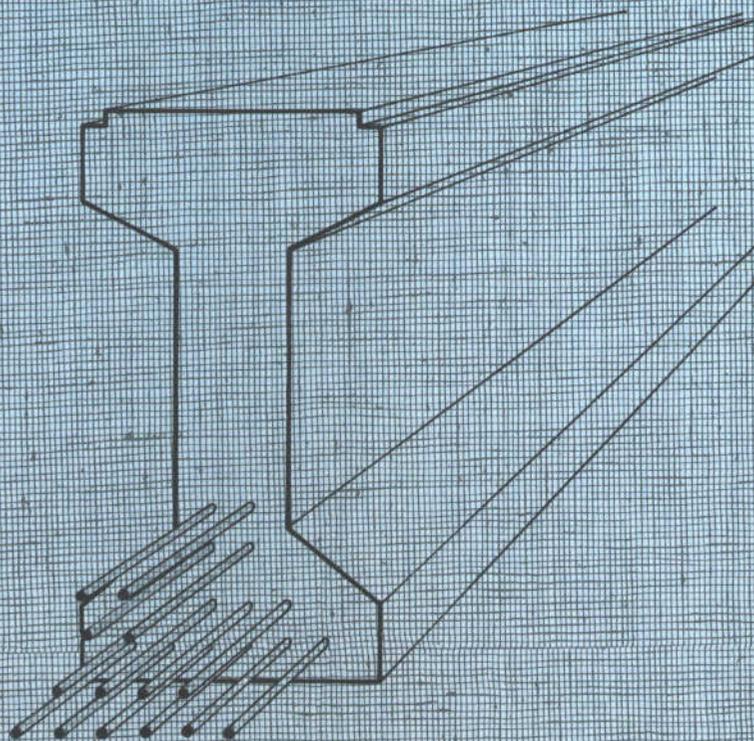


Poutres précontraintes par adhérence

SETRA

DIVISION DES
OUVRAGES D'ART B

PR.AD 73



MINISTÈRE DE L'AMÉNAGEMENT DU TERRITOIRE,
DE L'ÉQUIPEMENT, DU LOGEMENT ET DU TOURISME
Direction des routes et de la circulation routière

SERVICE D'ETUDES TECHNIQUES
DES ROUTES ET AUTOROUTES

PR-AD 73

46, Avenue Aristide Briand
B.P.100
92223 BAGNEUX

Téléphone : 655.42.42.

Le dossier PR-AD 73 traite de l'utilisation, pour les ponts, des poutres préfabriquées précontraintes par adhérence ; il est limité pour l'instant aux travées indépendantes.

Il s'agit essentiellement d'un dossier de calcul ; son but est de définir et de justifier les règles particulières de vérification des éléments précontraints par adhérence, en application de la circulaire n° 73153 du 13 Août 1973 (fascicule spécial 73-64 bis du B.T.O.).

En outre, ce dossier étudie les incidences d'un traitement thermique du béton sur les propriétés de celui-ci et leurs répercussions au niveau des calculs justificatifs.

Ce dossier est constitué des pièces suivantes :

- 1) Notice explicative définissant notamment le domaine d'emploi de la structure.
- 2) Consistance des calculs justificatifs.
- 3) Note de calcul type.
- 4) Dessins de l'ouvrage traité.

Tous renseignements relatifs aux sujets traités dans le présent dossier peuvent être obtenus à la Division des Ouvrages d'Art B du S.E.T.R.A.

Monsieur MATHIEU, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, Chef de Division

Gestion- ()
naires du ()
dossier. () Monsieur DENIS , Ingénieur des T.P.E., Chef du 6ème Arrondissement
Monsieur JAFFRE , Ingénieur E.T.P.

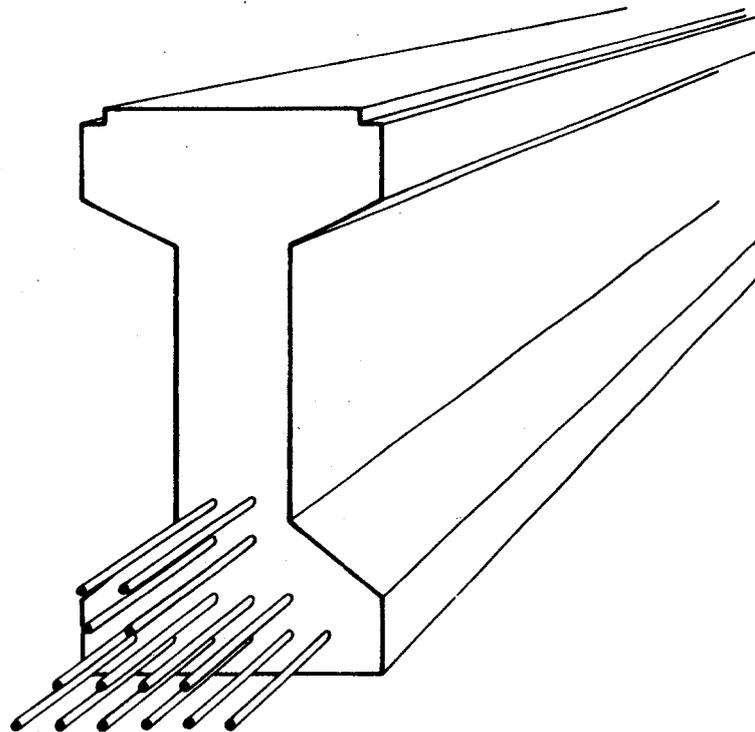
Bagneux, le 1er Octobre 1973

Poutres précontraintes par adhérence

SETRA

DIVISION DES
OUVRAGES D'ART B

PR.AD 73



1

NOTICE EXPLICATIVE

OCTOBRE 1973

MINISTERE DE L'AMENAGEMENT DU TERRITOIRE,
DE L'EQUIPEMENT, DU LOGEMENT ET DU TOURISME
Direction des routes et de la circulation routière

PR - AD 73

PRESENTATION DU DOSSIER

La précontrainte par adhérence, dont il va être question dans ce dossier, relève d'une technologie bien connue : son principe consiste à tendre les armatures de précontrainte (fils ou torons à haute résistance), avant coulage du béton, en prenant appui sur des organes extérieurs ; après durcissement du béton, on reporte les efforts de tension sur la poutre en désolidarisant les fils des organes d'ancrage extérieurs : les fils, gênés par le béton dans leur retour à leur longueur primitive, réalisent la précontrainte de la poutre.

La précontrainte est ainsi réalisée par les efforts d'adhérence exercés aux extrémités de la poutre, par les armatures sur le béton.

Il s'agit donc bien d'une précontrainte par PRE-TENSION, appellation de plus en plus répandue qui distingue le procédé de la POST-TENSION où la précontrainte est réalisée par des câbles tendus en prenant appui sur le béton durci.

L'utilisation de poutres précontraintes par pré-tension n'est pas nouvelle puisqu'elle remonte aux origines de l'utilisation de la précontrainte. Dans la gamme des portées moyennes, qui intéressent les ouvrages d'art, ces produits trouvent leur emploi dans les couvertures industrielles et les planchers de parcs de stationnement. De plus en plus, les structures utilisant ce type de produit sont proposées en variante aux solutions classiques pour les ouvrages d'art.

1.1 - PRE-TENSION ET METHODES DE JUSTIFICATION.

Un problème immédiat quant aux applications de la pré-tension dans le domaine des ouvrages d'art est d'ordre réglementaire.

Si l'on fait abstraction de la technique des déviateurs de fils (d'ailleurs pratiquement inutilisée en FRANCE), la précontrainte est assurée par des fils rectilignes sur toute la longueur de la poutre.

Dans les zones faiblement sollicitées en moment fléchissant on peut donc craindre des tractions importantes en fibre supérieure à moins que l'on ait prévu la neutralisation d'une fraction de l'effort de précontrainte en transférant, par gainage de certaines armatures, leur zone d'ancrage de l'appui vers la zone médiane de la poutre.

Dans les sections courantes d'une poutre, on pourrait donc penser qu'il est possible, en matière de pré-tension, d'appliquer la réglementation en vigueur en matière d'ouvrages dépendant de l'Administration des Ponts et Chaussées (Instruction provisoire du 12 Août 1965).

En fait, des fractions souvent non négligeables aux extrémités des poutres sont souvent en précontrainte partielle, et les qualifier d'abouts traduit cette situation non conforme à cette réglementation, plus qu'une distinction physique. De toute manière, dans certaines zones d'extrémité, le scellement des armatures n'est pas immédiat et aucun artifice technique ne peut aller contre cette situation physique.

Pour cette raison, il était donc nécessaire de définir une réglementation appropriée.

Un premier pas dans cette voie a été fait par la circulaire n° 69-102 du 7 Octobre 1969 du Ministère de l'Équipement : tout en reconnaissant le principe de la pré-tension comme techniquement valable, cette circulaire stipule que "l'usage des produits précontraints par adhérence doit être fait dans le cadre des règles particulières émanant de la direction dont relève l'ouvrage intéressé ou de ses services techniques spécialisés".

En fait cette situation est dépassée par la publication de la Circulaire n° 73-153 du 13 Août 1973. En effet, cette Circulaire diffuse une "instruction n° 2" relative au calcul du béton précontraint et, constatant que seule cette instruction donne des prescriptions suffisamment précises en la matière, en prescrit l'usage exclusif en cas d'emploi de la pré-tension.

Le but de ce document est d'illustrer l'application de cette Circulaire de manière que celle-ci soit correctement appliquée. Il se réfère donc uniquement aux nouveaux textes réglementaires rappelés ci-après.

- Charges de calcul

Fascicule 61 titre II "Programme de charges et épreuves des ponts routiers", circulaire n° 71-155 du 29 Décembre 1971.

- Armatures de précontrainte

Fascicule 4 titre II - "Armatures en acier à haute résistance pour constructions en béton précontraint par pré-ou post-tension", circulaire n° 71-23 du 5 Mars 1971. (1)

- Béton Précontraint

Circulaire n° 73-153 du 13 Août 1973 et instruction provisoire n° 2 jointe à cette circulaire.

Ces textes sont établis dans le cadre des "Directives communes au calcul des constructions" (Circulaire n° 71-145 du 13 Décembre 1971) mais se suffisent à eux-mêmes dans les cas courants.

Le lecteur trouvera dans la pièce 2 (chapitres 3.1 et 3.2) de ce dossier l'application de ces textes réglementaires au cas de la pré-tension :

Tout récemment remplacé par un nouveau texte interministériel en date du 6 Mars 1973 (circulaire n° 73-439).

cette pièce se veut complète puisqu'elle regroupe et commente les règles applicables du futur règlement de béton précontraint ; elle est illustrée par la pièce 3 qui est constituée par un exemple d'application commenté qui pourra utilement servir de cadre aux calculs justificatifs à produire dans chaque cas d'espèce.

1.2 - PRE-TENSION ET PREFABRICATION.

La précontrainte par adhérence est liée à l'idée même de préfabrication ; cette préfabrication pouvant d'ailleurs se faire en usine ou sur le site même.

Pour la préfabrication de produits précontraints industriels, on dispose généralement de "bancs" de mise en tension de grande longueur (100 à 150 mètres) et plusieurs poutres sont exécutées à la fois ; c'est pourquoi on ne relève généralement pas les fils.

Etant donnés les investissements importants nécessités par l'usine et le matériel, il faut obtenir un rendement de l'installation aussi élevé que possible, donc réduire la durée d'un cycle d'opérations.

On est ainsi généralement amené à accélérer la prise du béton par étuvage. La technique de l'étuvage est assez bien connue, mais les incidences qu'elle peut avoir sur les caractéristiques des matériaux le sont beaucoup moins.

Les directives conjointes SETRA-LCPC (Juin 1971) sont complétées dans ce document par une étude quantitative des effets de l'étuvage (pièce 2, chapitre 3 et pièce 3 chapitre 1).

Enfin, le recours à la préfabrication impose dans la plupart des cas, l'association de bétons de caractéristiques et d'âges différents : le chapitre 4 de la pièce 2 de ce document donne une méthode simple d'évaluation des efforts supplémentaires d'adaptation par fluage et retrait différentiel entre les poutres préfabriquées et le hourdis coulé en place.

1.3 - DOMAINE ET CONDITIONS D'EMPLOI DE LA STRUCTURE.

Le dossier PR-AD 73 n'est pas un dossier de pont-type pas plus que les structures à poutres précontraintes par adhérence ne sont pour le moment des structures-types.

En particulier, ces structures ne sauraient constituer une solution systématique de remplacement vis-à-vis des structures-types classiques coulées en place. Le recours à la préfabrication impose en effet un certain nombre de contraintes qu'il s'impose d'avoir toujours présentes à l'esprit lorsqu'un tel choix peut être envisagé :

- Nous ne pouvons que déconseiller actuellement l'utilisation de poutres précontraintes par pré-tension dans des ouvrages rendus continus par des chevêtres coulés en place sur les piles. Sans pour autant écarter systématiquement cette solution, nous constatons l'existence à ce sujet de nombreux problèmes dont la solution correcte, dans le cadre de la réglementation, est très difficile à mettre au point, ce qui ne permet pas d'accepter une telle

solution comme normale et courante. Nous nous réservons la possibilité de publier un additif au présent dossier sur ce sujet dès qu'une étude approfondie aura permis de circonscrire les problèmes de transmission des efforts d'une travée à l'autre.

- En revanche, il reste possible, pour ces types de franchissements, d'envisager une continuité apparente du hourdis au droit des appuis ; deux dispositions constructives importantes doivent alors être systématiquement prévues :

. maintien des entretoises d'appuis

. sommier sur pile de largeur suffisante (de l'ordre de 1,10 m afin de ménager une distance suffisante (30 cm au minimum) entre les abouts des poutres et les axes d'appuis.

- Les coffrages perdus du hourdis, lorsqu'il est envisagé leur recours, peuvent être de deux types : en amiante-ciment ou en béton armé ; le recours au deuxième type n'exclut pas pour autant que les règles d'enrobages des armatures soient respectées (cf. fascicule 61 titre VI article 43). En cas d'utilisation de prédalles dites "participantes", elles ne peuvent être considérées comme telles que si la continuité de leur béton et de leurs armatures peut être assurée dans les deux directions.

- Pour de telles structures, la faible portée transversale peut inciter le projeteur à prévoir des hourdis minces : ceci doit être évité ; la condition de non poinçonnement doit, de toute manière, être vérifiée et l'on ne descendra pas au-dessous d'une épaisseur "résistante" du hourdis égale à 15 cm.

- Il convient de proscrire l'emploi de quadrillages préfabriqués et soudés d'armatures dans les hourdis : il y a en effet incompatibilité entre cet emploi et la présence d'armatures en attente.

- Enfin, les structures à poutres précontraintes par pré-tension sont plus massives (élancement de l'ordre de $1/18^{\circ}$ à $1/20^{\circ}$ de la portée) que les ponts-dalles ; il doit en être tenu compte dans l'évaluation des remblais d'accès ; de plus, les flèches permanentes prises par les poutres, dans une gamme de portée supérieure à 15 mètres, sont assez grandes et rien ne peut être fait pour les limiter (impossibilité de donner une contre-flèche vers le bas au fond de coffrage), en sorte qu'un renformis sera nécessaire, sans préjudice d'un reprofilage ultérieur si la portée est grande.

1.4 - CONTROLE D'EXECUTION.

1.4.1 - Matériaux.

. Aciers de précontrainte (fascicule 4, titre II) - obligation est faite d'utiliser des aciers agréés par le Ministère de l'Equipement.

Une situation toute provisoire fait actuellement que certains types d'armatures, dont les caractères mécaniques sont garantis au titre de l'agrément, n'ont pas de longueur de scellement définie. Nous conseillons alors l'attitude suivante :

- Il convient tout d'abord de s'assurer auprès des Services Centraux (LCPC ou SETRA) que le fil (ou le toron) proposé n'a pas une adhérence symbolique. (Il sera d'ailleurs possible, au fur et à mesure de l'expérience acquise, d'obtenir une valeur probable de la longueur de scellement pour commencer les calculs justificatifs).

- Il convient ensuite, si l'importance du chantier le justifie, de saisir les Laboratoires des Ponts et Chaussées qui procéderont à des mesures de longueur de scellement. De telles mesures serviront de référence lors du contrôle d'exécution.

La détermination de la longueur de scellement, sous le contrôle de la commission d'agrément, fait l'objet d'un mode opératoire bien particulier, pour une résistance donnée du béton (L.C.P.C. projet d'août 73). Les valeurs constatées sur l'aire de préfabrication (longueur réelle) sont susceptibles de s'écarter des valeurs moyennes : la longueur de scellement n'est qu'un caractère technologique destiné à préciser l'aptitude au scellement d'un type donné d'armatures et de définir les ordres de grandeur à introduire dans les calculs avec une marge d'incertitude convenable (coefficient γ_d voir pièce 2 chapitre 2).

Béton des poutres préfabriquées

Le béton des poutres préfabriquées précontraintes par adhérence est un béton exceptionnel au sens du CPC fascicule 65 article 3 et du CPS type (3.17,62) ; voir à ce sujet G.M.O 70, § 9,31 . En effet :

- Ce béton est généralement très sec ($E/C = 0,4$ en général), sa maniabilité est délicate et les zones d'abouts sont très denses en armatures.

- Il est demandé une résistance très élevée lors de la dé-tension.

- Pour obtenir cette résistance le plus rapidement possible on est généralement amené à accélérer le durcissement du béton par étuvage.

La solution de tous les problèmes qui en résultent est dans la plupart des cas facilitée par le caractère fixe des usines de préfabrication. Encore faut-il que celle à laquelle on aura affaire ait une expérience réelle de la fabrication de béton d'Ouvrage d'Art ayant les performances voulues.

Dans le cadre des nouveaux règlements de calcul (ceux que nous appliquerons pour justifier les poutres précontraintes par adhérence) la qualité d'un béton est définie par sa résistance caractéristique, définie statistiquement comme étant une moyenne de mesures diminuée de k fois l'écart-type.

Les modalités d'application, qui dépendent du stade d'étude ou d'exécution, sont définies à titre provisoire dans l'Annexe B à la circulaire du 13 Août 1973 (en attendant un nouveau fascicule 65 du CPC). Cette annexe définit en particulier les valeurs à prendre en compte dans le cas de préfabrication industrielle où un même béton a été mis en oeuvre dans des conditions similaires.

En l'absence de précédent, il faut savoir que la résistance caractéristique est de l'ordre de 0,7 fois la résistance moyenne. La résistance caractéristique ainsi définie est donc inférieure, non seulement à cette résistance moyenne, mais aussi à la résistance nominale des textes antérieurs :

Il faut absolument écarter tout risque de confusion sur ce point.

1.4.2 - Epreuve de convenance.

Le choix des modalités de l'épreuve de convenance doit être fait avec réalisme, ce choix dépend en effet de l'importance du chantier.

Ces épreuves ne peuvent pas avoir la même importance dans le cas d'un petit ouvrage isolé (10 poutres de 15 m de portée par exemple) et dans le cas d'une couverture de rivière ou la construction d'une estacade, opérations pour lesquelles les quantités mises en jeu sont beaucoup plus importantes.

Pourtant, dans les deux cas, les buts de l'épreuve de convenance sont les mêmes :

"vérifier globalement que l'ensemble des dispositions prévues pour la mise en oeuvre et pour la composition du béton permettent d'atteindre les objectifs fixés (maniabilité, résistances)".

D'autre part, il est plus facile de rejeter une pièce préfabriquée que de démolir du béton coulé en place. Un aménagement des règles habituelles relatives à l'épreuve de convenance peut de ce fait être souvent admis, aux risques et périls du préfabricant. Il importe néanmoins qu'on puisse conclure sur la convenance avant d'avoir trop avancé la préfabrication.

Très provisoirement et dans l'attente notamment d'un réexamen dans le cadre de la Commission du fascicule 65 du C.P.C., la solution la plus adaptée, lorsqu'il pourra être fait référence à des productions antérieures réellement similaires (préfabrication industrielle), nous paraît donc être celle qui associe la fabrication de la (ou des) première(s) poutre(s) à l'épreuve de convenance : celle-ci se limitera vraisemblablement à une vérification rapide du béton et de la pièce ; il serait entendu qu'en cas de doute la fabrication ne serait pas poursuivie avant conclusion.

Dans le cas contraire, il conviendra d'appliquer les recommandations du G.M.O. paragraphe 9.33 : l'épreuve sera préalable à la fabrication, de manière à ce que celle-ci ne soit pas trop étalée dans le temps.

1.4.3 - Étuvage.

Dans le cas où un traitement thermique est prévu, il est absolument exclu, pour apprécier sa convenance, de se référer à un béton identique qui aurait normalement durci à température ambiante ; tous les bétons ne sont pas aptes à l'étuvage et, de toute manière, l'étuvage diminue toujours la résistance à long terme du béton (5 à 10 % dans le meilleur des cas, 30 % parfois).

Ceci doit inciter le maître d'oeuvre à être extrêmement exigeant dans l'application de la convenance du béton, et des précautions doivent être prises dès l'élaboration du CPS. On pourra utilement se référer aux "directives sur l'étuvage à basse pression" dictées conjointement par le SETRA et le LCPC. (Voir dossier-pilote G.G.O.A. 70, niveau 3).

1.4.4 - Contrôle de fabrication.

. Contrôle des bétons - Le CPS doit tout d'abord définir ce que l'on entend par "partie d'ouvrage" ; en l'occurrence, il s'agit des éléments qui sont exécutés au cours d'une même opération de bétonnage et mis en précontrainte simultanément par relâchement des armatures : chaque "partie d'ouvrage" peut donc être constituée par l'ensemble des produits exécutés au cours d'un même cycle de préfabrication. Il convient néanmoins de répartir le prélèvement des éprouvettes.

. Précontrainte - La solution idéale, et la plus répandue, consiste à tendre les fils un par un : on évite ainsi les inégalités de tension entre fils. L'allongement des fils à la mise en tension doit être contrôlé dans les mêmes conditions que pour la post-tension, en fonction des pressions constatées au manomètre - On notera, le cas échéant, la valeur du recul d'ancrage.

Les fils sont ancrés sur un bâti permettant le relâchement simultané de tous les fils après prise du béton.

A la détension il faut veiller à ce qu'un relâchement trop brutal ne vienne compromettre le scellement de l'armature dans un béton trop jeune. Le relâchement par sectionnement des armatures est interdit.

Comme à la mise en tension, on notera sur procès-verbal, la courbe raccourcissement-pression à différents paliers au cours du relâchement.

Une quantité dont la mesure est particulièrement importante est la rentrée des fils au relâchement ; cette mesure, qui doit être prescrite, s'effectue à l'aide d'un comparateur fixé sur les fils et s'appuyant sur le béton - Il aura été pris soin d'enlever au préalable le coffrage placé contre la section d'about.

Les résultats des mesures de rentrée de fils sont de la plus haute importance ; une valeur excessive (supérieure à 1,5 fois la valeur moyenne) dénote une insuffisance dans la qualité du béton à l'about ou dans le frettage - Parfois apparaît une fissure d'éclatement (fendage) - De telles constatations sont de nature à entraîner le refus de la poutre ; aux épreuves de convenance, elles doivent remettre en cause, outre la qualité du béton, le dimensionnement des armatures aux abouts.

1.4.5 - Tolérances dimensionnelles.

Les tolérances dimensionnelles à exiger des produits préfabriqués sont avant tout affaire de cas d'espèce ; leur sévérité dépend notamment de la forme et de la taille des produits.

A titre indicatif, les normes belges préconisent pour les poutres les tolérances suivantes :

- longueur. La longueur l' mesurée sur une génératrice quelconque de la pièce doit être telle que :

$$l - 1,5 - \frac{l}{2000} < l' < l + 0,5 + \frac{l}{2000}$$

l étant définie en centimètres.

- hauteur. La hauteur h' (en centimètres), distance séparant l'intrados de l'extrados en une section quelconque doit être telle que :

$$h - 0,5 < h' < h + 0,5 + \frac{h}{100}$$

- épaisseur ou largeur (en centimètres) :

$$e - 0,5 < e' < e + 1$$

- aplomb. le déport latéral d de l'intrados par rapport à l'extrados doit être tel que :

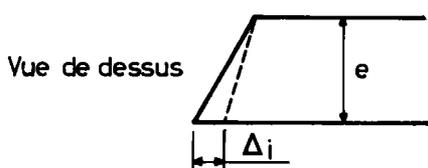
$$d < \frac{2h}{100}$$

- inclinaison des faces terminales :

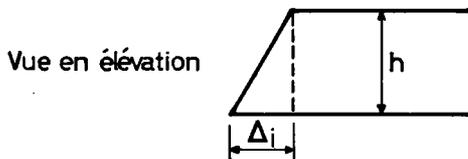
a) dans un plan horizontal

$$\Delta_i \leq \frac{5}{100} e$$

(tracé théorique en pointillé).



b) dans un plan vertical



$$\Delta_i \leq \frac{3}{100} h \text{ avec un maximum de 3 cm}$$

(tracé théorique en pointillé)

En outre nous recommandons pour tolérance de flèche en plan (les plans moyens aux abouts étant parfaitement verticaux), la valeur suivante :

$$f < \frac{\ell}{2000} + 1,5$$

f et ℓ en cm.

Vue de dessus



1.4.6 - Déformations verticales.

La mesure des déformations prises par la poutre à la détension (flèche à mi-travée) est du plus haut intérêt. Une flèche excessive (supérieure à 20 % de la valeur moyenne) dénote une insuffisance du béton et doit être de nature à entraîner le refus du produit.

En matière de pré-tension, il n'est généralement pas possible de prévenir les déformations qui surviennent à la mise en précontrainte en donnant une contre-flèche vers le bas comme il est de règle en post-tension.

Les flèches qui apparaissent à la détension sont, en outre, accentuées du fait des deux particularités suivantes :

- la totalité de la précontrainte est appliquée sur un béton très jeune, d'où augmentation du fluage ;

- le béton étuvé présente une déformabilité à court terme de 30 % supérieure à celle d'un béton à durcissement normal qui aurait même résistance.

De plus, si les poutres d'un même ouvrage sont fabriquées à des époques très différentes, elles pourront accuser des flèches différentielles importantes.

Il paraît donc indispensable : a - d'éviter une disparité entre poutres voisines.

b - d'atténuer les effets de ces déformations afin de respecter le profil en long définitif - Toutefois, les déformations étant évolutives dans le temps, on ne pourra pas éviter les re-profilages ultérieurs dans la gamme des grandes portées.

Il doit être tenu compte de ces particularités au stade de l'appel d'offres car leurs incidences sur les quantités peuvent être substantielles.

1.5 - MODE D'EMPLOI DU DOSSIER.

La pièce 2 du dossier explique les particularités de la pré-tension et analyse les méthodes de justifications préconisées dans le cadre des règlements futurs.

La pièce 3, exemple d'application, est une note de calcul commentée d'un ouvrage défini en pièce 4 - Les justifications à produire dans chaque cas

d'espèce sont affaire d'appréciation quant à leur volume : la consistance est différente selon la dimension de l'ouvrage ; néanmoins, le minimum indispensable nous paraît être :

- 1) une justification de la section médiane (à l'état limite d'utilisation et l'état limite ultime) ;
- 2) une justification à l'effort tranchant (et à l'équilibre de la bielle) dans la section d'about ;
- 3) une justification du frettage d'éclatement et des armatures d'équilibre général ;
- 4) une justification des gainages de fils qui neutralisent partiellement la précontrainte dans certaines sections.;
- 5) une justification du hourdis, en flexion générale (longitudinale) d'abord, puis sous l'effet combiné de la flexion transversale et de la flexion locale.

Pour les ouvrages importants (grandes portées ou travées multiples) une vérification des sections en flexion s'impose pour des sections autres que la section médiane.

Ce dossier est essentiellement un dossier de calcul ; notre souhait est de le compléter rapidement au niveau de la conception et de la réalisation des ouvrages préfabriqués ; dans ce but, toutes critiques ou suggestions seront très utiles aux gestionnaires du présent document.

Abréviations utilisées dans ce document :

- DCC : "Directives Communes au calcul des constructions" Circulaire n° 71-145 du 13 Décembre 1971.
- BP : Annexe 2 à la Circulaire n° 73-153 du 13 Août 1973 (nouveau règlement de béton précontraint).
- BP A : Annexes du nouveau règlement de béton précontraint.

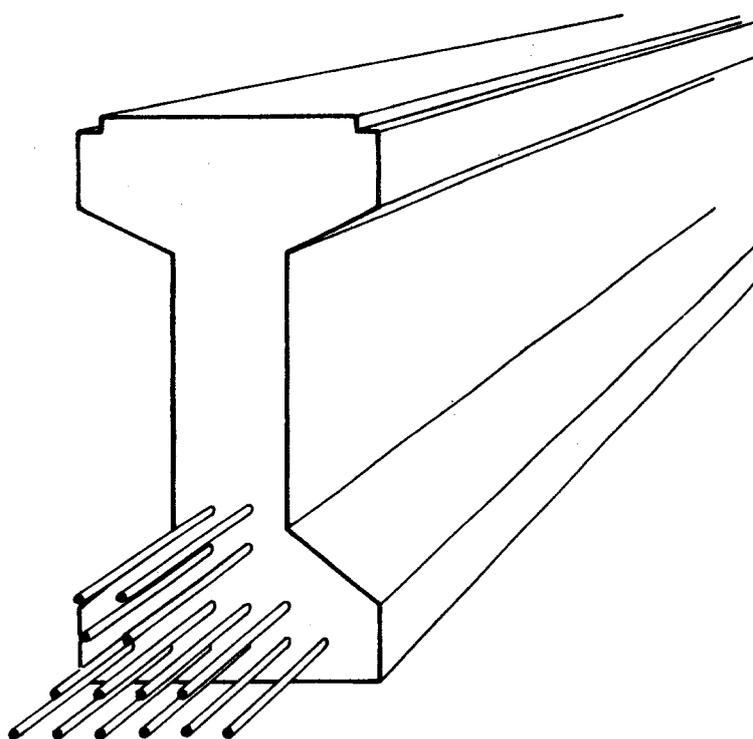
Chaque référence à l'un de ces textes est signalée en marge avec le numéro de l'article concerné.

Poutres précontraintes par adhérence

SETRA

DIVISION DES
OUVRAGES D'ART B

PR.AD 73



2

CONSISTANCE DES CALCULS JUSTIFICATIFS

OCTOBRE 1973

MINISTRE DE L'AMENAGEMENT DU TERRITOIRE,
DE L'EQUIPEMENT, DU LOGEMENT ET DU TOURISME
Direction des routes et de la circulation routière

CONSISTANCE DES CALCULS JUSTIFICATIFS

- Table des matières -

	Pages
Chapitre 1 - REGLES DE CALCUL.	
1.1 - Calcul des pertes de tension dans les armatures.	3
1.2 - Valeurs caractéristiques de la précontrainte.	4
1.3 - Valeurs caractéristiques des actions autres que la précontrainte.	4
1.4 - Combinaisons d'actions, sollicitations de calcul.	5
1.5 - Etats-limites, valeurs réglementaires des coefficients γ .	5
1.6 - Vérifications à l'état-limite d'utilisation.	7
1.6.1 - Sections homogénéisées.	7
1.6.2 - Résistances caractéristiques du béton.	7
1.6.3 - Genres de vérification à l'état-limite d'utilisation.	8
1.6.4 - Armatures passives longitudinales.	10
1.6.5 - Contrainte de cisaillement admissible.	11
1.6.6 - Vérification des sections d'about.	11
1.7 - Vérifications à l'état-limite ultime de résistance.	11
1.7.1 - Moment fléchissant.	11
1.7.2 - Effort tranchant.	12

	Pages
Chapitre 2 - SECTIONS D'ABOUT.	
2.1 - Diffusion de la précontrainte par adhérence.	14
2.1.1 - Longueur de scellement.	14
2.1.2 - Mécanisme du scellement.	15
2.1.3 - Détermination pratique de la longueur de scellement.	15
2.1.4 - Longueur d'établissement de la précontrainte.	18
2.2 - Bases réglementaires des calculs justificatifs.	19
2.3 - Vérifications des zones d'about.	20
2.3.1 - Effet Poisson.	20
2.3.2 - Efforts d'équilibre général.	22
2.3.3 - Compression du béton.	26
2.4 - Zone d'appui simple d'about.	27
2.4.1 - Equilibre de la bielle d'effort tranchant.	28
2.4.2 - Résistance de la bielle d'effort tranchant.	30
2.4.3 - Equilibre du coin inférieur.	30
Chapitre 3 - INCIDENCE DU TRAITEMENT THERMIQUE : TENSION INITIALE ET RELAXATION.	
3.1 - Méthode de calcul.	32
3.2 - Application numérique.	37
Chapitre 4 - CONTRAINTES SUPPLEMENTAIRES A CONSIDERER VIS-A-VIS DE L'ETAT-LIMITE D'UTILISATION (RETRAIT, FLUAGE).	
4.1 - Etude qualitative.	39
4.2 - Retrait différentiel.	40
4.3 - Fluage différentiel.	41

CHAPITRE 1

REGLES DE CALCUL

Le présent chapitre se propose de commenter les nouvelles règles de calcul du béton précontraint applicables en matière de précontrainte par adhérence, règles d'ailleurs appliquées dans la pièce 3 de ce dossier - Il est donc destiné à initier l'utilisateur sur les nouvelles méthodes de justification tout en lui épargnant la lecture fastidieuse d'un texte plus général.

Nous commenterons ces règles de justification en ce qu'elles ont de nouveau par rapport aux textes antérieurs (circulaire du 12 Août 1965).

1.1 - CALCUL DES PERTES DE TENSION DANS LES ARMATURES.

1.1.1 - La tension maximale des armatures (tension appliquée sur le banc), ne doit pas excéder la plus faible des deux valeurs suivantes :

$$\sim 0,85 R_g$$

$\sim 0,95 T_g$ (le remplacement d'un fil rompu à la mise en tension pouvant toujours être assuré en pré-tension)

1.1.2 - La perte par relaxation finale $\Delta \sigma_p(x)$ est la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$\frac{2,4 P}{100} \cdot \frac{\sigma_{pi}(x) - 0,55 R_g}{0,25 R_g} \cdot \sigma_{pi}(x)$$

$$\frac{P}{100} \cdot \frac{3000 + 2,5}{100} \cdot \frac{\sigma_{pi}(x) - 0,55 R_g}{0,25 R_g} \cdot \sigma_{pi}(x)$$

avec : $\sigma_{pi}(x)$, tension initiale à l'abscisse x sur l'armature de précontrainte.

Dans le cas de la pré-tension $\sigma_{pi}(x)$ est en général constante et égale à la tension sur banc σ_{po} .

Toutefois, en cas d'étuvage de la poutre, la tension sur banc chute rapidement du fait de l'élévation de température dans les 12 heures qui

P 12, 1-2

3P 9,2

suivent la mise en tension. Lorsque les effets de cette montée en température sont étudiés (voir chapitre 3), il convient de prendre pour $\sigma_{pi}(x)$ la tension des armatures après leur relâchement.

R_g , contrainte de rupture garantie

P_{1000} , P_{3000} valeurs exprimées en pour-cent, de la relaxation respectivement à 1000 heures et à 3000 heures dans les conditions normales de l'essai de relaxation (valeur fournie par les arrêtés d'agrément).

1.1.3 - Concomitance des pertes différées.

La somme des pertes différées (retrait, fluage, relaxation) est corrigée d'un terme réducteur égal à :

BP 12, 3-1

$$\frac{\Delta\sigma_p (\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl})}{\sigma_{pi}(x) - 0,55R_g} \quad \text{si} \quad \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} < \sigma_{pi} - 0,55R_g$$

$$\Delta\sigma_p \quad \text{si} \quad \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} > \sigma_{pi} - 0,55R_g$$

$\Delta\sigma_r$, $\Delta\sigma_p$, $\Delta\sigma_{fl}$ étant respectivement les pertes par retrait relaxation et fluage calculées dans l'hypothèse où elles agissent indépendamment (selon la pratique de l'instruction provisoire de 1965, avec modification ci-dessus concernant la relaxation).

1.2 - VALEURS CARACTERISTIQUES DE LA PRECONTRAINTE.

Les valeurs caractéristiques maximale et minimale des actions dues à la précontrainte au jour j et au point d'abscisse x notées symboliquement P_1 et P_2 sont calculées de la manière suivante :

BP 12,4

$$\sigma_{p1} = 1,02 \sigma_{p0} - 0,80 \Delta\sigma_{pj}(x) \quad (P_1)$$

$$\sigma_{p2} = 0,98 \sigma_{p0} - 1,20 \Delta\sigma_{pj}(x) \quad (P_2)$$

σ_{p0} désignant la tension sur banc

et $\Delta\sigma_{pj}(x)$ désignant la somme des pertes de toutes origines, instantanées et différées, au point d'abscisse x et au jour j.

1.3 - VALEURS CARACTERISTIQUES DES ACTIONS AUTRES QUE LA PRECONTRAINTE.

(Référence : circulaire n° 71-145 du 13 Décembre 1971 portant sur les "Directives communes au calcul des constructions").

1.3.1 - Actions de longue durée (charges permanentes). Les valeurs caractéristiques des actions de longue durée se déduisent des valeurs probables (qui résultent des dessins d'exécution) en les frappant de coefficients majorateur (valeur caractéristique maximale) ou minorateur (valeur caractéristique minimale).

1.3.2 - Actions de courte durée (intermittentes). Pour les ponts-routes, les valeurs caractéristiques à considérer sont celles qui résultent de l'application du fascicule 61 titre II du C.P.C.

1.4 - COMBINAISONS D'ACTIONS - SOLLICITATIONS DE CALCUL.

La valeur caractéristique de chaque action (maximale ou minimale) définie plus haut est frappée d'un coefficient majorateur γ_Q - Cette action entre ensuite dans le calcul de la sollicitation $S(\gamma_Q Q)$ correspondante.

La sollicitation de calcul résulte de la combinaison la plus défavorable des sollicitations, majorée d'un coefficient de la forme γ_{S3} .

On obtient, par exemple, une expression de la sollicitation de calcul de la forme suivante :

DCC 7.1

$$\gamma_{S3} \left[S(\gamma_{QL1} Q_{L1}) + S(\gamma_{QL2} Q_{L2}) + S\left(\frac{P_1}{P_2}\right) + S(\gamma_{QC} Q_C) \right]$$

avec :

- $S(\gamma_{QL1} Q_{L1})$ sollicitation due aux actions de longue durée, dont la valeur caractéristique (maximale ou minimale) est Q_{L1} , actions majorées du coefficient γ_{QL1} .
- $S(\gamma_{QL2} Q_{L2})$ sollicitation due aux actions de longue durée qui agissent en sens inverse des précédentes.
- $S(P_1 \text{ ou } P_2)$ sollicitations dues à la précontrainte en valeur caractéristique maximale (P_1) ou minimale (P_2).
- $S(\gamma_{QC} Q_C)$ sollicitation due aux charges intermittentes (charges d'exploitation sur les ponts), l'action Q_C étant majorée du coefficient γ_{QC} .

Le problème est donc de rechercher la sollicitation de calcul la plus défavorable en combinant les sollicitations qui résultent des valeurs caractéristiques minimales ou maximales des actions.

Remarque - La combinaison ci-dessus est une combinaison fondamentale. D'autres combinaisons peuvent avoir été prévues au C.P.S. ; on se référera alors aux directives communes.

1.5 - ETATS-LIMITES - VALEURS REGLEMENTAIRES DES COEFFICIENTS γ

Selon les directives communes, il convient de distinguer les états-limites ultimes et les états-limites d'utilisation.

Les premiers correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de l'ouvrage et les seconds définissent les conditions que doit satisfaire l'ouvrage en service normal pour que sa durabilité soit assurée.

En fin de compte, l'esprit des calculs est assez peu différent de la pratique antérieure où l'on avait un calcul à la rupture et un calcul sous charges normales, la seule particularité réside dans la substitution de valeurs caractéristiques maximales et minimales à la valeur moyenne.

Les coefficients Y_Q sont définis par plusieurs textes officiels, ils sont récapitulés dans le tableau ci-dessous pour les cas les plus courants :

Actions	Sollicitation ultime	Sollicitation d'utilisation	Référence
1) <u>Actions de longue durée</u>			
Y_{QL1}	1,1	1	BP 16,1 et 17,1
Y_{QL2}	0,9	1	Id.
2) <u>Actions intermittentes</u>			
Y_{QC}			
2.1 - Chaussée.			
A	1,33	1,2	BP 16,1 et 17,1
B(B_c, B_t, R_r)	1,33	1,2	Id.
M	1,1	1	Id.
E	1,1	1	Id.
Centrifuge	1,33	1,2	F61 II Préambule et 7,4
Freinage	1,33	1,2	F61 II Préambule et 6,5
Sur remblais	1,33	1,2	F61 II Préambule et 8
2.2 - Trottoirs			
Locale (450 kg/m ²)	1,33	1	F61 II 12 (texte et commentaire)
Locale (roue de 6 t)	1,33	0	Id.
Générale (150 kg/m ²)	1,33	1	F61 II 13 (texte et commentaire)
Générale (passerelle)	1,33	1	Id.
Garde corps	1,33	1	F61 II 18,4 (texte et commentaire)
Dispositif de sécurité	CPS	CPS	
2.3 - Vent			
En service	1,25	1	BP 16,1 et 17,1
En cours d'exécution	1,25	1	BP 16,2 et 17,2
3) <u>Actions accidentelles</u>			
Chocs bateaux	1	0	BP 16,3 et 17,3 et Circulaire n° 71-155 du 29.12.71
Séismes	1	0 ou CPS	BP 16,3 et 17,3

Les coefficients γ_{S3} à prendre en compte réglementairement sont:

1,2 vis-à-vis des justifications à l'état-limite ultime (BP 16)

1 vis-à-vis des justifications à l'état-limite d'utilisation
(BP 17).

1.6 - VERIFICATIONS A L'ETAT-LIMITE D'UTILISATION.

1.6.1 - Sections homogénéisées.

BP 18,4 Pour le calcul des contraintes normales dues à toutes les actions autres que la précontrainte appliquée au relâchement des fils (1), on peut prendre en compte la section des armatures de précontrainte multipliée par un coefficient d'équivalence E_a/E_v ou E_a/E_i selon la durée d'application des actions considérées (E_v et E_i étant les modules de déformation différée et instantanée du béton, E_a celui de l'acier).

Pour le calcul des contraintes dues à toutes les actions, il peut être tenu compte de la section des armatures passives de complément dans les mêmes conditions que ci-dessus.

Toutefois une exception importante concerne le dimensionnement des armatures passives (voir ci-après § 1.6.4).

1.6.2 - Résistances caractéristiques du béton.

BP 41 La résistance caractéristique du béton σ'_j en compression est choisie réglementairement de manière que la probabilité p d'avoir sur une éprouvette une résistance inférieure à σ'_j soit au plus égale à 0,10.

L'annexe B à la circulaire du 13 Août 1973 donne des instructions, à caractère transitoire, quant au choix de σ'_j .

Si on désire fixer cette valeur à partir de l'expérience antérieure, en l'absence d'interprétation conforme à l'annexe B à la Circulaire du 13 Août 1973, il est prudent de se baser sur les 7/10 des résistances moyennes observées.

La résistance caractéristique du béton à la traction σ_j se déduit de σ'_j par la formule :

$$\sigma_j \text{ (t/m}^2\text{)} = 61,2 + 0,06 \sigma'_j \text{ (t/m}^2\text{)}$$

(1) Lorsqu'il est tenu compte du poids propre dans le calcul des pertes par déformation instantanée du béton, les contraintes normales dues au poids propre appliqué au relâchement des armatures, se calculent en section non homogénéisée.

