

報 文

プレストレスト コンクリート 国際会議に出席して

正 員 猪 股 俊 司*

FIRST INTERNATIONAL CONFERENCE ON PRE-STRESSED CONCRETE

(JSCE May 1954)

Shunji Inomata, C.E. Member

Synopsis The present paper is a report of the First International Conference on pre-stressed concrete held in London from 6-9 October 1953. The technical sessions were held at the Institution of Civil Engineers, London.

Mr. A.W. Hill (Gt. Britain), Professor G. Magnel (Belgium) and M.Y. Guyon (France) have prepared reports from contributions received on the following three aspects of pre-stressed concrete.

The influence of abnormal temperatures on pre-stressed concrete construction.

The design of statically determinate beams and slabs of pre-stressed concrete, based on ultimate load.

Statically indeterminate structures in the elastic and plastic states.

筆者は昨年 1 月よりパリに留学、S. T. U. P. の M. Guyon (世界的名著 Béton Précontraint の著者、Freysinet の協力者) のもとで、プレストレスト コンクリートの設計施工の指導をうけその間 10 月 6 日より 9 日まで、ロンドンにおける Congrès International de la Précontrainte に出席した。この会議には世界各国よりそれぞれ代表が送られ、なかなかの盛会であり、プレストレスト コンクリートがいかに世界的に発展したかを見せられた感を深くしたものである。

この会議において報告された諸問題はすでに解決された問題というよりは現在研究中の問題をとらえたものであり、プレストレスト コンクリートにおいて何が現下の問題であるかをよく示すものであると思われる。報告された主なるものについてその概要を紹介し私見を加えることにした。

会議におけるおもなる報告は次の 3 つであつた。

(1) プレストレスト コンクリート不静定構造物における弾性的および塑性的状態

—Y. Guyon

(2) プレストレスト コンクリート静定構造物における破壊強度の計算

—G. Magnel

(3) プレストレスト コンクリート構造物に対する異常温度の影響

—A.W. Hill

1. M.Y. Guyon の要旨

弾性的作用の範囲において、最も大切な事項は、ケーブルが彎曲して配置されている場合の摩擦損失である。この摩擦損失がいちじるしく大きい場合には、設計者の計算は全く無意味なものとなつてしまう。したがつて施工が完全であるということが大切な事項である。この摩擦損失を小さくするには(これはひびわれ荷重に直接関係があり、また多少なりとも破壊強度にも関係があるものである)、シース内において鋼線が断続的にシースと接触するようにするのがよい。これには適当なダイヤフラムをシース内に挿入したり、金属製のスプリングを入れたりするのがよい。シース内への注入は完全に実施されないと安全率が低下することになる。

以上のような施工上の困難は、ルワンの高架道路、オルリアンの貯水槽、スクリアン橋の場合のようにケーブルを直線状に配置することによつてさけられるのである。これは構造物設計の問題であり、梁に適当な形状を与えることで解決される。

プレストレスを導入することによつて生ずる 2 次モーメントの問題は、理論的には一時的なヒンジを挿入することによつて解決できる。また、支点反力を調節することによつても、2 次モーメントを消去できる。しかし、この調節をすることによつて反力は構造物に

* 極東鋼鉄コンクリート振興株式会社技師

変形を生ずる。構造物が完成したのちに力 R を必要とするが、コンクリートのクリープ、乾燥収縮による変形も考慮すると、ある時期には $R/2$, $R/3$ の力でのよいことになる。このためにはときどき反力の調節を実施しなければならないことになる。

設計の場合には、弾性的範囲において、プレストレスによる2次モーメントを考へて、圧力線の移動を考へなければならぬ。この圧力線が、無載荷時、載荷時ともに、ある与えられた許容応力によつて定まる範囲内になければならないのである。設計を簡単にするにはこの2次モーメントが生じないようなケーブルの形状を求めるとよいのである。このケーブルの形状を“Cable Concordant”と呼んでいる。この“Cable Concordant”を“transformation linéaire”によつて施工の際、角変化の小さいケーブルの形状を求めればよいのである。

塑性の範囲においては、この2次モーメントの問題はあまり重要でなくなる。この点は M. Guyon の論点の、他と大きく異なる点である。それは彼の実施した連続桁の試験結果、版の試験結果、等から導かれたものである。

