

PC 構造物の安全度について

猪 股 俊 司

土木学会の新らしいプレストレスト コンクリート設計施工指針において、従来のひびわれ安全度の検討を除き、また破壊に対する安全度の検討における荷重に乗すべき係数を変えた。この大きい改訂は種々な問題を提起し、PC利用者側とくに鋼構造専門技術者側に大きい不安感を与え、PCに対する非難の声が高くなっている。土木学会の改訂指針に関係した者の一人としてPC構造物の安全度についての私見を述べることも意義があると考え、あえて一文を草した。

ひびわれ安全度の検討の項を除いた主な理由はパーシャルプレストレッシングも許容するものとした場合の基本態度として、コンクリートの引張強度はこれを無視することにしてからである。下突縁と腹部とのコンクリート乾燥収縮速度の相違、コンクリート発熱量の相違、等によって内部応力が生ずるであろうと考えられるが、これを計算で正確に求めることはできないのである。これらの事を考えても、不測の引張応力が生じているかも知れないのである。したがって鉄筋コンクリートと同様に引張に対するコンクリートの抵抗を無視するのが安全であると考えられる。たとえ従来のような方法でひびわれの安全度を検討するとしても、設計によってはパーシャルプレストレッシングの方がフルプレストレッシングより大きいひびわれ安全度を与えるようなこともある。またひびわれ発生荷重の規定は非常に困難であって、肉眼で認められるひびわれ発生荷重が、あるいは10倍のルーペで認められるようになるのか、または100倍のルーペでひびわれ発生の発見につとめるのか、等によって、ひびわれ発生荷重は全く異なってくるものである。以上のように規定困難な荷重を定めることは現在のところ無理であると考えられる。これらの点を考えるとひびわれの安全度を計算することは、例えコンクリートの引張に対する塑性を考慮するとしても無意味であると筆者は考えている。特に引張に対するコンクリートの塑性の有無については議論のあるところである。パーシャルプレストレッシングでも、全断面を有効と考えて応力計算をする理由は、発生する引張応力をすべて鉄筋によって受けるようにしてあれば、全断面を有効としても、あるいは引張部コンクリートを無視しても、応力計算結果の差は非常に小さく工学的には無視できる差であるからで

ある。また一方パーシャルプレストレッシングで許容されている程度の引張応力度の範囲ではひびわれ巾は非常に小さく、構造物の保守維持の点に特別な不利を与えることとはならない。すなわち構造物として利用できない程度となったり、破壊したりすることになったりはしないのである。この点は従来の多くの試験結果によっても明らかであり、鉄筋コンクリートについては長い経験を有し、かつ、なんらの不安も感ぜずに利用してきているのである。

しかし、ひびわれが生じては構造物の利用上不便である水槽、パイプ、等にあっては当然設計荷重作用時にもなお多少の圧縮応力度が残るようにすべきことは当然なことであって、これらの点については設計者の判断力が大切なことになるのである。

現在PCの設計にあたって最初は弾性理論を用い、許容応力度を利用して、ある与えられた荷重のもとで、構造物構成材料がある限られた応力をこえないようにしている。つぎにこのように設計された構造物が、ある定められた破壊安全度を有するかどうかを検討している。最初の許容応力度を用いて設計計算のできる範囲は、作用する荷重が相互に無関係で独立している（すなわち各種荷重のそれぞれの影響の和として多数の荷重の影響を考慮することができる場合）という法則において、作用荷重による断面力あるいは応力が、荷重に比例する場合にのみ適用できるものである。すなわち、このような場合には許容応力を用いて設計してもよい。許容応力度 σ_a はその材料の限界応力 σ_{lim} （圧縮強度、引張強度、降伏点応力度、等）を越える安全率 k で割って求められる。

$$\sigma_a = \frac{\sigma_{lim}}{k}$$

この安全率を設計に導入する必要性は、荷重、材料および設計計算法、等が実際の値と可能な値との間に、ばらつきが必ず存在することによって説明できる。いまつぎのように荷重と応力との間に比例関係が成立するとすれば）

$$P_a = \bar{\phi}(\sigma_a)$$

$$P_{lim} = \bar{\phi}(\sigma_{lim})$$

よってつぎの関係が求まる。

$$P_a = \bar{\phi}\left(\frac{\sigma_{lim}}{k}\right) = \frac{P_{lim}}{k}$$

よって応力に関する安全率 k は限界荷重と許容荷重の間に同様に適用されることとなる。しかし PC ではひびわれの発生前と後では荷重と応力との比例関係が同じようには成立しないのである。したがって、このような構造では許容応力を用いる設計法によったのでは最終的な安全度はわからないことになる。このことは鉄筋コンクリートにおいて従来の弾性比 $n=15$ とした場合と同一問題結果となるのである。また許容応力度を定める場合の安全率は、ある程度の任意性を有するものであって、構造物の型式、部材の作用、応力の種類、計算の誤差および近似性、施工上の誤差、万一破壊を生じた場合の損害、等の多くの要素を完全に考慮に入れて定められるものではない。

