

MINISTERE DES TRANSPORTS
DIRECTION GENERALE DES TRANSPORTS INTERIEURS

PONTS EN BETON PRECONTRAIT
construits par encorbellements successifs

Complément au bulletin
technique n°7



DIRECTION DES ROUTES ET
DE LA CIRCULATION ROUTIERE

MINISTÈRE DES TRANSPORTS
DIRECTION GÉNÉRALE DES TRANSPORTS INTÉRIEURS

Direction des Routes et de la Circulation Routière 244, Bd Saint-Germain - 75775 PARIS Cedex 16

PONTS EN BETON PRECONTRAIT
construits par encorbellements successifs

Document réalisé et diffusé par la Division des Ouvrages d'Art du **SETRA**
46, avenue Aristide Briand - 92223 BAGNEUX - Tél. 664 - 14 - 77

AVRIL 1979

A ASSURE LA REDACTION DE CE DOCUMENT

G. DARPAS

Chef du Département Béton Grands Ouvrages
S.E.T.R.A. - D.O.A.

ONT PARTICIPE A SON ELABORATION

J.J. BRUNEAU
R. CHAUSSIN
M. MASSONI
M. VIRLOGEUX

D.R.E.I.F. - D.E.S.R.E.T.
S.E.T.R.A. - D.O.A.
S.E.T.R.A. - D.O.A.
S.E.T.R.A. - D.O.A.

ONT APPORTE LEUR COLLABORATION

MM. les I.G.O.A.
C. BIDAUD
J.A. CALGARO
H. GRELU
P. LECROQ
J.P. MAC FARLANE
C. MILLERIOUX
G. PAYEN
D. POINEAU
M. THENOZ

C.E.T.E. d'Aix en Provence - D.O.A.
S.E.T.R.A. - D.O.A.
S.E.T.R.A. - D.O.A.
C.E.T.E. de Lyon - D.O.A.
C.E.T.E. de Lille - D.O.A.
S.E.T.R.A. - D.O.A.
C.E.T.E. de Rouen - D.O.A.
S.E.T.R.A. - D.O.A.
E. N. T. P. E.

SOMMAIRE

INTRODUCTION	1
1 - GENERALITES	2
1,1 - Compléments historiques	2
1,2 - Domaine actuel de la construction par encorbellements successifs	2
2 - DIMENSIONNEMENT DES PRINCIPAUX ELEMENTS, QUANTITES DE MATIERES	3
2,1 - Quantité de béton et d'aciers	3
2,2 - Hauteur de poutre à la clé	4
2,3 - Epaisseur du hourdis inférieur	4
2,4 - Epaisseur des âmes	5
3 - PROGRAMMES DE CALCUL ELECTRONIQUE	5
3,1 - Le programme PADE	6
3,2 - Le programme PR 2	7
3,3 - Le programme VEP	8
4 - PARTICULARITES DU CALCUL ET DE LA CONCEPTION	10
4,1 - Eléments susceptibles d'être fissurés	10
4,2 - Stabilité des fléaux en cours de construction	10
4,3 - Redistribution des efforts dûs aux déformations différées	14
4,4 - Gradients thermiques	16
4,5 - Poussée au vide dans les hourdis courbes	18
4,6 - Diffusion de la précontrainte	23
4,7 - Entraînement à l'amont des ancrages	28
4,8 - Bossages	30
4,9 - Justifications à apporter vis-à-vis de l'effort tranchant	34
4,10- Etriers actifs	39
4,11- Caissons à trois âmes	39
4,12- Déficits de précontrainte	40
4,13- Homogénéisation des sections d'armatures actives	42
4,14- Contrainte admissible des armatures passives	42
5 - EXECUTION	42
5,1 - Exécution de la précontrainte	42
5,2 - Voussoirs préfabriqués	44
5,3 - Equipages mobiles	45
5,4 - Etriers actifs	46
5,5 - Mise en place du béton	46
5,6 - Protection des ancrages relevés en travée	47

INTRODUCTION

Le bulletin technique n°7 sur les ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs date de décembre 1972. Bien que les principes de base de cette technique n'aient pas été modifiés, une évolution sensible s'est produite nécessitant la parution du présent complément. Celui-ci s'adresse notamment aux maîtres d'oeuvre de façon à leur fournir les éléments essentiels pour la rédaction des pièces techniques accompagnant les dossiers d'appel d'offres ou de passation des marchés. Il est précisé que le complément au BT 7 fait le point des principaux problèmes techniques, mais ne prétend pas résoudre toutes les questions qui seront mieux traitées dans le CCTP type en cours de préparation. Il s'agit donc d'un document transitoire dont l'exploitation nécessite le recours à des spécialistes confirmés ; dans cette optique nous ne saurions trop recommander aux maîtres d'oeuvre de s'adresser à leurs conseils naturels, c'est-à-dire les CETE, sauf pour les affaires qui sont suivies directement par le SETRA auquel il est toujours possible de s'adresser en cas de difficultés d'application quelconques.

Nous énumérons ci-après les principaux événements qui ont marqué les six dernières années :

- des difficultés constatées sur les ouvrages en service ont entraîné la parution de la circulaire de la Direction des Routes du 2 Avril 1975 qui comporte des prescriptions sur les redistributions des efforts dus au fluage, la diffusion de la précontrainte, les efforts d'entraînement derrière les câbles dans un hourdis de poutre-caisson, les gradients thermiques, la poussée au vide des câbles dans les hourdis courbes, les bossages d'ancrages, la continuité du ferrailage au droit des joints, les étriers actifs. L'application de ces nouvelles règles modifie sensiblement le dimensionnement des ouvrages dans le sens d'une augmentation des quantités de matière. Des précisions sont données à cet égard dans le présent complément au BT 7.

- les constatations les plus récentes sur chantiers ou en service ont montré la nécessité d'introduire des règles supplémentaires que nous présentons dans le présent document et qui concernent la stabilité des fléaux, la mise en oeuvre de la précontrainte, le perfectionnement de la circulaire du 2 Avril 1975.

- les méthodes de calculs se sont affinées se traduisant par de nouveaux programmes et mettant l'accent sur certains problèmes qui avaient été jusqu'à présent ignorés.

- les premiers grands ouvrages en béton léger construits par encorbellements sont en cours d'achèvement.

- les prix indiqués dans l'avant-propos du BT 7 ont évolué, de telle sorte qu'en 1978 le prix moyen au m² de surface utile d'un tablier construit par encorbellement est de l'ordre de 1 800 TTC, superstructures non comprises, pour les portées les plus courantes qui n'excèdent guère la centaine de mètres. Cette valeur doit s'entendre comme une moyenne, étant entendu que les conditions particulières (techniques et locales) propres à chaque ouvrage peuvent conduire à des écarts sensibles en plus ou en moins.

1 - GÉNÉRALITÉS

1.1 - COMPLEMENTS HISTORIQUES

Le précédent record japonais sur la baie URATO à KOCHI a été battu deux fois dans le même pays avec le pont HIKOSHIMA OHASHI (236m de portée centrale) et le pont HAMANA (240m de portée centrale). Plus récemment une entreprise américaine a réalisé le pont de KOROR-BABELTHUAP reliant deux îles de la MICRONÉSIE avec une travée centrale de 240,70m. Dans ces trois cas la travée principale est articulée au centre. Il semble que l'on arrive à la limite du procédé, du moins avec les bétons de granulats classiques,

En France, les principaux ouvrages construits depuis 1972 par la technique en encorbellement sont :

- le viaduc de MAGNAN dont les plus grandes portées (au nombre de 3) mesurent 132m. Ce même ouvrage traduit aussi la tendance actuelle vers des piles de grande hauteur qui atteignent ici la centaine de mètres (record de France).

- le pont de GENNEVILLIERS dont les travées les plus longues (au nombre de 2) mesurent 172m, record de France actuel avec les bétons de granulats classiques.

- le pont franchissant le grand canal d'Alsace à OTTMARSHEIM dont les plus grandes travées mesurent 172m et 144m. L'originalité de cet ouvrage réside dans l'emploi de béton de granulats légers pour les zones médianes sur des longueurs respectivement égales à 99,55m et 71,65m.

- le pont MORAND sur le Rhône, ouvrage mixte rail - route de 89m de portée centrale, premier ouvrage français de ce type livrant passage à des voies ferroviaires (métro de Lyon).

- le pont sur la MARNE supportant la ligne de Marne-la-Vallée du métro régional, avec une travée centrale de 75m de portée.

- le pont de TRICASTIN avec une travée centrale de 142,50m, dont 107,50m réalisés en béton de granulats légers.

1.2 - DOMAINE ACTUEL DE LA CONSTRUCTION PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS

Les portées d'une centaine de mètres sont devenues monnaie courante et les prix de revient n'augmentent sensiblement qu'au delà de cette valeur. A noter que la France commence à posséder une bonne expérience pour des portées avoisinant 170m.

D'autre part les indications ci-dessus montrent que le domaine d'emploi du procédé s'est étendu d'une part aux ouvrages ferroviaires, d'autre part aux bétons de granulats légers. A ce sujet, il faut signaler que les indications numériques données

dans le bulletin technique n°7 ne sont valables que pour les ponts routiers dont les tabliers sont réalisés en béton de granulats classiques.

Il va de soi que les ouvrages ferroviaires sont soumis à des charges d'exploitation plus importantes d'où des portées économiques plus faibles, et des quantités de matériaux plus fortes (à surface utile égale) que pour les ouvrages routiers.

En ce qui concerne les bétons de granulats légers nous soulignons que leurs performances rejoignent celles des bétons classiques les plus couramment utilisés pour ce type d'ouvrage, ce qui permet (en première approximation) de ne pas augmenter les quantités de matière. En outre leur conception et leur exécution peuvent être considérées comme bien maîtrisées (voir à ce sujet les recommandations provisoires de décembre 1976). Dans ces conditions le béton léger sera assez souvent susceptible d'apporter de légères économies sur le prix du tablier et il convient donc d'admettre cette variante pour les portées importantes dans la mesure où les conditions d'approvisionnement du granulat léger apparaissent comme localement intéressantes. Cet avantage du béton léger est particulièrement marqué pour les portées encastrees sur des culées ou des travées de rive dont la seule raison d'être est d'équilibrer le poids des fléaux en cours de construction, car on économise alors sur les dimensions des organes destinés à faire contre-poids. C'était le cas à OTTMARSHEIM et à TRICASTIN.

