを間詰めし、P C鋼材で横締めを行ない、床版を構成するもので、両橋とも橋としては同様な構造形式である。一般に40 m程度のスパンまで設計されている。

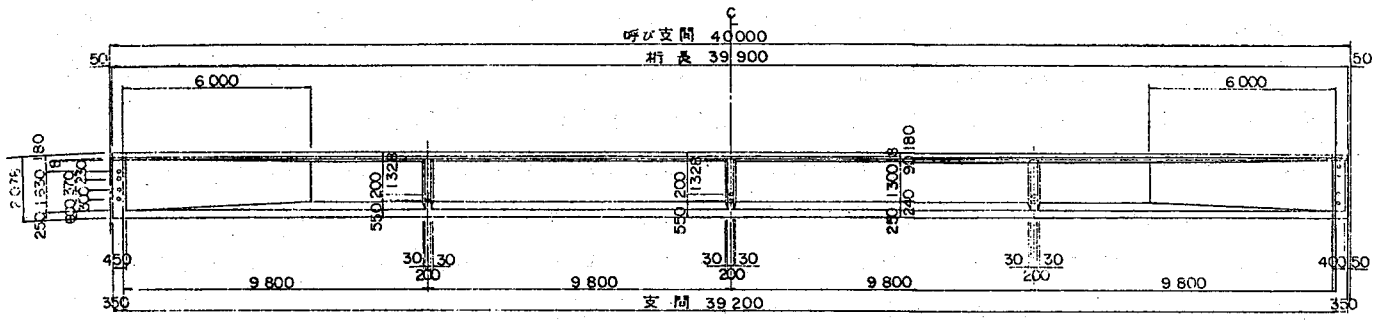
Tげた橋を設計するにあたって、まず仮定する主げた本数、けた高などの断面寸法について以下に簡単に述べる。

- (1) 主げた本数は、けた高制限などない場合、一般に床版の設計条件により決められる。すなわち、片持床版の支間を1 m前後にとり、中間床版の支間を一般に2 m前後(1.5~2.2 m)になるよう主げたを配置する。
- (2) Tげた上フランジを連結する間詰め部の長さを50 cm程度として上フランジ幅を決める。
- (3) 主げたのけた高は $1/18 \sim 1/20$ とする。
- (4) ウェブの厚さは15~20 cmとする。(「P C道示」8.6(1))
- (5) 上フランジ厚は、床版として橋軸直角方向がP C構造であるので14 cm以上あればよいが、橋軸方向はR C構造であるので「局長達」に示される最小厚を参考にして決める。(現在「道路橋示方書 Ⅲ コンクリート橋編」の作成作業を行っており、最小厚を16 cmにするよう検討中)
- (6) 下フランジの幅は一般にP C鋼材定着具の配置により決まり、40~65 cmとする。
- (7) 下フランジの厚さは15~25 cmとする。
- (8) 横げたは主げた支点部に設ける端横げたおよび1径間に1個以上、かつ15 m以下の間隔(一般に5~7 m)に配置される中間横げたを設けるのを原則とする。(「P C道示」8.7(1))
- (9) 横げたのウェブ厚は15 cm以上とする。(「P C道示」8.7(2))

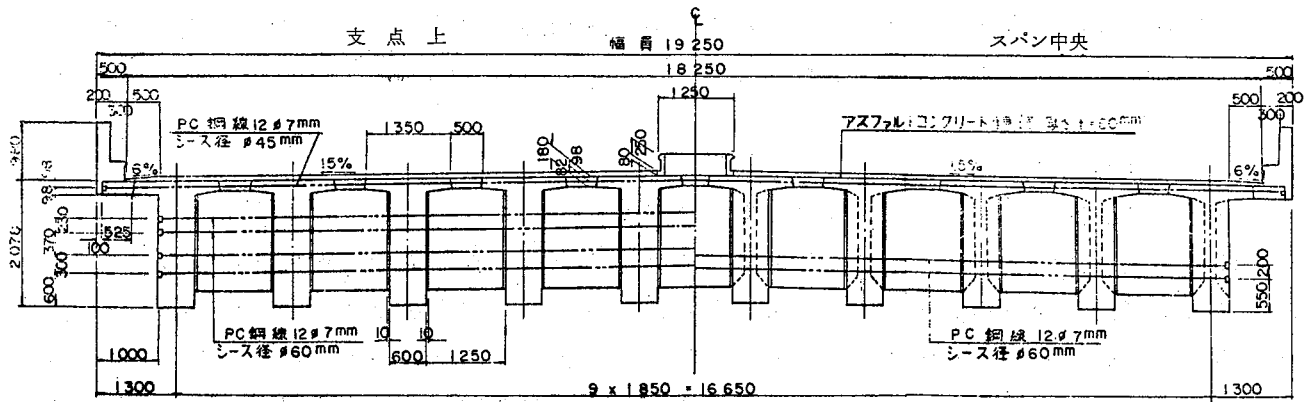
以上より、ここで述べるTげた橋の設計計算例で用いる一般図を図-3.1に示す。

なお、断面寸法の最初の仮定が悪いとその後の応力度の計算結果が許容応力度(「P C道示」第5章)を越えるか、応力度が小さすぎてこの仮定を変更する必要性が生じ、試行錯誤を何回もくり返すことになるので、各発注機関で製作されている標準設計図集や上記の参考図書などを参考にして適切な仮定を行なうとよい。なお、JIS A 5316には「けた橋用プレストレストコンクリート橋げた」が規格化されており(適用スパン10~21 m)、また建設省制定の「土木構造物標準設計」にもTげた橋が取りあつかわれている。

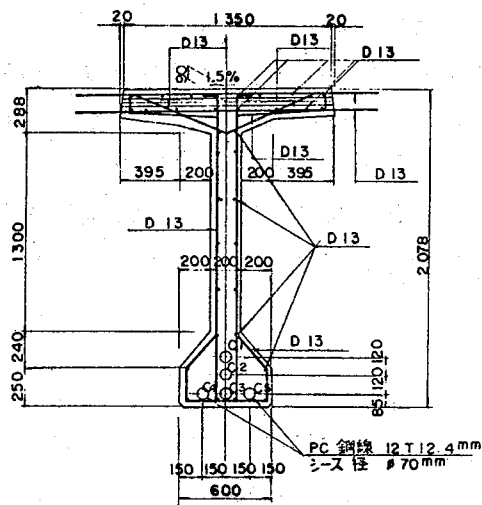
側面図 $S = 1/200$



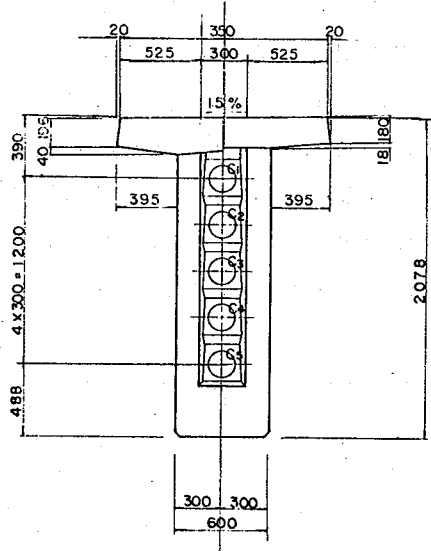
横断面図 $S = 1/100$



主げた断面図 $S = 1/40$



耳桁外側 中桁・耳桁内側



横桁部詳細図 $S = 1/40$

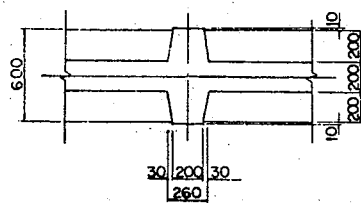


図 - 3.1 設計計算例の一般図および主げた・横げた詳細図

3.2 床版の設計

橋軸直角方向はP C構造とし、原則としてフルプレストレッシングで設計する。（「P C道示」8.4解説）P C鋼材の配置は直線状とするのがよい。したがって、主げた上ではハンチ厚をうまく利用して設計する。また、全体として多少安全側の設計を行なっておくのがよい。これは、床版厚がうすい為、P C鋼材の配置誤差の影響が大きいこと、厳密には不静定構造物であるので2次応力が生じること、などを無視して設計するからである。

橋軸方向については、Tげた部はP C構造となっているが、間詰め部はR C構造であるので、「P C道示」8.4にしたがい十分鉄筋を配置する必要がある。

なお、Tげた上フランジ端部は間詰め部との一体性をよくする為、図3.1に示すよう傾斜をつけ、継ぎ鉄筋を十分配置するのがよい。

床版の設計は以上の他、5.2に述べられている「局長達」を考慮して、一般の床版の場合と同様に行なえばよいので計算例を省略する。

3.3 主げたの設計

(1) 設計曲げモーメントおよびせん断力の計算

主げたの設計曲げモーメントおよびせん断力は原則として格子構造の理論を用いて解析するのであるが（「P C道示」8.3）、一般にはギョソマソネーの方法によって求めればよい。

（この方法は直交異方性の版理論によるもので、同一主げた断面と同一横げた断面を有し、版構造とみなしてもよい多主げた橋、多重箱げた橋などの場合で、しかも直橋の場合に適用される。したがって、これらの条件を近似的にでも満足する場合に用いてよいということであり、主げたおよび横げたの本数が少なく、けた間隔の広い橋で、版構造とみなせない場合、斜め格子げた橋の場合、などについては、けたのねじり剛性を考慮した格子構造の理論を用いて解析する必要がある。）この方法の計算の詳細は省略するが、主げたおよび横げたを版に換算して曲げ剛度係数およびねじり剛度係数を求め、各主げた位置の荷重分配影響線を描いて、L-20荷重の主載荷荷重および従載荷荷重をそのけたが最も不利な状態になるように載荷して各主げたの設計曲げモーメントおよびせん断力を計算するのである。図-3.1の場合の耳げたおよび中央のけたの計算結果を表-3.1に示す。

表-3.1 断面力の合計

断面力 荷 重	外 げ た		中 央 げ た	
	曲げモーメント t-m	せん断力 t	曲げモーメント t-m	せん断力 t
プレキャスト桁自重	400.9	45.4	400.9	45.4
場所打ちコンクリート	77.1	8.6	63.3	8.0
覆 高 欄	42.3	4.3	27.1	2.8
舗 装	64.4	6.6	64.5	6.0
活 荷 重	245.7	25.1	165.2	16.9
合 計	830.4	80.0	721.0	79.1

なお、「R C道示」5.2条(2)には設計曲げモーメントおよびせん断力を求める簡易法が示されており、P C橋にも適用できる。

(2) 断面係数の計算

断面係数は荷重分配，P C鋼材量の仮定などによられる全断面有効の場合（コンクリート断面のみ），プレストレス導入直後の応力度の計算に用いられるTげた断面の純断面の場合（Tげた全断面からシース穴を除いた断面）およびシース穴にグラウトした後には載荷される荷重に対し，P C鋼材の断面積をヤング係数比で換算して用いる換算断面の場合（間詰め部および横げたのコンクリートの荷重に対するTげた断面の場合と舗装，活荷重に対するTげた上フランジの有効幅を考慮した場合とがある。なお，有効幅については「P C道示」8.2参照）について計算を行なう。計算例は省略する。

(3) P C鋼材の配置

主げたに配置するP C鋼材量の仮定は，スパン中央の最大曲げモーメント M の位置において必要な全プレストレス力 P を（3.1）式より求め，用いる工法別のP C鋼材の1ケーブル当りの有効引張力から必要ケーブル数を計算して行なえばよい

$$\frac{P}{A_c} \left(1 + \frac{e_{pc} \cdot y_c}{r_c^2} \right) - \frac{M}{Z_c} \geq \sigma_{cat} \quad \dots\dots (3.1)$$

なお，用いる工法の定着具の種類，ケーブル本数によっては主げた端部の断面内に配置できない場合もあるのでよく検討する必要がある。（全ケーブルを主げた端部で定着せずに途中のTげた上部で定着する場合は床版横締めP C鋼材の配置をよく検討しておく必要がある。）

本計算例の結果では，12 T 12.4 mmのP C鋼材を用い，ケーブル1本当りの有効引張力を100 tとするとケーブル数が5本となり，図-3.2に示すような配置にした。

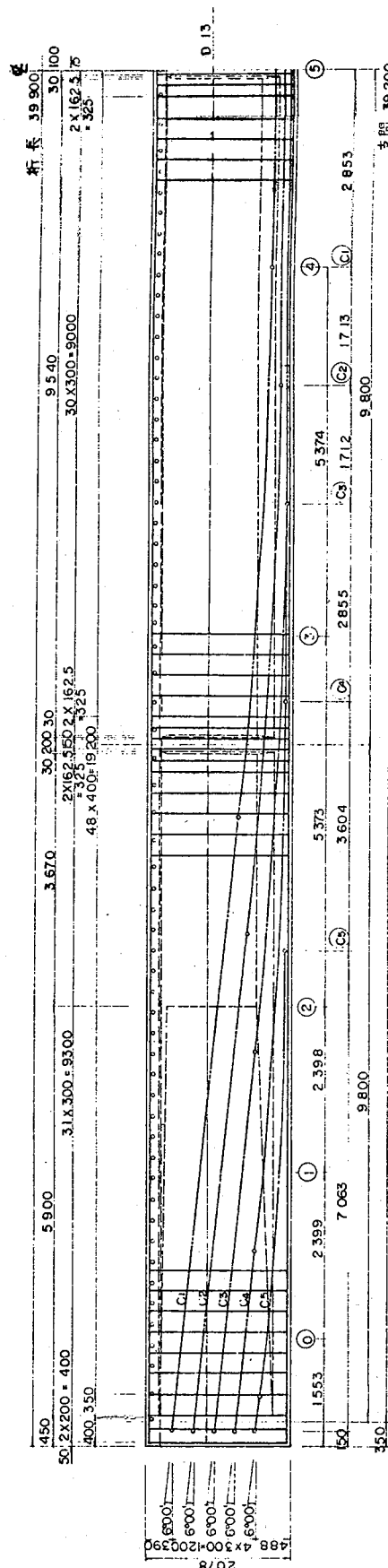
（P C鋼材の間隔，かぶりなどは「P C道示」

6.1.6，定着具の位置，補強などは「P C道示」

6.2に示されている。）

(4) プレストレス導入直後の曲げ応力度の計算

ポストテンション方式により導入したP C鋼材の引張応力度 σ'_{pi} は次の影響を受けて減少する。すなわち，P C鋼材のシースとのマサツの影響（ $\Delta\sigma_f$ ）



S = 1/80

図-3.2 主げたP C鋼材配置図

主げたの弾性変形による影響 ($\Delta\sigma_e$) および定着具のセットによる影響 ($\Delta\sigma_s$) である。「PC道示」4.3) したがって、プレストレス導入直後のPC鋼材引張応力度 σ_{pt} は ($\sigma'_{pt} - \Delta\sigma_f - \Delta\sigma_e - \Delta\sigma_s$) となる。

① $\Delta\sigma_f$ の計算は「PC指針」39条(2)解説で示されている方法により各ケーブルごとに計算される。

本計算例の結果では、 $\sigma'_{pt} = 135 \text{ kg/mm}^2$ (「PC道示」5.1.5解説) で、 $\mu = 0.25$ および $\lambda = 0.004$ を用い、曲げ上げ角度 6° および全長 39.6 m を両引きとすると以下の値となる。

$$(\sigma'_{pt} - \Delta\sigma_f) = \sigma'_{pt} / (1 + \mu\alpha + \lambda\ell) = 135 / (1 + 0.25 \times 0.1 + 0.004 \times 19.8) \\ \div 122.3 \text{ kg/mm}^2 \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

② $\Delta\sigma_e$ の計算は「PC指針」39条(1)解説で示される方法により計算される。一般にPC鋼材引張応力度の1～5%程度で、レオンハルト工法などのように一度に全体のPC鋼材を緊張して定着する場合は $\Delta\sigma_e = 0$ である。

本計算例の結果では以下の値となる。

$$\Delta\sigma_e = n\sigma_{cpg} / 2 = 6.67 \times (252.4 - 94.8) / 2 \div 525.6 \text{ kg/cm}^2 \div 5.3 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

$$\text{ここに } n = \frac{E_p}{E_c} = 2 \times 10^6 / 3 \times 10^5 \div 6.67$$

($\sigma_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$ とし、プレストレス導入時のコンクリート強度が σ_{ck} の85%として 300 kg/cm^2 の圧縮強度に対する E_c を用いる)

$$\sigma_{cpg} = \sigma_{dog} + \sigma_{pg} \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

$$\sigma_{dog} = -\frac{M_{do}}{I_{co}} \cdot e_{pco} = -\frac{401}{0.435} \times 1.028 \div 948 \text{ t/m}^2 = -34.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{pg} = \frac{(\sigma'_{pt} - \Delta\sigma_f) A_p}{A_{co}} \left(1 + \frac{e_{pco}^2}{r_{co}^2}\right) = \frac{122.3 \times 5574}{0.783} \times \left(1 + \frac{1.028^2}{0.555}\right) \div 252.4 \text{ kg/cm}^2$$

③ $\Delta\sigma_s$ の計算はくさび型定着具などを用いた場合に行なわれ、定着具をセットする際のPC鋼材のもどりの影響である。したがって、ねじ型定着具などセットの影響がない場合は考慮しなくてもよい。計算方法は「PC指針」32条解説に示される方法で各ケーブルごとに計算される。この影響は一般にスパン中央まで至らないのでスパン中央の検討では問題にならないが、けた端部では大いに影響を及ぼし、後に述べるせん断応力度の検討で問題になる。計算例は省略する。

④ 以上よりPC鋼材の引張応力度 σ_{pt} は以下のようになり、許容応力度 σ_{pat} 以下である。

$$\sigma_{pt} = 122.3 - 5.3 = 117.0 \text{ kg/mm}^2 < \sigma_{pat} = 123.9 \text{ kg/mm}^2$$

⑤ 主げたの上下線の応力度の計算結果は以下のようになる。

$$\sigma_{do} = -\frac{M_{do}}{I_{co}} y_{co} = -\frac{401}{0.435} \times 1.185 \div -109 \text{ kg/cm}^2 \\ \left\{ \begin{array}{l} \sigma'_{do} = \frac{M_{do}}{I_{co}} y'_{co} = \frac{401}{0.435} \times 0.892 \div 81.3 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{ct} = \frac{\sigma_{pt} A_p}{A_{co}} \left(1 + \frac{e_{pco} y_{co}}{r_{co}^2} \right) \div 255.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{ct} = \frac{\sigma_{pt} A_p}{A_{co}} \left(1 - \frac{e_{pco} y_{co}}{r_{co}^2} \right) \div -44.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_c = -10.9 + 255.7 = 144.7 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca} = 150 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma'_c = 81.3 - 44.2 = 37.1 \text{ kg/cm}^2 > 0 \end{array} \right.$$

(5) 設計荷重作用時の曲げ応力度の計算

設計荷重作用時の検討においては、間詰め部および横げたのコンクリート、地覆・高欄および舗装の荷重が加わり、さらに活荷重が作用した場合を考えるのであるが、コンクリートのクリープ・乾燥収縮の影響 ($\Delta\sigma_{p\phi}$) および P C 鋼材のレラクセーションの影響 ($\Delta\sigma_r$) によりプレストレス導入直後の P C 鋼材の引張応力度の σ_{pt} は減少して有効引張応力度 σ_{pe} となる。

① $\Delta\sigma_{p\phi}$ の計算は「P C 指針」44 条解説の式より求める。

本計算例の場合、プレストレス導入直後の応力に対してクリープ係数 $\varphi_0 = 2.0$ とし、その他の応力に対し、主げた材令が 60 日に応力が作用するものとして、 $\varphi = 1.0$ とする。計算結果は以下のようになる。

$$\Delta\sigma_{p\phi} = \frac{n\varphi_0 \sigma_{cp1} + E_p \varepsilon}{1 + \frac{n\sigma_{cp1}}{\sigma_{pt}} \left(1 + \frac{\varphi_0}{2} \right)} + \frac{n\varphi \sigma_{cp}}{1 + \frac{n\sigma_{pt}}{\sigma_{pt}} \left(1 + \frac{\varphi}{2} \right)}$$

$$\div 15.6 - 1.7 = 13.9 \text{ kg/mm}^2 \dots\dots\dots (3.5)$$

$$\text{ここに、 } n = \frac{E_p}{E_c} = 2 \times 10^6 / 3.25 \times 10^5 \div 6.15 \quad (\sigma_{ch} = 350 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\sigma_{cp1} = \sigma_{d0g} + \sigma_{cpt} \div -9.5 + 23.2 = 13.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{cpt} = \frac{\sigma_{pt} A_p}{A_{co}} \left(1 + \frac{e_{pco}^2}{r_{co}^2} \right) \div 23.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varepsilon = 15 \times 10^{-5} \text{ (乾燥収縮度, 「P C 道示」 4.8 (2))}$$

$$\sigma_{cp} = \sigma_{cp1} + \sigma_{cp2} = \sigma_{d1g} + \sigma_{d2g} \div -37.9 \text{ kg/cm}^2$$

② $\Delta\sigma_r$ の計算は「P C 道示」4.7 より求める。

本計算例の結果は以下のとおりである。

$$\Delta\sigma_r = 0.05 \sigma_{pt} = 0.05 \times 117.0 \div 5.9 \text{ kg/mm}^2 \dots\dots\dots (3.6)$$

③ 以上より有効引張応力度は以下のようになり、有効係数 η は 0.831 となる。

$$\sigma_{pe} = \sigma_{pt} - \Delta\sigma_{p\phi} - \Delta\sigma_{pr} = 97.2 \text{ kg/mm}^2 \dots\dots\dots (3.7)$$

$$\eta = \sigma_{pe} / \sigma_{pt} = 97.2 / 117.0 \div 0.831 \dots\dots\dots (3.8)$$

④ 設計荷重作用時の P C 鋼材の引張応力度 σ_{pm} は以下のようになり、許容応力度 σ_{pa} 以下である。

$$\sigma_{pm} = \sigma_{pe} + (\sigma_{d1g} + \sigma_{d2g} + \sigma_{lg}) \times n$$

$$= 97.2 + (16.3 + 21.6 + 49.7) \times \frac{6.15}{100} \div 102.6 \text{ kg/mm}^2 < \sigma_{pa} = 106.2 \text{ kg/mm}^2 \dots\dots (3.9)$$

⑤ 主げたの上下縁の応力度の計算結果は以下のようになる。

$$\begin{cases} \sigma_{d0} = -109 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma'_{d0} = 81.3 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \quad \begin{cases} \sigma_{d1} = -18.9 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma'_{d1} = 15.4 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \quad \begin{cases} \sigma_{d2} = -24.7 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma'_{d2} = 16.2 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{d\ell} = -56.8 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma'_{d\ell} = 37.4 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \quad \begin{cases} \sigma_p = \sigma_{ct} \times \eta = 255.7 \times 0.831 \div 212.5 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma'_p = \sigma'_{ct} \times \eta = 44.2 \times 0.831 \div 36.7 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

したがって、 $\Sigma \sigma_c = 3.1 \text{ kg/cm}^2 > 0$
 $\Sigma \sigma'_c = 113.6 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_{ca} = 115 \text{ kg/cm}^2$

(6) 破壊荷重作用時の破壊曲げモーメントおよび安全度の計算

P C 部材は部材に軸応力が作用している為、荷重と応力度とが比例しないので、設計荷重に十分安全であっても、荷重係数を考慮した破壊荷重に対して十分安全であるとはいえない。したがって、「P C 道示」5.2に示される荷重状態に対して、破壊安全度を計算しなければならない。

部材の終局耐力の計算は「P C 指針」56条の解説の方法が一般に用いられている。

本計算例では $(bd\sigma_{ck}/A_p\sigma_{pu}) \div 13.8 > 5$ の場合で、 $x = (A_p\sigma_{pu}/b\sigma_{ck}) \div 13.9 \text{ cm} < \text{床版厚} = 18 \text{ cm}$ となり、終局耐力 M_u は以下の式を用いて計算する。

$$M_u = A_p\sigma_{pu} \left(d - \frac{x}{2}\right) = 5574 \times 176 \times \left(192.1 - \frac{13.9}{2}\right) \div 1,816.5 \text{ t-m} \dots\dots\dots (3.10)$$

一方、荷重係数を考慮した終局応力は $(1.3M_d + 2.5M_\ell)$ より、 $1.8(M_d + M_\ell)$ の方が大きく、 $1,494.7 \text{ t-m}$ である。したがって、破壊安全率は 1.215 となる。

(7) 設計荷重作用時のせん断応力度の計算

耳げたのせん断力分布を表3.2に示す。P C 鋼材の曲げ上げによる影響により、かならずしも支点付近のせん

断応力度が最大になるとはかぎらないので注意が必要である。(支点部よりスパン中央部の方が断面は小さくなっている。)

せん断応力度の計算は「P C 指針」57条解説に示されている斜め引張応力度を求める式による。

本計算例では上述の(5)の結果より主げたはフルプレストレスングであるので図心位置の斜め引張応力度を求めればよい。計算例は省略するが、どの位置も許容応力度以下である。

表 - 3.2 せん断力分布 (単位:t)

荷 重 \ 着目的 (注1)	0	1	2	3	4	5
プレキャスト桁自重	42.62	37.09	31.56	19.17	6.77	0.20
場所打ちコンクリート	8.09	7.07	6.05	3.78	1.50	0.30
地 覆 ・ 高 欄	4.03	3.50	2.98	1.80	0.62	0
舗 装	6.19	5.38	4.57	2.77	0.96	0
活 荷 重	24.10	22.12	20.14	15.69	11.25	8.90
(注2) P C 鋼材が受け持つ値	-49.22	-43.95	-35.90	-14.19	0	0
合 計	35.9	31.2	29.4	29.0	21.1	9.4

(注1) 0点は「P C 道示」4.10(5)による位置で、5点はスパン中央。

(注2) 「P C 指針」58条解説に示される値で $S_p = A_p\sigma_p \sin\alpha$

(8) 破壊荷重作用時のせん断応力度の計算

(6)で述べた荷重係数を用いて、(7)と同様に斜め引張応力度を計算する。なお、この場合は曲げ応力度が零となる位置および図心位置において検討しなければならない。

本計算例の場合は破壊安全度の検討の時の許容値（「P C道示」5.1.4）以下である。

(9) 引張鉄筋および斜め引張鉄筋の算定

本計算例の場合、フルプレストressingで、斜め引張応力度の許容値もこえていないので、引張鉄筋の算定（「P C道示」4.12）および斜め引張鉄筋の算定（「P C道示」4.11）は不用である。

一般に引張鉄筋として、主げたに沿って下フランジ下側にD 13を4～6本配置しておけば、許容引張応力度以下のパーシャルプレストressingの場合では十分である。

斜め引張鉄筋の算定が不用な場合でも「P C道示」4.11に示す最小スターラップ鉄筋量は配置しなければならない。また、算定が必要となった場合には「P C指針」58条解説の式により鉄筋量を求め、許容値の0.75倍をこえる区間に斜め引張鉄筋を配置しなければならない。

