

建築における PRC の設計と指針について

鈴木 計 夫*

1. ま え が き

日本建築学会のプレストレスト鉄筋コンクリート（Ⅲ種 PC）構造設計・施工指針（以下 PRC 指針と略記）の案¹⁾については既に本誌 Vol. 24, No. 2 (Mar. 1982)²⁾号に詳細に説明をしているが、学会の委員会ではその提示案についてその後更にいろいろな検討を行い、解説文、設計例および参考資料等も添えた PRC 指針・同解説を一冊の本として、昭和 61 年の初めを目途に発刊し、同時に講習会を開催するべく準備を進めている。

他方、学会 PRC 指針（案）¹⁾が公になり、またそれによって世間の関心が高まったのに呼応して、建設省からも PRC を新たに含んだ PC 構造に関する新告示第 1320 号³⁾が昭和 58 年 7 月に公布され昭和 59 年 1 月 1 日から施行となったので、PRC 建築の実施は 2・3 年前と比べて格段に容易になっている。加えて 61 年初頭の学会からの PRC 指針の発刊はこれを一層助長することになる。

以上のような経過と情勢をふまえて、本号では PRC 構造の設計に関連する建設省新告示 1320 号の概要を述べ、PRC 指針（案）以後の検討によって変更、追加および明らかになった事項を中心に PRC 指針の内容を概説した。

2. 新告示 1320 号と PRC 構造の設計

まず、PRC 構造物を実際に設計してゆくうえでの大きな“枠”であり、また敷かれた“軌道”でしかもその軌道の上で本 PRC 指針が生かされることにもなる新告示の内容を PRC 構造設計との関連で要約してみよう。

2.1 主な改正点

今回の告示は、旧告示第 949 号が制定された昭和 48 年以後の技術の進展、すなわちアンボンド工法の普及、PRC 構造の出現、新耐震設計法を採り入れた新建築基準法の制定等の情勢の変化に対応したものであって、アンボンド工法および PRC 構造に関しては建築学会の指針（案）¹⁾の内容がほぼそのまま反映されている。

主要な改正点のうち、まず構造の種類、設計法等については、

- 1) PRC 構造が追加されたこと

* 大阪大学工学部教授，工学博士

- 2) 新耐震基準に応じて設計ルート等が整理されたが、これまで馴染んできた終局強度形の設計法はルート 3a としてその中に存続されたこと
 - 3) 常時荷重時の終局耐力検討用応力が緩和され、従来の $1.2G+2.4P$ が $1.2G+2.0P$ に、 $2(G+P)$ が $1.7(G+P)$ になったこと
- などである。

つぎに構造方法に関するものとしては、

- 1) 鋼線の種類を追加したこと
 - 2) 耐力壁以外の壁、床または小梁についてアンボンド工法を認めたこと（ただし、プレストレス導入後に防錆剤を注入する工法は認められていない）
 - 3) ポストテンション工法での PRC 造を考慮してコンクリートの設計基準強度を通常の場合 240 kgf/cm^2 以上、特別な配慮をする場合 210 kgf/cm^2 までとしたこと（表—1 参照）
 - 4) 緊張材のかぶり厚さは、原則としては 5 cm 以上であったものを、主要材は 5 cm 以上、耐力壁以外の壁または床にあつては 3.5 cm 以上、基礎では 8 cm 以上としたこと
 - 5) その他、新建築基準法施行令の一部改正に応じた事項
- などである。

2.2 PRC 構造の位置づけと設計

まずコンクリートの強度の点からは表—1 が規定されている。すなわち、ポストテンション工法では PRC は通常の場合 $F_c \geq 240 \text{ kgf/cm}^2$ と規定されており、この制限は施工管理、品質確保のための配慮と考えてもよく、したがってこの点について十分な配慮をするという条件下では、これを 210 kgf/cm^2 まで下げることができ

表—1 コンクリートの設計基準強度

工 法	設 計 の 種 別	コンクリートの設計基準強度
プレテンション法	—	350 kgf/cm^2 以上
ポストテンション法	フルプレストレッシング およびパーシャルプレストレッシング	300 kgf/cm^2 以上
	プレストレスト鉄筋コンクリート	一 般 240 kgf/cm^2 以上 特別な検討をした場合またはプレストレスを補助的に用いる場合 210 kgf/cm^2 以上

表—2 長期の許容応力度

応力の種別	設計の種類別	コンクリートの種類	長期の許容応力度	設計の方針
引張	フルプレストレッシング	—	0	長期荷重に対して引張応力を生じさせない設計
	パーシャルプレストレッシング	普通	$0.1 F_c/3$	長期荷重に対してひびわれを生じさせない設計
		軽量	$0.09 F_c/3$	
プレストレスト鉄筋コンクリート	—	—	引張力は鉄筋が負担し、コンクリートの引張強度に期待しない設計。ただし、長期荷重に対して有害なひびわれを生じないことを構造計算または実験によって確かめる。	
せん断	—	普通	$0.07 F_c/3$	曲げ材における斜張応力の検討に用いる。
		軽量	$0.06 F_c/3$	

(注) F_c は、設計基準強度を示す。

る。なおプレストレス導入時のコンクリート強度は従来の PC 同様 200 kgf/cm^2 以上となっている。

コンクリートの長期許容応力度の点からは表—2 のような位置づけとなっている。同表では PRC に関し設計の方針の欄に、有害なひびわれが発生しないという確認の規定があるのみで、許容引張応力度については何の表示もない。これは後述表—3 の分類表からも判断されるようにつぎのごとく理解すればよい。表—1 および表—3 に示されるフルプレストレッシングの設計では曲げひびわれの発生の安全率は普通 1.3 以上、同パーシャルの場合は 1.15 以上となっている。したがってこれにより PRC ではその安全率は 1.0 と考えるのが妥当であり、このことは長期設計応力下ではひびわれの発生を想定した設計をすべきであることになる。

2.3 終局強度設計法の取扱い

新建築基準法では、地震に対する建物の安全性の検討の基本方針は、架構の保有耐力の算定によって行うことになっている。PC 構造では昭和 35 年以来、各部材の必要断面に対して終局耐力を算定するという、上記保有耐力の算定と比べると格段に容易な終局強度設計法が採られてきている。今回の改正告示では、保有耐力設計よりも設計が簡単であり、しかもこの方法で設計された PC 建築物が大地震に近い地震を受けても特に被害を生じていないことや断面の変形能力を向上させる技術も可能になってきていることなどを考慮して、終局強度設計法の設計ルートを保有耐力設計のルートに並列させている。この点は他種構造には見られない措置である。

図—1 に新告示に則って行う構造設計のルートを示す。すなわち一次設計で済む PC 建物においては現行の学会の PC の規準の内容のとおり、長期応力に対して許容応力度設計と終局耐力の検討を行い、短期応力に対しては従来の終局強度設計法による設計が行われる。二次設計も必要となる建物においては、ルート 2 の設計は他

種構造と同じ内容であるが、ルート 3 ではそれがルート 3 a と 3 b に分けられ、ルート 3 a において剛性率・偏心率による割増係数 F_{eS} を用いた終局強度形的设计が行えるようになっている。

