

# PRC 桁の設計・施工について

谷内田 昌 熙\*  
 石 橋 忠 良\*\*  
 金 森 真\*\*\*  
 吉 野 伸 一\*\*\*\*

## 1. 国鉄における PRC 桁の現状

PRC 桁の設計上の問題点はひびわれに関する設計手法に若干の不明な点があるが、その他の耐力・疲労等に関しては、既往の PC 桁あるいは RC 桁の設計の延長上にあると考えられる。このような観点から、ひびわれに関する設計手法を明らかにすることが PRC 桁の実用化に最も重要であり、そのためには模型実験よりも実橋でのひびわれ状況を調査し、設計手法を確立することが効果的であるとの判断の下に、現在までに表-1 に示すよ

うな実橋を設計・施工している。表-1 の中で番号 4,7 の桁は RC 桁にアウトサイドケーブルを設けて、荷重による曲げモーメントと逆向きにプレストレスによる曲げモーメントを与えたものである。他の桁は特にコンクリートの引張応力度について規定せず PRC 桁として設計したものである。ここでは PRC 桁の設計の例として、番号 2 の田端中部 Bi と番号 4,7 の新田口 Bi について紹介する。

## 2. 田端中部 Bi

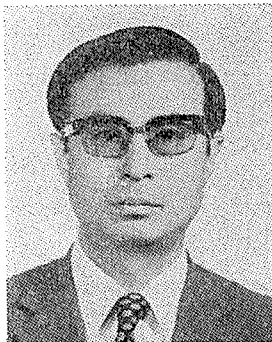
東北新幹線の田端地区に施工した PRC 桁の設計についてその要点を紹介する。設計における検討項目は次のとおりである。

- 破壊に対する検討 (曲げ, せん断)
- 疲労に対する検討 (鉄筋, PC 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中および直後の検討

以上の検討を進めるには次の二つの方法がある。一つはまず、全死荷重作用時のコンクリートの曲げ圧縮および引張りの許容値を決めておく方法である。この方法によると、PC 鋼材量は、この全死荷重作用時の条件から一義的に定まり、疲労に対する検討を行うことになる。そして、破壊耐力の不足分および、ひびわれに対する配慮により鉄筋量を定める。この場合、全

表-1 鉄道橋 PRC 桁一覧表

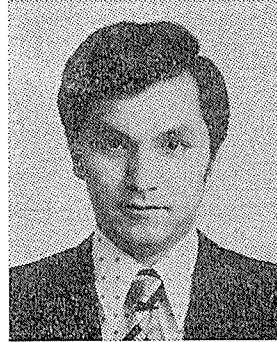
番号	線 名	構 造	桁 長	桁 高	連数	記 事
1	桜井線	単線2主T桁	17m	1.1m	1	供用中(ボケラB)
2	東北新幹線	複線2室箱桁	25	2.2	8	施工済(田端地区)
3			25	2.35	3	
4			30	2.6	2	
5		単線2主桁	19.8	1.6	8	施工済(戸田地区)
6	17.5		1.6	8		
7	通勤別線	複線2室箱桁	30	2.6	2	施工済(戸田地区)
8		単線2主桁	19.4	1.6	7	施工済(戸田地区)
9			17.5	1.6	8	
10	函館本線	複線2室箱桁	25	2.3	5	設計済(札幌地区)
11		単線1室箱桁	25	2.3	2	
12	奥羽本線	単線下路桁	16.6	1.5	1	供用中(山形地区)



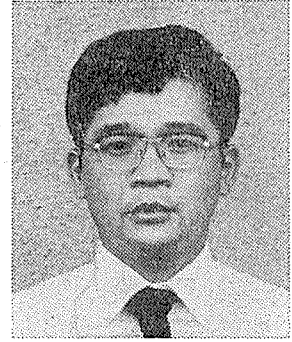
\* Masaki YACHIDA  
 国鉄構造物設計事務所



\*\* Tadayoshi ISHIBASHI  
 国鉄構造物設計事務所



\*\*\* Makoto KANAMORI  
 国鉄構造物設計事務所



\*\*\*\* Shinichi YOSHINO  
 国鉄構造物設計事務所

死荷重作用時の許容値を合理的に定めておく必要がある。もう一つの方法は、破壊安全度を確保できる PC 鋼材と鉄筋の組合せ（通常何通りかある）のうち、疲労の検討に対しても、また、ひびわれの検討に対しても妥当な組合せを選択する。それがいくつかある場合には更に経済性について検討し決定する。本橋梁の設計には後者の方法を使用し、ひびわれの一つの制限の仕方として鉄筋の活荷重応力変動量を  $2000 \text{ kg/cm}^2$  以下とした。設計条件を次に示す。

橋 梁 形 式：PRC 鉄道橋（複線），単純二室箱形  
桁

ス パ ン：23.6 m（橋長：24.96 m）

活 荷 重：N-18, P-19

コンクリート： $\sigma_{ck}=300 \text{ kg/cm}^2$

PC 鋼 材：12 T 12.7 mm（SWP R 7 B）

鉄 筋：SD 35

なお、コンクリートの設計基準強度は試算の結果、従来の PC 桁に比べて、導入力が少なくないため、 $300 \text{ kg/cm}^2$  とした。

### 2.1 曲げ破壊安全度の計算

破壊状態における設計曲げモーメント  $M_u$  に対して設計部材の破壊抵抗曲げモーメント  $M_{rd}$  を求め破壊安全度  $F$  が

$$F = M_{rd} / M_u \geq 1$$

を確認する。 $M_u$  は次式で求める<sup>1)</sup>。

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

$M_{rd}$  は次式で求めるが計算に使用するコンクリート、鉄筋、PC 鋼材の応力-ひずみ曲線は、土木学会プレストレストコンクリート標準示方書（以後、PC 示方書と記す）6.2 による<sup>2)</sup>。

$$M_{rd} = A_p \cdot \sigma_p \cdot (d_p - k \cdot x) + A_s \cdot \sigma_s \cdot (d_s - k \cdot x)$$