（「P C道示」4.11）

3.4 横げたの設計

中間横げたは主げたの設計と同様にギョソマソネーの方法により荷重影響線を描いてT荷重あるいはL荷重を載荷して大きい方の設計曲げモーメントを用いて設計する。横げたの有効幅は「P C道示」8.7(3)による。

端横げたには落橋防止構造を設ける場合があるので注意が必要である。

なお、橋には電らん管などを取り付ける場合があり、横げたに穴をあけることもあるので、あらかじめよく検討しておくといよい。計算例は省略する。

以上の他に「P C道示」第4章に設計に関する一般的事項および第6章に構造一般が示されているので、これらの条文により構造細目などが検討され、設計を終える。

4. 箱げた橋

4.1 概 要

一般に箱げた橋は、連続げた橋、有鉸ラーメン橋等に適用され、長大スパンの橋梁に適している。また、「P C道示」9.9に示されるようにねじり剛性が他の断面形式に比較して大きいので曲線げた橋に適している。

箱げた橋の断面形状に関する規定は「P C道示」9.5による。桁高については特に規定はないが、今までの実績を図－4.1，2，3に示す。ウェブの厚さは種々の要素から決定されるが、図－4.4，5にスパンと有効幅の関係のグラフを示す。上フランジの厚さは床版としての必要厚さから決定される。下フランジの厚さは、連続げたの支点附近やカンチレバーの支点附近は曲げ応力度との関係から決定され厚くしなければならないが、径間部では通常15cm、スパンが長い場合でも20cm程度である。図－4.6にスパンと支承部の下床版厚との関係を示す。かくへきは「P C道示」9.8にも規定されているが、通常25m程度の間隔で設けられている。

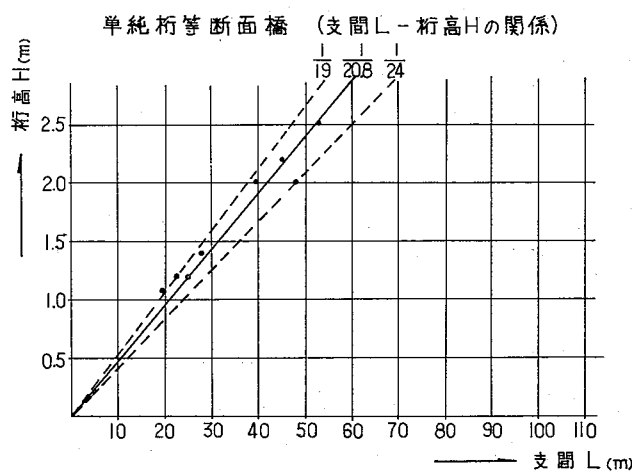


図-4.1

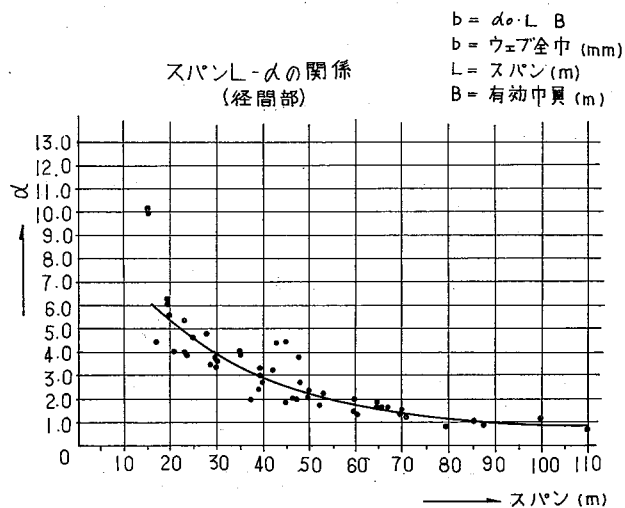


図-4.4

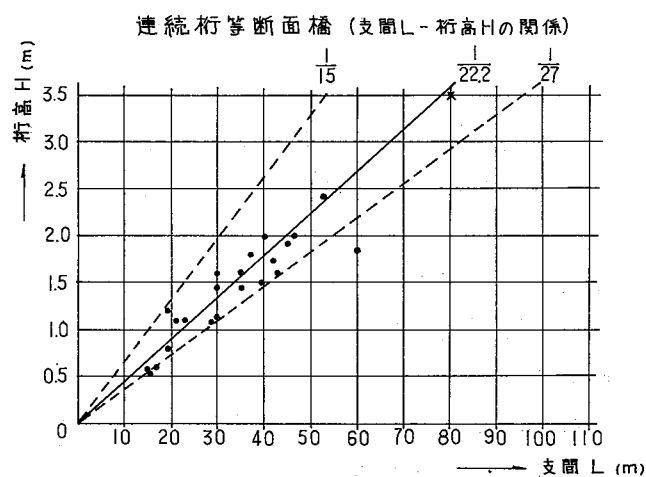


図-4.2

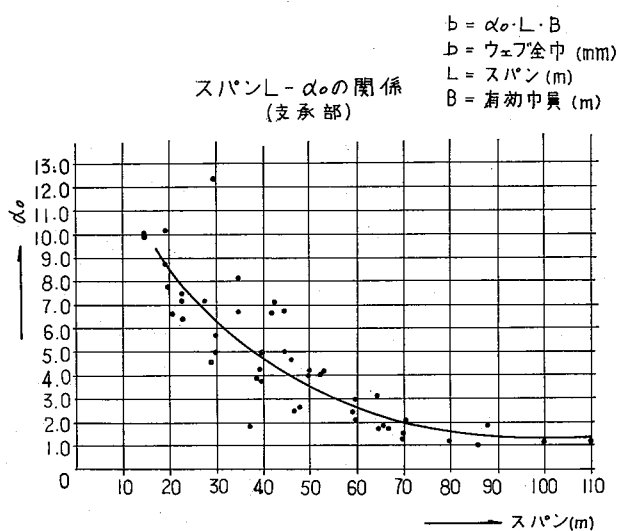


図-4.5

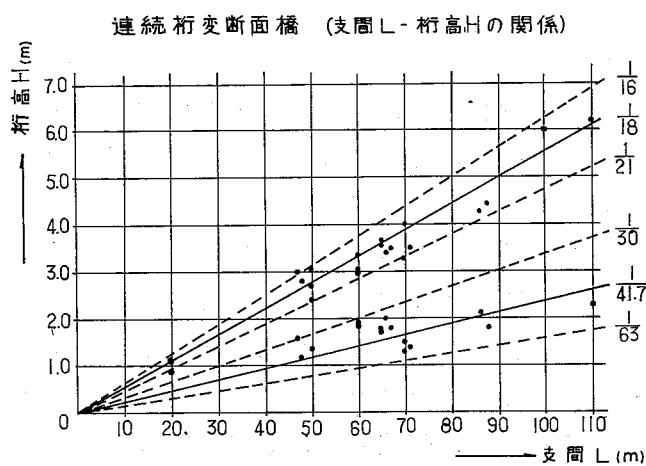


図-4.3

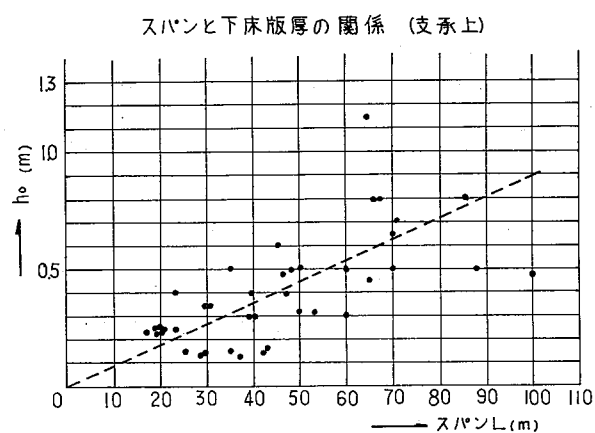


図-4.6

(1) 設計条件

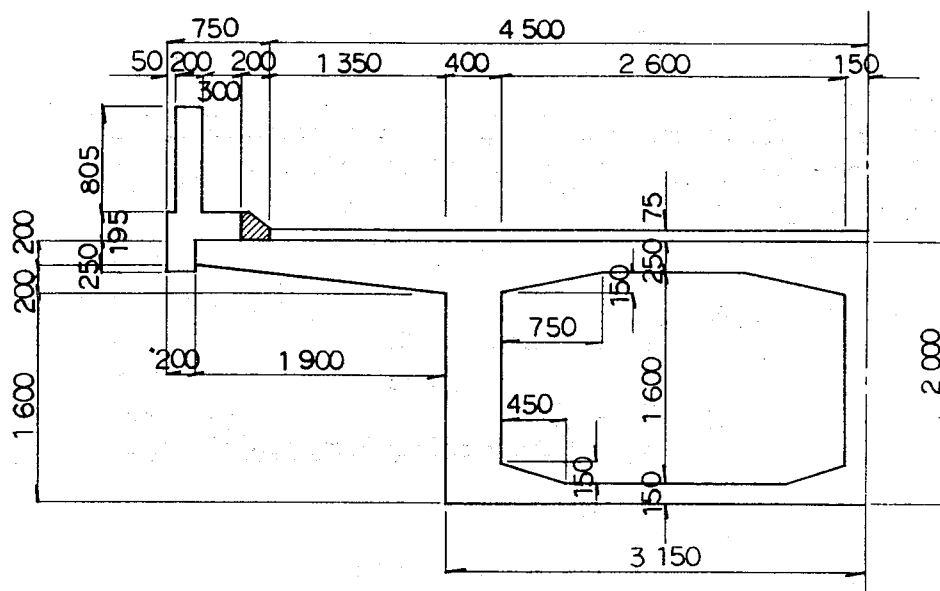


图 4.7. 断面图

- 一等橋 (20% 増し) ○ 高欄推力 250 kg/m

曲げモーメントの計算は「P C道示」9.4によるが、ここではウェブの曲げモーメントを計算する場合と同様に箱形ラーメンと考えて計算する。活荷重の計算には、「Homberg/Ropers Fahrbahnplatten mit Veränderlicher Dicke」の図表を用いた。

表-4.1 曲げモーメント集計表

検討断面		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪
荷 重	死 荷 重	-1.489	-0.670	0.078	-0.199	0.488	0.346	0	0	-0.123	0.089	-0.185
	活 荷 重	-2.023	-0.633	-0.065	0.235	1.058	0.108	0	0	0.034	0.007	-0.020
高 欄 推 力		-0.281	—	0.187	-0.100	0.403	—	—	—	—	—	-0.246
活 荷 重		-5.107	-5.144	1.909	-4.188	2.574	0.852	±3.200	±0.345	-0.360	0.060	-0.216
合 計		-0.900	-6.447	2.109	-4.252	4.523	1.306	±3.200	±0.345	-0.449	0.156	-0.667
「PC道示」による値※		-9.406	-6.951	3.798	—	—	—	—	—	—	0.317	—

※ 「PC道示」 8.4により計算した場合

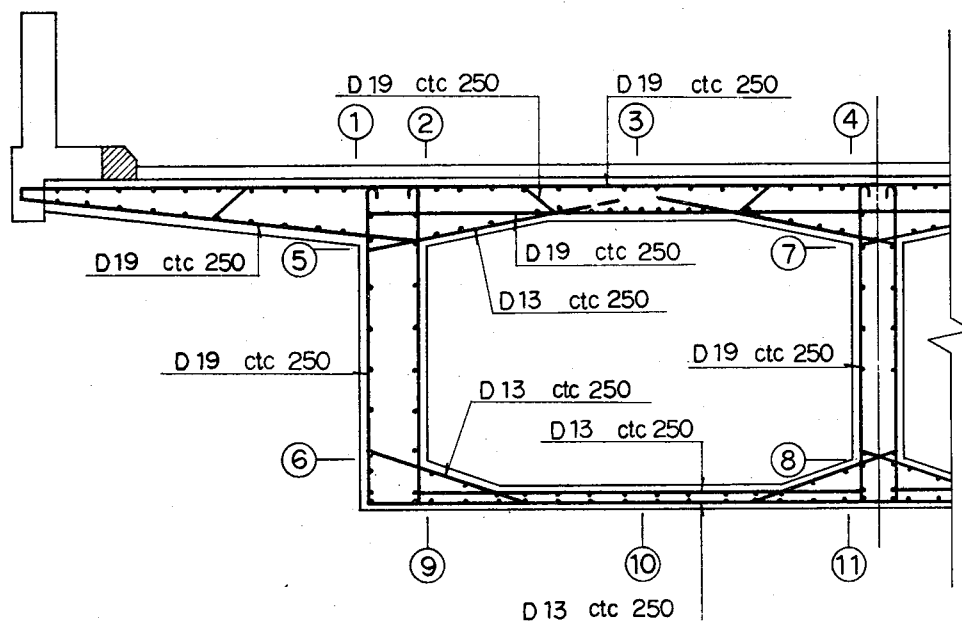


図 - 4.8 断面配筋図

(3) 応力度の計算

応力度の計算はラーメン構造として計算した値と「P C道示」8.4によって計算した値とのうちで大きい方の曲げモーメントに対して検討する。

表 - 4.2 曲げ応力度

断 面	①	②	③	⑤	⑩
M (t m)	9.406	6.947	2.109	4.523	0.317
A_s (cm ²)	D19 ctc 125 =22.92	22.92	D13 ctc 250 +D19 ctc 250 =16.53	D19 ctc 250 =11.46	D13 ctc 250 =5.077
A_s' (cm ²)	D13 ctc 250 =5.07	5.07	5.07	11.46	5.07
σ_c (kg/cm ²)	46.8	34.6	30.0	27.7	23.0
σ_s (kg/cm ²)	1 328	981	737	1 242	643
σ_s' (kg/cm ²)	412	305	154	179	-149

4.3 3径間連続箱げたの設計

(1) 設計条件

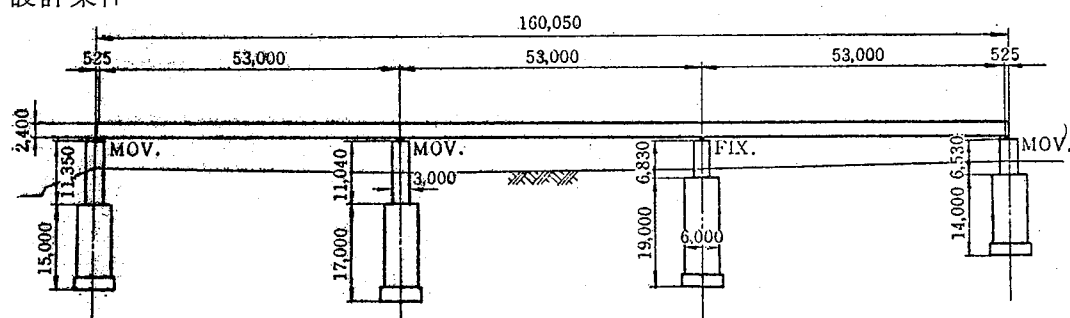
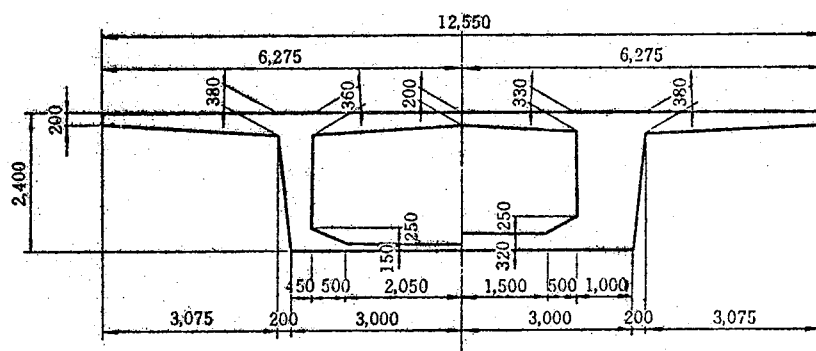


図 - 4.9 一般構造図



0.4 l, 15 l 断面

1.0 l 断面 (支承上)

図 - 4.10 断面図

- 一等橋
- $\sigma_{CK} = 350 \text{ kg/mm}^2$
- 検討断面 0.4 l, 1.0 l (支点断面), 1.5 l

表 - 4.3 断面の諸定数

総断面		$A_c (\text{m}^2)$	$y'_c (\text{m})$	$y_c (\text{m})$	$I_c (\text{m}^4)$	$Z'_c (\text{m}^3)$	$Z_c (\text{m}^3)$	$e_{pc} (\text{m})$
	0.4 断面	6.8686	0.8126	1.5874	4.9818	6.1307	3.1383	-1.3874
	1.0 l 断面	9.6446	1.3889	1.0111	6.9196	4.9821	6.8436	0.8111
	1.5 l 断面	6.8686	0.8126	1.5874	4.9818	6.1307	3.1383	-0.7850
純断面		$A_{co} (\text{m}^2)$	$y'_{co} (\text{m})$	$y_{co} (\text{m})$	$I_{co} (\text{m}^4)$	$Z'_{co} (\text{m}^3)$	$Z_{co} (\text{m}^3)$	$e_{pco} (\text{m})$
	0.4 断面	6.7845	0.7954	1.6046	4.8179	6.0572	3.0026	-1.4046
	1.0 l 断面	9.5605	1.3818	1.0182	6.8638	4.9674	6.7409	0.8182
	1.5 l 断面	6.7845	0.8028	1.5972	4.9290	6.1395	3.0861	-0.7972
換算断面		$A_{ei} (\text{m}^2)$	$y'_{ei} (\text{m})$	$y_{ei} (\text{m})$	$I_{ei} (\text{m}^4)$	$Z'_{ei} (\text{m}^3)$	$Z_{ei} (\text{m}^3)$	$e_{pei} (\text{m})$
	0.4 断面	7.0017	0.8390	1.5610	5.2331	6.2375	3.3523	-1.3610
	1.0 l 断面	9.7717	1.3999	1.0001	7.0060	5.0045	7.0055	0.8001
	1.5 l 断面	7.0017	0.8276	1.5724	5.0627	6.1176	3.2197	-0.7724

(2) 曲げモーメントおよびせん断力の計算

曲げモーメントおよびせん断力の計算は「P O道示」9.3および10.2.1によるが、一般に、単一箱げたの場合は曲げねじりの影響はあまり大きくならないので、主載荷荷重を橋の全幅に載荷して求めればよい。また、中間支点の曲げモーメントは、「P O道示」10.2.5によって減少させた値である。

表 - 4.4 曲げモーメント

断面	M_{d1}	M_{d2}	ΣM_d	M_l	ΣM
0.4 l	4117.8	586.4	4704.2	1425.1	6125.3
1.0 l	-4861.8	-718.2	-5580.0	-1315.0	-6895.0
1.5 l	940.1	152.7	1092.8	1097.0	2189.8

表 - 4. 5 せん断力

断 面	S_{d1}	S_{d2}	ΣS_d	S_l	ΣS
1. 0. l	- 615.3	- 85.9	- 701.2	- 155.7	- 856.9

注) M_{d1} , S_{d1} : 桁自重による曲げモーメント, せん断力

M_{d2} , S_{d2} : 地覆, 高欄等グラウト施工後に作用する静荷重による曲げモーメント, せん断力

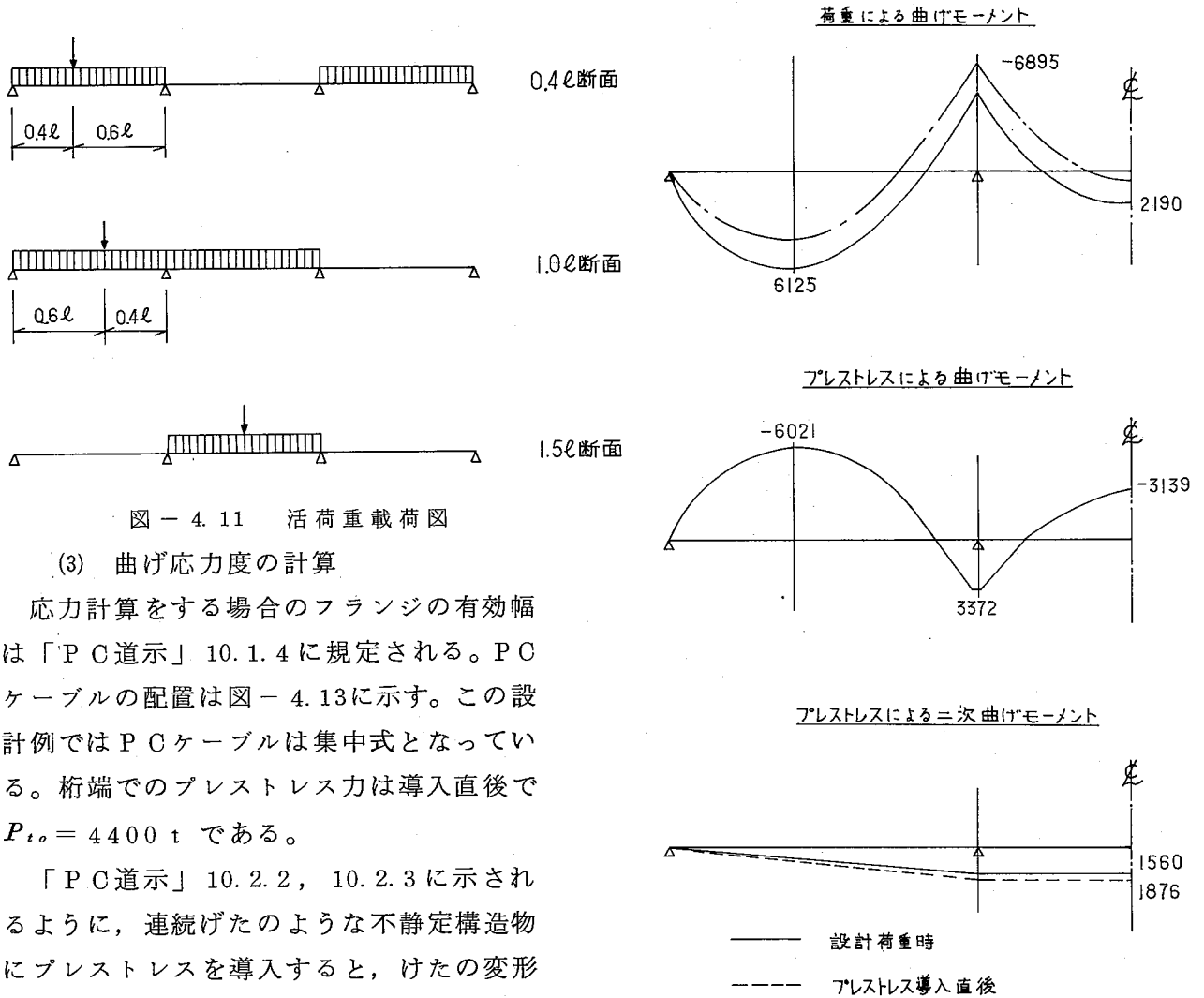


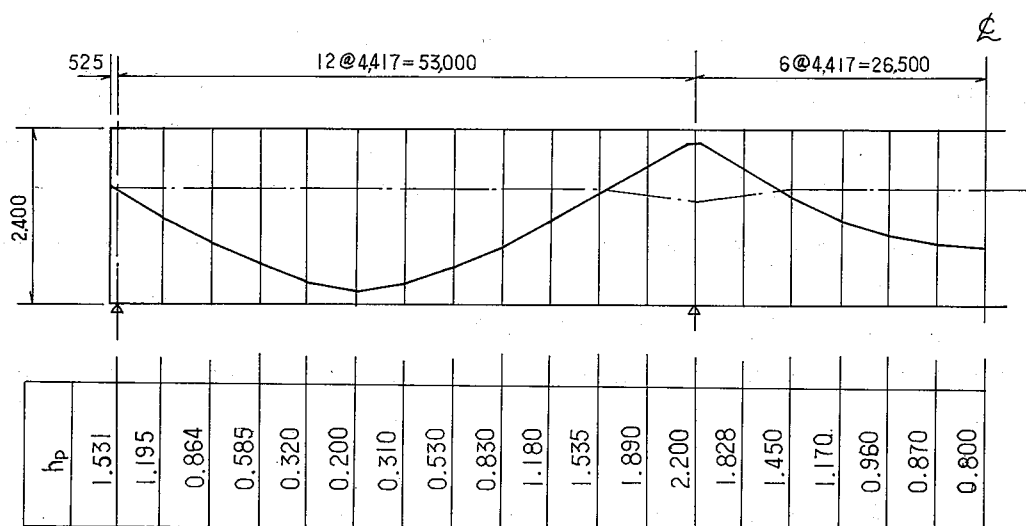
図 - 4. 11 活荷重載荷図

(3) 曲げ応力度の計算

応力計算をする場合のフランジの有効幅は「P C道示」10.1.4に規定される。P Cケーブルの配置は図 - 4.13に示す。この設計例ではP Cケーブルは集中式となっている。桁端でのプレストレス力は導入直後で $P_{t0} = 4400 \text{ t}$ である。

「P C道示」10.2.2, 10.2.3に示されるように, 連続げたのような不静定構造物にプレストレスを導入すると, けたの変形が拘束されるので, けたに二次断面力が生じる。この二次断面力は通常かなり大きな値となるので必ず計算して求めなければならない。また, コンクリートのクリープ, 乾燥収縮, P C鋼材のリラクセーション等によりP C鋼材の引張力が変化しこれによる二次断面力が発生するのでこれも計算によって求めなければならないが「P C道示」10.2.3(1)解説に示すように近似的には平均有効係数を0.9としてよい。この設計例では, プレストレスにより生じる二次断面力は, 支点上でプレストレス導入直後で $M_P = 1875.6 \text{ t-m}$, 設計荷重作用時で $M_{Pe} = 1599.4 \text{ t-m}$ となっている。また, この設計例では, 3径間の連続げたを一度に支保工上で施工するものとしているが, 分割施工をする場合には, 「P C道示」10.2.3(2)に示されるようにコンクリートのクリープにより二次断面力が発生するのでこれを考慮しなければならない。

図 - 4. 12 曲げモーメント図



h_p : 桁下縁よりケーブル図心までの距離

図 - 4.13 ケーブル配置図

表 - 4.6 曲げ応力度集計表

			$\frac{5}{12}l$ 断面	1.0 l 断面	1.5 l 断面
桁自重による曲げ応力度		σ'_{cd1}	68.0	97.9	15.3
		σ_{cd1}	-137.1	-72.1	-30.5
橋面荷重による曲げ応力度		σ'_{cd2}	9.4	14.4	2.5
		σ_{cd2}	-17.5	-10.3	-4.7
プレストレスによる曲げ応力度	導入時	σ'_{cpt}	-23.3	-62.6	37.4
		σ_{cpt}	237.7	121.0	99.0
	設計時	σ'_{cpe}	-20.0	-54.1	32.0
		σ_{cpe}	203.2	106.1	85.5
活荷重による曲げ応力度		σ'_{cl}	22.8	26.3	17.9
		σ_{cl}	-42.5	-18.8	-34.1
プレストレス導入時の曲げ応力度		σ'_{ct}	44.7	35.3	52.7
		σ_{ct}	100.6	48.9	68.5
設計荷重時の曲げ応力度		σ'_{ce}	80.2	84.5	67.7
		σ_{ce}	6.1	4.9	16.2