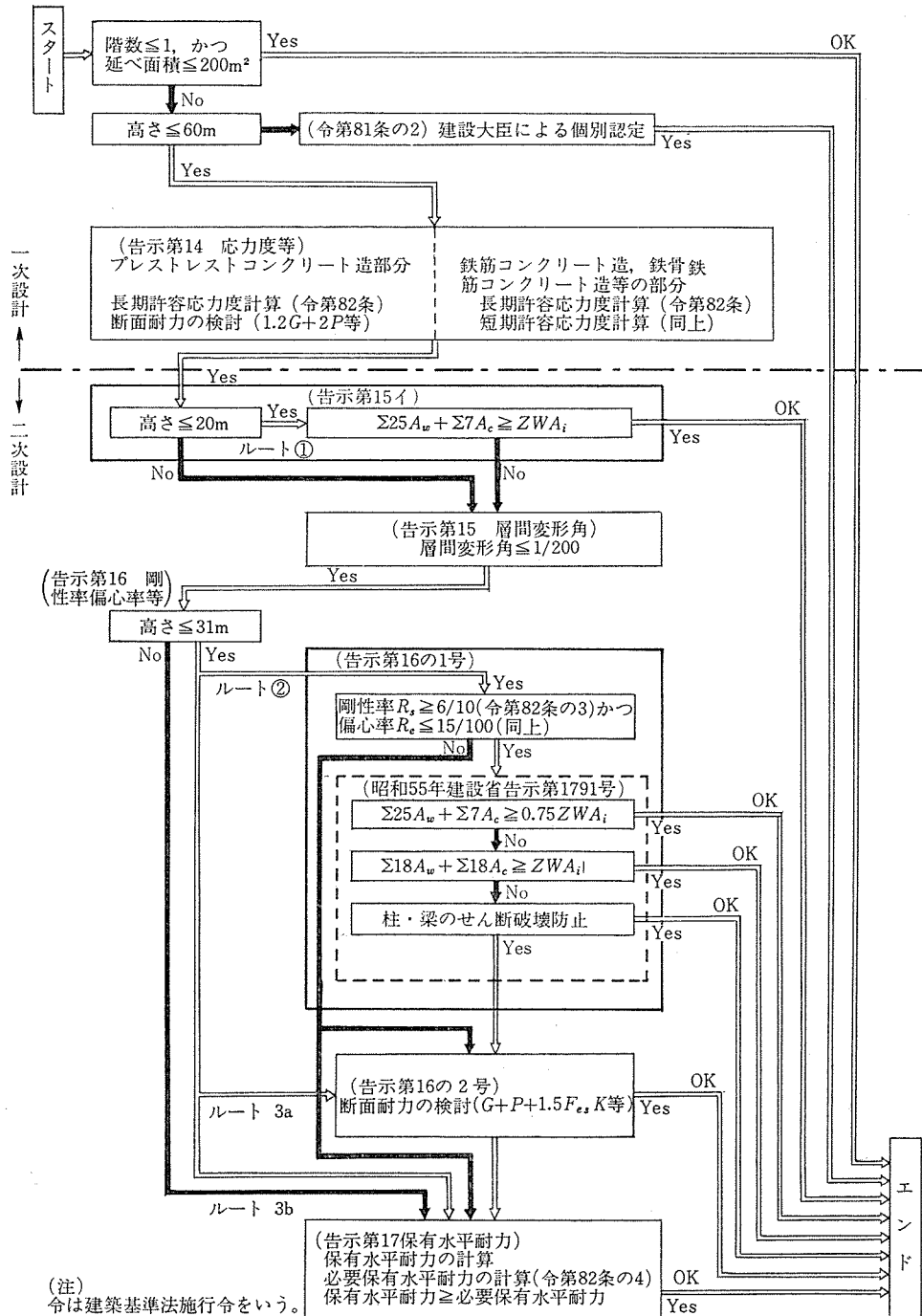
2.4 告示の運用に関連して

PRC の設計に関連する事項を個条書きに示そう。

- 1) アンボンド工法は地震力に抵抗させる部材に使用することは認めていない。
- 2) 設計基準強度 300 kgf/cm^2 未満のコンクリートの場合の定着部に対しては原則として実験により安全性を確認することになっている（住指発第 404 号参照）。
- 3) RC 部材で設計してあるが、ひびわれやたわみ制御の目的で緊張材によって計算外の 10 kgf/cm^2 以下の平均プレストレスが与えられた部材は、告示に別記されている注意事項を満たしたうえで RC 造の扱いとする。
- 4) 終局強度形設計法（ルート 3 a）は、PC 造部分を有する建築物であれば RC 造、その他の構造にも適用できる（文献 4）p. 48 運用 2.(1) 参照）。
 - 1) 項については、定着部の破壊はアンボンド部材全長に影響する点を考慮しているものである。しかし、将来アンボンド PC 鋼材定着部の地震時を想定した低サイクル疲労性状が明らかになれば、地震力に抵抗させる部材であってもそのひびわれやたわみ制御のみの目的でアンボンド工法を用いることは可能となろう。
 - 2) 項に関しては、現在建築センターで各種定着工法の一括評価が行われている。
 - 3) 項は、RC により近い PRC 部材を RC 並みに扱うことができる道を設けたもので、そのための条件としては、定着部の安全性の確認、および計算外の緊張材によって断面の曲げ変形能力および破壊モード等への悪影響がないことの確認が必要とされる。

3. 日本建築学会 PRC 指針・同解説と その内容

このたび作成された建築学会の PRC 指針・同解説は、前回報告²⁾ の PRC 指針（案）¹⁾ に対し、本文の一部の変更および施工編の大幅な追加を行い、またその解説部分は当初の案を更に検討し充実させている。付録においては、付録 1 にひびわれ制御設計の簡便法から精算法までの解説とひびわれ幅および鉄筋とコンクリートの応力算定図表が、また断面じん性改善の方法としてコンファインドコンクリートの特性、利用方法およびそれを用いた部材の変形特性の実験資料等が示されている。付録 2 には設計例が部材編と建物編その 1 およびその 2 に



図一 プレストレストコンクリート造建築物の構造計算のルート

分けて示され、付録には PC 鋼材定着部に関する資料として、建設省通達の“定着部の試験方法”および補強筋を持つ定着部のひびわれ耐力や終局耐力性状などが参考資料として示されている。付録 4 には PC 鋼材の規格関係をまとめた。

これらの内容すべてをここに紹介するわけにはいかないので、本稿では前回報告の内容とできるだけ重複しないように、変更になった部分や新たに加えられた事項を中心に指針の考え方の基本を明らかにするべく記述した。

3.1 指針本文における変更事項概要

ここでは部材の設計に関連する主要なものを示す。

- 1) 1.2 定義：ひびわれを許容する（しない）設計→ひびわれを仮定する（しない）設計、と改めた。
- 2) 3.4 材料の定数および許容応力度：表 (2) の S_{st} およびその値 3×10^{-4} , 4×10^{-4} → 本稿表-5 のように ϵ_{sh} および 2×10^{-4} , 3×10^{-4} と変更した。
- 3) 3.5 構造細則 (1) PC 鋼材のかぶり：ただし、PC 鋼材高さ位置の…→ただし、取替え不可能なプレテンション部材を除いた PC 部材において、PC

鋼材高さ位置の…の文章を挿入した。

- 4) 3.5 構造細則 (3) 鉄筋係数：鉄筋係数を鉄筋・鋼材係数と改め、また (3) 式に圧縮筋の効果を取り入れて本文を次のように改めた。

「地震時にその発生が想定される塑性ヒンジ部分における断面の鉄筋・鋼材係数 q_{sp} は、引張側の鉄筋と PC 鋼材および圧縮鉄筋の影響を考慮した次式で算定し、その値は 0.25 以下とする。

$$q_{sp} = \frac{a_t \sigma_y + a_p \sigma_{py} - a_c \sigma_y}{bd} \cdot \frac{1}{F_c} \quad (3)$$

ここに、 a_t 、 a_p 、 d 、 F_c は、(1)、(2) 式と同じ。

q_{sp} ：引張側の鉄筋と PC 鋼材および圧縮鉄筋による鉄筋・鋼材係数

b ：梁幅 (T 形断面のときは有効幅 B とする)

a_c ：圧縮鉄筋断面積

σ_y ：普通鉄筋の規格降伏点応力度

σ_{py} ：PC 鋼材の規格降伏点応力度

ただし、断面の圧縮筋に対しては、その座屈を防止する配慮を行うものとする。また断面曲げ圧縮側のコンクリートに対し、その圧縮変形能力が大となるような対策を講じた場合はこの限りでない。」

- 5) 3.7 長期応力に基づく断面算定：(2) 項の 4 行～6 行および表 (3) を削除し、更に (3) 項 2 行目「なおひびわれを…望ましい」→「なおひびわれ発生を仮定しない設計においても、一時的な超過荷重、収縮応力、温度応力などによる有害な残留ひびわれが生じないように断面引張側に鉄筋を配置する」と変更して解説に本稿表—4 (1)、(2) を与えた。
- 6) 4 編施工：4.1 施工計画、4.2 コンクリートの施工の 2 項であったのを、これらに、4.3 PC 鋼材の運搬および保管、4.4 PC 鋼材の配置、4.5 プレストレッシング、4.6 定着部の処理、の諸項を追加した。

3.2 設計の方針と考え方の背景

ひびわれ制御設計とその運用・取扱い：PRC 部材の設計方針を簡単に表現するならば、現行の PC 規準に基づく設計に曲げひびわれ幅の検討が加えられただけであるということができる。曲げひびわれの発生を想定した設計を行う PRC 部材のひびわれ制御に対し、内外の規準のなかにはコンクリートの応力あるいは鉄筋の応力等で間接的に制御する方針を採っているものもあるが、学会 PRC 指針では応力のみによる制御は簡便さという利点は認めるものの、ひびわれ幅に対する多くの要因をより確実に考慮することは無理であろうという考えに立ち、ひびわれ幅を直接算定する規定としている。ただし

その算定をより簡単にするために既に報告したように実用的な算定図表^{6)~8)}を与え、同時に後述するように精度を多少落とした簡便法を示している。

なお、ひびわれ幅の制御設計の運用・取扱いについては次の点に留意すべきであろう。提示しているひびわれ幅算定式は文献 8) に詳述しているように現時点では可能な限りの要因を考慮してその算定値は一応満足できる結果を与えるとはいうものの、各要因の影響をあらゆる場合に対して的確に計算に算入できるとも限らず、またひびわれに関するすべての要因を実際に考慮するのは困難なことであり、したがって算定値と実際のひびわれ幅との関係も満足のゆく対応を示さない場合も起こり得る。加えて設計値と対比検証が不可能であるがゆえに検証されずに済む許容応力度設計の場合と異なり、ひびわれ幅は直接実物との対比が可能となるので、計算値と実際値との差異を厳密に問題に出すとトラブルを起こしかねないことになろう。以上のような事情を考慮するならば、ひびわれ制御設計におけるひびわれ幅の算定値は設計上の一応の“目標値”であると考えて、柔軟な姿勢によって取扱うことが必要であろう。

終局強度設計法と断面のじん性：前節新告示の項でも述べたように、他種構造ではルート 3 は保有耐力の検討のみを行う経路となっているが、PC 構造ではこれが更に a、b に分けられてルート 3a で従来の終局強度型の設計が行えるようになっている。この終局強度設計が保有耐力検討の設計内容と対応し得るのは断面のじん性が保証されることにある。断面のじん性は一般には鉄筋係数（あるいは PC 鋼材も含めた鉄筋・鋼材係数）の値を例えば 0.3 以下というように制限し、同時に若干の構造細則を付加することによって得られるとされている。本 PRC 指針ではこれを通常の場合、断面の圧縮鉄筋の効果も考慮した値において 0.25 以下と規定し、この値が 0.25 を超えるような場合でも、じん性改善の具体的方法を付録で示すなどして、一応充分なじん性が得られるように配慮している点で特徴がある。これによって現行 PC 規準で採られている終局強度設計法をじん性の面から具体的に補足するという改善を行って一層充実させたものとなっている。

架構応力の算定：上述のように短期荷重に対しては通常終局強度設計を行うことになろうが、指針では架構応力の算定は長期、短期を問わず弾性解析によって求めるよう規定している。しかし終局強度設計用の架構応力は正しくは塑性解析によって架構終局域における応力再分配を考慮した値を用いるべきであると考えられるが、上記措置の理由はこの点の知識が現状では不十分であり、また設計が非常に簡便になることにあるが、実際には次