En aucun cas, la résistance caractéristique d'un béton ne saurait être confondue avec sa résistance nominale.

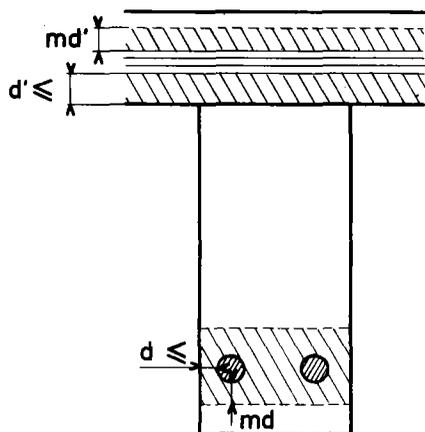
1.6.3 - Genres de vérification à l'état-limite d'utilisation.

La définition des genres de vérification fait intervenir les notions de section d'enrobage et de zone d'enrobage.

La section d'enrobage est la partie de la section totale qui entoure les armatures de précontrainte jusqu'à une distance égale à m fois la distance minimale admise entre ces armatures et les parois du béton.

La zone d'enrobage est la partie de la pièce qui enveloppe les armatures de précontrainte quelle que soit leur direction jusqu'à une distance égale à m fois la distance minimale admise entre ces armatures et les parois du béton.

La précontrainte bi-directionnelle (précontrainte longitudinale + précontrainte transversale du hourdis) est rare en matière de pré-tension.



Le coefficient m est égal à 1, sauf prescriptions contraires du CPS.

En précontrainte par adhérence appliquée aux ponts, l'épaisseur minimale de béton à réserver entre les armatures de précontrainte et les parois de béton est de 3 cm en général (sous réserve de la résistance du béton aux efforts d'éclatement), cette valeur pouvant être portée à 5 cm en cas d'atmosphère agressive.

Avant d'énoncer les différents genres de vérification, il convient de définir, sur le plan de la résistance des sections, les différents états-limites qui peuvent être considérés :

- l'état-limite de décompression, cet état-limite n'est pas dépassé sous un chargement considéré si le béton ne supporte aucune contrainte de traction ;

- l'état-limite de formation des fissures, cet état-limite n'est pas dépassé si le béton supporte des tractions n'excédant pas σ_j , c'est-à-dire sa résistance à la traction ;

- l'état-limite d'ouverture des fissures où les contraintes de traction supportées par le béton sont plus élevées.

A chacun de ces états limites correspond un genre de vérification :

en genre I, l'état-limite de décompression ne doit pas être atteint

en genre II, l'état-limite de formation des fissures ne doit être atteint en aucun point de la section d'enrobage et l'état-limite de décompression ne doit être atteint en aucun point de la section d'enrobage sous l'effet des actions de longue durée - En dehors de la section d'enrobage les conditions à respecter conduisent à distinguer 2 sous-genres dénommés II_a et II_b .

en genre III, l'état-limite d'ouverture des fissures ne doit pas être atteint dans la section d'enrobage.

Choix du genre de vérification.

Le genre III (sous-genre III_a) nécessite, pour être admis, une justification vis-à-vis de la fatigue ; ^a cette justification n'est pas envisagée ici. De plus, il nécessite des précautions particulières concernant l'adhérence des armatures et le ferrailage passif. Nous ne considérons pas son emploi comme devant être exclu sur les ponts à faible trafic en l'absence d'atmosphère agressive, mais les réalisations à ce sujet devront être considérées jusqu'à nouvel ordre comme des réalisations expérimentales dont on ne pourra observer le résultat qu'après de nombreuses années.

Quant au genre I, dont l'étude ne présente pas de difficulté, son emploi n'aurait à peu près aucun sens pour ce type d'ouvrage qui est essentiellement lié à la précontrainte partielle aux extrémités.

En règle générale, les aciers étant concentrés le long de l'intrados, le genre II_b sera admis. Le genre II_a peut être choisi sans difficultés si on juge utile un surcroît de précautions contre la fissuration à l'extrados (ponts salés pendant l'hiver).

Les contraintes limites sous sollicitations normales pour les genres II_a et II_b que nous considérerons désormais pour la précontrainte par adhérence sont alors résumées dans le tableau ci-après :

Contrainte limite en compression (en section courante, zones d'about exceptées)

$\frac{\sigma_j}{\gamma_b}$ avec $\gamma_b = 1,5$ en phase de construction
 $\gamma_b = 1,8$ en service (1)

(sauf prescriptions contraires du C.P.S.)

Contraintes limites en traction :

En genre II, les contraintes de traction ne doivent pas dépasser les valeurs du tableau suivant dans lequel les états-limites à respecter en dehors de la section d'enrobage conduisent à distinguer deux sous genres II_a et II_b .

(1) Un coefficient $\gamma_b = 1,6$ peut être admis en service sous certaines conditions (cf. BP 21,31 texte et commentaire).

21,31

21,32

sous genre	dans la section d'enrobage			hors section d'enrobage		
	construction	actions longue durée seules	autres cas	construction	actions longue durée seules	autres cas
II _a	σ_j	0	σ_j	σ_j	σ_j	σ_j
II _b	σ_j	0	σ_j	$1,8 \sigma_j$	$1,3 \sigma_j$	$1,6 \sigma_j$

1.6.4 - Armatures passives longitudinales.

1.6.4.1 - densité minimale

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre doit être de 2 à 3 cm² par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à leur direction, sans pouvoir être inférieure à 0,10 % de la section du béton de la poutre.

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la section transversale d'une poutre doit être d'au moins 1,5 cm² à 2 cm² par mètre de longueur de poutre.

1.6.4.2 - Reprise conventionnelle des tractions du béton.

La section d'armatures longitudinales doit être au moins égale à la somme des deux termes suivants :

- 0,1 % de l'aire de la partie de béton tendu

- le quotient de l'effort de traction équilibré par le béton tendu (supposé non fissuré) par la limite élastique des armatures, bornée supérieurement à 42 000 t/m².

Cet effort de traction est calculé par référence au diagramme des contraintes normales sous la sollicitation de calcul la plus défavorable, contraintes calculées en section nette.

Si le coefficient de fissuration des armatures de précontrainte est supérieur à 1, la quantité obtenue peut être diminuée d'une quantité A_p qui représente la section d'armatures de précontrainte situées à une distance du parement le plus tendu au plus égale aux 2/3 de la hauteur du béton tendu.

Dans ce dernier cas, le deuxième terme de la somme ci-dessus est calculé en remplaçant σ_e par la plus petite des valeurs suivantes :

$$\frac{\sigma_e}{\gamma_g} - \sigma_p$$

26 520 η (en t/m²)

Dans ces expressions :

η est le coefficient de fissuration des armatures de précontrainte

σ_p est la tension probable des armatures sous actions de longue durée, qui est la moyenne arithmétique entre les valeurs caractéristiques maximales et minimales.

Nota : Dans l'ignorance des valeurs du coefficient η selon les armatures de précontrainte à haute résistance nous conseillons l'attitude suivante :

- fils crantés : pas de diminution de la densité d'armatures longitudinales calculées par référence à la quantité σ_e (ou 42000 t/m²)

- torons : prendre $\eta = 1$

1.6.5 - Contrainte de cisaillement admissible à l'état limite d'utilisation

P 28

$$\tau_{ut} \leq 0,25 \left(1 + \frac{\sigma'_x}{\sigma'_j} \right) \sqrt{\left(\frac{\sigma'_j}{\gamma_b} - \sigma'_x \right) \left(k \sigma_j + \sigma'_x \right)}$$

Dans le cas (général) où il n'existe pas de précontrainte verticale :

$k = 0$ (genre I) ou 1 (genre II)

$\gamma_b = 1,5$

σ'_x = contrainte normale au niveau de calcul de la contrainte de cisaillement.

P 30,1

Toutefois une restriction, importante en pré-tension, concerne la vérification des zones d'about dans le cas où la section vérifiée est à l'intérieur de la zone d'établissement de la précontrainte (voir définition au chapitre 2 ci-après) ; dans ces sections, il conviendra en effet de prendre $\sigma'_x = 0$

1.6.6 - Vérification des sections d'about.

Elles sont examinées au chapitre suivant. Ce sont elles qui déterminent en règle générale le coffrage aux abouts.

1.7 - VERIFICATIONS A L'ETAT-LIMITE ULTIME DE RESISTANCE.

1.7.1 - Moment fléchissant.

Le but des vérifications à l'état-limite ultime vis-à-vis du moment fléchissant est de s'assurer que les sollicitations de calcul ne dépassent pas les sollicitations limites ultimes correspondant aux résistances de calcul des matériaux (aciers de précontrainte, armatures passives, béton).

Ces résistances de calcul s'obtiennent à partir des diagrammes contraintes - déformations relatives, ces déformations relatives étant limitées, à partir de l'état neutre de déformation de la section, aux valeurs suivantes :

- 10 ‰ (allongement) pour les aciers de précontrainte et les armatures passives

- 3,5 ‰ (raccourcissement) pour le béton.

On trouvera dans la pièce 3 de ce dossier un exemple commenté des justifications à produire.

1.7.2 - Effort tranchant.

Les vérifications comportent une vérification de la résistance du béton de l'âme et un dimensionnement des armatures verticales ; la contrainte de cisaillement τ_{ul} , calculée sous sollicitations ultimes est une valeur conventionnelle.

1.7.2.1 - Résistance du béton de l'âme.

Il convient de vérifier que

$$\frac{2 \tau_{ul}}{\sin 2\beta} \leq \frac{\sigma'_j}{2,5}$$

Pour ce type d'ouvrage, cette justification n'est généralement pas déterminante.

1.7.2.2 - Dimensionnement des armatures verticales.

a) Un minimum d'armatures d'âme est exigé, il est donné par la condition suivante :

$$\sigma'_x + \frac{A_t}{b_o t} \sigma_e \geq \min\left(\frac{\tau_{ul}}{2}, 100 \text{ t/m}^2\right)$$

avec pour unités la tonne et le mètre.

A_t étant la section d'un cours d'étriers

t étant l'espacement entre deux cours successifs

b_o étant l'épaisseur de l'âme.

b) Sous réserve de la vérification ci-dessus, les étriers sont dimensionnés, vis-à-vis de l'état-limite ultime, avec un angle de fissuration probable β de la poutre tel que :

$$\text{tg } 2\beta = \frac{2 \tau_{ul}}{\sigma'_x}$$

En pré-tension, lorsque la section vérifiée se situe à l'intérieur de la zone d'établissement de la précontrainte (voir définition chapitre 2

BP 30,1

ci-après) il convient de prendre $\sigma'_x = 0$ donc $\beta = 45^\circ$, pour toutes les sections contenues sur la longueur ℓ_e .

Les armatures d'âme de section A_t et d'espacement t doivent vérifier la relation

BP 29,23

$$\frac{A_t \sigma_e}{b_0 t} \cdot \operatorname{tg} \beta > \tau_{ul} \cdot \operatorname{tg} \beta - 1,51 \sqrt{\sigma'_j}$$

avec pour unités la tonne et le mètre.

Dans la zone d'about, la densité d'armatures d'âme déterminée en application de la même règle (avec $\beta = 45^\circ$), doit régner sur une longueur au moins égale à $0,8 h_t$ à partir de l'axe d'appui.

En pratique, comme $\beta = 45^\circ$ pour toutes les sections situées à l'intérieur de ℓ_e , on est conduit à maintenir cette densité sur toute la longueur ℓ_e .

CHAPITRE 2

VERIFICATION DES SECTIONS D'ABOUT

La vérification des sections d'about est faite par référence à l'état-limite d'utilisation.

Une étude préalable du mode d'établissement et de diffusion de la précontrainte par adhérence va nous permettre de commenter les règles de calcul prescrites par la nouvelle réglementation.

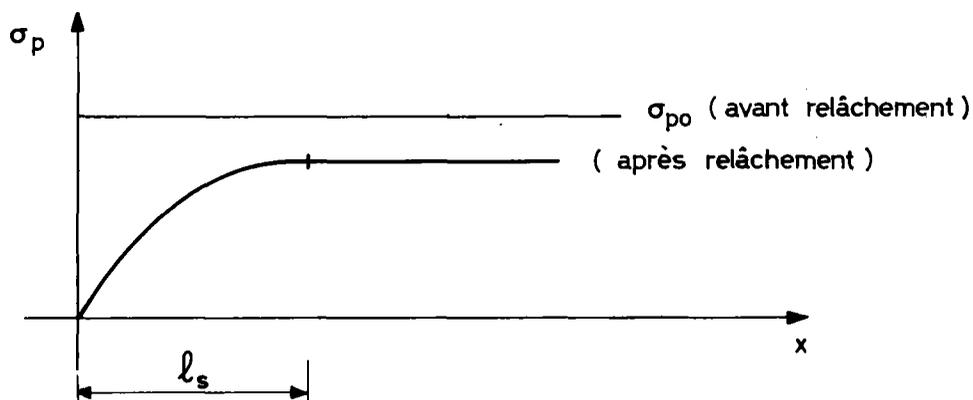
2.1 - DIFFUSION DE LA PRECONTRAINTÉ PAR ADHERENCE.

2.1.1 - Longueur de scellement.

La définition de la longueur de scellement résulte d'une évidence : la mise en charge acier-béton n'est pas immédiate sur la longueur de l'armature pré-tendue ; la tension σ_{po} de l'armature est nulle à l'extrémité de la poutre et passe graduellement à sa valeur courante σ_p

La longueur le long de laquelle la tension de l'armature passe de la valeur $\sigma_{po} = 0$ à la valeur σ_p est communément appelée longueur de scellement.

La connaissance de cette longueur de scellement et de la loi de l'effort de précontrainte le long de celle-ci sont indispensables si l'on veut définir une méthode de vérification cohérente des sections d'abouts.



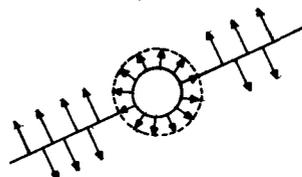
2.1.2 - Mécanisme du scellement.

Le scellement d'une armature pré-tendue est notablement différent de celui qui est considéré en béton armé où les deux matériaux sont en traction : l'adhérence par pré-tension est une adhérence par compression latérale.

En effet, une armature pré-tendue se rétracte après libération, par conséquent son diamètre augmente par effet POISSON : tout se passe comme si un effort de compression était appliqué à une armature à l'état neutre à l'intérieur du béton.

Lors du relâchement des armatures la gaine de béton qui entoure l'acier est mise en compression radiale : la pression latérale de l'armature sur le béton augmente en même temps que l'effort à transmettre, et la rupture d'adhérence survient pour des déformations beaucoup plus importantes qu'en béton armé.

En contrepartie se créent des efforts d'éclatement au sein du béton, efforts qu'il conviendra de reprendre par un frettage approprié ; ce point très important sera développé au § 2.3.1 ci-après.



2.1.3 - Détermination pratique de la longueur de scellement.

2.1.3.1 - Bases théoriques.

L'abondance des paramètres qui entrent en jeu fait de la longueur de scellement une quantité très difficile à évaluer de manière systématique : à titre d'exemple, en cas de rupture de la gaine enserrant l'armature, la longueur de scellement peut augmenter dans des proportions considérables ; or la résistance de cette gaine est liée à la résistance du béton constitutif des poutres ou à la densité de frettage prévue. (Notons toutefois qu'un frettage excessif n'améliore en rien l'efficacité du scellement).

On ne peut mésestimer non plus l'importance des caractères de surface des fils ou des torons.

Un repère physique simple est la rentrée de l'armature à l'intérieur de l'about de la poutre après relâchement des armatures, et c'est évidemment en fonction de ce paramètre mesurable que la plupart des auteurs ont recherché une évaluation pratique de la longueur de scellement.

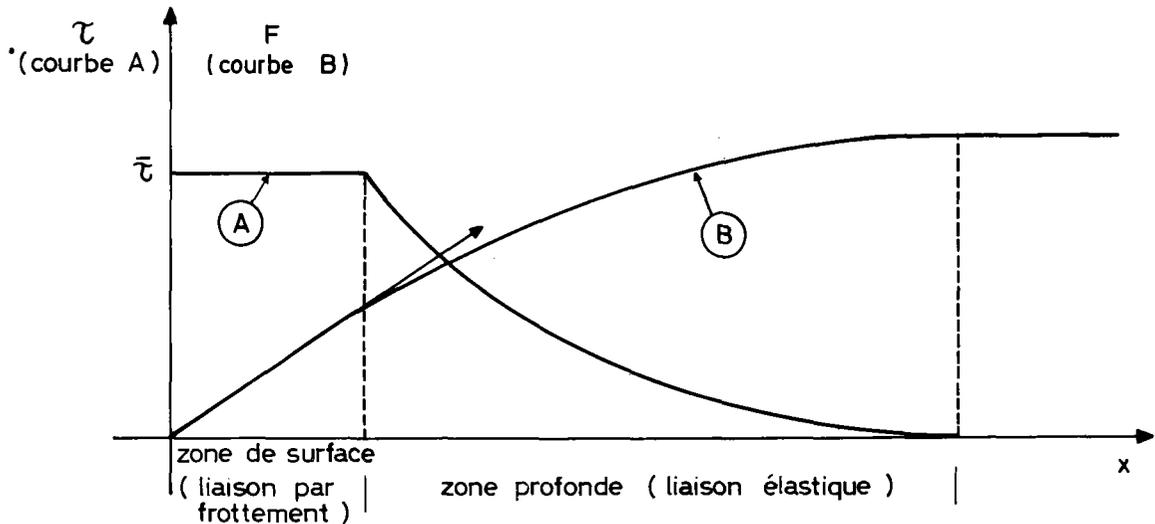
Lorsque l'on chemine de l'about de la poutre vers la section médiane la mise en charge du béton après relâchement se fait de deux manières différentes.

1°) On rencontre tout d'abord une zone d'about dite "zone de surface". Les déplacements sont élevés et il y a rupture d'adhérence entre l'acier et le béton : la transmission de la précontrainte se fait uniquement par frottement.

Il convient toutefois de noter que la contrainte limite d'adhérence est plus élevée qu'en béton armé à cause de l'effet de POISSON.

2°) On rencontre ensuite une zone dite "profonde" où les déplacements sont plus faibles, la liaison est élastique : la contrainte d'adhérence est proportionnelle aux déplacements.

On peut représenter graphiquement le phénomène en portant en ordonnée, en fonction de l'abscisse x , la contrainte d'adhérence (courbe A) et l'effort F effectivement ancré qui en résulte (courbe B).



Il est bien évident que si la contrainte d'adhérence restait partout inférieure à $\bar{\tau}$ on aurait une liaison entièrement élastique sur toute la longueur de scellement.

Le problème majeur est de définir les longueurs respectives de liaison par frottement et de liaison élastique. Nous allons cependant voir qu'en adoptant deux hypothèses extrêmes on a une bonne précision de cette longueur de scellement.

Ces deux hypothèses extrêmes sont les suivantes :

- hypothèse a) la liaison se fait élastiquement sur toute la longueur de scellement : la variation de tension le long de l'armature est exponentielle.

Si g_0 est la rentrée de fil à l'extrémité de la poutre on démontre que la longueur de scellement est :

$$l_s = \frac{3 E a}{\sigma_{pi}} g_0$$

σ_{pi} étant la tension initiale, égale à la tension sur banc diminuée des pertes sur banc.

- hypothèse b) la liaison se fait par frottement sur toute la longueur de scellement, la variation de tension est linéaire sur cette longueur ;

on obtient alors, tous calculs faits : $l_s = \frac{2 E a}{\sigma_{pi}} g_o$

Finalement, l'expression : $l_s = \frac{2,8 E a}{\sigma_{pi}} g_o$

donne une valeur plausible, supérieure à la moyenne des deux expressions car, dans l'hypothèse b), il y a toujours un raccordement élastique inévitable au voisinage de l'extrémité de la longueur de scellement.

2.1.3.2 - Longueur conventionnelle et longueur nominale de scellement.

La longueur conventionnelle de scellement est obtenue par mesure des rentrées de fils sur éprouvettes confectionnées et mises en tension selon un mode opératoire défini par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées ; l'évaluation de cette longueur se réfère à la formule ci-dessus. La longueur conventionnelle de scellement qui en résulte figure au nombre des caractères technologiques définis par le fascicule 4, titre II du C.P.C. (armatures en acier à haute résistance pour constructions en béton précontraint par pré- ou post-tension).

La longueur nominale de scellement l_{sn} est celle qui sera utilisée dans le projet ; elle est susceptible de différer de la précédente du fait qu'un grand nombre de paramètres, indépendants de la qualité des armatures, ont une influence sur le scellement (qualité du béton, fretage d'extrémité notamment).

En l'état actuel des recherches, il est bien difficile d'établir une corrélation entre ces deux valeurs ; nous conseillons l'attitude suivante quant au choix de l_{sn} :

a) si la même armature a été antérieurement mise en oeuvre dans des conditions similaires, on prendra pour l_{sn} la valeur :

$$\frac{2,8 E a}{\sigma_{pi}} g_o ;$$

g_o étant la moyenne des mesures des rentrées de fils constatées antérieurement, majorée de 15 % (voir ci-dessous).

b) dans le cas contraire, on prendra pour l_{sn} la valeur de la longueur conventionnelle de scellement.

Au stade de l'exécution, il restera à vérifier que la moyenne de la longueur de scellement, résultant des mesures de rentrées de fils, reste voisine de la longueur l_{sn} prise en compte dans les calculs et que sa dispersion n'est pas anormale. La longueur de scellement augmentant d'environ 15 % dans les jours qui suivent le relâchement des armatures, la longueur l_s constatée à la détension doit être majorée d'autant.

Dans les conditions réglementaires actuelles, les modifications du projet en cas de dépassement substantiel de l_{sn} en valeur moyenne générale, portent sur les deux points suivants :

a) prolongement des armatures verticales d'âme sur la nouvelle longueur d'établissement de la précontrainte (selon définition du § 2.1.4) et éventuellement prolongement des blochets (surépaisseur de l'âme aux abouts) sur la même longueur.

b) renforcement des armatures passives longitudinales de complément dans le talon de la poutre.

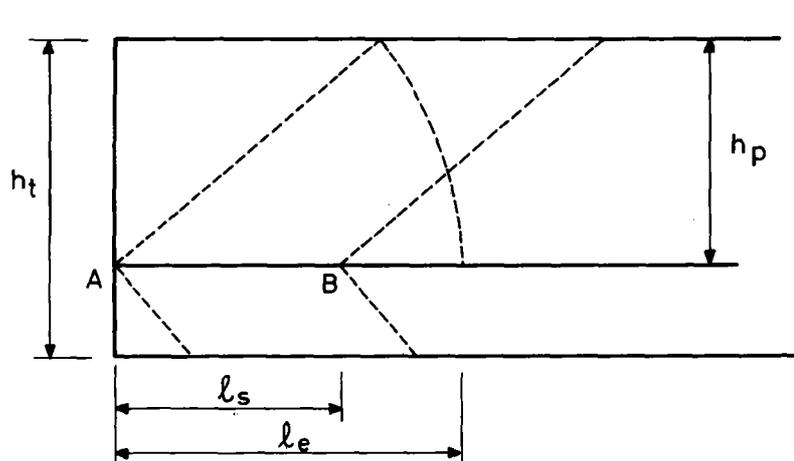
En ce qui concerne la dispersion, il faut considérer qu'un dépassement de $1,2 l_{sn}$ ($\gamma_l \max l_{sn}$) par la longueur l_s moyenne pour un about d'une poutre excéderait ce qui est normalement contenu dans les coefficients de sécurité et que la question d'accepter ou refuser cette poutre doit alors être examinée.

Ces problèmes mettent en évidence tout l'intérêt des épreuves de convenance et des mesures de rentrées d'armatures lors de la production car elles permettent, non seulement d'évaluer la longueur de scellement mais aussi d'apprécier la qualité du béton dans une zone où la présence d'armatures actives et passives en forte densité peut parfois nuire à un bon déroulement des opérations de bétonnage.

2.1.4 - Longueur d'établissement de la précontrainte.

La notion de longueur de scellement ne saurait être une notion complète pour couvrir l'ensemble des phénomènes qui se produisent dans la section d'about : la précontrainte du béton qui résulte de l'adhérence des fils pré-tendus doit intéresser toute la section de béton.

Nous définirons donc la longueur d'établissement de la précontrainte : c'est la valeur de l'abscisse au-delà de laquelle la compression due à la précontrainte intéresse toute la section. Le schéma ci-après permet de mieux comprendre cette notion : admettons pour simplifier, que la précontrainte se diffuse à l'intérieur d'un cône de révolution dont les génératrices font avec l'armature un angle égal à $\text{Arc tg } 2/3$.



Si toute la précontrainte était appliquée en A cette compression moyenne serait assurée sur toute la section à l'abscisse $1,5 h_p$.

Si, au contraire, la précontrainte s'appliquait brutalement en B la longueur d'établissement serait $l_s + 1,5 h_p$.

Comme la précontrainte s'applique graduellement entre A et B la longueur d'établissement est intermédiaire entre ces valeurs extrêmes et nous retiendrons pour l_e la valeur suivante :

$$l_e = \sqrt{l_s^2 + h_p^2}$$

2.2 - BASES REGLEMENTAIRES DES CALCULS JUSTIFICATIFS.

Dans le cadre de la nouvelle réglementation, il est fait appel à la notion de "valeur caractéristique" c'est-à-dire la quantité (action, résistance, longueur) qui présente une probabilité donnée d'être dépassée dans un sens défavorable pour la sécurité de la construction.

Lorsque plusieurs actions agissent en opposition il est défini pour chacune d'entre elles une valeur caractéristique maximale et une valeur caractéristique minimale.

a) Si nous appliquons cette notion au cas particulier de la précontrainte, nous définirons ainsi les deux valeurs caractéristiques de la tension à un instant j, d'une armature en un point donné d'abscisse x, compte tenu de la tension initiale des armatures sur banc σ_{po} .

- valeur caractéristique maximale

BP 12,4 (P₁) $1,02 \sigma_{po} - 0,8 \Delta \sigma_{pj} (x)$

- valeur caractéristique minimale

(P₂) $0,98 \sigma_{po} - 1,20 \Delta \sigma_{pj} (x)$

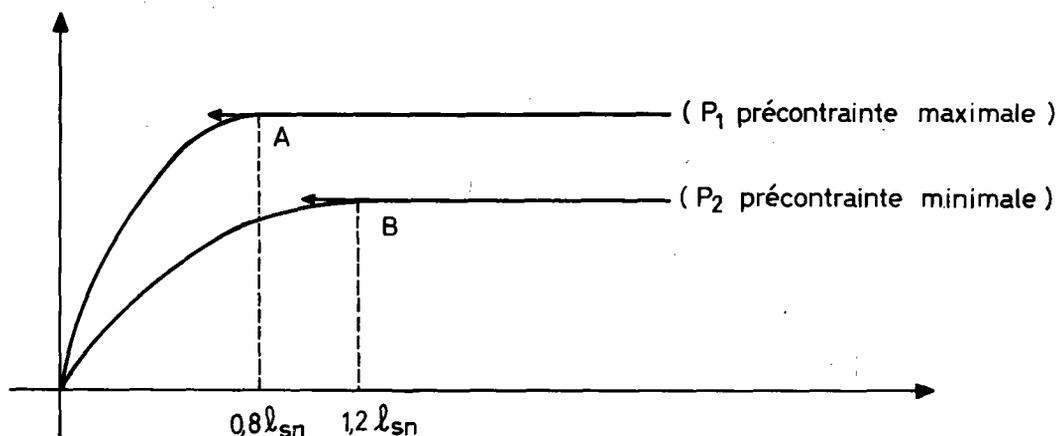
Dans ces expressions :

$\sim \sigma_{po}$ désigne la tension dans les armatures avant relâchement (tension sur banc)

$\sim \Delta \sigma_{pj} (x)$ désigne la valeur des pertes de tension, instantanées et différées au point d'abscisse x et au jour j.

b) De la même manière, nous définirons deux valeurs caractéristiques extrêmes de la longueur de scellement l_s . Ces deux valeurs sont définies par un coefficient γ_l affecté à l_{sn} . Selon l'article 34,2 du règlement $\gamma_l = 0,8$ ou $1,20$.

c) La combinaison des valeurs caractéristiques extrêmes, de la précontrainte d'une part, et de la longueur de scellement d'autre part conduit à définir deux diagrammes extrêmes de croissance de l'effort de précontrainte dans les zones d'abouts, en fonction de l'abscisse x.



BP 34,2

Entre l'origine et le point A (ou le point B) la croissance est d'abord théoriquement linéaire, la droite représentative se raccordant au palier P1 (ou P2) par un arc de courbe exponentielle.

Dans la pratique le règlement admet que les courbes OA et OB sont des arcs de paraboles d'axes verticaux dont les sommets sont respectivement en A et B. Nous retiendrons cependant qu'une telle modélisation peut conduire à de légères surestimations de l'effort effectivement ancré.

d) De la même manière, la longueur d'établissement de la précontrainte aura les deux valeurs caractéristiques regroupées dans la formule ci-dessous :

3P 34,2

$$l_e = \sqrt{(\gamma_l l_{sn})^2 + h_p^2} \quad \text{avec} \quad \gamma_l = 0,8 \text{ ou } 1,20$$

Le choix des valeurs caractéristiques à considérer sera évidemment fait de manière à se placer dans les conditions les plus défavorables pour la vérification entreprise.

2.3 - VERIFICATION DES ZONES D'ABOUTS.

Ces vérifications sont faites en considérant la poutre lors du relâchement des armatures sur banc ; l'état-limite considéré est, rappelons-le, l'état-limite d'utilisation.

Tout ce qui a été dit précédemment sur la longueur de scellement n'a de sens que si le béton qui entoure l'armature est sain. Or ce béton est le siège d'efforts complexes qu'il convient d'évaluer soigneusement de manière à prévoir les dispositions constructives qui en résultent. Les efforts à calculer sont homologues à ceux que l'on rencontre en post-tension à ceci près que l'ancrage est progressif au lieu d'être concentré. Le recensement de ces efforts fait l'objet d'un double examen :

- à l'échelle du paquet d'armatures : tractions inter-armatures
 - efforts de surface (1)
 - efforts d'éclatement dus principalement à l'effet POISSON
- à l'échelle de la pièce : efforts d'équilibre général.

2.3.1 - Effet POISSON.

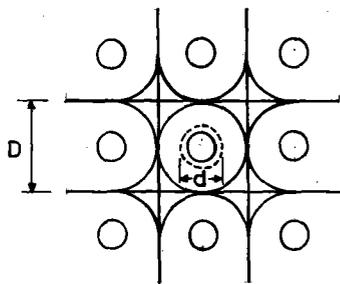
A l'échelle du paquet d'armatures, le règlement n'impose de vérifications que vis-à-vis des efforts d'éclatement dus à l'effet POISSON.

A l'extrémité de la poutre, le fil qui était, avant relâchement, à la tension σ_{po} revient à une contrainte nulle; il se produit un gonflement par effet POISSON; le déplacement radial sera

$$u = v_a \frac{\sigma_{po}}{E_a} \frac{d}{2}$$

d étant le diamètre de l'armature et v_a le coefficient de POISSON de l'acier. Dans le cas d'un toron, en l'absence d'information plus précise, nous pensons qu'on peut prendre pour d le diamètre d'encombrement.

(1) A équilibrer par les armatures de peau (BP 21,41) sans qu'un calcul soit nécessaire. (Voir également BP 34,52, e).



Ce déplacement est faible mais le raccourcissement unitaire est important, théoriquement égal à $2u/D$; nous n'en prendrons que les 8/10 pour tenir compte du fait que le manchon de béton enserrant l'armature a une section rectangulaire.

La compression radiale σ'_r qui en résulte crée une contrainte circonférentielle de traction σ_t qui tend à faire éclater la gaine de béton enserrant l'armature.

La théorie des tubes à paroi épaisse fournit une valeur moyenne de la contrainte de compression radiale de l'armature sur la gaine de béton :

$$\sigma'_r = 0,8 v_a \frac{E_b}{E_a} \frac{d}{D} \sigma_{po}$$

L'ordre de grandeur de cette contrainte et l'importance des déformations relatives montrent qu'il y a plastification du béton au voisinage immédiat de l'armature, ce qui rend toute approche par le calcul très complexe.

Nous pensons tenir une bonne approximation des contraintes moyennes de traction d'éclatement par la formule empirique suivante :

$$\sigma_t = \frac{\sigma'_r}{2} \frac{d}{D}$$

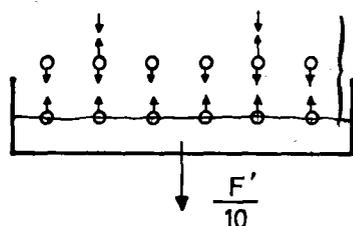
En règle générale il suffira de s'assurer qu'une densité d'armatures suffisante enserre convenablement toutes les armatures de précontrainte de manière à équilibrer dans un plan quelconque un effort de traction égal à $0,04 F$, F représentant la valeur caractéristique maximale (au relâchement des armatures) de la précontrainte à ancrer ; F est l'effort total dû à l'ensemble des armatures d'une même section transversale.

Ces armatures doivent se répartir sur une longueur égale à $\frac{l_{sn}}{4}$ à partir de l'about, leur taux de travail étant limité aux 2/3 de leur limite d'élasticité.

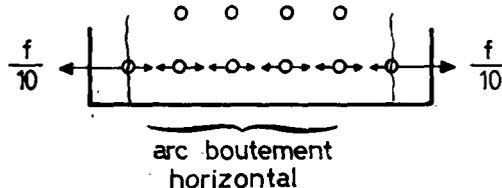
Toutefois, cette règle tenant compte des possibilités d'arc-boutement des nappes de fils entre elles, il convient de s'assurer que, si on considère le plan contenant la nappe d'armatures de précontrainte la plus proche d'un parement, les armatures passives normales à ce plan permettent d'équilibrer un effort égal au 1/10 de l'effort de précontrainte F des armatures contenues dans ce plan.

Cette condition devient déterminante lorsque les armatures de précontrainte sont groupées en un nombre restreint de nappes.

Dans le cas d'une armature isolée, l'effort de traction représente également le dixième de l'effort de précontrainte f qu'elle apporte.



arc-boutement vertical



arc-boutement horizontal

P 34,62

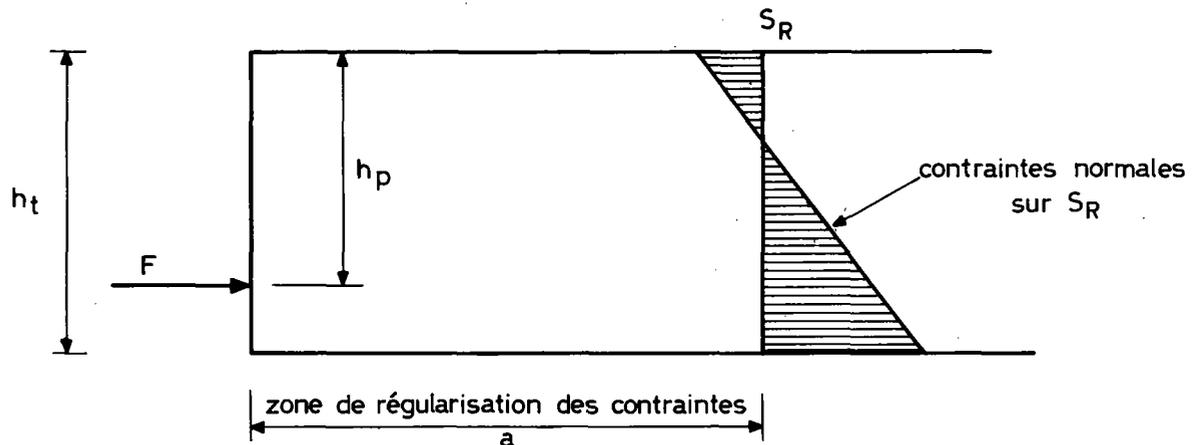
> 34,62
mmentaire

Notons à ce propos que la plupart des disparités dans les mesures de rentrées de fils proviennent d'un frettage mal dimensionné ou inadéquat vis-à-vis de l'effet POISSON.

2.3.2 - Efforts d'équilibre général.

2.3.2.1 - Zone de régularisation des contraintes.

Nous définirons tout d'abord la zone de régularisation des contraintes qui est une longueur comptée à partir de l'about à l'extrémité de laquelle la distribution des contraintes normales est linéaire dans la section S_R considérée.



En pré-tension, la longueur a de cette zone est le maximum pris entre :

- la dimension de la pièce dans la direction où se fait la diffusion (par exemple h_t hauteur totale si l'on étudie la diffusion dans un plan vertical)

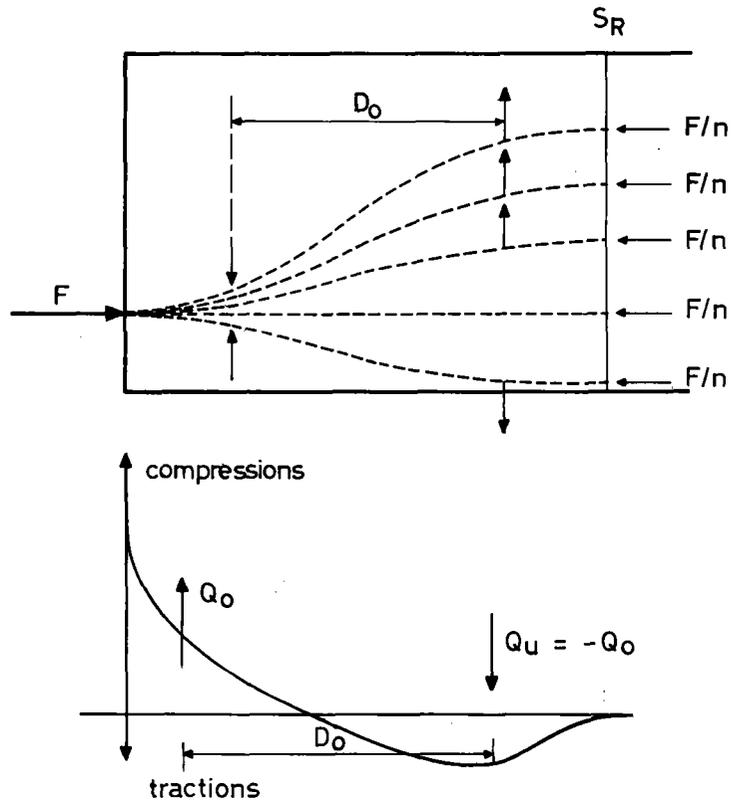
- l'expression $\sqrt{(0,8 \ell_{sn})^2 + h_p^2}$

34,2

2.3.2.2 - Méthode de calcul.

On décompose ensuite la section S_R en n compartiments tels que la résultante des contraintes dans chaque compartiment soit le nième de l'effort F .

Dans ces conditions les trajets des efforts de l'ancrage à chaque compartiment sont des courbes en S dont les courbures créent des poussées au vide - ces poussées au vide s'inversent avec le sens des courbures et leur diagramme (intensité en fonction de l'abscisse) est représenté sur le schéma ci-après.

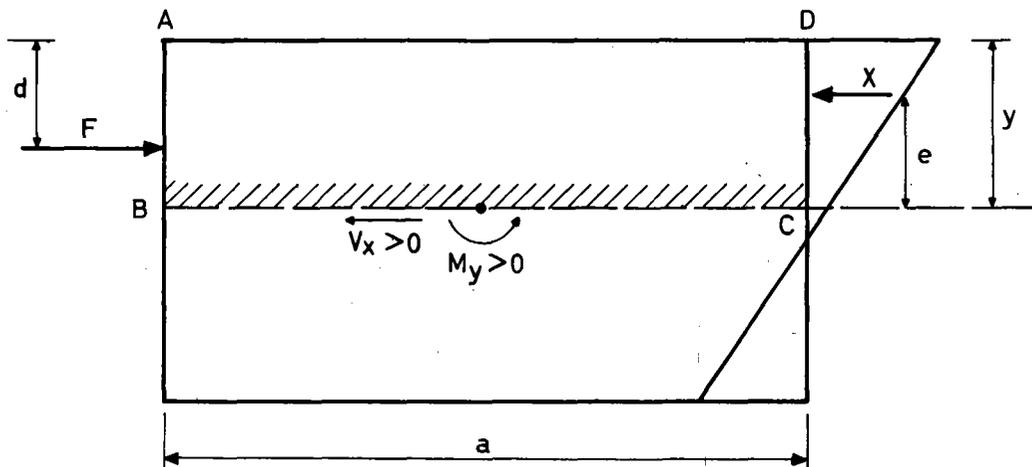


On rencontre donc, sur un plan horizontal et à l'intérieur de la zone de régularisation des contraintes, des zones en compression et des zones en traction.

L'ensemble des forces Q_0 et Q_u forme globalement un système équivalent à zéro ; sur un plan horizontal donné les tractions ont une résultante ; le problème est de rechercher sur quel plan la résultante de ces tractions passe par la valeur maximale et définir un ferrailage passif pour l'équilibrer.

Nous donnons ci-après la méthode proposée en annexe au nouveau règlement de béton précontraint.

L'équilibre général de l'élément ABCD isolé du reste par un plan de coupe parallèle à l'axe longitudinal de la pièce est obtenu en ajoutant aux efforts appliqués sur les faces extérieures, un effort tranchant V_x et un moment fléchissant M_y .



BPA IV 1,11

$$V_x = F - X$$

$$M_y = F(y-d) - Xe$$

$$\text{avec } X = \sum_y b \sigma_x$$

b étant la largeur de la pièce au droit du point soumis à la contrainte

2.3.2.3 - Contraintes admissibles.

Pour justifier la stabilité de la zone de régularisation, considérée comme une poutre de répartition, il faudra vérifier, quel que soit le plan BC choisi, que les contraintes τ_x et σ_y restent en tous points inférieures aux limites admissibles et définir un ferrailage convenable pour équilibrer M_y et V_x .

Dans le plan de diffusion considéré les contraintes σ_y (s'exerçant alors sur un plan horizontal) et τ (tangentes à ce plan) ont pour expression

BPA IV 1,4

$$\sigma_y = \frac{6M}{b_1 c^2}$$

$$\tau_x = \frac{2V_x}{b_1 a}$$

b_1 étant la largeur de la pièce au niveau y considéré et a la longueur de la zone de régularisation.

Il paraît raisonnable, dans les cas courants, de limiter ces contraintes de la manière suivante :

. traction σ_y

genre I

genre II_a

genre II_b

0,5 σ_j

σ_j

1,3 σ_j

σ_j étant la résistance caractéristique du béton en traction lors du relâchement.

. cisaillement τ_x

La contrainte de cisaillement τ_x se cumulera en service à la contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant général.

Ce cumul des valeurs extrêmes des deux contraintes tangentes est du côté de la sécurité. Il peut être justifié de rechercher le niveau de plan de coupure où la contrainte tangente résultante est maximale.

