

RASSEGNA TECNICA

La "Rassegna tecnica" vuole essere una libera tribuna di idee e, se del caso, saranno graditi chiarimenti in contraddittorio; pertanto le opinioni ed i giudizi espressi negli articoli e nelle rubriche fissi non impegnano in alcun modo la Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino



Le problème de la sécurité dans les constructions précontraintes

L'Autore, dopo aver rapidamente tratteggiato lo sviluppo raggiunto dal cemento precompresso nei vari Paesi, prende in esame le condizioni di sicurezza delle costruzioni precomprese. Tali condizioni egli esamina dapprima secondo gli schemi classici; in un secondo tempo applicando al precompresso il calcolo delle probabilità. Sulla base di queste ultime considerazioni egli indica quali dovrebbero essere a suo avviso i concetti informatori del proporzionamento delle travi precomprese ed in quale senso i ricercatori dovrebbero indirizzare i loro studi per stabilire le basi di una utilizzazione integrale dei materiali in opera.

L'Auteur esquisse tout d'abord très rapidement le développement qu'a pris au cours de ces dernières années le béton précontraint. Successivement il étudie le problème de la sécurité des poutres précontraintes, problème qu'il aborde aussi bien du point de vue de la sécurité classique qu'en appliquant au béton précontraint le calcul des probabilités. En partant de ce dernier point de vue M. Guyon indique quels devraient être à son avis les principes essentiels du dimensionnement. En terminant l'Auteur fait appel aux chercheurs de tous les Pays pour qu'ils orientent leurs études de manière à fournir aux calculateurs les données qui leur sont nécessaires.

Pendant la première moitié de ce siècle, le constructeur a pensé béton armé.

Si l'on se place à un point de vue terre à terre, l'habileté qu'il avait pu acquérir dans cette technique, jointe à des conditions locales particulières, lui assurait une suprématie incontestée. Les économies en acier, d'une importance encore plus essentielle en Italie qu'ailleurs, en étaient la raison principale.

Actuellement le béton précontraint permet de pousser encore plus loin l'avantage, et le constructeur qui, par paresse intellectuelle, ne se tiendrait pas au courant et n'essaierait pas de s'adapter à ces techniques nouvelles, risque d'être emporté comme un fétu de paille. Spécialement en Italie, où la main-d'oeuvre est abondante et l'acier rare, les économies massives d'acier permettent de limiter l'importation de cet acier dans une proportion de 70 % et d'incorporer aux tonnages importés, pour passer du produit brut aux produits de haute qualité dont le béton

précontraint a besoin, une main-d'oeuvre nationale.

Dans les ouvrages courants, la démonstration est maintenant faite que le béton précontraint se place économiquement dans une position de premier plan. Plus de 100 ponts faits en France et 50 hors de France, des bâtiments industriels dont le nombre s'accroît rapidement, en France, en Hollande, en Belgique, en Angleterre, aux Etats-Unis, des ouvrages à la mer tels que ceux que l'on construit au Havre et à Cherbourg, des conduites forcées, des barrages, des pylônes de transport de force, des réservoirs, ont été décrits dans la littérature technique et donnent la preuve de l'essor grandissant de la précontrainte dans le monde. Les résultats d'adjudication enregistrent les progrès. Des statistiques seraient peut-être prématurées, mais chaque jour, du terrain est gagné.

Est-ce au prix de complications d'exécution que certains rédoûtent. En aucune façon, au contraire. Dans une pièce en béton, on met des armatures

et on les tend. Ce n'est pas plus difficile que de les façonner.

Voici un ferrailage de pont¹ (Pont du Galion à Rio-de-Janeiro) (figure 1), un ferrailage de bâtiment industriel (Usine Rwièrre Casalis à Orléans). Quelle différence y-a-il avec un ferrailage courant? Aucune complication complémentaire, mais seulement les formes voulues résultant de calculs beaucoup plus simples que ceux du béton armé.

Voici le dessin des dalles préfabriquées à double gousset utilisées pour la Tranchée et le Parking couvert de Rouen; solution particulièrement simple permettant de poser les dalles sur leurs ossatures les unes au bout des autres et d'en assurer la continuité par des câbles rectilignes placés après pose et tendus d'un seul coup sur des longueurs théoriquement illimitées.

Il n'a pas été possible de projeter ces vues, dont les plaques avaient été préparées, lors de la conférence.

Fig. 1. - Câblage du Pont du Galion à Rio de Janeiro

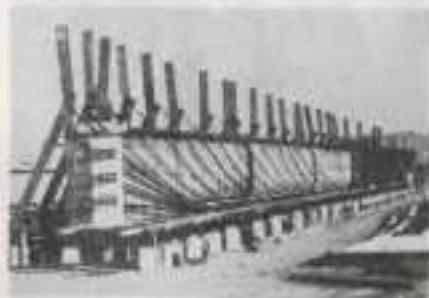


Fig. 2. - Câblage des poutres de l'Usine Rivierre-Casalis à Orléans



Fig. 3. - Ensemble des poutres de l'Usine Rivierre-Casalis à Orléans





Fig. 4. - Couverture de l'Usine Richard à Cholet



Fig. 5. - Réservoir à essence de Noestved (Danemark)

Voici une photographie de caissons utilisés pour la reconstruction de quais à Cherbourg: des viroles préfabriquées assemblées par des câbles rectilignes; le coffrage se trouve réduit à celui de petits éléments faciles à mouler et maniables.

Constamment le domaine des applications s'augmente. Quelques photographies vous montreront la diversité de ces applications. Voici un bâtiment industriel à Cholet, où une construction monolithe par assemblage de poutres préfabriquées a été réalisée; le pont de Vallesella que vous connaissez bien, remarquable par sa légèreté la galerie d'essais de carènes à Toulouse qui est une démonstration remarquable de la souplesse des procédés: 1.200 mètres coulés sur place par tronçons de 50 mètres, précontrainte transversale par câbles courbes, précontrainte longitudinale faite sans un acier à l'aide de vérins introduits dans les joints entre tronçons, et où le tonnage total d'acier, prévu dans le projet initial en béton armé à 1.100 tonnes a pu être ramené à 100 tonnes; voici encore des réservoirs au Danemark. Les exemples pourraient être multipliés dans tous les domaines de la construction.

Les grands avantages de la précontrainte résident dans la transformation

du matériau hétérogène qu'est le béton armé en un matériau homogène capable de subir les sollicitations de tout sens; dans la possibilité pour l'ingénieur de créer comme il le veut les forces les plus favorables. S'il s'agit d'un système isostatique on créera des compressions dans les zones qui se trouveront ultérieurement tendues. S'il s'agit de systèmes hyperstatiques, cela pourra être plus compliqué mais on pourra dans bien des cas modifier les réactions par la création de déformations de sens favorable.

Pour un portique par exemple on pourra en donnant aux câbles de précontrainte de la traverse supérieure une forme déterminée, créer des déformations telles que l'on réglera la poussée à la valeur que l'on désire.

Pour une voûte parabolique supportée par des arcs, que l'on cherche à écarter le plus possible pour réduire les poteaux au minimum, on pourra tendre dans les retombées des câbles paraboliques qui créeront en chaque point de leur parcours une poussée égale à la poussée de la voûte, et on évite ainsi tous les moments dans le sens transversal, dus dans la construction en béton armé, aux déformations transversales des poutres de rive (fig. 12).

Des méthodes du même ordre peuvent être employées pour la construction de sheds sous formes de voûtes

minces, comme il en existe un grand nombre en Italie.

Dans d'autres cas, on pourra régler, s'il s'agit de systèmes hyperstatiques, les réactions d'appui à l'aide de vérins. Les vérins plats imaginés par M. Freysinet permettent de tels réglages avec des dépenses insignifiantes par rapport aux résultats obtenus.