(4) 斜引張応力度の検討

1.0 l (支点) 断面について図 - 4.14 に示す 3 点で検討する。

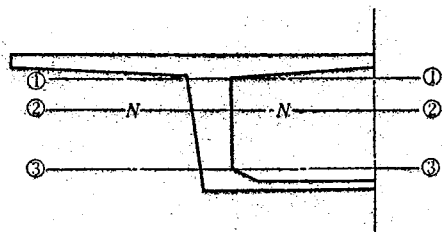


表 - 4.7 せん断応力度 (kg/cm^2)

	τ_{1-1}	τ_{2-2}	τ_{3-3}
設計荷重時	8.4	10.2	8.8
破壊荷重時	17.1	20.6	17.9

図 - 4.14 斜引張応力度の検討断面

許容斜引張応力度 $\sigma_{Ia}=18.0\text{ kg/cm}^2$ を越える破壊荷重時の 2 - 2 断面での斜引張応力度の検討を行なう。

$$\begin{aligned} [\sigma_I]_{2-2} &= \frac{\sigma_c}{2} - \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\sigma_c^2 + 4\tau^2} = \frac{37.8}{2} - \frac{1}{2} \times \sqrt{37.8^2 + 4 \times 20.6^2} \\ &= 19.1 \text{ kg/cm}^2 > -18.0 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

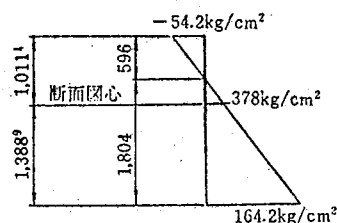


図-4.15 破壊荷重時の
曲げ応力度

また、曲げ応力度 0 の点での斜引張応力度を検討する必要がある、この場合には、 $\tau = \tau_t = -18.8 \text{ kg/cm}^2$ となり許容値をこえるので、「PC道示」4.11 および「PC指針」58条により斜引張鉄筋の算定を行なわなければならない。

4.4 片持式現場打功法（ディビダーク工法）による箱げた橋

(1) 構造形式

構造形式は施工方法の特徴を生かした図-4.16、図-4.17に示すような中央ヒンジを有する3径間連続げたが最も一般的で、経済的であるとされている。この構造は、負の曲げモーメントが支配的な構造なので、カンチレバー架設した場合、設計荷重時に必要なプレストレスのみで、施工時にも十分安全であり、施工のためにだけ必要なプレストレスを必要としない。支点上では桁高が大きくなるが、先端の桁高を小さくして自重による曲げモーメント、せん断力を軽減する。また、たて締鋼棒（一般には45°の傾斜で配置される）を使用してせん断力に対して抵抗できるようにウェブの厚さをへらして自重を軽減するようにしている。

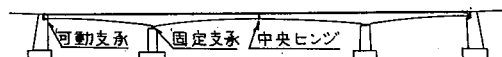


図-4.16 中央ヒンジのある3径間連続げた
(側支間の長い場合)

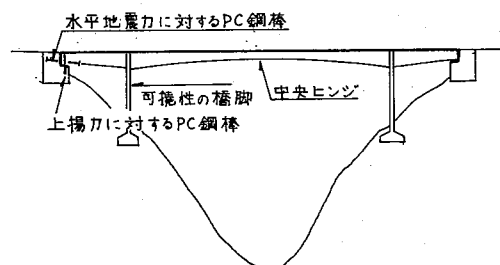


図-4.17 中央ヒンジのある3径間連続げた
(側支間の短い場合)

(2) 断面形状

- ㊤ 桁高：正弦曲線または放物線変化とする。
- ㊖ 上フランジ厚：PC鋼材の定着のため20cm以上必要である。
- ㊗ ウェブ厚：PC鋼材の配置，定着等を考慮して30～40cmとし，ウェブ間隔は3～6mとする。
- ㊘ 下フランジ厚：最も薄いところで15cmとし，支点上を厚くし，正弦曲線，または放物線，あるいは直線変化とする。（図-4.5参照）

(3) コンクリートのクリープについて

カンチレバー架設をする場合には、コンクリートのクリープによる変形が問題となるが、一般には、コンクリートの材令を考慮して詳細に設計しなくともよい。プレストレス力を計算す

る場合には、施工区分のうち前半の $\frac{2}{3}$ は $\varphi = 2.0$ 、後半の $\frac{1}{3}$ は $\varphi = 2.5$ で計算し、クリープ変形に対する上げ越し量を計算する場合には $\varphi = 2.0$ で計算しても実用上は殆んど問題はない。詳細に計算する場合には図-4.18、図-4.19 を利用して計算すればよい。

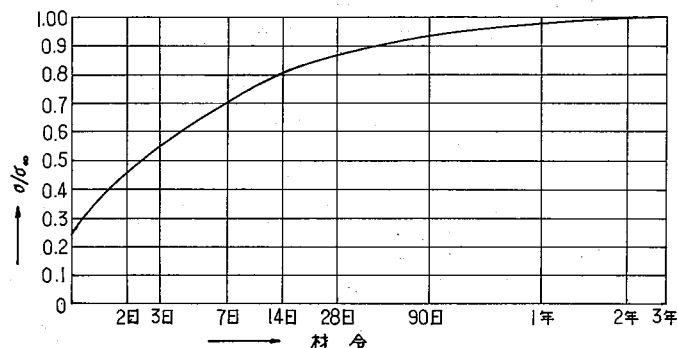


図-4.18 材令とコンクリート強度との関係
(早強セメント使用)

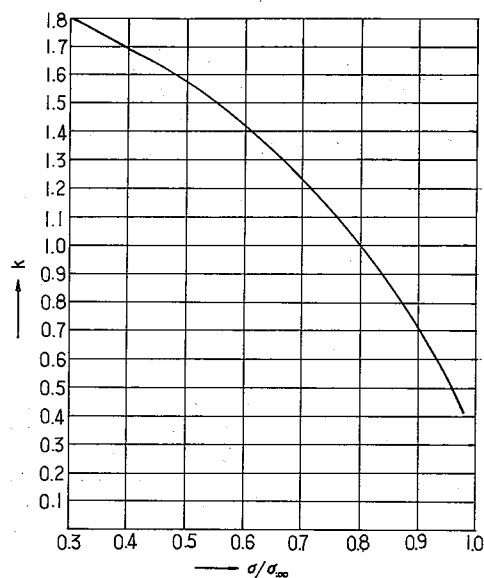


図-4.19 クリープ乾燥収縮度の割増し係数と
コンクリート強度との関係

5. 合成げた橋

5.1 概 要

一般に施工されているPC合成げたの基本的考え方は、プレキャストしたPCIげたを所定の位置に架設し、横げたおよび床版を打設して、けたと合成して両者が一体となって働くと考ええるものである。すなわち、死荷重の大部分はプレキャストげたで受けもち、橋面死荷重および活荷重は合成げたとして作用することになる。ここでとりあげる設計例もこの考え方に基づき、設計条件、構造寸法、その他を含めて総合し、図-5.1に示す。

PC合成げたの主な特徴を示すと次のようになる。

- (1) 一般にけた高が高くなり、主げた本数が少なくなる。
- (2) 橋面形状が複雑な場合には、場所打ち床版により橋面の調整が可能であり、プレキャストTげたに比して適している。
- (3) Tげたに比してけた一本の重量が小さくなり、架設重量の点で有利となる。
- (4) Tげたに比し施工日数を要し、工期の面で不利である。
- (5) 床版を最初から一体と考えている一般のコンクリートげたに対し、合成げたは一般に力学上不利なものである。

設計計算は、施工順序に従って行なえばよく、基本的には3.Tげた橋と大部分が同じである。PC合成げたは、プレキャストげたと鉄筋コンクリート床版とを合成することに関する計算およびけたと床版との接触面についての計算が必要である。合成げたについては、首都高速道路公団および日本道路公団において標準設計が行なわれている。なお、ここに示す設計例は、

「P C橋設計計算例」（山海堂発行）より、一部引用したものであることをおことわりしておく。

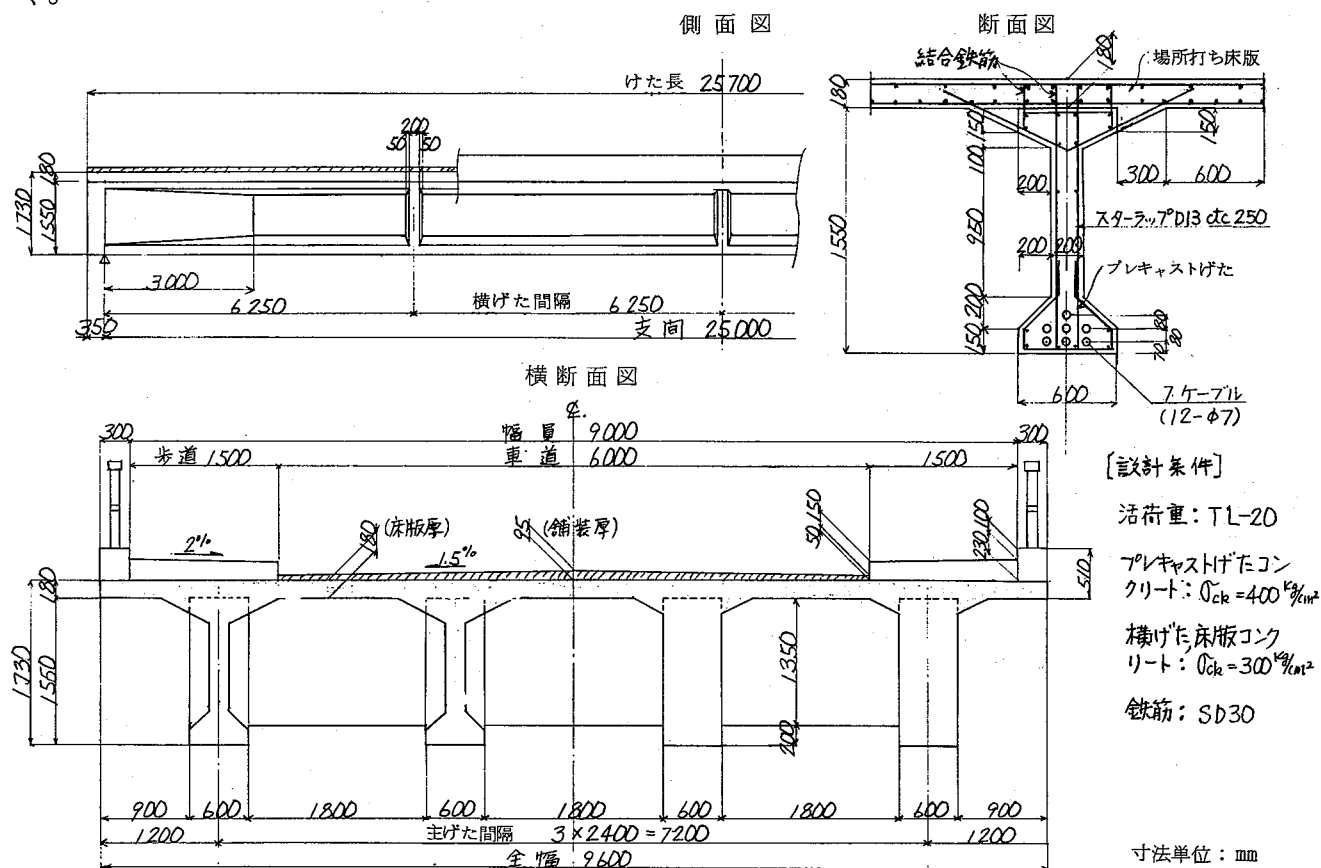


図 - 5.1 構造概要図

5.2 床版の設計

鉄筋コンクリート床版において、その最小全厚、鉄筋の直径、配筋および許容応力度は、「局長達」によって「道示鋼橋編」6.1.5, 6.1.6によらなければならない。活荷重による曲げモーメントは「P C道示」8.4によって求め、本例題では計画交通量のうち大型車両が1日一方1000台未満とするので割増しを必要としない。死荷重による曲げモーメントは「R C道示」5.3条によって求める。

中間床版中央の橋軸直角方向について計算結果を示すと次のようになる。 $L = 2.2 \text{ m}$ $P = 8 \text{ t}$
 $w_d = 0.68 \text{ t/m}^2$ として、床版厚 $t = 18 \text{ cm}$ ($t_{\min} = 3 \cdot L + 11 = 17.6 \text{ cm}$)

$$M_d = (0.1 + 0.075 \cdot L) P = 2.12 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

$$M_a = \frac{1}{14} \cdot w_d \cdot L^2 = 0.24 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

鉄筋 D 16 をかぶり 4 cm (中心), 12.5 cm 間隔で配置すれば、曲げモーメント $M = M_d + M_a = 2.36 \text{ t} \cdot \text{m/m}$ について、 $\sigma_c = 64.1 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca} = 100 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_s = 1240 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{sa} = 1400 \text{ kg/cm}^2$ となり、安全である。

5.3 主げたの設計

合成げた橋の主げた断面の算定に際して、必要断面常数などを求めて行なうことは一般に困

難であり、断面形状を仮定して試算し、断面のけた高大きさ、P C鋼材量、応力状態、等のバランスを考えて断面を決定し、詳しい計算を行なって設計条件を満足するかどうかを確かめる。本橋の程度では、従来の設計例から主げた本数を4本か3本、P Cケーブル、12- $\phi 7$ を7~9ケーブルにするのが適当であることをまずつかみ、試算の結果4主げた、7ケーブルにすることに決め、詳細計算して安全を確かめることにする。

(1) 断面の諸常数

合成げたの断面計算で注意しなければならないのは、床版とプレキャストげたとのヤング係数の違いを考慮する必要があることである。具体的には、プレキャストげたの断面を基準として、両者のヤング係数の比、 $n = 3.0 \times 10^5 / 3.5 \times 10^5 = 0.86$ を床版の幅方向の長さに乗じた分だけ有効であるとして、合成断面の諸値を計算する。断面常数の計算については、1.に示す参考図書および「鉄筋コンクリート・プレストレストコンクリート設計計算入門、6.部材断面の諸常数(コンクリートジャーナル Vol. 11, No. 12)」を参考にするとよい。中央断面について断面常数を計算した結果を表-5.1に示す。

表-5.1 断面諸常数(中央設計断面)

断 面 諸 常 数		単 位	プレキャストげた	床版合成断面
コンクリート断面積		cm ²	$A_{co} = 4788$	$A_{ce} = 9075$
図心軸より床版上縁までの距離		cm	—	$y''_{ce} = 58.7$
図心軸よりけた上縁までの距離		cm	$y'_{co} = 78.2$	$y'_{ce} = 40.7$
図心軸よりけた下縁までの距離		cm	$y_{co} = -76.8$	$y_{ce} = -114.3$
断面2次モーメント		$\times 10^8$ cm ⁴	$I_{co} = 0.134$	$I_{ce} = 0.320$
断面係数	床版上縁	$\times 10^5$ cm ³	—	$W''_{ce} = 5.45$
	けた上縁	$\times 10^5$ cm ³	$W'_{co} = 1.74$	$W'_{ce} = 7.87$
	けた下縁	$\times 10^5$ cm ³	$W_{co} = -1.77$	$W_{ce} = -2.80$

(2) 断面力の計算

断面力の計算は、(a)主げた自重 (b)横げた床版荷重 (c)橋面死荷重 (d)活荷重 についてそ

表-5.2 断面力の合計

断面力 荷 重	外 げ た		内 げ た	
	曲げモーメント t・m	せん断力 t	曲げモーメント t・m	せん断力 t
プレキャストげた自重	$M_{d0} = 100.8$	$S_{d0} = 17.4$	100.8	17.4
横げた床版荷重	$M_{d1} = 100.7$	$S_{d1} = 15.8$	108.1	16.7
橋面死荷重	$M_{d2} = 55.7$	$S_{d2} = 8.9$	54.6	8.7
活荷重	$M_l = 130.0$	$S_l = 20.8$	125.0	20.0
合 計	$M = 387.2$	$S = 62.9$ (支間中央7.4)	388.5	62.8 (支間中央7.2)

れぞれ外げた内げたに分けて計算する。(c), (d)は一般にギョソ・マソネーの理論により荷重分配を考慮して求めるが、この種のけたでの荷重分配を行なった結果は、全荷重を主げた本数で除した均等値とほとんど差のないことを念頭においておくことが大切である。計算結果を表5.2に示す。

外, 内げたの断面力の合計は、ほとんど差がなくバランスがとれており、また断面形状も同じである。したがって、内げたについて設計を行ない、外げたは内げたと同じ設計とし、安全であるとみなす。

(3) 曲げモーメントに対する検討

(a) 設計荷重による支間中央断面の曲げ応力度

曲げ応力度は断面係数 W を用いて次式で求まる。

プレキャストげたコンクリート $\sigma_c = M/W$

床版コンクリート $\sigma_c = M/W \cdot n$ (n : ヤング係数比 0.86)

計算結果は後出の図に示す。(図-5.4 参照)

(b) プレストレスの計算 (支間中央設計断面)

P C鋼材 $\phi 7$ mmを12本単位としたケーブルを7ケーブル使用する。ケーブルの配置は、図-5.2に示すとおりである。

定着具位置におけるP C鋼線の初期引張応力度を $\sigma_{pi} = 11,540 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{pai} = 12,150 \text{ kg/cm}^2$ とすると、プレストレス導入直後の設計断面位置でのP C鋼線応力度は、 $\sigma_{pt} = 10,850 \text{ kg/cm}^2$ ($Pt = 332.6 \text{ t}$)、有効引張応力度は $\sigma_{pe} = 8660 \text{ kg/cm}^2$ ($P_e = 280.0 \text{ t}$, 有効率 $\eta = 0.842$)となる。プレキャストげた断面上下縁に作用するプレストレス (導入直後 σ'_{ci} , σ_{ci} , 有効 σ'_{ce} , σ_{ce}) は次の値となる。

断面上縁 $\sigma'_{ci} = -53.0 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma'_{ce} = -44.6 \text{ kg/cm}^2$

断面下縁 $\sigma_{ci} = 190.0 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{ce} = 160.0 \text{ kg/cm}^2$

(c) 床版合成による2次応力

床版が合成された後には、床版およびプレキャストげたそれぞれ独自における変形が互いにこう束されることにより、コンクリートの乾燥収縮およびクリープに起因する内部2次応力が発生する。「P C道示」12.4によれば、この内部応力は、特別な場合を除いて計算しなくてもよい、としているが、本例題では計算を行ない設計に組み入れることにする。乾燥収縮、クリープに分けて計算結果のみを示す。計算式は「P C道示」12.6「解説」によるものとし、

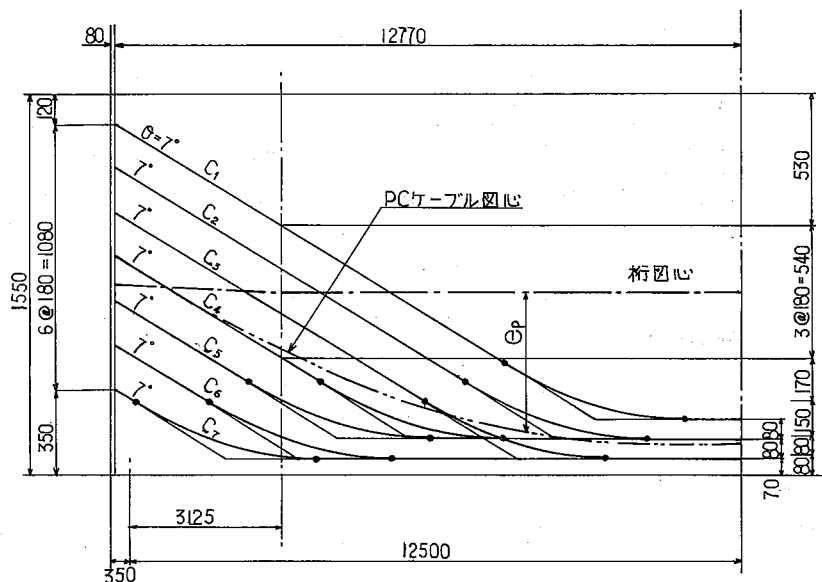


図-5.2 ケーブル(12 $\phi 7$)配置図(寸法単位: mm)

内力を図示したものを図-5.3に示す。図中の h , y , c の値はすべて正とし, M , N は図に示す方向の値を正とする。

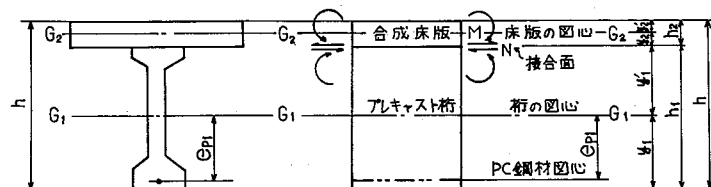


図-5.3 床版合成による内力

計算の基本となるクリープ, 乾燥収縮の値を示しておく。床版コンクリート打設時期をプレキャストげた製作から60日程度と仮定すると, 床版打設以後のけたの

クリープ係数および乾燥収縮度は, $\varphi_t = 2.0(1-\rho) = 2.0(1-0.5) = 1.0$, $\epsilon_s = 15 \times 10^{-5}(1-0.5) = 7.5 \times 10^{-5}$ (ρ :「PC道示」図4.8.1より)。床版については, $\varphi = 2.0$, $\epsilon_s = 20 \times 10^{-5}$ とする。

乾燥収縮差による内力 $N_s = 14200 \text{ kg}$ $M_s = 1.19 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$

クリープ差による内力 $N_\varphi = -45700 \text{ kg}$ $M_\varphi = -4.12 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$

乾燥収縮およびクリープによる合計曲げ応力度の計算値を次出の図-5.4に示す。

(d) 曲げ応力度の合成

設計荷重時について曲げ応力度を合成し, 図-5.4に示す。いずれも許容値内にあり安全である。

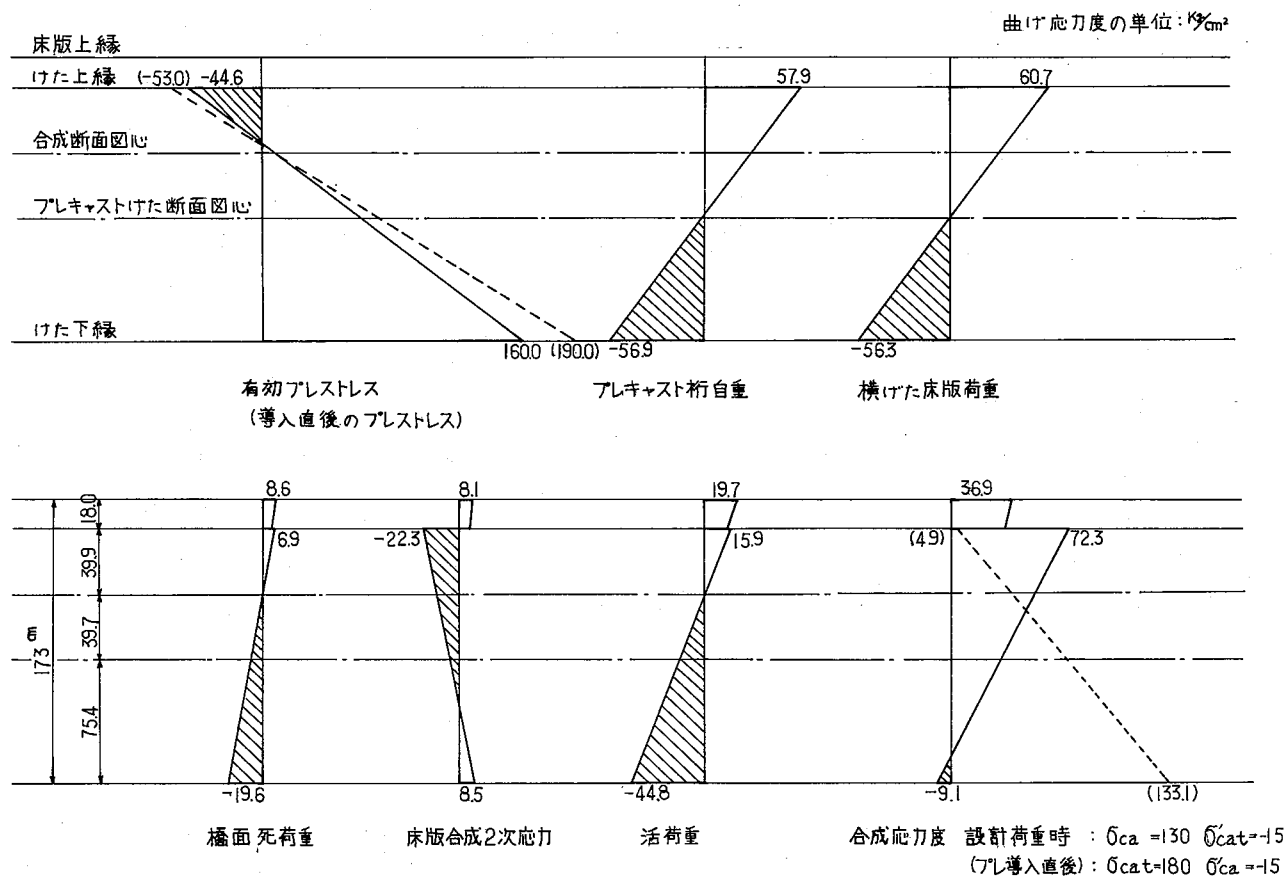


図-5.4 曲げ応力度の合成

(e) その他

曲げに対する検討として以上のほか, 引張鉄筋の算定(「PC道示」4.12参照), PC鋼線応力度の計算, 曲げ破壊安全度に対する検討(「PC道示」5.2参照)を行なう必要があるが,

ここでは省略する。

(4) せん断力に対する検討

せん断力に対する検討は設計荷重時および破壊荷重時に生ずる斜引張応力度が許容値内にあるかどうかを検討する。「P C道示」4.10「P C指針」57条を参照する必要がある。本例題では、支点より支間の $1/8$ の距離の点（腹部拡幅始点）を設計断面に選ぶ。斜め引張応力度の計算は、床版打設前の荷重に対してせん断応力度が最大となるプレキャストげた断面図心位置と床版打設後の荷重に対して最大となる合成断面図心位置の2ヶ所について行なう。ただし、破壊荷重時は曲げ応力度が0になる点で斜め引張応力度が最大となる場合もあるのであわせて検討する。

計算結果を図-5.5に集約して示す。いずれの場合も許容値を十分満足する。

したがって、計算上スターラップでせん断力をうけもつ必要はないが、「P C道示」4.11.8.6を参照して定める必要がある。スターラップはプレキャストげた上面につきだして床版との結合鉄筋も兼ねるので、余裕をもって配置しD 13を25 cm間隔で用いる。