すなわち、ひびわれ前においてもモーメントの再分配があるからであると M. Guyon は主張するのである。ともかくこのひびわれ前のモーメント再分配を可能とするためには引張側に常に適当量の軟鋼を配置しておく必要がある。この所要量を計算上求めることは今のところできないが、従来の実験結果では定性的には小さい直径の軟鋼を適当に分布させ、その間隔は 6 cm 程度とするのがよいことがわかつている。Magnel は常に支点上に軟鋼を配置すべきことを主張しているが、M. Guyon は軟鋼を配置すべき範囲は最も引張応力をうける部分であると主張している。すなわち、これは塑性を与えるための軟鋼であるからと説明している。載荷状態、載荷が対称であるか、非対称であるか、等によるものであるが、一般にはスパンの中央である。

不静定構造物の塑性理論については未だ発達していないのであるから、異論が提出されることは当然である。Magnel はひびわれは、弾性理論によつて正確に計算されるとしている。Franco Levi は彼のスラブの試験において、ひびわれ前の塑性変形が認められたと報告している。M. Guyon は連続桁の試験でひびわれ前の塑性変形を認めている。それは、曲げ試験において求められたコンクリートの曲げ引張強度の 2.5 倍にも達する値が弾性理論で求められるのであるが、この結果を説明するには、このモーメントの再分配を考慮

する必要がある。このモーメント再分配を考慮することによつて試験の結果は明解に説明された。

以上 M. Guyon と Magnel の議論の相違は問題の解釈の相違によるものでなく、ある場合には、モーメントの再分配があり、他の場合にはこの再分配がないということにある。

このモーメントの再分配を適当に利用するためには、この問題をさらに研究する必要がある。部材はひびわれに対してある強度を有しているものであるが、曲げモーメントがその限界値に達する部分に生ずる塑性変形の回転の影響をうけてモーメントの再分配が起こり構造物の強度を完全に利用しつくすことができるのである。

N 次の不静定構造物では N ケの点で曲げモーメントがわかれば解がえられる。 N ケの断面でそれぞれの最大モーメント(既知である)に達し、これらが一定曲げモーメントのもとで回転が増加し、ヒンジのような作用をする。さらに $(N+1)$ 番のヒンジが荷重の増加の際にあらわれると、この構造物は破壊するか、ひびわれを生ずることになる。以上のような状態が可能であれば、構造物は完全に adaptable であると呼ばれる。しかし以上の状態が常に可能であるとは限らないのである。それぞれのヒンジにおいてこの構造物が adaptable であるために要求される塑性回転が、その断面において許容される可能値以上となれば、構造物としての adaptable はえられない。最初にその許容最大モーメントに達した断面は、他の断面が——これは次にヒンジとなるべき断面——塑性状態に達するのを待つことができないのである。

以上のことをさらに明らかにするには次の事項を研究する必要があると M. Guyon は述べている。

- a) モーメントの函数としての断面回転量を求める式
- b) 曲率の限界
- c) 塑性変形を生ずる区間

これらの現象を研究することは将来の問題である。

モーメント再分配を生ずるために必要な塑性回転は、材料が塑性的なものでなければえられない。コンクリートの場合には引張側に補助的な鋼材を挿入することによつてこの塑性変形がえられる。この点については、Thomas と M. Guyon とは一致した意見である。

ある種の構造物では adaptable である必要がない場合がある。すなわち、最大モーメントが弾性的に同時に多数の断面で達せられる場合である。例えば、断面一定で 2 径間の連続桁が断面図心に配置したケーブルによつてプレストレスを加えたものとする。この 1 ス

パンに等分布荷重を加えると、支点、スパン、モーメントは絶対値が同一となる。この場合には、モーメントの再分配は構造物に対しては何等特別の意味を有しないことになる。弾性理論を用いて、材料の能力を最大に利用できるような構造物は、強度の余裕がないといえるであろう。完全には adaptable でない構造物をも、適当に限界応力を低下させることによって adaptable な構造物とすることが、可能なわけである。M. Guyon はこれらの考察から不静定構造物における設計にモーメントの再分配を考慮し、従来の設計方法に比していちじるしく簡易な方法を提案した。彼によれば、ひびわれ、破壊に対してモーメントの再分配がおこると2次モーメントは何等影響がないとしているのである。ただこれには塑性変形を十分に利用するため適当な鉄筋量を挿入することを忘れてはならないことをも強調している。破壊に対しても同様にモーメント再分配を考え試験結果をよく説明している。