のような内容にもなっている。

すなわち、所定の地震時の荷重に対し弾性解析によって架構応力を算定し、曲げ破壊（塑性ヒンジ）の対象となる架構部材の各断面位置の曲げ降伏（破壊）耐力をその弾性解析応力以上の値となるように設計するという事は、所定の地震荷重時は弾性応力に近い状態が必ず保障されたうえでそれ以上の荷重域で本格的な架構応力の再分配が行われるということであり、また本指針では特に前記のように『3.5 構造細則』の(3)項（鉄筋・鋼材係数の制限）の規定とその解説および付録に説明されるように、塑性ヒンジ部では一応十分なじん性を持つよう配慮されるので、架構内の第1塑性ヒンジ発生から最終ヒンジ発生まで安定した終局域挙動を示すものと推定される。したがって本指針に従って設計された架構は、動的許容の状態すなわちメカニズムまで架構耐力は上昇し、また十分な吸収エネルギーを持つものと考えられる。

3.3 断面引張縁の状態の分類

この分類を表-3に示す。I~IVの分類記号は前回の報告のとおりであるが、表全体の説明内容を若干変更している。すなわち曲げひびわれ幅制御の方策の欄を設けて各分類状態に対する制御方法を明示しているほか、断面設計でコンクリートの引張応力 σ_{ct} を考慮する系列I, II, III_t, III_{tb}と、考慮しない系列IV, III_{0.2}, III_{0.1}に分け、同時にIII種内の区分を破線を用いて行っている点である。

III種内の区分は前報²⁾にも述べたように実用上の便を考慮した便宜的なもので、次に述べるようにIII_t, III_{tb}, III_{0.1}, III_{0.2}の順序は必ずしもそのまま実際の引張縁の状態の順序やグレードの順位を表わすものではない点に注意する必要がある。曲げひびわれ発生の観点からは、およそのひびわれ安全率はI種で1.3以上、II種で1.15

以上と考えればIII種は1.0付近の値を持つことになって、III_t~III_{0.2}の4つの種別はいずれもひびわれの発生を想定するという点で同じ範ちゅうに属することになる。しかしIII_t, III_{tb}およびIII_{0.1}, III_{0.2}はそれぞれの設計方法が σ_{ct} を考慮するPC方式および考慮しないRC方式という相容れない違いがあり、いかなればI種からIV種までの不連続部となっている。すなわち2つの設計方式の境界を明瞭に区切れない“重なり”の部分もある。したがって実際の設計では次のようなことになる場合がある。例えばIII_{0.1}として設計されたものが、所定の応力で無視した σ_{ct} の効果により、実際にひびわれが入らずIII_{tb}あるいはIII_tの状態になることもあり、また逆にIII_{tb}の断面は σ_{ct} を無視すればIII_{0.1}かIII_{0.2}の状態になる可能性がある。

以上のような点を考慮して表-3のIII種の内部の区分は破線を用いて行っている。このような不連続性を持つゆえに現行の各国の規準では、この部分の設計上の具体的な取扱い方法についてはいずれも言及していない。

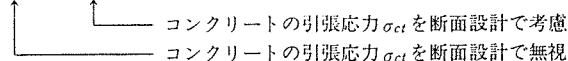
本指針では既報²⁾の曲げひびわれ幅算定式に基づいた試算によって種々検討を行い、III_t, III_{tb}で設計された断面の σ_{ct} を無視しても最大ひびわれ幅が0.1mm以下となるような用心鉄筋量を算出する表を作成し解説の中に示している。それを表-4(1), (2)に示す。全断面有効と仮定した設計応力時の断面引張縁応力(σ_{ct})の値に応じて同表より鉄筋量を定めることができる。これによりIII_t, III_{tb}の設計はひびわれ幅の計算が不要となり、従来のPC断面の設計法がそのまま生かされる。この結果、前報指針(案)本文の「表(3)ひびわれを許容しない設計断面における最小鉄筋量」が削除された。

3.4 キャンセル応力の選定

引張縁の状態をIIIのどれにするかを定めた後は、前

表-3 部材の分類と長期設計応力時の断面引張縁の状態

部 材	引張縁の状態の分類 記号		長期設計応力 (G+P+X _p) ^{*1} 時の引張縁の状態 (設計上の仮定)	曲げひびわれ幅制御の方策
	σ_{ct} 無視	σ_{ct} 考慮		
プレストレストコンクリート PC		I	圧縮応力 $\sigma_c \geq 0$: フルプレストレッシングの設計	—
		II	引張応力 $\sigma_t \leq f_t$ (許容引張応力度) : パーシャルプレストレッシングの設計	—
プレストレスト鉄筋コンクリート PRC (III種PC: PPC ^{*6})		III _t	引張応力 $\sigma_t \leq F_t$ (引張強度) ^{*4}	ひびわれ用心筋の配置 ^{*3}
		III _{tb}	引張応力 $\sigma_t \leq F_{tb}$ (曲げ引張強度) ^{*5} 最大ひびわれ幅 $w \leq 0.1\text{mm}$	
		III _{0.2}	最大ひびわれ幅 $w \leq 0.2\text{mm}$	ひびわれ幅算定による直接制御
鉄筋コンクリート RC		IV	(最大ひびわれ幅 $w \leq 0.2\text{mm}$)	鉄筋応力制限による間接的制御



*1 X_p: プレストレス導入による不静定二次応力

*4 F_t=0.07F_c

*6 Partially Prestressed Concrete (=PPC)

*2 σ_t : 断面コンクリートの引張応力

*5 F_{tb}= $\frac{5}{3}$ F_t

*3 指針3.7(3)項解説および本稿表-4参照

◇報 告◇

報²⁾の図—5 設計のフローにも示したように導入プレストレス力 P とその偏心距離 e を算定するのが設計の順序となろう。この場合、プレストレス導入後 $x(G+P+X_P)$ (ただし、 G : 固定荷重応力, P : 積載荷重応力, X_P : プレストレス導入による不静定二次応力, $0 \leq x \leq 1$) の応力で断面引張縁応力が零となる Decompression の状態になるとすると、設計上この x の値をいかに定め

るかが問題となる。 x の値の大-小は曲げひびわれモーメント (M_{cr}) の大-小、ひびわれ幅 (w) の小-大、たわみ (δ) の小-大およびプレストレス力 (P) の大-小に対応しているが、総括的に PC 的部材-RC 的部材に対応するともいえる。現時点ではこの x の値と上記諸量とを定量的に関連づけることは難しいので、指針では定性的な関係を模式的に表わした 図—2 を示すことにしてい

表—4 (1) ひびわれの発生を仮定しない梁の設計断面における最小鉄筋量 ($w_{max}=0.1\text{mm}$ に対応)

(a) コンクリート引張縁応力 $\sigma_t=20\text{ kgf/cm}^2$						(b) コンクリート引張縁応力 $\sigma_t=30\text{ kgf/cm}^2$									
梁せい $D(\text{cm})$	梁幅 $b(\text{cm})$		平均プレ ストレス $\sigma_g(\text{kg/cm}^2)$	30	40	50	60	梁せい $D(\text{cm})$	梁幅 $b(\text{cm})$		平均プレ ストレス $\sigma_g(\text{kg/cm}^2)$	30	40	50	60
	10	20							30	10					
50	10		3-D19					50	10		3-D22				
	20		"						20		3-D19				
	30		"						30		"				
60	10		3-D19	4-D19				60	10		3-D22	4-D22			
	20		"	"					20		3-D19	4-D19			
	30		"	"					30		"	"			
80	10		3-D19	4-D19	5-D19	6-D19		80	10		4-D22	4-D25	5-D25	6-D25	
	20		"	"	"	"			20		3-D22	4-D22	5-D22	6-D22	
	30		"	"	"	"			30		3-D19	4-D19	5-D19	6-D19	
100	10		4-D19	5-D19	6-D19	7-D19		100	10		5-D22	5-D25	8-D22 (7-D25)	8-D25	
	20		3-D19	4-D19	5-D19	6-D19			20		3-D22	4-D22	5-D22	6-D22	
	30		"	"	"	"			30		3-D19	4-D19	5-D19	6-D19	
120	10			5-D19	5-D22	8-D19		120	10			6-D25	8-D25	9-D25	
	20			6-D19	7-D19	7-D19			20			4-D25	5-D25	6-D25	
	30			4-D19	5-D19	6-D19			30			4-D19	5-D19	6-D19	
140	10				6-D22	9-D19		140	10				9-D25	11-D25	
	20				6-D19	8-D19			20				6-D25	7-D25	
	30				5-D19	6-D19			30				6-D19	7-D19	
160	10				6-D22	10-D19 (8-D22)		160	10				10-D25	12-D25	
	20				5-D22	9-D19			20				7-D25	8-D25	
	30				6-D19	7-D19			30				6-D19	7-D19	

(注) コンクリートのかぶり厚さ: 5 cm, ひびわれ間コンクリートの乾燥収縮によるひびわれ幅拡大への影響量 $\epsilon_{sh}: \times 10^{-4}$

表—4 (2) ひびわれの発生を仮定しないスラブの設計断面における最大鉄筋間隔 ($w_{max}=0.1\text{mm}$ に対応) (cm)

スラブ厚さ $t(\text{cm})$	平均 プレストレス $\sigma_g(\text{kg/cm}^2)$	下縁応力 $\sigma_{ct}(\text{kgf/cm}^2)$							
		20		25		30		35	
		鉄筋種		鉄筋種		鉄筋種		鉄筋種	
15	10	D10,D13 交互	D13	D10,D13 交互	D13	D10,D13 交互	D13	D10,D13 交互	D13
	15	19	21	16	18	14	16	13	14
	20	22	23	18	20	16	18	14	16
18	10	24	26	21	22	18	19	16	17
	15	17	18	14	16	13	14	11	13
	20	19	20	16	18	14	16	12	14
21	10	21	22	18	19	15	17	14	15
	15	15	16	13	14	11	13	10	11
	20	17	18	14	16	12	14	11	12
24	10	18	20	16	17	14	15	12	13
	15	13	15	11	13	10	11	9	10
	20	15	16	13	14	11	12	10	11
		16	18	14	15	12	13	11	12