Les combinaisons de tous ces moyens simples et puissants, câbles, ancrages, vérins, qui ne nécessitent qu'un outillage sommaire, permettent à l'ingénieur une liberté dans ses conceptions qu'aucune des techniques traditionnelles ne pouvait lui donner.

Ce tour d'horizon rapide sur quelques applications de la précontrainte me semblait nécessaire avant d'aborder le sujet sur lequel je voudrais centrer cette causerie, c'est à dire sur la sécurité.

Car si personne ne conteste plus, les ayant vus en oeuvre ou ayant lu la littérature technique, les avantages de la précontrainte et les possibilités qu'elle permet, on a parfois la sensation que le point de vue de la sécurité est mal compris.

Il y a une première façon de définir la sécurité. Nous verrons tout à l'heure qu'une discussion plus serrée est nécessaire, mais comme cette définition est la plus usuelle, commençons par elle.



Fig. 9. - Mise en place des dalles de couverture parking couvert à Rouen



Fig. 10-11. - Caissons flottants des quais de Cherbourg

On se fixe, plus ou moins arbitrairement, un coefficient de sécurité par exemple 2 ou plus généralement k et on dira qu'une poutre ou une pièce quelconque présente ce coefficient de sécurité si pour provoquer la rupture il faut doubler (ou multiplier par k) les charges nominales. Cette définition n'est certainement pas correcte, mais elle a le mérite de pouvoir être vérifiée par des essais et on appellera coefficient de sécurité expérimental le rapport de la charge de rupture à la charge de service.

Or, quand on discute avec les constructeurs qui n'ont pas fait de béton précontraint, on s'aperçoit qu'ils n'ont souvent pas compris que le coefficient de sécurité ainsi défini est presque toujours, en béton précontraint, supérieur à celui du béton armé.

D'où vient cette incompréhension?

Je crois qu'elle a deux causes.

La première est que l'on a beaucoup insisté sur le fait qu'en béton précontraint l'acier n'était plus de l'acier, mais une force, et que d'autre part cette force restait constante dans tous les états de charge. On ne voit plus alors très bien, si l'on n'a pas beaucoup réfléchi à la question, comment la constance de cette force va nous permettre, si je puis ainsi m'exprimer, d'obtenir des moments de rupture très supérieurs au moment de service. De là à conclure qu'il n'y a pas de marge de sécurité, il n'y a qu'un pas.

Ce qu'on oublie, en faisant ce raisonnement plus ou moins implicitement, c'est que, après fissuration, et par conséquent bien avant la rupture, le fonctionnement du béton précontraint se transforme radicalement. Pourquoi la force de précontrainte restait-elle constante? parce que l'on avait, dans la vie normale de l'ouvrage, remplacé les allongements de l'acier (phénomène béton armé) par une décompression du béton, avec par conséquent allongements très faibles, donc variations de tension également faibles. Mais après fissuration, et même après étirage, il n'y a plus décompression du béton; il est décomprimé ou fissuré. Nous nous trouvons donc, dans un stade qui précède la rupture, dans le cas du béton armé, avec des aciers en plus petites quantités (de l'ordre du 1/3 de celles du béton armé) mais présentant des résistances beaucoup plus grandes.

Le rapport des résistances unitaires des aciers est d'environ 6. En béton armé

en effet, ce qui compte, c'est la limite élastique des aciers doux utilisés car lorsque l'acier atteint cette limite élastique, il s'allonge énormément sans augmentation de tension, et la pièce périclète par ouverture des fissures et en général par éclatement du béton comprimé; cette limite élastique est de 24 kg/mm² pour les aciers courants.

En béton précontraint, les aciers durs utilisés n'ont pas à proprement parler de limite élastique. On a bien défini une limite élastique conventionnelle, mais elle n'a aucun sens physique, car il n'y a sous cette tension aucun écoulement du métal. Ce qui compte, c'est donc la résistance à la rupture de l'acier; pour les aciers durs les plus couramment employés, cette résistance est de 150 kg/mm², ce qui est bien environ 6 fois la limite élastique des aciers doux de construction.

Il ne faut pas en conclure que le moment de rupture en béton précontraint est 1/3x6=2 fois plus grand qu'en béton armé. La réalité est plus modeste; un calcul simple donne immédiatement l'ordre de grandeur du rapport.

Si en effet on admet que, sous le moment de service, la fibre inférieure est revenue à 0, le centre de pression est remonté au bord supérieur du noyau central. Le moment de service est donc égal à: $F \times 3$ - 3 étant le bras de levier, distance de l'armature au bord supérieur du noyau central, et F l'effort de précontrainte que nous supposons être resté constant puisque nous sommes encore dans la vie normale de la pièce.

Lorsque l'on fait croître les charges jusqu'à la rupture, le béton se fissure, il ne reste plus qu'une toute petite partie comprimée et tous les essais (nous en avons fait des centaines) montrent que cette partie comprimée est d'environ les 2/10ème de la hauteur de la pièce.

Le bras de levier devient 3' et la pièce casse lorsque l'acier atteint la tension de rupture. En général ce n'est pas l'acier qui casse le premier: dans 99 % des cas c'est le béton qui éclate, mais cet éclatement ne provient que de l'allongement excessif des aciers au moment de la rupture. Si F' est l'effort de rupture de l'acier, le moment de rupture est donc égal à:

Le coefficient de sécurité expérimental est donc égal à:

$$k = \frac{F'}{F} \times \frac{3}{3}$$

ou si l'on appelle T' la tension de rupture et T_p la tension permanente:

$$k = \frac{T'}{T_p} \times \frac{3}{3}$$

Dans les conditions courantes, $T' = 150$ kg/mm² et $T_p = 85$ kg/mm².

On a donc:

$$k = \frac{150}{85} \times \frac{3}{3} = 1,77 \frac{3}{3}$$

Si l'armature est au 1/10ème inférieur, 3' est égal à 0,9 x 0,9 h = 0,8 h environ, h étant la hauteur de la pièce. 3' peut s'évaluer facilement pour les différentes formes de section puisque c'est la distance du centre de gravité de l'armature au bord supérieur du noyau central. On trouve facilement les valeurs suivantes pour les coefficients de sécurité pour des profils courants avec des formes usuelles:

	Rectangle	Double té symétrique	Té simple
coef. de sécurité k	1,42	1,25	1,08
	2,5	2,2	1,9

Pour le béton armé on a le même 3 en service et à la rupture et k est égal

au rapport: $\frac{\text{limite élastique acier}}{\text{contrainte en service}}$, soit si la limite élastique est de 24 kg/mm² et la contrainte en service de 14 kg/mm²:

$$k = \frac{24}{14} = 1,71$$

Donc, et tous les essais le montrent, une construction en béton précontraint calculée suivant les règles actuellement admises a une sécurité supérieure à celle du béton armé.

Tous les essais confirment les chiffres que je viens de vous donner. Actuellement on a fait en béton précontraint plus de deux cents essais systématiques à rupture sur des poutres de formes diverses, et ce nombre passe à plusieurs milliers si on y ajoute les essais de réception faits chaque jour dans les usines. Or, quand on en récapitule les résultats, la formule que je vous ai donnée:

Moment de rupture = effort de rupture de l'armature x 0,9 h' se vérifie à moins de 10 % près.

On peut donc affirmer, puisque la valeur du moment de rupture est pratiquement indépendante de la résistance du béton — tout au moins dans les conditions normales, et nous reviendrons tout à l'heure sur ce point — et qu'elle suit



Fig. 6. - Pont de Vallesella (Italie)



Fig. 7-8. - Bassin d'essais des carènes à Toulouse



les variations de la résistance de l'acier, que c'est bien cette résistance de l'acier qui est déterminante. L'explication en est simple. Lorsque la fissure s'est étendue suffisamment et que en conséquence les aciers se sont suffisamment allongés, la forme du diagramme déformation-traction des aciers est telle, avec une partie très plate pour des allongements dépassant une certaine limite, que les tensions de tous les aciers s'égalisent pratiquement et atteignent une valeur très voisine de la tension de rupture. Il en résulte que le point d'application des efforts de traction coïncide avec le centre de gravité de l'armature et que l'effort de traction est sensiblement égal à ωTr , ω étant la section totale des aciers. La résultante des compressions est d'autre part égale à l'effort de traction. Donc si b est la largeur de la poutre sur l'arête comprimée et y la hauteur de la fibre neutre, et si R est la contrainte du béton, on aura: $b y R = \omega Tr$.

