

PC構造物最近の設計例と未来像

昭和 59 年 1 月

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会

目 次

P C橋にアウトケーブルを用いた設計例	1
---------------------------	---

(株)日本構造橋梁研究所 副社長	猪 股 俊 司
(社)プレストレストコンクリート技術協会 副会長	

P C構造物の曲げ靱性改善	27
---------------------	----

京都大学工学部 教授	六 車 熙
(社)プレストレストコンクリート技術協会 理事	

マイクロコンピュータを利用したプレストレストコンクリート橋の設計	43
--	----

首都高速道路公団 第二建設部部長	小 村 敏
(社)プレストレストコンクリート技術協会 理事	
首都高速道路公団 工務部設計技術課調査役	山 内 博

新設計標準によるP C橋設計例	77
-----------------------	----

国鉄構造物設計事務所 主任技師	石 橋 忠 良
全 補 佐	小 須 田 紀 元
全 補 佐	中 原 繁 則

コンクリート橋の塩害について	117
----------------------	-----

建設省土木研究所構造橋梁部 橋梁研究室長	佐 伯 彰 一
----------------------	---------

P C構造物の未来像 (スライド紹介)	
---------------------	--

日本大学理工学部 教授	本 岡 順 二 郎
(社)プレストレストコンクリート技術協会 理事	

PC橋にアウトケールを用いた設計例

1. 終局限界状態安全度検討法に関する規準

1.1 ACI 318 - 77 改訂案(1982)

部材断面曲げ破壊時PC鋼材引張応力 f_{ps} は次のようにとてよい。

(a) スパンと部材厚さとの比が35以下の部材

$$f_{ps} = f_{pe} + 700 + f'_c / 100 \rho_p \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad \dots\dots\dots (1)$$

ただし、 $f_{pe} + 4,200$ (kgf/cm²) または f_{py} をこえてはならない。

(b) スパンと部材厚さとの比が35をこえる部材

$$f_{ps} = f_{pe} + 700 + f'_c / 300 \rho_p \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad \dots\dots\dots (2)$$

ただし、 $f_{pe} + 2,100$ (kgf/cm²) または f_{py} をこえてはならない。

以上の式にあって f_{ps} は部材曲げ破壊時PC鋼材引張応力、 f_{pe} はあらゆる損失終了後のPC鋼材引張応力、 f_{py} はPC鋼材降伏点応力、 ρ_p はPC鋼材断面積比 (A_{ps}/bd)、 f'_c はコンクリート圧縮強度、である。

付着なきPC鋼材に対する f_{ps} 計算式(1)は実験で求められたPC鋼材引張応力増加測定値と ρ_p との関係をプロットし、これらの下限エンベロップを与える実験式を更に安全側に定めたものである。実験式は次のように提案されている。

$$f_{ps} = f_{se} + 1,000 + 1.4 f'_c / 100 \rho_p \quad \dots\dots\dots (3)$$

(1)式はこの実験式の f'_c に対する係数1.4を除き安全側としたものである。

スパンと部材厚さとの比が35をこえる部材（一方向スラブ、フラットスラブ）に対しては(2)式によるPC鋼材引張応力算定は過大な値を与えることが最近の試験から明らかとなっている。(2)式を用いて設計されたスレンダーな部材のモーメント耐力が、荷重係数を用いて定めた破壊モーメントを下まわることがないのは、付着ある鉄筋の最少量規定及びプレストレス力の値を定めるコンクリート引張応力制限によるものである。付着ある鉄筋断面積は引張縁と部材断面図心との間のコンクリート断面積の0.4%以上必要とされている。

1.2 CP 110 及び BS 5400 Part 4 コンクリート橋設計規準

試験によってより大きい引張応力に達することが明らかとなっている場合を除き、中立軸が圧縮突縁内にあるT断面及びく形断面に対し、付着なきPC鋼材引張応力計算用値は部材断面曲げ破壊時表—1の値としてよい。表—1は次のことを仮定していることに注意する。

- (a) あらゆる損失終了後のPC鋼材引張応力は $0.6 f_{pu}$ をこえない。
- (b) 圧縮応力分布はく形であって、その応力は $0.4 f_{cu}$ (立方体圧縮強度) である。
- (c) PC鋼材はダクト中に配置されているか、或いはコンクリート断面外に自由に配置されている場合には有効高さの減少がおこらないようPC鋼材は支持されている。
- (d) 有効高さは緊張材はダクト天端に接触しているものとして定められる。

表一 1 付着なき P C 鋼材を有するポストテンションく形断面梁に対する
終局限界状態条件

$\frac{f_{se} \cdot A_{ps}}{f_{cu} \cdot b d}$	有効引張応力 f_{se} に対する比としての P C 鋼材応力 $f_{ps} (f_{ps}/f_{se})$ $\ell/d \left(\frac{\text{有効スパン}}{\text{有効高さ}} \right)$			ℓ/d に対する中立軸深さと P C 鋼材有 効高さとの比 x/d		
	30	20	10	30	20	10
0.025	1.23	1.34	1.45	0.10	0.10	0.10
0.05	1.21	1.32	1.45	0.16	0.16	0.18
0.10	1.18	1.26	1.45	0.30	0.32	0.36
0.15	1.14	1.20	1.36	0.44	0.46	0.52
0.20	1.11	1.16	1.27	0.56	0.58	0.64

1.3 DIN 4227 Teil 6 (1982)

終局限界状態安全度検討にあたり付着なき P C 鋼材によるプレストressing作用は荷重作用に含ませ次の条件が成立することを確める。断面力に乗ずる各係数の組合せは検討部分 (圧縮コンクリート, 鉄筋) に対し最も不利な応力を与えるように決定される必要がある。

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.75 \\ 1.25 \end{array} \right\} S_g + 1.75 S_q + \left\{ \begin{array}{l} 1.0 \\ 1.5 \end{array} \right\} S_p \leq R \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに,

S_g = 使用状態における永久荷重作用断面力。

S_q = 使用状態における変動荷重作用 (風, 雪荷重作用を含む) 断面力。

S_p = プレストressing作用の静定及び不静定断面力。従ってプレストレス力は外的作用として考慮される。荷重増加による P C 鋼材応力増は, これが不利に作用する場合は考慮されなければならない。これが有利に作用する場合この作用を考慮してもよい。P C 鋼材降伏点応力より大きい応力を S_p の計算に用いてはならない。

R = P C 鋼材を無視して求められた部材断面破壊抵抗断面力。

構造物に構造系変化ある場合, 永久荷重またはプレストressingによる断面力に対する部分安全係数は永久荷重作用またはプレストressing作用に対するものと同一係数とする。この際クリープ及びレラクセーションの影響はこれを考慮に入れる必要がある。

支点沈下, 温度作用及び乾燥収縮による拘束断面力に対する部分安全係数は, 使用状態剛度を用いてこれら断面力を算定した場合には 1.0 とする。クリープ及びレラクセーションの影響も考慮に入れる必要がある。

永久荷重, 変動荷重, プレストressing (構造系変化ある場合を含め) 各作用による断面力を状態 II (ひびわれ断面) での部材剛度を用いて算定してよい。この場合 (4) 式に与える部分安全係数を乗じた荷重を用いて断面力を計算する。支点沈下, 温度作用及び乾燥収縮による拘束断面力に対する部分安全係数は 1.75 とする。

部材引張部終局破壊限界状態安全度検討の代りに使用状態検討を実施してよい。この場合のコンクリート応力度は DIN 4227 Teil 1 表一 9 の値をこえてはならない。引張合力は鉄筋で受けさせなければならない。

使用状態に対するせん断応力検討は不要である。終局限界状態に対しては, $1.75 S_g + 1.75 S_q + 1.0 S_p$ の組合せと, 支承沈下, 温度作用及び乾燥収縮拘束断面力の 1.0 倍とを考慮した状態に対してせん断の検討を実施する。

付着なき P C 鋼材の場合, 使用限界状態及び終局限界状態に対し, DIN 4227 Teil 1 12 章のあらゆる検討に対し,

これを斜引張鉄筋と考えてよい。終局限界状態にあって、斜引張鉄筋としての付着なきP C鋼材引張応力増加は420 MN/m²としてよい。ただしP C鋼材降伏点応力をこえてはならない。せん断力の1/4は常に異形鉄筋スターラップによって負担させられる必要がある。

応力及び斜引張鉄筋は引張繫材を有するアーチモデル(トラスモデルの代りとして)を用いて算定されなければならない。この場合圧縮部材断面積はP C鋼材端定着位置まで近似的に一定であることに注意する必要がある。またこのときダクトを差引いて求めた主圧縮応力はDIN 4227 Teil 1 表— 9 63欄の値をこえてはならない。

スパンとスラブ厚さとの比が最少15の範囲のスラブに対し、終局限界状態でのP C鋼材応力増は近似的に次のようにして S_p を求めてよい。すなわちスパンモーメントの場合はその径間において、支点モーメントについては相隣れる両側径間において、それぞれ $f = \ell/50$ を生じ、曲げ引張鋼材位置コンクリートひずみ増を0.5%としてよい。

近似的には1つの径間にあってP C鋼材伸びは

$$\Delta \ell = \frac{3 f h}{\ell} = \frac{h}{17} \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 h は最大スパンモーメント位置での有効高さ。

終局限界状態でP C鋼材引張応力増加は、

径間断面に対し、

$$\Delta \sigma_u = \frac{\Delta \ell}{L} E \quad \dots\dots\dots (6)$$

支点断面に対し、

$$\Delta \sigma_u = (\Delta \ell_1 + \Delta \ell_2) \frac{E}{L} \quad \dots\dots\dots (7)$$

ただし、いずれの場合もP C鋼材降伏点応力をこえる引張応力としてはならない。

上式で L はP C鋼材両端定着具間距離、 E はP C鋼材のヤング係数である。

使用状態における鋼材応力制限

(1) コンクリート断面内にあるP C鋼材に対し、

- プレストレッシング時 0.85 f_{py} または 0.75 f_{pu}
- 使用状態 0.80 f_{py} または 0.70 f_{pu}

(2) コンクリート断面の外に配置されているP C鋼材に対し

- プレストレッシング 0.8 f_{py} または 0.65 f_{pu}
- 使用状態 0.75 f_{py} または 0.55 f_{pu}

(3) P C鋼材変動幅の検討はDIN 4227 Teil 1 15.9節によって実施される。更に上限荷重時P C鋼材引張応力度は0.65 f_{pu} をこえてはならない。

(4) 鉄筋応力変動はDIN 1045 17.8 節によって制限される。

使用状態におけるひびわれ幅制御

(1) 異形鉄筋直径 ϕ は(8)式で与えられる値をこえてはならない。

$$\phi \leq r \cdot \frac{\rho_s}{\sigma_s^2} \cdot 10^4 \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここに、

ϕ = 鉄筋最大直径 (mm)。

DIN 1045 表 10, 1 欄の環境に対して $r = 200$

DIN 1045 表 10, 2 欄の環境に対して $r = 150$

DIN 1045 表 10, 3, 4 欄の環境に対して $r = 100$

$\rho_s = 100 A_s/A_{cz}$, P C鋼材断面積を除いた引張区間 A_{cz} 内鉄筋断面積百分率。(引張区間とは以下に示す荷重作用組合せのもとでのコンクリート引張ひずみ区間のことであって、高さの高い断面の場合は最

大80cmの引張区間高を用いて算定される)この際鉄筋断面積 A_s は引張区間の範囲内に一様に分布しているものとする。広い幅を有する引張区間で ρ_s が著しく異なっても(8)式の条件は局部的にも満足される必要がある。

σ_s = 弾性理論による状態 II (ひびわれ状態)での鉄筋応力度 (MN/m²)。ただし常に降伏点以下でなければならない。

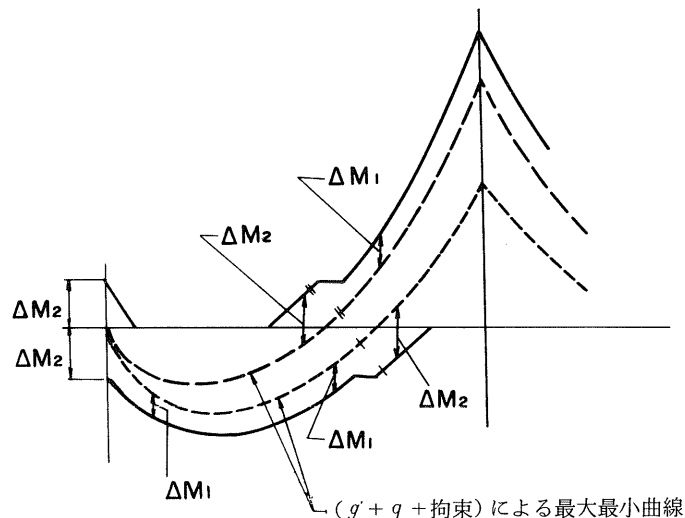
(2) 上記の(8)式の条件を検討する荷重作用組合せは次のようである。

- 永久荷重作用断面力の1.0倍。
- 変動荷重 (風, 雪を含む) 作用断面力の1.0倍。
- 構造系変化による断面力の1.0倍。
- 図-1 に示す付加モーメント ΔM_1 , ΔM_2

更にクリープ, 乾燥収縮を考慮したプレストレスの静定及び不静定作用の0.9または1.1倍を考慮し, 最も不利な作用を設計に用いる。

(3) 軸引張に近い引張をうける断面区間 (箱断面の上下床版部) に対し, (8)式の検討は2つの鉄筋段に分けて実施される。

全断面に対する当該段鉄筋量を用いて ρ_s を求める。



$$\Delta M_1 = 5 \times 10^{-5} EI / d_0$$

$$\Delta M_2 = 15 \times 10^{-5} EI / d_0$$

EI = 状態 I (ひびわれなき状態)での曲げ剛度

d_0 = 断面高さ

図-1 ひびわれ幅制御検討のための曲げモーメント

2. 終局曲げ破壊時 P C 鋼材引張応力増

付着なき P C 鋼材配置部材挙動に関係する要因は次のようである。

- (a) P C 鋼材有効引張応力
- (b) P C 鋼材断面積
- (c) 付加普通鉄筋断面積
- (d) スパン長と部材高さとの比

- (e) 材料品質
- (f) 部材に対する荷重の作用状態
- (g) P C 鋼材とダクトとの摩擦
- (h) P C 鋼材配置形状, 寸法

以上のように数多くの要因に関係があり, 終局限界状態での P C 鋼材引張応力増加量は付着ある P C 鋼材の場合のように簡単ではなく非常に複雑なものとなる。終局曲げ破壊状態における P C 鋼材引張応力増加は P C 鋼材全長にわたっての伸びから求められる。この伸びは P C 鋼材位置におけるコンクリート伸びと一致するものであるが, コンクリート断面ひびわれ発生前を除き一般にはこれを計算によって求めることは困難である。

既に設計規準として利用されている ACI 318-77, CP 110 による付着なき P C 鋼材引張応力増加は異なったものとなっている。図-2 には P C 鋼材断面積比 ρ_p に対する P C 鋼材引張応力増加 ($f_{ps} - f_{pe}$) を次の仮定によって計算した結果が図示してある。

$$f_c = 400 \text{ kgf/cm}^2, \text{ 但し立方体圧縮強度は } 500 \text{ kgf/cm}^2 \text{ と仮定}$$

$$f_{pe} = 10,000 \text{ kgf/cm}^2$$

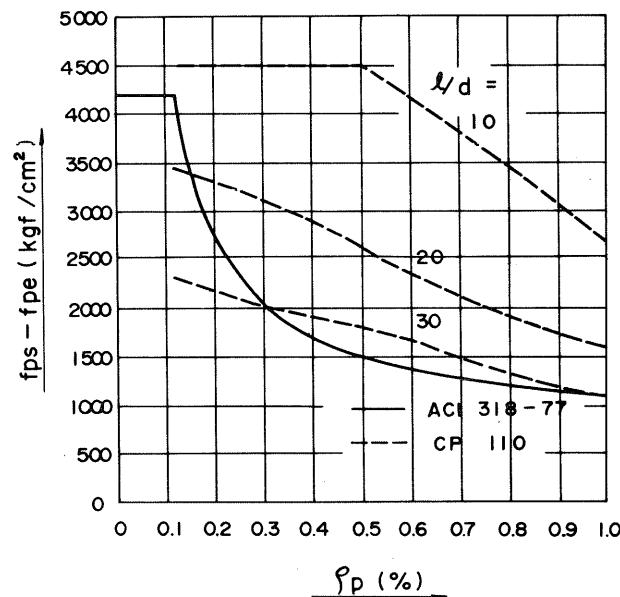


図-2 ACI 318-77 と CP 110 との比較

この図から明らかなように両規準の与える断面曲げ破壊時 P C 鋼材引張応力増加量は同一 P C 鋼材断面積比に対して同一値とはならない。ACI 318-77 は P C 鋼材断面積比 ρ_p が 0.3% 以上の範囲にあっては CP 110 の $l/d = 30$ の場合と比較的良く一致しているが, $l/d < 30$ の場合には ACI 318-77 は非常に安全側の値を与えることとなる。これは断面曲げ破壊時 P C 鋼材引張応力増加に影響する要因が非常に多く, これらをすべてカバーして安全側な結果を与えようとする ACI 318-77 規準の計算式決定結果によるものと考えられる。

Tam A. 及び Pannell F. N. は P C 鋼材応力を測定した実験結果から求めた断面塑性ヒンジ長と中立軸深さとの比を用い, 理論的に以下のような破壊抵抗モーメント計算法を示している。

“Ultimate moment of resistance of unbonded partially prestressed reinforced concrete beams”

Magazine of concrete research Vol.28, No.97, 1976

部材断面曲げ破壊時 P C 鋼材引張応力は,

$$f_{ps} = q_u \left(\frac{f_{cu}}{\rho_p} \right) \dots\dots\dots (9)$$

ここに,

$$\left. \begin{aligned} q_u &= \frac{\left(\frac{A_{ps} f_{pe}}{b d_p f_{cu}}\right) + \lambda}{1 + \frac{\lambda}{\alpha}} - \frac{\left(\frac{A_s f_y}{b d_p f_{cu}}\right) \lambda}{\alpha + \lambda} \\ \lambda &= 10.5 \rho_p \frac{\varepsilon_{cu} E_s}{f_{cu}} \frac{d_p}{\ell} \\ \rho_p &= \frac{A_{ps}}{b d} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10)$$

ε_{cu} = コンクリート圧縮破壊ひずみ (= 0.003)
 f_{cu} = コンクリート立方体圧縮強度 (= 1.25 f_c)
 d_p = P C 鋼材図心有効高さ
 α = 圧縮合力係数 (= $C / f_{cu} b x$)

$f_{pe} = 10,000 \text{ kgf/cm}^2$, $f_c = 400$, ($f_{cu} = 500$) kgf/cm^2 $\varepsilon_{cu} = 0.003$, $E_s = 2 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$, $\alpha = 0.67$, $A_s = 0$ と仮定すると,

$$\lambda = 10.5 \rho_s \times \frac{0.003 \times 2 \times 10^6}{500} \frac{d_p}{\ell} = 126 \rho_p \left(\frac{d_p}{\ell} \right)$$

$$q_u = \frac{20.0 + \rho_p + 126 \rho_p (d_p / \ell)}{1 + 188 \rho_p (d_p / \ell)}$$

$$f_{ps} = \frac{20.0 + 126 (d_p / \ell)}{1 + 188 \rho_p (d_p / \ell)} \times 500 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

従って付着なき P C 鋼材引張応力増加 ($f_{ps} - f_{pe}$) は表-2 のようになる。

表-2 Tam & Pannell による ($f_{ps} - f_{pe}$) kgf/cm^2

$\rho_p (\%) \backslash \ell / d_p$	30	20
0.2	1950	2910
0.3	1880	2790
0.4	1800	2670
0.5	1730	2560
0.6	1660	2450
0.7	1590	2340
0.8	1520	2230
0.9	1450	2120
1.0	1380	2020

これらの値は CP 110 に示す値より ρ_p の小さい範囲で小さく, ρ_p の大きい区間では大きくそれぞれなっている (図-3 実線)

Tam, Pannell は断面曲げ破壊抵抗モーメントを次式で与えている。

$$\begin{aligned} \frac{M_u}{f_{cu} b d_p^2} &= \frac{A_{ps} f_{ps}}{b d_p f_{cu}} \left[1 - 0.6 \left(\frac{A_{ps} f_{ps}}{b d_p f_{cu}} + 2 \frac{A_s f_y}{b d_p f_{cu}} \right) \right] + \\ &+ \frac{A_s f_y}{b d_p f_{cu}} \left(\frac{d}{d_p} - 0.6 \frac{A_s f_y}{b d_p f_{cu}} \right) \dots\dots\dots (11) \end{aligned}$$

ここに, d = 鉄筋図心有効高さ

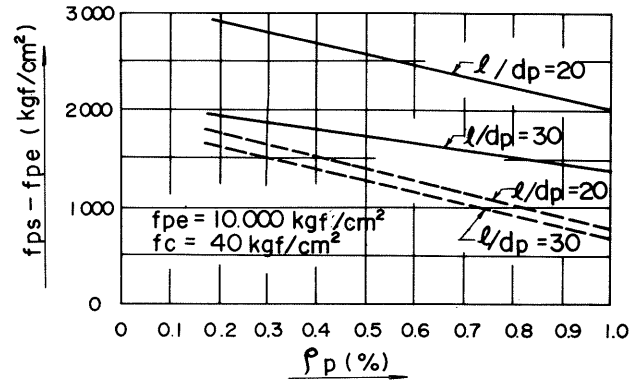


図-3 Tam, Pannel の計算(実線)と竹本(点線)との比較

竹本はその論文でアンボンド P C 鋼材引張応力増を次のように与えている。

$$\left. \begin{aligned} \ell/h \leq 20, \quad f_{ps} - f_{pe} &= 2,000 - \frac{5 \times 10^7 \rho_p}{f_c} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ 20 < \ell/h < 120, \quad f_{ps} - f_{pe} &= \left(2,000 - \frac{5 \times 10^7 \rho_p}{f_c} \right) \left(\frac{120 - \ell/h}{100} \right) \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ \ell/h \geq 120, \quad f_{ps} - f_{pe} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12)$$

ここに、 ℓ = 付着なき P C 鋼材両端定着具間隔
 h = 部材設計断面高さ

“ Ultimate stresses of unbonded tendons in partially prestressed concrete rigid frames ” Journal of Japan Prestressed Concrete Engineering Association, Vol.24 Extra Number 1982.

図-3 に $d_p = 0.9 h$ とした場合、(12)式による計算結果を点線で示してある。

図-2, 図-3 を観察すると付着なき P C 鋼材の部材曲げ破壊時引張応力増加量に関して完全に一致した計算法が確立しているとはいえないようである。前述のように部材曲げ破壊時付着なき P C 鋼材引張応力に影響する要因は非常に多数あってこれらをすべてカバー出来る計算方法は未だ提案されていないといえるであろう。よって現在の所付着なき P C 鋼材引張応力度増は $1,500 \text{ kgf/cm}^2$ 仮定するのがよいであろう。

3. 付着なき P C 鋼材を用いた部材断面曲げに関する設計方針と設計法

付着なき P C 鋼材引張応力の部材曲げ破壊時増加量は付着ある P C 鋼材のそれに比較して著しく小さい事は明らかである。従って P C 鋼材断面のみで必要な部材破壊抵抗モーメントを発揮できるようにするには付着なき P C 鋼材利用は著しく不利な結果となることは明らかである。従って必要な破壊抵抗モーメントは付着なき P C 鋼材と付着ある鉄筋との両者によって発揮できるようにするのが望ましいこととなる。この結果付着なき P C 鋼材による破壊抵抗モーメントの不足量を鉄筋による破壊抵抗モーメントによってカバーすることとなり、当然相当量の鉄筋が必要となるであろう。

一方、使用状態にあってはこの相当量の鉄筋断面をひびわれ制御に有効に利用することが可能となる。この事を考慮に入れるならば付着なき P C 鋼材を用いてプレストレッシングされる部材はこれをパーシャルプレストレッシングで設計するのが最も有利であるといえる。

従来パーシャル P C 部材に関して常に問題とされた P C 鋼材防蝕の問題は付着なき P C 鋼材を P E パイプ類中に挿入し、これをコンクリート部材の外に配置すれば、部材コンクリートのひびわれの程度は鉄筋コンクリートのそれと同程度であってもよいこととなる。腐蝕作用に対して比較的敏感である P C 鋼材防蝕をコンクリートによって確保し

ようとするので、コンクリートひびわれ幅の制限の問題がきびしくなり、従来の鉄筋コンクリート部材で許されたひびわれ幅以下とすることおよび大きいコンクリートかぶりが要求された。しかしながら、例えば箱断面の場合 P E パイプ中に挿入した付着なき P C 鋼材を箱断面内部に配置し、鉄筋を箱断面腹部及び下床版中に配置するならば、これらの区間のコンクリートひびわれは P C 鋼材存在にもかかわらず、従来の鉄筋コンクリートに対して許されて来たものと同程度でよい事となる。

以上のことから付着なき P C 鋼材を利用してプレストレスングされた部材はパーシャル P C として設計するのが有利であり、

- (1) 使用状態における鉄筋引張応力を制限することでひびわれ制御及び部材の耐久性を確保する。鉄筋引張応力はプレストレス力の作用があるので、偏心軸力を受ける鉄筋コンクリート断面での応力計算法によって求められる。
 - (2) 必要な破壊抵抗モーメントは付着なき P C 鋼材断面と付着ある鉄筋断面とによって発揮可能なようにする。
- の 2 つの条件を満足できる P C 鋼材、鉄筋の断面積をそれぞれ決定する必要がある。

以上の 2 条件を同時に満足させるための部材断面設計法について筆者は付着ある P C 鋼材配置断面について論じた。

“ A Design Procedure for Partially Prestressed Concrete Beams Based on Strength and Service-ability”, Journal of PCI Vol.27, No.5 September/October 1982.

以下 P C 鋼材には付着なきことを考慮して上記論文の各式を以下のように書換えることができる。実際の断面にあっては P C 鋼材断面図心と引張鉄筋断面図心とは同一位置にないのが普通であるが、それぞれの必要断面積の 1 次近似値を定める計算としては、両断面図心は一致すると仮定してよいであろう。

使用状態にあってプレストレス力を $P_e \equiv A_p \sigma_{pe}$ とする。使用状態での応力計算は偏心軸力 P_e 、曲げモーメント M が作用する鉄筋コンクリート断面応力計算法を用いればよい。或る与えられた曲げモーメント M 作用時鉄筋引張応力制限値を σ_s とする (図-4)。付着なき P C 鋼材応力変化を無視するものとする。

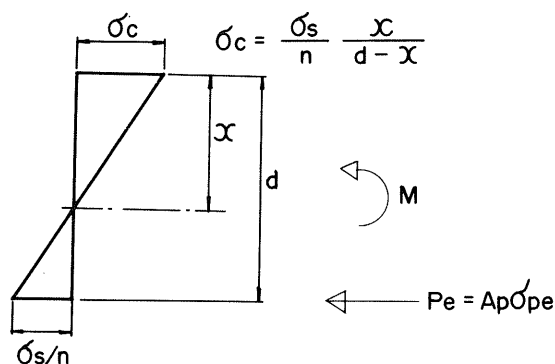


図-4 使用状態断面応力分布

中立軸が腹部内にある場合次の釣合条件式が成立する。

$$\frac{\sigma_s}{n} \frac{1}{d-x} \frac{1}{2} \left\{ b x^2 - (b-b_w)(x-h_f)^2 \right\} - A_s \sigma_s = P_e \quad \dots\dots\dots (13)$$

$$\frac{\sigma_s}{n} \frac{1}{d-x} \frac{1}{2} \left\{ b x^2 - (b-b_w)(x-h_f)^2 \right\} \times \left\{ (d-x) + \frac{2}{3} \frac{b x^3 - (b-b_w)(x-h_f)^3}{b x^2 - (b-b_w)(x-h_f)^2} \right\} = M \quad \dots (14)$$

d = 有効高さ
 x = 中立軸深さ
 b = 圧縮突縁幅
 b_w = 腹部幅の総和
 h_f = 圧縮突縁厚さ
 n = ヤング係数比

(13), (14) 式を書換えると次のようになる。

$$\left(\frac{\sigma_{pe}}{\sigma_s} \right) A_p + A_s = \frac{b d}{2 n} \frac{\left(\frac{x}{d} \right)^2 - \left(1 - \frac{b_w}{b} \right) \left(\frac{x}{d} - \frac{h_f}{d} \right)^2}{1 - \left(\frac{x}{d} \right)} \quad \dots\dots\dots (15)$$

$$\left(\frac{x}{d}\right)^3 - 3\left(\frac{x}{d}\right)^2 - 6\left\{\frac{nM}{\sigma_s b_w d^2} + \left(\frac{b}{b_w} - 1\right)\left(\frac{h_f}{d}\right)\left(1 - \frac{1}{2} \frac{h_f}{d}\right)\right\}\left(\frac{x}{d}\right) + \\ + 6\left\{\frac{nM}{\sigma_s b_w d^2} + \left(\frac{b}{b_w} - 1\right)\left(\frac{h_f}{d}\right)\left(\frac{1}{2} - \frac{1}{3} \frac{h_f}{d}\right)\right\} = 0 \quad \dots\dots\dots (16)$$

与えられた M , σ_s を用い(16)式より (x/d) を求め(15)式に代入して使用状態で鉄筋引張応力がその制限値となるために必要な A_p , A_s の関係式が与えられる。ただし σ_{pe} は $(0.55 \sim 0.60) \times (\text{P C 鋼材引張強度})$ と仮定し、既知とする。

終局曲げ破壊状態での所要安全度確保のために必要な P C 鋼材及び引張鉄筋断面積は次のようである。

断面軸方向力釣合条件として、圧縮応力分布がく形分布の場合次のようになる。

$$0.85 \left(\frac{f'_{ck}}{\gamma_{m1}} \right) \times 0.8 x b = A_p (\sigma_{pe} + \Delta \sigma_p) + A_s f_{yk} \quad \dots\dots\dots (17)$$

但し, $0.8 x \leq h_f$

ここに, f'_{ck} = コンクリート圧縮強度特性値

$\gamma_{m1} = 1.3$

$\Delta \sigma_p$ = 部材断面曲げ破壊時付着なき P C 鋼材引張応力増

f_{yk} = 鉄筋降伏強度特性値

破壊抵抗モーメントは(17)式の x を用いて次式で求まる。

$$M_{Rd} = \{ A_p (\sigma_{pe} + \Delta \sigma_p) + A_s f_{yk} \} (d - 0.4 x) \\ = \{ A_p (\sigma_{pe} + \Delta \sigma_p) + A_s f_{yk} \} \left\{ d - \frac{A_p (\sigma_{pe} + \Delta \sigma_p) + A_s f_{yk}}{1.7 b (f'_{ck} / \gamma_{m1})} \right\} \quad \dots\dots\dots (18)$$

終局限界状態に対する検討用断面力の設計用値 M_{sd} を求めるための荷重作用は、次のようにとる。

鉄道橋 $\dots\dots\dots 1.5 D + 1.5 L$

道路橋 $\dots\dots\dots 1.5 D + 1.7 L$

D , L はそれぞれ死荷重, 活荷重の特性値

荷重修正係数 (荷重作用の特性値と規格値との相違を考慮するための係数) ρ

死荷重 $\rho_D = 1$

活荷重 $\rho_L = \begin{cases} 1.0 (\text{鉄道橋}) \\ 1.2 (T \text{ 荷重}) \\ 1.1 (L \text{ 荷重}) \end{cases}$

終局限界状態にあって

$$M_{Rd} \geq M_{sd}$$

でなければならない。

(18)式において $M_{Rd} = M_{sd}$ とおき, $\gamma_{m1} = 1.3$ とおくと次式が求まる。

$$(\sigma_{pe} + \Delta \sigma_p) A_p + f_{yk} A_s = 0.85 \left(\frac{f'_{ck}}{\gamma_{m1}} \right) b d \left[1 - \sqrt{\frac{2 M_{sd}}{0.85 (f'_{ck} / \gamma_{m1}) b d^2}} \right] \\ = 0.654 f'_c b d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{3.06 M_{sd}}{f'_{ck} b d^2}} \right] \quad \dots\dots\dots (19)$$

$\Delta \sigma_p = 1,500 \text{ kgf/cm}^2$ とすれば, (19)式は A_p , A_s に関する方程式となる。

(15), (19)両式を A_p , A_s について解けば, 使用状態の或る規定モーメント M 作用時引張鉄筋応力度がその制限値 σ_s となり, 終局破壊状態にあって破壊抵抗モーメントが, 設計用モーメント M_{sd} となるための付着なき P C 鋼材, 引張

鉄筋それぞれの断面積が求められる。

以上計算 A_p , A_s から適切な緊張材本数, 鉄筋直径及び本数を選定し部材断面に配置する。当然ながら, 実際に配置される A_p , A_s 値は計算値と異なるものとなり, かつまたそれぞれの断面図心は一致せず, 計算仮定とは異なったものとなる。

よって最初に計算 A_p 値に最も近い断面積を有する緊張材本数を選定し, これを配置する。緊張材断面図心有効高を d_p とする。鉄筋断面積を A_s (未知), その断面図心有効高さ d_s (仮定) とする。使用状態に関する釣合条件式 (13) 式はそのまま d の代りに d_s を用いて成立する。(14) 式は鉄筋断面図心に関するモーメント式として, d の代りに d_s を, また一般に $d_s > d_p$ であるから (14) 式右辺の M の代りに $M + P_e(d_s - d_p)$ をそれぞれ代入すればよい。

よって (16) 式の代りに次式が成立する。

$$\left(\frac{x}{d_s}\right)^3 - 3\left(\frac{x}{d_s}\right)^2 - 6\left\{n \frac{M + P_e(d_s - d_p)}{\sigma_s b_w d_s^2} + \left(\frac{b}{b_w} - 1\right)\left(\frac{h_f}{d_s}\right)\left(1 - \frac{1}{2} \frac{h_f}{d_s}\right)\right\}\left(\frac{x}{d_s}\right) + 6\left\{n \frac{M + P_e(d_s - d_p)}{\sigma_s b_w d_s^2} + \left(\frac{b}{b_w} - 1\right)\left(\frac{h_f}{d_s}\right)^2\left(\frac{1}{2} - \frac{1}{3} \frac{h_f}{d_s}\right)\right\} = 0 \quad \dots\dots\dots (20)$$

(20) 式を解いて (x/d_s) を求め, (15) 式の釣合条件から A_s を求める。すなわち,

$$A_s = \frac{b d_s}{2n} \frac{\left(\frac{x}{d_s}\right)^2 - \left(1 - \frac{b_w}{b}\right)\left(\frac{x}{d_s} - \frac{h_f}{d_s}\right)^2}{1 - \left(\frac{x}{d_s}\right)} - \left(\frac{\sigma_{pe}}{\sigma_s}\right) A_p \quad \dots\dots\dots (21)$$

ただし, (21) 式の A_s は引張鉄筋応力制御のため必要な値である。

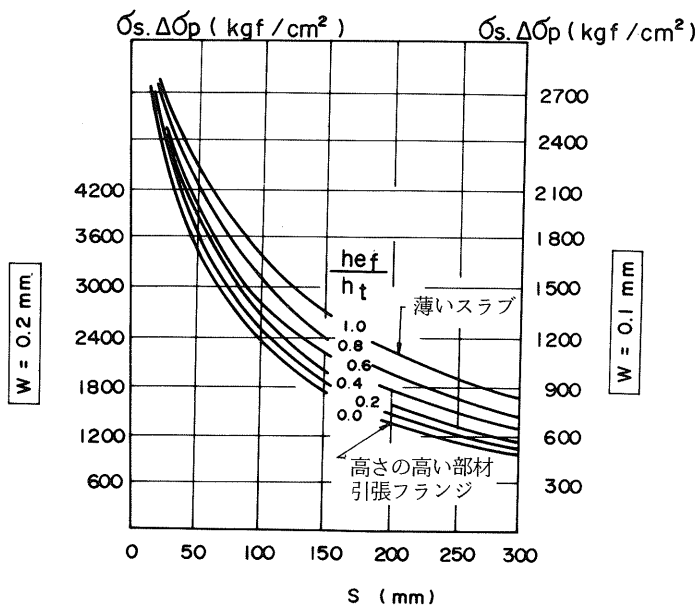
曲げ破壊に関する安全度に関し, 与えられた A_p 断面積に対する A_s はコンクリート圧縮応力分布区間が圧縮突縁内にある場合, 次式を解いて求まる。

$$M_{sd} \leq \left\{ A_p (\sigma_{pe} + \Delta\sigma_p) + A_s f_{yk} \right\} \left\{ d_p - 0.7647 \frac{A_p (\sigma_{pe} + \Delta\sigma_p) + A_s f_{yk}}{b f'_{ck}} \right\} + A_s f_{yk} (d_s - d_p) \quad \dots\dots\dots (22)$$

(22) 式を解いて求めた A_s と (21) 式の A_s とを比較して大きい値を採用する。

鉄筋配置にあたってはひびわれ制御のため配置される鉄筋間隔が図—5に示す鉄筋間隔をこえず, また鉄筋量が図—6に示す最小値をこえていることを, それぞれ確める必要がある。これらの図は次に与えてあるものである。

FIP Recommendations on practical design ; Draft June 1982.



σ_s = ひびわれ後の鉄筋応力

$\Delta\sigma_p$ = decompression 以後の付着ある緊張材引張応力

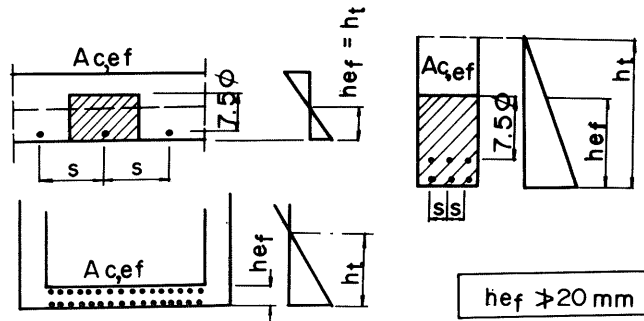
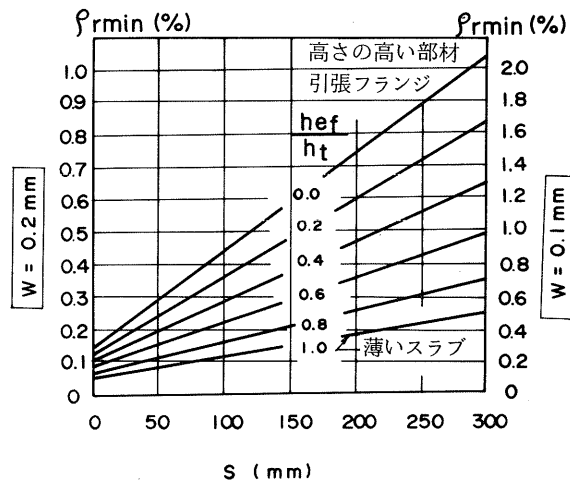


図-5 鉄筋最大間隔



$$\rho_{r \min} = \frac{A_s}{A_{c,ef}} = \frac{A_{c,ef} \text{ 内鉄筋断面積}}{\text{有効コンクリート断面積 (図-5 参照)}}$$

図-6 最小鉄筋断面図

4. 永久荷重作用のもとでひびわれ発生のある部材断面の検討

永久荷重作用のみの状態でひびわれ発生のある部材の断面ひずみ分布変化をコンクリートクリープ、乾燥収縮を考慮して検討する。この場合圧縮側コンクリート応力分布は直線とならず、また中立軸位置はクリープ、乾燥収縮進行と共に深くなるものである。すなわち図-7に示すように、載荷直後の時点 t_0 にあって圧縮縁応力 σ_{c0} 、中立軸深さ x_0 であるとき、時点 t_∞ にあってはそれぞれ $\sigma_{c\infty}$ 、 x_∞ となり、コンクリート圧縮応力分布は x_0 、 x_∞ 間で曲線となり、 $\sigma_{c\infty}$ は σ_{c0} より小さいものとなる（詳細については別に発表予定）。

この曲線応力分布を考慮する事は余りにも計算が錯雑となるので、以下直線分布と仮定する（図-8）。ひずみ分布も直線分布とする。 t_0 時点プレストレス力を P_0 と表わす。

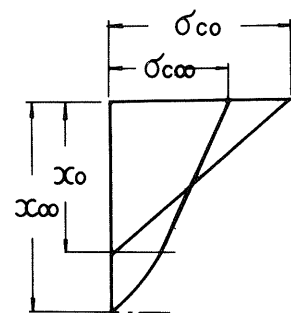


図-7 圧縮側コンクリート応力分布の経時変化

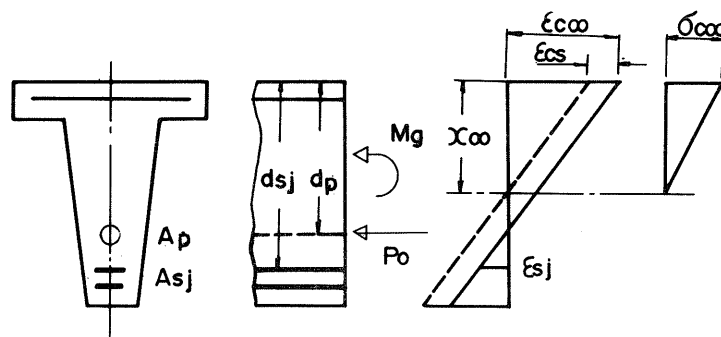


図-8 永久荷重作用状態でひびわれ発生状態

圧縮側コンクリートの圧縮合力及び P_0 作用点に関するモーメント

$$N_{c\infty} = \frac{\sigma_{c\infty}}{x_{\infty}} \cdot Q_{cx\infty} \quad \dots\dots\dots (23)$$

$$M_{c\infty} = \frac{\sigma_{c\infty}}{x_{\infty}} \left\{ (d_p - x_{\infty}) Q_{cx\infty} + I_{cx\infty} \right\} \quad \dots\dots\dots (24)$$

ここに、 $Q_{cx\infty}$ 、 $I_{cx\infty}$ はそれぞれ中立軸に関する圧縮側コンクリート断面 1 次及び断面 2 次モーメントである。
圧縮縁コンクリートひずみ $\epsilon_{c\infty}$ は、コンクリートクリープ及び乾燥収縮を考慮すると、

$$\begin{aligned} \epsilon_{c\infty} &= \frac{1}{E_c} \left\{ \sigma_{c0}(1+\varphi) + (\sigma_{c\infty} - \sigma_{c0})(1+\chi\varphi) \right\} + \epsilon_{cs} \\ \epsilon_{c\infty} - \epsilon_{cs} &= \frac{1}{E_c} \left\{ \sigma_{c0}(1-\chi)\varphi + \sigma_{c\infty}(1+\chi\varphi) \right\} \quad \dots\dots\dots (25) \end{aligned}$$

ここに、 ϵ_{cs} はコンクリート乾燥収縮、 χ はエージング係数、である。
平面保持の仮定により、第 j 段鉄筋ひずみは、

$$\epsilon_{sj} = \frac{1}{E_c} \left\{ \sigma_{c0}(1-\chi)\varphi + \sigma_{c\infty}(1+\chi\varphi) \right\} \left(\frac{x_{\infty} - d_{sj}}{x_{\infty}} \right) + \epsilon_{cs} \quad \dots\dots\dots (26)$$

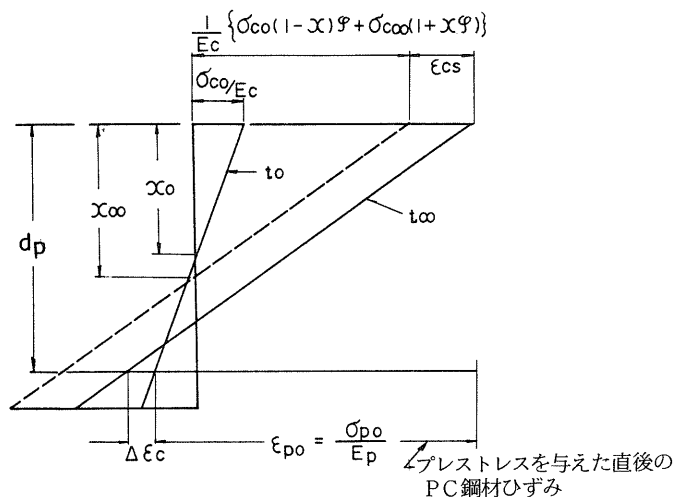
ϵ_{sj} の正号は圧縮ひずみを、負号は引張ひずみを表わす。

PC 鋼材は付着がないので、PC 鋼材図心位置コンクリートひずみ変化の PC 鋼材定着区間全長に沿っての平均値を求めて PC 鋼材応力変化を求めることが可能である。すなわち、断面 X-XPC 鋼材図心位置コンクリートひずみ変化 $\Delta\epsilon_c$ が求まれば、PC 鋼材ひずみ変化は、

$$\Delta\epsilon_p = \frac{1}{\ell} \int_0^{\ell} \Delta\epsilon_c \cdot d_s \quad \dots\dots (27)$$

と与えられる。

$\Delta\epsilon_c$ をひびわれ発生区間について求めることは非常に困難である。すなわち相隣れるひびわれ間中間区間での $\Delta\epsilon_c$ を考慮に入れることは非常に困難かつ錯雑なことである。ひびわれ断面における PC 鋼材位置コンクリートの見掛けひずみ変化（ひびわれ区間でのひずみ変化であるので見掛けと呼ぶこととする）は図-9 のようになる。



$$\Delta\epsilon_c = \frac{1}{E_c} \left\{ \sigma_{c0}(1-\chi)\varphi + \sigma_{c\infty}(1+\chi\varphi) \right\} \left(1 - \frac{d_p}{x_{\infty}} \right) + \epsilon_{cs} - \frac{\sigma_{c0}}{E_c} \left(1 - \frac{d_p}{x_0} \right)$$

図-9 ひびわれ断面での $\Delta\epsilon_c$

以下計算を簡単にするため鋼材断面力算定にあたってP C鋼材断面積を無視し、クリープ、乾燥収縮終了後のプレストレス力を P_e と仮定する。

鉄筋応力合力及び緊張材図心に関するモーメントを求めると、(26)式の鉄筋ひずみを用いて次のようになる。

$$N_{s\infty} = n \left\{ \sigma_{c0} (1 - \chi) \varphi + \sigma_{c\infty} (1 + \chi \varphi) \right\} \frac{Q_{sx\infty}}{x_{\infty}} + E_s \varepsilon_{cs} A_s \quad \dots\dots\dots (28)$$

$$M_{s\infty} = n \left\{ \sigma_{c0} (1 - \chi) \varphi + \sigma_{c\infty} (1 + \chi \varphi) \right\} \frac{1}{x_{\infty}} \left\{ (d_p - x_{\infty}) Q_{sx\infty} + I_{sx\infty} \right\} \\ + E_s \varepsilon_{cs} \left\{ (d_p - x_{\infty}) A_s + Q_{sx\infty} \right\} \quad \dots\dots\dots (29)$$

ここに、 $n = E_s / E_c$, 弾性係数比,

A_s は鉄筋断面積である。

$Q_{sx\infty}$, $I_{sx\infty}$ はそれぞれ中立軸に関する鉄筋の面積モーメント (中立軸より上方鉄筋について正, 下方鉄筋について負) 及び断面 2 次モーメント, である。

(23), (24), (28), (29) 各式より軸力及び緊張材図心に関するモーメント釣合条件式を求め、書換えると次のようになる。
ただし緊張材引張力を P_e とする。

$$\frac{\sigma_{c\infty}}{x_{\infty}} \left\{ Q_{cx\infty} + n (1 + \chi \varphi) Q_{sx\infty} \right\} + \frac{\sigma_{c0}}{x_{\infty}} (1 - \chi) \varphi n Q_{sx\infty} \\ + E_s \varepsilon_{cs} A_s + P_e = 0 \quad \dots\dots\dots (30)$$

$$\frac{\sigma_{c\infty}}{x_{\infty}} \left\{ (d_p - x_{\infty}) \left\{ Q_{cx\infty} + n (1 + \chi \varphi) Q_{sx\infty} \right\} + \left\{ I_{cx\infty} + n (1 + \chi \varphi) I_{sx\infty} \right\} \right\} + \\ + \frac{\sigma_{c0}}{x_{\infty}} (1 - \chi) \varphi \left\{ (d_p - x_{\infty}) Q_{sx\infty} + I_{sx\infty} \right\} + \\ + E_s \varepsilon_{cs} \left\{ (d_p - x_{\infty}) A_s + Q_{sx\infty} \right\} + M_g = 0 \quad \dots\dots\dots (31)$$

(30), (31) 両式より $\sigma_{c\infty}$ を消去すると、 x_{∞} に関する方程式が求まる。

$$- (P_e + E_s \varepsilon_{cs} A_s) \left\{ (d_p - x_{\infty}) + \frac{I_{cx\infty} + n (1 + \chi \varphi) I_{sx\infty}}{Q_{cx\infty} + n (1 + \chi \varphi) Q_{sx\infty}} \right\} + \\ + n \frac{\sigma_{c0}}{x_{\infty}} (1 - \chi) \varphi \frac{Q_{cx\infty} \cdot I_{sx\infty} - Q_{sx\infty} I_{cx\infty}}{Q_{cx\infty} + n (1 + \chi \varphi) Q_{sx\infty}} + \\ + E_s \varepsilon_{cs} \left\{ (d_p - x_{\infty}) A_s + Q_{sx\infty} \right\} = M_g \quad \dots\dots\dots (32)$$

プレストレスを与えた直後の状態 (t_0 時点) では、 $\varphi = \varepsilon_{cs} = 0$, $x_{\infty} = x_0$, $\sigma_{c\infty} = \sigma_{c0}$ であるから、(32)式は次のように書ける。

$$(d_p - x_0) + \frac{I_{cx0} + n I_{sx0}}{Q_{cx0} + n Q_{sx0}} = - \frac{M_g}{P_0} \quad \dots\dots\dots (33)$$

(33)式より x_0 が求まれば(30)式を t_0 時点について書換えて、 σ_{c0} は次のように求まる。鉄筋応力は(26)式を t_0 時点に書換えて求められる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{c0} &= \frac{P_0 \cdot x_0}{Q_{cx0} + n Q_{sx0}} \\ \sigma_{sj0} &= n \sigma_{c0} \left(1 - \frac{d_{sj}}{x_0} \right) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (34)$$

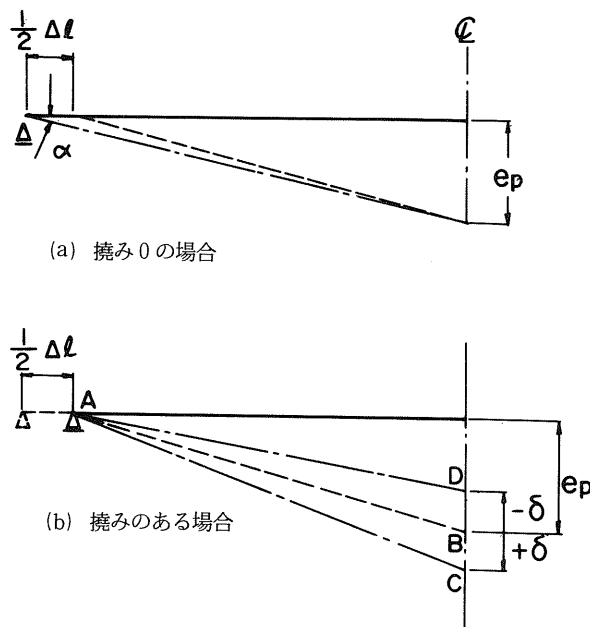
(34) 式の σ_{c0} を (32) 式に代入して x_{∞} を求め、 σ_{c0} 、 $\sigma_{sj\infty}$ は次式で与えられる。

$$\sigma_{c\infty} = - \frac{x_{\infty}}{Q_{cx\infty} + n(1+\chi\varphi)Q_{cx\infty}} \left\{ P_e + E_s \varepsilon_{cs} A_s + \frac{\sigma_{c0}}{x_{\infty}} (1-\chi) \varphi n Q_{sx\infty} \right\} \dots\dots\dots (35)$$

$$\sigma_{sj\infty} = n \left\{ \sigma_{c0}(1-x)\varphi + \sigma_{c\infty}(1+\chi\varphi) \right\} \left(\frac{x_{\infty} - d_{sj}}{x_{\infty}} \right) + E_s \varepsilon_{cs}$$

以上は永久荷重作用のみの状態でひびわれ断面でのコンクリートクリープ、乾燥収縮を考慮した計算法であるが、最も困難な問題は緊張材有効引張り P_e を定める計算である。理論的には緊張材図心位置コンクリートひずみ変化を緊張材全長にわたって求め、この平均ひずみから、P C 鋼材応力変化を求める事ができる。しかしこれは非常に錯雑な計算となる。

近似的には P C 鋼材応力変化を桁の撓みの関数として与えることが可能であろう。図一10 はスパン中央 に関して対称な桁での付着なき緊張材配置を示す。桁端偏心量を 0、スパン中央偏心量を e_p とする。



図一10 付着なき緊張材の長さの変化

部材のクリープ、乾燥収縮による支点断面水平移動を $\frac{1}{2} \Delta l$ とすると、部材撓みが 0 の場合には図一10(a) のように P C 鋼材短縮量は

$$\frac{1}{2} \Delta l \cdot \cos \alpha$$

となる。もし部材がスパン中央でクリープ、乾燥収縮により死荷重作用時 δ だけ撓む(下方に)ならば、緊張材は AC となり、 δ の関数で表わされる伸びを示す。一方スパン中央で δ だけ反る(上方)ならば緊張材は AD となり同じく δ の関数で表わされる短縮となる。従ってコンクリート乾燥収縮、クリープを考慮した部材の短縮及び全死荷重作用時スパン中央の撓みまたは反り増加量の関数として緊張材引張り減少または増加量を求めることができ、有効プレストレス力 P_e は求められることとなる。しかしながら、この方面の実用的設計法の研究開発ができるまで、ごく近似的かつ工学的な判断にもとづいて、P C 鋼材ひずみ変化はコンクリート乾燥収縮ひずみ ε_{cs} と、プレストレスングによるコンクリート総断面に関する弾性コンクリートひずみのクリープによるクリープひずみ増との和であると仮定する。 t_{∞} におけるコンクリートひずみ変化は次のようである。緊張材引張り P_0 は負号を用いることに注意。

$$-\frac{P_0}{E_c A} \varphi - \frac{P_e - P_0}{E_c A} (1 + \chi \varphi) + \varepsilon_{cs}$$

