

P R C に つ い て

横 道 英 雄*

1. 諸 論

PRCとは、Prestressed Reinforced Concreteの略語で、ドイツ語ではSpann-Stahlbeton略してSSBともいうことになる新しい考え方の一種の鉄筋コンクリートをいうものである。この術語は著者が数年前より用いていたもので、その考え方について最近しばしば公表された^{1)~4)}。

PRC工法は、要するにRCにプレストレスを与える工法であるが、その考え方としてはRCを主体とし、プレストレスは必要最小限度にとどめる。したがって、RCのカテゴリーに属するといってもよいものである。

戦後におけるコンクリート技術の発展のいちじるしい特徴は、いうまでもなくPC工法の普及発達にあり、今日では、ほとんど大部分のコンクリート橋がPC工法によって施工されている状況である。しかし、近年鋼橋とくに合成桁やH型鋼桁橋などの発展によって、これらと比較したとき、PC橋の方が必ずしも有利でないという問題が生じてきた。これは工費上における両者の優劣が従来よりも縮まったか、もしくは疑問となる場合も生じたこと、建設事業費の増大による監督員の不足のため、施工管理の難易が重要な因子となってきたことなどによるものである。このうち工費の点では、PC橋に対し現在以上のいちじるしい節減を望むことは困難であると思われる。しかしPRC構造あるいはさらにRC構造とすれば、工費に関して大いに有利となることは明らかである。

元来プレレストコンクリートという考え方は、鉄筋コンクリートのひびわれ安全度を増大して、高張力鋼の利用をはかるのが本来とるべき方向であったといえるが、従来のPCは無筋コンクリートにプレストレスを与えるという方式をとってきた。無筋コンクリートはそれ自身曲げ引張にはなほだ低い強度を有するにすぎないため、最初はフルプレストレッシングという不経済な方式が用いられ、ついでパーシャルプレストレッシングに進んだ。しかしわが国でパーシャルプレストレッシングを用いるようになったのはきわめて最近のことであり、今日においてもまだPC桁において曲げ引張応力度が生ずると、すぐにでもコンクリートにひびわれがおこるのではなかつたという錯覚をもっている人が少なくない。しかし事實は、ある値以内の引張応力度であれば常時生

じていても決してひびわれの生ずるものでないことは、すでに施工された従来のRC橋の実例を見てもわかることである。たとえば、わが国最大のRC桁橋である十勝大橋（昭和16年、北海道）は、スパン41m、9連のゲルバー桁橋で、死荷重により常時23kg/cm²、活荷重下では56kg/cm²の引張応力度が生ずるように設計されたのであるが、今日に至るもひびわれは生じていない。したがって、これに比べるとパーシャルプレストレッシング方式でも、なおひびわれ安全度が過大で、不経済な設計であるといえるのである。しかも、普通の戸外にあるRC構造物では常時0.2mmぐらいまでのひびわれは耐久上許容しうるとしているのであるから、一歩進んでRCは、ある程度のひびわれは許してもよいと考える。

しかしRC桁では、スパンがいちじるしく大きい場合や桁高に制限のある場合には、所要のひびわれ安全度を保つことがなかなか困難となる。また海岸などで潮風による鉄筋の腐食のおそれがあるとか、化学作用をうけるおそれのある場合には、ひびわれは生じないようにしなければならない。このような場合にはRC桁にある程度のプレストレスを与えることが必要となり、PRC構造が有利となるわけである。

ただここで問題となるのはPRC構造のプレハブ化の可能性はどうかということである。プレハブ施工法を採用すれば、工期の短縮化という利益のほか、品質管理が容易となるという利点が生じ、事業量の増大と監督員の定員不足という問題の解決にいちじるしく有利となることは明らかであるから、今後プレハブに対する要望は加速度的に増大するものと思われる。この場合、RC部材の継手、とくに主鉄筋の継手が問題となる。もしこれが解決されれば、RC構造物のプレハブ化が急速に促進され、PRC工法を用いることによりその応用範囲が大いに拡大されるに違いない。

また、別の問題としてRC桁およびPRC桁の疲労特性、とくにある程度のひびわれを許した場合、くり返し荷重によってひびわれ幅の増大が生じないか、またRCおよびPRC桁の合理的設計には不可欠と見られる高張力異形鋼の鉄筋としての疲労強度はどうであろうか、といった問題がある。