ただし、 $k \cdot x$  は圧縮縁から圧縮部 コンクリート合力作用位置までの距離である（図-1 参照）。

PRC 部材の破壊耐力は、文献 3) の方法によって計算する。図-2 において、中立軸位置  $x$  は、であり、仮

$$x = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_p - \epsilon_{pe} + \epsilon_{cu}} \cdot d_p$$

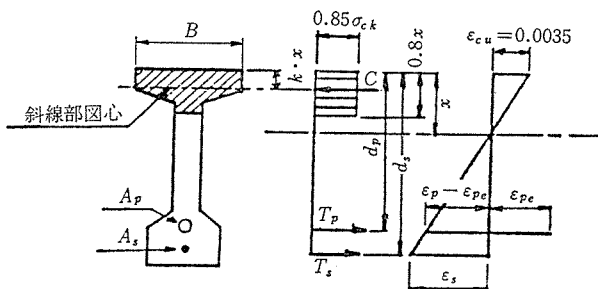


図-1 破壊時ひずみ分布

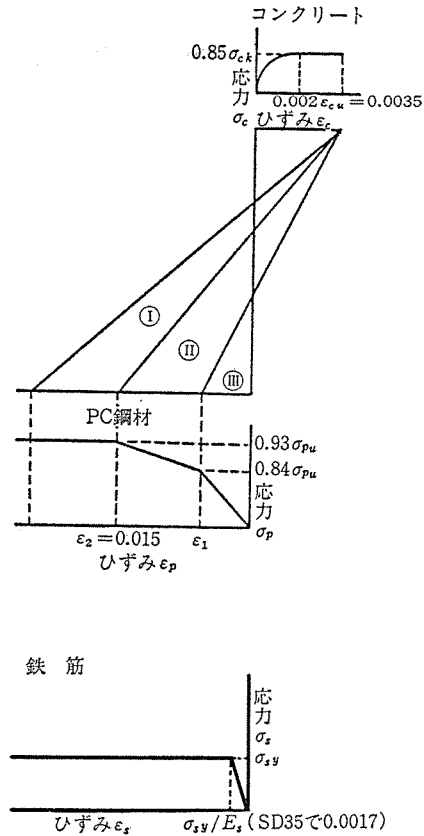


図-2 応力度-ひずみ曲線

に  $\epsilon_p = 0.015$  とすると、

$$x = \frac{0.0035}{0.015 - \epsilon_{pe} + 0.0035} \cdot d_p = \frac{0.0035}{0.0185 - \epsilon_{pe}} d_p$$

となる。

有効緊張力は  $90 \text{ kg/mm}^2$  なので、

$$\epsilon_{pe} = 9000 \text{ kg/cm}^2 / (2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2) = 0.0045$$

$$x = 0.0035 / (0.0185 - 0.0045) = 0.25 \text{ m}$$

$$0.8 x = 0.20 \text{ m}$$

この値は図-3 に示す中央断面の上スラブ厚と同値であるので、圧縮側コンクリートは長方形断面として取り扱える。

$$C = 0.68 \sigma_{ck} \cdot B \cdot x = 0.68 \times 0.3 \times 1130 \times 25 = 5763.0 \text{ t}$$

鉄筋と PC 鋼材の全引張力  $T$  は、 $A_p = 118.5 \text{ cm}^2$ 、 $A_s = 166.1 \text{ cm}^2$  なので

$$T = 0.93 \cdot A_p \cdot \sigma_{pu} + A_s \cdot \sigma_{sy} = 0.93 \times 118.5 \times 19 + 166.1 \times 3.5 = 2675.2 \text{ t}$$

となる。

$C > T$  なので真の中立軸  $x$  はもっと上にある。

$$x = 2675.2 / (0.68 \times 0.3 \times 1130) = 11.6 \text{ cm}$$

$$k \cdot x = 0.4 \times 11.6 = 4.6 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \therefore M_{rd} &= 118.5 \times 0.93 \times 19 \times (2.067 - 0.046) \\ &+ 166.1 \times 3.5 \times (2.10 - 0.046) \\ &= 4231.8 \times 1194.1 = 5425.9 \text{ t} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

