

# L'ASSOCIATION DU BETON ARME ET DU BETON PRECONTRAIN

par **F. Campus**, Président de l'A.B.E.M.

## 1. Rétrospective

Au Congrès international des Ponts et Charpentes à Vienne en 1928 et au Premier Congrès international du Béton et du Béton Armé à Liège en 1930, Eugène Freyssinet étant présent, il ne fut pas question de béton précontraint. Pas davantage l'année suivante à Paris (en 1931), au Congrès du Génie Civil de la Société des Ingénieurs Civils de France. Mais en 1932, au premier Congrès de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes à Paris, Freyssinet présentait dans la grande salle de conférences de la Société des Ingénieurs civils de France, où se tenait le Congrès, une petite poutre expérimentale en béton précontraint, dont il se servait pour montrer que la fissure qui apparaissait au-delà d'une certaine sollicitation se refermait entièrement lorsque la sollicitation descendait sous cette valeur. L'expérience étant répétable à volonté, la fissure était donc réversible ou élastique. Freyssinet définissait le béton précontraint comme étant le béton sans fissures, dans les conditions de service évidemment. Le compte rendu du Congrès ne fait aucune mention de l'événement.

Au deuxième Congrès de l'A.I.P.C., à Berlin en 1936, il fut peu question du béton précontraint. On peut s'en rendre compte par le dernier alinéa des conclusions du thème IV (Tendances actuelles dans le calcul et la construction des ponts et charpentes en béton armé) : « Pour les ponts en poutre, l'emploi d'armatures précontraintes offre de nouvelles possibilités qui, jusqu'à maintenant, ne sont que théoriquement mises au net. Leur développement dépend entre autres de l'évaluation suffisamment précise du module de déformation du béton et de l'élimination des difficultés constructives ».

Le troisième congrès de l'A.I.P.C. eut lieu à Liège en 1948. Le béton précontraint y était à l'honneur. Des ouvertures y furent déjà faites en vue de la constitution d'un organisme international propre au béton précontraint. Elles ne devaient aboutir qu'après le quatrième congrès de l'A.I.P.C. à Cambridge et à Londres en 1952.

D'autre part, au Congrès international des Ponts et Charpentes à Vienne en 1928, le professeur Ed. Torroja, qui ne fut pas seulement un grand constructeur, mais aussi un précurseur en beaucoup de matières, présentait une communication intitulée « L'emploi des câbles d'acier dans les constructions en béton armé ». Il y exposait notamment les dispositions d'un ouvrage exécuté en Andalousie, l'Aqueduc Saint-Patrice, ouvrage à trois travées comportant quatre haubans doubles en câbles d'acier, mis en tension préalable par soulèvement des piles de support et enrobés ensuite de béton. Il y avait dans cette communication une anticipation à la fois de la précontrainte et de l'emploi des aciers à très haute résistance dans le béton armé.

L'emploi d'armatures en acier à haute résistance était mentionné prudemment dans les conclusions du thème II du Congrès de l'A.I.P.C. à Berlin en 1936, sans toutefois dépasser l'acier A 52, dont il était indiqué que pour une tension admissible de 1800 kg/cm<sup>2</sup>, la sécurité à la fissuration était la même que pour l'acier A 37 sous une tension admissible de 1200 kg/cm<sup>2</sup>, « en cas de sollicitation principalement par des charges immobiles ».