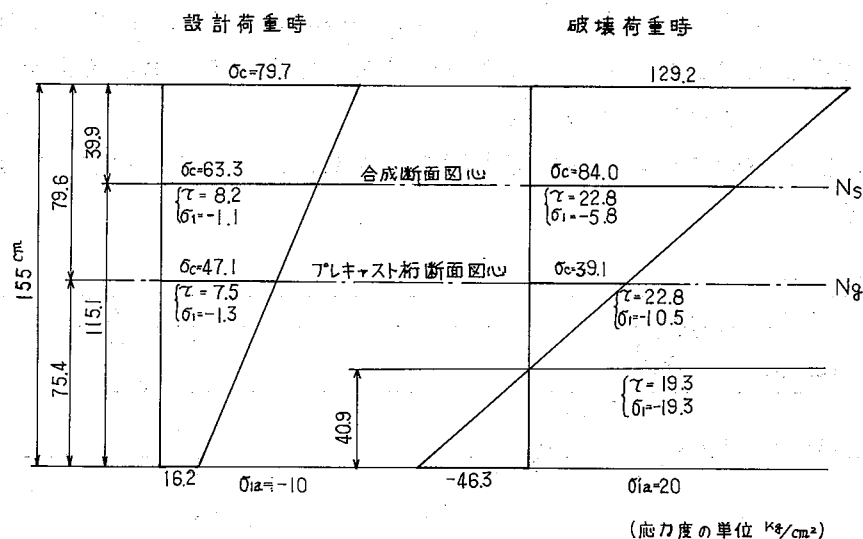


図-5.5 斜引張応力度 σ_1 (応力度の単位: kg/cm^2)

5.4 ずれ止めの設計

ずれ止めの設計は、「P C道示」12.6を参照し、まず接触面のせん断応力度が最大となる支点断面について行ない、それが許容値内にあるかどうか確かめ、許容値をこえる場合には設計断面を3点程度選び計算する。

荷重による接触面のせん断応力度は次式で求める。

$$\tau_{b1} = \frac{S \cdot Q}{b \cdot I} \quad \text{ここに, } S = 45.8 \text{ t} \quad Q = 2.24 \times 10^5 \text{ cm}^3$$

$$b = 60 \text{ cm} \quad I = 3.95 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

$$\therefore \tau_{b1} = 4.3 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

けたと床版との接触面は床版ハンチ部のけたフランジ側面にも存在するが安全のため無視する。

床版合成による2次応力による接触面のせん断応力度は、前出のずれ力 (N_ϕ , N_s) を支間の $1/2$ でとるものと仮定して次式で求める。

$$\tau_{b2} = \frac{-(N_s + N_\phi)}{b \cdot l_2} \quad \text{ここに, } N_s + N_\phi = 14200 - 45700 = 31500 \text{ kg}$$

$$\therefore \tau_{b2} = 0.4 \text{ kg/cm}^2$$

したがって、 $\tau_b = 4.3 + 0.4 = 4.7 \text{ kg/cm}^2$ となる。 τ_b は許容付着応力度（「P C道示」 12.6 表－12 参照） 5 kg/cm^2 をこえないので、接触面に最少鉄筋量（接触面積の 0.15 %）の規定により、結合鉄筋を用いればよい。実際にはけた全長にわたって D 13 一組 4 本の鉄筋を 25cm 間隔で用いれば、接触面積の 0.34 % 配置したことになる。結合鉄筋はこの程度余裕をもって配置するのがよい。

5.5 横げたの設計

横げたは床版とは別に打設し、 $\phi 23 \text{ mm}$ の P C 鋼棒 2 本用いてプレストレスを導入する。本例題の程度の横げたは、プレキャストげたと場所打横げたとの継目に不安をなくすような処置を行なえば、鉄筋コンクリート構造として十分耐えられると思われ、現場作業に P C 工事を無くすることができる利点がでてくるので検討の余地がある。

横げたに作用する正の曲げモーメントに対しては、プレストレスでもたせ、負の曲げモーメントに対しては鉄筋でもたせる。計算結果を示すことは省略するが、横げたは余裕をもった設計することが望ましい。

鉄道橋の設計例

1. ま え が き

鉄道橋の形式の選定にあたって、完成後の保守作業の低減、騒音などの環境保全の問題が重要視されて、P Cげたが数多く採用されている。鉄道橋の設計例の紹介として、現在施工中の東北新幹線のP Cげたについて述べることにする。

東北新幹線のP Cげたの設計の基本方針は、標準化による設計業務の省力化、騒音防止、および現場の施工性についての配慮などのほか、従来の新幹線と異り、時速260 km/h運転にともなう車両重量の増加について検討された。東北新幹線で検討された設計方法は、以後の新幹線（北海道新幹線など5新幹線）にも適用できるようにするため、設計基準の見直しを構造物設計事務所を中心に行ない、全国新幹線網建造物設計標準（東北、上越、成田用）—昭和47年6月—にまとめている。

1.1 設計荷重

東海道、山陽新幹線の車両軸重は16 tonであったが、東北新幹線の車両重量は、設計最高速度を260 km/hとしたことと雪害防止用の車両にすることを考慮して、軸重を増加してP-17 tonとすることになった。

1.2 雪荷重等

東北新幹線の雪についての配慮は、一関（岩手県）以北の構造物について考えることとし、温水を散水することによる消雪方法も検討されたが、基本的には貯雪方式を採用することにした。積雪を考えた構造物は、施工基面幅を一般区間より30 cm広くし、高欄荷重を0.3 t/m増加させ、飛雪荷重として450 kg/m²を考えることとした。

1.3 スラブ軌道

従来の軌道構造は、バラストとマクラギでレールを支持していたが、使用開始後の軌道保守作業の省力化のためにスラブ軌道を採用することになった。さらに、260 km/h運転確保のために剛性規制に加え、乗り心地と走行安全性から許容変位と目違い量を規制することにした。軌道スラブの長さは4 m、5 mが標準となっているので、P Cげたのけた長も1 m単位にすることにし、標準設計では5 m単位にすることにした。なお、地盤条件の悪い場所に建設される

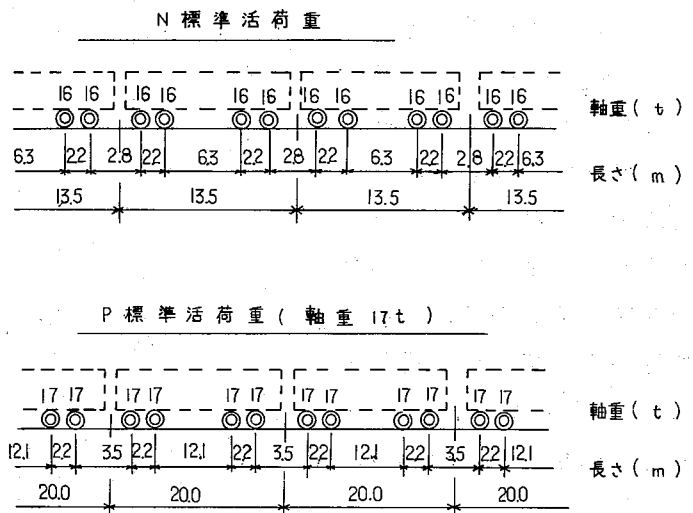


図-1.1 標準列車荷重

ことも考えて、バラスト軌道用 P C げたも標準設計で考えることにした。

2. 標準設計

2.1 P C I 形げたの標準設計

2.1.1 設計計画

スラブ軌道用 P C I 形げたの設計にあたって、主げた本数、けた高スパン比、下フランジ幅、ケーブル配置などについて検討した結果、複線橋りょうでは、4 主げたのけた高スパン比が 1/12 程度のものが経済的であることがわかった。さらに、けた高制限を受ける場合も考えて、6 主げたでけた高スパン比 1/18 のものと、比較的長いスパン（40 m 程度）に使用するものとして 8 主げたでけた高スパン比 1/16 のものも標準設計に入れることとした。

通常の架設工法と架設機械の能力なども考慮して主げた 1 本当りの重量を最大 150 ton/本 程度にした。

また、バラスト軌道用 P C I 形げたは地盤の悪い場所に架設されることを考え、不等沈下と地震時水平移動の問題もあるので、スパンの短いものでは単線併列とし、スパン 24.2 m 以上のものは複線げたとして設計することにした。

標準げたの種類と反力などを表 - 2.1、図 - 2.1 に示すが、幅員に若干の変更があるので最終設計ではない。

2.1.2 主げたのねじり

モーメント

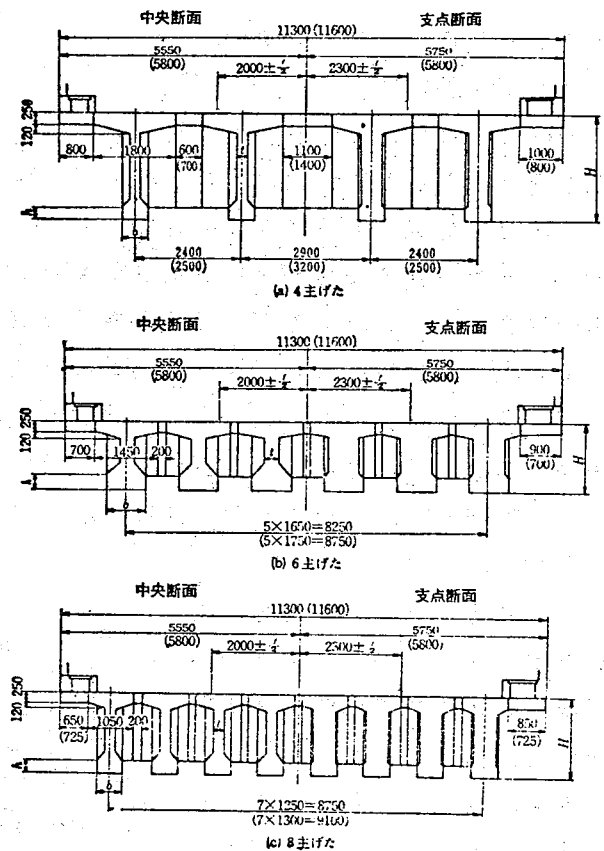
横げた中心線と主げた中心線上にそれぞれ剛性を持つ線材と仮定し、平面格子理論で断面力の解析を行な

表 - 2.1 東北新幹線 P C 標準げた一覧表

使用 区間	軌道 種別	けた長 (m)	スパン (m)	主げた 型 式	けた高 (m)	反力 (1シュー当り)		シュー の種別	寸法(mm)図-2.1参照		
						全死荷重 反力(t)	全活荷重 反力(t)		t	b	h
一 般 区 間	ス ラ ブ 軌 道 用	14.96	14.4	I型4主 げた	1.30	67.0	95.8	スベリシ ュー	250	600	250
				6	0.90	63.7	80.1	"	900	900	-
		19.96	19.4	4	1.65	84.7	122.2	"	250	600	300
				6	1.10	61.9	85.2	"	350	900	300
		24.96	24.2	4	2.00	104.2	150.1	"	250	600	300
				6	1.35	93.5	123.9	"	350	900	300
		29.96	29.2	4	2.40	126.5	179.0	BPシュー	250	600	300
				6	1.95	104.8	140.0	"	250	600	300
				8	1.50	97.2	123.1	"	350	800	300
		34.96	34.2	4	2.95	153.1	212.5	"	250	600	300
				6	2.30	124.3	164.0	"	250	600	350
				8	1.90	118.5	149.2	"	350	800	300
	バ ラ ス ト 軌 道 用	39.96	39.2	8	2.45	122.3	158.3	"	250	600	350
		44.96	44.2	8	2.80	143.2	183.6	"	250	600	350
		49.96	49.2	8	3.10	161.9	209.5	"	250	600	400
		19.96	19.4	I型4主 げた	1.80	105.2	142.8	スベリシ ュー	250	600	300
				6	1.15	90.2	113.6	"	350	900	300
		24.96	24.2	4	2.20	130.4	176.2	"	250	600	300
				6	1.45	110.1	140.5	"	350	900	300
		29.96	29.2	4	2.65	158.8	211.1	BPシュー	250	600	300
				6	2.15	128.0	163.0	"	250	600	300
				8	1.70	113.0	138.8	"	350	800	300
	ス ラ ブ 軌 道 用	34.96	34.2	6	2.65	152.5	191.9	"	250	600	300
				8	2.10	118.5	149.8	"	250	600	300
		39.96	39.2	8	2.65	145.9	182.0	"	250	600	350
		34.96	33.71	箱型げた	2.20	278.0	414.0	ローラー シュー	-	-	-
		39.96	38.71	"	2.50	326.0	478.0	"	-	-	-
		44.96	43.71	"	2.90	391.0	557.0	"	-	-	-
雪 害 区 間	ス ラ ブ 軌 道 用	49.96	48.71	"	3.30	449.0	630.0	"	-	-	-
		59.96	48.71	"	8.90	520.0	715.0	"	-	-	-
		59.96	58.56	"	4.10	591.0	799.0	"	-	-	-
	バ ラ ス ト 軌 道 用	14.96	14.4	I型4主 げた	1.30	82.3	108.2	スベリシ ュー	250	600	250
		19.96	19.4	4	1.70	107.0	142.0	"	250	600	300
				6	1.10	100.0	120.0	"	350	900	300
		24.96	24.2	4	2.10	131.9	172.3	"	250	600	300
				6	1.40	122.7	150.0	"	350	900	300
		29.96	29.2	4	2.50	152.4	202.0	BPシュー	250	600	300
	ス ラ ブ 軌 道 用			6	2.05	137.3	169.0	"	250	600	350
				8	1.60	121.0	145.6	"	350	800	300
		34.96	34.2	8	2.15	139.5	168.0	"	250	600	300
		39.96	39.2	8	2.55	156.7	192.0	"	250	600	350
		39.96	38.71	箱型げた	2.60	379.0	531.0	ローラー シュー	-	-	-

うと、スラブが連続している効果を考えてないので、計算されるねじりモーメントは実際よりも過大となる。これを補正する方法として次の2ケースについて考えた。

スラブの効果を考えるために、横げたの有効幅として、 $6t + b$ (t ; スラブ厚, b ; 横げたウェブ幅) をとり、横げたの有効幅を差し引いたスラブについてこれを仮想横げたと想定し、さらに細い網目の平面格子として解析する。また一方、仮想横げたを考えない場合に計算されたねじりモーメントの一部は、床版の局部的な曲げによって横方向に分担されるものとし、主げたのねじり角と床版のたわみ角は等しいとすることにより、主げたの受けもつねじりモーメントを低減されることも考えた。ねじりモーメントの低減率は2ケースのことを考え、スパン、主げた間隔、横げた間隔などによりことなるが大体85%ぐらいになった。



(注) 1 ()内は雪害区間用を示す。2 直線軌道の軌道中心は構造中心と一致する。3. t , b , h は表-2.1を参照

図-2.1 主げた配置図

2.1.3 スラブ、張り出し部の設計

主げたに作用する曲げモーメントが多少アンバランスであっても曲げ応力度におよぼす影響は太くないので、ねじりモーメントを小さくするように主げた配置を考えた場合が有利である。横方向スラブの曲げモーメントの計算は、固定度を変化させたラーメン構造、連続版などを考えたケースについて検討した。

高欄などを支持する張り出し部は、列車が高速で通過するときに振動をし、静的に考えたモーメントよりも大きなモーメントを生じるため、高欄自重を1.6倍した荷重についても検討し、鉄筋許容応力度 $\sigma_{sa} = 1400 \text{ kg/cm}^2$ をとることとした。

2.1.4 架設時の検討

複線8主げた(特に40m以上)の1本当りのけたは、けた高に比較して上フランジ幅が小さいので横方向剛性が少く、移動架設時のわずかの傾斜によって横方向変位を生じ、このためけたが破壊する恐れもある。このため、上フランジに補強鉄筋を入れ横剛性を増加させることとした。しかし、補強鉄筋だけでは完全なる安全性は得られないので、施工時十分なる注意が必要である。

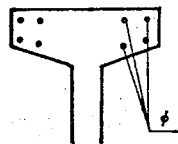


表-2.2

けた長	$20 < L$	$20 \leq L < 30$	$30 \leq L < 40$	$40 \leq L < 45$	$45 \leq L$
複線4主げた	D13	D13	D16		
6主げた	D13	D16	D19		
8主げた			D19	D22	D25

2.2 PC箱げたの標準設計

2.2.1 設計計画

一般に、けた長35m以上になるとPC箱形断面の橋りょうがI形断面のものよりも工事費も安く、けた高も低くすることができて、橋りょうのアプローチも含めて有利となる場合が多いが、通常の場合ステージングの施工できる場所に限定される。東北新幹線についても山陽新幹線と同様に、施工性、経済性などについて検討した結果、断面形状として1室タイプを採用することにした。

PC複線一室げたの断面形状は張り出し部のモーメント、スパンモーメント、ウェブ固定モーメントなどが決定要素となるため、ウェブ中心距離を変化させて比較した結果、一般区間用では下スラブ幅を5.5m、雪害区間用では5.7mにすることにした。スラブ軌道用一室箱形げた基本断面は図-2.2に示す。

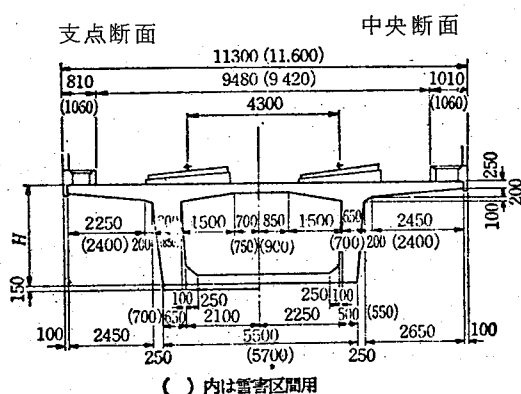


図-2.2 スラブ軌道用一室箱形げた基本断面

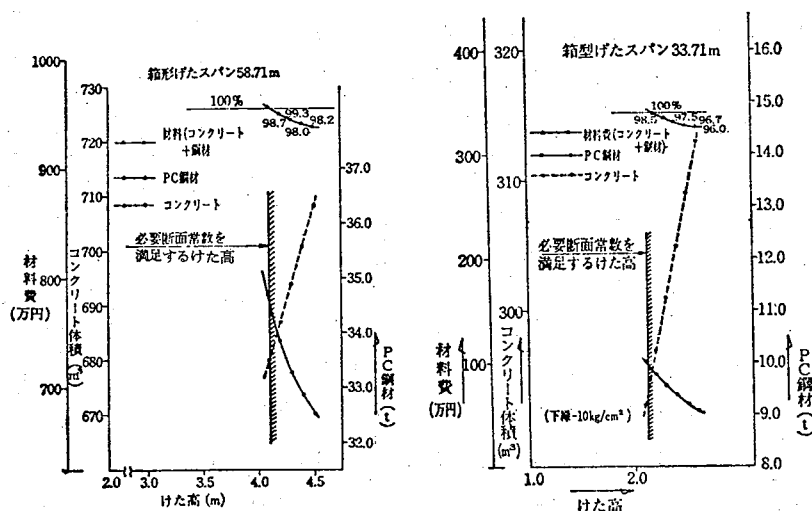


図-2.3 (a)

図-2.3 (b)

2.2.2 PC箱げたのけた高
あるスパンについてのけた高は、上下縁のコンクリートの応力度を満足する所要断面常数より求めることにした。すなわち、

$$Z' = \frac{M_e + M_d + (1 - \eta) M_{do}}{\sigma_{cae} - \eta \sigma_{cat'}}$$

$$Z = \frac{M_e + M_d + (1 - \eta) M_{do}}{\eta \sigma_{cat} - \sigma_{cae'}}$$

上2式を満足するけた高は、0.4m高いけた高の材料費と比較したとき2～3%程度高い材料費となるが、橋りょうのアプローチの構造物と合せ考えればけた高の低い方が有利である。(図-2.3 けた高・材料費比較参照)

2.2.3 ウェブ、張り出し部の設計

ウェブはRC構造とし、コンクリートの全断面有効と考えたときの引張応力度 5 kg/cm^2 以下になるようにし、張り出し部はPC構造とし、常時荷重の組合せについては引張応力度 5 kg/cm^2 まで許容することにした。

なお、飛雪荷重の作用する雪害区間は、荷重が大きくかつ確率も少ないことを考えて、張り出し部の引張応力度は 15 kg/cm^2 まで許容することにし、所要の鉄筋を配置することにした。

2.3 標準設計 P C げたの適用範囲の拡大

標準設計の P C げたは、けた長が 5 m 単位にまとめられているが、現場の条件で中間スパンが必要になる場合が多い。標準げたの適用範囲の拡大は次の方法によった。

- (1) 断面形状、ケーブル配置、鉄筋などの配置は変更しない。
 - (2) コンクリート、鋼材、鉄筋などの許容応力度は標準設計で決めた値と同一にする。
 - (3) スパンを長くする場合、余力ある P C 鋼材の緊張力を増加すること、コンクリート圧縮強度の増加 ($\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$ を 450 kg/cm^2 にする) などを考える。
 - (4) スパンを短くする場合、P C 鋼材の緊張力を減少または鋼材本数の減少を考える。
- 上記の方法で検討した結果の一部を表 - 2.3 に示す。

表 - 2.3 スラブ軌道用 P C げた適用範囲拡大条件

i) PC箱型げた

ii) PCI型げた

標準設計 スパン(m)	-4m	-3m	-2m	-1m	+1m	+2m
33.71	—	—	—	—	△	□
38.71	⊖	⊖	⊖	⊖	△	□
43.71	⊖	⊖	⊖	⊖	△	□
48.71	⊖	⊖	⊖	⊖	△	□
53.71	⊖	⊖	⊖	⊖	△	□
58.56	⊖	⊖	⊖	⊖	—	—

スパン増の場合

スパン減の場合

△ 導入力を増す

○ 導入力を減らす

⊖ $\alpha_k = 450 \text{ kg/cm}^2$ にすれば

Ⓜ $\odot$ 内の数値のケーブル本数を減らす。

R=4000mm可

□ 直線状道の可

× 使用不可能

標準設計 スパン(m)	ケーブル 長さ	-4m	-3m	-2m	-1m	+1m	+2m
14.4	4 6	— —	— —	— —	— —	△ ⊖	□ ×
19.4	4 6	Ⓜ Ⓜ	Ⓜ Ⓜ	Ⓜ Ⓜ	Ⓜ Ⓜ	△ △	□ □
24.2	4 6	Ⓜ Ⓜ	Ⓜ Ⓜ	○ Ⓜ	○ ○	□ □	×
29.2	4 6 8	Ⓜ Ⓜ Ⓜ	Ⓜ Ⓜ Ⓜ	○ Ⓜ Ⓜ	○ ○ ○	△ △ ⊖	□ △ ×
34.2	4 6 8	Ⓜ Ⓜ Ⓜ	Ⓜ Ⓜ Ⓜ	○ ○ Ⓜ	○ ○ Ⓜ	△ △ △	□ △ ⊖
39.2	8	Ⓜ	Ⓜ	○	○	△	△
44.2	8	Ⓜ	Ⓜ	Ⓜ	○	△	⊖
49.2	8	Ⓜ	Ⓜ	Ⓜ	Ⓜ	—	—

スパン増の場合

△ 導入力を増す

⊖ $\sigma_{ck}=450 \text{ kg/cm}^2$ にすれば

□ $R=4000 \text{ m}$ 可

⊖ 直線軌道のみ可

スパン減の場合

○ 導入力を減らす

⊖ ○内の数値のケーブル本数を減らす。

× 使用不可能

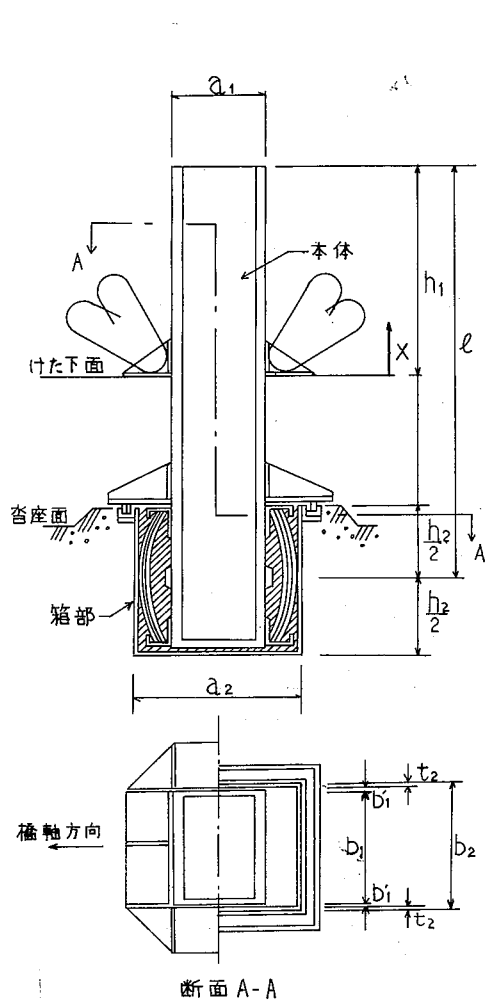
3. P C 鉄道橋の耐震設計

前述のように、社会的境界条件の変化にともない、これに適応しうるようスパンの大きい橋梁においても P C げたの採用が多くなって来た。

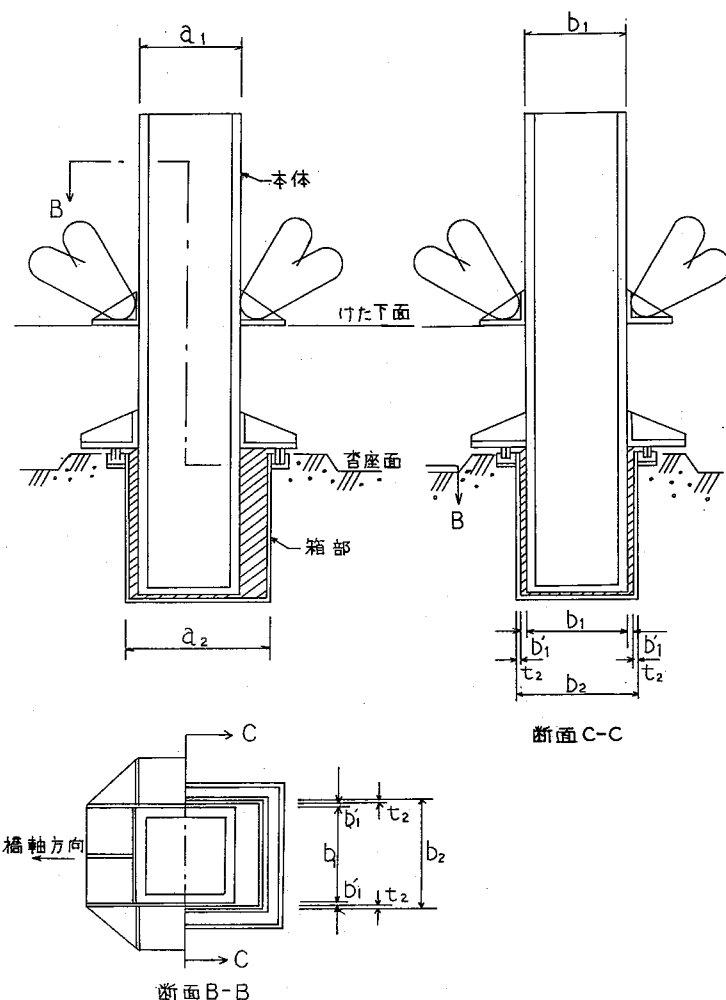
一方、特に東北新幹線は大河川と斜角に交差することが多く、流量阻害を少なくするため橋脚の直径および本数が制限されることが多い。したがって、上部工が益々長大化即ち重量増大化するに反し、下部工は益々スレンダーなものになりつつある。