例えば、彼の実験結果である2径間連続桁の場合に次のように説明している(細部は、Travaux Auril-Mai-Juin-Juillet 1953)。

いま支点における破壊抵抗モーメントを M_a 、スパン中央の破壊抵抗モーメントを M_t (これらは鋼材断面積、有効高、等が知れば計算できる)とすれば、次のようにして破壊荷重 P が求められる(図-1 参照)。

$$P \times \frac{l}{4} = M_t + \frac{M_a}{2}$$

すなわち、支点およびスパン中央において桁の破壊時には、それぞれの破壊抵抗モーメントに達している。これにはモーメントの再分配を可能とするための注意が大切な事項である。

2. Magnel の要旨

Magnel は桁、スラブ、等の破壊強度の算定には従来の多数の実験結果をもととして、一つの実験式を提案した。すなわち

$$M_{ult} = 14800 p \text{ (kg-cm)} \dots\dots\dots (1)$$

で表わしてある。 $p = A_s/bd$ 鋼線の引張強度は 160 kg/mm^2 のものである。

他に破壊曲げモーメントの計算式には次のようなものが提案されている。Abeles および Moenaert の式は両者ともほとんど同一の式を与えている。

$$M_{ult} = bd^2 p \sigma_{sult} \left(1 - \frac{p \sigma_{sult}}{2 \sigma_{c ult}}\right) \dots\dots\dots (2)$$

Moenaert は圧縮破壊に対しては

$$M_{ult} = 0.40 bd^2 \sigma_{c ult} \dots\dots\dots (3)$$

を与えている。

すなわち、(2),(3) のうちの小さい方で抵抗モーメントが定まるとしている。

A. S. G. Bruggeling の式 (Dutch pre-stressed concrete group)

$$M_{ult} = (d - 0.1 D) A_s \sigma_{sult} K \dots\dots\dots (4)$$

ここに

d : 有効高さ

D : 桁高

K : 附着の程度によって変化する常数 0.65~1.00

上記の式は破壊が圧縮フランジから始まる場合には適用できない。

逆T断面の場合に対しては

$$M_{ult} = bd^2 \frac{2}{3} \times 0.8 \times \sigma_{c ult} \times \frac{\epsilon_{o ult}}{\epsilon_s + \epsilon_{o ult}} \dots\dots (5)$$

$\epsilon_{o ult}$: コンクリートの圧縮破壊歪 0.3~0.4%

ϵ_s : 最初のひびわれが発生したのちの鋼材の歪、これは附着の良否に関係する。

(4) 式における K の値に対して Magnel は、Frey-sinet 式でも Magnel 式でも注入さえ注意深く実施するならば、これを1としてもよいであろうと提案している。

(5) 式において ϵ_s , $\epsilon_{o ult}$ を正しく知ることができないのであるから、実際には適用不可能と Magnel は述べている。また圧縮破壊をおこさない程度の圧縮側の強度があれば、桁の断面形状は破壊曲げモーメントには影響するところがないであろう。

以上のような種々の提案式を比較するために、鋼材の引張強度を 156 kg/mm^2 、附着は完全であるとし ($K=1$) てみる。Dutch の式で $D=1.09 d$ とする (これは結果にはほとんど影響がない)。

いま M_{ult}/bd^2 を計算すると次のようになる。

Bruggeling の式

$$13900 p \text{ (kg-cm)} \dots\dots\dots (6)$$

Magnel の式

$$14800 p \text{ (kg-cm)} \dots\dots\dots (7)$$

Moenaert, Abeles の式

$$15600 p \left(1 - \frac{15600 p}{2 \sigma_{c ult}}\right) \text{ (kg-cm)} \dots\dots\dots (8)$$

(6),(7) はほとんど同一の結果を示している。したがって(6),(8)式を比較すればよい。以上の結果を図-2 に示してある。図中の点はいくつかの試験結果を示したものである。 $\sigma_{c ult} = 400 \sim 600 \text{ kg/cm}^2$ の良好な