Le 28 avril 1952, le professeur Hjalmar Granholm faisait au Centre d'études, de recherches et d'essais scientifiques des constructions du génie civil à Liège une communication intitulée « Les tendances actuelles du béton armé en Suède » et y rendait compte de l'utilisation récente pour les armatures de béton armé des aciers Kam à très haute résistance. Il citait des expériences et des réalisations pratiques expérimentales au moyen de l'acier Kam 60, à 60 kg/mm<sup>2</sup> de limite élastique et 90 kg/mm<sup>2</sup> de tension de rupture. La tension de calcul s'élevait à 30 kg/mm<sup>2</sup>. Les questions d'adhérence et de fissuration du béton étaient naturellement étudiées d'une manière approfondie. L'adhérence était majorée par des cannelures spécialement étudiées. Quant à la fissuration, elle était beaucoup plus répartie avec les barres Kam 60 à adhérence renforcée qu'avec les barres lisses en acier 52. Il en résultait des fissures assez fines, dont l'ouverture ne dépassant pas 0,2 mm pour une tension d'acier de 3000 kg/cm<sup>2</sup> et à peine le double à la limite élastique de 6000 kg/cm<sup>2</sup>. Le professeur Granholm concluait comme suit : « Le nouvel acier d'armature Kam me semble destiné à concurrencer fortement le béton précontraint . . . La concurrence entre le béton précontraint et le béton (armé) ordinaire contribuera sans doute au développement des deux types de construction pour le plus grand bien de la technique du bâtiment ».

Ainsi, le matériau protéiforme qu'est le béton armé offrait au béton sans fissure de Freyssinet une alternative totalement opposée, celle du béton fissuré. La fissure, considérée auparavant comme honteuse, était reconnue par deux voies différentes : une qui la bannissait et une qui l'adoptait. Elle devenait en toute hypothèse un sujet d'études, même de choix, et c'est au pays de l'acier Kam que devait se tenir en 1957, à Stockholm, le premier Colloque international de la R.I.L.E.M. sur l'adhérence et la fissuration dans le béton armé ! Les deux phénomènes sont en effet inséparables.

L'alternative n'était cependant pas réduite aux extrêmes. Notre Colloque concerne précisément le passage gradué d'un de ses termes à l'autre, qui réalise la prévision optimiste du professeur Granholm, mais par l'association plutôt que par la concurrence.

## 2. Effets de la fissuration

Bien que cela ne soit pas explicite, le sujet de notre Colloque est à vrai dire le contrôle de la fissuration du béton armé. Ce sujet est important pour diverses raisons. D'abord, bien que l'on considère souvent la fissuration à la rupture, elle ne présente d'intérêt réel que dans les conditions de service. La première qualité d'une construction est d'être efficace, c'est-à-dire de répondre parfaitement à son usage. On a accordé beaucoup d'attention ces dernières années à la rupture. Elle est tout de même une extrémité heureusement assez exceptionnelle. Il est non seulement utile, mais même très important, que les constructeurs, surtout les auteurs de projets, soient persuadés qu'il ne suffit pas qu'une construction présente une certaine garantie nécessaire contre la rupture pour qu'elle soit satisfaisante. L'étude de la fissuration les ramène entièrement et à propos à la considération des conditions d'usage.

L'effet de la fissuration qui retient généralement le plus l'attention est celui du danger de corrosion des armatures et

des conséquences progressives de celle-ci. Le Comité technique de la R.I.L.E.M. sur la corrosion des armatures du béton armé, présidé par le professeur Lobry de Bruyn et accointé à l'A.I.P.C. et à la F.I.P., a tenu récemment un Colloque restreint et spécialisé à Wexham Springs, au siège de la British Cement and Concrete Association. Au sujet de l'incidence de la fissuration sur le danger de corrosion et plus particulièrement au sujet de la limitation des largeurs des fissures selon le degré d'agressivité du milieu ambiant, il est apparu que les connaissances restent incertaines et que les opinions ne sont pas fixées. Assurément, on est d'accord qualitativement sur la nécessité de la prudence dans l'estimation des largeurs maxima des fissures admissibles dans divers milieux, mais on reconnaît la versatilité des phénomènes qui peuvent se produire et la difficulté de fixer des valeurs sûres. Il y a apparemment un accord sur l'inocuité des fissures minces, ne dépassant pas 0,1 à 0,2 mm pour les armatures ordinaires.