Nous venons de signaler l'intérêt du béton léger lorsqu'il est nécessaire de concevoir des culées ou des travées de rive destinées à faire contre-poids. Celui-ci peut être réalisé, soit par un lest de la travées de rive, soit par un dispositif anti-soulèvement de la culée ; dans ce dernier cas l'attention est attirée sur le fait qu'il convient d'éviter des ensembles d'appareils d'appui susceptibles de fonctionner dans un sens ou dans l'autre en fonction des cas de charge, en raison des difficultés pratiques de réglage inhérentes à ce genre de système. De façon générale, lorsque la conception d'un ouvrage construit par encorbellement suppose le recours à un système d'équilibrage, il est vivement conseillé de s'adresser aux CETE ou au SETRA pour la mise au point de l'avant-projet ou du projet.

2 - DIMENSIONNEMENT DES PRINCIPAUX ELEMENTS , QUANTITES DE MATIERES

La mise en application de la circulaire du 2 Avril 1975 a sensiblement modifié le dimensionnement des ponts construits par encorbellement. Les points principaux sont les suivants :

2.1 - QUANTITE DE BETON ET D'ACIERS

La mise en application de la circulaire du 2 Avril 1975 a entraîné une modification substantielle des quantités de matière.

.../...

2,11 Pour le béton on continue à se référer à l'épaisseur équivalente e définie comme l'épaisseur d'une dalle pleine comportant le même volume de béton que le tablier considéré (entretoises comprises) et ayant la même surface utile ; en désignant par ℓ (en mètre) la portée intermédiaire (entre deux piles consécutives) on peut adopter pour un premier dimensionnement au stade de l'APSO :

$$e \text{ (en mètres)} = 0,40 + 0,0035\ell$$

Cette formule est valable pour des portées entre 60 et 100m, étant entendu qu'il s'agit d'une approximation moyenne par rapport à laquelle des écarts de $\pm 10\%$ peuvent être assez couramment constatés en fonction du profil transversal utilisé.

2,12 La justification de détail des caissons comporte notamment la poussée au vide des hourdis courbes, la diffusion des efforts de précontrainte, l'entraînement derrière les bossages ainsi que le ferrailage de ces derniers. L'application stricte de ces règles conduit habituellement à des taux d'armatures passives au moins égaux à 100 kg/m^3 lorsque (cas le plus général) le hourdis supérieur n'est pas précontraint transversalement. Pour des caissons larges ou (et) des câblages comportant des efforts concentrés (ancrages) particulièrement élevés on arrive facilement à 110 voire 120 kg/m^3 . Bien entendu ces taux sont réduits lorsque le hourdis supérieur est précontraint transversalement.

2,13 Les quantités d'armatures actives longitudinales atteignent couramment 40 à 50 kg par m^3 de béton avec des limites élastiques T avoisinant 1400 MPa . Le ratio n'est donc pas modifié, mais la quantité totale augmente proportionnellement à la valeur de l'épaisseur équivalente e .

2.2 - HAUTEUR DE POUTRE A LA CLE

La prise en compte des redistribution par fluage et du gradient thermique (voir plus loin) se traduit en milieu de portée par des moments positifs accrus nécessitant un minimum de hauteur pour être équilibrés. Il semble à cet égard que les hauteurs de poutre les plus favorables soient (pour une portée ℓ) de l'ordre de $\ell/30$ à $\ell/35$. Il est déconseillé d'aller au-delà de $\ell/40$.

Les hauteurs sur piles ne sont pas modifiées et nous rappelons que l'optimum se situe aux environs de $\ell/16$ avec possibilité de descendre à $\ell/20$ lorsque nécessaire.

2.3 - EPAISSEUR DU HOURDIS INFERIEUR

Elle est conditionnée par les considérations suivantes :

les nouvelles règles conduisent à un ferrailage important du hourdis inférieur pour lequel il est convenable de prévoir une épaisseur minimale de 18 cm.

.../...

- lorsque les câbles de continuité sont logés dans celui-ci, il est recommandé d'avoir une épaisseur au moins égale à trois fois le diamètre extérieur des gânes, celles-ci étant disposées dans le plan moyen du hourdis. Il y a donc lieu de déroger sur ce point aux prescriptions réglementaires (IP1 ou IP 2) qui admettent un recouvrement d'une demi-gaine pour les armatures de précontrainte voisines de parements non coffrés ; l'enrobage minimal doit être dans tous les cas d'une gaine, compte-tenu des ondulations de celle-ci.

- pour assurer une bonne diffusion et répartition des efforts, il convient de prévoir des épaisseurs non disproportionnées pour les âmes et le hourdis inférieur. A cet égard il semble souhaitable que l'épaisseur du hourdis inférieur ne descende pas au-dessous du tiers de celle des âmes. En cas de différences importantes d'épaisseur pour ces divers éléments, des goussets de raccordement s'imposent (ces derniers ne sont jamais inutiles).

- il est rappelé enfin que l'épaisseur du hourdis inférieur dépend de la contrainte de compression longitudinale du béton admissible (flexion générale) et des efforts transversaux qui résultent notamment de la poussée au vide (voir en 4,523).

2.4 - EPAISSEUR DES AMES

Leur exécution se traduit souvent par des difficultés de bétonnage liées à leur grande hauteur ainsi qu'à la densité du ferrailage passif et au tracé des nombreux câbles de précontrainte. Dans ces conditions il est apparu qu'une épaisseur minimale de 40cm était souhaitable pour réduire les difficultés de mise en oeuvre. Des valeurs inférieures devront être soigneusement justifiées compte-tenu des conditions du bétonnage, notamment de la hauteur des âmes et de l'encombrement des armatures.

3 - PROGRAMMES DE CALCUL ÉLECTRONIQUE

Depuis 1972, la bibliothèque de programmes au SETRA pour les calculs des ponts par encorbellement a été profondément modifiée :

- le programme D.E.P. de détermination semi-automatique a été remplacé par le programme PR 2 qui ne retouche pas le coffrage mais permet d'obtenir dans tous les cas un câblage compatible avec les moments hyperstatiques de précontrainte réellement obtenus dans la structure.

- le programme V.E.P. a été modifié pour tenir compte de la circulaire du 2 Avril 1975 de M. le Directeur des Routes et de la Circulation Routière.

- le programme P.A.R., qui avait été rebaptisé **ARIANE** et permet le calcul d'efforts internes, a été remplacé par le programme PADE qui tient compte d'une manière fine des diverses phases de construction (notamment, changements d'appuis).

.../...

- l'utilisation du programme PARIS, qui n'a jamais été très importante, est déconseillée. Il est tout aussi simple d'utiliser le programme PADE avec génération automatique des sections à partir d'une section de référence.

Tous ces programmes font l'objet de notices détaillées auxquelles il convient de se reporter.

Nous donnons ci-après une présentation succincte de ces programmes, qui annule et remplace le paragraphe 2.22 de l'édition 1972 du BT 7.

Il existe d'autres programmes de calcul orientés vers les ponts par encorbellements et qui ont été mis au point par des bureaux d'études privés. Nous indiquerons seulement ici que les résultats obtenus à l'aide de programmes complexes sont en général sensibles aux hypothèses introduites dans les calculs notamment en ce qui concerne le calcul des contraintes tangentielles et le calcul de redistributions de sollicitations dues à l'adaptation par fluage. Il convient donc de demander conseil auprès des D.O.A des C.E.T.E ou du S.E.T.R.A. pour leur validité et leur interprétation sur un projet déterminé.

Le S.E.T.R.A. peut, en outre, indiquer aux utilisateurs les possibilités des autres programmes de calcul de structures généraux (STRUDL, systèmes d'éléments finis) à employer pour les études ponctuelles qui ne rentrent pas dans l'étude de la flexion générale.

3.1 - LE PROGRAMME P A D E

Le but du programme PADE est de calculer les efforts internes dans une poutre sur appuis droits élastiques. Les calculs sont menés suivant la R.D.M. appliquée aux poutres élastiques et les effets d'adaptation par fluage ne sont éventuellement traités que par les règles forfaitaires.

Il est destiné au calcul d'ouvrages comportant jusqu'à 12 travées reposant sur des appuis élastiques définis par leur matrice de rigidité et pouvant comporter, par travées, au plus une articulation douée éventuellement de raideur. La définition du tablier peut se faire à partir de la géométrie d'une section transversale de référence et de la définition des variations de la section avec l'abscisse lorsque ces variations sont assez simples. Dans le cas d'un projet de géométrie compliquée, l'utilisateur peut toujours fournir des données intermédiaires calculées par ailleurs. Le programme PADE peut tenir compte de la présence simultanée de bétons traditionnels et légers au long de la structure, tant pour les effets de poids propre, que pour les effets thermiques.

Les efforts internes calculés peuvent résulter :

- de chargements divers répartis ou concentrés,

.../...

- des effets de la précontrainte définie soit comme sollicitations isostatiques, soit à partir du tracé des câbles moyennant la connexion de programmes spécifiques de calcul de pertes de tension (programme P.T.C.),

- des effets thermiques,

- du poids propre et, dans ce dernier cas, le programme tient compte des phases de construction du tablier telles que: pose de voussoir, opérations de clavage, de changement d'appui, etc....

L'enchaînement de ces phases de construction est définie par l'utilisateur.

- des effets de la surcharge A (ℓ), mais d'autres types de charges d'exploitation peuvent être obtenus sur demande.

La modularité du programme permet d'affiner le projet en modifiant le moins possible le jeu de données nécessaires.

Enfin, le programme peut créer les fichiers qui permettent la conservation des résultats nécessaires à la poursuite des études et en particulier le recours à d'autres programmes du SETRA :

- EUGENE, pour les charges d'exploitation autres que A (ℓ),

- PR 2, pour le prédimensionnement de la précontrainte (voir ci-après).

3.2 - LE PROGRAMME PR 2

Ce programme est destiné à effectuer le prédimensionnement de la précontrainte dans les ouvrages droits construits par encorbellement compte-tenu de l'ordre des phases de construction.

Ce programme est en fait une branche indépendante du programme PADE décrit plus haut et avec lequel il communique par un ensemble de fichiers.

Il suppose le coffrage déterminé et ne cherche pas à le retoucher au cours des calculs. L'insuffisance du coffrage est simplement traduite par un dépassement des compressions admissibles dans le béton.

Ce programme suppose ensuite que les câbles de précontrainte ont une force constante tout au long de leur tracé, cette force étant une donnée fournie par l'utilisateur.