La fissure continuant à croître par suite de l'allongement des aciers, la hauteur y diminuera jusqu'à ce que la contrainte du béton atteigne sa résistance à la rupture; c'est donc le béton qui cassera, mais cette rupture du béton n'est qu'une conséquence de l'allongement des aciers. La hauteur y au moment de la rupture sera égale à:

$$y = \frac{\omega Tr}{bR}$$

ou encore en appelant h la hauteur de la poutre:

$$\frac{y}{h} = \frac{\omega}{bh} \times \frac{Tr}{R} = \text{pourcentage} \times \frac{Tr}{R}$$

Les pourcentages usuels sont de l'ordre de 0,7 %. Tr est de l'ordre de 150 kg/mm² ou 15.000 kg/cm² et R , résistance du béton, est de l'ordre de 500 kg/cm². On a donc:

$$\frac{y}{h} = \frac{0,7}{100} \times \frac{15.000}{500} = 0,2 \text{ environ. Le bras de levier } 3' \text{ est donc bien de l'ordre de } 0,8 h.$$

Les essais démontrent avec une régularité remarquable la validité des formules que j'ai indiquées et que les coefficients de sécurité sont en conséquence supérieurs aux coefficients usuels du béton armé, lorsque dans ce dernier l'acier est utilisé à son taux normal.

Une deuxième raison de l'incompréhension signalée me semble résider dans une réserve sur les attaches, réalisées par frottement. Là encore cela vient de ce que en béton précontraint le rôle du frottement apparaît à nu, tandis que dans d'autres modes de construction, c'est bien également le frottement qui joue mais on n'en perçoit pas le mécanisme.

Qu'est-ce en effet que l'adhérence, sinon du frottement, ainsi que le démontrent les essais les plus récents? et qu'est-ce qu'une construction métallique rivée — je ne dis pas soudée — sinon une construction qui tient par des assemblages par frottement, le rivet n'étant pas autre chose qu'un organe servant à serrer les pièces les unes contre les autres pour les lier par le frottement des têtes après refroidissement du rivet.

D'ailleurs, indépendamment de ces analogies, l'expérience directe montre

que les cônes et les ancrages résistent à toutes les sollicitations auxquelles ils sont soumis. Nous avons actuellement environ 400.000 cônes en service, dont certains depuis 10 ans. Il n'y a jamais eu de désordre. C'est là un résultat statistique qui tient lieu de toute justification.

Nous avons d'autre part fait des centaines d'essais de rupture de poutres, dans lesquels l'acier a atteint sa tension de rupture sans que les attaches n'aient manifesté la moindre altération. Nous avons soumis des ancrages à des efforts alternés et, à près d'un million d'alternances, c'est le montage d'essai, et non l'attache, qui a cassé.

Un essai dynamique involontaire a été fait en 1944. L'armée allemande ayant fait sauter le pont de Longroy, celui-ci est retombé, après s'être soulevé d'un mètre, sur ses appuis. L'armée américaine a pu y faire passer ses chars lourds.

J'ajoute d'autre part que les injections augmentent d'une façon considérable la sécurité. Nous avons pu montrer par des essais qu'avec une injection qui n'était intentionnellement faite que sur 40 cm à chaque extrémité, une poutre sur laquelle on avait supprimé les ancrages en enlevant les cônes mâles pouvait résister, simplement par adhérence des fils dans le mortier injecté, à un moment supérieur au moment nominal.

Le point de vue auquel nous venons de nous placer pour examiner la sécurité, s'il est suffisant, je pense, pour donner confiance aux constructeurs qui auraient besoin d'être rassurés, ne nous permet pas de raisonner le coefficient de sécurité, c'est à dire de fixer les valeurs de ces coefficients et les règles de calcul des contraintes.

Evidemment ce n'est pas à nous, constructeurs, de fixer ces valeurs. Ce sont là des prérogatives des administrations. Mais la réglementation sur le béton précontraint étant encore pratiquement inexistante, chaque maître d'oeuvre a un point de vue différent et on se heurte parfois à des exigences étranges. Et on court le risque de voir se codifier des prescriptions que l'usage aura consacrées, et qui seront nées simplement d'une idée émise un jour, au hasard, par quelqu'un qui n'y aura jamais réfléchi à fond.

On a pu voir par exemple avec étonnement demander par certains des coefficients de sécurité de 3, c'est à dire, puisque nous savons que la construction périt par son acier, au moins une fois et demi le coefficient de sécurité du béton armé.

Le coefficient de sécurité, ce n'est pas un nombre fatidique qui, lorsqu'on l'a fixé, nous prémunit contre tout accident, c'est quelque chose qui se raisonne. Sans doute, il est difficile de préciser tous les éléments de la décision; au moins faut-il essayer de voir sur quoi doit être basée cette décision, de façon, si certains éléments ne peuvent être précisés complètement, à suppléer à cette imprécision par des évaluations raisonnables.

Nous avons pris tout à l'heure comme définition du coefficient de sécurité le

rapport de la charge de rupture à la charge de service.

En soi, cette définition n'a pas de sens. Il est absurde de supposer que les charges de service puissent être multipliées par 2 par exemple. C'est évidemment absurde pour les poids propres; c'est également absurde pour les surcharges. Les auteurs d'un Cahier des Charges doivent prendre leurs responsabilités et si l'on édicte qu'un pont doit permettre la circulation de camions de 25 tonnes, ce sont des camions de 25 tonnes, et non des camions de 50 tonnes. Si l'auteur des prescriptions veut ménager l'avenir en prévoyant l'ouvrage pour une circulation plus lourde qui pourra se produire un jour il faut qu'il le dise en clair. S'il s'agit de charges de neige ou de vent, ce sont des résultats statistiques qu'il faut prendre pour base des évaluations, et en principe, ce sont les maximum observés qui doivent être imposés comme surcharges.

Mais par rapport aux maximum observés, il pourrait se faire que des circonstances exceptionnelles amènent certains dépassements. Ne pas en tenir compte, se serait ignorer le cas aberrant. Et l'on voit ici apparaître l'idée de risque. Par rapport à une valeur fixée comme maximum, le risque d'un dépassement de $x\%$ est d'autant plus faible que x est plus grand et on peut se fixer le dépassement maximum tel que la probabilité d'atteinte de ce dépassement soit inférieure à une valeur que l'on peut considérer comme acceptable.

Evidemment, s'il s'agit de charges, il est difficile, sinon impossible de faire un calcul de probabilités dans le sens exact du terme; mais on peut faire des évaluations prudentes. On sait bien par exemple que les poids propres ne pourront guère être majorés que de 5%; que les surcharges ne pourront pas être par exemple majorées de plus de 30%. C'est dans ce cas une question d'espèce.

Les charges ne nous intéressent d'autre part, au point de vue de la sécurité, que par les moments qu'elles provoquent et par les contraintes qu'engendrent ces moments. Or que connaissons-nous sur ces contraintes? Nous les avons calculées suivant une certaine formule théorique. Supposons que cette formule soit correcte; elle ne peut nous donner qu'une valeur moyenne, dont la valeur réelle s'écartera plus ou moins, et, comme pour les charges, nous serons amenés à nous fixer un dépassement maximum correspondant à une probabilité suffisamment faible pour pouvoir être acceptée. Nous considérons par exemple que l'on ne peut avoir un dépassement supérieur à 10%. Ce dépassement est encore une question d'espèce et peut dépendre de plusieurs facteurs: pour une poutre à treillis isostatique avec articulations parfaites aux noeuds, la contrainte sera mieux connue que pour une poutre rectangulaire hyperstatique; le bras de levier $3'$ de rupture que nous avons calculé tout à l'heure peut varier avec la résistance du béton, avec l'allongement des aciers etc..