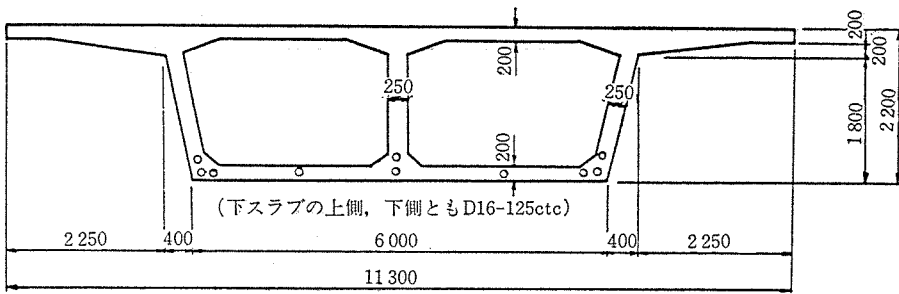


図-3 田端中部 Bi

には桁中央断面における全死荷重用時および設計荷重用時の下縁コンクリートの引張応力度を全断面有効として計算し示す。

図-7 に各組合せの場合の工事費を、PC 鋼材は 120 万円/t、鉄筋は 17.5 万円/t として計算し図に示した。この図の PC

鋼材 9 本の組合せは、前述のように疲労の検討により使

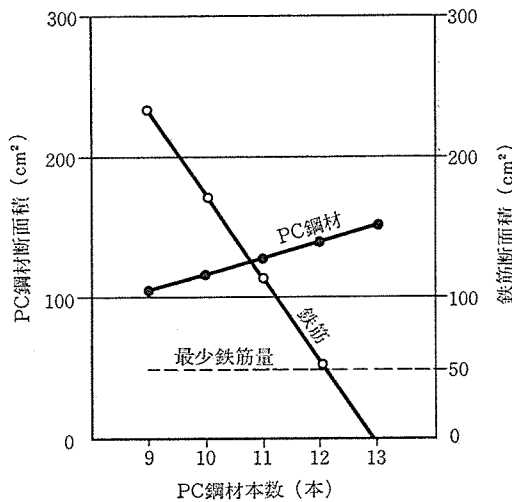


図-4 破壊安全度を確保するための鉄筋と PC 鋼材の組合せ

表-2 断面力

	せん断力 (t)	曲げモーメント (t・m)
自重	179.9	1069.0
版上荷重	194.8	1196.5
列車荷重	196.3	929.0
合計	571.0	3194.5

表-2 に中央断面の断面力を示す。この表から破壊時作用曲げモーメント  $M_u$  はスパン中央で

$$M_u = 1.7 \times 3194.5 = 5430.7 \text{ t}\cdot\text{m}$$

となる。

$$\therefore F = M_{rd} / M_u = 5425.9 / 5430.7 \approx 1.00$$

ここまで、PC 鋼材 (12 T 12.7) が 10 本の場合を示したが、他の本数の場合の PC 鋼材と鉄筋の組合せを図-4 に示す。図-4 の中で PC 鋼材本数が 9 本の場合は、PC 鋼材の疲労の検討の結果、安全度を満足できない結果となっている。また、PC 鋼材 13 本の場合、計算上鉄筋は不要であるが、この種の箱形桁の下スラブの上側・下側に D13 の鉄筋を 300 mm 間隔に配置して補強筋、組立筋としているので、この約 50 cm<sup>2</sup> の鉄筋を有効に使うためには、PC 鋼材は 12 本以下が合理的である。参考のために各々の組合せの場合の破壊耐力に占める鉄筋と PC 鋼材の貢献度を図-5 に示す。図-6

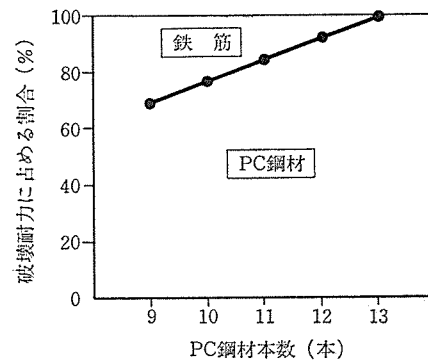


図-5 鉄筋と PC 鋼材の破壊耐力への貢献度

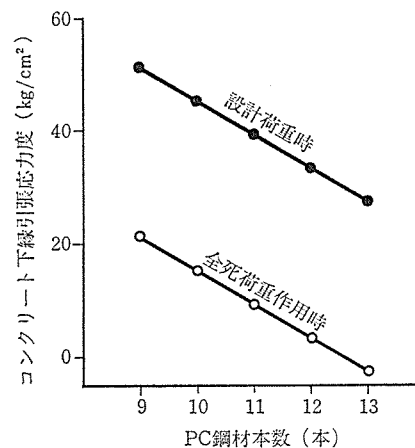


図-6 コンクリート下縁応力度

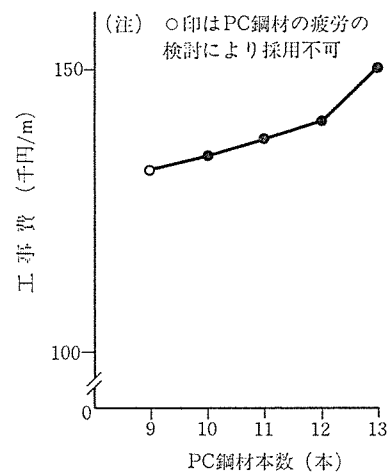


図-7 鉄筋と PC 鋼材の組合せによる工事費比較図

報 告

えない。また、PC 鋼材 13 本の場合には鉄筋の最小量 50 cm<sup>2</sup> を含めた工事費としている。この図から PC 鋼材 10 本の組合せが最も合理的と判断される。

2.2 せん断に対する破壊安全度の計算

せん断に対する破壊安全度の計算は、文献 1) によつて行っている。通常の PC 桁の設計と同じなので詳細は省略する。

2.3 応力度の計算

材料の疲労の検討には応力変動幅が必要であり、プレストレッシング中や、直後の安全性については従来の方法を用いるため、各々の状態における応力度の計算を行う。

(1) 設計に用いる断面計算

PRC 桁は PC 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-3 に示す。

(2) 乾燥収縮およびクリープが PC 鋼材、鉄筋に与える影響

乾燥収縮およびクリープによって、PC 鋼材の緊張力は減少し、鉄筋には圧縮力が生じる。これらの値は文献 4) に示された方法で計算する。なお、クリープひずみは、初期応力度（プレストレス導入直後）と最終応力度（有効応力度）の平均によって生じると仮定する。

(3) 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全死荷重用時および設計荷重用時の応力状態を計算するが、コンクリートにひびわれが生じる場合には、全断面有効とはならず、文献 4) により計算を行う。