Compte-tenu de ces hypothèses, le programme recherche le câblage de fléau et le câblage de continuité en force et en tracé de façon à respecter les critères suivants :

.../...

- non traction du béton sur les fibres extrêmes,
- respect du critère de Chalos et Béteille limitant la contrainte de cisaillement au niveau du centre de gravité.

L'originalité du calcul est la prise en compte simultanée de ces deux critères dans le calcul de la force et du tracé. Les tracés proposés sont des assemblages de droites, de paraboles et de tracés à enrobage constant, ce qui permet de restreindre le nombre de degrés de liberté dans le choix du tracé ; ces degrés de liberté restent cependant en nombre tels que le recours à l'ordinateur s'impose.

L'ordre schématique des calculs est le suivant :

- calcul des câbles de fléau nécessaires à la construction, compte-tenu de l'effort tranchant qui sera appliqué ultérieurement ; ces câbles sont surabondants vis-à-vis des seules tractions en fibre supérieure.

- calcul du câble de continuité moyen de chaque travée dans l'ordre inverse des clavages.

- calcul des câbles de fléau complémentaires éventuellement nécessaires pour compenser à l'avance certains effets hyperstatiques des câbles de continuité,

- discrétisation du câble moyen de continuité de chaque travée.

Le calcul des câbles de continuité ne nécessite la connaissance a priori d'aucun moment hyperstatique de précontrainte. Il résulte d'un calcul par itérations successives.

Le programme PR 2 fournit un dessin de principe du câblage mais le câblage ainsi déterminé doit être retouché pour le rendre correct du point de vue constructif essentiellement à cause des problèmes de diffusion de précontrainte. La note de calcul imprimée contient les données numériques relatives au câblage dessiné.

3.3 - LE PROGRAMME V E P

Ce programme, qui vise la vérification complète de l'ouvrage, est bien adapté à la vérification d'un projet d'exécution dressé par l'entreprise ; il a pour objet de rechercher et d'indiquer si l'ouvrage projeté satisfait ou non aux prescriptions de l'instruction provisoire du 12 Août 1965.

Il permet de traiter des tabliers de deux à quatre âmes avec un nombre de travées au maximum égal à neuf ; en ce qui concerne les travées de rive, trois cas sont prévus :

- la travée de rive est entièrement coulée sur cintre avant que l'on ne commence la construction de la console adjacente,

.../...

- la travée de rive comporte une partie construite en encorbellement et l'autre sur cintre,

- la travée de rive est formée de deux consoles, l'une d'elles étant encastrée sur une culée équilibrée.

S'agissant d'un programme de vérification, l'utilisateur doit, dans chaque cas, définir complètement la poutre par son coffrage, son câblage et l'élasticité des systèmes d'appui en phases provisoire et définitive ; il doit aussi fournir les caractéristiques des matériaux utilisés (bétons, armatures de précontrainte, armatures passives), la longueur des voussoirs, le calendrier de coulage y compris l'ordre des clavages.

Le coffrage est défini par les coordonnées des sommets des polygones qui épousent la forme du contour extérieur et de l'évidement intérieur de la section ; en réalité, toutes les coordonnées ne sont à fournir que pour une section, les autres étant définies par les variations de coordonnées des sommets des polygones. On obtient ainsi un nombre de données sensiblement moins important, certaines coordonnées ne variant pas, d'autres variant de la même quantité (cote des points bas du caisson, par exemple).

Le tracé des câbles peut, en général, être défini au moyen de quelques données comprenant notamment les angles d'entrée et de sortie lorsque le câble a un tracé formé :

- d'un segment de droite médian ou d'une courbe suivant l'intrados (câble de continuité),

- de courbes d'extrémité que l'on peut assimiler à des paraboles d'axe vertical.

Signalons enfin que le voussoir peut être préfabriqué ou coulé en place, le calendrier de coulage n'étant pas le même dans les deux cas.

Le programme calcule les efforts internes et les contraintes à chaque phase de la construction et à chaque extrémité de voussoir ; plus exactement, il fait le calcul dans les sections situées immédiatement à gauche et immédiatement à droite de celles qui viennent d'être définies, les différences obtenues provenant des câbles arrêtés sur le voussoir en cause. Il calcule les inerties nette et homogène, ainsi que les pertes de tension dans les câbles (instantanées et différées) aux différentes phases de la construction en tenant compte du coulage de chaque voussoir, de la mise en tension des câbles correspondants, de l'avancement de l'équipage mobile (s'il y a lieu) pour couler le voussoir suivant, du clavage de chaque travée. A chacune de ces phases, le programme calcule les contraintes, effectue les vérifications réglementaires et calcule les flèches (ce dernier calcul n'est pas effectué lors des clavages).

Le programme vérifie également l'ouvrage en service, c'est-à-dire lorsqu'il supporte la charge d'exploitation A (L) et est soumis aux gradients thermiques définis par la circulaire du 2 Avril 1975 de M. le Directeur des Routes et de la Circulation Routière. Il effectue également un calcul forfaitaire

de redistribution d'efforts internes par fluage selon la règle contenue dans la circulaire précitée.

4. - PARTICULARITÉS DU CALCUL ET DE LA CONCEPTION

4.1 - ELEMENTS SUSCEPTIBLES D'ETRE FISSURES

Les règles du béton précontraint, telles qu'elles figurent dans l'IP 1 ne visent à éviter la fissuration que vis-à-vis des contraintes normales dans les sections soumises à une précontrainte longitudinale. Dans les autres cas la fissuration doit être considérée comme normale et nécessite un ferrailage passif résultant d'un fonctionnement en béton armé qui vise à limiter la longueur des fissures à quelques dixièmes de millimètres. Il en est ainsi notamment de :

- la flexion transversale (poussée au vide par exemple) que l'on justifie par les règles du béton armé, sauf présence d'une précontrainte transversale.

- le dimensionnement des armatures vis-à-vis de l'effort tranchant, de la torsion et de la diffusion de la précontrainte que l'on justifie par les règles figurant dans les prescriptions relatives au béton précontraint, mais qui sont analogues à celles du béton armé.

Précisons que le phénomène de fissuration est par nature très aléatoire et dispersé. On pourra considérer en ordre de grandeur pour les éléments fonctionnant en béton armé, que la largeur des fissures ne doit guère excéder :

- 0,1 mm en cas de fissuration systématique (fissures nombreuses et réparties) en considérant la largeur moyenne de l'ensemble de ces fissures.

- 0,2 mm pour la largeur moyenne d'une fissure individuelle (unique ou non).

- 0,3 mm localement pour la largeur d'une fissure individuelle.

Des largeurs supérieures ayant toute chance de traduire une plastification des armatures passives, il conviendra, si le fait se produit, d'envisager un comportement anormal de la structure, vraisemblablement sous-dimensionnée. L'interprétation de la fissuration étant délicate, il y a lieu dans tous les cas de s'adresser à des spécialistes (CETE ou SETRA) des divisions d'ouvrage d'art.

4.2 - STABILITE DES FLEAUX EN COURS DE CONSTRUCTION

Les règles à observer doivent être précisées dans le CCTP. En attendant la parution d'un CCTP type des ponts construits par encorbellement on pourra s'inspirer des considérations suivantes.

.../...

4.21 - Règles de calcul

4,211 La stabilité des fléaux est vérifiée sous les combinaisons d'actions définies en 4,213. L'état limite à considérer vis-à-vis de cette stabilité réside, soit dans le non soulèvement de la ligne d'appareils d'appuis la moins chargée (en cas de construction sur deux files d'appareils), soit dans la résistance de l'organe destiné à assurer l'encastrement provisoire, (voir en 4,114).

Les appuis et leurs fondations sont justifiés conformément à 4,215.

4,212 Les actions à prendre en compte sont les suivantes dans les cas les plus courants (voir en 4,13 quelques indications pour les cas non courants) :

- le poids propre des fléaux est tout d'abord évalué d'après les dimensions prévues aux dessins d'exécution avec la masse volumique réglementaire ; on calcule ensuite pour chaque demi-fléau des valeurs caractéristiques (dénommées G_{max} et G_{min}) en majorant (ou minorant) les poids ci-avant de $\pm 2\%$ de façon à obtenir le déséquilibre le plus défavorable. Ces poids sont calculés compte-tenu du programme de coulage (ou de pose) des voussoirs successifs.

- les charges variables de chantier, dénommées Q_c comprennent les charges connues et les charges supplémentaires.

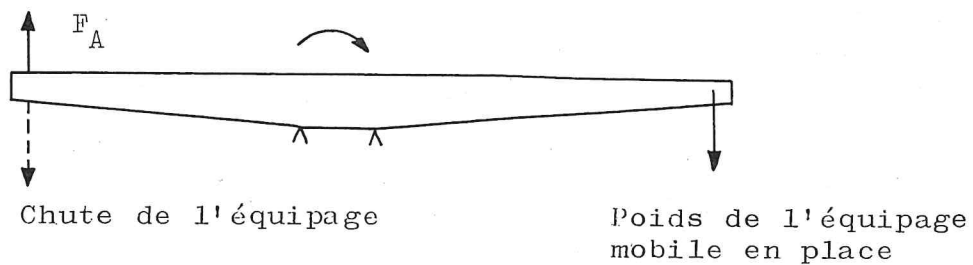
Parmi les charges connues on range celles dont on peut bien préciser la valeur et les positions à chaque phase de construction, par exemple poutres de lancement, grues servant à la mise en place de voussoirs, équipages mobiles etc... En cas d'incertitude importante sur les poids ou positions on fixera des valeurs caractéristiques maximale et minimale que l'on introduira de la façon la plus défavorable.

Les charges supplémentaires correspondent aux matériaux (par exemple rouleaux de câble) stockés sur le tablier, aux petits engins de chantier (par exemple compresseur), aux personnels et aux actions climatiques diverses (pression ascendante du vent sous un demi-fléau). Elles sont introduites de façon forfaitaire sous la forme d'une charge répartie de 200 N/m^2 et d'une charge ponctuelle de $(50 + 5b) \text{ kN}$, b désignant la largeur du hourdis supérieur exprimée en mètre. Ces charges sont disposées de façon à produire l'effet le plus défavorable.

