

Sixième leçon

REGLAGE DES EFFORTS DANS LES CONSTRUCTIONS METALLIQUES

par

F. CAMPUS,

*Ingénieur Civil A.I.Br. - A.I.Lg. - A.I.M. -
Pro-Recteur de l'Université de Liège.*

Le réglage des efforts dans les constructions n'est pas propre aux ouvrages métalliques. C'est une conception active applicable à toutes les constructions, quels que soient les matériaux employés. Il n'est pas possible ni utile de développer ici des considérations générales à ce sujet. On se réfèrera à une communication faite en 1947, au Congrès du Centenaire de l'A.I.Lg., à la Section du Génie Civil (1).

Toutefois, pour donner un exemple de la portée et des possibilités de la méthode, on indiquera que le béton précontraint n'est qu'une application particulière du principe du réglage des efforts, mais qui a déjà acquis les développements d'une grande technique.

Il n'existe pas de corps de doctrine classique du réglage des efforts en général, pas davantage en ce qui concerne particulièrement la construction métallique. On en connaît cependant des applications très anciennes, bien que parfois rudimentaires, telles que le fretage des corps creux et les tirants métalliques à tendeurs des arceaux gothiques. Des constructeurs avisés ont fait, à diverses époques, usage de dispositifs divers de réglage des efforts, comme M. JOURDAIN faisait de la prose. L'art de la construction ayant acquis depuis le 19^e siècle une tournure plus scientifique et par là même, plus codifiée, le réglage des efforts n'en a pas tout d'abord pris un développement plus régulier. Les progrès de la mécanique appliquée aux constructions (statique, résistance des matériaux, stabilité) ont été si marquants dans le calcul des tensions et des déformations et aussi dans leur mesure expérimentale, qu'ils ont quelque peu conféré aux ingénieurs un complexe plutôt passif d'application de ces théories, qui ne comportait aucune incitation à une intervention active pour en modifier les résultats dans un sens déterminé. La construction métallique semble avoir persévéré dans cette voie assez passive d'application des principes de conception et de calcul, peut-être parce qu'ils avaient déjà reçu assez tôt une expression magistrale dans des ouvrages qui portent les noms d'ingénieurs et de professeurs illustres du siècle dernier. Il y a eu probablement des applications isolées, généralement simples, de réglage des efforts dans certaines constructions métalliques, mais on n'en a guère fait état.

Le béton s'est développé plus tard que la construction métallique. Sa doctrine a été édiflée plus récemment et dans d'autres voies, parce que ce matériau conduisait tout naturellement à des formes de construction hyperstatiques. Cette hyperstaticité fréquente a entraîné une compréhension plus générale et une application plus fréquente des principes du réglage des efforts, parfois même d'une manière assez précoce. C'est ainsi que le Professeur J. MASSAU, de l'Université de Gand, énonçait dès 1884 le principe du décintrement

des voûtes au moyen de vérins (1), qui est un véritable réglage des efforts. Il fallait cependant attendre jusqu'en 1921 la première application d'Eug. FREYSSINET, à partir de laquelle la méthode est devenue très courante, sinon générale. C'est aussi Eug. FREYSSINET qui a eu le mérite, après les efforts couronnés de peu de succès de divers précurseurs, de faire du béton précontraint un procédé de construction d'un emploi très répandu et susceptible de se substituer à la construction métallique dans diverses applications. Le succès du béton précontraint a d'ailleurs permis la mise en vedette de la précontrainte, forme particulière du réglage des efforts, que sa vogue tend souvent à faire substituer au terme plus général de réglage des efforts.

Le succès rapide du béton précontraint a entraîné récemment des formes d'application du réglage des efforts (ou de la précontrainte) à des constructions ou à des éléments de constructions métalliques, en association avec du béton. Citons, à titre d'exemples:

- 1) Les ponts mixtes à poutres continues à tablier bétonné après déformation préalable des poutres métalliques par un soulèvement contrôlé des points d'appui intermédiaires, suivi d'un abaissement correspondant en deux phases, après durcissement suffisant du tablier. (2) (3)
- 2) Les poutres Préflex, poutrelles d'acier qui sont soumises à une déformation de flexion contrôlée au cours de laquelle leur partie tendue est enrobée de béton.
Après durcissement suffisant de ce béton, la poutrelle est libérée, ce qui entraîne la compression de ce béton. L'enrobage de béton est ensuite complété à l'état libre. Lors de leur usage, les poutres Préflex ont la membrure de béton précomprimée dans la zone d'extension. (4)

Nous ne pouvons développer ici les méthodes de calcul de ces dispositions. Elles ne présentent pas de difficultés en principe. Pour les méthodes pratiques, on consultera les références bibliographiques citées. Cependant, ces méthodes laissent subsister quelques incertitudes importantes au sujet des effets du retrait et du fluage du béton d'enrobage. On sait que ces déformations différées diminuent avec le temps l'effet de la précontrainte, d'une manière d'autant plus importante que l'allongement des aciers de précontrainte est plus petit et plus voisin des déformations différées totales du béton. C'est cela qui a entraîné l'échec des précurseurs du béton précontraint, qui utilisaient des aciers ordinaires et une faible tension de précontrainte, c'est-à-dire un faible allongement. Or, dans les applications précitées on est dans la même situation, dont FREYSSINET n'a pu sortir qu'en utilisant pour la précontrainte des fils d'acier à haute résistance soumis à des tensions de l'ordre de 100 Kg/mm^2 , c'est-à-dire fortement allongés. Rien d'étonnant donc que certains auteurs (5) soient d'avis que dans les exemples précités, la précontrainte diminuera considérablement dans le temps. Naturellement, l'action de l'enrobage subsistera, mais ceci n'a rien de commun avec le réglage des efforts.

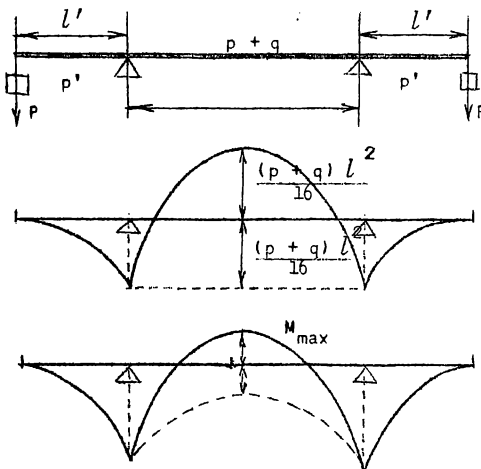
MM. G. OUDOTTE et J. GUERIN affirment (3), sur la base d'observations

d'appareils de mesure, que les déformations initiales du béton, consécutives à la dénivellation des appuis, sont quasi invariables. Ceci est en contradiction complète avec l'avis précité, selon lequel la précontrainte du béton diminuera très considérablement à la longue (cfr. F. LEONHARDT, Spannbeton für die Praxis, éd. W. Ernst & Sohn, Berlin, 1955, pp. 332-334). Il est possible de tenir compte dans le calcul des ouvrages mixtes du retrait et du fluage du béton (5), en absence de réglage des efforts. Il semble plausible que le réglage des efforts par dénivellation avant bétonnage et retour à la position normale après bétonnage modifie la sollicitation dans un sens favorable, mais il n'est pas possible d'écarter toute incertitude au sujet de l'efficacité finale, éventuellement réduite, de l'opération.

Ce qui précède attire l'attention sur un inconvénient important du béton pour le réglage des efforts, c'est l'effet des déformations différées. L'acier ne présente pas ce caractère. Le fluage des aciers ne se produit que sous des tensions assez élevées et est d'un ordre de grandeur inférieur à celui du béton.