著者は、以上の諸問題についてこれまでに得られた諸研究の成果をもとにして、以下各節において紙数の許す範囲で論述して見たいと考える。

* 工博 北海道大学教授 工学部土木工学科

2. RC 桁のひびわれおよび破壊に関する性状

PRC は、RC を主体とするものであるから、まず RC 桁のひびわれ、および破壊についての性状を検討して見たい。昭和 30 年以來北大および北海道開発局で行なった RC 桁の曲げ試験は総数 130 本に達しており、そのスパンは 1.5~3.0 m、断面形状は矩形、T 形、I 形の各種をふくみ、使用した鉄筋も丸鋼 SS 41, SS 50, 異形丸鋼 SSD 39, SSD 49, ツイストバー 40, 成分調整鋼 DACON 35 などの多数種類となっている。これらの試験研究によりいままでに、得られた結果にもとづいて概述して見よう。

(1) RC 桁の静的試験

RC 桁の静的試験は 58 本行なわれたが、その一例として図-1 のような、支間 3.0 m、高さ 24 cm、フランジ幅 35 cm、腹部厚 8 cm の T 形桁で、主鉄筋として $\phi 22$ を 1~2 本使用した場合の試験結果^{5),6)}を示すと表-1 のようである。この表で P_{cr} はひびわれ荷重、 $P_{0.1}$ または $P_{0.2}$ は最大ひびわれが 0.1~0.2 mm の幅に達したときの荷重、 P_B は破壊荷重を示すのであるが、普通丸鋼 2 $\phi 22$ を用いた桁 3-1 では $P_{0.2}$ は P_{cr} の 2.5 倍、同じく P_B は約 4.0 倍に達している。また荷重を取り去ったのちの残留ひびわれ幅の最大値は 0.03 mm で、

図-1

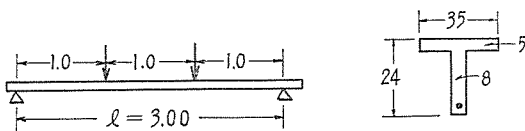


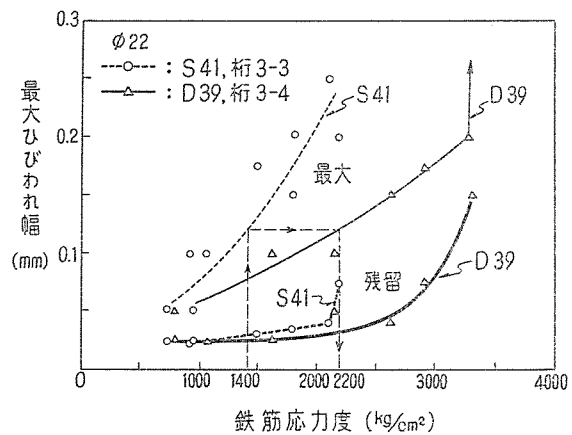
表-1 RC 桁のひびわれおよび破壊荷重

試験桁		P_{cr}	$P_{0.1}$	$P_{0.2}$	$2P_{cr}$	$2.5P_{cr}$	$3P_{cr}$	P_B
3-1 (丸鋼 S 41) (2 $\phi 22$)	$P(t)$	2.04	2.50	5.10	4.08	—	—	8.20
	σ_s (kg/cm ²)	735	922	1790	1500	—	—	
	ひびわれ幅	0.05	0.10	0.20	0.175	—	—	
	b_{cr} (mm)	(0.025)*	(0.025)	(0.03)	(0.03)	—	—	
3-2 (同上) (カプラ継手)	P	2.10	2.10	5.23	4.23	—	—	8.27
	σ_s	795	798	2160	1780	—	—	
	ひびわれ幅	0.10	0.10	0.20	0.15	—	—	
	b_{cr}	(0.05)	(0.05)	(0.05)	(0.05)	—	—	
3-3 (丸鋼) (1 $\phi 22$)	P	1.50	1.93	3.54	3.00	—	—	5.20
	σ_s	945	1070	2180	1780	—	—	
	ひびわれ幅	0.05	0.10	0.20	0.15	—	—	
	b_{cr}	(0.025)	(0.025)	(0.075)	(—)	—	—	
3-4 (D 39) (1 $\phi 22$)	P	1.62	2.64	5.80	3.24	4.05	4.86	6.20
	σ_s	774	1612	3300	2150	2620	2920	
	ひびわれ幅	0.05	0.10	0.20	0.10	0.15	0.175	
	b_{cr}	(0.025)	(0.025)	(0.05)	(0.04)	(0.04)	(0.075)	