コンクリートひずみ変化と同じひずみ変化を緊張材がうけるとすると、

$$P_e - P_0 = -n \rho_p \varphi P_0 - n \rho_p (1 + \chi \varphi) (P_e - P_0) + E_p \varepsilon_{cs} \cdot A_p$$

$$P_e = P_0 - \frac{1}{1 + n \rho_p (1 + \chi \varphi)} (n \rho_p \varphi P_0 - E_p \varepsilon_{cs} A_p)$$

P C 鋼材レラクセーションによる引張力損失の値に関しても将来の検討にまつ所があるが、ここでは従来と同じく P C 鋼より線に関して 5 % 減を考えると、 P_e は次のようになる。

$$P_e = 0.95 P_0 - \frac{1}{1 + n \rho_p (1 + \chi \varphi)} (n \rho_p \varphi P_0 - E_p \varepsilon_{cs} A_p) \quad \dots\dots\dots (36)$$

ここに、 $\rho_p = A_p / A$ (P C 鋼材断面積比)

変動荷重を含めた荷重作用に対する断面応力を検討するにはコンクリート断面応力が 0 となる状態での鉄筋及び P C 鋼材断面力を求める必要がある。第 j 段での鉄筋ひずみは断面コンクリート応力が 0 となるときの、次の値だけ変化する。

$$-\frac{\sigma_{c\infty}}{E_c} \left(1 - \frac{d_{sj}}{x_\infty}\right) \quad \dots\dots\dots (37)$$

付着なき P C 鋼材ひずみ変化はこの場合も 0 と仮定する。従ってコンクリート断面応力 0 の状態での鉄筋応力は、

$$\sigma_{sj\infty} - n \sigma_{c\infty} \left(1 - \frac{d_{sj}}{x_\infty}\right) \equiv \overline{\sigma}_{sj} \quad \dots\dots\dots (38)$$

と与えられる。よってこれら応力による鉄筋合力の符号を変えたものと有効プレストレス力との和が部材断面に対する軸圧縮力となる。

$$\bar{N} = -\sum A_{sj} \cdot \overline{\sigma}_{sj} - P_e \quad \dots\dots\dots (39)$$

軸圧縮力の作用点と断面上縁との距離は、

$$\bar{d} = -(\sum A_{sj} \overline{\sigma}_{sj} \cdot d_{sj} + P_e \cdot d_p) / \bar{N} \quad \dots\dots\dots (40)$$

となる。すなわち、 $(M_g + M_q)$ なる断面モーメントと上縁から $\bar{d}$ 位置に作用する軸圧縮力 $\bar{N}$ とが同時に作用した場合の鉄筋コンクリート断面の検討を実施する (図-11)。

中立軸を求める方程式は、

$$(\bar{d} - x) + \frac{I_{cx} + n I_{sx}}{Q_{cx} + n Q_{sx}} = \frac{M}{\bar{N}} \quad \dots\dots\dots (41)$$

圧縮縁コンクリート応力及び鉄筋応力は、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_c &= \frac{\bar{N} \cdot x}{Q_{cx} + n Q_{sx}} \\ \sigma_{sj} &= \overline{\sigma}_{sj} + n \sigma_c \left(1 - \frac{d_{sj}}{x}\right) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (42)$$

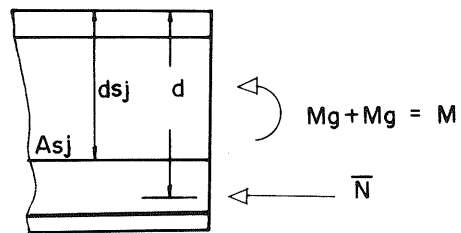


図-11 偏心軸をうける鉄筋コンクリート断面

以上 (40)、(41) 式より使用状態での断面応力検討が可能となる。

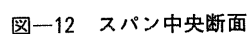
5. 試設計例

スパン 38.50m の単純桁道路橋で、断面は 1 室箱断面であり、全死荷重のみの状態でのひびわれ幅を 0.1mm に制限する。荷重によるスパン中央曲げモーメントは次の通りである。

$$\sum M_D = 3,682 \text{ tfm}, \quad M_L = 1,200 \text{ tfm}$$

$$f_{ck}' = 350 \text{ kgf/cm}^2, \quad f_{yk} = 4,000 \text{ kgf/cm}^2, \quad f_{pk} = 19,000 \text{ kgf/cm}^2$$

スパン中央断面は図—12 に示す形状寸法と仮定する。

$$\begin{aligned} b &= 1,140 \text{ cm} \\ b_w &= 2 \times 45 = 90 \text{ cm} \\ h_f &= 30 \text{ cm} \\ d &= 198 \text{ cm} \end{aligned}$$
$$n = \frac{E_s}{E_c} (1 + \chi \varphi) = 7 \times (1 + 0.8 \times 2.6) \cong 21$$
$$\Sigma M_D = 3,682 \text{ (tfm)}$$
$$\begin{aligned} & \left(\frac{x}{d}\right)^3 - 3\left(\frac{x}{d}\right)^2 - 6\left\{\frac{21 \times 3,682}{1.1 \times 10^4 \times 0.9 \times 1.98^2} + 11.67 \times 0.1515 \times (1 - 0.07576)\right\} \times \left(\frac{x}{d}\right) \\ & + 6\left\{\frac{21 \times 3,682}{1.1 \times 10^4 \times 0.9 \times 1.98^2} + 11.67 \times 0.1515^2 \times (0.5 - 0.05050)\right\} = 0 \\ & \left(\frac{x}{d}\right)^3 - 3\left(\frac{x}{d}\right)^2 - 21.757\left(\frac{x}{d}\right) + 12.675 = 0 \\ & \left(\frac{x}{d}\right) = 0.5487 \end{aligned}$$
$$9.818 A_p + A_s = 5374.3 \times \frac{0.5487^2 - 0.9210 (0.5487 - 0.1515)^2}{1 - 0.5487} = 1854.9 \text{ (cm}^2\text{)} \quad \dots\dots\dots (a)$$


(19)式において,

$$\Delta \sigma_p = 1,500 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$M_{sd} = 1.5 \sum M_D + 1.7 \times 1.1 M_L = 1.5 \times 3682 + 1.7 \times 1.1 \times 1200 = 7767 \text{ (tfm)}$$

$$12,300 A_p + 4,000 A_s = 0.654 \times 350 \times 1140 \times 198 \times$$

$$\times \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{3.06 \times 7767 \times 10^5}{350 \times 1140 \times 198^2}} \right\} = 4,086,788$$

$$3.075 A_p + A_s = 1021.7 \text{ (cm}^2\text{)} \quad \dots\dots\dots (b)$$

(a), (b)両式より, A_p , A_s を求める。

$$A_p = 123.56 \text{ cm}^2, \quad A_s = 641.74 \text{ cm}^2$$

緊張材として, 19K15 (断面積 26.353 cm^2) 5 本を箱断面の両隅にそれぞれ 2 本ずつ, 中央に 1 本配置する (図—15)。

$$A_p = 5 \times 26.353 = 131.76 \text{ (cm}^2\text{)}$$

緊張材シース (PEパイプ) 直径を 12 cm とすると, d_p は次のようになる。

$$d_p = 215 - 20 - 6 = 189 \text{ (cm)}$$

緊張材配置が決定されたので, 再び鉄筋応力制限のための A_s を(20), (21)式で求める。鉄筋断面有効高を次のように仮定する。

$$d_s = 215 - 14 = 201 \text{ (cm)}$$

$$M + P_e (d_s - d_p) = 3682 \times 10^5 + 131.76 \times 10,800 \times 12 = 3852.8 \times 10^5 \text{ (kg-cm)}$$

(20)式は次のようになる。

$$\begin{aligned} & \left(\frac{x}{d_s} \right)^3 - 3 \left(\frac{x}{d_s} \right) - 6 \left\{ \frac{21 \times 3852.8 \times 10^5}{1.1 \times 10^3 \times 90 \times 201^2} + 11.67 \times 0.1492 (1 - 0.0746) \right\} \left(\frac{x}{d_s} \right) \\ & + 6 \left\{ \frac{21 \times 3852.8 \times 10^5}{1.1 \times 10^3 \times 90 \times 201^2} + 11.67 \times 0.1492^2 (0.5 - 0.04975) \right\} = 0 \end{aligned}$$

$$\left(\frac{x}{d_s} \right)^3 - 3 \left(\frac{x}{d_s} \right) - 21.805 \left(\frac{x}{d_s} \right) + 12.839 = 0$$

$$\left(\frac{x}{d_s} \right) = 0.5543$$

(21)式より A_s を求めると,

$$A_s = 5455.7 \times \frac{0.5543^2 - 0.9210(0.5543 - 0.1492)^2}{1 - 0.5543} - 9.818 \times 131.76 = 617.2 \text{ (cm}^2\text{)}$$

これは(a), (b)両式の解の A_s よりわずかに少ない。この A_s は A_p を19K15 緊張材を5本配置した場合鉄筋応力を 1100 kgf/cm^2 に制限するためのものである。よって次に破壊に対する安全度を満足するための A_s を19K15 緊張材5本配置の場合について(22)式を用いて求める。

$$\begin{aligned} 7767 \times 10^5 &= (123 \times 10^3 \times 131.76 + 4 \times 10^3 A_s) \times \left(189 - 0.7647 \times \frac{1620.6 \times 10^3 + 4 \times 10^3 A_s}{1140 \times 350} \right) \\ &+ 4 \times 10^3 A_s (201 - 189) \end{aligned}$$

書換えて, 次のようになる。

$$-3.066 (0.01 A_s)^2 + 779.14 (0.01 A_s) = 4754.47$$

よって A_s は次のように求まる。

$$A_s = 625.7 \text{ (cm}^2\text{)}$$

これは鉄筋応力制限のために必要な値 617.2 cm^2 より少しく大きい。よって A_s は 625.7 cm^2 とする必要がある。
下床版鉄筋中心間隔を約 100 mm とし、D22mm を 2 段全数 106 本配置すると下床版鉄筋断面積は、

$$106 \times 3.871 = 410.3 \text{ (cm}^2\text{)}$$

である。腹部 1 本당りに必要な鉄筋断面積は、

$$\frac{1}{2} (625.7 - 410.3) = 107.7 \text{ (cm}^2\text{)}$$

D29mm を 18 本断面積 $18 \times 6.424 = 115.6 \text{ (cm}^2\text{)}$ 配置するものとする。鉄筋配置は図—12 のようである。
断面下縁から全鉄筋断面図心までの距離は、

$$\left\{ 410.3 \times 10.0 + 2 \times 6.424 \times (4 \times 6 + 4 \times 15 + 4 \times 24 + 4 \times 33 + 2 \times 42) \right\} / (410.3 + 2 \times 115.6) \\ = 9190.80 / 641.5 = 143 \text{ (cm)}$$

$$d_s = 215 - 14.3 = 200.7 \text{ (cm)} \text{ (假定値 } 201 \text{ cm であるから OK)}$$

ひびわれ制限に関する検討を図—5、図—6 で実施する。

下床版鉄筋

鉄筋間隔はひびわれ幅 0.1 mm に対し、 $\sigma_s = 1100 \text{ kgf/cm}^2$ の場合最大 100 mm であるので、間隔に関しては適当である。鉄筋断面積比は、

$$\rho_r = \frac{410.3}{20 \times 560} \times 100 = 3.66 \%$$

であって図—6 に示す最少必要量約 1.0% 以上であるので、ひびわれ幅に関する特別な計算は必要ない。

腹部鉄筋

$$h_{ef} = 42.0 + 7.5 \times 2.9 \cong 64 \text{ (cm)}$$

全死荷重作用時 (x/d_s) = 0.5543 であるから、 $x \cong 111 \text{ cm}$ ，すなわち、

$$h_t = 215 - 111 = 104 \text{ cm}$$

$$h_{ef} / h_t \cong 0.62$$

図—5 によるとひびわれ幅 0.1 mm ， $\sigma_s = 1100 \text{ kg/cm}^2$ に対する許容鉄筋間隔は 120 mm 程度であるから、鉄筋間隔については適当である。鉄筋断面積比は、

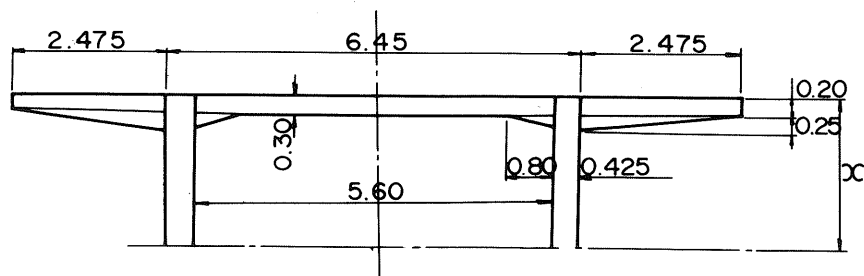
$$\rho_r = \frac{115.6}{40 \times 104} \times 100 = 2.78 \%$$

図—6 によると鉄筋断面積比に関しても適当である。

すなわち下床版、腹部ともに全死荷重作用時のひびわれ幅 0.1 mm 制限に対する配筋方法は適当であるといえる。

(2) 全死荷重のみの状態でのひびわれ検算

圧縮側コンクリートの中立軸に関する面積モーメント、断面 2 次モーメント (図—13)。



図—13 圧縮側コンクリート断面 (腹部は平均厚 42.5 cm と假定)

$$\begin{aligned}
Q_{cx} &= 5.6 \times 0.30 \times (x - 0.15) + 4.95 \times 0.20 \times (x - 0.10) + 2.475 \times 0.25 \times (x - 0.283) \\
&\quad + 0.80 \times 0.15 \times (x - 0.35) + 0.85 \times x \times x/2 \\
&= 0.425 x^2 + 3.4087 x - 0.5681 \quad (\text{m}^3)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
I_{cx} &= 1.68 \times \{0.0075 + (x - 0.15)^2\} + 0.99 \times \{0.003333 + (x - 0.10)^2\} + \\
&\quad + 0.6187 \times \{0.003472 + (x - 0.283)^2\} + 0.12 \times \{0.00125 + (x - 0.35)^2\} \\
&\quad + 0.85 \times x^3/3 \\
&= 0.2833 x^3 + 3.4087 x^2 - 1.1362 x + 0.1301 \quad (\text{m}^4)
\end{aligned}$$

引張鉄筋断面 ($A_s = 641.5 \text{ cm}^2$) の中立軸に関する面積モーメント及び断面 2 次モーメント。

$$Q_{sx} = 641.5 \times 10^{-4} \times (x - 2.007) = 0.06415 x - 0.1287 \quad (\text{m}^3)$$

$$I_{sx} = 641.5 \times 10^{-4} \times (x - 2.007)^2 = 0.06415 x^2 - 0.2575 x + 0.2584 \quad (\text{m}^4)$$

プレストレスを与えた直後の P C 鋼材引張応力を 125 kg/mm^2 と仮定する。

$$P_0 = -12500 \times 131.76 = -1647 \quad (\text{t})$$

全死荷重が一度に作用したとした場合の弾性解による中立軸は (33) 式で求まる。

$$\begin{aligned}
I_{cx0} + n I_{sx0} &= 0.2833 x^3 + 3.4087 x^2 - 1.1362 x_0 + 0.1301 \\
&\quad + 7 \times (0.06415 x_0^2 - 0.2575 x_0 + 0.2584) \\
&= 0.2833 x_0^3 + 3.8577 x_0^2 - 2.9387 x_0 + 1.939 \\
Q_{cx0} + n Q_{sx0} &= 0.425 x_0^2 + 3.4087 x_0 - 0.5681 + 7 \times (0.06415 x_0 - 0.1287) \\
&= 0.425 x_0^2 + 3.8577 x_0 - 1.469 \\
(1.89 - x_0) + \frac{0.2833 x_0^3 + 3.8577 x_0^2 - 2.9387 x_0 + 1.939}{0.425 x_0^2 + 3.8577 x_0 - 1.469} &= \frac{3682}{1647} = 2.2356 \\
x_0 &= 0.811 \quad (\text{m})
\end{aligned}$$

$$\sigma_{c0} = \frac{1647 \times 0.811}{0.425 \times 0.811^2 + 3.8577 \times 0.811 - 1.469} = 688.8 \cong 69 \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

$$\sigma_{s0} = 7 \times 688.8 \times \left(1 - \frac{2007}{0.811}\right) = -7110 \cong -710 \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

$\varphi = 2.6$, $\varepsilon_{cs} = 20 \times 10^{-5}$, $\chi = 0.80$, レラクセーション損失を 5% とする。

$$n \rho_p = 7 \times 0.013176 / 6.525 = 0.014135, \quad 1 + \chi \varphi = 3.08$$

$$P_e = -0.95 \times 1647 - \frac{1}{1.0435} (-0.03675 \times 1647 - 55.3) = -1453 \quad (\text{tf})$$

$$P_e + E_s \varepsilon_s A_s = -1453 + 21 \times 10^5 \times 20 \times 10^{-5} \times 641.5 \times 10^{-3} = -1184 \quad (\text{tf})$$

$$I_{cx\infty} + n(1 + \chi \varphi) I_{sx\infty} = 0.2833 x_\infty^3 + 4.792 x_\infty^2 - 6.688 x_\infty + 5.701$$

$$Q_{cx\infty} + n(1 + \chi \varphi) Q_{sx\infty} = 0.425 x_\infty^2 + 4.792 x_\infty - 3.343$$

$$\frac{\sigma_{c0}}{x_\infty} (1 - \chi) \varphi_n = \frac{688.8}{x_\infty} \times 0.2 \times 2.6 \times 7 = \frac{2507.2}{x_\infty}$$

$$\begin{aligned}
Q_{cx\infty} \cdot I_{sx\infty} - Q_{sx\infty} \cdot I_{cx\infty} &= (0.425 x_\infty^2 + 3.4087 x_\infty - 0.5681) \times (0.06415 x_\infty^2 - 0.2575 x_\infty + 0.2584) \\
&\quad - (0.06415 x_\infty - 0.1287) (0.2833 x_\infty^3 + 3.4087 x_\infty^2 - 1.1362 x_\infty + 0.1301) \\
&= 0.00909 x_\infty^4 - 0.07299 x_\infty^3 - 0.2927 x_\infty^2 + 0.8725 x_\infty - 0.1300
\end{aligned}$$

(32) 式によって x_∞ を求める方程式は次のように書ける。

$$(1.89 - x_{\infty}) + \frac{I_{cx\infty} + n(1 + \chi\varphi) I_{sx\infty}}{Q_{cx\infty} + n(1 + \chi\varphi) Q_{sx\infty}} + \frac{2.118}{x_{\infty}} \times \frac{Q_{cx\infty} \cdot I_{sx\infty} - Q_{sx\infty} \cdot I_{cx\infty}}{Q_{cx\infty} + n(1 + \chi\varphi) Q_{sx\infty}} - 0.0265 = 3.1098$$

すなわち x_{∞} について次式がえられる。

$$\frac{-0.1224 x_{\infty}^4 - 0.155 x_{\infty}^3 - 3.965 x_{\infty}^2 + 7.549 x_{\infty} - 0.2754}{0.425 x_{\infty}^3 + 4.792 x_{\infty}^2 - 3.343 x_{\infty}} = 1.246$$

$$x_{\infty} = 1.037 \quad (\text{m})$$

(35) 式よりコンクリート及び鉄筋応力を求める。

$$\sigma_{c\infty} = -\frac{1.037}{2.0833} \left(-1184 - \frac{2507.2}{1.037} \times 0.06217 \right) = 664.2 \cong 66 \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{s\infty} &= 7(688.8 \times 0.2 \times 2.6 + 664.2 \times 3.08) \times \left(1 - \frac{2.007}{1.037} \right) + 21 \times 10^5 \times 20 \times 10^{-5} \times 10 \\ &= -11540 \cong -1150 \quad (\text{kgf/cm}^2) \end{aligned}$$

鉄筋応力は 1150 (kgf/cm²) 引張であるから、既に仮定したものとほとんど一致するので、ひびわれ幅は全死荷重用状態で 0.1mm 程度に制限可能である。

(3) 全荷重作用状態でのひびわれ検討

全死荷重のみの状態での断面応力状態は図-14 のようである。

コンクリート断面応力がりとなるとき鉄筋位置コンクリートひずみ変化は、

$$-\frac{1}{E_c} \times 664 \times \left(1 - \frac{2.007}{1.037} \right) = -\frac{621.1}{E_c}$$

であるから、コンクリート断面無応力状態にあって鉄筋応力は、

$$\bar{\sigma}_s = -11,540 + 7 \times 621.1 = -7,192 \quad (\text{tf/m}^2)$$

P C 鋼材応力変化はこれを無視することとすると、コンクリート断面応力 0 の状態にあって断面に対する軸圧縮力は、

$$1,453 + 7,192 \times 0.06415 = 1,914 \quad (\text{tf})$$

その作用点と断面上縁との距離は、

$$(1,453 \times 1.89 + 461.3 \times 2.007) / 1,914 = 1.918 \quad (\text{m})$$

$$\Sigma M_D + M_L = 4,882 \quad (\text{tfm})$$

中立軸を求める方程式は次のようである。

$$(1.918 - x) + \frac{0.2833 x^3 + 3.858 x^2 - 2.938 x + 1.939}{0.425 x^2 + 3.858 x - 1.469} = \frac{4882}{1914} = 2.5506$$

$$x = 0.689 \quad (\text{m})$$

$$\sigma_c = \frac{1914 \times 0.689}{1.3909} = 948.1 \quad (\text{t/m}^2) \cong 95 \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

$$\sigma_s = -7,192 + 7 \times 948.1 \times \left(1 - \frac{2.007}{0.689} \right) = -19,887 \quad (\text{t/m}^2) \cong -1,990 \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

図-5 によると下床版についてはひびわれ幅は 0.2mm 以下である。

腹部については、

$$h_{ef} \cong 64 \text{ cm}, \quad h_t = 215 - 68.9 \cong 146 \text{ cm}, \quad h_{ef} / h_t = 0.44$$

であるから、ひびわれ幅は 0.2mm をこえることはない。

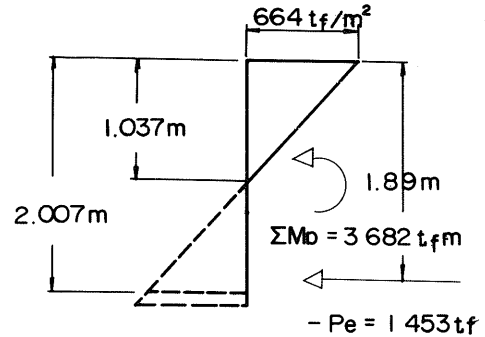
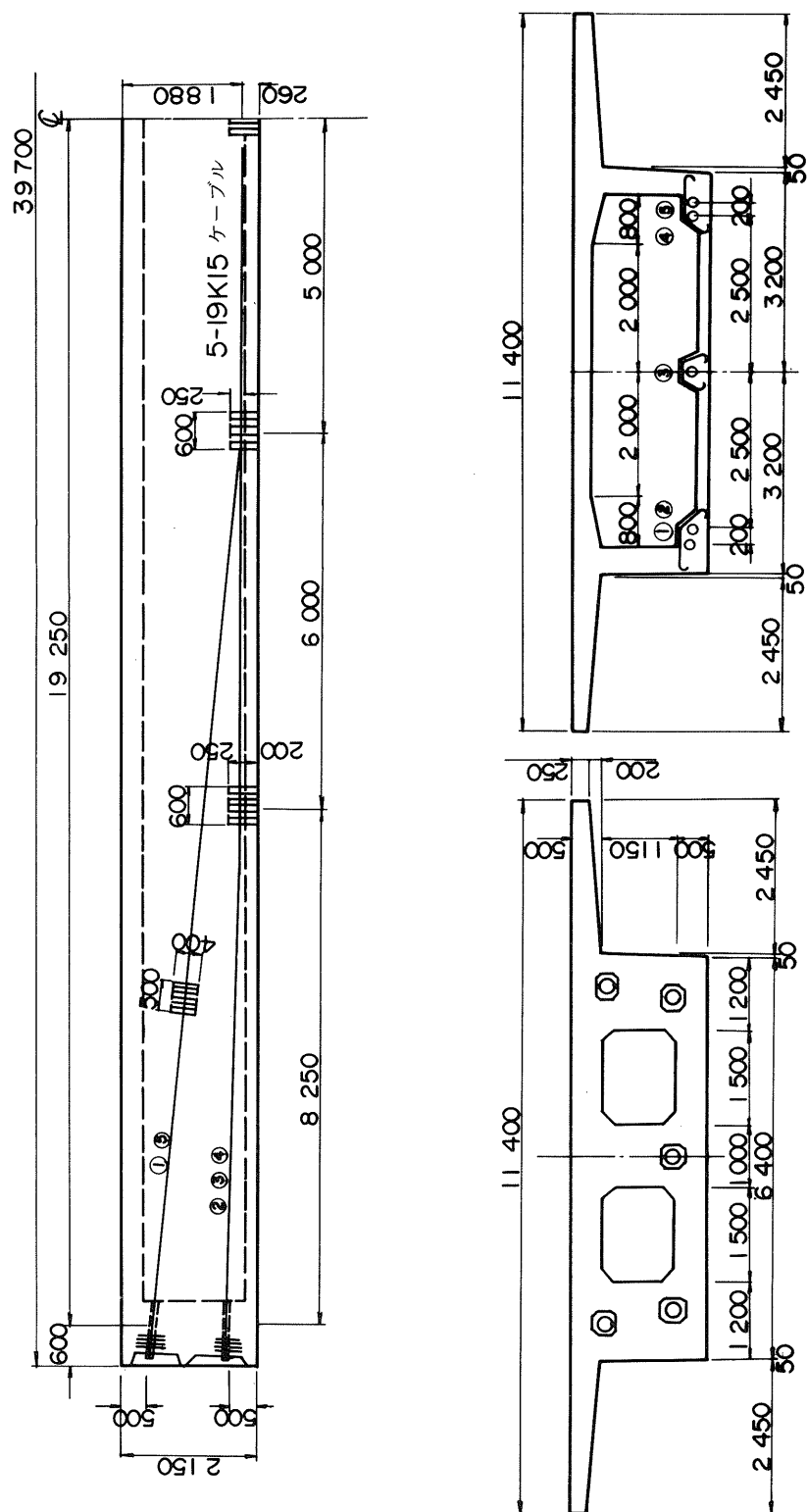


図-14 t_{∞} 時 ΣM_D のみの状態断面応力



圖—15 緊張材配置

すなわち最も不利な載荷状態でもひびわれ幅は 0.2mm 以下である。

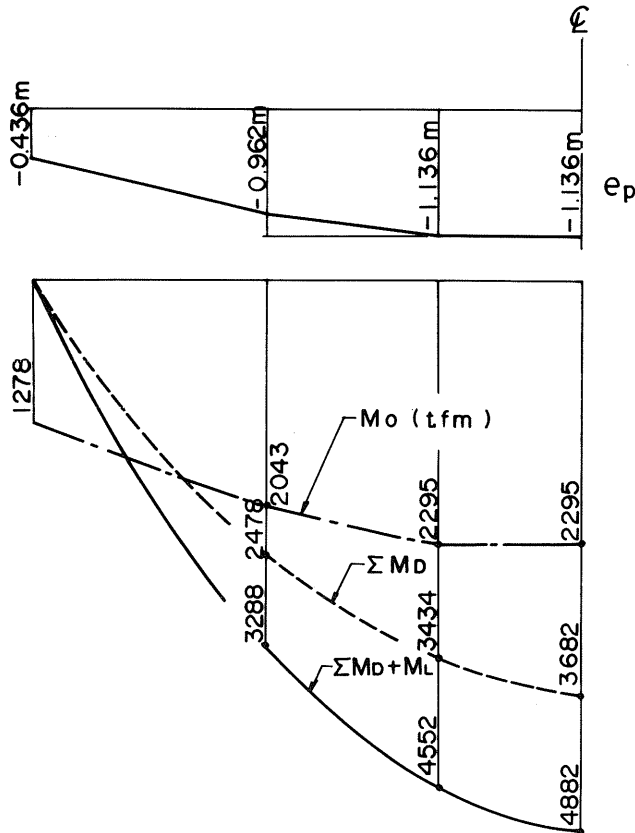
(4) 緊張材配置

スパン中央断面には緊張材偏心移動を防止するため鉄筋コンクリートブロックを下床版、腹部に剛結する。また緊張材を曲げ上げる箇所にあっても同じく鉄筋コンクリートブロックを下床版、腹部に剛結する。

緊張材は外径 120mm の P E パイプ中に挿入グリースを注入する。

鉄筋コンクリート固定用ブロック及び桁端区間コンクリート中においては P E パイプの外に更に鋼管をかぶせこれらの区間は 2 重管とする。

5 本の 19K15 ケーブルは図—15 のように配置するものとする。緊張材図心線の偏心量は図—16 のように与えられる。



図—16 M_0 , ΣM_D , $\Sigma M_D + M_L$ 分布図

引張縁コンクリート応力が 0 となるときの曲げモーメント M_0 は次式で求まる。

$$M_0 = W_b \frac{P_e}{A} \left(1 + \frac{e_p y_b}{r^2} \right)$$

ここに, W_b = 下縁に関する断面係数, 2.894 m³

P_e = 有効プレストレス力, 1453 tf

A = 断面積, 6.525 m²

e_p = 偏心量 (図—16)

y_b = 断面図心と下縁との距離, 1.396 m

$r^2 = I/A = 0.619$ m²

M_0 を計算すると図—16 のようになる。 ΣM_D 及び $(\Sigma M_D + M_L)$ の分布も図—16 に示してある。これからスパン中央断面でのひびわれ制御が満足されているので、その他の断面についてもひびわれ制御の条件は満足されていることが判る。

(5) 腹鉄筋配置

終局限界状態せん断力は、次のようである。

$$\begin{aligned} \text{支点断面} \cdots \cdots 1.5 \sum S_d + 1.7 \times 1.1 S_L &= 1.5 \times 383 + 1.7 \times 1.1 \times (53.1 + 3.72 \times 38.5/2) \\ &= 807.7 \text{ (tf)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{スパン中央断面} \cdots \cdots 1.7 \times 1.1 S_L &= 1.7 \times 1.1 \times (53.1/2 + 3.72 \times 19.25/4) \\ &= 83.1 \text{ (tf)} \end{aligned}$$

プレストレッシングによるせん断力

$$\begin{aligned} \text{支点断面} \cdots \cdots - (1453/5) \times (2 \times 1.39/14.25 + 3 \times 0.24/8.25) \\ &= -56.7 - 25.4 \\ &= -82.1 \text{ (tf)} \end{aligned}$$

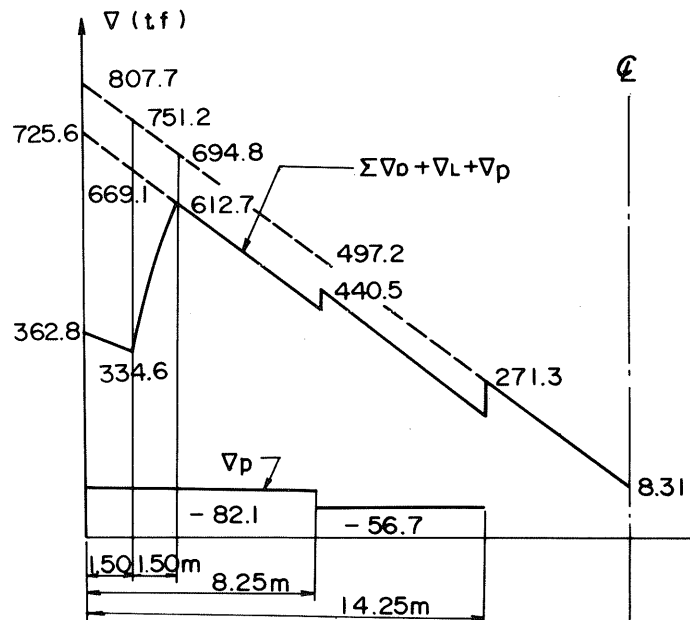


図-17 せん断力分布

支承反力の影響を考慮するため、せん断力を支点近傍で $(1/\beta_x)$ 倍する。

ここに、

$$\beta_x = 1.5 d/x \quad \text{ただし} \quad 1 \leq \beta_x \leq 2$$

d は 2.007 m であるから、 $x = 1.5 \times 2.007 \cong 3.0$ m、 $x = 0.75 \times 2.007 \cong 1.50$ m の区間でせん断力分布を求めると図-17 のようになる。

よって最も不利なせん断力は、

$$V = 694.8 - 82.1 = 612.7 \text{ (tf)}$$

$V_{\max}$ は次式で求める。

$$\begin{aligned} V_{\max} &= 0.2 f'_{cd} b_w d \\ &= 0.2 \times \frac{350}{1.3} \times 85 \times 200.7 \\ &= 918.59 \times 10^3 \\ &= 918.6 \text{ (tf)} \end{aligned}$$

すなわち腹部コンクリートの圧縮破壊に対しては十分安全である。

V_c を次式で求める。

$$V_c = \frac{f_{vk}}{1.3} (1 + \beta_d + \beta_p + \beta_n) b_w d$$

ここに, $f_{vk} = 0.8 \sqrt[3]{f_{ck}'} = 5.64 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

$$\beta_d = \sqrt[4]{\frac{100}{d}} - 1 = \sqrt[4]{\frac{100}{200.7}} - 1 = -0.1598, \text{ よって } \beta_d = 0$$

$$\beta_p = \sqrt{100 p_w} - 1 = \sqrt{100 \times \frac{641.5}{85 \times 200.7}} - 1 = 0.939 > 0.73$$

よって $\beta_p = 0.73$

$$\beta_n = \frac{M_0}{M_d}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 4.38 \times (1.73 + \beta_n) \times 85 \times 200.7 \\ &= 74.72 \times (1.73 + \beta_n) \times 10^3 \quad (\text{kgf}) \end{aligned}$$

表-3 V_c の計算

支点からの距離 (m)	3.0	8.25	14.25
M_0 (tm)	1556	2043	2295
M_d (tm)	2232	5231	7243
$\beta_n = M_0 / M_d$	0.697	0.390	0.317
V_c (t)	181.3	158.4	152.9

必要なスターラップ断面積は次式で求める。

$$\frac{A_w}{s} = \frac{1.15 (V_d - V_c)}{f_{wk} d}$$

$f_{wk} = 4000 \text{ kgf/cm}^2$, $d = 200.7 \text{ cm}$ とすると (A_w/s) は次のようになる。

表-4 A_w/s の計算

支点からの距離(m)	3.0	8.25	14.25
V_d (t)	612.7	440.5	271.3
V_c (t)	181.3	158.4	152.9
A_w/s (cm ² /cm)	0.6179	0.4041	0.1686
s (cm)	18.5	28.3	67.5

D-19mm U型スターラップを各腹部に配置すると, 1組(両腹部に対するもの)の断面積は,

$$A_w = 4 \times 2.865 = 11.46 \text{ cm}^2$$

であるから, 必要な間隔 s は表-4 のようになる。

必要な最小スターラップは,

$$\frac{A_w}{s} = 0.0015 \times 85 = 0.1275 \text{ (cm}^2\text{/cm)}$$

であるから, 計算によるスターラップ量 (A_w/s) は最小量以上である。

以上から、スターラップ配置は図-18 のようにする。

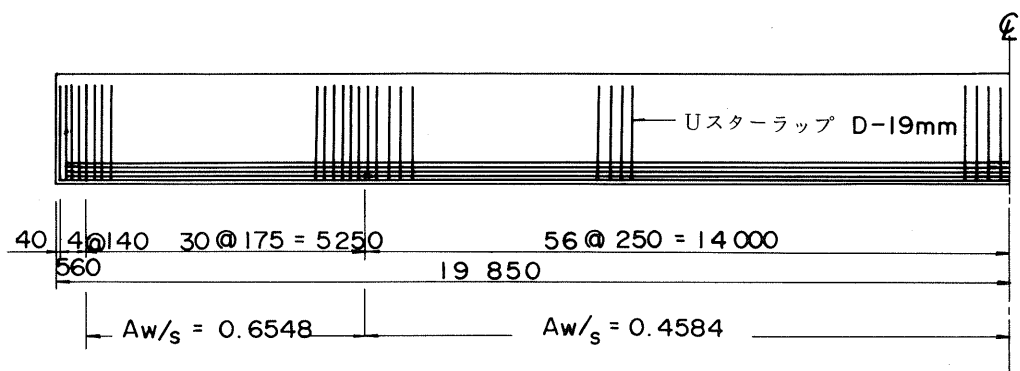


図-18 スターラップ配置

PC構造物の曲げ靱性改善

1. ま え が き

プレストレストコンクリート（以下PCと略記）部材は鉄筋コンクリート（以下RCと略記）部材と比較して弾力性にとみ、復元性が強い。荷重の作用によって生じたひびわれは荷重除去後には完全に閉じるし、また、曲げ破壊の直前まで載荷しても荷重を除去すればもとに復し、はじめとかわらない力学的性質を示す。これはPC鋼材にあらかじめ大きな引張力（大きな伸び）があたえられており、かつ、PC鋼材の応力ひずみ曲線には明瞭な降伏点がないため、コンクリートに大きなひびわれや変形がおこってもPC鋼材がスプリングの役目をし、ばねの力によってもとの平衡の位置にもどるからである。このような強い弾力性、復元性は構造物の耐震安全性にとって良い面と悪い面を持つ。良い面としては構造物が破壊に近い地震力を受けてもその作用がなくなると再びもとに復し、基本的には大規模の補修をしなくても安全性を損うことなくそのまま使用可能である点である。建設省建築研究所で行った2階建ポストテンション組立剛節ラーメンの強制振動実験¹⁾によると、部材各部にひびわれが発生するような大振動をあたえてラーメンが降伏的傾向を示しても、振動を中止すると一旦生じたひびわれは完全にその口を閉ざし、ほとんど原状に復したことが報告されており、上述の良い面が実証されている。悪い面としては弾性に富むために同じ地震に対して地震入力が大きくなり、また、エネルギー吸収能力も小さくなるので、実用設計に際して設計地震力を大きくとる必要があることが挙げられる。さらに、終局強度を上回る地震力が作用した場合、破壊直前の塑性変形能力が期待できないので破壊が突発的に起こり、破壊とともに急激に耐荷能力を失ういわゆるぜい性破壊の様相を示す。

このようなPC部材のどちらかというぜい性に富む破壊は、近年の構造物の耐震設計の考え方からいえば必ずしも望ましい性状ではなく、破壊直前の十分な塑性変形により地震エネルギーを吸収するじん性に富む部材が要求される。とくに、RC部材と比較した場合、塑性変形能力の少ないPC部材は耐震性の面で劣るやに判断されることが多く、さらに、動的解析結果からもPC部材のじん性改善の必要性が一部で指摘されており、³⁾ PC構造物の破壊時じん性改善は今日の重要研究課題の1つとなっている。ここでは横拘束コンクリートによる曲げじん性改善について述べる。

2. 構造物の破壊時たわみじん性の要求

構造物の耐震性能は単に終局強度だけではなく変形能力についても同時に考えて評価する必要がある。すなわち、純ラーメンのように柔な架構で崩壊に至るまでに著しい塑性変形能力が期待できるものでは地震入力エネルギーを塑性変形によって吸収し、耐力壁や筋かいなどの耐震要素が多く配置された剛な構造ではその強さで地震力を負担させるという考え方が、今日の構造物の耐震設計の基本的考え方である。^{2), 4)} 図1はその説明図で、三角形OABの面積は完全弾性挙動を示す剛な構造物の場合の地震エネルギー吸収量を、梯形OCEDの面積は塑性変形が十分期待できる柔な構造物のそれを示すものである。図中の記号を用いて両者のエネルギー吸収量を計算すると、

$$\text{三角形OABの面積} = E_Q R \cdot E \delta_r / 2$$

$$\text{梯形OCDEの面積} = p_Q R \cdot p \delta_r - p_Q R^2 \cdot E \delta_r / 2 E_Q R$$

ここで、両者の面積が等しいとすると、この2つの構造物は同じ

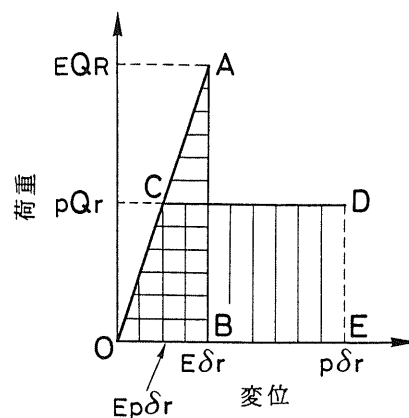


図1 塑性変形による地震入力エネルギーの吸収

大きさの地震入力エネルギーを吸収して破壊に至ることになる。すなわち、

$$\frac{{}_E Q_r \cdot {}_E \delta_r}{2} = {}_p Q_r \cdot {}_p \delta_r - {}_p Q_r^2 \cdot {}_E \delta_r / 2 {}_E Q_r$$

これより ${}_p Q_r$ と ${}_E Q_r$ との関係が次のように求められる。

$${}_p Q_r = \frac{{}_E Q_r}{\sqrt{2\mu_r - 1}} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、

$$\mu_r = \frac{{}_p \delta_r}{{}_E \delta_r} = \frac{{}_p \delta_r}{{}_E \delta_r} \cdot \frac{{}_E Q_r}{{}_p Q_r} \quad \dots\dots\dots (2)$$

である。すなわち、あたえられた地震入力エネルギーを吸収するのに完全弾性挙動をする構造物では ${}_E Q_r$ の耐力を必要とするのに対し、(2)式で示されるたわみじん性率 μ_r を持つ完全弾塑性挙動構造物では(1)式の耐力 ${}_p Q_r$ を持てばよいことになる。建築構造物に対する新耐震設計基準(昭55.7制定)では2次設計用地震力(大地震時の保有耐力検査用地震力)は、(1)式できまるたわみじん性率を考慮して定められており、

$$\frac{{}_p Q_r}{{}_E Q_r} = \frac{1}{\sqrt{2\mu_r - 1}} = D_s \quad \dots\dots\dots (3)$$

が特別の場合を除いてそのままベースシャ係数となっている。(3)式の D_s は構造特性係数とよばれるもので、コンクリート系構造物に対しては、純ラーメン構造のように柔な構造では $D_s = 0.3$ 、耐力壁などが十分に配置されている場合には $D_s = 0.5$ 、その中間の場合には $D_s = 0.4$ が規定されている。これらの D_s 値に対する必要じん性率を求めると

$$\left. \begin{array}{ll} D_s = 0.3 \text{ に対し} & \mu_r = 6.55 \\ D_s = 0.4 \text{ に対し} & \mu_r = 3.62 \\ D_s = 0.5 \text{ に対し} & \mu_r = 2.5 \end{array} \right\} \quad \dots\dots\dots (4)$$

となり、耐力壁がほとんど配置されていない純ラーメン構造では少なくとも $\mu_r \geq 6$ 、耐力壁が比較的多い場合でも $\mu_r \geq 3$ は確保しなければならないことになる。

3. 鉄筋係数 q の制限

このような架構におけるたわみじん性率 μ_r を確保するためには、構造物を構成する各部材の最大曲げモーメントを受ける断面における塑性ヒンジ回転能力が要求されることになる。塑性ヒンジ回転能力は、PC部材の場合にはPC鋼材降伏開始時の曲率 ϕ_y と曲げ破壊時の曲率 ϕ_u を用い、次式で表わされる曲率じん性率によって評価される。

$$\mu_\phi = \phi_u / \phi_y \quad \dots\dots\dots (5)$$

一例として図2に示す幅 b 、全高さ D の長方形断面の $d = 0.9D$ の位置に断面積 $A_{sp} = p b D$ (p は全断面積に対するPC鋼材比)のPC鋼材を配置したPCはりについて曲率じん性率 μ_ϕ を計算してみる。材料の応力ひずみ関係を同図に示すように完全弾塑性と仮定する。また、材料常数は同図に併記してある。なお、コンクリートの応力ひずみ曲線については曲げ破壊限界ひずみを通常の値 ϵ_{cu} よりも大きくとる場合を想定して、 $\alpha \epsilon_{cu}$ (ただし、 $\alpha \geq 1$) のひずみまで有効として示してある。したがって、通常の場合には $\alpha = 1$ とすればよい。なお、有効プレストレス力はPC鋼材降伏点応力度 f_y の0.7倍とする。すなわち、

$$P = p b D \times 0.7 f_y \quad \dots\dots\dots (6)$$

である。

(a) PC鋼材降伏開始曲げモーメントと曲率

PC鋼材降伏開始時の圧縮側コンクリート応力は弾性範囲にあるものとして計算する。図2の降伏開始時の断面ひ

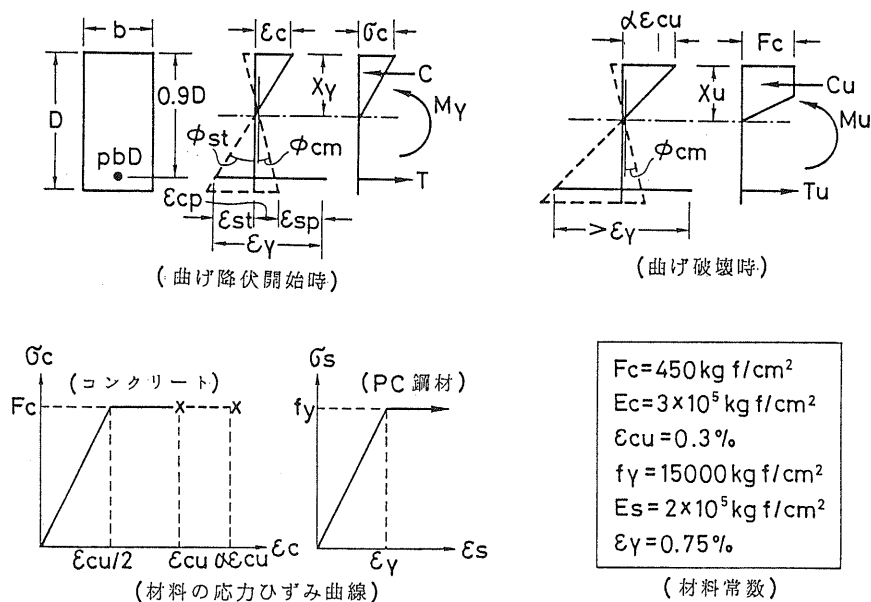


図2 曲率じん性率計算に用いたPCはり断面と材料の力学的性質仮定値

ずみおよび応力分布を参照して、コンクリートの圧縮合力CおよびPC鋼材引張合力Tは次式となる。

$$\left. \begin{aligned} C &= \frac{b x_y}{2} \sigma_c = \frac{b x_y}{2} E_c \epsilon_{st} \frac{x_y}{0.9D - x_y} = \frac{F_c}{\epsilon_{cu}} \cdot \frac{b x_y^2}{0.9D - x_y} \epsilon_{st} \\ T &= p b D f_y \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

軸力の釣合 $C = T$ から中立軸位置 x_y を求めると、次式をうる。

$$x_{y1} = \frac{x_y}{D} = \frac{\epsilon_{cu}}{2 \epsilon_{st}} q + \sqrt{\left(\frac{\epsilon_{cu}}{2 \epsilon_{st}} q \right)^2 + 0.9 \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{st}} q} \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 q はPC鋼材鉄筋係数で

$$q = p f_y / F_c \dots\dots\dots (9)$$

で表わされる。また、 ϵ_{st} は

$$\epsilon_{st} = \epsilon_y - \epsilon_{sp} - \epsilon_{cp} \dots\dots\dots (10)$$

ϵ_{sp} および ϵ_{cp} はそれぞれ有効プレストレス力によるPC鋼材引張ひずみおよびPC鋼材位置でのコンクリートの圧縮ひずみ、 ϵ_y はPC鋼材降伏ひずみであり、この算例の場合にはそれぞれ次式となる。

$$\begin{aligned} \epsilon_{sp} &= 0.7 f_y / E_s = 5.25 \times 10^{-3} \\ \epsilon_{cp} &= \frac{1}{E_c} \left(\frac{P}{A_c} + \frac{P e^2}{I_c} \right) = \frac{1}{E_c} \left(\frac{P}{b D} + \frac{P \times 0.16 D^2}{b D^3 / 12} \right) = 2.92 \frac{P}{E_c b D} \\ &= 2.92 \frac{0.7 p f_y}{E_c} = 2.044 \frac{p f_y}{2 F_c / \epsilon_{cu}} = 3.066 \times 10^{-3} q \\ \epsilon_y &= f_y / E_s = 7.5 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

したがって、(10)式は次のようになる。

$$\varepsilon_{st} = 7.5 \times 10^{-3} - 5.25 \times 10^{-3} - 3.066 \times 10^{-3} q = (2.25 - 3.066 q) \times 10^{-3} \quad \dots\dots\dots (11)$$

降伏モーメント M_Y は

$$M_Y = p b D f_Y \left(0.9D - \frac{x_Y}{3} \right) = p b D^2 f_Y \left(0.9 - \frac{x_{Y1}}{3} \right) \quad \dots\dots\dots (12)$$

$$\therefore m_Y = \frac{M_Y}{b D^2 F_c} = q \left(0.9 - \frac{x_{Y1}}{3} \right) \quad \dots\dots\dots (13)$$

降伏時曲率 ϕ_Y は、図 2 を参照して

$$\phi_Y = \phi_{st} + \phi_{cm} \quad \dots\dots\dots (14)$$

ここに、 ϕ_{st} は x_Y と ε_{st} からきまる曲率、 ϕ_{cm} はプレストレスモーメントによる曲率であって、それぞれ次式で表わされる。

$$\begin{aligned} \phi_{st} &= \varepsilon_{st} / (0.9D - x_Y) = \varepsilon_{st} / (0.9 - x_{Y1}) D \\ \phi_{cm} &= \frac{Pe}{E_c I_c} = \frac{p b D \times 0.7 f_Y \times 0.4 D}{E_c b D^3 / 12} = 3.36 \frac{p f_Y}{E_c D} \\ &= 3.36 \frac{p f_Y}{2 F_c D / \varepsilon_{cu}} = 5.04 \times 10^{-3} q / D \end{aligned}$$

したがって、(14)式は

$$\phi_Y = \left(\frac{\varepsilon_{st}}{0.9 - x_{Y1}} + 5.04 \times 10^{-3} q \right) / D \quad \dots\dots\dots (15)$$

(b) 曲げ破壊モーメントと曲率

曲げ破壊は圧縮側コンクリート縁ひずみが $\alpha \varepsilon_{cu}$ (ただし、通常の場合は ε_{cu} 、すなわち $\alpha = 1$) に達したときにおこる。図 2 に示すコンクリートの応力ひずみ曲線の応力ブロック係数 $k_1 k_3$ (平均応力係数) および k_2 (図心位置係数) を求めると、

$$k_1 k_3 = \alpha - \frac{1}{4} = \frac{3}{4} \alpha_1, \quad k_2 = \frac{1}{6\alpha} \cdot \frac{12\alpha^2 - 6\alpha + 1}{4\alpha - 1} = \frac{7}{18} \alpha_2 \quad \dots\dots\dots (16)$$

$$\alpha_1 = \frac{4\alpha - 1}{3}, \quad \alpha_2 = \frac{3(12\alpha^2 - 6\alpha + 1)}{7\alpha(4\alpha - 1)} \quad \dots\dots\dots (17)$$

したがって、曲げ破壊時のコンクリートの圧縮合力 C_u および P C 鋼材引張合力 T_u は、図 2 を参照して

$$C_u = k_1 k_3 b x_u F_c = \frac{3}{4} \alpha_1 b x_u F_c \quad \dots\dots\dots (18)$$

$$T_u = p b D f_Y \quad \dots\dots\dots (19)$$

軸力の釣合 $C_u = T_u$ から中立軸位置 x_u は

$$x_{u1} = \frac{x_u}{D} = \frac{4}{3\alpha_1} q \quad \dots\dots\dots (20)$$

曲げ破壊モーメントは

$$\begin{aligned} M_u &= T (0.9D - k_2 x_u) = p b D^2 f_Y \left(0.9 - \frac{7}{18} \alpha_2 x_{u1} \right) \\ &= b D^2 F_c q \left(0.9 - \frac{14}{27} \cdot \frac{\alpha_2}{\alpha_1} q \right) \quad \dots\dots\dots (21) \end{aligned}$$

$$\therefore m_u = \frac{M_u}{b D^2 F_c} = \left(0.9 - \frac{14}{27} \cdot \frac{\alpha_2}{\alpha_1} q \right) q \quad \dots\dots\dots (22)$$

曲率 ϕ_u は

$$\begin{aligned} \phi_u &= \frac{\epsilon_{cu}}{x_u} + \phi_{cm} = \frac{3\alpha_1}{4qD} \times 3 \times 10^{-3} + 5.04 \times 10^{-3} \frac{q}{D} \\ &= \left(\frac{9\alpha_1}{4q} + 5.04q \right) \times 10^{-3} / D \quad \dots\dots\dots (23) \end{aligned}$$

以上の各式を用いて通常のコンクリートの場合すなわち $\alpha=1$ のときの曲率じん性率を種々の q の値に対して計算した結果を図3に示す。たとえば、 $\mu_\phi \geq 3$ とするためには、この計算例では $q \leq 0.25$ としなければならないことがわかる。すなわち、PC曲げ材のじん性を或程度確保するためにはPC鋼材係数 q をかなり小さくする必要があるといえる。

わが国では

$$q \leq 0.3 \quad \dots\dots\dots (24)$$

が1つの目安として規定されているが、上記の算例でもわかるように、じん性確保の立場からはこの制限値は必ずしも妥当とはいえない。多くの研究では、架構の水平変位じん性率 $\mu_r = 3 \sim 6$ 程度を確保するためには、構成部材断面の曲率じん性率として少なくとも

$$\mu_\phi = 6 \sim 10 \quad \dots\dots\dots (25)$$

程度は必要といわれている。⁵⁾ 図3の計算例では、これを満足するためには少なくとも

$$q \leq 0.12 \text{ (ただし, } \alpha=1 \text{)} \quad \dots\dots\dots (26)$$

でなければならないことになる。FIP耐震設計指針では、引張側に挿入した普通鉄筋断面積をあわせ考えた全引張鉄筋に対する鉄筋係数を

$$q \leq 0.2 \quad \dots\dots\dots (27)$$

とすることを推奨しており、実際設計におけるかなりきびしい制限となっている。R. Park らの実験においてもPC梁の十分なじん性確保には上記の q に対する制限値は妥当であることが示されており、³⁾ New Zealand 耐震設計規程にも上記の制限値が示されている。⁶⁾