On peut donner du réglage des efforts des définitions plus ou moins générales; cela ressort à suffisance de l'introduction. Il semble préférable de se rapporter à la définition très concrète que voici. Le réglage des efforts consiste à introduire dans une construction des actions contrôlées (efforts ou déformations) ayant un effet opposé à celui de certaines sollicitations auxquelles la construction sera soumise en service, de manière à réaliser les conditions de sollicitation résultantes les plus favorables. Ces derniers termes sont sujets à interprétation. Ils ne signifient pas nécessairement "les plus économiques", encore que cela devrait être l'acception la plus générale. Mais le réglage des efforts peut aussi avoir pour objet de permettre de satisfaire à d'autres conditions, par exemple de forme, de dimension, etc... Une première disposition très simple de réglage des efforts permet de distinguer très nettement ces points de vue différents.

I) POUTRES DROITES SUR DEUX APPUIS COMPORTANT DES CONSOLES D'EQUILIBRAGE.



En l'absence de consoles équilibrantes, le moment fléchissant varierait de 0 aux appuis

$$\text{à } \frac{(p+q)l^2}{8} \text{ au milieu.}$$

L'économie suggérerait d'établir les consoles d'équilibrage de telle sorte que

$$\frac{p l'^2}{2} + p l' = \frac{(p+q)l^2}{16}$$

pour autant que le dispositif de consoles et de contrepoids ne coût-

pour autant que le dispositif de consoles et de contrepoids ne coûte pas davantage que l'économie réalisée. Mais on peut aussi devoir ou désirer réduire la hauteur de la poutre au milieu, pour des raisons d'aspect ou pour disposer d'un tirant d'air suffisant au-dessus d'une voie navigable.

Ceci conduit à fixer :

la valeur du moment $M_{\max}$ au milieu ($< \frac{(p+q)l^2}{16}$). Alors il faut que

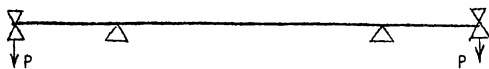
$$\frac{(p+q)l^2}{8} - \left(\frac{p^2 l^2}{2} + P l \right) < M_{\max}$$

et $-\frac{p^2 l^2}{2} - P l + \frac{p l^2}{8} \geq -M_{\max}$, d'où $M_{\max} > \frac{q l^2}{16}$.

Finalement:

$$\frac{p^2 l^2}{2} + P l < \frac{l^2}{8} (p + \frac{q}{2})$$

Ce dispositif a été employé à Leuze pour un pont de portée moyenne. Le lestage des consoles libres est réalisé pour des mattes de plomb. Ce système est apparemment simple. Cependant l'équilibrage invariable de chaque poutre n'est pas sans soulever un problème de répartition transversale des charges de poids mort en cas de longerons multiples. Le système n'est donc isostatique que pour un longeron simple ou deux longerons symétriques transversalement. Il n'est guère employé. On lui reproche d'être coûteux, les consoles n'ayant d'autre fonction que l'équilibrage. Par exemple, dans le cas d'un pont, ce qui est d'application la plus fréquente, les consoles ne font pas partie du tablier et exigent des dispositions de culées et de raccordement aux abords compliquées et coûteuses, qui doivent permettre notamment les déformations des consoles. Ce reproche tomberait si les consoles faisaient



partie du tablier, mais dans ce cas ces consoles devraient posséder des appuis fixes d'extrémité, ce qui transformerait la construction en système hyperstatique, d'ailleurs assez simple. Le réglage

des efforts consisterait alors à faire naître aux extrémités des consoles des réactions négatives initiales, par un abaissement permanent de ces extrémités, provoquant un soulèvement au milieu de la travée centrale. Ces mouvements seraient naturellement contrôlés. On aurait recours à la théorie de l'élasticité et aux lignes d'influence, car comme le système serait hyperstatique, il faudrait se référer aux enveloppes des moments des deux signes. Quelle que soit la raison du réglage des efforts, économie ou limitation de certaines dimensions, il faudrait opérer par la théorie élastique de la pou-

tre continue à trois travées inégales et non prismatiques (I variable). Cette théorie permettrait aussi de calculer les déformations et les efforts à appliquer et les sollicitation résultantes, par la superposition. Elle ne permet pas de présenter ici des formules explicites, mais il n'importe guère; elle est en effet classique et dépourvue de difficultés. Elle implique naturellement des appuis inébranlables; toute déformabilité des appuis atténuerait l'effet du réglage des efforts. On se rend compte également que la théorie de la redistribution que les moments ne seraient guère en situation, mais ce point sera considéré plus loin.

Ce système est aussi applicable lorsque les consoles ne portent pas de tablier et sont cachées dans une culée évidée. Cette disposition à action variable à l'extrémité de la console est généralement plus économique que celle de l'action invariable (contrepoids libre). Elle a été adoptée aux ponts Grétry et Orban sur la Dérivation à Liège, les appuis d'extrémité des consoles étant réglables. Le pont des Ardennes sur la Meuse à Namur (6) et le nouveau pont du Commerce sur la Meuse, en construction à Liège, ont des consoles sans tabliers, cachées dans les culées, pourvues d'appuis d'extrémité à ancrages mais sans réglage des efforts par les appuis mais par le montage en encorbellement.

En toute hypothèse, la console ne servant exclusivement qu'à l'équilibre, donc sans tablier, est coûteuse. Elle n'est pas propre à la construction métallique, mais comme on n'y a guère recours que pour réduire les dimensions de la partie centrale de travées d'assez grande portée, la disposition convient surtout aux ponts métalliques à cause de leur relative légèreté et de la hauteur réduite de construction que permet l'acier, même pour des portées assez grandes.

II) REGLAGE DES EFFORTS DANS LES POUTRES CONTINUES PAR DES DENIVELLATIONS D'APPUI.

Il s'agira ici généralement de satisfaire à des conditions d'économie. Cependant, on pourrait, comme dans le cas précédent, (poutres continues à trois travées inégales) désirer réduire la sollicitation de la travée centrale au milieu. Dans ce qui suit, on considèrera la première hypothèse, dans le cas simple d'une poutre prismatique à deux travées égales, de poids mort p uniformément réparti et soumis à une surcharge uniforme et divisible q .

Le moment minimum à l'appui central est $M_s = - \frac{(p + q)l^2}{8}$

Le moment maximum dans chacune des travées est

$$\begin{array}{c}
 \text{X} \quad \quad \quad \text{P'q} \quad \quad \quad \text{X} \\
 | \quad \quad \quad \Delta \quad \quad \quad | \\
 l \quad \quad \quad l
 \end{array}
 \quad
 M_{\max} = \frac{l^2}{128} \frac{(3p + 3,5q)^2}{p + q}$$

Il est invariable suivant les valeurs relatives de p et de q et il se produit à une distance de l'appui d'extrémité égale à $x_m = \frac{l}{8} \cdot \frac{3p + 3,5q}{p + q}$ variable également selon les valeurs relatives de p et de q.

Le tableau suivant donne diverses valeurs

$\frac{q}{p}$	M_m	x_m	M_B
0	$\frac{9}{128} p l^2$	$\frac{3}{8} l$	$-\frac{p l^2}{8}$
0,5	$\frac{1}{128} p l^2$	$\frac{19}{48} l$	$-1,5 \frac{p l^2}{8}$
1	$\frac{21,2}{128} p l^2$	$\frac{13}{32} l$	$-\frac{p l^2}{4}$
2	$\frac{33,33}{128} p l^2$	$\frac{5}{12} l$	$-\frac{3 p l^2}{8}$

La sollicitation la plus économique pour une poutre prismatique s'obtiendra en égalant M_m à $-M_B$. Il suffit pour cela de soulever les appuis d'extrémités A et C par rapport à l'appui central B ou inversement d'abaisser B par rapport à AC.