以上の理由から、破壊計算を採用することになるのである。しかし第一にこの破壊の状態を正確に定める必要がおこる。しかし、定量的にも定性的にもこの状態を實際上、正確に定めることはできない。考えられる状態としてつぎの2つがある。

1. 一般に破壊と呼ばれている全体的最終的破壊の状態

2. 上記の状態の前の状態であるが、材料の内部構造組織が変化して、これが受けなければならない応力にもはや抵抗できないと考えられる状態

以上2つのうちで最初の1.の状態は容易に試験で定めることができる利点を有している。実験者の技能がどうであろうと、試験方法、測定方法がどうであろうと、部材の完全な破壊状態には不確かさは全くないのである。ただ、この破壊とこのときの応力状態については多少の不確かさが残る。何となれば、この破壊の状態の近くでの応力および変形の測定は実験上非常に困難な問題であり、かつまた簡単に利用または解釈できない大きいばらつきを示すものである。例えばコンクリートの破壊ひずみなどは測定者によって異なり $2 \times 10^{-3} \sim 10 \times 10^{-3}$ の範囲にちらばっている。また Brandtzaeg, Rüschi 等の実験結果によると、コンクリート曲げ部材の圧縮側コンクリートは最初、容積が減少するが、やがて容積が増加することを明らかにしている。この現象の説明として、内部に微細なひびわれが発生するため、材料組織が不安定となるが、内部摩擦のために完全な破壊にまでは至らないのである。したがって、この完全破壊をおこさせるためには応力を増加させるか、長期間にわたって応力を加えておけばよいのである。これらの現象は、またコンクリート供試体に圧縮を加えながら音速を測定してもわかることである。以上の考え方を用いて前記2.の破壊の状態を定めることもできる。すなわち、これによると次

の利点がある。

(a) 応力の作用する時間には無関係である。

(b) 短期間の荷重に対する不安定状態の影響を受けない。

以上の状態を定めるには、

① 圧縮縁コンクリートのひずみを制限する。

② 鋼材の伸びを制限する。

の2つを用いる必要がある。しかしながら、これらの数値については非常に不確かなところも多く、また多くの人々の意見も分れるところである。

それで一応最も確実な1.で定義したような破壊状態を考えることにする。そのための安全度を定めるには、(1) 基本荷重の決定、(2) 材料の基本強度の決定、(3) これら基本荷重のもとで材料の基本強度をこえない設計計算法の決定、が必要である。

(1) 基本破壊荷重 (L_b) の決定

平均荷重を L_m 、変動係数を σ とする。

$$L_b = L_m(1 + 3\sigma)$$

で表わすと、 L_b のおこる確率は約 10^{-3} となる。

(2) 基本強度 (σ_b) の決定

平均基本強度を σ_m 、変動係数を σ 、 κ_f を実際の強度が基本強度より小さくなる確率を減少させる係数とする。

$$\sigma_b = \frac{\sigma_m(1 - \sigma)}{\kappa_f}$$

コンクリートの圧縮強度に対して $\kappa_{cf} = 1.5$

PC鋼材引張強度に対して $\kappa_{pf} = 1.15$

と考えることにする。

以上の基本荷重のもとで基本強度をこえないように定めることにすれば、このようなことのおこる確率は非常に小さく破壊をおこさないと考えてよい。

現場施工PCのコンクリート変動係数は10%以下であることが、多くの試験結果から明らかであるが $\sigma = 10\%$ と仮定する。また施工管理は学会の規定に従って、20回に1回の確率で、(a)どの3個の平均値も基準とした強度の80%を下がらず、(b)引続いてとったどの5回の試験の平均も基準とした σ_{28} を下がらない、とする。よって配合設計の場合の目標強度は $1.08 \sigma_{28}$ である。