Supposons donc notre contrainte maximum connue dans le cas le plus défavorable, c'est à dire sous un dépassement de la charge d'une part et d'autre part pour un dépassement de a con-

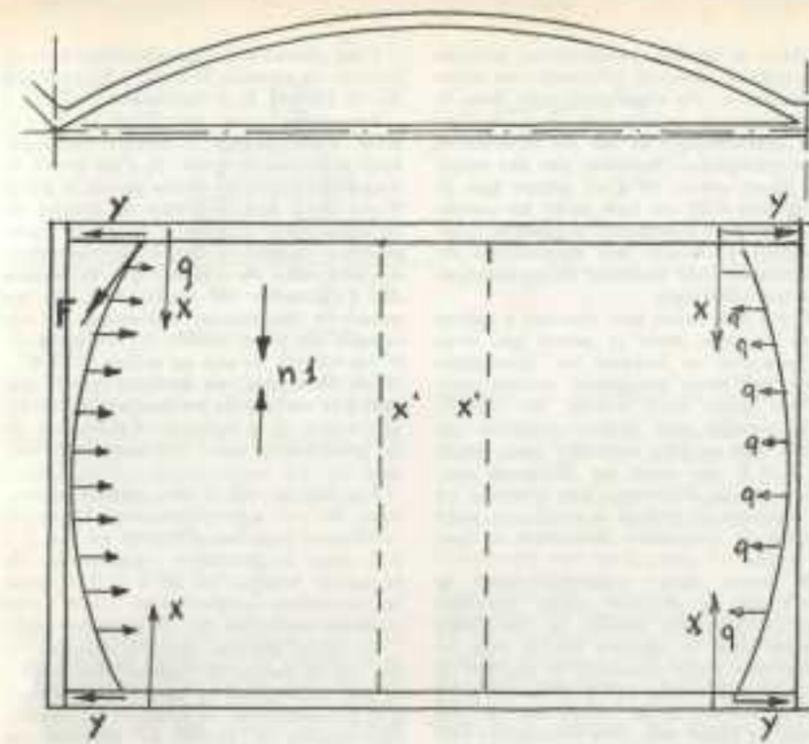


fig 12

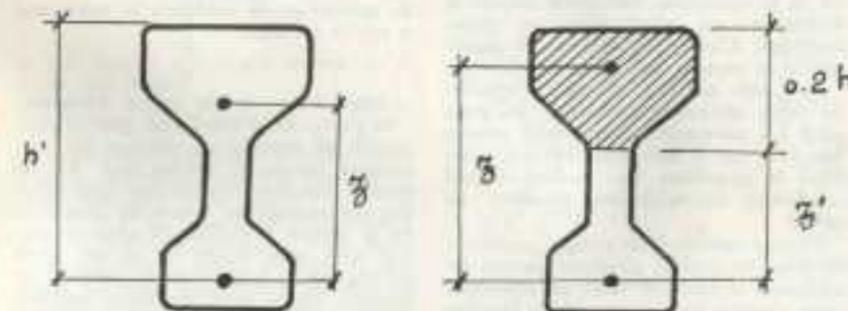


fig 13

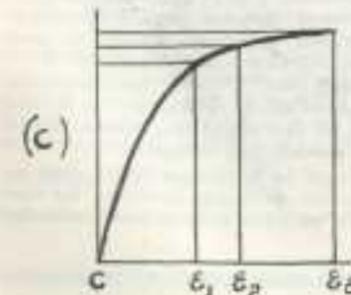
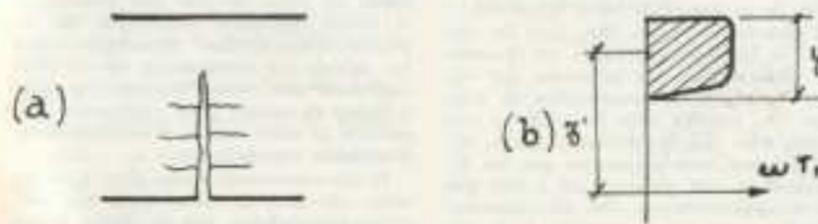


fig 14

traite par rapport à la valeur théorique calculée sous ce moment majoré.

Il faut que la contrainte maximum obtenue ne puisse atteindre la résistance du matériau.

Or la résistance n'est connue que par une valeur moyenne; s'il s'agit du béton, par exemple, par un nombre suffisant d'essais sur cubes.

Par rapport à cette moyenne, la valeur réelle dans la section présentera des écarts plus ou moins importants. Ici on pourra évaluer, si l'on a un nombre d'essais suffisant la limite inférieure au-dessous de laquelle la résistance ne peut pratiquement descendre. C'est encore une question d'espèce qui dépend de la précision de la fabrication d'une part, et du nombre d'essais dont on connaît les résultats pour faire l'évaluation d'autre part.

On voit donc, si on veut employer cette manière de s'exprimer, qu'il faut s'assurer que la contrainte théorique, majorée dans un rapport k_1 , soit au plus égale à la résistance moyenne, réduite dans un rapport k_2 . Soit si on appelle n la contrainte théorique et R la résistance moyenne, et si les contraintes sont proportionnelles aux char-

$$k_1 n < \frac{R}{k_2}$$

$$k_1 k_2 n < R$$

C'est ce coefficient $k_1 k_2$ qui est notre coefficient de sécurité de tout à l'heure et il doit être précisé par l'étude des différents facteurs d'incertitude.

J'ai employé à dessein jusqu'ici des termes imprécis en parlant des maximum pratiques des dépassements de contrainte ou des réductions de contraintes.

Si l'on dispose pour chaque facteur de statistiques suffisamment nombreuses pour pouvoir dresser un tableau donnant les fréquences observées dans l'intervalle 1-1,05, dans l'intervalle 1,05-1,1 etc.. on pourra tracer (figure 15) une courbe de dispersion.

Ceci posé, d'après les idées modernes sur la sécurité il faut se fixer une probabilité maximum, que l'on considère comme acceptable, pour le phénomène dangereux considéré. Pour la rupture, on s'accorde généralement sur la valeur d'un risque sur 100.000.

Si on a pu tracer la courbe ou le tableau de dispersion pour le facteur isolé, on peut déterminer l'écart maximum correspondant à ce risque. C'est un calcul de probabilité classique.

Si E est l'écart probable³ l'écart pour lequel la probabilité est de $\frac{1}{100.000}$ est de six écarts probables, soit 6E. Que l'on emploie cette notion de l'écart

² Voir en particulier les communications de M. le Professeur CAMPUS, de M. Robert LEVI et de M. PROT au Congrès de Liège de 1942 (Association Internationale des Ponts et Charpentes).

³ L'écart probable est celui qui groupe le 1/4 des résultats les plus voisins de la moyenne; il y a donc un écart probable pour les résultats au-dessous de la moyenne, un écart probable pour les résultats au-dessus de la moyenne, sauf dans le cas de dispersion symétrique, que l'on n'observe pratiquement jamais.

probable ou toute autre notion équivalente, telle que l'écart-unité ou l'écart quadratique moyen, on peut, connaissant la loi de dispersion, majorer ou réduire les différents facteurs intervenant dans la sécurité.