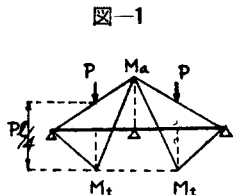
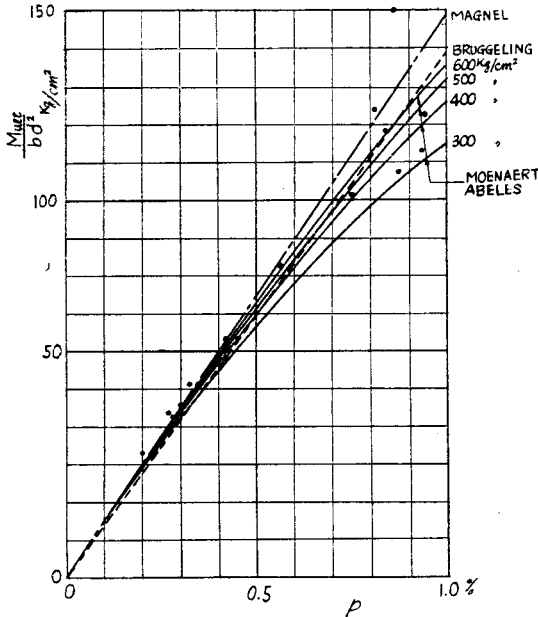


図-1

図-2



コンクリートを用いる場合に対しては、 $p=0.6\%$ までの間ではいずれの式を用いてもほとんど同一の結果がえられている。いちじるしい差を生ずるのは、コンクリート品質が特に悪い場合と $p=0.6\sim 0.7\%$ 以上となる場合だけである。試験結果と比較しても、 $p=0.6\%$ 程度までであればいずれの式によつても大体 10% 以下の誤差でよく一致していることが明らかである。 $p=1.0\%$ 近くもなるといずれの式によつてもすべての試験結果を満足に説明できない。しかし実際問題として、このような大きい鋼線断面積の部材を用いることはほとんどないのであることに注意しなければならない。結局現在までに提案された計算式は $p=0.6\%$ 程度までの場合には信頼できるものである、と結論できる。

せん断破壊に関しては、もし自重がいちじるしく小さくスパン中央に大きい集中荷重が作用するような場合には Abeles が述べているように、せん断破壊の危険はスパン中央において起るものである。すなわち、曲げによるひびわれが生じた断面で大きいせん断力が作用することになるからである。死荷重が大きく、分布荷重が作用するような一般の場合には、スパン中央のせん断力は大きいけれども、端断面に作用するプレストレスによつて主引張応力度は小さいものとなる。破壊時におけるせん断力による主引張応力の検討にはひびわれモーメント以上となる区間において、引張側コンクリートを無視した一般の主引張応力度の検算をする方法が提案されている。しかし、現在のところひ

びわれ発生後プレストレスの分布がどうなるかの問題については、現在の智識では未だ明確とはなっていない。

3. A.W. Hill の要旨

英国においてはプレストレス コンクリートが建物に大量に利用されているので、これが耐火性については特別な研究が深く進められている。英国の耐火試験規格 B.S. 476 を日本の規格に比較するために表-1 に温度上昇の速度を記す。

表-1

時	分	温 度
	5	538 °C
	10	704
	30	843
1	0	927
2	0	1 010
4	0	1 121
6	0	1 204

以上の温度上昇の場合に次の3項について観測する。

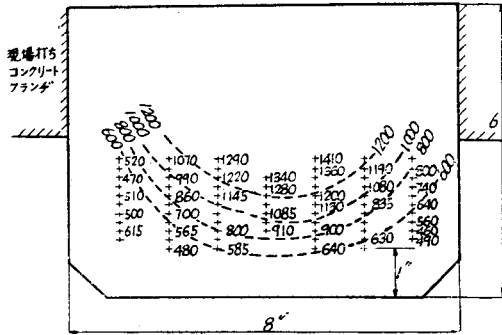
- 破壊——構造物の各要素が破壊してはならない。この場合設計荷重の 1.5 倍の載荷をしておく。
- 焔の通過——空間を仕切るための要素は焔が通過してはならない。すなわち、ひびわれや穴が生じてはならない。
- 絶縁——火に面していない面における平均温度上昇は最初の温度から 130°C 以上であつてはならず、いかなる点においても 167°C をこえてもならない。

したがつて、床、壁、等は以上の3条件を、桁、柱、では載荷能力の条件が要求される。各級 (A~E) に区別され、それぞれ構造物の種類に応じて、各級の耐火度が要求されている。各級は耐火時間によつて分けられる。多数の火災試験の結果わかつたことは次のようなことである。