コンクリートに対して $\kappa_{cf} = 1.5$ とするとコンクリートの基準強度は

$$\frac{1.08 \sigma_{28}(1 - 0.10)}{1.5} = 0.65 \sigma_{28}$$

PC鋼線について多数の引張強度試験結果によると、 $\phi 5$ 、 $\phi 7$ についてつぎのようである。

$\phi 7$ mm 平均 $\sigma_{pu} = 162.3 \text{ kg/mm}^2$

標準偏差 3.4 kg/mm^2

φ 5 mm 平均 $\sigma_{pu} = 173.3 \text{ kg/mm}^2$
標準偏差 2.8 kg/mm^2

よって $\kappa_{pf} = 1.15$ として P C 鋼線に対する基準強度を求めるとつぎのようになる。

$$\phi 7 \text{ mm } (162.3 - 3.4) / 1.15 = 138 \text{ kg/mm}^2 \\ = 0.890 \times (\text{規格強度})$$

$$\phi 5 \text{ mm } (173.3 - 2.8) / 1.15 = 148 \text{ kg/mm}^2 \\ = 0.896 \times (\text{規格強度})$$

よって安全側として $(0.89 \times \text{規格 } \sigma_{pu})$ と考える。

断面の破壊抵抗モーメントは普通の橋のような場合につぎの式で求めることができる。

$$M_u = 0.89 \sigma_{pu} A_p d \left(1 - \frac{1}{2} \frac{0.89 \sigma_{pu} A_p}{0.65 \sigma_{28} b d} \right) \\ = 0.89 A_p \sigma_{pu} d (1 - 0.685 \bar{\omega})$$

$$\text{ここに、} \bar{\omega} = A_p \sigma_{pu} / b d \sigma_{28}$$

σ_{pu}, σ_{28} = 設計において基準とした値

以上の式が成立する範囲として $\bar{\omega} = 0.10 \sim 0.15$ の範囲内で計算する。

一方設計にあたって破壊抵抗モーメントはつぎの式で求められている。

$$M_{u \text{ cal}} = A_p \sigma_{pu} \cdot d (1 - 0.5 \bar{\omega})$$

この両 M_u を比較すると大体一定値となる。これを平均値 0.87 で表わすと、普通の設計範囲内では、

$$M_u / M_{u \text{ cal}} = 0.87$$

となることが、非常に小さい確率の範囲内でおこりうる。

次に基本破壊荷重を定める必要があるが、荷重のばらつきについての測定結果の例は非常に少ないので、ある仮定をすることにする。

静荷重については標準偏差を 5%，動荷重については標準偏差を 40% と仮定する。

よって最悪の状態として基本破壊荷重のもとで、基本強度をこえない条件を曲げモーメントについて求めてみるとつぎのようになる。

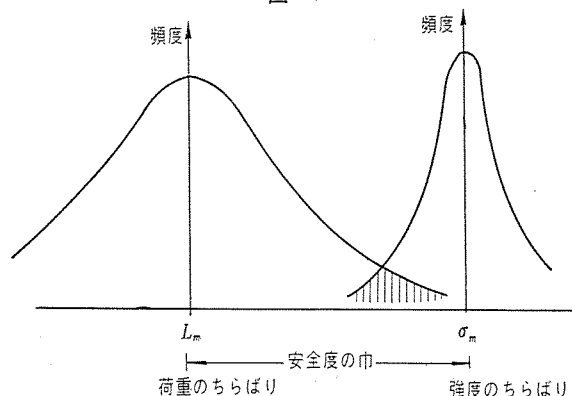
$$M_D (1 + 3 \times 0.05) + M_L (1 + 3 \times 0.40) \leq 0.87 M_{u \text{ cal}}$$

書きかえて、

$$1.3 M_D + 2.5 M_L \leq M_{u \text{ cal}}$$

となる。すなわち前記仮定のような各種のばらつきが正しいものとすれば、上式によって構造物の安全度は十分確保されることとなる。以上は安全度に関する一つの考え方を述べ、かつ現在のところ認めても大きい誤りをおかすことにはならないと考えられるところを与えたものである。しかしながら、図のような荷重についてのばらつき曲線と、断面の破壊計算のばらつき曲線との交わる区間の確率をなるべく小さくするように、両曲線を離

図-1



すことが大切である。このためには荷重のばらつきを、さらに検討する必要がある。各種荷重についてこれを測定することは相当な費用を必要とするであろうが、構造物の設計をより合理的にするためには必要な事項の第一である。

P Cの安全度を論ずるにあたって、破壊がおこる確率を非常に小さくするというだけでは不十分であることは、現在のところやむをえないことである。すなわち普通におこる程度の設計荷重、施工程度の範囲内で、過大なひびわれ、過大なたわみ等、構造物の使用上また維持保守の上でいちじるしい障害となるようなことがあってはならないことは当然である。このために許容応力度を用いて応力計算を実施し、応力と荷重とが大体比例する範囲を確かめている。これに対してなお不安があるとすれば、それは荷重の規定について確信がないことによるものであって、P Cそのものの責任ではないと考えてよい。