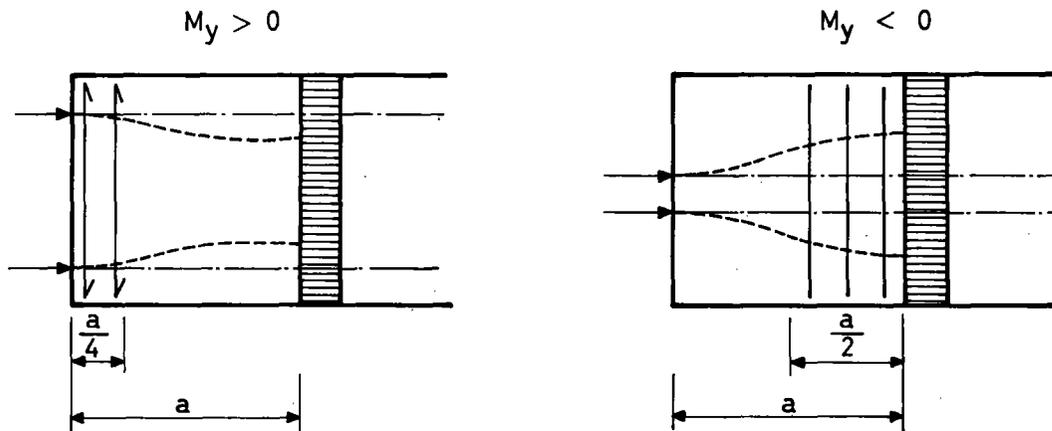
Il est raisonnable de limiter cette contrainte résultante à 1,25 fois la résistance caractéristique en traction du béton à la date d'application des charges.

Au relâchement, il convient également de limiter τ_x à 1,25 σ_j .

2.3.2.4 - Armatures passives.

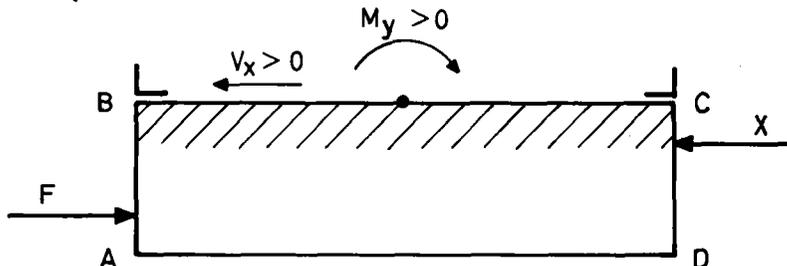
Le ferrailage vertical doit équilibrer la valeur maximale du moment M_y avec un bras de levier conventionnel égal à $\frac{a}{2}$, a étant défini au § 2.3.2.1.

Selon les cas, il sera disposé à l'about ou dans la masse de la pièce.



En pré-tension, la disposition habituelle des armatures verticales, répond au schéma de gauche.

Remarque importante : En pré-tension, l'effort F est généralement appliqué en partie inférieure de la poutre ; il est alors plus pratique de considérer l'élément ABCD situé au-dessous de la trace BC (côté armatures de précontrainte), et non au-dessus. Les expressions de M_y et V_x restent inchangées si l'on respecte la convention de signe suivante



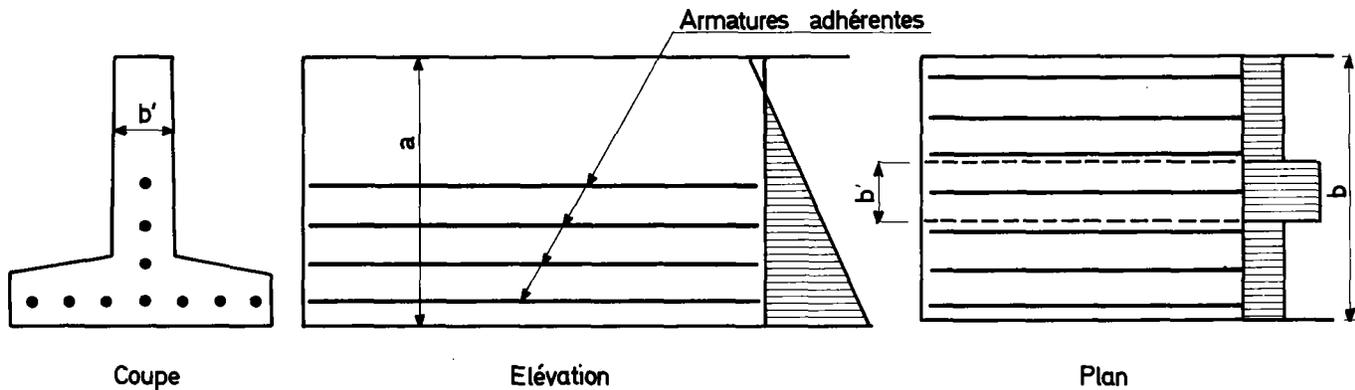
Dans ces conditions, la règle ci-dessus définissant la position des armatures verticales selon le signe de M_y reste inchangée.

Remarque : Diffusion dans le plan horizontal.

Les calculs développés ci-dessus valent aussi bien pour la diffusion dans un plan vertical que pour la diffusion dans un plan horizontal. Un point important au niveau des dispositions constructives mérite néanmoins d'être souligné.

Il faut en effet s'efforcer, pour limiter les efforts d'équilibre général, d'assurer aux armatures de précontrainte une répartition entre l'âme de la pièce et les débords du talon, qui soit homothétique de la répartition des efforts normaux correspondants dans la section transversale S_R .

Lorsque cette condition n'est pas satisfaite il y a risque de fendage à la jonction âme-talon et les armatures de couture sont particulièrement nécessaires.



2.3.3 - Compression limite du béton.

La contrainte de compression est limitée à la valeur $\frac{\sigma_j}{1,8}$ (ou $\frac{\sigma_j}{1,5}$ en cours d'exécution) dans les sections situées au-delà de la zone de régularisation des contraintes.

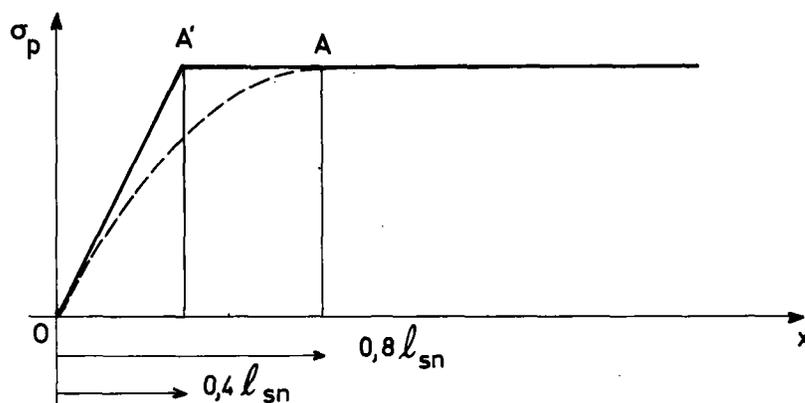
A l'intérieur de cette zone il peut être nécessaire de rechercher le maximum des contraintes locales dans le béton, notamment lorsque la contrainte théorique de compression excède la limite ci-dessus.

Dans ce but, une méthode simple peut être utilisée : elle consiste à supposer que la précontrainte est transmise au béton par n (5 à titre d'ordre de grandeur) ancrages virtuels répartis sur la longueur de scellement.

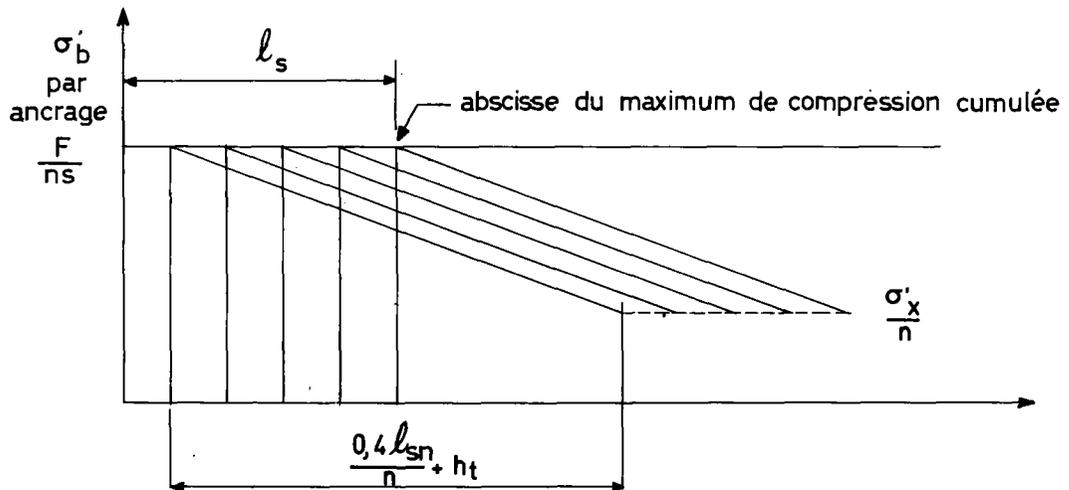
Par ailleurs, on substitue à la croissance parabolique de l'effort de précontrainte, une croissance linéaire s'achevant à l'abscisse $0,4 l_{sn}$.

IPA IV 1,41 a

Chacun des ancrages virtuels a une longueur d'établissement égale à $\frac{0,4 l_{sn}}{n} + h_t$, h_t étant la hauteur de la pièce dans le plan de diffusion.



La contrainte longitudinale du béton due à un ancrage fictif varie linéairement de $\frac{F}{ns}$ à l'ancrage, à la valeur $\frac{\sigma'_x}{n}$ à la distance $\frac{0,4 l_{sn}}{n} + h_t$ de cet ancrage.



s désigne l'aire de béton délimitée par le contour situé à une distance de la périphérie du paquet d'armatures égale à l'enrobage de ces dernières (3 cm en général), ou encore par les frettages d'extrémité enserrant les armatures de précontrainte.

La superposition des diagrammes élémentaires afférents à chaque ancrage fictif donne la variation, en fonction de l'abscisse, de la contrainte locale de compression dans le béton.

On constate généralement que le diagramme résultant passe par un maximum ; la vérification est assurée si la contrainte maximale de compression locale n'excède pas $\sigma'_j/1,3$.

2.4 - ZONE D'APPUI SIMPLE D'ABOUT.

Il est rappelé que les vérifications à l'effort tranchant des sections d'about (situées à une distance de l'about inférieure à l_e) font l'objet de règles particulières énoncées au chapitre 1 dans les paragraphes 1.6.5 (état-limite d'utilisation) et 1.7.2 (état-limite ultime).

Les vérifications énumérées ci-après sont faites vis-à-vis de l'état-limite d'utilisation sur l'ouvrage en service ; elles comportent

- a) l'équilibre de la bielle d'effort tranchant ;
- b) la résistance en compression de cette bielle ;
- c) l'équilibre du coin inférieur.

Il est admis qu'à l'appui simple d'about d'une poutre précontrainte, l'effort tranchant est transmis à travers une fissure unique, ayant une inclinaison β .

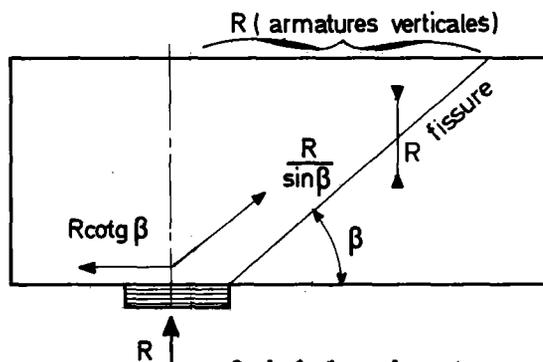
sur l'axe longitudinal de la pièce ; cette inclinaison β est l'angle avec la fibre moyenne, de la contrainte principale de compression dans le béton supposé non fissuré, au niveau du centre de gravité de la section d'appui.

La valeur de l'angle β à considérer dépend de la position de l'appui :

a) lorsque le nu de l'appui simple côté travée est situé à une distance de la face d'about au moins égale à la valeur caractéristique maximale de la longueur d'établissement, c'est l'inclinaison β tenant compte de l'effort normal de précontrainte qui est à considérer (avec une valeur plancher de 30°).

b) dans le cas contraire (qui est le plus général) on doit prendre $\beta = 45^\circ$.

BP 35,2 2.4.1 - Equilibre de la bielle d'effort tranchant.



Les conditions d'équilibre de la bielle d'effort tranchant imposent :

- des armatures verticales dimensionnées pour reprendre l'effort R
- des armatures horizontales longitudinales en partie inférieure de la poutre pour reprendre l'effort $R \cotg \beta$

2.4.1.1 - Armatures verticales.

Si A_t est la section de chaque cours d'étrier, l'espacement maximal entre cours d'étriers est donné par la relation

$$t = \frac{z A_t \cotg \beta \frac{2}{3} \sigma_e}{R}$$

Dans cette relation :

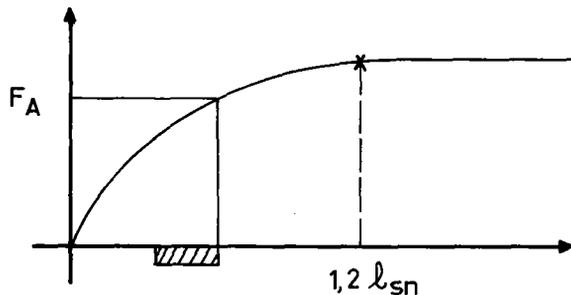
- z est le bras de levier du couple élastique que l'on peut prendre égal à 0,8 fois la hauteur totale dans le cas des poutres à talon.
- σ_e est la limite élastique de l'acier constitutif des étriers.

Cet espacement est maintenu sur la longueur $0,8 h_t$. Mais le renforcement des armatures résultant des règles rappelées en tête du § 2.4. peut régner sur une longueur supérieure (jusqu'à ℓ_e à partir de l'about).

2.4.1.2 - Armatures longitudinales de nappe inférieure.

L'effort horizontal $R \cotg \beta$, augmenté de l'effort horizontal F_E sollicitant l'appareil d'appui doit être équilibré.

On considère cet équilibre comme assuré lorsque la moitié de l'effort de précontrainte F_A effectivement ancré, au droit du nu de l'appui côté travée, est au moins égal à $R \cotg \beta + F_E$.



F_A est calculé en valeur caractéristique minimale en considérant la valeur caractéristique maximale de ℓ_s

Si cette vérification n'est pas satisfaite ($R \cotg \beta + F_E - \frac{F_A}{2} > 0$)

BPA IV 2,1

nous conseillons l'attitude suivante, inspirée de la nouvelle réglementation (annexe IV).

a) Augmenter la longueur de l'about si $R \cotg \beta + F_E$ est supérieur à F_A

b) Si $R \cotg \beta + F_E$ est inférieur à F_A , la stabilité de la bielle pourra être vérifiée par les règles inspirées du béton armé.

Ceci impose :

1) Un renforcement des armatures passives longitudinales de nappe inférieure par rapport au pourcentage minimal.

2) La vérification du scellement droit des armatures passives et des armatures de précontraintes (désormais considérées dans cette zone comme des armatures de béton armé) effectuée à partir de la plus faible des deux valeurs des coefficients $\eta_d(1)$ (selon notation du règlement) relatifs à ces deux types d'armatures.

(1) Ce coefficient est le coefficient ψ_d du fascicule 61 titre VI du C.P.C.

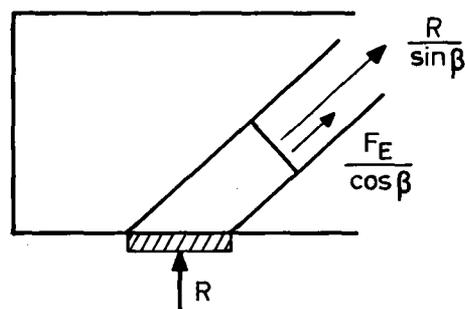
P 35,3

2.4.2 - Résistance de la bielle d'effort tranchant.

Cette bielle est soumise à un effort $R/\sin \beta$ auquel il convient d'ajouter la composante selon la bielle de l'effort horizontal sollicitant l'appareil d'appui soit $F_E/\cos \beta$.

Cet effort s'exerce sur une section qui est la projection, sur un plan perpendiculaire à la bielle, de la surface d'appui. Lorsque la largeur de l'âme est inférieure à la largeur de l'appareil d'appui c'est la largeur de l'âme qui est prise en compte dans le calcul de cette surface.

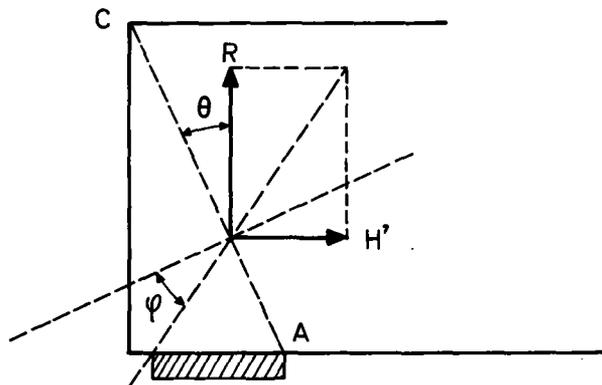
La contrainte de compression de la bielle est limitée à $\frac{\sigma_j}{\gamma_b}$ avec $\gamma_b = 2,2$. En général cette vérification n'est pas déterminante ; elle



pourrait l'être en cas d'appui constitué par une articulation en béton. Dans ce cas, il sera nécessaire de prévoir un sommier fretté au-dessus de l'appui afin d'assurer la diffusion de la réaction dans la pièce. La longueur d'appui à considérer, pour la résistance de la bielle est alors celle intéressée par cet étalement de la réaction d'appui.

3P 35,4

2.4.3 - Equilibre du coin inférieur.



Les efforts auxquels est soumis un coin inférieur étant évalués sous sollicitations d'utilisation, la détermination des armatures correspondantes peut être faite comme indiqué ci-après.

a - les armatures qui assurent la couture des plans suivant lesquels la fissuration de la pièce est la plus probable doivent être capables d'équilibrer un effort horizontal H' tel que la direction de la résultante de R et H' fasse avec la normale au plan de rupture AC un angle au plus égal à φ ; soit $H' \geq \lambda R$, R désignant la réaction d'appui verticale maximale (H' est à majorer éventuellement de la composante horizontale H de la réaction d'appui

lorsqu'elle concourt à l'arrachement du coin inférieur) ; avec

BPA IV
2,22

$$\lambda = \frac{\cotg \varphi - \operatorname{tg} \theta}{1 + \operatorname{tg} \theta \cotg \varphi}$$

θ désignant l'inclinaison sur la verticale du plan de rupture considéré ; et
 φ l'angle de frottement interne du béton, pris, ici, par mesure de sécurité
égal à $\operatorname{Arctg} 2/3$; d'où

$$\lambda = \frac{1,5 - \operatorname{tg} \theta}{1 + 1,5 \operatorname{tg} \theta}$$

CHAPITRE 3

INCIDENCES DU TRAITEMENT THERMIQUE TENSION INITIALE - RELAXATION

Avertissement.

Le nouveau règlement (articles 6,2 et 9,3 notamment) précise que les formules données pour le calcul des pertes de précontrainte doivent être revues dans le cas où le béton subit un traitement thermique. Cette révision est faite dans le présent chapitre, en fonction des connaissances actuelles (le sujet restant évolutif).

Les calculs développés dans ce chapitre sont donc destinés à justifier les ordres de grandeur des pertes d'origine thermique à considérer. Il ne sera généralement pas nécessaire de les reprendre dans chaque cas d'espèce. Les évaluations déduites de cette étude, et que l'on trouvera à la fin de ce chapitre pourront s'avérer suffisantes dans la plupart des cas.

3.1 - PERTES D'ORIGINE THERMIQUE.

Le calcul des pertes d'origine thermique est conduit selon l'hypothèse qu'il n'existe pas de liaison entre les deux matériaux (aciers de précontrainte et béton) avant la phase de montée en température.

3.1.1 - Etude théorique.

3.1.1.1 - Montée en température : l'acier, tendu entre deux points fixes ne peut se dilater librement, il perd donc une fraction de sa tension initiale.

$$\Delta \sigma_{p0} = E_a \alpha_a (\theta_1 - \theta_0)$$

avec :

E_a : module d'élasticité de l'acier

θ_1 : température d'étuvage

θ_0 : température de pré-prise (généralement : température ambiante)

α_a : coefficient de dilatation de l'acier.

3.1.1.2 - Phase isotherme : la liaison devient effective entre les deux matériaux.

3.1.1.3 - Refroidissement : le relâchement des armatures est généralement pratiqué avant retour à la température ambiante afin de limiter le risque de fissuration; soit θ_2 la température à laquelle il s'effectue.

La diminution de la température a pour effet :

- de surtendre les armatures situées en dehors de la poutre ; la surtension est $E_a \alpha_a (\theta_1 - \theta_2)$
- de rétracter le béton ; toutefois le libre déplacement du béton est gêné par les armatures pré-tendues, il se produit donc dans le béton des contraintes de traction au niveau de ces armatures.

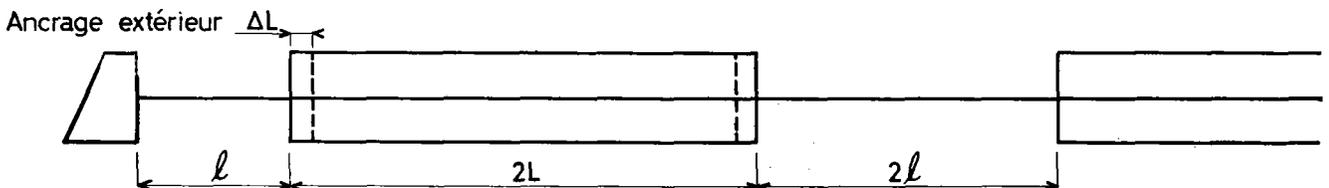
Pour calculer la variation de tension dans les armatures à l'intérieur du béton, il suffit d'écrire que les forces appliquées forment un système équivalent à zéro.

Notations :

L demi-longueur d'une poutre .

l distance séparant la pièce de béton de l'ancrage extérieur ou demi-distance entre faces en regard de deux poutres voisines .

ΔL raccourcissement de la pièce de béton au niveau du barycentre des armatures à chaque extrémité.



Désignons par A et B les sections respectives des aciers de précontrainte et du béton (section totale (1) de la poutre). L'effort exercé par les aciers "extérieurs" est :

$$A \left[\sigma_{po} - E_a \alpha_a (\theta_1 - \theta_0) + E_a \alpha_a (\theta_1 - \theta_2) + \frac{\Delta L}{l} E_a \right]$$

L'effort exercé par les aciers "intérieurs" est :

$$A \left[\sigma_{po} - E_a \alpha_a (\theta_1 - \theta_0) + E_a \alpha_a (\theta_1 - \theta_2) - \frac{\Delta L}{L} E_a \right]$$

L'effort exercé sur le béton est, au niveau des armatures :

$$BE_{bi} \left[\alpha_b (\theta_1 - \theta_2) - \frac{\Delta L}{L} \right]$$

(1) Quoique les armatures de précontrainte soient concentrées près de l'intrados, aucune déformation verticale n'est possible avant relâchement des armatures ; la perte de précontrainte d'origine thermique est donc calculée en compression simple et valable à tous niveaux ; les autres pertes tiennent compte de l'excentrement. P peut être homogénéisée en ce qui concerne les armatures passives.

L'équilibre de ces efforts exige :

$$\Sigma \text{ forces extérieures} = \Sigma \text{ forces intérieures}$$

d'où :

$$A \left[\sigma_{po} - E_a \alpha_a (\theta_1 - \theta_0) + E_a \alpha_a (\theta_1 - \theta_2) + \frac{\Delta L}{l} E_a \right] = A \left[\sigma_{po} - E_a \alpha_a (\theta_1 - \theta_0) + E_a \alpha_a (\theta_1 - \theta_2) - \frac{\Delta L}{L} E_a \right] + BE_{bi} \left[\alpha_b (\theta_1 - \theta_2) - \frac{\Delta L}{L} \right]$$

De cette équation on tire :

$$A \frac{\Delta L}{l} E_a = - A \frac{\Delta L}{L} E_a + BE_{bi} \left[\alpha_b (\theta_1 - \theta_2) - \frac{\Delta L}{L} \right]$$

d'où :

$$\frac{\Delta L}{L} = \frac{l \alpha_b (\theta_1 - \theta_2)}{k_o (L+l) + l} \quad \text{avec} \quad k_o = \frac{AE_a}{BE_{bi}}$$

Immédiatement avant le relâchement des armatures de précontrainte, la tension dans les armatures à l'intérieur du béton est :

$$\sigma_{po} - E_a \alpha_a (\theta_1 - \theta_0) + E_a \alpha_a (\theta_1 - \theta_2) - \frac{l \alpha_b (\theta_1 - \theta_2)}{k_o (L+l) + l} E_a$$

soit

$$\sigma_{p1} = \sigma_{po} - E_a \alpha_a (\theta_2 - \theta_0) - \frac{E_a \alpha_b (\theta_1 - \theta_2) l}{l + k_o (L+l)}$$

la contrainte de traction dans le béton au niveau du barycentre des armatures avant leur relâchement est :

$$\sigma_{b1} = E_b \left[\alpha_b (\theta_1 - \theta_2) - \frac{l \alpha_b (\theta_1 - \theta_2)}{l + k_o (L+l)} \right]$$

Remarque - Cette contrainte ne doit pas excéder la résistance du béton à la traction sinon il y a formation de fissures. On peut néanmoins considérer que le calcul reste vrai lorsqu'il y a fissuration ; dans ce cas en effet σ_{p1} est plus élevé mais les pertes ultérieures seront plus importantes puisqu'aux déformations élastiques instantanées du béton viendront s'ajouter les déformations nécessaires pour refermer les fissures.

3.1.1.4 - Relâchement et retour à la température ambiante.

A compter de l'instant du relâchement, l'acier subit toutes les déformations du béton et vice versa.

Appelons σ_{pi} la tension initiale de l'armature après relâchement et retour à la température ambiante et écrivons l'égalité des raccourcissements relatifs de l'acier et du béton au niveau du barycentre des armatures.

pour l'acier $\left(\frac{\Delta l}{l}\right)_a = \frac{\sigma_{pi} - \sigma_{pi}}{E_a} + \alpha_a (\theta_2 - \theta_0)$

pour le béton $\left(\frac{\Delta l}{l}\right)_b = \frac{\sigma_{bi} + \sigma'_{bi}}{E_{bi}} + \alpha_b (\theta_2 - \theta_0)$

σ'_{bi} étant la contrainte dans le béton provoquée par le relâchement des armatures

$$\sigma'_{bi} = \frac{\sigma_{pi} A}{B} \left(1 + \frac{e^2}{i^2}\right) + M_G \frac{e}{I} = k \sigma_{pi} + M_G \frac{e}{I}$$

avec

e : excentrement moyen des fils (négatif pour un barycentre situé au-dessous du centre de gravité de la section)

I, i^2 : moment d'inertie et carré du rayon de giration de la section de béton

M_G : moment de charge permanente (poids propre de la poutre).

d'où :

$$\frac{\sigma_{pi} - \sigma_{pi}}{E_a} + \alpha_a (\theta_2 - \theta_0) = \frac{\sigma'_{bi} + k \sigma_{pi} + M_G \frac{e}{I}}{E_{bi}} + \alpha_b (\theta_2 - \theta_0)$$

De cette équation on tire :

$$\sigma_{pi} - \sigma_{pi} + E_a \alpha_a (\theta_2 - \theta_0) = \frac{E_a}{E_{bi}} \sigma'_{bi} + k \frac{E_a}{E_{bi}} \sigma_{pi} + M_G \frac{e}{I} \frac{E_a}{E_{bi}} + E_a \alpha_b (\theta_2 - \theta_0)$$

$$\sigma_{pi} = \frac{\sigma_{pi} + E_a \alpha_a (\theta_2 - \theta_0) - \frac{E_a}{E_{bi}} \sigma'_{bi} - M_G \frac{e}{I} \frac{E_a}{E_{bi}} - E_a \alpha_b (\theta_2 - \theta_0)}{1 + k \frac{E_a}{E_{bi}}}$$

soit en remplaçant σ_{pi} et σ'_{bi} par leur valeur tirée de 3.1.1.3 :

$$\sigma_{pi} = \frac{\sigma_{po} - E_a \alpha_a (\theta_2 - \theta_0) - \frac{E_a \alpha_b (\theta_1 - \theta_2) l}{l + k_0 (l + L)} + E_a \alpha_a (\theta_2 - \theta_0) - E_a \alpha_b (\theta_1 - \theta_2) + \frac{E_a \alpha_b (\theta_1 - \theta_2) l}{l + k_0 (l + L)} - M_G \frac{e}{I} \frac{E_a}{E_{bi}} - E_a \alpha_b (\theta_2 - \theta_0)}{1 + k \frac{E_a}{E_{bi}}}$$

De cette équation on tire l'expression très simple

$$\sigma_{pi} = \frac{\sigma_{po} - E_a \alpha_b (\theta_1 - \theta_0) - M_G \frac{e}{I} \frac{E_a}{E_{bi}}}{1 + k \frac{E_a}{E_{bi}}} \quad \text{avec} \quad k = \frac{A}{B} \left(1 + \frac{e^2}{i^2}\right)$$

Remarques.

1) La formule contient à la fois la perte due au raccourcissement instantané du béton (au dénominateur), la surtension due au poids propre (terme M_G) et la perte thermique (terme $\theta_1 - \theta_0$).

2) La tension initiale est indépendante de la température à laquelle se pratique le relâchement. La température de relâchement peut donc être choisie uniquement en fonction du risque de fissuration.

3) La formule ci-dessus suppose E_{bi} invariant au cours du processus de refroidissement. Si l'on considère le module E_{bi} du béton à l'issue du refroidissement, on peut s'attendre à une tension initiale légèrement plus élevée.

4) La formulation ci-dessus suppose que l'ensemble du banc a été soumis à l'étuvage, ce qui est envisagé lorsque l'on cherche à fabriquer le maximum de poutres à la fois. Il peut être envisagé le seul chauffage des éléments de béton ; les calculs effectués diffèrent alors ; on montre qu'ils aboutissent dans ce cas à la formulation suivante :

$$\sigma_{pi} = \frac{\sigma_{po} + E_a \alpha_a (\theta_1 - \theta_0) \frac{l}{l+L} - E_a \alpha_b (\theta_1 - \theta_0) - M_G \frac{e}{I} \frac{E_a}{E_{bi}}}{1 + k \frac{E_a}{E_{bi}}}$$

On aboutit alors à une tension initiale plus élevée que dans le cas précédent. Pour des bancs de grande longueur, $l/(l+L)$ représente la somme des longueurs laissées libres et non étuvées rapportée à la longueur du banc.

3.1.2 - Application numérique.

Considérons une poutre de section résistante $B = 0,1870 \text{ m}^2$ précontrainte par 36 fils de $38,5 \text{ mm}^2$ de section chacun dont le barycentre se situe à $0,274$ au-dessous du centre de gravité de la section ($e = -0,274$). Le moment de charge permanente libéré au relâchement est de $20,72 \text{ t.m}$.

Le moment d'inertie de la poutre est $0,0129 \text{ m}^4$ par rapport à un axe horizontal passant par le centre de gravité de la section.

Après une pré-prise à température ambiante (20°), le traitement thermique élève la température à la valeur $\theta_1 = 70^\circ$ au coeur du béton.

Les coefficients de dilatation thermique de l'acier et du béton sont supposés égaux à 10^{-5} par degré centigrade.

Les modules d'élasticité sont respectivement $20\,400\,000 \text{ t/m}^2$ pour l'acier, $2\,800\,000 \text{ t/m}^2$ pour le béton (module instantané à l'issue du cycle d'étuvage).

La tension initiale sur banc des armatures est $\sigma_{po} = 141\,300 \text{ t/m}^2$

3.1.2.1 - 1er cas : la totalité du banc est soumise à étuvage.

$$\frac{l}{l+L} = 0 ; \text{ on obtient :}$$

$$\sigma_{pi} = \frac{141\,300 - 20\,400\,000 \times 10^{-5} \times 50 + 20,720 \times \frac{0,274}{0,0129} \times \frac{20\,400\,000}{2\,800\,000}}{1 + 0,0168 \frac{20\,400\,000}{2\,800\,000}}$$

$$\sigma_{pi} = 119\,600 \text{ t/m}^2.$$

L'examen de cette formule montre que, dans ce cas, la perte d'origine thermique est de 1 % de la tension sur banc par tranche de 7° C de montée en température.

En effet, la perte d'origine thermique est mise en évidence par le deuxième terme du numérateur.

$$\Delta\sigma_p = 20\,400\,000 \times 10^{-5} \times 50 = 10\,200 \text{ t/m}^2$$

soit 7 % de la tension sur banc pour une élévation de température de 50°.

3.1.2.2 - 2ème cas.

$$\text{Si } \frac{l}{l+L} = 0,10.$$

$$\sigma_{pi} = \frac{141\,300 + 20\,400\,000 \times 10^{-5} \times 50 \times 0,1 - 10\,200 + 3\,213}{1,123}$$

$$\sigma_{pi} = 120\,510 \text{ t/m}^2.$$

3.1.2.3 - 3ème cas.

$$\text{Si } \frac{l}{L+l} = 0,5$$

$$\sigma_{pi} = 124\,150 \text{ t/m}^2.$$

3.2 - RELAXATION DES ARMATURES.

L'étude des effets de l'étuvage sur la relaxation des armatures pré-tendues fait actuellement l'objet de très nombreuses recherches ; il est malheureusement prématuré d'en tirer des conclusions précises au niveau de la justification des projets. C'est la raison pour laquelle nous n'avons pas envisagé de calcul de pertes par relaxation tenant compte de l'incidence thermique.

Il convient néanmoins d'apprécier l'incidence des approximations faites compte tenu des premières conclusions de ces recherches.

Le problème posé est double :

a) La relaxation finale d'une armature tendue est-elle augmentée ou diminuée par suite du traitement thermique ?

b) La relaxation des armatures sur banc est-elle **activée** en phase initiale par le traitement thermique ?

A cette deuxième question, il est reconnu que le chauffage accroît notablement la vitesse de relaxation en sorte qu'une fraction importante de la relaxation finale de l'armature se produirait sur le banc de préfabrication au cours du traitement thermique.

Sur le plan des calculs, ces conclusions conduiraient :

a) à une ~~augmentation~~ augmentation des pertes de tension sur banc entraînant une réduction des contraintes de compression dans le béton lors du relâchement des armatures.

b) à une réduction des pertes différées en service ; toutefois, si l'on suppose que la relaxation totale reste inchangée, la faible part de relaxation, concomitante au retrait et au fluage, annulerait pratiquement le terme réducteur

$$\frac{\Delta \sigma_p (\Delta \sigma_r + \Delta \sigma_{fl})}{\sigma_{pi}(x) - 0,55 R_g}$$

Les calculs, tels qu'ils seront présentés dans la pièce 3 de ce document ne tiennent pas compte de l'activation de la relaxation et ainsi :

a) se placent en sécurité vis-à-vis des vérifications des contraintes de compression en fibre inférieure lors du relâchement des armatures, phase considérée comme critique en raison du risque d'écrasement du talon et de formation de contreflèches importantes

b) ne semblent pas aboutir à des résultats très différents sur le calcul des tensions finales.

CHAPITRE 4

CONTRAINTES SUPPLEMENTAIRES A CONSIDERER VIS-A-VIS DE L'ETAT-LIMITE D'UTILISATION

4.1 - ETUDE QUALITATIVE.

Dès durcissement du hourdis coulé en place sur les poutres préfabriquées, les deux fibres au contact sont astreintes à subir les mêmes déformations : poutres et hourdis forment alors un ensemble monolithique.

Or les déformations différées de ces deux éléments ne sont pas les mêmes pour deux raisons essentielles :

- a) ils n'ont pas le même âge.
- b) les modules d'élasticité des bétons constitutifs sont différents.

4.1.1 - Retrait différentiel.

Une partie du retrait de la poutre au temps t_0 où l'on coule le hourdis s'est déjà effectuée : si ϵ_{rp} est le retrait final de la poutre, la fraction de retrait déjà effectuée au temps t_0 est :

$$r(t_0) \epsilon_{rp}$$

où $r(t_0)$ est la valeur de la fonction $r(t)$ pour $t = t_0$.

Le béton du hourdis dont le raccourcissement par retrait, s'il était libre de s'effectuer, serait ϵ_{rh} va donc avoir une fraction $\epsilon_{rh} - r(t_0) \epsilon_{rp}$ gênée par la présence de la poutre. Il va donc être mis en traction, la poutre préfabriquée étant alors sollicitée en contraintes de compression sur la fibre supérieure et en contraintes de traction sur la fibre inférieure.

4.1.2 - Fluage.

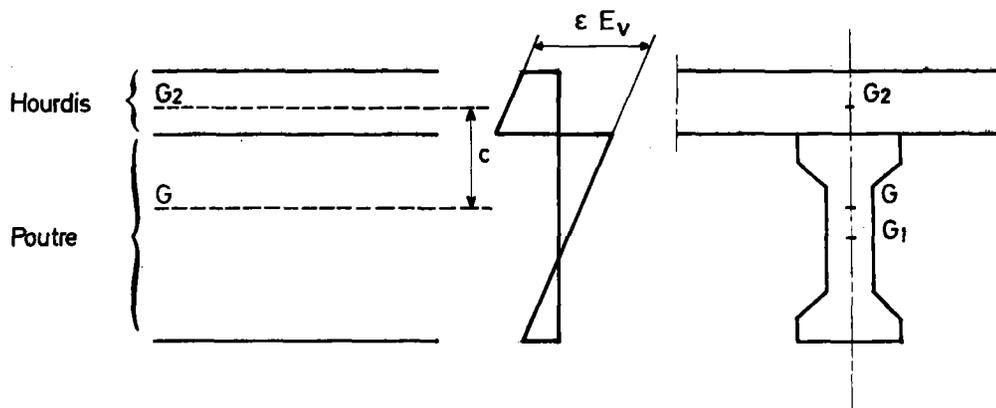
La poutre, soumise antérieurement à des efforts (poids propre, précontrainte) tend à subir des déformations différées par fluage. A partir de l'instant t_0 ces déformations se trouvent être gênées par la présence du hourdis.

L'approche mathématique de ces deux phénomènes est relativement complexe, elle suppose par ailleurs que les deux matériaux en présence restent homogènes et élastiques, ce qui n'est généralement pas le cas, notamment pour le hourdis qui sera probablement fissuré par retrait : dans cet état, il sera moins apte à s'opposer aux déformations par fluage de la poutre.

Il ne s'agit donc que de fixer des ordres de grandeur suffisamment réalistes.

4.2 - RETRAIT DIFFERENTIEL.

La fraction $\varepsilon = \varepsilon_{rh} - \varepsilon_{rp}(t_0)$ du raccourcissement relatif du béton du hourdis, gênée par la présence de la poutre, engendre les contraintes suivantes :



a) dans le hourdis, en un point d'ordonnée y pris par rapport au centre de gravité de la section complète :

$$\sigma(y) = \varepsilon E_v B_h \left(\frac{1}{B} + \frac{cy}{I} \right) - \varepsilon E_v$$

b) dans la poutre, en un point d'ordonnée y pris par rapport au centre de gravité de la section complète :

$$\sigma(y) = \varepsilon E_v B_h \left(\frac{1}{B} + \frac{cy}{I} \right) ;$$

dans ces formules :

B_h représente l'aire de béton de hourdis associée à la poutre préfabriquée

B et I représentent respectivement l'aire et le moment d'inertie de la section complète par rapport à son centre de gravité.

$c = GG_2$ distance du centre de gravité du hourdis à celui de la section complète.

E_v est le module d'élasticité du béton du hourdis sous charges de longue durée, que l'on prendra généralement égal à :

$$25\ 550\sqrt{\sigma'_j} \quad (\sigma'_j \text{ en tf/m}^2)$$

4.3 - FLUAGE.

3PAI 2

Vis-à-vis des méthodes d'analyse habituellement employées, le problème se complique lorsque le béton des poutres a subi un traitement thermique car les déformations différées du béton y sont plus faibles que pour un béton à durcissement normal.

Comme il s'agit de rechercher des ordres de grandeur on pourra, dans la majorité des cas, s'inspirer du raisonnement suivant :

Au relâchement des armatures ($t = 0$), la section de béton est soumise à un effort normal N (précontrainte) et un moment fléchissant M (précontrainte + poids propre).

Notons $\epsilon_{1,2}(y)$ la déformation instantanée du béton sur la fibre d'ordonnée y .

Au moment où l'on coule le hourdis, instant t_0 , le béton a subi en plus la fraction r (t_0) de son fluage final $\epsilon_f(y)$ calculé en supposant que la poutre reste indéfiniment dans son état initial ; posons :

$$k(y) = \frac{r(t_0) \epsilon_f(y)}{\epsilon_{1,0}(y)}$$

On considérera alors que les contraintes sur la fibre d'ordonnée y dans la poutre solidaire du hourdis, sous l'effet des sollicitations M et N ci-dessus sont, sous réserve de la remarque ci-dessous, la somme de deux termes.

- les contraintes initiales multipliées par $\frac{1+k}{3}$
- la fraction $\frac{2-k}{3}$ des contraintes dues à M et N qui s'appliqueraient sur la section complète.

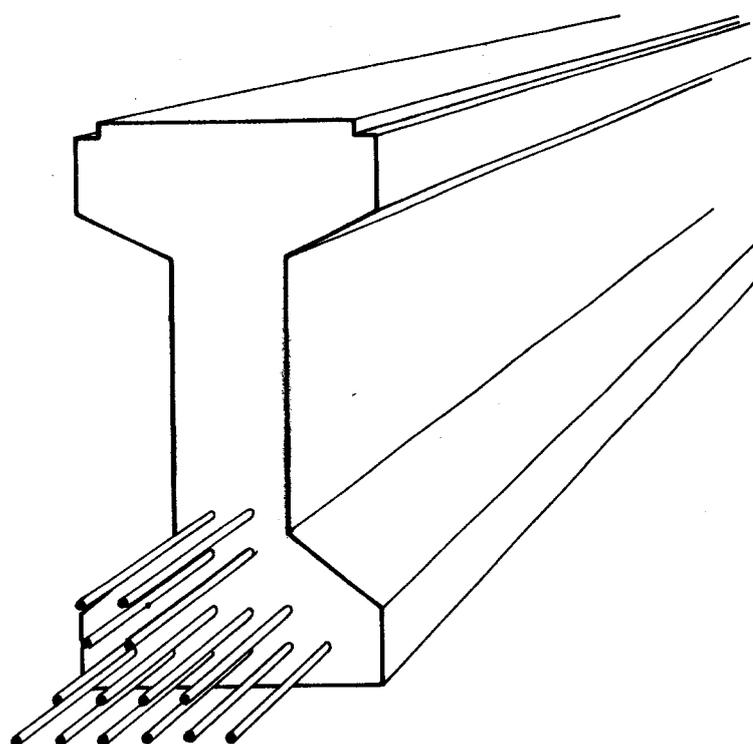
Remarque : Pour tenir compte de la variation de l'effort de précontrainte au cours du temps dans le calcul des deux termes, on donnera à N et aux actions de précontrainte, leurs valeurs finales toutes pertes déduites, M restant égal à la somme algébrique du couple Ne et du moment correspondant au poids de la poutre préfabriquée seule.