(注) コンクリートのかぶり厚さ: 3 cm, ひびわれ間コンクリートの乾燥収縮によるひびわれ幅拡大への影響量 $\epsilon_{sh}: 3 \times 10^{-4}$

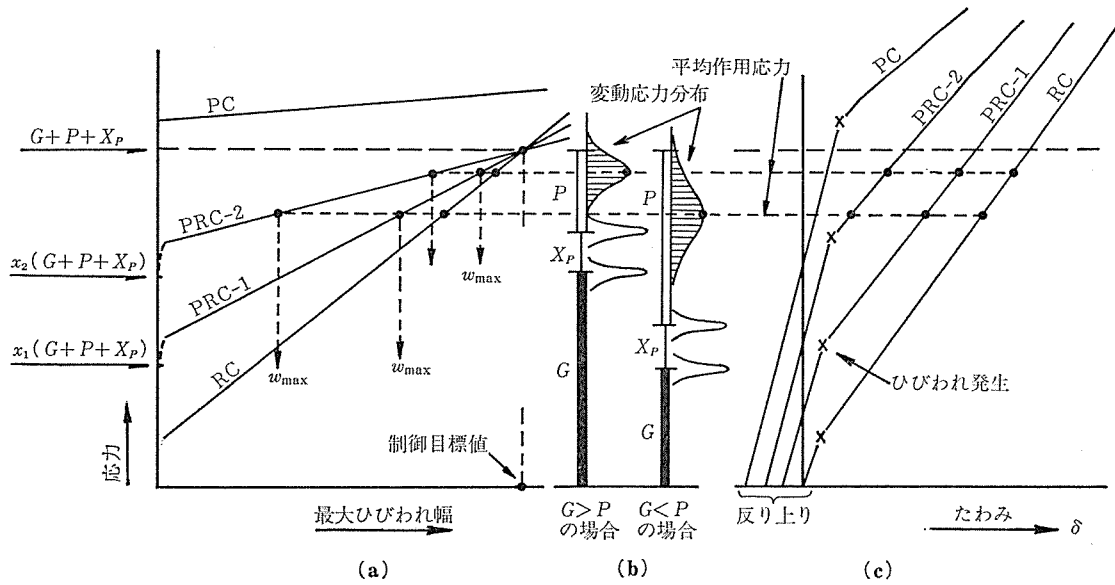


図-2 x の大きさとひびわれ幅、たわみの関係概念図

るが、設計者はこの図などを参考にし、与えられた諸条件を考慮して x の値を適宜定めて設計することになる。

同図 (a), (b) および (c) にはそれぞれ最大ひびわれ幅 (w_{max})、作用応力とその頻度分布および導入による反り上りも含めたたわみ (δ) などと設計応力との関係を示してある。これらの図から例えば、i) $G+P+X_P$ の応力で同じ w_{max} の値であってもたわみは x の採り方で大きく差がでること、ii) $G+P+X_P$ の応力以下では x の大-小は w_{max} の小-大の関係にあるが $G+P+X_P$ より大きい範囲ではこの関係が逆転すること、すなわち超過荷重域では PC 部材に近い方がひびわれ幅は大となること、および iii) 上記 ii) に述べた逆転はたわみについては生じないこと、などを知ることができる。図-3 は参考までに反り上りも含めた荷重-たわみ関係の実験の例と平均ひびわれ幅の推移も各曲線上にプロットして示したもので、ひびわれ幅に関して高応力域で前述のように逆転する様子も示されている。

また同図に示すように、 $G+P+X_P$ のうち G の占める割合が大きい場合 ($G > P$ の場合) には常時作用する平均応力位置は高く、逆に G の占める割合が小さい場合 ($G < P$ の場合) には低くなっている。今 x を定める一つの考え方として固定荷重による応力 G のみを導入プレストレス力によってキャンセルするとすれば (同図では $G > P$ の場合には x_2 すなわち PRC-2 が、 $G < P$ に対しては x_1 すなわち PRC-1 がほぼ対応している)、導入プレストレス力は G が大きければ大きく、小さければ小さく定まるほか、常時作用する平均応力時の最大ひびわれ幅も、両場合を PRC-2 すなわち x_2 で設計した場合よりも差の少ない結果を与える。いいかえるなら

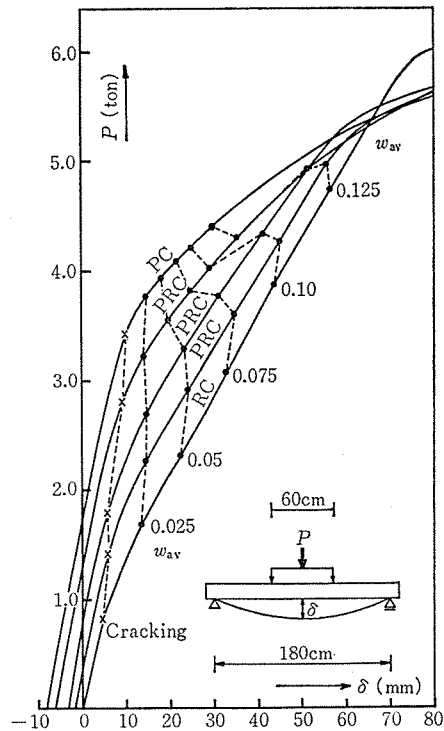


図-3 荷重 (P)-たわみ (δ)-ひびわれ幅 (w_{av}) の関係¹⁵⁾

ば、 x の値を固定荷重による応力 G に基づいて定める方法は、平均応力作用時の常時においても G の P に対する割合の大小にかかわらず最大ひびわれ幅に対して大きな差を与えないことが予測され、この観点から妥当な方法であるといえよう。

以上のほか現行 PC 規準や本 PRC 指針に則って設計される断面では普通、曲げひびわれモーメントは Decompression モーメントの 1.3~1.4 倍程度であることも x 選定の際に参考になることであろう。

3.5 曲げひびわれ幅の算定

スラブのひびわれ幅算定式：前報指針（案）の時点では梁の算定式のみを示していたが、その後の検討^{(10),(11)}によってスラブの算定式として適切なものが得られたので、それをここに示そう。

一般に曲げ部材の平均ひびわれ幅 w_{av} は定常状態時の平均ひびわれ間隔 l_{av} と Decompression（この場合、鉄筋位置コンクリートの応力が零の状態）からの鉄筋の平均ひずみ変化量 $\epsilon_{s,av}$ にひびわれ間コンクリートの乾燥収縮の影響量 ϵ_{sh} を加えたものとの積で (1) 式のように表わされる。

$$w_{av} = l_{av}(\epsilon_{s,av} + \epsilon_{sh}) \dots\dots\dots (1)$$

最大ひびわれ幅 w_{max} は前報同様、

$$w_{max} = 1.5 w_{av} \dots\dots\dots (2)$$

である。(1) 式の $\epsilon_{s,av}$ については梁でもスラブでも同じ式を適用できると考えてよいので、梁とスラブとの違いは同式の l_{av} で表わされる。梁では引張鉄筋と中立軸の距離はスラブに比べて大きく、したがって部材引張側は純引張に近い状態にあるので引張プリズム試験体の実験結果が適用でき、これに基づいて梁の式が定められている。しかし鉄筋と中立軸の距離が小さいスラブでは、引張の状態に曲げ (flexure)、すなわち弯曲の影響が付加される。この影響をスラブ試験体によって調べ、その結果を次の (3) 式に代入して k の値の検討を行った。

$$l_{av} = 2 \left(C + \frac{S}{10} \right) + k \frac{\phi}{P_e} \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 C ：鉄筋のかぶり厚さ ($C_b \neq C_s$ のとき $C = (C_b + C_s)/2$ 、スラブでは $C = C_b$)

S ：鉄筋間隔

ϕ ：鉄筋径

P_e ：引張有効鉄筋比 ($= A_s/A_{ce}$)

(記号については 図-4 参照)

なお (3) 式において $k=0.1$ とした場合が梁の算定式を与える。スラブの実験より得られたデータを (3) 式に代入して k とスラブ厚 t との関係を示すと 図-5 のようになる。同図には梁部材に関する結果も白丸印で示してあるが、スラブの結果を表わす黒丸印についてみると t と k との関係はほぼ直線となるので、それを (4) 式で表わした。結局スラブのひびわれ幅の算定は、(4) 式の k を (3) 式に用いた l_{av} と (5) 式の梁部材に用いている平均鉄筋ひずみ $\epsilon_{s,av}$ とから (1) 式によって求められる。

$$k = 0.0025 t \quad (k \leq 0.1) \dots\dots\dots (4)$$

$$\epsilon_{s,av} = \frac{1}{E_s} \left(\sigma_t - k_1 k_2 \frac{F_t}{P_e} \right) \dots\dots\dots (5)$$

$$k_1 k_2 = \frac{1.25}{2.5 \times 10^3 \cdot \epsilon_{s,av} + 1.0} \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 E_s ：鉄筋のヤング係数

σ_t ：ひびわれ断面における鉄筋応力

F_t ：コンクリートの引張強度

ただしスラブのひびわれ幅は、図-4 に示すように梁部材に対応させてスラブの各主筋の真中に仮定の表面を考え、その面における鉄筋高さ位置の値としている。また同じスラブ厚と梁せいの場合の (3) 式の使い分けは、部材がスラブのように横の拡がりの大きいものであれば (4) 式の k を、また通常の梁部材であれば $k=0.1$ を用いればよい。

なお参考までに (3)、(4) 式による l_{av} の算定値と実験値とを比較した結果を 図-6 に示す。 $k=0.0025 t$ を用いると $\pm 15\%$ 以内のよい精度が得られることが分かる。

また 図-5 では梁材に関する白丸印が $k=0.1$ の値に対して大きく拡がり、精度はあまりよくない印象を与えるが、(3) 式右辺第 1 項のウェイトが第 2 項に対し相対的に大きいことにもより、 l_{av} 算定値と実験値は既報 (文献 8) 図-8 参照) のように $\pm 20\%$ の範囲にあってよ

