

## PC断面の耐震設計について

——上前, 長田, 松野3氏の討議に関して——

### 1. 弾性設計か塑性設計か

日本材料試験協会の鋼棒使用 PC 設計施工指針に端を発して, 上前, 長田, 松野3氏からの御討議を再度にわたり頂戴したが, 今日ではわれわれの討議が日本材料試験協会の規定を離れ, PC に関する基礎的な一般論にまで発展してきたことを心からよこんでいる次第である。その後土木学会および日本建築学会では新しい PC 設計施工規準ができ, 従来討議の対象となった点に改善のあとが見られる。本誌 Vol. 3, No. 5 に公にされた討議の前段にはまったく同感である。ただ後段の耐震設計に関する点ではなお所信を述べる必要があると思う。

拙著「プレストレスト コンクリートの建築構造」(昭34)の耐震設計の一節には「プレストレスなるがゆえに優遇されたものでもなく, またとくに犠牲をはらうものでもない」と方針を明らかにしている。この方針のもとで極限設計か, コンクリートの縁応力に制限を設けた弾性設計か, の問題に入ることにする。両者の比較を行なうときに荷重係数の大きさ, 許容応力の大きさ, および地震時の応力の組合わせ方—土木学会指針のように地震時に  $M_L$  を0とするか, 建築学会指針のように  $M_L$  をそのままとするか—が最も重大となってくる。これを決めずに比較することはできない。それで極限設計方法としては日本建築学会規準を採用し, 弾性設計方法としては次の私案をもとにして議論を進めよう。

1. コンクリートの地震時許容応力度は普通の許容応力度の2倍とする。
2. 緊張材の許容応力度は, 降伏点強度の0.9倍とする。
3. コンクリートの引張応力は0とする。

1.2. の範囲では応力度—ひずみ曲線は直線とみなしてさしつかえない。コンクリートの許容応力度を平時の2倍としたのは建築基準法によったもので, 土木学会 RC 規準のように1.5倍とすることは PC 構造では適当でない。それは, ひびわれが入るとわずかの外力の増加で縁応力が平時許容応力度の1.5倍を超過し, 耐震安全率(破壊荷重対設計荷重)を高めすぎるからである。

われわれが PC 構造の耐震設計として極限設計方法を採用したのは, 3氏の指示された 1.~3. 項の事情も

もちろんあるし, 鉄筋コンクリート界の動向—例えばドイツ鉄筋コンクリート規準は 1932 年以來, 高強度コンクリート柱の設計式を累加強度式に改めたのを手初めとして—にしたがったものであるが, 3氏のふれておられぬ次の事情もある。

- a) PC 部材の復原性のすぐれていること。
- b) 地震時破壊に対し, 普通鉄筋コンクリートと同等の安全率が保たれることを前提とすること。

#### a) について

PC 部材の曲げについては破壊荷重の 90% 程度から荷重をもどしても, ひびわれはふさがり, 恒久たわみは少なく, 設計荷重を支持する能力も劣らない。日本建築学会 PC 規準の解説では, 地震時設計荷重対破壊荷重比(地震設計荷重比とする)を 0.7~0.8 と見込み(後述するように, この値は最高 0.766 である), この程度の載荷から荷重 0 または設計荷重程度までもどした場合はりの状態を実験的に明らかにし, 安全性を確かめている。くわしくは日本建築学会の解説を見られたい。また地震設計荷重比が最高 0.766 であることは, 地震設計荷重のもとでは応力状態は決して塑性範囲に入りすぎではない。3氏が心配されるコンクリートの縁応力の大きさについては後にくわしく吟味するが, 破壊荷重をコンクリートの最大ひずみを 0.0015~0.002 程度におさえて決定すれば地震設計応力比はやはり 75% 程度になり, 心配はないものと考え。

ただ設計荷重比 75% 程度で, 高応力の低速くり返し曲げ試験が設備の関係でまだ行なわれていないのは遺憾といえる。

#### b) について

これは RC と PC 同権の原則にもとづくものである。

元来弾性計算の場合は, 地震力を比較的の内輪に見つかり, 断面のもつ余裕力で, 破壊的地震に耐える方針と思う。これに反し極限設計方法では, 荷重係数をかけて地震力を最大限度に見積り, その最大限度の地震力に対して極限状態をきたすように計画する方針である。

そこで現在設計に要求される基準的震度(地域的または階層的補正を加えないもの)を 0.2 とする。建造物の耐震設計を震度だけに頼ることの当否を別にし, 習慣に

したがって震度だけをとることにし、これを0.2とすることは、既往の大地震のときの地盤の水平震度推定値0.3~0.4にくらべ、また設計死活荷重と実際死活荷重にくらべ、よほど内輪な値であるといえる。これは経済上の制約からきたものと思う。それにもかかわらず在来の鉄筋コンクリートではSS39に対し地震時許容応力を2400 kg/cm<sup>2</sup>としているから、これは降伏点応力のJIS最低値である。したがって鉄筋応力で抵抗モーメントが決まる断面では震度0.2以上に対する余裕は全くない。実際はSS39の降伏点は大多数2600~2800 kg/cm<sup>2</sup>であるから、1.1~1.2程度の安全率はある。日本建築学会PC規準では地震設計荷重比が最高0.766であるから安全率は最低1.3である。コンクリートの縁応力度を平時の2倍とする弾性設計は、安全率1.4程度と推定されRC:PC同権の原則から離れる。