La précontrainte partielle permettrait de contrôler cette fissuration, mais elle apporte le risque de la corrosion des fils de précontrainte fortement tendus, qui retient beaucoup l'attention actuellement. Provisoirement, la précontrainte partielle semblerait donc plutôt appropriée pour éviter toute fissuration normale et permanente, ne permettant une fissuration limitée que dans des cas exceptionnels assez rares.

Un effet de la fissuration qui, par contre, n'est guère controversable est celui de l'augmentation de la déformabilité des éléments fléchis. La flexion intègre l'effet de toutes les fissures fines ou larges, peu ou très écartées. Elle caractérise un état général

de fissuration, ce que ne fait pas la limitation de la largeur individuelle des fissures. La fissuration fait croître fortement la courbure dans le béton armé.

La précontrainte totale ou partielle augmente proportionnellement le moment de fissuration et diminue également la courbure après fissuration.

On sait que l'entredistance des fissures et leur largeur dépendent principalement de la résistance à la traction  $R_b$  du béton et de l'adhérence limite  $T_{d1}$  du béton aux armatures. La précontrainte a un effet majorant sur  $R_b$ , cependant que la post-contrainte a généralement un effet réducteur important sur  $T_{d1}$ . Ces deux influences tendent à augmenter la distance entre fissures et leur largeur, comme les expériences le confirment.

### 3. Quelques résultats expérimentaux

En 1951-1952, M. Sabbagh, étudiant, effectua dans les laboratoires de l'Université de Liège comme travail de fin d'études une recherche comparative sur la tenue de quatre poutres en béton armées d'acier relativement doux (barres de 20 mm de diamètre) et d'acier très dur (fils de 5 mm de diamètre). Les caractéristiques des poutres et les résultats des expériences sont résumés au tableau I. Elles étaient toutes pourvues d'étriers de 8 mm en acier doux disposés en nombre suffisant pour éviter des ruptures en dehors des zones centrales à moment constant. Dans la poutre II, la moitié de ces étriers étaient disposés obli-

TABLEAU I — Expériences 1951- 1952

Poutre	I	II	III	IV
Armature	8 $\varnothing$ 5	18 $\varnothing$ 5	2 $\varnothing$ 20	6 $\varnothing$ 20
$\omega$ %	0,244	0,55	0,975	2,925
Rea (Kg/mm <sup>2</sup> )	177		30	
Rra (Kg/mm <sup>2</sup> )	195		49,3	
R' b à 28 jours				
Kg/cm <sup>2</sup> (cubes de 16 cm)	284	255	317,5	293
Eb (Kg/cm <sup>2</sup> )	320000	320000	343000	310000
28 jours } $M_f$ (Kgm)	2811	2862	3043	4462
	10011	12162	5763	14222
Rupture	mixte	béton	acier	béton
$\frac{M_f}{\omega}$	11500	5210	3120	1525
$\frac{M_r}{\omega}$	41500	22100	5920	4770

Adhérence fil  $\varnothing$  5 au béton

Par traction 13,25 Kg/cm<sup>2</sup>

Par flexion 17,2 Kg/cm<sup>2</sup>

Essai d'arrachement par traction fil avec crochet : pas de glissement, le fil se rompt à l'extérieur du béton.

quement aux extrémités de la poutre. Leur limite élastique était de 28 kg/mm<sup>2</sup>, leur résistance à la rupture était de 38 kg/mm<sup>2</sup>.

La poutre I, à 0,244 % d'acier très dur, s'est fissurée à 2811 kgm, sous une flèche de 8 mm. Elle s'est rompue sous 10011 kgm, au droit du point d'application d'une force, d'une manière mixte, sous une flèche de 68 mm. Elle présentait alors de nombreuses fissures assez fines, écartées de 10 à 20 cm. Aucun fil n'était rompu lorsque le moment a atteint sa valeur maximum et les fissures se sont partiellement refermées lors de la décharge. Les fils se sont rompus successivement lorsqu'on a continué à déformer la poutre.