La réaction supplémentaire d'appui à chaque extrémité sera telle que

$$\Delta R_A = \Delta R_C = \frac{-M_B - M_m}{l + x_m}$$

D'où $\Delta R_B = -2\Delta R_A$, $M_m' = M_m + \Delta R_A x_m$, $M_B' = M_B + \Delta R_A l$.

D'après cela, on a

$\frac{q}{p}$	=	0	0,5	1	2
ΔR_A	=	$\frac{7}{176} p l$	$\frac{27}{536} p l$	$\frac{10,8}{180} p l$	$\frac{11}{136} p l$
$-M_B' = M_m'$	=	$\frac{15}{116} p l^2$	$\frac{1,47}{1072} p l^2$	$\frac{34,2}{180} p l^2$	$\frac{5}{17} p l^2$
$\frac{M_B'}{M_B}$	=	0,682	0,733	0,76	0,785

On constate que le bénéfice de l'opération est important et d'autant plus grand que $\frac{q}{p}$ est plus petit, ce qui, à égalité de portée, est favorable aux sollicitations permanentes invariables et, à égalité de surcharges mobiles aux grandes portées. Lorsque la portée augmente, l'opération devient de plus en plus efficace. Cependant, pour les grandes portées, on sera conduit à abandonner la poutre prismatique en faveur de la poutre à moment d'inertie variable adapté aux valeurs variables des moments fléchissants extrêmes. On se rapportera à cet effet aux enveloppes des moments fléchissants des deux signes d'une poutre continue non prismatique à deux travées.

Bien entendu, le réglage des efforts peut aussi s'appliquer à des poutres continues non prismatiques à deux travées, avec moins d'intérêt cependant. Il peut s'appliquer aussi à des poutres continues à trois travées prismatiques ou non (on rejoint alors le cas I).

L'opération des soulèvements d'appui se fait facilement au moyen de vérins hydrauliques; les efforts sont contrôlés au moyen de manomètres tarés. Encore ici, les appuis doivent être rigoureusement indéformables. D'une manière générale, le réglage des efforts est pleinement efficace seulement si tout se passe dans le domaine de l'élasticité.

Si l'on se réfère, dans l'exemple traité, à la théorie élasto-plastique, on sait que celle-ci admet l'égalité des moments maxima en travée et à l'appui central sans aucune réglage des efforts, mais seulement pour un cas de charge unique et non pour des cas distincts. Il en résulte que les cas d'application sont différents. La théorie élasto-plastique convient aux faibles valeurs de $\frac{q}{p}$, aux sollicitations presque exclusivement statiques; elle donne le même résultat que le réglage des efforts. Le réglage des efforts, ainsi qu'il a été montré, peut être utilisé dans les cas de sollicitations variables et répétées et se cantonne dans le domaine élastique. Il n'y a donc pas de compatibilité entre les deux conceptions et d'ailleurs, d'une manière générale, les déformations plastiques sont opposées à l'efficacité du réglage des efforts. Bien entendu, le réglage des efforts laisse subsister le bénéfice de la majoration du module de flexion dû à la plasticité dans la section la plus sollicitée.

Dans l'exemple exposé, la plasticité n'intervient pas autrement et l'efficacité du réglage des efforts est considérable et permanente, dans le domaine élastique.

Ceci le distingue du cas, déjà évoqué, du soulèvement de l'appui central des poutres métalliques continues, suivi du bétonnage du tablier dans cette position. Après durcissement du béton, on abaisse en deux phases l'appui central à sa position première. Par suite de la solidarité des poutres métalliques et du tablier en béton armé (pont mixte), le béton est comprimé et l'acier de la membrure supérieure tendu, celui de la membrure inférieure est au contraire comprimé. On a ainsi réalisé une précontrainte favorable à l'appui central, mais non en travée, ce qui justifie l'abaissement en deux phases. On peut, de

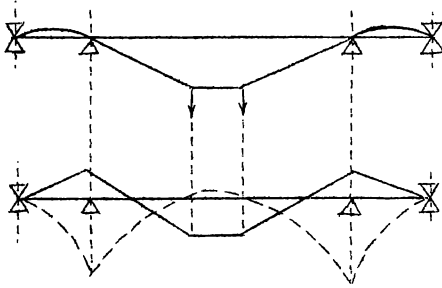
cette manière, réaliser le même effet d'égalisation des moments extrêmes en travée et à l'appui central que celui réalisé par les dénivellations d'appui permanentes. Il serait trop long d'examiner ici même rien que le principe du calcul; on consultera les références déjà citées (2) (3). On se rend toutefois compte aisément que le calcul est beaucoup moins sûr que dans le cas des dénivellations d'appui permanentes, rien que du fait de l'incertitude du module d'élasticité du béton. On a déjà attiré l'attention plus haut sur l'effet atténuateur du retrait et du fluage du béton. Le principe de la collaboration du tablier en béton armé avec les longerons métalliques dont il est solidaire est évidemment indépendant de celui du réglage des efforts, mais rien n'empêche de les combiner. Se pose alors la question de savoir s'il y a intérêt à bétonner le tablier avant ou après le réglage des efforts.

Si le bétonnage précède le réglage, dans le cas envisagé des deux travées continues, le béton sera comprimé, ce qui augmentera la résistance au droit de l'appui. Mais de nouveau, le retrait, à défaut même de fluage, peut rendre cet effet illusoire.

Si le bétonnage suit la déformation, comme le béton sera comprimé en travée sous les effets les plus importants des surcharges, tandis qu'il sera tendu au droit de l'appui central, il en résultera un renforcement en travée qui, combiné avec un réglage optima des efforts, permettra des économies de matière substantielles sur les parties métalliques. Il semble que ce serait en fin de compte la meilleure solution. On pourrait étudier des combinaisons plus complexes. Par exemple, un soulèvement de l'appui central, suivi du bétonnage du tablier au voisinage de cet appui de part et d'autre. Puis, abaissement de l'appui central, suivi de l'achèvement du bétonnage du tablier. L'appui central resterait donc finalement abaissé. Une telle combinaison, donnée à titre d'exemple, serait sans doute trop compliquée en rapport avec ses avantages, rendus d'ailleurs incertains en raison des déformations différées du béton. En tous cas, la présence du béton introduira quelque incertitude dans le calcul des effets des surcharges mobiles. Selon tous les règlements, on est cependant autorisé à considérer le tablier comme prismatique en ce qui concerne les déformations, c'est-à-dire à tenir compte du béton tendu, ce qui rend le problème hyperstatique indépendant de la valeur du module d'élasticité du béton.