鋼または鉄筋コンクリート構造で鋼の地震時許容引張応力をJIS最低降伏点にとることを改めないかぎり、PC構造だけに過大な破壊安全率を要求すべきでない。

結局、建築学会のPC極限設計方法はコンクリートの縁応力に対しては、弾性設計よりいくらか甘く、安全率に対してはいくらか辛いとはいえるが、功罪相殺するものと考えられる。

## 2. 弾性係数について

PC断面の耐震設計に際し3氏はコンクリートの弾性係数として、動弾性係数をとればよいと述べられているが、これが共振試験で得られる通常用語の動弾性係数をさしておられるのであれば、以下にのべるごとく実状に合わないのである。すなわち、共振試験から得られる動弾性係数は無応力状態からはじまる毎秒数千回の周波数に対する極微振動について求められるもので、建造物が地震時に応力変動をするときは載荷状態からはじまり、振幅は大きく、周波数は毎秒1~2回程度で、常識的にもむしろ静弾性係数に近いと考えられる。

著者らは第2回万国地震工学会議に際して、地震時程度の変形速度で載荷する場合のコンクリートの機械的性質に関する実験的考察を発表した<sup>1)</sup>。それによると強度260 kg/cm<sup>2</sup>以上の高強度コンクリートでは、終局強度、終局ひずみ度、弾性係数とも、静的破壊試験のものと、なんらの変化がなかった。また高応力(一様分布)の反覆による疲労破壊をきたすまでの加力反覆回数の試験では、初回加力の時のひずみ度が1%以上(静破壊応力の大体80%付近)であると50回以内の加力反覆で破壊するが、初回ひずみ度が1%以下であると急速に反覆可能の回数が増大する。これは確かにコンクリートの縁応力に制限を設ける有力な根拠となる。ただその制限

がひずみ度で1%でよいかどうかは、偏心圧縮反覆載荷試験または、はりの高応力反覆曲げ試験を行なって見ないと不確実である。両者とも加力周波数は毎秒1~2回とすることはもちろんである。

## 3. ひびわれ以後のPC断面の応力計算式

コンクリート応力および緊張材応力は弾性範囲にありただコンクリートの引張強度を0とする。このような場合が3氏の弾性計算式の基礎となるものであるが、応力計算式は従来示されていなかった。最近、猪股博士の式が提出されたが<sup>2)</sup>、ここでは矩形断面について普通鉄筋コンクリートと一貫した見やすい式を誘導する。T形断面についても同様式を立てるが、それは省略する。実際上も地震応力が設計上重要なのは部材端部で、そこでは矩形断面(引張りフランジのTもこれにふくまれる)となることが多い。

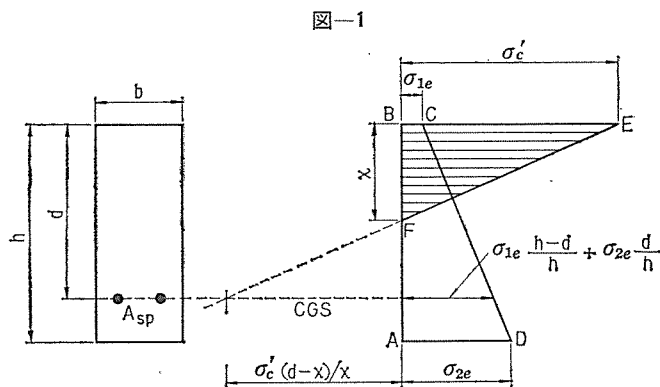


図-1でABCDは有効プレストレスの分布とし、プレストレスモーメントと、逆方向の曲げモーメントが加わり、これが漸増して、部材圧縮側の縁応力が $\sigma_c'$ (これを地震時許容応力としてもよい)に達し、コンクリートの応力分布が $\triangle BCD$ で表わされるようになったとする。この状態における外力の曲げモーメントを求める問題とする。

記号は拙著「プレストレスコンクリート」にならうが、他の記号になれた方々も図-1と見くらべ、容易に理解されると思う。緊張材位置の有効プレストレスは $\{\sigma_{1e}(h-d) + \sigma_{2e}d\}/h$  または  $\sigma_c'$  に対応するコンクリートの仮想引張応力は  $\sigma_c'(d-x)/x$  であるから、曲げによる緊張材応力の増加  $d\sigma_s$  は

$$d\sigma_s = n \left( \sigma_{1e} \frac{h-d}{h} + \sigma_{2e} \frac{d}{h} + \sigma_c' \frac{d-x}{x} \right)$$

で、これに緊張材の有効引張応力  $\sigma_{se}$  を加え、全引張応力  $\sigma_s$  は、

$$\sigma_s = \sigma_{se} + n \left( \sigma_{1e} \frac{h-d}{h} + \sigma_{2e} \frac{d}{h} + \sigma_c' \frac{d-x}{x} \right) \dots (1)$$

である。C=Tの関係はこの場合にも成立するから、

$$\sigma_c' \frac{bx}{2} = A_s p \left[ \sigma_{se} + n \left( \sigma_{ie} \frac{h-d}{h} + \sigma_{2e} \frac{d}{h} + \sigma_c' \frac{d-x}{x} \right) \right] \quad \dots\dots\dots(2)$$

となり、これが中立軸  $x$  の方程式である。

$$x = x_1 h \quad \dots\dots\dots(3)$$

$$a_s p = p b h \quad \dots\dots\dots(4)$$

$$\left( \frac{\sigma_{se}}{n} + \sigma_{ie} \frac{h-d}{h} + \sigma_{2e} \frac{d}{h} \right) \sigma_c' = R_p \quad \dots\dots\dots(5)$$