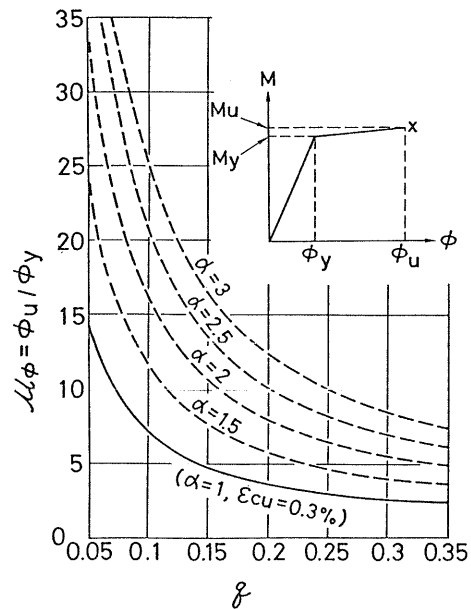


図3 PC鋼材係数 q と曲率じん性率 μ_ϕ の関係計算結果
(実線は普通コンクリート使用時、点線は横拘束コンクリート使用時)

4. コンクリートの圧縮じん性改善とその効用

上述のようなPC鋼材係数 q に対するきびしい制限は、PC部材の実際設計の立場からは、PC鋼材比 ρ をきびしく制限することを意味する。したがって、地震力に対して終局強度設計を行う場合には、(21)または(22)式から明らかに、断面寸法 b 、 D を大きくとることによって、 q を制限値以内におさめ、かつ、必要終局強度を確保することになる。このような断面は常時使用状態においてはコンクリート断面に生ずる応力が現行規程による許容応力度に対してかなり余裕を持つ設計となるのが一般的であり、不経済となる。したがって、若し何らかの方法でじん性確保に必要なPC鋼材係数 q の制限値を大きくとることが可能であれば、常時使用状態における不経済を解消でき、かつ、耐震設計上も好都合となる。その1つの有力な手段はコンクリートの曲げ圧縮限界ひずみ ϵ_{cu} の増大である。

これを前項でのべた図2の計算例で示すと図3点線のようなになる。すなわち、図3点線はコンクリートの曲げ圧縮

限界ひずみが通常の場合の値 ϵ_{cu} の α 倍 (ただし, $\alpha \geq 1$) に増大した場合の, 種々の q の値に対して曲率じん性率 μ_ϕ を計算した結果である。計算式はすでに前項に記してある。一例として $q=0.3$ の場合に ϵ_{cu} の増大によって μ_ϕ が如何になるかを図3から求めた結果を以下に示す。(カッコ内数値は $\alpha=1$ に対する μ_ϕ の比)

$\alpha=1$ の場合, $\alpha \epsilon_{cu} = 0.3\%$, $\mu_\phi = 2.63$ (1.00)

$\alpha=1.5$ の場合, $\alpha \epsilon_{cu} = 0.45\%$, $\mu_\phi = 4.08$ (1.55)

$\alpha=2$ の場合, $\alpha \epsilon_{cu} = 0.6\%$, $\mu_\phi = 5.54$ (2.11)

$\alpha=2.5$ の場合, $\alpha \epsilon_{cu} = 0.75\%$, $\mu_\phi = 7.00$ (2.66)

$\alpha=3$ の場合, $\alpha \epsilon_{cu} = 0.9\%$, $\mu_\phi = 8.46$ (3.22)

このようにコンクリートの曲げ圧縮限界ひずみが通常の場合の値 $\epsilon_{cu} = 0.3\%$ の α 倍になれば, 曲率じん性率は α 倍以上となる。かつ, $q \leq 0.3$ に対して(25)式の μ_ϕ 要求値を満足させるためには, 少なくとも $\alpha = 2 \sim 3$ 倍, すなわち, コンクリートの曲げ圧縮限界ひずみを

$$\epsilon_{cu} = 0.6 \sim 0.9\% \quad \dots\dots\dots (28)$$

になるように改善できればよいことになる。すなわち, PC部材の曲げじん性増大には単にPC鋼材係数 q を制限することのみに着目するのではなく, コンクリートの曲げ圧縮限界ひずみ ϵ_{cu} の増大もあわせ考えることが大切といえよう。

5. 横拘束によるコンクリートの圧縮変形能力改善

コンクリートの曲げ圧縮変形能力改善の手段としては, たとえば繊維補強コンクリートがあげられるが⁷⁾ 練り混ぜ, 打設および締固めが著しく面倒であることを考えると, 現時点では必ずしも有力な手段として推奨し難い。これにくらべて横拘束によるコンクリートの圧縮変形能力改善は, 簡単かつ有力な方法として注目される⁸⁾

密なピッチを持つスパイラル筋またはフープ筋で圧縮力の作用軸と直角方向に拘束 (横拘束という) すると, 圧縮破壊時のひずみが著しく増大することはかなり以前から知られており, 諸外国ではRC巻筋柱などに利用されていた。図4は何故横拘束によってコンクリートの圧縮じん性が増大するかを説明した概念図であって, 無補強のコンクリートでは同右図に示すようなすべり線が発生して崩壊に至るいわゆるすべり破壊がおこるのに対し, 横拘束を行うと同図左に示すようにすべり線が発生してもこれにそってのコンクリートブロックのすべりが拘束され, その結果, 強度および変形能力が増大する。図5は断面 20×20 cm, 試験部分の長さ60cmのコンクリート角柱に角スパイラルフープ

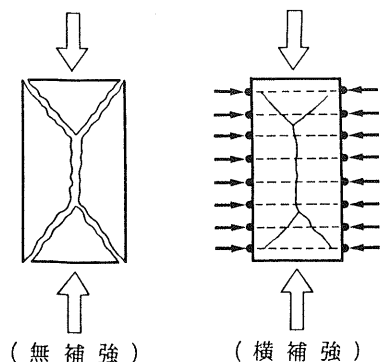


図4 横拘束筋の効果説明図

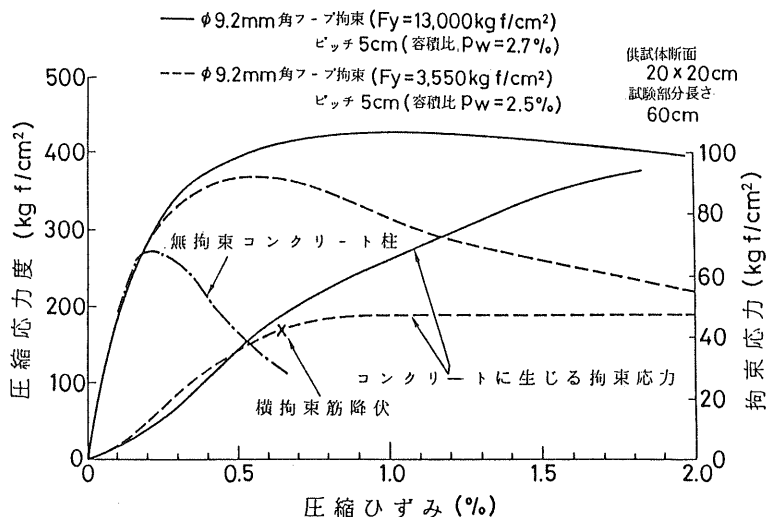


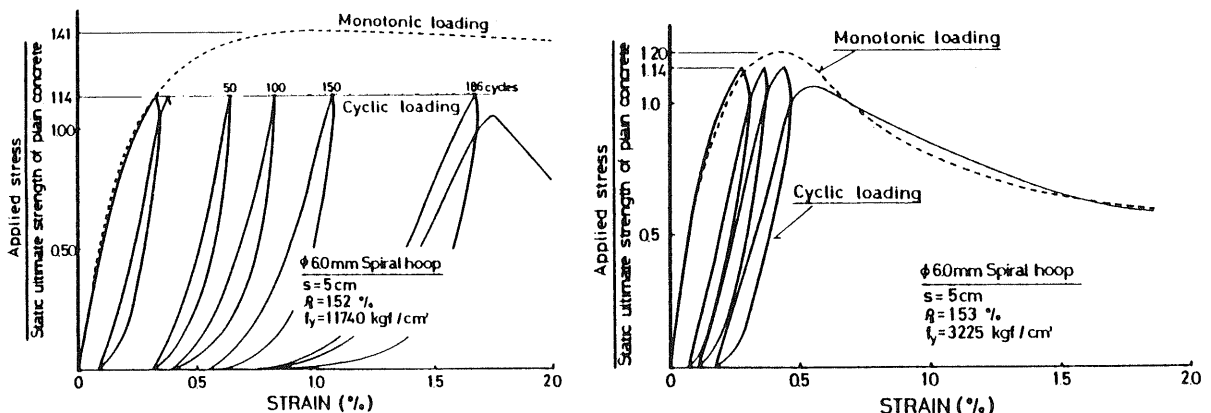
図5 横拘束コンクリートの応力ひずみ曲線の一例

補強した供試体に中心軸圧力を載荷した場合の応力ひずみ曲線を、無拘束コンクリートのそれと比較した一例で、^{8), 9)} 横拘束コンクリート柱は著しく圧縮じん性が改善されていることがわかる。さらに、同図には角スパイラルフープ筋として降伏点応力度が $F_y = 35.5 \text{ kgf/mm}^2$ の普通鉄筋の場合と、 $F_y = 130 \text{ kgf/mm}^2$ の高強度鉄筋の場合とが示してあるが、前者ではフープ筋の降伏がコンクリート軸圧縮ひずみ 0.64% のときにおこり、以後の横拘束応力は増加することなく横拘束剛性が減少し、その結果、横拘束効果が減少して応力ひずみ曲線のひずみ軟化が急速におこるのに対し、後者ではフープ筋が降伏することなくコンクリートの圧縮ひずみ増大とともに横拘束応力もほぼ弾性的に増加し続け、コンクリートの著しい圧縮降伏変形が観測されている。すなわち、コンクリートの横拘束筋の降伏は圧縮じん性改善効果の点で劣り、降伏をおこさない高強度の横拘束筋の使用が理想的であるといえよう。このことは図4の横拘束効果説明図からも容易に理解し得るところである。ちなみに、図5の3つの応力ひずみ曲線からそれぞれのコンクリートの圧縮限界ひずみ ϵ_{cu} を求めてみると次のようになる、

$$\left. \begin{array}{ll} \text{無拘束コンクリート柱} : & \epsilon_{cu} = 0.39\% \\ \text{横拘束コンクリート柱} : & \\ \quad \text{普通鉄筋角スパイラル} & \epsilon_{cu} = 1.01\% \\ \quad \text{高強度鉄筋角スパイラル} & \epsilon_{cu} = 2.16\% \end{array} \right\} \dots\dots\dots (29)$$

ただし、 ϵ_{cu} はひずみ軟化域を含む応力ひずみ曲線の任意の圧縮ひずみまでの平均応力が最大となるときのひずみ（すなわち、応力ブロック係数 $k_1 k_3$ が最大となるときのひずみ）と定義したものである。¹⁰⁾ この定義は実際の部材の曲げ破壊時圧縮側コンクリート縁ひずみ実測結果とも良く一致するものである。¹¹⁾

このような横拘束コンクリートは地震時に構造物が受ける高応力繰返し荷重に対しても著しく安定した履歴ループを示し、疲労強度も著しく大きくなる。とくに、高強度横拘束筋を用いた場合にはその効果が大きい。図6は高



(a) 高強度横拘束筋の場合 (b) 普通強度横拘束筋の場合

図6 横拘束コンクリートの高応力繰返し荷重のもとでの応力ひずみ

応力繰返し荷重のもとでの応力ひずみ履歴を高強度横拘束筋の場合と普通強度の場合との比較を行ったものである。また、図7は低サイクル疲労強度に関する実験例である。¹¹⁾

横拘束コンクリートを実部材に使用するにあたり、横拘束量に応じて圧縮変形能力が如何に改善されるかを定量化することが必要である。筆者は降伏点応力度が $30 \sim 140 \text{ kgf/mm}^2$ の広範囲にわたる横拘束筋を用い、横拘束筋容積比を $0.4 \sim 3.13\%$ にえらんだ横拘束コンクリート角柱および円柱の圧縮試験

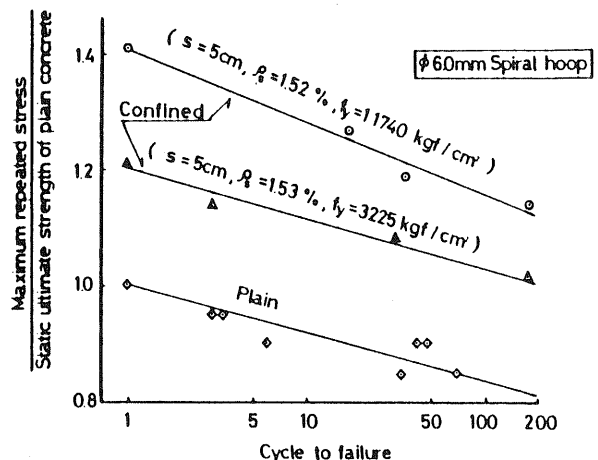


図7 横拘束コンクリートの低サイクル疲労強度

図8 プレーンコンクリートおよび横拘束コンクリートの応力ひずみ曲線のモデル化

(a) プレーンコンクリートの応力ひずみ曲線

$$\text{OA間} : \sigma_c = E_i \varepsilon_c + \frac{F_c - E_i \varepsilon_m}{\varepsilon_m^2} \varepsilon_c^2 \dots \dots \dots (30)$$

$$\text{A B間} : \sigma_c = \frac{(\sigma_u - F_c)(\varepsilon_c - \varepsilon_m)}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_m} + F_c \quad \dots\dots\dots (31)$$

上記各式で E_i , ϵ_m , ϵ_{cu} はそれぞれ実験結果から得られる定数であって, $F_c = 150 \sim 700 \text{ kgf/cm}^2$ のコンクリートについての応力ひずみ曲線実測値を整理して, 次の実験式が得られている。

$$E_i = 231000 \sqrt{F_c / 200} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad \dots\dots\dots (32)$$

$$\epsilon_m = 0.0013 (1 + F_c / 1000) \dots\dots\dots (33)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.00413 (1 - F_c / 2000) \dots\dots\dots (34)$$

また, σ_u は次式であたえられる。

$$\sigma_u = \frac{2 (A_0 - F_c \varepsilon_m)}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_m} + F_c \dots \dots \dots (35)$$

A_0 : O A間の応力ひずみ曲線の囲む面積

(b) 横拘束コンクリートの応力ひずみ曲線

○A間：(30)式(プレーンコンクリートと同じ)

$$\text{A C間} : \sigma_c = \frac{(F_c - \overline{\sigma_m})(\varepsilon_c - \overline{\varepsilon_m})^2}{(\overline{\varepsilon_m} - \varepsilon_m)^2} + \overline{\sigma_m} \dots\dots\dots (36)$$

$$\text{CD間} : \sigma_c = \frac{(\overline{\sigma_u} - \overline{\sigma_m})(\varepsilon_c - \overline{\varepsilon_m})}{\overline{\varepsilon_{cu}} - \overline{\varepsilon_m}} + \sigma_m \dots\dots\dots (37)$$

定数 $\overline{\varepsilon}_m$, $\overline{\varepsilon}_{cu}$, $\overline{\sigma}_m$ はそれぞれ次の実験式が得られている。

円柱供試体の場合（円形スパイラルフープ使用）

$$\overline{\epsilon}_m = (1 + 1460 C_c) \epsilon_m \quad \dots\dots\dots (38)$$

$$\overline{\epsilon_{cu}} = (1 + 990 C_c) \epsilon_{cu} \quad \dots\dots\dots (39)$$

$$\overline{\sigma_m} = (1 + 150 C_c) F_c \dots\dots\dots (40)$$

角柱供試体の場合（角スパイラルフープ使用）

$$\bar{\varepsilon}_m = (1 + 450 C_c) \varepsilon_m \quad \dots\dots\dots (41)$$

$$\bar{\varepsilon}_{cu} = (1 + 450 C_c) \varepsilon_{cu} \quad \dots\dots\dots (42)$$

$$\bar{\sigma}_m = (1 + 50 C_c) F_c \quad \dots\dots\dots (43)$$

また、 $\bar{\sigma}_u$ については次式となる。

$$\bar{\sigma}_u = \frac{2 (\bar{A}_0 - \bar{\sigma}_m \bar{\varepsilon}_m)}{\bar{\varepsilon}_{cu} + \bar{\varepsilon}_m} + \bar{\sigma}_m \quad \dots\dots\dots (44)$$

(38)～(43) 式中の常数 C_c は横拘束係数とよばれるもので、プレーンコンクリートの強度 F_c 、横拘束筋容積比 ρ_s 、配筋ピッチ S 、降伏点応力度 F_Y 、横拘束筋が横拘束するコンクリート断面（コア断面）の最小寸法 W の関数としてあたえられる。

$$C_c = \rho_s \frac{\sqrt{F_Y}}{F_c} \left(1 - 0.5 \frac{S}{W} \right) \quad \dots\dots\dots (45)$$

このような横拘束係数 C_c の表示は横拘束コンクリートに対する多数の実験結果を整理考察して得られたもので、(38)～(43) 式の $\bar{\varepsilon}_m$ 、 $\bar{\varepsilon}_{cu}$ 、 $\bar{\sigma}_m$ など横拘束コンクリートの応力ひずみ曲線を描く場合に必要なる諸常数をプレーンコンクリートのそれらと関係づける場合に、両者をつなぐための重要な常数である。図 9 は (38)～(43) 式を得るもとになった実験結果を参考までに示したものである。

上述のモデル化応力ひずみ曲線の数式表示のうち、圧縮変形能力の改善については (39) および (42) 式からこれを知ることができる。すなわち、(39) および (42) 式は横拘束コンクリートの圧縮限界ひずみ $\bar{\varepsilon}_m$ とプレーンコンクリートの圧縮限界ひずみ ε_{cu} との関係を表わすものであるが、これを図 2 下左に示したコンクリートの応力ひずみ曲線で用いた α を使って表示すると

円柱供試体の場合（円形スパイラルフープ使用）

$$\alpha = \frac{\bar{\varepsilon}_{cu}}{\varepsilon_{cu}} = 1 + 990 C_c = 1 + 990 \rho_s \frac{\sqrt{F_Y}}{F_c} \left(1 - 0.5 \frac{S}{W} \right) \quad \dots\dots\dots (46)$$

角柱供試体の場合（角形スパイラルフープ使用）

$$\alpha = \frac{\bar{\varepsilon}_{cu}}{\varepsilon_{cu}} = 1 + 450 C_c = 1 + 450 \rho_s \frac{\sqrt{F_Y}}{F_c} \left(1 - 0.5 \frac{S}{W} \right) \quad \dots\dots\dots (47)$$

となる。したがって、図 3 のように P C 鋼材係数 η に対して α をパラメーターにとって曲率じん性率

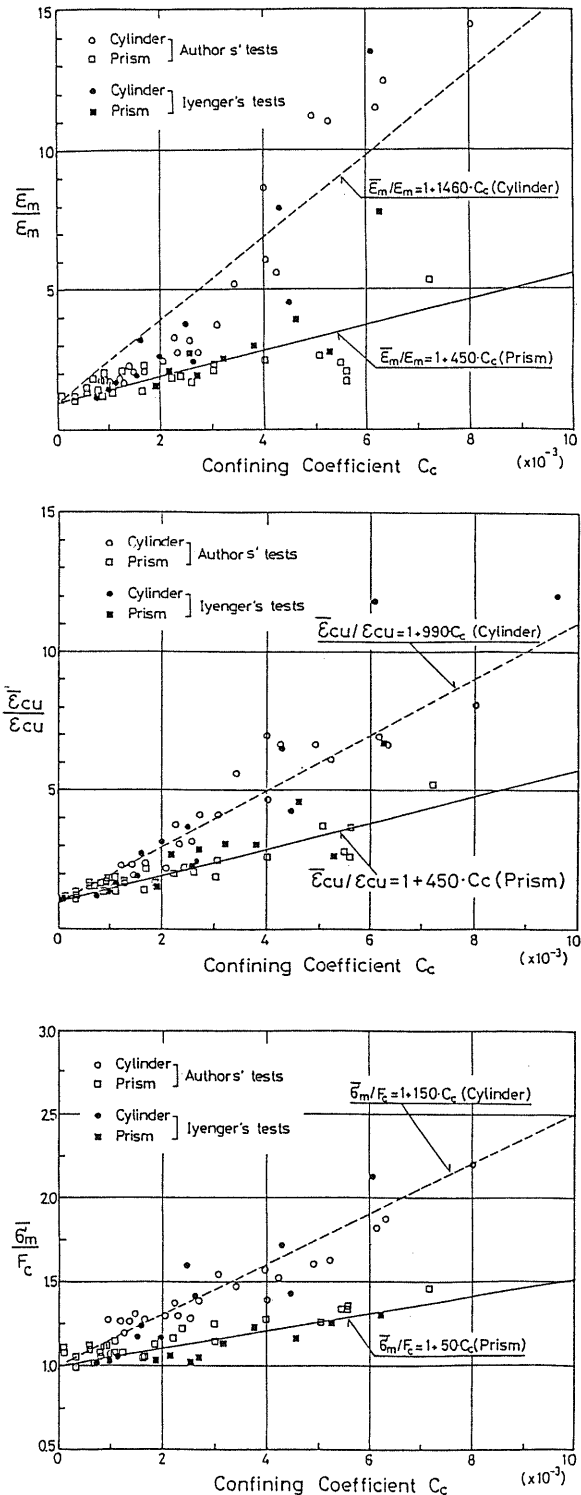


図 9 $\bar{\varepsilon}_m$ 、 $\bar{\varepsilon}_{cu}$ 、 $\bar{\sigma}_m$ と横拘束係数 C_c の関係

μ_ϕ があたえられていれば、設計された部材の持つ P C 鋼材係数 q に対して必要な曲率じん性率 μ_ϕ を設定すれば必要な α が決まり、(46) および (47) 式から横拘束筋が設計できることになる。

6. 横拘束コンクリートによる部材の曲げじん性改善

前項では横拘束コンクリートの中心圧縮試験結果にもとずきコンクリートの圧縮変形能力が横拘束によって著しく改善できることを述べた。ここでは、このような横拘束を曲げ部材に対して行った場合、これが部材の塑性ヒンジ回転能力に如何に貢献するかを実験結果にもとづき述べる。

図 10 は曲げ圧縮側コンクリートをコンクリートが圧壊に至るまで弾性的に横拘束できる高強度角スパイラルフープを用い、かつ、引張鉄筋としてコンクリートの圧壊がおこる以前に降伏することのない P C 鋼棒を緊張せずに配置した R C はりの曲げ破壊実験結果であって、横拘束によるコンクリートの曲げ圧縮変形能力改善だけで、はりの曲げじん性がどの程度改善されるかを確かめることを目的としたものである。引張鉄筋は降伏しないので、通常の R C はりにみられる引張鉄筋降伏による塑性流動たわみはおこらず、載荷荷重

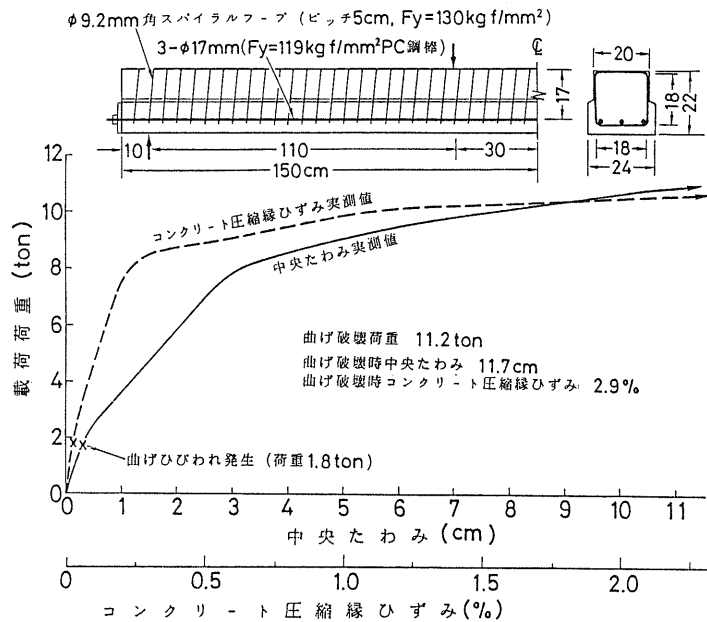


図10 横拘束コンクリートによる R C はり曲げじん性改善

8ton 付近からおこる中央たわみの急増は、曲げスパン内の横拘束コンクリートの著しい曲げ圧縮変形能力増大によるものである。曲げ破壊時にはコンクリートの圧縮緑ひずみは $\bar{\epsilon}_{cu} = 2.9\%$ を記録し、そのときの引張鉄筋応力は 10000 kgf/cm^2 以上に達している。このように、曲げ材においても横拘束コンクリートは曲げじん性改善に著しく有効であることが明確にわかる。

横拘束コンクリートを P C はりに適用すれば、その曲げじん性を著しく改善できるであろうことは、前述の R C はりの実験結果からみて明らかである。図 11 は筆者が行った P C はり曲げ試験供試体¹¹⁾で、 $16 \times 21 \text{ cm}$ 長方形断面に $14 \times 19 \text{ cm}$ の角スパイラルフープを配置して横拘束したものである。フープ筋は $\phi 6 \text{ mm}$ で、降伏点強度が 117 kgf/mm^2 および 30.6 kgf/mm^2 のものを用い、ピッチは $S = 25, 50$ および 75 mm の 3 種類にかえてある。横拘束筋容積比は

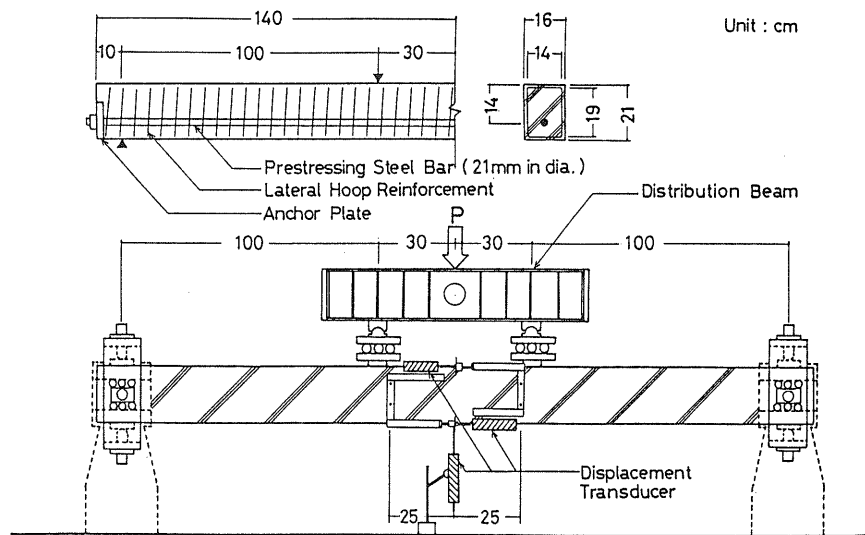


図11 横拘束コンクリートを用いた P C はり供試体

それぞれ $\rho_s = 2.81, 1.40$ および 0.936% である。コンクリートの圧縮強度は $F_c = 354 \text{ kgf/cm}^2$ であった。曲げスパン内の曲率実測結果は図12および表1のとおりであり、コンクリート圧縮縁ひずみが横拘束係数を用いて(42)式から計算した横拘束コンクリート圧縮限界ひずみ ϵ_{cu} に達したときの曲率を限界曲率 ϕ_a と定義し、図12にはこの位置を表示するとともに、表1にはこれにもとづく曲率じん性率が示してある。横拘束を大きくする程、また、高強度フープ筋を用いる程、曲率じん性改善の度合いが大きくなることがわかる。また、図12には前項の横拘束コンクリートのモデル化応力ひずみ曲線を用い、モーメント曲率関係解析結果を点線で、表1には限界曲率および曲率じん性率計算結果をそれぞれ示した。実験値と計算値は比較的良好一致を示しており、前項のモデル化応力ひずみ曲線が部材の変形解析にも適用できることがわかる。

図13は図12のPCはりアンボンドとした場合の実験結果¹¹⁾で、横拘束をしない通常のアンボンドPCはりとは降伏点強度 117 kgf/mm^2 の $\phi 6.2 \text{ mm}$ 横拘束角スパイラルフープをピッチ 30 mm で配置したはりとを比較したものである。前者の場合には曲げ破壊に至る以前の塑性変形がほとんど認められないのに対し、後者では著しくじん性に富む変形挙動が認められる。とくに、同図右側に示したアンボンドPC鋼材の引張力増分は後者において著しく大きくなり、アンボンドPC鋼材応力の利用率を大幅に高めうることに特筆される。

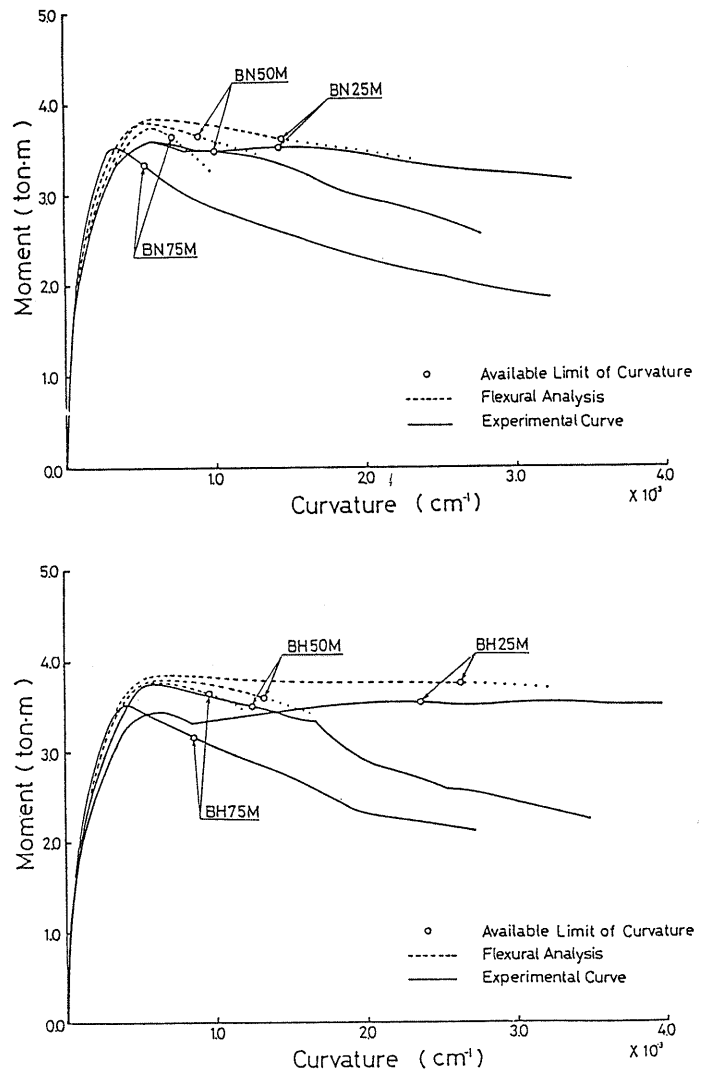
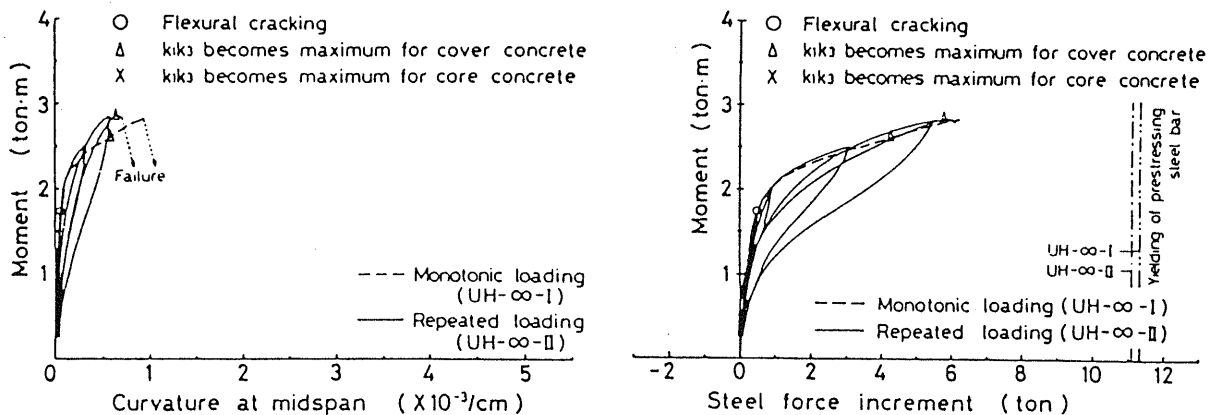


図12 横拘束コンクリートを用いたPCはりの曲げモーメント — 曲率関係実測結果(上は普通強度、下は高強度横拘束筋を用いた場合)

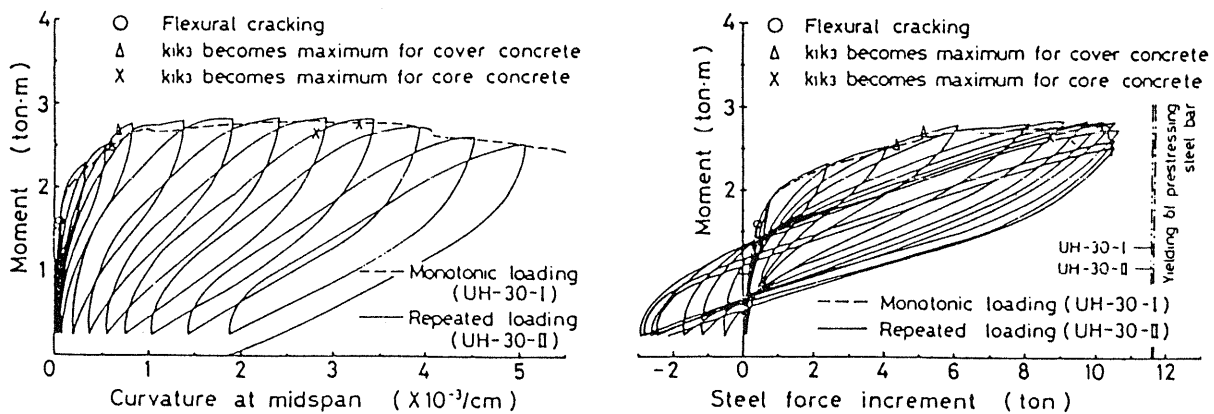
表1 横補強コンクリートを用いたPCはりの曲率じん性率実験結果と計算結果の比較

Beam No.	Confining reinforcement		Curvature at yielding		Available limit of curvature		ϕ_a / ϕ_y	ϕ_{ac} / ϕ_{yc}
	Pitch cm	f_y^* kgf/cm ²	ϕ_y (observed) $\times 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$	ϕ_{yc} (calculated) $\times 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$	ϕ_a (observed) $\times 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$	ϕ_{ac} (calculated) $\times 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$		
BH 25M	2.5	11,700	0.58	0.695	2.32	2.63	4.00	3.78
BH 50M	5	11,700	0.56	0.540	1.20	1.33	2.14	2.46
BH 75M	7.5	11,700	0.43	0.476	0.83	0.97	1.93	2.04
BN 25M	2.5	3,060	0.58	0.565	1.42	1.47	2.45	2.60
BN 50M	5	3,060	0.58	0.476	1.03	0.91	1.78	1.91
BN 75M	7.5	3,060	0.37	0.494	0.55	0.73	1.49	1.48

*0.2% off-set stress



(a) 無拘束の場合



(b) 横拘束の場合

図13 アンボンドP Cはりには横拘束コンクリートを用いた場合の実験例

P C建築架構でははりをP C、柱をR Cとする場合が多い。したがって、P CはりばかりでなくR C柱についても曲げじん性の改善は重要課題である。横拘束コンクリートの使用はR C柱の曲げじん性を著るしく改善することは改めていうまでもない。図14は断面 $20 \times 20 \text{ cm}$ のR C柱に横拘束コンクリートを用いた場合の軸力一定正負曲げ繰返し載荷実験結果の一例を示したもので、中心圧縮強度の $1/2$ の軸力載荷のもとでも、横拘束コンクリートの使用によって塑性曲げ変形が認められること、および、高強度横拘束筋を使用するほど曲げじん性改善効果が大きいことがわかる。ちなみに、横拘束のない通常のコンクリートを用いたR C柱では、上記の高軸力のもとでは塑性曲げ変形はほとんど認められないのが普通である。参考までに横拘束コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱に種々の大きさの軸力が作用するときの破壊時曲げ曲率を普通コンクリートの場合と比較した一例を⁹⁾図15に示しておく。

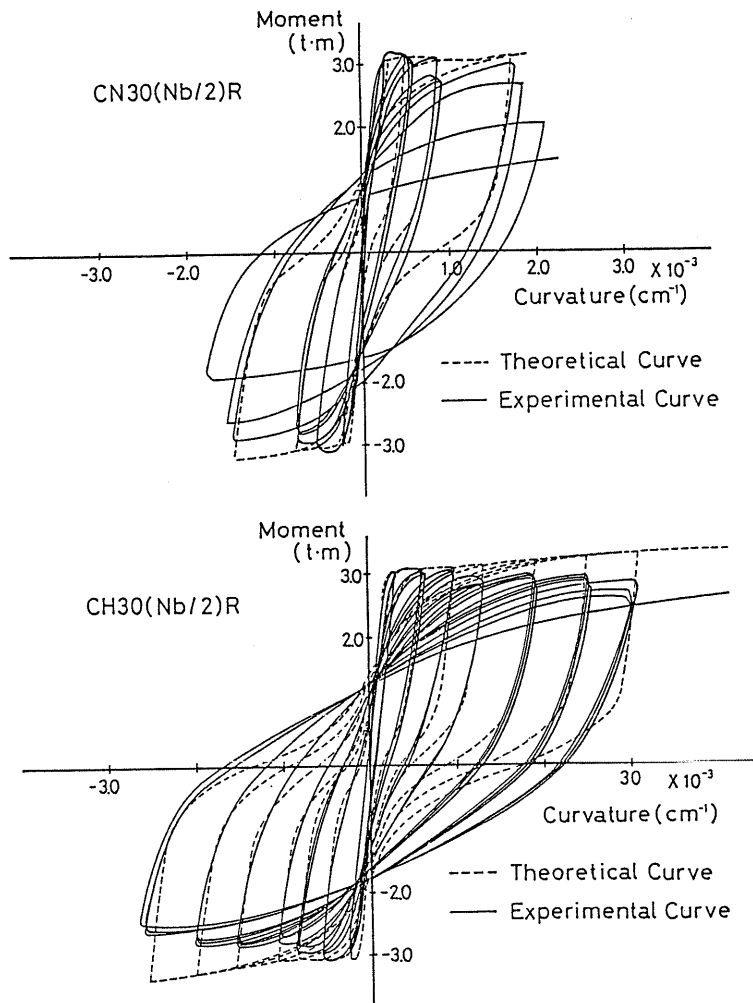


図14 横拘束コンクリートを用いたRC柱の曲げモーメント—曲率関係実測例
(上は普通強度の、下は高強度横補強筋を用いた場合、横拘束筋はφ6 mm、ピッチ 30mm)

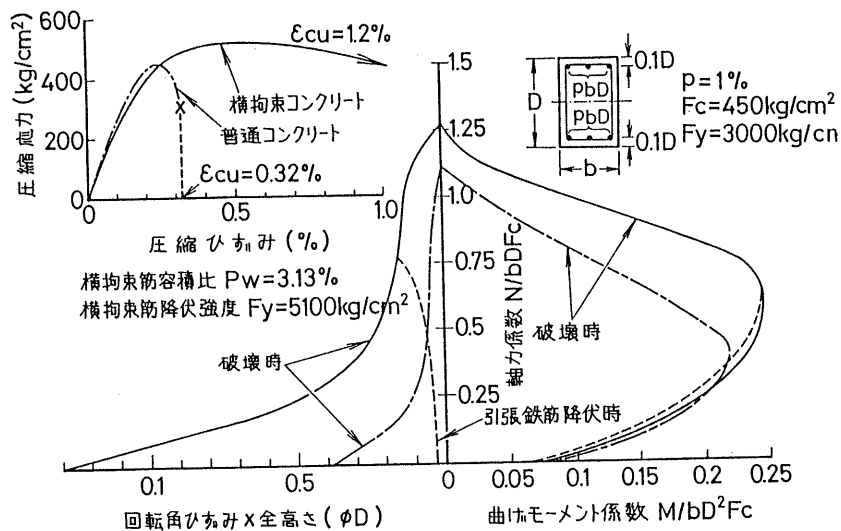


図15 高強度横拘束筋によるRC柱の曲げじん性改善

7. 結 語

プレストレストコンクリート部材は鉄筋コンクリート部材と比較して曲げ破壊時の塑性変形能力が少なく、破壊もぜい性に富む様相を示し、耐震性向上のために曲げじん性の改善が強く望まれている。その手段として通常とられるのはP C鋼材鉄筋係数 q の制限であるが、3項で述べたように必要とされる曲げ変形じん性率を確保するためには制限値を著しく小さくしなければならず、設計された部材の経済性の観点からは、必ずしも望ましい方法とはいえない。これにかわるべき方法として考えられるのが、コンクリートの圧縮変形能力の改善であり、これによって q の制限値を変更することなく部材のじん性を改善できる。本稿では実用に供し易い手段である横拘束によるコンクリートの圧縮変形能力改善にしばって現在までの研究成果を集約して述べたが、とくに大切な点として指摘されるのは、横拘束筋が降伏してしまえば横拘束効果が急速に失われることである。したがって、横拘束筋としてはできるだけ高強度のものをを用いるのが望ましい。ただし、これはあくまでも所要の曲げ変形または曲率じん性確保に必要なコンクリートの曲げ圧縮限界ひずみ $\bar{\epsilon}_{cu}$ の値にもとずき、(46)または(47)式から断面最小寸法 W 、横拘束筋ピッチ S 等を勘案して決められるべきものであるので、一概にどの程度の強度のものが望ましいかを一義的には決め難い面を持つが、筆者の研究にもとずけば降伏点強度が少なくとも 60kgf/mm^2 以上、できれば $80\sim 100\text{kgf/mm}^2$ の鉄筋を横拘束筋として使用するのがよい。とくに、不静定架構では作用曲げモーメント最大となる断面は主として部材端であり、ここではせん断力に対する補強も場合によっては必要となることを考えると、横拘束筋をせん断補強筋としても使用できるので、せん断補強効果を高めるためにも高強度補強筋の使用が望ましい。

(参考文献)

- 1) 加藤(六), 猪股, 中川, プレストレストコンクリート2階建建物の耐力試験, 日本建築学会関東支部第17回研究発表会, 昭30.2.
- 2) 日本建築学会, 地震荷重と建築構造の耐震性, 昭51.
- 3) R. Park & K. J. Thompson, Some recent research in New Zealand into aspects of the seismic resistance of prestressed concrete structures, Proc. of the 12th New Zealand PCI Annual Meeting, pp.98 ~ 108, Aug. 1976.
- 4) 新耐震設計法(案), 建築研究報告, No.79, 昭52.3.
- 5) S. Inomata, Commission on seismic structures, Chairman's report, Proc. of the 8th FIP Congress, London, Part2, pp.45 ~ 50, May. 1978.
- 6) Seismic Committee of the New Zealand Prestressed Concrete Institute, Recommendations for the Design and Detailing of Ductile Prestressed Concrete Frames for Seismic Loading, Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol.9, No.2, June. 1976.
- 7) 谷川, 山田, 畑中, 鋼繊維補強コンクリートの圧縮塑性変形挙動, セメント技術年報, 第34巻, pp.359 ~ 362, 昭55.12.
- 8) H. Muguruma, F. Watanabe, H. Tanaka, K. Sakurai & E. Nakamura, Effect of confinement by high yield strength hoop reinforcement upon the compressive ductility of concrete, Proc. of the 22th Japan Congress on Material Research, pp.377 ~ 382, 1979.
- 9) 六車, 渡辺, 桜井, 田中, 中村, コンクリートの曲げ圧縮限界ひずみの改善に関する研究, 第24回構造工学シンポジウム「構造の非線形問題」論文集, pp.109 ~ 116, 昭53.2.
- 10) 六車, 鉄筋コンクリート断面の破壊時コンクリート圧縮ひずみに関する研究, 材料, 第24巻第260号, pp.441 ~ 446, 昭50.5.
- 11) H. Muguruma, F. Watanabe & H. Tanaka, Improving the flexural ductility of prestressed concrete by using the high yield strength lateral hoop reinforcement, プレストレストコンクリート, 第24巻, 第9回FIP大会特集増刊号, pp.109 ~ 123, 昭57.9.

- 12) H. Muguruma, F. Watanabe, H. Tanaka, K. Sakurai & E. Nakamura, Study on improving the flexural and shear deformation capacity of concrete member by using lateral confining reinforcement with high yield strength, Proc. of the AICAP-CEB Symposium on Structural Concrete under Seismic Actions, Vol. 2, pp. 37~44, Rome, May. 1979.
- 13) 六車, 渡辺, 田中, 勝田, 横拘束コンクリートの応力ひずみ曲線のモデル化, セメント技術年報, 第34巻, pp. 429 ~ 432, 昭 55. 12.
- 14) F. Watanabe, H. Muguruma, H. Tanaka & S. Katsuda, Improving the Flexural Ductility of Prestressed Concrete Beam by Using the High Yield Strength Lateral Hoop Reinforcement, Proc. of the FIP Symposia on Partial Prestressing and Practical Construction in Prestressed and Reinforced Concrete, Part2, pp. 399 ~ 406, Romania, Sept. 1980.
- 15) 六車, 横補強筋によるコンクリートの圧縮じん性改善, コンクリート工学, Vol. 17, No. 2, pp. 50 ~ 51, 昭 54. 12.