- les actions accidentelles, dénommées F_A sont choisies de la façon suivante :

Dans le cas de voussoirs coulés en place sur équipage mobile on tient compte de la chute éventuelle d'un équipage vide en cours de manoeuvre, ou d'une portion de cet équipage lorsque celui-ci ne se déplace que par parties dont chacune est fixée avant déplacement de la suivante. Les poids correspondants sont multipliés par un coefficient de majoration dynamique égal à 2.

Effet dynamique dû à la chute



Dans le cas de voussoirs préfabriqués on tient compte de la chute éventuelle d'un voussoir en cours de brellage avec un coefficient de majoration dynamique égal à 2.

D'une façon générale, il faut tenir compte d'une erreur de manoeuvre, mais on ne saurait assurer la sécurité vis-à-vis d'erreurs grossières successives.

Enfin, les emplacements des appuis provisoires doivent être introduits sous la forme de valeurs caractéristiques tenant compte des incertitudes inhérentes à ces paramètres (par exemple défauts de pose des cales d'appui pour lesquelles nous proposons une erreur de positionnement égale à 5cm).

4,213 On considère les combinaisons d'actions qui suivent :

$$\begin{array}{l} 0,9 (G_{\max} + G_{\min}) \quad + \quad 1,25 Q_c \\ 1,1 (G_{\max} + G_{\min}) \quad + \quad 1,25 Q_c \\ 0,9 (G_{\max} + G_{\min}) \quad + \quad F_A + Q_c \\ 1,1 (G_{\max} + G_{\min}) \quad + \quad F_A + Q_c \end{array}$$

4,214 Les organes destinés à assurer l'encastrement provisoire sont justifiés vis-à-vis de l'état-limite ultime tel que défini dans les Directives Communes. Pour l'application on pourra se référer aux nouvelles règles BAEL dont la parution est imminente ; celles-ci sont en particulier valables lorsqu'il s'agit de vérifier le non-écrasement des cales (éventuelles) de béton. Lorsque l'encastrement provisoire est obtenu par des câbles de précontrainte, on pourra, à titre de simplification, adopter comme contrainte de calcul $R_G / 1,15$.

4,215 Les appuis et leurs fondations sont justifiés vis-à-vis des états-limites ultimes à partir des combinaisons d'actions énumérées en 4,213. Pour le calcul des fondations on se reportera au dossier pilote FOND du SETRA (fascicule 5, en particulier les pièces 5 bis 1 et 5 bis 2).

.../...

4.22 - Règles d'exécution

L'entreprise doit remettre avant exécution des fléaux tous les renseignements nécessaires à la définition des opérations, ainsi que les justifications conformes aux règles ci-dessus (4,11). En particulier elle doit établir une liste détaillée des opérations (check-list) définissant de façon précise les manoeuvres successives à effectuer, ainsi que les moyens affectés à leur contrôle.

Dans le cas de voussoirs coulés en place, on justifiera les dispositions permettant le maintien des équipages mobiles au cours du bétonnage, ce qui inclue la résistance des différentes pièces assurant leur stabilité. On vérifiera d'autre part la résistance du dernier voussoir après décoffrage.

Dans le cas de voussoirs préfabriqués on justifiera la stabilité des voussoirs en cours de transport et la résistance des pièces assurant le brellage.

4.23 - Observations diverses

Les valeurs des charges de chantier données en 4,112 ne sont valables que dans les cas les plus courants c'est-à-dire pour des portées inférieures à 120m. Pour des portées supérieures d'autres valeurs pourront être fixées en fonction du matériel effectivement utilisé. D'autre part la charge répartie de 200 N/m² n'inclue les actions climatiques que dans la mesure où le site n'est pas couramment soumis à des rafales de vent importantes. En cas de site exposé (vents forts et fréquents, vallées encaissées) il convient de tenir compte d'une action supplémentaire du vent sous la forme d'une pression verticale ascendante s'exerçant sous un demi-fléau. En première approximation la valeur de cette poussée peut être comprise entre 100 et 200 N/m² ; elle est introduite dans les calculs avec les mêmes modalités que Q_c .

Les actions prises en compte ne sauraient couvrir les erreurs de manoeuvre autres que celles explicitement visées en 4,112. Il convient donc d'assurer un contrôle strict du respect de la check list ainsi que des pièces essentielles assurant la stabilité des voussoirs pendant leur exécution. Si le plan de pose comporte des phases nombreuses et compliquées, il conviendra de procéder à une analyse spécifique et d'introduire des actions accidentelles supplémentaires pour tenir compte de fausses manoeuvres dont les conséquences seraient particulièrement dangereuses.

Lorsque la vie de nombreuses personnes pourrait être en cause (construction au-dessus d'une voie ferrée, d'une autoroute ou route très circulée, de maisons habitées) il pourra paraître opportun d'augmenter la sécurité, ce qui peut être obtenu :

.../...

- en augmentant les coefficients relatifs aux actions (4,113),
- en multipliant les sollicitations par 1,2 pour la justification des appuis et de leurs fondations.

Lorsque la stabilité des fléaux est assurée par des câbles de précontrainte provisoires il est nécessaire de leur donner une tension initiale suffisante pour que leur résistance puisse être mobilisée par une faible rotation du fléau. Il est toutefois déconseillé de créer un déséquilibre trop accentué à l'aide de câbles extérieurs.

En général la tension minimale de ces câbles est déterminée (sous les deux premières combinaisons d'actions) de façon à éviter un décollement des calages, tandis que leur section résulte de la combinaison comportant l'action accidentelle. Au moment du clavage, les extrémités de deux demi-fléaux en regard sont réglées puis bridées l'une sur l'autre pour permettre l'exécution du voussoir de clavage, avant de mettre en tension les câbles de continuité ; au cours de ces opérations, les câbles du dernier fléau réalisé doivent être détendus et celui-ci posé sur les appareils d'appui définitifs pour éviter d'introduire des sollicitations parasites (il s'agit d'obtenir des déformations conformes au schéma du calcul technique).

4.3 - REDISTRIBUTION DES EFFORTS DUS AUX DEFORMATIONS DIFFERÉES

Le fluage du béton entraîne dans les structures hyperstatiques construites selon des schémas statiques évolutifs, une modification progressive dans le temps des efforts calculés, les déformations différées du béton se trouvant d'autant plus entravées que le degré d'hyperstaticité du système est plus grand. Très schématiquement on peut dire qu'après fluage la distribution des efforts tend à se rapprocher de celle que l'on aurait obtenue si l'ouvrage avait été entièrement coulé en place en s'appuyant sur un cintre général.

L'évaluation quantitative de ces efforts de redistribution est complexe ; ceux-ci dépendent en effet de l'histoire de l'ouvrage constitué de bétons d'âges très différents et de rhéologie variable en fonction des conditions d'exécution. Chaque voussoir évolue ainsi dans le temps avec une loi qui lui est propre.

Un calcul sérieux des effets du fluage implique nécessairement le recours à l'ordinateur. Certains programmes existent, à l'heure actuelle sur le marché, qui permettent de prendre en compte certains facteurs, le calendrier de construction notamment. Les résultats qu'ils fournissent sont toutefois sujets à caution car :

- les déformations du béton résultent de deux efforts antagonistes : le poids propre du béton et la précontrainte. L'erreur relative sur la différence de deux grands nombres peut être importante.

.../...

La loi de fluage du béton est mal connue. La forme adoptée par le règlement pour la fonction de fluage :

$$(1) \quad \frac{1}{E(t_0, t)} = \frac{1}{E(t_0)} \left[1 + K_{f1}(t_0) r(t - t_0) \right]$$

semble à peu près satisfaisante, encore qu'elle soit contestée par certains experts internationaux, mais les coefficients numériques qu'elle renferme sont très incertains et dépendent assez sensiblement de la réalisation du béton et des conditions climatiques auxquelles la structure est soumise. En outre des variations incontrôlées de la qualité du béton peuvent se produire d'un voussoir à l'autre. Or les résultats du calcul dépendent fortement de la loi de fluage retenue.

Signalons enfin que la loi indiquée par le règlement n'est valable que pour des valeurs du temps inférieures à 360 jours, ce qui limite assez fortement les possibilités de son application.

Il conviendra donc d'effectuer les calculs scientifiques évoqués plus bas en introduisant une loi de fluage plus conforme à la réalité physique et valable pour une durée suffisante (quelques années).

Dans ces conditions, l'administration, tout en encourageant le recours à des méthodes plus élaborées, a proposé dans sa circulaire du 2 Avril 1975, pour évaluer la sollicitation S_f de redistribution par fluage, la formule forfaitaire :

$$S_f = \frac{1}{2} (S_2 - S_1)$$

dans laquelle S_1 et S_2 représentent les sollicitations dues à la fois au poids propre et à la précontrainte calculées avec les hypothèses suivantes :

- pour S_1 en tenant compte des phases successives de la construction, le béton étant supposé linéairement élastique.

- pour S_2 en considérant l'ouvrage entièrement coulé sur cintre avec également un matériau linéairement élastique.

(1) Dans cette expression on désigne par E le module de déformation longitudinale, t_0 l'époque du chargement, t, le temps pour lequel on calcule les déformations, K_{f1} le coefficient de fluage défini dans l'IP 2, r(t) la loi de variation du fluage (également définie dans l'IP 2).

Bien entendu l'ouvrage doit satisfaire aux prescriptions réglementaires aussi bien avant redistribution ($S_f = 0$) qu'après.

Il semble d'autre part que dans certains cas l'évaluation précédente soit trop optimiste. Il y a donc lieu, en complément de l'instruction du 2 Avril 1975, d'exiger sur la fibre inférieure de l'ouvrage une compression minimale avant prise en compte des redistributions par fluage, toutes les autres sollicitations étant introduites selon les règles habituelles.

La valeur de cette compression minimale est fixée à :

- 1,5 MPa pour les fléaux composés de voussoirs coulés en place ou de voussoirs préfabriqués qui seraient âgés de moins de 21 jours lors de leur mise en précontrainte.

- 1,0 MPa pour les fléaux composés de voussoirs préfabriqués âgés d'au moins 21 jours lors de leur mise en précontrainte.

Cette différence est due au fait que les voussoirs soumis à des contraintes élevées, alors que le béton est encore jeune, subissent des déformations par fluage plus importantes que les voussoirs dont le béton est suffisamment âgé.

Finalement, il s'agit de tenir compte du fluage par l'intermédiaire de deux règles forfaitaires dont on retient la plus défavorable ; ceci conduit à augmenter le nombre des câbles de continuité, ainsi que leur longueur.