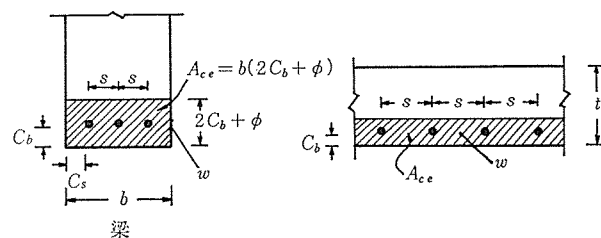


図-4 梁、スラブの曲げひびわれ幅算定断面と記号

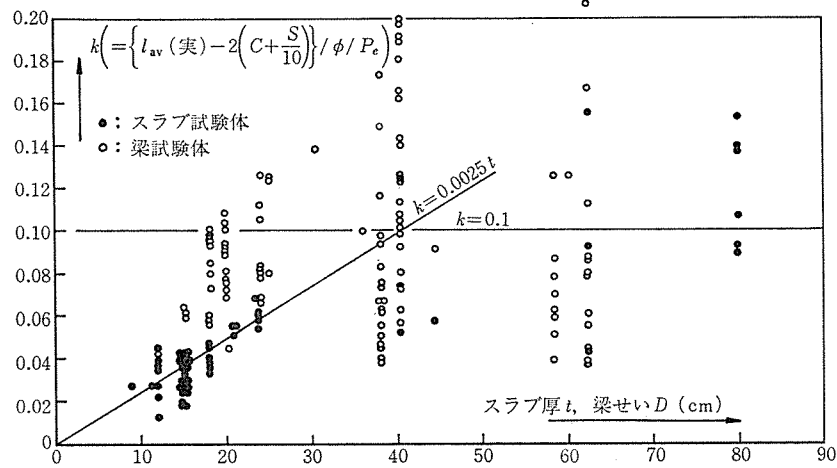


図-5 スラブ厚、梁せいと (4) 式の k との関係

表-5 コンクリートのヤング係数とひびわれ幅算定用の乾燥収縮

設計基準強度	ヤング係数 E_c	乾燥収縮 ϵ_{sh}
$<300 \text{ kgf/cm}^2$	学会 RC 規準の値	{ 梁・柱 2×10^{-4} スラブ 3×10^{-4}
$\geq 300 \text{ kgf/cm}^2$	学会 PC 規準の値	

収縮 ϵ_{sh} の値 2×10^{-4} および 3×10^{-4} は前回の指針(案)ではそれぞれ S_n の値として 3×10^{-4} および 4×10^{-4} となっていたものである。今回の値は以上の説明によって(9)式より 3.3×10^{-4} および 5×10^{-4} の S_n の値を想定していると理解することができる。

3.6 断面設計における略算式とコンクリートおよび鉄筋の応力算定

種々の算定式と精度：PRC 断面に導入されたプレストレス力が設計応力時の値 ηP になったものと仮定し、また PC 鋼材にはグラウトが施工され付着応力が作用するものとする、設計曲げモーメント M の作用によって断面引張側には図-8 に示すように鉄筋の引張力 $T_s (=a_t \sigma_t)$ のほかに PC 鋼材引張力変化量 $\Delta P (=a_p \Delta \sigma_p)$ が生じる。この場合、 $\sigma_t \leq f_{tw}$ (f_{tw} ：許容ひびわれ幅から定まる鉄筋の許容引張応力度) が満足されるよう断面設計が行われる。

さてこの断面応力分布の状態に対して、設計上 ΔP の考慮の有無および有効プレストレス力 ηP と応力中心距離 j_p をどのように扱うかなどによって幾つかの断面算定方式が考えられる。そこでこれら事項の取扱い方によって断面の許容曲げモーメントの値にどの程度影響するかの概略を知るために、ケーススタディとして新告示 1320 号の解説版⁴⁾ の設計例 D に示された PRC 大梁断面に対して検討した結果を表-6 に示す。なお図-9 にその大梁断面の諸元を示した。表-6 中のそれぞれの Case に関する算定式は式(10)~(14)である。

Case 1

$$M_A = a_t \sigma_t j_s + (a_p \Delta \sigma_p + \eta P) j_p \dots\dots\dots (10)$$

Case 2

$$M_A = a_t \sigma_t j_s + \eta P j_p \dots\dots\dots (11)$$

Case 3

$$M_A = a_t \sigma_t j_s + a_p \Delta \sigma_p j_p + \eta P e \dots\dots\dots (12)$$

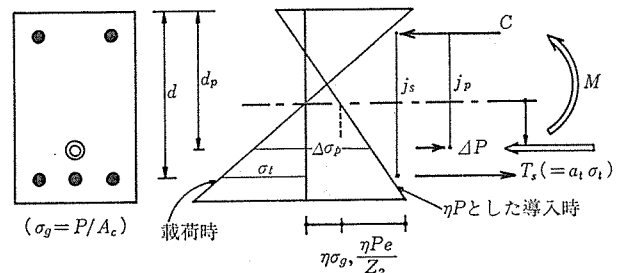


図-8 PRC 断面と応力分布の変化

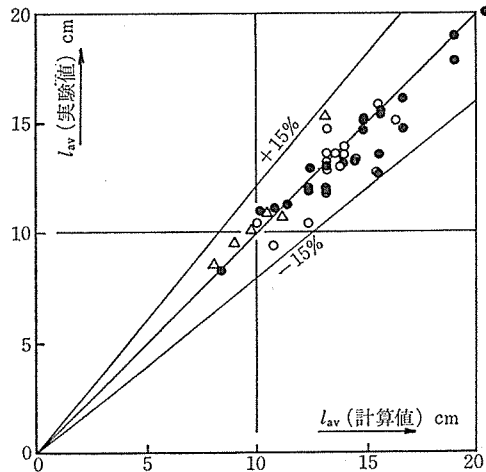


図-6 スラブの l_{av} の計算値、実験値の比較^{10),11)}

い精度を与えている。

乾燥収縮の影響：前報指針(案)ではこの影響の算定の方法としてコンクリートの自由乾燥収縮量 S_n (指針(案)本文表(2)参照)の値をそのまま用い、

$$\Delta w_{av,s} = l_{av} \cdot S_n \dots\dots\dots (7)$$

として加算することを解説で指示していた。この点に関してもその後調査研究¹²⁾を行い、図-7 に示す結果を得ている。同図はある材令 t における自由乾燥収縮量 (S_t) に対するひびわれ間コンクリートの収縮量 (ϵ_{sh}) の比率を時間経過との関係で示したもので、材令初期では多少のバラツキが見られるが、それ以後はほぼ 0.6 程度の値になっていることが分かる。この結果に基づいて今回の指針では(7)式を

$$\Delta w_{av,s} = l_{av} \cdot \epsilon_{sh} \dots\dots\dots (8)$$

$$\epsilon_{sh} = 0.6 S_n \dots\dots\dots (9)$$

として乾燥収縮によるひびわれ幅の拡大量を算定することとして、これを(1)式に含めている。またこれに対応して指針本文の「コンクリートのヤング係数と乾燥収縮」に関する表を訂正して表-5とした。同表の乾燥

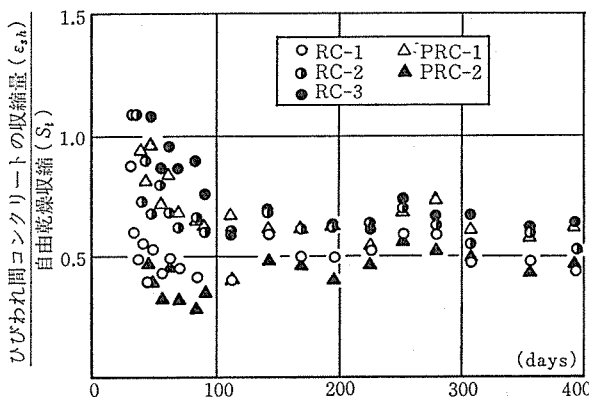
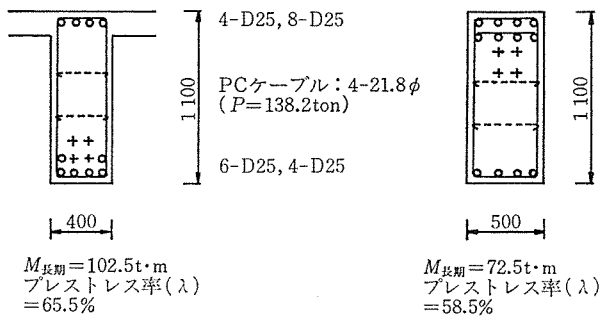


図-7 持続荷重した梁のひびわれ間コンクリートの収縮量の自由乾燥収縮に対する割合¹²⁾

表—6 $\eta\sigma_g$ と ΔP の考慮の有無と許容曲げモーメント

ケ ー ス		Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	Case 5
梁 断 面	σ_t^*	プレストレスによる軸応力 ($\eta\sigma_g$) 考慮		プレストレスによる軸応力 ($\eta\sigma_g$) 無視		
		ΔP 考慮	ΔP 無視	ΔP 考慮	ΔP 無視	
					精 算	略 算 ($j = \frac{7}{8}d$)
中央断面 (T 形)	1 450 kgf/cm ²	156.8 t·m (1.00)	139.8 (0.89)	125.5 (0.80)	113.0 (0.72)	109.4 (0.70)
端部断面 (長方形)	1 396 kgf/cm ²	118.5 (1.00)	111.6 (0.94)	83.8 (0.70)	76.1 (0.64)	75.5 (0.63)

* σ_t : 許容ひびわれ幅 ($w_{max}=0.2mm$) から定まる鉄筋の許容引張応力度



図—9 表—6 の検討断面の諸元

Case 4

$$M_A = a_t \sigma_t j_s + \eta P e \dots \dots \dots (13)$$

Case 5

$$M_A = a_t \sigma_t \frac{7}{8} d + \eta P e \dots \dots \dots (14)$$

すなわち Case 1 は ΔP を考慮し j_s, j_p ともに正しい値を用いた精算式であり, Case 2 は精算式に対し ΔP を無視している。Case 3 では ΔP は考慮しているが, ηP に対しては j_p の一部である偏心距離 e のみを考慮しており, Case 4 はその ΔP も無視している。最後の Case 5 は, j_s を慣用の RC 断面用の略算式 $M = a_t f_t j$ における $j = (7/8)d$ を用いたものである。表—6 の結果よりどの事項を無視するとどの程度の値となるかが充分推測されるであろう。