このため地震時における橋軸方向の水平力をいかに扱うかが長大橋設計のポイントとなっている。即ち、橋軸方向地震時水平力が 3000~5000 ton さらに 6000 ton を超えるような橋梁も出現しており、この力を 1 箇所橋台もしくは橋脚において負担することは不可能である。

したがって、通常の使用状態における荷重（制動荷重、始動荷重、ロングレール縦荷重、温度変化）に関しては自由（変形を拘束しない）に移動できるものであり、地震力のように急激



図－3.1 (a) 固定側ストッパー



図－3.1 (b) 可動側ストッパー

に作用する力に対してのみ、その力を下部工に伝達することのできる装置が必要である。このため、国鉄では従来からオイルダンパーストッパーを使用してその目的を完遂させている。

オイルダンパーストッパーの略図を図－3.1に示してあるが、上半分をけたに固定し、下半分を箱部に挿入した本体と、ピア等下部工に固定された箱部から成り立っている。そして図中ハッチをほどこした部分に粘性材料が填充されている。

また、常時荷重に対する固定ストッパーとしては図－3.1(a)に示すように、本体と箱部間に粘性材料の他に鋼製板バネを設置してある。この板バネにより復元力を有する固定ストッパーとなる。

一方、地震時に関しては、急激に作用する力によってけたと下部工即ちストッパー本体と箱部の間に相対的な変位を生ずると、ストッパー本体が箱部内いわゆる粘性材料内を移動することとなる。箱部内に填充された粘性材は密封されており、本体の前後運動につれて、図中箱部内のすき間を前後に移動せざるを得ない。しかし、粘性材料であるため、地震力のように急速に生ずる力に対しては抵抗力を生ずる。この粘性抵抗力により地震力が下部工から上部工へ伝達される。

したがって、図中 b_1 のすき間の調整により上下間の力の伝達を自由に変化させることが可

能となる。ただし、このすき間のみの算定により橋梁全体の設計が完了する訳にはゆかない。つまり、連続げたにおいては、橋梁全体の固有振動数および各橋台、橋脚の剛度、フーチングの回転性能、基礎条件により種々異なるものである。したがって、その都度動的解析により検討を行なうことを原則としている。

以上のような機能を発揮するため、ストッパーに使用する粘性材料は下記のような特性を有していることが要求される。

- 1) 温度変化に対して安定した粘性特性等を有した材料であること。
- 2) 時間的変化に対しては耐久性等変化が少ない粘性であること。
- 3) 温度膨張率が小さいものであること。
- 4) 圧縮弾性率が高いものであること。

これらに対して使用している粘性材料は、アスファルト、石綿粉を主成分とし、シリコン系の添加剤のほか、グラファイト系の固体潤滑剤、粘性安定剤を混合した物質であり、その詳細についてはメーカーのノウハウとされている。

3.1 ストッパーの設計

水平力の分散率 ストッパーを使用し、各橋台、橋脚に橋軸方向地震時水平力を分散させる場合、各下部工へは、鉛直反力に比列して分散するのが最良の方法である。しかし、前述のように、各下部工の剛度の差、基礎条件の差により必ずしも鉛直反力に比例させることは出来ない。したがって、各下部工の条件が均一でない場合には、可能な限り鉛直反力に比例させるよう配慮するとともに、必ず動的解析を行なうのを原則とする。

また、動的解析を行なってみると明らかであるが、各橋台、橋脚に発生する応答最大せん断力の和は、必ず100%を超過する。これは、各橋台、橋脚に最大せん断力の応答値が発生する時刻がおのおの異なるためである。したがって、下部工の設計を行なう場合の地震時水平力の合計は、ある程度の割増しを行なう必要がある。これに対して国鉄では従来、連続げたにおいて30～50%の割増しを考慮し、単純げたにおいては0.5と0.5の分散率とし、固定支承のみこの値を30%割増している。

以上のようにして、各下部工への作用水平力 H が決定すれば、下式によりストッパー本体の設計計算を行なっている。

$$M_{max} = -\frac{4H}{27} \frac{(3\ell + h_1)^3}{(2\ell + h_1)^2} \dots\dots\dots (3.1)$$

$$Q_{max} = -\frac{H}{3h_1} \frac{(3\ell + h_1)^2}{(2\ell + h_1)} \dots\dots\dots (3.2)$$

$$\sigma_c = -\frac{2H}{h_1^2 b_1} (3\ell + h_1) + \frac{6H}{h_1^3 b_1} (2\ell + h_1) x \dots\dots\dots (3.3)$$

ここに、

M_{max} ; ストッパー本体に生ずる最大曲げモーメント

Q_{max} ; ストッパー本体に生ずる最大せん断力

σ_c ; ストッパー本体の支圧面に生ずるコンクリート支圧応力度

$b_1 h_1 x$; 図-3.1 参照

σ_{ca} が決定すれば (3.3) 式より $x=0$ として得られる下式によって h_1 が求まり、以下 (3.1), (3.2) 式により本体が設計できる。

$$h_1 = \frac{H + \sqrt{H^2 + 6 \sigma_{ca} b_1 H \ell}}{\sigma_{ca} b_1} \dots\dots\dots (3.4)$$

また箱部は前面の所要支圧面積を下式により求める。

$$\sigma_c = \frac{H}{A} \leq \sigma_{ca} \dots\dots\dots (3.5)$$

ここに、

A ; 箱部前面の支圧面積 $= h_2 \times b_2$

またこの場合、箱部と本体との橋軸直角方向のすきま b'_1 を求める式としては、その後の研究により下式でもって計算し、振動解析により分散率の確認を行なうこととしている。

$$F = 0.142 e^{\frac{b'_1}{25}} \left(\frac{S}{4S} \right)^{1.54} v^{0.63}$$

F ; 抵抗力 (ton)

S ; ストッパー本体の抵抗面積 (cm^2)

$4S$; すきまの総断面積 (cm^2)

v ; 速度 (cm/sec)

なお、ストッパーの設計についての詳細は、構造物設計資料 No 32 1972 年 12 月 (日本鉄道施設協会 “PC 桁のストッパーの設計、小須田紀元”) を参照していただきたい。

4. 実 設 計 例

4.1 第2阿武隈川橋梁

東北新幹線は、関東平野を北上し、阿武隈川とほぼ平行して仙台平野に入り、また北上川と平行して盛岡に至るルートであるため、大河川と斜めに交差することが多い。一方河川管理の面から新幹線のような重要構造物においては、流量阻害を少なくするため橋脚の直径および本数が制限されることとなる。このため、河川管理者より、東北新幹線においては約 6 % の阻害率以内となるよう申し入れがあり、この結果、第2阿武隈川橋梁では橋脚は可能な限り細くして直径 6.5 m の円形断面となった。

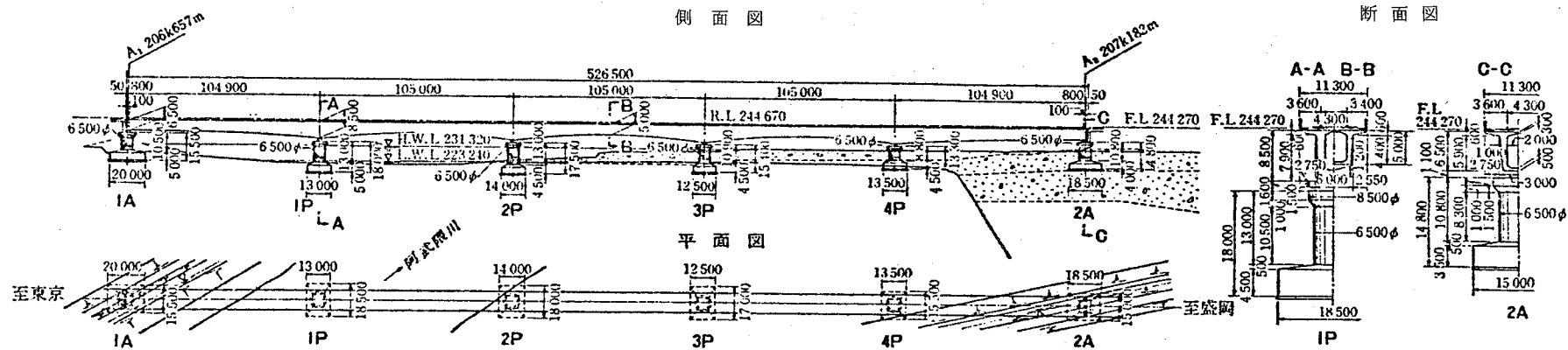


図 - 4.1.1 (a) 第 2 阿武隈川橋梁

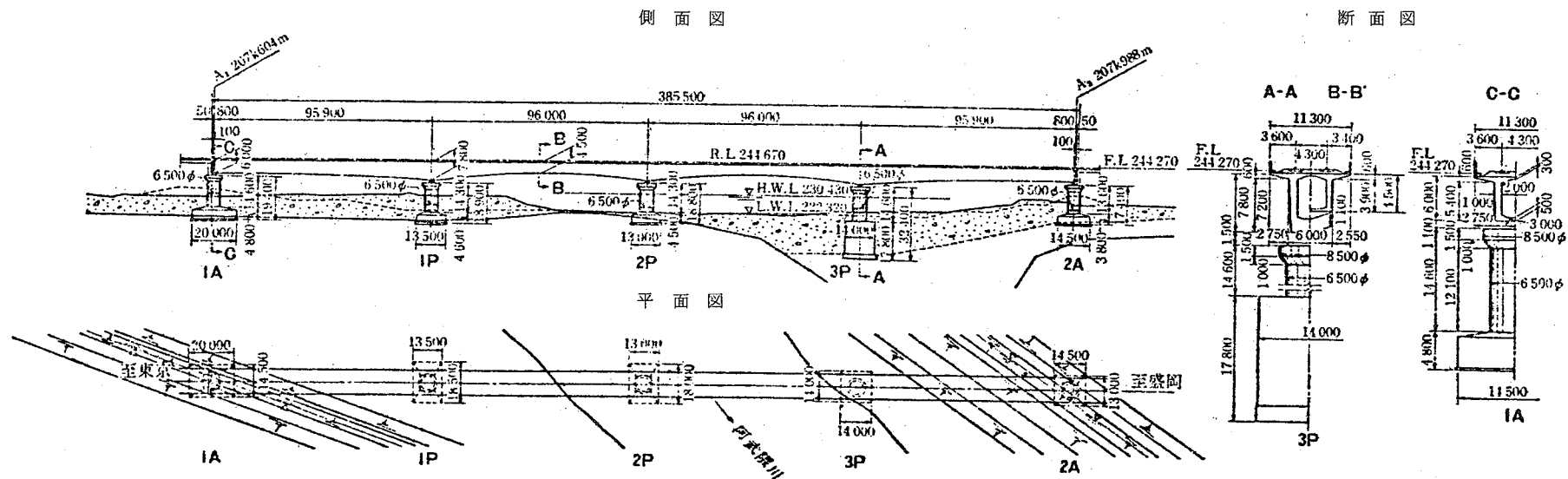


図 - 4.1.1 (b) 第 3 阿武隈川橋梁

4.1.1 上部工の設計

(1) 比較検討

橋梁部周辺地区は現在のところ密集地帯とは言えないが、区画整理も終了しており追々住宅地域となるものと思われるので、列車走行時の影響等を考慮する必要があること。

本橋梁は阿武隈川の蛇行部を約 30° の斜角を有して横断し、河川流水の阻害の面を考慮して、橋脚は直径6.5 mのもの4本に制限されたこと。

以上の事柄を勘案して鋼トラス橋梁との経済比較を行なったが、当所は地盤条件も非常によく、1カ所のみ砂礫層上であるが、他は直接岩盤に定着することが可能であり、重量構造物であっても下部工が設計可能であり、トラス橋の方が若干安価ではあるが騒音防止の面からプレストレストコンクリート連続橋とすることとなった。

また本橋りょう架設地点は、左岸側の河川改修のみ終了しているが右岸側は未施工であり、拡幅計画があり、2P～2Aの区間は陸上部での施工となる。したがって、陸上部施工の場所においては、ワーゲン施工法と支柱式支保工上施工法の両方についても比較検討を行なうこととした。しかし、この地点が徳定遺跡と称される平安時代の住居跡であることをも考慮し、極くわずかであるが安価なワーゲン施工法の採用に踏み切った。

また、従来鉄道橋におけるPC連続げたの最大スパンは、中央西線第3木曾川橋梁、および武蔵野線多摩川橋梁の80 mであり、これらはいずれもディビダーク工法であった。一方、フレシネーカンチレバー工法では中央西線第2木曾川橋梁の60 mが最大であり、また鉄道橋における施工実績が少ない。これらを考慮して本橋梁はディビダーク工法と決定した。

(2) 設計条件

型 式；PC複線一室箱形鉄道橋

構 造；5径間連続げた

ス パ ン；104.9 m + 3 × 105 m + 104.9 m

施 工 法；ディビダーク工法

列車荷重； $N = 18 \text{ ton}$ ， $P = 19 \text{ ton}$

許容応力度

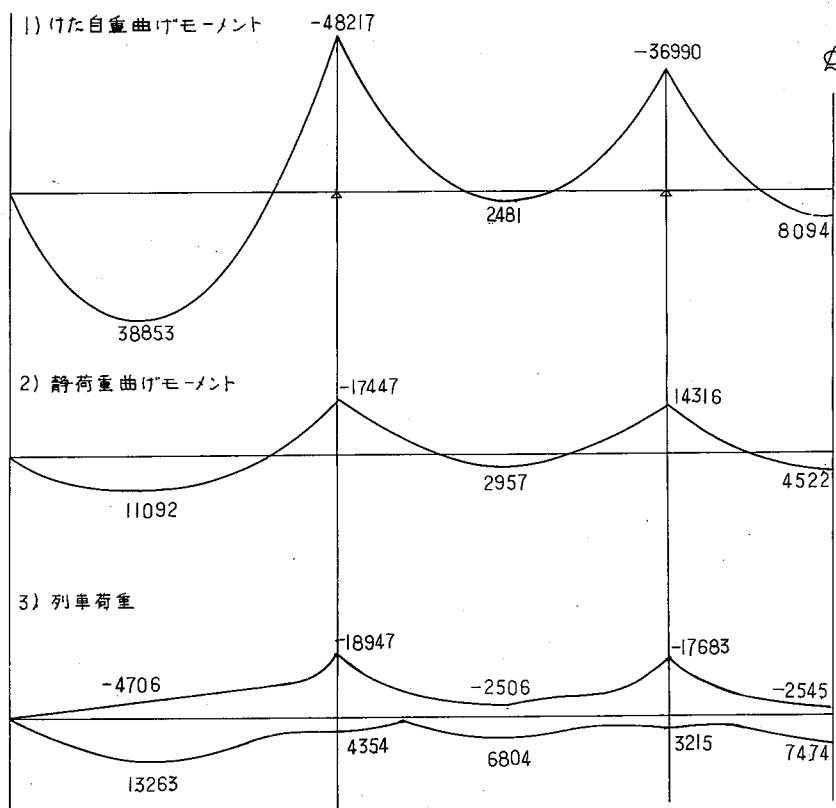
コンクリート	設計基準強度	$\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$
	曲げ圧縮応力度	$\sigma_{ca} = 130 \text{ kg/cm}^2$
	曲げ引張応力度	$\sigma_{cta} = 0 \text{ kg/cm}^2$
	斜引張応力度	
	設計荷重時	$\sigma_{Ia} = -9 \text{ kg/cm}^2$
PC鋼棒	破壊荷重時	$\sigma_{Ia} = -20 \text{ kg/cm}^2$
	S B P R 95/120	
	設計荷重作用時	6600 kg/cm^2
	プレストレス導入直後	8075 kg/cm^2
鉄筋	プレストレス導入時	8550 kg/cm^2
	S D - 35	
	引張応力度	$\sigma_{scl} = 1800 \text{ kg/cm}^2$

(3) 設計概要

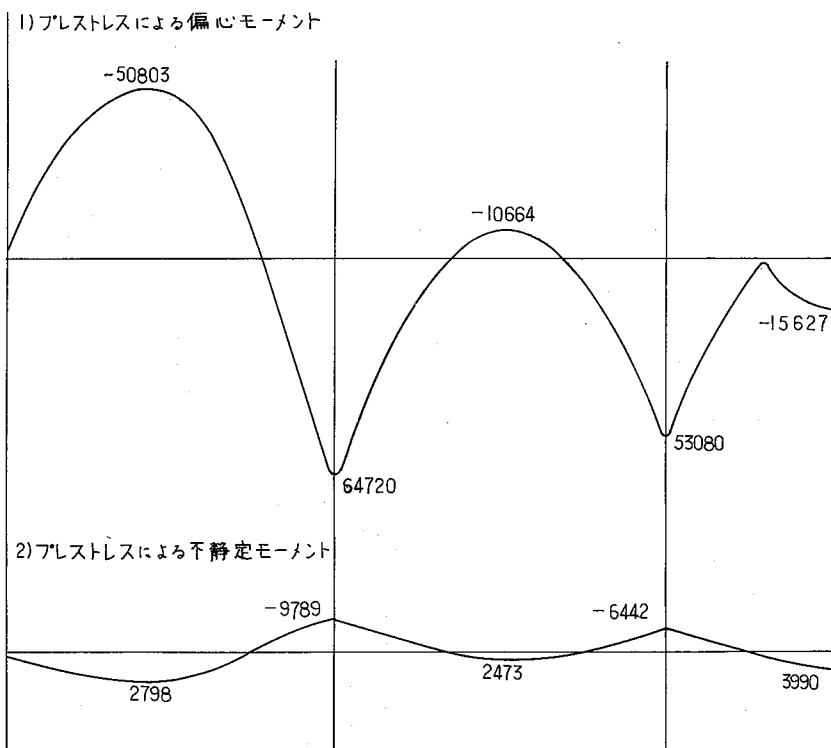
本橋梁は今までにない105 mという長スパンのものであり、耐震性等種々の研究的事項が多くあり、そのため設計上では新しい事柄の導入は極力おさえることとした。このうち、新しいことと言えば、上部工では $\phi 32$ mm鋼棒の採用のみである。従来国鉄では $\phi 26$ mmまでの鋼棒の使用を原則としていたが、 $\phi 26$ mm鋼棒を使用した場合、本橋梁1 Pの支点上で500本、側径間スパン最大モーメント(4/10点)の点では490本と非常に多くなる。このため施工条件の改良をを目的として $\phi 32$ mm鋼棒を使用することとした。これにより、1 P支点上では290本、側径間4/10スパン断面では、292本と非常に少なくすることができた。

主鋼棒として $\phi 32$ mmを使用するのは国鉄においては最初であるため、ネジ部等の疲労に対する安全性については十分に検討を行なった。

また、主げたの応力



荷重による曲げモーメント図



プレストレスによるモーメント

図 - 4. 1. 2

度検討においては、施工時、列車荷重載荷時（ $t = t_{\phi/2}$ ）とクリープ終了時（ $t = t_{\infty}$ ）について行なっている。曲げ応力度は種々の条件を考慮し若干余裕のある設計とした。

各荷重による曲げモーメント図を図－4.1.2に示す。

この図でわかるように、死荷重によるモーメントが約80%を占めており、常時大きい曲げおよびせん断応力度が生じていることになる。せん断応力度に抵抗するため斜鋼棒を配置しこれに対処した。

また、横断方向は通常のようにボックスラーメンにより解析し、上床版のみP C鋼棒SBPR 95/120 ϕ 26により、80 cmピッチで補強し、他はR C構造とした。

これら以外の所はすべて他の橋梁と同様の方法により設計を行なった。

4.1.2 シューの設計

各種荷重による反力を表－4.1.1に示してあるが、最大ピア－反力は約8750 tonにもなる。

表－4.1.1 反 力 表

（単位：t）

		1 A, 2 A		1 P, 4 P		2 P, 3 P	
		$t = \phi/2$	$t = \infty$	$t = \phi/2$	$t = \infty$	$t = \phi/2$	$t = \infty$
(1)	自重	2032	2029	5499	5565	4375	4323
(2)	静荷重	546	546	1622	1622	1396	1396
(3)	= (1) + (2)	2578	2575	7121	7187	5771	5719
プレ ス ト レ ス	(4) 不静定反力	41	51	-5	-52	-46	1
	(5) プレストレス減少による反力	-12	-12	24	24	-12	-12
	(6) = (4) + (5)	29	39	19	-28	-58	-11
(7)	= (3) + (6)	2607	2614	7140	7159	5713	5708
活 荷 重	(8) L_{max}	598	598	1589	1589	1490	1490
	(9) L_{min}	-112	-112	-172	-172	-155	-155
設 計 重 時	(10) = (7) + (8)	3205	3212	8729	8748	7203	1198
	(11) = (7) + (9)	2495	2502	6968	6987	5558	5553

したがって、1ピア－当り2ケのシューを採用したとして、1シュー当り4375 ton という非常に大きい反力となる。

従来長大P C鉄道橋で採用していた1本ローラー方式では、ローラーの直径が非常に大きくなる。またそのため安全性を確認しようとしても、その試験設備がないことなどを考慮して、複数ローラー方式のシューを採用することとした。

図－4.1.3にそのスケルトンを示したが、合計8本のローラーを採用している。したがって、1本のローラーには約550 tonとなり、この程度のものは既に実橋梁にも採用されておりその安全性も確認済のものである。また、回転をとるために使用したピンは、神戸大橋において実績のあるものと同じものを使用することとした。

4.1.3 下部工の設計

前述のとおりピアーは直径 6.5 m に制限されており，SRC 構造等比較検討の結果直径 51 mm の異形鉄筋を使用した。詳細についてはコンクリートジャーナル Vol. 12, No 5, 1974 に記載されているので参照していただければさいわいである。

あとがき

以上，上部工の設計について概略を述べたが，スパンが 100 m を超過するものであり， $\phi 32$ mm 鋼棒等種々の新しい製品等を採用したが，可能なかぎり過去の技術を最大限にいかしたつもりである。

4.2 第 1 北上川遊水池橋梁

4.2.1 概 要

東北新幹線は，東北本線一関駅付近で現在線に併設されるが，一関駅の盛岡方で延長約 3 k 800 m の北上川を橋りょうで渡たる計画がなされ，現在工事は進行中である。北上川は本流部と遊水池部とからなり，このうち遊水池部は過去の水害例から遊水池全体を囲む 100 年確率の大堤防と 10 年確率の小堤防によって保護される計画である。建設省との河川協議により，流水域内の橋脚の阻害率を考慮して本流部は橋脚間隔 90 m 以上，遊水池部分は 31 m 以上と決定されたため，本流部分約 540 m は支間 90 m 6 径間の鋼トラスで，遊水池部分約 3 260 m は遊水路，小河川，県道等が点在するためこの箇所はけた下空頭 H.W.L + 2 m を満足するけた長 49.0 m とし他はけた長 31 m 以上でスパン割を計画した。また騒音，保守費の軽減を考慮して PC けたとすることにした。

スパン割を計画する際に考慮に入れる条件は，

- 1) 昭和 49 年 3 月着工して，昭和 51 年 3 月東北新幹線開業にあわせた適当な工区割とすること。
- 2) 橋梁延長が長いので，ほぼ類似の長さをもち単純な構造として工期の短縮をはかること。
- 3) 工事費が経済的であること。
- 4) 周囲の景観を損なわないこと。

等であった。スパン割はけた長 49.0 m の位置はすでに決定しており，それ以外の区間で数種類のスパン割を検討した結果支間 30.00 m と 32.00 m の 2 種類によることとした。

けた架設工法は，工型けた，総足場式の箱型けた，最近我国に技術導入された移動吊支保工によるゲリュストリーゲン工法，移動型枠のストラバーグ工法等を比較した。

図 - 4.2.1 に工区割とスパン割を，表 - 4.2.1 に上部工数量比較表を，表 - 4.2.2 にけた長 33.00 m についての 1000 m あたり工事費の比較表を示す。工法別にみると，工型けたは他の場所で製作したプレキャストけたを手のべ機械，トラッククレーン等によって架設可能であり，最も一般的な工法であるが，工けた 1 本の重量が 30.00 m で約 120 t，32.00 m で約 136 t である。架設本数も多く，工けたの転倒等に十分注意する必要がある，また通年施工が困難であり，次に箱型けたの総足場式工法は，支保工の仮設段取に時間を費やし工事費も経済的とはならず通年施工は不可能である。これらの方法に比較して，ゲリュストワーゲン工法，ストラバーグ工法は地表の条件に左右されないため通年施工が可能で，型枠支保工作業は機械操作

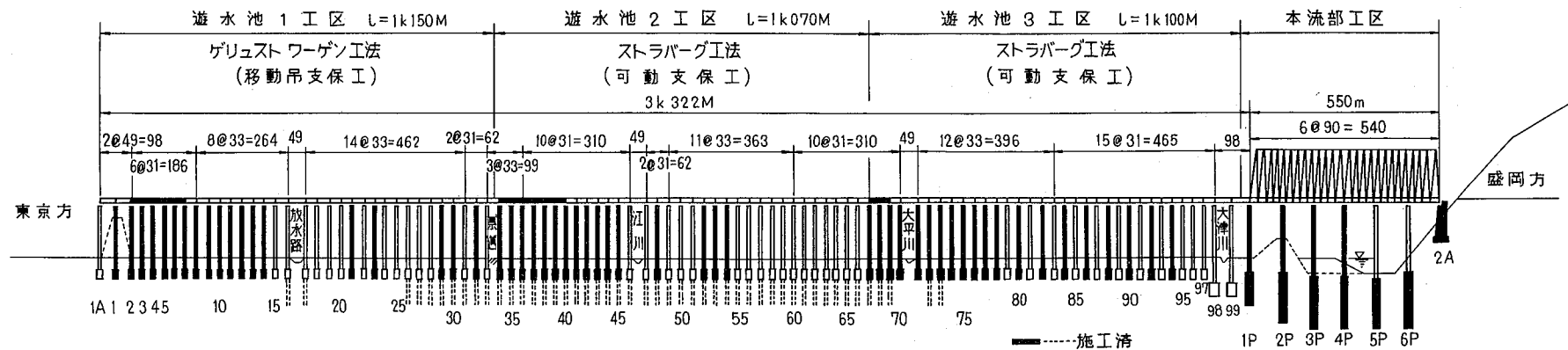


図 - 4.2.1 スパン 割

表 - 4.2.1 上部工数量比較表

種 別		単位	Box 2 室			Box 1 室			工 型 ケ タ		
			クタ長 31	33	35	31	33	35	31	33	35
コン クリ ート	主 ケ タ	m ³	255	270	285	258	274	289	4主 193	4主 215	6主 284
	場 所 打 部	m ³							55	58	40
	計	m ³	255	270	285	258	274	289	248	273	324
P C 鋼 材	主 ケ ー ブ ル	t	7.58	8.79	10.00	8.13	9.95	11.77	7.55	8.25	10.43
	横 締 鋼 棒	t				1.46	1.79	2.11	2.52	2.71	1.65
	計	t	7.58	8.79	10.00	9.59	11.74	13.88	10.07	10.96	12.08
鉄 筋		kg/m ³	114	116	118	105	103	100	クタ本体 82.4 場所打 157		クタ本体 82.4 場所打 157
型 枠	外 型 枠	m ²	456	485	514	454	484	513	894	1,004	
	内 型 枠	m ²	448	472	496	394	417	441			
	場 所 打 型 枠	m ²							373	401	