荷重増が考えられるとすれば、考えられる最大荷重に対して応力の検討をし、発生する引張応力をすべて鉄筋で受けもつようにしておけば、経済的かつ安全なP C構造物を造ることができると考えられる。

現実に構造物として利用不可能と判断される状態は各技術者の判断によることであって、技術者ごとに異なって来るような不確かさを多分にふくんでいる。このような状態を一義的に規定できるようになることは非常に望ましいことであるが、現在の段階では無理な点が多いように思われる。

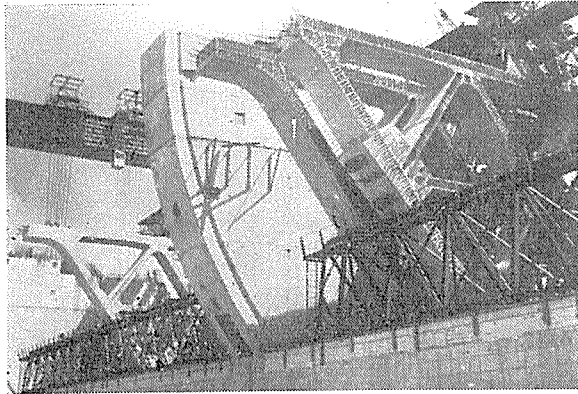
本問題についてさらに多くの論議がなされ、また多くの測定、観測がなされ、より合理的に、より経済的に構造物が設計できるようになることを希望する者は筆者のみではないであろう。

1961.9.14・受付

(筆者：工博、極東鋼弦コンクリート振興KK)
(コンサルタント部長、協会理事・編集委員長)

オランダのデルタ プランにより, Haring-vliet 付近, 湾口締切工に施工中の PC 桁

スパン 60 m, 17 連, 各スパンはそれぞれ 22 個のプレキャストブロックから成っていて, 各ブロックの重量は 250 t である。主ケーブルは B. B. R. V. 式 55-φ6 mm のものとフレシネ式 12-φ7 mm のものが併用される。PC 桁が完成すると, これにスライスゲートが取付けられる。この締切工事の工事期間は 1957 ~ 1964 年で総工事費は約 90 億円である。

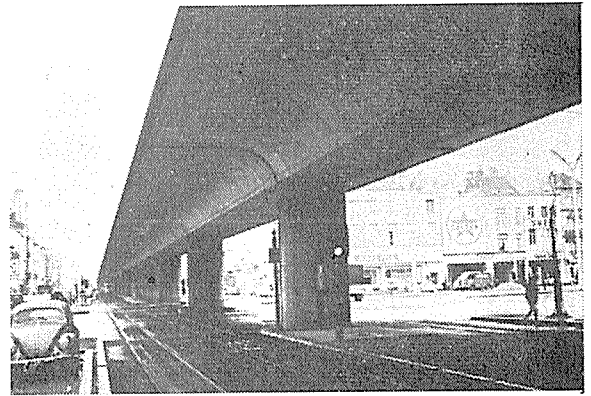


ベルギー Bruxelles の PC 高架道路橋

1958 年の万国博覧会のときに完成したもので, スパン 25 m, 単純桁で延長 1 km におよぶ。

梯型箱型断面で, 両側のはね出し部分の下が市電の通路になっている。

ケーブルは Magnel 式で, 外部ケーブル式に箱型断面内に配置されている。



すぐれた引抜技術

最新の冷間圧延!

当社は冷間引抜 PC 鋼線・PC 鋼より線のメーカーとして最高品質を誇っております。異形 PC 鋼線はわが国で唯一の最新設備、ワイヤ・コールドローリング・ミルによって造られ、次のようなすぐれた特徴をもち御好評を得ております。

- ①付着長が極めて短くなりますから
プリテンション工法においても
太径の PC 鋼線が使用できます。
- ②さび付けしなくとも十分な付着が得られます。
- ③載荷重におけるひびわれの間隔を少くすることが出来ます。

スズキ, PC 鋼線
スズキ, PC 鋼より線

異形 PC 鋼線

鈴木金属工業株式会社

本社 東京都北区袋町 2-1430
電話 (901) 4176 (代)
名古屋支店 名古屋市中村区 新名古屋ビル南館
電話 (55) 1798