Le réglage des efforts par soulèvement contrôlé des appuis des poutres continues doit être préféré au système moins contrôlable, plus encombrant et probablement plus dispendieux du lestage provisoire en cours de montage. Par exemple, dans le cas de tablier continu à trois travées, les travées d'extrémité étant montées, avec des tronçons en consoles de la travée centrale, on lesterait provisoirement les extrémités des consoles avant fermeture de la travée centrale (par exemple au moyen des derricks de montage). Ceci donnerait lieu à un diagramme de moments fléchissants initial analogue à celui d'un système cantilever, auquel se superposerait un diagramme de M après fermeture, lors de l'enlèvement des surcharges, qui diminuerait les moments maxima dans la travée centrale et aux appuis de celle-ci et majorerait les moments des travées d'extrémité. On pourrait ainsi améliorer les sollicitations

extrémales, mais on conçoit que c'est au prix de complications de montage et d'assemblage non négligeables. En cas d'absence de lestage, on réalise simplement par le montage en porte-à-faux un diagramme initial de moments fléchissants bien déterminé. On envisagera encore avec moins de faveur un réglage des efforts par lestage permanent de certaines travées, parce que peu efficace, encombrant, lourd et dispendieux.



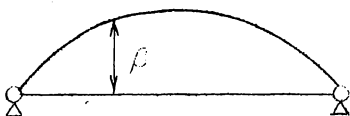
Dans le cas du pont à 3 travées, on peut envisager par exemple de lester très fortement les travées d'extrémités, de telle sorte que les réactions des appuis extrêmes restent toujours positives (6). Cette dispo-

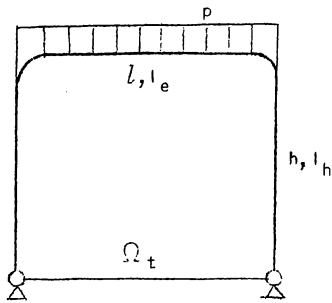
sition peut être assimilée à celle des consoles à contrepoids examinées sous I), les contrepoids étant cependant appuyés sur des rouleaux et assez lourds pour ne jamais subir aucun soulèvement.

Enfin pour ne rien laisser dans l'ombre, il faut observer que des résultats analogues à ceux obtenus par le réglage des efforts dans les poutres continues à 4 et à 3 travées peuvent être réalisés également par le système cantilever, c'est-à-dire par des articulations disposées entre les appuis. En même temps, la construction est rendue isostatique. Mais la déformabilité est augmentée et il y a les sujétions des articulations et surtout celles des joints transversaux dans le tablier. Cette remarque suggère cependant d'assimiler en première approximation une poutre continue à un cantilever, ce qui facilite la détermination préalable des dimensions d'une poutre non prismatique, que l'on vérifie ensuite comme système hyperstatique avec réglage des efforts.

III) TENSION PREALABLE DES TIRANTS D'UN ARC OU D'UN PORTIQUE A TIRANT.

Cette disposition ne demande pas beaucoup d'explications. Il s'agit d'arcs ou de portiques rigides, à tirants souples. On sait que l'allongement du tirant entraîne une diminution de sa tension et par le fait même, une augmentation des moments fléchissants de l'arc. Une tension préalable ΔH dans le tirant engendre en chaque point de l'arc un moment $-\Delta H \beta$ qui se superpose à la sollicitation calculée par la méthode élastique ordinaire pour un arc à tirant. Ayant déterminé les enveloppes des moments des deux signes dans toute l'étendue de l'arc, il est possible de déterminer la valeur optimale de ΔH .





Par exemple, dans le cas du portique à tirant ci-contre

$$H = \frac{p l^2 \Omega}{4 \left[\left(3 + \frac{2 I_l h}{I_h l} \right) h^2 + \frac{3 I_l}{\Omega_t} \right]}$$

$$M_B = -Hh = M_C \quad \text{aux nœuds B et C.}$$

Au milieu de la travée, le moment maximum est:

$$M_m = \frac{p l^2}{8} - H h$$

Normalement $M_m > -M_B$, la condition suffisante est que $\frac{I_l h}{I_h l} > 0,5$, en négligeant $\frac{3 I_l}{\Omega_t}$ en première approximation. Pour égaler en valeur absolue les deux moments, il faut une tension préalable du tirant égale à

$\Delta H = \frac{p l^2}{16 h} - H$, dont la valeur est positive tant que la condition ci-dessus reste satisfaite.

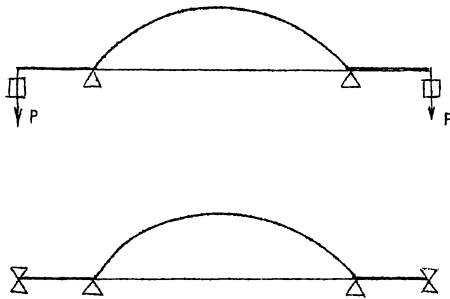
Pour fixer les idées, en négligeant $\frac{3 I_l}{\Omega_t}$, on trouve les valeurs suivantes:

$\frac{I_l h}{I_h l}$	0	0,25	0,5	1	2
H	$\frac{p l^2}{12 h}$	$\frac{p l^2}{14 h}$	$\frac{p l^2}{16 h}$	$\frac{p l^2}{20 h}$	$\frac{p l^2}{28 h}$
M_B	$\frac{p l^2}{12}$	$-\frac{p l^2}{14}$	$-\frac{p l^2}{16}$	$-\frac{p l^2}{20}$	$-\frac{p l^2}{28}$
M_m	$\frac{p l^2}{24}$	$\frac{3 p l^2}{56}$	$\frac{p l^2}{16}$	$\frac{3 p l^2}{40}$	$\frac{5 p l^2}{56}$
ΔH	$-\frac{p l^2}{48 h}$	$-\frac{p l^2}{112 h}$	0	$\frac{p l^2}{80 h}$	$\frac{3 p l^2}{112 h}$
$\frac{\Delta M}{M_m}$	-	-	0	0,167	0,30
$\frac{\Delta M_B}{M_B}$	0,25	0,125			

Il va de soi que l'on peut aussi déterminer un ΔH en vue de réduire le moment en travée au milieu, par exemple pour pouvoir y réduire la hauteur de la poutre. Il faudra alors un I variable.

Dans le cadre d'un exposé aussi succinct, il n'est pas possible de développer de longs calculs; les exemples très élémentaires auxquels on est obligé de se borner ont seulement pour but de mettre en lumière les principes.

Le réglage de la tension des tirants est l'équivalent du réglage de la poussée d'un arc ou d'un portique. On pourrait introduire un second facteur de réglage qui, dans le cas d'un grand arc parcouru par des surcharges mobiles, permettrait éventuellement un ajustement encore plus favorable des sollicitations extrêmes dans l'étendue de l'arc. Il consisterait à créer des moments aux extrémités de l'arc par des consoles lestées, agissant comme la disposition examinée sous I).



Tout se passe comme si l'on créait aux extrémités de l'arc un encastrement qui génère à moment d'encastrement constant. Bien entendu, comme dans le cas I, ces consoles pourraient supporter un tablier. Elles devraient alors avoir les extrémités appuyées, ce qui augmenterait l'hyperstaticité du système. Le réglage des efforts consisterait dans l'application de réactions négatives contrôlées aux extrémités des consoles, comme dans le cas de poutres droites.

IV) REGLAGE DES POUSSEES D'ARC ET DE PORTIQUES AU MOYEN DE VERINS.

Le résultat de ce mode de réglage est analogue à celui du précédent; il convient pour les arcs et portiques sans tirants, à deux rotules ou encastres.

Dans le cas des arcs et portiques à deux rotules, les vérins pourraient être disposés à l'une des rotules (ou aux deux); ceci est peu commode. En cas d'arcs encastres, les vérins seront disposés dans une coupure de l'arc, de préférence à la clef. Ce procédé est l'équivalent du décintrement des voûtes par soulèvement de l'arc au moyen de vérins disposés à la clef. Dans le cas de portiques encastres, les vérins devraient agir dans la poutre, non dans les béquilles.