* () の数値は残留ひびわれ幅を示す

実際上は無視しうる程度となっている。桁 3-2 は、桁 3-1 の主鉄筋中央にカプラ継手を設けたものであるが、桁 3-1 と比較してほとんど同等であることが注目される。また桁 3-3 と桁 3-4 とは、主鉄筋が普通丸鋼 (SS 41) と異形丸鋼 (SSD 39) との差があるに過ぎないが、 $P_{0.2}$ では前者は P_{cr} の約 2.4 倍であるのに対し、後者では約 3.6 倍に達している、それだけ有利となっている。これを図示した図-2 を見れば、さらにその関係が明らかとなる。たとえば丸鋼を用いた桁で鉄筋応力度が 1400

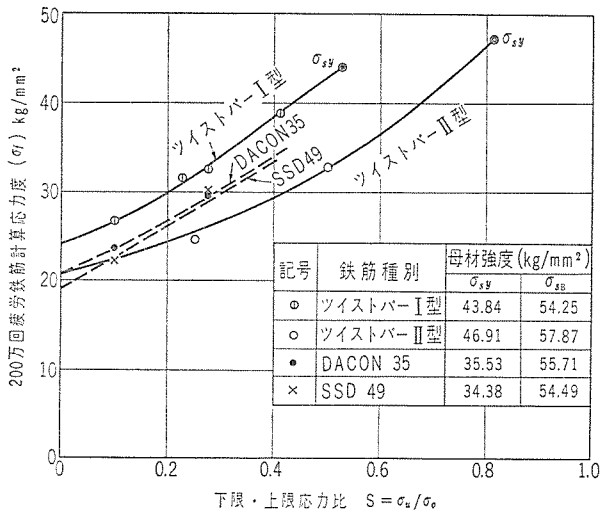
図-2 鉄筋応力度と最大ひびわれ幅の関係



kg/cm² となったときに生ずるひびわれと同じ幅のものを許すとすれば、異形丸鋼を用いた桁では 2200 kg/cm² の鉄筋応力度を利用しうることがわかる。

図-3 は、他の例で、スパン 3.0 m、桁高 30 cm、上部フランジ幅 26 cm、下部フランジ幅 15 cm、腹部厚 8 cm の I 形断面、SS 50 級普通丸鋼、異形丸鋼 SSD 49, ツイストバー 40 (FYO), 成分調整鋼 DACON 35 のいずれも $\phi 16$ を鉄筋に使用した場合を示すものである。直径が小さくなると普通丸鋼と異形丸鋼の付着強度の差による影響が、あまりいちじるしく現われないので、 $\phi 22$ を用いた図-2 ほどは両者の間の差が大きくないが、それでも相当の開きが認められる。以上から高張力異形棒鋼の場合は鉄筋応力度が 3000 kg/cm² 以内であれば、コンクリートひびわれの最大幅は 0.2~0.3 mm 以下に抑えられ、その残留値も 0.05 mm 以下となって、耐久性からいっても許容しうることが推定される。

図-7 RC 桁疲労試験による鉄筋 200 万回疲労強度



の結果から 200 万回疲労強度 σ_f を求めてプロットしたもので、このうちツイストバー I および II 型は資料数が多くて 3 点以上であるから、図に示すように、Moore-Kommers-Jasper 曲線を描き、任意の S に対する σ_f を求めることができる。しかし DACON 35 および異形丸鋼 SSD 49 は 2 点にすぎないため資料が不足であるが、暫定的に推定線を図示した。冷間加工異形棒鋼のツイストバーでは斜ふしの傾斜角 θ の小さい I 型 ($\theta=32^\circ$) の方が θ の大きい II 型 ($\theta=52^\circ$) に比していちじるしく有利となっており、時効もろさにおよぼす影響⁹⁾と同様であることがわかる。つぎに熱間圧延異形棒鋼 DACON および D 49 はいずれもツイストバーに比して σ_{sy} が低いいため、疲労性状では少し有利となるものと見られるが、この両者の間では、斜めふし ($\theta=54^\circ$) をもつ前者の方が横ふし ($\theta=90^\circ$) をもつ後者よりも有利と見られたのに対し、図のようにあまりその差はいちじるしくなかった。図-7 から疲労強度を求めて見ると表-2 のようになる。また表には、 σ_{sy} の規格値と実際値との差を考慮し、 σ_f に対する安全度を 1.15 として $\sigma_f/1.15$ の値が示されている。ツイストバー、DACON 35、SSD 49 の降伏点規格値はそれぞれ $\sigma_{sy}=40, 35, 30 \text{ kg/mm}^2$ であるから、 $\sigma_{sa}=0.6 \sigma_{sy}$ に相当する 2400, 2100, 1800 kg/cm^2 を許容しうる範囲を表-2 の $\sigma_f/1.15$