Mais il ne faut pas cumuler les sécurités, sous peine d'arriver à des résultats absurdes. Si par exemple, pour ne prendre que deux termes, il faut majorer dans le rapport $1+\alpha$ la contrainte pour que la probabilité de cette

majoration soit de $\frac{1}{100.000}$ et réduire

dans le rapport $1+\beta$ la résistance pour que la probabilité de cette réduction

soit également de $\frac{1}{100.000}$ la sécurité que

l'on obtiendrait en écrivant:

$$(1+\alpha)n < \frac{R}{1+\beta}$$

serait une sécurité de $\frac{1}{100.000 \times 100.000}$

Le coefficient de sécurité à adopter n'est donc pas $1+\alpha$ ($1+\beta$) mais un coefficient plus faible. En se basant sur une proposition démontrée par M. Robert LEVI, on peut prendre pour coefficient de sécurité, pour conserver la même probabilité:

$$1 + \sqrt{\alpha^2 + \beta^2}$$

si par exemple $\alpha = \beta = 40\%$ le coefficient de sécurité à prendre n'est pas $1,4 \times 1,4$ soit sensiblement 2, mais

$$1 + \sqrt{0,16 + 0,16} = 1,56$$

Naturellement si la sécurité dépend de différents facteurs indépendants tels que les coefficients de majoration séparés, correspondant chacun à une probabilité

de $\frac{1}{100.000}$ d'atteinte, soient $1+\alpha$, $1+\beta$, $1+\gamma$ le coefficient de sécurité d'ensemble à prendre est $1 + \sqrt{\alpha^2 + \beta^2 + \gamma^2 + \dots}$

Ce que nous venons de dire est valable pour tout matériau. Revenons maintenant au cas du béton précontraint. Nous avons à nous occuper: de la sécurité vis à vis de la rupture par compression du béton, de la sécurité à la fissuration, c'est à dire à la rupture par traction du béton, et de la sécurité à la rupture de l'acier.

Pour la sécurité à la rupture par compression nous devons nous assurer que, la contrainte de calcul multipliée par k_1 ne dépasse par la résistance moyenne réduite dans le rapport k_2 , soit:

$$k_1 n < \frac{R}{k_2}$$

ou:

$$n < \frac{R}{k_1 k_2}$$

Le coefficient de sécurité est donc $k_1 k_2$ et ces deux coefficients doivent être choisis pour que la probabilité de rupture reste inférieure à $\frac{1}{100.000}$. Il est

bien évident, si on met ce coefficient $k_1 k_2$ sous la forme $1 + \sqrt{\alpha^2 + \beta^2 + \gamma^2 + \dots}$ dépendant des différents facteurs d'incertitude qu'il est profondément illogique d'admettre, comme on le fait dans presque tous les règlements, un coefficient de sécurité uniforme quelles que soient les circonstances. En France c'est

$\frac{1}{0,28} = 3,57$ aussi bien dans le cas de

pylônes à treillis (contraintes presque exactement connues) fabriquées en usine (résistances très régulières) que dans le cas d'ouvrages coulés sur place, de formes quelconques et où les résistances sont quelquefois évaluées par des essais sur deux cubes. Si l'on admet que le coefficient 0,28 est bon pour les conditions les plus mauvaises, il faudrait logiquement permettre des majorations de contraintes pour favoriser le constructeur qui travaille bien.

Il y a sans doute une révision à opérer dans ce sens, mais je pense que nous ne pouvons en discuter ici. Admettons donc que nous acceptons comme contrainte limite cette valeur de 0,28 R. Cela signifie que notre contrainte de calcul doit au plus atteindre cette limite de 0,28 R que nous ne discutons pas.

Ce que je discuterai par contre c'est la méthode de calcul à employer pour obtenir la contrainte maximum n dans la section.

Si ayant choisi convenablement le coefficient de sécurité nous écrivons que la contrainte atteinte la résistance réduite dans le rapport choisi, cela signifie que nous obtenons la rupture si la résistance tombe effectivement à cette valeur limite, et le coefficient a été choisi de façon que cette éventualité soit impossible (c'est à dire avec la probabilité équivalente à l'impossibilité pratique). Mais il faut faire le calcul avec la loi de contraintes que l'on aurait si la rupture se produisait effectivement. Or si la contrainte maximum atteint la résistance, on n'est plus en phase élastique. C'est donc un calcul plastique à la rupture qu'il faut faire.

J'ai déjà parlé à plusieurs reprises de telles méthodes de calcul. Je crois qu'il est nécessaire d'en parler encore une fois, car il faut nous efforcer d'arrêter le gaspillage de matière auquel conduisent les méthodes actuelles de calcul.

J'avoue éprouver un certain sentiment de gêne en parlant plasticité devant un auditoire si éminent dans ce domaine; vous voudrez bien m'excuser de prendre la question d'une façon sans doute sommaire, mais aussi simple que possible, et uniquement dans le cas de poutres isostatiques.

J'admettrai d'abord la conservation des sections planes. Il semble bien difficile de se passer de cette hypothèse.

J'admettrai ensuite que, dans la section, la loi des contraintes en fonction des déformations est la même que sur une éprouvette de compression ou traction. On connaît cette loi. Elle a une allure telle que la suivante (figure 16). Or puisque nous supposons que les déformations sont planes, c'est à dire que les raccourcissements (ou allongements) unitaires sont proportionnels à la distance à un certain point neutre dans notre section, le diagramme de contraintes dans la section s'obtiendra en ajustant ce diagramme (après l'avoir tournée de 90°) sur la hauteur de la section, A venant en A' et 0 en 0' (figure 17).

On peut ensuite faire les deux approximations suivantes:

- 1° Négliger la partie tendue, comme en béton armé;
- 2° Remplacer le diagramme réel par un diagramme uniforme.

Cette deuxième approximation revient à ceci: on connaît le centre de pression E_s et l'effort F à équilibrer.

Supposons pour simplifier qu'il s'agisse d'une poutre à section rectangulaire d'épaisseur unité. Si l'on prend le diagramme réel, on devra placer le point 0' de façon que le centre de gravité de ce diagramme (réduit à la partie comprimée) vienne en E_s , et la contrainte n s'obtiendra en écrivant que la surface du diagramme est égale à F . Si on prend le diagramme uniforme, on obtiendra un point neutre 0" différent de 0' (et tel que E_s soit au milieu de A'O"), et on obtiendra, en écrivant que F est égal à la surface du rectangle 0"0' A'A, une valeur de n légèrement différente de la précédente, mais extrêmement voisine.

J'ai fait le calcul des erreurs provenant de ces approximations. Dans les conditions usuelles, l'erreur est de 2 à 3% pour la première (suppression de la partie tendue) et de 1 à 2% pour la deuxième (substitution d'un diagramme uniforme au diagramme réel).

Le calcul devient alors le suivant: Si E_0 est le centre de gravité des aciers, et par conséquent le centre de pression à la précontrainte, le moment M , connu, fait monter le centre de pression en

E_s tel que $E_0 E_s = \frac{M}{F}$, F étant l'effort

de précontrainte. Il suffit de détacher de la section une partie (hachurée sur la figure 18) telle que E_s en soit le centre de gravité et on calculera la contrainte n par la formule:

$$n = \frac{F}{S}$$

S étant l'aire de la partie hachurée.

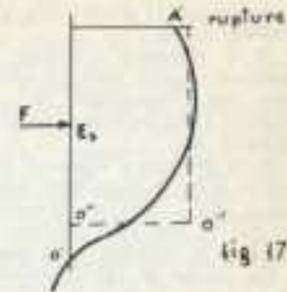
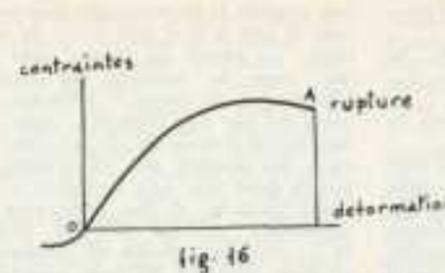
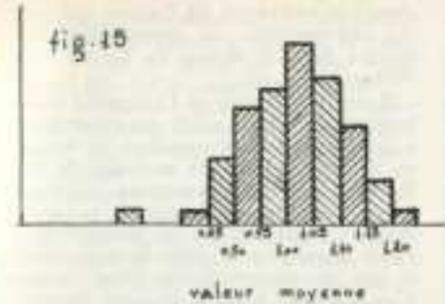
Si l'on veut d'autre part que la contrainte de traction ne dépasse pas une certaine valeur, il faudra que E_s ne prenne pas des excentricités trop grandes par rapport au centre de gravité G de la section complète. Si pour simplifier nous nous fixons de ne pas avoir de traction, il faudra que le point E_s ne dépasse pas le bord du noyau central.