マイクロコンピュータを利用した プレストレストコンクリート橋の設計

1. マイクロコンピュータ概論

1.1 マイクロコンピュータの歴史

マイクロコンピュータは、1チップ上のLSI(大規模集積回路)上に処理装置としてのマイクロプロセッサを有しており、略してマイコンの通称で親しまれている。人間との親密な対話コンピュータという意味からパソコン(パーソナルコンピュータ)とも呼称される。

マイコンは漸く10年程度の歴史をもったに過ぎないが、この間に急速に成長し、広範囲な普及を展開して、現在我々の身近にいつのまにか入り込んで来ている(図-1.1)。大型コンピュータを用いた中央処理型システムの不充

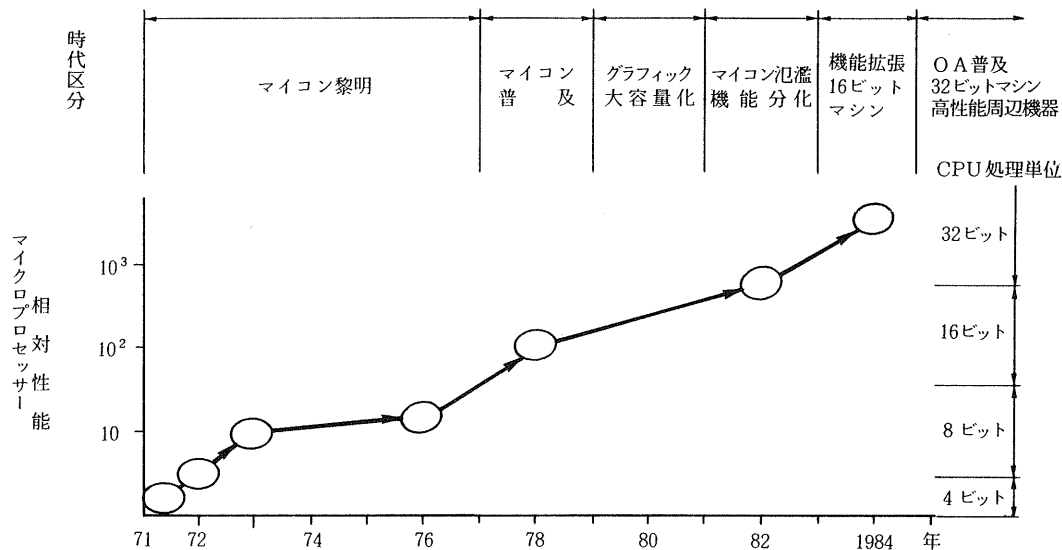
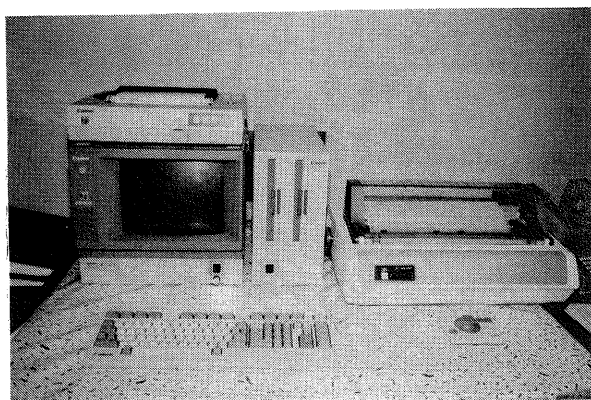


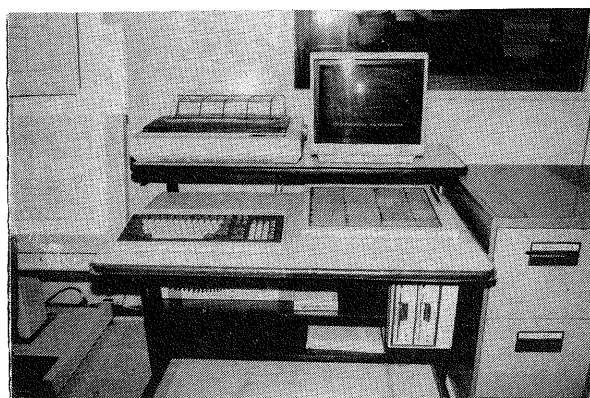
図-1.1 マイクロコンピュータの発展

分な面を補充すべく、分散処理型システム戦力としてのマイコンの導入がここ数年急速に進められ、また一方では身近な業務を効率化するためのマイコン導入も行なわれている。

マイコン時代の幕明けは、1971年、米国インテル社により開発された4ビット、マイクロプロセッサ i 4004 に始まる(ビットとは0か1かの情報最小単位)。この時のプログラム記憶容量は4KB(キロバイト、1バイトは通常8ビット)程度であった。この時期にワンボードトレーニングキットが発売され、日本でもTLCS-12が1974年に発売された。日本最初のマイクロプロセッサは、1973年発表されたucom4で、続いて1974年ucom8, 16が発表され、同年IMP-4, -8, -16が発表された。1977年頃から、LSIの大量生産体制が整うのと平行して、利用者に手頃な価格で購入できるようになると、マイコンは急速に普及した。その後の5年間のマイコンの市場成長は目まぐるしいものがあり、周辺機器などのハードウェアと各種ソフトウェアの発達で、これを一層促している。処理能力の低い4ビットマイクロプロセッサから、比較的低価格で処理能力を増した16ビットマイクロプロセッサへと移行し、そして利用可能RAM(ランダム・アクセス・メモリー)は現在では256KB~1MBとひと昔前の中型コンピュータに匹敵する能力を備えるに至っている。日本語ワードプロセス機能やグラフィック処理機能などの高度ソフトウェアをサポートし、またカラー、漢字プリンター、高分解能カラーグラフィックディスプレイなどの高性能ハードウェアがユーザーの機能指向に応じて入手し易くなったのである(図-1.2, 1.3)。現在は実に様々なマイコンが発表さ



図一 1.2 マイクロコンピュータの例 (1)

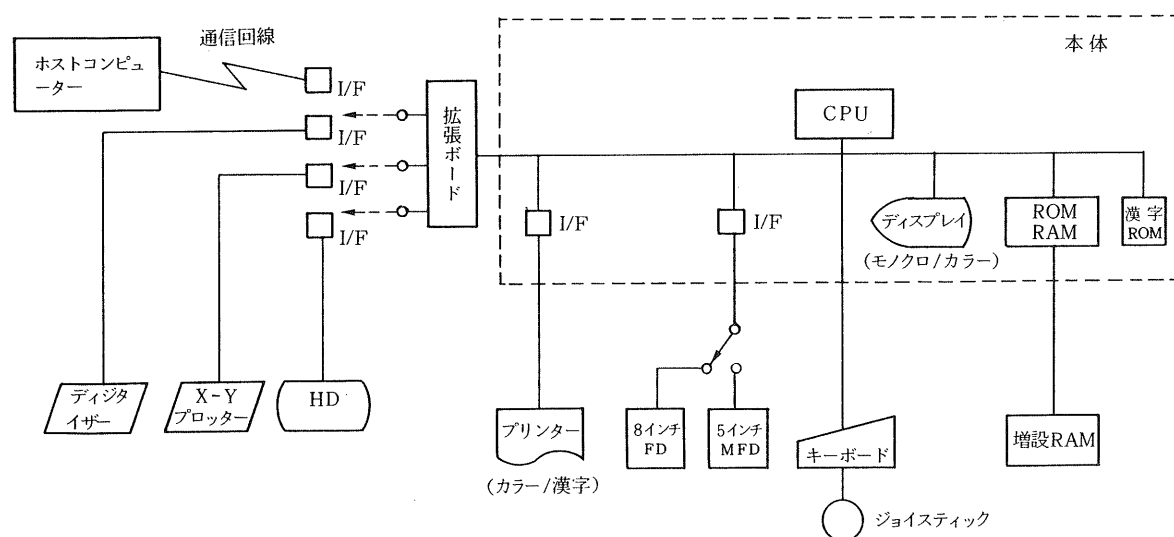


図一 1.3 マイクロコンピュータの例 (2)

れており、まさにマイコン氾濫の時代である。機能的分化も行なわれており、この分化形態としては携帯性を重視したポータブル型、実務に生かすビジネス型、そして一般家庭向けのホーム型の3形態が挙げられる。

1.2 マイクロコンピュータの性能

マイコンのシステム構成を図一 1.4 に示す。



図一 1.4 マイクロコンピュータのシステム構成

これは、CPU、メモリー、入力用キーボード、対話・描図用グラフィックディスプレイ、データ・プログラム格納用ディスク装置、及び出力用プリンターから成っており、CPUとその他の周辺機器はバス及びI/Oインターフェースを介して結合している。以下各々について簡単な説明を述べる。

1) CPU (中央処理装置)

CPUは、計算機の中核であり全ての装置の動作の統合・制御及び全ての算術、論理演算の実行を行なうものである。マイコンにおいてはマイクロプロセッサがCPU相当回路として単一のLSIチップ上に収められている。CPUの処理単位の向上はマイコンの性能向上の歴史と相応し、4ビットCPUに始まって、8ビット、16ビットさらに32ビットCPUへと開発が進められている。処理ビット単位が大きければ処理能力や各種演算速度が向上する。現在では4ビットCPUは家電製品の制御用などに用いられ、パソコンでは16ビットCPUが主流になっている。

2) メモリー

記憶装置には大別してROM (Read Only Memory) 及びRAM (Random Access Memory) がある。ROMは読み取り専用のメモリーで、通常は不揮発性である。これは電源のON/OFFに無関係であり、始動用ブートローダーなどが常駐している。RAMは読み書き可能メモリーであり、通常は揮発性で電源OFFにより内容が消去される。又、RAMはOS(オペレーティングシステム)、プログラム、データのためのワークエリアに用いられ、BASICなどのインタープリターもこれに格納される。一般にマイコンのメモリーという場合にはRAMを指しており、RAMが大きい程システムの稼働性が上昇する。RAMの容量は拡張メモリーにより無限になるものではなく、CPUのアドレス指定可能範囲により制限されていて、現在では256KB～1MBが最大である。

利用者がプログラムコード及びデータエリアとして使用可能なRAMは、全体容量からOS、インタープリタ、場合によってはディスプレイメモリー等に使用される分を差し引いた部分である。プログラムコードサイズはRAMの大きさに無関係に制限を受けることが多く、通常32KB～64KB程度が最大である。

プログラムサイズがこれを越えて大きくなる場合は、プログラムを幾つかに分けて作成し、随時フロッピーディスクよりプログラムを呼び出すことができる。

3) 入力用キーボード

キーボードには、英字、カナキーの他に、特定の処理機能を持たせたファンクションキー、グラフィックカーソル移動キーなどが装備されている。制御キー又は、ESCキーと特殊キーや英字キーとの組み合わせで、さらに特定内容の命令を持つものもある。

日本語ワードプロセッサとして用いる場合は、機種により、ファンクションキーを利用したもの、ワープロ用とその他処理用にキーボードを2本立としたものなどがある。

4) グラフィックディスプレイ

最近ではモノクロのみならずカラーディスプレイも比較的安価で入手可能になっている。対話型の入出力を行なうだけでなく、図形認識を行なうことのできるグラフィックモードを有するCRTグラフィックディスプレイが一般的である。通常、画面は640×400ドット程度であるが、マイクロプロセッサにより、1K×1Kドットの座標値を制御し、640×400ドットのディスプレイ上に描図できるセグメントバッファ機能を持った機種も現われている。また画面に映っている内容をデータバッファに書き込んで、フロッピーディスクに格納しておき、必要なときに画面に再現する機能を持ったものもある。ライトペンやタブレットを装備すれば容易に描線や線修正ができる。

5) ディスク装置

ディスク装置は、データやプログラム格納を行なうための外部補助記憶装置で、従来多く用いられていたカセットテープに比してアクセスタイムに格段優れている。パソコンを用いて大規模な処理を行なう場合、処理能率はCPU能力の他に補助記憶装置のアクセスタイムに依存する。ディスク装置は機械的・形状的な違いにより、固定ディスク、フロッピーディスク、ミニフロッピーディスクに分けられる。固定ディスク(HD)は格納容量が大きくデータアクセスが速いが、高価で通常本体の価格より高く、ディスクの交換はできない。

フロッピーディスク(FD)は、直径8インチのポリエステル等のシート上に磁性体が塗布されたもので、ディスク利用面が片面又は両面その他磁気密度が単密度又は倍密度かの違いにより格納容量が異なる。ミニフロッピーディスク(MFD)は、直径5¹/₄インチと小さく、さらに最近ではポケット型3¹/₄インチ超小型FDも登場している。

記憶容量は固定ディスクで10MB程度、FDでは片面で250KB、両面単密度600KB、両面倍密度で1.2MBである。

6) 出力プリンター

インパクト型とノンインパクト型に大別され、ノンインパクト型は熱などを利用して印字するために騒音が小さいが、時間が経過すると色あせ、変色などを生じるものもある。従来の英数字のみの印字から、カナ、漢字、さらにグラフィックと比較的安価に入手できるようになった。ワープロ用に使われる漢字プリンターは、従来、一字が16ドット×16ドットの構成で和文タイプに比し字形の整い具合に若干問題があったが、24ドット×24ドットの高密度プリン

ターが主流になりつつあり改善された。

7) OS

OS(オペレーティングシステム)は、CPUにシステム管理を行なわせるためのソフトウェアで、各社で独自に開発されたものや、一般的に使用が可能になっているものがある。後者の例としてはCP/MやMS-DOSなどがあり、独自開発されたOS下で作動するマイコンでも、これらのOSとコンパティブルに設計されているものが多い。各種OSには、プログラム言語の種類や性能に違いがあり、用途に応じた使い分けが可能であるが、一方のOS下で作成されたソフトは、他方のOS下では稼動しない場合が多い。又、同名のOSでもメーカー毎に少々手を加えることがあるために、機能は同じであるが、必ずしも互換性があるというわけではない。

8) プログラム言語

BASIC, FORTRAN, COBOL, PASCALなどが利用可能であるが、現状ではBASICが一般的に利用されている。

メーカーにより、又機種により、言語レベルや命令方法が異なり、サポートされた機能も異なっているので、完全な互換性があるわけではないが、一方の知識で他方を理解するのは簡単なので、他の機種で書かれたプログラムを同種言語で翻訳するのは比較的容易である。どの機種も、機械言語へのアセンブラーを持っているが、この命令形態は、使用しているマイクロプロセッサが独自に持つものなので、機種が異なってもマイクロプロセッサが同種であるならば同じである。アセンブラーに対して、BASIC, FORTRANなどは、高級言語と呼ばれている。FORTRANは、コンパイラを用いて実行モジュールに翻訳した形で実行されるので、演算速度が早い。本来、科学計算に多く利用されている言語なので、現状では主流ではないが、将来普及することも考えられる。BASICは通常コンパイラを用いずに、実行時に命令を解釈するインタープリターにより実行されることが多いが、インタープリターの場合、命令解釈の時間を要するためにどうしても処理速度が遅い。最近ではBASICのコンパイラも登場している。

9) その他

CPUと周辺機器を結合するラインをバスと呼び、バスを介したI/Oコントロールは、プログラム方式とDMA方式がある。実行スピードはDMAを用いた場合の方が速く、プログラム方式は、例えば他のコンピューターと連動させる場合のエミュレータなどに多く利用される。バスと周辺機器間の信号は、I/Oインターフェイスを通じて交換される。ホストコンピューターや他のパソコンとの情報通信には、RS-232Cインターフェースが用いられ、音響カップラーやモデムにより公衆回線を介して信号の伝送が行なわれる。

10) マイコン性能の今後の発展

マイコンの性能は、マイクロプロセッサの処理能力だけについて考えるべきものではなく、周辺機器を含めた総合的なものとして考えねばならない。これまでのマイクロプロセッサの開発に伴いマイコン本体のコストパフォーマンスは大幅に改善されてきたが、周辺機器性能の上昇勾配は比較的なだらかであって、価格も本体に比し相対的に大きなウェイトを占めている。例えば、ハードディスクを用いた場合のディスクアクセスは、フロッピーディスクの数倍ではあるが、価格もそれ相応で、本体価格の3倍程度にも達する。現在の両者のコストパフォーマンス上昇勾配は、従来と同様の傾向であり、今後両者に実用上の格差がなくなるのは随分先のこととなるだろう。

マイクロプロセッサは、LSI製造プロセスの向上により、高性能16ビットCPUが普及し始めているが、32ビットCPUの普及も遠い先のことではない。アクセス可能メモリーも数MBに達する。さらにOSや高級言語機能までも、シリコン上に集積することにより、ソフトウェア開発コストの軽減化と処理能力の向上が図られている。この様な状況下で、周辺機器の性能とそれに伴うハンドリング能力がマイクロプロセッサに相応して発展する時、マイコンは独自性を持ちつつ、果てしなく大型コンピューターのレベルに接近し、普及すると考えられる。

1.3 大型機との差異

マイクロコンピューターは、大型コンピューターと同様に処理装置や外部補助記憶、プリンターといった周辺機器を備えており、両者はかなり相似な面を持っている。しかし一方では、外見上の規模の差から見ても明確な様に、両

者の間には機能面における本質的な差異があり、使用状態における役割が大きく異なっているのである。以下図－1.5に示すマイコンと大型機の比較表の各項目に従って両者の差異を述べる。

図－1.5 マイクロコンピューターと大型機の比較

比較項目 \ 機種	マイクロコンピューター	大型コンピューター
処 理 形 式	分 散 型	集 中 型
利 用 形 式	会 話 型	バッチ, 会話型
処 理 能 力	小	大
処 理 速 度	遅	速
プログラム規模	小	大
価 格	低	高
管 理 者 の 有 無	不 要	オペレーターが必要
プ ロ グ ラ マ ー	全 利 用 者	専門プログラマーと一部の利用者
同 時 ア ク セ ス	1 人	多 数
利 用 者 の 作 業	全ての稼動操作	データ入力のみ
システム操作の習得	誰でも容易	専 門 的
環 境 条 件	特に制限無し	湿度, 温度等の厳しい管理
設 置 場 所	小さい占有スペース, 移動可能	大きいスペース, 固定
利 用 者 の 感 覚	身近に感じる	親密感なし

1) 処理形式・利用形式

大型機は、通常、電算センターと呼ばれる場所に配置され、TSSやRJE、さらに従来のカード入力のバッチジョブにより入力されたデータを集中的に処理・管理するシステムを構成している。利用者は様々な部門に所属しているためデータの種類や処理内容も千差万別である。これに対して、マイコンは、共通の目的を持った部門毎に設置され、部門独自の分散型処理を行うことが多い。マイコンは、周辺機器としてディスプレイを装備しているので、利用者が作成したプログラムで制御された会話型のデータ入出力を簡単に行うことができる。

マイコンとマイコン、マイコンと大型機は通信回線により相互にデータ通信を行い、コンピュータネットワークを構成することができる。

2) 処理能力・速度、プログラム規模及び価格

大型機は演算速度が高速であり、大記憶容量を用いて大規模なプログラムを処理する能力があるので、複雑な技術計算のような主記憶を大幅に使用する場合に、非常に有効に利用される。

マイコンの場合は演算速度が遅く、処理能力も小さいため、大規模なプログラムを処理するのには不向きで、簡単な処理を行なう小規模なものに利用される。しかし、価格が大型とは比べものにならない程低いので、導入が容易にできる。

3) システム管理、プログラムの作成及び同時アクセス

大型機はシステムが複雑で、運営していく上で専門的知識を必要とするため、管理を行なうオペレーターを必要とする。又、システムが大規模で複雑なため、プログラム作成も、専門プログラマーや専門知識を持った一部のユーザーしか行なえない。しかし、大型機は利用者が一人で独占して使用するわけではないので、多くの利用者が同時にシステムにアクセスすることができる。

マイコンはシステムの規模が小さく、運営上の特別な管理者を置く必要がなく、又、ほとんどの機種がBASIC言語を備えているため、誰にでも容易にプログラムが作成できる。システムを同時に使用できるのは唯一人であり、1台当りの利用者は通常の場合大型機に比べて少ない。

4) 利用者の作業、システム操作の習得

大型機の利用に際して利用者は、データを入力するのみで良く、各利用者が専門的なシステム操作は行なわない。これに対してマイコンのシステム操作は簡単に行なえる様に作製されており、逆に利用者がシステム稼動からプログラム実行、プリンター操作などすべてのシステム操作を行なわねばならず、利用者は自然にマイコンを学習することができる。

5) 環境条件、設置場所

大型機はシステム自体が大きく、頻繁に移動することができないため、大きい固定スペースが必要となり、更に温度、湿度などの厳しい管理条件が必要となるなど、導入前に設置場所の検討も行なわなければならない。しかしマイコンの場合は、小さなスペースでも設置でき、移動も容易であり、環境条件にもあまり左右されないで、これについて特別の検討をする必要がない。

6) 利用者の感覚

大型機は、データを渡した後は何を行なっているかわからないが、結果だけは返ってくるブラックボックスのような感じを受け、利用者にはあまり親近感がない。マイコンの場合は、起動、データ作成・入力、プログラムの実行など全ての操作を利用者が行なうため、機械に対して身近な感じを受ける。

2. マイクロコンピュータの利用方法

2.1 マイコンの利用範囲

今日までの目ざましい LSI 技術の進歩によりマイコン処理性能が大幅に向上し、また周辺機器の開発と性能向上が行なわれた一方で、火急な設計業務に追われて設計者は、コンピュータの応答時間(ターンアラウンドタイム)に対してより一層の即時性を、また、より多量のデータ処理能力を要求するに至っている。こうした状況の中で機種能力の相違により負荷の形・量をうまく対応させ、効率的プログラム開発・処理を行なう必要性が生じてくる。例えば大量データの入出力を要す大規模プログラムをマイコンで作る場合には、応答時間がファイルアクセスにより膨大なものとなり、プログラム作成上余分な労力を費やし、又、往々にしてメンテナンス不可能な事態に至る。従ってプレストレストコンクリートの設計にマイコンを利用する場合、大型コンピュータの性能との差異を認識し、能力・機能相応のプログラム体系を設定することが極めて重要である。又、逆に大型コンピュータを用いたシステムでは、開発と処理への対応性を欠くことが多いために、小わざを効かせるべき計算を大型コンピュータで処理するのは極めて非能率的である。

マイコンの場合、CPU がアドレス可能なメモリーサイズは、通常最大32~64KB と小さいので、大ステップのプログラムをまとめて実行することができない。このような場合、適当な大きさに区切ったルーチンをフロッピーディスクから随時呼び出し、さらにデータをフロッピーディスクに読み書きして実行を継続することになる。これは大型のコンピュータが設置されていない場合の処置としては止むを得ぬものであるが、通常このような作業をマイコンに行なわせた場合、CPU と利用者が 1:1 である現状においては他の利用者の利用を妨げ、待ち時間を無闇みに大きくすることになり、システムの機能性を喪失することが多い。

又、マイコンの演算スピードは、大きなコンピュータに比し、格段の差がある。図-2.1 に、同種の繰り返し演算を実行した場合の中型機とマイコンの演算所要時間を比較した結果を示す。演算スピードが300分の1ということは、例えば、中型機で10秒のできる計算を3000秒(50分)要して漸く終了することを示し、このような利用方法は通常のマイコンの利用範囲を越えていると考えられる。

一方で、マイコンは、入手しやすくなっているために本体一台当りの利用設計者の人数を少なくできること、会話型の操作がプログラムされているために使い勝手が良いこと、BASIC の数個の命令を知るだけで身近な計算を処理するプログラムが誰でも容易に作成できること、計測機器と容易に結合できるなどの利点を持っている。

以上に述べたマイコンの性格を考慮した場合、設計業務に関する一連のプログラム体系におけるマイコン利用の最

図一 2.1 演算速度比較例 (100 万回のループ計算)

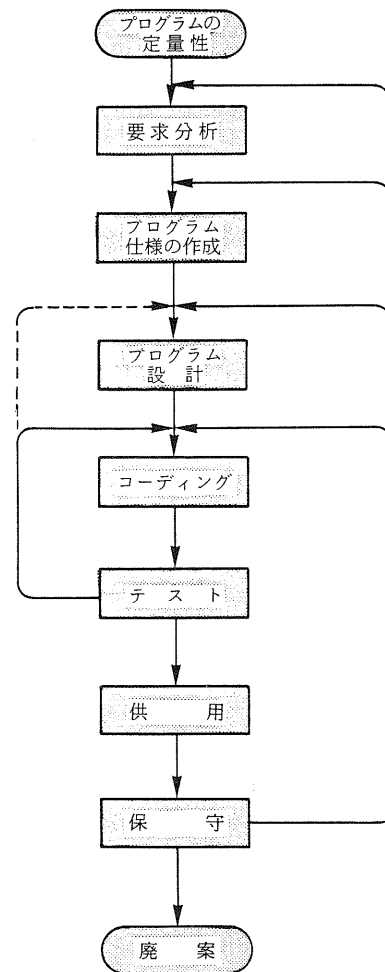
	マイクロコンピューター		中型コンピューター	
CPU性能 /OS	i 8088 16ビットプロセッサ CP/M	z 80B 8ビット CP/M	0.56 MIPS 16 ビット	
言 語	BASIC インタープリター	BASIC インタープリター	BASIC	TORTTRAN
実 行 文	INTEGER I, K FOR I=1 TO40 FOR K=1 TO25000 X=X+1.0 NEXT K NEXT I	DEFINT I, K 左に同じ	INTEGER I, K 左に同じ	DO100 I=1, 40 DO100 K=1, 25000 100 X=X+1.0
処 理 時 間	5668 秒	3434 秒	インタープリター 768 秒 (コンパイラー) 22 秒	19 秒
1 秒間の 処 理 (回/秒)	176 [1]	291[107]	1302[7] (45400) [258]	52600 [298]

適な位置づけは“単品プログラム”の作成，実行と小回りの効く処理ということになろう。現状の利用状況を見ても，断面力解析→応力度解析→終局時の検討という設計フローを全体的に追跡するのは大型コンピューターに任せており，単一の試行計算を必要とするものや設計フローの部分断面を処理し，成果品出力を行うプログラムの開発，及び漢字処理機能に重点を置いてマイコンを利用して行くことが多いと考えられる。

2.2 プログラム作成上の注意点

プログラムには，一般に，図一 2.2 に示すようなライフサイクルがあり，大きなプログラムや汎用プログラムはこの手順に従って作成され，利用される。従って，この一連のライフサイクルにおける注意事項を念頭に置き，プログラムを作成することにより，プログラムをより有効に利用することができる。

マイコンの場合も，基本的には上と同様の考え方でプログラムを作成することにより，プログラムが活性化することは明らかである。以下，ライフサイクルに沿ってプログラム作成上の注意点を述べるが，マイコンプログラムでは前章 2.1 で述べたように身近な道具として作成される機会が多く，このような場合には気軽に構えてプログラムを作成することでプログラムを充分有効に利用することができるので，全ての項目に拘わる必要はない。状況に応じてプログラム作成上の参考として頂きたい。



図一 2.2 プログラムライフサイクル

1) 要求分析

プログラムの作成にあたり、まずプログラムの要求事項について充分調査し、把握しておく必要がある。ここで次の事項について注意したい。

- ① 今行おうとしている設計の概要を良く把握し、“どのような目的でこのプログラムを作るのか”ということを確認する。
- ② 設計条件を確認し、どのようなインプットデータに対して、マイコンにどのような計算をさせ、どのようなアウトプットを利用者が要求しているかを把握する。
- ③ 要求された機能を持つ市販のライブラリーの有無を調べ、若し有る場合には独自開発の予想コストと比較する。

2) プログラム仕様作成

全体のプログラムの構想を練り、全体のフローチャートを書いてみる。この時、あらかじめ設計におけるマイコンの役割、位置付けというものを明確にしておくことが重要である。つまりマイコンの行うべき計算、データ処理及びプログラム制御と、利用者が行うべきデータの準備・入力と部分的な意志決定等の役割の分担を決めておき、自動処理と会話型処理をうまく組合せて、利用者とマイコンが設計作業中に中断なく会話ができるようなプログラムを作成するのが好ましい。このことは技術者が判断を下さなければならないので、技術者個人の技術のレベルの低下を防ぐことにもつながる。

その他にプログラムの仕様として、次の事項を明確にしておくのが良い。

- ① あらかじめ自動転送すべきデータを明確にしておき、さらにデータのFDへ書き込む時の書式(フォーマット)を一定にして、別のプログラムとの関連性を明確にしておき、データの受け渡しを可能な仕様にしておくのが良い。
- ② プログラムにはある程度の汎用性が無くてはならないが、その汎用性をどの程度まで持たせるかということを確認しておく。またその汎用性を確保するために必要に応じて付帯機能を設けたり、機能の一般化を図る。この場合、あまり汎用性を持たせすぎると、マイコンの能力を越えてしまうことになり、逆に計算効率が悪くなるので注意を要する。
- ③ 計算の内容により、計算の精度をどの程度のものにするかを明確にしておくのが良い。

3) プログラムの設計

プログラムの設計は次の手順で行う。

- ① 2)で作ったプログラム全体のフローチャートを基に、各フローの細部のフローチャートを書く。
- ② その詳細化したフローチャートの細部のフローチャートを書く。
- ③ この作業を繰返して、プログラムの詳細をつめてゆけば、プログラムのフローチャートは完成する。

このようにして作成したフローチャートは、プログラムの内容を明確化するものであり、又プログラム完成後もメンテナンスに役立つものであるので、大切に保管しておきたい。

その他にフローチャートを書く上で注意すべき点を次に掲げる。

- ① マイコンでは大型機に比べCPUの容量が非常に小さいので、できるだけ無駄を省き、繰返し用いる計算や式はサブルーチン化・関数化を行う。
- ② ①でサブルーチン化したプログラムの中で、特に他のプログラムでも使えそうなものについては、他のものへの応用ができるように配慮してプログラミングしておくのが良い。例えばPC橋梁の設計を例にとると、断面要素、構造計算、プレストレスの算定、応力計算、断面の終局強度の計算等のプログラム、個々に独立して使用できるが、組合せることにより別のプログラムへの応用もきく。
- ③ 時間を要する外部補助記憶装置へのアクセスの回数をできるだけ減らし、利用者とマイコンとの会話に無駄のないようにする。

4) コーディング

次のこのようにして作成したフローチャートを実際のマイコンで使用するプログラム言語(例えばBASIC)の文法

に従って翻訳しコーディングする。これをマイコンのキーボードから打鍵する。この時以下のことに注意したい。

- ① マイコンの演算速度を考慮して、計算式は前もって最少演算で済むように展開しておく。
- ② プログラムの内容が後から見ても簡単に分かるように、プログラムの中にコメント文をできるだけ多く入れるようにこころがける。
- ③ プログラム内で用いる変数は、できるだけ意味のある短縮形を用いるのが良い。
- ④ 大容量を必要とするプログラムでは、不要となった配列変数名を別の配列変数として使用すれば、ディメンジョンのムダを省くことができる。
- ⑤ 入出力はわかりやすく簡便にしておくのが良い。
- ⑥ 特に長いプログラムでは、必ず随所にデーターチェックの個所を設け利用者が間違ったデーターをインプットとしても、すぐにデーターを変更できるようにしておくのが良い。またプログラム内にもデーターチェック機能を入れておき、プログラム制御により間違ったデーターがインプットした時には、それをプログラム内で判定し、それを利用者に知らせるということが大切なことである。

5) テスト

プログラムをチェックする場合 Debug モードを有効に利用する。途中の計算結果を打出しする出力文を仮に挿入しておくのも良い。一般にこの段階のテストでは、プログラムロジックやプログラムの打ち誤りについてのチェックを行うにとどめ、プログラム全体のフローについては仕様作成時に確認を済ませておく必要がある。陥りやすい誤りは次のようなものが挙げられる。

1. 演算記号 (+, -, *, /) の打ち誤り
2. 配列変数の指標の誤り
3. サブルーチン間で同名の変数を用い、値が変わってしまう。
4. 取り扱い有効数字桁数の認識不足

6) 保守

以下にプログラムのメンテナンスに関する注意点を述べる。

- ① 中規模以上のプログラムでは、プログラムの最初に「プログラムファイル名」・「作成者名」・「作成年月日」をコメント文で入れておくのが良い。又プログラムの途中にはプログラムの内容及び変数の説明等をコメント文で入れておくのが好ましい。

何故ならばこのようにしておかないと、後にプログラム作成者が転勤をした場合、他の人がプログラムの内容を見ようとした時、あるいはプログラムを修正、変更しようとした時などに非常に見つらく、解読しづらいものとなるからである。

- ② ディスケットに記録されているデータ及びファイルは、常に次のような危険にさらされてる。

1. 人為的ミス・オペレート
2. バグのあるプログラムの暴走
3. ディスケットに対する物理的損傷
4. ハードウェアのトラブル

これらのことにより、どんなに重要なデータ、及びファイルでも一瞬のうちに消えてしまう可能性があるわけで、一度消えてしまえば、二度とそれを復帰させることは不可能であり、損失は莫大なものとなる。そこで、心得ておかなければならないことは、ディスクの“バックアップ”の必要性である。そして、大切なファイルは、実際の仕事には決して使わないで、別のディスクにコピーしてから使う習慣をつけるのが好ましいと思われる。

- ③ 「どんなに時間をかけて作ったプログラムでも、マニュアルの無いプログラムは、無いに等しい。」と言われるように、マニュアルを完備することが、プログラム作成者の忘れてはならない重要な事である。是非とも次の項目については簡単に書きとめておけば良いと思う。

1. ファイル名及びプログラムの概要
2. インプットデータの説明
3. アウトプットデータの説明
4. 単位の明示
5. 計算概要

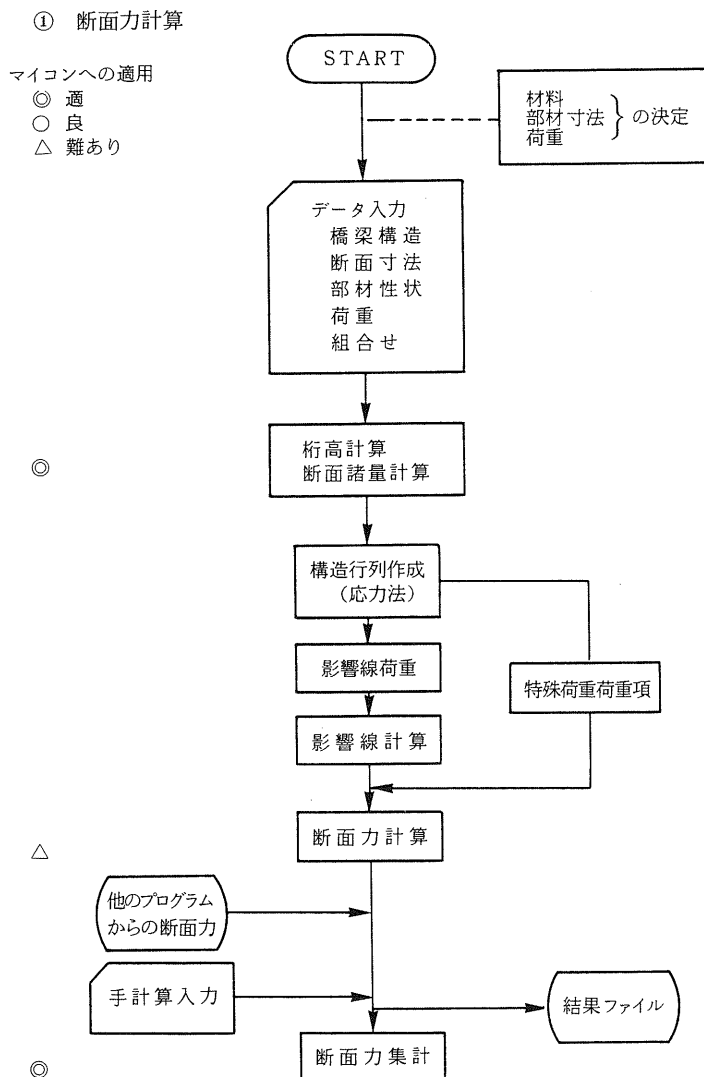
3. プレストレストコンクリート橋におけるマイクロコンピュータの利用

3.1 一般的な設計フロー

プレストレストコンクリートPC橋の設計は大きく次の3項目に分けられる。

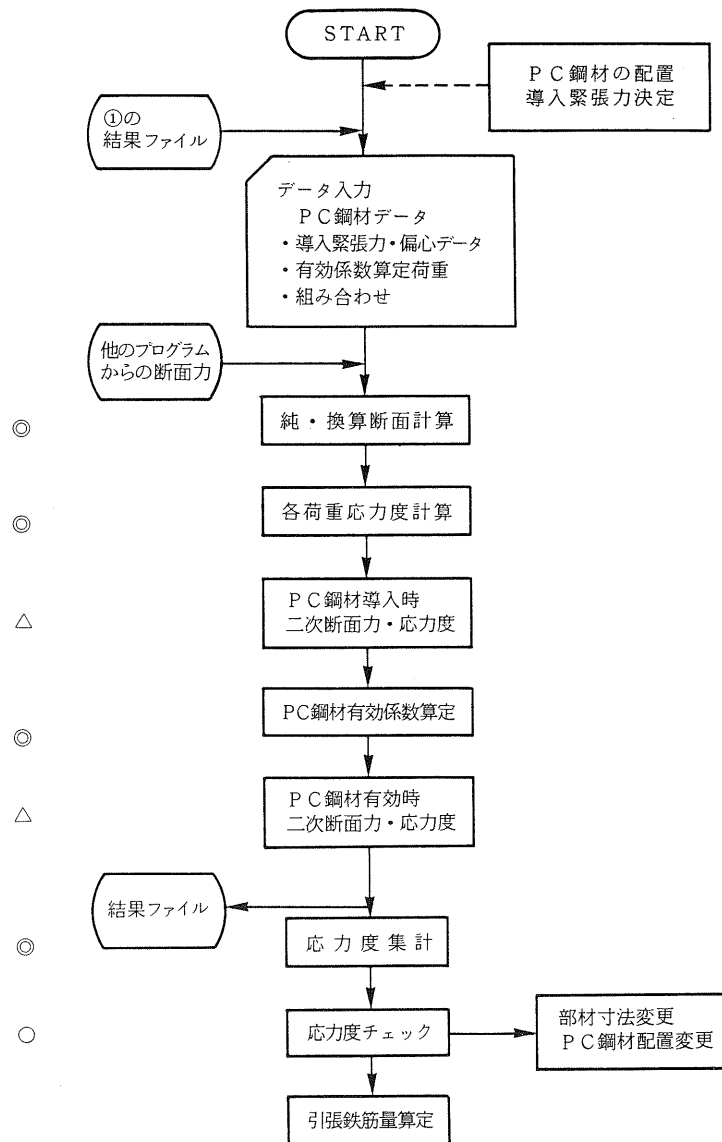
- i) 完成系照査
- ii) 施工時照査
- iii) 諸検討

ここでは i) の完成系でのPC橋設計を取り上げ、図—3.1 に完成系での断面力・応力度・安全度の照査を行う大型コンピュータを用いた自動設計のフロー例を示す。このフローの中で、計算結果として求められた諸値はデータファイルを通じてプログラム間で受け渡しされる。



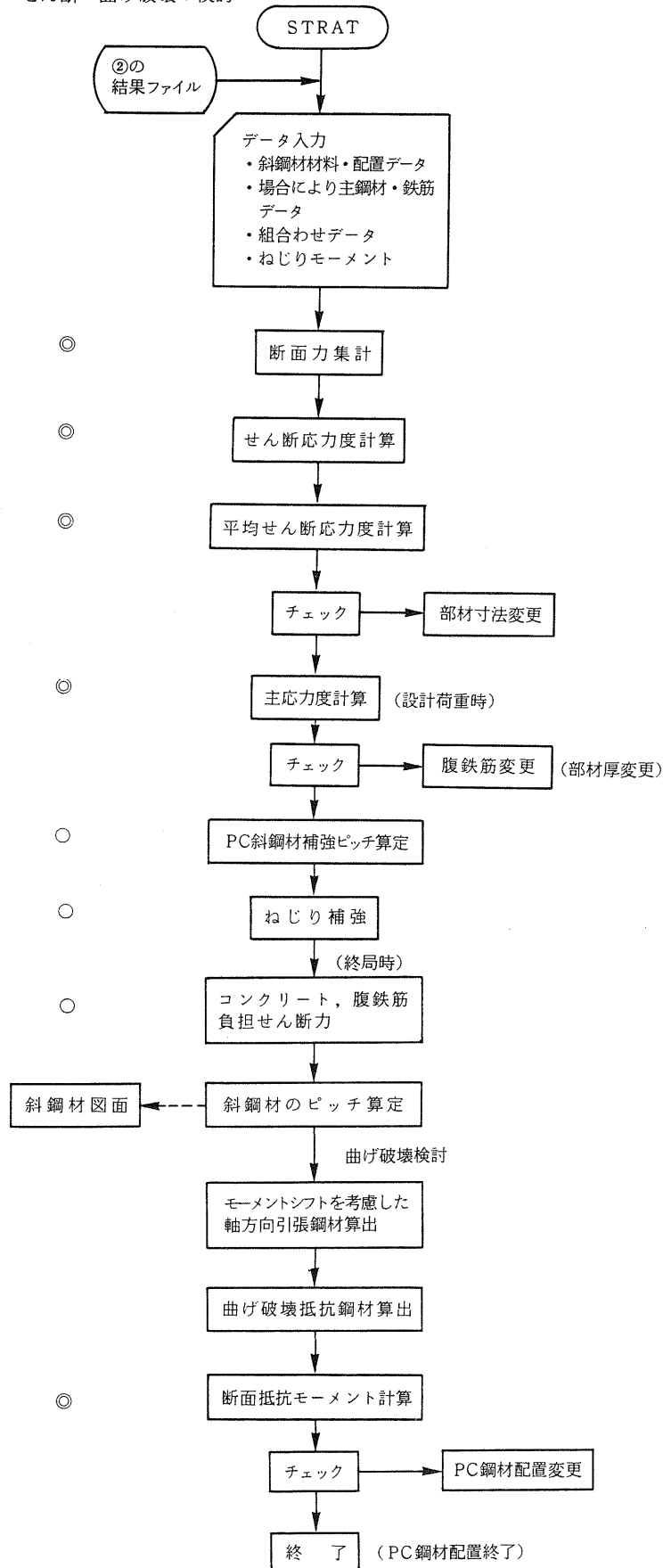
図—3.1 PC桁設計フロー (1)

② 応力度計算



図—3.1 PC桁設計フロー (2)

③ せん断・曲げ破壊の検討



図— 3.1 PC 桁設計フロー (3)

図－3.1に示したフローの各計算項目の中でマイコンを用いてのプログラミングに相当と考えられるものを◎印で記した。勿論、全ての手順をマイコンでプログラム化し、フロッピーディスクをデータ関連媒体として一連の自動設計とすることは可能であるが、ここでは2章で述べたことに基づきこのような仕分けを行うこととした。

3.2 インプット・アウトプットの注意

PC橋の設計でマイコンを利用する場合、特に計算書の一部として利用する場合には、インプットおよびアウトプットの形式に注意する必要がある。インプット・アウトプット形式の主な注意点は、単位および符号である。

1) 単位

マイコンで計算処理をする場合に、各物理量の単位は統一して計算を行なうが、設計計算書内で使用している単位と異なる場合があり、インプットおよびアウトプットにおいては注意を要する。

PC橋の設計における各物理量の一般的な単位は、表－3.1の様である。

表－3.1 設計計算に用いる単位

項 目	記 号	単 位
曲 げ モ ー メ ン ト	M	$t \cdot m$
せ ん 断 力	S	t
軸 力	N	t
断 面 積	A	m^2
断 面 二 次 モ ー メ ン ト	I	m^4
断 面 一 次 モ ー メ ン ト	Q	m^3
P C 鋼 材 図 心 位 置	y	m
断 面 定 数	Z or W	m^3
P C 鋼 材 偏 心 量	e	m
プ レ ス ト レ ス	P	t
プレストレス偏心モーメント	M_p	$t \cdot m$
P C 鋼 材 断 面 積	A_p	cm^2
鉄 筋 断 面 積	A_s	cm^2
鉄 筋 の か ぶ り	d	cm
弾 性 係 数	E	kg/cm^2
曲 げ 応 力 度	σ	kg/cm^2
せ ん 断 応 力 度	τ	kg/cm^2
斜 引 張 応 力 度	σ_I	kg/cm^2

2) 符号

断面力および応力度の符号も大切である。通常は、表—3.2の様に定めるのがよいが、力学上は圧縮はマイナス、引張はプラスとするのに、コンクリートを扱う場合コンクリートの圧縮応力度をプラスとするので注意を要する点である。殊に応力度を重畳する時には注意すべきである。

3.3 プログラム例

3.3.1 桁高計算及び断面諸量の計算

1) 桁高計算

P C 橋の桁高変化は、正弦曲線・ x 次曲線が用いられており、径間の構成に適應できる入力形式を用いて形状データの入力を行い、これらの曲線式を用いて各断面での桁高計算を行う。

桁高計算の形状データは、リストの中の図に示すように一般化できる。この図で側径間の入力には $L1=0$ 、又は $L2=0$ とし、 $H1=H2$ 又は $H2=H3$ とすれば良い。リスト 1 に示すプログラムリストでは、入力データに対して画面設計を行っており、最初に必要入力データが画面に出力され、データ入力の催促カーソルが所定位置に移動する。分割長のデータは分割の等・不等により入力手間が異なるので、最初にこれを指定し、不等分割の場合のみ @マークを用いてフリーフォーマットの連続入力を行う。これはカンチレバー工法などでは、施工ブロック長が段階的に変化しているので、大変便利な入力方法である。リスト中のサブルーチン [upol] 中の (F, NS) を受け渡しすれば良いので、他のプログラムの入力にも汎用的に使える入力ルーチンである。

2) 断面諸量の計算

断面諸量の計算をプログラム化する場合、次の 3 つの方法が考えられる。

- i) 使用頻度が高い断面（箱、T 断面など）は形状を代表する諸寸法値を入力することにより計算を行う。
- ii) 三角形、矩形に分割し、この形状値と基準軸からの距離を入力して全体の総計を求める。
- iii) 一定の順路に従って入力された折れ点座標値から計算する。

計算時間は短いものなので、データの入出力形式が問題となる。使用頻度が高い場合設計者が日常用いている寸法記入例などに従って入力データを作成できるようになると便利になる。一例をリストの中の図に示す。結果は断面積、断面二次モーメント、図心位置、断面一次モーメント等を計算書に納まる範囲に出力する。箱桁の様に、ある程度定型化した断面には i) の方法により複数の断面が簡単な入力により計算される。この場合断面が変わっても変化しない形状寸法値の入力は予め変化の有無を指定し、一個のみの入力とするか、若しくは、@マークの使用などによって、 $n@X$ (n : 個数, X : 寸法値) と入力できるルーチンを用いると便利である。ii), iii) は単数個の複雑な断面を 1 回だけ計算するには便利であるが、現在普及しているマイコンの容量は充分大きいので、汎用ユーティリティとしてサブルーチンを作成し、設計者が実状に合わせた形状から必要な値を計算させ、このルーチンを利用できるようなプログラムを作るように定式化しておくが良い。

リスト 2 のプログラムリストは、必要に応じて @ 入力を利用して座標計算により断面諸量を求めるものである。なお、サブルーチン [upol] についてはリスト 1 を参照して頂きたい。

3.3.2 P C 鋼材有効係数の算定

P C 橋の設計におけるプレストレス力は、P C 鋼材引張端に与えた引張力に、次の影響を考慮して算出する。

- 1) コンクリートの弾性変形
- 2) P C 鋼材とシースの摩擦
- 3) 定着具におけるセット量
- 4) コンクリートのクリープ

表—3.2 断面力および応力度と符号

曲げモーメント	+	
	-	
せん断力	+	
	-	
軸 力	+	
	-	
応力度	+	圧 縮
	-	引 張

5) コンクリートの乾燥収縮

6) PC鋼材のリラクセーション

上記項目のうち、2) 3) および 4) 5) 6) についてマイコンによるプログラム例を示す。

I 摩擦損失とセット量の計算

i) 摩擦損失有効係数の計算

摩擦による緊張材の引張力の減少は、次式により計算する。

$$P_x = P_i \cdot e^{-(\mu\alpha + \lambda x)}$$

ここに、 P_x : 設計断面における緊張材の引張力

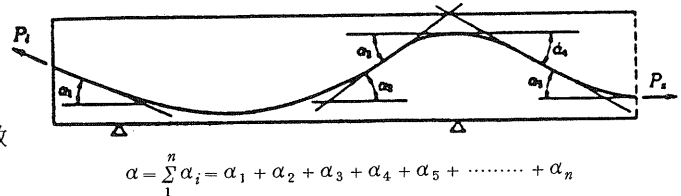
P_i : 緊張材のジャッキ位置の引張力

μ : 角変化1ラジアンあたりの摩擦係数

α : 角変化(ラジアン)

λ : 緊張材の単位長さあたりの摩擦係数

x : 緊張材の引張端から設計断面までの長さ



図—3.2 摩擦係数

ii) セット量の計算

緊張材とダクトの間に摩擦抵抗がある場合には、引張作業中の摩擦抵抗と緩める時の摩擦抵抗が同じ値と仮定すると、定着具のセット量は次式により計算する。

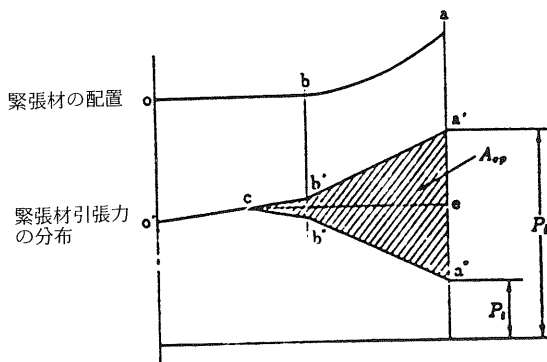
$$\Delta \ell = \frac{A_{ep}}{A_p \cdot E_p}$$

ここに、 $\Delta \ell$: セット量

A_p : 緊張材の断面積

E_p : 緊張材の弾性係数

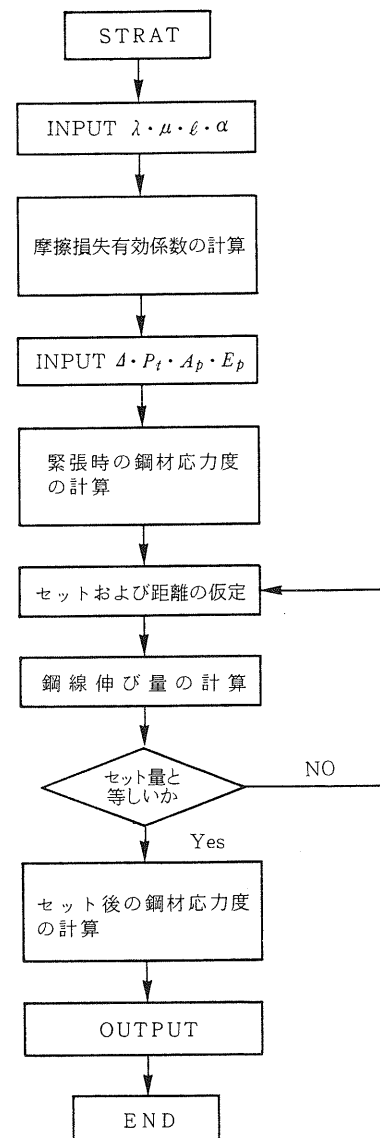
A_{ep} : 図に示す斜線部の面積



図—3.3 鋼材の応力分布

したがって、 A_{ep} が $\Delta \ell \cdot A_p \cdot E_p$ と等しくなる点C点を図上で求めC b" a" 線を定めれば、この線がセットにより生じるPC鋼材のプレストレス減少量を考慮したPC鋼材引張力の分布となる。

以上の計算のプログラミングのフローチャートを以下に示す。



図—3.4 フローチャート

Ⅱ クリープ，乾燥収縮有効係数の計算

コンクリートのクリープおよび乾燥収縮によるP C鋼材引張応力度の減少量は次式により計算する。

$$\Delta\sigma_{p\varphi} = \frac{n \cdot \varphi \cdot \sigma_{cp} + E_p \cdot \varepsilon_s}{1 + n \cdot \frac{\sigma_{cpt}}{\sigma_{pt}} \left(1 + \frac{\varphi}{2}\right)}$$

ここに， $\Delta\sigma_{p\varphi}$: コンクリートのクリープおよび乾燥収縮によるP C鋼材応力度の減少量

φ : コンクリートのクリープ係数

ε_s : コンクリートの乾燥収縮度

n : ヤング係数比 $n = E_p / E_c$

σ_{cp} : P C鋼材の位置におけるコンクリート断面の持続荷重による応力度

σ_{pt} : プレストレッシング直後のP C鋼材の引張応力度

σ_{cpt} : P C鋼材の位置におけるプレストレッシング直後のプレストレス

3.3.3 曲げ破壊安全度

曲げ破壊安全度は，部材断面に作用する破壊曲げモーメントと，部材断面の破壊抵抗曲げモーメントとの比として計算する。

部材断面の破壊抵抗曲げモーメントは，「道路橋示方書・同解説」の規定により計算する。計算上の仮定は以下の通りである。

道路橋示方書 2.4.4

2.4.4 部材断面の破壊抵抗曲げモーメント

(1) 部材断面の破壊抵抗曲げモーメントは，次の規定により算出するものとする。

- 1) 維ひずみは，中立軸からの距離に比例する。
- 2) コンクリートの引張強度は無視する。
- 3) コンクリートの圧縮応力度の分布は，図—2.4.2のとおりとする。ただし，断面形状が特殊な場合は，図—2.4.4の応力度—ひずみ曲線によりコンクリートの圧縮応力度を算出するものとする。
- 4) 鋼材の応力度—ひずみ曲線は，図—2.4.3のとおりとする。

ここに，

ε_{cx} : コンクリートの終局ひずみ (=0.0035)

ε_s : 鋼材のひずみ

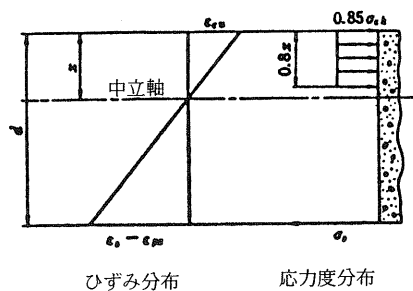
σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (kg/cm²)

σ_s : 鋼材の応力度 (kg/cm²)

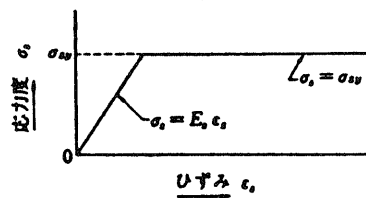
d : 部材断面の有効高 (cm)

x : 圧縮縁から中立軸までの距離 (cm)

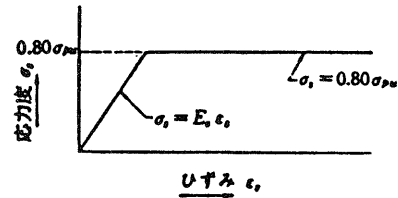
ε_{pe} : 有効プレストレス力によるP C鋼材のひずみ



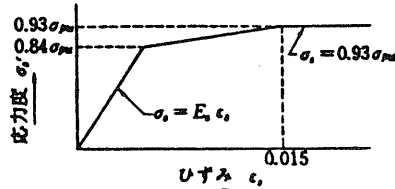
図—2.4.2 破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合のひずみおよび応力度の分布



(a) 鉄筋



(c) PC鋼棒2号



(b) PC鋼線, PC鋼より線
およびPC鋼棒1号

ここに,

σ_{sy} : 鉄筋の降伏点 (kg/cm²)

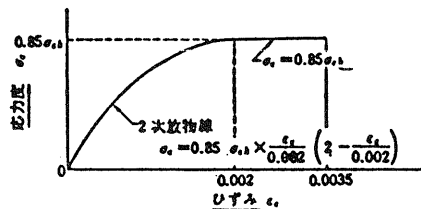
σ_{pu} : P C鋼材の引張強さ (kg/cm²)

σ_s : 鋼材の応力度 (kg/cm²)

E_s : 鋼材のヤング係数 (kg/cm²)

ε_s : 鋼材のひずみ

図— 2. 4. 3 破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合の鋼材の
応力度—ひずみ曲線



ここに,

$\sigma_{c,k}$: コンクリートの設計基準強度 (kg/cm²)

σ_s : コンクリートの応力度 (kg/cm²)

ε_c : コンクリートのひずみ

図— 2. 4. 4 破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合のコンクリートの
応力度—ひずみ曲線

3. 4 その他の利用

P C橋の設計においては、各種の計算に広くマイコンが利用されており、自動設計に近いものもある。また自動製図についても開発されつつある。

最近、P C橋の分野では、設計計算のみならず、マイコンを施工管理に応用する事例が増加している。特に長大P C橋では、緊張管理あるいは分割施工を行なう場合の応力・たわみ管理等に利用されている。現在、施工管理に利用されているマイコンの機能は、

1) 自動計測等によるデータのファイル

2) 計測結果のデータをフィードバックし、各種の計算を行ない、P C鋼材の緊張力あるいは型枠の上げ越し量等の指示を与えるもの

の2つがある。

以下、P C橋の施工管理におけるマイコンの利用例を紹介する。

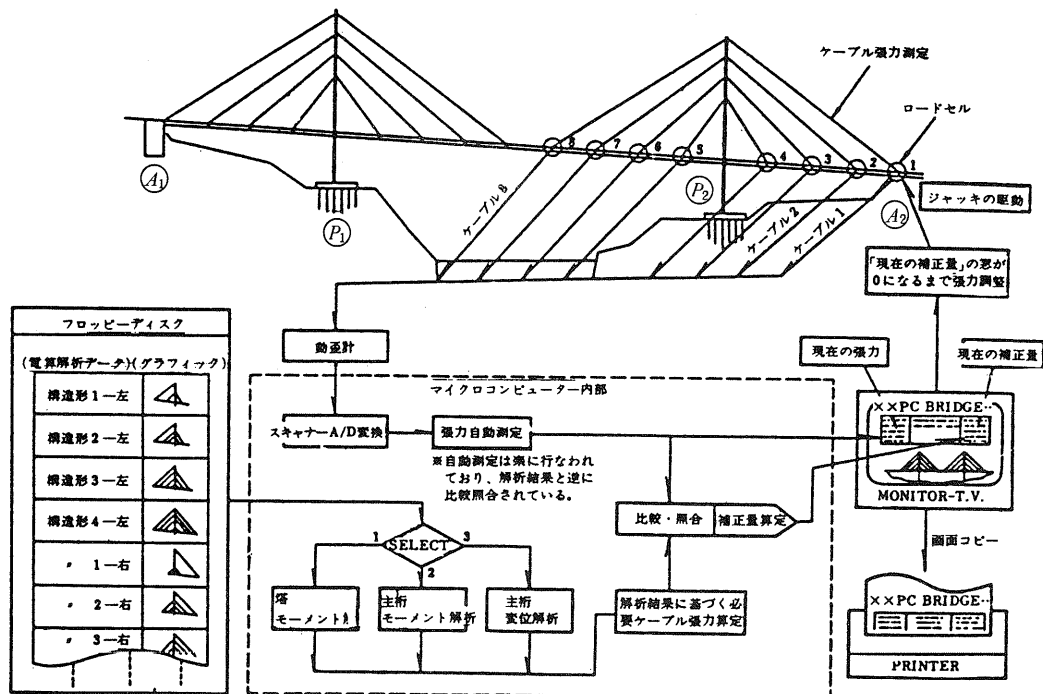
3.4.1 プレストレスト斜張橋の施工管理例

P C斜張橋は力学上きわめて合理的な構造物であり、美観・経済性でも非常に優れていると言われている。

P C斜張橋は高次の不静定構造物であり、ケーブル張力の変化が桁のたわみや各部断面力に複雑に影響し、今後の長大P C斜張橋の建設に於いても一層複雑な現場解析を必要とされる。

マイコンによる現場での設計施工管理システムは、計測データを必要な物理量に変換して表示すると同時に、手計

算では不可能な構造計算を計測値をもとに行ない、緊張力・たわみ量等の補正值・調整値を決定するものである。
システムの概要を図—3.5に示す。



図—3.5 PC斜張橋設計・施工管理システム概要図

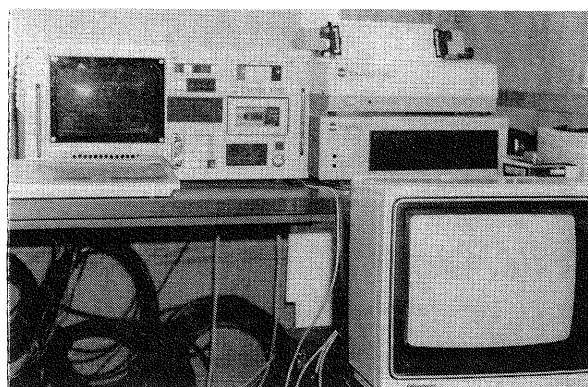
ケーブルの定着端にセットしたロードセルより動歪計を経てマイコン内部に入力されたアナログ信号はA/D変換され、ケーブル張力に換算されてCRT上に表示されている。ロードセルは、A₂橋台側の8本の斜ケーブルにセットしており、高速スキャンニングすることにより、常時張力変化を監視できるようになっている。ケーブルの張力調整は外部TVでモニターしながら正確に行なうことができる。

また、あらかじめ大型コンピュータで解析した各施工段階における断面力・張力等をフロッピーディスク中に記憶させておき、実測値と比較照合し、設計値内で施工されているか否か、次のステップに進む際の補正の必要性の有無についてチェックし、補正を要する場所はその量を算定するとともに、補正值での構造解析も同時に行い得るものである。補正量の算定にはタワー、桁の変位量およびコンクリートの材令によるヤング率変化等も考慮したプログラムとなっている。