から推定すると、活荷重と死荷重の比 L/D がツイストバー I 型で 7 以内、II 型で 2 以内、DACON では 8 以内、異形丸鋼 SSD 49 で 19 以内となり、この範囲をこえた場合には許容応力度を適減しなければならないが、高張力異形棒鋼の疲労性状は予想以上によいことがわかる。なお、昭和 37 年に制定された北海道土木技術会のねじり棒鋼指針(案)の許容応力度は上記ツイストバー I 型に対し、 $L=0$ のとき 2400, $L \leq 1$ のとき 2200, $L > 1$ のとき 2000 kg/cm^2 となっている。

(3) RC 桁の極限設計

以上に述べた静的および疲労試験の結果から、RC 桁では、最大幅約 0.2 mm までのひびわれはくり返し荷重に対しても安定であって、特別な環境でない限り耐久力に悪影響はないこと、ひびわれに関しては異形棒鋼がいちじるしく有利であること、荷重比 L/D の範囲を考慮して許容応力度を定めれば高張力異形棒鋼はくり返し荷重をうける RC 構造物にも十分使用しうること、などがわかった。実際の設計にあたっては、(1) 死荷重に対しては最大ひびわれ幅を 0.1 mm 以下におさえるか、できれば生じないようにする。このためには桁の M_{cr} を計算し、安全度を 1.0~1.1 ぐらいとする。(2) 活荷重に対しては最大ひびわれ幅 0.2 mm までを許容しうるが、安全のため桁の $M_{0.2}$ を計算して、安全度を 1.3~1.4 ぐらいにとる。ただし $M_{0.2}$ は異形棒鋼の場合 M_{cr} の 2.0 倍にとってよい。(3) 引張部コンクリートを無視する従来の計算方法による σ_s を疲労を考慮した許容応力度以下におさえる。(4) 桁の破壊曲げモーメント M_B を計算して所要の安全度となるようにする、とすればよいと考える。なお RC 桁の M_{cr} および M_B の計算方法については文献⁷⁾を参考にされたい。

3. PRC の設計および施工

(1) PRC の設計

PRC は PC と違ってプレストレスの量が少ないので、設計荷重によるコンクリートの圧縮応力度は問題とならない。断面設計の方法はまず最初に疲労を考慮した鉄筋応力度 σ_{sa} によって従来の計算方法で鉄筋量 A_s を少し

表-2 高張力異形鉄筋の 200 万回疲労強度 (kg/cm²)

応力比 S	荷重比 L/D	200 万回疲労強度 σ_f				$\sigma_f/1.15$			
		フジツイストバー		DACON 35	異形丸鋼 SSD 49	フジツイストバー		DACON 35	SSD 49
		I 型	II 型			I 型	II 型		
0	∞	2420	2080	2080	1920	2100	1810	1810	1670
0.1	9	2660	2240	2370	2250	2310	1950	2060	1960
0.2	4	3000	2420	2680	2610	2610	2100	3330	2270
0.3	2.33	3420	2570	3040	2970	2900	2230	2640	2580
0.4	1.50	3870	2950	3400	3360	3360	2560	2950	2920

小さめに算定する。つぎにそのRC断面のひびわれ曲げモーメント M_{cr} を計算し必要なプレストレス P を次式によって求める。

$$P = \frac{fM_d - M_{cr}}{k' + e} \dots\dots\dots(1)$$

ただし k' および e はそれぞれ、断面重心より圧縮側核点およびPC鋼重心までの距離で、 f はひびわれ安全度である。1次設計にはつぎの近似式を用いてもよい。

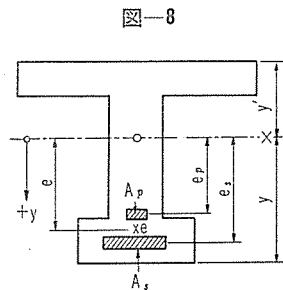
$$P = \frac{M_d - \bar{\sigma}_{ct}W}{k' + e} \dots\dots\dots(2)$$