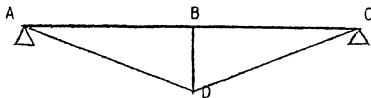
L'emploi de vérins a été appliqué pour la fermeture à la clef lors du montage de grands arcs en treillis par exemple, pour permettre l'introduction et l'assemblage corrects des tronçons de fermeture. (7) Il ne s'agit donc

pas là, à vrai dire, de réglage des efforts, mais le système pourrait être développé jusqu'à un réglage éventuel d'efforts, d'ailleurs assez limité.

V) REGLAGE DE TENSIONS DE FUNICULAIRES ASSOCIES A DES POUTRES RIGIDES, DES CABLES OU SUSPENTES DE PONTS SUSPENDUS.

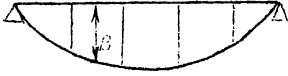
On connaît les avantages des funiculaires au point de vue de la résistance et de l'économie, provenant d'une utilisation plus uniforme de la matière par les efforts normaux que par flexion. L'acier se prête aux funiculaires comprimés comme aux funiculaires tendus. Cependant, les funiculaires tendus sont particulièrement avantageux en construction métallique et les grands ponts suspendus en sont le triomphe. Les funiculaires souples sont susceptibles d'applications très avantageuses, en association avec des poutres rigides, dont les moments de flexion sont considérablement réduits par le support des funiculaires. Ces constructions à funiculaire se prêtent particulièrement à un réglage des efforts. Mais ces dispositions paraissent peu appréciées par la construction métallique belge. Cela contraste avec le succès que l'on fait actuellement dans ce pays à des ouvrages récents des environs de Gand, ponts suspendus en béton précontraint, c'est-à-dire plus exactement à réglage des efforts, suivant une méthode qui est aussi applicable aux ponts suspendus métalliques. Leur auteur, M.D. VANDEPITTE, chargé de cours à l'Université de Gand, s'est d'ailleurs intéressé aux ponts suspendus métalliques et s'est certes inspiré d'eux. Il n'est pas douteux que des applications de ponts suspendus métalliques seraient possibles en Belgique, encore davantage de funiculaires raidis par des poutres rigides. Le problème du réglage des efforts n'est pas sans présenter, selon les cas, une analogie avec les dispositions examinées sous I, II et III.

Par exemple, le funiculaire raidi le plus simple est la poutre armée à tirants obliques et poinçon. On sait qu'en première approximation (et avec bonne approximation), on peut calculer la poutre A B C comme une poutre continue à trois appuis indéformables. Il est facile de procéder à la correction peu importante résultant des déformations du funiculaire. Le réglage optimal des efforts correspond sensiblement à celui de la poutre continue sur 3 appuis examinée en II) et implique un abaissement contrôlé de B, soit que BD puisse être raccourci ou D abaissé par détente des tirants obliques.



Analogue au cas examiné en III), mais inverse, se présente le bow-string dont la membrure supérieure droite est une poutre rigide et la membrure inférieure un polygone souple. Ce dispositif se réalise facilement en soudure pour les portées moyennes, par exemple en constituant la membrure

inférieure tendue d'un plat. Le réglage des efforts consiste à développer dans cette membrure un effort de traction préalable à ΔH , qui produit une courbure de la membrure supérieure rigide en sens inverse de sa flexion en service. Il engendre en chaque point de la poutre un moment de flexion $= \Delta H/\beta$. Le raccourcissement correspondant de la membrure tendue peut être contrôlé par des moyens mécaniques mais, en construction soudée, il pourrait être réalisé d'une manière assez précise par un préchauffage contrôlé et une soudure bout-à-bout de fermeture. La disposition a été envisagée pour l'exécution de ponts roulants; elle ne s'est cependant pas répandue. La raison semble en être la sollicitation défavorable des ponts roulants dans le sens transversal, dans lequel ils sont en général dissymétriques, et la difficulté de leur contreventement.



Dans les constructions à funiculaires tendus, analogues aux ponts suspendus, un réglage des efforts est assez facile à réaliser de diverses manières. On peut agir directement sur le funiculaire ou le câble, en le raccourcissant; mais c'est assez compliqué. On voit la possibilité d'agir avec des vérins sur les ancrages. Un moyen plus pratique serait de régler les efforts des suspentes, munis de tendeurs. Un réglage des suspentes est nécessaire, en tout état de cause. Mais le moyen le plus simple est de soulever les pylônes, que le pont soit à ancrages indépendant ou auto-ancré. Il est nécessaire que les appuis du tablier soient indépendants de ceux des pylônes de support des câbles. Dans le cas de l'auto-ancrage, on voit l'analogie de ce réglage des efforts avec la poutre continue à trois travées avec abaissement des appuis d'extrémité ou soulèvement des appuis intermédiaires, dont il a été question en I) et II). Je n'ai pas connaissance que le soulèvement des pylônes ait été appliqué aux ponts suspendus métalliques. Au pont suspendu, auto-ancré de Chelsea sur la Tamise à Londres (8), on a eu recours à un procédé de montage spécial, comportant un soulèvement par vérins du centre de la travée centrale, à la faveur d'une articulation provisoire, en vue de permettre la fixation des suspentes; cela ne constitue pas précisément un réglage des efforts, pas plus que l'emploi des vérins au montage du pont en arc de Killvan Kull. Mais on se rend compte qu'il suffirait d'une orientation plus systématique de l'emploi des vérins au montage pour réaliser un véritable réglage des efforts. Comme dans tous les cas examinés précédemment, le calcul du réglage des efforts est très simple et ne complique guère le calcul courant, ordinaire, de la construction. Celui-ci reste évidemment entier et doit précéder l'étude du réglage des efforts, qui se ramène à celle de l'action d'une force unique. Cette étude est souvent simplifiée, par exemple par raison de symétrie. Ou bien, dans une construction simplement hyperstatique, le réglage des efforts introduit une véritable coupure et son calcul est donc isostatique.

Ceci peut être généralisé pour un système plusieurs fois hyperstatique.

ques. Il peut y avoir autant de coupures réelles et d'efforts réglés qu'il y a d'inconnues hyperstatiques. Au lieu donc d'accepter les valeurs d'inconnues hyperstatiques résultant de certaines équations correspondant aux postulats de la théorie, on impose ces valeurs, moyennant certaines déformations. Naturellement après le réglage des efforts et la fermeture des coupures ad hoc, le système doit se calculer pour toutes les autres sollicitations d'après les équations classiques de l'élasticité, désormais applicables sans incertitude. Un cas d'application tout indiqué serait celui des ponts haubannés, comme les nouveaux ponts sur le Rhin près de Dusseldorf et de Cologne.

VI) REGLAGE DES TENSIONS DE BARRES DE TREILLIS.

Une possibilité de réglages multiples se présente dans les poutres en treillis auxquels la rigidité des noeuds confère généralement un degré d'hyperstaticité élevé. MM. ROBERT et MUSETTE (9) ont, par exemple, proposé la construction de poutres triangulées sans goussets, à la faveur d'assemblages non centrés des barres de treillis. Cette excentricité des barres entraîne des sollicitations supplémentaires, dont les auteurs précités ont proposé la correction par le réglage des efforts dans certaines barres. Toutefois, on se rend compte que ce réglage multiple n'est pas aisé à réaliser pour des barres rigides. Il serait plus simple s'il portait sur des barres souples, éventuellement pourvues de tendeurs. Les exemples du pont soudé de Joncherolles, dont la membrure inférieure tendue est un plat (10), et des ponts-roulants à funiculaires tendus en plats dont il a été fait mention sous V), devraient inciter à recourir plus souvent à des laminés souples pour les éléments purement tendus.