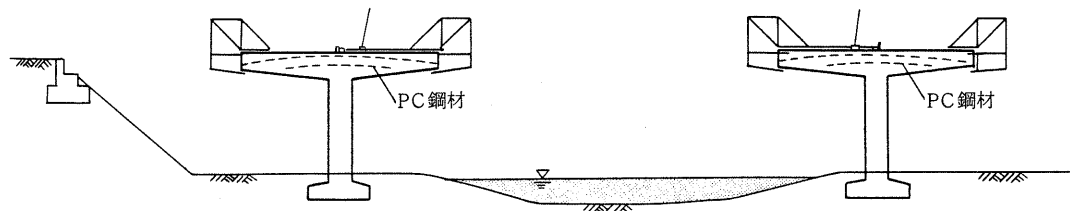
本システムの採用により、現場の手計算では不可能な複雑な解析、設計値のチェック、補正を短時間に行なうことによって、施工の能率化、精度の保持等が図れ、安全性・信頼性が増加した。また取り扱いが容易で、工事担当者でも操作が出来る様工夫されており、記録もプリントアウトされることにより、資料として残存させることが出来、現場用としては小型であり、コスト的にも有効なシステムである。

3.4.2 片持ち張出し架設における施工管理例

片持ち張出し架設の施工におけるたわみ管理は、施工管理上、重要であり、高度な技術を必要とする。片持ち張出し架設における型枠のセットは、コンクリート打設による型枠支保工の変形の他に、主桁自体のたわみを考慮しなければならない。ここでは、マイコンを用いた“たわみ管理システム”による施工管理について述べる。



図—3.6 PC斜張橋設計施工管理システム



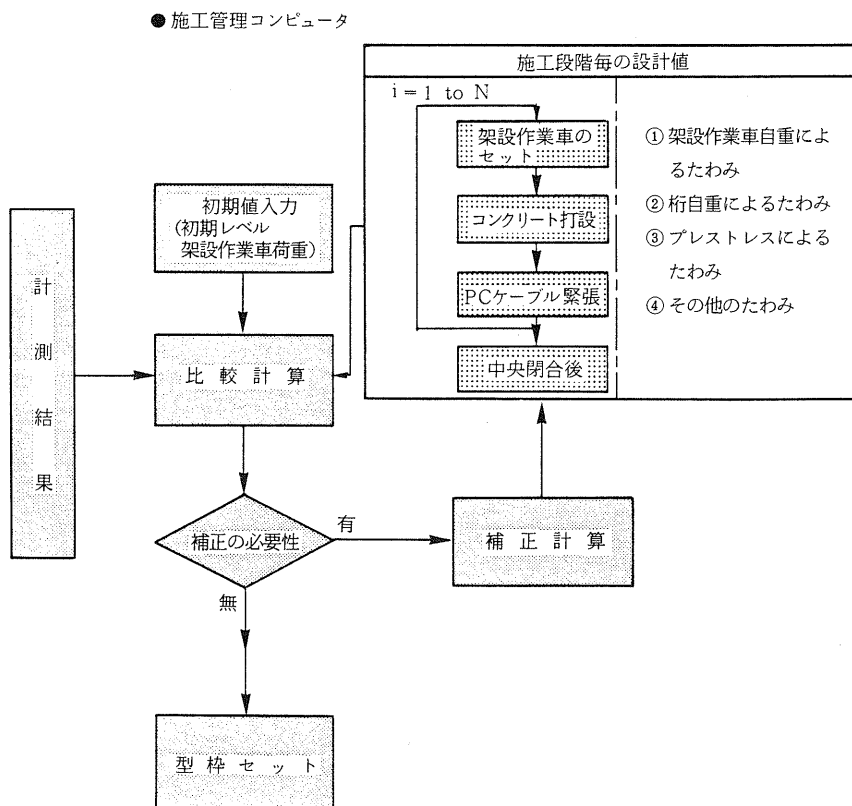
図－3.7 片持ち張出し架設一般図

片持ち張出し工法とは、架設作業車を用いてある単位ごとにコンクリートを打設し、順次ブロックを製作していく工法である。本工法で主桁を製作する場合の型枠のセットには、通常の場合打桁の場合に考慮する支保工の変形の他に、張出し架設中の主桁自体の変形あるいは、主桁連続後の主桁の変形を考慮する必要がある、その要因を以下に示す。

1. 張出し架設中に生じるたわみ
 - 1) 架設作業車重量によるたわみ
 - 2) 桁自重（打設コンクリート）によるたわみ
 - 3) 一次プレストレスによるたわみ
 - 4) その他のたわみ
2. 主桁連続後に生じるたわみ
 - 1) 架設作業車撤去によるたわみ
 - 2) 二次プレストレスによるたわみ
 - 3) 橋面荷重によるたわみ
 - 4) クリープその他のたわみ

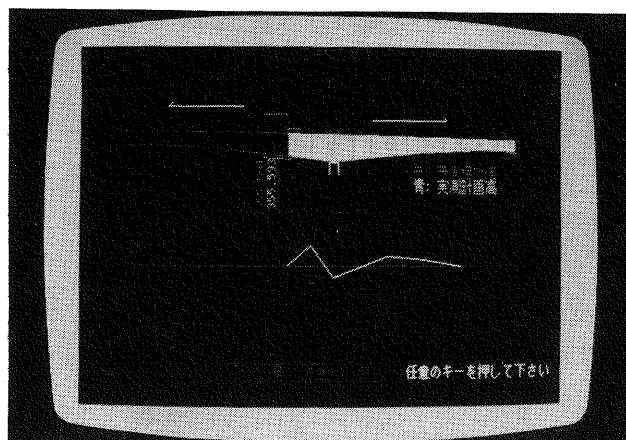
上記に示した各々のたわみについて、各施工段階における値を大型コンピュータを用いて計算する。たわみの計算は、コンクリートの弾性係数、クリープ係数、緊張時期などの種々の仮定に基づいて行なわれている。従って、施工現場におけるたわみ管理は、各項目のたわみの計算値をマイコンに組入れ、各施工段階で最終計画高となるように決定した型枠のセット高で施工し、計測を行ない、計測結果をフィードバックするものである。フィードバックのフローチャートを図－3.8に示す。計測値と計算値に誤差が生じた場合には、それ以後の上げ越し量を修正する必要があり、計算の補正を行なう。

片持ち張出し架設におけるたわみ管理では、検討すべき項目が多く、計算も複雑である。また各施工段階における計測結果に基づいて次の施

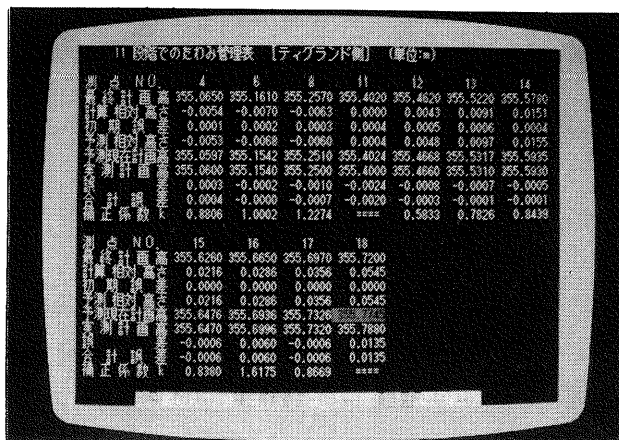


図－3.8 たわみ管理システム概要図

工に対する判断を短時間で行なう必要があり、マイコンによる施工管理は重要な役割を果たすようになってきた。



図一 3.9 ディスプレイ表示

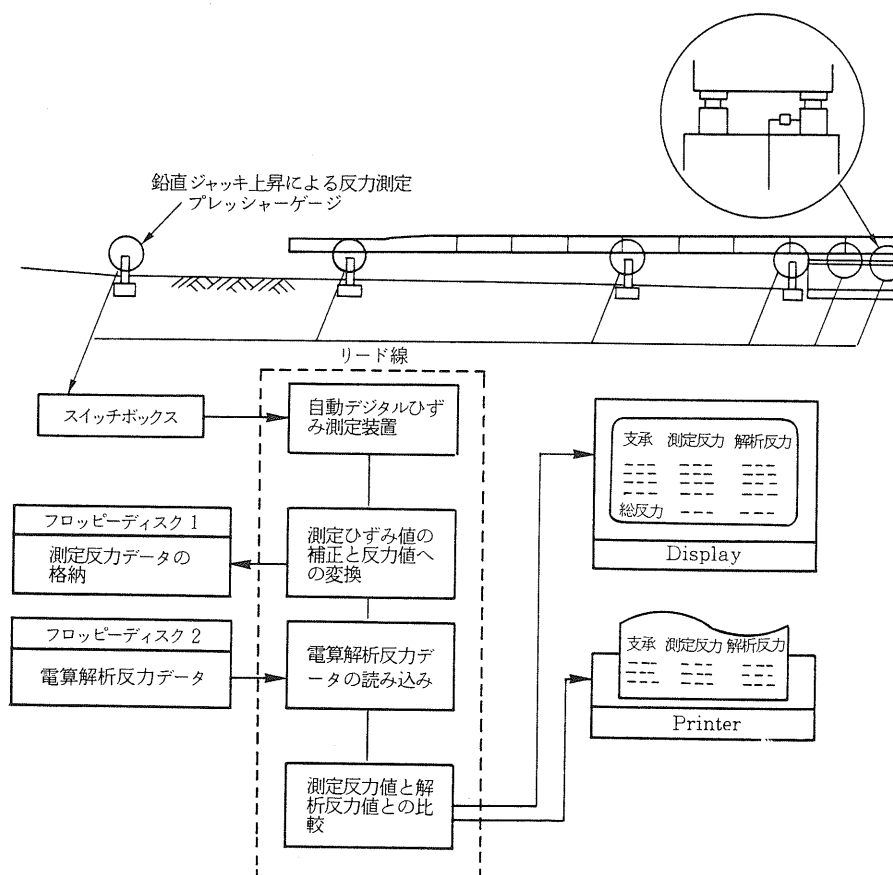


図一 3.10 たわみ管理表の表示

3.4.3 押出し工法反力自動測定システム

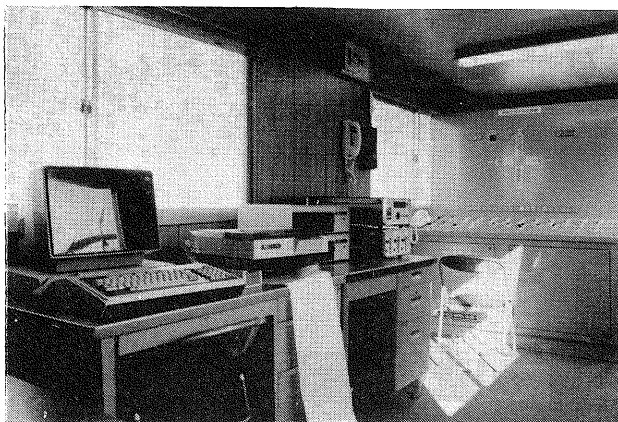
本システムはマイコンを利用して、押出し工法における橋梁架設中に各支点上に発生する反力を各架設状態ごとに測定し、コンピューターで処理した結果をもとに施工中の反力を集中管理するものである。

押出し工法において各支点反力が設計値の状態にあるかどうかは、押出し中の施工管理の重要なポイントである。そこでこのシステムでは、各支点の鉛直ジャッキに取り付けられたプレッシャーゲージより得られた値を自動デジタルひずみ測定装置を通して、マイコン内に取り込み、ジャッキの受圧面積、リード線の長さによる補正を行ない反力を計算する。



図一 3.11 押出し工法施工管理システム概要図

更に施工段階により構造系が変化するので、逐次、計算を行ない測定値と比較するのは、時間がかかり困難なため、設計で得られた反力を予めフロッピーディスクに格納しておく。測定と同時に測定値と設計値をディスプレイに表示し、両者の比較ができるので、これにより押出し工法における施工管理をより良好にするとともに、施工精度、安全施工をより高めることが可能となる。注意点としては、列車の通過が頻繁な所などで施工する場合は、架線等によるリード線へのノイズの影響を防ぐための処置をとる必要がある。



図一 3.12 押出し工法反力測定システム

今後の開発としては、押出し装置の中央制御盤と連動することにより、押出し工法における施工管理の省力化および施工精度の一層の向上が望まれる。

本稿は、住友建設（株）本間秀世氏、新井英雄氏、大成建設（株）岡川秀幸氏、松本弘一氏、北原 剛氏 の御協力を得て完成した。深く感謝する次第である。

プログラムリスト1 桁高計算

KETADAKA.5334

```

1000 REM *** 桁高計算プログラム ***
1010 DIM HH(100)
1020 INTEGER N1,N2,DIV,ND,I,NS,IK,IB,M1,M2,K1,K2,KO,NADD,JJJ,IL
1030 DIM IBF$80,AF$1,AA$20,F(100)
1040 PRINT %HOME
1050 PRINT "桁高計算"
1060 PRINT "Div = 0 - 等分割"
1070 PRINT "1 - 不等分割"
1080 L1=0:L2=0:X1=0:X2=0:X3=0:X4=0:XL1=0:XL2=0:XL3=0:XL4=0
1090 H1=0:H2=0:H3=0:I1=0:I2=0:N1=0:N2=0
1100 PRINT %CURSOR (6,4); "DIV="
1110 PRINT %CURSOR (6,5); "L1 =";%CURSOR (24,5); "L2 ="
1120 PRINT %CURSOR (6,6); "N1 =";%CURSOR (24,6); "N2 ="
1130 PRINT %CURSOR (6,7); "I1 =";%CURSOR (24,7); "I2 ="
1140 PRINT %CURSOR (6,9); "H1 =";%CURSOR (6,10); "H2 =";%CURSOR (6,11); "H3 ="
1150 PRINT %CURSOR (6,13); "X1,X2,X3,X4 ="
1160 GOSUB[ZU]
1170 PRINT %CURSOR (12,4):: INPUT DIV
1180 PRINT %CURSOR (12,5):: INPUT L1:PRINT %CURSOR (29,5):: INPUT L2
1190 PRINT %CURSOR (12,6):: INPUT N1:PRINT %CURSOR (29,6):: INPUT N2
1200 PRINT %CURSOR (12,7):: INPUT I1:PRINT %CURSOR (29,7):: INPUT I2
1210 PRINT %CURSOR (12,9):: INPUT H1:PRINT %CURSOR (12,10):: INPUT H2
1220 PRINT %CURSOR (12,11):: INPUT H3
1230 PRINT %CURSOR (19,13):: INPUT X1,X2,X3,X4
1240 ND=N1+N2
1250 IF DIV=0 GOTO 1350
1260 PRINT:PRINT "DX input"
1270 NS=ND:GOSUB [UPD1]
1280 X=0
1290 FOR I=1 TO ND
1300 X=X+F(I)
1310 NEXT I
1320 IF (L1+L2-0.000001 >X) OR (X>L1+L2+0.000001) THEN PRINT "error !": GOTO 1270
1330 GOTO 1440
1340 REM
1350 IF N2=0 GOTO 1420
1360 IF N1=0 GOTO 1390
1370 XX=L1/N1
1380 FOR I=1 TO N1:F(I)=XX:NEXT I
1390 XX=L2/N2
1400 FOR I=1 TO N2:F(I+N1)=XX:NEXT I
1410 GOTO 1440
1420 XX=(L1+L2)/ND
1430 FOR I=1 TO ND:F(I)=XX:NEXT I
1440 REM
1450 LD=XL1+XL2+L1:LL=LD+XL3+XL4+L2
1460 XX=0:LL1=LD:LL2=XL3+XL4+L2
1470 REM
1480 FOR I=1 TO ND+1
1490 X=XL1+XL3+XX
1500 IF X<=X1 GOTO 1550
1510 IF (X1<X) AND (X<=LD-X2) GOTO 1560
1520 IF (LD-X2<X) AND (X<=LD+X3) GOTO 1590
1530 IF (LD+X3<X) AND (X<=LL-X4) GOTO 1600
1540 GOTO 1630
1550 HH(I)=H1:GOTO 1650
1560 IF I1<>0 GOTO 1580
1570 HH(I)=H1+(H2-H1)*SIN( 90*(X-X1)/(LL1-X1-X2) ):GOTO 1650
1580 HH(I)=H2+(H1-H2)*(1-(X-X1)/(LL1-X1-X2))*I1:GOTO 1650
1590 HH(I)=H2:GOTO 1650
1600 IF I2<>0 GOTO 1620
1610 HH(I)=H3+(H2-H3)*COS( 90*(X-LD-X3)/(LL2-X3-X4) ):GOTO 1650
1620 HH(I)=H2+(H3-H2)*((X-LD-X3)/(LL2-X3-X4))*I2:GOTO 1650
1630 HH(I)=H3
1640 REM
1650 XX=XX+F(I)
1660 NEXT I
1670 PRINT %HOME
1680 PRINT USING 1690 L1,L2
1690 FORMAT L1= #####.#### L2= #####.####
1700 PRINT USING 1710 N1,N2,I1,I2
1710 FORMAT N1= ## N2= ## I1= ##.## I2= ##.##
1720 PRINT USING 1730 H1,H2,H3

```

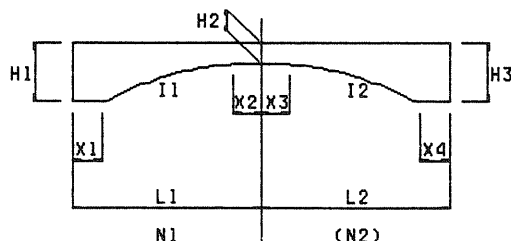
入力用画面設計

指図

入力

4X
入力

形状図



桁高計算

入力データの出力

リスト 1-2

```

1730 FORMAT H1= ##### H2= ##### H3= #####
1740 PRINT USING 1750 X1,X2,X3,X4
1750 FORMAT X1= ##### X2= ##### X3= ##### X4= #####
1760 PRINT:PRINT "桁高計算結果"
1770 PRINT:PRINT "セクト 分割長 桁高 (m)"
1780 PRINT:X=0
1790 FOR I=1 TO ND+1
1800 PRINT USING 1810 I-1,F(I),HH(I)
1810 FORMAT ### ###.#### ###.####
1820 NEXT I
1830 END
1840 [ZU]REM **** SUBROUTINE ZU ****
1850 LINE(360,80),(600,80):LINE(360,80),(360,120):LINE(600,80),(600,120)
1860 LINE(360,120),(379,120):LINE(600,120),(581,120):LINE(336,80),(352,80)
1870 CIRCLE (480,294),200,300,-60
1880 LINE(336,120),(352,120):LINE(608,80),(624,80):LINE(608,120),(624,120)
1890 LINE(624,80),(624,120):LINE(336,80),(336,120):LINE(335,80),(335,85)
1900 LINE(335,115),(335,120):LINE(360,128),(360,192):LINE(600,128),(600,192)
1910 LINE(379,128),(379,160):LINE(581,128),(581,160):LINE(360,192),(600,192)
1920 LINE(360,160),(379,160):LINE(360,191),(365,191):LINE(475,191),(485,191)
1930 LINE(595,191),(600,191):LINE(360,159),(365,159):LINE(374,159),(379,159)
1940 LINE(581,159),(586,159):LINE(595,159),(600,159):LINE(581,160),(600,160)
1950 LINE(462,102),(462,128):LINE(498,102),(498,128):LINE(462,128),(498,128)
1960 LINE(462,127),(467,127):LINE(476,127),(484,127):LINE(493,127),(498,127)
1970 LINE(625,80),(625,85):LINE(625,115),(625,120):LINE(480,64),(480,215)
1980 TEXT(320,96),"H1":TEXT(626,96),"H3":TEXT(463,115),"X2":TEXT(483,115),"X3"
1990 TEXT(362,147),"X1":TEXT(583,147),"X4":TEXT(413,179),"L1":TEXT(534,179),"L2"
2000 TEXT(414,107),"I1":TEXT(534,107),"I2":TEXT(413,205),"N1":TEXT(526,205),"N2"
2010 LINE(478,78),(458,58):LINE(478,92),(458,72):LINE(458,58),(458,72)
2020 LINE(457,58),(457,61):LINE(457,69),(457,72):TEXT(439,60),"H2"
2030 RETURN
2040 END
2050 REM
2060 [UP01]REM *** SUBROUTINE UP01 ( F,NS ) ***
2070 IB=0
2080 [1000]IK=NS-IB
2090 IBF$=""
2100 PRINT
2110 PRINT USING [6006] IK
2120 [6006] FORMAT MORE ### DATA =
2130 INPUT IBF$
2140 A$=STR$(IBF$,1,1)
2150 IF (A$=" ") OR (A$=",") OR (A$="&00") GOTO [1000]
2160 NADD=1:M1=1:K1=1
2170 REM
2180 FOR JJJ=1 TO 80
2190 A$=STR$(IBF$,JJJ,1)
2200 IF A$="@" GOTO [2200]
2210 IF (A$=" ") OR (A$=",") OR (A$="&00") GOTO [2300]
2220 IL=0
2230 GOTO [3000]
2240 [2200] M2=JJJ-1:K1=JJJ+1
2250 IF M2<M1 GOTO [1000]
2260 AA$=""
2270 FOR KO=M1 TO M2
2280 STR$(AA$,KO-M1+1,1)=STR$(IBF$,KO,1)
2290 NEXT KO
2300 NADD=NUM(AA$):GOTO [3000]
2310 [2300] IL=IL+1
2320 IF IL=2 GOTO [2000]
2330 K2=JJJ-1
2340 AA$=""
2350 FOR KO=K1 TO K2
2360 STR$(AA$,KO-K1+1,1)=STR$(IBF$,KO,1)
2370 NEXT KO
2380 X=NUM(AA$)
2390 FOR KO=1 TO NADD
2400 IB=IB+1:F(IB)=X
2410 NEXT KO
2420 K1=JJJ+1:M1=JJJ+1:NADD=1
2430 [3000]NEXT JJJ
2440 [2000]IF NS>IB THEN GOTO [1000]
2450 RETURN

```

結果出力

描図サブルーチン

フリーフォーマット入力用
サブルーチン

NS 個のデータを変数 F に
入力する。

デリミターはブランク又はコンマ

[例] 10 個のデータ
2.0 2@4 3@3.5 CR
3@3.0 2.5 CR

プログラムリスト2 断面諸量の計算

DMSN. 9612

```

1000 DIM A(30),X(30),Y(30),DY(30),QT(30),AY(30),II(30),IO(30),ICROSS(30),XX(30),YY(30),XCROSS(30)
1010 DIM IBF$80,A$1,AA$20,F(100),H0(30),T1(30),T2(30),BW(30),Q22(30),QQN(30),YW(30)
1020 DIM AT(30),AYT(30),YN(30),Y0(30),YU(30),TII(30),Q11(30),QNN(30),Z0(30),ZU(30)
1030 INTEGER I,J,K
1040 REM *** MAIN PROGRAM ***
1050 GOSUB[ZU]
1060 GOSUB[INPUT]
1070 GOSUB[HENKAN]
1080 GOSUB[OUTPUT]
1090 END
1100 [INPUT]REM *** SUBROUTIN INPUT ***
1110 INPUT MSG(" DANMENSU = ")NN
1120 PRINT:NS=NN
1130 INPUT MSG(" B0 = ")B0
1140 PRINT:PRINT:PRINT " H0 = "
1150 GOSUB[UPO1]
1160 FOR I=1 TO NN
1170 H0(I)=F(I)
1180 NEXT I
1190 PRINT:PRINT:INPUT MSG(" B1 = ")B1
1200 PRINT:INPUT MSG(" B2 = ")B2
1210 PRINT:INPUT MSG(" H1 = ")H1
1220 PRINT:INPUT MSG(" H2 = ")H2
1230 PRINT:INPUT MSG(" H3 = ")H3
1240 PRINT:PRINT:PRINT " T1 = "
1250 GOSUB[UPO1]
1260 FOR I=1 TO NN
1270 T1(I)=F(I)
1280 NEXT I
1290 PRINT:PRINT:PRINT " T2 = "
1300 GOSUB[UPO1]
1310 FOR I=1 TO NN
1320 T2(I)=F(I)
1330 NEXT I
1340 PRINT:PRINT:PRINT " BW = "
1350 GOSUB[UPO1]
1360 FOR I=1 TO NN
1370 BW(I)=F(I)
1380 NEXT I
1390 PRINT:PRINT:INPUT MSG(" HB1,HH1 = ")HB1,HH1
1400 PRINT:INPUT MSG(" HB2,HH2 = ")HB2,HH2
1410 PRINT:INPUT MSG(" TAN1,TAN2 = ")SAN1,SAN2
1420 RETURN
1430 [HENKAN]REM *** SUBROUTIN HENKAN ***
1440 FOR K=1 TO NN
1450 SA=H0(K)-(H1+H2+H3):SAD=H0(K)-T1(K)-T2(K)-HH1-HH2:SB=SA*SAN1:SBD=SAD*SAN2
1460 X(2)=-B0/2:X(3)=X(2):X(4)=X(3)+B1
1470 X(5)=X(4)+B2:X(6)=X(5)+SB:Y(2)=H0(K)
1480 Y(3)=Y(2)-H1:Y(4)=Y(3)-H2:Y(5)=Y(4)-H3:Y(6)=0
1490 FOR I=2 TO 6
1500 Y(1)=Y(11):Y(12)=Y(2)-T1(K)-HH1:Y(13)=Y(12)-SAD
1510 Y(14)=Y(13)-HH2:Y(19)=Y(12)+HH1:Y(18)=Y(19)
1520 X(13-I)=-X(I):Y(13-I)=Y(I):NEXT I
1530 X(1)=X(11):X(12)=X(8)-BW(K):X(13)=X(12)-SBD
1540 IF Y(8)>Y(12) THEN X(12)=X(12)-(Y(8)-Y(12))*SAN1
1550 IF Y(12)>Y(8) THEN X(12)=X(12)+(Y(12)-Y(8))*SAN2
1560 X(14)=X(13)-HB2:X(19)=X(12)-HB1:X(18)=-X(19)
1570 FOR I=12 TO 14
1580 X(29-I)=-X(I):Y(29-I)=Y(I)
1590 NEXT I
1600 X(20)=X(12):Y(20)=Y(12):X(21)=X(1):Y(21)=Y(1):N=20
1610 GOSUB[KEISAN]
1620 NEXT K
1630 RETURN
1640 END
1650 [KEISAN]REM *** SUBROUTIN KEISAN ***
1660 AT(K)=0.0
1670 FOR I=1 TO N
1680 A(I)=(X(I)-X(I+1))*(Y(I)+Y(I+1))/2:AT(K)=AT(K)+A(I)
1690 NEXT I
1700 AYT(K)=0.0
1710 FOR I=1 TO N
1720 L=X(I)-X(I+1):Y1=Y(I):Y2=Y(I+1)

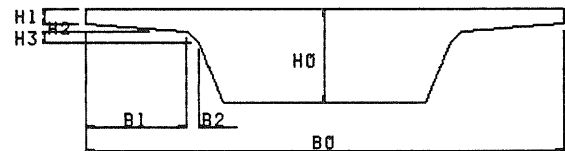
```

MAIN

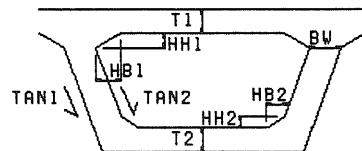
INPUTのためのルーチン
(下図のとおり)

データが断面数分必要なもの(H0, T1, T2, BW)
についてはサブルーチン[UPO1]を使用

外側形状



内側形状



インプットデータを座標に
変換するためのルーチン
(計算にはすべて変換座標
を用いる。)

断面積の計算

リスト 2-2

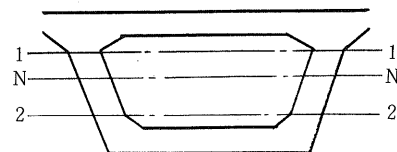
```

1730 IF Y(I)<Y(I+1) THEN Y1=Y(I+1):Y2=Y(I)
1740 DY(I)=(L*Y2*(Y2/2)+L*((Y1-Y2)/2)*(Y2+(Y1-Y2)/3))/(L*Y2+L*(Y1-Y2)/2)
1750 AY(I)=A(I)*DY(I):SH=Y1-Y2:SD=SH/3
1760 IO(I)=L*(Y2**3/12+SH**3/36+(Y2/2-DY(I))*2*Y2+(Y2-DY(I)+SD)**2*SH/2)
1770 AYT(K)=AYT(K)+AY(I)
1780 NEXT I
1790 YN(K)=AYT(K)/AT(K):Y0(K)=H0(K)-YN(K):YU(K)=-YN(K):TII(K)=0.0
1800 FOR I=1 TO N
1810 DY(I)=DY(I)-YN(K)
1820 II(I)=A(I)*DY(I)*DY(I)+IO(I)
1830 TII(K)=TII(K)+II(I)
1840 NEXT I
1850 M=3:YW(1)=YN(K):YW(2)=Y(12):YW(3)=Y(13)
1860 FOR J=1 TO M
1870 ICR=0
1880 [K0]FOR I=1 TO N
1890 IF (YW(J)-Y(I))*(YW(J)-Y(I+1))>0 THEN GOTO [K3]
1900 ICR=ICR+1:ICROSS(ICR)=I:XCROSS(ICR)=X(I)
1910 IF (Y(I+1)-Y(I))=0 THEN GOTO [K3]
1920 XCROSS(ICR)=(X(I+1)-X(I))*(YW(J)-Y(I))/(Y(I+1)-Y(I))+X(I)
1930 [K3]NEXT I
1940 NNS=0:ICR=1
1950 FOR I=1 TO N+1
1960 IF Y(I)<YW(J) GOTO [K1]
1970 NNS=NNS+1:YY(NNS)=Y(I)-YN(K):XX(NNS)=X(I)
1980 [K1]REM
1990 IF I<>ICROSS(ICR) THEN GOTO [K4]
2000 NNS=NNS+1:YY(NNS)=YW(J)-YN(K):XX(NNS)=XCROSS(ICR):ICR=ICR+1
2010 [K4]NEXT I
2020 QT(J)=0.0
2030 FOR I=1 TO NNS-1
2040 L=XX(I) XX(I+1):A(I)=L*(YY(I)+YY(I+1))/2:Y1=YY(I):Y2=YY(I+1)
2050 IF YY(I)<YY(I+1) THEN Y1=YY(I+1):Y2=YY(I)
2060 DY(I)=(L*Y2*(Y2/2)+L*((Y1-Y2)/2)*(Y2+(Y1-Y2)/3))/(L*Y2+L*(Y1-Y2)/2)
2070 QON(I)=A(I)*DY(I):QT(J)=QT(J)+QON(I)
2080 NEXT I
2090 NEXT J
2100 QNN(K)=QT(1):Q11(K)=QT(2):Q22(K)=QT(3)
2110 RETURN
2120 END
2130 [OUTPUT]REM *** SUBROUTIN OUTPUT ***
2140 CONSOLE 25,1:PRINT
2150 PRINT USING 2160
2160 FORMAT INPUT
2170 PRINT:PRINT USING 2180
2180 FORMAT B0(M) H0(M) B1(M) B2(M) H1(M) H2(M) H3(M)
2190 FOR K=1 TO NN
2200 PRINT USING 2210 K,B0,H0(K),B1,B2,H1,H2,H3
2210 FORMAT ## ###.### ###.### ###.### ###.### ###.### ###.###
2220 NEXT K
2230 PRINT:PRINT USING 2240
2240 FORMAT T1(M) T2(M) BW(M) HB1(M) HH1(M) HB2(M) HH2(M)
2250 FOR K=1 TO NN
2260 PRINT USING 2270 K,T1(K),T2(K),BW(K),HB1,HH1,HB2,HH2
2270 FORMAT ## ###.### ###.### ###.### ###.### ###.### ###.### ###.###
2280 NEXT K
2290 PRINT:PRINT "OUTPUT"
2300 PRINT:PRINT USING 2310
2310 FORMAT A(M2) I(M4) H0(M) Y0(M) YU(M)
2320 FOR K=1 TO NN
2330 Z0(K)=TII(K)/Y0(K):ZU(K)=TII(K)/YU(K)
2340 PRINT USING 2350 K,AT(K),TII(K),H0(K),Y0(K),YU(K)
2350 FORMAT ## ###.#### ###.#### ##.### ##.### ##.###
2360 NEXT K
2370 PRINT
2380 PRINT USING 2390
2390 FORMAT Z0(M3) ZU(M) QNN(M3) Q11(M3) Q22(M3)
2400 FOR K=1 TO NN
2410 PRINT USING 2420 K,Z0(K),ZU(K),QNN(K),Q11(K),Q22(K)
2420 FORMAT ## ###.#### ###.#### ###.#### ###.#### ###.####
2430 NEXT K
2440 RETURN
2450 END

```

中立軸の位置を求めそのまわりの断面2次モーメントを求める計算

下図の位置に関する断面1次モーメントを求める計算



N-N 中立軸

1-1 上側内ハンチつけ根

2-2 下側内ハンチつけ根

インプットデータ及び
計算結果の出力用ルー
チン

リスト 2-3

```

2450 END
2460 [ZU]REM *** SUB ZU ***
2470 CONSOLE 25,0
2480 TEXT(300,35),"外 側 形 状"
2490 ORIGIN(320,80)
2500 LINE(0,0),(0,10),(64,15),(72,23),(88,64),(216,64),(232,23),(240,15),(304,10),(304,0),(0,0)
2510 LINE(-5,0),(-26,0),(-26,10),(-5,10):LINE(40,15),(-26,15),(-26,23),(67,23)
2520 LINE(0,15),(0,80),(64,80),(64,20):LINE(72,28),(72,80),(96,80):LINE(152,0),(152,64)
2530 LINE(0,80),(0,96),(304,96),(304,15)
2540 LINE(-27,0),(-27,3):LINE(-27,7),(-27,10):LINE(-27,15),(-27,17)
2550 LINE(-27,21),(-27,23):LINE(0,79),(5,79):LINE(59,79),(64,79):LINE(72,79),(75,79)
2560 LINE(0,95),(5,95):LINE(299,95),(304,95):LINE(151,0),(151,5):LINE(151,59),(151,64)
2570 TEXT(-45,0),"H1":TEXT(-24,8),"H2":TEXT(-45,15),"H3"
2580 TEXT(132,30),"H0":TEXT(24,70),"B1":TEXT(74,70),"B2":TEXT(144,85),"B0"
2590 ORIGIN(0,0)
2600 TEXT(300,210),"内 側 形 状"
2610 ORIGIN(368,256)
2620 LINE(0,16),(16,26),(40,96),(168,96),(192,26),(208,16):LINE(0,0),(208,0)
2630 LINE(36,26),(52,72),(64,80),(144,80),(156,72),(172,26),(156,16),(52,16),(36,26)
2640 LINE(36,31),(36,48),(52,48),(52,21):LINE(41,26),(80,26),(80,16)
2650 LINE(128,80),(128,72),(151,72):LINE(144,75),(144,64),(158,64)
2660 LINE(104,0),(104,16):LINE(172,26),(192,26):LINE(104,80),(104,96)
2670 LINE(36,47),(39,47):LINE(49,47),(52,47):LINE(79,26),(79,23)
2680 LINE(79,19),(79,16):LINE(103,0),(103,3):LINE(103,13),(103,16)
2690 LINE(172,25),(175,25):LINE(189,25),(192,25):LINE(144,63),(147,63)
2700 LINE(155,63),(158,63):LINE(127,80),(127,78):LINE(127,74),(127,72)
2710 LINE(103,96),(103,93):LINE(103,83),(103,80)
2720 LINE(52,52),(60,71),(62,63)
2730 LINE(16,52),(24,72),(16,68)
2740 TEXT(84,2),"T1":TEXT(84,82),"T2":TEXT(172,14),"BW":TEXT(66,54),"TAN2"
2750 TEXT(135,52),"HB2":TEXT(103,68),"HH2":TEXT(82,18),"HH1":TEXT(45,36),"HB1"
2760 TEXT(-18,54),"TAN1"
2770 RETURN
2780 END

```

インプット必要事項をわかりやすく
図で示すためのルーチン

プログラムリスト3 摩擦損失およびセット量の計算

```

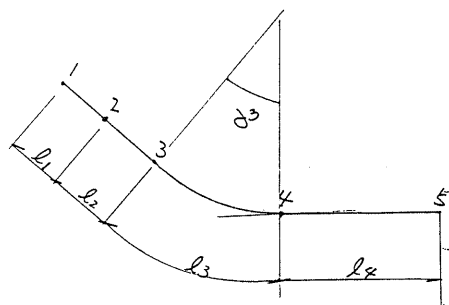
10 REM *** 摩擦損失係数の計算 ***
20 CLS
30 PRINT " *** 摩擦損失係数の計算 *** "
40 PRINT
50 INPUT " λ は (1/M) "; RAMDA
60 PRINT
70 INPUT " μ は (1/rad) "; MYU
80 PRINT
90 PRINT " ケーブル形状を入力してください。 "
100 PRINT
110 PRINT " 距離 (M), 角度 (°) の順に入力してください。 "
120 PRINT
130 PRINT "NO. 距離(M), 角度(°) "
140 PRINT
150 INPUT "1-2"; LL(1), AALF(1)
160 PRINT
170 INPUT "2-3"; LL(2), AALF(2)
180 PRINT
190 INPUT "3-4"; LL(3), AALF(3)
200 PRINT
210 INPUT "4-5"; LL(4), AALF(4)
220 PRINT
230 FOR I=1 TO 5
240 L(I)=0!:ALF(I)=0.0
250 NEXT I
260 FOR I=1 TO 4
270 L(I+1)=L(I)+LL(I)
280 ALF(I+1)=ALF(I)+AALF(I)
290 NEXT I
300 PAI=3.14159
310 FOR I=1 TO 5
320 X(I)=RAMDA*L(I)+MYU*ALF(I)*PAI/180!
330 ITA(I)=EXP(-X(I))
340 NEXT I
350 REM *** セットロスの計算 ***
360 PRINT " *** セットロスの計算 *** "
370 PRINT
380 INPUT " セット量は Δ (MM) "; DL
390 PRINT
400 INPUT " 緊張端薄入力は P t (t/本) "; PT
410 PRINT
420 INPUT " PC ケーブル断面積は A p (CM2) "; AP
430 PRINT
440 INPUT " ヤング率は E p (KG/CM2) "; EP
450 PRINT
460 FOR I=1 TO 5
470 SIG(I)=PT*ITA(I)/AP*1000!
480 NEXT I
490 FOR I=1 TO 4
500 DEL(I)=(SIG(I)-SIG(I+1))/LL(I)/100!
510 NEXT I
520 X1=SQR(DL*EP/DEL(1)/100000!)
530 XSIG1=SIG(1)-DEL(1)*(X1-L(1))*100!
540 IF X1<=L(2) THEN XLA=X1:XSIG=XSIG1:GOTO 670
550 XX2=DL*EP/DEL(2)/100000!-(DEL(1)-DEL(2))/DEL(2)*L(2)*L(2)
560 X2=SQR(XX2)
570 XSIG2=SIG(2)-DEL(2)*(X2-L(2))*100!
580 IF X2<=L(3) THEN XLA=X2:XSIG=XSIG2:GOTO 670
590 XX3=DL*EP/DEL(3)/100000!-(DEL(1)-DEL(2))/DEL(3)*L(2)*L(2)-(DEL(2)-DEL(3))/DEL(3)*L(3)*L(3)
600 X3=SQR(XX3)
610 XSIG3=SIG(3)-DEL(3)*(X3-L(3))*100!
620 IF X3<=L(4) THEN XLA=X3:XSIG=XSIG3:GOTO 670
630 XX4=DL*EP/DEL(4)/100000!-(DEL(1)-DEL(2))/DEL(4)*L(2)*L(2)-(DEL(2)-DEL(3))/DEL(4)*L(3)*L(3)-(DEL(3)-DEL(4))/DEL(4)*L(4)*L(4)
640 X4=SQR(XX4)
650 XSIG4=SIG(4)-DEL(4)*(X4-L(4))*100!
660 IF X4<=L(5) THEN XLA=X4:XSIG=XSIG4:GOTO 670
670 XITA=XSIG*AP/PT/1000!
680 FOR I=1 TO 5
690 SIGD(I)=SIG(I)-2*(SIG(I)-XSIG)

```

input の
ルーチン

input の
ルーチン

セット量計算
のためのルー
チン



リスト 3-2

```

700 IF SIG(I) <= XSIG THEN SIGD(I) = SIG(I)
710 ITAD(I) = SIGD(I) * AP / PT / 1000!
720 NEXT I
730 REM ***出力***
740 PRINT " *** 摩擦損失の計算 *** "
750 PRINT
760 PRINT " ** IN PUT ** "
770 PRINT
780 PRINT USING " P C 鋼材 1 M 当りの摩擦係数      λ =#.#### (1/M) "; RAMDA
790 PRINT
800 PRINT USING " 角変化 1 ラジアン当りの摩擦係数 μ =#.### (1/RAD) "; MYU
810 PRINT
820 PRINT USING " セフト量                      Δ =#.##(M/M) "; DL
830 PRINT
840 PRINT USING " 緊張端導入力                      P t =#..(t/本) "; PT
850 PRINT
860 PRINT USING " P C ケーブル断面積                      A p =#.####(CM2) "; AP
870 PRINT
880 PRINT USING " ヤング率                      E p =#####.(KG/CM2) "; EP
890 PRINT
900 PRINT USING " セットロスのおよび距離          [ ] x =#.### (M) "; XLA
910 PRINT
920 PRINT USING " その時の応力                      σ x =#####.(KG/CM2) "; XSIG
930 PRINT
940 PRINT USING " その時の摩擦損失係数          η x =#.### "; XITA
950 PRINT
960 PRINT " ***各点の摩擦損失係数*** "
970 PRINT " NO.  Σ l (m)      Σ α (°)      λ Σ l + μ Σ α      η f      η f' "
980 PRINT USING " 1      .###.###      .###.###      .#####      .###      .### "; L(1), A
LF(1), X(1), ITA(1), ITAD(1)
990 PRINT USING " 2      .###.###      .###.###      .#####      .###      .### "; L(2), A
LF(2), X(2), ITA(2), ITAD(2)
1000 PRINT USING " 3      .###.###      .###.###      .#####      .###      .### "; L(3),
ALF(3), X(3), ITA(3), ITAD(3)
1010 PRINT USING " 4      .###.###      .###.###      .#####      .###      .### "; L(4),
ALF(4), X(4), ITA(4), ITAD(4)
1020 PRINT USING " 5      .###.###      .###.###      .#####      .###      .### "; L(5),
ALF(5), X(5), ITA(5), ITAD(5)
1030 LPRINT " *** 摩擦損失の計算 *** "
1040 LPRINT
1050 LPRINT " ** IN PUT ** "
1060 LPRINT
1070 LPRINT USING " P C 鋼材 1 M 当りの摩擦係数      λ =#.#### (1/M) "; RAMDA
1080 LPRINT
1090 LPRINT USING " 角変化 1 ラジアン当りの摩擦係数 μ =#.### (1/RAD) "; NYU
1100 LPRINT
1110 LPRINT USING " セフト量                      Δ =#.##(M/M) "; DL
1120 LPRINT
1130 LPRINT USING " 緊張端導入力                      P t =#..(t/本) "; PT
1140 LPRINT
1150 LPRINT USING " P C ケーブル断面積                      A p =#.####(CM2) "; AP
1160 LPRINT
1170 LPRINT USING " ヤング率                      E p =#####.(KG/CM2) "; EP
1180 LPRINT
1190 LPRINT " ** OUT PUT ** "
1200 LPRINT
1210 LPRINT USING " セットロスのおよび距離          [ ] x =#.### (M) "; XLA
1220 LPRINT
1230 LPRINT USING " その時の応力                      σ x =#####.(KG/CM2) "; XSIG
1240 LPRINT
1250 LPRINT USING " その時の摩擦損失係数          η x =#.### "; XITA
1260 LPRINT
1270 LPRINT " ***各点の摩擦損失係数*** "
1280 LPRINT
1290 LPRINT " NO.  Σ l (m)      Σ α (°)      λ Σ l + μ Σ α      η f      η f' "
1300 LPRINT USING " 1      .###.###      .###.###      .#####      .###      .### "; L(1)
), ALF(1), X(1), ITA(1), ITAD(1)
1310 LPRINT USING " 2      .###.###      .###.###      .#####      .###      .### "; L(2)
), ALF(2), X(2), ITA(2), ITAD(2)
1320 LPRINT USING " 3      .###.###      .###.###      .#####      .###      .### "; L(3)
), ALF(3), X(3), ITA(3), ITAD(3)
1330 LPRINT USING " 4      .###.###      .###.###      .#####      .###      .### "; L(4)
), ALF(4), X(4), ITA(4), ITAD(4)

```

OUTPUT の
ルーチン

リスト 3-3

```

),ALF(4),X(4),ITA(4),ITAD(4)
1340 LPRINT USING "5   ###.###   ###.###   #.#####   #.###   #.### ";L(5)
),ALF(5),X(5),ITA(5),ITAD(5)
1350 REM ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
1360 REM ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
1370 COLOR 7,0,1:CLS
1380 XG(1)=20:YG(1)=100:CLS
1390 SCLX=14!/L(5)*31.579:SCLY=23.622
1400 FOR I=1 TO 4
1410 YG(1)=YG(1)+2!*SCLY*(I-1)
1420 NEXT I
1430 FOR I=1 TO 5
1440 XG(1)=XG(1)+L(1)*SCLX
1450 SXG(1)=XG(1)+(2!*L(4)-L(1))*SCLX
1460 NEXT I
1470 FOR I=1 TO 4
1480 LINE(XG(1),YG(1))-(XG(5),YG(1)),PSET,1
1490 NEXT I
1500 FOR I=1 TO 5
1510 LINE(XG(1),YG(1)-10)-(XG(1),YG(4)),PSET,2
1520 NEXT I
1530 FOR I=1 TO 5
1540 ITY(1)=(1!-ITA(1))*20!*SCLY+YG(1)
1550 ITDY(1)=(1!-ITAD(1))*20!*SCLY+YG(1)
1560 PSET(XG(1)+1,ITY(1),4)
1570 PSET(XG(1)+1,ITDY(1),4)
1580 NEXT I
1590 ITXA=XG(1)+XLA*SCLX
1600 ITYA=(1!-XITA)*20!*SCLY+YG(1)
1610 PSET(ITXA,ITYA,4)
1620 FOR I=2 TO 5
1630 PSET(SXG(1)+1,ITDY(1),4)
1640 NEXT I
1650 SITX=XG(1)+(2!*L(4)-XLA)*SCLX
1660 PSET(SITX+1,ITYA,4)
1670 COPY 2
1680 LPRINT
1690 LPRINT
1700 LPRINT
1710 LPRINT
1720 LPRINT
1730 LPRINT DATES$,TIMES$
1740 LPRINT "*****END*****FILE NAME*TSETLOS*****"

```

作図のための
ルーチン

プログラムリスト4 クリープ乾燥収縮の計算

```

1000 REM 1983/10/14
1010 REM [ CREEP-SHRINKAGE PRO.]
1020 REM [ CRP.MEG ] BY H.I
1030 WIDTH LPRINT 80,66,16,2,0
1040 DIM NP(50),SCPT(50),SPT(50),SCP(50),AAA(50),CF(50),EFAI(50)
1050 CLS:COLOR 5,0,7,7:CLS
1060 SYMBOL (80,150)," クリープ・乾燥収縮 の 計算 ",2,2,4,,PRESET:PAUSE 2
1070 CLS : LOCATE 0,5
1080 INPUT " * コンクリートのクリープ係数  $\phi$  は ";FAI : PRINT
1090 INPUT " * コンクリートの乾燥収縮度  $\epsilon_s$  は ";EPS : PRINT
1100 INPUT " * ヤング係数比  $n=E_p/E_c$  は ";NEPEC : PRINT
1110 INPUT " * P C 鋼線 ヤング係数  $E_p$  (kg/cm2) は ";EPE:PRINT
1120 INPUT " * P C 鋼線の 1 本の断面積  $A_p$  (cm2) は ";APP:PRINT
1130 INPUT " * P C 鋼線の レラクゼーション  $\eta_r$  は ";ETR
1140 PAUSE 2:CLS: LOCATE 0,5
1150 INPUT " * 検討断面の数は ";NN:PRINT
1160 PRINT " * 各断面の鋼材本数は";PRINT
1170 PRINT " SECT NO. Np (本) "
1180 FOR I=1 TO NN
1190 PRINT USING " ##";I;INPUT " ";NP(I)
1200 NEXT I:CLS
1210 PRINT " * 各断面の鋼材本数* ";PRINT
1220 PRINT " SECT NO. Np (本) "
1230 IF NN<21 GOTO 1260
1240 LOCATE 40,2
1250 PRINT " SECT NO. Np (本) "
1260 FOR I=1 TO 20
1270 I=I+20
1280 IF I>NN GOTO 1340
1290 PRINT USING " ## ##";I,NP(I)
1300 IF I>NN GOTO 1330
1310 LOCATE 35,I+18
1320 PRINT USING " ## ##";I,NP(I)
1330 NEXT I
1340 PAUSE 1:CLS
1350 PRINT "  $\sigma_{cpt}$ ,  $\sigma_{cp}$ ,  $\sigma_{pt}$  (kg/cm2) を 入力してください。";PRINT
1360 PRINT " SECT NO.  $\sigma_{cpt}$   $\sigma_{cp}$   $\sigma_{pt}$  "
1370 FOR I=1 TO NN:LOCATE 0,I+2
1380 PRINT " ";I;INPUT " ";SCPT(I)
1390 LOCATE 38,I+2:INPUT SCP(I)
1400 LOCATE 48,I+2:INPUT SPT(I):NEXT I:PAUSE 1
1410 FOR I=1 TO NN
1420 AAA(I)=NP(I)*APP
1430 A=NEPEC*FAI*SCP(I)+EPE*EPS
1440 B=1+NEPEC*SCPT(I)*(1+FAI/2)/SPT(I)
1450 CF(I)=A/B
1460 EFAI(I)=1-CF(I)/SPT(I)
1470 NEXT I
1480 REM [ CREEP-SHRINKAGE  $\eta$  ]
1490 LPRINT " === クリープ・乾燥収縮 有効係数 DATA === ":LPRINT:LPRINT
1500 LPRINT USING " * コンクリートのクリープ係数  $\phi$  は [ ##.### ]";FAI :LPRINT
1510 LPRINT USING " * コンクリートの乾燥収縮度  $\epsilon_s$  は [ ##.### ]";EPS :LPRINT
1520 LPRINT USING " * ヤング係数比  $n=E_p/E_c$  は [ ##.### ]";NEPEC :LPRINT
1530 LPRINT USING " * P C 鋼線 ヤング係数  $E_p$  (kg/cm2) は [ ##### ]";EPE:LPRINT
1540 LPRINT USING " * P C 鋼線の 1 本の断面積  $A_p$  (cm2) は [ ##.### ]";APP:LPRINT:LPRINT:LPRINT
1550 LPRINT " :LPRINT :LPRINT
1560 LPRINT " === クリープ・乾燥収縮 有効係数 === " :LPRINT
1570 LPRINT " SECT  $\sigma_{cpt}$   $\sigma_{cp}$   $\sigma_{pt}$  Np Ap  $\Delta\sigma\phi$   $\eta\phi$  " :LPRINT
1580 LPRINT " NO. (kg/cm2) (kg/cm2) (kg/cm2) (本) (cm2) (kg/cm2) " :LPRINT
1590 FOR I=1 TO NN
1600 LPRINT USING " #####.## #####.## #####.## ### #####.## #####.## ##.###";I,SCPT(I),SCP(I),SPT(I),NP(I),
AAA(I),CF(I),EFAI(I)
1610 NEXT I :LPRINT :LPRINT :LPRINT
1620 END

```

定数inputのための
ルーチン

断面数および鋼材本数
inputのためのルーチン

応力度 inputのための
ルーチン

計算ルーチン

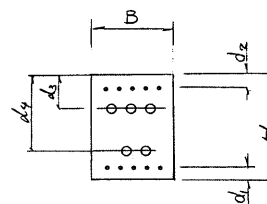
OUTPUT の
ルーチン

プログラムリスト 5 破壊安全度の計算

計算条件のinput
のためのルーチン

計算条件および表題
のOUTPUTのため
のルーチン

各断面の定数のinputのためのルーチン



M: (下側引張りを正とする)
N: 圧縮を正とする

リスト 5-2

```

740 INPUT "      4 圧縮端からのP Cケーブルのかぶり d4 (cm)      ";D4(I)
750 PRINT
760 INPUT "      5 P C鋼線の有効ひずみは      6 pke      ";EPKK(I)
770 INPUT "      6 P Cケーブルの有効ひずみは      6 ppe      ";EPPP(I) : LOCATE 0,22
780 INPUT "      OK? (Y/N) ";KK$
790 IF KK$="N" GOTO 680
800 IF EX(I)=0 THEN EX(I)=H(I)/2
810 N(I)=N(I)*1000
820 D=H(I)-D1(I)
830 CFO=0!
840 X(I)=1
850 DX=10!
860 CCC=0 : JJ=1
870 IF JJ=8 THEN JJ=1
880 COLOR JJ,0,JJ,7
890 EPC(I)=EPC(I)*X(I)/X(I)-D)/X(I)
900 EPS(I)=EPC(I)*X(I)-D3(I)/X(I)+EPKK(I)
910 IF EPS(I)<ES GOTO 940
920 EPS(I)=ES
930 EPC(I)=EPS(I)*X(I)/X(I)-D)/X(I)
940 EPSD(I)=EPC(I)*X(I)-D2(I)/X(I)
950 EPK(I)=EPC(I)*X(I)-D3(I)/X(I)+EPKK(I)
960 EPP(I)=EPC(I)*X(I)-D4(I)/X(I)+EPPP(I)
970 SGS=2.1E+06*EPS(I)
980 SGSD=2.1E+06*EPSD(I)
990 SGK=2E+06*EPK(I)
1000 SGP=2E+06*EPP(I)
1010 IF SGP>SP8 THEN SGP=SP8+E2*(EPP(I)-E1)
1020 IF SGS>SSY THEN SGS=SSY
1030 IF SGS<-SSY THEN SGS=-SSY
1040 IF SGSD>SSY THEN SGSD=SSY
1050 IF SGSD<-SSY THEN SGSD=-SSY
1060 IF SGSD>0! GOTO 1090
1070 SSYD=-SSY
1080 IF SGSD>SSYD THEN SGSD=SSYD
1090 IF SGK >=SKP THEN SGK=SKP
1100 IF SGP>SPP THEN SGP=SPP
1110 CFD1=-.68*SCF*B(I)*X(I)
1120 CFD2=SGS*AS(I)
1130 CFD3=SGSD*ASS(I)
1140 CFD4=SGK*AK(I)
1150 CFD5=SGP*AP(I)
1160 CF=CFD1+CFD2+CFD3+CFD4+CFD5+N(I)
1170 JJ=JJ+1
1180 IF CF=0 GOTO 1360
1190 IF CCC=10 GOTO 1360
1200 CFC=CF*CFO
1210 IF CFC<0 AND DX=AXG GOTO 1300
1220 IF CFC<0 THEN GOTO 1260
1230 X(I)=X(I)+DX
1240 CFO=CF
1250 GOTO 870
1260 X(I)=X(I)-DX
1270 DX=DX/10
1280 X(I)=X(I)+DX
1290 GOTO 870
1300 CF2=ABS(CFO)
1310 CF3=ABS(CF)
1320 IF CF2>CF3 GOTO 1360
1330 X(I)=X(I)-DX
1340 CCC=10
1350 GOTO 870
1360 MUU(1)=.68*SCF*B(I)*X(I)*(D-.4*X(I))
1370 XXXJ(1)=D-.4*X(I) : PPPJ(1)=.68*SCF*B(I)*X(I)
1380 XXXJ(2)=D-D2(I) : PPPJ(2)=-ASS(I)*SGSD
1390 XXXJ(3)=D-D3(I) : PPPJ(3)=-AK(I)*SGK
1400 XXXJ(4)=D-D4(I) : PPPJ(4)=-AP(I)*SGP
1410 XXXJ(5)=EX(I)-D1(I) : PPPJ(5)=-N(I)
1420 MUU(2)=-ASS(I)*SGSD*(D-D2(I))
1430 MUU(3)=-AK(I)*SGK*(D-D3(I))
1440 MUU(4)=-AP(I)*SGP*(D-D4(I))
1450 MUU(5)=-N(I)*(EX(I)-D1(I))
1460 MU(I)=.68*SCF*B(I)*X(I)*(D-.4*X(I))-ASS(I)*SGSD*(D-D2(I))
1470 MU(I)=MU(I)-AK(I)*SGK*(D-D3(I))-AP(I)*SGP*(D-D4(I))-N(I)*(EX(I)-D1(I))
1480 MU(I)=MU(I)/100000! : IF H(I)=0! THEN SF(I)=0! : GOTO 1500
1490 SF(I)=MU(I)/H(I)
1500 N(I)=N(I)/1000 : B(I)=B(I)/100! : H(I)=H(I)/100!
1510 EX(I)=EX(I)/100
1520 IF AS(I)=0! THEN EPS(I)=0!
1530 IF ASS(I)=0! THEN EPSD(I)=0!