La poutre III, à 0,975 % d'acier doux, s'est fissurée sous 3043 kgm et une flèche de 3,5 mm. La rupture s'est produite par l'acier sous 5763 kgm, la fissure médiane s'étant ouverte brusquement. Flèche à la rupture 10 mm. Les fissures étaient moins nombreuses que dans la poutre I et moins rapprochées (15 à 20 cm).

La poutre II à 0,55 % d'acier très dur s'est fissurée sous 2862 kgm, avec une flèche de 5 mm. La rupture s'est produite par écrasement du béton sous une flèche de 56 mm. Les fissures étaient écartées de 15 à 20 cm; elles se sont refermées après rupture et décharge. Moment maximum 12162 kgm.

La poutre IV à 2,925 % d'acier doux s'est fissurée sous 4462 kgm et une flèche de 3 mm. La rupture par éclatement du béton s'est faite sous 14.222 kgm et une flèche de 23 mm. Les fissures, très nombreuses et très réparties étaient distantes de 7 à 15 cm.

La figure 1 reproduit les diagrammes des flèches. Son intérêt expérimental est considérable. Elle témoigne des grandes élasticité et souplesse du béton armé d'armatures souples en acier très dur. Ces armatures, même au pourcentage très faible de 0,244 %, permettent un large développement de la plastification du béton au voisinage de la rupture, alors qu'elle n'est pas

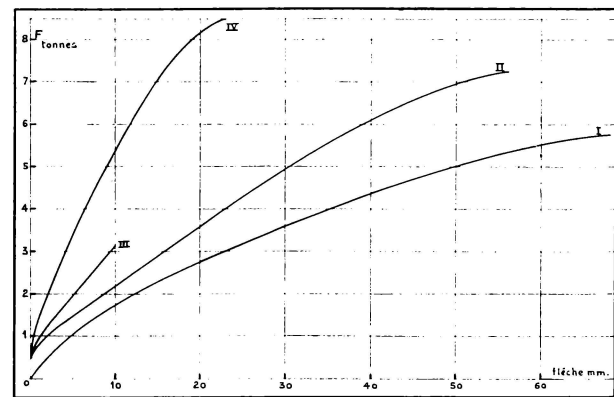


Fig. 1.

atteinte pour 1 % d'acier doux (poutre III) et pas tellement prononcée pour 3 % d'acier doux (poutre IV). Cependant l'adhérence des fils lisses d'acier très dur était assez faible.

Il y aurait certes des difficultés et des inconvénients à utiliser en pratique pour le béton armé ordinaire des fils en acier très dur fournis en couronnes, en raison de leur courbure et de leur déformabilité. Mais il n'en serait pas de même pour l'emploi de barres droites assez rigides en acier à très haute résistance et à adhérence renforcée, de diamètre aussi réduit que possible, jusqu'à 1 cm.

En 1956, deux nouvelles séries d'essais d'orientation furent effectuées, comportant des poutres à divers degrés de précontrainte, en vue de préparer des recherches ultérieures plus systématiques. Il s'agissait en somme d'étudier les conditions d'expérience. Les résultats ne sont cependant pas dépourvus d'intérêt. Le tableau II résume les caractéristiques et les résultats d'une série de 5 poutres, dont une P<sub>0</sub> sans armatures. Elle s'est rom-

pue sous 4025 kgm, ce qui correspond à une tension de rupture par traction conventionnelle