ここに W 引張縁の断面係数で $\bar{\sigma}_{ct}$ は表-3 の値を用いる。

表-3

コンクリート設計強度 σ_{28} (kg/cm ²)	300	400	500
σ_{ct} (kg/cm ²)	40	50	60

そして最後に PRC 断面について M_{cr} , M_B を計算する。 M_{cr} および M_B はRCまたはPCと同様に計算できるのでくに説明する必要はないが、コンクリートのクリープおよび収縮によるコンクリート、鉄筋およびPC鋼の応力度の変化は図-8のPRC断面についてつぎのようになる³⁾。まずクリープに対しては



$$\left. \begin{aligned} \sigma_{s\varphi} &= n(1 - \alpha_{ss})T_2 - n\alpha_{sp}T_1 \\ \sigma_{p\varphi} &= n(1 - \alpha_{pp})T_1 - n\beta\alpha_{ps}T_2 \\ \sigma_{cy\varphi} &= \alpha_{ys}T_2 + \alpha_{yp}T_1 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(3)$$

$$\left. \begin{aligned} T_1 &= \frac{K_1}{A}(1 - e^{A\varphi}) + \frac{K_2}{B}(1 - e^{B\varphi}) \\ T_2 &= \frac{K_3}{A}(1 - e^{A\varphi}) + \frac{K_4}{B}(1 - e^{B\varphi}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(4)$$

$$A, B = -\frac{\alpha_{ss} + \alpha_{pp}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\alpha_{ss} + \alpha_{pp}}{2}\right)^2 - (\alpha_{ss}\alpha_{pp} - \alpha_{sp}\alpha_{ps})} \dots\dots\dots(5)$$

$$\left. \begin{aligned} K_1 &= \frac{1}{A-B} \{(A + \alpha_{ss})\sigma_{cp0} - \alpha_{ps}\sigma_{cs0}\} \\ K_2 &= \frac{1}{A-B} \{(B + \alpha_{ss})\sigma_{cp0} - \alpha_{ps}\sigma_{cs0}\} \\ K_3 &= \frac{1}{A-B} \{(A + \alpha_{pp})\sigma_{cs0} - \alpha_{sp}\sigma_{cp0}\} \\ K_4 &= -\frac{1}{A-B} \{(B + \alpha_{pp})\sigma_{cs0} - \alpha_{sp}\sigma_{cp0}\} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(6)$$

により求められ、収縮による σ_{sw} , σ_{pw} および σ_{cyw} は、収縮と同じ期間のクリープ係数を φ_1 とするとき、式(3)~(5)は同じであって、ただ φ の代りに φ_1 を用いればよく、式(6)の代りに

$$\left. \begin{aligned} K_1 &= \frac{1}{A-B} (A + \alpha_{ss} - \alpha_{ps}) \frac{\omega E_c}{\varphi_1} \\ K_2 &= \frac{-1}{A-B} (B + \alpha_{ss} - \alpha_{ps}) \frac{\omega E_c}{\varphi_1} \\ K_3 &= \frac{1}{A-B} (A + \alpha_{pp} - \alpha_{sp}) \frac{\omega E_c}{\varphi_1} \\ K_4 &= \frac{-1}{A-B} (B + \alpha_{pp} - \alpha_{sp}) \frac{\omega E_c}{\varphi_1} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(7)$$

を用いる。 ω は収縮度で、 α_{ss} , α_{sp} , …… は次式で表わされる影響係数である。

$$\left. \begin{aligned} \alpha_{ss} &= \frac{nA_s}{A_i} \left(1 + \frac{e_s^2}{\rho^2}\right), \quad \alpha_{sp} = \frac{n_p A_p}{A_i} \left(1 + \frac{e_s e_p}{\rho^2}\right) \\ \alpha_{ps} &= \frac{nA_s}{A_i} \left(1 + \frac{e_p e_s}{\rho^2}\right), \quad \alpha_{pp} = \frac{n_p A_p}{A_i} \left(1 + \frac{e_p^2}{\rho^2}\right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(8)$$