```

抵抗モーメント計算の
ためのルーチン

SF : 破壊安全度

リスト 5-3

[illegible]

OUTPUTのための ルーチン

プログラム制御の
ためのルーチン

記号説明のOUTPUT

新設計標準によるPC橋設計例

まえがき

今回、国鉄の建造物設計標準・プレストレストコンクリート鉄道橋が、昭和58年2月に改訂されたので、標準的なPC I型桁、及び現在数箇所試験的に施工しているPRC構造のBox桁の計算例について述べる。

I PC I型桁の設計計算例

1. 主桁の断面決定および配置

構造物を設計する場合は、これを造る目的に適合した安全度を持つとともに、経済的でなければならない。構造物の安全度を検討する前に、構造物を経済的に造るために、構造全体計画について十分検討しなければならない。このためには、各々の構造物を経済的にすることはもちろん、アプローチ部分を含めた全体計画についての経済性の追求が必要である。今回の計算例では、アプローチ部分を含めた全体計画についてはふれないが、各々の構造物を出来るだけ合理的に設計するための主桁数、主桁配置、主桁断面等について検討を行った。

設計条件は、次のとおりである。

- (1) 橋形式 : ポストテンション I 型単純桁
- (2) 構造形式 : 複線 3 主桁
- (3) 桁長 : 29.96 m
- (4) 支間 : 29.20 m
- (5) 幅員 : 9.50 m
- (6) 軌道構造 : スラブ軌道
- (7) 列車荷重 : K S-16
- (8) PC鋼材 : 12 T 12.7mm
($\sigma_{pu} = 190 \text{ kg/mm}^2$,
 $\sigma_{py} = 160 \text{ kg/mm}^2$)

合理的な断面を決定するためには、桁高、主桁数、上・下フランジ幅、主桁間隔を表-1に示す検討ケースの組合せについて検討を行った。検討ケースの一部について断面、曲げ応力度、せん断応力度等を表-2、3に示す。

表-1 検討ケース

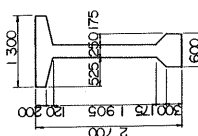
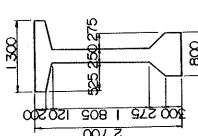
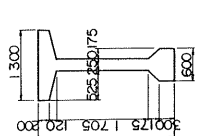
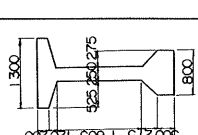
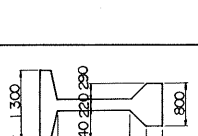
主桁本数	3主桁, 4主桁
桁 高	1.6 ~ 3.3 m (7 case)
主 桁 間 隔	2.6 m (3主桁) 2.2 m (4主桁)
上フランジ幅	1.3 ~ 2.0 m
下フランジ幅	0.6 ~ 1.2 m

表-2 概略応力度 (複線 3 事桁)

		$\sigma_{ck} = 450 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_{ck} = 450 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_{ck} = 450 \text{ kg/cm}^2$			
ケーブル配置		 $\Sigma P_t = 873.2\text{t}$ $\eta = 0.809$	 $\Sigma P_t = 1056.4\text{t}$ $\eta = 0.804$	 $\Sigma P_t = 873.2\text{t}$ $\eta = 0.808$			
曲げ応力度	導入プレストレス	- 47.9	231.5	- 55.0	244.9	- 42.4	229.8
	導 入 時	- 9.7	179.0	- 9.1	188.3	- 6.4	173.3
	全 静 荷 重 時	34.1	81.4	41.3	85.8	29.3	82.7
	設 計 荷 重 時	93.0	- 12.4	109.2	- 10.8	83.8	- 9.9
斜引張	スターラップ	D 10 ~ D 19 ~ D 22	D 10 ~ D 19 ~ D 22	D 10 ~ D 19 ~ D 22	D 10 ~ D 19 ~ D 22	D 10 ~ D 19 ~ D 22	D 10 ~ D 19 ~ D 22
	設 計 荷 重 時	$\ell/4$	4.1/14	$\ell/4$	3.3/14	$\ell/4$	4.2/14
	" $\sigma_c = 0$	$\ell/2$	1.7/14	$\ell/2$	1.0/14	$\ell/2$	1.6/14
	破 壊 安 全 度	$\ell/4$	229/398	$\ell/4$	230/434	$\ell/4$	229/398
桁 製 作 費		1,774 万		1,815 万		1,768 万	

主桁中心間隔 2.6 m 主桁中心と軌道中心のずれは左 ~ 0.05 m 1-T 21.8 mm @ 68 cm

表-3 概略応力度 (複線4主桁)

ケーブル配置														
	12φ8-11本 $y_p=0.197m$ $\Sigma P_i=637.9t$ $\eta=0.821$	12φ8-11本 $y_p=0.135m$ $\Sigma P_i=635.8t$ $\eta=0.836$	12φ8-12本 $y_p=0.208m$ $\Sigma P_i=700.1t$ $\eta=0.809$	12φ8-12本 $y_p=0.145m$ $\Sigma P_i=697.7t$ $\eta=0.826$	断面不能	12φ8-13本 $y_p=0.154m$ $\Sigma P_i=760.37t$ $\eta=0.812$	断面不能	12φ8-14本 $y_p=0.162m$ $\Sigma P_i=823.6t$ $\eta=0.802$						
導入時	-43.9	189.7	-39.7	154.2	-47.7	216.4	-43.6	175.1	-53.4	242.6	-45.9	201.4	-49.9	226.6
全静荷重時	-5.0	140.1	0.2	111.0	-6.2	162.9	-0.8	128.7	-10.2	*186.1	-0.8	152.5	-0.6	172.8
設計荷重時	30.6	66.6	32.9	54.1	33.7	76.9	38.9	62.6	35.5	85.0	40.9	73.8	46.7	81.4
斜引張	D 10 ~ D 16 ~ D 16	D 10 ~ D 16 ~ D 16	D 10 ~ D 16 ~ D 16	D 10 ~ D 16 ~ D 16	D 10 ~ D 16 ~ D 16	D 10 ~ D 16 ~ D 16	D 10 ~ D 16 ~ D 16	D 10 ~ D 16 ~ D 16	D 10 ~ D 16 ~ D 16	D 10 ~ D 16 ~ D 16	D 10 ~ D 16 ~ D 16	D 10 ~ D 16 ~ D 16	D 10 ~ D 16 ~ D 16	D 10 ~ D 16 ~ D 16
斜引張	ℓ/4	2.4/15	ℓ/4	2.4/15	ℓ/4	2.5/15	ℓ/4	2.6/15	ℓ/4	3.2/15	ℓ/4	3.2/15	ℓ/4	3.5/15
破壊安全度	1.9/15	0.9/15	1.0/15	0.9/15	1.0/15	1.0/15	0.9/15	0.9/15	1.0/15	1.0/15	1.0/15	1.0/15	1.1/15	1.1/15
製作費	1,990 万	2,046 万	1,956 万	2,010 万	1,979 万	1,954 万	2,010 万	2,010 万	2,010 万	2,010 万	2,010 万	2,010 万	2,010 万	2,010 万

主桁中心間隔=2.20 m 主桁中心と軌道中心のずれ=左へ0.10 m (4.60+4.80) 1-T 21.8 mm @63 cm

1.1 数量比較

1) 主桁断面積

桁高と主桁断面積との関係は、図－1 に示すとおりで、4主桁より3主桁の方が1主桁あたりの断面積が多くなり、3主桁では桁高2.2m、4主桁では2.1mが最小断面となっている。各点を結んだものは同じフランジ幅である。

2) 緊張力

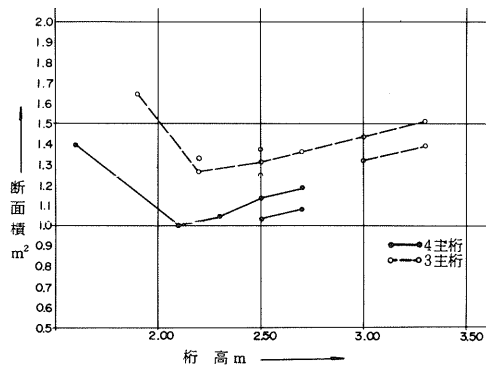
桁高と緊張力との関係は図－2 に示すとおりで、桁高が高くなるにつれて必要緊張力は少ない傾向にある。

3) 桁重量

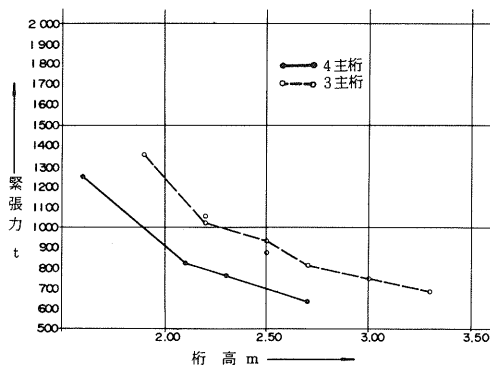
桁重量は、架設現場の立地条件、架設機械の能力等を検討しなければならない。桁高と桁重量との関係は、図－3 に示すとおりで桁高2.1～2.2m程度の桁重量が最小となっている。

4) 桁製作費

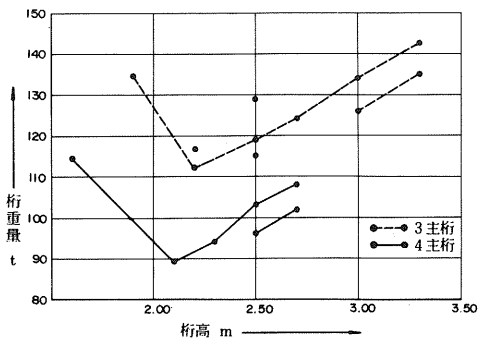
桁製作費は概略計算より求まる数量に工種別の単価を乗じて算出した。桁高と桁製作費との関係は、図－4 に示すとおりで、3主桁の桁高2.5mで桁製作費が最小となっている。したがって、計算例は、3主げたで桁高2.5mについて行うことにする。



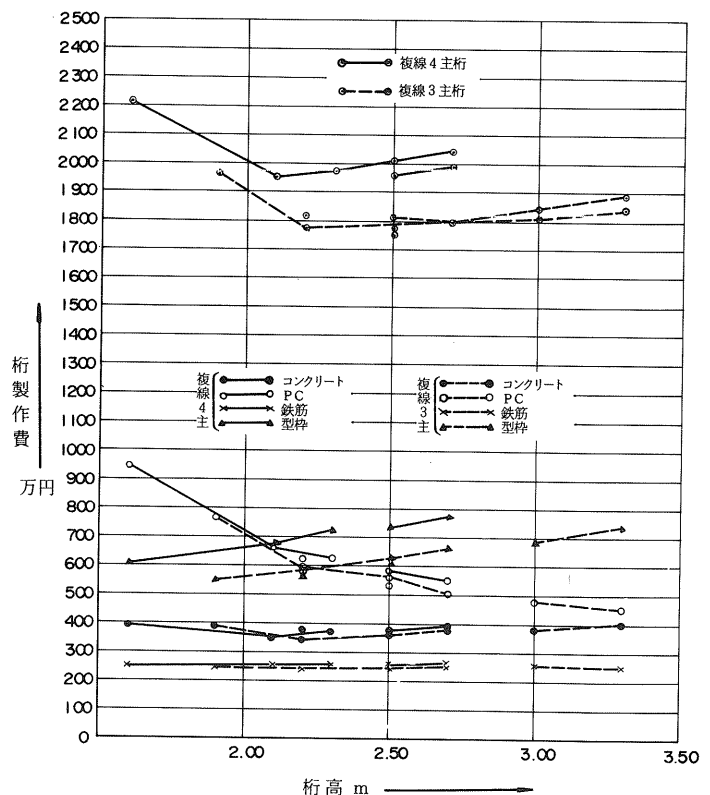
図－1 桁高と主桁断面積との関係



図－2 桁高と緊張力との関係



図－3 桁高と桁重量との関係

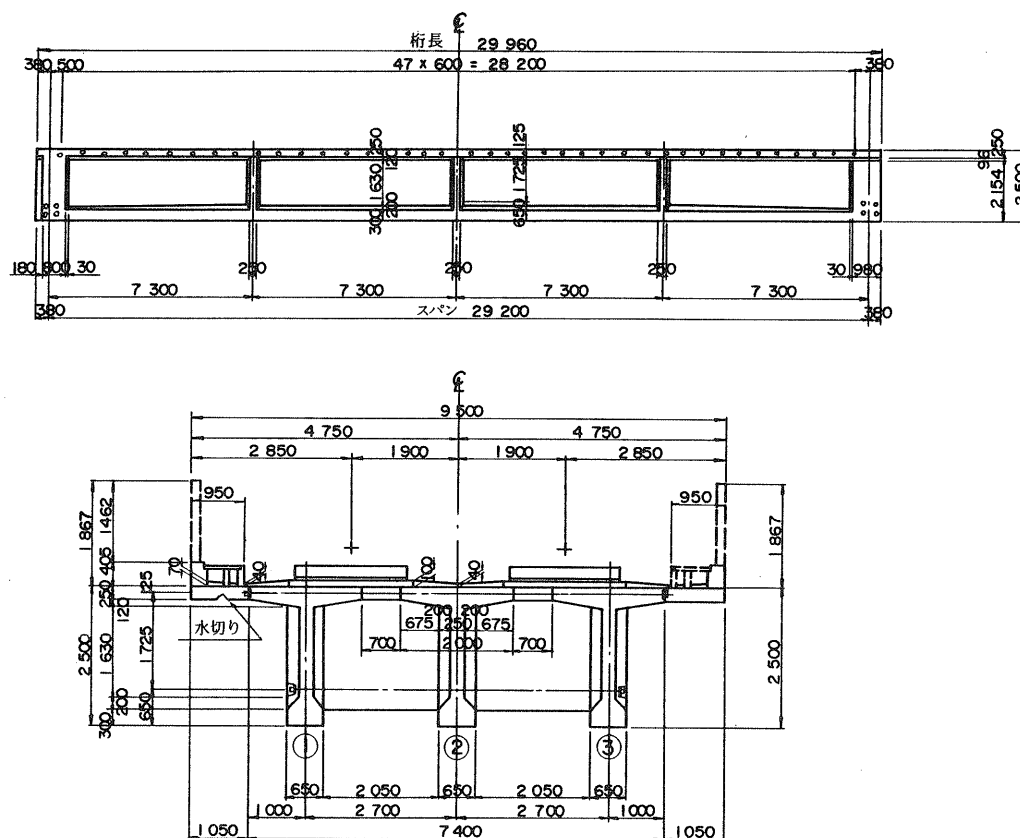


コンクリート工：2.0万/m³ ($\sigma_{ck}=400$)
 "：2.1 " ($\sigma_{ck}=450$)
 PC工：70万/t
 鉄筋工：15万/t
 型わく工：0.7万/t

図－4 桁高と桁製作費との関係

1.2 構造形式

設計計算は、前項の検討結果から図－5 に示すポストテンション単純3主桁について行う。この構造は、鉄道橋において、最も多く用いられている構造形式の1つである。



図－5 構造一般図

2. 材料の許容応力度

2.1 コンクリート

コンクリートの設計基準強度は、プレキャスト部で 450 kg/cm^2 ，場所打ち部で 300 kg/cm^2 とする。許容応力度は、表－4 に示すとおりである。

表－4 コンクリートの許容応力度

設計基準強度		プレキャスト部 450 kg/cm^2	場所打ち部 300 kg/cm^2	備考
曲げ圧縮 応力度	プレストレス直後	190 kg/cm^2	150 kg/cm^2	PC標準 36
	設計荷重作用時	150 "	120 "	表 36－1
曲げ引張 応力度	プレストレス直後	16.5 "	12 "	PC標準 36 表 36－2
	全死荷重作用時	0 "	0 "	
	設計荷重作用時	11 "	8 "	
斜引張 応力度	設計荷重時	せん断力またはねじりモーメントによる応力	14 "	PC標準 36
		せん断力とねじりモーメントによる応力	18.5 "	表 36－3

2.2 PC鋼材

PC鋼材の規格については、PC標準29に規定されているもので、原則としてJIS G 3536 に適合するものを用いることにしている。主桁に用いたPC鋼材は、SWPR7B 12T12.7である。PC鋼材の許容応力度は、表―5に示すとおりである。

表―5 PC鋼材の許容応力度

線径および構成		主方向 12T12.7	横方向 1T21.8	備 考
記 号		SWPR7B	SWPR19	
引 張 強 度 σ_{ps}		190 kg/mm ²	185 kg/mm ²	JIS規格 による。
降 伏 点 応 力 度 σ_{py}		160 "	160 "	
許 容 応 力 度	プレストレス中	144 "	144 "	PC標準37 表37―1
	プレストレス直後	133 "	129 "	
	設計荷重作用時	114 "	111 "	

2.3 鉄筋

鉄筋の規格については、RC標準29に品質が規定されており、SD35を基本的に用いている。鉄筋の基準の許容引張応力度は、PC標準38に、また、ひびわれを考慮する場合の許容引張応力度は、張出しスラブの計算に用いる場合でRC標準33から次によって求める。

$$\alpha = \frac{\sigma_{l+i}}{\sigma_d + \sigma_{l+i}} \quad \begin{array}{ll} \alpha \geq 0.25 \text{ の場合} & \text{動} \\ \alpha < 0.25 \text{ の場合} & \text{静} \end{array}$$

ここに、 σ_d : 死荷重による鉄筋の引張応力度

σ_{l+i} : 列車荷重+衝撃荷重による鉄筋の引張応力度

張出しスラブは、部材環境条件として、乾湿が繰返される場合に属し、

$$\alpha = \frac{0}{1.53 + 0}$$

であるから荷重の区分は、静となる。

したがって、張出しスラブの許容引張応力度は、表―6から1000 kg/cm²となる。表―7に鉄筋基準の許容引張応力度を示す。

表―6 ひびわれを考慮する場合の鉄筋の許容引張応力度 (kg/cm²)

部 材 環 境 条 件	荷 重 の 区 分	死荷重等による応力度		備 考
		スラブの場合	はりの場合	
常時湿潤状態にある場合	静	1400	1600	よう壁、杭、フーチング、地中ばり、 ボックスカルバート、等
	動	1200	1400	
乾湿が繰返される場合	静	1000	1200	スラブ、はり、柱、橋脚、橋台、 等
	動	800	1000	

表―7 鉄筋の基準の許容引張応力度 (kg/cm²)

種 別	SD 35	備 考
基 準 の 許 容 引 張 応 力 度	2 000	PC標準38 表38―1
ひびわれが有害な場合の許容応力度	1.000	PC標準33 解説表33―1
スターラップの計算をする場合の許容応力度	3.500	降伏点 応力度

3. 設計の手順

部材を設計する場合の手順は、図-6 に示すフローのとおりである。今回の設計計算例では、主桁の曲げ、せん断および床版の一部について述べることにする。

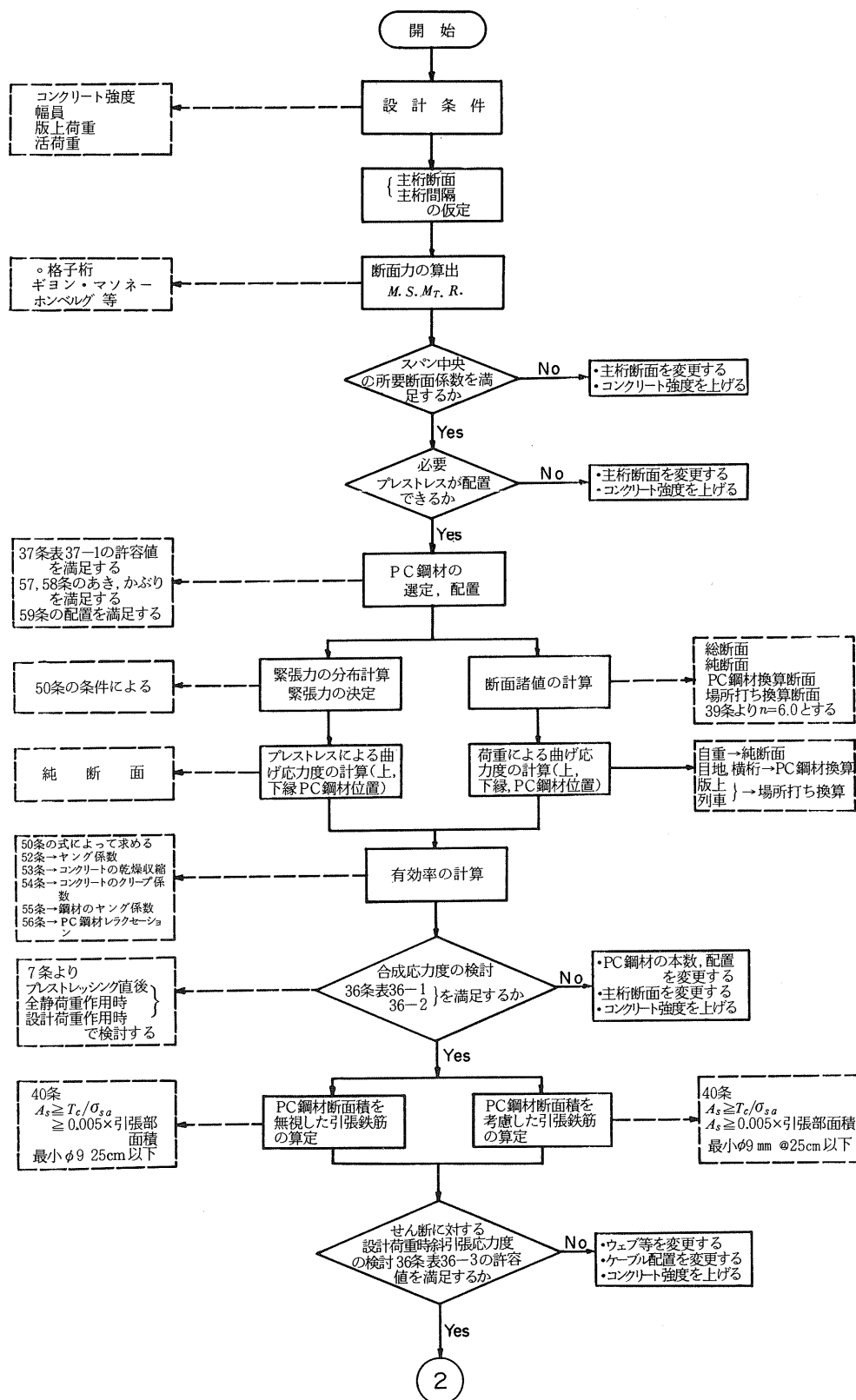


図-6 設計の手順 (その1)

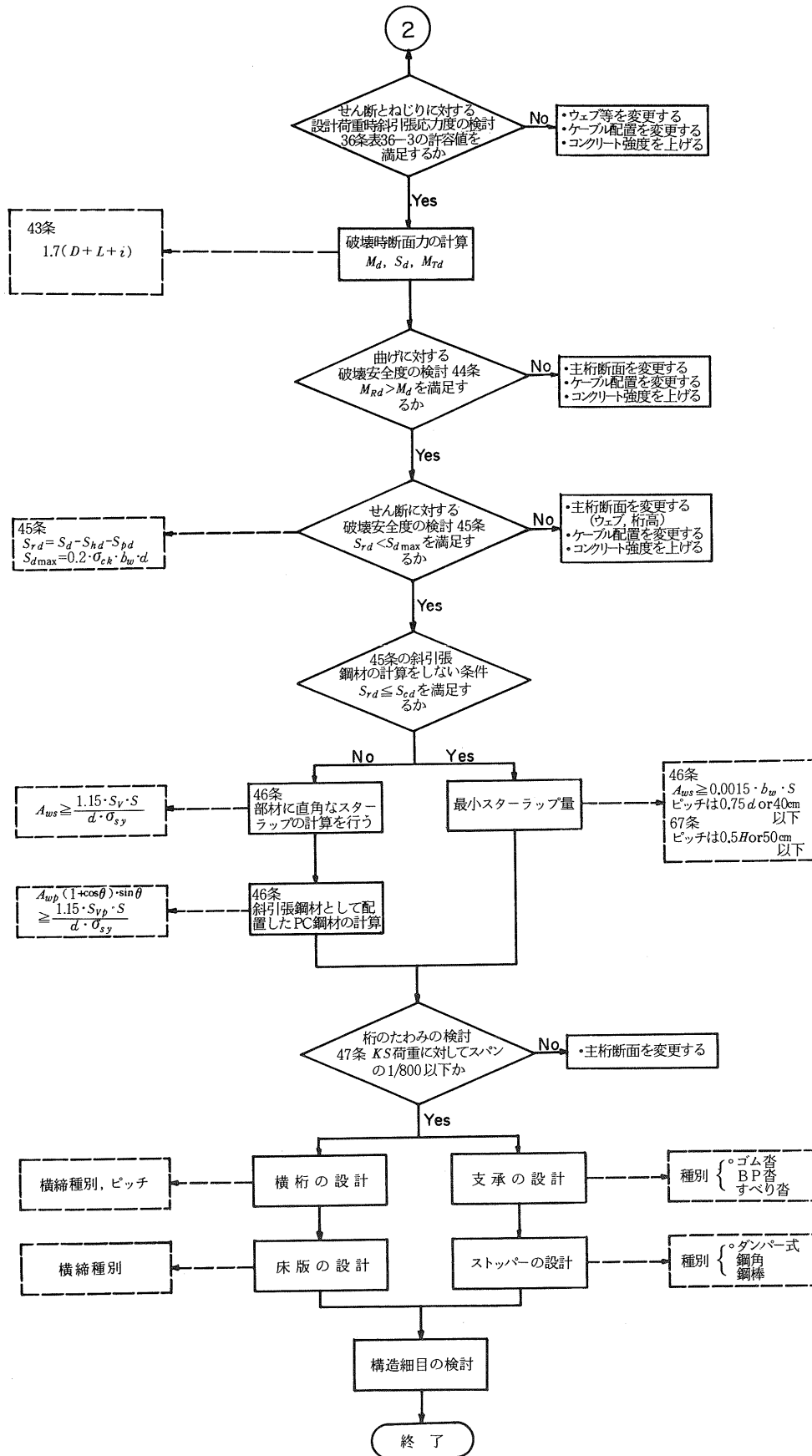


図-6 設計の手順 (その2)

4. 曲げに対する部材の設計

部材断面の安全度の検討は、P C 標準 7 に規定されており、コンクリートおよび鋼材の応力度が、それぞれ許容応力度以下であること（以下設計荷重作用時と呼ぶ）、破壊に対して所要の安全度を有することを確認すること（以下破壊荷重作用時と呼ぶ）によって行わなければならない。設計荷重作用時におけるコンクリートおよび鋼材の応力度は、①プレストレス直後の状態、②コンクリートのクリープ、乾燥収縮および P C 鋼材のレラクセーションの終わったのちの状態においてそれぞれの許容値を満足しなければならない。破壊荷重作用時は、P C 標準 43 に示す安全度を満足しなければならない。

4.1 設計荷重作用時の検討

1) 設計曲げモーメント

設計計算に用いる荷重の組合せは、P C 標準 24 に規定されていて、許容応力度による安全度の検討には P C 標準 35 に示す荷重の組合せから必要に応じて決める。ここでは、簡単のため、主荷重のみについて計算する。設計荷重作用時の設計曲げモーメントは、表— 8 に示すとおりである。なお、各主桁に対する荷重分配は、ホンベルグの分配式を用いた。

表— 8 設計曲げモーメント（中央断面）

荷 重 の 種 類		曲げモーメント (t・m)
活 荷 重 ・ 衝 撃（複線載荷）		639.8
死 荷 重	主 桁	366.2
	横 桁	35.8
	中 間 目 地	46.9
	張出し床版・ダクト・高欄・版上死荷重	313.3
	計	762.2
合 計		1,402.0

2) 主桁断面定数

設計に用いる主桁断面定数は、荷重が作用するときの主桁の状態によって次の 4 つの段階に分けられる。

- ・総断面……………基本となる断面
- ・純断面……………総断面からシース孔の断面を除いた断面
- ・P C 鋼材換算断面……………純断面に P C 鋼材を換算して加えた断面 $n_1 = \frac{2.0 \times 10^6}{3.75 \times 10^5} = 5.333$
- ・場所打換算断面……………P C 鋼材換算断面に桁間場所打ちコンクリートを換算して加えた断面

$$n_2 = \frac{3.00 \times 10^5}{3.75 \times 10^5} = 0.80$$

＊ 場所打ち換算断面を求める場合の桁間場所打ち部分の 1 主桁当りの有効幅は次の様に考える。

$$B'_n = \frac{\sum B_n}{N} \cdot n_2$$

ここに、 B'_n : 1 主桁当りの場所打ちコンクリート部の有効幅

$\sum B_n$: 桁間場所打ち部の合計幅

n_2 : コンクリート換算比 = 0.80

N : 主桁本数

スパン中央における断面定数を表－9に示す。

表－9 中央断面における断面定数

	断面積 A_c (m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)	図心軸からのきより			断 面 係 数		
			上縁 Y_o (m)	PC鋼材図心 Y_p (m)	下縁 Y_u (m)	上縁 Y_o (m)	PC鋼材図心 Y_p (m)	下縁 Y_u (m)
総 断 面	1.328	1.019	0.929	—	1.571	1.097	—	0.649
純 断 面	1.306	0.975	0.905	1.451	1.595	1.077	0.672	0.611
PC鋼材換算断面	1.344	1.053	0.946	1.410	1.554	1.113	0.747	0.678
場所打ち換算断面	1.438	1.110	0.893	1.463	1.607	1.243	0.759	0.691

3) PC鋼材の配置

主桁のスパン中央断面のPC鋼材の配置を図－7に示す。この計算例では、主ケーブルの配置は鉛直方向に2段接触配置しているので、PC標準57、解説(3)により、接触配置した下側の主ケーブル曲げ上げ位置において、上側ケーブルとのあきはシース径以上としなければならない。下側ケーブル曲げ上げ位置での上側ケーブルの高さ y_{pi} は、次式により求める。

$$y_{pi} = \frac{H_{2i}}{\ell'_{2i}{}^2} \cdot (\ell_{1j} - \ell_{1i})^2 + y_{pui}$$

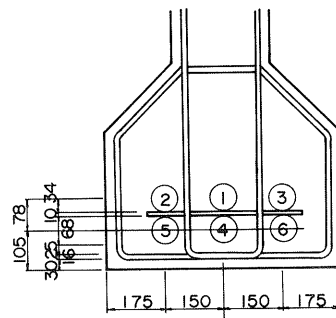
$$a = y_{pi} - y_{pui} > 2 \times 0.068 = 0.136 \text{ m}$$

ここに、 y_{pi} : 上側ケーブルの下ケーブル曲げ上げ位置での高さ

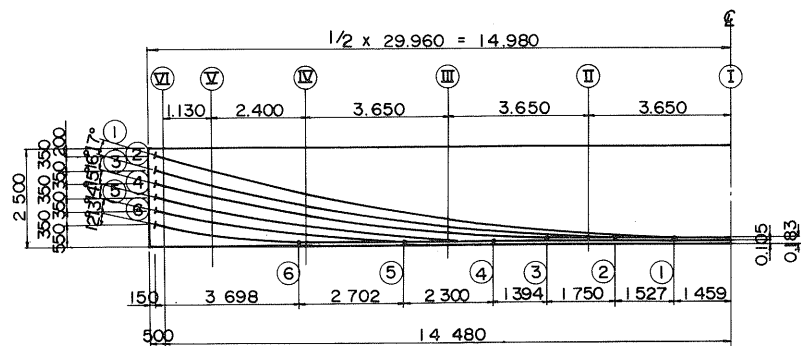
ℓ'_{2i} : 上側ケーブルの放物線区間水平長

ℓ_{1i}, ℓ_{1j} : 上側および下側ケーブルの水平区間長

y_{pui}, y_{pui} : 上側および下側ケーブルのスパン中央での高さ



1. スパン中央断面



2. 側面

図－7 PC鋼材の配置

• No. 1 と No. 4 ケーブルとの関係

$$y_{p1} = \frac{1.971}{12.893^2} \times (6.130 - 1.459)^2 + 0.183 = 0.442 \text{ m}$$

$$a = 0.442 - 0.105 = 0.337 \text{ m} > 0.136 \text{ m} \quad \text{O.K}$$

• No. 2 と No. 5 ケーブルとの関係

$$y_{p2} = \frac{1.629}{11.363^2} \times (8.430 - 2.986)^2 + 0.183 = 0.557 \text{ m}$$

$$a = 0.557 - 0.105 = 0.452 \text{ m} > 0.136 \text{ m} \quad \text{O.K}$$

• No. 3 と No. 6 ケーブルとの関係

$$y_{p3} = \frac{1.288}{9.611^2} \times (11.132 - 4.736)^2 + 0.183 = 0.753 \text{ m}$$

$$a = 0.753 - 0.105 = 0.648 \text{ m} > 0.136 \text{ m} \quad \text{O.K}$$

いずれのケーブルも満足しているので接触配置してもよい。

4) 曲げ応力度の計算

荷重による曲げ応力度は、次式によって求める。

$$\text{上縁} \cdots \sigma_{c0} = \frac{M}{Z_0}, \quad \text{下縁} \cdots \sigma_{cu} = \frac{M}{Z_u}$$

$$\text{P C 鋼材重心位置} \cdots \sigma_{cp} = \frac{M}{Z_p}$$

ここに、 Z_0 、 Z_u 、 Z_p は、上、下縁および P C 鋼材位置の断面係数。各荷重に対する断面係数は、主桁の状態によって次のように考えればよい。

自重……………純断面

横桁、中間目地………… P C 鋼材換算断面

版上荷重……………場所打ち換算断面

列車荷重…………… — “ —

(1) 荷重による曲げ応力度

• 自重

$$\text{上縁} \quad \sigma'_{cd0} = \frac{366.2}{1.077} = 340 \text{ t/m}^2 = 34.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{下縁} \quad \sigma_{cd0} = \frac{366.2}{-0.611} = -599 \text{ " } = -59.9 \text{ " }$$

$$\text{P C 鋼材位置} \quad \sigma_{cp0} = \frac{366.2}{-0.672} = -545 \text{ " } = -54.5 \text{ " }$$

• 横桁、中間コンクリート

$$\text{上縁} \quad \sigma'_{cd1} = \frac{82.8}{1.113} = 74 \text{ t/m}^2 = 7.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{下縁} \quad \sigma_{cd1} = \frac{82.8}{-0.678} = -122 \text{ " } = -12.2 \text{ " }$$

$$\text{P C 鋼材位置} \quad \sigma_{cp1} = \frac{82.8}{-0.747} = -111 \text{ " } = -11.1 \text{ " }$$

・版上死荷重

$$\text{上縁} \quad \sigma'_{cd2} = \frac{313.3}{1.243} = 252 \text{ t/m}^2 = 25.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{下縁} \quad \sigma_{cd2} = \frac{313.3}{-0.691} = -453 \text{ " } = -45.3 \text{ "}$$

$$\text{P C 鋼材} \quad \sigma_{cpd2} = \frac{313.3}{-0.759} = -413 \text{ " } = -41.3 \text{ "}$$

位置

・列車荷重

$$\text{上縁} \quad \sigma'_{cl+i} = \frac{639.8}{1.243} = 515 \text{ t/m}^2 = 51.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{下縁} \quad \sigma_{cl+i} = \frac{639.8}{-0.691} = -926 \text{ " } = -92.6 \text{ "}$$

$$\text{P C 鋼材} \quad \sigma_{cpl+i} = \frac{639.8}{-0.759} = -843 \text{ " } = -84.3 \text{ "}$$

位置

・全死荷重

自重+横桁・中間コンクリート+版上死荷重

$$\text{上縁} \quad \sigma'_{cd} = 34.0 + 7.4 + 25.2 = 66.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{下縁} \quad \sigma_{cd} = -59.9 - 12.2 - 45.3 = -117.4 \text{ "}$$

$$\text{PC 鋼材} \quad \sigma_{cpd} = -54.5 - 11.1 - 41.3 = -106.9 \text{ "}$$

位置

・設計荷重

全死荷重+列車荷重

$$\text{上縁} \quad \sigma'_{cT} = 66.6 + 51.5 = 118.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{下縁} \quad \sigma_{cT} = -117.4 - 92.6 = -210.0 \text{ "}$$

$$\text{PC 鋼材} \quad \sigma_{cpT} = -106.9 - 84.3 = -191.2 \text{ "}$$

位置

(2) プレストレスによる応力度

導入プレストレスによるコンクリートの応力度は、次式により求める。

$$\sigma_{cpt} = \frac{\sum P_t}{A} + \frac{M_{pt}}{Z}$$

また、コンクリートのクリープ、乾燥収縮による P C 鋼材応力度の減少< P C 標準50>

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によって導入された緊張力が減少する。

コンクリートのクリープ、乾燥収縮による P C 鋼材応力度の減少量は P C 標準50、解 50. 6 式によって求められる。

$$\Delta \sigma_{p(c+s)} = \frac{n \cdot \varphi \cdot (\sigma_{cptp} + \sigma_{cd}) + E_p \cdot \varepsilon_{cs}}{1 + n \cdot \frac{\sigma_{cptp}}{\sigma_{pt}} \left(1 + \frac{\varphi}{2} \right)}$$

プレストレッシングをコンクリートの材令 4～7 日で行うものとすれば、P C 標準53、54によりコンクリートのクリープ係数 φ および乾燥収縮度 ε_{cs} は次のようになる。

$$\varphi = 2.6 \quad \varepsilon_{cs} = 20 \times 10^{-5}$$

P C鋼材とコンクリートのヤング係数比 n は、

$$n = \frac{E_p}{E_c} = \frac{2.0 \times 10^6}{3.75 \times 10^5} = 5.333$$

$$\Sigma P_t = 6 \times 11.845 \times 11060 = 786034 \text{ kg} = 786 \text{ t}$$

$$(\sigma_{pt} = 11,060 \text{ kg/cm}^2, \quad A_p = 11.845 \text{ cm}^2)$$

σ_{cptp} : プレストレッシング直後の P C鋼材位置

におけるコンクリートの応力度

$$\sigma_{cptp} = \frac{\Sigma P_t}{A} + \frac{M_{pt}}{Z} = \frac{786.0}{1.306} + \frac{786 \times (-1.451)}{-0.672} = 2299 \text{ t/m}^2$$

$$= 229.9 \text{ kg/cm}^2$$

σ_{cd} : PC鋼材位置での全死荷重によるコンクリート応力度 = 107 kg/cm²

$$\sigma_{pt} = 11060 \text{ kg/cm}^2$$

以上の値を上式に代入する。

$$\Delta \sigma_{p(c+s)} = \frac{5.333 \times 2.6 \times (0.95 \times 229.9 - 107.0) + 2.0 \times 10^6 \times 20 \times 10^{-5}}{1 + 5.333 \times \frac{0.95 \times 229.9}{11060}} \times \left(1 + \frac{2.6}{2}\right)$$

$$= \frac{1945}{1.242} = 1566 \text{ kg/cm}^2$$

P C鋼材レラクセーションによる P C鋼材引張応力度の減少量は、P C標準56に示されている P C鋼線のレラクセーション率 $r = 5\%$ とすると、P C標準50の(解 50.7)からつぎのように求められる。

$$\Delta \sigma_{pr} = r \sigma_{pt} = 0.05 \times 11060 = 553 \text{ kg/cm}^2$$

以上のことから、コンクリートのクリープ、乾燥収縮による P C鋼材の減少と、P C鋼材自身のレラクセーションによる減少量を考慮した有効率を求める。

$$\text{有効率}(\eta) = \frac{\sigma_{pt} - \Delta \sigma_{p(c+s)} - \Delta \sigma_{pr}}{\sigma_{pt}}$$

$$= \frac{11060 - 1566 - 553}{11060} = 0.808$$

これらのことから、プレストレスによる応力度を整理すると、表—10に示すとおりである。

表—10 プレストレスによる応力度

軸力成分	ΣP_t (t)	786.0		コンクリート乾燥収縮による減少量	$P_t = \frac{\Sigma P_t}{N} = \frac{\Sigma P_t}{6}$ (t)	131.0	
	純断面積 A (m ²)	1.306			$\sigma_{pt} = \frac{P_t}{A_p} = \frac{P_t \cdot 10^3}{11.845}$ (kg/cm ²)	11 060	
	$\sigma_{cptA} = \frac{\Sigma P_t}{A}$ (kg/m ²)	60.2			$0.95 \sigma_{cpt}$ "	218.4	
モーメント成分	偏心量 e_p (m)	1.451		有効率	$\sigma_{cpt} = 0.95 \sigma_{cpt} - \sigma_{cd}$ "	111.4	
	$M_{pt} = \Sigma P_t \cdot e_p$ (t・m)	1140.5			$\Delta \sigma_p(c + s)$ "	1 566	
	$\sigma'_{cpt} = \frac{M_{pt}}{Z_o}$ (kg/cm ²)	Z_o 1.077	-105.9		$\sigma_{pt} - \Delta \sigma_p(c + s)$ "	9 494	
	$\sigma_{cpt} = \frac{M_{pt}}{Z_u}$ "	Z_u 0.611	186.7		$\eta = \frac{\sigma_{pt} - \Delta \sigma_p(c + s)}{\sigma_{pt}} - 0.05$	0.808	
	$\sigma_{ppt} = \frac{M_{pt}}{Z_p}$ "	Z_p 0.672	169.7		σ_{pe}	8 936	
導入プレストレス度	$\sigma'_{cpt} = \sigma_{cptA} + \sigma_{cpt}$ "	-45.7		有効プレストレス度	$\sigma'_{cpe} = \eta \cdot \sigma'_{cpt}$ (kg/cm ²)	-36.9	
	$\sigma_{cpt} = \sigma_{cptA} + \sigma_{cpt}$ "	246.9			$\sigma_{cpe} = \eta \cdot \sigma_{cpt}$ "	199.5	
	$\sigma_{cptp} = \sigma_{cptA} + \sigma_{ppt}$ "	229.9			$\sigma_{cptp} = \eta \cdot \sigma_{cptp}$ "	185.8	

(3) 合成応力度

プレストレス導入時および設計荷重作用時のコンクリートの合成応力度は次のようになる。

$$\begin{aligned} \text{プレストレス導入時} & \begin{cases} \text{上縁} & \sigma'_{ct} = \sigma'_{cpt} + \sigma'_{cd0} > -16.5 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{下縁} & \sigma_{ct} = \sigma_{cpt} + \sigma_{cd0} < 190 \quad \text{〃} \end{cases} \\ \text{設計荷重作用時} & \begin{cases} \text{上縁} & \sigma'_{ce} = \sigma'_{cpe} + \sigma'_{ct} < 150 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{下縁} & \sigma_{ce} = \sigma_{cpe} + \sigma_{ct} > -11 \quad \text{〃} \end{cases} \end{aligned}$$

表—11 は、荷重によるコンクリートの曲げ応力度および合成応力度を示したものであるが、⑨～⑪の値はいずれも許容応力度を満足している。

表—11 コンクリートの曲げ応力度 (kg/cm²)

種 別	上 縁	下 縁	種 別	上 縁	下 縁
① 自 重	34.0	-59.9	⑦ 導入プレストレス	-45.7	246.9
② 横桁、目地	7.4	-12.2	⑧ 有効プレストレス	-36.9	199.5
③ 張り出し床版を含む版上死荷重	25.2	-45.3	⑨=①+⑦導入時	-11.7	187.0
④=①～③全死荷重	66.6	-117.4	⑩=④+⑧全死荷重時	29.7	82.1
⑤ 列車荷重	51.5	-92.6	⑪=⑥+⑧設計荷重時	81.2	-10.5
⑥=④+⑤設計荷重	118.1	-210.0			

また、設計荷重作用時の P C 鋼材応力度は、

$$\begin{aligned} \sigma_{pe(d+l)} &= \sigma_{pe} + \frac{E_p}{E_c} \times \Sigma \sigma_{cp} \times \frac{e_p + 3.9}{e_p} \\ &= 8936 + \frac{2.0 \times 10^6}{3.75 \times 10^5} \times 191.2 \times \frac{145.1 + 3.9}{145.1} \\ &= 9983 \text{ kg/cm}^2 = 99.8 \text{ kg/mm}^2 < 114 \text{ kg/mm}^2 \end{aligned}$$

4.2 破壊に対する安全度の検討

破壊に対する安全度の検討は、部材断面の破壊抵抗曲げモーメントが P C 標準43に規定されている荷重により生じる曲げモーメント以上でなければならない。

$$1.70 \times (\text{死荷重} + \text{活荷重} + \text{衝撃}) \cdots \cdots \text{P C 標準43}$$

表—12 に破壊曲げモーメントを示す。

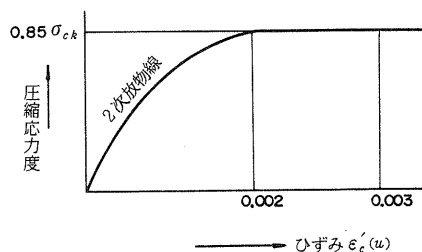
表—12 破壊曲げモーメント

	M_{d0}	M_{l+i}	$1.70 \times (M_{d0} + M_{l+i})$
曲げモーメント t・m	762.3	639.8	2,383.6

スパン中央断面の値を示す。

破壊抵抗曲げモーメントは、P C 標準44に規定されている次の各項の仮定にもとづいて計算することができる。

- 1) コンクリートの圧縮応力度—ひずみ曲線は、図—8に示す放物線と直線とからなるものとする。



図—8 コンクリートの圧縮応力度—ひずみ曲線

P C 標準44(3)項および(4)項より次式が得られる。

$$c' = \int_0^x \sigma'_c(u) \cdot b(u) du \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\beta \cdot x = x - \frac{\int_0^x \sigma'_c(u) \cdot b(u) \cdot u du}{\int_0^x \sigma'_c(u) \cdot b(u) du} \quad \dots\dots\dots (2)$$

$\sigma'_c(u) < 0.002$ の場合

$$\sigma'_c(u) = 0.85 \sigma_{ck} \cdot \frac{\epsilon'_c(u)}{0.002} \left(2 - \frac{\epsilon'_c(u)}{0.002} \right)$$

$$0.002 < \epsilon'_c(u) < \epsilon'_{cu} = 0.0035$$

$$\sigma'_c(u) = 0.85 \sigma_{ck}$$

2) P C 鋼材 (12φ 12.7mm (SWPR7B)) の応力度

—ひずみ曲線は、図-9 に示す。

$$0.93 \sigma_{pu} = 0.93 \times 19000 = 17670 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.84 \sigma_{pu} = 0.84 \times 19000 = 15960 \text{ "}$$

0.84 σ_{pu} に対するひずみは

$$\epsilon_p = \frac{15960}{2 \times 10^6} = 0.0080$$

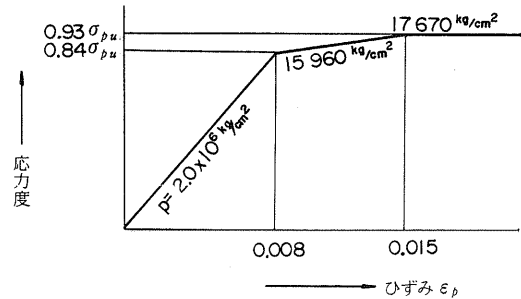


図-9 P C 鋼材の応力度—ひずみ曲線

P C 標準44(5)項および(6)項より

$$T_{st} = A_{st} \cdot \sigma_{st}$$

なお ϵ_{st} は、 $\epsilon'_c(u) : x = \epsilon_{st} : (d - x)$ から次式で求められる。

$$\epsilon_{st} = \frac{d - x}{x} \epsilon'_c(u)$$

($\epsilon_{st} + \epsilon_{pe}$) $\leq 0.84 \sigma_{pu} / E_p$ の場合

$$\sigma_{st} = E_p (\epsilon_{st} + \epsilon_{pe})$$

$0.84 \sigma_{pu} / E_p \leq (\epsilon_{st} + \epsilon_{pe}) \leq 0.015$ の場合

$$\sigma_{st} = \frac{\sigma_{pu}}{0.015 E_p - 0.84 \sigma_{pu}} \left\{ 0.09 E_p (\epsilon_{st} + \epsilon_{pe}) - 0.84 (0.93 \sigma_{pu} - 0.015 E_p) \right\}$$

($\epsilon_{st} + \epsilon_{pe}$) ≥ 0.015 の場合

$$\sigma_{st} = 0.93 \sigma_{pu}$$

3) 鉄筋の応力度—ひずみ曲線は、図-10 のとおりである。

$$\text{SD 35 の } \sigma_{sy} = 3500 \text{ kg/cm}^2$$

σ_{sy} に対するひずみは

$$\epsilon_s = \frac{3500}{2.1 \times 10^6} = 0.0017$$

$$\epsilon_s \leq \sigma_{sy} / E_p \quad \dots\dots\dots \sigma_s = E_s \cdot \epsilon_{st}$$

$$\epsilon_s \geq \sigma_{sy} / E_p \quad \dots\dots\dots \sigma_s = \sigma_{sy}$$

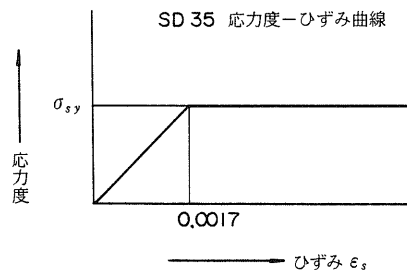


図-10 鉄筋の応力—ひずみ曲線

部材の破壊抵抗曲げモーメントの計算は、図-11 より破壊安全度検討荷重作用時における圧縮縁のコンクリート

終局ひずみ $\epsilon'_c(u)$ を 0.0035 とし、圧縮縁から中立軸位置までのきょり x を変化させて、平面保持の仮定により、P C 鋼材の引張応力度の増加量および鉄筋の応力度を求めて、次式を満足するような x をトライアルに求める。

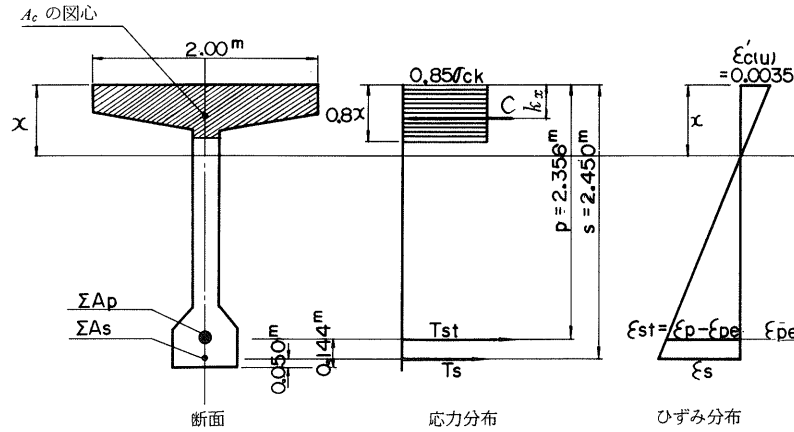


図-11 ひずみおよび応力度の分布

$$C = T_{st} + T_s$$

ここに、 ϵ_{st} : 破壊時における P C 鋼材のひずみ

ϵ_{pe} : 有効引張力に対する P C 鋼材のひずみ

$\epsilon'_c(u)$: コンクリートの終局ひずみ (0.0035)

まず最初に、中立軸の位置を $x = 25 \text{ cm}$ と仮定して、P C 鋼材のひずみを計算する。P C 鋼材のひずみは、コンクリートのひずみ ($\epsilon'_c(u) = 0.0035$) との関係より次式で計算する。

$$\begin{aligned}\epsilon_{st} &= \frac{d-x}{x} \epsilon'_c(u) \\ &= \frac{2.356 - 0.25}{0.25} \times 0.0035 = 0.0295\end{aligned}$$