表 - 4.2.2 1,000mあたり工事量の比較(けた長32.0^M)

種 別	単位	上部工	下部工	合 計	順 位
P C 4 主 ケ タ	連	百万円 870	百万円 382	百万円 1,252	⑤
P C 2 室 (ストラバーク)	連	812	382	1,194	①
P C 1 室 (ストラバーク)	連	839	382	1,221	②
P C 2 室 (ゲリュストワーゲン)	連	851	382	1,233	④
P C 1 室 (ゲリュストワーゲン)	連	842	382	1,224	③
P C 2 室 (総足場)	連	1,042	382	1,424	⑥

によりおこなわれるため省力化に役立ち、工程が短縮され屋根おおいをかければ雨天も施工出来、工事費も比較的安い利点がある。

このような理由から支間30.00m、32.00mの場合はゲリュストワーゲン工法、ストラバーグ工法を採用することとし、各工法とも支保工型枠は支間32.00mのけたにあわせて製作し、30.00mの場合も使用出来る設計とした。なお、支間47.71mは総足場式によることとした。

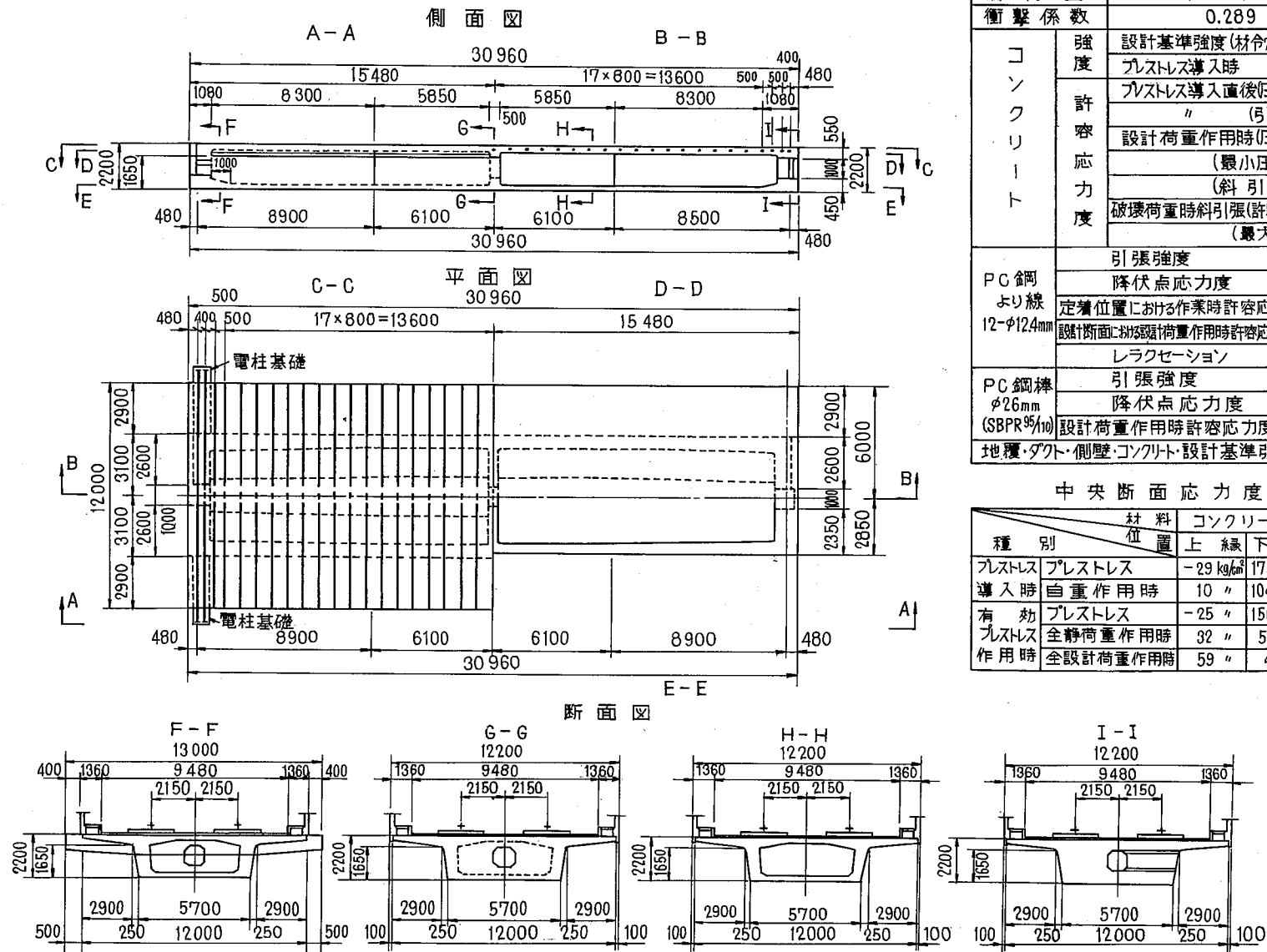
4.2.2 設 計

(1) 下部構造

遊水池一帯の地層は、沖積世砂礫層（N値 >30 ）が地表より3m～15mにわたって分布しており橋脚の基礎は直接基礎又は既製P Cくい（直径35cm）で支持している。橋脚躯体は上幅2.50mとして橋脚の高さによって線路方向に若干の勾配をつけ直角方向5.70mとして垂直におとす型式とした。また本流に近い橋脚は流水を阻害する危険を少なくするため四隅に丸味をつける等の配慮をしている。

(2) 上部構造

移動支保工を使用して架設する際、支間32.0mの場合で複線2室箱型けたが経済的であるので支間30.0mの場合も2室を基本として設計を進めた。一方、複線1室の場合も2室の場合に比較して数量的に差が少ないために設計をおこなっている（図－4.2.2 一般図、支間31.0mの場合）



設計条件

ス パ ン		30M000	
活 荷 重		N-18 P-19	
衝 撃 係 数		0.289	
コ ン ク リ ー ト	強 度	設計基準強度 (材令28日)	400 kg/cm ²
		プレストレス導入時	340 "
	許 容 応 力 度	プレストレス導入直後(圧縮)	170 "

中央断面応力度

種別	材料位置	コンクリート		PC鋼材
		上縁	下縁	
プレストレス導入時	プレストレス	-29 kg/cm ²	175 kg/cm ²	109 kg/mm ²
有効プレストレス作用時	自重作用時	10 "	104 "	109 "
	プレストレス	-25 "	150 "	94 "
	全静荷重作用時	32 "	50 "	96 "
	全設計荷重作用時	59 "	4 "	98 "

図 - 4.2.2 (a) 一般図

1) 断面形状

横断面は、橋面構造と活荷重に対して合理的なウェブ配置とした。1室の場合は上床版は $\phi 26$ 鋼棒（B種1号）を80cmピッチとし、ウェブで支えられた支間中央は $e_p = 4\text{ cm}$ 、 $R = 17.00\text{ m}$ の懸垂曲線としている。

2室の場合はウェブ間隔が3.35mと小さいので、はね出し部をもつ鉄筋コンクリートラーメンとして設計している。この場合の許容応力は、列車による繰返し荷重を受けるため建造物標準設計によってひび割れ幅を0.1mmにおさえ、死活荷重時 $\sigma_{s,a} = 1400\text{ kg/cm}^2$ 、死荷重の応力の上限值 $\sigma_{s,a} = 800\text{ kg/cm}^2$ とした。

横断面の設計は剛域を有するラーメンとして計算した。即ち、上下スラブに対しては部材厚を d としハンチにより部材厚の1.5倍となるところを剛域の始点とする。但しハンチが軸線となす角度が 25° 以下となる場合は 25° 以上の部分を有効とする。またウェブに対しては剛域を考慮していない。

けた高さは支間30.0m、32.0mとも施工上型枠形状をそろえて工事費の軽減をはかる意味と外観上から同一高さとし $h = 2.20\text{ m}$ とした。

表 - 4.2.3 設 計 条 件

活 荷 重	N - 18, P - 19	
衝 激 係 数	0.289 ($\ell = 30.0\text{ m}$), 0.282 ($\ell = 32.0\text{ m}$)	
コンクリート	強 度	$\sigma_{c,k} = 400\text{ kg/cm}^2$
		プレストレス導入時 350 kg/cm ²
	許 容 応 力 度	プレストレス導入直後 (圧 縮) 170 kg/cm ²
		(引 張) -15 kg/cm ²
		設計荷重作用時 (圧 縮) 130 kg/cm ²
		(最小圧縮) 0 kg/cm ²
		(斜 引 張) -9 kg/cm ² (-12 kg/cm ²)
		破壊荷重時斜引張 (許 容 値) -20 kg/cm ² (-25 kg/cm ²)
		(最 大 値) -40 kg/cm ² (-50 kg/cm ²)
P C 鋼より線 12- $\phi 12.4\text{ mm}$	引 張 強 度	175 kg/mm ²
	降 伏 点 応 力 度	150 kg/mm ²
	定着位置における作業時許容応力度	135 kg/mm ²
	設計断面における設計荷重作用時許容応力度	105 kg/mm ²
	レラクゼーション	5 %
地覆ダクト側壁コンクリート $\sigma_{c,k}$		240 kg/cm ²

(注) () 内数値はねじり考りゝの場合

支間が異なることによる作用モーメントに対する措置は、主ケーブル（ $12-\phi 12.4\text{ mm}$ ）の本数を28本（30.0m）に対して32本（32.0m）に増やした。また軌道はスラブ軌道であり、上下線間の軌道スラブ間は防水工を施こして床版を保護するが、床版上にケーブル定着の切欠部があると冬期の凍結融解作用を受けやすくなると考えられ、また施工性も考慮して主ケーブルは可能なかぎりウェブ端部定着とした。

東北新幹線は260 km/h 運転であり、そのため列車の走行性は橋脚上の折れ角 θ にも影響されるので国鉄ではこれに制限を設けている。連続した橋りょう上での許容折れ角限度は2.7/1000であり、支間32.00mの場合0.172/1000となっている。設計条件を表-4.2.3に示す。

4.2.3 施 工

ゲリュストワーゲン工法はコンクリート打設後内型枠搬出に好都合のように1室とし、ストラバーク工法は2本の支保工けたと支保工をかねた1本の送りけたよりなっているため、これら3本のけたが、コンクリート打設直後のウェブ荷重を支持するために適しているため2室の箱けたを施工している。

ゲリュストワーゲン工法は、橋脚上に全長70.0mの鋼箱けたを架設しこの箱けたから5.0 mピッチに横けたを取付ける。横けたから吊りけたをおろして固定及び可動足場を吊り、また横けたから吊り材（鋼棒 $\phi 26$ ，異形鋼棒2.5 mピッチ）をおろして外型枠を支持するものである。ウェブ部分の鉄筋，シースの組立てはすでに架設終了したけたの上でおこない，移動クレーンで搬入し上下床版の鉄筋はその後セットする。コンクリート硬化後，型枠を下げて脱型し可動足場を移動させて橋脚の幅をかわす。ワーゲンの移動は脚立 R_1 ， R_2 ， R_3 を移動させながら次の径間へ移動していくものである。その際 R_2 ， R_3 の支点はすでに緊張を終了したけたのウェブ上に位置するのでその時の応力を検討する必要がある（図-4.2.3 ゲリュストワーゲン工法施工方法及び順序図）。

ストラバーク工法は，前方をラーメン部材で結合した長さ38.0mの2本の支保工けた，及び後方で底型枠を取付け支保工けたを兼ね，前方で支保工移動用の前方台車が走行出来る全長74.0mの送りけたからなっている。2本の支保工けたと送りけたとの間には開閉出来る底型枠が取付けてあり，底型枠を開くことによって支保工けた移動の際橋脚を通りぬけることが出来る。コンクリート打設時には送りけたは各橋脚上の2台のジャッキで支持され支保工けたは前後とも橋脚にとりつけられた橋脚でラケット上の垂直ジャッキで支持されるので支保工にかかるコンクリート重量はすべて橋脚にかかることになる。支保工けたの移動作業は支保工けた移動と送りけた移動との二つの工程があり，まず支保工けた移動の際は後方は台車から吊材で支持され，台車はすでに完了したけたの上を，前方は支保工けたが前方ラーメンで固定された前方台車が送りけたの上を移動する。送りけたは，送りけたの下に配置されたワイヤーを橋脚上に固定しそれをたぐって移動する。ストラバーク工法は送りけたが前方の橋脚を大きく欠くので沓，ストッパーの位置については検討の必要がある（図-4.2.4 ストラバーク工法施工方法及び順序図）。

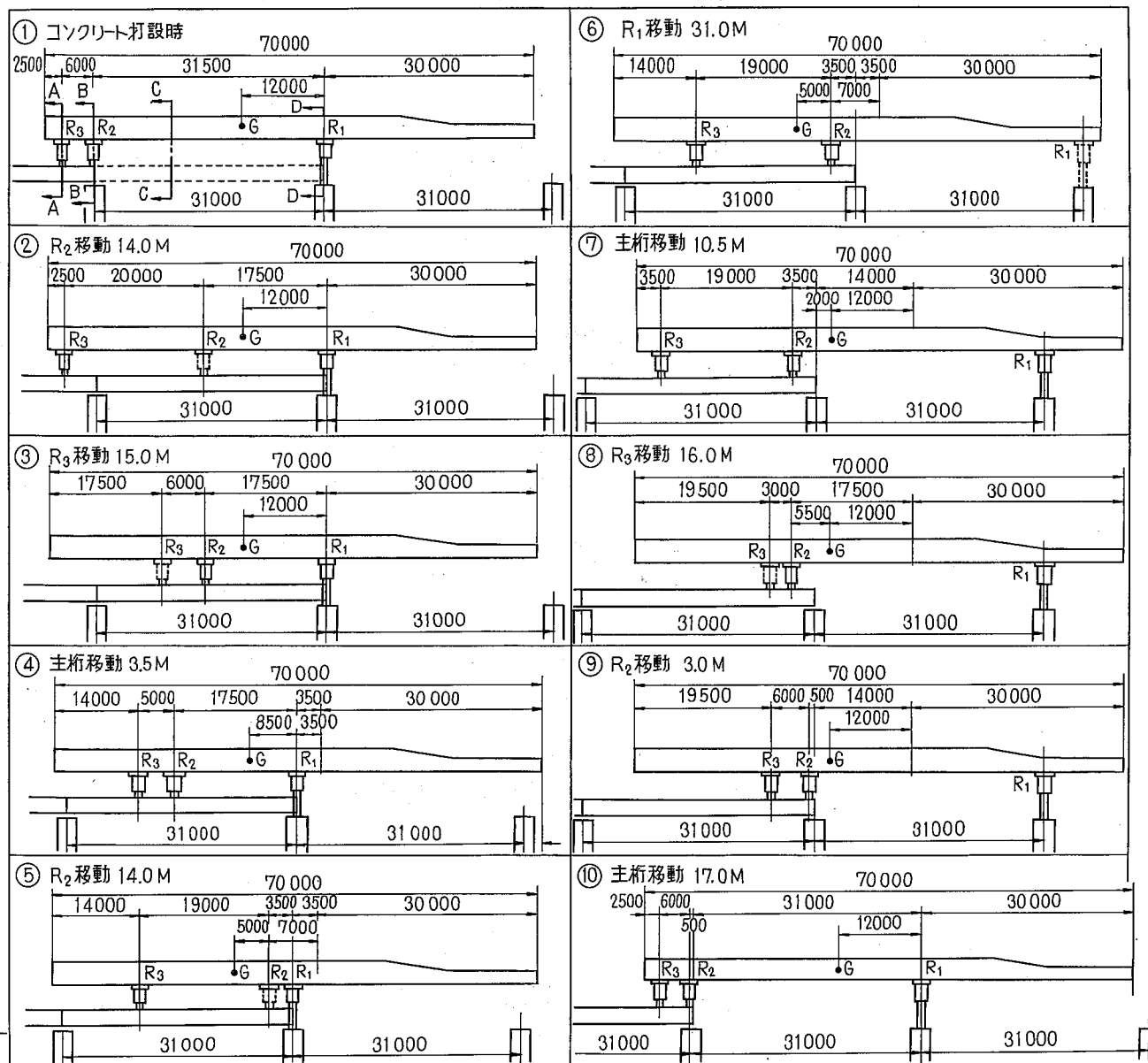
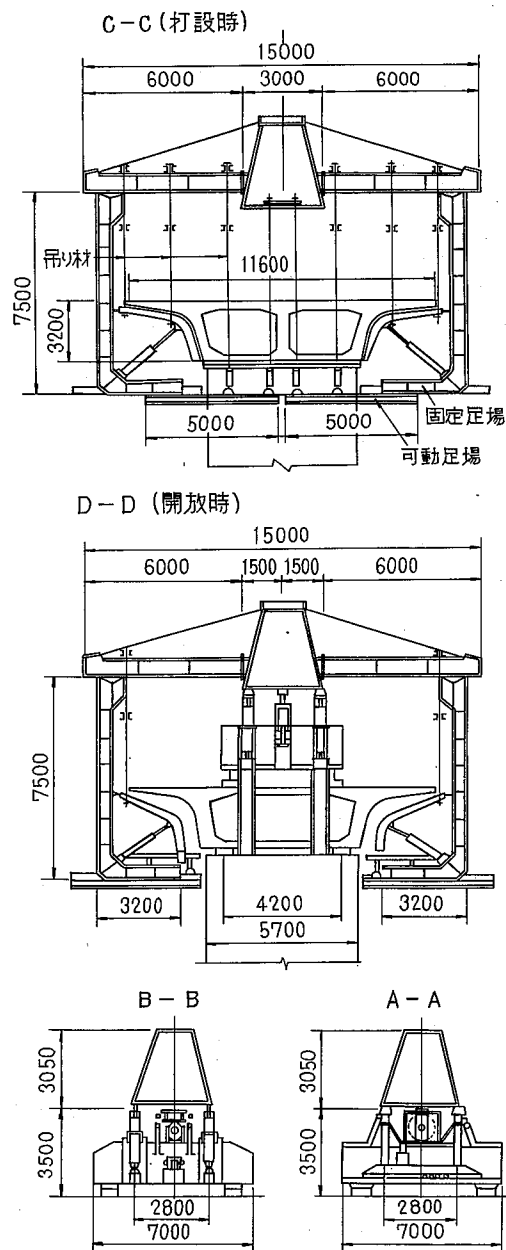
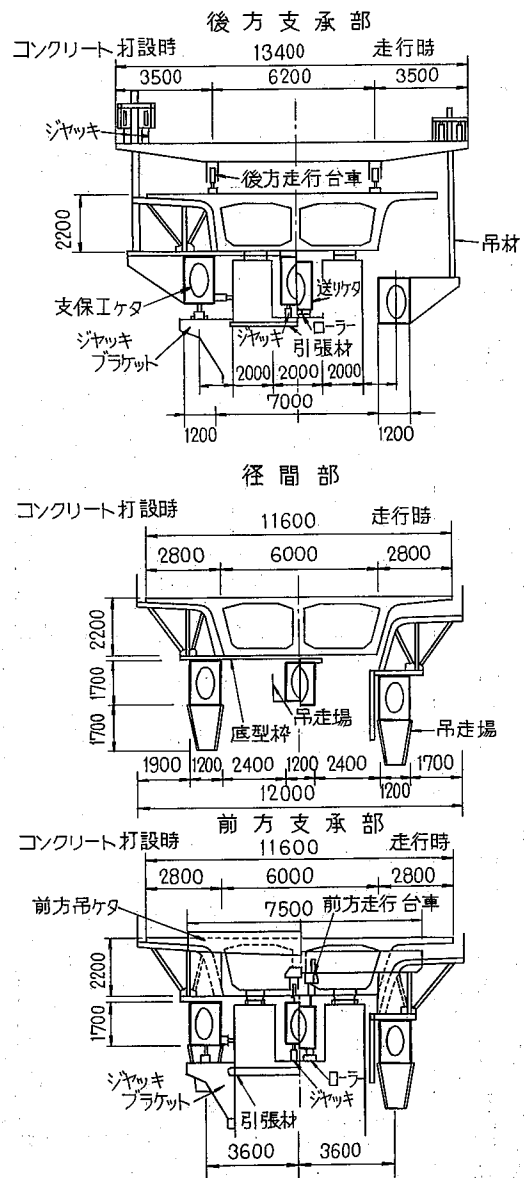
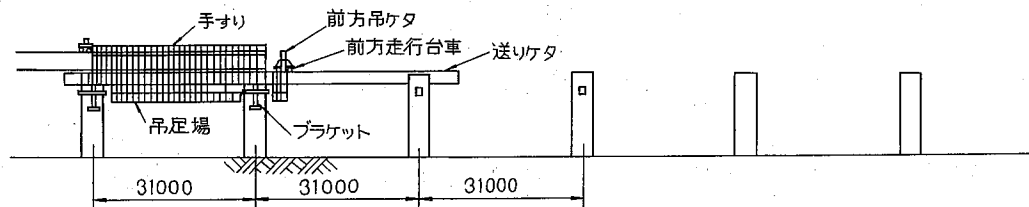


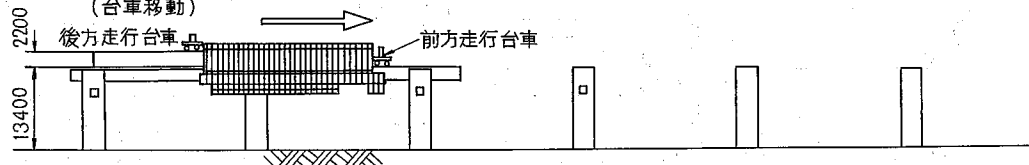
図 - 4. 2. 3 ゲルシュトワーゲンの施工方法および順序図



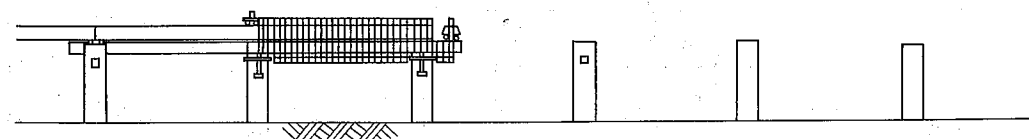
① 脱型底型枠開放



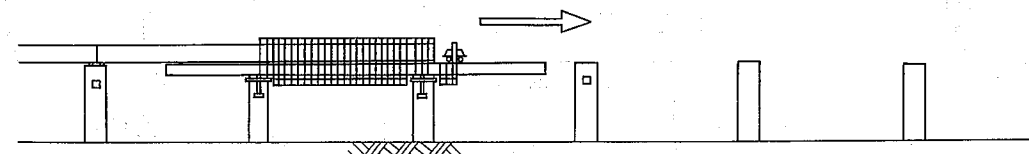
② 支保工桁前進 (台車移動)



③ 支保工桁セット



④ 送リ桁前進 (ローラー移動)



⑤ 送リ桁セット型枠セット

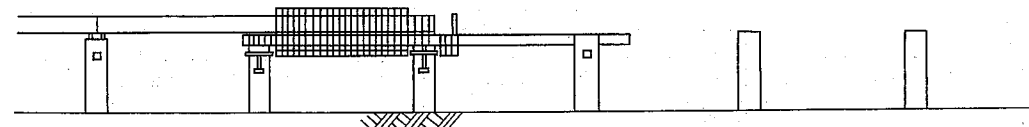


図 4.2.4 ストラバーク施工方法および順序図

4.2.4 その他

第1北上川遊水池矯りょうは、支間30.0mが45連、32.0mが48連、47.71mが5連の合計3224mで工法別にみると、ゲリュストワーゲン工法によるものが、30.0mが8連、32.0mが23連、ストラバーグ工法によるものが30.0mが37連、32.0mが25連となりかなり大きな工事量となっている。これが完成すると鉄道橋としては我国で最長となる。

PCパイルベント橋脚の設計例

1. ま え が き

近年、土木および建築構造物に使用する材料や構築法などが著しく発達して、その規模はますます大型化する傾向にあり、その結果として必然的に基礎構造に大きな支持力を求めるようになってきている。そのため従来の基礎工法では考えられなかったような深層の良質な支持地盤に、基礎構造物を到達させなければ構造物全体を安全に支持させる目的を達成することができなくなってきた。このようなことから建設工事における基礎工法のなかで、特にくい基礎が設計・施工ともにめざましい進歩を続け、より大径の、より長尺の基礎ぐいを効率のよい工法によって施工することにより、上部構造から要求される支持力や変位などの諸問題を解決してきた。

このような情勢下にあって、当然のことながらPCくいの需要が大幅にのびてきており、更にユーザーの期待にこたえるべくPCくいの設計・施工などについての技術向上を図るため、昭和44年8月にプレストレストコンクリート技術協会にPCくい技術委員会（猪股俊司委員長）が設立され、この委員会の下にくいの設計方法、くい打ち施工およびパイルベントの3小委員会が発足した。

パイルベント小委員会（鈴木俊男小委員長）は47年12月に第1回の委員会を開催し、今後の研究テーマおよび運営方法などについて討議を行なった。小委員会活動の目的としては、パイルベント構造は従前から小橋梁の橋台・橋脚や港湾の栈橋式岸壁などに多く利用されているが、PCくいの持つ材料的あるいは構造的性能が多分にパイルベント構造に適していることに着目して、その設計上および施工上の諸問題を再検討しようとするものである。なお小委員会で対象とするPCぐいは構造上はJISぐいの範囲とし、パイルベント構造に使用することを前提としているので大径ぐい（ $\phi 700 \sim \phi 1,200$ ）をとりあげることにした。

2. パイルベント構造に関する研究テーマの紹介

PCぐいがパイルベント構造に利用してメリットがあることは従前から知られていたが、諸外国では大規模な海上構造物（橋梁など）に多く採用されている。パイルベントは、基礎ぐいと脚柱（立ち上り躯体）とを一体として施工することができるから、基礎工事の工費の経済化や工期の短縮化などに大いに貢献する。特に河川、湖沼あるいは海をまたぐ橋梁においては仮締切りを設けて躯体のフーチングを築造する必要がないので、パイルベント形式は工法上からみれば好ましい構造といえよう。反面、我が国では構造物の設計時点で地震の影響を考慮しなければならないから、地震時における全体構造系の安全性を検討する必要があり、パイルベントのように比較的スレンダーな構造物の場合には、その挙動を把握しておかなければならない。