Il aurait là un point à expliquer plus complètement, car, en nous imposant de rester à l'intérieur du noyau central, nous nous imposons une condition élastique. J'ai dit quelques mots sur les raisons de ce calcul élastique du côté tendu au point de vue des fissurations et donné quelques indications sur de petites contradictions apparentes entre les calculs en compression et en traction dans une conférence que j'ai faite à Rome et comme cette conférence sera publiée je crois inutile d'allonger notre discussion sur ce point.

Je me contenterai donc, pour fixer les idées, de faire le calcul pour une section rectangulaire, que je désire limite aussi bien à vide (c'est à dire sous précontrainte plus le poids propre) qu'avec charge, en prenant pour limite inférieure une contrainte nulle, et pour limite supérieure une contrainte R .

Soient donc b et h les dimensions inconnues de la section et M_s le moment dû aux surcharges, connu, auquel cette section doit résister.

Puisque la section est limite dans les deux états de charge extrêmes, les centres de pression doivent être confondus



dans ces deux états avec les bords A' et A du noyau central dont les excentricités sont $\pm \frac{h}{6}$. Soit F l'effort de précontrainte. Le déplacement AA' du centre de pression étant provoqué par le moment M_s on a:

$$F \times AA' = M_s$$

$$\text{ou: } F = \frac{M_s}{AA'}$$

Pour vérifier notre section à la compression nous supposons la compression uniforme sur une partie de cette section telle que A en soit le centre de gravité. La hauteur de cette partie de section est, d'après la figure, $\frac{2h}{3}$, et sa surface

$$\frac{2bh}{3}$$

$$\frac{F}{\frac{2bh}{3}} = R$$

ce qui donne, d'après la valeur de F écrite plus haut,

$$M_s = \frac{2}{9} bh^3 R \text{ ou } bh^3 = \frac{9}{2} \frac{M_s}{R}$$

on peut ainsi, ayant une relation entre b et h , déterminer une des dimensions quand on s'est fixée l'autre.

L'effort F est connu par la première ou la deuxième équation; il suffit donc pour terminer le calcul de fixer sa position. Or nous connaissons maintenant le poids propre, puisque nous connaissons b et h , et par conséquent nous connaissons le moment M_p dû au poids propre. Le centre de gravité des aciers devra donc se trouver au-dessous de A'

en un point E_0 tel que $E_0 A' = \frac{M_p}{F}$,

puisque ce centre de pression doit remonter de E_0 en A' sous l'influence du moment M_p .

On voit donc que, au lieu de: $bh^2 = -6 \frac{M_s}{R}$, qui correspond à la théorie élastique, on a en théorie plastique:

$$bh^3 = 4,5 \frac{M_s}{R}$$

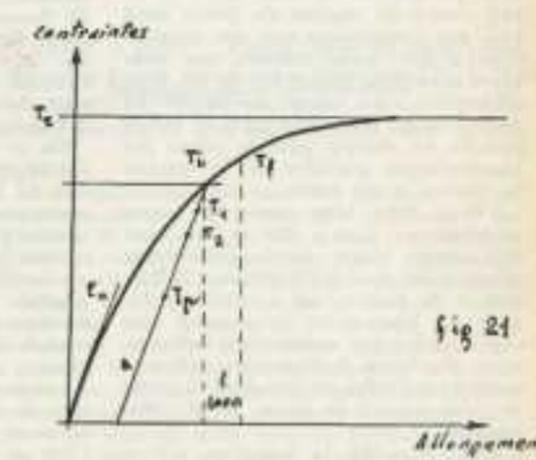
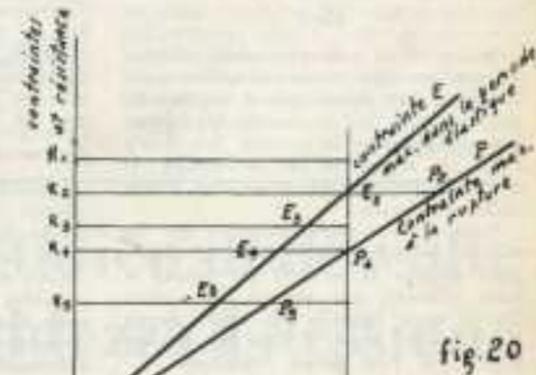
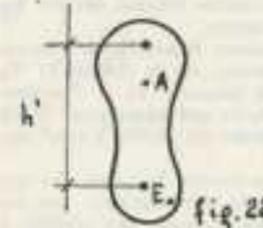
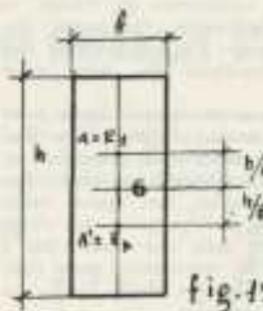
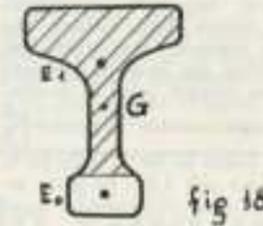
Si on a conservé la même valeur de h , on peut réduire la largeur b dans le rapport $\frac{4,5}{6}$ soit 0,75. L'économie en béton est de 25%.

Il n'y a aucune imprudence à dimensionner de cette façon les sections et il faut bien voir à quoi cela revient. Nous ne disons pas du tout que la contrainte maximum réelle est $4,5 \frac{M_s}{bh^3}$. Nous disons que, tant que la construction reste

élastique, la contrainte est $\frac{6M_s}{bh^3}$; mais

que si la résistance s'abaisse suffisamment pour que la construction entre dans la phase plastique, la contrainte s'ajustera d'elle-même et qu'il n'y aura pas rupture tant que la résistance ne s'abaissera pas au-dessous de $\frac{4,5 M_s}{bh^3}$.

Autrement dit, portons sur un même graphique, en fonction des moments, la loi des contraintes maximum dans l'hypothèse élastique et la loi des contraintes maximum dans l'hypothèse de rupture. Ce sont deux droites OE et OP. Soit M le moment de service. Sur le graphique, toutes les contraintes possibles sous le moment M seront représentées par des points placés sur la parallèle à l'axe des contraintes menée par M (figure 20).



La construction sera stable tant que la contrainte ne dépassera pas l'horizontale R représentant la valeur réelle de la résistance.

Si R_1 a une valeur R_1 supérieure à $\frac{6M}{bh^3}$ la contrainte reste élastique et a effectivement cette valeur $\frac{6M}{bh^3}$.

Si R_1 est l'horizontale $\frac{6M}{bh^3}$ on atteint juste cette résistance sous le moment de service: c'est le calcul élastique classique.

Si la résistance s'abaisse en R_2 , la contrainte restera élastique jusqu'au moment M_s correspondant à l'intersection de R_2 avec OE; puis la contrainte n'augmentera plus sur l'arête comprimée. Autrement dit lorsque le moment croît de Q à M , le point figuratif dé-

crit d'abord la droite OE₃ puis l'horizontale de R₃.

Si la résistance s'abaisse en R₄, la contrainte reste élastique jusqu'en E₄, puis suit l'horizontale R₄ jusqu'à la rupture P₄ et celle-ci se produit sous le moment M.