$\epsilon_{st} + \epsilon_{pe} = 0.0295 + 0.0055 > 0.015$ であるから、P C 鋼材の応力度 σ_{st} は、

$$\sigma_{st} = 0.93 \sigma_{pu} = 0.93 \times 19000 = 17670 \text{ kg/cm}^2$$

鉄筋のひずみは、

$$\epsilon_s = 0.0035 \times \frac{2.45 - 0.25}{0.25} = 0.0308 > 0.0017 \text{ であるから、鉄筋の応力度 } \sigma_s = \sigma_{sy} = 3500 \text{ kg/cm}^2$$

となる。

以上のことから $C_x = T_{st} + T_s$ を満足する x を求める。

$$C_x = 0.85 \sigma_{ck} \cdot A_{cx} = 0.85 \times 4500 \times 2.0 \times 0.25 = 1913 \text{ t}$$

$$T_{st} = N \cdot A_p \cdot \sigma_{st} = 6 \times 11.845 \times 10^{-4} \times 176700 = 1256 \text{ t}$$

$$T_s = N \cdot A_s \cdot \sigma_s = 4 \times 1.267 \times 10^{-4} \times 35000 = 18 \text{ t}$$

$$C_x = 1913 \text{ t} > (T_{st} + T_s) = 1256 + 18 = 1274 \text{ t}$$

したがって、当初仮定した中立軸位置 $x = 0.25 \text{ m}$ より小さな値となる。 $C_x = T_{st} + T_s$ となる x の値は、 $T_{st} + T_s$ は変わらないので、 $C_x = (T_{st} + T_s) = 1256 \text{ t}$ とすると、中立軸 x は、

$$x = \frac{C_x}{0.85 \sigma_{ck} \cdot b} = \frac{1256}{0.85 \times 4500 \times 2.0} = 0.164 \text{ m}$$

コンクリートの全圧縮力の合力と、P C鋼材の引張力および鉄筋の引張力の合力とがつり合う場合の中立軸の位置 ($x = 16.4 \text{ cm}$) は、最初仮定した中立軸 ($x = 25 \text{ cm}$) よりも小さい。したがって、P C鋼材のひずみおよび鉄筋のひずみは、最初求めた値よりも大きくなることは明らかである。この時のP C鋼材の応力度および鉄筋の応力度は、図— 9、図— 10 から明らかなように、 $\sigma_{st} = 0.93 \sigma_{pu} = 0.93 \times 1900 = 17670 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_s = \sigma_{sy} = 3500 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{となる。}$$

破壊抵抗曲げモーメントは、P C標準44解44— 5式より求められる。

$$\begin{aligned} M_{rd} &= A_p \cdot \sigma_{st} \cdot (d_p - k_x) + A_s \cdot \sigma_s \cdot (d_s - k_x) \\ &= 6 \times 11.845 \times 17670 \times (235.6 - 1/2 \times 16.4 \times 0.8) \\ &\quad + 4 \times 1.267 \times 3500 \times (245.0 - 1/2 \times 16.4 \times 0.8) \\ &= (2875 + 42) \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 2917 \text{ t} \cdot \text{m} > 2383.6 \text{ t} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

となり、破壊荷重作用時に対しても安全である。

5. せん断に対する部材の設計

せん断に対する検討は、P C標準41、45に規定されている。P C標準41は、設計荷重を受けた場合に、表— 4に示した許容斜引張応力度を満足しなければならない。

また、P C標準45は、破壊荷重作用時のせん断力を検討するものである。これらのせん断に対する設計断面は、スパン中央、 $3/8 \ell$ 点、 $\ell/4$ 点、 $\ell/8$ 点および、支点付近の断面について行えばよい。支点付近の断面位置の考え方は、P C標準41の(3)項に規定されており、支点からけた高の1/2の断面とする。

5.1 設計荷重作用時の検討

コンクリートの斜引張応力度は、コンクリートの突縁の有効幅を考慮した全断面を有効として、P C標準41より次式で求める。

$$\sigma_t = \frac{\sigma_c}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_c^2 + 4\tau^2}$$

σ_t : 斜引張応力度, σ_c : 垂直応力度

$$\tau = \frac{(S - S_{pe})Q}{b \cdot I}$$

はりの断面では、 τ は断面図心で最大となるが、 σ_c は断面各位置で変化するから、斜引張応力度は必ずしも断面図心位置に生じない。このため、斜引張応力度の計算は、断面図心軸、断面急変部、垂直応力度 $\sigma_c = 0$ の位置で行ない、そのうちの最大の値をその断面の最大値と考える。

各断面におけるせん断力、ねじりモーメントを表— 13、表— 14に示す。

表—13 せん断力 (t)

断 面	Ⅰ スパン中央 $x = 14.6 \text{ m}$	Ⅱ $\frac{3}{8} \ell$	Ⅲ $\frac{\ell}{4}$	Ⅳ $\frac{\ell}{8}$	Ⅴ $\frac{h}{2}$	Ⅵ 支 点
自 重	0.0	13.1	26.2	39.3	48.0	52.5
横桁・中間目地	0.0	2.6	5.1	7.7	9.3	10.2
版上死荷重	0.0	10.7	21.5	32.2	39.2	42.9
全 死 荷 重	0.0	26.4	52.8	79.2	96.5	105.6
列車荷重(複線)	26.8	40.8	58.6	79.2	94.0	101.7
設計荷重作用時	26.8	67.2	111.4	158.4	190.5	207.3
破壊荷重作用時	45.6	114.2	189.4	269.3	323.9	

表—14 ねじりモーメント (t・m)

断 面	Ⅰ スパン中央	Ⅱ 3/8 ℓ	Ⅲ ℓ/4	Ⅳ ℓ/8	Ⅴ h/2	Ⅵ 支 点
横方向荷重	-2.1	-2.1	-2.1	-2.1	-2.1	-2.1
偏 心	-3.4	-5.6	-7.8	-9.9	-11.4	-12.1
固 定 端 モーメント差	-2.9	-2.9	-2.9	-2.9	-2.9	-2.9
合 計	-8.4	-10.6	-12.8	-14.9	-16.4	-17.1

スパン中央断面の断面各位置でのせん断応力度および斜引張応力度の計算は、次のようになる。

荷重によるせん断応力度

$$a \cdots \tau_{ba} = \frac{26.8 \times 0.4881}{0.25 \times 1.019} = 51.3 \text{ t/m}^2 = 5.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$b \cdots \tau_{bb} = \frac{26.8 \times 0.5272}{0.25 \times 1.019} = 55.5 \text{ " } = 5.6 \text{ "}$$

$$c \cdots \tau_{bc} = \frac{26.8 \times 0.3721}{0.25 \times 1.019} = 39.1 \text{ " } = 3.9 \text{ "}$$

$$d \cdots \tau_{bd} = \frac{26.8 \times 0.2671}{0.65 \times 1.019} = 10.8 \text{ " } = 1.1 \text{ "}$$

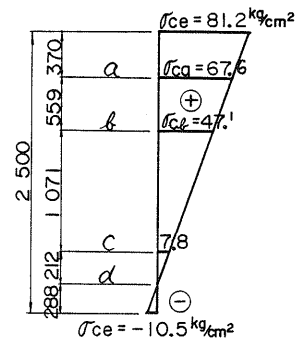
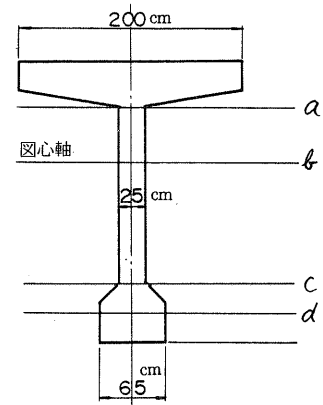
斜引張応力度

$$a \cdots \sigma_1 = \frac{67.6}{2} - \frac{1}{2} \times \sqrt{67.6^2 + 4 \times 5.1^2} = -0.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$b \cdots \sigma_1 = \frac{47.1}{2} - \frac{1}{2} \times \sqrt{47.1^2 + 4 \times 5.6^2} = -0.7 \text{ "}$$

$$c \cdots \sigma_1 = \frac{7.8}{2} - \frac{1}{2} \times \sqrt{7.8^2 + 4 \times 3.9^2} = -1.6 \text{ "}$$

$$d \cdots \sigma_1 = \frac{0.0}{2} - \frac{1}{2} \times \sqrt{0.0^2 + 4 \times 1.1^2} = -1.1 \text{ "}$$



以下同様に各断面の斜引張応力度の計算を行い、その結果を表—15に示す。

表—15 からいずれの断面においても許容値を満足している。

表—15 各断面の斜引張応力度 kg/cm²

	スパン中央	3/8 ℓ	ℓ/4	ℓ/8	H/2	許容値 σ_{1a}
a	-0.4	-2.0	-3.6	-2.3	-3.1	-14.0
b	-0.7	-3.1	-5.0	-3.1	-2.7	"
c	-1.6	-4.7	-4.4	-1.5	-0.5	"
d	-1.1	-1.3	—	—	—	"

ねじりモーメントを考慮した斜引張応力度は、P C 標準42に規定されており、次の式で表わされるが省略する。

$$\sigma_t = \frac{\sigma_c}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_c^2 + 4 \cdot (\tau_b + \tau_t)^2}$$

$$\tau_t = \frac{M_t}{I_t} \cdot b \cdot \eta$$

5.2 破壊安全度の検討

はりのせん断破壊に対する安全度の検討に用いる破壊計算用せん断力 S_{rd} は、P C 標準45に規定されており、桁高変化、湾曲配置されたP C 鋼材引張力の影響を考慮して、次式から求められる。

$$S_{rd} = S_d - S_{hd} - S_{pd}$$

S_{hd} : 桁高変化の影響 < P C 標準39条 >

$$S_{hd} = \frac{M}{d} (\tan \alpha + \tan \beta)$$

M, d : 求める断面での曲げモーメントおよび有効高さ

$\tan \alpha, \beta$: 部材下、上面が水平線となす角

S_{pd} : P C 鋼材が受け持つ鉛直分力

$$S_{pd} = \sigma_{pe} \cdot \sin \theta \cdot A_p \cdot n$$

σ_{pe} : P C 鋼材の有効引張応力度

P C 鋼材の引張力のせん断成分は、従来の標準ではP C 鋼材の引張強度までを考慮していたが、新標準では有効引張力までと規定した。各断面の破壊計算用せん断力を求めると表-16 のとおりとなる。

表-16 各断面の破壊計算用せん断力

	① スパン中央	② $\frac{3}{8}\ell$	③ $\frac{\ell}{4}$	④ $\frac{\ell}{8}$	⑤ $\frac{H}{2}$
S_d (表-14) (t)	45.6	114.2	189.4	269.3	323.9
$S_{pd} = \sigma_{pe} \cdot \sin \theta \cdot A_p \cdot n$	0	7.2	35.4	82.1	127.7
$S_{rd} = S_d - S_{pd}$	45.6	107.0	154.0	187.2	196.2
S_{dmax}	530.1	527.7	433.5	546.8	487.3

破壊計算用せん断力 S_{rd} は、P C 標準45(2)項に規定されている破壊時抵抗最大せん断力 S_{dmax} を越えないようにしなければならない。破壊計算用せん断力 S_{rd} が S_{dmax} を越える場合には、部材断面の変更が必要となる。
 S_{dmax} の計算は、次のようになる。

$$S_{dmax} = 0.2 \cdot \sigma_{ck} \cdot b_w \cdot d$$

ここに、 S_{dmax} : 破壊時抵抗最大せん断力

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 $450 \text{ kg/cm}^2 = 4500 \text{ t/m}^2$

b_w : 求める断面の計算用腹部幅

腹部内に配置されているダクトの直径が腹部幅の1/8以上となる場合は次の様に考える。

$$b_w = b'_w - 1/2 \cdot \Sigma \phi$$

b'_w : 総腹部幅

$\Sigma \phi$: ダクト径の合計 $= 0.068 \text{ m} \times N \text{ 本}$

d : 求める断面の有効高さ

圧縮縁から重心位置までとする。

スパン中央における S_{dmax} は、

$$b'_w = 0.25 \text{ m}, \quad \sigma_{ck} = 450 \text{ kg/cm}^2 = 4500 \text{ t/m}^2, \quad b_w = b'_w - \frac{1}{2} \cdot \Sigma \phi = 0.25, \quad d = 2.356$$

$$S_{dmax} = 0.2 \times 4500 \times 0.25 \times 2.356 = 530.1 \text{ t}$$

図一12には部材断面内部にあって各種作用によって分担されるせん断力成分が、断面に作用するせん断力とともにどのように変化するかを模式的に示してある。これから明らかなように、部材断面がせん断力によってせん断破壊を生じる状態では、圧縮区間コンクリートと斜引張鉄筋との作用によって抵抗されるものとしてとすることができる。すなわち、次の式で表わされる。

$$S_R = S_{cd} + S_{ws}$$

ここに、 S_R ：断面の破壊せん断抵抗

S_{cd} ：コンクリートが負担するせん断力

S_{ws} ：斜引張鉄筋分担せん断力

従来の標準には、このコンクリートが負担するせん断力を無視し、斜引張鉄筋の分担せん断力が断面の抵抗せん断力に等しいものとしてきたが、安全側であることから世界的にコンクリートが負担するせん断力が考慮されるようになった。このコンクリートが負担するせん断力 S_{cd} はP C標準45の(3)項に規定されている。

$$S_{cd} = \tau_c \cdot b_w \cdot d \cdot \left(1 + \frac{M_0}{M_d}\right) \quad \text{ただし} \quad \left(1 + \frac{M_0}{M_d}\right) \leq 2$$

σ (kg/cm ²)	300	400	500	600	800
τ (")	4.5	5.5	6.5	7.5	8.5

故に $\sigma_{ck} = 450 \text{ kg/cm}^2$ に対する値は $\tau_c = 6.0 \text{ kg/cm}^2 = 60 \text{ t/m}^2$ である。

b'_w ：求める断面のコンクリートの総腹部幅

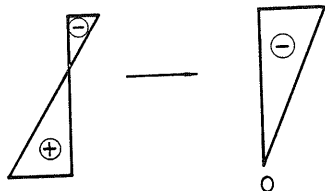
d ： — " — 有効高さ

$$\left(1 + \frac{M_0}{M_d}\right) \leq 2 \quad \text{とする。}$$

M_0 ：求める断面での引張縁の有効プレストレスが0となる曲げモーメント

有効プレストレスの分布

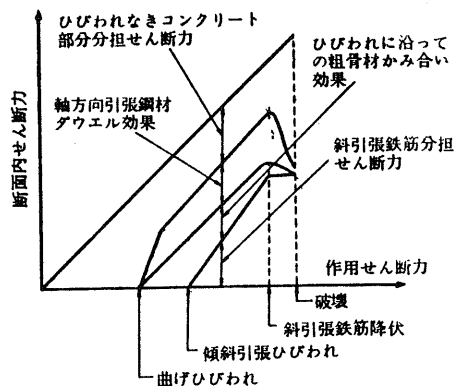
M_0 が作用して引張縁の有効プレストレスが0となった状態



$$\frac{P_e}{A} + \frac{P_e \cdot e_p}{Z_u} = \frac{M_0}{Z_u} - \frac{N}{A} \quad \text{より}$$

$$\begin{aligned} M_0 &= Z_u \cdot \left(\frac{P_e}{A} + \frac{P_e \cdot e_p}{Z_u} + \frac{N}{A} \right) \\ &= Z_u \cdot \left\{ \left(\frac{P_e}{A} + \frac{N}{A} \right) + \frac{P_e \cdot e_p}{Z_u} \right\} \\ &= \frac{Z_u}{A} (P_e + N) + P_e \cdot e_p \\ &= \frac{r^2}{y_u} (P_e + N) + P_e \cdot e_p \end{aligned}$$

M_d ：求める断面での破壊計算用曲げモーメント



図一12 断面内せん断力成分

スパン中央における S_{cd} は、

$$S_{cd} = 60 \times 0.25 \times 2.356 \times \left(1 + \frac{1219}{2384} \right) \quad \left\{ M_0 = \frac{Z_u}{A} (P_e + N) + P_e \cdot e_p \right\}$$

$$= 53.4 \text{ t} \text{ となる。} \quad = \frac{0.611}{1.306} (635.1) + 635.1 \times 1.451$$

$$= 1218.6 \approx 1219$$

以下同様に各断面について計算を行った結果を表-17に示す。

S_{rd} が S_{cd} を越える区間については、P C 標準 45, (3) 項に規定されているように斜引張鋼材の計算を行なわなければならない。表-17 から、①断面(スパン中央)以外の断面については、斜引張鉄筋の計算を行う。ただし、破壊計算用せん断力 S_{rd} が S_{cd} を越えない区間では、P C 標準 46, (2) 項の規定により次式で求めたスターラップを配置しなければならない。異形鉄筋を用いる場合

$$A_{ws} = 0.0015 \cdot b_w \cdot s \quad A_{ws} = 0.0015 \times 25 \times 20 = 0.75 \text{ cm}^2$$

表-17 コンクリートが負担するせん断力 (t)

断面	① スパン中央	② $\frac{3}{8} \ell$	③ $\frac{\ell}{4}$	④ $\frac{\ell}{8}$	⑤ $\frac{h}{2}$
S_{cd}	53.4	53.8	53.2	70.5	70.8
S_{rd} (表-17)	45.6	107.0	154.0	187.2	196.2

スパン中央断面の斜引張鋼材(部材軸に直角なスターラップ)は、後述の各断面のスターラップの配筋からD16を用いるので、このときのスターラップの間隔を求める。

$$s = \frac{1.986}{0.0015 \times 25} = 52.96 \approx 53 \text{ cm}$$

実際のスターラップの配置は、スパン中央から 5.507 m 間までは D16ctc40 であるので、スパン中央における最小鉄筋量を満足する。

斜引張鋼材は、破壊計算用せん断力 S_{rd} がコンクリートの負担するせん断力 S_{cd} を越える場合、P C 標準 46, (1) 項の規定により計算する。

$$A_{ws} = \frac{1.15 \cdot S_v \cdot s}{d \cdot \sigma_{sy}}$$

曲げに対して配置した P C 鋼材のせん断成分は、有効引張力で計算するが、圧縮せん断破壊が生じない限り、付着が十分であれば、斜めひびわれ幅の増大につれて P C 鋼材の引張ひずみは、スターラップのひずみとともに大きくなり、P C 鋼材とスターラップは共にせん断に抵抗すると考えられるので、曲げに対して配置した P C 鋼材をスターラップの一部として考慮してもよいことにした。ただし、この場合でも、P C 鋼材の応力度は、降伏点応力度以下としなければならない。

以上のことから、上式は次のようになる。

$$A_{ws} = \frac{1.15 \cdot S_v \cdot s}{d \cdot \sigma_{sy}} - \frac{1.15 \cdot \sin \theta \cdot \Sigma A_p \cdot s}{d}$$

ここに、 A_{ws} : 区間 s におけるスターラップの断面積

S_v : スターラップが受けるせん断力 $S_v = S_{rd} - S_{cd}$

s : スターラップの部材軸方向の間隔

d : 求める断面での有効高さ

σ_{sy} : スターラップの降伏点応力度 3500 kg/cm² (S D 35)

ΣA_p : 求める断面での主 P C 鋼材の全断面積

3/8 ℓ 点について、スターラップの断面積を求めると、

$$A_{ws} = \frac{1.15 \times 53.2 \times 10^3 \times 20}{234.5 \times 3500} - \frac{1.15 \times 0.0115 \times 71.07 \times 20}{234.5}$$

$$= 1.491 - 0.08 = 1.411 \text{ cm}^2$$

スターラップを U 字に用いるので、スターラップ 1 本の鉄筋断面積は A_{ws} の 1/2 となる。表—18 に各断面のスターラップの断面積を示す。

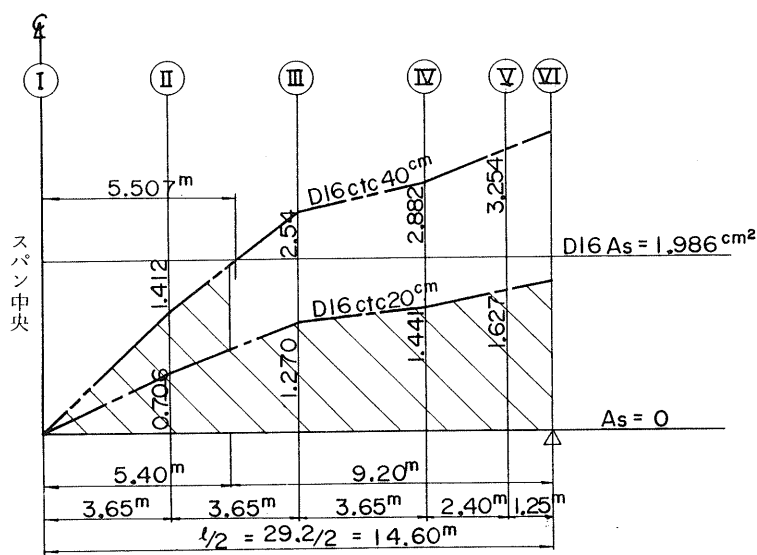
表—18 スターラップの断面積 (cm²)

	Ⅰ スパン中央	Ⅱ $\frac{3}{8}\ell$	Ⅲ $\frac{\ell}{4}$	Ⅳ $\frac{\ell}{8}$	Ⅴ $\frac{h}{2}$
$A_{ws1} = \frac{1.15 S_v \cdot S}{d \sigma_{sy}}$	—	1.491	2.970	4.090	5.727
$A_{ws2} = \frac{1.15 \cdot \sin \theta \cdot \Sigma A_p \cdot S}{d}$	—	0.080	0.431	1.209	2.473
$A_{ws3} (A_{ws1} - A_{ws2}) \cdot \frac{1}{2}$	0.75 *2	0.706 *1 0.75 *2	1.270 *1	1.441 *1	1.627 *1
配置鉄筋 A_s (cm ²)	D16 ctc 40 0.993	D16 ctc 40 0.993	D16 ctc 20 1.986	D16 ctc 20 1.986	D16 ctc 20 1.986

*1, S は 20 cm とした場合のスターラップ量

*2, 最小鉄筋量 0.75 cm²

図—13 に、スターラップの配置を示す。



図—13 スターラップの配置

上図に示すようにスパン中央より 5.40 m の区間に対し D16 ctc 40 cm とし、他は全て D16 ctc 20 cm にスターラップを配置する。

6. 横方向の検討

横方向の検討は、通常正の曲げモーメントに対して主桁上の固定度を80%とし、このときスパン曲げモーメントは完全固定度のときの40%増となる手法で計算している。この方法で求めた横方向の曲げモーメントと主桁間隔との関係を図-14に示す。また、横方向の検討を従来の方法と次の場合について検討した。

- i 桁高の下面を固定とした場合のラーメン解析
- ii y_0 点を固定とした場合のラーメン解析
- iii ピン支持で剛性は全体とする
- iv ピン支持で剛性は y_0 分とする

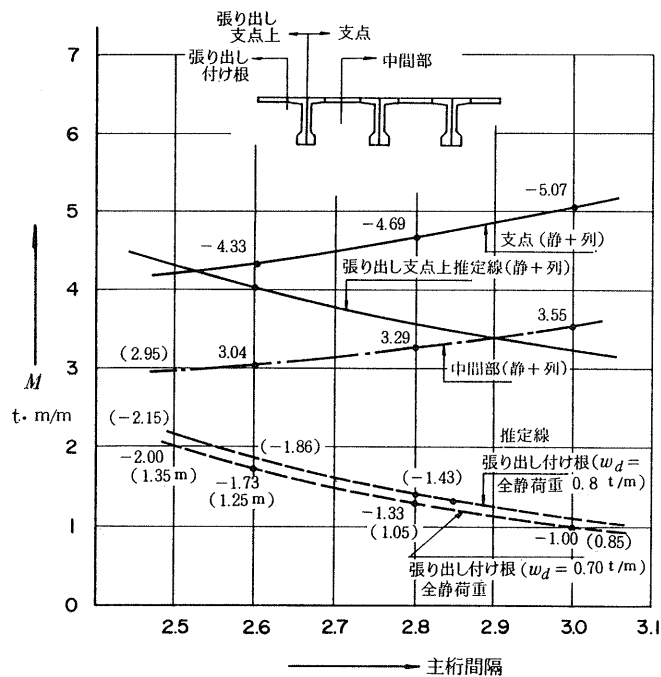


図-14

これらの方法で求めたモーメントを図-15に示す。図-15からわかるように張り出し部のモーメントには大きな差は認められない。したがって、横方向の設計は、従来の手法で検討を行った。

横方向の応力度を表-19に示す。

i 桁高の下面を固定とした場合

ii y_0 点を固定とした場合

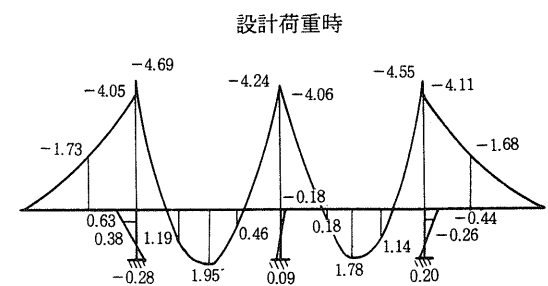
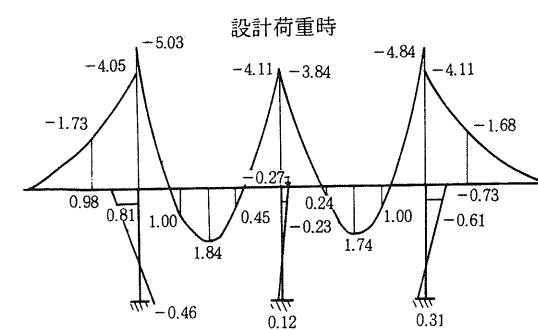
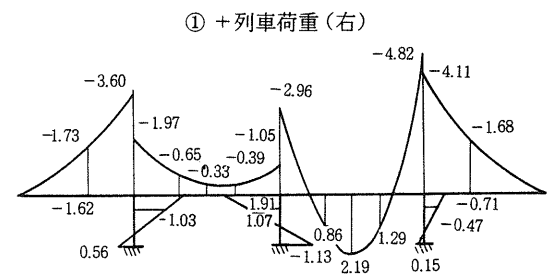
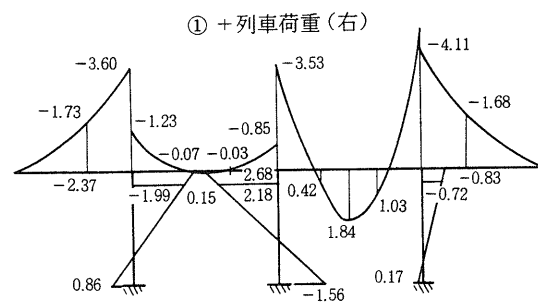
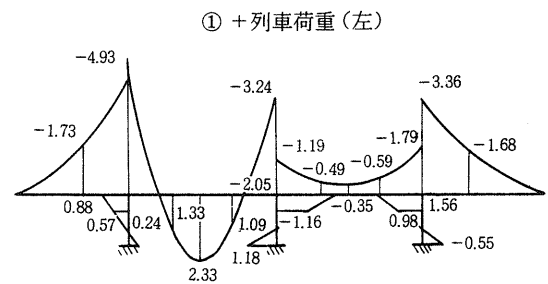
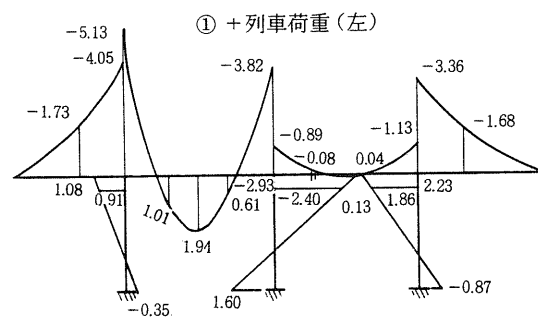
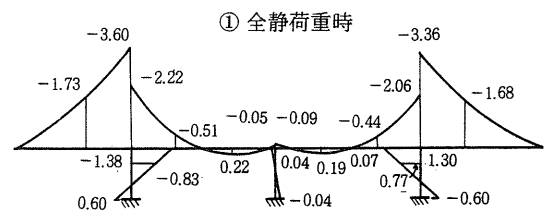
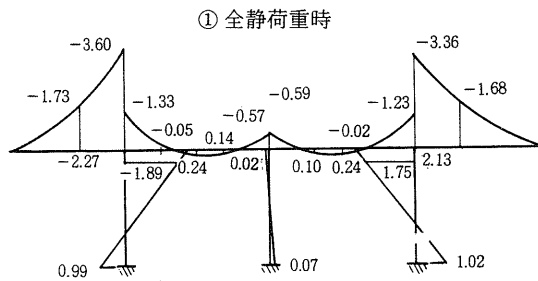
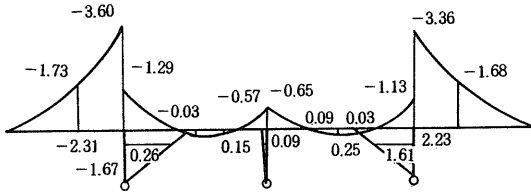


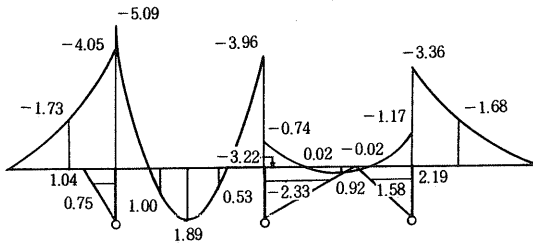
図-15 モーメント図

Ⅲ ピン支持で剛性は全体とする

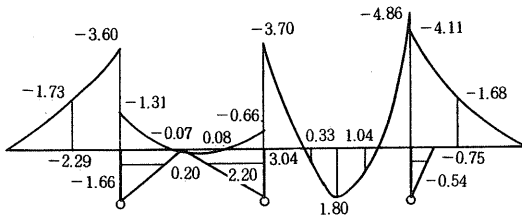
① 全静荷重時



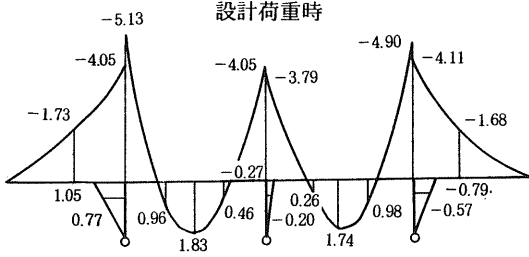
① +列車荷重(左)



① +列車荷重(右)

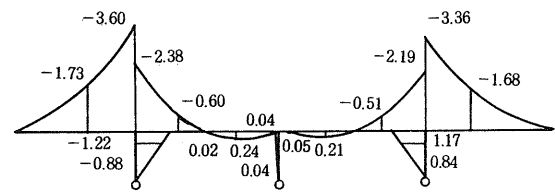


設計荷重時

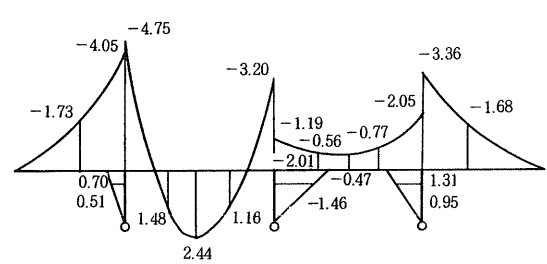


Ⅳ ピン支持で剛性は y_0 分とする

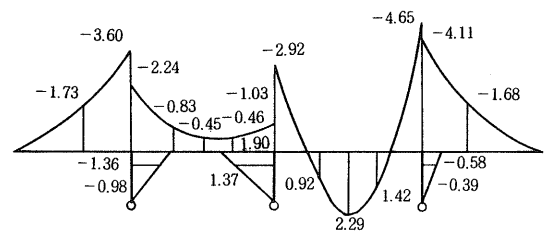
① 全静荷重時



① +列車荷重(左)



① +列車荷重(右)



設計荷重時

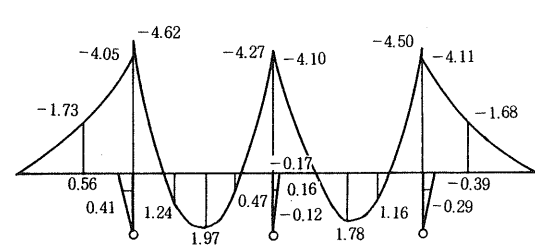
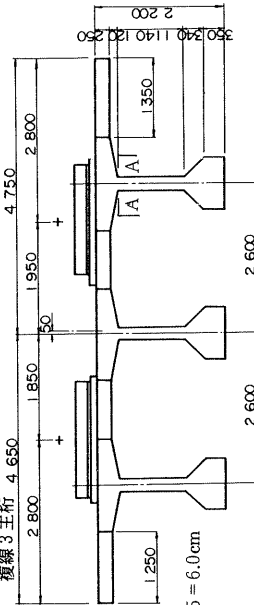


表-19 応力度表

横方向に対する検討 高欄 0.70t/m 縦線 3主桁 4.650 横締 1-T 21.8mm 支点 $Z = \frac{37^2 \times 100}{6} = 22817 \text{ cm}^3$ 中間 $Z = \frac{25^2 \times 100}{6} = 10417 \text{ cm}^3$ $e_p = 18.5 - 12.5 = 6.0 \text{ cm}$ ③は配置間隔 $y_o = 1.013 \text{ m}$ $y_u = 1.187 \text{ m}$ $t = 22 \text{ cm}$ $Z = 8067 \text{ cm}^3$ $t = 25 \text{ cm}$ $Z = 10417 \text{ cm}^3$			
	支 点 $t=37 \text{ cm}$	中 間 部 $t=25 \text{ cm}$	ウ ェ ブ 付 け 根 (A-A)
i 桁高の下面を固定とした場合	$M = -5.13 \text{ t} \cdot \text{m}$ $P_e = 35 \times 100 / 105 = 33.33$ $\sigma_{ep} = \frac{33.33 \times 10^3}{3700} \pm \frac{33.33 \times 10^3 \times 6 \text{ cm}}{22817} = 17.8 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{eo} = -22.5 + 17.8 = -4.7 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{eu} = 22.5 + 0.2 = 22.7$	$M = 1.94 \text{ t} \cdot \text{m}$ $P_e = 35 \times 100 / 100 = 35.0$ $\sigma_{ep} = \frac{35.0 \times 10^3}{2500} = 14.0 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{eo} = 18.6 + 14.0 = 32.6 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{eu} = -18.6 + 14.0 = -4.6$	$M = 2.40 \text{ t} \cdot \text{m}$ $P_e = 35 \times 100 / 100 = 35.0$ $\sigma_{ep} = \frac{35.0 \times 10^3}{2500} = 14.0 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{eo} = 18.6 + 14.0 = 32.6 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{eu} = -18.6 + 14.0 = -4.6$
ii y。点を固定とした場合	$M = 4.93 \text{ t} \cdot \text{m}$ $P_e = 35 \times 100 / 110 = 31.82$ $\sigma_{ep} = \frac{31.82 \times 10^3}{3700} \pm \frac{31.82 \times 10^3 \times 6 \text{ cm}}{22817} = 17.0 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{eo} = -21.6 + 17.0 = -4.6 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{eu} = 21.6 + 0.2 = 21.8$	$M = 2.33 \text{ t} \cdot \text{m}$ $P_e = 35 \times 100 / 80 = 43.75$ $\sigma_{ep} = \frac{43.75 \times 10^3}{2500} = 17.5 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{eo} = 22.4 + 17.5 = 39.9 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{eu} = -22.4 + 17.5 = -4.9$	$M = 1.60 \text{ t} \cdot \text{m}$ $P_e = 35 \times 100 / 80 = 43.75$ $\sigma_{ep} = \frac{43.75 \times 10^3}{2500} = 17.5 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{eo} = 22.4 + 17.5 = 39.9 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{eu} = -22.4 + 17.5 = -4.9$
iii ピン支持で剛性は全体とする	$M = -5.13 \text{ t} \cdot \text{m}$ $P_e = 35 \times 100 / 105 = 33.33$ $\sigma_{ep} = \frac{33.33 \times 10^3}{3700} \pm \frac{33.33 \times 10^3 \times 6 \text{ cm}}{22817} = 17.8 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{eo} = -22.5 + 17.8 = -4.7 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{eu} = 22.5 + 0.2 = 22.7$	$M = 1.89 \text{ t} \cdot \text{m}$ $P_e = 35 \times 100 / 105 = 33.33$ $\sigma_{ep} = \frac{33.33 \times 10^3}{2500} = 13.3 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{eo} = 18.1 + 13.3 = 31.4 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{eu} = -18.1 + 13.3 = -4.8$	$M = 2.33 \text{ t} \cdot \text{m}$ $P_e = 35 \times 100 / 105 = 33.33$ $\sigma_{ep} = \frac{33.33 \times 10^3}{2500} = 13.3 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{eo} = 18.1 + 13.3 = 31.4 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{eu} = -18.1 + 13.3 = -4.8$
iv ピン支持で剛性はy。分とする	$M = -4.75 \text{ t} \cdot \text{m}$ $P_e = 35 \times 100 / 115 = 30.4$ $\sigma_{ep} = \frac{30.4 \times 10^3}{3700} \pm \frac{30.4 \times 10^3 \times 6 \text{ cm}}{22817} = 16.2 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{eo} = -20.8 + 16.2 = -4.6 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{eu} = 20.8 + 0.2 = 21.0$	$M = 2.44 \text{ t} \cdot \text{m}$ $P_e = 35 \times 100 / 75 = 46.7$ $\sigma_{ep} = \frac{46.7 \times 10^3}{2500} = 18.7 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{eo} = 23.4 + 18.7 = 42.1 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{eu} = -23.4 + 18.7 = -4.7$	$M = 1.46 \text{ t} \cdot \text{m}$ $P_e = 35 \times 100 / 75 = 46.7$ $\sigma_{ep} = \frac{46.7 \times 10^3}{2500} = 18.7 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{eo} = 23.4 + 18.7 = 42.1 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{eu} = -23.4 + 18.7 = -4.7$
v 従来の方法 *ただし換算等分布にしている	$M = -4.33 \text{ t} \cdot \text{m}$ $P_e = 35 \times 100 / 130 = 26.92$ $\sigma_{ep} = \frac{26.92 \times 10^3}{3700} \pm \frac{26.92 \times 10^3 \times 6 \text{ cm}}{22817} = 14.4 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{eo} = -19.0 + 14.4 = -4.6 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{eu} = 19.0 + 0.2 = 19.2$	$M = 3.04 \text{ t} \cdot \text{m}$ $P_e = 35 \times 100 / 55 = 63.64$ $\sigma_{ep} = \frac{63.64 \times 10^3}{2500} = 25.5 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{eo} = 29.2 + 25.5 = 54.7 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{eu} = -29.2 + 25.5 = -3.7$	$M = 3.54 \text{ t} \cdot \text{m}$ $P_e = 35 \times 100 / 55 = 63.64$ $\sigma_{ep} = \frac{63.64 \times 10^3}{2500} = 25.5 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{eo} = 29.2 + 25.5 = 54.7 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{eu} = -29.2 + 25.5 = -3.7$

Ⅱ P R C 桁 の 設 計 計 算 例

東北新幹線の田端地区に施工したP R C桁の設計についてその要点を紹介する。

設計における検討項目は以下の通りである。

- 破壊に対する検討（曲げ，せん断）
- 疲労に対する検討（鉄筋，P C鋼材）
- ひびわれに対する検討（曲げ，せん断）
- プレストレッシング直後の検討

設計条件を以下に示す。

- (1) 橋形式；P R C鉄道橋，単純二室箱形桁（複線）
- (2) スパン；23.60m，橋長；24.96m
- (3) 活荷重；N—18，P—19
- (4) コンクリート $\sigma_{ck}=300 \text{ kg/cm}^2$
- (5) P C鋼材；12T 12.7mm
- (6) 鉄筋；SD 35

(1) 曲げ破壊安全度

破壊状態における設計モーメント M_u に対して，設計部材の破壊抵抗モーメント M_{rd} を求め破壊安全度 F が

$$F = M_{rd} / M_u \geq 1 \quad \text{を確認する。}$$

M_u は建造物設計標準（P C鉄道橋）（以下P C標準と称す）43により次式で求める。

$$M_u = 1.7 \times (\text{死荷重} + \text{活荷重} + \text{衝撃})$$

M_{rd} は次のように求める。

ここで，計算に使用するコンクリート，鉄筋，P C鋼材の応力—ひずみ曲線はP C標準44による。また破壊抵抗モーメントの計算はP C標準44解説により次式となる。

$$M_{rd} = A_p \cdot \sigma_p \cdot (d_p - k_x) + A_s \cdot \sigma_s \cdot (d_s - k_x) \quad \dots\dots\dots (1)$$

ただし， k_x ：圧縮縁から圧縮部コンクリート合力作用位置までの距離（図—3 参照）

実際には図—1 に示すように，コンクリートが圧縮破壊する時のP C鋼材のひずみの大きさに三つの領域に区分される。また，中立軸と上フランジの関係で計算式が異なるので図—2 の手順で計算するのが良い。

破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合のひずみ分布は図—3 に示すとおりであり中立軸位置 x は次式による。

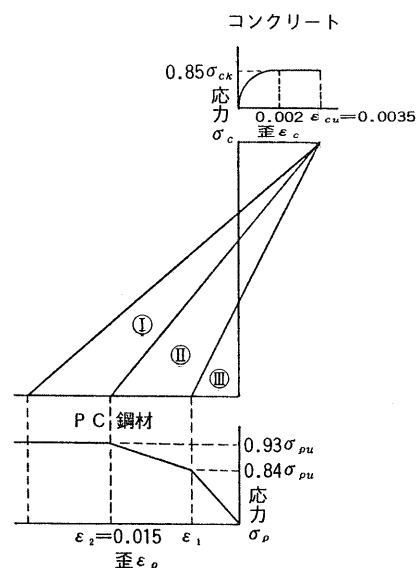
$$x = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_s - \varepsilon_{pe} + \varepsilon_{cu}} \cdot d$$

いま， $\varepsilon_s = \varepsilon_2 = 0.015 (= \varepsilon_p)$ と仮定すると，

$$x = \frac{0.0035}{0.015 + \varepsilon_{pe} + 0.0035} \cdot d = \frac{0.0035}{0.0185 + \varepsilon_{pe}} \cdot d$$

鋼材引張力の合力 T とコンクリートの圧縮応力度の合力 C は図—4 を参照して次式で求める。

(a) $0.8x \leq t$ の場合



図—1 応力度—歪曲線

$$T = 0.93 \cdot A_p \cdot \sigma_{pu} + A_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$C = 0.85 \sigma_{ck} \cdot B \cdot 0.8x = 0.68 \sigma_{ck} \cdot B \cdot x$$

(b) $0.8x > t$ の場合 (圧縮部が腹部に及ぶ)

$$C = 0.85 \sigma_{ck} \{ B \cdot t + (0.8x - t) b \}$$

したがって ε_p の領域は次のようになる。

$C \geq T \cdots \cdots \varepsilon_p$ は領域 ① にある。

$C < T \cdots \cdots \varepsilon_p$ は領域 ② または ③ にある。

また, $C < T$ の場合

$$\varepsilon_p = \varepsilon_1 = \frac{0.84 \sigma_{pu}}{E_p} \quad \text{とおけば,}$$

$$x = \frac{0.0035}{\varepsilon_1 - \varepsilon_{pe} + 0.0035} \cdot d$$

これを (a), (b) に示す C の式に代入し,

$C \geq T \cdots \cdots \varepsilon_p$ は領域 ① にある。

$C < T \cdots \cdots \varepsilon_p$ は領域 ③ にある。

(c) 中立軸 x の計算

① ε_p が ① の領域にある場合

$$x = \frac{T}{0.68 \sigma_{ck} \cdot B} \quad \cdots \cdots (2)$$

$0.8x > t$ の場合

$$x = \frac{T - 0.85 \sigma_{ck} \cdot t \cdot (B - b)}{0.68 \sigma_{ck}} \quad \cdots (3)$$

② ε_p が ② の領域にある場合

$$x = \frac{\beta + \sqrt{\beta^2 + 4 \cdot \alpha \cdot \gamma}}{2 \alpha} \quad \cdots \cdots (4)$$

ただし, $\alpha = 0.68 \sigma_{ck} \cdot B$

$$\beta = (\varepsilon_{pe} - \varepsilon_{cu} - \varepsilon_1) \cdot A_p \cdot D + \varepsilon_1 \cdot A_p \cdot E_p + A_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$\gamma = A_p \cdot D \cdot \varepsilon_{cu} \cdot d \quad D = \frac{0.09 \sigma_{pu}}{0.015 - \varepsilon_1}$$

$0.8x > t$ の場合

$C = 0.85 \sigma_{ck} \{ B \cdot t + (0.8x - t) b \}$ であり,

$$x = \frac{\beta + \sqrt{\beta^2 + 4 \alpha \gamma}}{2 \alpha} \quad \cdots \cdots (5)$$

ただし, $\alpha \cdot \gamma$ は前項どおり

$$\beta = (\varepsilon_{pe} - \varepsilon_{cu} - \varepsilon_1) A_p \cdot D + \varepsilon_1 \cdot A_p \cdot E_p + A_s \cdot \sigma_{sy} - 0.85 \sigma_{ck} \cdot t \cdot (B - b)$$

③ ε_p が ③ の領域の場合

$$x = \frac{\beta + \sqrt{\beta^2 + 4 \alpha \gamma}}{2 \alpha} \quad \cdots \cdots (6)$$

ただし, $\alpha = 0.68 \sigma_{ck} \cdot B$

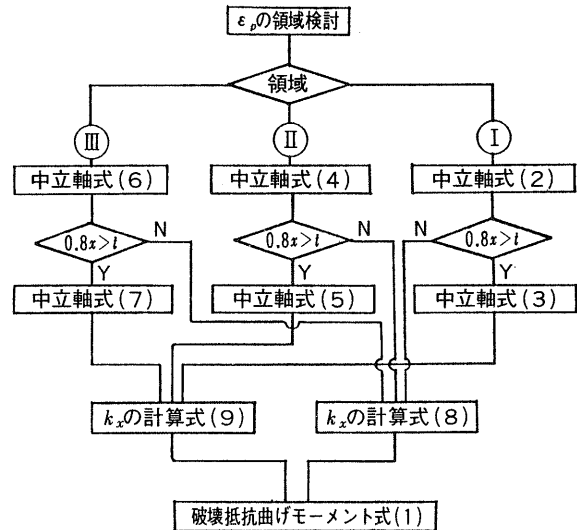


図-2 破壊抵抗曲げモーメントの計算の流れ

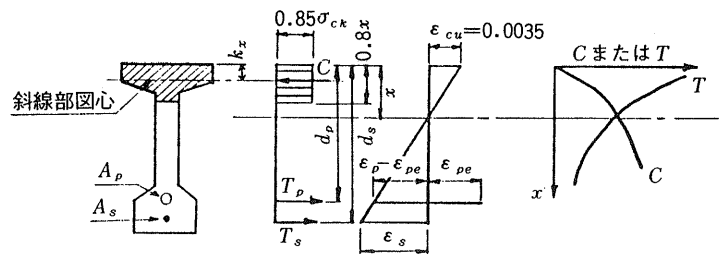


図-3 破壊時歪分布

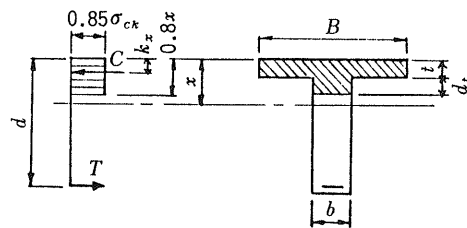


図-4 合力の作用位置

$$\beta = (\varepsilon_{ps} - \varepsilon_{cu}) \cdot A_p \cdot E_p + A_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$\gamma = A_p \cdot E_p \cdot \varepsilon_{cu} \cdot d$$

$0.8x > t$ の場合は上記の β を次式とする。

$$\beta = (\varepsilon_{ps} - \varepsilon_{cu}) \cdot A_p \cdot E_p + A_s \cdot \sigma_{sy} - 0.85 \sigma_{ck} \cdot t \cdot (B - b) \quad \dots\dots\dots (7)$$

次に k_x であるが

$0.8x \leq t$ の場合

$$k_x = 0.4x \quad \dots\dots\dots (8)$$

$0.8x > t$ の場合

$$k_x = \frac{B \cdot t^2 / 2 + b \cdot d_t (d_t / 2 + t)}{B \cdot t + d_t \cdot b} \quad \dots\dots\dots (9)$$

ただし、 $d_t = 0.8x - t$

これらの k_x を(1)式に代入すると破壊抵抗モーメントが求まる。

PC鋼材（と鉄筋）の配置を図-5に示す。

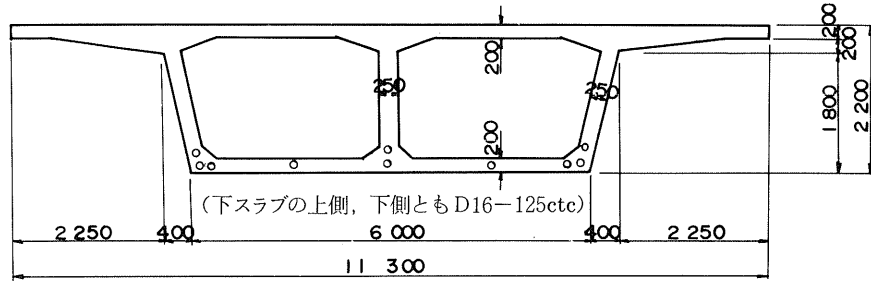


図-5 田端中部B

破壊荷重作用時曲げモーメント（スパン中央）

$$M_u = 1.7 \sum M = 1.7 \times 3194.5 = 5430.65 \text{ t} \cdot \text{m}$$

中立軸の位置の計算

$$\begin{aligned} \chi &= \frac{0.93 A_p \cdot \sigma_{pu} + A_s \cdot \sigma_{sy}}{0.68 B \cdot \sigma_{ck}} \\ &= \frac{0.93 \times 118.45 \times 19000 + 166.140 \times 3500}{0.68 \times 1130 \times 300} \\ &= 11.6 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

中立軸は上フランジ内にあるので長方形断面として計算する。

$$\begin{aligned} M_R &= 0.93 A_p \cdot \sigma_{pu} \cdot d_p \left(1 - \frac{A_p}{1.7 \cdot B \cdot d_p} \cdot \frac{0.93 \sigma_{pu}}{\sigma_{ck}} \right) \\ &\quad + A_s \sigma_{sy} \cdot d_s \left(1 - \frac{A_s}{1.7 \cdot B \cdot d_s} \cdot \frac{\sigma_{sy}}{\sigma_{ck}} \right) \\ &= 0.93 \times 11.45 \times 19000 \times 206.7 \times \left(1 - \frac{118.45}{1.7 \times 1130 \times 206.7} \times \frac{0.93 \times 19000}{300} \right) \\ &\quad + 166.140 \times 3500 \times 210 \times \left(1 - \frac{166.140}{1.7 \times 1130 \times 210} \times \frac{3500}{300} \right) \\ &= 5465.5 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm} \end{aligned}$$

曲げ破壊安全率

$$F = \frac{M_R}{M_u} = \frac{5465.5}{5430.6} = 1.006 > 1.0$$

(2) せん断に対する検討

P C 標準 45.46 により行なう。詳細は省略する。

2. 疲労に対する検討

疲労は鉄筋及び P C 鋼材の応力度について行う。

2.1 応力度の求め方

コンクリート、鉄筋、P C 鋼材の応力度の上限は次のように定めた。

- (a) コンクリート……………設計荷重作用時のコンクリートの圧縮応力度を P C 標準 36 に定める値以下とする。
 - (b) 鉄筋……………設計荷重時の鉄筋の疲労を考慮する。ただし、上限を 2000 kg/cm² とする。
 - (c) P C 鋼材……………設計荷重時の P C 鋼材の疲労を考慮する。ただし、上限値を P C 標準 37 に定める値とする。
- 疲労の検討のための応力変動幅を計算するには、全死荷重作用時及び設計荷重作用時の応力度を求める必要がある。このため、従来の P C 桁と設計方法の異なる部分について説明する。主な点は次のとおりである。

(a) 設計に用いる断面計算

P R C 桁は P C 桁より橋軸方向鉄筋量が多いため断面計算には鉄筋をコンクリートに換算して使用する。各荷重段階における断面の考え方を表 1 に示す。

表 1 使用断面に考慮する材料

Step	荷重状態	P C 桁	P R C 桁
1	自重	C	C + R
2	プレストレス	C	C + R
3	版上死荷重	C + P	C + R + P
4	列車荷重	C + P	C (ひびわれ) + R + P

- (注) 1. C はコンクリート (シース孔を除く), R は鉄筋, P は P C 鋼材を示す。
 2. Step 3 の C は必要によりひびわれを考慮する。
 3. Step 3 以降で P C I 形桁では中埋コンクリート等を考慮する。

(b) 乾燥収縮及びクリープが P C 鋼材、鉄筋に与える影響

乾燥収縮及びクリープによって、P C 鋼材の緊張力は減少し、鉄筋には圧縮力が生じる。これらの値は次の二式を解くことにより求まる。

$$\varepsilon_p \cdot E_p + n \cdot \varphi (\sigma_{cdp} + \sigma_{ctp}) = \left[1 + n \cdot \frac{\sigma_{ctp}}{\sigma_{pt}} \left(1 + \frac{\varphi}{2} \right) \right] \cdot \Delta \sigma_p (\varphi + s) + n \cdot \frac{A_s \cdot \sigma_{cts}}{A_p \cdot \sigma_{pt}} \left(1 + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \Delta \sigma_s (\varphi + s)$$

$$\varepsilon_s \cdot E_s + n \cdot \varphi (\sigma_{cds} + \sigma_{cts}) = n \cdot \frac{\sigma_{cts}}{\sigma_{pt}} \left(1 + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \Delta \sigma_p (\varphi + s) + \left[1 + n \cdot \frac{A_s}{A_p} \cdot \frac{\sigma_{cts}}{\sigma_{pt}} \cdot \frac{1 + e_s^2 / r^2}{1 + e_p^2 / r^2} \cdot \left(1 + \frac{\varphi}{2} \right) \right] \cdot \Delta \sigma_s (\varphi + s)$$