(4) 計算値

今回の計算では、クリープ（クリープ係数  $\phi=2.6$ ）、乾燥収縮（乾燥収縮度  $20 \times 10^{-5}$ ）による影響は、

$$PC \text{ 鋼材応力度減少量 } 2.48 \text{ kg/mm}^2$$

$$\text{鉄筋圧縮応力度 } 361 \text{ kg/cm}^2$$

となった。

また、見掛けのレラクセーション率  $r=0.028$  となり、初期導入応力度を  $95 \text{ kg/mm}^2$  とすると有効緊張応力度  $\sigma_{pe}$  は  $\sigma_{pe}=95-(95 \times 0.028)-2.48=90.0 \text{ kg/mm}^2$  と

表-3 使用断面に考慮する材料

Step	荷重状態	PC 桁	PRC 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 PC 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 PC I 形桁では中埋めコンクリート等を考慮する。

表-4 断面係数

項目	W (m <sup>3</sup> )	位置
主桁自重	4.73994	上 緑
	-3.28228	PC 図 心
	-3.19592	鉄筋 図 心
	-2.95994	下 緑
版上荷重	4.78019	上 緑
	-3.42553	PC 図 心
	-3.33416	鉄筋 図 心
	-3.08480	下 緑

表-5 コンクリートの曲げ応力度 (kg/cm<sup>2</sup>)

位置	主桁自重	直後プレ ストレス	版上荷重	鉄筋圧縮	有効プレ ストレス	死荷重 合成
上 緑	22.6	- 8.7	25.0	0.5	- 8.2	39.9
PC 鋼材図心	-32.6	62.2	-34.9	-3.4	58.8	-12.1
鉄筋図心	-33.4	63.3	-35.9	-3.5	59.9	-12.9
下 緑	-36.1	66.8	-38.8	-3.6	63.1	-15.4

(注) 引張応力度をマイナスとする。

なり、有効係数は 0.946 となる。

全断面有効とした場合の断面係数を表-4 に示す。また、全断面有効として求めた応力度を表-5 に示す。表-5 には、鉄筋圧縮応力により桁に作用する応力度も「鉄筋圧縮」の欄に示した。

プレストレス導入直後は、次の計算によつて行っている。

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

上 緑

$$\sigma_{ctu}=1125.27 \times \left( \frac{1}{5.536504} + \frac{-1.221291}{4.73994} \right)$$

$$=-86.691 \text{ t/m}^2$$

PC 図心

$$\sigma_{ctp}=1125.27 \times \left( \frac{1}{5.536504} + \frac{-1.221291}{-3.28228} \right)$$

$$=621.943 \text{ t/m}^2$$

同様に、

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

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

有効プレストレスは、プレストレス導入直後の値に、有効係数 0.946 を乗じて求める。

次にひびわれを考慮した活荷重用時の応力度を求める。

設計曲げモーメント  $M=3194.5 \text{ t}\cdot\text{m}$  (表-2 より) に対して、中立軸位置  $x$  を求め平面保持の仮定により PC 鋼材、鉄筋の応力度を計算する。求めた値を表-6 に示す。表-6 にはひびわれを考慮した全死荷重時の鉄筋の引張応力度も示した。

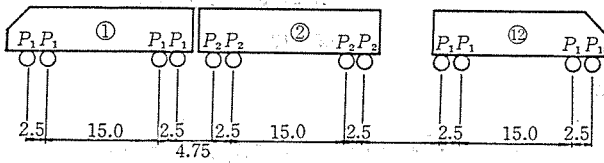
2.4 疲労の検討

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。

耐用年数 100 年

表—6 PC 鋼材・鉄筋応力度 (kg/cm<sup>2</sup>)