とおくと、

$$x_1^2 + 2np(1-R_p)x_1 - 2np \frac{d}{h} = 0$$

となる。鉄筋コンクリートではプレストレスに関係した項  $R_p=0$  で、 $d=h$  とするから、前式はちょうど単筋矩形ばりの式となる。

$$x_1 = -np(1-R_p) + \sqrt{n^2 p^2 (1-R_p)^2 + 2np \frac{d}{h}} \quad \dots\dots\dots(6)$$

抵抗モーメントは  $\sigma_c'$  標準で、

$$M_1 = \frac{1}{2} b x \sigma_c' \left( d - \frac{1}{3} x \right) \quad \dots\dots\dots(7)$$

また緊張材応力は、

$$\sigma_s = n \sigma_c' \left[ R_p - 1 + \frac{d}{x} \right] \quad \dots\dots\dots(8)$$

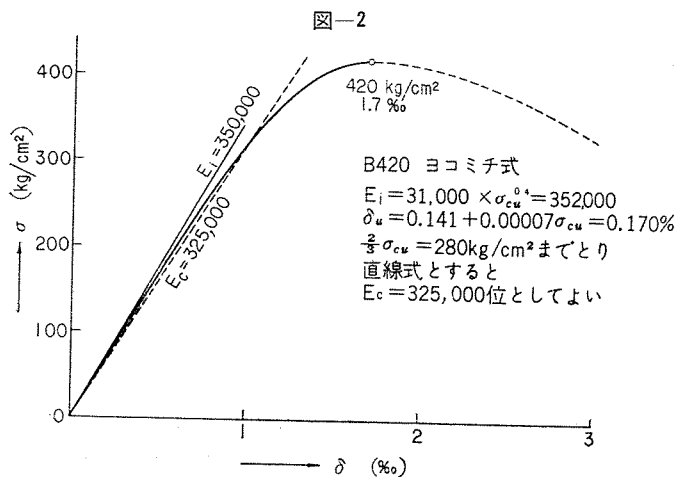
で与えられる。 $\sigma_s$  標準の式は PC 断面では普通必要がない。また必要があれば上記各式で  $\sigma_c'$  の大きさを減じて、 $\sigma_s$  が制限内に入るようにすればよい。

PC 断面では中立軸比は  $np$  のほか、 $d/h$  とプレストレスおよび  $\sigma_c'$  の関係である。このことは与えられた曲げモーメントに対して断面を決定する問題を非常に複雑にし、成案がない。

例 題

スパン約 12m、間隔約 6m、階高約 6m で DT スラブ屋根を支えるラーメンはり端部を想定して、設計に関する曲げモーメントを次のように決める。

固定荷重から  $M_D = 22\,500 \text{ kg}\cdot\text{m}$



積載荷重から  $M_L = 15\,000 \text{ kg}\cdot\text{m}$

地震荷重から  $M_K = 13\,500 \text{ kg}\cdot\text{m}$

いずれも負曲げモーメントであるが、図-1 に一致させるための逆付号で計算する。

使用材料

コンクリート  $F_{28} = 420 \text{ kg/cm}^2$

常時許容応力  $\sigma_c = \frac{1}{3} F_{28} = 140 \text{ kg/cm}^2$

地震時許容応力  $\sigma_c' = \frac{2}{3} F_{28} = 280 \text{ kg/cm}^2$

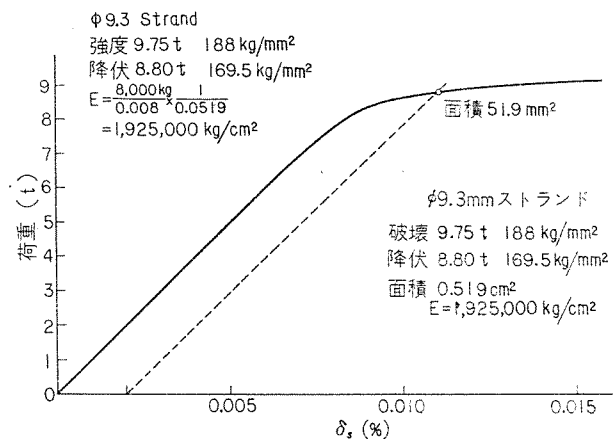
応力-ひずみ曲線は図-2 に示すとおりで、計算に使用する弾性係数は、

$$E_c = 325\,000 \text{ kg/cm}^2$$

とする。また最大応力に対応するひずみ度  $\delta_u$  は 1.7% とする。これらは横道博士提案の式<sup>3)</sup> から決めた。破壊応力のおよそ 80% までなら、応力-ひずみ関係は直線と見て大差がないことがわかる。

緊張材は  $\phi 9.3 \text{ mm}$  スtrandとし、1本についての諸数値は次のとおりとする(図-3 参照)。

図-3



断面積 0.519 cm<sup>2</sup>

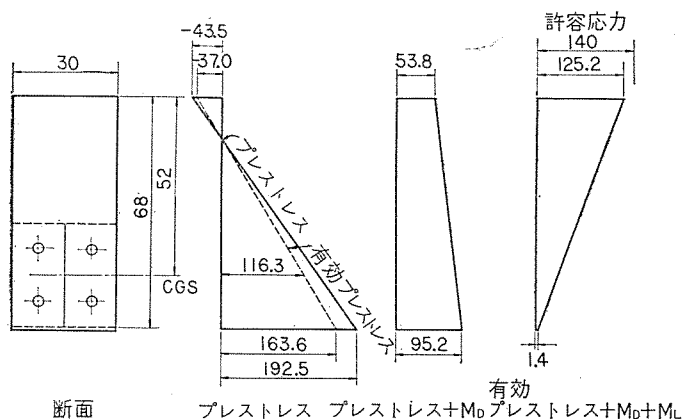
	荷重	応力
破 壊	9.75 t	188 kg/mm <sup>2</sup>
降 伏	8.80	169.5
導 入 時	6.33	121.9
有 効 (85%)	5.4	103.5