パイルベント小委員会では、PCくいを使用したパイルベント構造について設計・施工およ

び製作上の諸問題を小委のメンバーよりアンケート方式により提起して貰った。そして返答の内容を検討の結果、まずP C くい本体のねじり抵抗を実験により確認するため、昭和48年度の主な事業として「P C くいのねじり実験とその解析」をとりあげ報告書としてまとめた¹⁾。その結果、J I S 規格によるP C くにねじりモーメントを徐々に増加させていくとひびわれが発生するが、その後は破壊までの荷重増加は殆んど無くひび割れ発生直後に破壊に至っており、プレストレスによる効果あるいは鉄筋による抵抗が以外と少ないことがわかった。サンフェルナンド地震（1971年2月）において鉄筋コンクリート橋脚柱がねじり破壊を起した例²⁾から云って、P C くいを利用したパイルベント橋脚上の斜橋（曲線橋を含む）、あるいはフラットスラブ橋に対して地震時水平力が作用した場合、その方向によってはくい本体に相当のねじりモーメントが働くことがあるから、このような条件下においてP C くいを脚柱に使用する場合には十分な対応策を講じなければならない。

橋梁のような構造物にあっては一般に、単純げた橋においてはけたの一端を固定支承（ヒンジ支点）、他端を可動支承とし、また連続げた橋にあってはけたの1支点を固定支承、他のすべての支点を可動支承とするのが通例である。これは常時の温度変化や載荷重の影響によるけたの伸び縮みが自由にできるよう配慮された結果であるが、この考え方は下部構造は剛であって水平方向には変位しないものという前提に立っている。そのため地震による影響を検討する場合に、固定支承のある下部構造に大きな水平力が集中することになり、この水平力に抵抗するため他の基礎構造に比してその規模（くい基礎にあってはくい径や本数および躯体やフーチングの形状寸法など）が大きくなるのは当然と云えよう。しかしこのような基礎構造の配置は常時の鉛直力の作用に対してはアンバランスとなり、不等沈下を起すなど全体構造系からみればあまり好ましいものではない。

大径の鉛直ぐいを使用したパイルベント形式の橋脚の場合には、地盤面より或る程度突出した長さがあるので、その可撓性を利用して常時の上部構造からの水平変位に対応することができる。たとえば単純げた橋であっても、けたの両支点を固定支承としてパイルベントの枕梁とヒンジ結合したとしても、温度変化や活荷重載荷によるけたの伸縮を拘束したために生ずるけたの応力は、結合部のわずかな水平変位によって著しく減少する。このときのけたおよびくいの応力を計算して安全であれば、単純げた橋の両支点を固定支承とすることができるのであって連続げたの場合にも適用が可能である（図-1, 2参照）。この形式は全体構造の耐震性と、通行車両の走行性とを向上させることに大いに役立つが、設計にあたっては下記の各項目について十分配慮する必要がある。

- (1) 常時のけたの伸縮により生ずるけたおよびくいの応力度の照査をする。
- (2) 固定支承自体、支承とけたおよび支承と枕梁との連結部は十分強固にする。
- (3) くい頭部と枕梁の連結は完全固定とする。
- (4) 単純げたの固定支承同志を受ける橋脚では、支承部分の破損を考慮して強固な落橋防止

1) プレストレストコンクリート技術協会：プレストレストコンクリート第16巻第5号（S.49.10）

2) 建設省土木研究所：ロスアンゼルス地震調査報告会資料（S.46.4）

3) 鈴木俊男：けた橋と大径ぐい、鋼管杭協会機関誌（明日を築く）No.7（S.48.11）

装置を設けなければならないが、さらに橋座面も広くしておくのがよい。

(5) 端部の可動支承を受ける橋台および橋脚の橋座幅は十分広くとる。

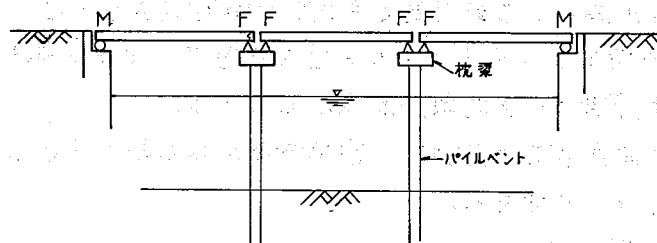
(6) このときの可動支承は温度変化や活荷重載荷の影響によるけたの伸縮に対して一定の範囲を滑動するが、許容以上の滑動に対してはその変位を拘束できるようにストッパーを設けなければならない。

この形式を採用した道路橋の一例を図-3に示すが、上部構造は中央径間部は3径間連続の鋼げた橋で側径間は単純Hげた橋である。中央支間の両端をヒンジ結合することにより生ずる常時のけたの増加応力度は、パイルベント形式の下部構造の変位を考慮に入ると、計算上は 8 kg/cm^2 程度の微小なものであって特にけたを補強する必要もなかった。パイルベントに使用したくいは鋼管ぐい($\phi 812$, $t=9\sim 14$)である。

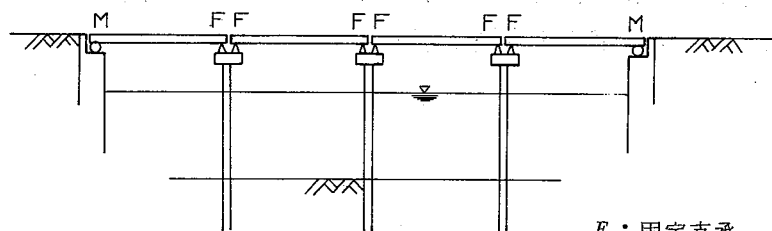
3. パイルベント橋脚の設計例

パイルベント小委員会の討議の中で標準設計の前段として、数例の設計計算例が提出された。P Cぐいを使用したパイルベント形式橋脚の場合は、

- パイルベント本体に軸圧縮力と同時に曲げモーメントが作用した場合、軸力を一定として曲げモーメントを増加させると、くいの撓みは次第に増加する。このような状態でのP C部材のバックリングについてプレストレス量との関係の検討が必要である。
- 一般にパイルベント形式のくい本体は地震時の水平力により決まる場合が多いが、けた橋の両端支点が固定支承(ヒンジ結合)の場合には、くいの自由長や地盤反力係数の値によって常時の温度変化などの影響によるけたの伸縮によって決まることもある。この場合、



(a) 3 径間の場合



(b) 4 径間の場合

F : 固定支承
M : 可動支承

図-1 単純げた橋

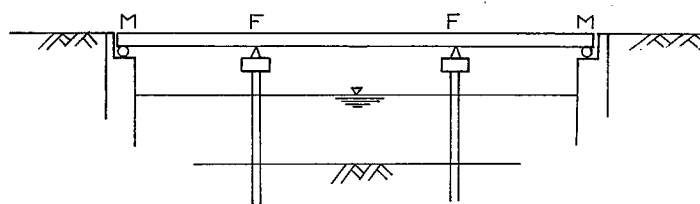


図-2 連続げた橋

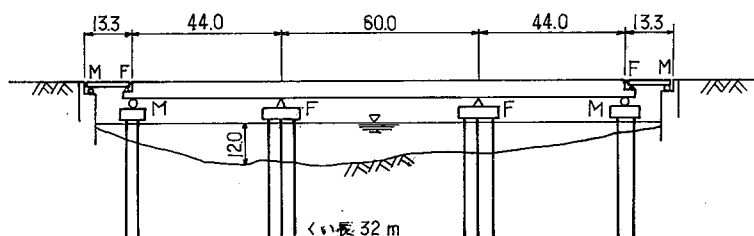


図-3 3 径間連続げた橋の実例

弾性理論による最大温度変化時の結合点水平力は、P C くい本体および上部構造（P C げたの場合）のクリープの影響を考慮すれば多少減ずるであろう。

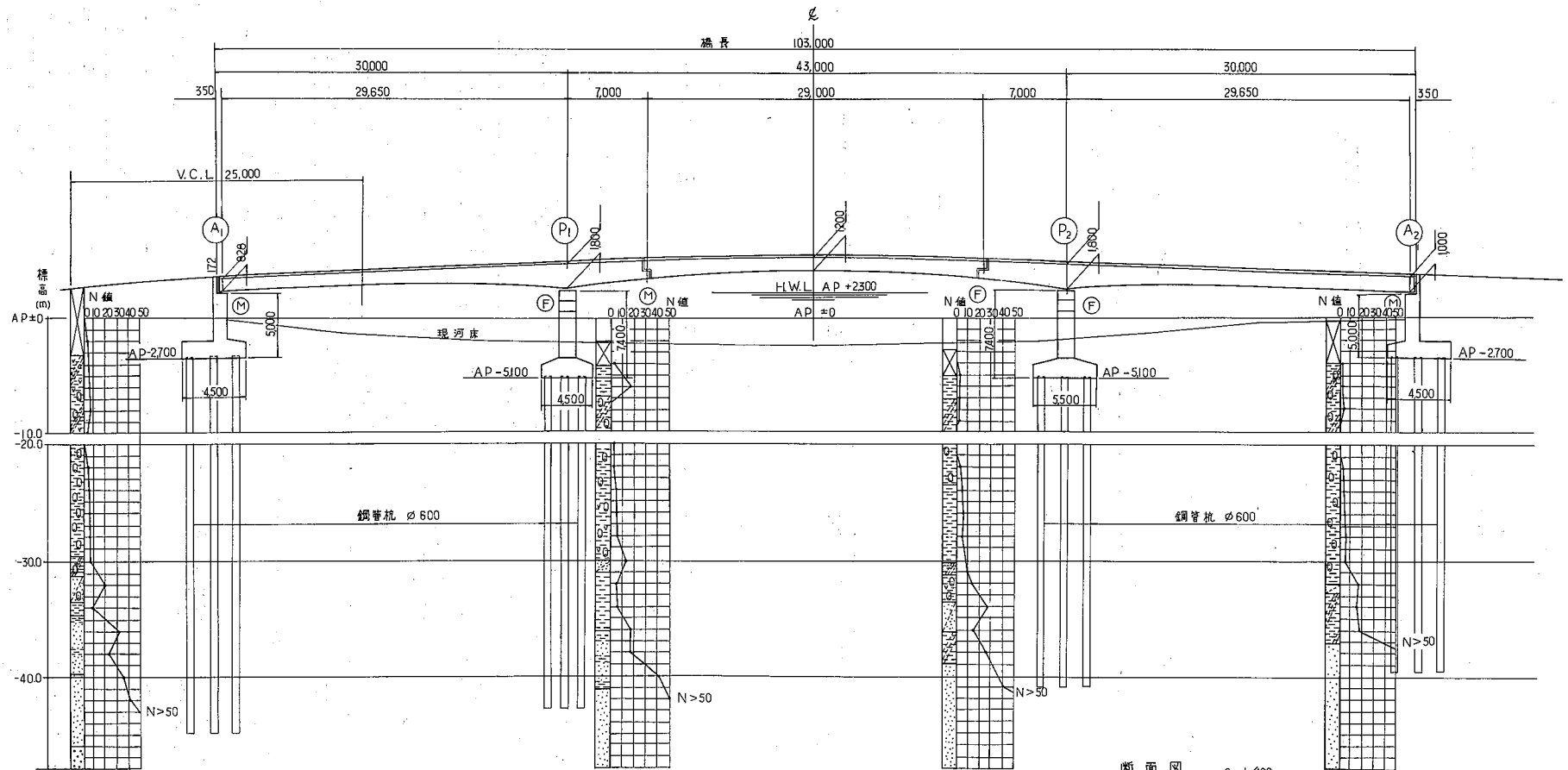
など今後解明すべき問題点が残されている。

以下に記述する設計例は、道路橋を対象に取り上げて現時点で紹介できる範囲でテキスト用に作成したものである。

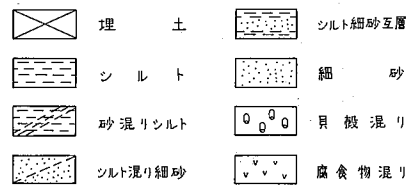
1) 工費について

実在する道路橋（図－4）についてパイルベント形式の橋脚が採用可能となったならば、工事費にどのように反映するか検討してみた（以下図－5，表－1，表－2，図－6，表－3，表－4，表－5を参照されたい）。

側面図



凡例



断面図 S-1/100

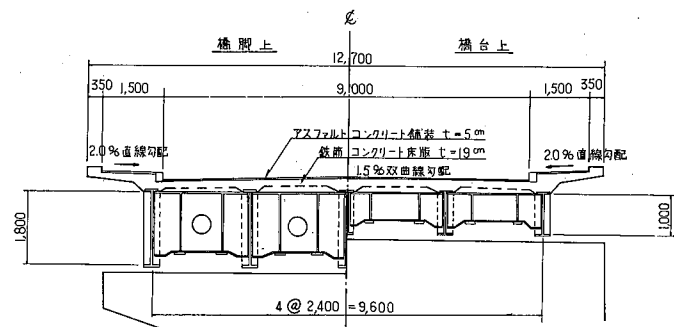


図 - 4 側面図

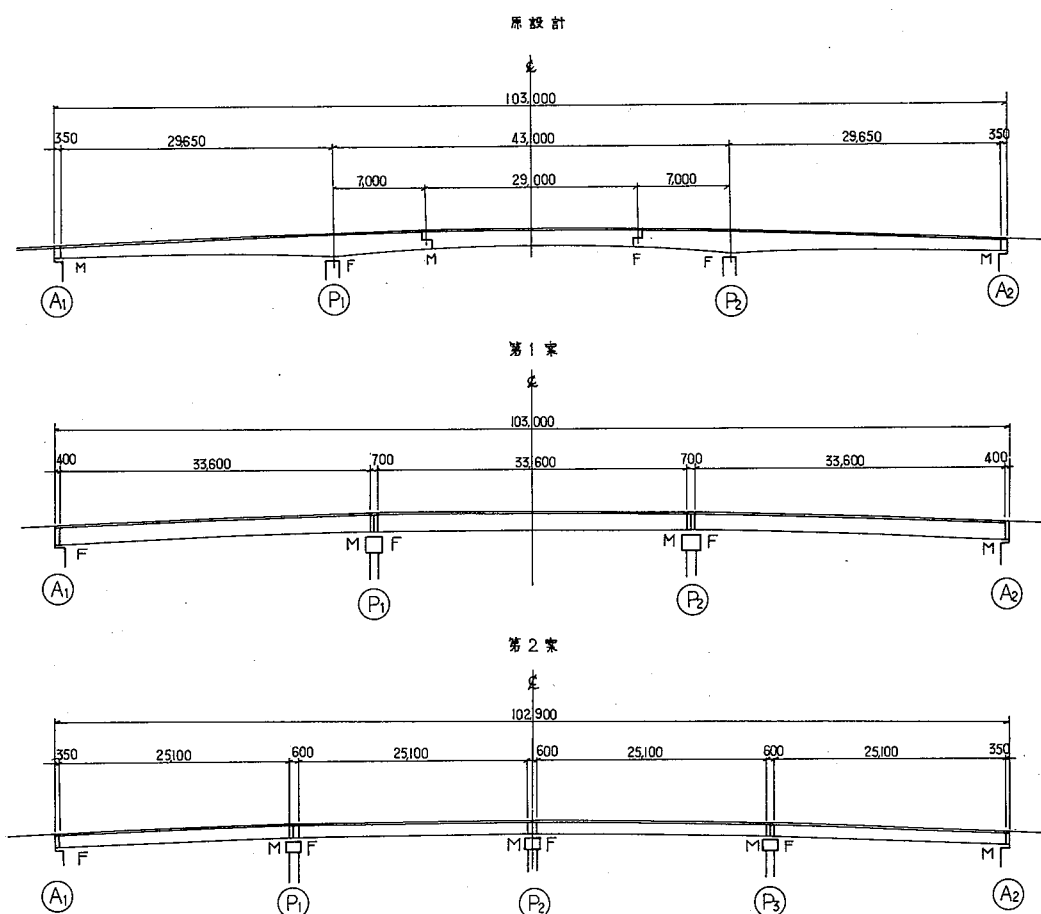


図 - 5

表-1 設計条件 1等橋 車道幅員 9.0m 歩道幅員 1.5m×2 橋長 103.0m
設計水平震度： $k_h = 0.24$

	原設計 3 径間ゲルバー		単純合成桁 33.6 ^m	単純合成桁 25.1 ^m	
	P 1 橋脚	P 2 橋脚	φ1000 P1, P2 橋脚	φ1000 P1, P2, P3 橋脚	φ800 P1, P3 橋脚
上部構造活荷重	190.5 t	190.5 t	194.4 t	160.0 t	160.0 t
上部構造死荷重	454.4 t	454.4 t	338.6 t	245.4 t	245.4 t
躯体（梁）の自重	314.7 t	362.9 t	90.0 t	81.0 t	81.0 t
土の重量	98.3 t	151.1 t	—	—	—
杭の自重	—	—	178.0 t	178.0 t	144.6 t
計	1,057.9 t	1,158.9 t	801.0 t	664.4 t	631.0 t

表-2 計算結果の集計（くい1本当たり）

設計水平震度： $k_h = 0.24$
地盤反力係数 $K = 1.5 \text{ kg/cm}^3$

記号	支 間	橋 脚 名	安全係数を考慮した最大曲げモーメント	安全係数を考慮した軸力		く い 径	く い 本 数	種 別	頭部変位量
				大	小				
①	33.60m	P1, P2	179.4 t.m	111.8 t	77.7 t	φ1000	5 本	B	6.7 cm
②	25.10m	P1, P3	138.4 t.m	87.4 t	60.7 t	φ1000	5 本	B	5.2 cm
③	25.10m	P2	189.6 t.m	90.0 t	62.5 t	φ1000	5 本	C	9.6 cm
④	25.10m	P1, P3	112.2 t.m	71.2 t	49.4 t	φ800	6 本	C	8.2 cm

記号	最大曲げモーメント が生ずる深さ	たわみ角が0 となる深さ	地震時の 水平力	地震時の くい反力	常時の くい反力
①	(自由長) (6.50) 7.60 m	12.34 m	21.4 t	116.6 t	160.2 t
②	(6.50) 7.60 m	12.34 m	16.5 t	96.2 t	132.9 t
③	(9.00) 9.86 m	16.65 m	16.8 t	96.2 t	132.9 t
④	(6.50) 7.33 m	11.59 m	13.6 t	75.3 t	105.2 t

(参考) 原設計 (鋼管くい基礎)

設計水平震度 $k_h = 0.24$

地盤反力係数 $K = 1.5 \text{ kg/cm}^3$

橋脚名	くい径×板厚 フショク代3mmを含む	本数	地震時の くい反力	常時の くい反力	地震時の 水平力	地震時の くい頭曲げモーメント
P1橋脚	$\phi 600 \times 16 \text{ mm}$	12本	143.1 t	88.2 t	18.2 t	31.3 t.m
P2橋脚	$\phi 600 \times 16 \text{ mm}$	14本	139.8 t	82.8 t	23.0 t	39.5 t.m

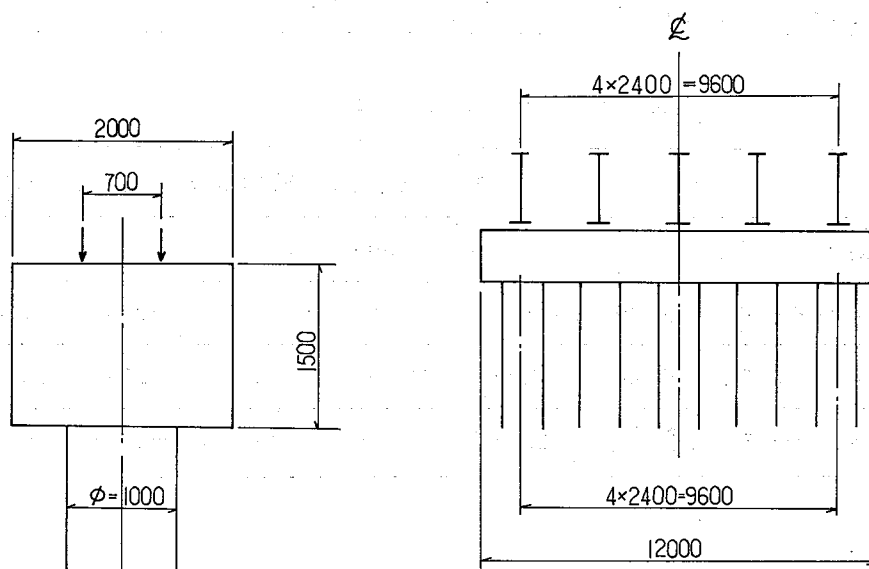


図-6 支間33.6m P1(P2)橋脚の設計例

梁自重 $2.00 \times 1.50 \times 12.00 \times 2.5 \text{ t/m}^3 = 90 \text{ t}$

N $k_H = 0.24$ H

上部工死荷重反力 $169.3 \text{ t} \times 2 = 338.6 \text{ t}$ $338.6 \times 0.24 = 81.3 \text{ t}$

梁自重 90.0 t $90.0 \times 0.24 = 21.6 \text{ t}$

計 428.6 t 102.9 t

杭1本当り (杭本数5本) 85.7 t/本 20.6 t/本

表－３ 下部工費の比較

注：橋台の工費は含まず。

(単位：千円)

型 式	直接工事費	共通仮設費	諸 経 費	下部工費計	原設計との差
上部：３径間ゲルバー 下部：鋼管ぐい $\phi 600$	19,830	10,720	7,150	37,700	0
上部：単純合成桁 $\ell=33.6\text{m}$ 下部：PCぐい $\phi 1000$	13,240	4,000	4,260	21,500	-16,200
上部：単純合成桁 $\ell=25.1\text{m}$ 下部：PCぐい $\phi 1000$	19,780	6,000	6,220	32,000	-5,700
上部：単純合成桁 $\ell=25.1\text{m}$ 下部：PCぐい $\phi 1000, \phi 800$	18,020	6,000	5,780	29,800	-7,900

表－４ 上部工費の比較

注：高欄、照明の工費は含まず。

(単位：千円)

型 式	上部仕上工費	鋼桁製作架設工費	上部工費計	原設計との差
原設計 ３径間ゲルバー 210t	11,700	58,800	70,500	0
第１案 $\ell=33.6\text{m}$ 単純合成桁 3連 170t	11,700	47,600	59,300	-11,200
第２案 $\ell=25.1\text{m}$ 単純合成桁 4連 140t	11,700	39,200	50,900	-19,600

表－５ 上下部工費計

型 式	下部工費	上部工費	上下部工費計	原設計との比較		$\ell=33.6\text{m}$ との比較	
原設計 ３径間ゲルバー鋼管ぐい	37,700	70,500	108,200	0	0%	+27,400	+33.9%
単純合成桁 $\ell=33.6\text{m}$ PCぐい $\phi 1000$	21,500	59,300	80,800	-27,400	-25.3%	0	0%
単純合成桁 $\ell=25.1\text{m}$ PCぐい $\phi 1000$	32,000	50,900	82,900	-25,300	-23.4%	+2,100	+2.6%
単純合成桁 $\ell=25.1\text{m}$ PCぐい $\phi 1000, \phi 800$	29,800	50,900	80,700	-27,500	-25.4%	-100	-0.1%

２) 設計について

(a) くいの許容鉛直支持力

パイルベント形式の橋脚に使用するPCぐいは、一般に径が700mm～1,200mm程度の大径ぐいが多い。したがって現状のぐい打ち機的能力などから判断すれば、先端開放の中空PCぐいが対象となる。しかし、都市内でぐい基礎を施工する場合は、騒音・振動などいわゆる建設公害が問題視されてきているので、従来のように当初から打撃によるぐい打ち工法を採用することは困難となっている。そこでぐい先端が開放されている構造を利用して、ぐい中空部を何等かの方法で中掘りしながらぐい本体を地中に貫入させるいわゆる無騒音無振動工法の採用が非常に多くなった。しかしこの工法では施工法いかんによっては極限鉛直支持力や沈下の特性はかなり異なるので、設計の時点で施工方法を想定してそれらの値を求めなければならない。

大径 P C ぐいの許容鉛直支持力を求めるには、「大径 P C ぐい設計施工指針⁴⁾」を参照され
るとよい。ここでは施工方法により異なるぐいの鉛直支持力の考え方について、同指針より抜
粋して以下に紹介する（第 8 条の解説より）。

(1) 杭先端地盤による鉛直支持力について

杭先端地盤による鉛直支持力は、大径 P C 杭にとってきわめて影響の大きい事柄であるので、施工法を 3 つ
に大別して考えることにした。

(i) 施工法の区分

(i) 施工法 A : 次の条件をすべて満足するもの。

(a) 杭先端が支持層に達したら必ず打撃工法を用いること。

(b) 打込み機械は杭径などに応じた適切な重量のものを用いること（第 61 条 解説 参照）。

(c) 打込み回数は 500 回以上とすること。

なお、打込み長さについては特に規定しないが、支持層が砂質土の場合には、杭径 1 m、ディーゼルハン
マの重量 4 t、打込み回数 500 回で一般に 2 m 程度貫入する。

また、支持層が岩盤などの場合には、500 回も打ち込むと杭が破損するおそれがある。

(ii) 施工法 B : 次の条件をすべて満足するもの。

(a) 支持層付近では先掘りしないこと。

(b) 掘削時にボイリングを生じさせないこと。

(c) スライム処理を完全に行なうこと。

(d) 先端開口部にコンクリートなどを充てんして、先端が閉塞したと認められるようにすること。

(iii) 施工法 C : 施工法 B の(a)～(c)をすべて満足するもの。

(2) 支持力特性

(i) 施工法 A による場合：一般の打込み杭と同等の特性を有する。

(ii) 施工法 B による場合：地盤条件などが適当であれば場所打ちコンクリート杭と同様の特性を有す
る。すなわち、施工法 A に比して沈下量が大きくなる傾向が強いので、一般には、許容沈下量に対応
する許容鉛直支持力は、施工法 A によるものより小さくなる。

(iii) 施工法 C による場合：先端地盤が岩盤の場合を除いて、極限鉛直支持力、沈下量ともに、前 2 者
によるものに比してかなり劣った特性を有する。

(2) 杭周面摩擦による鉛直支持力について

打撃工法による場合には一般の打込み杭と同等の支持力を有するが、それ以外の工法による場合には若干
支持力が低下する。

(b) くいの許容水平支持力

くいの許容水平支持力は「くい基礎の設計篇（改訂案）⁵⁾」によれば、一般にくいが水平力を
受けて変位すると地盤はくいの変位に応じて地表面より逐次破壊を起し、荷重の増加に伴ない

4) 土木学会：遠心力大径プレストレストコンクリート杭設計施工指針（案）

5) 日本道路協会：道路橋下部構造設計指針のうちくい基礎の設計篇（改訂版），委員会資料

次第に変位が進行して明確な降伏点を把握するのは不可能であるとしている。したがって水平力に対してはくい本体に生ずる応力度とくい頭変位量によって許容支持力を規定している。このうち、許容支持力に制限を加える変位量としては、上部構造から決まる許容変位量と下部構造自体に必要な剛性を与える基準変位量の2つを考慮する必要がある。後者の基準変位量（くいの地表面における変位の基準値）については、構造物の重要度あるいは規模などにより各関係機関で定めているようであるが、一般に常時では10 mm，地震時では15 mmを標準としている所が多い。