Il va de soi que la méthode de MM. ROBERT et MUSETTE, qu'il serait trop long même d'esquisser simplement ici, peut s'appliquer tout aussi bien à des poutres en treillis à goussets et à barres centrées. Il y a d'ailleurs moyen de réaliser aussi le centrage des barres sans goussets.

VII) ACIER PRECONTRAINTE.

Bien que cette appellation aurait pu s'appliquer aux dispositions étudiées sous les rubriques précédentes, puisqu'on a aussi donné le nom de béton précontraint aux ponts suspendus à poutres de rigidité en béton mentionnées sous V), il paraît plus approprié de réserver cette appellation à une forme de réglage des efforts plus particulière et analogue au béton précontraint normal. Il consiste à introduire dans une construction métallique des efforts ayant une action opposée à celle des sollicitations auxquelles elle sera soumise en service, par le moyen d'éléments supplémentaires. Pratiquement, ces éléments sont identiques aux câbles du béton précontraint et formés de fils tendus sous une tension élevée. Il résulte de là que

- 1°) la tension dans les câbles de précontrainte est variable selon la sollicitation ;
- 2°) il se pose un problème d'ancrage des câbles qui n'est possible qu'aux extrémités et ne peut se faire par adhérence sur toute la longueur, sauf à enrober tout l'élément précontraint de béton ;
- 3°) il se pose un problème d'endurance des câbles et surtout de leurs attaches ;
- 4°) il se pose un problème de protection des câbles fortement tendus et de leurs attaches contre la corrosion.

L'espace fait défaut ici pour exposer la théorie du calcul de l'acier précontraint. On se réfèrera aux publications du Professeur G. MAGNEL (11) (12). On remarquera que les poutres en treillis précontraint de M. G. MAGNEL, notamment celles du hangar pour avions de Melsbroek, ont, en un certain sens, le caractère de poutres rigides soutenus par des funiculaires tendus à efforts réglés. On se bornera à quelques observations fondamentales.

Considérons d'abord la précontrainte uniforme d'une barre d'acier ordinaire de section Ω précomprimée à la tension $\sigma^i < 0$. Le câble de précontrainte de section ω subit la tension initiale σ_p . On a $-\Omega\sigma^i = \omega\sigma_p$.

Appliquons à l'ensemble un effort de traction N . L'allongement unitaire est δ . La tension du câble devient $\sigma_p + \Delta\sigma_p = \sigma_p + E\delta$, celle de la barre devient $\sigma^i + \Delta\sigma^i = \sigma^i + E\delta$.

L'équilibre interne exige que $N = \Omega(\sigma^i + E\delta) + \omega(\sigma_p + E\delta) = (\Omega + \omega)E\delta$

d'où
$$E\delta = \frac{N}{\Omega + \omega}$$

Admettons :

$$\Delta\sigma = -2\sigma^i \quad \text{et} \quad \sigma_p = -k\sigma^i ,$$

on obtient
$$N = 2 \frac{(1+k)}{k} \Omega \sigma^i , \quad \Delta\sigma_p = \frac{2\sigma_p}{k} , \quad w = \frac{\Omega}{k} .$$

Par exemple, si $k = 7$
$$N = \frac{16}{7} \Omega \sigma^i , \quad \Delta\sigma_p = \frac{2}{7} \sigma_p \quad \text{et} \quad \omega = \frac{\Omega}{7} .$$

Donc, une majoration de $1/7$ de la section de la barre augmente l'effort admissible à $16/7$, mais la tension du câble de précontrainte augmente de $2/7$. La déformation est évidemment portée aussi à $16/7$.

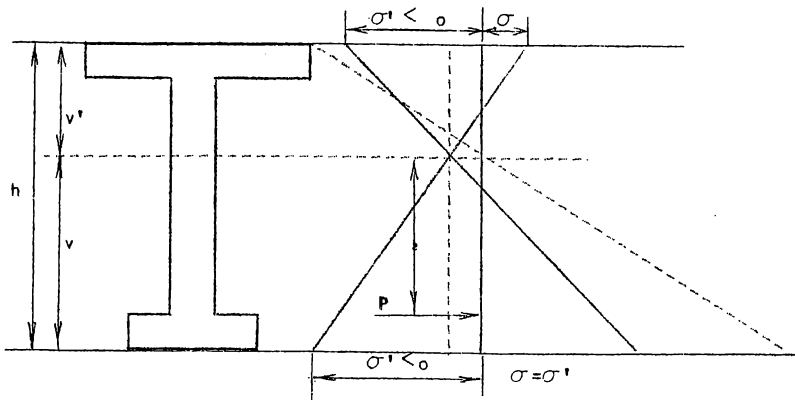
Il n'y a pas lieu naturellement d'envisager la sollicitation d'une barre précontrainte par un effort normal de compression. Mais on se rend compte que la précontrainte au moyen de fils d'acier à très haute résistance et fortement tendus pour majorer appréciablement la traction admissible des barres. Le flambage des barres sous l'effet de la précontrainte n'est pas à craindre, si les câbles de précontrainte sont liés de distance en distance à

la barre. Le point noir est la variation importante de la tension de précontrainte, égale à la variation de tension de la barre. Par exemple, si $\sigma^i = 14 \text{ Kg/mm}^2$, $\sigma_e = 98 \text{ Kg/mm}^2$ et $\sigma_p + \Delta\sigma_p = 126 \text{ Kg/mm}^2$. Si la sollicitation est invariable, on peut admettre à la rigueur des tensions aussi élevées. Mais si elle était variable et répétée, elle pourrait conduire à des ruptures rapides par fatigue, l'endurance des câbles et des attaches aux très hautes tensions étant faibles, même sous des variations de tensions très réduites. Si la résistance à la rupture des fils du câble est 160 kg par mm^2 , la charge de service étant $N_s = \frac{16}{7} \Omega \times 14 = 32 \Omega$, la charge de rupture sera:

$$N_s = \Omega (14 + 24) + \frac{\Omega}{7} \times (160 - 98) = \sim 47 \Omega = \frac{47}{32} N_s.$$

Le coefficient de sécurité à la rupture statique serait donc environ 1,47, pour une barre d'acier dont la limite apparente d'élasticité serait 24 Kg/mm^2 . En réalité, il serait légèrement supérieur, parce que l'allongement de rupture des fils, de l'ordre de 6 %, ferait dépasser la limite du palier d'étirage et amorcer l'écroutissage de la barre d'acier. Il est cependant inférieur au coefficient de sécurité à la rupture du câble seul, qui est $\frac{160}{98} = \sim 1,63$. Mais la sécurité dynamique serait certes beaucoup plus faible.

Il est apparent que la précontrainte uniforme n'est pas appropriée à la flexion. On peut schématiser comme suit la précontrainte excentrée pour résister à la flexion.



La force de précontrainte est:

$$P = \omega_p \sigma_p = \Omega \sigma_m.$$

Le moment de précontrainte est

$$P_e = \frac{I (\sigma - \sigma')}{h}$$

$$\text{On a } \sigma = \sigma_m + \frac{P_e v'}{I} > 0$$

$$\sigma = \sigma_m - \frac{P_e v}{I} < 0$$

Soit M_s le moment de

flexion de service et soit $\sigma_s = -\sigma^i$

$$2 \sigma_s = \frac{M_s v}{I}, \text{ d'où } M_s \leq - \frac{2 \sigma^i I}{v}$$

$$\sigma_s^i = \sigma - \frac{M_s v'}{I} > \sigma + \frac{2 \sigma^i v'}{v} > \sigma^i$$

Donc $\sigma > \sigma' (1 - 2 \frac{v'}{v})$, condition toujours satisfaite si $v > v'$.