$E_s = 1\,925\,000 \text{ kg/cm}^2$   
 $n = E_s/E_c = 6.0$

計画された断面は図-4 に示す。緊張材は 6- $\phi 9.3 \text{ mm}$  スtrand束を4個( $A_s p = 12.45 \text{ cm}^2$ ,  $p = 0.0061$ )を  $e = 18 \text{ cm}$  に入れ、導入直後の緊張力は  $24 \times 6.33 = 152 \text{ t}$  である。緊張材の配置が図で見えるようにあらく、重心位置が比較的高いのは材端部であって、必要な定着具の寸法(6 $\phi 9.3 \text{ mm}$  スtrand ケーブルの定着板は  $15 \text{ m} \times 15 \text{ cm}$  くらい)を考えた結果である。

コンクリート断面および緊張力に対する諸数値は次のとおりである。

図-4



$A_c = 30 \times 68 = 2040 \text{ cm}^2$ ,  $Z = bh^2/6 = 23120 \text{ cm}^3$   
 $P_0 = 152000 \text{ kg}$ ,  $\eta = 0.85$ ,  $P_{0e} = 129100 \text{ kg}$   
 $P_{0e} \cdot e = 2730000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$ ,  $P_{0e} \cdot e = 2324000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$   
 プレストレスおよび  $M_D$ ,  $M_L$  を組合せたときの  
 上辺と下辺の応力は次のとおりである (図-4 参照)。

	上辺応力 $\sigma_1$	下辺応力 $\sigma_2$
当初プレストレス	-43.5	192.5
有効プレストレス	-37.0	163.6
当初プレストレス+ $M_D$	53.8	95.2
有効プレストレス+ $M_D+M_L$	125.2	1.4

設計荷重作用時に上辺応力は許容応力に比べ約 10% 低いが、大体妥当な設計といえる。

有効プレストレス  $\sigma_{1e} = -37.0$ ,  $\sigma_{2e} = 163.6$  から上辺応力が  $\sigma_c' = 280 \text{ kg/cm}^2$  になるまでのモーメントを、コンクリートの引張応力を無視した前掲の方法で求めてみる。

$$R_p = \frac{1}{280} \left( \frac{10350}{6} - 37.0 \frac{16}{68} + 163.6 \frac{52}{68} \right) = 6.582$$

$$1 - R_p = -5.582$$

$$np = 6 \times 0.0061 = 0.0366$$

$$np(1 - R_p) = -0.2042, \quad n^2 p^2 (1 - R_p)^2 = 0.04174$$

$$2np \frac{d}{h} = 2 \times 0.0366 \frac{52}{68} = 0.051$$

$$x_1 = 0.2042 + \sqrt{0.04174 + 0.051} = 0.517$$

$$x = x_1 h = 0.517 \times 68 = 35.2 \text{ cm}$$

$$M_1 = \frac{1}{2} bx \sigma_c' \left( d - \frac{1}{3} x \right)$$

$$= 15 \times 35.2 \times 280 \times 40.3 = 5960000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\sigma_s = n \sigma_c' \left( R_p - 1 + \frac{d}{x} \right)$$

$$= 6 \times 280 (6.582 - 1 + 1.475)$$

$$= 11850 \text{ kg/cm}^2 = 0.70 \sigma_y < \text{初緊張応力 } 12190$$

$M_1$  の中には  $M_D$  または  $M_D + M_L$  をふくむ。地震時には  $M_L$  は作用しないとすれば (土木学会規準) 許容地震モーメントは、

$$M_{Ka} = M_1 - M_D = 59600 - 22500 = 37100 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$M_L$  も作用しているとすれば、

$$M_{Ka} = M_1 - M_D - M_L = 22100 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

で、いずれにしても与えられた地震モーメント  $M_K = 13500 \text{ kg} \cdot \text{m}$  より大きい。

$$M_D + M_L + M_K = 22500 + 15000 + 13500 = 51000 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

が作用してもこの断面ではコンクリートの縁応力は、 $280 \text{ kg/cm}^2$  以下である。

#### 4. 緊張材応力およびコンクリート縁応力と曲げモーメントの関係

前計算例の断面について、 $\sigma_c' = \sigma_{cu}/1.2 = 350 \text{ kg/cm}^2$  についても  $M_1, \sigma_s$  を計算した。この範囲でコンクリートおよび緊張材とも弾性範囲として取扱って大差はない。

次に破壊曲げモーメントの計算も行なった。それは拙著「プレストレストコンクリート」(13-38)式、

$$k_1 k_3 b x \sigma_{cu} - A_{sp} \cdot f \left( \delta_p + \delta_{cp} + \frac{d-x}{x} \epsilon_{cu} \right) = 0 \quad \dots (9)$$