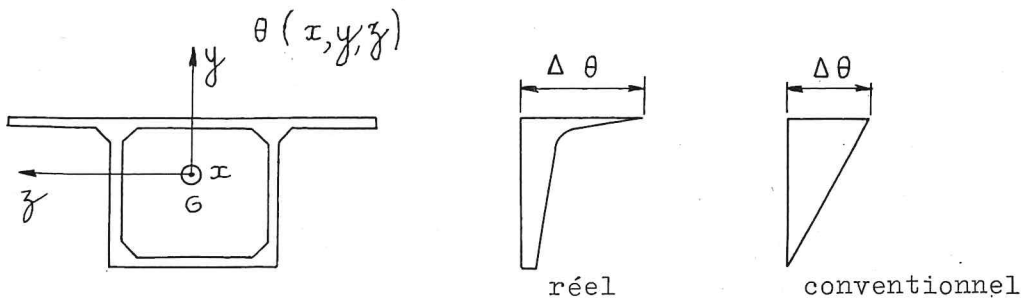
Nous indiquons enfin que ces règles forfaitaires ne sauraient exclure un calcul "scientifique" tenant compte du calendrier exact de l'exécution et d'une loi de fluage bien choisie (en fonction du dernier état de la technique). Il y a lieu d'imposer un tel type de calcul à l'entreprise, étant entendu que l'on retiendra pour le dimensionnement de la structure le résultat le plus défavorable (règles forfaitaires ou calcul scientifique). Un calcul plus élaboré que ce qui résulte des règles forfaitaires, peut permettre en effet de mieux cerner ce qui se passe dans des structures un peu particulières telles que encastrement sur pile, travée de rive très courte, ouvrage très dissymétrique, etc...

4.4 - GRADIENTS THERMIQUES

On appelle conventionnellement gradient thermique la différence de température qui s'établit journalièrement entre fibres supérieure et inférieure d'une poutre sous l'effet de l'ensoleillement. On admet toujours que l'extrados est plus chaud que l'intrados, bien que des gradients inversés aient déjà été constatés, avec cependant des valeurs numériques beaucoup plus faibles, ce qui justifie le fait que ces derniers soient négligés.

.../...

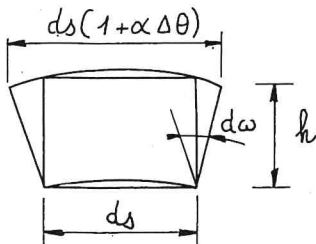
La répartition exacte de la température θ dans un ouvrage suit des lois complexes, de la forme indiquée sur le schéma ci-dessous :



A titre de simplification on admet que θ est indépendant de x et de z et qu'elle varie linéairement en y sur la hauteur h de la section droite, la différence de température entre intrados et extrados conservant une valeur constante θ tout le long du tablier. En fait les valeurs et hypothèses conventionnelles utilisées ont été fixées de façon à obtenir des variations des réactions d'appuis et des flèches conformes à ce qui a pu être mesuré sur un certain nombre d'ouvrages.

Ces gradients conventionnels n'induisent aucune sollicitation, ni contrainte, (dans la mesure où h varie assez lentement) dans les poutres isostatiques, mais seulement des variations $\frac{dw}{ds} = \frac{-\alpha \Delta \theta}{h}$ avec comme coefficient de dilatation du béton

$$\alpha = 10^{-5} \text{ par degré Celsius.}$$



Les rotations aux extrémités d'une travée indépendante sont ainsi :

$$\omega' = \int_0^l \frac{\alpha \Delta \theta}{h} \left(1 - \frac{x}{l}\right) dx$$

$$\omega'' = - \int_0^l \frac{\alpha \Delta \theta}{h} \frac{x}{l} dx$$

Dans un système hyperstatique, ces déformations sont gênées par les liaisons surabondantes et provoquent l'apparition de sollicitations supplémentaires.

La circulaire du 2 Avril 1975 donne deux valeurs caractéristiques pour le gradient thermique :

- $\Delta \theta = 5^\circ\text{C}$, valeur suffisamment fréquente pour qu'elle soit cumulable avec celle des charges d'exploitation.
- $\Delta \theta = 10^\circ\text{C}$, valeur rare réputée incompatible avec les charges d'exploitation.

.../...

Ces deux gradients agissant avec une périodicité journalière, le module de déformation longitudinale, pris en compte pour évaluer les effets, est le module instantané du béton E_i , environ égal à 40 000 MPa.

L'existence de ces gradients entraîne une augmentation non négligeable des moments positifs du tablier. En milieu de travée courante, le gradient de 5°C engendre sur la fibre inférieure, une contrainte de traction couramment comprise entre 1 et 2 MPa, d'où une augmentation de la précontrainte de continuité ainsi que de la longueur de ces câbles. Ces phénomènes, agissant dans le même sens que la redistribution des efforts par fluage, se traduisent finalement pour le projeteur par la nécessité d'augmenter, par rapport aux anciennes habitudes, les quantités de précontrainte et les hauteurs de poutre au voisinage des clés.

Précisons enfin que pour le calcul des appuis on ne prend en compte que les sollicitations transmises par le tablier, c'est-à-dire que l'on n'envisage pas d'appliquer des gradients thermiques aux piles ou culées. Cette position est justifiée par les faits suivants :

- les revêtements en produits noirs rendent le tablier particulièrement sensible aux effets de l'ensoleillement, alors que les appuis sont relativement protégés.

- les appuis sont justifiés avec une excentricité additionnelle forfaitaire de l'effort normal (voir règlement BAEL) qui tient compte implicitement des efforts éventuels d'un gradient thermique sur ces appuis.

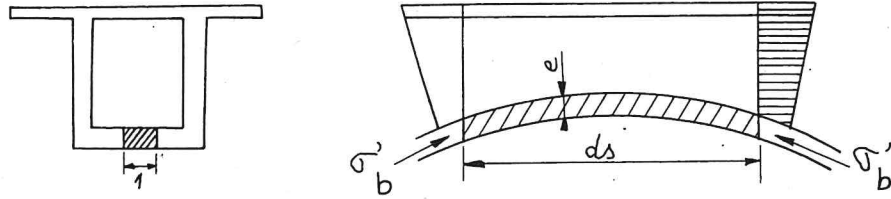
4.5 - POUSSEE AU VIDE DANS LES HOURDIS COURBES

4.51 - Théorie

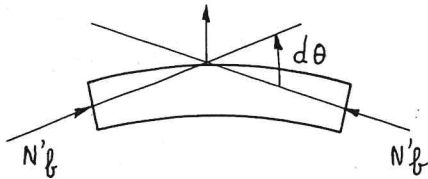
L'existence d'une contrainte de compression longitudinale sur un hourdis courbe équivaut à celle d'une charge radiale centrifuge (par rapport au rayon de courbure). Si des câbles de précontrainte sont logés à l'intérieur de ce hourdis ils exercent au contraire une poussée centripète. Ces deux effets peuvent se compenser, mais ce n'est pas le cas général et il est indispensable de prendre en compte ces phénomènes pour dimensionner le ferrailage des hourdis en question.

Considérons ainsi une poutre de hauteur variable et une tranche de hourdis inférieur, de largeur unité, de longueur ds et d'épaisseur e .

.../...



Sous l'effet de la précontrainte longitudinale et des charges appliquées (permanentes et d'exploitation) on a une contrainte de compression (moyenne) σ'_b dans le hourdis inférieur et donc dans la section correspondante un effort de compression (pour une largeur de hourdis unité) $N'_b = e \sigma'_b$.



Les deux forces exercées aux extrémités d'un tronçon de longueur ds se composent en une force perpendiculaire au hourdis, de valeur :

$$N'_b d \theta = e \sigma'_b d \theta$$

soit par unité de longueur et, en fait de surface, puisque notre tronçon de hourdis a pour largeur l'unité :

$$p = N'_b \frac{d\theta}{ds} = \frac{N'_b}{R} = \frac{e \sigma'_b}{R}$$

cette pression étant ascendante et R désignant le rayon de courbure du hourdis.

Si par ailleurs, on a disposé dans le hourdis des câbles de précontrainte longitudinale, régulièrement espacés de λ , donnant chacun un effort P , ces câbles exerceront chacun une poussée au vide $\frac{P}{R}$ par unité de longueur, soit par unité de surface, une pression verticale descendante (lorsque les câbles sont suffisamment nombreux)

$$p' = \frac{P}{\lambda R}$$

Enfin, il faut introduire le poids propre du hourdis sous la forme d'une charge répartie descendante :

$$p'' = \bar{\omega} e$$

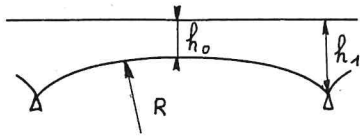
avec le poids spécifique du béton $\bar{\omega} = 2,5 \times 10^4 \text{ N/m}^3$ dans le cas de granulats usuels.

.../...

Ces charges réparties ou linéaires (lorsque les câbles sont peu nombreux) provoquent dans le hourdis des moments de flexion vis-à-vis desquels on dimensionne les armatures par les moyens usuels du béton armé. Des sollicitations sont reportées en conséquence sur les âmes (moments d'encastrement et efforts normaux) qui devront être justifiées en flexion composée, d'où notamment des étriers suspendes destinés à reporter plus haut les efforts exercés au bas des âmes.

4.52 - Applications numériques

4, 521 Ordre de grandeur du rayon de courbure R



Pour les hauteurs sur appui et à la clé d'une travée de portée l , on peut avoir en ordre de grandeur :

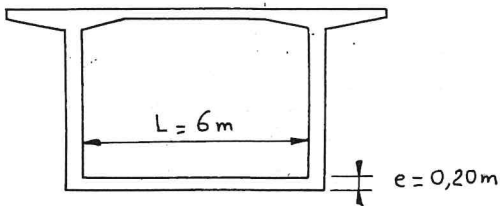
$$h_1 = \frac{l}{16} \quad \text{et} \quad h_0 = \frac{l}{35}$$

$$\text{d'où } h_1 - h_0 = \frac{l}{30} = \frac{l^2}{8R} \quad \text{et} \quad R \approx 4l$$

Les travées les plus courtes risquent donc a priori d'être les plus exposées.

4,522 Données numériques

Supposons $R = 250\text{m}$ avec un hourdis inférieur d'épaisseur $e = 0,20\text{m}$ et de portée $L = 6\text{m}$ entre nus intérieurs des âmes. Admettons en outre que la contrainte moyenne de compression du hourdis inférieur σ'_b puisse varier entre 0 et $12,5\text{MPa}$ selon le cas de charge appliqué au tablier.