曲げ材の略算式: RC 断面に対しては $M = a_t f_t j (j = (7/8)d)$ の略算式があり, 我々に, はかりしれない便宜を与えている。PRC 断面に対してもこのような簡便な略算式が望まれるので, 上記以外のケーススタディも種々行って検討した結果, 学会として (15), (16) 式のように T 形断面と長方形断面に分けた略算式を提案することにした。

$$\text{T 形断面 } M_A = a_t \sigma_t \frac{7}{8} d + \eta P \left(d_p - \frac{1}{8} d \right) \dots (15)$$

$$\text{長方形断面 } M_A = a_t \sigma_t 0.8 d + \eta P \left(d_p - 0.2 d \right) \dots \dots \dots (16)$$

すなわち T 形断面の場合, (10) 式の j_s は RC 同様 $(7/8)d$ より充分大と考えられるので, その値を採り, j_p に対しては,

$$j_p = \frac{7}{8} d - (d - d_p) = d_p - \frac{1}{8} d$$

としたものである。また $\Delta P (= a_p \Delta \sigma_p)$ の項は無視している。それは表—6 の結果によれば無視の影響は 1 割程度の値となっているが, この表の例では $\lambda = 0.60^*$ の値をもつ PC に近い PRC 断面であり, もしこの値が小となって RC に近づけば ΔP の影響は小さくなると考えたものである。なお (15) 式は学会指針の曲げ破壊モーメント M_u の略算式

$$M_u = a_t \sigma_t \frac{7}{8} d + T_p \left(d_p - \frac{1}{8} d \right) \dots \dots \dots (17)$$

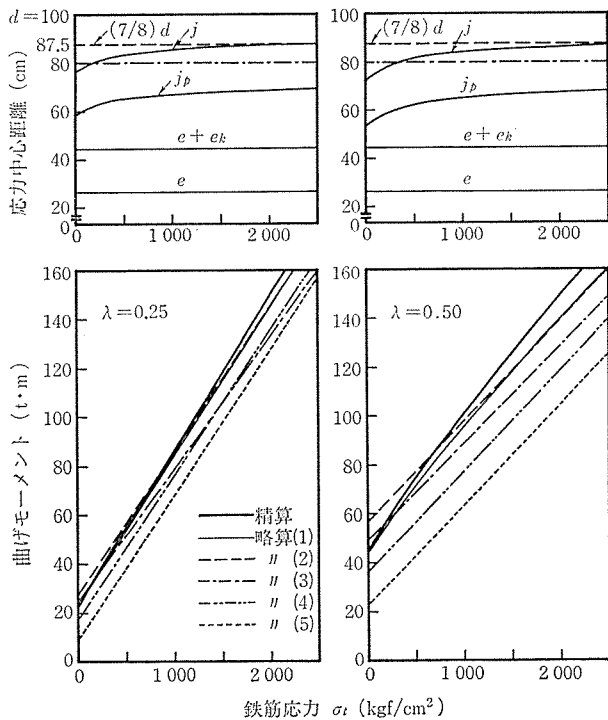
と同じ形となっている。

長方形断面に対する (16) 式の場合は, プレストレス力が作用しているため中立軸は長方形 RC 梁断面の場合より一層下がり j_s は $(7/8)d$ より小となる。図—10 にケーススタディの結果の一部として $\lambda = 0.25, 0.50$ の場合を示したが, 引張鉄筋の応力中心距離 j_s は全域にわたって $(7/8)d$ より小さく, 特に低応力域ではその差が大きくなっている。また当然のことながら λ の値の大小に応じて, すなわちその PRC 断面が PC に近いほどその差は大きく, 逆に RC に近いほど小さくなっている。同図下部には, 精算値に対する種々の略算式による曲げモーメントの値が比較して示してあるが, (16) 式の算定値は同図の略算 (3) によって示されており, 同式は $\sigma_t \geq$ 約 300~500 kgf/cm² の範囲で安全側に妥当な結果を与えることが推測される。

これら略算式 (15), (16) 式は, 前記表—6 においては Case 2, すなわち (11) 式に近い値を与えると考えられる。なお上述の略算式のほか, RC 断面としての許容曲げ耐力と PC 断面としてのそれとを加算する次式のような便法もあろう。

$$M_A = a_t \sigma_t \frac{7}{8} d + \eta P e + \eta \sigma_g Z_2 \dots \dots \dots (18)$$

* $\lambda =$ PC 鋼材の降伏耐力/鉄筋および PC 鋼材の降伏耐力



- 略算(2): $M_A = a_t \sigma_t \cdot \frac{7}{8} d + \eta P (d_p - \frac{1}{8} d)$
- 〃 (3): $M_A = a_t \sigma_t \cdot 0.8 d + \eta P (d_p - 0.2 d)$
- 〃 (4): $M_A = a_t \sigma_t \cdot \frac{7}{8} d + \eta P (e + e_k)$
- 〃 (5): $M_A = a_t \sigma_t \cdot \frac{7}{8} d + \eta P \cdot e$

図—10 各種算定法の比較

$$= a_t \sigma_t \frac{7}{8} d + \eta P (e + e_k) \dots \dots \dots (19)$$

(18) 式第2第3項は図—8 から明らかなごとく、プレストレス導入時 (ηP を仮定) から下縁応力零までの曲げモーメントすなわち PC 断面としての許容曲げモーメントを表わしている。図—10 にはこの式による結果も略算 (4) として示してあるが、精算値や (16) 式よりもかなり低めの結果を与えている。しかし物理的にその意味をとらえ易い式といえよう。

なお図—10 の略算 (1) は、図—8 において導入時から decompression (PC 鋼材位置のコンクリート応力零) までの $\Delta\sigma_p$ を無視したものである。

許容ひびわれ幅に対応する鉄筋応力 (f_{tw}) の算定：許容応力度設計とひびわれ幅算定によるひびわれ制御設計とを行う断面設計においては、鉄筋の応力はひびわれ幅より定まる値の方が一般に小さくなるであろう。したがって実際の設計では、断面を仮定して許容ひびわれ幅から定まる鉄筋の許容値 f_{tw} をまず算定して前記(15)、(16) 式により M_A を求めることが多いと考えられるので、学会指針で提示している f_{tw} を求める 2,3 の方法をここに示そう。

(1) ひびわれ幅算定式より求める方法

指針本文解説および付録 1.2 に示すひびわれ幅算定式

より σ_t を逆算して f_{tw} とする。

(2) ひびわれ幅算定図より求める方法

上記算定式に基づいて作成した付録 1.2 に示すひびわれ幅算定図を利用する。 $\sigma_t (= f_{tw})$ の求め方は算例で示してある。

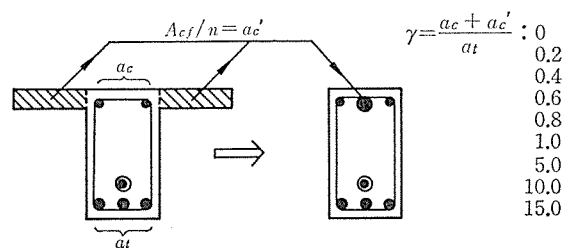
(3) 簡便法

これは前報²⁾ 以後の検討により鉄筋応力のみでひびわれ幅制御設計が行えるように新たに提案された方法である。すなわち指針のひびわれ幅算定式に基づいて安全側の許容ひびわれ幅-許容鉄筋応力 f_{tw} 関係を求め、算定図としたものが図—11 であり、この f_{tw} を略算式 (15)、(16) 式に用いれば、鉄筋の許容引張応力 f_t を f_{tw} に置きかえたとする通常の RC 断面の設計方式同様の簡便な設計が可能となる。

ただし、同図は算定図の複雑化をさけるためもあって、利用できる範囲を使用頻度が多いと考えられる場合限定している。この範囲外のものについては算定式あるいはひびわれ幅算定図表等を利用することになる。また圧縮強度、かぶり厚さ等がこれらの図の作成条件に一致している場合は、付録 1.2 のひびわれ幅算定図表より求めた値に一致しているので精算と同じ結果を与える。