$$R_b = \frac{Mv}{I} = \frac{402500}{7820} = 51,5 \text{ kg/cm}^2$$

La flèche avant rupture était de 1,12 mm. Toutes les autres poutres sont armées de 8 fils de 5 mm de diamètre, de 170 kg/mm<sup>2</sup> de résistance à la rupture. Certains sont précontraints à 105 kg/mm<sup>2</sup>, soit 2060 kg par fil à la mise en post-contrainte du béton. Les gaines étaient injectées, mais assez mal. Les poutres armées ont toutes subi avant rupture statique une sollicitation dynamique de 10<sup>6</sup> plusations. Toutefois, les poutres non précontraintes P<sub>1</sub> et P'<sub>1</sub> ont été sollicitées en fatigue entre une charge inférieure plus grande que la charge de fissuration et une charge supérieure quasi double. Elles se sont rompues après 247300 et 132500 pulsations. Les sollicitations extrêmes représentaient sensiblement le quart et la moitié de la charge statique ultime prévue. La poutre P'<sub>1</sub> comportait 26 fissures après rupture (fig. 2). La poutre P<sub>1</sub> en comportait 17.

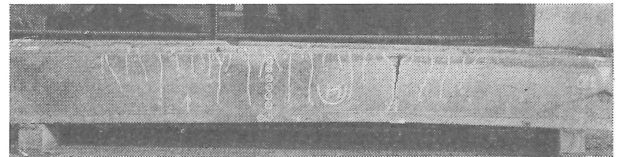


Fig. 2.

La poutre P<sub>2</sub>, totalement précontrainte, après avoir subi un million de pulsations à la fréquence de 250 par minute, sans fissuration, s'est fissurée statiquement sous 6768 kgm. La poutre rompue ne comportait que 4 fissures, assez ouvertes. L'adhérence de l'injection était peu effective (fig. 3).

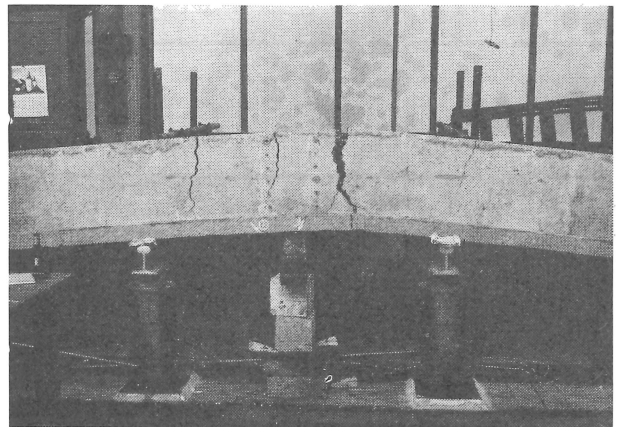
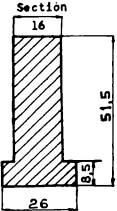


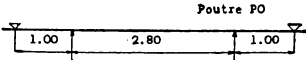
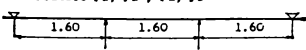
Fig. 3.

La poutre P<sub>3</sub> était précontrainte à moitié. Son moment de fissuration de 4728 kg est, à peu de chose près, égal à la moyenne des moments de fissuration des poutres à précontrainte nulle et à précontrainte totale (4768 kgm). Les fissures étaient au nombre de 17. L'adhérence était relativement bonne pour les fils tendus et ordinaire pour les fils non tendus. On remarque l'influence de la précontrainte même partielle sur les déformations (fig. 4).

Une deuxième série de 4 poutres, dont les caractéristiques et les résultats sont résumés au tableau III, a été réalisée en vue de ruptures par le béton. Elles comportaient toutes 12 fils de 7 mm de diamètre, ayant une résistance à la rupture de 156,5 kg/mm<sup>2</sup>. La tension de pose a été de 105 kg/mm<sup>2</sup> pour la poutre P<sub>6</sub> semi-précontrainte. Pour les poutres totalement précontraintes, elle a dû être réduite à 62,5 kg/mm<sup>2</sup> pour