Poutres précontraintes par adhérence

SETRA

DIVISION DES
OUVRAGES D'ART B

PR.AD 73



3

NOTE DE CALCULS TYPE

OCTOBRE 1973

MINISTÈRE DE L'AMÉNAGEMENT DU TERRITOIRE,
DE L'ÉQUIPEMENT, DU LOGEMENT ET DU TOURISME
Direction des routes et de la circulation routière

NOTE DE CALCULS TYPE

Table des Matières

	Pages
CHAPITRE 1 - CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.	
1.1 - Caractéristiques des aciers.	4
1.2 - Caractéristiques des bétons.	5
1.3 - Incidences de l'étuvage sur les caractéristiques du béton des poutres préfabriquées.	6
CHAPITRE 2 - DESCRIPTION DE L'OUVRAGE, PHASES DE CONSTRUCTION, DEFINITION DES SECTIONS.	
2.1 - Phases de construction.	10
2.2 - Caractéristiques des sections.	11
CHAPITRE 3 - EFFORTS LONGITUDINAUX.	
3.1 - Actions de longue durée.	15
3.1.1 - Valeurs caractéristiques.	15
3.1.2 - Moments fléchissants.	16
3.1.3 - Efforts tranchants.	17
3.2 - Charges d'exploitation.	
3.2.1 - Répartition transversale.	18
3.2.2 - Moments fléchissants.	22
3.2.3 - Efforts tranchants.	24

	Pages
CHAPITRE 4 - VALEURS CARACTERISTIQUES DE LA PRECONTRAINTE.	
4.1 - Calcul des pertes de tension.	29
4.2 - Valeurs caractéristiques des tensions de pré- contrainte.	33
CHAPITRE 5 - VERIFICATION DES SECTIONS EN FLEXION.	
5.1 - Vérification de la section médiane.	34
5.1.1 - État-limite d'utilisation.	34
5.1.2 - Armatures passives longitudinales de nappe inférieure.	41
5.1.3 - Vérification à l'état ultime.	43
5.2 - Vérification des sections d'arrêt d'armatures actives.	48
5.2.1 - Objet des vérifications.	48
5.2.2 - Longueur d'établissement de la précon- trainte.	49
5.2.3 - Vérification à l'état-limite d'utili- sation (phases de construction).	50
5.2.4 - Vérification à l'état-limite ultime (phases de construction).	52
5.2.5 - Vérifications en service.	55
CHAPITRE 6 - VERIFICATIONS A L'EFFORT TRANCHANT.	
6.1 - Vérification à l'état-limite d'utilisation.	56
6.1.1 - Sollicitations de calcul.	56
6.1.2 - Contraintes de cisaillement phase par phase.	59
6.1.3 - Contrainte de cisaillement admissible.	59
6.2 - Vérification à l'état-limite ultime.	59
6.2.1 - Section d'appui.	60
6.2.2 - Sections courantes en travée.	62

	Pages
CHAPITRE 7 - VERIFICATION DES SECTIONS D'ABOUTS.	
7.1 - Consistance des vérifications.	63
7.2 - Vérifications au relâchement des armatures.	63
7.2.1 - Contraintes normales à l'extrémité de la longueur d'établissement de la précontrainte.	63
7.2.2 - Compressions locales dans le béton.	64
7.2.3 - Armatures passives longitudinales en fibre supérieure de la poutre.	67
7.2.4 - Equilibre général de la zone d'about.	68
7.2.5 - Armatures d'éclatement.	73
7.3. - Vérifications en service.	74
7.3.1 - Vérification des contraintes normales.	74
7.3.2 - Résistance et équilibre de la bielle d'effort tranchant.	75
7.3.3 - Equilibre du coin inférieur.	81
CHAPITRE 8 - CONSISTANCE DES CALCULS JUSTIFICATIFS COMPLEMENTAIRES.	
8.1 - Ferrailage du hourdis (et contraintes admissibles).	82
8.1.1 - Calcul des efforts longitudinaux et ferrailage longitudinal du hourdis.	82
8.1.2 - Calcul des efforts transversaux et ferrailage transversal du hourdis.	84
8.2 - Efforts de glissement entre poutres et hourdis.	84
8.3 - Entretoises d'about.	85
8.4 - Flèches et rotations.	86
ANNEXE 1 - Lignes d'influence du coefficient de répartition transversale	88
ANNEXE 2 - Courbe donnant l'évolution des pertes différées.	91

CHAPITRE 1

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

1.1 - CARACTERISTIQUES DES ACIERS.

1.1.1 - Aciers de précontrainte.

- référence de l'agrément :
- classe de l'acier selon définition du fascicule 4 titre II
Ø 12,7 (7 fils) classe III BR (basse relaxation).

- $T_g = 167\ 000\ \text{t/m}^2$

- $R_g = 188\ 000\ \text{t/m}^2$

- $P_{1000} = 5\ \%$

- $P_{3000} = 6\ \%$

$A_p = 94\ \text{mm}^2$

$l_{sn} = 1\ \text{m}$

BP 9,5

$E_a = 19\ 400\ 000\ \text{t/m}^2$ (module apparent dans le cas de torons)

$\eta > 1$ (coefficient de fissuration)

$\eta_d = 1,5$ (coefficient de scellement)

1.1.2 - Armatures passives.

aciers HA

$\sigma_e = 42\ 000\ \text{t/m}^2$

$\sigma_r = 48\ 500\ \text{t/m}^2$

$\eta = 1,6$ (coefficient de fissuration)

$\eta_d = 1,5$ (coefficient de scellement) (appelé ψ_d dans le fascicule 61 titre VI du CPC).

Aciers doux lisses

$$\sigma_e = 24\ 000 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_r = 1,2 \times 24\ 000 \text{ (généralement non garanti).}$$

1.2 - BETONS.

1.2.1 - Poutres préfabriquées.

Béton dosé à 400 kg/m³ E/C = 0,42.

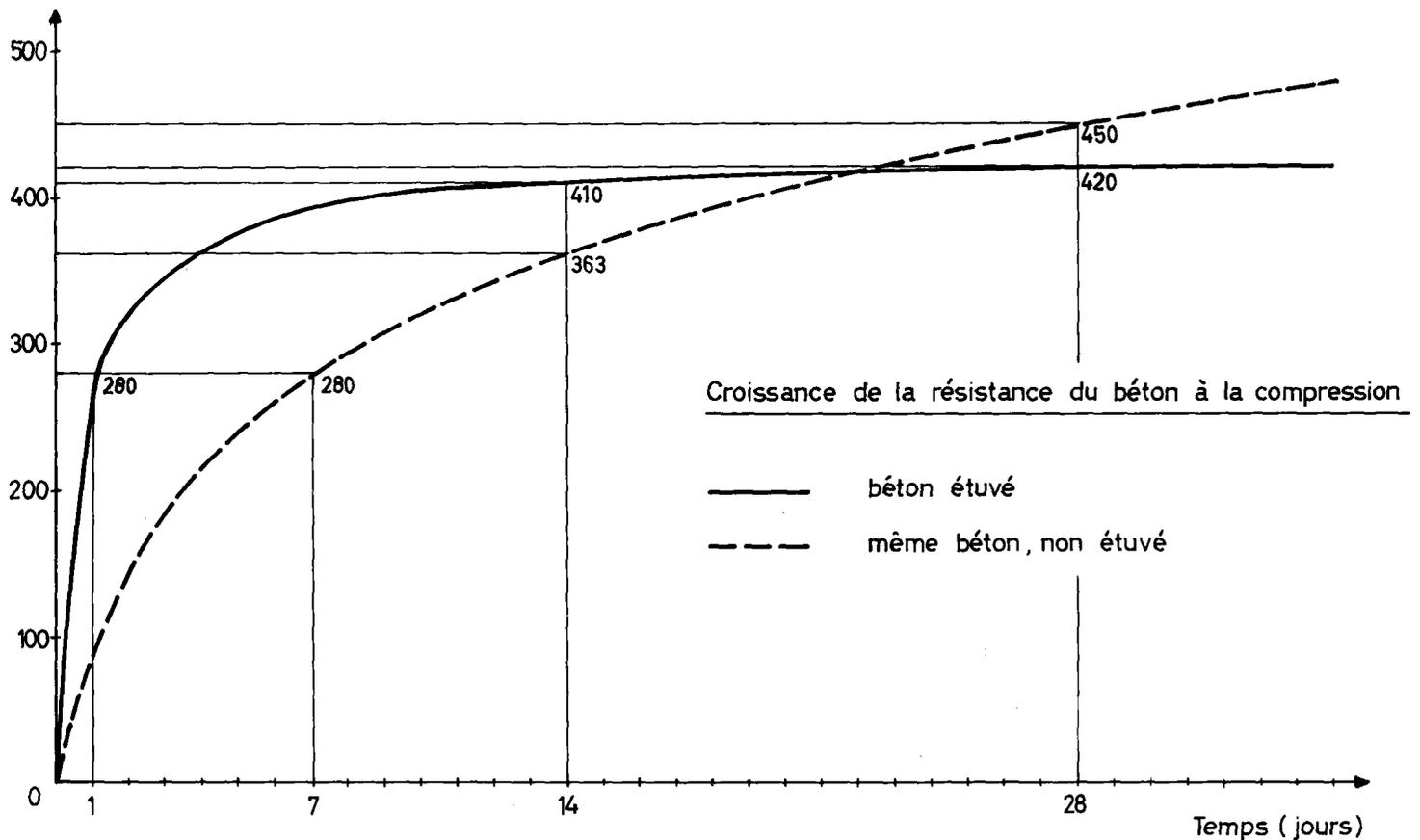
Résistance caractéristique à 28 jours.

$$\sigma_{28} = 4\ 200 \text{ t/m}^2 \text{ en compression}$$

$$\sigma_{28} = 61,2 + 0,06 \times 4\ 200 = 313 \text{ t/m}^2 \text{ en traction.}$$

Ce béton est un béton étuvé, permettant d'obtenir une résistance caractéristique en compression de 2 800 t/m² à l'issue d'un cycle d'étuvage à la vapeur basse pression défini comme suit :

- préprise à 20° C : 4 heures
- montée en température de 20° à 70° : 3 heures 30
- phase isotherme à 70° C : 6 heures
- refroidissement de 70° C à 20° C : 5 heures



1.2.2 - Béton du hourdis.

Le béton du hourdis est un béton à 3000t/m² de résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

1.3 - INCIDENCES DE L'ETUVAGE SUR LES CARACTERISTIQUES DU BETON DES POUTRES PRE-FABRIQUEES.

Le béton est soumis à un traitement thermique à la vapeur sous basse pression (pression atmosphérique) pour accélérer son durcissement. Vis-à-vis des déformations instantanées, ce béton présente une déformabilité plus grande pour des charges appliquées à son jeune âge ; par contre les déformations différées sont plus faibles que pour un béton de mêmes caractéristiques ayant durci normalement.

Les chiffres ci-après résultent des travaux de différents auteurs(1), ils doivent être considérés comme des valeurs moyennes susceptibles de varier sensiblement en fonction des conditions d'étuvage et de conservation des produits.

Nous considérerons successivement les incidences de l'étuvage sur :

a) les déformations instantanées du béton ;

b) les déformations différées (fluage) ;

c) le retrait du béton.

1.3.1 - Déformations instantanées.

1.3.1.1 - Charges appliquées à la sortie de l'étuve (poids propre, précontrainte).

A résistance égale, le module de déformation instantanée du béton chargé à l'issue du cycle d'étuvage est de 30 % inférieur au module d'un béton non étuvé dont le module se calcule par la formule :

$$E_{ij} = 76650 \sqrt{\sigma'_j} \quad (\sigma'_j \text{ en t/m}^2)$$

BP 5

(1) - Rapport de coopération Franco-soviétique (1971)

- P.W. KEENE : Concrete cured in steam at atmospheric pressure (Prestress, Décembre 1963)

- Congrès RILEM : Moscou 1964 (MIRONOV).

- HANSON : Prestress Loss as affected by type of curing (P.C.I Journal Avril 1964).

Pour les charges appliquées à la sortie de l'étuve, le module de déformation instantanée à considérer est donc, pour le cas d'espèce :

$$E_{ij} = 0,7 \times 76650 \sqrt{2800} = 2\ 800\ 000 \text{ t/m}^2$$

1.3.1.2 - Charges appliquées ultérieurement (hourdis, superstructures).

A 28 jours ou au-delà, les modules de déformations instantanées sont comparables (à 5 % près) entre deux bétons de même résistance dont l'un a subi l'étuvage, l'autre non.

Si le hourdis et les superstructures sont appliquées à 28 jours le module de déformation à considérer est ($\sigma'_{28} = 4\ 200 \text{ t/m}^2$) $4\ 900\ 000 \text{ t/m}^2$.

Remarque : dans le cas (qui n'est pas celui de l'exemple) où le béton est chargé à j jours ($j \leq 28$) on peut définir le module instantané en t/m² par la formule :

$$E_{ij} = \left[0,7 + \frac{0,30(j-1)}{28} \right] 76650 \sqrt{\sigma'_j}$$

1.3.2 - Déformations différées par fluage.

Pour un béton non traité thermiquement, la déformation par fluage au temps t compté à partir du chargement s'exprime par :

$$\epsilon_{fl} = \frac{\sigma'_b}{E_{ij}} K_{fl} r(t)$$

j étant le jour du chargement

σ'_b étant la contrainte finale dans le béton au niveau de la fibre étudiée

$$K_{fl} = k_b k_c k_d k_{e_2}$$

Les courbes données par l'annexe I du nouveau règlement de béton précontraint permettent de définir les coefficients donnant K_{fl} pour un béton ayant normalement durci :

- k_b dépend du dosage en ciment (400 kg/m³ de béton) et du rapport E/C (0,42); dans le cas d'espèce $k_b = 0,9$

- k_c dépend des conditions climatiques - généralement conservation en plein air (hygrométrie 70 %) $k_c = 2,3$

- k_{e_2} est un coefficient dépendant de l'épaisseur fictive de la pièce $e_m = \frac{B}{p/2}$; p étant le périmètre de la section ;

pour $e_m = 12,5 \text{ cm}$ $k_{e_2} = 0,95$

$$k_b k_c k_{e_2} = 0,9 \times 0,95 \times 2,3 = 2.$$

P 6,2

PAI 2

Lorsque le béton est chargé à 28 jours ($k_d = 1$) on retrouve ici la valeur de K_{fl} généralement admise dans les calculs pour un béton ayant normalement durci à l'air ambiant. L'influence de la date de chargement intervient par le coefficient k_d d'où :

$$K_{fl} = 2 \times k_d$$

A résistance égale au moment du chargement, la déformation par fluage d'un béton étuvé est inférieure de 30 % environ à celle d'un béton ayant normalement durci. Ce gain est obtenu quelle que soit la date du chargement.

1.3.2.1 - Charges appliquées à la sortie de l'étuve (poids propre, précontrainte) : la résistance du béton au moment du chargement est comparable à celle d'un béton ayant normalement durci et âgé de 7 jours.

Pour un béton à durcissement normal âgé de 7 jours :

$$k_d = 1,4$$

Le raccourcissement par fluage pour $\sigma'_j = 2\ 800$ bars est donc :

$$\epsilon_{fl} = \frac{0,7 \times \sigma'_{b1} \times 2 \times 1,4}{76650 \sqrt{2800}} = \frac{\sigma'_{b1}}{2} \times 10^{-6}$$

1.3.2.2 - Charges appliquées postérieurement (hourdis, superstructures).

Il faut introduire pour le coefficient k_d un âge de mise en charge corrigé qui correspond à l'âge d'un béton non étuvé qui aurait même résistance que le béton étuvé le jour du chargement. Pour des chargements appliqués à des âges peu différents de 28 jours on pourra considérer que :

1) à 28 jours la résistance d'un béton étuvé est les 90 % de la résistance d'un béton normal

2) à 14 jours cette résistance est 1,15 fois celle d'un béton normal.

Ceci permet d'établir les correspondances d'âges (âge corrigé) qu'on peut lire directement par rappel horizontal entre les deux courbes de la page 5.

Par conséquent, si $j = 28$ jours, l'âge de mise en charge corrigé est égal à 23 jours d'où $k_d = 1,1$

$$\epsilon_{fl} = \frac{0,7 \times \sigma'_{b2} \times 2 \times 1,4}{76650 \sqrt{4200}} = \frac{\sigma'_{b2}}{3,2} \times 10^{-6}$$

(relation algébrique, σ'_{b2} étant généralement négatif).

1.3.2.3 - Déformations différées finales.

L'utilisation directe des deux résultats précédents conduit à l'expression suivante :

$$\epsilon_{fl} = 10^{-6} \left[\frac{\sigma'_{b1}}{2} + \frac{\sigma'_{b2}}{3,2} \right]$$

(relation algébrique σ'_{b2} étant généralement négatif).

1.3.3 - Déformations différées par retrait du béton.

Pour un rapport E/C donné l'étuvage diminue le retrait du béton de 20 % par rapport au retrait d'un béton ayant normalement durci.

d'où $\epsilon_r = 0,8 k_b \epsilon_c k_{e1} k_p$

$k_b = 0,90$ pour E/C = 0,42 et pour le dosage ciment de 400 kg/m3

$\epsilon_c = 27,5 \times 10^{-5}$ (stockage en plein air)

k_{e1} coefficient dépendant de l'épaisseur fictive de la pièce

$e_m = 12,5$ cm

$k_{e1} = 0,95$

$$k_p = \frac{1}{1+20 \bar{\omega}}$$

$\bar{\omega}$ étant le rapport $\frac{A}{B}$ des aires des aciers et du béton.

A comprend à la fois l'aire des armatures de précontrainte et celle des armatures passives.

B est l'aire totale de la section transversale de la pièce

$$\bar{\omega} = \frac{A}{B} = 0,0097$$

$$k_p = 0,85$$

d'où $\epsilon_r = 0,8 \times 0,9 \times 27,5 \times 10^{-5} \times 0,95 \times 0,85 = 1,6 \times 10^{-4}$

Ce chiffre a été retenu en raison de la bonne connaissance du béton (dosage E/C) et des conditions de stockage dans le cas d'espèce ; en l'absence de ces indications il conviendra de se référer aux valeurs habituelles diminuées de 20 % pour tenir compte de l'étuvage.

Ces valeurs habituelles sont :

4×10^{-4} dans le quart Sud-Est de la France

3×10^{-4} dans le reste de la France.

Il est à noter que le retrait final d'un béton étuvé dépend peu du rapport E/C.

AI 2,6

AI 1

CHAPITRE 2

DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

PHASES DE CONSTRUCTION

DEFINITION DES SECTIONS

L'ouvrage est une travée indépendante de 18,80 m de portée entre axes d'appuis, sa largeur utile est de 10 mètres répartis comme suit (profil n° 7 des normes ICTAR) :

Chaussée 7 m	(Pas de dispositif rigide, la
) largeur surchargeable est égale
Surlargeurs 2 x 0,25 m	(à la largeur roulable soit 7,50 m.
Trottoirs 1,25 m.	

Cet ouvrage est un ouvrage de première classe au sens du fascicule 61 titre II du C.P.C.

L'ossature résistante est constituée de 13 poutres préfabriquées, identiques, espacées de 80 cm d'axe en axe ; elles sont solidarisiées par un hourdis coulé en place sur des plaques en amiante ciment de 1,5 cm d'épaisseur, posées sur les poutres. L'épaisseur du hourdis est de 18 cm au droit des poutres et de 16,5 cm entre poutres.

Le hourdis n'est pas en encorbellement sur les bords libres de la travée.

2.1 - PHASES DE CONSTRUCTION.

La vérification du tablier est conduite conformément au schéma de montage suivant :

- Phase 1 : préfabrication et transport des poutres .
- Phase 2 : stockage des poutres - Une fraction des pertes différées est prise en compte, fonction de la durée de stockage.
- Phase 3 : coulage du hourdis.
- Phase 4 : mise en place des superstructures et mise en service de l'ouvrage.
- Phase 5 : ouvrage en service, toutes pertes déduites.

Nous avons étendu cette restriction au poids propre de la poutre puisque les pertes par déformation instantanée du béton ont tenu compte de la surtension des armatures provoquée par le poids propre lors du relâchement.

L'homogénéisation des sections n'est pas obligatoire ; elle constitue finalement une complication des calculs puisque, de toute manière, le dimensionnement des armatures passives est conduit à partir des contraintes résultantes calculées en section nette ; elle permet néanmoins un gain substantiel sur la précontrainte. Par ailleurs, dans l'ignorance à ce stade du calcul des quantités d'armatures passives longitudinales, nous avons limité l'homogénéisation aux seules armatures de précontrainte.

Compte tenu des modules d'élasticité calculés antérieurement pour le béton nous considérons les coefficients d'équivalence suivants :

a) Charge permanente et précontrainte appliquées à la détension (1) :

calcul en section nette

b) Charge permanente en stade final (hourdis, superstructures) et pertes de précontrainte :

$$n = 12$$

c) Charges d'exploitation (effet instantané) :

$$n = 4$$

Ces coefficients d'équivalence tiennent compte des modules d'élasticité réels des matériaux. On rappelle que l'article 18,43 du règlement permet de les forfaitiser à des valeurs un peu différentes (18 et 6).

(1) Ceci constitue une simple tolérance par rapport au règlement (BP 18,42) qui étend le calcul en section nette à la fois à la précontrainte initiale et à ses variations ultérieures.

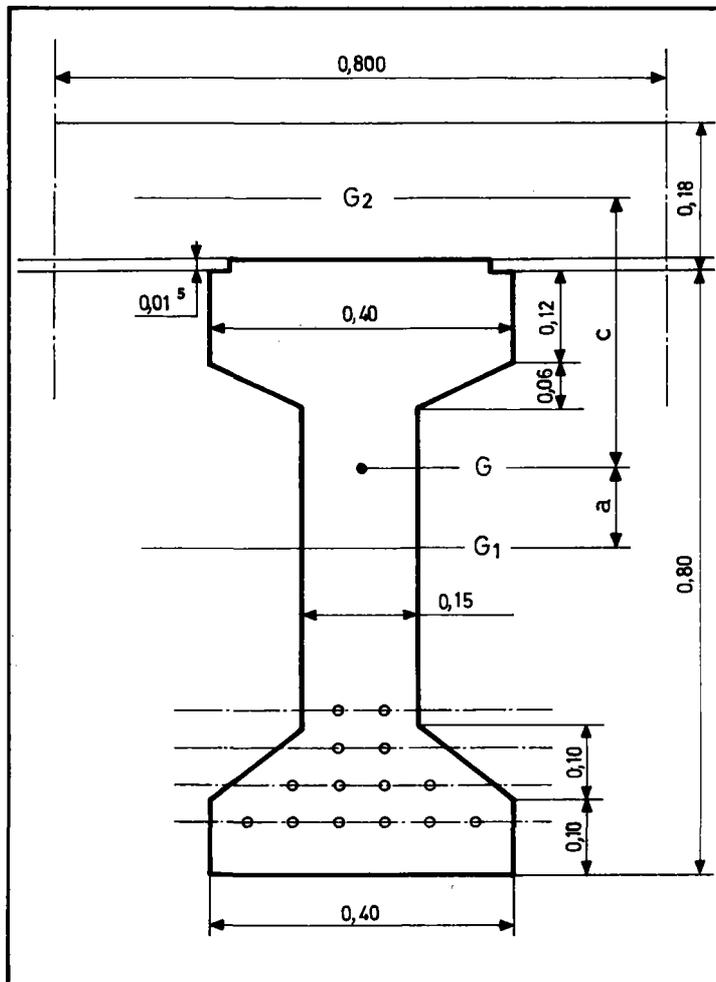
SECTION MEDIANE - POUTRE 7

ARMATURES DE PRÉCONTRAÎNTE ACTIVES

n° du lit	Nombre	Section mm ²	distance F.I
1	6	564	0,07
2	4	376	0,12
3	2	188	0,17
4	2	188	0,22

Total 14 1316

distance du barycentre à la fibre inférieure de la poutre : 0,12 m



SECTION POUTRE SEULE

	B	I	v	v'	e	Module ⁽²⁾ eff. tran
n = 0	0,1995	0,01512	0,405	- 0.410	- 0.290	-
n = 12	0,2153	0,01639	0,427	- 0.388	- 0.268	-
n = 4	0,2048	0,01557	0,413	- 0.402	- 0.282	-

SECTION COMPLÈTE

	B	I	v	v'	v ₁ ⁽¹⁾	e	Module ⁽²⁾ eff. tran	a = GG1	c = GG2
n = 0	0,3315	0,03434	0,211	- 0.604	0.376	- 0.484	-	0,194	0.294
n = 12	0,3473	0,03791	0,233	- 0.582	0.398	- 0.462	-	0,194	0.316
n = 4	0,3368	0,03556	0,219	- 0.596	0.384	- 0.476	-	0,194	0.302

- (1) distance du centre de gravité de la section à la fibre supérieure du hourdis
- (2) quantité par laquelle on multiplie l'effort tranchant pour obtenir la contrainte de cisaillement (au niveau du centre de gravité de la section complète pour n = 4)

CHAPITRE 3

EFFORTS LONGITUDINAUX

3.1 - ACTIONS DE LONGUE DUREE.

Les actions de longue durée sont évaluées sans tenir compte de l'effet répartiteur du hourdis ; nous avons donc considéré pour ce calcul le hourdis articulé entre les poutres.

3.1.1 - Valeurs caractéristiques des actions de longue durée.

Les valeurs caractéristiques des actions de charge permanente s'obtiennent à partir des valeurs moyennes en leur ajoutant ou en leur soustrayant des fractions forfaitaires estimées en fonction de l'élément de la construction ainsi que du degré d'approximation du calcul des volumes (application de l'article 4.1 des directives communes).

- Poutre préfabriquée, aire de la section 0,1995 m² soit :

0,499 t/ml de valeur moyenne

valeur caractéristique maximale : $0,499 \times 1,03 = 0,513$ t/ml

valeur caractéristique minimale : $0,499 \times 0,98 = 0,489$ t/ml

Dans ces éléments préfabriqués les écarts par rapport aux valeurs probables sont réduits.

- Hourdis et coffrages perdus.

Poutres intermédiaires

Valeur moyenne $0,800 \times 0,180 \times 2,500 = 0,360$ t/ml

valeur caractéristique maximale : $0,360 \times 1,06 = 0,381$ t/ml

valeur caractéristique minimale : $0,360 \times 0,96 = 0,345$ t/ml

Poutre de rive

valeur moyenne $0,600 \times 0,180 \times 2,500 = 0,270$ t/ml

valeur caractéristique maximale : $0,270 \times 1,06 = 0,286$ t/ml

valeur caractéristique minimale : $0,270 \times 0,96 = 0,259$ t/ml

DCC 4.12
(commentaires)

- Superstructures

La modification ultérieure des corniches et garde corps est improbable ; on peut donc leur appliquer les coefficients utilisés pour le hourdis.

La modification ultérieure des revêtements est par contre très probable. A l'origine leurs épaisseurs sont d'ailleurs plus faibles qu'il n'est pris en compte dans la valeur probable ce qui, pour ce type d'ouvrage isostatique est sans incidence sur le dimensionnement de la précontrainte car l'on n'a généralement pas à craindre de compressions excessives dans le talon à vide (1).

Les trottoirs sont dans une situation intermédiaire ; une augmentation par rapport au calcul est plus probable qu'une diminution.

Les valeurs caractéristiques des actions dues aux superstructures sont alors, dans ces conditions :

Poutre 1 et 13 (rive)

Valeur moyenne 0.695 t/ml

valeur caractéristique maximale : $0,695 \times 1,06 = 0,736$ t/ml

valeur caractéristique minimale : $0,695 \times 0,96 = 0,667$ t/ml

Poutres 2 et 12

Valeur moyenne 0.330 t/ml

valeur caractéristique maximale : $0,330 \times 1,10 = 0,363$ t/ml

valeur caractéristique minimale : $0,330 \times 0,95 = 0,313$ t/ml

Poutres 3 à 11

Valeur moyenne 0.192 t/ml

valeur caractéristique maximale : $0,192 \times 1,20 = 0,230$ t/ml

valeur caractéristique minimale : $0,192 \times 0,80 = 0,153$ t/ml

3.1.2 - Sollicitations de charge permanente : moments fléchissants.

Le tableau ci-après donne les moments fléchissants de charge permanente dans les différentes sections de calcul ; ces moments ne sont pas encore affectés des coefficients γ_Q et γ_{S3} qui dépendent de l'état-limite considéré.

-
- (1) Par contre dans un ouvrage rendu hyperstatique sous charges d'exploitation il conviendrait de se référer à la valeur probable initiale du revêtement (sans renformis) dans le calcul de la valeur caractéristique minimale - la valeur caractéristique maximale étant, selon le cas :
- soit cette valeur probable initiale majorée de 40 % si des rechargements ultérieurs ne sont pas prévus
 - soit la valeur probable du revêtement, renformis ultérieur compris, majorée de 20 %.

MOMENTS FLÉCHISSANTS MG	Poutre préfabriquée		Hourdis et coffrage perdus				Superstructures					
			* Rive		* Centrale		* 1 et 13		* 2 et 12		* 3 à 11	
	Abscisse	maxi	mini	maxi	mini	maxi	mini	maxi	mini	maxi	mini	maxi
9,4	22,64	21,59	12,63	11,43	16,81	15,23	32,50	29,46	16,03	13,82	10,15	6,75
7,4	21,44	20,45	11,96	10,83	15,92	14,42	30,79	27,90	15,18	13,09	9,62	6,39
5,4	18,39	17,54	10,26	9,29	13,66	12,37	26,41	23,93	13,02	11,23	8,25	5,48
3,4	13,31	12,68	7,42	6,72	9,88	8,95	19,11	17,32	9,42	8,12	5,97	3,97
1,4	6,19	5,90	3,45	3,13	4,60	4,16	8,89	8,05	4,38	3,78	2,78	1,85
Appui	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

3.1.3 - Sollicitations de charge permanente : efforts tranchants.

Le tableau ci-après donne les efforts tranchants de charge permanente dans les différentes sections de calcul ; ces efforts ne sont pas encore affectés des coefficients γ_Q et γ_{S3} qui dépendent de l'état limite considéré.

EFFORTS TRANCHANTS VG	Poutre préfabriquée		Hourdis et coffrage perdus				Superstructures					
			* Rive		* Centrale		* 1 et 13		* 2 et 12		* 3 à 11	
	Abscisse	maxi	mini	maxi	mini	maxi	mini	maxi	mini	maxi	mini	maxi
9,4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7,4	1,02	0,98	0,57	0,52	0,76	0,69	1,47	1,33	0,73	0,63	0,46	0,31
5,4	2,05	1,95	1,14	1,04	1,52	1,38	2,94	2,66	1,45	1,25	0,92	0,61
3,4	3,07	2,93	1,71	1,56	2,29	2,07	4,41	4,00	2,17	1,88	1,38	0,92
1,4	4,10	3,91	2,28	2,08	3,05	2,76	5,88	5,33	2,90	2,50	1,84	1,22
Appui	4,61	4,40	2,57	2,34	3,43	3,10	6,56	5,94	3,23	2,79	2,05	1,36

Dans ce calcul, les charges disposées entre l'appui et l'abscisse $\frac{h_t}{2}$ n'ont pas été prises en compte ($h_t = 0,80$ ou $0,98$ selon la charge).

* Poutres intéressées.

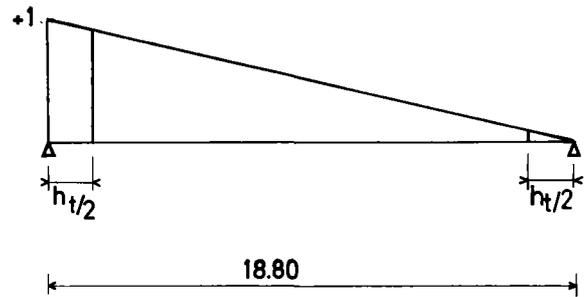
Exemple :

- Aire de la ligne d'influence à considérer sur appui vis-à-vis du poids propre de la poutre préfabriquée et du hourdis :

8,992

- Aire de la ligne d'influence à considérer vis-à-vis du poids des superstructures :

8,910



3.2 - CHARGES D'EXPLOITATION.

3.2.1 - Etude de la répartition transversale selon la méthode GUYON-MASSONNET.

Cette méthode a été choisie en raison de l'absence d'entretoises intermédiaires ; elle consiste à substituer à l'ouvrage étudié une structure continue anisotrope ayant mêmes rigidités moyennes à la flexion et à la torsion dans le sens longitudinal et dans le sens transversal.

3.2.1.1 - Définitions des paramètres.

I_P : inertie moyenne de flexion longitudinale de chaque poutre (quotient de l'inertie réelle de chaque poutre par leur espacement)

I_E : inertie moyenne de flexion de l'entretoisement (inertie transversale du hourdis par mètre linéaire)

Γ_P : inertie moyenne de torsion de chaque poutre (quotient de l'inertie réelle de chaque poutre par leur espacement)

Γ_E : inertie moyenne de torsion de l'entretoisement (inertie de torsion par mètre longitudinal de hourdis)

$p_P = EI_P$ et $p_E = EI_E$ sont respectivement les rigidités flexionnelles des poutres et de l'entretoisement

$\gamma_P = G\Gamma_P$ et $\gamma_E = G\Gamma_E$ sont respectivement les rigidités torsionnelles des poutres et de leur entretoisement

l : portée biaise de la travée

b : demi largeur "active" du tablier ; si n est le nombre de poutres et EP leur espacement: $b = \frac{n \times EP}{2}$

$$\theta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{P_P}{P_E}}$$

est le paramètre d'entretoisement

$$\alpha = \frac{Y_P + Y_E}{2\sqrt{P_P P_E}}$$

est le paramètre de torsion ; si l'on suppose $G = 2 E$ (ce qui suppose $\nu = 0$) α peut s'écrire :

$$\alpha = \frac{\Gamma_P + \Gamma_E}{4\sqrt{I_P I_E}}$$

Nous calculons ci-après la valeur de ces différents paramètres

----- I_P $\frac{0,03434}{0,8} = 0,0429 \text{ m}^4$

----- I_E $\frac{1 \times 0,165^3}{12} = 0,0374 \times 10^{-2} \text{ m}^4$

Calcul des inerties de torsion.

On calcule les inerties de torsion des différentes parties assimilées à des rectangles. Ces inerties s'ajoutent. Dans ces calculs, il importe d'évaluer les inerties de torsion par défaut et non par excès.

L'inertie de torsion d'un rectangle de longueur b et de hauteur h est : $\Gamma = [k]_{b/h} b h^3$

k prenant les valeurs suivantes en fonction du rapport b/h

b/h	1	1,20	1,50	1,75	2	2,25	2,50	3	4	5	10	∞
k	0,141	0,166	0,196	0,213	0,229	0,240	0,249	0,263	0,281	0,292	0,312	0,333

Pour tenir compte de la distribution réelle des contraintes de cisaillement dans les sections de rapport b/h élevé, nous avons convenu d'appliquer les corrections suivantes dans l'application de la formule ci-dessus :

- Pour l'âme des poutres le coefficient k est calculé avec une hauteur double de la hauteur réelle ;

- Pour le hourdis, la valeur de Γ à retenir n'est que la moitié de celle donnée par la formule générale.

Les schémas et l'exemple de calcul ci-après montrent la décomposition adoptée pour les sections.

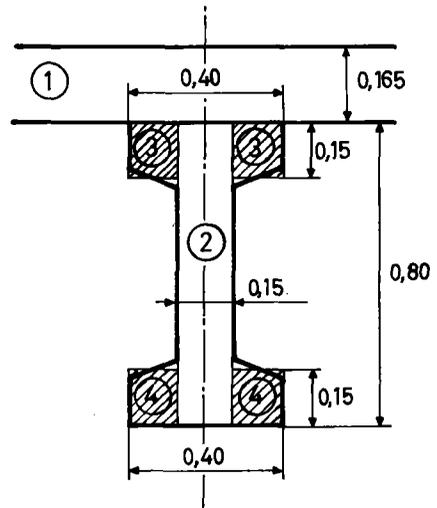
Calcul de Γ_p

l'inertie de torsion du hourdis (largeur 10 m, épaisseur 0,165, ce qui entraîne $b/h > 10$) est :

$$\Gamma'_1 = 0,333 \times \frac{1}{2} \times 10 \times 0,165^3 ;$$

l'inertie moyenne du hourdis associé à chaque poutre est donc :

$$\Gamma_1 = 0,333 \times \frac{0,165^3}{2} \times 0,8 = 0,00059835 \text{ m}^4.$$



Pour la poutre, nous avons simplifié le profil de la manière représentée ci-contre.

$$\begin{aligned} \Gamma_2 &= 0,312 \times 0,80 \times 0,15^3 = 0,00084240 \text{ m}^4 & \left(b/h = 5,33, k \left[\frac{2b}{R} \right] \approx 0,312 \right) \\ \Gamma_3 &= 0,196 \times 0,25 \times 0,15^3 = 0,00016537 \text{ m}^4 & (b/h = 1,67) \\ \Gamma_4 &= 0,196 \times 0,25 \times 0,15^3 = 0,00016537 \text{ m}^4 & (b/h = 1,67) \end{aligned}$$

$$\Gamma_1 + \Gamma_2 + \Gamma_3 + \Gamma_4 = 0,00177149$$

$$\Gamma_p = 0,00177149 / 0,8 = 0,221 \times 10^{-2} \text{ m}^4/\text{m}$$

Calcul de Γ_E

l'inertie de torsion du hourdis autour d'un axe transversal est :

$$0,333 \times \frac{1}{2} \times 18,8 \times 0,165^3$$

d'où

$$\Gamma_p = 0,333 \times \frac{0,165^3}{2} = 0,0748 \times 10^{-2} \text{ m}^4/\text{m}$$

d'où la valeur des paramètres

$\alpha = 0,185$	$\theta = 0,903$
------------------	------------------

3.2.1.2 - Coefficient de répartition transversale.

Pour une valeur donnée de θ et de l'excentrement e_i de la poutre où l'on recherche l'intensité du moment fléchissant, les tables de MASSONNET donnent la ligne d'influence du coefficient K de répartition transversale lorsque la charge unité, repérée par son excentrement y , se déplace d'un bord libre à l'autre.

Ces tables sont données pour $\alpha = 0$ (coefficient K_0) et $\alpha = 1$ (coefficient K_1) ; on admettra, pour α donné, que :

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha}$$

Un extrait de ces tables, correspondant à $\theta = 0,9$ ($\alpha = 0$ et $\alpha = 1$) a été porté en annexe, page 38 de cette pièce. Cet extrait est accompagné du tracé des lignes d'influence de K_α pour la poutre centrale et la poutre de rive.

Pour une charge unique d'excentrement y le moment fléchissant dans la poutre d'excentrement e_i est le produit du moment moyen dans la poutre par l'ordonnée $K_\alpha(y)$ de la ligne d'influence de K_α au droit de la charge.

Le moment moyen est le moment dans la poutre dû à une charge d'intensité $\frac{1}{n}$; n étant le nombre de poutres.

Lorsque plusieurs charges P_i , repérées par leur indice i , excentrées de y_i , sont disposées sur la section transversale, le coefficient majorateur du moment moyen est de la forme

$$1 + \epsilon = \frac{\sum_i P_i K_\alpha(y_i)}{\sum P_i}$$

Il convient donc de rechercher, pour chaque poutre et pour les charges réglementaires, la valeur maximale de ce terme qui, multipliée par le moment moyen longitudinal extrême, donnera le moment fléchissant réel dans la poutre. Cette valeur maximale de $1 + \epsilon$ est appelée "coefficient de majoration pour excentrement", elle est indissociable du nombre de voies qui a permis de l'obtenir.

3.2.1.3 - Résultats.

Le tableau ci-après donne les valeurs extrêmes de $\frac{\sum P_i K(y_i)}{\sum P_i}$ pour les différentes poutres de l'ouvrage -

(
) Dans ces résultats ont été inclus les coefficients a_1 , a_2 et b_c
) du fascicule 61 titre II du C.P.C.

$$\left. \begin{array}{l} a_1 = 1 \text{ (1 voie)} \\ a_1 = 1 \text{ (2 voies)} \end{array} \right\} \quad a_2 = \frac{3,50}{3,75} = 0,933 \quad b_c = \begin{array}{l} 1,2 \text{ (1 file de camions)} \\ 1,1 \text{ (2 files de camions)}. \end{array}$$

COEFFICIENTS DE MAJORATION POUR EXCENTREMENT							
		CHARGE A		CHARGE B _c		TROTTOIRS	
POUTRE	Nombre voies chargées	coefficient (1)	Nombre voies chargées	coefficient (1)	Nombre trottoirs chargés	coefficient (1)	
1(rive)	1	1,210	1	2,311	1	4,453	
2	2	0,701	2	1,330	1	3,530	
3	2	0,863	2	1,497	1	2,580	
4	2	1,000	2	1,618	1	1,737	
5	2	1,101	2	1,684	1	1,064	
6	2	1,162	2	1,663	2	0,308	
7 (médiane)	2	1,182	2	1,656	2	0,245	

(1) soit
$$\frac{\sum P_i K(y_i)}{\sum P_i} \quad (a_1, a_2 \text{ ou } b_c)$$

Remarque : Il est possible que, pour des tabliers suffisamment larges, une charge placée au droit d'une poutre se traduise par un chargement négatif sur une autre poutre - Cette éventualité doit être envisagée ; elle conduit à considérer sur les poutres concernées un moment négatif alors que la travée est sur appuis simples.

3.2.2 - Moments fléchissants dus aux charges d'exploitation.

3.2.2.1 - Moment moyen par poutre.

Le tableau ci-après donne, dans les sections de calcul le moment fléchissant moyen par poutre pour 1 voie chargée ou une file de camions ; tous coefficients de majoration et de pondération sont exclus.

MOMENTS MOYENS PAR POUTRE DUS AUX CHARGES D'EXPLOITATION			
Abscisse section	A (1 voie)	B _c ⁽²⁾ (1 file camions)	Trottoir (1 trottoir)
9,40 (milieu)	17,81	9,98	0,62
7,4	16,87	10,16	0,59
5,4	14,47	9,12	0,51
3,4	10,47	6,96	0,37
1,4	4,87	3,50	0,17
0 (Appui)	0	0	0

(2) B_t peut s'avérer prépondérant dans certains cas (cf. dossier SURCH).

Valeur prise en compte pour A (ℓ)

$$A(\ell) \text{ en t/m}^2 = 0,230 + \frac{36}{\ell + 12}$$

$$A(18,80) = 1,398 \text{ t/m}^2 \text{ soit } 5,242 \text{ t/m} \ell / \text{voie de } 3,75 \text{ m de largeur}$$

3.2.2.2 - Coefficient de majoration dynamique.

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

G poids de la structure, superstructures comprises soit 278 tonnes

S poids maximal d'essieux B_c : 120 tonnes multiplié par le coefficient b_c correspondant à 2 voies chargées soit 132 tonnes

L = 18,80 m

$$\delta = 1,154$$

Lorsque le poids maximum d'essieux B_t qu'il est possible de disposer sur l'ouvrage est supérieur au poids maximum d'essieux B_c (faibles portées) c'est le poids des essieux B_t qu'il convient de prendre comme valeur de S.

3.2.2.3 - Moments fléchissants dans les différentes poutres.

Le tableau ci-après récapitule les sollicitations (moments) dues aux charges d'exploitation compte tenu du coefficient de majoration pour excentrement et du coefficient de majoration dynamique pour les charges B - Ces sollicitations ne sont pas encore à ce stade affectées des coefficients γ_Q et γ_S dont les valeurs dépendent de l'état limite considéré.

Les valeurs ci-après s'obtiennent donc, pour la poutre considérée, en multipliant le moment moyen (tableau 3.2.2.1) par le coefficient de majoration pour excentrement et par le nombre de voies correspondant (tableau 3.2.1.3) ; le coefficient de majoration dynamique est ensuite appliqué aux charges B.