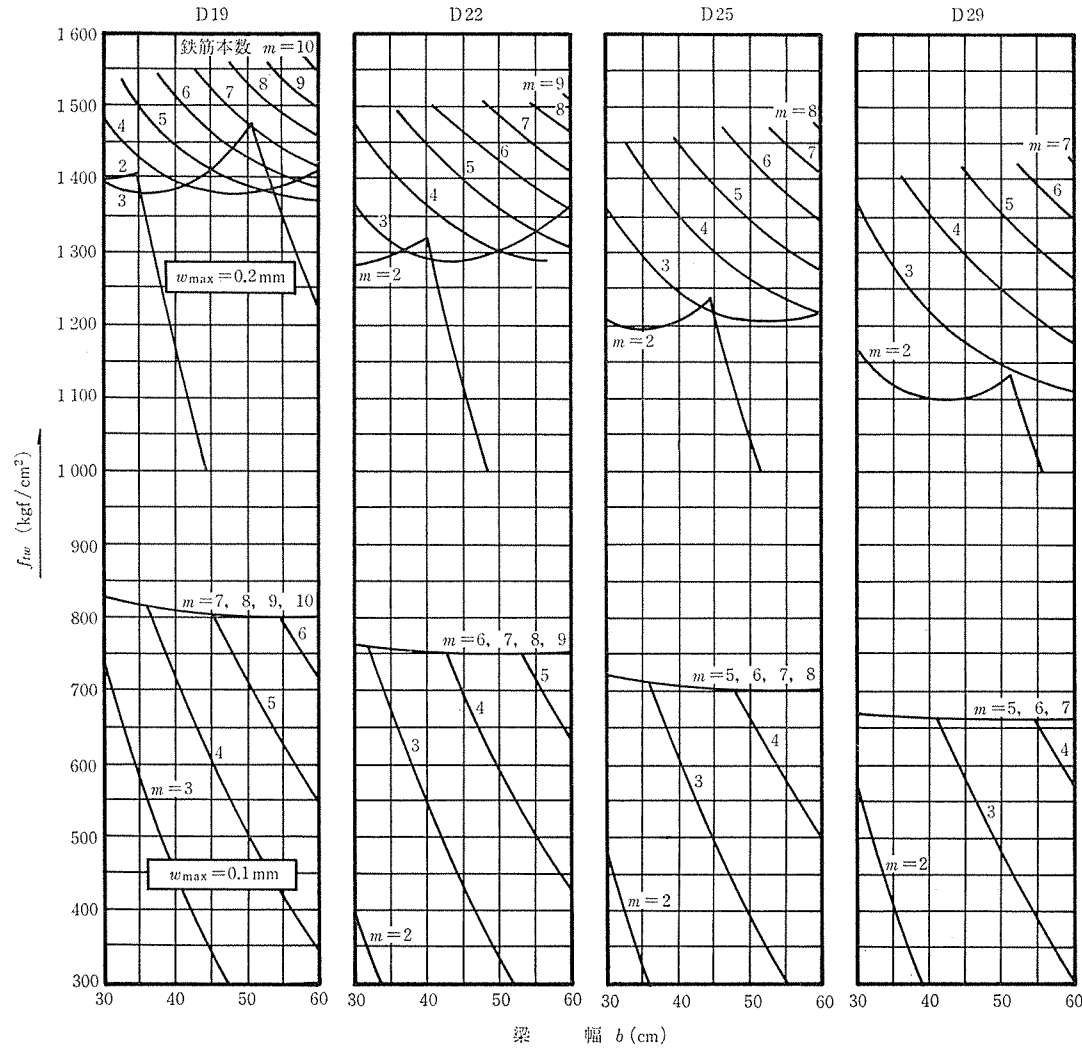
鉄筋およびコンクリート応力の算定：RC 柱断面算定図を利用したコンクリートおよび鉄筋の応力を算定する方法を前報²⁾ の図—10 に示した。前報では断面は長方形を対象としていたが、PRC 部材としては梁材が多いとすれば断面は T 形となるので、今回の学会指針では図—12 のように T 形断面のフランジ部面積をヤング係数比 n によって鉄筋断面積に換算して長方形断面とし、同図に示すように複筋比 r が 1 より大きい種々の値に対する算定図も用意した。

これら一連の算定図を用いれば、設計した断面のコンクリートおよび鉄筋の応力が容易に求まり、RC 部材同様の許容応力度設計が行える。また、図—8 の $\Delta\sigma_p$ のうち導入時 (ηP) から Decompression までの部分を実用的にはわずかであると考えて無視することにすれば、前記 (10) 式に近い精算設計ができる。すなわち、与えられた鉄筋応力 $\sigma_t (= f_{tm})$ 、コンクリートの許容圧縮応



図—12 T形断面の長方形断面化

(a) 梁, 柱
 $F_c = 240 \text{ kgf/cm}^2$ 以上
 $C = 5 \text{ cm}$ 以下



(b) スラブ
 $F_c = 240 \text{ kgf/cm}^2$
 $C = 2 \sim 3 \text{ cm}$

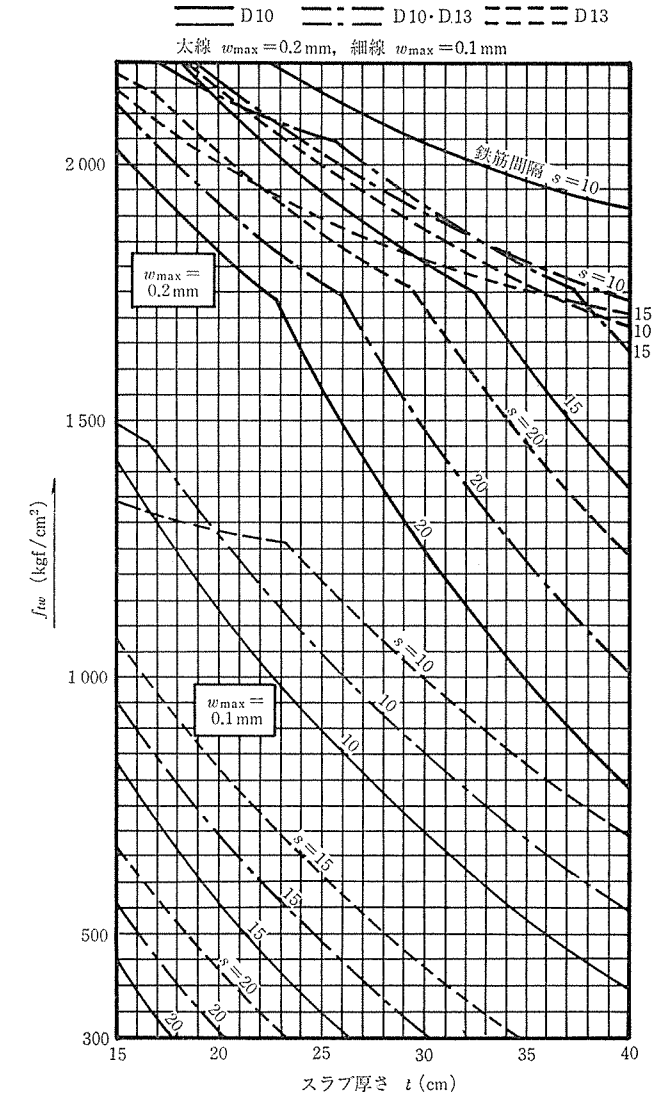


図-11 ひびわれ幅制御目標値から定まる鉄筋の許容引張応力度 f_{tw}

力 f_c (=前報²⁾ 図-10 の σ_i) より x_{n1} が定まるので、その断面の鉄筋比 P_t と $N(=\eta P)/bD$ より $M(=MA - \eta Pe)bD^2$ が精算値として求まる。

3.7 断面じん性の確保

わが国におけるこれからのコンクリート構造物の適切な利用と確実な発展、なかんずく超高層建築への発展のためには、部材の耐力もさることながら、必要にして十分なじん性と同時に塑性域での多数回くり返し荷重に対する安定した挙動が必要不可欠な条件であろう。

この問題のうち、じん性については前報で既に、鋼材係数 q の値は構造細則で 0.25 以下と規定されていること、それ以上となる場合の補強方法の概要等について一応説明をしている。

今回の指針では前報²⁾ の基本方針は変わっていないが、本稿 3.1 節で述べたように鉄筋・鋼材係数 q_{sp} の算定に圧縮筋の効果を含めることに変更されたので、圧縮筋が有効に働くためにその座屈防止への配慮の必要が解説および付録において述べられている。またじん性率設計法に関して検討した結果、その方法を定量的に指針本文の解説に示すには、研究資料が未だ若干不十分であり、また特に他種構造との混用構造の場合の安全性の違いが大きくなり過ぎるなどの点から、今回の指針ではその具体的な方法等については付録において参考資料として示されることになった。

ここではその後得られた実験データに基づいて塑性域でのくり返し荷重による力学的挙動や前報²⁾ でふれなかった補強上の留意点などを簡単に要約する。

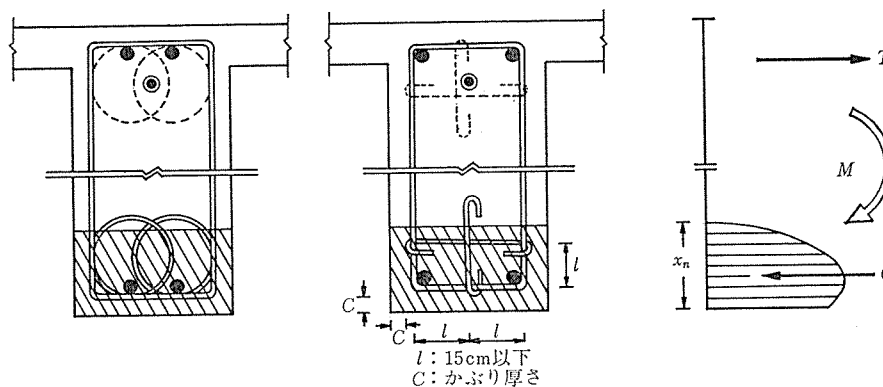
断面じん性を増大させる方法は 図-13 に示すように断面曲げ圧縮側をコンファインドコンクリートとするのが最も効果的であり、同図の A 法は円形スパイラル筋で補強するものであり、B 法はあばら筋を増やすと同時にそのはらみ出し変形を拘束する拘束補助筋を用いる方法である。図-14 はこれら二つの補強法の効果を調べる

ために行った一連の実験の結果^{13),14)} の一部を示したものである。部材断面は実大により近い 24×40 (cm) とし、圧縮筋を考慮した鉄筋・鋼材係数 q_{sp} の値は 0.3 および 0.35 という大きな値を採り、また補強筋は $\phi 9$, D 10 および $\phi 13$, D 13 を用いてピッチ 10 cm および 5 cm として配筋した。荷重は大変形塑性領域におけるくり返し荷重に対する挙動の安定性を明らかにするために、部材角 $1/15 \sim 1/10$ 辺りまでを目標に合計 40~50 回の定変位くり返し載荷を行った。これは大地震時の 20~30 波程度の主要動を想定したものである。なお各部材角位置でのくり返し回数は 10 回ずつである。同図の各 $P-\delta$ 曲線は 1 回目と 10 回目の包絡線をハッチで示してある。断面の破壊はいずれの試験体も主筋の圧縮座屈後の引張破断で生じている。