**TABLEAU II — Essais statiques et dynamiques 1956. Rupture par l'acier.**

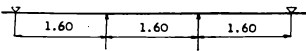


Poutre PO non armée	$M_f = M_r = 4025 \text{ Kgm}$ (âge 67 jours)			
Poutre	P1	P1'	P2	P3
Armature	8 $\varnothing$ 5	8 $\varnothing$ 5	8 $\varnothing$ 5	2 $\times$ 4 $\varnothing$ 5
Précontrainte (Kg)	nulle	nulle	16500	8250
Age (jours)	63	184	73	81
R' b (cubes de 16) (Kg/cm <sup>2</sup> )	428		440	514
Pulsations à 250 cycles/min entre (Kgm)	2768 et 5168	3028 et 5678	1968 et 4048	2288 et 4736
Nombre de pulsations	247300	132500	10 <sup>6</sup>	10 <sup>6</sup>
Rupture	dynamique	dynamique	statique	statique
$M_f$ Kgm	2768	2768	6768	4728
$M_r$ Kgm	—	—	11258	11968
F.èche en mm				
avant pulsations	10,33	10,93	0,85	3,93
après pulsations	11,20(10 <sup>5</sup> )	11,95(10 <sup>5</sup> )	0,99(10 <sup>6</sup> )	6,37(10 <sup>6</sup> )
Sous M Kgm	5675	5675	4038	4728

**TABLEAU III — Essais statiques et dynamiques 1956. Rupture par le béton.**





Poutre	P4	P5	P5'	P6
Armature	12 $\varnothing$ 7	12 $\varnothing$ 7	12 $\varnothing$ 7	2 $\times$ 6 $\varnothing$ 7
Précontrainte (Kg)	nulle	28800	28800	24300
10 <sup>6</sup> pulsations à 250 cycles par min. entre (Kgm)	1834 et 3434	1834 et 3434	1834 et 3434	2234 et 4298
$M_f$ (Kgm)	3194	6634	6164	4554
$M_r$ (Kgm)	16834	13034	13484	12234
Age (jours)	93	94	124	93
R' b (Kg/cm <sup>2</sup> ) sur cubes de 16 cm	469	560	562	435
Flèches (m/m)				
Avant pulsations	6,07	3,08	3,53	5,44
Après 10 <sup>6</sup> pulsations	7,08	3,11	3,58	6,38
Sous M (Kgm)	3420	3404	3404	4289

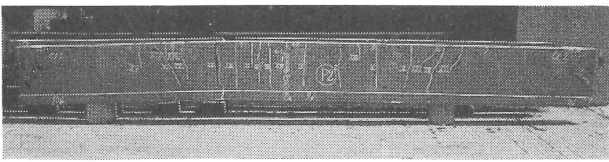


Fig. 4.

limiter les compressions lors de la mise en précontrainte, ce qui représente somme toute une autre forme de précontrainte partielle. Les poutres ont toutes subi  $10^6$  pulsations avant rupture statique.

La poutre  $P_4$  à précontrainte nulle comportait 42 fissures lors de sa rupture (fig. 5), qui s'est produite sous le moment

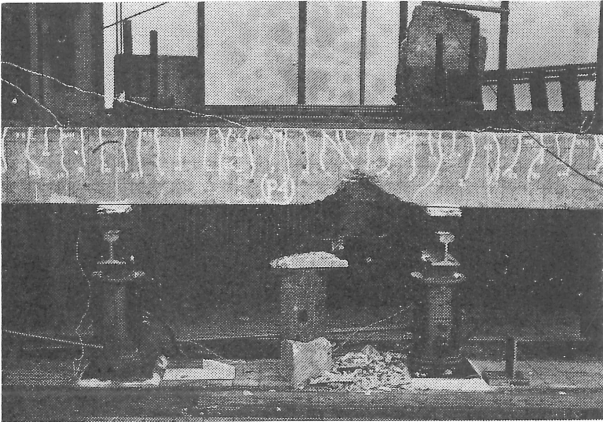


Fig. 5.

le plus élevé, l'excentricité des fils non tendus étant sensiblement plus grande que celle des fils tendus. Les poutres précontraintes  $P_5$  et  $P'5$  présentaient après rupture respectivement 14 (fig. 6) et 16 fissures. La poutre semi-précontrainte  $P_6$  en comportait 37 (fig. 7).