On en déduit

$$e > \frac{-2 I v'}{\Omega v (v - v')}$$

Cette condition n'est à prendre en considération que si $v < v'$. Nous verrons qu'il y a toujours intérêt à prendre e aussi grand que possible. Supposons tout le câble de précontrainte concentré à distance e de l'axe neutre. Son allongement est

$$\delta = \frac{2 \sigma_s e}{E v} - \delta_0$$

δ étant le raccourcissement sur la fibre neutre. Donc l'effort de précontrainte augmente de

$$\Delta P = \omega_p \left[\frac{2 \sigma_s e}{v} - E \delta_0 \right]$$

Mais $\delta_0 = \frac{\Delta P}{E}$

donc

$$\Delta P = \frac{-2 \sigma' \omega_p e}{v (1 + \frac{\omega_p}{\Omega})}$$

Cet accroissement de l'effort de précontrainte augmente d'autant le moment de service permis, d'où

$$M_s \leq - \frac{2 \sigma' I}{v} \left[1 + \frac{\omega_p e^2}{1 + \frac{\omega_p}{\Omega}} \right]$$

On constate qu'il y a donc intérêt à choisir e le plus grand possible. On a alors

$$P = \omega_p \sigma_p < \frac{-\Omega \sigma'}{\frac{ev\Omega}{I} - 1} \quad \text{ou} \quad \frac{-\Omega \sigma'}{\frac{ev}{r^2} - 1}$$

en posant $\frac{I}{\Omega} = r^2$.

Nous ne développerons pas davantage ce schéma. Il permet de constater que le moment de service d'une poutrelle métallique peut être plus que doublé par une précontrainte fortement excentrique au moyen de câbles de fil d'acier à très haute résistance. Les déformations sont accrues en conséquence. La variation de précontrainte est toutefois importante

$$\Delta \sigma_p = \frac{-2 \sigma' e}{v (1 + \frac{\omega_p}{\Omega})}$$

Encore cette fois, sans précautions spéciales, le système ne peut convenir que pour des sollicitations statiques. Cependant, la nécessité de solidariser les fils de câble avec la poutre, pour assurer l'égalité de déformations, peut rendre nécessaire un enrobage commun de béton qui change l'aspect de la question au point de vue de l'endurance et assure en même temps la protection contre la corrosion et l'ancrage par adhérence.

Ces considérations sommaires sur l'acier précontraint montrent sa différence par rapport aux dispositions de réglage des efforts examinés de I) à VI). Il s'agissait là d'efforts invariables introduits en permanence dans les constructions et se superposant aux sollicitations normales, dont le calcul ne subit aucune modification. Cela provient de ce que ce réglage se réalise au moyen de déformations invariables imposées d'une manière permanente à la construction ou à des éléments de celle-ci.

Dans l'acier précontraint, il s'agit d'efforts introduits dans la construction par des éléments supplémentaires, qui sont des câbles de précontrainte. Ceux-ci participent aux déformations de la construction. Il en résulte que les efforts de précontrainte varient avec la sollicitation, dans un sens d'ailleurs favorable à leur action. Mais il résulte de là que cette forme de réglage des efforts ne convient pas aux sollicitations variables très prononcées. La variation assez forte de grandeur des tensions des câbles de précontrainte suffit à faire naître des dangers de rupture par fatigue, en premier lieu près des ancrages. C'est là un risque qui limite beaucoup la signification de la précontrainte pour la construction métallique. Ce risque ne se présente pas dans les dispositions de réglages des efforts envisagées de I) à VI). Ces dispositifs s'accommodent des variations des tensions non seulement en grandeur, mais même en sens. Ils sont susceptibles, dans certains cas d'atténuer la variation relative des tensions et ils ne posent pas en principe, de problème de sécurité différent de ceux des constructions ordinaires, sans réglage des efforts.

En conclusion, on peut dans de nombreux types classiques et avantageux de constructions métalliques réaliser des économies ou réduire les dimensions par la méthode du réglage des efforts. Elle requiert certes de l'ingéniosité, de l'expérience et de la prudence, en d'autres termes des qualités techniques satisfaisantes, mais elle ne pose pas de problèmes délicats et aléatoires sauf la précontrainte proprement dite. Comme moyens d'action, on peut recourir au lestage, aux déformations contrôlées, avec ou sans enrobage de béton, enfin aux câbles de précontrainte.

Le lestage est un moyen très simple, mais encombrant et coûteux, il est rarement d'emploi avantageux.

Les déformations contrôlées sont faciles à réaliser par des vérins. Il faut bien entendu des vérins et des manomètres convenablement tarés, des déformations contrôlées par des instruments sûrs et précis. L'enrobage de béton peut être associé aux déformations contrôlées, notamment lorsque cet enrobage est précontraint d'une manière appropriée par le jeu des déformations. Mais il faut être attentif dans ce cas aux pertes possibles de pré-

contrainte. Cette méthode de réglage des efforts n'a pas d'influence défavorable sur la sécurité statique ni dynamique; les tensions ordinaires de sécurité ne sont dépassées en aucun cas.

Les câbles de précontrainte réalisent des effets analogues à ceux des déformations contrôlées par l'action des câbles dont les fils sont très fortement tendus. Ceci requiert une très sérieuse attention aux ancrages, à la protection des câbles contre la corrosion et à la susceptibilité dynamique. La déformabilité est grande et la variation de tension des câbles est grande si les surcharges sont elles mêmes très variables. En raison de la susceptibilité dynamique, ce système semble ne pouvoir convenir que pour les constructions dont la sollicitation est quasi invariable et moyennant des précautions appropriées.

- (1) F. CAMPUS. Le réglage des efforts dans les constructions (Congrès du Centenaire de l'A.I.Lg. 1947. Section du Génie Civil. Ed. A.I.Lg.; 1949, pp. 93 - 102).
 - (2) G. OUDOTTE et J. GUERIN. Utilisation de la dénivellation des appuis pour annuler les tractions du béton dans une construction mixte "acier-béton" en travées continues. (Mémoires de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes. Vol. XII, 1952, pp. 227-258).
 - (3) G. OUDOTTE et J. GUERIN. Idem. (Rapport final du 4e Congrès de l'Association internationale des Ponts et Charpentes. 1953, pp. 341 - 351).
 - (4) L. BAES et A. LIPSKI. La Poutre Preflex. (Précontrainte, n° 1, 1953, 12 p.).
 - (5) C.E.C.M. - Notes Techniques C-12, Dimensionnement. Les constructions mixtes acier - béton (1954, 23 p.).
 - (6) Ch. BOTON.- Le nouveau pont-route sur la Meuse à Namur, dit "Pont des Ardennes". (L'Ossature Métallique, n° 7 - 8, 1954 pp. 349 - 355).
 - (7) De montage van de Kill van Kull boogbrug by New-York. (De Ingenieur, Bouw- en Waterbouwkunde, n° 1, 1931, pp. B.8 - B.10).
 - (8) The new Chelsea Bridge (The Engineer, Vol. CLIII, n° 4243, 1937, pp. 541-544).
 - (9) E. ROBERT et L. MUSETTE. Le nouveau système belge de pont. (L'Ossature Métallique, n° 78, 1946, pp. 179-193).
 - (10) P. WIDMAN et A. SCHMID. La tenue du pont des Joncherolles (Rapport final du 3e Congrès de l'Association internationale des Ponts et Charpentes, 1949, pp. 221-230).
 - (11) G. MAGNEL. Le béton précontraint (Ed. Fecheyr, Gand, 1955, pp. 479-508).
 - (12) G. MAGNEL. Les charpentes en acier précomprimé. (L'Ossature Métallique, n° 10, 1953, pp. 507-522).
-

DISCUSSION

Monsieur le Professeur Massonnet tient à rappeler une communication que monsieur le Directeur Général Hormidas avait faite à la tribune du CERES peu après la construction du Pont des Arches, et dans laquelle il avait signalé que ce Pont avait été lesté de la manière que Monsieur le Professeur Campus vient d'exposer.