以下得られた結果を要約する。

- 1) 1 回目載荷の包絡線は、一応十分なじん性を示しても 10 回目の包絡線では試験体によって極めて脆性的な性状を示す場合がある (試験体 No. 8 参照)。このことは大地震時のコンクリート部材のじん性を論じる場合、塑性域でのくり返し載荷の回数は従来のような 1 回程度ずつでは不十分であることを示唆している。
- 2) 上記の観点から、あばら筋を 10 cm 程度のピッチで配置した断面では、試験体 No. 8 の結果にも示されているように強震時の主要動によって塑性域に入った断面のじん性はあまり期待できない。
- 3) A 法の円形スパイラル補強の場合は q_{sp} の値が 0.35 程度でも $\phi 9 @ 50$ の補強によって一応十分なじん性が得られる。
- 4) B 法のあばら筋による角形補強の場合は D 13 @ 50 の補強が少なくとも必要と考えられる。

次にこれらの補強法に対する注意点等を簡単に述べる。A 法においては、円の直径はピッチの少なくとも 3



A 法：円形スパイラル筋補強 B 法：角形(スパイラル)筋補強(あばら筋と併用)

図-13 曲げ変形能力(じん性)増大の方法

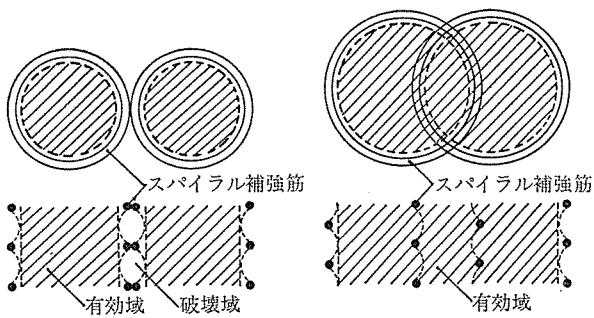


図-15 円形補強コンファインドコンクリートの
大変形時の破壊域と有効域

倍以上とし、二つの円を図のように大きく重ねる方法がよい。その理由は、図-15 に示すようにコンファインドされたコンクリートもその外周部は終局域では崩れてくるので、それ以内の有効部分を重ねることによってより広い有効部面積とするためである。また主筋の座屈をできるだけ遅らせるために主筋は円形内に配置する必要がある。そのためには鉄筋本数が多くなった場合は束ね配筋とするのがよい。円形補強はコンファインドコンクリートを造るには最も効果的であるが、主筋配置等に若干の難点がある。なおこの円形スパイラル筋の配置は、他の鉄筋の配筋完了後に側面から回転して送り込むと簡単に行えるようである。

B法においては、拘束補助筋によって囲まれる分部の一辺の長さは小さいほどよく、少なくとも 15 cm 程度以下とする必要がある。それは角形補強の実験データがいずれも 15 cm 程度までであり、またそれ以上になるとコンファインドすなわち横拘束の効果は急激に低下することが予測されるからである。なおこの場合の配筋についてはコンクリートのかぶり厚さはあばら筋でなく拘束補助筋の突出部で決まる点を注意しなければならない。なお終局大変形域では曲げ圧縮側のかぶりコンクリートはすべて剝落している。

いずれの補強法もその補強区間は、スパン 20 m 程度までの架構であれば、ヒンジ領域に少し余裕をとって部材せいの 1.5 倍程度とすればよいであろう。ただしスパンが大となって部材方向の曲げモーメントの勾配がゆるくなる場合は、補強区間外での破壊の可能性もでてくるので 1.5 以上とするなどの配慮が必要である。

具体的な補強量としては、前記注意点を考慮に入れたうえで、PC 鋼材も含めた鉄筋・鋼材係数 0.30~0.35 程度の断面に対して、A法では $\phi 9$ あるいは D 10 @ 50 mm、B法では $\phi 13$ あるいは D 13 @ 50 mm とするのがおよその目安と考えたらよい。詳細は学会 PRC 指針付録において述べてある。

4. あとがき

以上のほか、まえがきにも述べたように施工の部分が前回よりも大幅に追加されたが、その内容には特に新たなものではなく、従来の PC、RC およびアンボンド工法関連の項目を採り入れて内容を整えたものとなっているので本稿では割愛した。

今後の課題としては、実用的であるが精度のよい断面設計の略算法の開発、低サイクル疲労性状を考慮したじん性率設計法や補強定着部の終局強度設計法の確立、ひびわれとたわみの制御設計、特に今回殆んど言及していないたわみの定量評価方法の改良と開発、ひびわれ状態と各種環境、荷重条件と耐久性との関連の究明等々山積みの状態であるともいえるが、今回の PRC 指針は内外の諸規準と比較しても、多くの特徴を持つ実用設計上いろいろと便利な内容に満ちたものであるといえよう。いづれにしても新告示の制定と今回の学会 PRC 指針によって PRC 構造の実施は極めて容易なものとなった。これを契機として、この構造が従来のコンクリート構造の持つ幾つかの欠点を取り去り得る多くの優れた特質を持つことが一般に理解されて建築の分野に広く役立つことになると確信している。21 世紀へ向けての大いなる展開が期待される。

参 考 文 献

- 1) 日本建築学会：プレストレスト鉄筋コンクリート（Ⅲ種 PC）構造設計・施工指針（案），建築雑誌，Vol. 97，No. 1194，1982 年 6 月，pp. 50~56
- 2) 鈴木計夫：日本建築学会 プレストレスト 鉄筋コンクリート（Ⅲ種 PC）構造設計・施工指針（案）について，プレストレストコンクリート，Vol. 24，No. 2，Mar. 1982
- 3) 日本建築センター：ビルディングレター，1984.1，pp. 17~25
- 4) 日本建築センター：プレストレストコンクリート造設計・施工指針，1983 年版
- 5) 日本建築学会：アンボンド工法用 PC 鋼材と施工時の取扱について，建築雑誌，Vol. 94，No. 1153，昭和 54.7，pp. 57~64
- 6) 鈴木計夫，大野義照：プレストレスト 鉄筋コンクリートはりの曲げ ひびわれ幅に関する研究（その 1. 初期ひびわれ幅について），日本建築学会論文報告集，第 303 号，昭和 56 年 5 月
- 7) 鈴木計夫，大野義照：プレストレスト鉄筋コンクリートはりの曲げ ひびわれ幅に関する研究（その 2. ひびわれ幅の計算図表），日本建築学会論文報告集，第 305 号，昭和 56 年 7 月
- 8) 鈴木計夫，大野義照：PRC 部材の曲げ ひびわれ 幅算定法，プレストレストコンクリート，Vol. 24，No. 1，Jan. 1982
- 9) 鈴木計夫，大野義照：梁の許容曲げモーメントの計算式について，日本建築学会 プレストレスト コンクリート 構造分科会資料，No. 263，昭和 57.7
- 10) 鈴木計夫，大野義照，栗田佳彦：RC および PRC スラブの曲げひびわれ幅算定式について，セメント 技術年報，

◇報 告◇

- 37 卷, 昭和 58
- 11) 鈴木計夫, 大野義照, 栗田佳彦, 横田 聡: PRC スラブの曲げひびわれ 幅算定式について, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 昭和 59.6
- 12) 鈴木計夫, 大野義照, 菅原正晴: プレストレスト鉄筋コンクリート 梁部材の長期曲げひびわれ幅の算定, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 昭和 58.6
- 13) 鈴木計夫, 中塚 信, 平松一夫, 嶋崎敦志: 高靱性 PRC 梁部材に関する基礎的研究, セメント技術年報, 38 卷, 昭和 59
- 14) 鈴木計夫, 中塚 信, 平松一夫, 長田省作: 高靱性 PRC 梁部材に関する基礎的研究, プレストレストコンクリート技術協会研究発表会講演概要, 第 24 回, 1984.11
- 15) 鈴木計夫, 大野義照, 菅 知史, 佐田裕之, 吉田輝幸: プレストレスト鉄筋 コンクリートはりの曲げ性状について (その 1, その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和 54.9

【昭和 59 年 11 月 13 日受付*】

* 日本建築学会での指針の審議が長引き内容に若干の変更があったのでそれを修正して本誌に改めて提出した。

◀刊行物案内▶

プレストレストコンクリート世界の動向と 新道路橋示方書による設計計算例

本書は第7回技術講習会のためのテキストです。その内容は、前半は世界における PC の動向として、諸外国の特殊な PC 橋施工例 Alm 橋ほか数橋と LNG タンクについて、また建築構造物については最近世界的に関心の高まってきたアンボンド PC 工法をとりあげ、その理論と利用法について詳しく説明されている。後半には新しいコンクリート道路橋示方書に基づいた設計計算例として、静定構造物についてはポストテンション単純Tげた橋について、また不静定構造物については連続げた橋について詳細折込付図を添付し詳述されている。実務者には必携の図書としてお勧めいたします。希望者は代金を添えプレストレストコンクリート技術協会にお申し込みください。

体 裁 : A 4 判

定 価 : 3,000 円 送 料 : 450 円

内 容 : プレストレストコンクリート世界の動向——(A) 土木構造物——Alm 橋, Ruck-A-Chucky 橋, Columbia 斜張橋, Brotonne 橋, Carpinto 橋, Fos-sur-Mer, Montori-en-Bretagne の各 LNG タンクほか, (B) 建築構造物——アンボンド PC 工法の発達の歴史, アンボンド PC 鋼材と防せい材, アンボンド PC 部材の曲げひびわれおよび曲げ破壊耐力, 曲げひびわれおよびたわみ特性と普通鉄筋の必要性, アンボンド PC 部材の曲げ疲労耐力, フラットスラブ構造, Ⅲ種アンボンド PRC 構造, 新コンクリート道路橋示方書による設計計算例, (C) 静定構造物設計計算例——設計計算の対象, 材料強度・許容応力度等, 曲げモーメントが作用する部材としての設計, せん断力が作用する部材としての設計, (D) 不静定構造物設計計算例——不静定構造物の断面力の算定, 設計条件, 各部の設計ほか, 折込付図 4 枚