On trouve alors :

$$p = \frac{e \sigma'_b}{R} \quad \text{est compris entre } 0 \quad \text{et} \quad \frac{12,5 \times 0,20}{250} = 0,01 \text{ MPa}$$

$$= 10^4 \text{ N/m}^2$$

$$p'' = e \tilde{\omega} = 2,5 \times 10^4 \times 0,2 = 0,5 \times 10^4 \text{ N/m}^2$$

La charge totale $p_t = p' + p'' - p$, comptée algébriquement positive si elle est descendante satisfait donc aux inégalités suivantes, lorsque le hourdis inférieur ne contient pas de câbles ($p' = 0$)

$$- 0,5 \times 10^4 \text{ M/m}^2 \leq p_t \leq + 0,5 \times 10^4 \text{ N/m}^2$$

.../...

Si de nombreux câbles de $P = 1,75$ MN sont logés à l'intérieur de ce hourdis avec un espacement $\lambda = 0,40$ m (cas plutôt extrême) :

$$p' = \frac{P}{R \lambda} = \frac{1,75 \times 10^6}{250 \times 0,40} = 1,75 \times 10^4 \text{ N/m}^2$$

$$\text{d'où } 1,25 \times 10^4 \text{ N/m}^2 \leq p_t \leq 2,25 \times 10^4 \text{ N/m}^2$$

4,523 Sollicitations du hourdis et ferrailage

L'étude ci-après est limitée à celle de l'encastrement sur l'âme en supposant cet encastrement parfait ; des calculs plus exacts peuvent être conduits compte-tenu de la structure en forme de cadre descaissons.

On a alors :

$$\text{- pour le moment fléchissant : } M = - \frac{p_t L^2}{12}$$

$$\text{- pour l'effort tranchant : } T = p_t \frac{L}{2}$$

- pour les armatures de flexion du hourdis encastéré :

$$A = \frac{M}{z \bar{\sigma}_a}$$

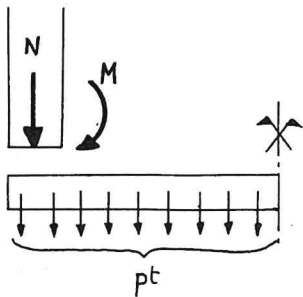
Admettons $z \neq 0,15$ m et $\bar{\sigma}_a = 275$ MPa en observant qu'il faut prendre en service $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_e$ lorsque l'effort de précontrainte est égal à sa valeur stabilisée (après intervention des pertes différées). Par contre, à la construction, il faudrait prendre la précontrainte initiale P_i (plus forte), mais avec $\bar{\sigma}_a = 0,75 \sigma_e$.

On arrive aux résultats du tableau suivant :

.../...

	Sans câbles dans le hourdis	Avec câbles
M	$1,5 \times 10^4$ Nm/m	$6,75 \times 10^4$ Nm/m
T	$1,5 \times 10^4$ N/m	$6,75 \times 10^4$ N /m
A	3,6 cm ² / m	16,4 cm ² /m
Ferraillage transversal du hourdis	HA 12 espacés de 30cm en nappe supérieure et en nappe inférieure.	HA 16 espacés de 12,0cm en nappe supérieure.

4, 524 Ferraillage des âmes



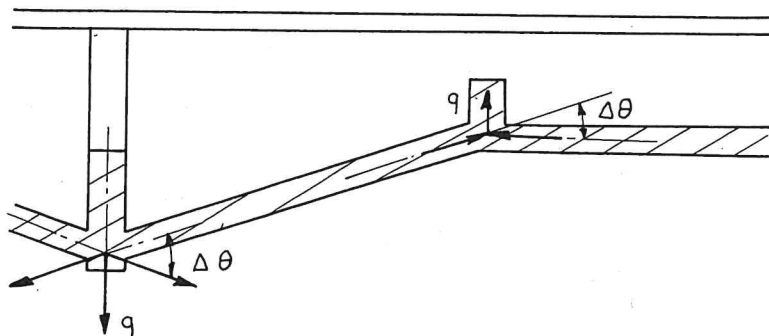
Il faudrait poursuivre le calcul par la flexion composée des âmes soumises au même moment fléchissant que le hourdis (à son encastrement) et à un effort normal égal à l'effort tranchant évalué ci-dessus.

Les armatures que l'on en déduit dans les âmes s'ajoutent à celles calculées de façon classiques vis-à-vis de l'effort tranchant. A noter que ces "suspentes" sont indispensables même si on a pris la précaution de loger les câbles de continuité à la verticale de l'âme (on supprime cependant alors le moment fléchissant dû à p').

4.53 - Points anguleux

Il est rappelé que la poussée au vide s'exerce aussi au droit de toute brisure de pente, d'où la nécessité de disposer a cet emplacement une entretoise destinée à reprendre les efforts dus à cette poussée au vide.

.../...



Au droit d'une brisure de l'intrados on trouve une poussée linéique, valant par unité de largeur du hourdis :

$$q = e \sigma'_b \Delta \theta$$

Ce résultat est en particulier valable au droit des appuis intermédiaires d'une poutre de hauteur variable. Cet effet a pour conséquence de mettre en flexion l'entretoise d'appui et dans le cas où les âmes des hourdis ne se recouperaient pas dans le béton au-dessus de l'appui, d'engendrer des efforts de flexion et de cisaillement dans le hourdis lui-même.

4.6 - DIFFUSION DE LA PRECONTRAINTE

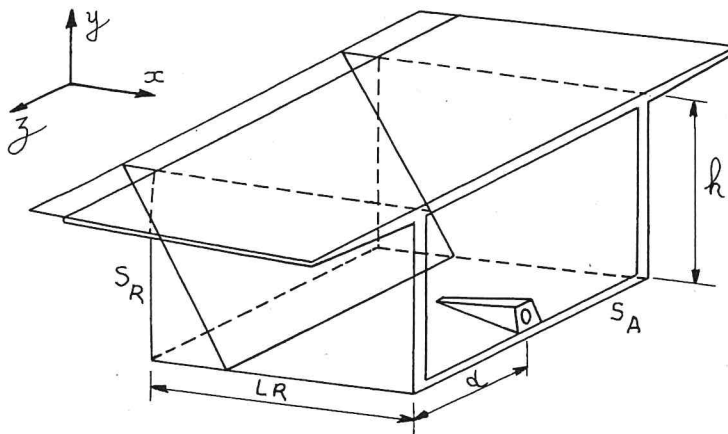
4.61 - Théorie

Au voisinage de l'ancrage d'un câble, les contraintes engendrées par cet effort concentré n'obéissent plus aux lois habituelles de la Résistance des Matériaux, telles qu'elles résultent du principe de SAINT-VENANT. On ne retrouve la distribution classique des contraintes qu'à une certaine distance L_R (dite longueur de la zone de régularisation) de la section où le câble est ancré.

La circulaire du 2 Avril 1975 donne les principales règles à appliquer en s'appuyant sur l'instruction provisoire n°2 relative à l'emploi du béton précontraint. Ces règles qui paraissent dans le sens de la sécurité ont été données dans l'attente de prescriptions plus scientifiques actuellement en cours d'étude. Il faut donc y trouver des ordres de grandeur que le bon sens du projeteur ou (et) des études plus fouillées permettront de mieux préciser.

Les désordres les plus spectaculaires constatés sur les ouvrages en service concernent des câbles ancrés dans des bossages à la surface du hourdis inférieur. C'est dans ce dernier cas que nous donnons les quelques précisions qui suivent, étant entendu que des règles plus affinées pourront être ultérieurement publiées.

.../...



Entre la section S_A où se situent les ancrages et celle S_R où les contraintes peuvent être comptées comme régularisées, on adopte, en ce qui concerne la diffusion du côté des âmes une longueur $L_R = d + h$ (voir notations sur la figure) en considérant les âmes et les hourdis comme des poutres de répartition de longueur L_R . Une règle analogue (diffusion à 45°) est à considérer vis-à-vis des diffusions dans le hourdis inférieur, notamment lorsque les câbles sont ancrés au voisinage des âmes.

Avec les axes indiqués sur la figure et les notations de l'IP 2 (N effort normal, V effort tangent, M moment) on calcule les sollicitations en chaque section de ces poutres, soit :

N_y , V_x et M_z dans les âmes

N_z , V_x et M_y dans le hourdis

Dans le cas des câbles ancrés dans un hourdis continues sollicitations sont transmises :

- en partie en aval du bossage ; cette fraction est comprise entre $0,5 F$ et $0,85F$, F désignant l'effort total exercé par l'ancrage.

- pour le reste en amont du bossage (effet d'entraînement traité en 4,7) ; cette dernière fraction est donc comprise entre $0,15 F$ et $0,5 F$.

Pour tenir compte des fourchettes indiquées ci-dessus, il convient de dimensionner les armatures passives de façon à envelopper le phénomène (pour être dans le sens de la sécurité). Nous proposons les règles ci-après, en attendant la mise au point des méthodes plus exactes :

.../...

- disposer des armatures de répartition en aval du bossage, correspondant à un effort $0,85 F$.

- disposer des armatures de répartition en amont du bossage, correspondant à un effort $0,35 F$.

- dimensionner les armatures d'entraînement vis-à-vis de $0,5F$ (voir 4,7).

Par ailleurs, la contrainte des aciers passifs est limitée à $\overline{\sigma}_a = \frac{3}{4} \sigma_e$, d'où le ferrailage à disposer dans chacune des poutres de répartition :

$$\text{- vis-à-vis de la flexion : } A_1 = \frac{M_{\max}}{z \overline{\sigma}_a} \text{ avec } z = \frac{L_R}{2}$$

Ces armatures sont à répartir sur une longueur de $\frac{L_R}{4}$ près de S_A , si les contraintes de traction apparaissent dans cette zone, ou sur une longueur de $\frac{L_R}{2}$ disposées près de S_R dans le cas contraire.