	PC 鋼材応力度	鉄筋引張応力度
全死荷重作用時	9 407	243
設計荷重作用時	11 177	1 806
応力変動幅	1 770	1 563



あおば乗車率	P <sub>1</sub> (t)	P <sub>2</sub> (t)
250%	17.39	17.00
100%	16.26	15.35

図—8

列車荷重 あおば乗車効率 250%  
あおば乗車効率 100%

列車通過本数

1日当り 130 本と想定する。

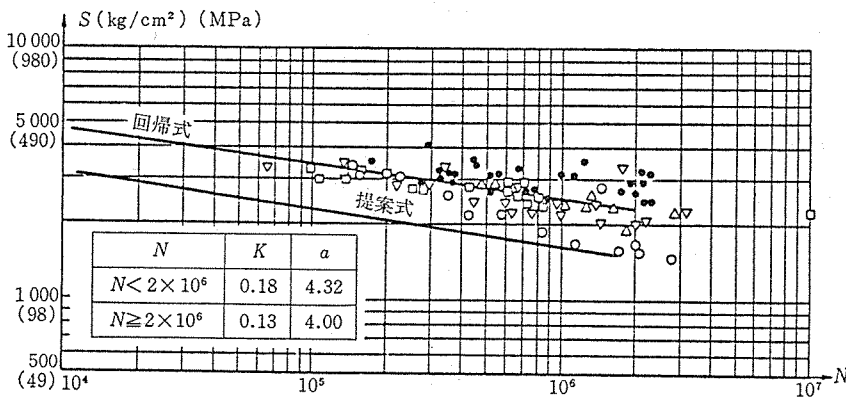
あおば 250% 乗車 130×0.3(割合)=39 本/日

あおば 100% 乗車 130×0.7(割合)=91 本/日

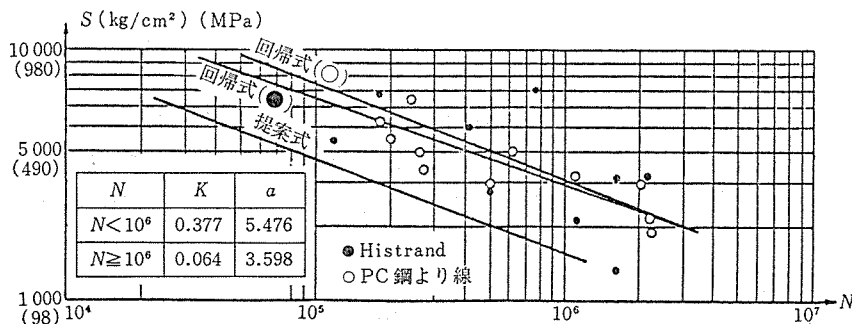
なお想定した列車を図—8 に示す。

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。

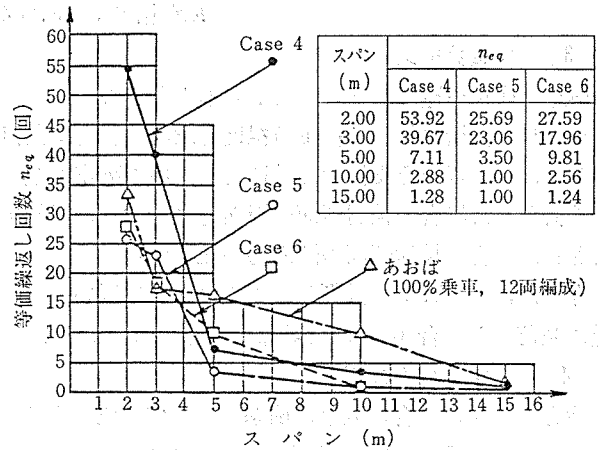
なお実列車は、複線に同時に載荷されることは考えない。また衝撃係数も平均的な大きさということで 3/4 倍



図—9 SD 35 の S-N 線図



図—10 PC 鋼より線の S-N 線図



図—11 等価繰返し回数

したものを想定する。

鉄筋および PC 鋼材の S-N 線図として図—9, 10 を用いた。この S-N 線図と、グッドマン線図を利用して、疲労を考慮した鉄筋および、PC 鋼材の許容応力度  $\sigma_{ra}$  を次式で求める。

$$\sigma_{ra} = \sigma_{min} + (1 - \sigma_{min}/\sigma_B) \cdot \sigma_{ra0}$$

$\sigma_{min}$  : 最小応力度

$\sigma_B$  : 破断応力度

$\sigma_{ra0}$  : 完全片振時の応力振幅であり、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) 等価繰返し回数

列車 1 本が桁上を通過した時の曲げモーメント変化が、最大曲げモーメント何回に相当するかを求める。これを等価繰返し回数という。図—11 にスパンごとに、等価繰返し回数を求めた結果を示す。この図よりスパン 23.6 m の値を読むと等価繰返し回数  $n_{eq} \approx 1$  回と読める。

(2) 設計活荷重と疲労の検討  
用荷重との関係

実列車 1 回の通過が設計活荷重による最大曲げモーメントが何回繰り返したことになるのかを求めるために、実列車荷重による最大曲げ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 相当値を用いて代用する。

N-18 KS 相当値 12.20

あおば (250% 乗車)

KS 相当値 9.068

あおば (100% 乗車)

KS 相当値 8.204

(3) 荷重負担比

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。

今回は、外ウェブで計算し、このウェブに近い方の軌道に載荷した場合 0.57, 反対線の場合 0.43 である。

(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 倍の値とする。それぞれの荷重について KS 相当値を用いて求める。

$$N-18 \quad 12.20 \times (1 + 0.214) = 14.81$$

$$\text{あおば(250\%)} \quad 9.068 \times (1 + 0.214 \times 3/4) = 10.52$$

$$\text{あおば(100\%)} \quad 8.204 \times (1 + 0.214 \times 3/4) = 9.52$$

(5) 鉄筋に対する疲労の検討

通過列車を標準活荷重の繰返し回数に換算する。

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。

$$N_0 = 0.0862 \times 365 \text{ 日} \times 100 \text{ 年} = 3146 \text{ 回}$$

$N_0 < 200$  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。

また、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回数  $N_T$  を求める。

$$N_T = N_0 \times \left( \frac{14.81}{9.52 \times 0.57} \right)^{1/0.13} = 7111000 \text{ 回}$$

以下、図-12を参照して計算すると、 $N_T > 200$  万回

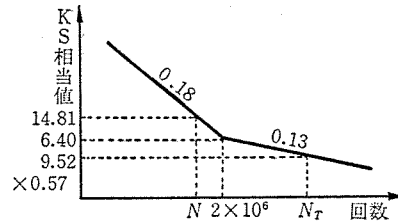


図-12

より

$$M_{200} = 9.52 \times 0.57 \times \left( \frac{N_T}{2 \times 10^6} \right)^{0.13} = 6.40$$

$$M (=14.81) > M_{200} (6.40) \text{ より, } K=0.18$$

$$N = 2 \times 10^6 \times \left( \frac{6.40}{14.81} \right)^{1/0.18} = 18912 \text{ 回}$$

鉄筋(SD 35)の完全片振時の許容振幅応力度  $\sigma_{ra0}$  は、以下のように求まる。

$$N < 2 \times 10^6 \text{ より, } K=0.18, a=4.32$$

$$\sigma_{ra0} = \frac{10^{4.32}}{18912^{0.18}} = 3550 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_{min} = 243 \text{ kg/cm}^2$  なので、許容応力度は次のようになる。

$$\sigma_{ra} = 243 + (1 - 243/5000) \times 3550 = 3620 \text{ kg/cm}^2$$

表-6より設計荷重作用時  $\sigma_s = 1806 \text{ kg/cm}^2$  なので問題ない。

(6) PC 鋼材に対する疲労の検討

通過列車を標準活荷重の繰返し回数に換算

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。

$$N_0 = 0.000039 \times 365 \text{ 日} \times 100 \text{ 年} = 1424 \text{ 回}$$

$N_0 < 1 \times 10^6$  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回数を求める。

$$N_T = N_0 \times \left( \frac{14.81}{9.52 \times 0.57} \right)^{1/0.064} = 9261480 \text{ 回}$$