高速度鋼は温度の上昇とともに急激にその強度を減少するものであり、その減少の割合は軟鋼の場合に比してより急激である。従来の試験結果によると、400°C 以上となると急激に強度が減少する。したがつて、鋼材に対する被りの厚さは大切な事項である。鉄筋コンクリートでは鉄筋はなるべく引張縁に近く配置されるものであるから、火災の影響をうけることが大きいから、かむりの厚さは設計の場合の部材厚さの制限事項となる。プレストレス コンクリートでは鋼材は火焰に接する表面にそれほど近く配置しておく必要はな

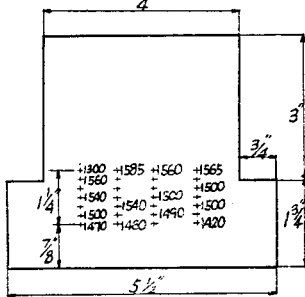
く、断面中にばらまいて数段に配置される場合が多い。したがって、横方向に現場打ちコンクリート、中空ブロック、等によつて適当に保護されている場合には、部材の火焰に接する最外周附近の鋼材の強度は減少するとしても、他の鋼材には影響がないことになる。図-3、図-4には火災試験後の鋼線の引張強度を示してある。図-3は2時間火災試験であり、火災前の鋼線の1本当たり引張強度は1600lbであつた。図-4は同一試験であるが側面と下面とに1/2"のプラスターをつけたものである。これによつてプラスターをつけたものがいかに耐火的であるかがわかる。

図-3



プレテンション部材の床構造の火災試験中にとどきコンクリートが破裂することが認められた。このことは日本においても筆者の実施した試験の際にも認められたものである。これは部材

図-4



断面寸法に2"以下の突出部がある場合には常に認められる事項であると報告されている。プラスターその他適当な保護層を用いる場合には、その位置が火災中にはくらくしないものであれば、この破裂は起らないものである。一般に鋼線の平均上昇温度が350°Cをこえる場合には部材の破壊の前徴を示すものである。しかし、現場打ちコンクリートが存在し、これが部材の破壊を防止するような場合には、この温度上昇だけが

破壊の判断の資料とはならないのである。

一面からだけ加熱された場合の床の撓みは、最初は上下両面の温度差によるものである。さらに加熱をすると、鋼線における温度上昇の結果プレストレスが減少し、撓みはさらに倍加する。破壊前にはいちじるしく大きい撓みを生ずるものである。

要するにプレストレスト コンクリートの耐火性を論ずる場合は次のようなことを考慮する必要がある。

- 1) 鋼線はこれを数段に分けて配置し、火焰を受ける面から種々の距離に配置することが有利であつて、一段に鋼線を配置することは危険である。
- 2) あまり小さい突出部(2"以下)が高熱にさらされると、コンクリートが爆発的に破裂することがあるから、なるべくこのような部分が直接火焰にさらされないようにすることが必要である。
- 3) コンクリートのかむりを増加させてプレストレスト コンクリートの耐火性を増加させる方法を採用することはプレストレスト コンクリートとしては不経済である。したがって、他に耐火性の大きい保護層を別にもうけることが一般の場合経済的となる。また火災があつた場合でも、この保護層だけを取り換えることによつて修繕も容易に実施できるものである。例えば床では、これからつり下げたメタルラスに、vermiculite gypsumのプラスターを1"厚に用いるならば1100°Cの4時間試験に対して十分安全である(床下面とプラスターとの空間は1"である)。これに対して直接普通のプラスターをぬつて用いたのでは耐火試験は2時間となつてしまう。

梁に対しては梁の側面下面に軽量コンクリート、その他軽量の絶縁物を用いるのがよい。

- 4) プレストレスト コンクリートにおいて鋼線の平均温度が350°C程度になると、設計荷重の1.5倍の荷重をうけている場合には破壊を判断する資料とすることができる場合がある。これはコンクリートの熱伝導度を仮定すれば計算可能である。

以上で国際会議の主議題の報告を述べたものであるがこれらによつて、現在の国際プレストレスト コンクリート界の現状の一端をうかがつてもらえたと考えるものである。

(昭.29.2.19・依頼原稿)