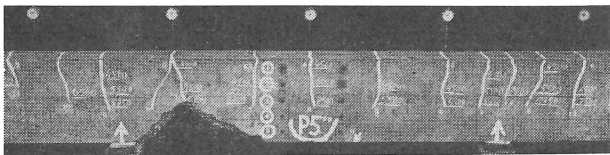


Fig. 6.

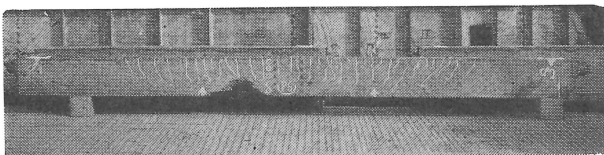


Fig. 7.

Ces expériences établissent que les fils non tendus mis en place avant le bétonnage et bien ancrés ont une adhérence supérieure à celle des fils de post-contrainte injectés. Malgré une flexibilité un peu plus grande des poutres, ils donnent lieu à

des fissures plus nombreuses, plus réparties et plus fines. La précontrainte élève naturellement le moment de fissuration.

En 1951, en 1956 et en 1957, les Laboratoires d'essais des constructions du génie civil et d'hydraulique fluviale de l'Université de Liège ont effectué pour les Chemins de fer britanniques des essais statiques et dynamiques très importants sur 6 grandes poutres-dalles en béton partiellement armées et précontraintes au moyen de fils d'acier très dur. Le Professeur P. Abeles, qui a été l'organisateur de ces essais, en a analysé et commenté les résultats dans plusieurs communications. On se bornera ici à noter les points suivants.

Des mesures de déformations effectuées sur des fils tendus et des fils non tendus ont montré qu'ils participaient également aux déformations et ce aussi après fissuration et jusqu'à la rupture.

Les expériences prolongées de fatigue à l'état fissuré ont montré que les fissures étaient élastiques, qu'elles se fermaient après décharge et que les flèches permanentes diminuaient pendant les périodes de repos entre deux périodes de pulsation, ce qui correspond à une véritable récupération partielle.

Dans un cas de rupture dynamique par l'acier, les fils précontraints se sont rompus en grand nombre, cependant que les fils non précontraints ont résisté. Plusieurs jours après sa rupture, cette poutre a supporté encore une charge égale à la charge sous laquelle elle s'était rompue.

Trois de ces poutres comportaient en combinaison :

- des fils de précontrainte proprement dits,
- des fils de postcontrainte
- et des fils ordinaires, non précontraints.

En outre, elles étaient formées d'éléments préfabriqués réunis par du béton de liaison et de remplissage. Le fonctionnement d'ensemble a été solidaire jusqu'à la phase ultime.

#### 4. Conclusions

De ce qui précède, il est permis de conclure ce qui suit.

1. L'emploi de barres en acier à très haute limite élastique comme armatures ordinaires de béton armé peut donner de bons résultats. Il est recommandable de réduire autant que possible leur diamètre et de renforcer efficacement leur adhérence par des cannelures appropriées. Les fissures sous les charges de service seront très réparties et assez fines.
2. La précontrainte partielle permet de contrôler la fissuration en service sous les charges permanentes, les surcharges normales et éventuellement certaines surcharges exceptionnelles, ainsi que les effets qui favorisent la fissuration, tels que le retrait. La précontrainte partielle s'associe donc bien à l'emploi d'armatures ordinaires en acier très dur. Leur allongement de rupture leur permettra toujours de contribuer à la résistance jusqu'à la limite de celle des fils précontraints.
3. Ces remarques sont valables pour des sollicitations principalement statiques, peu ou rarement variables. En cas de sollicitation fréquemment et fortement variable *en état de fissuration*, les armatures considérées ci-dessus, fils de précontrainte et barres d'armatures ordinaires en acier à très haute limite élastique et à adhérence renforcée, peuvent être susceptibles à la fatigue et des expériences préalables peuvent donc être opportunes. En précontrainte partielle, la rupture dynamique des fils de précontrainte se produira généralement avant celle des armatures ordinaires. Si la précontrainte est suffisante pour éviter la fissuration, la sécurité dynamique est généralement assurée.
4. Le béton armé partiellement précontraint présente donc les caractères d'une technique saine, très adaptable techniquement et économiquement.