$N_T > 1 \times 10^6$  であるので、

表—7 曲げひびわれの計算例

規 準 類	検 討 方 法	実荷重による計算値	予想ひびわれ幅
CP 110 (1972 年)	0.2 mm のひびわれ幅に制限する場合の仮想引張応力度 $38 \times 0.7 \times 1.15 = 30.6 \text{ kg/cm}^2$ (供試体の立方体と円柱の強度比 1.15)	仮想引張応力度 $34.7 \text{ kg/cm}^2$	0.2 mm 以上
CEB-FIP (1978 年)	計算式省略 <sup>5)</sup>	鉄筋の応力変動 $1250 \text{ kg/cm}^2$	最大 0.15 mm 平均 0.09 mm
土木学会コンクリートライブラリー 第 52 号 (1983 年)	$w = r_a \frac{k_s \cdot \sigma_s}{K} \sqrt[3]{C_f \left(C + \frac{\phi}{2}\right)^2}$ $w_{lim} = 0.005 C$ (PC, 異径鉄筋使用)	$w = 1.2 \times \frac{1 \times 1250}{600 \times 10^3}$ $\times \sqrt[3]{12.5 \left(3.8 + \frac{1.6}{2}\right)^2}$ $= 0.16 \text{ mm}$ $w_{lim} = 0.005 \times 3.8 = 0.19 \text{ mm}$ $r = \frac{w_{lim}}{w} = 1.19$	0.16 mm

(注) 実荷重は、車両を「あおば」で 100% の乗車とし、衝撃は 3/4 倍で複線載荷としている。

$$M_{100} = 9.52 \times 0.57 \times \left(\frac{N_T}{1 \times 10^6}\right)^{0.064} = 6.26$$

$M(14.81) > M_{100} (=6.26)$  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,  $K=0.377, a=5.476$

$$\sigma_{ra0} = \frac{10^{5.476}}{101\,860^{0.377}} = \frac{299\,226}{77.27} = 3870 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_{min} = 9\,407 \text{ kg/cm}^2$  (表—6 より)

$\sigma_B = \sigma_u = 19\,000 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_{ra} = 9\,407 + (1 - 9\,407/19\,000) \times 3\,870 = 11\,361 \text{ kg/cm}^2$$

表—6 より,  $\sigma_p = 11\,177 \text{ kg/cm}^2$  のため問題ない。

なお、コンクリートの疲労については特に問題ないと思われるので省略する。

### 2.5 ひびわれの検討

ひびわれについては一般に曲げひびわれとせん断ひびわれについて検討が必要であるが、検討手法が明らかでなく、これらの桁の施工目的もこのひびわれの設計手法の確立を目的としていることから、いくつかの提案式により検討をしたが、それは単に参考にとどめた。表—7 に各種の示方書によるひびわれ幅の計算結果を示す。

### 2.6 プレストレッシング中および直後の検討

PRC 桁のプレストレッシング中および直後の応力状態については、現行の PC 示方書により検討した。

## 3. 新田口 BI の設計

### 3.1 設計の概要

本設計では経済的、合理的に RC 桁のひびわれを制御する方法として PC 鋼材をアウトサイドケーブルとして利用したものである。すなわち、通常の RC 箱形桁の引張側 (下スラブ上面) に PC 鋼材を配置・

緊張してひびわれを直接制御しようとするものである。この方法では、PC 鋼材を桁コンクリートの中に埋設しないため桁のひびわれの影響を PC 鋼材が受けないので鋼材の腐食の心配がないこと、および PC 鋼材の応力振幅が小さくなり疲労に対して有利である。

### 3.2 設計条件

今回設計を行った桁は、大宮—上野間に建設される東北新幹線および併設される通勤別線 (電車専用線) のスパン 29.08 m, 複線二室箱形桁である。各 2 連の設計・施工を行うこととして、付加配置する PC 鋼材の本数をそれぞれ変化させている。

使用するコンクリートは設計基準強度  $300 \text{ kg/cm}^2$ , 鉄筋は SD 35, PC 鋼材は SWPR 7 B 12 T 12.7 mm である。

### 3.3 曲げに対する検討

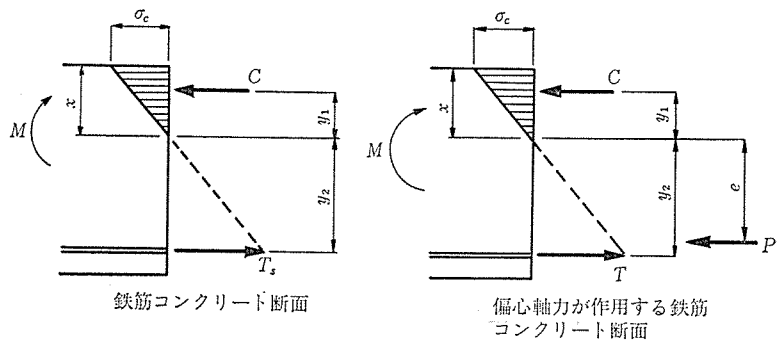
曲げ以外については通常の RC 桁の設計と同じであるので、曲げに対する検討のみを紹介する。