と、図-3 に示したストランドの荷重-ひずみ曲線から中立軸を求めた。上記荷重-ひずみ曲線を利用するため、

$$\frac{1}{24} k_1 k_3 b x \sigma_{cu} = a_{sp} \cdot f \left( \delta_p + \delta_{cp} + \frac{d-x}{x} \epsilon_{cu} \right) = 0$$

とした。 $a_{sp}$  は 1 本のストランド断面積、24 はストランド数である。

$$k_1 = 0.83, \quad k_2 = 0.42, \quad k_3 = 1$$

$$\sigma_{cu} = 420, \quad \epsilon_{cu} = 0.0025$$

$$\delta_{pe} = 10350/1925 \cdot 10^3 = 0.00538$$

$$\delta_{cp} = \frac{1}{E_c} \left( \sigma_{2e} \frac{d}{h} + \sigma_{1e} \frac{h-d}{h} \right)$$

$$= \frac{1}{325000} \left( 163.6 \frac{52}{68} - 37.0 \frac{16}{68} \right) = 0.000358$$

$$\delta_{pe} + \delta_{cp} = 0.00574$$

$$\frac{0.83 \times 30 \times 420}{24} x$$

$$= a_{sp} \cdot f \left( 0.00574 + 0.0025 \frac{52-x}{x} \right)$$

この根は、

$$x = 19.6 \text{ cm}$$

$$M_B = k_1 k_3 b x \sigma_{CB} (d - k_2 x)$$

$$= 0.83 \times 30 \times 19.6 \times 420 (52 - 8.2)$$

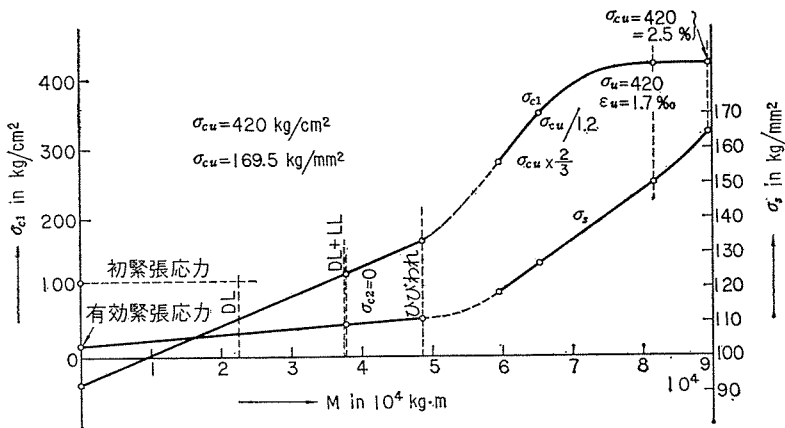
$$= 8960000 \text{ kg} \cdot \text{cm} \dots \dots \dots (10)$$

破壊時の緊張材ひずみ度は 0.00985、ストランド 1 本の荷重は 8565 kg で降伏点荷重 8800 kg にきわめて近い。コンクリートの破壊ひずみ度として最高応力に達したときのひずみ度  $\epsilon_u = 0.0017$  をとり、これに適した面積率  $k_1 = 0.67, k_3 = 1, k_2 = 0.38$  として同様の計算をす

表一 コンクリート縁応力および緊張材応力と曲げモーメントの関係

要 目	M (kg・m)	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\frac{\sigma_1}{\sigma_{cu}}$ (%)	$\sigma_s$ (kg/mm <sup>2</sup> )	$\frac{\sigma_{sp}}{\sigma_y}$ (%)	備 考
有効プレストレス	—	-37.0	—	103.5	61.1	弾性計算
+DL	22 500	60.3	—	—	—	同 上
+DL+LL	37 500	125.2	—	—	—	同 上
ひびわれ	48 700	167.1	—	110.2	65.0	同 上
$\sigma_c'=280$	59 600	280.0	66.6	118.5	70.0	同上(引張無視)
$\sigma_c'=350$	65 300	350.0	83.3	126.8	75.0	同 上
$\epsilon_u=0.0017$	81 600	420.0	100.0	150.0	88.6	塑性計算
$\epsilon_{cu}=0.0025$	89 600	420.0	100.0	165.0	98.0	同 上

図—5



ると、

$$x=22 \text{ cm}, M_1=8\,160\,000 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$\text{ストランド荷重 } 7\,800 \text{ kg}(=150 \text{ kg/mm}^2=0.886 \sigma_y)$$

が得られた。

このほか、ひびわれモーメントをコンクリートの曲げ引張強度を  $1.6 \times 0.07 \sigma_{cu} = 47 \text{ kg/cm}^2$  と仮定し、弾性計算によって求めた。

これら計算の結果を表記すると、表一のとおりである。

これを図示したものが図—5である。ひびわれ発生直後  $\sigma_{c1}$  も  $\sigma_s$  も不連続点があるはずであるが、これを無視して点線でつないでおいた。ひびわれ発生後両者とも急速に増大し、 $\sigma_s$  はほぼ曲げモーメントに比例して増大するが、 $\sigma_{c1}$  は破壊に接近すると増勢が止まる。このような範囲では、たとえ作用曲げモーメントが破壊曲げモーメントの 80% でも、コンクリートの縁応力は強度の 80% 以上になることを示し、極限設計方法に対する 3 氏の危惧もここに根拠をおいておられると思う。