## DE ASSOCIATIE VAN GEWAPEND EN VAN VOORGESPANNEN BETON

*Als inleiding tot het Colloquium, wordt de evolutie geschetst van het gewapend beton tijdens de laatste 35 jaren, op grond van de grote internationale wetenschappelijke samenkomsten die van 1930 tot 1952 plaatsgrepen. Twee schijnbaar tegenstrijdige technieken zijn daaruit geboren. Deze van het voorgespannen beton maakt gebruik van wapeningen bestaande uit staal met zeer hoge weerstand, die vooraf worden aangespannen met het doel iedere scheurvorming te vermijden van het beton onder de dienstbelasting. De andere gebruikt wapeningen van staal met hoge weerstand en verbeterde aanbechting, en laat in de dienstvoorwaarden een fijne en zeer verdeelde scheurvorming toe in het beton. Het gedeeltelijk voorgespannen gewapend beton kan worden beschouwd als een associatie van deze beide technieken, waarbij de scheurvorming op gepaste wijze wordt gecontroleerd.*

*Er wordt bondig verslag uitgebracht over de resultaten van proefondervindelijke onderzoeken uitgevoerd in de Laboratoria voor beproeving van burgerlijke en waterbouwkundige constructies bij de Universiteit te Luik, op betonliggers gewapend met stalen draden met zeer hoge weerstand, — niet, gedeeltelijk of volledig aangespannen, — en die tijdens de laatste vijftien jaren plaatsvonden. Deze proeven hebben bewezen dat, door het gebruik van staal met zeer hoge weerstand, en dank aan de fijne en zeer verdeelde scheurvorming van het getrokken beton, een aanzienlijk meer verspreide plastificatie van*

*het gedrukt beton kan worden verkregen, dan deze welke de wapeningen van zacht staal mogelijk maken. De gedeeltelijke of volledige voorspanning oefent hoofdzakelijk een invloed uit op het scheurvormingsmoment.*

*Het probleem van de invloed van de dwarse scheurvorming, — teweeggebracht door de lasten, — op het gevaar voor corrosie van de wapeningen, — is nog niet volkomen duidelijk. Voorzichtigheidshalve, zal men geen scheuren toelaten met een wijdte van meer van 0,1 tot 0,2 mm. De veralgemeende scheurvorming, zelfs indien zij zeer fijn is, leidt tot een aanzienlijke verhoging van de vormveranderingen onder buiging. Door de gedeeltelijke of volledige voorspanning, volgens het geval, wordt het mogelijk deze te controleren.*

*Andere proeven op elementen met grote afmetingen werden eveneens te Luik uitgevoerd op het initiatief van Prof. Dr. P. Abeles, voornamelijk onder dynamische belastingen. Zij hebben aangetoond dat de stalen draden zonder voorafgaande aanspanning enerzijds, en de voorgespannen draden anderzijds, effectief samenwerken voor het tot stand brengen van de weerstand. Deze laatste zijn echter meer vatbaar voor vermoëning ingeval van scheurvorming.*

*Tot besluit staat het vast, dat het gewapend beton, gedeeltelijk en in gepaste verhoudingen voorgespannen, een gezonde techniek uitmaakt.*