通常の RC 桁の設計では図—13 に示す断面において

$$C = T_s \quad (\sum N = 0)$$

$$C \cdot y_1 + T_s \cdot y_2 = M \quad (\sum M = 0)$$

という条件のもとで中立軸の位置を求め、コンクリートおよび鉄筋の引張応力度を算出する。本設計では、上記に加えて PC 鋼材による偏心軸力を加えることにより、



図—13

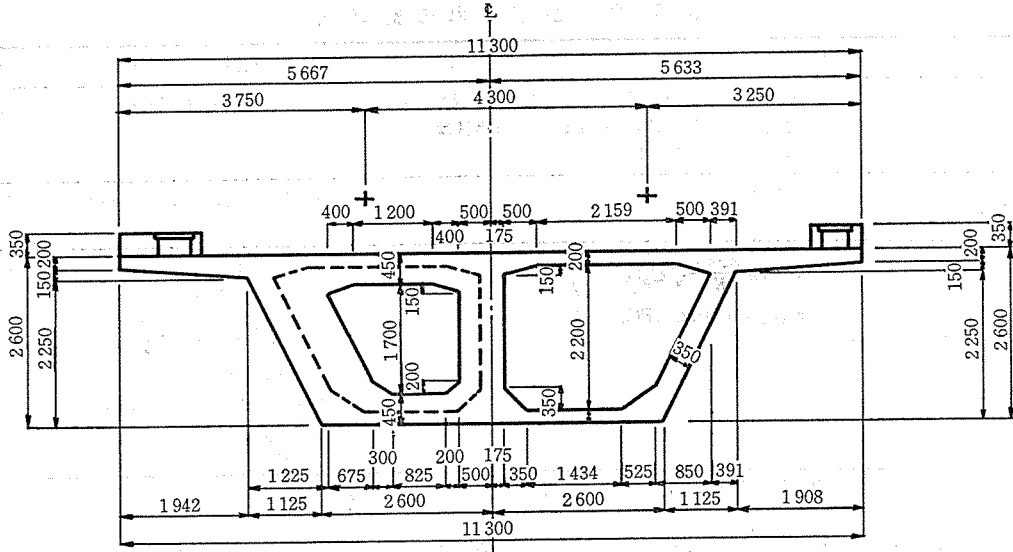
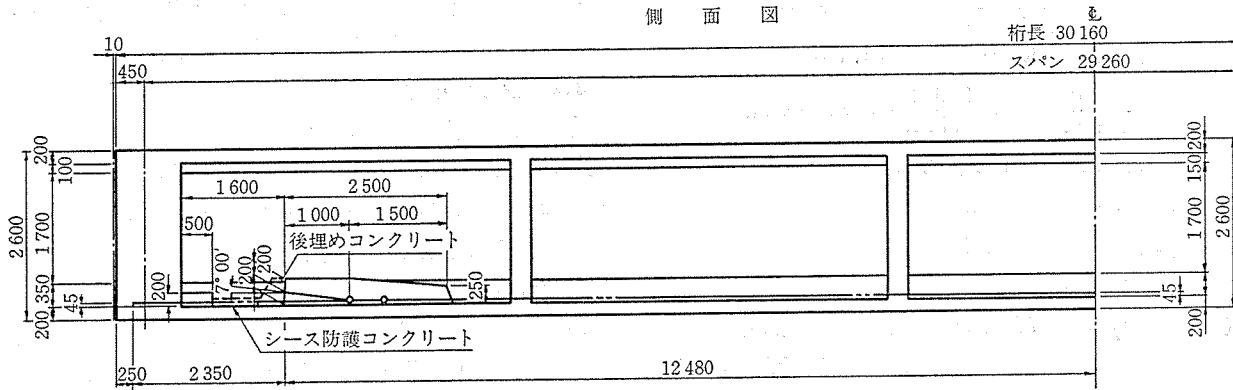


図-14 新田口 B1 桁断面図 (新幹線)



断面図

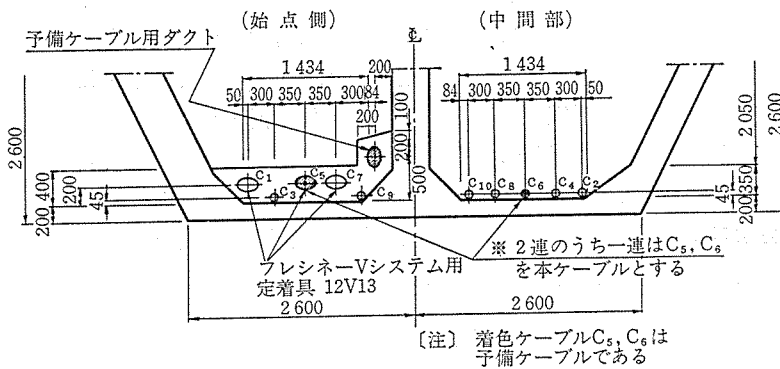


図-15 新田口 B1 PC 鋼材配置図

荷重によるモーメントと逆方向のモーメントを作用させて設計曲げモーメントを低減し鉄筋コンクリート断面の設計を行うこととした。この場合の設計曲げモーメント  $M_0$  は、

$$M_0 = M - P \cdot e \quad (\text{図-13 参照})$$

である。

偏心モーメントとして作用させる軸力は、ひびわれ発生を制御するため死荷重時の縁引張応力度、鉄筋の引張応力度を制限できる(すなわち設計曲げモーメントを制限する)よう以下により与えることとした。