### 5. 極限設計方法において地震荷重を断面決定に考慮する範囲および地震時コンクリート縁応力

極限設計方法において 3 氏は地震荷重を締め出したよ

うな言廻しがあったが、決して地震荷重をおろそかにしているものではない。おろそかにするかどうかは『地震荷重に乗ずる荷重係数の値および他の荷重との組み合わせ、をいかにするか』によってきまる。この荷重係数と応力組み合わせが悪ければ、結果として地震荷重を締め出してしまふようなことになる。

日本建築学会の PC 規準には破壊モーメントに関し、

$$1.2 M_D + 2.4 M_L \leq M_B \dots\dots\dots(11)$$

$$2(M_D + M_L) \leq M_B \dots\dots\dots(12)$$

$$1.2 M_D + 1.2 M_L + 1.5 M_K \leq M_B$$

$$\dots\dots\dots(13)$$

なる三本だての制限がある。 $M_K$  を地震モーメントとする。

この関係から、

$$M_K > 0.8 M_L$$

$$M_K > 0.533(M_D + M_L)$$

の両者を満足するとき地震応力が断面決定に関係する。

$0.8 M_L$  と  $0.533(M_D + M_L)$  の大小は  $M_L/M_D$  に関係し、

$M_L/M_D < 2$  のとき、

$$M_K > 0.533(M_D + M_L) \dots\dots\dots(14)$$

$M_L/M_D > 2$  のとき、

$$M_K > 0.8 M_L \dots\dots\dots(15)$$

が地震荷重が断面決定に関係するかどうかの判別式である(通常は(14)式で判断する場合に属するが組立構造で垂直荷重による端部曲げモーメントを制御した場合、等では(15)式で判断する場合もありうる)。

普通鉄筋コンクリートに対する建築基準法の規定では地震時許容応力はコンクリートに対し 2 倍、鋼に対して 1.5 倍であるから、地震荷重が断面決定に関与するのは、

$$\text{普通補強の場合 } M_K > 0.5(M_D + M_L) \dots\dots\dots(16)$$

$$\text{過補強の場合 } M_K > (M_D + M_L) \dots\dots\dots(17)$$

である。(14)式と(16)式ではいちじるしい差はなく、(15)式と(17)式を比較し、 $0.8 M_L$  は常に  $M_D + M_L$  より小さいから、 $M_L/M_D > 2$  に対しては PC の方が地震力で断面を決定される機会が多く、むしろ全体的に見ると建築基準法では PC の方が RC よりも地震に辛いといえる。

前計算例では、

$$M_K = 13\,500 < 0.533(M_D + M_L) = 20\,000 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

であるから地震力は断面決定に無関係であった。しかし 2 階建になった場合や、遙柱で支えられた同規模の構造

が一方に接合された場合には大体地震力だけが2倍程度になる。この場合は地震力も断面決定に關与する。

地震時の安全に対する目安として地震設計荷重比,  

$$\alpha = (M_D + M_L + M_K) / (1.2 M_D + 1.2 M_L + 1.5 M_K)$$
 .....(18)

をとってみる。分母は必要な最小破壊モーメントであるから、 $\alpha$  はこれが最大値を与える。

$M_L : M_D \leq 2$  のとき,  
 $M_K = 0.533(M_D + M_L)$  を代入し,  

$$\alpha = \frac{M_L + M_D + 0.533(M_D + M_L)}{1.2(M_D + M_L) + 1.5 \times 0.533(M_D + M_L)}$$

$$= \frac{1.533}{2} = 0.766$$

$M_L : M_D \geq 2$  のとき,  
 $M_K = 0.8 M_L$  を代入し,  

$$\alpha = \frac{M_L + M_D + 0.8 M_D}{1.2 M_L + 1.2 M_D + 1.5 \times 0.8 M_D}$$

$$= \frac{M_D + 1.8 M_L}{1.2(M_D + 2 M_L)} \doteq 0.766 \sim 0.75$$

この値は  $M_D : M_L$  によって異なるが、 $M_D : M_L$  にはなほ鈍感で 0.766~0.75 と見られる。

$M_K > 0.8 M_L$  または  $M_K > 0.533(M_D + M_L)$  の場合は  $\alpha$  は上記よりも小さくなるから問題はない。

$M_B = 1.2 M_D + 1.2 M_L + 1.5 M_K$  を満足する必要最小強度の断面に  $M_D + M_L + M_K$  が作用したときの実情は、破壊モーメントの 76.6% 以下であることがわかった。そこで、 $0.766 M_B$  が作用したときのコンクリートの縁応力はどのくらいになるか。ただ一つの算例から判定するのはよくないが 図-5 を用いて答えとする。

$\epsilon_{cu} = 0.0025$  の  $M_B$  を基礎とするとき,  
 $\sigma_1 = 380 \text{ kg/cm}^2 = 0.905 \sigma_{CB}$   
 $\epsilon_u = 0.0017$  の  $M_B$  を基礎とするとき,  
 $\sigma_1 = 315 \text{ kg/cm}^2 = 0.750 \sigma_{CB}$

ちなみに著者の PC ばりに関する実験結果<sup>9)</sup> から、 $0.766 M_B$  に対する圧縮側コンクリート縁応力  $\sigma_1$  を計算した結果を示せば 表-2 のようになる。

破壊モーメントを  $\epsilon_{cu} = 0.0025$  として計算する時は  $\sigma_1$  曲線に水平部ができ、これが  $\sigma_1 : \sigma_B$  を大きくする。前例の  $\sigma_1 = 0.905 \sigma_{CB}$  は確かに過大で心配されるのも無理はない。 $\epsilon_u = 0.0017$  (正確にはコンクリートの最大応力に対応するひずみ度で強度に応じ横道博士の式で予想される) を用いて破壊モーメントを計算すれば、上記の水平部分がないから  $\sigma_1 : \sigma_{CB}$  は小さくなり、 $\sigma_1 = 0.750 \sigma_{CB}$  程度なら地震時のくり返し載荷でも安全と考えられる。