- vis-à-vis de l'effort tangent :

$$A_2 = \frac{V_{\max}}{\overline{\sigma}_a} \left[1 - \left(\frac{\sigma_j^2}{3 \tau_{\max}} \right) \right] - A_1$$

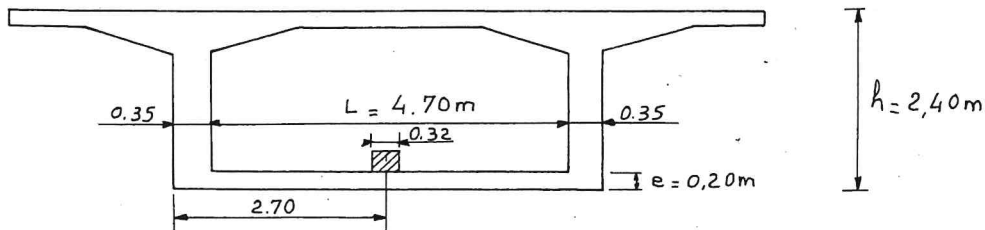
quantité à ne prendre en compte que si elle est positive, de façon à satisfaire globalement à la règle des coutures. Ces armatures (éventuelles) sont à disposer sur une longueur de $\frac{L_R}{2}$ à partir de S_A .

Il faut noter que l'application de ces règles conduit à un renforcement important des armatures transversales par rapport aux errements antérieurs. Précisons à ce sujet que les armatures disposées en application des calculs qui précèdent s'ajoutent à celles destinées à équilibrer d'autres efforts (notamment l'effort tranchant général), étant entendu que ce cumul ne doit être effectué que pour des sollicitations dues au même cas de charge.

4.62 - Exemple numérique

Nous donnons ci-après un exemple simplifié dans le cas d'un bossage unique situé au milieu du hourdis inférieur.

.../...



Les caractéristiques de la section sont les suivantes :

$$\begin{array}{lll} S = 5,679 \text{ m}^2 & v = 0,817 \text{ m} & d = 2,70 \text{ m} \\ I = 4,5112 \text{ m}^4 & v' = 1,583 \text{ m} & h = 2,40 \text{ m} \end{array}$$

La force de précontrainte à ancrer au milieu du hourdis inférieur est $F = 1\,650 \text{ kN}$.

Admettons d'autre part un béton de $\sigma_j = 2,4 \text{ MPa}$ (valeur courante).

La longueur de régularisation est $L_R = 2,70 + 2,4 = 5,10 \text{ m}$

Considérons la section A-A du bossage, parallèle à celui-ci.

Sous l'action F , supposée agir au niveau de la fibre moyenne du hourdis inférieur, on trouve dans la section de régularisation (à la distance L_R de l'ancrage), avec la loi de Navier :

- contrainte moyenne du béton au niveau de la fibre moyenne du hourdis :

$$F \left(\frac{1}{S} + \frac{(v' - 0,10)^2}{I} \right) = 0,664 \text{ (en m}^{-2} \text{) } F$$

- effort de compression correspondant dans le hourdis sur une largeur de 2,19 m

$$0,664 \times 2,19 \times 0,20 F = 0,291 F$$

.../...

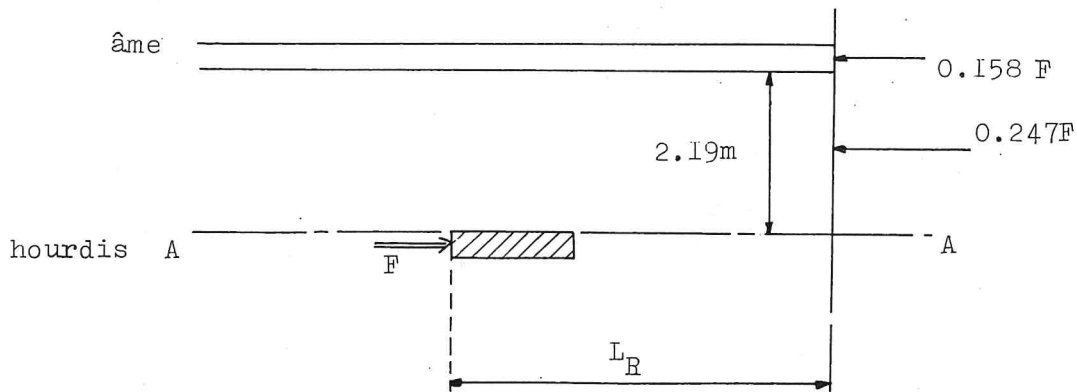
- effort de compression correspondant dans le hourdis sur une largeur de 0,32m :

$$0,664 \times 0,32 \times 0,20 F = 0,042 F$$

- effort de compression transmis à chaque âme

$$\frac{F}{2} (1 - 0,042 - 2 \times 0,291) = 0,188 F$$

En admettant que l'effort à diffuser en aval du bosage vaut 0,85 F (en application de 4,61) on trouve les valeurs de la figure suivante :



On trouve alors pour les sollicitations dans la section AA :

$$M = (0,158 \times 2,365 + 0,247 \times 1,095) 1650 = 1063 \text{ kNm}$$

$$V = (0,158 + 0,247) 1650 = 668 \text{ kN}$$

Les valeurs conventionnelles de traction et de cisaillement s'en déduisent :

$$\sigma = \frac{6M}{eL_R} = 1,23 \text{ MPa} < \sigma_j = 2,40 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{2V}{eL_R} = 1,31 \text{ MPa} < 1,25 \sigma_j = 3,00 \text{ MPa}$$

Le ferrailage à disposer vis-à-vis de la flexion est déterminé par :

$$A_1 = \frac{M}{3\sigma} \text{ avec } z = \frac{L_R}{2} \quad \sigma_a = \frac{2}{3} \sigma_e \text{ d'où avec du}$$

Fe E 40 de $\varnothing \leq 20\text{mm}$

$$\sigma_a = \frac{2}{3} \times 412 = 275$$

.../...

et $A_1 = 15,2 \text{ cm}^2$ soit 20 A 10 (15,7 cm^2)

Pour l'effort tangent :

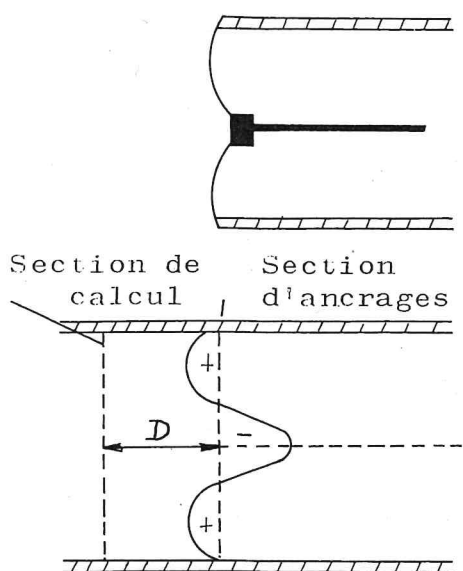
$$A_2 = \frac{V}{\bar{\sigma}_a} \left[1 - \left(\frac{\sigma_j}{3\tau} \right)^2 \right] - A_1 < 0$$

donc aucune armature supplémentaire dans le cas présent.

Nous attirons enfin l'attention sur le fait que l'exemple ci-dessus ne traite que la diffusion en aval du bossage. Il resterait à calculer les armatures de diffusion en aval (sous un effort égal à $0,35F$).

4.7 - ENTRAÎNEMENT A L'AMONT DES ANCRAGES

Considérons un câble ancré dans le hourdis inférieur d'un caisson. Si ce hourdis était interrompu immédiatement derrière l'ancrage, il prendrait après mise en tension une déformation du type figuré dans le premier schéma ci-après.



Dans un hourdis continu, il apparaît donc à l'amont de l'ancrage, une distribution de contraintes analogue à celle figurée au deuxième schéma ci-contre. Les contraintes ainsi introduites peuvent provoquer des fissurations importantes ou des ouvertures de joints en l'absence d'armatures passives ou de compression suffisante du hourdis.

C'est la raison pour laquelle la circulaire du 2 Avril 1975 demande que puisse être équilibré derrière tout bossage un effort de traction égal à la moitié de l'effort total ancré F .

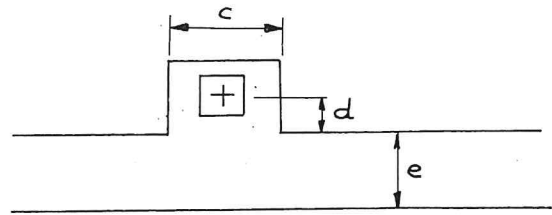
En désignant par σ'_b la contrainte de compression moyenne (longitudinale) du hourdis sous charge permanente après redistribution par fluage et compte-tenu du gradient thermique de 5°C , les armatures passives A destinées à reprendre les tractions doivent vérifier :

$$A \bar{\sigma}_a \geq \frac{F}{2} - e (c + e + 2D) \sigma'_b$$

$$\text{avec } \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_e$$

$$A \bar{\sigma}_a \geq \frac{F}{2} - e (c + e + 2D) \sigma'_b$$

avec $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_e$



- e = épaisseur du hourdis
- c = largeur du bossage que l'on plafonnera à 2d
- d = distance de l'axe de la plaque d'ancrage à la fibre supérieure du hourdis
- D = distance de la section de calcul à la section où se trouvent les ancrages.

Les armatures d'entraînement correspondant à un bossage sont approximativement réparties (voir détails à la fin de l'exemple numérique) sur une largeur $2c + e$, centrée sur le bossage. Elles sont disposées en deux nappes (supérieure et inférieure) de façon à résister aux tractions résultant des flexions longitudinales locales résultant de la présence des bossages (voir en 4,82).

Les dispositions de détail diffèrent en fonction du mode de construction utilisé :

- dans le cas de voussoirs coulés en place les armatures d'entraînement sont continues de part et d'autre de la section d'ancrage avec, de chaque côté une longueur au moins égale à $d + l_d$, d désignant la distance définie ci-dessus et l_d la longueur de scellement droit d'une armature. Bien entendu la continuité des armatures est assurée par recouvrement au droit des joints.

- dans le cas de voussoirs préfabriqués les armatures s'arrêtent forcément au droit des joints les plus proches. On doit donc d'une part se servir de la formule ci-dessus pour dimensionner les armatures entre les ancrages et les joints, d'autre part vérifier au niveau des joints proches que

$$\frac{F}{2} \leq e (c + e + 2D) \sigma'_b \text{ ce qui revient à imposer une compression minimale.}$$

Exemple numérique

Soit un bossage de 0,32m de hauteur à l'ancrage et de 1,60m de longueur. La force ancrée est de 1 650 kN.