ひびわれの発生およびひびわれ幅に大きな影響を与えるのは、次の2つと考えられる。



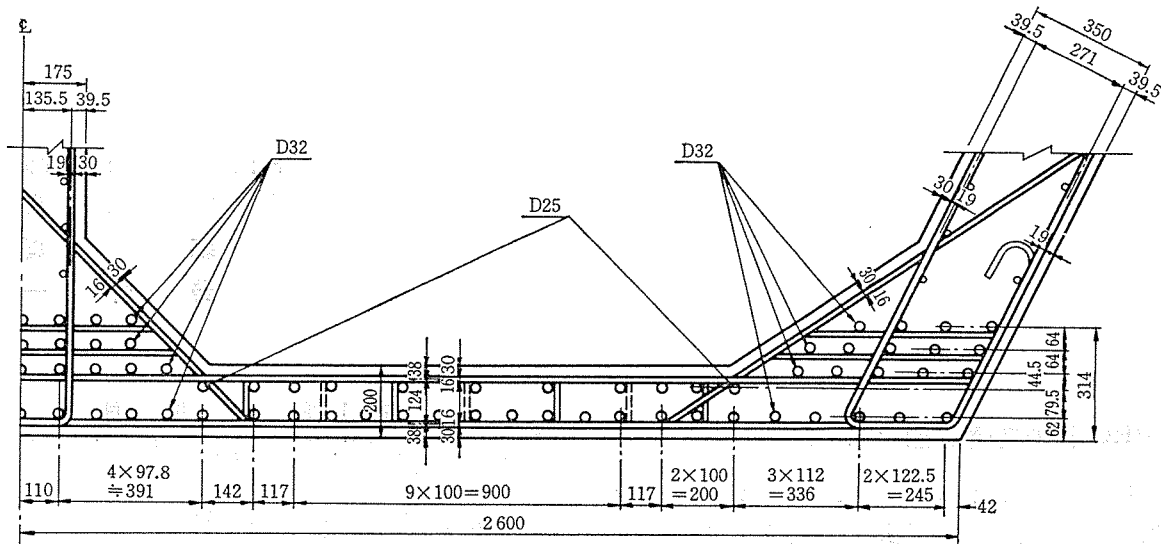


図-16 新田口 B1 中央断面配筋図

表-8 応力度一覧表 (中央断面)

	新 幹 線	通 動 別 線		許 容 応 力 度		
		8 本	10 本		6 本	8 本
PC 鋼 材 本 数	8 本	10 本	6 本	8 本		
死 荷 重 の み	荷重による曲げモーメント (t・m)	3475	3475	2999	2999	—
	偏心軸力を考慮した設計曲げモーメント (t・m)	2035	1675	1970	1626	—
	鉄筋の引張応力度 (kg/cm <sup>2</sup> )	977	804	992	819	1000
	コンクリートの曲げ圧縮応力度 (kg/cm <sup>2</sup> )	63.3	65.8	65.2	66.5	100
	コンクリートの縁引張応力度 (kg/cm <sup>2</sup> )	-27.9	-17.2	-32.0	-20.6	-40
死 + 荷重 + 衝突 + 列車荷重	荷重による曲げモーメント (t・m)	4910	4916	4430	4430	—
	偏心軸力を考慮した設計曲げモーメント (t・m)	3470	3110	3400	3057	—
	鉄筋の引張応力度 (kg/cm <sup>2</sup> )	1667	1494	1712	1539	2000
	コンクリートの曲げ圧縮応力度 (kg/cm <sup>2</sup> )	87.8	88.8	94.4	95.7	100

① コンクリートの縁引張応力度

② 鉄筋の引張応力度

過去に設計・施工され、耐久性上有害と思われるひびわれが発生した RC 桁の応力状態を調べると、おおむね次のようであった。

死荷重時コンクリートの縁引張応力度  $\sigma_{ct}$

$$\sigma_{ct} = 60 \sim 80 \text{ kg/cm}^2$$

死荷重時鉄筋の引張応力度  $\sigma_{sd}$

$$\sigma_{sd} = 1200 \sim 1400 \text{ kg/cm}^2$$

このため本設計ではひびわれが有害な大きさとならないよう、死荷重時のコンクリートの縁引張応力度を 40 kg/cm<sup>2</sup> 程度以下、および鉄筋の引張応力度を 1000 kg/cm<sup>2</sup> 程度以下に制限するような偏心モーメントを与える軸力を導入することとした。

表-8 に各桁の中央断面の応力度を示す。本設計では、死荷重時ではおおむね 0.1 mm 以下、列車荷重時

表-9 PC 桁, PRC 桁比較表

	材 質	数量 (中央断面)
PC 桁	フルプレスト レッシング PC 鋼材 (12 T 12.7) 鉄 筋 (SD 35)	17 本 - 201.4 cm <sup>2</sup> 45.6 cm <sup>2</sup>
PRC 桁	田端中部 Bi PC 鋼材 (12 T 12.7) 鉄 筋 (SD 35)	10 本 - 118.5 cm <sup>2</sup> 166.1 cm <sup>2</sup>

では 0.2 mm 以下のひびわれ幅を予想した。

図-14 に一般図 (新幹線)、図-15 に PC 鋼材配置図 (新幹線) および図-16 に中央断面配筋図 (新幹線) を示す。

#### 4. PRC 桁の経済性と施工性

田端中部 Bi の場合の、同一断面形状でフルプレストレッシングとした場合との比較を表-9 に示す。この結果、約 8% の工事費の節減ができたばかりではなく、PRC 桁は従来の PC 桁に比べて、プレストレス量が少ないので、桁のクリープ変形 (そり) が少なくなると予想され、軌道を直結しているスラブ軌道等では、保守費の節減にも寄与すると考えられる。また、ケーブル本数が少ないため、コンクリートの打設も容易であった。

#### 参 考 文 献

- 1) 国鉄：建造物設計標準 (プレストレストコンクリート鉄道橋) (1983 年)
- 2) 土木学会：プレストレストコンクリート標準示方書 (1978 年)
- 3) 国広哲男、他：プレストレストコンクリート橋の設計計算例、山海堂
- 4) 猪股俊司：Ⅲ種プレストレストコンクリート、コンクリートジャーナル第 12 巻 9 号 (1974 年)；Ⅲ種プレストレストコンクリート部材設計法、プレストレストコンクリート第 17 巻 3 号 (1975 年)
- 5) CEB-FIP model code for concrete structures (1978 年)