規準では地震強度検定用の破壊曲げモーメントを  $\epsilon_{cu} = 0.0025$  として計算することになっているが、コンクリートの最大応力以後の塑性変形を無視したストレスプ

表-2 0.776  $M_B$  の載荷に対する圧縮側コンクリート縁応力実測結果\*

供試 ばり	破壊 荷重 $L_{max}$ (t)	0.766 $L_{max}$ (t)	有効プ レスト レス力 (t)	偏心 距離 $e$ (cm)	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{CB}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_1/\sigma_{CB}$
No.1	10.50	8.06	27.6	5.77	317.6	397	0.800
2	10.20	7.85	30.1	6.23	376.4	447	0.844
5	10.00	7.66	19.1	5.41	400.0	423	0.945
6	10.28	7.89	13.7	5.76	437.3	466	0.936
7	10.65	8.19	25.8	5.40	455.2	470	0.969
8	10.40	7.99	23.1	7.26	440.0	458	0.960
9	10.95	8.44	23.1	6.15	450.0	460	0.976
10	11.13	8.55	24.6	6.05	419.5	433	0.968

\* 断面 15×22 cm, 全長 365 cm, 支点間距離 345 cm,  $\phi$  17.4 mm PC 鋼棒 2本を使用, 中央断面偏心 6 cm, 支点上 0 cm, この間 2 次放物線形に配置, 3 等分点載荷による。

\*\* No. 3, No. 4 ばりはグラウトがないはりであるので、ここでは除外してある。

ロックで検定用破壊モーメントを決定するように改めればいっそう縁応力の安全性は増す。

地震応力に対する安全性を高めるためには (13) 式の代りに、

$$M_B > M_D + M_L + 2 M_K \text{ .....(19)}$$

とする案も検討した。この案では、

$$\left. \begin{array}{l} M_L : M_D < 4 \text{ のとき,} \\ M_K > 0.5(M_D + M_L) \\ M_L : M_D > 4 \text{ のとき,} \\ M_K > 0.1 M_D + 0.6 M_L \end{array} \right\} \text{ .....(20)}$$

のとき、地震応力が断面決定に關与し、

$$\left. \begin{array}{l} M_L/M_D < 4 \text{ のとき } \alpha_{max} = 0.75 \\ M_L/M_D > 4 \text{ のとき } \alpha_{max} = 0.75 \end{array} \right\} \text{ .....(21)}$$

であって、現建築学会規準とほとんど変わらない。

日本材料試験協会の  $1.2(M_D + M_L + M_K) < M_B$ , 土木学会の  $1.3(M_D + M_K) < M_B$  は、ともに建築学会規準より地震に対して甘い。

## 6. 地震荷重が断面決定に關与する場合の断面決定方法

3氏提案の弾性計算で、断面決定式をたてようとするれば、上下両縁応力に対する導入時および設計荷重時の条件式 4 のほかに地震時縁応力の条件式を加味する必要がある、系統の異なる式を扱うから、よい断面決定式は得られないと思う。極限設計方法では与えられた破壊曲げモーメントに対して必要なコンクリート断面積と緊張材断面は見当がつけやすい。しかし、これも導入時と設計荷重載荷時の縁応力と関連させた断面決定式は得られそうにない。

地震荷重が断面決定に關係する場合、つまり、建築学会規準では、

$$M_L/M_D < 2 \quad M_K > 0.533(M_D + M_L)$$

$$\text{または } M_L/M_D > 2 \quad M_K > 0.8 M_L$$

のときに応用する簡単な断面決定方法を添えておく。

1.  $M_K=0$  として普通方法で断面を決定する。

2. その断面の  $M_B$  を計算し、

$$M_B > 1.2 M_D + 1.2 M_L + 1.5 M_K$$

が成立すればそのままよい。

3.  $M_B < 1.2 M_D + 1.2 M_L + 1.5 M_K$  のときは、

$$(1.2 M_D + 1.2 M_L + 1.5 M_K - M_B)$$

を計算し、これを  $M_L$  の一部として  $M_L$  に加算し、和を  $M_L'$  とし  $M_D$  と  $M_L'$  とで断面を決定する。新たに決められた断面は当初仮定の断面より大きくなり、縁応力は  $M_D + M_L$  のとき許容値を下回る。念のためこの新断面について  $M_B$  を計算し、条件と照合する。

この方法は  $M_D$  が  $M_L$  にくらべて大きく、しかも他の条件で緊張材の偏心に制限を受ける場合、 $M_D$  の一部を  $M_L$  に加えて断面を決定するとよい結果をうるのにしている。

またこの方針はコンクリートの引張応力無視、縁応力に許容限度を設ける弾性計算の場合にも利用できる。

## 7. 結 語

上前、長田、松野 3 氏の討論は、われわれに極限設計方法の再検討の機会を与えて下さった。すなわち日本建築学会の PC 規準の地震安全性に関するところを検討したが、その結果、以下のような結論を得た。