61 II 4

61 II 5,5

MOMENTS FLÉCHISSANTS DUS AUX CHARGES D' EXPLOITATION M_Q									
Abscisse	POUTRE 1			POUTRE 5			POUTRE 7		
	A	Bc	T	A	Bc	T	A	Bc	T
9,40	21,55	26,61	2,77	39,22	38,79	0,66	42,10	38,15	0,31
7,40	20,42	27,10	2,63	37,15	39,50	0,63	39,88	38,85	0,29
5,40	17,51	24,31	2,27	31,86	35,44	0,54	34,21	34,86	0,25
3,40	12,67	18,56	1,65	23,05	27,05	0,39	24,75	26,60	0,18
1,40	5,89	9,33	0,76	10,72	13,60	0,18	11,51	13,38	0,08
Appui	0	0	0	0	0	0	0	0	0

3.2.3 - Efforts tranchants.

3.2.3.1 - Répartition transversale des charges de calcul.

Pour les charges uniformément réparties ($A(\ell)$) et trottoirs), nous adoptons les coefficients obtenus, pour la flexion, par la méthode GUYON-MASSONNET.

Vis-à-vis des charges ponctuelles du système B nous adoptons une loi de répartition différente pour les charges placées au voisinage de la section d'appui. Le modèle que nous proposons résulte d'une étude faite, dans ce cas particulier, à l'aide du programme STRESS et nous paraît généralisable avec une bonne approximation pour ce type de poutraison.

Toutefois, pour le convoi militaire à chenilles (système M_c) une étude plus précise est à envisager et il conviendra de consulter le gestionnaire de ce dossier.

Soit x l'abscisse longitudinale de la charge P , comptée à partir de l'axe d'appui et e l'espacement entre poutres :

- a) si $x = 0$ la répartition transversale se fait en supposant le hourdis articulé sur les poutres.
- b) si $x \geq 4e$ la répartition transversale obéit aux hypothèses GUYON-MASSONNET.
- c) si $0 < x < 4e$ la répartition transversale se fait de la manière suivante :
 - la fraction $(1 - \frac{x}{4e}) P$ se répartit en supposant le hourdis articulé sur les poutres.

- la fraction $(\frac{x}{4e}) P$ se répartit selon le modèle GUYON-MASSONNET.

3.2.3.2 - Effort tranchant moyen dû à A(l) et aux trottoirs.

Effort tranchant sur appui : La longueur chargée est la longueur du pont à l'exclusion d'une zone située entre l'axe de l'appui et la section distante de $\frac{h_t}{2}$ à partir de cet appui.

Effort tranchant en travée : seule la partie positive de la ligne d'influence est considérée. L'effort tranchant négatif n'est pas déterminant dans le cas où les armatures de précontrainte sont rectilignes.

Le tableau ci-dessous donne, dans les sections de calcul, l'effort tranchant moyen par poutre correspondant à 1 voie chargée ou 1 trottoir chargé, tous coefficients de majoration et de pondération exclus.

Abscisse section	A	T_r
9,40	0,95	0,03
7,40	1,39	0,05
5,40	1,92	0,07
3,40	2,54	0,09
1,40	3,24	0,11
Appui	3,62	0,13

Le tableau ci-après donne, dans les sections de calcul, l'effort tranchant par poutre pour la charge A. Les valeurs s'obtiennent donc en multipliant l'effort tranchant moyen par le coefficient de majoration pour excentrement et par le nombre de voies (ou de trottoirs) chargés (cf. p. 22).

EFFORTS TRANCHANTS PAR POUTRE DUS A LA CHARGE A			
Abscisse section	POUTRE 1	POUTRE 5	POUTRE 7
9,40	1,15	2,09	2,25
7,40	1,68	3,06	3,29
5,40	2,32	4,23	4,54
3,40	3,07	5,59	6,00
1,40	3,92	7,13	7,66
Appui	4,38	7,97	8,56

En fait, comme on le verra au paragraphe suivant, le système Bc est prépondérant par rapport au système A.

3.2.3.3 - Effort tranchant dû aux charges du système B.

Le système B_t n'est pas déterminant dans le cas d'espèce.

Effort tranchant sur appui :

L'essieu le plus proche de l'appui considéré est placé à une distance de cet appui égale à $2 h_t$; h_t étant la hauteur totale de la poutre (hourdis compris) ; $2 h_t = 1,96$ m.

Effort tranchant en travée : nous recherchons l'effort tranchant positif, toujours déterminant en l'absence de composante verticale de précontrainte.

A titre d'exemple, nous donnons ci-après le détail du calcul de l'effort tranchant dans la section d'appui de la poutre 7 : une file de roues est disposée sur la poutre n° 7.

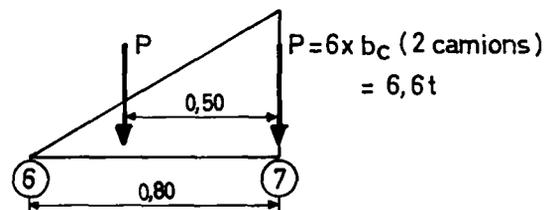
Terme de l'effort tranchant dû à la répartition transversale par dalles articulées.

Une file de roues étant placée au droit de la poutre 7, la file de roues la plus voisine est située à 50 cm de cette dernière transversalement.

L'effort vertical exercé sur la poutre est alors :

$$P + \frac{0,3}{0,8} P = 1,375 P$$

$4e = 3,20$: seul l'essieu arrière des camions est intéressé par cette répartition.



abscisse charge	1,375 P	$1,375 P (1 - \frac{x}{4e})$	Effort tranchant V_1
1,960	9,08	3,520	3,150

Terme de l'effort tranchant dû à la répartition transversale GUYON-MASSONNET.

Le tableau ci-après donne l'effort tranchant moyen par poutre dû à une file de camions.

L'essieu arrière de cette file, situé à l'abscisse $2 h_t = 1,96$ m a un poids de $12 \frac{x}{4e}$ soit $12 \frac{1,960}{3,200} = 7,344$ tonnes.

Abscisse de la charge	$\frac{x}{4e} P_i (x < 4e)$ $P_i (x > 4e)$	Effort tranchant
1,96	7,344	6,572
3,46	12	9,780
7,96	6	3,456
12,46	12	4,044
13,96	12	3,084
18,46	6	0,108
	total	27,044

Effort tranchant moyen $\frac{27,044}{13} = 2,080$ pour une file de camions.

L'effort tranchant V_2 sur la poutre 7 s'obtient en multipliant ce résultat par le coefficient de majoration pour excentrement 1,656 puis par le nombre de voies chargées: 2

$$V_2 = 2,080 \times 1,656 \times 2 = 6,888 \text{ t}$$

L'effort tranchant dans la section d'appui poutre 7 est alors, compte tenu du coefficient de majoration dynamique :

$$V = (V_1 + V_2) \delta = (3,150 + 6,888) 1,154 = 11,58 \text{ t}$$

soit une augmentation de 23 % par rapport au résultat trouvé en appliquant l'hypothèse de GUYON-MASSONNET sur toute la longueur du pont.

Le tableau ci-après donne, dans les différentes sections de calcul l'effort tranchant dû à B_c , coefficient b_c et coefficient de majoration dynamique compris.

Ces sollicitations ne sont pas encore à ce stade affectées des coefficients γ_Q et γ_S dont les valeurs dépendent de l'état limite considéré.

EFFORTS TRANCHANTS DUS AUX CHARGES ROUTIERES PREPONDERANTES $V_Q = V_{Bc}$ (TROTTOIRS NON COMPRIS)			
Abscisse	POUTRE 1	POUTRE 5	POUTRE 7
9,40	2,48	3,62	3,56
7,40	3,26	4,75	4,67
5,40	4,20	6,12	6,02
3,40	5,53	8,06	7,93
1,40	8,43	11,06	11,58
Appui	8,43	11,06	11,58

Nota : 1) Dans le cas d'espèce, la poutre 5 est légèrement moins sollicitée que la poutre 7 car il est impossible de lui appliquer la même disposition de charges qu'à la poutre 7, compte tenu de la largeur de la chaussée.

2) Par ailleurs, les efforts tranchants sur appuis et à la section d'abscisse 1,40 sont les mêmes puisque dans les deux cas l'essieu le plus à gauche longitudinalement se trouve à l'abscisse $2 h_t = 1,96$ m.

3) L'effort tranchant à considérer vis-à-vis des charges d'exploitation sur la poutre 7 est :

$$B_c = 11,58 \text{ t}$$

$$Tr = 0,06 \text{ t (d'après les tableaux des pages 22 et 25)}$$

$$S(\gamma_{Qc} Q_c) = 1,2 \times 11,58 + 0,06 = 13,96 \text{ t (Etat limite d'utilisation)}$$

$$S(\gamma_{Qc} Q_c) = 1,33 (11,58 + 0,06) = 15,49 \text{ t (Etat limite ultime).}$$

CHAPITRE 4

VALEURS CARACTERISTIQUES DE LA PRECONTRAINTE

4.1 - CALCUL DES PERTES DE TENSION.

4.1.1 - Tension sur banc.

Elle est le minimum de 0,95 Tg et 0,85 Rg

$$0,95 Tg = 0,95 \times 167\ 000 = \boxed{158\ 650}$$

$$0,85 Rg = 0,85 \times 188\ 000 = 159\ 800$$

$$\underline{\sigma_{po} = 158\ 650\ t/m^2}$$

Le procédé de mise en tension n'engendre pas de rentrée d'ancrage.

4.1.2 - Première phase de calcul : relâchement des armatures.

La tension initiale σ_{pi} est donnée par la formule explicitée au chapitre 3 de la pièce 2.

$$\sigma_{pi} = \frac{\sigma_{po} - E_a \alpha_b (\theta_1 - \theta_0) - M_G \frac{e}{I} \frac{E_a}{E_{bi}}}{1 + k \frac{E_a}{E_{bi}}}$$

Les caractéristiques de la section médiane à prendre en compte sont les caractéristiques nettes

$$E_a = 19\ 400\ 000\ t/m^2$$

$$E_{bi} = 2\ 800\ 000\ t/m^2$$

$$E_a/E_{bi} = 6,928$$

température d'étuvage $\theta_1 = 70^\circ$ (dans le béton)

température ambiante $\theta_0 = 20^\circ$

coefficient de dilatation thermique du béton $\alpha_b = 10^{-5}$

Moment de poids propre en section médiane (valeur moyenne) :

$$\frac{0,499 \times \overline{18,8}^2}{8} = 22,04 \text{ t.m.}$$

$$k = \frac{A_p}{B} \left(1 + \frac{e^2}{i^2} \right) = \frac{1316 \times 10^{-6}}{0,1995} \left(1 + \frac{0,290^2}{0,0757} \right) = 0,0139$$

$$\text{avec } i^2 = \frac{I}{B} = \frac{0,01512}{0,1995} = 0,0757$$

A_p : section des armatures de précontrainte 1316 mm²

$$\sigma_{pi} = \frac{158\ 650 - 9700 + 2960}{1,096} = 138\ 500 \text{ t/m}^2$$

rappel : la perte de tension d'origine thermique, mise en évidence par le deuxième terme du numérateur est égale à 1 % de la tension sur banc par tranche de 7° de montée en température dans le cas, envisagé ici, où la totalité du banc est soumise au même cycle d'étuvage que le béton.

4.1.2 - Deuxième phase de calcul : stockage de la poutre.

La poutre supporte au cours de cette phase une première fraction des pertes différées ; nous exprimerons cette fraction en pourcentage des pertes totales calculées en supposant que la poutre reste stockée pendant une durée infinie.

Dans cette hypothèse, les pertes différées totales s'établissent comme suit :

$$\sim\text{- retraits du béton } \epsilon_r = 1,6 \times 10^{-4} \quad \Delta\sigma_r = 19\ 400\ 000 \times 1,6 \times 10^{-4} = 3100 \text{ t/m}^2$$

(cf. § 1.3.3 de cette pièce)

~ relaxation des armatures : dans le cas d'espèce, nous nous référerons à la tension initiale σ_{pi} puisque les pertes sur banc ont été prises en compte en première phase.

Nous supposons en outre que le traitement thermique ne modifie pas la relaxation finale des armatures (1).

La condition sur ρ_{1000} (cf. chapitre 1 pièce 2) est déterminante, elle donne

$$\Delta\sigma_p = \frac{2,4 \times 5}{100} \times 138\ 500 \times \frac{138\ 500 - 0,55 \times 188\ 000}{0,25 \times 188\ 000} = 12\ 400 \text{ t/m}^2$$

~ fluage du béton

(1) Il semble que cette hypothèse puisse être admise pour les aciers à relaxation normale (RN) et à basse relaxation (B.R.) mais non pour les aciers à très basse relaxation (T.B.R.) au sens du fascicule 4 titre II.

Nous estimons la perte de tension à $\Delta\sigma_{fl} = 12\ 000\ \text{t/m}^2$ sous réserve de vérification (voir ci-après).

~ - terme de concomitance (cf. pièce 2 § 1.1.3).

BP 12,3

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{\Delta\sigma_p (\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl})}{\sigma_{pi} - 0,55R_g} = \frac{12\ 400 (3\ 100 + 12\ 000)}{138\ 500 - 0,55 \times 188\ 000} = 5\ 340\ \text{t/m}^2$$

La tension finale moyenne des armatures serait alors, pour un stockage de durée infinie :

$$138\ 500 - 3\ 100 - 12\ 400 - 12\ 000 + 5\ 340 = 116\ 340\ \text{t/m}^2$$

La contrainte finale due à la précontrainte au niveau de l'armature moyenne est la somme de la contrainte initiale et de la perte de contrainte due aux pertes de tension.

Le premier terme est calculé en section nette, le second en section rendue homogène avec $n = 12$

Contrainte initiale dans le béton

$$\frac{1,2 \times 500 \times 1316 \times 10^{-6}}{0,1995} \left(1 + \frac{0,290^2}{0,0727} \right) = 1925\ \text{t/m}^2$$

Variation de contrainte due aux chutes de tension

$$\frac{(116\ 340 - 138\ 500) \times 1316 \times 10^{-6}}{0,2153} \left(1 + \frac{0,268}{0,0761} \right) = -263\ \text{t/m}^2$$

Contrainte de poids propre (section nette - cf. § 2.2.2 de cette pièce).

$$\frac{22,04 \times (-0,290)}{0,01512} = -423\ \text{t/m}^2$$

Contrainte finale au niveau de l'armature : $1\ 239\ \text{t/m}^2$

Perte par fluage

$$\Delta\sigma_{fl} = E_a \varepsilon_{fl} = E_a \times \frac{1239 \times 10^{-6}}{2} = 12\ 000\ \text{t/m}^2 \text{ (cf. § 1.3.2.1 de cette pièce)}$$

La valeur estimée de la perte par fluage est donc convenable. Compte tenu de la durée réelle du stockage qui est de 28 jours les pertes en phase deux représentent 40 % des pertes ainsi calculées (cf. Annexe 2, page 91), soit :

$$0,4 \times (3\ 100 + 12\ 000 + 12\ 400 - 5\ 340) = 8\ 860\ \text{t/m}^2$$

4.1.3 - Calcul de la tension finale dans les armatures.

A 28 jours deux nouvelles charges, hourdis et superstructures, sont appliquées; les pertes différées totales sont donc modifiées par rapport aux calculs précédents (incidence sur les pertes par fluage) - Les pertes différées finales se récapitulent alors comme suit :

retrait	3 100 t/m ²	
relaxation	12 400 t/m ²	
fluage	10 850 t/m ²	(valeur estimée à vérifier)
concomitance	4 900 t/m ²	

Les pertes différées sont donc de

$$3\ 100 + 12\ 400 + 10\ 850 - 4\ 900 = 21\ 450\ \text{t/m}^2$$

dont 8860 t/m² se sont effectuées sur la section réduite.

Conformément au § 1.3.2.3 de cette pièce, le raccourcissement par fluage au niveau de l'armature moyenne est donné par l'expression

$$\epsilon_{fl} = 10^{-6} \left[\frac{\sigma'_{b1}}{2} + \frac{\sigma'_{b2}}{3,20} \right]$$

Dans cette expression

σ'_{b1} représente la contrainte dans le béton due aux charges appliquées à la détension : précontrainte initiale et poids propre de la poutre (en section nette).

$$\sigma'_{b1} = 1925 - 423 = 1502\ \text{t/m}^2$$

σ'_{b2} représente la contrainte dans le béton due aux autres actions (pertes de précontrainte, hourdis, superstructures) que nous supposerons, pour simplifier, appliquées à 28 jours :

Pertes sur section réduite en phase 2
(homogénéisée n = 12)

$$\frac{1316 \times 10^{-6} \times 8860}{0,2153} \left(1 + \frac{0,268^2}{0,0761} \right) = -105\ \text{t/m}^2$$

Pertes sur section complète
(homogénéisée n = 12)

$$- \frac{1316 \times 10^{-6} \times (21\ 450 - 8860)}{0,3473} \left(1 + \frac{0,462^2}{0,1091} \right) = -141\ \text{t/m}^2$$

hourdis sur section réduite
(homogénéisée n = 12)

$$\frac{0,360 \times 18,8^2}{8} \times \frac{-0,268}{0,01639} = -260\ \text{t/m}^2$$

superstructures sur section complète
(homoqénéisée n = 12)

$$\frac{0,192 \times \overline{18,8}^2}{8} \times \frac{-0,462}{0,03434} = \frac{-114 \text{ t/m}^2}{-620 \text{ t/m}^2}$$

$$\sigma'_{b2} = -620 \text{ t/m}^2$$

En application de la formule rappelée ci-dessus, la perte de tension finale par fluage est donc :

$$\Delta\sigma_{fl} = E_a \epsilon_{fl} = 19\,400\,000 \left[\frac{1502}{2} - \frac{620}{3,20} \right] \times 10^{-6} = 10\,800 \text{ t/m}^2$$

Valeur assez proche de la valeur estimée a priori.

4.2 - VALEURS CARACTERISTIQUES DES TENSIONS DE PRECONTRAINTE.

Le tableau ci-dessous récapitule phase par phase les tensions moyennes des armatures ; pour chaque phase la tension calculée représente la variation de tension par rapport à la phase précédente.

Nous définissons également les valeurs caractéristiques, maximales et minimales de cette tension en appliquant à la tension initiale les coefficients 1,02 (valeur maximale) et 0,98 (valeur minimale) et aux pertes de tension les coefficients 0,80 (pour précontrainte maximale) et 1,20 (pour précontrainte minimale).

Valeurs non cumulées	Tension moyenne	Tension caract. maximale	Tension caract. minimale
tension sur banc	158 650	161 820	155 480
relâchement des armatures	- 20 150	- 16 120	- 24 180
stockage poutre	- 8 860	- 7 090	- 10 630
ouvrage en service	- 12 590	- 10 070	- 15 110

CHAPITRE 5

VERIFICATION DES SECTIONS EN FLEXION

5.1 - VERIFICATION DE LA SECTION MEDIANE.

Nous nous intéresserons à titre d'exemple à la section médiane de la poutre centrale (poutre 7), la plus sollicitée en flexion sous charges d'exploitation.

5.1.1 - Etat-limite d'utilisation.

5.1.1.1 - Sollicitations.

Les sollicitations de calcul à considérer sont de la forme :

BP 17,1

$$S(Q_{L1}) + S\left(\begin{matrix} P_1 \\ \text{ou} \\ P_2 \end{matrix}\right) + S(\gamma_{QC} Q_C)$$

- $S(Q_{L1})$ sollicitation due aux actions de longue durée (poids propre, hourdis, superstructures)
- $S(P_1)$ sollicitation due à l'action de la précontrainte, en valeur caractéristique maximale
- $S(P_2)$ sollicitation due à l'action de la précontrainte, en valeur caractéristique minimale
- $S(\gamma_{QC} Q_C)$ sollicitation due à l'action des charges d'exploitation multipliées par un coefficient γ_{QC}

On passe des sollicitations aux contraintes extrêmes en définissant deux cas de charges concomitantes extrêmes :

- cas de charge 1 : Précontrainte maximale et sollicitations extérieures (poids propre, charges d'exploitation) minimales.
- cas de charge 2 : Précontrainte minimale et sollicitations extérieures maximales.

Les deux tableaux qui suivent définissent les deux cas de charge envisagés en calculant les valeurs de M et N concomitantes.

CAS DE CHARGE 1 : sollicitations minimales et précontrainte maximale.

Phase de calcul	$M(Q_{L1})$	$e(P)$	N_1	M_1 total non cumulé
relâchement	21,59	- 0,290	191,74	- 34,01
stockage		- 0,268	- 9,33	+ 2,50
coulage hourdis	15,23			+ 15,23
superstructures	6,75			+ 6,75
A vide		- 0,462	-13,25	+ 6,12
charges d'exploitation	$M(\gamma_{Qc} Qc)$			
	50,83			+ 50,83

CAS DE CHARGE 2 : sollicitations maximales et précontrainte minimale.

Phase de calcul	$M(Q_{L1})$	$e(P)$	N_2	M_2 total non cumulé
relâchement	22,64	- 0,290	172,79	- 27,47
stockage		- 0,268	- 13,99	+ 3,75
coulage hourdis	16,81			+ 16,81
superstructures	10,15			+ 10,15
A vide		- 0,462	- 19,88	+ 9,18
charges d'exploitation	$M(\gamma_{Qc} Qc)$			
	50,83			50,83

5.1.1.2 - Contraintes normales dues à ces sollicitations.

Il en résulte les tableaux de la page suivante donnant les contraintes normales en section médiane. L'attention est attirée sur les paragraphes qui suivent.

Section médiane - Poutre 7			CONTRAINTES NORMALES				Précontrainte maximale Solicitations extérieures minimales		1
Phase	Section résistante	Effort appliqué	Fibre supérieure hourdis		Fibre supérieure poutre		Fibre inférieure poutre		
			partielles	cumulées	partielles	cumulées	partielles	cumulées	
①	Poutre seule	Poids propre précontrainte			579 - 529	50	-585 2465	<u>1880</u>	
②	Poutre seule	Pertes de précontrainte			21	71	- 103	1777	
③	Poutre seule	Coulage hourdis			398	469	- 361	1416	
④	Poutre + hourdis	Superstructures	79		42	511	- 104	1312	
⑤	Poutre + hourdis (Sans effet différentiel)	Pertes de précontrainte	26		4		- 132		
		Ouvrage à vide		105		515		<u>180</u>	
		Charges d'exploitation	549		313		- 852		
		Ouvrage en charge		654		828		328	

N.B. Pour obtenir les contraintes finales, voir pages 37 à 40.

Section médiane - Poutre 7			CONTRAINTES NORMALES				Précontrainte minimale Solicitation maximale		2
Phase	Section résistante	Effort appliqué	Fibre supérieure hourdis		Fibre supérieure poutre		Fibre inférieure poutre		
			partielles	cumulées	partielles	cumulées	partielles	cumulées	
①	Poutre seule	Poids propre précontrainte			600 - 470	130	- 615 2225	1610	
②	Poutre seule	Pertes de précontrainte			33	163	- 154	1456	
③	Poutre seule	Coulage hourdis			439	602	- 400	1056	
④	Poutre + hourdis	Superstructures	107		63	665	- 156	900	
⑤	Poutre + hourdis (Sans effet différentiel)	Pertes de précontrainte	39		6		- 198		
		Ouvrage à vide		146		671		702	
		Charges d'exploitation	549		313		- 852		
		Ouvrage en charge		<u>695</u>		<u>984</u>		<u>- 150</u>	

3P 21,31

5.1.1.3 - Contraintes dans le béton au relâchement des fils.

Les calculs ci-dessus montrent que le talon de la poutre aura à supporter une contrainte de compression en fibre inférieure égale à 1880 t/m² en valeur caractéristique maximale, ce qui suppose un béton de résistance caractéristique égale à 1880 x 1,5 = 2820 t/m² en compression lors du relâchement des armatures ; toutefois cette section n'est pas la plus sollicitée (voir § 5.2).

5.1.1.4 - Contraintes supplémentaires à considérer en stade final.

Elles sont dues au retrait et au fluage différentiels.

Nous évaluerons ces contraintes supplémentaires en utilisant les résultats du chapitre 4 de la pièce 2.

Retrait

$$\epsilon = \epsilon_{rh} - r(t) \epsilon_{rp}$$

ϵ_{rh} étant le raccourcissement relatif du béton du hourdis, supposé libre d'effectuer son retrait

$r(t)\epsilon_{rp}$ étant le raccourcissement relatif du béton des poutres déjà effectué lors du coulage du hourdis

$$\epsilon_{rh} = 3 \times 10^{-4} \quad (\text{en France, excepté quart Sud-est})$$

$$r(t)\epsilon_{rp} = 0,42 \times 1,6 \times 10^{-4} = 0,67 \times 10^{-4}$$

$$\text{d'où } \epsilon = 2,3 \times 10^{-4}$$

Le module d'élasticité différé du béton du hourdis est :

$$E_v = 25\,550 \sqrt{3000} = 1\,400\,000 \text{ t/m}^2$$

L'aire de hourdis associé à une poutre est :

$$B_h = 0,132 \text{ m}^2$$

Caractéristiques de la section totale (pour n = 12 ; voir page 13).

$$\text{Aire } B = 0,347$$

$$\text{Inertie } I = 0,0379$$

$$v = 0,233$$

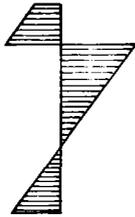
$$v' = - 0,582$$

$$c = GG_2 = 0,316$$

a) contrainte dans le hourdis au niveau de son centre de gravité

$$\sigma_b = \epsilon E_v B_h \left(\frac{1}{B} + \frac{c^2}{I} \right) - \epsilon E_v$$

$$\sigma_b = 2,3 \times 10^{-4} \times 1\,400\,000 \times 0,132 \left(\frac{1}{0,347} + \frac{0,316^2}{0,0379} \right) - 2,3 \times 10^{-4} \times 1\,400\,000 = - 88 \text{ t/m}^2$$



b) contrainte au niveau de la fibre supérieure de la poutre

$$\sigma'_b = E_v B_h \left(\frac{1}{B} + \frac{c_v}{I} \right)$$

$$\sigma'_b = 2,3 \times 10^{-4} \times 1400\,000 \times 0,132 \left(\frac{1}{0,347} + \frac{0,316 \times 0,233}{0,0379} \right) = 204 \text{ t/m}^2$$

c) contrainte au niveau de la fibre inférieure de la poutre

$$\sigma_b = E_v B_h \left(\frac{1}{B} + \frac{c_v'}{I} \right)$$

$$\sigma_b = 2,3 \times 10^{-4} \times 1400\,000 \times 0,132 \left(\frac{1}{0,347} - \frac{0,316 \times 0,582}{0,0379} \right) = -84 \text{ t/m}^2$$

Fluage (cf. chapitre 4 pièce 2).

Le raccourcissement final par fluage d'une fibre de la poutre comprimée soumise aux seuls effets de son poids propre et de la précontrainte est

$\epsilon_f = \frac{\sigma'_{b1}}{2} \times 10^{-6}$; σ'_{b1} étant la contrainte appliquée dans le béton au niveau considéré (cf. § 1.3.2.1 de cette pièce).

Au moment du bétonnage du hourdis la fraction $r(t) = 0,42$ de ce fluage s'est déjà effectuée librement.

Le raccourcissement instantané de la fibre considérée étant

$$\epsilon_{10} = \frac{\sigma'_{b1}}{2,8} \times 10^{-6}, \text{ on pose } k = \frac{r(t_0) \epsilon_f}{\epsilon_{10}} = 0,580$$

Conformément aux indications du chapitre 4 de la pièce 2, nous calculerons donc, sous l'effet des sollicitations d'utilisation moyennes M et N dues au poids de la poutre et à la précontrainte, la somme des deux termes suivants :

- les contraintes initiales appliquées sur la poutre seule, multipliées par $\frac{1+k}{3}$ soit 0,527

- les contraintes dues à M et N appliquées sur la section complète multipliées par $\frac{2-k}{3} = 0,473$

L'effort normal N de précontrainte est l'effort final (tenant compte des pertes) soit, en valeur moyenne (cf. p. 33) :

$$(138\,500 - 8\,860 - 12\,590) \times 1\,316 \times 10^{-6} = 154 \text{ t}$$

Le moment dû au poids propre est 22,04 t.m

Le moment dû à la précontrainte est, selon la section considérée :

154 x-0,290 sur la section préfabriquée soit - 44,7 t.m
 154 x-0,484 sur la section complète soit - 74,5 t.m

(1)

Le calcul des contraintes en section nette fournit alors :

fibre supérieure du hourdis

$$+ 0,473 \left[\frac{(22,04 - 74,5) 0,376}{0,03434} + \frac{154}{0,3315} \right] = - 52 \text{ t/m}^2$$

fibre supérieure de la poutre

$$= 0,527 \left[\frac{(22,04 - 44,7) 0,405}{0,01512} + \frac{154}{0,1995} \right] + 0,473 \left[\frac{(22,04 - 74,5) 0,211}{0,03434} + \frac{154}{0,3315} \right] = + 155 \text{ t/m}^2$$

fibre inférieure de la poutre

$$= 0,527 \left[- \frac{(22,04 - 44,7) 0,410}{0,01512} + \frac{154}{0,1995} \right] + 0,473 \left[\frac{(22,04 - 74,5) 0,604}{0,03434} + \frac{154}{0,3315} \right] = + 1385 \text{ t/m}^2$$

Ces contraintes sont à comparer aux contraintes de poids propre (poutre seule) et de précontrainte qui résultent d'un calcul phase par phase. Comme précédemment, nous effectuons ce calcul à partir des valeurs moyennes, mais sur sections nettes non homogénéisées.

Phase	Fibre supérieure du hourdis	Fibre supérieure poutre	Fibre inférieure poutre
Poids propre	0	590 t/m ²	- 600 t/m ²
Précontrainte section poutre seule. tension : 138 500 - 8 860 = 129 640 t/m ²	0	- 470 t/m ²	2200 t/m ²
Pertes de précontrainte sur section complète - 12 590 t/m ²	+ 38 t/m ²	5 t/m ²	- 190 t/m ²
Total	+ 38 t/m ²	125 t/m ²	1410 t/m ²

(1) En pré-tension, la section nette s'identifie pratiquement à la section brute. Cette section pourrait être homogénéisée à condition de faire de même dans le tableau en bas de page.

Le fluage de la poutre, gêné par le hourdis, introduit donc les contraintes supplémentaires suivantes :

fibre supérieure du hourdis $- 52 - 38 = - 90 \text{ t/m}^2$

fibre supérieure de la poutre $155 - 125 = 30 \text{ t/m}^2$

fibre inférieure de la poutre $1385 - 1410 = - 25 \text{ t/m}^2$

5.1.1.5 - Contraintes finales.

Les contraintes supplémentaires calculées à l'alinéa précédent se cumulent aux contraintes obtenues phase par phase.

Selon l'étude précédente on obtient :

- des contraintes de traction supplémentaires sur la fibre supérieure du hourdis : leur cumul au cas de charge 1 précédent (précontrainte maximale et sollicitations extérieures minimales) est défavorable ;

- des contraintes supplémentaires de compression sur la fibre supérieure de la poutre et de traction sur la fibre inférieure : leur cumul au cas de charge 2 précédent (précontrainte minimale et sollicitations extérieures maximales) est défavorable.

D'où les contraintes finales sous les deux cas de charge.

PHASE 5 CONTRAINTES NORMALES FINALES CUMULÉES			
Section médiane Poutre 7	Fibre supérieure hourdis	Fibre supérieure poutre	Fibre inférieure poutre
<u>Cas de sollicitation 1</u>			
Ouvrage à vide (cf. 1er tableau, p. 36).	105	515	1 180
Retrait	- 88	204	- 84
Fluage	- 90	30	- 25
Total à vide	<u>- 73</u> ⁽¹⁾	749	1 071
Total en charge	476	+1062	+ 219
<u>Cas de sollicitation 2</u>			
Ouvrage à vide (cf. 2 ^e tableau, p. 36).	146	671	702
Retrait	- 88	204	- 84
Fluage	- 90	30	- 25
Total à vide	- 32	905	593
Total en charge	517	<u>1 218</u> (< 4200 / 1,8)	<u>- 259</u> ⁽²⁾ (< 313)

5.1.2 - Armatures passives longitudinales de nappe inférieure.

Le diagramme des contraintes à l'état d'utilisation montre que des armatures passives de complément sont nécessaires pour reprendre les tractions dans le béton (cas de charge sous sollicitation maximale + précontrainte minimale : contrainte finale en charge - 259 t/m² retrait et fluage inclus).

Les armatures placées au voisinage de la fibre inférieure sont en acier HA, leur section est égale à la somme des deux termes suivants :

- 0,1 % de l'aire de béton tendu

- le quotient de l'effort de traction équilibré par le béton tendu, supposé non fissuré, par la limite élastique σ_e de ces armatures, bornée supérieurement à 42 000 t/m². Cet effort de traction est calculé à partir du diagramme des contraintes en section nette (cf. renvoi page 39).

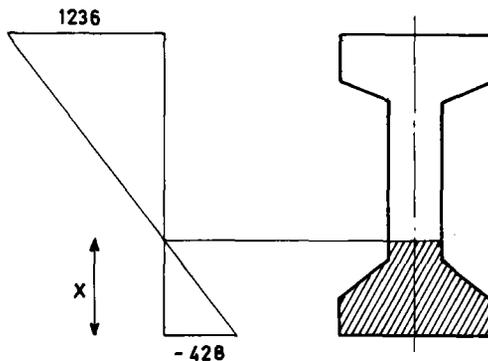
3P 21,42

(1) Pour l'interprétation de cette contrainte, voir § 8.1.

(2) L'attention est attirée sur BP 21,325 et son commentaire.

Le diagramme des contraintes en section nette s'obtient à partir des efforts calculés page 35 . On obtient ainsi, phase par phase et pour le cas de charge 2 les contraintes suivantes :

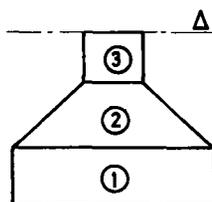
	Fibre supérieure poutre	Fibre inférieure poutre
Relâchement armatures	130	1 610
Stockage	39	- 180
Hourdis	452	- 457
Superstructures	63	- 179
Pertes différées	6	- 220
Charges d'exploitation	312	- 893
Retrait différentiel	204	- 84
Fluage	30	- 25
	Total :	- 428 t/m ² (1)
	1 236 t/m ²	



hauteur de béton tendu

$$x = 0,815 \frac{428}{428 + 1236} = 0,21 \text{ m}$$

Calcul de l'effort de traction dans le béton



Elément	Aire m ²	dist cdg/Δ	Contrainte	Force de traction
1	0,040	0,16	- 326	13,04
2	0,0275	0,067	- 137	3,77
3	0,0010	0,005	- 10	≠ 0,01
	0,0685 m ²			16,82 t

Notre intention étant de tenir compte de la nappe inférieure des armatures de précontrainte, nous remplaçons la limite d'élasticité des armatures passives par le plus petit des trois termes suivants :

(1) Remarquer la différence avec la page précédente.

BP 21,42

- σ_e soit 42 000 t/m²

- $T_d - \sigma_p$ soit 167 000 - 117 050 = 49 950 (σ_p étant la tension probable des armatures sur l'ouvrage à vide)

- 26 520 η , η étant le coefficient de fissuration des armatures de précontrainte

Par sécurité nous prendrons $\eta = 1$;

la section d'armatures passives est alors, dans ces conditions, en mm²

$$\frac{0,1 \times 68\,500}{100} + \frac{16,82}{0,026} - A_p = 715 - A_p$$

A_p étant la section résistante du lit inférieur d'armatures de précontrainte (soit $A_p = 564$ mm²), ce lit d'armatures étant situé à 7 cm

($< \frac{2}{3} \times 21,2 = 14$ cm) de la fibre inférieure de la poutre.

$$\omega = 69 + 647 - 564 = 152 \text{ mm}^2$$

Les armatures de montage (5 \emptyset 10 HA), sont donc suffisantes. Leur section est supérieure à la valeur plancher (2 à 3 cm² par mètre de largeur de talon sans être inférieure à 0,10 % de la section de béton de la poutre soit 2 cm²).

Remarque - On ne peut tenir compte de la section A_p dans ce dimensionnement que sous les deux conditions suivantes :

- le coefficient de fissuration de ces armatures de précontrainte est supérieur à 1 (ce qui est le cas des armatures toronnées)

- les armatures entrant dans la section A_p sont à une distance de la fibre tendue inférieure aux 2/3 de la hauteur de béton tendu.

5.1.3 - Vérification à l'état ultime.

La vérification est faite en service⁽¹⁾, sous charges d'exploitation civiles et sous la combinaison la plus défavorable : sollicitations extérieures maximales, précontrainte minimale.

La sollicitation de calcul à considérer est de la forme :

$$1,2 \left[S(1,1 Q_{L1}) + S(P_2) + S(\gamma_{Qc} Q_c) \right]$$

avec $\gamma_{Qc} = 1,33$ pour les charges non exceptionnelles sur les ponts routes.

Sollicitations dues aux actions de longue durée (valeurs caractéristiques maximales) :

$$S(1,1 Q_{L1}) - \text{Moment fléchissant} = 1,1[22,64+16,81+10,15] = 54,6 \text{ t.m}$$

(1) A la mise en précontrainte, les sections vérifiées au § 5.2.4 sont dans une situation plus défavorable.

P 16,1

Sollicitations dues aux charges d'exploitation :

$$S(1,33 Q_c) - \text{Moment fléchissant} = 1,33 [42,10 + 0,31] = 56,4 \text{ t.m}$$

Sollicitations dues à la précontrainte (valeurs caractéristiques minimales) :

- Moment fléchissant calculé par rapport à l'horizontale passant par le centre de gravité de la section nette complète

$$138,9 \times (-0,484) = -67,2 \text{ t.m}$$

$$- \text{Effort normal } 1316 \times 10^6 \times 105 \text{ 560} = 138,9 \text{ t.}$$

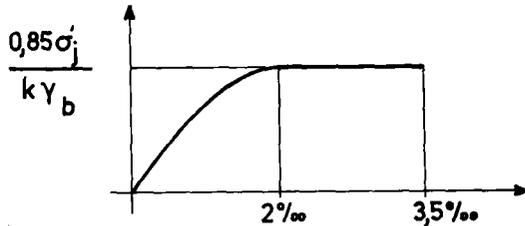
Les sollicitations à considérer vis-à-vis de l'état limite ultime sont donc :

$$- \text{un moment fléchissant d'intensité } 1,2 [54,6+56,4-67,2] = 52,6 \text{ t.m}$$

$$- \text{un effort normal } 1,2 [138,9] = 166,7 \text{ t.}$$

5.1.3.1 - Diagrammes contraintes déformations des matériaux.

béton : diagramme parabole rectangle



L'ordonnée du palier a pour valeur

$$\frac{0,85 \sigma_j}{k \gamma_b} \text{ avec } j = 28 \text{ jours et :}$$

$$k = 0,85 \text{ (charges routières)}$$

$$\gamma_b = 1,5. \text{ (1)}$$

Cette ordonnée est donc égale à :

- 2 000 t/m² pour le béton du hourdis

- 2 800 t/m² pour le béton des poutres.

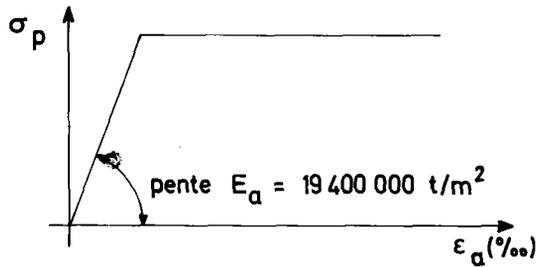
BP 23,4

BPA II 2,1

Aciers de précontrainte : le pourcentage $\frac{A}{B}$ des armatures de précontrainte par rapport à la section de béton est égal à $\frac{1316}{331\ 500}$ soit 0,4 % ; il est inférieur à $\frac{0,45 \sigma_j}{\gamma_g}$ soit $\frac{0,45 \times 3\ 000}{167\ 000} = 0,8 \%$; on peut donc avoir recours au diagramme simplifié défini dans l'annexe II au nouveau règlement (se reporter à cette annexe dans le cas contraire).

(1) On rappelle que le commentaire de BP 23,4 envisage une adaptation de ce coefficient dans certaines conditions.

BP 23,2



L'ordonnée du palier est le minimum de :

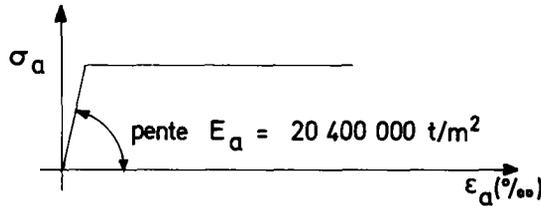
$$\frac{1,1 T_g}{\gamma_{mp}} \text{ et } \frac{0,95 R_g}{\gamma_{mp}} \text{ avec } \gamma_{mp} = 1,25$$

soit 142 880 t/m²

Armatures passives

BPA II 1

BP 23,2



L'ordonnée du palier est :

$$\frac{\sigma_e}{\gamma_a} \text{ avec } \gamma_a = 1,1$$

soit 38 200 t/m²

5.1.3.2 - Equilibre des forces appliquées à la section.

BP 23,3

Nous recherchons un diagramme de déformation plane tel que, par intégration des contraintes correspondantes, la section reste en équilibre sous l'action :

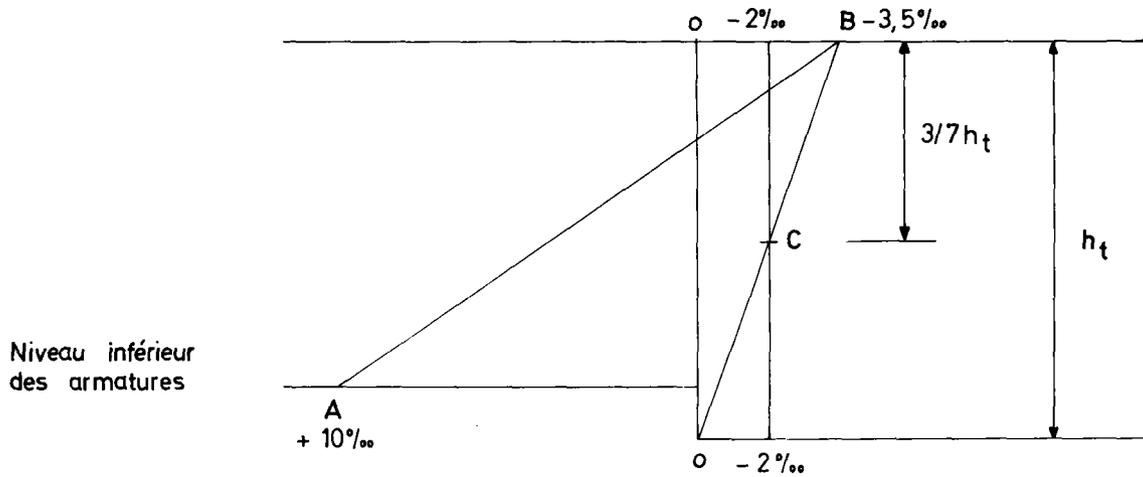
- des sollicitations agissantes : Moments et effort normal de précontrainte ;
- des efforts résistants ultimes.

Les efforts résistants ultimes développés par les matériaux sont calculés en tenant compte des hypothèses suivantes :

- dans le béton, le raccourcissement du matériau est limité à 3,5 ‰ en flexion et à 2 ‰ en compression simple.
- dans les armatures de précontrainte, l'effort résistant est l'effort entraîné par la surtension qui résulte de leur allongement ; cet allongement est limité à 10 ‰ à partir de l'état neutre de déformation (décompression du béton à leur niveau).
- dans les armatures passives, l'allongement est également limité à 10 ‰.