Si la résistance s'abaisse en R₅ inférieure à R_j la contrainte reste élastique jusqu'en E₅ puis suit l'horizontale R₅ jusqu'à ce que l'on atteigne la rupture en P₅; la sécurité n'est plus assurée.

En faisant le calcul élastique (point E₂) on ignore donc la marge plastique (point P₄). On utilise complètement la marge plastique dans le cas où R s'abaisserait à R₄, cas d'ailleurs pratiquement jamais réalisé puisque l'on a choisi la limite R₄ de façon que la probabilité d'atteinte soit 1/100.000ème.

Je répète qu'il faudrait en plus réviser cette limite R₄ au lieu de lui donner la valeur immuable des 28/100ème de la résistance moyenne. Mais commençons déjà à gagner ce que nous pouvons gagner dans le cadre des règlements actuels et limitons le gaspillage évident que nous faisons de la matière. Quel est en effet le constructeur qui, en l'absence de règlements ne s'étonnerait de voir toujours dans les essais ses poutres périr par l'acier, jamais par le béton, et n'essaierait de diminuer le béton jusqu'à ce qu'il arrive à la rupture par compression de ce matériau, quitte à relever légèrement la limite ainsi trouvée s'il estime devoir tenir compte d'une dispersion plus forte?

Quoi qu'il en soit c'est donc l'acier qui est, avec les normes actuelles pour le béton, (et même quand on calcule plastiquement les sections), le facteur déterminant pour la sécurité. Ici, il n'y a pas de règlement sur la sécurité. Il faut donc, réfléchir aux conditions essentielles à imposer.

Nous n'avons parlé jusqu'ici que de l'effort de précontrainte F nécessaire pour assurer la sécurité du béton, et nous n'avons pas précisé la section d'acier avec laquelle cet effort devait être exercé; c'est à dire la tension limite que l'on devait s'imposer.

Si l'effort F et son excentricité ont été choisis convenablement, ainsi que les dimensions du béton, ce que nous supposons réalisé grâce aux règles données précédemment, nous avons évité tout risque de rupture du béton aussi bien par compression que par traction. C'est à dire, pour préciser, que nous avons ramené la probabilité de ces deux événements à des valeurs acceptables. La fissuration en particulier qu'il va falloir prendre en compte pour le calcul des augmentations possibles de la tension de l'acier, a été évitée.

Si l'en était bien ainsi en toutes circonstances, c'est à dire si l'on avait fixé comme risque de fissuration une valeur telle que 1/100.000ème, l'allongement de l'acier égal à celui des bétons qui l'entourent, ne pourrait être supérieur à celui résultant de l'allongement du béton à fissuration, allongement dont l'ordre de grandeur, à partir de l'état naturel du béton, est d'1/1000 environ.

Mais en réalité, la fissuration n'étant

pas, comme la rupture, une catastrophe dont il faut à tout prix éviter la possibilité, on admet un risque plus fort que pour la rupture par exemple 1/10.000ème ou même 1/1.000ème. Au point de vue des moments, dont une majoration éventuelle est un des facteurs des risques pris en compte, on pourra donc dire que si, quand on raisonne rupture, il faut escompter une majoration possible de par exemple 30 %, on devra, quand on raisonne fissuration, admettre un écart possible de 35 %. Ces valeurs ne sont qu'une indication, mais correspondent à peu près au rapport des écarts correspondant respectivement à une probabilité de 1/100.000ème, (6 écarts probables) et à une probabilité de 1/1.000ème (5 écarts possibles).

On peut être surpris de la faiblesse de l'écart supplémentaire à prendre sur les moments pour passer d'une probabilité 100 fois plus petite; et cela parce que l'on a dans l'esprit les notions de sécurité définies par les essais d'accroissements des charges jusqu'à rupture, sans se rendre compte que l'on fait rentrer pour codifier les essais de vérification dans ces accroissements de charge, aussi bien les abaissements de résistance à la traction du béton, qui peuvent être énormes, que les erreurs sur la contrainte théorique; l'accroissement de charge ainsi défini n'est donc qu'une fiction dont il ne faut prendre qu'une partie — et on voit qu'elle est faible — si on veut évaluer raisonnablement l'accroissement réel possible des charges. En se mettant dans des conditions extrêmes, on pourra donc estimer que le rapport du moment maximum qui peut se produire au moment majoré dont on a tenu compte pour la fissuration ne doit pas pouvoir dépasser

$$\frac{1,6}{1,5}$$

(je double les écarts de 30 % et de 25 % estimés ci-dessus) soit 1,07. Et pour arrondir dans le sens défavorable, nous dirons 1,1.

Ceci posé, étudions les variations possibles des contraintes de l'acier, et pour nous représenter clairement ces variations, traçons le diagramme des déformations-tractions de notre acier (figure 21).

Au début nous donnons à notre acier une certaine tension initiale T_i. Par rapport à cette contrainte, la tension va s'abaisser. On a d'abord une chute due au fluage de l'acier, qui amène notre point figuratif en T₁, puis une chute due au retrait, puis une chute due à l'enfoncement du cône; notre point figuratif vient en T₂. La chute T₁ T₂ est définitivement acquise.

On a ensuite une chute due à la déformation différée du béton sous l'action de la précontrainte et des charges permanentes et notre tension devient T_p tension permanente.

Tous ces points figuratifs se placent sur le diagramme, sur la droite T_i T_p parallèle à la tangente E₀ à l'origine du diagramme, et qui correspond à un module de l'ordre de 20.000 k/mm² environ.

Lorsque l'on charge la pièce, les bétons de la partie décomprimée par les moments vont s'allonger, par rapport à l'état qu'ils avaient acquis, et par consé-

quent la contrainte de l'acier, qui suit ces allongements, va augmenter. On décrira donc la droite T_p T₂ en sens inverse.

Il est visible que si l'on prend pour moment de service celui qui correspond à la décompression complète du béton, on ne peut pas revenir au-dessus de T_i. En effet, si la décompression se faisait avec le même module que la compression de précontrainte, on reviendrait à l'état naturel sur l'arête décomprimée; et par conséquent l'acier étant revenu à sa longueur initiale, le point figuratif reviendrait en T₂ les pertes T_i T₂ étant comme je l'ai dit, définitivement acquises. Mais en réalité, le module d'élasticité à la décompression peut être inférieur à celui sous lequel se sont faites les déformations différées, si les charges appliquées sont lentes; c'est là une circonstance défavorable. Par contre il y a des circonstances favorables: vieillissement du béton, qui augmente les modules, non décompression au niveau des aciers, qui ne sont qu'à une certaine distance de la paroi...

Quand on fait le calcul on s'aperçoit, à 1 ou 2 kg/mm² près, et dans des hypothèses minimum pour la marge T_i T₂, on revient à T_i au moment de la décompression.

Mais on peut arriver à la fissuration si l'on a dimensionné le béton strictement pour cette condition.

Par conséquent entre T_i, point figuratif correspondant à la décompression, et T_f, point figuratif correspondant à la fissuration, on aura une différence de déformations correspondant à l'allongement du béton à fissuration, soit 1/1.000 environ.

La différence de tension entre T_f et T_i dépend de la pente du diagramme en T_i. Si on suppose que cette pente correspond à un module de 10.000 kg/mm², l'augmentation de tension serait T_f - T_i = 1000 X 10.000 = 10 kg/mm². Et comme T_i est de l'ordre de 100 kg/mm² on peut donc évaluer la tension, au moment de la fissuration à 1,1 T_i environ.

Mais les moments peuvent avoir été mal évalués; une partie de cette erreur d'évaluation a été prise en compte pour dimensionner notre béton à la fissuration, et par conséquent pour déterminer la valeur de l'effort de précontrainte. Il ne faut pas compter deux fois cette majoration supplémentaire qui représente l'augmentation d'écart — par rapport à la valeur théorique du moment — pour passer de la probabilité 1/1000ème à la probabilité 1/100.000ème.