① 建築学会規準では設計曲げモーメントの合計は、破断曲げモーメントの 76.6% 以下であり、その上限の時のコンクリートの縁応力と終極強度の比は、検算用破

壊モーメントの決定式によって異なった値となり 0.9~0.75 程度と考えられる。この比を低下し 3 氏の危惧せられる点に添うようにするには検算用破壊モーメントは、圧縮側ストレス ブロック を、コンクリートが最大応力に達するまでのものにとるのがよく、現在規準にあげられた縁ひずみ度の数値、等は改正する方がよい。

② それを改めればコンクリート縁応力は心配するほど高くはならず、普通鉄筋コンクリートにくらべ、縁応力はいくらか酷、破壊安全率はいくらか高くなり、鉄筋コンクリートとプレストレスト コンクリートとを調和させることができる。

③ 地震時コンクリート許容応力と平時の 2 倍にとる弾性計算方法では破壊に対する安全率が鉄筋コンクリートにくらべて高すぎる。

④ PC ばかりに対し破壊荷重の 70~80% の高载荷、低速くり返しの実験を行なう必要性を痛感する。

なぜならばこの実験が、われわれの間の討議に決定的回答を与えてくれるからである。

## 参 考 文 献

- 1) S. Ban & H. Muguruma: Behaviour of plain concrete under dynamic loading with straining rate comparable to earthquake loading, Proc. of the 2nd W.C.E.E., Tokyo, 1960.
- 2) 土木学会編: 最近におけるプレストレスト コンクリート 1961.
- 3) 横道: 高強度 コンクリートの配合設計と機械的性質について, 材料試験, Vol. 8, No. 69, June 1959.
- 4) 坂・岡田・六車: 太径丸棒ポストテンション型 PC ばかりの実験的研究, 材料試験, Vol. 4 No. 26, Oct. 1955.

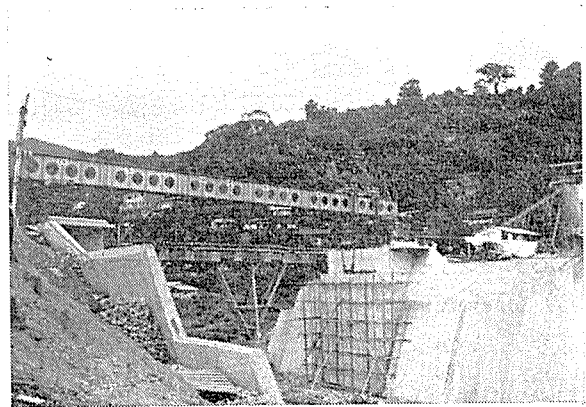
1962. 6. 11・受付

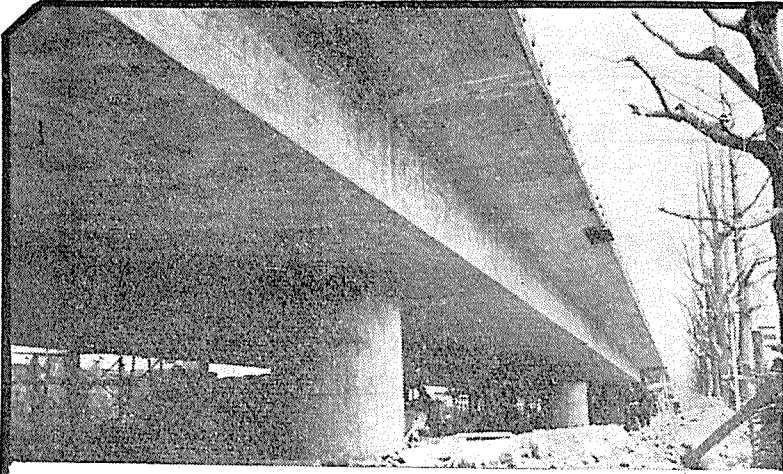
## 白糸川鉄道橋工事進む

神奈川県小田原市根府川地内で、東海道新幹線・白糸川鉄道橋 (PC 橋) の上部工事が進められている。その概要は次のとおりである。

橋	長: 25.64 m
桁	長: 25.60 m
荷	重: N 荷 重
工	費: 1065 万円 (上部工)
起	工: 昭和 37 年 6 月 1 日
竣	工: 昭和 37 年 9 月 20 日
施	主: 日本国有鉄道・東京幹線工事局
施	工: ピー・エス・コンクリート KK

工事中の白糸川鉄道橋





**高架橋新設工事**

第414号(その2) 第415号(その1) 工区

発注者=首都高速道路公団

橋長 420.00 m

巾員 15.00 m

桁長 105.00 m

桁高 1.40 m

3径間連続桁(2箱桁型式)

場所 千駄ヶ谷駅前

プレストレストコンクリートBBRV工法 橋梁タンク等設計施工



**東亜コンクリート株式会社**

取締役社長 白石 宗城

本社	東京都新宿区南元町8番地(多土ビル)	電話東京(341)4226
大宮営業所	大宮市日進町2丁目1950番地	電話大宮1366
大阪出張所	大阪市北区梅田町43番地(大和ビル45号室)	電話大阪(361)6826
名古屋出張所	名古屋市昭和区高辻通3の15(高辻ビル)	電話名古屋(88)4364

**豊田コンクリート株式会社**

(旧)エフカブレコン株式会社

プレストレスト・コンクリート  
プレキャスト・コンクリート

PC矢板施行状況



**本社・工場**

豊田市トヨタ町6

TEL 798

**東京営業所・工場**

東京都大田区古市町18

TEL (731) 4047

**名古屋営業所**

名古屋市中村区笹島町 豊田ビル517号

TEL (54) 9369・8842