もし A_s と A_p の重心があまり離れていないときにその全体の重心を e として式(8)に準じて α を計算し、収縮をふくめて上記の代りにつぎの近似式を用いてもよい。

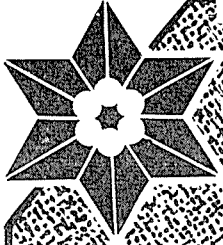
$$\left. \begin{aligned} \sigma_{s\varphi} &= n\sigma_{ce\varphi} \frac{1 - \alpha}{\alpha} \\ \sigma_{p\varphi} &= n_p \sigma_{ce\varphi} \frac{1 - \alpha}{\alpha} \\ \sigma_{ce\varphi} &= -(1 - e^{-\alpha\varphi}) \left(\sigma_{ceg} + \sigma_{cep} + \frac{\omega E_c}{\varphi}\right) \\ \alpha &= \frac{nA_s + n_p A_p}{A_i} \left(1 + \frac{e^2}{\rho^2}\right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(9)$$

(2) PRC の施工法

PRC の施工法は、RC およびPCと原則的に同じである。一般に橋の場合には、スパン方向だけ PRC 構造とし、横方向はRC構造またはPRC構造とする。橋において、橋体を横断方向の目地で分割してプレキャストする横割りプレハブ工法を用いる場合は、PC鋼筋を主桁腹部内でなく、外部に露出して配置するのが有利である。この場合PC鋼筋を緊張定着したのち直接コンクリートで被覆して主桁と一体になるようにすれば、グラウト注入の必要がなくなる。また主桁コンクリート内部に配設する場合でも、PRCではPC鋼筋の数量が小さいのでコンクリートの深部にのみ配設しうるので、グラウトに起因するといわれているコンクリートの縦ひびわれの生ずる心配がなくなる。

PRC に用いるPC工法は、プレテンションおよびポストテンションのいずれの方式においても従来の工法をそのまま応用することができる。しかし、PRC橋の場合、スパン50m以内では500t以内のプレストレス量ですむことが多いので、PC鋼筋を主桁腹部の外に配設する方式では直径の大きい高張力異形PC棒鋼を使用すれば、直接コンクリートで被覆することが容易でかつ付着も十分となる利点がある。

東京製網製品



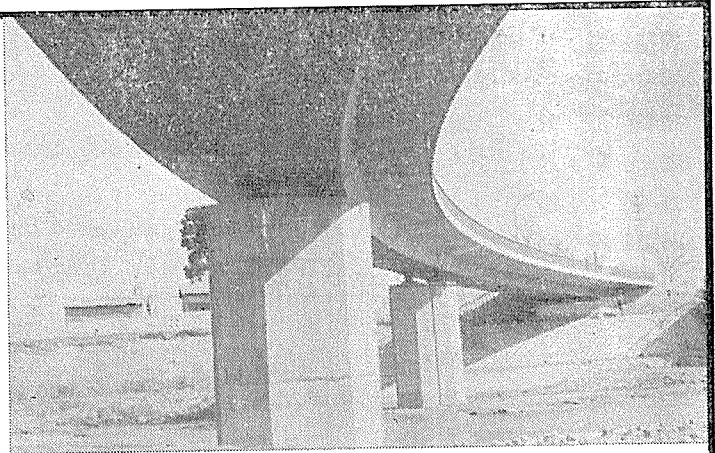
PC WIRE & STRAND

製造元 東京製網株式会社
発売元 東網商事株式会社

東京都中央区日本橋室町2丁目8番地 古河ビル四階
電話 (211) 2851 (大代表)



育英橋(大阪府)
3 径間連続曲線函形
 $R=90\text{m}$



ピーエスコンクリート設計施工並に製作 日本ピー・エス・コンクリート株式会社

顧問 加賀山之雄 顧問 稲浦鹿蔵 取締役社長 有馬義夫

本社	福井県敦賀市泉125号2番地	電話敦賀 1400(代)
東京営業所	東京都千代田区大手町1丁目4番地(大手町ビル3階362号室)	電話東京 201-8651(代)
大阪営業所	大阪市北区堂島上2丁目39番地(毎日産業ビル別館5階)	電話大阪 361-7797
名古屋営業所	名古屋市中村区広井町2丁目54番地(交通ビル5階52号室)	電話名古屋 54-6536
福岡営業所	福岡市天神町3番地の1(福岡三和ビル6階)	電話福岡 74-9426