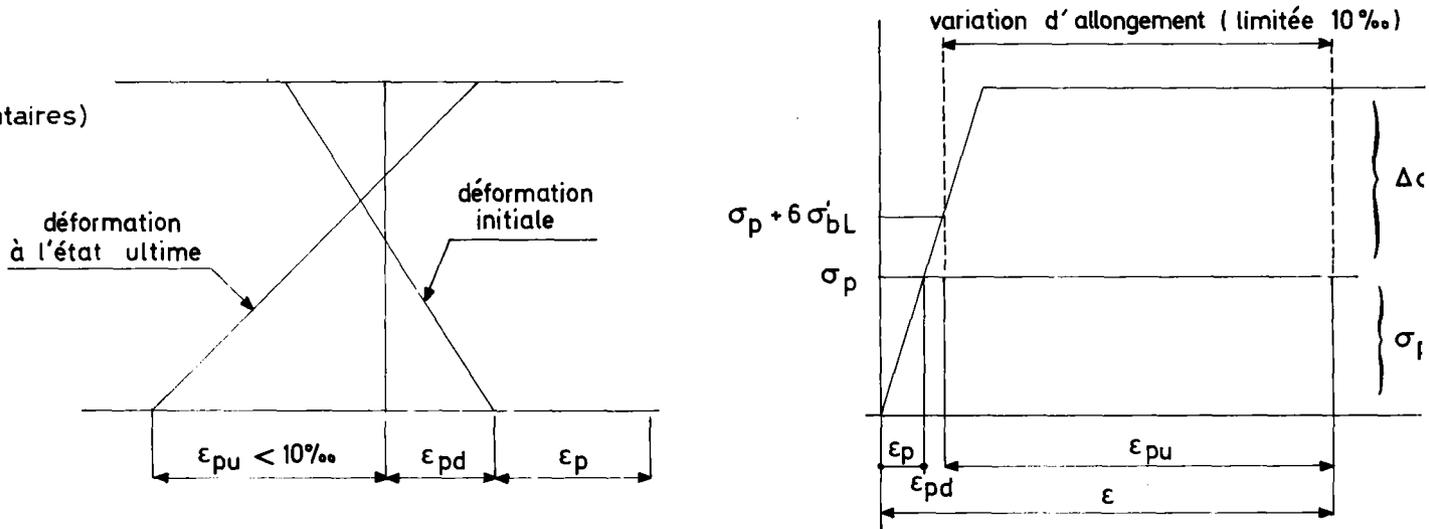
La recherche d'un diagramme de déformation permettant d'écrire l'équilibre des efforts normaux peut être faite par la méthode dite des pivots selon laquelle le diagramme des déformations à l'état ultime passe obligatoirement par l'un des trois points A, B, C dont la position est définie sur la figure ci-après.

BP 23,3



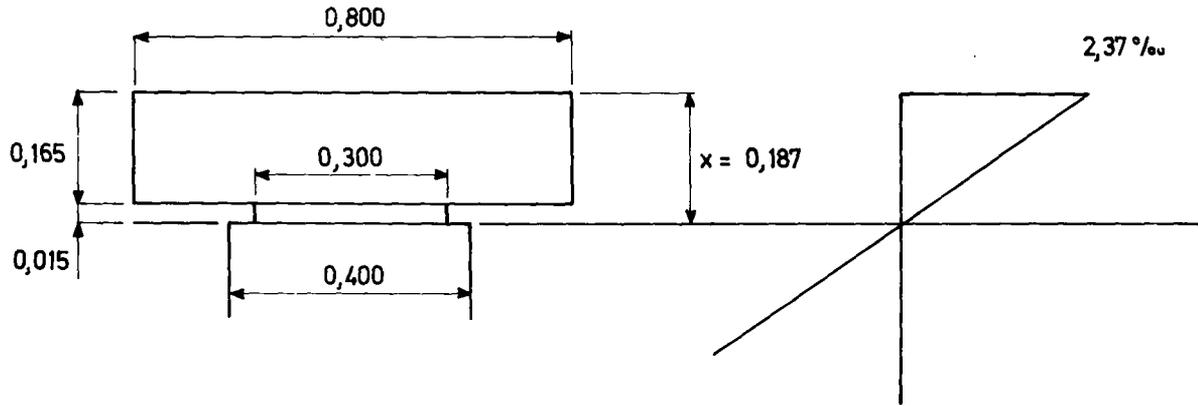
La variation d'allongement des aciers, à partir de la décompression du béton à leur niveau est prise au niveau des armatures passives dont le centre de gravité se trouve à 3,5 cm de la fibre inférieure de la poutre ; la section de ces armatures est de 392 mm² (5 Ø 10 HA).

BP 23,5
(commentaires)



5.1.3.3 - Résultats.

L'équilibre des forces horizontales appliquées à la section a lieu pour le diagramme des déformations représenté ci-après dans lequel l'allongement des aciers atteint 10 ‰, le raccourcissement du béton étant de 2,37 ‰ ; on peut remarquer qu'avec le diagramme d'allongement des aciers utilisé, le terme $6 \sigma'_{bL}$ ne joue aucun rôle.



$$x = \frac{0,945 \times 2,37}{12,37} = 0,187$$

a) calcul de F_B et du moment résistant du béton

élément	aire	raccourcissement moyen	contrainte	F_B	Z	N_B
1	0,1320	1,29	1739	230	0.293	67
2	0,0045	0,11	296	1	0.218	0
				231 t		67 t.m

Z : distance du centre de gravité de l'élément au centre de gravité de la section nette complète (même axe de référence qui a servi à évaluer les sollicitations).

b) calcul de F_A (armatures de précontrainte et armatures passives)

Pour un allongement ultime de 10‰ , la tension ultime admissible des armatures de précontrainte est de $142\ 880\ \text{t/m}^2$.

Pour les armatures passives elle est de $38\ 200\ \text{t/m}^2$

On vérifie aisément que l'allongement ultime des torons les plus proches du centre de rotation de la section est de $7,58\ \text{‰}$ et qu'à cet allongement correspond une contrainte de $142\ 880\ \text{t/m}^2$: à l'état ultime, les armatures actives ont toutes même tension.

La surtension des armatures, actives et passives, à prendre en compte à l'état limite ultime est donc :

$$142\ 880 - 105\ 560 = 37\ 320\ \text{t/m}^2 \text{ pour les armatures de précontrainte et } 38\ 200\ \text{t/m}^2 \text{ pour les armatures passives}$$

d'où l'effort F_A dû à la surtension de ces armatures

$$F_A = 37\ 320 \times 1\ 316 \times 10^{-6} + 38\ 200 \times 392 \times 10^{-6} = 64 \text{ tonnes}$$

la force de précontrainte sollicitante étant de 166,7 tonnes, on a bien $N + F_A = F_B$ soit $166,7 + 64 = 230,7 \neq 231$ tonnes.

Le moment résistant ultime de la section est égal au moment dû à F_B dont on retranche le moment (négatif) dû à la surtension F_A ; tous ces moments étant pris par rapport au centre de gravité de la section nette totale comme il a été fait pour les moments agissants

Moment dû à F_B	(67,0) t.m
Moment dû à F_A	
armatures de précontrainte	- (-23,7) $(37320 \times 1316 \times 10^{-6} \times 0,484)$
armatures passives	- (-8,5) $(38200 \times 392 \times 10^{-6} \times 0,569)$
Moment résistant ultime de la section	<u>99 t.m</u> > 52,6 t.m

La sécurité est donc bien assurée.

5.2 - VERIFICATIONS DES SECTIONS D'ARRET D'ARMATURES ACTIVES.

5.2.1 - Objet des vérifications.

L'examen des contraintes dans la section médiane à l'état limite d'utilisation montre que les sections situées au voisinage des appuis auraient à supporter des contraintes excessives, tant en traction qu'en compression, s'il n'était procédé à la neutralisation d'une partie de l'effort de précontrainte dans ces sections.

Cette constatation vaut surtout pour les phases de construction et en particulier lors du relâchement des armatures et lors du levage de la poutre : c'est la raison pour laquelle nous limiterons les vérifications du présent paragraphe à ces deux phases.

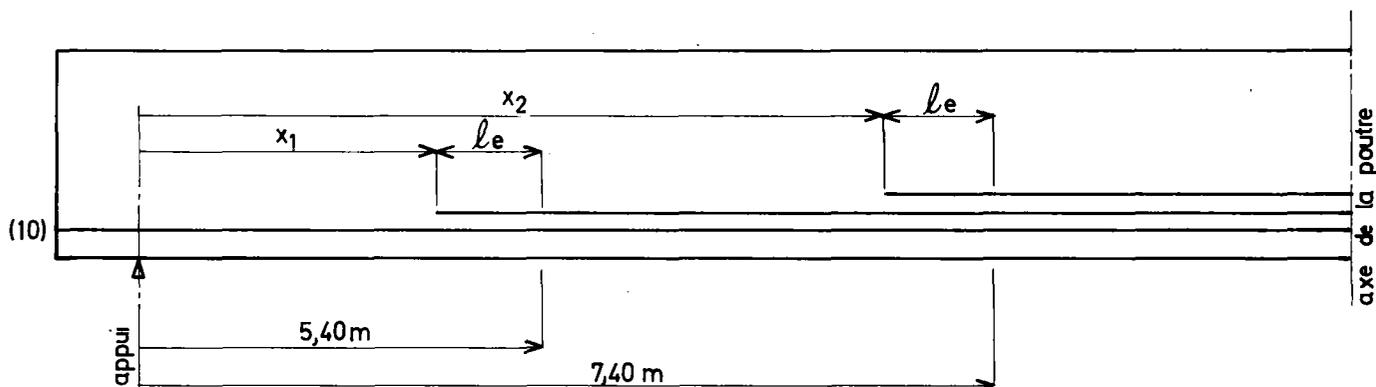
La neutralisation partielle de la précontrainte est assurée par un quipage de certains torons sur une fraction de leur longueur à partir de chaque about.

Un premier quipage neutralise deux torons de l'about de la poutre jusqu'à la section d'abscisse $x_1 = 4,34$ m.

Un second quipage neutralise deux torons de l'about de la poutre jusqu'à la section d'abscisse $x_2 = 6,34$ m.

Tous les autres torons (10) restent actifs d'une extrémité à l'autre de la poutre.

Le schéma de répartition de la précontrainte est donc le suivant :



L'abscisse des sections à vérifier est égale à l'abscisse des arrêts de quipage augmentée de la longueur d'établissement de la précontrainte.

Puisque notre calcul concerne les phases de relâchement des armatures et de levage de la poutre, les vérifications à entreprendre sont destinées à s'assurer qu'il n'y a pas risque d'écrasement du talon ; la longueur d'établissement de la précontrainte à considérer est sa valeur caractéristique minimale.

Les deux sections à vérifier se situent donc aux abscisses 5,40 m et 7,40 m ; le cas particulier de la section d'about sera étudié au chapitre 7.

5.2.2 - Longueur d'établissement de la précontrainte.

(se reporter à la définition de la pièce 2 chapitre 2)

La valeur caractéristique de la longueur d'établissement de la précontrainte a pour expression

$$l_e = \sqrt{(\gamma_l l_{sn})^2 + (h_p)^2}$$

l_{sn} désignant la longueur de scellement nominale des armatures de précontrainte (soit 1 m)

h_p désignant la distance du barycentre de ces armatures à la fibre supérieure de la poutre préfabriquée

soit $0,815 - 0,120 = 0,695$

Valeur caractéristique maximale ($\gamma_l = 1,20$) :

$$l_e = \sqrt{(1,2)^2 + (0,695)^2} = 1,39 \text{ m}$$

Valeur caractéristique minimale ($\gamma_l = 0,80$) :

$$l_e = \sqrt{(0,8)^2 + (0,695)^2} = 1,06 \text{ m}$$

5.2.3 - Vérifications à l'état-limite d'utilisation (Phases de construction).

S'agissant d'une vérification vis-à-vis du risque d'écrasement du talon, nous associerons la précontrainte en valeur caractéristique maximale aux sollicitations en valeur caractéristique minimale, nous étudierons deux phases particulièrement critiques :

- le relâchement des armatures
- le transport des poutres vers l'aire de stockage.

5.2.3.1 - Relâchement des armatures.

Les sollicitations sont alors récapitulées dans les deux tableaux suivants, respectivement pour les sections d'abscisses 5,40 m et 7,40 m. Les efforts dus à la précontrainte dans ces sections ont été obtenus par simple règle de trois.

Section $x_1 = 5,40$ m

$M(Q_{L1})$	$e(P)$	N_1	M_1 total
17,54	- 0,290	165,35	- 30,12

Section $x_2 = 7,40$ m

$M(Q_{L1})$	$e(P)$	N_1	M_1 total
20,45	- 0,290	191,74	- 35,15

D'où les contraintes supportées par la poutre lors du relâchement des armatures

	fibre supérieure	fibre inférieure
section $x_1 = 5,40$	+ 17	1641
section $x_2 = 7,40$	19	1914

L'examen de ces résultats montre que la contrainte maximale de compression du talon de la poutre implique un béton de résistance caractéristique égale à $1914 \times 1,5 = 2871$ t/m² en compression lors du relâchement des armatures.

Cette résistance est légèrement supérieure à celle que nous nous sommes fixée. Cependant l'attention est attirée sur le commentaire de BP 21,31 qui demande d'augmenter la sécurité dans certains cas particuliers.

De plus, cette vérification n'est pas a priori la plus déterminante et il convient, vu l'importance des contraintes, de vérifier ces sections dans les conditions réelles de transport de l'aire de préfabrication vers l'aire de stockage.

5.2.3.2 - Transport de la poutre.

Il convient alors généralement de reprendre les calculs de l'alinéa précédent : en effet, les points de levage ne sont pas en général très proches des abouts de la poutre et le moment de poids propre est diminué.

Supposons ces points de levage situés à 1 m des sections d'abouts ; les contraintes, tous calculs faits, sont alors portées aux valeurs suivantes :

	fibre supérieure	fibre inférieure
section de levage	- 384	1770
section $x_1 = 5,40$	- 68	1728
section $x_2 = 7,40$	- 64	2000

Ces valeurs s'entendent sans effet dynamique.

Il existe en fait deux phases de transport de la poutre : l'enlèvement du banc de préfabrication et ensuite le transport par route après stockage. Dans les deux cas, il se produit des augmentations et des diminutions alternées du poids propre dues aux effets dynamiques.

Les valeurs à adopter peuvent être très variables selon les moyens dont dispose l'entreprise et les soins qu'elle prendra. Cette question importante doit faire l'objet de précisions dès le stade de la remise des offres, avant désignation de l'adjudicataire.

A titre d'exemple, il semble qu'on puisse considérer comme normale une variation dynamique du poids propre de $\pm 40\%$, valeur qui est à prendre pour les justifications à l'état-limite d'utilisation et la détermination des ferrailages passifs.

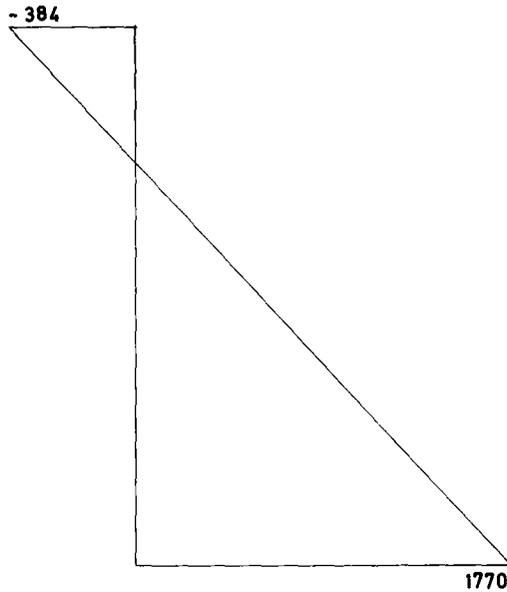
On ne saurait cependant s'en contenter dans les justifications à l'état-limite ultime et, des vies humaines pouvant être en jeu en cas de fausse manoeuvre, nous conseillons de prendre une variation de $\pm 100\%$ vis-à-vis de ces dernières justifications, à moins d'en savoir davantage.

Le tableau ci-dessus montre que la phase de transport est plus défavorable que la phase de relâchement des armatures et exige un béton de résistance caractéristique au moins égale à 3000 t/m². Toutefois il pourrait être tenu compte dans ce calcul des diverses causes de diminution momentanée de la tension des armatures.

On remarque également que des tractions apparaissent dans le béton au cours du transport de la poutre ; ces tractions devront être reprises par un ferrailage longitudinal voisin de la fibre supérieure de la poutre. On constate par ailleurs que ces contraintes de traction sont admissibles puisqu'elles sont inférieures, pour cette phase de construction, à 1,8 fois la résistance caractéristique du béton à la traction soit $1,8 (61,2 + 0,06 \times 2800) = 413 \text{ t/m}^2$ (cf. pièce 2 page 10).

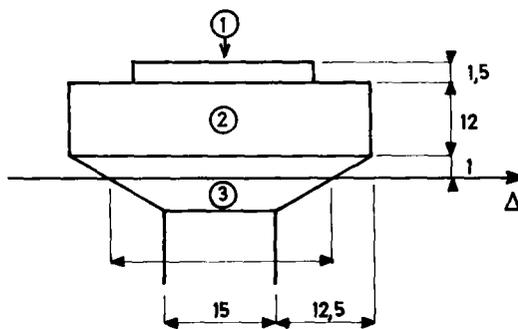
5.2.3.3 - Armatures longitudinales en partie supérieure de la poutre.

Les plus fortes contraintes de traction ont lieu dans une zone proche de l'about qui doit logiquement faire l'objet de vérifications spéciales (cf. chapitre 7). Nous anticipons cependant sur ces calculs afin de déterminer les armatures longitudinales de nappe supérieure et de vérifier qu'elles sont suffisantes vis-à-vis des sollicitations ultimes au transport.



hauteur de béton tendu

$$x = 0,815 \frac{384}{84 + 1770} = 14,5 \text{ cm}$$



Elément	aire	dist.cdg/Δ	contrainte	force de traction
①	0,0045	0,137	- 362	1,63
②	0,0480	0,070	- 185	8,90
③	0,0036	0,006	- 16	0,07
		<u>0,0561</u>		<u>10,60</u>

La section d'armatures longitudinales à prévoir est alors en mm²

BP 21,42

$$10^6 \left[\frac{0,1 \times 0,0561}{100} + \frac{10,60}{42\,000} \right] = 308 \text{ mm}^2 \quad (1)$$

ce qui correspond à 4 Ø 10 HA que nous maintiendrons sur toute la longueur de la poutre.

BP 23,1

5.2.4 - Vérification à l'état limite ultime (Phases de construction).

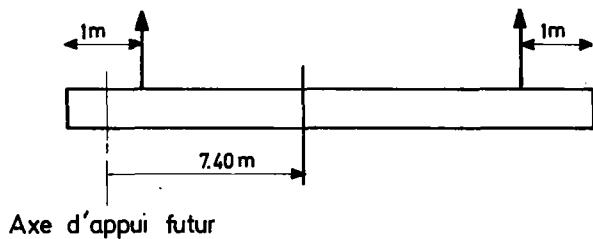
A la détension, le risque est grand pour la section de béton, de supporter des tractions au voisinage de la fibre supérieure de la poutre préfabriquée ; de telles tractions, si elles ne sont pas reprises par des armatures passives en section suffisante, peuvent amener la rupture de la poutre, principalement en cours de manutention car les points de levage ne sont généralement pas implantés aux abouts : le moment de poids propre est alors diminué.

Le risque s'accroît lorsqu'il est prévu le transport de la poutre celle-ci s'appuyant sur deux essieux : les vibrations et oscillations de la poutre en cours de transport diminuent l'effet du poids propre, parfois jusqu'à l'annuler si des précautions ne sont pas prises pour limiter les oscillations.

En tout état de cause, il devrait être tenu compte, dans l'évaluation des sollicitations, d'un coefficient de majoration dynamique. (cf. § 5.2.3.

(1) Au cas où une vérification de genre III devrait être envisagée, il y aurait lieu en outre de se référer à BP 21,43.

Les points de levage sont prévus à 1 m de chaque extrémité. Le moment de poids propre, en valeur caractéristique minimale dans la section d'abscisse $x = 7,40$ (par rapport à l'axe de l'appui futur) est :



$$p = 0,489 \text{ t/ml}$$

$$M = \frac{19,40}{2} \times 0,489 \times 6,70 - 7,70 \times 0,489 \times \frac{7,70}{2}$$

$$= 17,29 \text{ t.m.}$$

La précontrainte en cette section au relâchement est caractérisée par un effort normal $N = 1316 \times 10^{-6} \times 145\,700 = 192$ tonnes (valeur caractéristique maximale), excentré de $e = -0,290$ par rapport au centre de gravité de la section préfabriquée nette.

La sollicitation à considérer étant de la forme

3P 16,1

$$1,2 [S(0,9Q_{L2}) + S(P_1)]$$

On obtient :

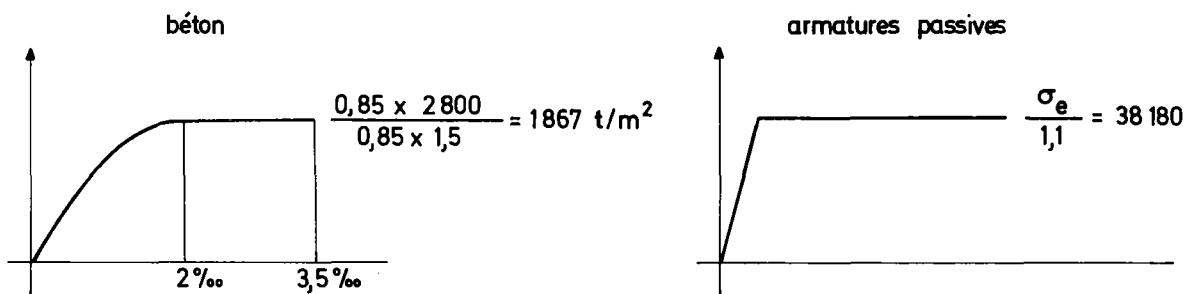
$$M = -48,14 \text{ t.m}$$

$$N = 230 \text{ tonnes}$$

Pour assurer l'équilibre de la section, nous avons prévu (cf. § 5.2.3.3) 4 \emptyset 10 HA à 3 cm de la fibre supérieure de la section (section 314 mm²).

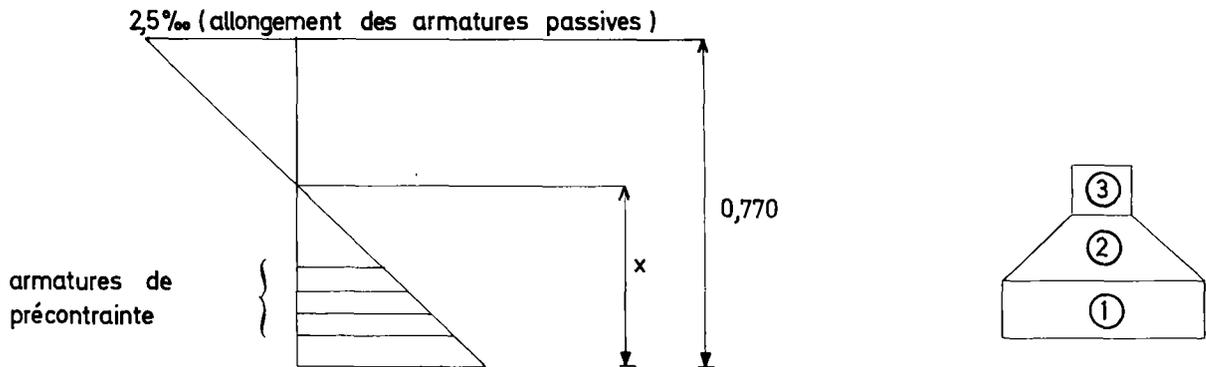
5.2.4.1 - Diagrammes contraintes-déformations des matériaux.

.P 23,4
:P 23,2



5.2.4.2 - Résultats.

Diagramme de déformation à l'état ultime



Calcul de l'effort résistant du béton ($x = 46,6 \text{ cm}$)

élément	aire	raccourcissement ‰	contrainte moyenne	F	z	Moment
1	0,040	3,11	1859	74	-0,360	- 27
2	0,0275	2,39	1859	51	-0,279	- 14
3	0,0374	0,97	1367	51	-0,133	- 6
				176		- 47

z est la distance du centre de gravité de l'élément considéré au centre de gravité de la section préfabriquée nette.

Variation d'efforts dans les aciers.

Pour un allongement de 2,5‰ la tension des armatures passives du lit supérieur est de 38 180 t/m²; il apparaît donc un effort résistant de $F_A = 314 \times 38180 \times 10^{-6} = 12 \text{ tonnes}$ excentré de $0,405 - 0,030 = 0,375 \text{ m}$ par rapport au centre de gravité de la section nette préfabriquée (moment 4,5 t.m).

Parallèlement, les armatures de précontrainte situées dans la zone comprimée du béton se raccourcissent; une fraction de l'effort de précontrainte exercé se perd.

Nous calculerons ci-après l'effort F'_A et le moment perdus des suites de ce raccourcissement; ⁽¹⁾ les lits sont numérotés dans l'ordre croissant du talon vers le centre de gravité de la poutre.

(1) Opération facultative selon BP 23,5, mais utile dans le cas d'espèce. La question peut toutefois se poser d'une marge de sécurité à prendre dans ce calcul.

lit	section	diminution d'allongement	perte tension	F'_A	z	moment
1	564 mm ²	2,95	- 57 230	- 32	-0,340	11
2	376 "	2,56	- 49 664	- 19	-0,290	5,5
3	188 "	2,48	- 48 112	- 9	-0,240	2
4	188 "	2,18	- 42 292	- 8	-0,190	1,5
				- 68		18,0

z est la distance du lit d'armatures de précontrainte considéré au centre de gravité de la section préfabriquée nette.

Vérification

$$N + F_A + F'_A \neq F_B$$

$$174 = 230 + 12 - 68 \neq F_B = 176$$

Le moment résistant ultime de la section est égal au moment résistant du béton dont on soustrait le moment dû à la variation d'effort dans les armatures, actives et passives.

$$M_{u\ell} = - 47 - 4,5 - 18 = - 70 \text{ t.m} > - 48,2 \text{ t.m en valeur absolue}$$

La sécurité est donc bien assurée à la rupture lors du levage des poutres. Rappelons que sous certaines conditions de transport, le moment de poids propre peut être fortement diminué ; par exemple, si l'on suppose que le moment de poids propre s'annule du fait d'oscillations importantes, la sollicitation de calcul passe à - 67 t.m c'est-à-dire bien proche du moment résistant.

(cf. § 5.2.3.2.).

5.2.5 - Vérifications en service.

Il convient d'envisager les vérifications en service lorsque les arrêts d'armatures de précontrainte sont relativement proches de la section médiane, ce qui est le cas de la section située à l'abscisse $x = 7,40$ m. La section à vérifier est celle qui se trouve au droit de l'arrêt de guipage, avant scellement de la précontrainte nouvelle. Le cas de charge déterminant est celui qui associe la précontrainte en valeur caractéristique minimale aux actions extérieures en valeurs caractéristiques maximales (risques de fissuration du talon).

Les calculs à entreprendre relèvent de la logique exposée dans le § 5.1 ci-dessus.

Il nous paraît souhaitable que l'ancrage des armatures s'effectue dans un béton toujours comprimé, au moins sous l'effet des actions de longue durée.

CHAPITRE 6

VERIFICATIONS A L'EFFORT TRANCHANT

Les vérifications comportent :

- une vérification à l'état-limite d'utilisation où l'on doit s'assurer que les contraintes de cisaillement dues à l'effort tranchant général restent admissibles

- une vérification à l'état-limite ultime où il convient de vérifier que la densité d'armatures transversales d'âme (étriers verticaux) est suffisante ; la vérification à l'état ultime concerne en outre la résistance du béton de l'âme.

6.1 - VERIFICATIONS A L'ETAT-LIMITE D'UTILISATION.

Dans le cas général de la précontrainte par adhérence, les fils ne sont pas déviés, en sorte que l'effort tranchant est maximal dans la section d'appui (pas de composante verticale de l'effort de précontrainte).

C'est également dans la section d'appui que la contrainte de cisaillement admissible est la plus basse.

C'est donc cette section qu'il conviendra de vérifier à l'état limite d'utilisation.

6.1.1 - Sollicitations de calcul.

Les sollicitations de calcul à considérer phase par phase sont les suivantes, non cumulées d'une phase à l'autre :

EFFORTS TRANCHANTS NON CUMULÉS V_{ut} POUTRE 7 SECTION D'APPUI				
Phase	Section résistante	$S(Q_{L1})$		$S(Y_{Qc} Q_c)$
		Maxi	Mini	
1	Poutre seule	4,61	4,40	
2	Poutre seule	—	—	
3	Poutre seule	3,43	3,10	
4	Section complète	2,05	1,36	
5	Section complète			13,96

Le niveau de calcul des contraintes de cisaillement dans chaque phase sera celui du centre de gravité de la section complète pour $n = 4$ (l'effet des charges d'exploitation est déterminant).

On passe des sollicitations aux contraintes par phase en considérant le MODULE D'EFFORT TRANCHANT qui est le terme multiplicateur $\frac{m}{Ib_0}$ dans lequel

m est le moment statique de la partie de poutre située au-dessus du niveau sur lequel on calcule la contrainte de cisaillement, moment statique calculé par rapport à un axe horizontal passant par le centre de gravité de la section complète pour $n = 4$: cet axe est donc à 0,556 de l'intrados de la poutre.

La largeur de hourdis associée à l'âme de la poutre pour le calcul des caractéristiques de la section ne doit pas excéder les 2/3 de la distance de la section à l'about de part et d'autre de l'âme.

La distance de l'axe de l'appui à l'about étant de 30 cm, on ne peut associer à l'âme de la poutre qu'une largeur de table de compression égale à $0,15 + 2 \times \frac{2}{3} (30) = 0,55$ m.

$\frac{m}{Ib_0}$ de la section de la poutre seule ($n = 12$)

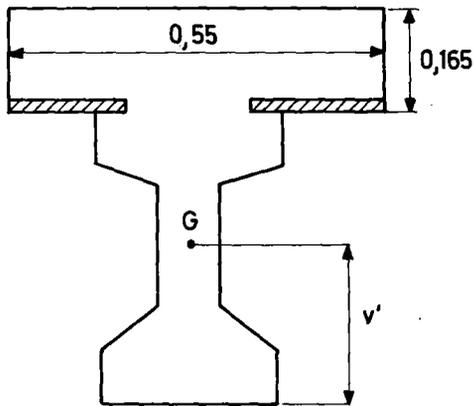
Aire de la section 0,211 m²

Moment d'inertie : 0,0161 m⁴

Moment statique de la partie de la section réduite au-dessus de la cote 0,556 par rapport à une horizontale passant par le centre de gravité de la section réduite : 0,023374 m⁴.

Module d'effort tranchant de la section réduite (n = 12)

$$\frac{m}{I b_0} = \frac{0,023374}{0,150 \times 0,0161} = 9,68 \text{ m}^{-2}$$



$$\frac{m}{I b_0} \text{ de la section complète (n = 4)}$$

Position du centre de gravité

$$v' = 0,556 \text{ m}$$

Moment d'inertie

$$I = 0,03095 \text{ m}^4$$

Aire de la section

$$B = 0,2940 \text{ m}^2$$

Moment statique de la partie située au-dessus de G par rapport à une horizontale passant par G : 0,04238 m³

Module d'effort tranchant de la section complète n = 4

$$\frac{0,04238}{0,150 \times 0,03095} = 9,12 \text{ m}^{-2}$$

$$\frac{m}{I b_0} \text{ de la section complète (n = 12)}$$

Aire de la section 0,3015 m²

Moment d'inertie 0,03244 m²

Position du centre de gravité v' = 0,545 m

Moment statique de la partie de la section au-dessus de la cote 0,556 par rapport à une horizontale passant par le centre de gravité 0,04418 m³

Module d'effort tranchant de la section complète (n = 12)

$$\frac{0,04418}{0,150 \times 0,03244} = 9,08 \text{ m}^{-2}$$

6.1.2 - Contraintes de cisaillement phase par phase (valeur caractéristique maximale des charges permanentes).

	partielle	cumulée	
Phase 1 (poids propre)	44,62		(section poutre seule n = 12)
phase 2 (stockage)	-	-	
phase 3 (hourdis)	33,20	77,82	(section poutre seule n = 12)
phase 4 (superstructures)	18,61	96,43	(section complète n = 12)
phase 5 (γ_{Qc} charges expl.)	127,30	223,7 t/m ²	(section complète n = 4)

6.1.3 - Contrainte de cisaillement admissible.

Au droit de l'axe de l'appareil d'appui, la précontrainte est assurée par 10 torons adhérents (sur les 14 prévus en section médiane).

La section d'appui étant située à l'intérieur de la zone d'établissement de la précontrainte (longueur ℓ_e maximale = 1,39 m), nous ne tiendrons pas compte de la composante horizontale σ'_x de la précontrainte.

La contrainte de cisaillement admissible est donnée par l'expression

$$\bar{\sigma}_{ut} = 0,25 \left(1 + \frac{\sigma'_x}{\sigma'_j} \right) \sqrt{\left(\frac{\sigma'_j}{\gamma_b} - \sigma'_x \right) \left(k \sigma_j + \sigma'_x \right)}$$

avec

$$\begin{aligned} \sigma'_j &= 4200 \text{ t/m}^2 \\ \gamma_b &= 1,8 \\ k &= 1 \text{ (genre II)} \\ \sigma'_x &= 0 \text{ (section d'about)} \\ \sigma_j &= 315 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\bar{\sigma}_{ut} = 0,25 \sqrt{\frac{4200}{1,8} \times 315} = 219 \text{ t/m}^2$$

Le cisaillement effectif est donc très légèrement supérieur au cisaillement admissible.

6.2 - VERIFICATION A L'ETAT-LIMITE ULTIME.

Vis-à-vis de l'état limite ultime, les justifications comportent :

- une vérification des armatures d'âme ;

- une vérification de la résistance du béton de l'âme.

Ces vérifications permettent notamment le dimensionnement des armatures verticales d'âme ; la recherche d'une répartition de ces étriers implique une vérification non seulement pour la section d'appui mais également pour différentes sections en travée. Nous nous limiterons dans cet exemple à la section d'appui en donnant diverses indications sur la méthode à suivre pour vérifier les sections en travée.

6.2.1 - Section d'appui.

Cette section étant à l'intérieur de la zone d'établissement de la précontrainte (longueur l_e caractéristique minimale soit 1,39 m), les justifications seront conduites en supposant que l'inclinaison sur l'horizontale du plan des contraintes principales est de $\beta = 45^\circ$.

La sollicitation de calcul à considérer vis-à-vis de l'état ultime est de la forme :

BP 16,1

$$1,2 [S(1,1Q_{L1}) + S(\gamma Q_c Q_c)]$$

avec Q_{L1} valeur caractéristique des actions de longue durée (poids propre, hourdis, superstructures)

Q_c valeur caractéristique des charges d'exploitation

$$S(1,1Q_{L1}) = 1,1 [4,61 + 3,43] \text{ sur la section préfabriquée}$$

$$S(1,1Q_{L1}) = 1,1 [2,05] \text{ sur la section complétée par un hourdis de 0,55 m de largeur.}$$

$$S(\gamma Q_c) = 1,33 \times 11,64$$

La contrainte théorique de cisaillement au niveau du centre de gravité de la section complète ($n = 4$) est alors :

$$\tau_{ul} = 1,2 \{ 1,1 \times 8,04 \times 9,68 + 1,1 \times 2,05 \times 9,08 + 1,33 \times 11,64 \times 9,12 \}$$

$$\tau_{ul} = 1,2 \{ 85,61 + 20,47 + 141,19 \}$$

$$\tau_{ul} = 297 \text{ t/m}^2$$

6.2.1.1 - Vérification de la résistance du béton de l'âme.

Les armatures d'âme étant perpendiculaires à la fibre moyenne, la justification s'exprime par la relation :

BP 29,3

$$\frac{2\tau}{\sin 2\beta} < \frac{\sigma'_j}{2,5}$$

$$\sigma'_j = 4200 \text{ t/m}^2$$

$$\sin 2\beta = 1$$

on a bien

$$2 \times 297 < 1\ 680 \text{ t/m}^2$$

La comparaison avec le résultat du § 6.1.3 montre que, pour ce type d'ouvrage, la condition d'utilisation est toujours prépondérante.

6.2.1.2 - Vérification des armatures d'âme transversales.

Règle du pourcentage minimal - le minimum exigé dans chaque zone de la poutre est donné par l'expression

BP 29,22

$$\frac{A_t}{b_o t} \sigma_e \sin \alpha \geq \min \left(\frac{\sigma_{ul}}{2}, 100 \text{ t/m}^2 \right)$$

α : inclinaison des étriers sur la fibre moyenne = 90°

A_t : cadre Ø 10 HA : 1,57 cm²

σ_e : 42 000 t/m²

$b_o = 0,15 \text{ m}$

$$\frac{\sigma_{ul}}{2} = 148,5 \text{ t/m}^2 > 100 \text{ t/m}^2$$

$$\text{d'où : } t \leq \frac{1,57 \times 10^{-4} \times 42 \times 10^3}{0,15 \times 100}$$

$$t \leq 0,439 \text{ m}$$

Cette condition fournit donc un espacement de 40 cm ; ce chiffre ayant été trouvé, dans le cas d'espèce par référence à la valeur 100 t/m², cet espacement maximal est applicable à toute la longueur de la poutre.

Espacement des étriers dans la section d'appui.

Pour $\beta = 45^\circ$ l'espacement t des étriers choisis est tel que

BP 29,23
BP 30,1

$$\frac{A_t \sigma_e}{b_o t} \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\cos \beta} \geq \sigma_{ul} \operatorname{tg} \beta - 1,51 \sqrt{\sigma'_j}$$

(unités : tonne , mètre)

$\beta = 45^\circ$

$\alpha = 90^\circ$ (étriers verticaux)

$A_t = 1,57 \text{ cm}^2$

$\sigma_{ul} = 297 \text{ t/m}^2$

$\sigma'_j = 4\ 200 \text{ t/m}^2$ (en service)

$$\text{d'où } t < \frac{1,57 \times 10^{-4} \times 42\,000}{0,15(297 - 1,51\sqrt{4\,200})}$$

$$t \leq 0,22 \text{ m}$$

Vis-à-vis de cette condition, l'espacement des armatures d'âme dans la zone d'appui doit rester inférieur à 22 cm ; cet espacement doit être maintenu sur une longueur égale à $0,8 h_t$ soit 0,80 m à partir de la section d'appui (et en pratique aussi sur la longueur l_e à partir de l'about).

Nous verrons au chapitre suivant que les conditions d'équilibre de la section d'about exigent une densité plus forte d'armatures.

6.2.2 - Sections courantes en travée.

Dans les sections situées en dehors de la zone d'établissement de la précontrainte (l_e caractéristique maximale) l'inclinaison β est calculée par référence à la composante horizontale σ'_x due à la précontrainte en valeur caractéristique minimale.

CHAPITRE 7

VERIFICATION DES SECTIONS D'ABOUT

7.1 - CONSISTANCE DES VERIFICATIONS.

Les différentes vérifications développées dans ce chapitre viennent en sus des vérifications à l'effort tranchant étudiées dans le chapitre précédent; elles concernent l'état-limite d'utilisation.

La consistance de ces calculs supplémentaires se définit comme suit:

a) lors du relâchement des armatures apparaissent des compressions locales dans le béton qu'il convient de vérifier par rapport aux limites admissibles ; apparaissent également des efforts d'éclatement et des efforts d'équilibre général qu'il convient de reprendre par un ferrailage passif convenablement dimensionné.

b) sur l'ouvrage en service, les deux séries de calculs à entreprendre sont :

- une vérification des contraintes normales
- une vérification de la bielle d'effort tranchant et de l'équilibre du coin inférieur.

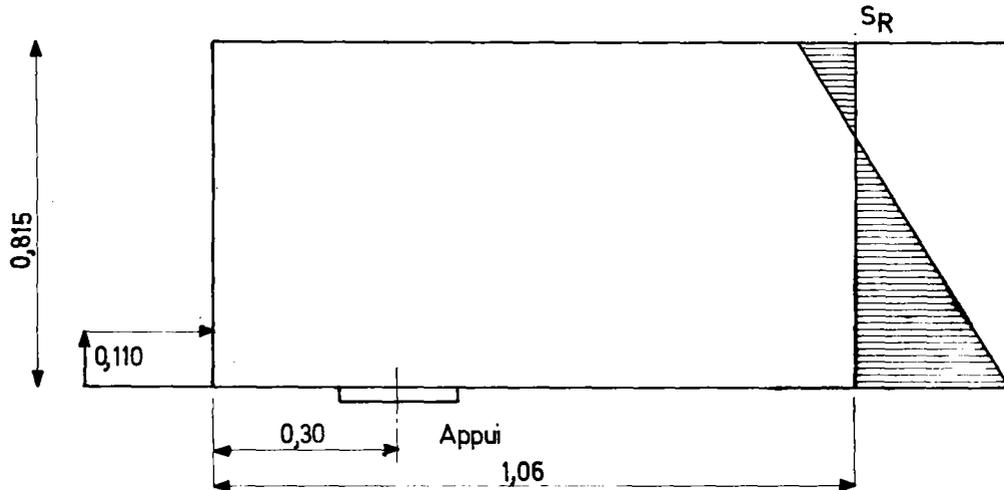
7.2 - VERIFICATIONS AU RELACHEMENT DES ARMATURES.

Dans ces vérifications au relâchement des armatures il s'agit de vérifier l'équilibre de la poutre dans une zone comprise entre la section d'about et l'extrémité de la zone d'établissement de la précontrainte ; cette longueur d'établissement est prise en valeur caractéristique minimale, soit $l_e = 1,06$ m, la longueur de scellement étant elle-même considérée en valeur caractéristique minimale soit 0,80 m.

7.2.1 - Contraintes normales à l'extrémité de la longueur d'établissement de la précontrainte.

On considère que la distribution des contraintes dans une section droite obéit à l'hypothèse de NAVIER (diagramme linéaire) à partir de la section

d'abscisse l_e à partir de l'extrémité de la poutre ; nous calculerons donc en premier lieu les contraintes sur les fibres extrêmes de cette section.



La précontrainte appliquée à la section d'about est assurée par 10 torons dont la tension, en valeur caractéristique maximale est de 145 700 t/m² lors du relâchement.

$$F = 145\,700 \times 940 \times 10^{-6} = 137 \text{ tonnes}$$

Les contraintes normales dues à la précontrainte⁽¹⁾ sur les fibres extrêmes de la section S_R sont alors :

fibre supérieure :

$$\frac{137}{0,1995} \left(1 - \frac{0,300 \times 0,405}{0,0757} \right) = -415 \text{ t/m}^2$$

fibre inférieure :

$$\frac{137}{0,1995} \left(1 + \frac{0,300 \times 0,410}{0,0757} \right) = 1802 \text{ t/m}^2$$

la contrainte de compression moyenne dans le talon étant de 1565 t/m².

7.2.2 - Compressions locales dans le béton.