くい本体の応力度および変位量を求めるには、横方向地盤反力係数を推定してくいをこの弾性支承で支えられた梁として計算する。横方向地盤反力係数を求める方法としては各種あるが、ここでは地盤調査結果に基づいて係数値を推定する1法を紹介する。くいの水平抵抗に関する地盤としては、設計地盤面から $1/\beta$ 程度までを考える。

$$K_0 = \alpha E_0 D^{-\frac{3}{4}}$$

$$K = K_0 y^{-\frac{1}{2}} = \alpha E_0 D^{-\frac{3}{4}} y^{-\frac{1}{2}}$$

ただし

K : 横方向地盤反力係数 (kg/cm^3)

K_0 : 変位量を1 cmとした時の横方向地盤反力係数 (kg/cm^3)

E_0 : 下表に示す方法で求めた地盤の変形係数 (kg/cm^2)

α : E_0 の求め方に対応する下表に示す係数

D : くい径 (cm)

y : くいの地表面における許容変位量または設計基準変位量 (cm)

表 - 6 E_0 と α との関係表

変形係数 : E_0 (kg/cm^2)	α
ボーリング孔内で測定した変形係数	0.8
一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	0.8
標準貫入試験の N 値より $E_0 = 28 \cdot N$ で推定した変形係数	0.2

次に計算に便利なように $D^{-\frac{3}{4}}$ ， $y^{-\frac{1}{2}}$ および β の値を下表に示す。

表 - 7 $D^{-\frac{3}{4}}$ の表

D cm	70	80	90	100	110	120
$D^{-\frac{3}{4}}$	0.041	0.037	0.034	0.032	0.029	0.028

表 - 8 $y^{-\frac{1}{2}}$ の表

y cm	0.6	0.8	1.0	1.2	1.5
$y^{-\frac{1}{2}}$	1.291	1.118	1.000	0.913	0.817

表 - 9 $\beta = \sqrt[4]{\frac{KD}{4EI}}$ (10^{-3} cm^{-1}) の表

(PC 管の $E = 400,000 \text{ kg/cm}^2$)

$K (\text{kg/cm}^3)$																			
外径 D (mm)	壁厚 t (mm)	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
700	110	1.94	2.09	2.21	2.31	2.40	2.48	2.56	2.63	2.69	2.75	2.81	2.86	2.91	2.96	3.00	3.04	3.08	3.12
800	120	1.77	1.90	2.01	2.11	2.19	2.26	2.33	2.39	2.45	2.50	2.55	2.60	2.65	2.69	2.73	2.77	2.81	2.84
1000	140	1.47	1.58	1.67	1.75	1.82	1.88	1.94	1.99	2.04	2.08	2.12	2.16	2.20	2.24	2.27	2.30	2.34	2.37
1200	150	1.34	1.44	1.52	1.59	1.66	1.71	1.76	1.81	1.86	1.90	1.93	1.97	2.01	2.04	2.07	2.10	2.13	2.15

(c) 応答を考慮した修正震度法における設計震度

「道路橋耐震設計指針⁶⁾」によれば、下部構造の地盤面上の高さが 25 m をこえる橋などのような、橋脚が変形しやすい比較的長周期の橋の上部構造および下部構造の設計には修正震度法による設計震度を採用することになっている。パイルベント橋脚は比較のスレンダーな構造であるのでこの検討が必要である。

一例として、図 - 7 におけるパイルベント橋脚について検討してみる。

設計条件

上部工

PC 桁 $\ell = 32.5 \text{ m}$

車道 8.0 m, 歩道 1.5 m $\times$ 2

下部工

パイルベント型式 $\phi 1200$ (PC 杭) $\times$ 5 本

設計水平震度: $k_h = 0.24$

上部工反力 $R_d = 600 \text{ t}$, $R_g = 164 \text{ t}$

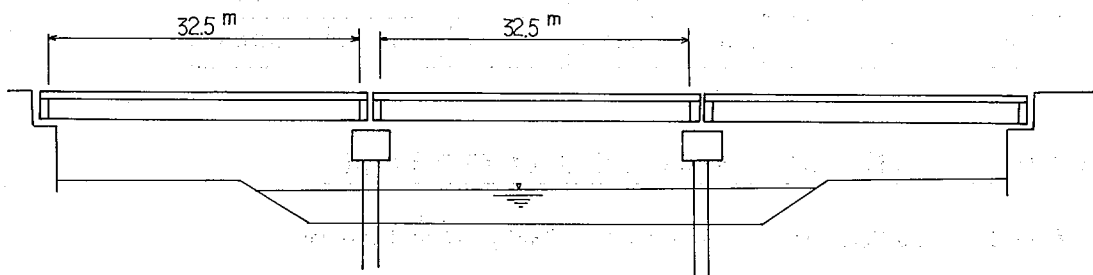


図 - 7

6) 日本道路協会：道路橋耐震設計指針

パイロメントの高さ h^m と固有周期 T^{sec} の関係

P C 杭 $\phi 1200$, 5 本使用

上部工死荷重反力 = 600 t , 枕梁重量 = 90 t

$$W_u = \frac{600 + 90}{5} = 138 \text{ t/本}$$

$$E = 4.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2 = 4.0 \times 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$I = 6.96 \times 10^6 \text{ cm}^4 = 6.96 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$g = 9.8 \text{ m/sec}^2$$

耐震指針 4.4.2 条より

$$\text{固有周期} ; T = 2\pi h \sqrt{\frac{0.3W_p + W_u}{3 \cdot EIg}} \cdot h$$

$$W_p = 1.286 \text{ t/m} \times h : \text{P C 杭の重量}$$

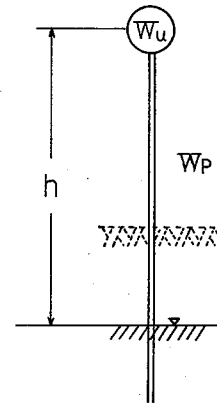
耐震指針 4.4.1 条より

β : 固有周期による設計水平震度の補正係数

$$4 \text{ 種地盤において} \begin{cases} T \leq 0.5 \text{ の時} & \beta = 1.0 \\ 0.5 \leq T \leq 2.0 \text{ の時} & \beta = 1.25 \\ 2.0 \leq T \leq 5.0 \text{ の時} & \beta = 2.50/T \\ 5.0 \leq T & \text{の時} & \beta = 0.5 \end{cases}$$

h^m	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0
W_p^t	6.4	7.7	9.0	10.3	11.6	12.9
T^{sec}	0.290	0.382	0.482	0.590	0.705	0.827
β	1.0	1.0	1.0	1.25	1.25	1.25

h^m	13.0	15.0	18.0	20.0	25.0	30.0
W_p^t	16.7	19.3	23.1	25.7	32.2	38.6
T^{sec}	1.231	1.530	2.019	2.371	3.336	4.414
β	1.25	1.25	1.238	1.054	0.749	0.566



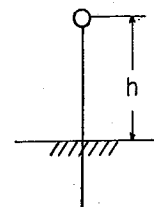
$\phi 1200$ の P C 杭について K 値を変化させた時の β の値

$$E = 4.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2, \quad I = 6.96 \times 10^6 \text{ cm}^4, \quad D = 120 \text{ cm}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K \cdot D}{4EI}} = \sqrt[4]{K} \times \sqrt{\frac{120}{4 \times 4.0 \times 10^5 \times 6.96 \times 10^6}}$$

$$= 1.8118 \times 10^{-3} \times \sqrt[4]{K}$$

$h = 6.5 \text{ m} = 650 \text{ cm}$ の場合の計算諸量



K kg/cm^3	0.5	1.0	1.5	3.0	5.0	10.0
$\beta (\times 10^{-3})$ cm^{-1}	1.524	1.812	2.005	2.384	2.709	3.222
$\beta \cdot h$	0.991	1.178	1.303	1.550	1.761	2.094
$2 \cdot \beta h$	1.981	2.356	2.607	3.099	3.522	4.189
$1 + 2\beta h$	2.981	3.356	3.607	4.099	4.522	5.189
$1/1 + 2\beta h$	0.335	0.278	0.277	0.244	0.221	0.193
$1 + \beta h$	1.991	2.178	2.303	2.550	2.761	3.094
$(1 + \beta h)/\beta h$	2.009	1.849	1.767	1.645	1.568	1.478
$t_{an^{-1}}(1/1 + 2\beta h)$	0.323	0.290	0.270	0.239	0.218	0.191
$t_{an^{-1}}(\frac{1 + \beta h}{\beta h})$	1.109	1.075	1.056	1.025	1.003	0.976
$t_{an^{-1}}\{-(1 + 2\beta h)\}$	1.247	1.281	1.300	1.332	1.353	1.381
$\exp[-t_{an^{-1}}(1/1 + 2\beta h)]$	0.724	0.748	0.763	0.787	0.804	0.826
$M_{max} \ell_m = \frac{1}{\beta} \cdot t_{an^{-1}} \frac{1}{1 + 2\beta h} \text{ cm}$	212	160	135	100	80	59
第1不動点 $\ell = \frac{1}{\beta} \cdot t_{an^{-1}} \frac{1 + \beta h}{\beta h} \text{ cm}$	728	593	527	430	370	303
たわみ角 $\theta_L = \frac{1}{\beta} \cdot t_{an^{-1}}\{-(1 + 2\beta h)\} \text{ cm}$	818	707	648	559	499	429
$\ell + h$ m	13.78	12.43	11.77	10.80	10.20	9.53

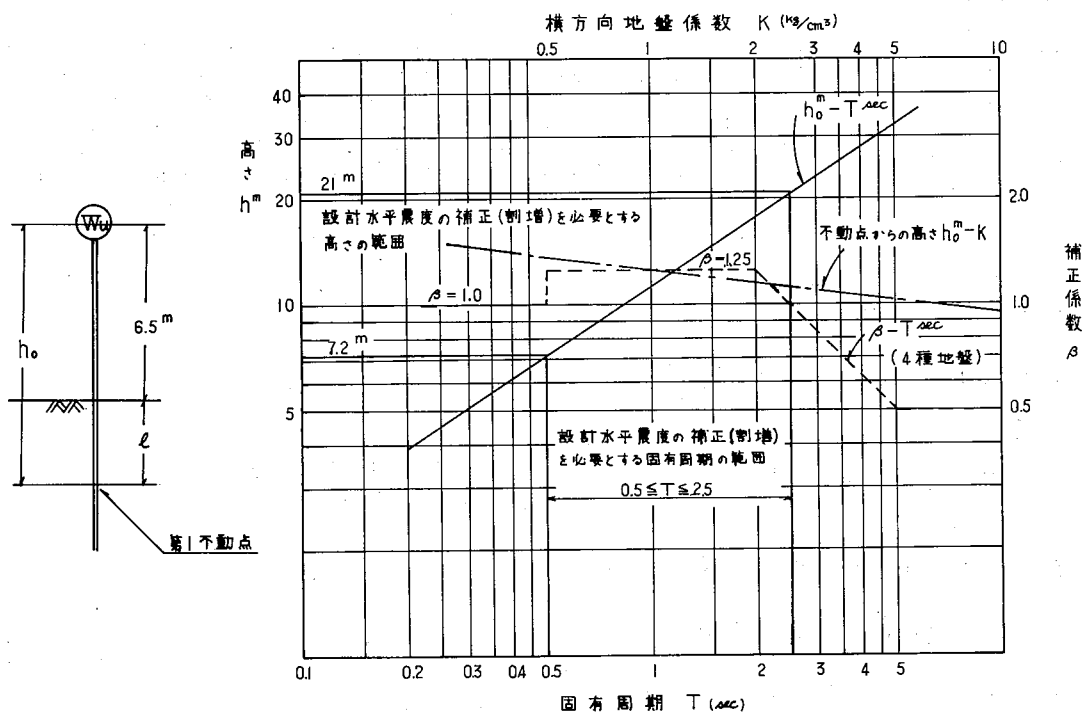


図-8 高さ h m に対する固有周期 T_{sec} (PCくい $\phi 1,200$ の場合)

P C 杭 $\phi 1200 \times 5$ 本を用いた高さ 6.5 m のパイルベントについて

$K-T$ グラフより $K = 0.5 \sim 10.0$ の範囲で $0.5 \leq T \leq 2.0$ である。

よって 水平震度の補正係数 $\beta = 1.25$

$k_h = 0.24$ (4 種地盤) とすれば,

修正水平震度 $k_{hm} = \beta \cdot k_h = 1.25 \times 0.24 = \boxed{0.30}$

P C 杭 1 本当りの地震時水平力及び軸力

$$H = \{ \text{上部工反力 梁自重} + \text{P C 杭自重} \} \times k_{hm} \\ H = \{ (600 \text{ t} + 90 \text{ t}) \div 5 \text{ 本} + 1.286 \text{ t/m} \times 6.5 \text{ m} \times 1/2 \} \times 0.30 = 42.65 \text{ t/本}$$

$$N = (600 \text{ t} + 90 \text{ t}) \div 5 \text{ 本} = 138 \text{ t/本 (杭の自重は含まず)}$$

K 値と最大曲げモーメントの関係

$$M_{max} = H \cdot h \frac{\sqrt{(1+2\beta h)^2 + 1}}{2 \cdot \beta h} \cdot \exp \left[-t_{an}^{-1} + \frac{1}{1+2\beta h} \right]$$

K kg/cm^3	0.5	1.0	1.5	3.0	5.0	10.0
$\beta \cdot (\times 10^{-3})$ cm^{-1}	1.524	1.812	2.005	2.384	2.709	3.222
M_{max} $\text{t} \cdot \text{m}$	318.6	308.2	303.7	297.0	293.1	288.9
ℓ_m m	2.12	1.60	1.35	1.00	0.80	0.59
$\ell_m + h$ m	8.62	8.10	7.85	7.50	7.30	7.09
$W_p = 1.286 \times (\ell_m + h) \text{ t}$	11.1	10.4	10.1	9.6	9.4	9.1
$N_p = N + W_p$ t	149.1	148.4	148.1	147.6	147.4	147.1

$M_{max} \times 1.2$ $\text{t} \cdot \text{m}$	382.3	369.8	364.4	356.4	351.7	346.7
$N_p \times 1.2$ t	178.9	178.1	177.7	177.1	176.9	176.5
$N_p \times 1/1.2$ t	124.2	123.6	123.4	123.0	122.8	122.6

K 値と変位量の関係

$$\text{地表面変位} : f = \frac{H \cdot (1 + \beta h)}{2 \cdot EI \beta^3}$$

$$\text{くい頭変位} : \delta = \frac{H \cdot \{ (1 + \beta h)^3 + 1/2 \}}{3 \cdot EI \beta^3} = \frac{2 \cdot (1 + \beta h)^3 + 1}{3 \cdot (1 + \beta h)} f$$

$$E = 4.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2, \quad I = 6.96 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

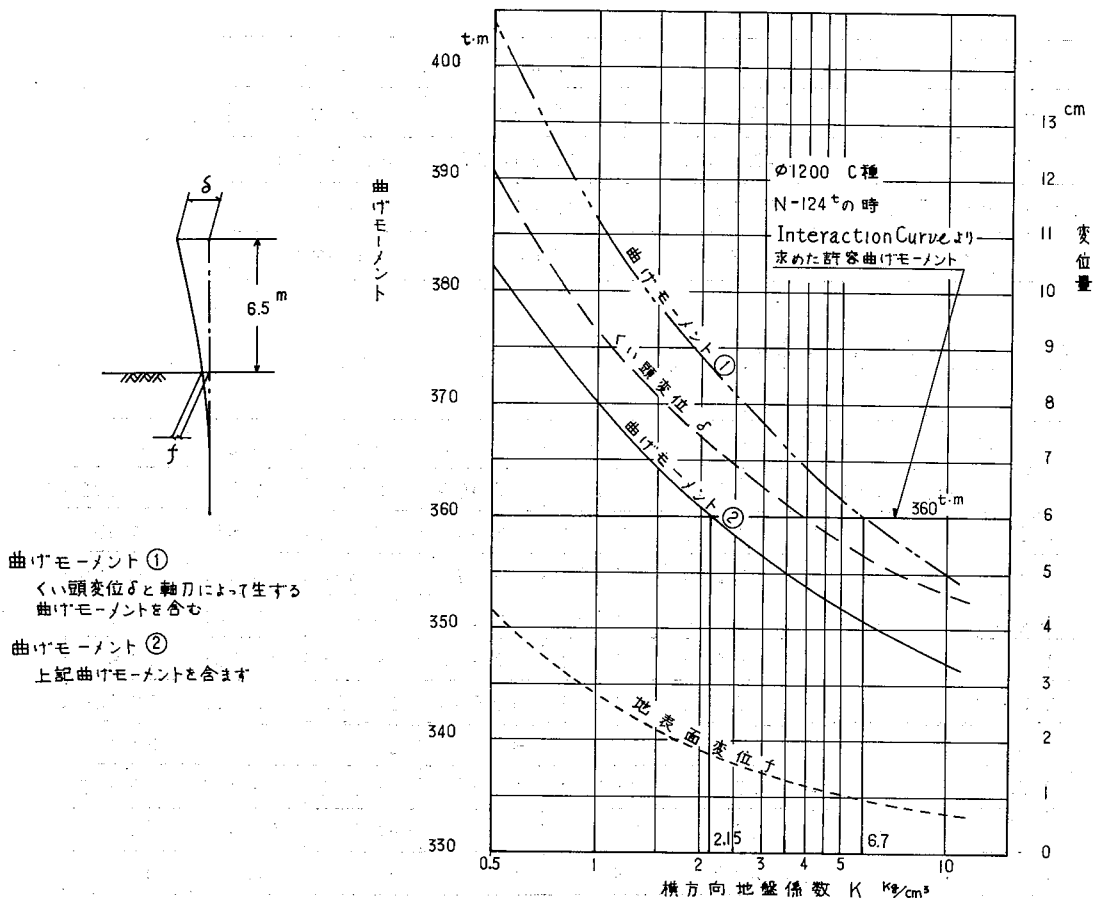
$$H = 42,650 \text{ kg}, \quad h = 650 \text{ cm}$$

$$\frac{H}{2 \cdot EI} = \frac{42,650}{2 \times 4.0 \times 10^5 \times 6.96 \times 10^6} = 7.66 \times 10^{-9}$$

$K \quad \text{kg/cm}^3$	0.5	1.0	1.5	3.0	5.0	10.0
$\beta \cdot (\times 10^{-3}) \text{cm}^{-1}$	1.524	1.812	2.005	2.384	2.709	3.222
$\beta \cdot h$	0.991	1.178	1.303	1.550	1.761	2.094
$1 + \beta h$	1.991	2.178	2.303	2.550	2.761	3.094
地表面 $f \quad \text{cm}$	4.309	2.804	2.189	1.464	1.064	0.709
くい頭 $\delta \quad \text{cm}$	12.11	9.30	8.06	6.54	5.54	4.60

くい頭変位による曲げモーメント $M_\delta = (W_u + 1/2 W_p) \cdot \delta$

$K \quad \text{kg/cm}^3$	0.5	1.0	1.5	3.0	5.0	10.0
$W_u + 1/2 W_p \text{ t}$	143.6	143.2	143.1	142.8	142.7	142.6
$M_\delta \quad \text{t} \cdot \text{m}$	17.4	13.3	11.5	9.3	7.9	6.6
$M_\delta \times 1.2 \text{ t} \cdot \text{m}$	20.1	16.0	13.8	11.2	9.5	7.9
ΣM	402.4	385.8	378.2	367.6	361.2	354.6



橋脚上両端固定の場合の検討

(温度変化による影響)

温度変化
P C 橋 : $-5^{\circ}\text{C} \sim +35^{\circ}\text{C}$
線膨脹係数
 10×10^{-6}

支 間 : $\ell = 32.5 \text{ m}$

温度変化による桁の変位量 : $\Delta \ell$

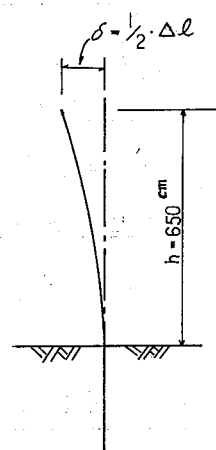
$$\Delta \ell = 3,250 \text{ cm} \times 10 \times 10^{-6} \times 40 \text{ deg} = 1.3 \text{ cm}$$

温度変化による水平力は両橋脚が $1/2$ ずつ分担すると考える。

$$\delta = 1/2 \times \Delta \ell = 1/2 \times 1.3 \text{ cm} = 0.65 \text{ cm}$$

$$E = 4.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2 \quad I = 6.96 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$\delta = \frac{H \{ (1+\beta h)^3 + 1/2 \}}{3 \cdot EI \beta^3} \quad \therefore H = \frac{6 \cdot EI \beta^3 \cdot \delta}{2 \cdot (1+\beta h)^3 + 1}$$



$K \quad \text{kg/cm}^3$	0.5	1.0	1.5
$\beta \cdot (\times 10^{-3}) \quad \text{cm}^{-1}$	1.524	1.812	2.005
$6 \cdot EI \beta^3 \cdot \delta$	38,431.62	64,596.42	87,513.89
$2 \cdot (1+\beta h)^3 + 1$	16.785	21.663	25.429
$H \quad \text{kg}$	2,290	2,982	3,441

$K \quad \text{kg/cm}^3$	3.0	5.0	10.0
$\beta \cdot (\times 10^{-3}) \quad \text{cm}^{-1}$	2.384	2.709	3.222
$6 \cdot EI \beta^3 \cdot \delta$	147,113.52	215,854.37	363,170.40
$2 \cdot (1+\beta h)^3 + 1$	34.163	43.095	60.237
$H \quad \text{kg}$	4,306	5,009	6,029

温度変化による δ と M の関係

$\delta \quad \text{cm}$	$K \quad \text{kg/cm}^3$	0.5	1.0	1.5	3.0	5.0	10.0
	$\beta \cdot (\times 10^{-3}) \quad \text{cm}^{-1}$	1.524	1.812	2.005	2.384	2.709	3.222
0.50	$H \quad \text{kg}$	1,762	2,294	2,647	3,312	3,853	4,638
0.65		2,290	2,982	3,441	4,306	5,009	6,029
1.00		3,523	4,588	5,294	6,625	7,706	9,275
1.50		5,285	6,882	7,941	9,938	11,559	13,913
2.00		7,046	9,176	10,588	13,250	15,412	18,550
0.50	$M \quad \text{t} \cdot \text{m}$	13.2	16.6	18.8	23.1	26.5	31.4
0.65		17.105	21.550	24.502	29.990	34.421	40.835
1.00		26.3	33.2	37.7	46.1	53.0	62.8
1.50		39.5	49.7	56.5	69.2	79.4	94.2
2.00		52.6	66.3	75.4	92.3	105.9	125.6

杭 1 本 当 り 軸 力 $\phi 1200$

① 活荷重 $164 \text{ t} \div 5 \text{ 本} = 32.8 \text{ t/本}$

② 死荷重 $(600 \text{ t} + 90 \text{ t}) \div 5 \text{ 本} = 138.0 \text{ t/本}$

③ 杭自重 $1.286 \text{ t/m} \times 6.5 \text{ m} = 8.4 \text{ t/本}$

計 ① + ② + ③ = 179.2 t/本

② + ③ = 146.4 t/本

くい頭変位 δ と軸力 N による曲げモーメント

軸力: $N = ① + ② + \frac{1}{2} ③ = 32.8 + 138.0 + 8.4 \times \frac{1}{2} = 175.0 \text{ t/m}$

曲げモーメント: $M_{\delta} = N \cdot \delta$

δ	M_{δ}^K	0.5	1.0	1.5	3.0	5.0	10.0
0.5	0.9	14.1	17.5	19.7	24.0	27.4	32.3
0.65	1.2	18.3	22.8	25.7	31.2	35.6	42.0
1.00	1.8	28.1	34.9	39.5	47.9	54.8	64.6
1.50	2.7	42.2	52.4	59.2	71.9	82.1	96.9
2.00	3.6	56.2	69.9	79.0	95.9	109.5	129.2

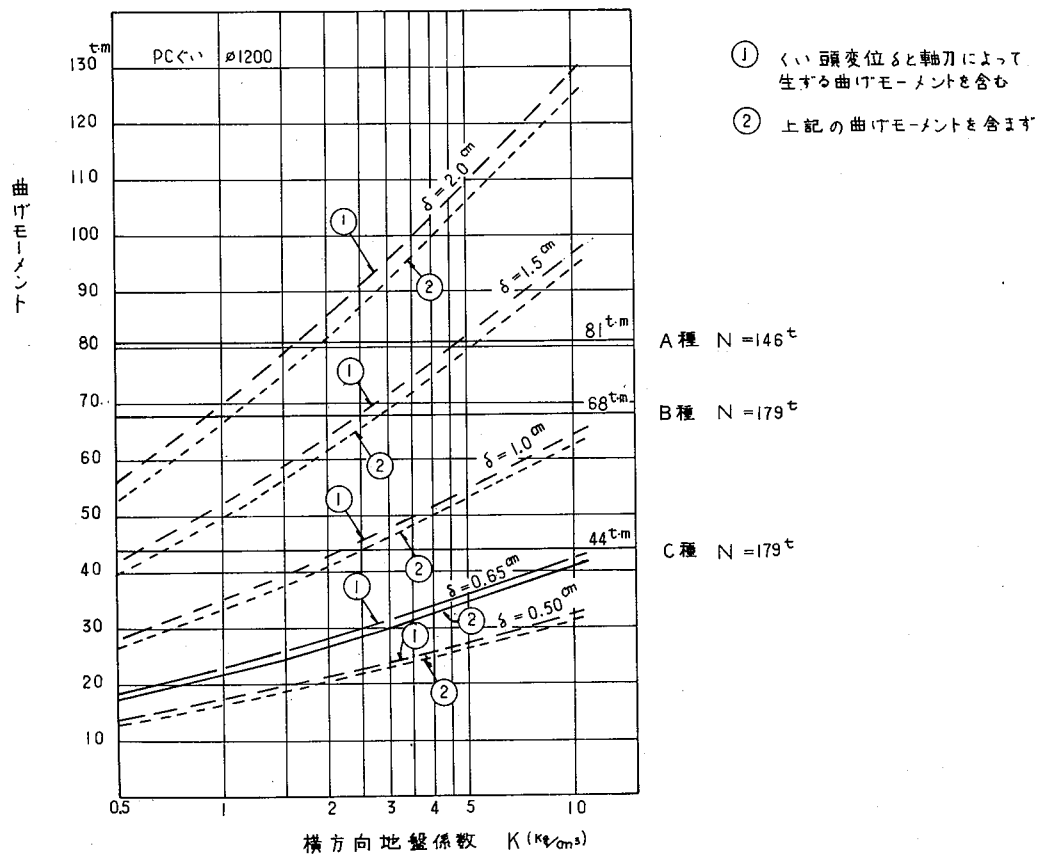


図-10 地盤係数 K と温度変化による変位 δ 及び曲げモーメント

昭和49年10月31日 印刷
昭和49年11月5日 発行

プレストレストコンクリート構造物の設計実技

頒価2,000円
(〒250円)

発行者 安芸龍一 東京都千代田区麴町1-10-15 紀の国やビル
印刷者 井上一次 東京都千代田区神田神保町3-11-2
印刷所 株式会社東京プリント 同 上

発行所 社団法人 プレストレストコンクリート技術協会
TEL. 東京(03)261-9151 振替口座 東京 62774番

〒102
東京都千代田区麴町1-10-15
紀の国やビル