ただし、

$\Delta \sigma_s (\varphi + s)$: 乾燥収縮及びクリープにより鉄筋に生じる圧縮応力

$\Delta \sigma_p (\varphi + s)$: 乾燥収縮及びクリープによる P C 鋼材応力減少量

σ_{pt} : P C 鋼材初期緊張応力度

σ_{cdp} : 死荷重時の P C 鋼材位置のコンクリート応力度

σ_{cds} : 死荷重時の鉄筋位置のコンクリート応力度

$\sigma_{ctp}, \sigma_{cts}$: 上記「死荷重時」を「プレストレス直後」と読みかえる

e_p, e_s : P C 鋼材及び鉄筋偏心距離 (C + R 断面)

r : 断面二次半径 (C + R 断面)

求まった $\Delta\sigma_p(\varphi+s)$ 及びレラクセーションによる P C 鋼材応力減少量を求めて有効プレストレスを求める。この場合、P R C 桁の初期引張応力度は低めであるので、P C 標準56解説によりレラクセーション率を求めるのが良い。

また、 $\Delta\sigma_s(\varphi+s)$ は軸方向鉄筋に生じる圧縮力であるが、これにより桁全体には曲げが生じ、それに応じた応力が生じる。

(c) ひびわれを考慮した断面計算

疲労を検討するための応力変動を計算するために全死荷重作用時及び設計荷重作用時の応力状態を計算するが、コンクリートに引張応力が生じる場合にはひびわれを考慮した計算を行う。計算は、圧縮側コンクリートの圧縮力、プレストレス、鉄筋と鋼材の引張力、設計外力の五つの力がつり合うものとする。

図-6 の状態で水平力及びモーメントのつり合いから次式が成り立つ。

$$C - T_p - T_s - P_0 = 0 \quad \dots\dots\dots (11)$$

$$M - C \cdot Z_c - T_p \cdot Z_p - T_s \cdot Z_s - P_0 \cdot Z_p = 0 \quad \dots\dots (12)$$

(11), (12) 式を図-7 ~ 9 を参考にして整理する。

$$\frac{M}{P_0} = \frac{I_{cx} - I_{ax}}{Q_{cx} - Q_{ax}} + (d_p - x) \quad \dots\dots\dots (13)$$

ここで P_0 は P C 鋼材位置のコンクリート応力が 0 になる時の P C 鋼材緊張力で、その時の鋼材応力度は

$$\sigma_{p0} = \sigma_{pd} + n_p \cdot \sigma_{cdp}$$

ただし、 σ_{pd} : 全死荷重作用時鋼材応力度

σ_{cdp} : 全死荷重作用時の P C 鋼材位置のコンクリート応力度
(圧縮は+, 引張は-とする)

で示される。(13) 式は右边が x のみの関数であるので解を求めることができる。

以上、(a), (b), (c) の計算方法により全死荷重作用時と設計荷重作用時の応力が求まり応力変動も求まる。

以下、応力度の計算を簡単に紹介する。

(1) 荷重による応力度は表-2 のようになる。

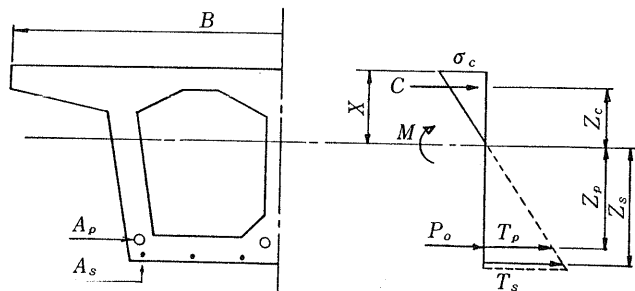


図-6 設計荷重時応力状態

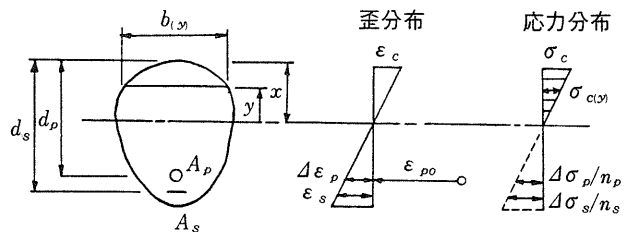


図-7

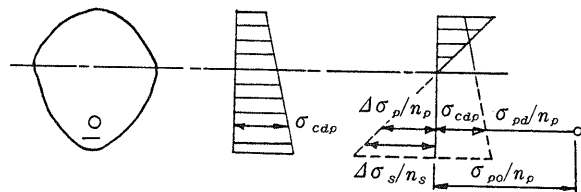


図-8

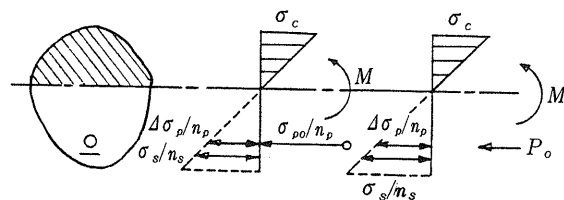


図-9

表-2 荷重による応力度

項 目	M t・m	W m ³	σ_c t/m ²	位 置
主 桁 自 重	1069.0	4.73994	225.530	上 縁
		- 3.28228	- 325.688	P C 図 心
		- 3.19592	- 334.489	鉄 筋 図 心
		- 2.95994	- 361.156	下 縁
版 上 荷 重	1196.5	4.78019	250.304	上 縁
		- 3.42553	- 349.289	P C 図 心
		- 3.33416	- 358.861	鉄 筋 図 心
		- 3.08480	- 387.870	下 縁

(2) プレストレスによる応力度 (スパン中央)

i) 導入直後

$$P_t = 1125.27 \text{ t}, \quad A = 5.536504 \text{ m}^2, \quad e_p = -1.221291 \text{ m}$$

上縁

$$\sigma_{ctu} = 1125.27 \times \left(\frac{1}{5.536504} + \frac{-1.221291}{4.73994} \right) = -86.691 \text{ t/m}^2$$

PC図心

$$\sigma_{ctp} = 1125.37 \times \left(\frac{1}{5.536504} + \frac{-1.221291}{-3.28228} \right) = 621.943 \text{ t/m}^2$$

同様に

$$\text{鉄筋図心 } \sigma_{cts} = 633.257 \text{ t/m}^2$$

$$\text{下縁 } \sigma_{ctl} = 667.540 \text{ t/m}^2$$

ii) 有効応力度

クリープ, 乾燥収縮, レラクセーションにより, 有効係数 $\eta = 0.945435$ が求まる。この η を上記の値に乗ずると, それぞれの位置での有効応力度が求まる。

$$\text{上縁 } \sigma_{ceu} = -81.96 \text{ t/m}^2$$

$$\text{P C 図心 } \sigma_{cep} = 588.01 \text{ t/m}^2$$

$$\text{鉄筋図心 } \sigma_{ces} = 598.703 \text{ t/m}^2$$

$$\text{下縁 } \sigma_{cel} = 631.12 \text{ t/m}^2$$

(3) コンクリートのクリープ, 乾燥収縮により鉄筋に作用する力

鉄筋位置でのクリープ, 乾燥収縮による応力度の変化は $\Delta\sigma_s (\varphi + s) = 3609.865 \text{ t/m}^2$ このコンクリートの短縮による鉄筋の圧縮応力度は次のように求まる。鉄筋の圧縮応力 N_s は

$$N_s = -3609.865 \text{ t/m}^2 \times 0.0166140 \text{ m}^2 = -59.9743 \text{ t}$$

これを外力として考えると,

$$\text{上縁 } \sigma_{csu} = 5.038 \text{ t/m}^2$$

$$\text{P C 図心 } \sigma_{csp} = -33.751 \text{ t/m}^2$$

$$\text{鉄筋図心 } \sigma_{css} = -34.370 \text{ t/m}^2$$

$$\text{下縁 } \sigma_{csl} = -36.247 \text{ t/m}^2$$

(4) 合成応力度

a) 導入直後

$$\text{上縁} \quad \sigma = 225.53 - 86.69 = 138.84 \text{ t/m}^2$$

$$\text{下縁} \quad \sigma = -361.156 + 667.54 = 306.38 \text{ t/m}^2$$

b) 有効時

i) 全死荷重作用時

$$\text{上縁} \quad \sigma = 225.53 + 250.304 - 81.961 + 5.038 = 398.91 \text{ t/m}^2$$

$$\text{P C 図心} \quad \sigma = -325.688 - 349.289 + 588.0 - 33.75 = -120.7 \text{ t/m}^2$$

$$\text{下縁} \quad \sigma = -361.16 - 387.87 - 631.12 - 36.25 = -154.16 \text{ t/m}^2$$

(5) 活荷重作用時の応力度

活荷重モーメント (スパン中央) 929.0 t・m

全作用モーメント

$$M = 1069.0 + 1196.5 + 929.0 = 3194.5 \text{ t} \cdot \text{m}$$

(重量) (版上荷重) 活荷重

$$\begin{aligned} \sigma_{p0} &= \sigma_{pd} + n_p \cdot \sigma_{cdp} \\ &= 89816 + 6 \times (325.69 + 349.29 + 33.75) \\ &\quad + 6 \times (-120.7) = 93344 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

P C 鋼材位置でのコンクリート応力度が 0 になる時の P C 鋼材緊張力 P_0 は

$$P_0 = 10 \text{ 本} \times 0.0011845 \text{ m}^2/\text{本} \times 93344 \text{ t/m}^2 = 1106 \text{ t}$$

(13) 式に M と P_0 を代入して解くと図-10 のような応力度分布が求まる。

(a) P C 鋼材の合成応力度

活荷重作用時の P C 鋼材応力度 σ_{p3} は次のようになる。

$$\sigma_{p3} = 93344 + 6 \times 2950.7 = 111049 \text{ t/m}^2$$

(図-10 の T_p)

直後の合成応力度 96.95 kg/mm²

静荷重時の合成応力度 94.07 kg/mm²

(b) 鉄筋

$$\sigma_c = 1806 \text{ kg/cm}^2$$

中央断面の応力度の一覧表を表-3 に示す。

表-3

種 別		コンクリート (kg/cm ²)			P C 鋼材 (kg/mm ²)	鉄 筋 (kg/cm ²)
		上 縁	P C 鋼材位置	下 縁		
ブ 導 入 時	プレストレス	-8.7	62.2	66.8	95.0	
	自重作用時	13.9	29.6	30.6	97.0	
有 作 効 用 時	プレストレス	-8.2	58.8	63.1	89.8	
	永久荷重作用時	39.9	-12.1	-15.4	94.1	243
	設計 "	80.3		(-45.5)	111.8	1806

注 (-45.5) は仮想引張応力度である。

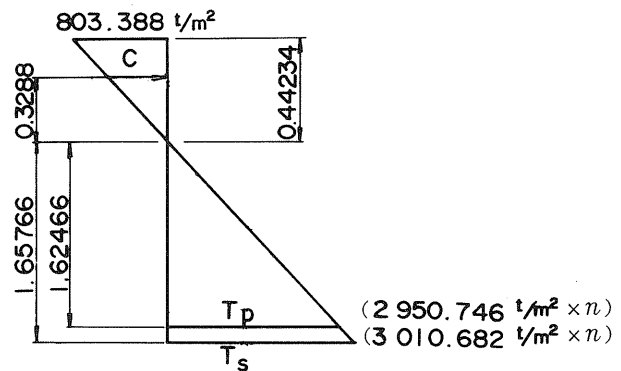


図-10

2.2 疲労許容応力度の求め方

疲労の検討には、実列車荷重を想定する。検討の条件を以下に示す。

- (1) 耐用年数 100 年
- (2) 列車荷重 あおば 乗車効率 250 %
" " 100 %

- (3) 列車通過本数

1 日当り 130 本と想定する。

あおば 250 %乗車 130×0.3 (割合) = 39 本/日

100 " 0.7 = 91 本/日

なお想定した列車を図-11 に示す。

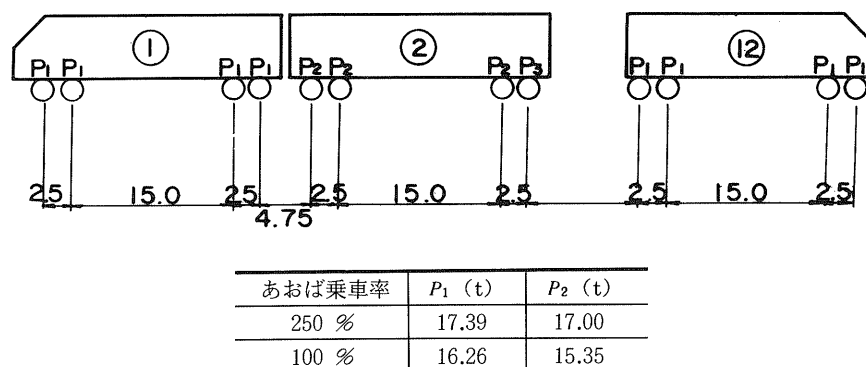


図-11

設計活荷重は $N-18$ であるので、荷重計算を簡単にするために、上記の想定される実列車の繰返しを、設計活荷重の繰返しに換算するのが便利である。

なお実列車は、複線に同時に載荷されることは考えない。また衝撃係数も平均的な大きさということで $3/4$ 倍したもの想定する。

繰返し回数の換算をするために用いる考え方を以下に紹介する。

(1) レンジペア法

列車が構造物上を移動する場合のモーメント、あるいは鋼材等の応力度の変化は、スパンの大きさにより異なる(図-12)。つまり長スパンになるほど、繰り返される

最大モーメントの数が減少する傾向にある。またモーメントの形状は独立したものでなく、複雑な形状をしており、この大きさと回数をどう考えたらよいか簡単にはわからない。この複雑な形状をした波を独立した波に分解して数える方法の1つであり、鉄道橋の場合に一般に用いられているのがレンジペア法である。

今、一定スパンの橋りょうを電車が通過した時のスパン中央のモーメント変化を図-13 に示す。この中で最大モーメントは8 である。このモーメントの時間変化の山のすそ野の部分以外の部分を同図(a)の斜線部分であるとする。この部分だけをとり出すと同図(b)のようになる。この中から再び最大モーメント6 に着目して同様のことを繰返す。その結果、この例ではモ

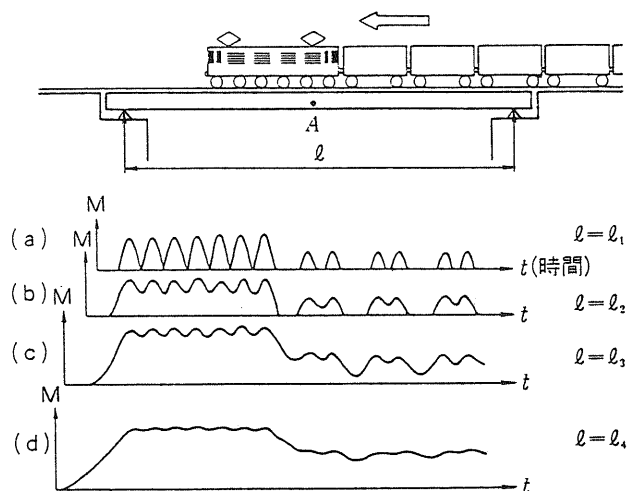


図-12 A 点のモーメントの時間変化

(4) Goodman 線図

Goodman 線図はある一定繰返し回数において破壊する時の最小応力と最大応力との関係を連続的にあらわしたものである。最小応力を $\sigma_{\min}$ 、最大応力を $\sigma_{\max}$ 、応力振幅を $\Delta\sigma$ 、平均応力を σ_m 、静的破断強度を σ_B とすると、これらの Goodman 線図上での関係は図-16 のようになる。 $\overline{ab}(\sigma_1)$ が完全片振時の S に対応する。実験によると、この関係は同図の Gerber の提案のようになるようであるが、モデル化が煩雑になることから、Goodman の提案のように直線で考えることにする。

$S-N$ 線図と Goodman 線図から次式が求まる。

$$\sigma_{\max} = \sigma_{\min} + (1 - \sigma_{\min}/\sigma_B) \cdot \sigma_{ra0}$$

σ_{ra0} は完全片振時の応力振幅であるので $S-N$ 線図より $\sigma_{ra0} = 10^a/N^k$ で表わされる。

以上のような考え方に基いて疲労の検討を行う。

(1) 列車一本がスパン23.6mの桁上を通過した時のモーメント変化が、最大モーメント何回に相当するかを求める。これを等価繰返し数という。図-17にスパンごとに、一列車の通過により生ずるモーメント変化が、その最大モーメントの何回分に相当するか求めた結果を示す。この図よりスパン23.6mの値を読むと等価繰返し回数 $n_{eq} \div 1$ 回と読める。

(2) 設計活荷重と疲労の検討用荷重との関係

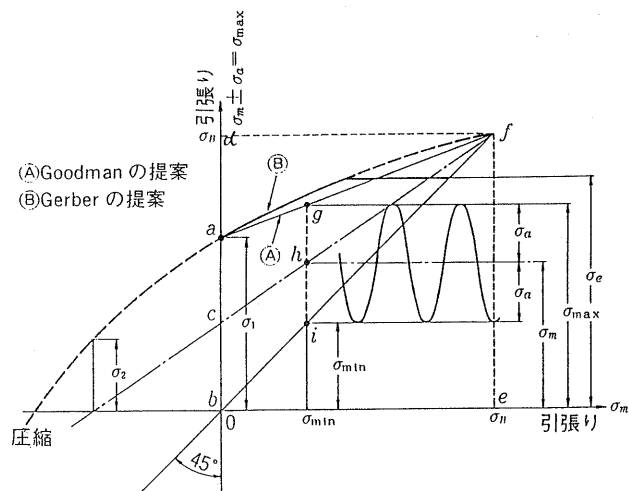
設計活荷重による最大モーメントが何回繰返したことになるのかを求めるために、スパン23.6mでの最大モーメントの大きさが必要である。それぞれの荷重について KS 相当値(表-4)を用いて代用する。

$N-18$ KS 相当値 12.20

あおば(250%乗車) " 9.068

" (100% ") " 8.204

(3) 構造は複線構造であり、主桁が3本であることから、それぞれの主桁に対する荷重負担比を求める。荷重負担比とは、2線以上を支持する構造物において



$\sigma_{\max}$: 疲れ限度
 σ_m : 平均応力 Wöhlerの実験では ($N = 10^6$)
 σ_a : 片振幅 ($\Delta\sigma = 2\sigma_a$) $\sigma_1 = \sigma_B/2$ (片振り)
 σ_B : 破断応力
 σ_e : 弾性限度応力 $\sigma_2 = \sigma_B/3$ (両振り)
 $\sigma_{\min}$: 最小応力

図-16 Goodman 線図

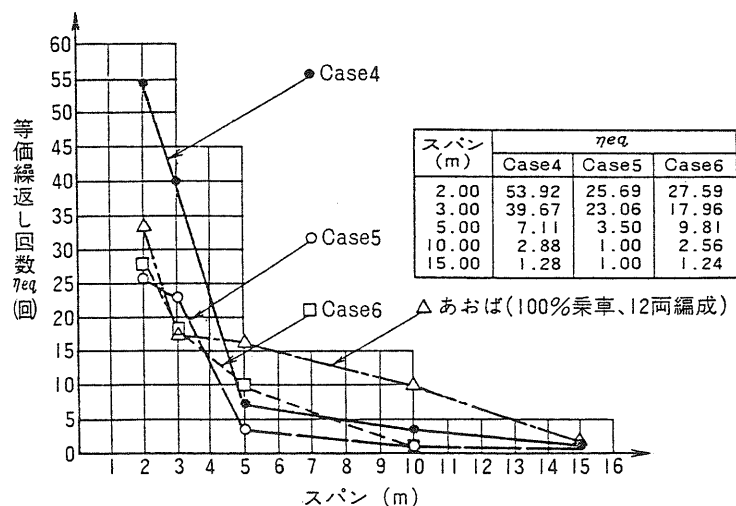


図-17 等価繰返し回数

表-4 新幹線の KS 相当値

編成 (乗車率)	スパン (m)							
	2	3	5	10	20	40	60	80
ひかり (250%)	14.4	14.4	9.8	9.1	9.2	6.9	7.2	7.8
ひかり (100%)	12.6	12.6	8.6	8.0	8.1	6.0	6.3	6.8
あおば (250%)	14.8	14.7	10.1	9.2	9.5	7.1	7.3	7.6
あおば (100%)	13.4	13.3	9.1	8.3	8.6	6.4	6.6	6.9
P-19	15.5	15.5	11.8	12.2	11.5	8.9	9.9	10.4
P-17	13.9	13.9	10.6	10.9	10.3	8.0	8.9	9.3

ここに「ひかり」は16両編成、「あおば」は12両編成

列車が全線に載荷された場合の、検討断面の断面力に対する単線載荷された場合の検討断面の断面力の比とする。荷重分担率は単線載荷、複線載荷で図-18 になる。これより荷重負担比を求めると、

$$G_1 \text{ 桁} : \frac{0.373}{0.675} = 0.553 \quad (G_1 \text{ 載荷})$$

$$\frac{0.302}{0.675} = 0.447 \quad (G_3 \text{ 載荷})$$

$$G_2 \text{ 桁} : \frac{0.333}{0.666} = 0.5 \quad (G_1 \text{ 載荷}, G_3 \text{ 載荷})$$

$$G_3 \text{ 桁} : \frac{0.294}{0.659} = 0.43 \quad (G_1 \text{ 載荷})$$

$$\frac{0.365}{0.659} = 0.57 \quad (G_3 \text{ 載荷})$$

(4) 衝撃係数の補正

疲労の検討の場合の列車の衝撃は3/4 倍の値として良い。それぞれの荷重について $K S$ 相当値を用いて求める。

$$N-18 \quad 12.20 \times (1 + 0.214) = 14.81$$

$$\text{あおば (250\%)} \quad 9.068 \times (1 + 0.214 \times 3/4) = 10.52$$

$$(100\%) \quad 8.204 \times (1 + 0.214 \times 3/4) = 9.52$$

(5) (a) の通過列車を標準活荷重の繰返し数に換算 (鉄筋の場合)

(G_3 桁について行う)

i 上り線載荷分 (1 日)

250% 乗車

$$39 \text{ 本} \times 1 \times \left(\frac{10.52}{14.81} \times 0.57 \right)^{1/0.13} = 0.0372$$

100% 乗車

$$91 \text{ 本} \times 1 \times \left(\frac{9.52}{14.81} \times 0.57 \right)^{1/0.13} = 0.0402$$

ii 下り線載荷分の換算 (1 日)

250% 乗車

$$39 \text{ 本} \times 1 \times \left(\frac{10.52}{14.81} \times 0.43 \right)^{1/0.13} = 0.0042$$

100% 乗車

$$91 \text{ 本} \times 1 \times \left(\frac{9.52}{14.81} \times 0.43 \right)^{1/0.13} = 0.0046$$

計 0.0862

1 日に通過する上下線の全列車の影響を $N-18$ の設計活荷重 (衝撃含む) の複線載荷時の最大モーメントの繰返し回数に換算した結果 0.0862 回/日が求まった。

これにより設計耐用年間の繰返し回数は次のようになる。

$$N_0 = 0.0862 \times 365 \text{ 日} \times 100 \text{ 年} = 3,146 \text{ 回}$$

$N_0 < 200$ 万回であるので、 K の値を 0.13 で検討してきたが、本来 200 万回を境にして K の値が変化するので、その影響を考慮して修正をする。このやり方は図-19 に示す便宜的方法に依る。

まず、疲労の検討に用いる列車荷重の 1 つ (ここでは上り線 100% 乗車) の影響に対する総繰返し数 N_T を求める。

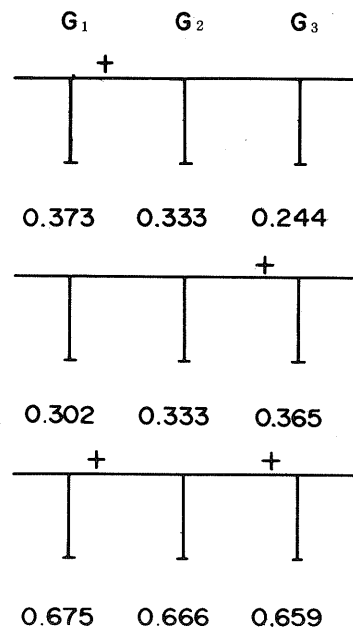


図-18 荷重分担率

i 上り線載荷分(1日)

250%乗車

$$39 \text{ 本} \times 1 \times \left(\frac{10.52}{14.81} \times 0.57 \right)^{1/0.064} = 0.000039$$

100%乗車

$$91 \text{ 本} \times 1 \times \left(\frac{9.52}{14.81} \times 0.57 \right)^{1/0.064} = 0$$

ii 下り線載荷分の換算(1日)

250%乗車

$$39 \text{ 本} \times 1 \times \left(\frac{10.52}{14.81} \times 0.43 \right)^{1/0.064} = 0$$

100%乗車

$$91 \text{ 本} \times 1 \times \left(\frac{9.52}{14.81} \times 0.43 \right)^{1/0.064} = 0$$

計 0.000039

設計耐用年数間の総繰返し数は次のようになる。

$$N_0 = 0.000039 \times 365 \text{ 日} \times 100 \text{ 年} = 1,424 \text{ 回}$$

$N_0 < 1 \times 10^6$ であるので、 K の値の補正を鉄筋の場合と同様に行う。まず、(上り線100%乗車)の影響に対する総繰返し数を求める。

$$N_T = N_0 \times \left(\frac{14.81}{9.52 \times 0.57} \right)^{1/0.064} = 9,261,480 \text{ 回}$$

$N_T > 1 \times 10^6$ であるので

$$M_{100} = 9.52 \times 0.57 \times \left(\frac{N_T}{1 \times 10^6} \right)^{0.064} = 6.26$$

$M(14.81) > M_{100} (=6.26)$ より $K = 0.377$

$$N = 1 \times 10^6 \times \left(\frac{6.26}{14.81} \right)^{1/0.377} = 101,860 \text{ 回}$$

$N < 1 \times 10^6$ より $K = 0.377$ $a = 5.476$

$$\sigma_{ra0} = \frac{10^{5.476}}{101,860^{0.377}} = \frac{299,226}{77.27} = 3,870 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{min} = 9410 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_B = \sigma_u = 19,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ra} = 9410 + (1 - 9410/19000) \times 3870$$

$$= 11,400 \text{ kg/cm}^2$$

P C鋼材の設計荷重時の許容引張応力度を $0.6 \sigma_{pu} = 11,400 \text{ kg/cm}^2$ としているので、疲労耐力上問題はない。
なお、プレストレス直後の検討は、特に今までと異なる点がないので省略する。

3. ひびわれに対する検討

曲げによるひびわれ幅をCP110(1972)とCEB—FIP(1978)の方法で検討した結果、今回の設計例では、複線載荷状態で0.2mmを越え、単線載荷で0.1mm程度の値が得られた(表—5)。

せん断力によるひびわれの検討手法は明らかでないので、FIP指針(1982年)の許容引張応力度を参考にした。

今回の施工の目的は、このひびわれの検討手法について確認することであり、実橋調査の結果で妥当な検討手法を見い出してゆきたいと考えている。

図-20 は同一の荷重条件での T 形桁標準設計との数量を比較したものである。

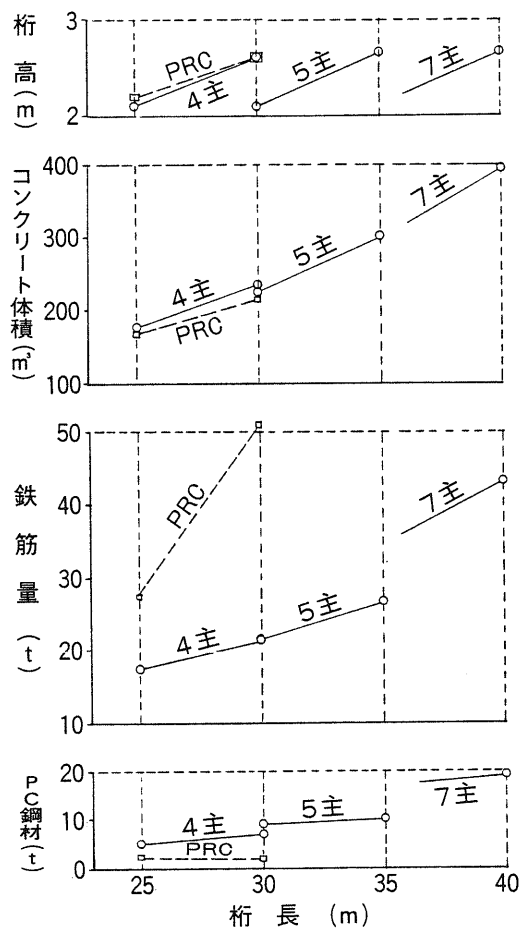


図-20 東北新幹線 (大宮以南) PC 桁との比較

表-5 ひびわれ幅の計算値

	検討方法	実荷重複線による計算値	予想ひびわれ幅
CP 110 (1972年)	0.2mm のひびわれ幅に制限する場合 の仮想引張応力度 $38 \times 0.7 = 27 \text{ kg/cm}^2$	仮想引張応力度 34.7 kg/cm^2	0.2 mm 以上
CEB-FIP (1978年)	計算式 省略	鉄筋の応力変動 1250 kg/cm^2	0.15 mm

コンクリート橋の塩害について

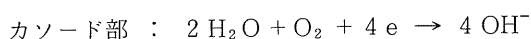
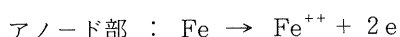
まえがき

コンクリート橋は耐久性に富む構造物と一般に考えられており、橋梁計画におけるコンクリート橋の選定理由の1つとして、完成後の維持管理が容易なことが必ずといってよい程挙げられている。しかし一方では、設計上の不注意、材料や施工の不適切などによる損傷事例も数多く報告されており、その維持管理に苦慮しているのも事実である。とくに近年においては、海洋環境下におかれたコンクリート橋の損傷が顕在化し、維持管理上の大きな問題となっている。コンクリート橋の塩害問題は、海砂の使用、寒冷地における路面の凍結防止剤（塩化カルシウム）の散布によるものを含めて種々の調査・研究が進められているが、実務的には未解決の問題が数多く残されている。道路橋に関しては、建設省の依頼を受けて日本道路協会の橋梁委員会にコンクリート橋塩害対策分科会を設け、各種の検討が行われ、道路橋の塩害対策指針（案）がとりまとめられた。本指針は近く暫定処置の意味あいを持って、建設省から関係機関に通達される予定となっている。

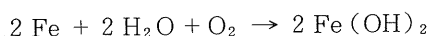
以下、海洋環境下にある道路橋の塩害について紹介したいと思う。

1. コンクリート中の鋼材の腐食

鋼材の腐食は次のような電気化学的反應によって生ずる。すなわち、金属組成の不均一や環境条件の相違によって、鋼材の表面に局部電池が生ずる。その機構は、鉄がイオン化するアノード部と溶存酸素が還元するカソード部で構成され、次のような反應によって水酸化第一鉄 $\text{Fe}(\text{OH})_2$ が析出する。



したがって、全体としては



なる反應が生ずる。 $\text{Fe}(\text{OH})_2$ は溶存酸素によって酸化されて水酸化第二鉄 $\text{Fe}(\text{OH})_3$ となり、さらに自然環境下では水和酸化物（赤錆）やマグネタイト（黒錆）となる。

コンクリート中の鋼材は一般には腐食しないと考えてよい。コンクリートの空隙に存在する水分は水酸化カルシウムを主体とする飽和溶液となっており、強いアルカリ性（PH約12.5）である。このようなアルカリ性の環境下では鋼材の表面に不動態皮膜が形成され、前述した電気化学的反應を生じさせないためである。コンクリート構造物の耐久性において、コンクリートの中性化が問題とされるのはこのためである。しかしながら、中性化していないコンクリート中においても、何らかの原因によって塩分が存在すると、塩素イオン Cl^- によって上記の不動態皮膜が破壊されて局部電池が生じ、鋼材は腐食する。鋼材が腐食する、すなわち錆が発生するとその体積の膨張によって周囲のコンクリートにクラックや剥離が生じ、塩分は勿論のこと水分や酸素などの腐食性物質の浸透が増大し、鋼材の腐食が増長されることになる。

2. コンクリート橋の塩害の状況

海洋環境下、すなわち海岸部におけるコンクリート橋の損傷実態を把握するため、昭和57年度に全国調査が行われた。調査の対象としたのは、一般国道に架設されているコンクリート橋のうち、(1)架設地点が海岸から約500m以内

(2)橋長15 m 以上 (3)昭和50年(一部は昭和55年)以前に竣工した橋梁である。現在、この調査の分析が進められており、今後詳しい報告をする予定であるが、その調査結果によれば、調査対象となった橋梁 920 橋のうち、塩害による損傷あるいは損傷の徴候がみられるものは 196 橋(約21%)となっている。また、昭和50年頃に行われた沖縄県での調査結果によれば、当時供用中の鉄筋コンクリート橋 231 橋のうち、その68%にあたる 157 橋に何らかの損傷があったと報告されている。

全国調査の結果から地域的な分布をみると、北海道および東北地方の日本海側、北陸地方、沖縄県に損傷している橋梁が多い。図-1 はその地域を示したものである。勿論調査の対象を一般国道に限定したため、海岸近くに路線がない、あるいは路線があってもその標高が高く塩害を受けにくい、など調査不十分な点があることを考えると必ずしもこの地域のみ塩害が多発すると断定はできないが、少なくとも図-1 に示した地域は塩害を受け易いといつてよいと考えられる。また、これらの地域以外でも、波浪が強く波やしぶきを直接受ける橋梁に損傷がみられている。

図-2 は図-1 に示した地域の橋梁(プレテン桁を除く 132 橋)について、海岸からの距離、供用年数と損傷の関係を示したものである。この図から判るように、図-1 に示した地域の橋梁では、程度の差はあれ海岸から 150m 以内の橋梁の大部分に何らかの損傷があり、海岸に近づくにつれて損傷発生割合が大きく、かつ、損傷の程度も大きくなっている。また、これを全国的にみれば、塩害による損傷がありとされた橋梁のうち約86%が海岸から50m 以内に、約86%が200m 以内の橋梁となっており、また、図-1 に示した地域の橋梁は約79%を占めている。



図-1 塩害の著しい地域

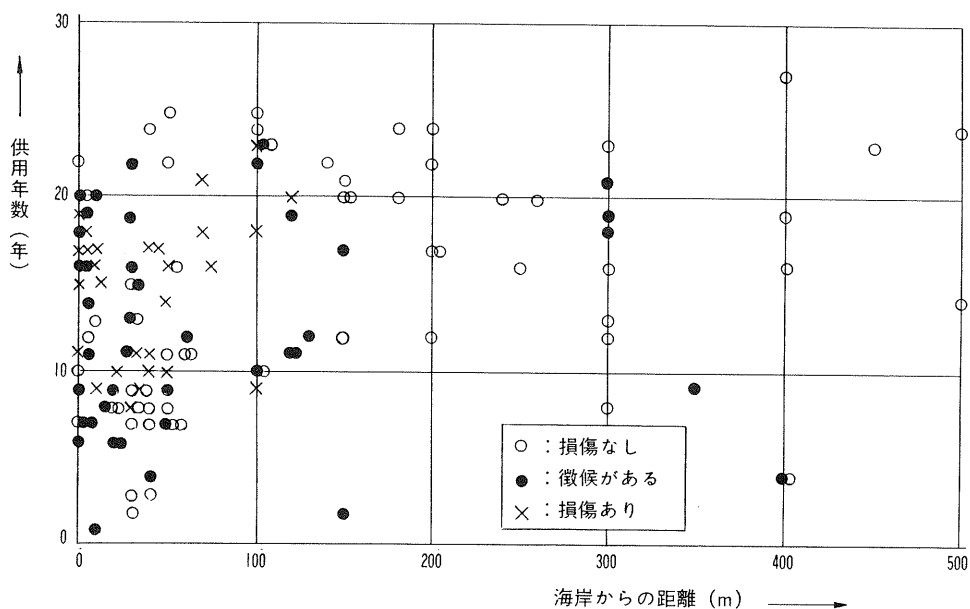


図-2 海岸からの距離、供用年数と塩害

コンクリート橋の塩害においては、コンクリート中に存在する塩分量が問題となる。コンクリート中の塩分量は各方面で測定されているが、図-3は海岸に架設された供用年数17年および海岸から30mに架設された供用年数30年の2つのコンクリート橋において、横げたからコアを採取して塩分量を測定した結果である。この図から明らかなように、コンクリート中の塩分量は表面から内部に入るにしたがって減少している。これは塩分が当初から存在していたのではなく、外部から浸透していることを示している。コンクリート橋の塩分量については、海砂を対象とした値が道路橋示方書の解説に示されており、鉄筋コンクリート、ポストテンションPCでは、塩化物の量をNaClに換算し、その値がセメント重量に対して0.1%以下となっている。図-3をみるとこれに比較していかに多量の塩分がコンクリート中に浸透しているかがわかる。また、鋼材のかぶりは表-1のように規定されている。勿論、鋼材の腐食は酸素の供給などにも関連し単に塩分量だけで判断はできないが、海洋環境という特殊条件下のかぶりは再検討の余地があると考えられる。

次に、コンクリート橋の塩害による損傷状況を紹介しておきたいと思う。

写真-1はコンクリート橋の表面に錆が点在している状況である。このような錆の発生は写真-2に示す金属スペーサーの露出部分や他の鋼材に比較してかぶりの小さなスターラップの腐食による場合が多い。これがさらに進展すると写真-3に示すような鋼材に沿うクラックが下フランジの下面や側面に生じる。このような状況では既に内部の

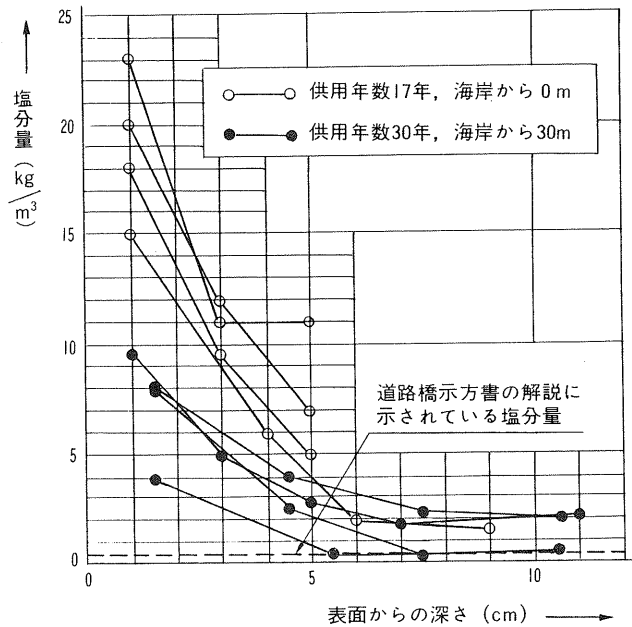


図-3 コンクリート中の塩分量(全塩分量)

表-1 最小かぶり

部材の種類 環境の条件	床版	けた	柱
一般の場合	3	3.5	4
水中の場合*	—	—	7

*ただし、プレキャスト部材の鋼材の最小かぶりは2.5cmとする。



写真-1 コンクリート橋の表面に現われた錆

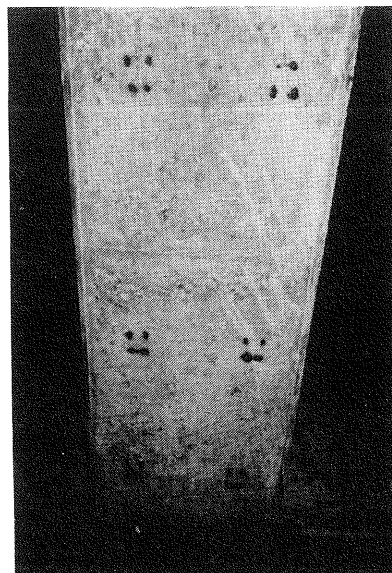
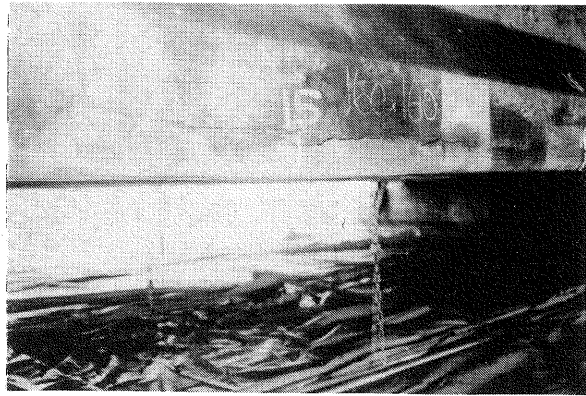
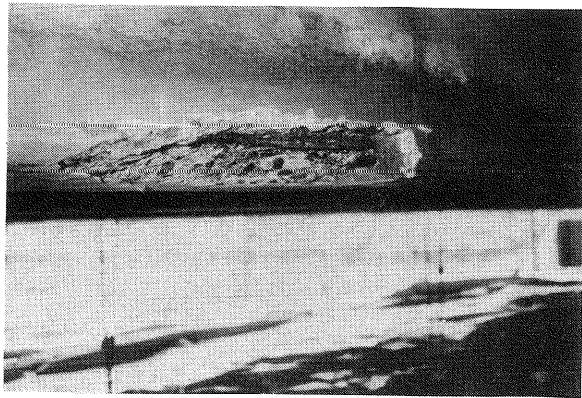


写真-2 金属スペーサーの腐食

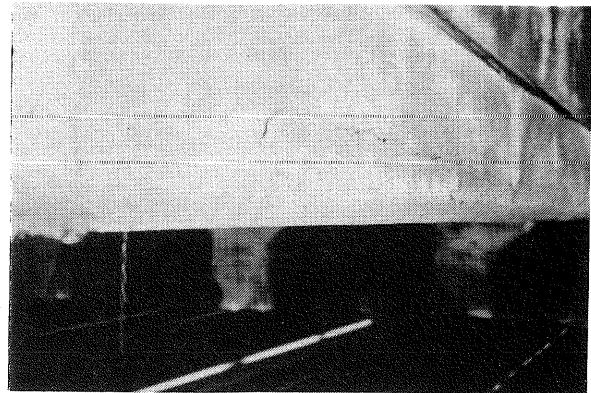
鋼材は相当腐食が進んでおり、打撃によって、写真－４のように比較的簡単にコンクリートが剥離する。また、かぶりが大きな場合は、鋼材に沿ったクラックは錆の流出を伴わず発生することがある(写真－５)。写真－６は下フランジの角の脱落、写真－７は鉄筋およびＰＣ鋼材の破断状況を示したものである。以上のような損傷状況をみると、さきに記した鋼材のかぶり、金属スペーサーの使用など、種々の観点から基準の見直しをはからなければならないが、他方、損傷の原因が施工の不適切さにある場合が少なくないことも事実である。写真－８は、コ



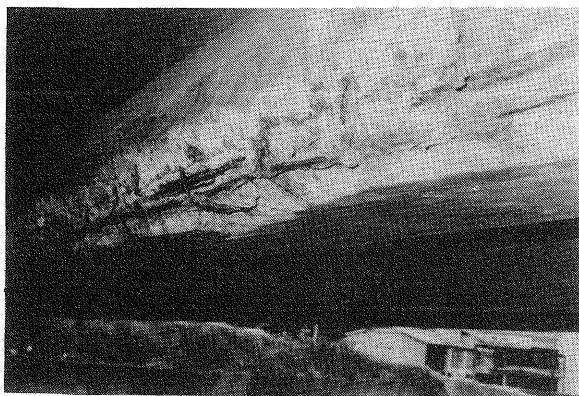
写真－３ 下アラジンに発生した鋼材に沿うクラック



写真－４ コンクリートの脱落



写真－５ 下フランジに発生した鋼材に沿うクラック

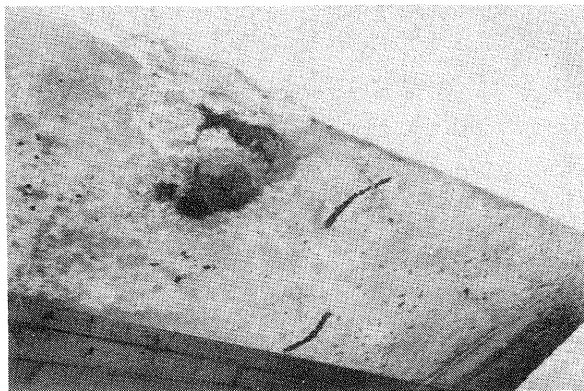


写真－６ 下フランジのコンクリートの脱落

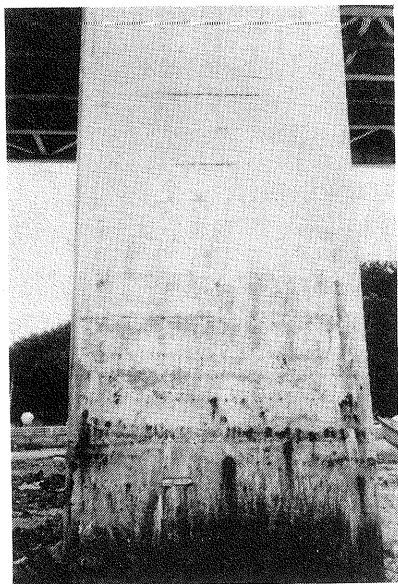


写真－７ ＰＣ鋼線の破断

ンクリート中に残された鉄筋の残片の腐食であり、写真―9 は組立筋など施工のために配筋された鉄筋の腐食である。この他、鉄筋の結束線などを含めて鋼材がコンクリート表面に露出している場合あるいはそのかぶりが小さい場合は、まずこれらの鋼材が腐食し、そこから塩分、水分、酸素などの腐食性物質が浸透し、ついには内部の鉄筋、シース、P C鋼材を腐食させてしまうことが多い。また、写真―10 はかぶりが極端に小さいために生じた鉄筋の腐食である。



写真―8 鉄筋の残片の腐食



写真―9 露出した鉄筋の腐食



写真―10 かぶり不足による鉄筋の腐食

3. コンクリート橋の塩害対策

コンクリート構造物の塩害対策は、極端に言えばコンクリート中の鋼材の防食対策と言えるであろう。「海洋コンクリート構造物の防食指針(案)」(日本コンクリート工学協会)では、防食法を第1種防食法と第2種防食法に大別している。第1種防食法は、かぶりの増大、ひびわれ幅の制限、コンクリート品質の向上、適切な施工によって、すなわち、コンクリートが有する防食機能のみでコンクリート内部の鋼材の腐食を防止しようとするものである。第2種防食法は、(1)コンクリート表面(ライニング)、(2)コンクリート自体(ポリマーセメントコンクリート、ポリマー

含浸コンクリート)、(3)鋼材表面(樹脂塗装、亜鉛メッキ)で腐食性物質を遮断する、あるいは電気防食、コンクリート用防錆剤によって、防食しようとするものである。コンクリート橋に対する塩害対策も以上の防食法をふまえて検討が進められており、さきに述べたように今秋には新設橋を対象とした暫定指針が作成される予定となっている。これらについては、いずれ詳細な報告がなされると思われるので、ここでは割愛する。

既設橋の塩害対策も新設橋梁と同様に重要な問題である。既設橋の対策での問題点は、既設橋という制約条件から対策工法が限定されることは勿論であるが、コンクリート中に既に塩分が存在しているということである。外観上では損傷が認められない場合でも内部の鋼材が腐食しはじめているあるいは将来腐食が予想されるものについては早期に何らかの対策を処す必要がある。このような場合、一般にはライニング工法が用いられるが、この工法においても、既設橋では塩分の浸透を防止するのみでは不十分で、鋼材の腐食に必要な酸素の供給を防止することが要求されるなど技術的な問題が残されている。塩害を受けたコンクリート橋の補修は一般に図-4の工程で行われる。①は損傷部分のコンクリートのはつり、②ははつりによって露出させた鋼材の錆落とし、③はその鋼材の防錆であり、現在はエポキシ樹脂系の2液型のプライマーが用いられている。④は損傷部の断面修復であり、従来モルタルの吹付けなども用いられたが、写真-11に見るよう

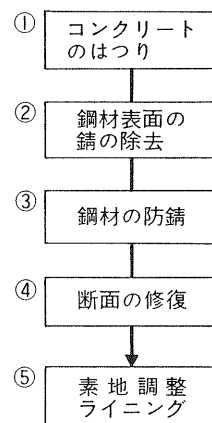


図-4 補修工程

に再損傷の事例が多く、現在では、接着剤用骨材とエポキシ樹脂系グラウト材を用いたプレパックドコンクリート工法が多く用いられている(写真-12)。なお、コンクリートの局所的な損傷部の修復にエポキシ樹脂系のパテ材によるパッチングがある。しかし、これも表面保護をしない場合は、写真-13にみるような再損傷が生じている。⑤はさきに述べたライニングである。ライニングはコンクリート表面に保護層を設け、コンクリート中への腐食性物質の浸透を防止するもので、単に遮断効果を期待したもの、ひび割れ追従を考慮したもの、ガラス繊維を用いてある程度のひびわれ抑止を期待したものなど各種のライニングが試みられている。表-2はその例を示したものである。しかしながら、これらの評価はまだ定まっておらず、建設省では表-3に示す



写真-11 モルタル吹付け部のひび割れ

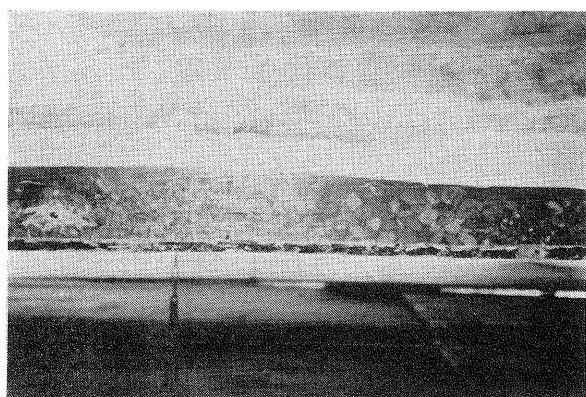


写真-12 エポキシ樹脂プレパックドコンクリートによる断面修復

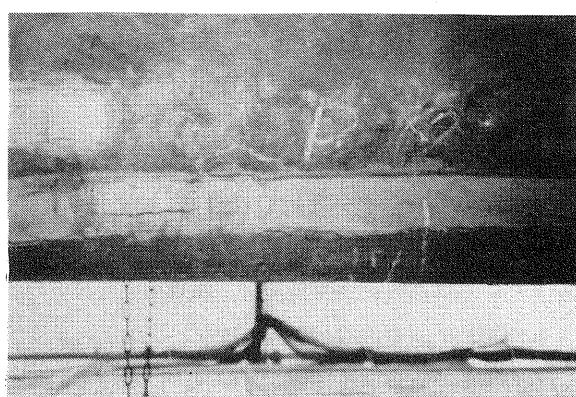


写真-13 パッチング部のひびわれ

塗装について暴露試験を実施し、各種の調査を行っているのが現状である。

表一 2 塗 装 仕 様

塗 装 系	工 程	使 用 材 料	使用量 (kg/m ²)	膜厚 (μ)	塗装方法
エポキシ系 (溶剤型)	0	エポキシプライマー	0.10	200	ハ ケ
	0	エポキシパテ	0.30		
	1	エポキシ中塗	0.25		
	(2)	エポキシ中塗	0.25		
	(3)	ウレタン上塗	0.25		
弾性系 (ウレタン溶剤型)	0	湿気硬化ポリウレタンプライマー	0.10	200	ハ ケ
	0	エポキシパテ	0.30		
	1	弾性ポリウレタン上塗	0.25		
	(2)	弾性ポリウレタン上塗	0.25		
	(3)	弾性ポリウレタン上塗	0.25		
ガラスフレーク系 (ビニルエステル)	0	エポキシプライマー	0.15	1,000	ローラー
	0	エポキシパテ	0.40		
	1	ガラスフレーク充填ビニルエステル上塗	0.50		
	2	ガラスフレーク充填ビニルエステル上塗	0.50		
	3	ガラスフレーク充填ビニルエステル上塗	0.50		
	4	アクリルウレタン上塗	0.15		
ポリブタジエン系 (ガラス繊維 補強用)	5	アクリルウレタン上塗	0.15		
	0	エポキシプライマー	0.15	1,000	ハ ケ
	0	エポキシパテ	0.40		
	1	弾性ポリブタジエン上塗	0.80		
	2	ガラス繊維	—		
	3	弾性ポリブタジエン上塗	0.70		
	(4)	アクリルウレタン上塗	0.15		
	(5)	アクリルウレタン上塗	0.15		

表一 3 塗 装 仕 様 (曝 露 試 験)

No.	塗 装 系	膜厚 (μ)
01	ア ク リ ル 系 溶 剤 型	100
02	エ ポ キ シ 系 エ マ ル ジ ョ ン 型	1,000
03	エ ポ キ シ 系 溶 剤 型	200
04	エ ポ キ シ 系 無 溶 剤 型	500
05	エ ポ キ シ 系 湿 面 用	1,000
06	弾 性 系 ポリブタジエン無溶剤型	1,000
07	弾 性 系 アクリルエマルジョン型	500
08	弾 性 系 ウ レ タ ン 溶 剤 型	200
09	ガラスフレーク系 エ ポ キ シ ー 1	1,000
10	ガラスフレーク系 ビ ニ ル エ ス テ ル ー 1	1,000
11	ガラスフレーク系 エ ポ キ シ ー 2	1,000
12	ガラスフレーク系 ビ ニ ル エ ス テ ル ー 2	1,000
13	タールエポキシ系 タ ー ル エ ポ キ シ	200

あ と が き

以上、道路橋の塩害について紹介したが、これについては未解決の問題が数多く残されており、今後の調査・研究に期するところが多い。

なお、前述の道路橋塩害対策指針(案)については、日本道路協会の橋梁に関する地区講習会で講演されることになっている。

また、本文は、「道路とコンクリート」No.61, 1983. 9 に掲載したものを転載させて戴いた。その後の調査・研究の進捗に伴う追加すべき事項を含めて、詳細には講習会で紹介させて戴きたいと思っている。

昭和59年1月10日印刷
昭和59年1月20日発行

PC構造物最近の設計例と未来像

頒価3,500円
(〒450円)

発行者 後藤 武雄
印刷者 井上 一 次
印刷所 株式会社東京プリント

東京都千代田区麴町1-10-15 紀の国やビル
東京都文京区本郷1-22-6
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 7-62774番

〒102

東京都千代田区麴町1-10-15
紀の国やビル