Lors du relâchement, la contrainte de compression du béton à l'extrémité de la zone de régularisation des contraintes est au plus de 1802 t/m² si l'on ne tient pas compte de l'effet favorable du poids propre ; la résistance caractéristique du béton étant de 2 800 t/m² à cette phase de construction, on voit que la compression est admissible car :

BP 21,31

$$1802 < \frac{2800}{1,5} = 1867 \text{ t/m}^2$$

Toutefois, il n'est pas exclu que la contrainte de compression du béton passe par un maximum à l'intérieur de la zone de régularisation des contraintes ; nous devons alors vérifier que cette contrainte n'excède pas la valeur $\sigma_j / 1,3$ soit 2 160 t/m².

BP 34,61

(1) Dans les paragraphes 7.22 et 7.23 il n'est pas tenu compte de la réaction d'appui qui joue un rôle nul ou limité (favorable et variable) dans les vérifications correspondantes.

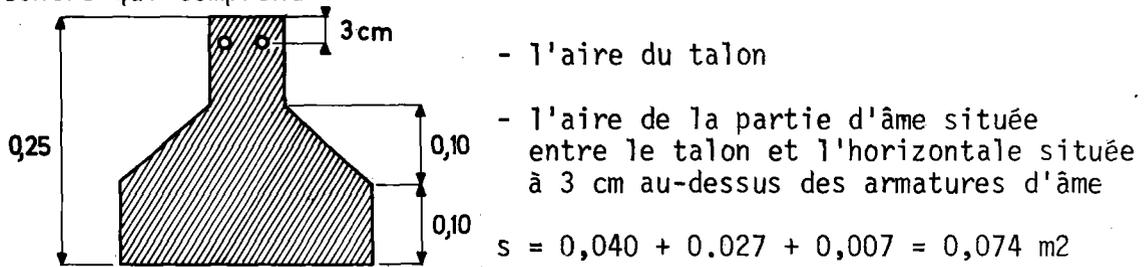
Une telle vérification ne s'impose pas dans le cas d'espèce, compte tenu des contraintes normales calculées dans la section S_R ; néanmoins, il conviendra de penser à faire cette vérification dans le cas où une part importante de la précontrainte est appliquée dans le talon.

L'effort de compression appliqué, en valeur caractéristique maximale, est de 137 tonnes.

a) Si nous supposons cet effort concentré à l'about, la contrainte de compression théorique du béton vaut

$$\sigma'_b = \frac{F}{s}$$

où s est l'aire délimitée par le contour des armatures de précontrainte à une distance de la périphérie du paquet d'armatures au moins égale à l'enrobage de ces dernières. Nous prendrons donc pour s l'aire hachurée schématisée ci-contre qui comprend :



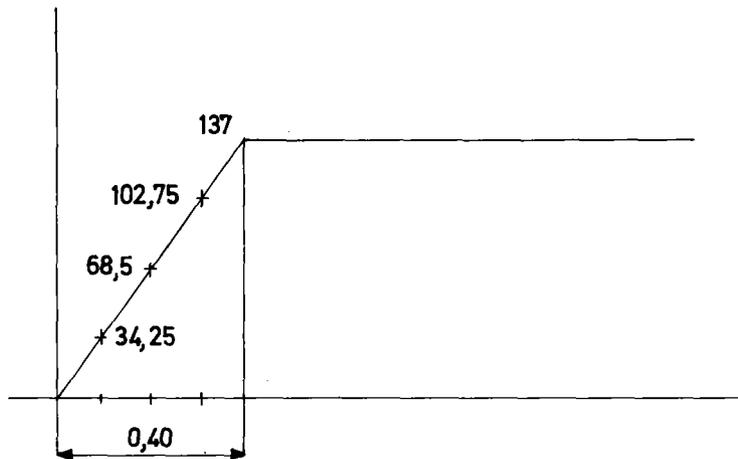
d'où
$$= \frac{F}{s} = \frac{137}{0,074} = 1851,35 \text{ t/m}^2$$

A IV 14

b) pour étudier la variation de contrainte de compression (nulle dans le talon à l'extrémité de la poutre pour atteindre la valeur 1565 t/m² à l'extrémité de la zone de régularisation) nous remplacerons l'ancrage progressif réel par 4 ancrages concentrés fictifs répartis sur la longueur $0,4 l_p$ soit $0,4 \times 1 = 0,40 \text{ m}$. Nous supposerons également que le diagramme de croissance de l'effort de précontrainte est linéaire et atteint sa valeur courante $F = 137 \text{ tonnes}$ à l'abscisse $0,4 l_{pn}$ soit $0,40 \text{ m}$.

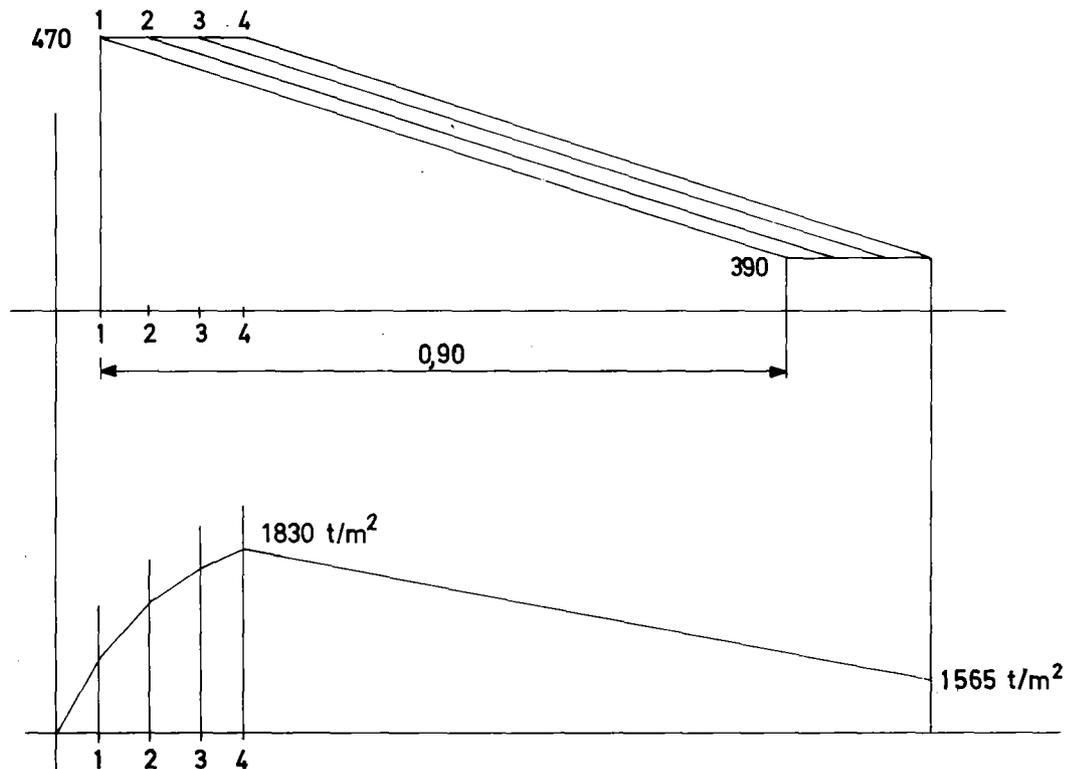
La longueur d'établissement pour chacun des 4 efforts de précontrainte partiels est :

$$\frac{0,4 l_{pn}}{n} + a = \frac{0,8 \times 1}{2 \times 4} + 0,8 = 0,9 \text{ m}$$



Au droit de chaque ancrage virtuel à l'abscisse x est donc supposé s'exercer un effort concentré de 34,25 tonnes qui produit une contrainte élémentaire de compression de $34,25/0,074 = 470 \text{ t/m}^2$, cette contrainte diminuant jusqu'à la valeur courante $1565/4 = 390 \text{ t/m}^2$.

La superposition de tous les diagrammes partiels donne le diagramme résultant



On voit que la contrainte de compression dans le béton est maximale au droit de l'ancrage fictif n° 4 ; cette contrainte de compression se calcule par une résolution géométrique simple

$$\sigma'_b = 4 \times 470 - (470-390) \times \frac{1}{9} - (470-390) \frac{2}{9} - (470-390) \frac{3}{9} = 1830 \text{ t/m}^2$$

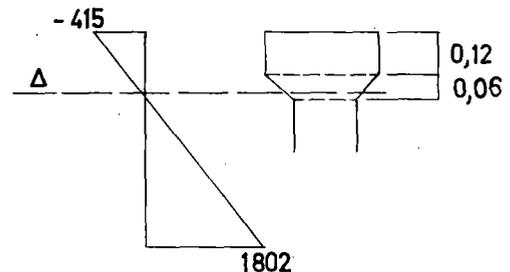
Cette contrainte de compression est admissible puisqu'elle est inférieure à $\frac{\sigma'_j}{1,3}$ soit $\frac{2800}{1,3} = 2150 \text{ t/m}^2$.

7.2.3 - Armatures passives longitudinales en fibre supérieure de la poutre.

Sur la fibre supérieure de la poutre apparaît une contrainte de traction de 415 t/m² lors du relâchement des armatures. Cette contrainte est admissible pour cet ouvrage qui est en genre II_b; en effet 415 t/m² est inférieur à 1,8(61,2 + 0,06 x 2800). Toutefois il conviendra de s'assurer que cette contrainte sur l'ouvrage en service reste inférieure à 1,3 σ_j.

21,32
21,42

Des armatures passives de complément sont nécessaires pour reprendre l'effort de traction sollicitant le béton tendu.



hauteur du béton tendu

$$x = \frac{0,815 \times 415}{415 + 1802} = 0,15$$

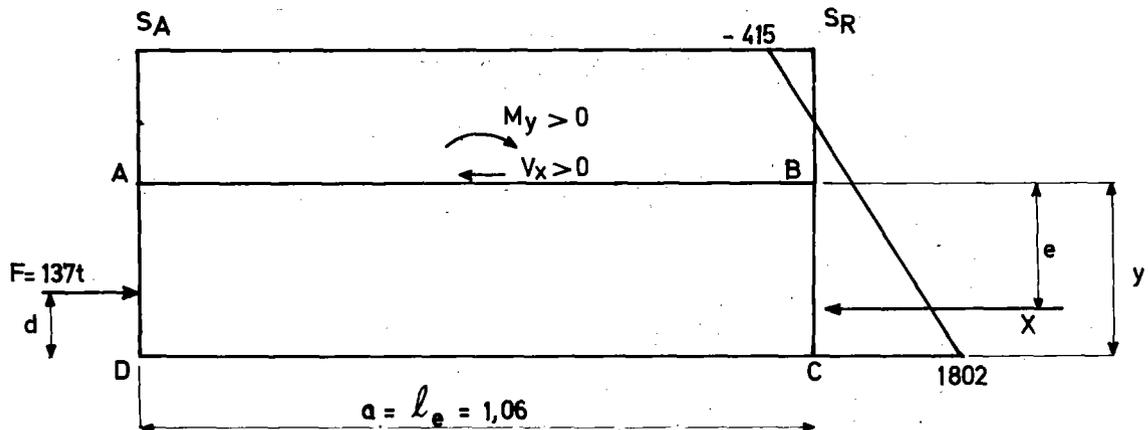
Effort sollicitant le béton :

élément	aire	dist. cdg/Δ	contrainte	F
1	0,048	0,09	249	11,95
2	0,010	0,035	97	0,97
	<u>0,058</u>			<u>12,92 t</u>

$$\text{d'où } \omega_{\text{cm}^2} = \frac{0,1 \times 580}{100} + \frac{12\ 920}{4200} = 0,58 + 3,08 = 3,66 \text{ cm}^2$$

soit 5 ∅ 10 HA

7.2.4 - Equilibre général de la zone d'about.



BPA IV 1,13

7.2.4.1 - Calcul des efforts.

L'équilibre général d'un élément ABCD de la zone de régularisation des contraintes, supposé isolé du reste de la pièce, est obtenu en ajoutant aux efforts appliqués sur les faces extrêmes S_A et S_R , un effort tranchant V_x (cisaillements "longitudinaux") et un moment fléchissant M_y (contraintes "transversales").

Ces efforts ont pour expression, compte tenu des conventions de signe adoptées (cf. pièce 2 § 2.3.2.4) :

$$M_y = F(y - d) - X e$$

$$V_x = F - X$$

Nous établissons ci-après le calcul des efforts qu'il faut appliquer à l'élément ABCD pour le maintenir en équilibre. Cet élément est défini par la trace AB du plan horizontal de coupe à l'ordonnée y .

Nous prendrons successivement

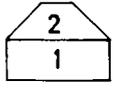
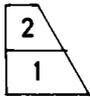
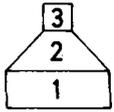
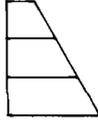
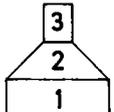
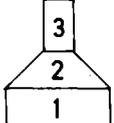
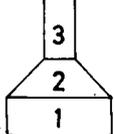
$$y = 0,20 \text{ (jonction âme-talon)}$$

$$y = 0,30$$

$$y = 0,410 \text{ (centre de gravité de la section)}$$

$$y = 0,500$$

$$y = 0,620 \text{ (jonction âme-table de compression).}$$

y	coupe	n° élément	aire élément	diagramme	contr. moy	X	y - e élément	e résultant
0,20		1 2	0,040 0,027		1666 1416	66,64 38,23 <hr/> 104,87	0,05 0,142	} 0,117
0,30		1 - 2 3	0,015		1120	104,87 16,80 <hr/> 121,67	0,083 0,250	} 0,194
0,41		1 - 2 3	0,0315	//	972	104,87 30,61 <hr/> 135,48	0,083 0,305	} 0,277
0,50		1 - 2 3	0,045	//	850	104,87 38,25 <hr/> 143,12	0,083 0,350	} 0,346
0,62		1 - 2 3	0,063	//	687	104,87 43,28 <hr/> 148,15	0,083 0,410	} 0,442

En ce qui concerne l'effort F appliqué sur le plan AD on doit considérer 2 valeurs selon l'ordonnée y du plan de coupe.

$$\text{Si } y < 0,22 \quad F = 8 \times 94 \times 10^{-6} \times 145\,700 = 109,57 \text{ tonnes} \quad d = 0,082$$

$$\text{Si } y > 0,22 \quad F = 10 \times 94 \times 10^{-6} \times 145\,700 = 137 \text{ tonnes} \quad d = 0,110$$

Les efforts qu'il faudrait appliquer sur l'élément ABCD pour réaliser l'équilibre sont donc, pour les différentes valeurs de y précédentes :

y = 0,20 (jonction âme-talon)

$$V_x = F - X = 109,57 - 104,87 = 4,70 \text{ tonnes}$$

$$M_y = 109,57 (0,200 - 0,082) - 104,87 (0,117) = 0,660 \text{ t.m}$$

y = 0,30

V_x = F - X = 137 - 121,67 = 15,33 tonnes

M_y = 137 (0,300 - 0,110) - 121,67 (0,194) = 2,43 t.m.

y = 0,410 (centre de gravité)

V_x = 137 - 135,48 = 1,52 tonnes

M_y = 137 (0,410 - 0,110) - 130,14 (0,277) = 5,05 t.m.

y = 0,500

V_x = 137 - 143,12 = - 6,12 tonnes

M_y = 137 (0,500 - 0,110) - 143,12 (0,346) = 3,91 t.m.

y = 0,620

V_x = 137 - 148,15 = - 11,2 tonnes

M_y = 137 (0,620 - 0,110) - 148,15 (0,442) = 4,39 t.m.

Les efforts maxima à considérer sont donc :

V_x max = 15,33

M_y max = 5,05 t.m (centre de gravité de la section):

BP 34,62
BPA IV 1,42
BPA IV 1,32 a

7.2.4.2 - Armatures verticales d'équilibre général.

Conventionnellement, il est admis que les contraintes maximales du béton, sous les effets considérés sont les suivantes :

Contrainte de traction :

BPA IV 1,31 b 2

$$\sigma_y \text{ max} = \frac{6 M_y \text{ max}}{b l_e^2}$$

Contrainte tangente :

$$\tau_x \text{ max} = \frac{2 V_x \text{ max}}{b l_e}$$

b étant la largeur de la pièce au niveau du plan de coupe considéré

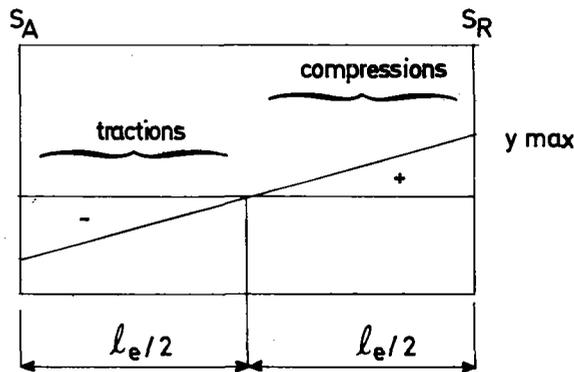
d'où :

BPA IV 1,31 b 3

$$\sigma_y \text{ max} = \frac{6 \times 5,05}{0,15 \times 1,06^2} = 180 \text{ t/m}^2$$

Cette contrainte de traction est inférieure à 1,3 σ_i (ouvrage en genre I Ib); elle est donc admissible au sens de l'annexe IV (1,31) et n'entraîne qu'un faible risque de fissuration.

La distribution des contraintes normales $\sigma_{y \max}$ sur le plan horizontal de trace AB est la suivante :



L'effort de traction sollicitant le béton tendu est alors

$$b \frac{l_e}{2} \times \frac{\sigma_{y \max}}{2}$$

La section d'armatures à prévoir est alors :

$$\omega = \frac{b \frac{l_e}{2} \times \frac{\sigma_{y \max}}{2}}{\frac{2}{3} \sigma_e}$$

$$\omega = \frac{0,150 \times \frac{1,06}{2} \times \frac{180}{2} \times 10^4}{\frac{2}{3} \times 42\,000} = 2,6 \text{ cm}^2$$

Ces armatures, soit 3 cadres $\emptyset 10$, sont à disposer sur une longueur de $\frac{1,06}{4} = 0,27$ m à partir de l'about, leur espacement est de 11cm. Elles doivent s'ajouter aux armatures déterminées en fonction de l'effort tranchant (§ 6.2.1.2 et 7.3.2.4) et, en fait, en prolongent la répartition entre l'axe d'appui et l'about.

7.2.4.3 - Cisaillement longitudinal.

$$\tau_{x \max} = \frac{2 V_x \max}{b l_e} = \frac{2 \times 15,33}{0,15 \times 1,06} = 193 \text{ t/m}^2$$

- Contrainte admissible

Cette contrainte de cisaillement se cumule, lors du relâchement des armatures, aux contraintes dues au poids propre de la poutre (en valeur caractéristique maximale). Si l'on considère la contrainte de cisaillement due au poids propre au niveau du centre de gravité (ce qui est défavorable) le cumul donne 238 t/m² ; cette contrainte est admissible au sens de l'annexe IV du nouveau règlement (§ 1.3.1 b) puisqu'elle est inférieure à $1,25 \sigma_j$ (valeur retenue pour tous les genres) ; en effet $1,25 \sigma_j = 1,25 (61,2 + 0,06 \times 2800) = 286,5 \text{ t/m}^2$.

Sur l'ouvrage en service, le cumul des valeurs extrêmes des deux contraintes tangentes doit tenir compte des pertes de tension qui diminuent $\tau_{x \max}$

L'examen du tableau du § 4.2 montre qu'entre le relâchement des armatures et la mise en service l'effort de précontrainte diminue d'au moins 5 % en sorte que $\tau_{x \max}$ est ramené à la valeur $0,95 \times 193 \text{ t/m}^2$ soit 183 t/m².

Le cumul des deux contraintes de cisaillement maximales, qui reste défavorable, donne un cisaillement résultant de $183 + 224 = 407 \text{ t/m}^2$ légèrement supérieur à $1,25 (61,2 + 0,06 \times 4200) = 392 \text{ t/m}^2$; nous considérerons néanmoins ce

résultat comme admissible eu égard aux approximations faites. En cas de dépassement plus important de cette valeur il conviendrait de rechercher le plan horizontal où le cumul des cisaillements est maximal.

- Armatures transversales (verticales)

Les armatures verticales d'équilibre général de la zone de régularisation des contraintes, c'est-à-dire les seules armatures déterminées en 7.2.4.2, doivent satisfaire globalement à la règle des coutures sous un effort tranchant égal à

BP AIV 1,32
a - 2

$$V' = V_{x \max} \left[1 - \left(\frac{\sigma_l}{3\sigma_{x \max}} \right)^2 \right] \text{ soit } 15,33 \left[1 - \left(\frac{229}{3 \times 193} \right)^2 \right] = 12,9 \text{ t}$$

Le nombre de cadres \emptyset 10 HA ($A_t = 1,57 \text{ cm}^2$) à prévoir pour assurer la couture à la fonction âme-talon est donc :

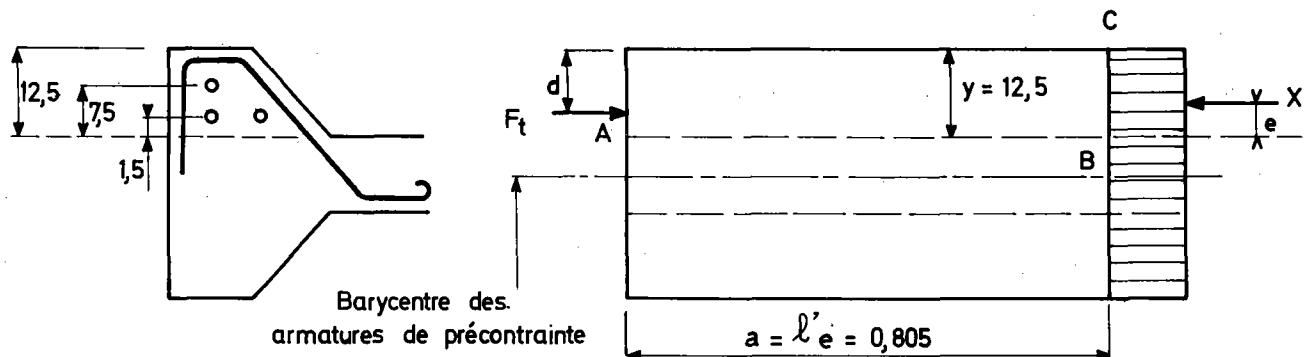
$$n = \frac{\frac{2}{3} \alpha_e A_t}{V'} \approx 3$$

La section d'armatures prévue à l'alinéa 7.2.4.2 permet de satisfaire à cette condition ; dans le cas contraire, il aurait fallu répartir sur la longueur $l_e/2$ à partir de l'about le nombre total d'armatures résultant de cette condition.

7.2.4.4 - Armatures d'équilibre dans le talon.

La répartition des armatures adhérentes dans le talon ne doit pas créer des efforts d'équilibre trop importants entre l'âme et les débords du talon.

La justification qui s'impose relève d'une méthode identique à celle exposée dans le § 7.2.4. ci-dessus.



BPA IV 1,14

Dans cette justification, la longueur d'établissement de la précontrainte, en valeur caractéristique minimale est :

$$l'_e = \sqrt{(0,8 \times 1,00)^2 + (0,2)^2} = 0,825 \text{ m}$$

Chaque débord du talon est soumis à l'effort suivant, en valeur caractéristique maximale :

$$F_T = 3 \times 94 \times 10^{-6} \times 145\,700 = 41,1 \text{ tonnes}$$

L'âme est soumise à un effort de

$$F_A = 4 \times 94 \times 10^{-6} \times 145\,700 = 54,8 \text{ tonnes}$$

À l'extrémité de la zone de régularisation des contraintes, la répartition des contraintes est uniforme sur la largeur du talon, nous la supposons égale à la contrainte moyenne due à la précontrainte dans le talon soit 1 565 t/m².

Aire du débord en coupe transversale $\frac{0,1 + 0,2}{2} \times 0,125 = 0,018 \text{ m}^2$

d'où $X = 0,018 \times 1\,565 = 28,2$ tonnes appliqué au centre de gravité situé à la distance $e = 0,056 \text{ m}$ de la paroi de l'âme.

On voit que l'équilibre de l'élément ABCD exige

$$V_x = F - X = 41,1 - 28,2 = 12,9 \text{ tonnes}$$

$$M_y = F(y-d) - Xe = 41,1(0,125 - 0,09) - 28,2 \times 0,056 = -0,15 \text{ t.m}$$

Le plan de coupe vertical de trace AB (largeur $b = 0,20$) est donc soumis aux contraintes :

$$\sigma_y = \frac{6M}{b l_e^2} = \frac{6 \times 0,150}{0,20 \times 0,680} = 6 \text{ t/m}^2 \quad (\text{traction}) \quad (1)$$

$$\tau_x = \frac{2V_x}{b l_e} = \frac{2 \times 12,9}{0,20 \times 0,825} = 156 \text{ t/m}^2 \quad (\text{cisaillement})$$

L'espacement des cadres $\emptyset 10$ qui enserrant le paquet d'armatures (et qui traversent deux fois le plan de coupe : $A_t = 1,57 \text{ cm}^2$) peut être déterminé en application de la règle des coutures.

3P 33

$$\frac{A_t}{b_0 t} \times \frac{2}{3} \sigma_e \geq \tau$$

$$\frac{1,57 \times 10^4}{0,20 t} \times \frac{2}{3} \times 42\,000 > 156 \text{ d'où } t < 14 \text{ cm ; il sera en réalité de } 10 \text{ cm,}$$

7.2.5 - Armatures d'éclatement.

P 34,62 b

Ces armatures sont destinées à reprendre les tractions circonférentielles dans le béton qui résultent du gonflement des armatures par effet POISSON.

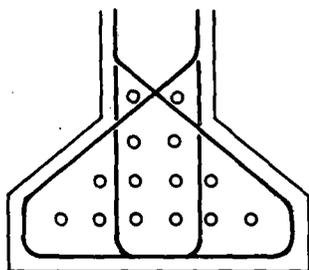
Réglementairement, ces armatures doivent être sur une longueur égale à $l_{sn}/4$ à partir de l'about. Elles doivent être dimensionnées de manière à équilibrer, avec un taux de travail égal à $\frac{2}{3}\sigma_e$, un effort de traction égal à 4 % de l'effort de précontrainte calculé en valeur caractéristique maximale soit 137 tonnes.

Dans un plan quelconque, la section d'armatures d'éclatement à prévoir sur une longueur de 0,25 m à partir de l'about est :

$$\omega = \frac{0,04 \times 137}{28\,000} = 2 \text{ cm}^2$$

Nous disposerons en fait, à partir de l'about, 4 cadres $\emptyset 10$ enserrant les armatures et espacés de 10 cm ; leur schéma est représenté ci-contre.

-
- (1) La contrainte de flexion σ_y étant insignifiante, les cadres déterminés ci-après sont suffisants pour reprendre la traction correspondante. S'il n'en était pas ainsi, on placerait quelques cadres concentrés près d'une extrémité de la longueur l_e .



Naturellement, dans les sections d'arrêt de gainage, des étriers d'éclatement doivent être prévus dans les mêmes conditions, l'effort de précontrainte à considérer étant le supplément introduit par l'arrêt du gainage.

7.3 - VERIFICATIONS EN SERVICE.

7.3.1 - Vérification des contraintes normales.

Dans le calcul des efforts de précontrainte nous nous référons aux tensions finales dans les armatures calculées pour la section médiane, en réalité la tension finale des armatures est plus faible dans les sections d'abouts car les pertes différées (fluage essentiellement) sont plus fortes. Vis-à-vis des risques considérés, nous nous plaçons donc en sécurité.

Nous déterminerons donc les contraintes dues à la précontrainte (valeur caractéristique maximale) à partir du tableau du § 4.2

a) contraintes sur la section préfabriquée (détension et stockage)

$$N = 10 \times 94 \times 10^{-6} \times 138\,610 = 130,3 \text{ tonnes}$$

$$\text{contrainte en fibre supérieure } \frac{130,3}{0,1995} \left(1 - \frac{0,300 \times 0,405}{0,0757} \right) = - 395 \text{ t/m}^2$$

$$\text{contrainte en fibre inférieure } \frac{130,3}{0,1995} \left(1 + \frac{0,300 \times 0,410}{0,0757} \right) = 1714 \text{ t/m}^2$$

b) contraintes sur la section complète

$$N = -10 \times 94 \times 10^{-6} \times 10\,070 = - 9,5 \text{ t}$$

$$\text{contrainte en fibre supérieure } \frac{95}{0,2902} \left(1 - \frac{0,452 \times 0,253}{0,104} \right) = 3 \text{ t/m}^2$$

$$\text{contrainte en fibre inférieure } \frac{95}{0,2902} \left(1 + \frac{0,452 \times 0,562}{0,104} \right) = - 113 \text{ t/m}^2$$

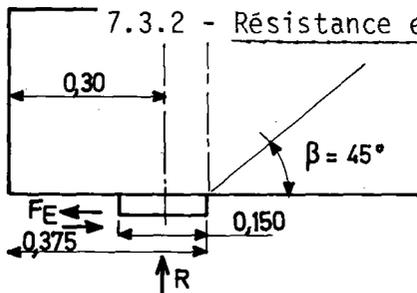
Les contraintes finales dues à la précontrainte sont donc
 en fibre supérieure : - 392 t/m²
 en fibre inférieure : 1 601 t/m²

L'ouvrage étant du genre IIb, les contraintes de traction en fibre supérieure (hors section d'enrobage) sont limitées à $1,3 \sigma_j$ sous actions de longue durée seules. La contrainte calculée en fibre supérieure est donc admissible puisqu'elle est inférieure en valeur absolue à $1,3 (61,2 + \frac{6}{100} \times 4200)$ soit 407 t/m^2 .

$\frac{\sigma'_j}{1,8}$ En fibre inférieure, la compression du béton reste inférieure à $2\ 333 \text{ t/m}^2$.

Les armatures passives longitudinales supérieures, dimensionnées pour la phase de relâchement des armatures ($5 \varnothing 10 \text{ HA}$) sont suffisantes.

7.3.2 - Résistance et équilibre de la bielle d'effort tranchant.



Compte tenu des dimensions envisagées pour la plaque d'appui ($0,150 \times 0,250$) la section située à l'abscisse $0,375 \text{ m}$ à partir de l'about est à l'intérieur de la zone d'établissement de la précontrainte calculée en valeur caractéristique maximale. La bielle d'effort tranchant est

donc inclinée d'un angle $\beta = 45^\circ$ sur l'horizontale.

(1)

Cette bielle est soumise à un effort vertical R transmis par l'appui, égal à l'effort tranchant sollicitant la section d'appui ; elle est également soumise à un effort horizontal développé par l'appareil d'appui

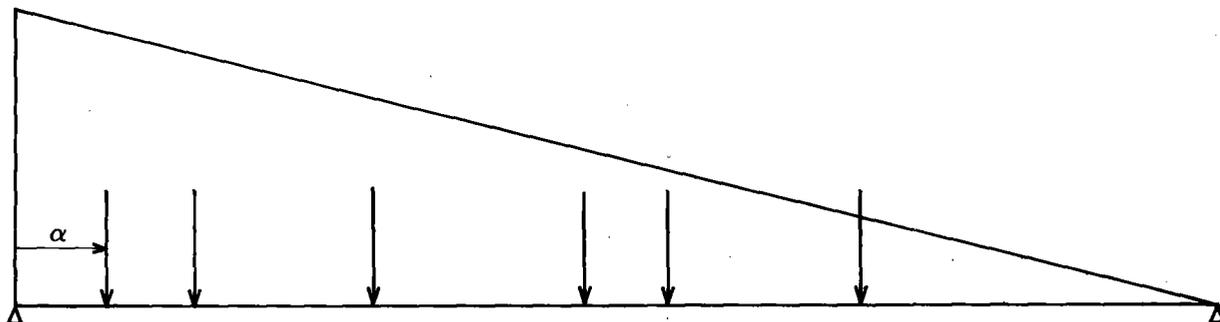
7.3.2.1 - Composantes de l'effort vertical R .(1)

Actions de longue durée (en valeur caractéristique maximale)

Les efforts tranchants dus aux actions de longue durée ont été calculés en 3.1.3 ; leur cumul en valeur caractéristique maximale est de $4,63 + 3,44 + 2,06 = 10,13 \text{ t}$ (poutres 3 à 11).

Charges d'exploitation

Compte tenu des deux modes de répartition transversale de la charge B_c , déterminante vis-à-vis de l'effort tranchant, l'expression de l'effort tranchant sur appui est la suivante (cf. § 3.2.3.1).



(1) L'identification, dans ces calculs, de la réaction d'appui à l'effort tranchant conduit à tenir compte de la majoration dynamique dans son évaluation.

a) terme 1 (hourdis articulé)

$$1,375 P \times b_c \text{ (NVOIE)} \left[\left(1 - \frac{\alpha}{4e}\right) \left(1 - \frac{\alpha}{l}\right) + \left(1 - \frac{\alpha+1,50}{4e}\right) \left(1 - \frac{\alpha+1,50}{l}\right) \right]$$

b) terme 2 (répartition transversale selon GUYON-MASSONNET)

$$\frac{2P \times \text{NVOIE} \times K}{NP} \left[\frac{\alpha}{4e} \left(1 - \frac{\alpha}{l}\right) + \frac{\alpha+1,50}{4e} \left(1 - \frac{\alpha+1,50}{l}\right) + \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\alpha+6}{l}\right) + \left(1 - \frac{\alpha+10,5}{l}\right) + \left(1 - \frac{\alpha+12}{l}\right) + \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\alpha+16,50}{l}\right) \right]$$

Dans cette expression, valable pour $\alpha < 4e - 1,50$, le premier terme entre crochets représente la part de l'effort tranchant dû à la répartition transversale supposant le hourdis articulé, le second terme est la part de l'effort tranchant dû aux charges réparties transversalement selon l'hypothèse de GUYON-MASSONNET.

NVOIE = 2 (correspondant à la valeur maximale de K)

K : coefficient de majoration pour excentrement sur la poutre calculée (ici, poutre 7, K = 1,656)

NP : nombre de poutres soit 13

P : 6 tonnes (poids d'un demi essieu lourd)

l : portée de la travée 18,80 m

e : 0,80 (espacement entre poutres)

α : position de l'essieu le plus proche de l'axe d'appui par rapport à cet axe.

L'effort tranchant dû au trottoir sur cette poutre est de 0,07 t

7.3.2.2 - Effort horizontal F_E .

L'appareil d'appui en élastomère se distord sous l'effet des variations linéaires et du freinage, il exerce donc au niveau de l'appui un effort horizontal.

Nous admettrons dans ce calcul que sous les actions de longue durée, l'appareil d'appui atteint sa distorsion maximale admissible ($\text{tg } \gamma = 0,5$) et qu'aucun effort horizontal dû au tablier n'est transmis à la culée.



L'effort de rappel est donc égal à :

$$F_1 = a b G \text{ tg } \gamma$$

a et b étant les dimensions en plan de la plaque d'appui

G étant le module d'élasticité de l'élastomère, pris égal à 80 t/m²

$$F_1 = 0,150 \times 0,250 \times 80 \times 0,5 = 1,5 \text{ tonnes}$$

A cet effort permanent nous ajoutons l'effort de freinage affecté du coefficient $\gamma_{Qc} = 1,2$. Rappelons que cet effort n'est pas susceptible de majoration pour effets dynamiques.

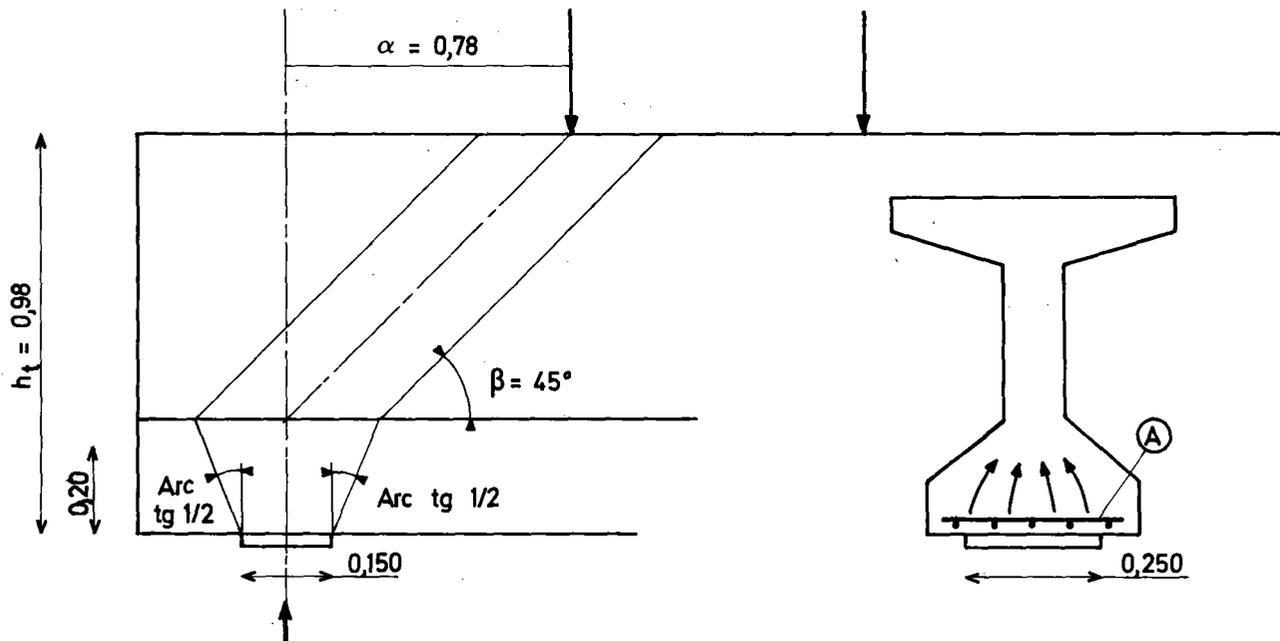
$$\frac{30 \times 1,2}{2 \times 13} = 1,38 \text{ t}$$

L'effort horizontal au niveau de l'appareil d'appui est donc de $F_E = 2,88$ tonnes.

Nota : Dans un calcul plus rigoureux que celui que nous présentons ici, il conviendrait, pour évaluer les effets de la température, du retrait et du fluage du béton, de se référer aux articles 6 ; 8 ; 11 ; 16,1 et 17,1 du nouveau règlement de béton précontraint.

7.3.2.3 - Résistance de la bielle d'effort tranchant.

BP 35,3



Dans ce calcul, nous considérons un étalement de la plaque d'appui sur un plan horizontal situé au niveau de la jonction âme-talon, ce qui suppose la présence d'armatures horizontales (A) schématisées ci-dessus ; la section résistante de la bielle d'effort tranchant, compte tenu d'une épaisseur de 15 cm pour l'âme, est alors :

$$B = \frac{0,150 \times (0,150 + 2 \times 0,10)}{\sqrt{2}} = 0,037 \text{ m}^2$$

L'effort de compression dans la bielle inclinée à 45° est maximal lorsque l'essieu le plus proche de l'axe d'appui est à 0,78 m de cet axe.

L'effort vertical à transmettre est donc, compte tenu de la majoration pour effets dynamiques et du coefficient $\gamma_{Qc} = 1,20$:

Actions de longue durée 10,13 t

Charges d'exploitation

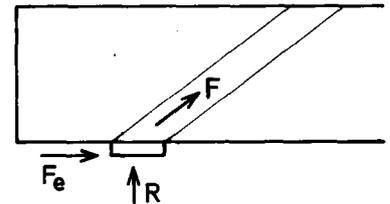
$1,2 \times 1,154 \times [8,870 + 5,908] + 0,063$ 20,54 t
terme1 terme2 trottoirs

total P = 30,67 t

La bielle est donc soumise à un effort de compression égal à

$$F = \frac{R}{\sin \beta} + \frac{F_e}{\cos \beta}$$

$$F = 30,67 \sqrt{2} + 2,88 \sqrt{2} = 47,4 \text{ tonnes}$$



La contrainte de compression dans la bielle est alors

$$\frac{47,4}{0,037} = 1\,282 \text{ t/m}^2$$

Cette contrainte est admissible car inférieure à $\frac{\sigma_j}{2,2}$ soit 1 909 t/m².

BP 35,2

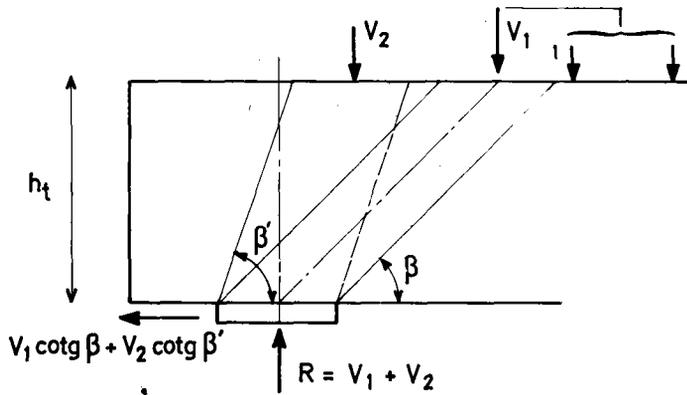
7.3.2.4 - Equilibre de la bielle d'effort tranchant.

a) Armatures longitudinales.

La bielle est sollicitée au niveau du talon de la poutre par un effort horizontal. Il convient de rechercher la position des charges qui donne l'effort maximal.

Dans cette recherche, les charges situées au delà de l'abscisse $\alpha = 0,78 \text{ m}$ (cf. § 7.3.2.3) sont transmises à l'appui par l'intermédiaire d'une bielle inclinée de l'angle β sur l'horizontale. Les charges situées éventuellement en deçà sont transmises par une bielle inclinée sur l'horizontale d'un angle $\beta' > \beta$.

BP 27, 21
dernier alinéa



Dans le cas général schématisé ci-contre, l'effort horizontal a pour expression

$$V_1 \cotg \beta + V_2 \cotg \beta'$$

L'étude faite à partir de l'expression de l'effort tranchant définie au § 7.3.2.1 montre que l'effort horizontal sollicitant la bielle est maximal lorsque l'essieu le plus à gauche dans la travée est à

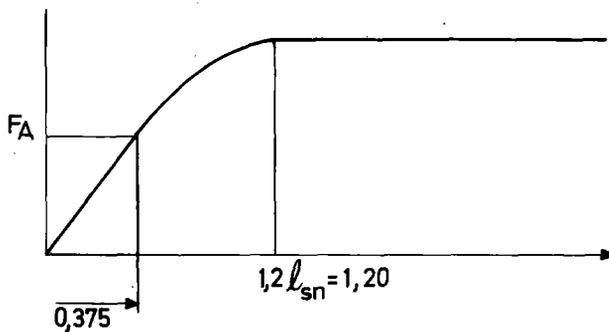
0,78 m de l'axe d'appui. Cet effort se déduit donc, dans le cas d'espèce, des résultats du § 7.3.2.3.

$$R \cotg \beta = 30,67 \text{ t}$$

auquel il convient d'ajouter l'effort horizontal sollicitant l'appareil d'appui soit \$F_E = 2,88 \text{ t}\$.

L'effort total soit 33,55 tonnes doit être équilibré soit par la moitié de l'effort de précontrainte effectivement ancré au droit du nu intérieur de l'appui (côté travée), soit, si cet effort est insuffisant, par des armatures passives.

Cet effort de précontrainte est calculé en valeur caractéristique minimale et supposé ancré sur la longueur de scellement en valeur caractéristique maximale.



$$P_2 = 10 \times 94 \times 10^{-6} \times 105\,560 \text{ (cf. tableau § 4.2)} \\ = 99,23 \text{ t}$$

$$F_A = 99,23 \left(1 - \frac{(1,20 - 0,375)^2}{(1,20)^2} \right) = 52,4 \text{ t}$$

BP 35, 22

L'effort total à ancrer est donc supérieur à \$\frac{F_A}{2}\$. Cet effort

\$F = 33,55\$ tonnes, selon le règlement, doit alors être repris par des armatures passives de complément et par les armatures de précontrainte, considérées comme armatures de béton armé.