J'ai dit tout à l'heure que cet accroissement réel était faible et que le moment maximum possible pouvait raisonnablement être évalué à 1,1 fois le moment de fissuration.

Or sous le moment de fissuration la tension est T_f que nous avons estimée être de l'ordre de 1,1 T_i. Sous le moment maximum, la tension serait donc, si les bras de levier étaient conservés, augmentée de 10% par rapport à T_f. Or les bras de levier ne sont pas conservés; au moment de la fissuration, le centre de pression est en A, voisin du bord supérieur du noyau central; sous

le moment maximum, si la malchance veut que nous soyons près de la rupture le bras de levier est comme nous l'avons dit, 0,9 h', supérieur à E₀A.

Nous sommes donc certains de surévaluer la tension maximum en l'estimant à 1,1x1,1 = 1,2 fois environ la tension initiale.

Il faut que cette tension maximum ne puisse pas devenir égale à la résistance réelle à la rupture, dans le cas où celle-ci viendrait à s'abaisser à sa limite inférieure. Or pour des aciers normaux, et même parmi les moins réguliers de ceux-ci qui nous sont livrés en France, les écarts maximum constatés sont de l'ordre de 10 % de la résistance moyenne, et l'écart probable de l'ordre de 2 %. Si l'on considère comme écart maximum un écart de 6 écarts probables, c'est donc une réduction de 12 % de la résistance moyenne qu'il faut prendre en compte.

On arriverait donc à estimer pour valeur limite de la tension initiale une valeur telle que:

$$1,2 T_i = \frac{T_r}{1,12}$$

ou:

$$T_i = 0,75 T_r$$

En réalité c'est pessimiste car nous cumulons des probabilités; comme nous l'avons dit plus haut, pour éviter ce cumul il faut prendre, comme coefficient de sécurité, non pas 1,2x1,12 mais:

$$1 + 10,2^2 + 0,12^2 = 1,23$$

et on arriverait à la règle T_i = 0,8 T_r environ.

Telle est, pour les aciers utilisés couramment, la règle que l'on pourrait proposer: tendre au plus à 80 % de la limite de rupture. La tension permanente sera ce qu'elle sera, et cette simple règle sur la tension initiale tient

lieu de toute autre règle de sécurité.

On pourra évidemment contester certaines des évaluations ci-dessus, mais une chose ne peut être contestée, c'est l'expérience. Or, comme je vous l'ai dit tout à l'heure, nous avons actuellement fait 400.000 tensions. Et à combien tendios-nous? Aux environs de 120 kg/mm², pour des aciers dont les résistances moyennes sont de l'ordre de 150 kg/mm². Il n'y a jamais eu de désordre. C'est là, si l'on peut dire, un calcul de probabilité expérimental supérieur à tous les calculs théoriques.

Il est toutefois nécessaire de faire une réserve concernant l'allongement de rupture de l'acier. Il est désirable que le moment de rupture ne soit pas diminué par suite d'une valeur trop faible de cet allongement de rupture.

Or si l'on appelle toujours h' la distance du centre de gravité des aciers à l'arête supérieure, la hauteur de la partie comprimée, au moment de la* rupture est 0,2 h'. Les distances de la fibre neutre à l'arête comprimée et à l'acier sont donc dans le rapport de 0,2 à 0,8 c'est à dire de 1 à 4. Le raccourcissement unitaire du béton à la rupture étant

d'environ $\frac{3,5}{1,000}$, l'allongement de l'acier doit être si on ne veut pas limiter le moment de rupture de $\frac{4 \times 3,5}{1,000} = \frac{14}{1,000}$ soit 1,4 %, à partir de la tension initiale (qui correspond au moment de décompression complète de l'arête tendue).

Mais pour obtenir ce minimum, il faut que la valeur moyenne soit plus élevée, à cause de la dispersion, et cela nous amène à demander 3 à 4 %.

En plus il faut compter l'allongement entre 0 et la tension initiale qui est de

l'ordre de 1/2 à 1 %. En plus encore, il faut tenir compte de ce que les valeurs indiquées par les laboratoires comprennent l'allongement de striction terme parasite qui, pour les éprouvettes de 200 mm généralement employées, atteint un ordre de grandeur de 1 %. Au total les cahiers des charges devraient donc spécifier des allongements de l'ordre de 5 à 6 %. Des aciers à diagramme trop raides et sans allongement sont dangereux et l'on risque de voir la rupture suivre de très près la fissuration.

Telles sont, je pense, les éléments principaux d'une codification de la sécurité. Comme vous le voyez, elles se classent en trois catégories; fixation de limites des contraintes, règles de calculs de ces contraintes, élaboration de cahiers des charges pour l'acier.

Il y a là un gros travail à faire, dont une partie devrait être faite sur le plan international.

En attendant, nous pouvons continuer à construire avec confiance, puisque nous savons que la sécurité est au moins égale à celle des matériaux traditionnels. Mais il faut aller plus loin dans la recherche de la vérité, et, tout en avançant avec prudence, n'accepter les idées reçues qu'après les avoir contrôlées. En ce domaine, comme ailleurs, l'expérience seule peut nous donner les bases de nos études.

Ces résultats expérimentaux, ces statistiques, nous ne les connaissons pas suffisamment encore pour nous y appuyer en toute certitude. Il est essentiel que nous sachions au moins ceux qu'il faut réunir et dans quel sens nous devons y travailler.

Yves Guyon

Contributo allo studio statico delle volte sottili sghembe senza rigidezza a flessione

Migliorata per il conoide di primo grado, inteso come pensilina, la soluzione nota del sistema di equazioni differenziali che ne esprime l'equilibrio, viene data, con eguale approssimazione, la soluzione per lo stesso conoide di primo grado inteso come shed e per il conoide di secondo grado nelle due forme applicative di pensilina e di shed.

Il sistema di equazioni differenziali

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial N_{xy}}{\partial y} &= -F_x \sqrt{1+p^2+q^2} \\ \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial N_{xy}}{\partial x} &= -F_y \sqrt{1+p^2+q^2} \\ r_{xy} + t_{xy} + 2N_{xy} - (pF_x + qF_y - F_z) \sqrt{1+p^2+q^2} &= 0 \end{aligned} \right\} (1 \text{ a-b-c})$$

con le posizioni

$$v_x = N_x \sqrt{\frac{1+q^2}{1+p^2}}, \quad v_y = N_y \sqrt{\frac{1+p^2}{1+q^2}} \quad (2 \text{ a-b})$$

e le notazioni del Monge

$$p = \frac{\partial z}{\partial x}, \quad q = \frac{\partial z}{\partial y}, \quad r = \frac{\partial^2 z}{\partial x^2}, \quad s = \frac{\partial^2 z}{\partial x \partial y}, \quad t = \frac{\partial^2 z}{\partial y^2}, \quad (3 \text{ a-b-c})$$

esprime, come è noto¹, l'equilibrio di una volta sottile sghemba senza rigidezza a flessione N_x e N_y sono le tensioni unitarie oblique, N_{xy} quella tangenziale, parallele alle intersezioni del piano

¹ In forma leggermente diversa e con altre convenzioni sui segni, questo sistema si trova nella « Mémoire sur l'étude générale de surfaces gauches minces » di B. LAF-FAILLE pubblicata nel III volume di memorie dell'Associazione internazionale dei ponti e strutture e nella memoria « Étude statique des voiles minces en paraboloïde hyperbolique travaillant sans flexion » di F. AIMOND, comparsa nel IV volume di memorie della stessa Associazione.

² In generale la forza interna che agisce su di un elemento infinitesimo dell'area di una sezione, riferita all'area dell'elemento stesso, e cioè la tensione nel punto considerato, viene decomposta nella tensione normale, secondo la normale nel punto in questione, e nella tensione tan-