Le conférencier répond qu'il a voulu s'en tenir strictement aux constructions métalliques. C'est la raison pour laquelle, il s'est abstenu de citer le Pont des Arches dont il avait parlé lors d'une conférence en 1947. Dans les constructions en béton armé, on a souvent recours au réglage des efforts ; on peut citer entre autres, le Pont sur la Lukuba au Congo Belge.

*
*
*

Monsieur le Professeur Massonnet rappelle le souvenir d'une conversation que le conférencier et lui-même avaient eue avec Monsieur le Professeur Magnel peu de temps avant sa mort. Celui-ci s'intéressait vivement à un procédé américain qui permettait lors du laminage même des poutrelles d'acier de ménager dans les semelles, des rainures dans lesquelles on aurait glissé des fils à très haute résistance exerçant la précontrainte dans le sens longitudinal.

C'est un procédé difficile à mettre au point par suite des problèmes métallurgiques qu'il pose.

Le Conférencier confirme que c'était une tentative par ailleurs, remarquable, mais pratiquement très difficile.

*
*
*

A une intervention de Monsieur le Professeur Massonnet concernant le Pont réalisé près de Gand par Monsieur Van de Pitte, le conférencier répond qu'il n'y a pas de différence de principe entre ce cas, et celui d'une poutre précontrainte dont les câbles sortent de la poutre. Par le soulèvement des pylônes, on a en effet, obtenu la précontrainte dans le béton avec des excentricités variables. D'ailleurs, la poutre précontrainte dont le câble est généralement courbe, est semblable à une poutre d'un pont suspendu à poutre de rigidité avec un câble à très faible flèche.

De même, la poutre en béton précontraint que l'on cintre de manière à éviter la flexion des câbles, n'est autre chose qu'un arc à tirants. En fin de compte, tout se ramène à des réglages d'efforts. Le conférencier émet l'avis qu'en réalité, tout le principe du réglage des efforts se trouve résumé dans les problèmes des funiculaires et des arcs à tirants. Le béton précontraint se ramène implicitement au même principe. Le mérite de Monsieur Van de Pitte est d'avoir été probablement le premier à sortir très nettement les câbles du béton.

*
*
*

Monsieur le Professeur Louis signale que le montage en console est en lui-même aussi un réglage d'efforts. Ainsi, au Pont de Commerce, on monte en console, non seulement pour des raisons pratiques, mais aussi afin de réduire autant que possible les tensions sous poids morts. D'autre part, la soudure peut aussi constituer une espèce de réglage d'effort, malheureusement pratiquement incalculable. Dans un choix d'ordre d'exécution d'une soudure, on exécutera en dernier lieu, les soudures qui seront comprimées dans l'assemblage de manière à superposer les tensions de traction dûes au bridage aux tensions de compression de service.

Le conférencier intervient alors en précisant que la soudure devrait être organisée de telle manière qu'elle tende à devenir un réglage d'efforts. A son avis, on ne peut vraiment donner le nom de réglage d'efforts à l'intention d'en faire, mais au fait d'en faire réellement. Il insiste sur le fait que le réglage d'efforts implique des efforts et des déformations contrôlées. Si l'on connaissait très exactement le retrait et si l'on avait recours au préchauffage mécanisé, on pourrait arriver à un certain réglage d'efforts. D'ailleurs, en béton aussi, on a prévu différents systèmes tendant au même but.

Monsieur le Professeur Louis demande si grâce à des études statistiques des effets du retrait des soudures, on pourrait arriver à organiser un véritable réglage des efforts.

Le conférencier est bien de cet avis. Un cas simple d'application serait par exemple, celui des funiculaires où les tensions sont normales. Dans une poutre fléchie, ce serait déjà plus difficile.

* * *

Monsieur le Professeur Massonnet demande au conférencier si à son avis, la question du réglage des efforts en régime élastique est différente de l'application des théories de la plasticité aux constructions métalliques. Par exemple, dans le cas particulier d'une poutre continue sur 3 appuis, qui est un système une fois hyperstatique, il y a une très grande analogie entre les résultats obtenus par les deux méthodes. Dans les deux cas, il n'y a qu'une inconnue hyperstatique qui est la réaction supplémentaire de l'appui central, et le diagramme des moments résiduels est un diagramme en forme de chevron nécessairement nul aux deux extrémités et, qui est tout à fait défini par sa valeur au droit de l'appui central. Dans le cas de systèmes plusieurs fois hyperstatiques cependant, les tenants de la théorie de la plasticité affirment que l'acier s'adaptera en fonction de la sollicitation existante, tandis que le dispositif du réglage des efforts est un système rigide.

Le conférencier répond qu'il y a en effet, coïncidence dans le cas simple d'une poutre sur 3 appuis, mais le problème du réglage des efforts ne peut être traité que dans le domaine de l'élasticité. Tout ce qui est en dehors de ce domaine, ne peut qu'entraîner de la perturbation. Le réglage des efforts s'applique au domaine des tensions élastiques et ne change rien ni aux conditions de sécurité, ni aux conditions de calculs ni aux tensions admissibles tant qu'on reste dans le domaine de l'élasticité.

Mais, ce qui est important, c'est que le fait de procéder au réglage des efforts ne fait pas perdre le bénéfice des 10 % de majoration du moment de flexion dans la section. Il s'agit en effet, de distinguer la plasticité dans la section et dans l'égalisation des moments. Le bénéfice de la plasticité dans la section reste entier.

*
* * *

Monsieur Amama demande si la modification des emplacements des articulations d'un arc à trois rotules, peut être considérée comme un réglage des efforts.

Le conférencier répond qu'il ne s'agit pas alors d'un réglage des efforts, mais d'un changement de système. Le réglage des efforts est caractérisé par le fait qu'il est possible d'appliquer un effort absolument variable suivant l'effet désiré. Quand on crée un déterminisme, il n'y a pas de réglage. Dans le cas cité, on ne crée pas au fond, de sollicitations préalables, mais on recherche simplement les dispositions d'appuis les plus favorables. La position des articulations étant choisie, les conséquences en sont inéluctables et on n'est plus maître ni de les réduire, ni de les augmenter.

*
* * *

Suite à une intervention de Monsieur le Professeur Louis rappelant que c'est au détriment de l'appui, que le montage en console permet d'obtenir un moment nul au milieu, le conférencier constate que c'est là une objection générale. Le réglage des efforts est une redistribution contrôlée des efforts. Il y a éventuellement intérêt à pouvoir agir sur deux facteurs : un facteur poussée et un facteur moment d'encastrement. Si l'on veut faire un réel réglage d'efforts, on en arrive au système Robert et Musette qui prévoit le décentrement des barres du treillis dans une poutre triangulée en vue d'annuler les moments secondaires aux noeuds. L'application d'un tel mode de réglage peut devenir compliquée.

*
* * *