3PA IV2, 1b

La vérification du scellement de ces armatures doit être alors effectuée à partir du plus petit coefficient de scellement relatif à ces deux types d'armatures. La longueur de scellement \$\ell_d\$ de ces armatures, non munies de crochets aux extrémités (scellement droit) ne doit pas être supérieure à la distance du nu intérieur de l'appui à la face d'about (0,375 m) diminuée de la distance de l'arrêt de l'armature à la face d'about (2,5 cm) d'où \$\ell_d \leq 0,350 \text{ m}\$.

La vérification entreprise est donc une vérification du type béton armé avec :

$$P_{a1} = 10^{-3} \times 10 \times \pi \times 12,7 = 0,40 \text{ m} \text{ périmètre des armatures actives}$$

P_{a2} = périmètre des armatures passives à rechercher

$\bar{\sigma}_b$ = contrainte de traction de référence du béton au sens du fascicule 61 titre VI du C.P.C. soit 116 t/m².

Choix du coefficient η_d : en l'absence de valeurs agréées pour les divers types d'armatures de précontrainte, nous avons déterminé η_d de la manière suivante :

1) la longueur de scellement des armatures de précontrainte serait de 0,70 m dans l'hypothèse où la liaison acier-béton serait assurée uniquement par frottement (cf. pièce 2 page 16), et ce, de façon linéaire (hypothèse b).

2) cette longueur serait supérieure d'environ 30 % si la même armature était sollicitée comme une armature de béton armé à la limite de rupture d'adhérence (indication générale donnée notamment par M. GUYON).

Dans le cas 2) la contrainte limite d'adhérence est calculée par la formule :

$$\bar{\tau}_d = 1,25 \eta_d^2 \sigma_j \quad \text{soit } 286 \eta_d^2 \text{ t/m}^2$$

(σ_j étant la résistance caractéristique du béton en traction lors du relâchement des armatures).

Sous un effort de traction $F = 138\,500 \times 94 \times 10^{-6} = 13$ tonnes, équivalent à l'effort de précontrainte appliqué au relâchement d'un toron, la longueur d'ancrage de l'armature est de $0,70 \times 1,3 = 0,91$ m ; elle correspond à une contrainte d'adhérence égale à

$$\tau_d = \frac{13}{0,91 \times \pi \times 12,7 \times 10^{-3}} = 358 \text{ t/m}^2.$$

L'égalité $\tau_d = \bar{\tau}_d$ fournit $\eta_d = 1,1$.

En cas d'utilisation d'armatures de précontrainte lisses ou crantées, nous conseillons de prendre pour η_d la valeur 1.

Calcul du périmètre des armatures passives.

Le coefficient de scellement des armatures passives (aciers HA) est $\eta_d = 1,6$; il est, dans le cas d'espèce, supérieur au coefficient η_d des torons actifs (1,1) ; on choisira donc le coefficient $\eta_d = 1,1$ pour ces deux types d'armatures.

La contrainte d'adhérence du béton sur les armatures est :

$$\tau_d = \frac{F}{(p_{a1} + p_{a2}) l_d} = \frac{33,55}{(0,400 + p_{a2}) 0,350}$$

La contrainte d'adhérence admissible est :

$$\bar{\tau}_d = 1,25 \eta_d^2 \bar{\sigma}_b = 1,25 \times 1,1^2 \times 116 = 175 \text{ t/m}^2$$

L'égalité $\tau_d = \bar{\tau}_d$ fournit la valeur minimale de p_{a2} , soit 0,15 m.

Le périmètre des armatures passives de complément nécessaires est obtenu par 5 Ø 10 HA. Il suffit donc de maintenir, sur toute la longueur de la poutre, les armatures passives déterminées en section médiane.

BP 35,2
(commentaires)

b) Armatures verticales (transversales)

L'effort à équilibrer est $R = 30,67$ t, à reprendre par des armatures disposées sur la longueur projetée de la fissure éventuelle soit

$$l = Z \cotg \beta \text{ avec } Z \neq 0,8 h_t \text{ soit } 0,784 \text{ m}$$

$$\text{avec } h_t \text{ (section complète) } = 0,815 + 0,165 = 0,98 \text{ m.}$$

L'espacement maximal des cadres Ø 10 HA ($A_t = 1,57 \text{ cm}^2$, $\sigma_e = 42000$) est alors :

$$t = \frac{Z A_t \cotg \beta \times \frac{2}{3} \times \sigma_e}{R} = \frac{0,784 \times 1,57 \times 10^{-4} \times \frac{2}{3} \times 42000}{30,67}$$

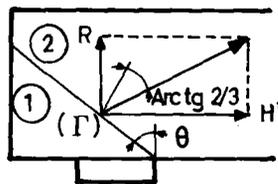
$t = 11,2$ cm - espacement à maintenir ($\beta = 45^\circ$) sur la longueur $h_t = 0,98$ m à partir du nu de l'appui.

Cet espacement est plus faible que celui qui était envisagé vis-à-vis de la résistance de la poutre à l'état limite ultime par effort tranchant (22 cm ; cf. § 6.212). Il paraît certain que cette justification sera prépondérante pour presque tous les ponts de ce type.

Nous sommes en pratique conduits à doubler la densité des armatures verticales sur une longueur égale à 1,35 m.

7.3.3 - Equilibre du coin inférieur.

35,4
PA IV 2,2



Les armatures qui assurent la couture des éléments (1) et (2) sur le plan (Γ) (suivant lequel la fissuration est la plus probable) doivent être capables d'équilibrer un effort horizontal H' tel que la direction de la résultante de R et H' fasse avec la normale au plan φ de frottement interne du béton.

(Γ) un angle au plus égal à l'angle

$$H' = \lambda R + F_E$$

$$\text{Si } \varphi = \text{Arc tg } 2/3$$

$$\lambda = \frac{1,5 - \text{tg } \theta}{1 + 1,5 \text{ tg } \theta}$$

Si $\theta = 45^\circ$ (fissure probable)

$$H' = 0,2 \times 30,67 + 2,88 = 9 \text{ tonnes}$$

Cet effort, ajouté à l'effort horizontal sollicitant la bielle d'effort tranchant, peut être repris par les armatures passives de complément et par les armatures de précontrainte considérées dans cette section comme armatures de béton armé.

La proximité des armatures de précontrainte de l'intrados étant systématiquement favorable pour ce type d'ouvrage, il n'y aurait de problème à ce sujet qu'au cas où la longueur d'about serait anormalement courte.

CHAPITRE 8

CONSISTANCE DES CALCULS JUSTIFICATIFS COMPLEMENTAIRES

L'objet de ce chapitre est de rassembler les hypothèses et les méthodes de calcul à utiliser dans le cadre des justifications suivantes :

- ferrailage longitudinal et transversal du hourdis ;
- efforts de glissement entre poutres et hourdis ;
- entretoises d'abouts ;
- déformations des poutres.

8.1 - FERRAILAGE DU HOURDIS ET CONTRAINTES ADMISSIBLES.

En l'état actuel de la réglementation, la question se pose de décider si, et jusqu'à quel point, le hourdis doit être considéré comme du béton précontraint ou du béton armé.

Le hourdis ne contient aucune armature de précontrainte et il n'y a pas continuité entre les contraintes qu'il supporte et celles qui règnent dans les poutres préfabriquées. Cependant, il est associé à celles-ci en flexion générale et une fissure le traversant pourrait se prolonger dans la partie supérieure de la poutre.

Dans le sens longitudinal, le hourdis ne subit les flexions locales qu'entre les poutres ; dans le sens transversal, ces flexions locales compriment le hourdis au niveau de sa jonction avec les poutres.

(Par conséquent, il semble qu'il soit de l'esprit du règlement (cf. Commentaire de l'article 40 prévoyant une diversification des genres de précontrainte et annexe VI § 6 et 7) de considérer le hourdis :

(- comme du béton précontraint en section courante sous les seules contraintes de flexion générale (retrait et fluage compris) ; les justifications sont alors faites, sous ces contraintes, en se référant au chapitre 5 du nouveau règlement de béton précontraint.

(- comme du béton armé dans les sections d'about et lorsqu'il s'agit de cumuler les flexions locales à la flexion générale.

8.1.1 - Calcul des efforts longitudinaux et ferrailage longitudinal du hourdis.

8.1.1.1 - Flexion générale seule.

Les contraintes supportées par le hourdis ont été calculées au paragraphe 5.1.1.5. Elles comprennent :

- les contraintes dues aux actions de longue durée appliquées après durcissement du hourdis ;

- les contraintes dues aux variations de l'effort de précontrainte (pertes de tension) postérieures au durcissement du hourdis ;

- les contraintes supplémentaires dues au retrait différentiel et au fluage (cf. § 5.1.1.4).

BP 21,32 La considération du diagramme des contraintes résultantes, qui doivent rester à l'intérieur des limites admissibles prescrites par BP 21,32, permet alors de dimensionner les armatures longitudinales du hourdis, ce dimensionnement étant conduit en application des règles du béton précontraint.

La section d'armatures longitudinales du hourdis est alors la somme des deux termes suivants :

BP 21,41

- 0,1 % de l'aire du béton tendu (aire du hourdis)

BP 21,42

- le quotient de l'effort de traction sollicitant le hourdis (supposé non fissuré) par la limite d'élasticité de ces armatures, bornée supérieurement à 42 000 t/m².

Ces armatures doivent être réparties sur les deux faces du hourdis.

8.1.1.2 - Cumul de la flexion locale à la flexion générale.

Sous les effets conjugués de la flexion locale et de la flexion générale (retrait et fluage compris) les armatures du hourdis sont vérifiées en charge selon les règles habituelles du béton armé (F61 VI du CPC)(1). Cette vérification conduit en général à renforcer les sections d'armatures longitudinales de nappe inférieure, la nappe supérieure étant maintenue à la section définie à l'alinéa qui précède.

8.1.1.3 - Cas particulier des sections voisines des appuis.

Dans les sections situées au voisinage des appuis, l'essentiel des sollicitations provient du retrait et du fluage différentiels ; il est donc prudent de ne pas sous-évaluer ces effets vis-à-vis desquels la condition de non-fragilité est particulièrement importante. De plus, si les efforts dus au retrait sont plafonnés ou même diminuent dès la fissuration, les efforts supplémentaires dus au fluage des poutres continuent d'être appliqués sur les armatures avec un accroissement non négligeable si l'on tient compte du fait que les poutres se déforment alors plus librement.

L'atteinte dans cette zone, de contraintes égales à la résistance du béton à la traction étant très probable, et à défaut d'une évaluation plus précise des efforts réels qui permette d'appliquer la condition de non-fragilité, il nous paraît donc prudent, pour limiter la fissuration, de vérifier que dans la section d'about, la section A d'armatures associée à une aire B du béton du hourdis soit telle que : $\frac{A \sigma_e}{B \sigma_b} > 3$

(1) Il convient en particulier de tenir compte de la condition de non fragilité. Un exemple de calcul est présenté dans le bulletin technique n° 2 de la DOA.-A page 21.

$\bar{\sigma}_b$ étant la contrainte de traction de référence du béton du hourdis et σ_e la limite d'élasticité des armatures.

Il convient que ces armatures soient d'un diamètre suffisamment petit pour être bien réparties (\emptyset 10 par exemple) et que leur arrêt en section courante soit progressif.

8.1.2 - Calcul des efforts transversaux et ferrailage transversal du hourdis.

8.1.2.1 - Flexion transversale seule.

Les moments de flexion transversale sont généralement calculés par la méthode GUYON-MASSONNET avec, dans le cas d'espèce, un coefficient de POISSON nul.

Les contraintes produites dans le hourdis par ces efforts doivent rester à l'intérieur des limites admissibles prescrites par BP 21,32, le dimensionnement des armatures transversales relevant de BP 21,4.

8.1.2.2 - Cumul de la flexion locale à la flexion transversale.

La justification est faite, en application du fascicule 61, titre VI du CPC, sans que les limites de contraintes ci-dessus soient applicables.

8.2 - EFFORTS DE GLISSEMENT ENTRE POUTRES ET HOURDIS.

8.2.1 - Section courante.

L'effort de glissement sur l'interface poutre-hourdis est le produit de l'effort tranchant par le "module de glissement".

Ce module de glissement se calcule comme étant le quotient du moment statique du hourdis (par rapport au centre de gravité de la section complète) par l'inertie totale de la section.

De l'effort de glissement par mètre linéaire ainsi calculé on déduit la contrainte de cisaillement à l'interface poutre-hourdis, de sorte qu'il ne reste plus alors qu'à dimensionner les armatures verticales liant les poutres au hourdis en appliquant la règle des coutures généralisée.

BP 31,1

8.2.2 - Zone d'appui.

Dans les zones d'about, il convient d'"accrocher" le béton vis-à-vis des efforts supplémentaires de retrait. Les règles que nous préconisons sont inspirées des prescriptions concernant les ouvrages mixtes acier-béton où des problèmes similaires sont posés.

Les sections d'armatures (connecteurs) à prévoir dans ces zones sont dimensionnées à partir d'un effort de glissement qui est le cumul des deux termes suivants :

a) l'effort de glissement en section courante

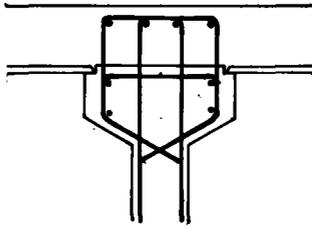
b) un effort supplémentaire égal à $\frac{\epsilon E_b B_h}{l_r}$

Dans le calcul de l'effort b) :

ϵ est le raccourcissement différentiel entre poutres et hourdis.

B_h est l'aire du béton du hourdis.

l_r est la longueur d'"accrochage" du retrait ; on pourra choisir pour l_r la valeur qui correspond à la longueur d'établissement de la précontrainte, en valeur caractéristique maximale.



De manière pratique, les connecteurs constituent le prolongement des armatures d'âme verticales en dehors de la section préfabriquée ; toutefois il convient d'assurer une liaison efficace entre les extrémités de la table de compression de la poutre préfabriquée et le hourdis (cf. schéma ci-contre).

8.3 - ENTRETOISES D'ABOUT.

En général, pour les types de structure envisagés mettant en oeuvre des poutres suffisamment massives et rapprochées, surmontées d'un hourdis de 15 cm d'épaisseur minimale, les entretoises d'appuis n'ont pas d'influence notable sur la répartition transversale des charges.

Elles sont cependant utiles pour deux raisons essentielles :

- elles contribuent à la reprise des efforts appliqués à l'extrémité du hourdis : il est en effet indispensable de border le hourdis à ses extrémités par une nervure et, pour ces tabliers de faible épaisseur, il n'est guère utile de chercher à réaliser une telle nervure moins haute que le tablier;

- elles constituent un point d'appui pour les vérins en cas de changement des appareils d'appuis.

Les entretoises d'appui, que nous préconisons donc dans tous les cas, doivent être dimensionnées de manière à reprendre convenablement ces efforts. Il ne sera pas inutile de matérialiser sur les entretoises, lors de l'exécution, les points d'application des vérins.

De manière pratique, deux dispositions peuvent être envisagées :

a) un chaînage d'extrémité coulé en place, solidarisé aux poutres par les armatures longitudinales (passives) en attente à l'about de ces poutres ;

b) une entretoise coulée en place entre les poutres, précontrainte transversalement par post-tension ; une fenêtre de passage des gaines de précontrainte est ménagée lors de la préfabrication des poutres. Cette solution est à envisager en cas d'espacement des poutres supérieur à 1 m.

8.4 - FLECHES ET ROTATIONS.

8.4.1 - Rappel des formules (travée indépendante).

. Flèche de poids propre $f_G = \frac{5gl^4}{384 EI}$

. Rotation sur appui due au poids propre $\omega_G = \frac{gl^3}{24 EI}$

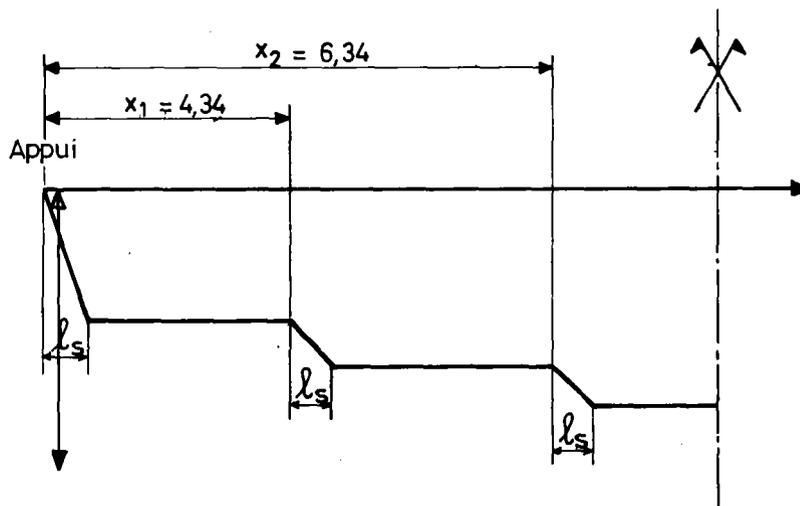
. Flèche de précontrainte $f_P = + \frac{1}{EI} \int_0^{l/2} M_P(x) x dx$

($M_P(x)$ étant le moment de précontrainte)

$\int_0^{l/2} M_P(x) x dx$ représente le moment statique, par rapport à l'axe vertical passant par l'origine, de l'aire délimitée par le diagramme du moment de précontrainte entre l'appui et le milieu de la travée, cette aire étant comptée négativement.

. Rotation sur appui due à la précontrainte $\omega_P = + \frac{1}{EI} \int_0^{l/2} M_P(x) dx$

$\int_0^{l/2} M_P(x) dx$ représente l'aire délimitée par le diagramme du moment de précontrainte entre l'appui et le milieu de la travée (aire négative).



Dans les formules ci-dessus, E est pris égal à E_j ou E_V selon qu'on cherche à calculer une déformation immédiate (pour vérifier) ou à terme (pour compenser) ; E est dans tous les cas évalué à partir de σ_j et en tenant compte, s'il y a lieu, de l'étuvage (cf. § 1.2 et 1.3 ci-dessus).

8.4.2 - Calcul phase par phase.

Le calcul des flèches et rotations doit logiquement tenir compte des phases réelles d'exécution (comme le calcul des contraintes normales). Toutefois, après solidarisation du hourdis, les calculs deviennent hasardeux car le hourdis freine les libres déformations de la poutre dans des proportions variables selon l'état de sa fissuration.

Il nous paraît indispensable que soient effectués le calcul de la flèche prise par la poutre à l'issue du coulage du hourdis et celui de la flèche définitive puisqu'elles conditionneront les suppléments pour reprofilage.

Dans ce calcul, les conditions de stockage sont d'une grande importance : la portée de la poutre entre appuis provisoires au stockage doit rester voisine de la portée définitive. En effet, au cours de cette phase s'effectuent des déformations par fluage à caractère irréversible; il convient donc de ne pas les favoriser.

ANNEXE 1

Extrait des Tables de MASSONNET. Lignes d'influence de K pour $\alpha = 0$ et $\alpha = 1$

$\theta = 0,90$

() b est la demi-largeur "active" du pont

$\alpha = 0$

() $b = \frac{n \times EP}{2}$ avec n nombre de poutres et EP leur espacement

origine : centre de la vue en plan.

Fibre étudiée	Position de la charge unité								
	- b	- 3b/4	- b/2	- b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,4715	+0,2749	+1,0436	+1,7771	+2,1592	+1,7771	+1,0436	+0,2749	-0,4715
b/4	-0,5493	-0,0646	+0,4700	+1,1070	+1,7771	+2,1334	+1,7309	+0,9565	+0,1129
b/2	-0,4042	-0,1851	+0,0792	+0,4700	+1,0436	+1,7309	+2,1980	+2,0203	+1,5843
3b/4	-0,1919	-0,2028	-0,1851	-0,0646	+0,2749	+0,9565	+2,0203	+3,2319	+4,2579
b	+0,0299	-0,1919	-0,4042	-0,5493	-0,4715	+0,1129	+1,5843	+4,2579	+8,0034

$\theta = 0,90$

$\alpha = 1$

Fibre étudiée	Position de la charge unité								
	- b	- 3b/4	- b/2	- b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,5452	0,7119	0,9631	1,2903	1,5028	1,2903	0,9631	0,7119	0,5452
b/4	0,3155	0,4335	0,6224	0,9164	1,2903	1,5534	1,3996	1,1380	0,9359
b/2	0,1864	0,2663	0,3987	0,6224	0,9631	1,3996	1,7493	1,7094	1,5677
3b/4	0,1166	0,1722	0,2663	0,4335	0,7119	1,1380	1,7094	2,2658	2,5180
b	0,0762	0,1166	0,1864	0,3155	0,5452	0,9359	1,5677	2,5180	3,7710

$\theta = 0,90$

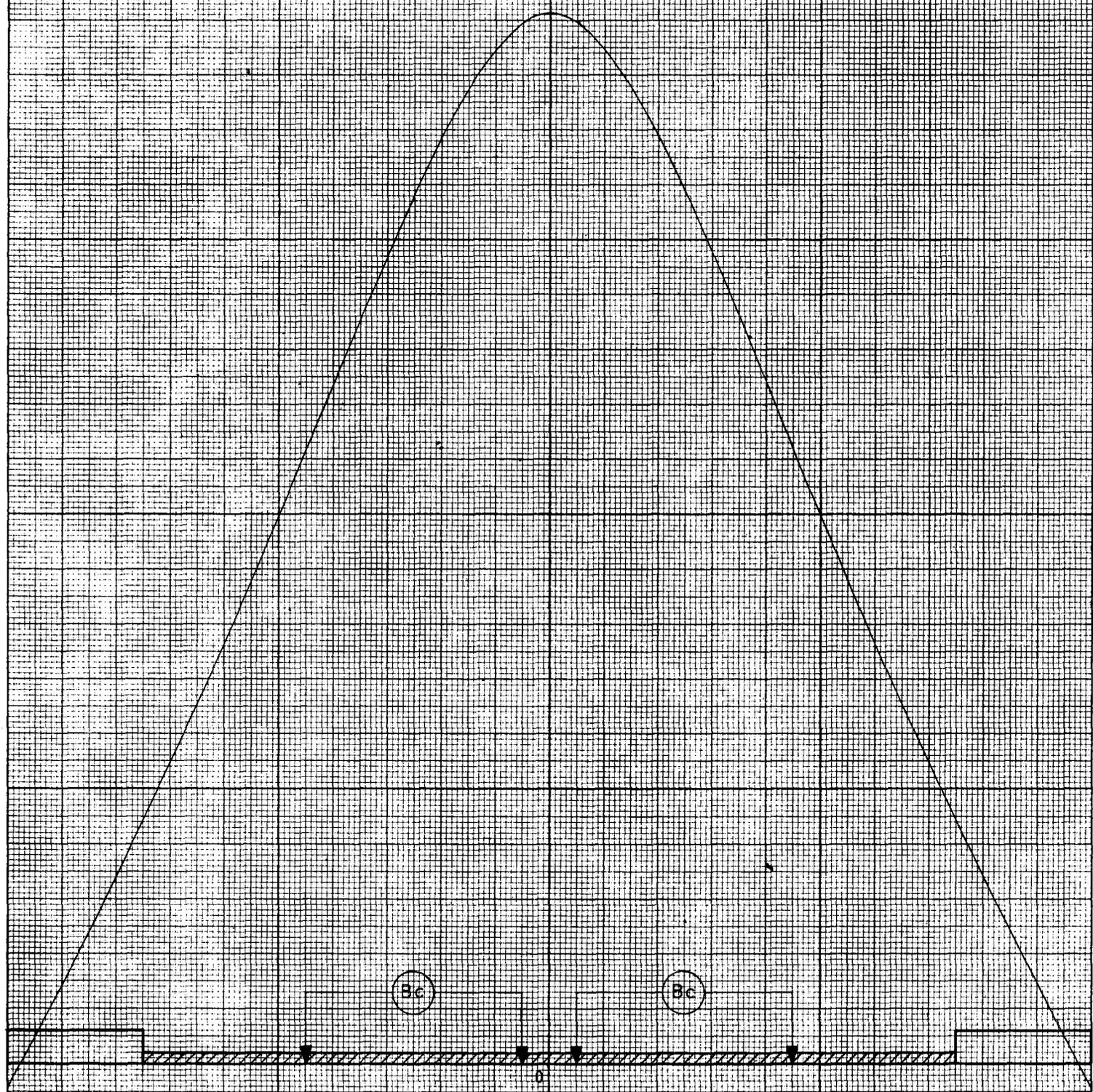
$\alpha = 0,185$

$K_{\alpha} = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha}$

Fibre étudiée	Position de la charge unité								
	- b	- 3b/4	- b/2	- b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0343	0,4628	1,0090	1,5678	1,8769	1,5678	1,0090	0,4628	-0,0343
b/4	-0,1774	0,1496	0,5355	1,0251	1,5678	1,8840	1,5885	1,0345	0,4668
b/2	-0,1502	0,0090	0,2166	0,5355	1,0090	1,5885	2,0051	1,8866	1,5772
3b/4	-0,0593	0,0416	0,0090	0,1496	0,4628	1,0345	1,8866	2,8164	3,5096
b	+0,0498	-0,0593	-0,1502	-0,1774	-0,0343	0,4668	1,5772	3,5096	6,1831

Ligne d'influence du coefficient de répartition transversale

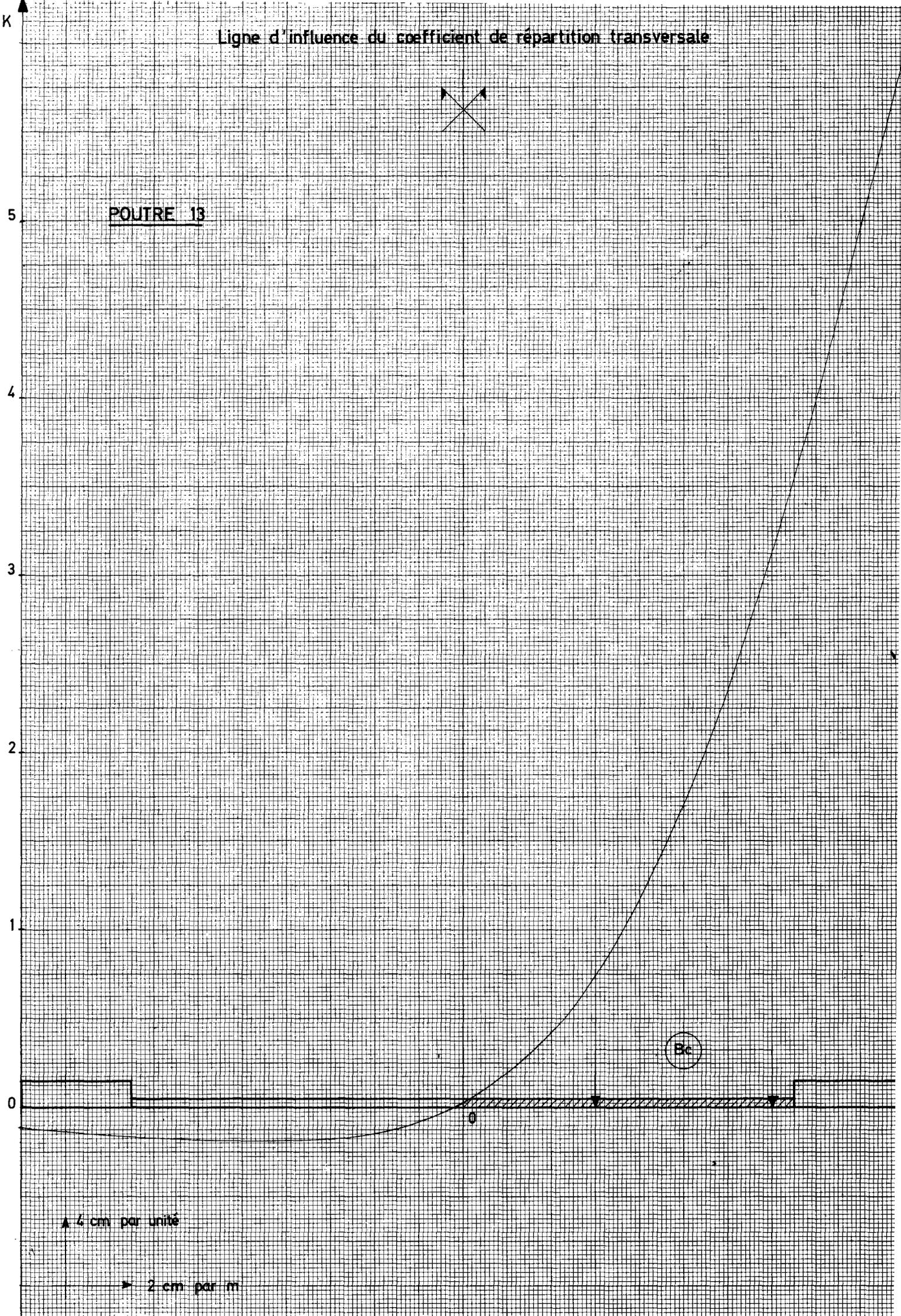
POUTRE 7



▲ 10 cm par unité

→ 2 cm par m

Ligne d'influence du coefficient de répartition transversale



ANNEXE 2

COURBE DONNANT L'EVOLUTION DES PERTES DIFFEREES.

La courbe ci-dessous résulte de l'application directe de l'article 12,33 ; elle n'est pas applicable normalement au béton étuvé.

Il convient donc d'utiliser cette courbe, en cas d'étuvage, pour le seul calcul des pertes de tension en phase de stockage de la poutre. La durée de cette phase n'est généralement pas connue avec précision et des écarts par rapport aux valeurs réelles affectent peu le résultat final.

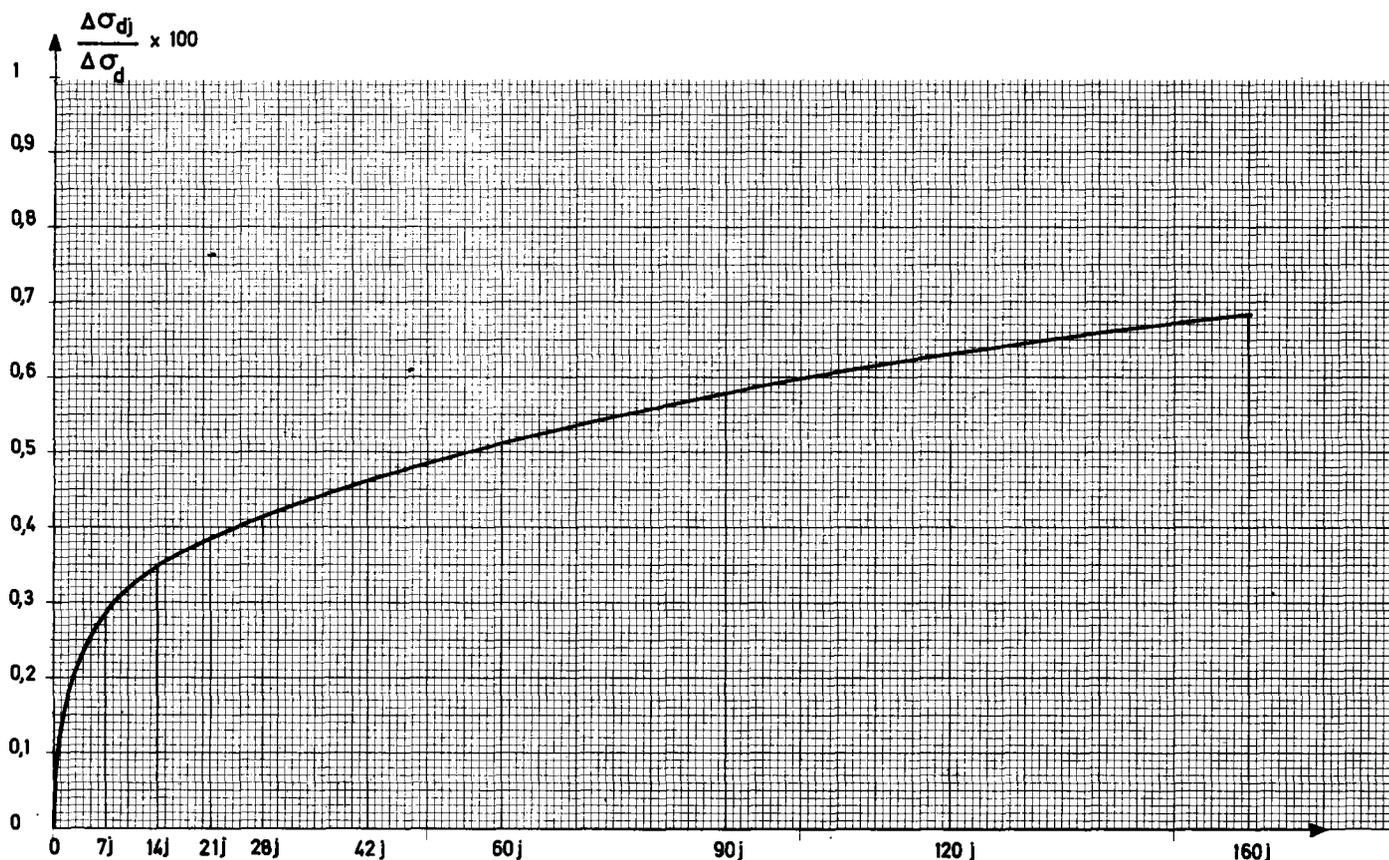
Si l'on désigne par $\Delta\sigma_{dj}$ la perte de tension différée effectuée au jour j on admet que :

1°) Dans les 28 premiers jours :

$$\Delta\sigma_{dj} = 0,18 j^{0,25} \Delta\sigma_d \quad (j \text{ en jours})$$

2°) Au delà de 28 jours, $\Delta\sigma_{dj}$ suit la même loi que le fluage du béton.

$\Delta\sigma_d$ désigne l'ensemble des pertes différées qui se seront effectuées au bout d'un temps infini.

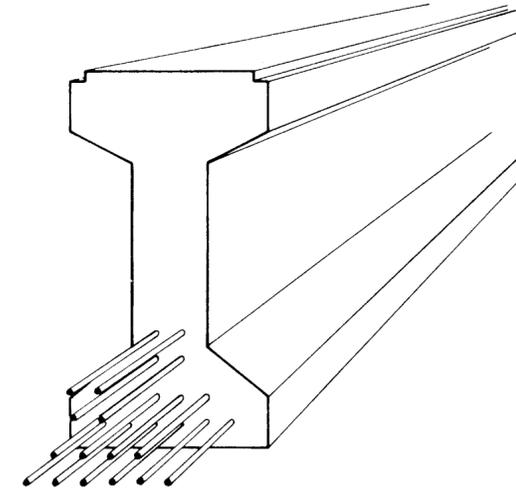


Poutres précontraintes par adhérence

PR.AD 73

SETRA

DIVISION DES
OUVRAGES D'ART B

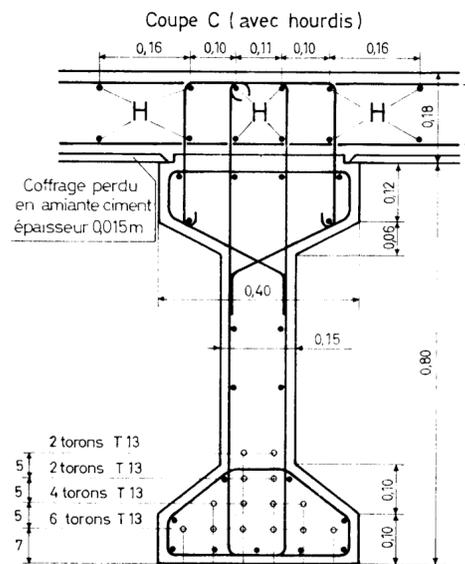
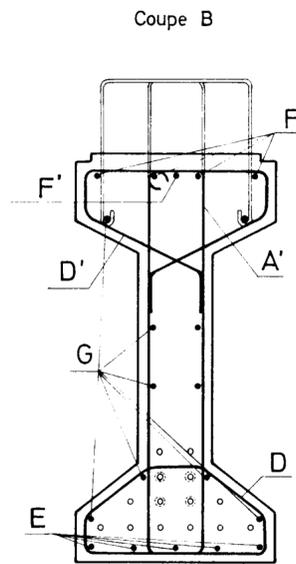
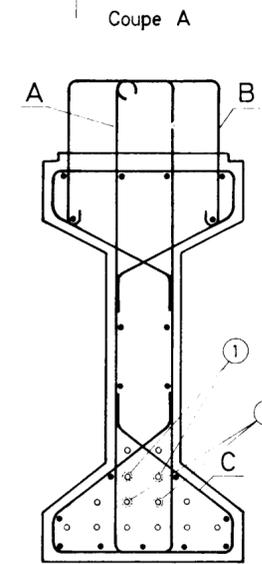
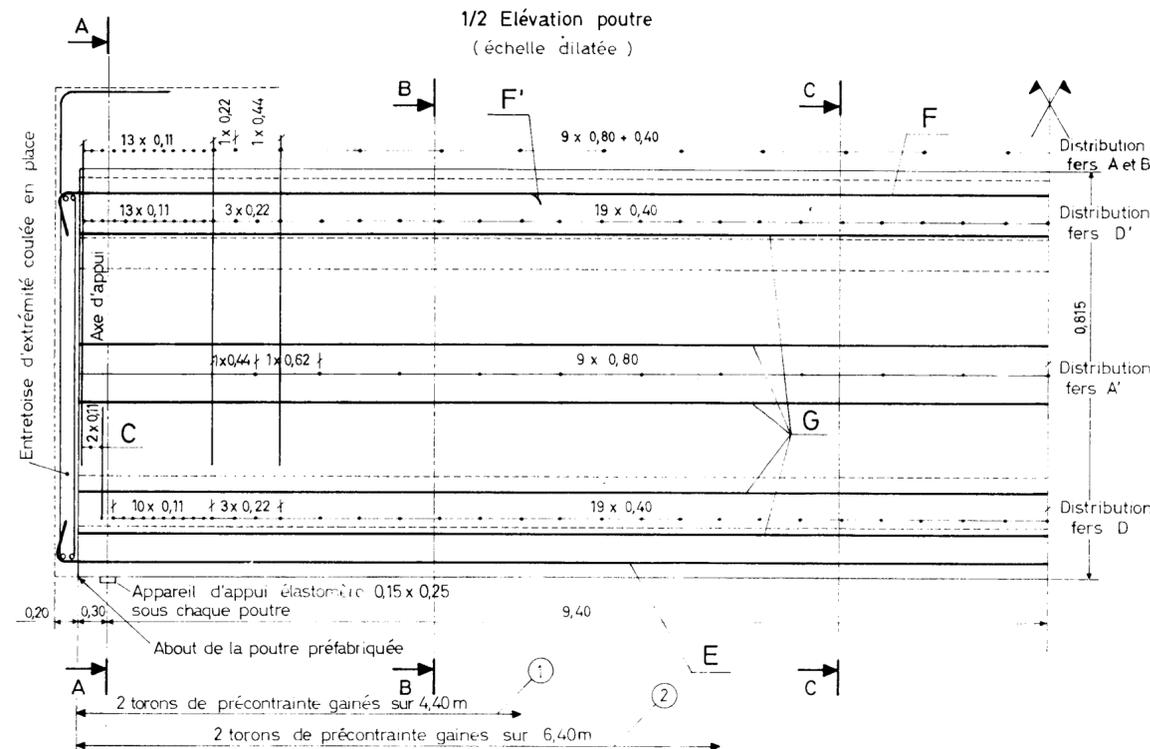


4

DESSINS

OCTOBRE 1973

MINISTÈRE DE L'AMÉNAGEMENT DU TERRITOIRE,
DE L'ÉQUIPEMENT, DU LOGEMENT ET DU TOURISME
Direction des routes et de la circulation routière



- 5 2 torons T 13
- 5 2 torons T 13
- 5 4 torons T 13
- 5 6 torons T 13
- 7

NOMENCLATURE DES ACIERS PASSIFS (Poutre)					Réf. pièce 3
référence	nombre	diamètre	longueur	dessin	
A	50	HA 10	2,15		6.2.1.2 et 7.3.2.4
A'	21	HA 10	1,75		6.2.1.2
B	50	HA 10	0,95		8.2.2
C	6	HA 10	1,20		7.2.5
D	65	HA 10	0,95		Montage
D'	71	HA 10	1,10		Montage
E	5	HA 10	20		5.1.2
F	4	HA 10	20		5.2.3.3
F'	1	HA 10	2 x 5		5.2.3.3
G	10	HA 10	19,34		7.2.3
NOMENCLATURE DES ACIERS (Hourdis) (Ensemble du tablier)					
H	156	HA 10	20		8.1.1
I	62	HA 10	11 ⁵		8.1.2
J	93	HA 10	1 ¹		8.1.2

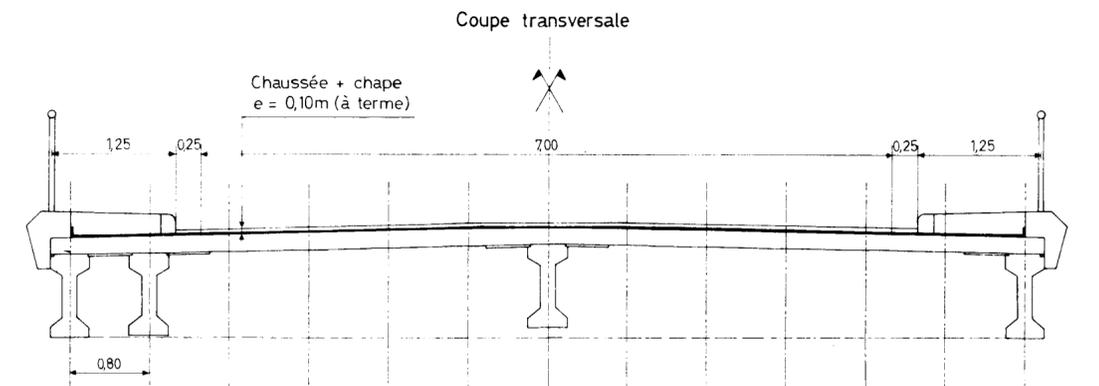
Les fers de montage pourraient être choisis d'un diamètre inférieur à condition de respecter les règles relatives aux armatures de peau (B.P. 21-41)

Nota: 1) Les aciers A et B sont
a) sur chaque cours d'étrier entre l'about et l'abscisse 1,35
b) alternés avec les fers A' au-delà

2) Poids total des aciers du hourdis : 2990 kg soit 16 kg/m² S.U.
Ferrailage entretoises et corniches (estimé) 600 kg soit 3 kg/m² S.U.

3) Poids total des aciers passifs des poutres :
445 kg par poutre, 114 kg/m³ de poutre, 31 kg/m² S.U. de tablier

4) Poids total des aciers de précontrainte (T_g = 1670 N/mm²)
200 kg par poutre, 51 kg/m³ de poutre, 14 kg/m² S.U. de tablier



Volume béton préfabriqué 3,9 m³ par poutre soit 0,27 m³/m² S.U. (σ_j = 26,7 N/mm² à la mise en précontrainte)

Volume béton coulé en place 42 m³, soit 0,21 m³/m² S.U.

Vue en plan