Nous supposons que la contrainte σ'_b de compression moyenne du hourdis sous charge permanente après redistribution et compte-tenu d'un gradient thermique de 5°C vaut 4 MPa. Il faut tout juste derrière l'ancrage ($D = 0$) :

.../...

$$A \overline{\sigma}_a \geq \frac{F}{2} - e (c + e) \sigma'_b$$

d'où avec $e = 0,20\text{m}$ $c = 0,32\text{m}$ $\sigma'_b = 4 \text{ MPa}$

$$\text{et } \overline{\sigma}_a = 275 \text{ MPa}$$

$$A \overline{\sigma}_a \geq 409 \text{ kN} \qquad A = 14,87 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 10 \text{ HA } 14$$

Vu l'existence d'armatures de diffusion en aval du bossage (dimensionnées pour répartir $0,35 F$) on peut disposer ces armatures à raison de 30 % au voisinage des bossages, le reste étant uniformément réparti sur toute la largeur du caisson.

4.8 - BOSSAGES

Nous traitons ici les bossages affleurant sur le hourdis inférieur d'un caisson. Il s'agit d'ancrages de câbles filant dans le hourdis et déviés à leur extrémité d'un angle α pour s'ancrer en saillie sur celui-ci. Il en résulte localement des efforts tangents entre le bossage et le hourdis, une poussée au vide au droit de la courbure du câble et des efforts de flexion dans le hourdis.

4.81 - Flexion locale du hourdis

L'action du bossage sur le hourdis peut se schématiser par les sollicitations suivantes :

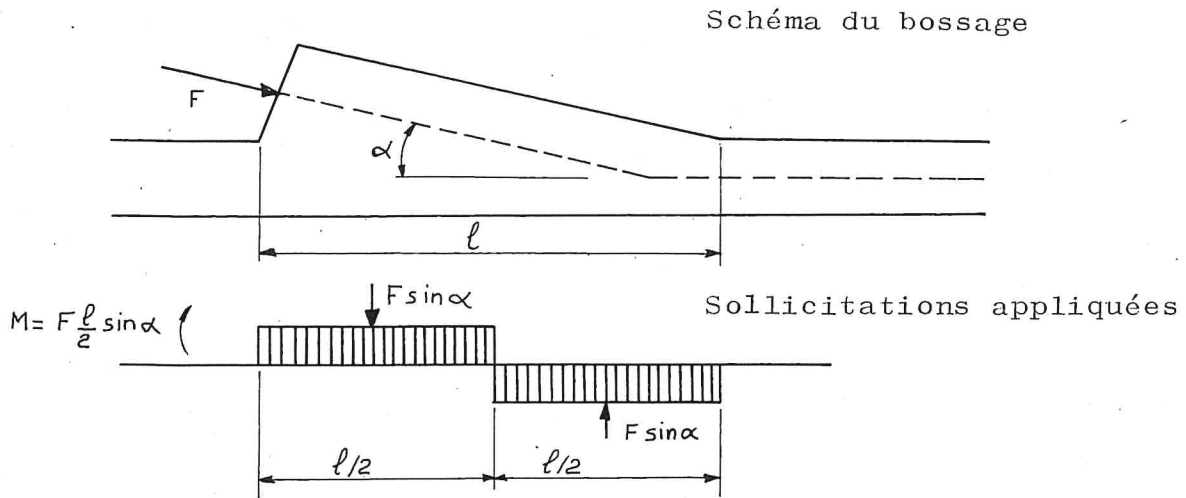
- un moment, dû à l'excentrement de l'ancrage par rapport au plan moyen du hourdis, que l'on évalue à $M = \frac{F\ell}{2} \sin \alpha$ (voir figure ci-après).

- deux poussées réparties, l'une traduisant l'action de la composante ($F \sin \alpha$) verticale de la force à l'ancrage, l'autre la poussée au vide dans la zone courbe de la gaine. Dans le sens transversal ces poussées sont réparties sur une largeur égale à $c + e$ (largeur du bossage + épaisseur du hourdis).

Le moment de flexion transversal du hourdis peut être évalué à partir des abaques de PUCHER dans le cas d'une plaque infiniment longue simplement appuyée sur ses bords. L'effet maximal se situe approximativement au milieu de la zone de poussée du câble.

Précisons que la longueur ℓ indiquée sur la figure ci-dessous doit couvrir entièrement la zone de courbure du câble ancré sur le bossage.

.../...



Les armatures de flexion résultant de ce calcul s'ajoutent à celles nécessaires pour équilibrer la poussée au vide; par contre elles ne sont pas à cumuler avec les armatures de diffusion calculées conformément à 4,6.

4.82 - Coutures du bossage au hourdis

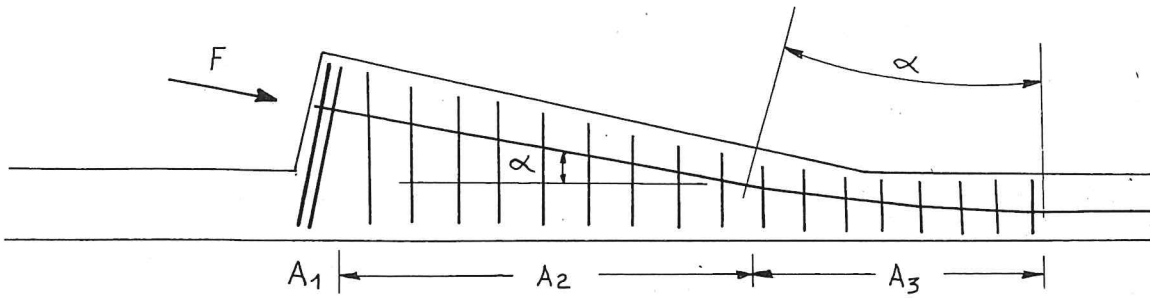
Les efforts autres que ceux visés en 4,81 sont équilibrés par des armatures de couture disposées entre les bossages et le hourdis. Les règles forfaitaires qui suivent sont inspirées des calculs relatifs aux consoles courtes et à la poussée au vide. Pour éviter la fissuration il est recommandé de ne pas prévoir de surface de reprise entre le hourdis et le bossage. Dans ce dernier cas il est possible de réduire la section A_2 définie plus bas, celle-ci n'étant strictement nécessaire qu'en cas de reprise (application de la formule des coutures).

Les mêmes formules peuvent être extrapolées au cas de bossages situés sur les goussets reliant le hourdis aux âmes.

Il faut enfin proscrire les bossages arrêtés au ras de l'extrémité d'un voussoir, cette zone constituant un point faible.

Pour un effort F à l'ancrage et avec $\bar{\sigma}_a = \frac{3}{4} \sigma_e$ on prévoiera les armatures suivantes réparties en trois groupes précisés sur le schéma ci-dessous. Précisons que celles-ci tiennent lieu d'armatures d'éclatement et de diffusion dans le corps du bossage, de telle sorte qu'il n'y a aucun cumul à effectuer avec les autres règles. La contrainte admissible est portée à $\frac{3}{4} \sigma_e$ (au lieu de $\frac{2}{3} \sigma_e$) l'effort maximal ne s'exerçant qu'à la construction et diminuant par la suite.

.../...



- armatures de section totale A_1 formant tirant en tête de la console (à répartir sur une longueur de 20 à 30cm); on prend :

$$A_1 = \frac{F}{\sigma_a} (0,5 - \sin \alpha)$$

- armatures de couture de section totale A_2 réparties entre la tête de la console et le début de la courbure du câble; on prend :

$$A_2 = \frac{0,5 F}{\sigma_a}$$

- armatures de section totale A_3 destinées à reprendre la poussée au vide le long de la zone courbe du câble ; on prend :

$$A_3 = \frac{F \sin \alpha}{\sigma_a}$$

4.83 - Application numérique

Nous reprenons les valeurs numériques de 4,62 avec en outre une longueur de bossage $\ell = 1,60\text{m}$ et un angle $\alpha = 0,209$ radian donc $\sin \alpha = 0,208$.

Les abaques de PÜCHER donnent :

.../...

Sollicitation agissante	Moment m_x	Moment m_y
Couple M	$\frac{1,36}{8 \pi} F \sin \alpha$	
Poussée descendante	$\frac{4,64}{8 \pi} F \sin \alpha$	$\frac{1}{8 \pi} F \sin \alpha$
Poussée ascendante	$-\frac{6,98}{8 \pi} F \sin \alpha$	$-\frac{4}{8 \pi} F \sin \alpha$

En admettant que le hourdis est fissuré on peut prendre pour le coefficient de Poisson $\nu = 0$, d'où pour le moment transversal du hourdis :

$$M_a = -\frac{0,98}{8 \pi} F \sin \alpha = -13,35 \text{ k Nm/m}$$

Avec un bras de levier d'environ 16 cm et $\bar{\sigma} = 275$, la section d'acier nécessaire vaut $A = 3 \text{ cm}^2$, soit 6 HA8^a par m en nappe supérieure.

Pour les coutures du bossage on trouve avec

$$\bar{\sigma}_a = \frac{3}{4} \times 412 = 309 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{16 \cdot 500}{309} (0,5 - 0,208) = 15,6 \text{ cm}^2, \text{ soit 2 cadres doubles HA 16}$$

$$A_2 = 0,5 \times \frac{16 \cdot 500}{309} = 26,7 \text{ cm}^2, \text{ soit 4 cadres doubles HA 16}$$

$$A_3 = \frac{16 \cdot 500 \times 0,208}{309} = 11,1 \text{ cm}^2, \text{ soit 7 cadres HA 10}$$

.../...

4.9 - JUSTIFICATIONS A APPORTER VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT

4.91 - Principe de la justification

Le principe de la réglementation (en vigueur ou future) repose sur les considérations suivantes :

4,911 Réduire la probabilité de fissuration des âmes en limitant les contraintes de cisaillement, ce qui s'obtient en restant à l'intérieur d'un domaine déduit du domaine d'intégrité du béton (courbe intrinsèque) en appliquant une certaine sécurité (avec le concours éventuel d'une précontrainte verticale). Ce type de justification s'effectue dans le cadre des états limites de service (avec la terminologie des nouveaux textes réglementaires).

4,912 Limiter l'ouverture des fissures susceptibles de se produire ; en effet celles-ci ne peuvent pas être exclues en raison de la dispersion des paramètres en cause (résistance à la traction du béton notamment) et de la difficulté de mettre au point des méthodes de calculs tenant compte rigoureusement de tous les phénomènes locaux (tant pour les actions que pour les sollicitations). Il est donc indispensable de disposer des armatures en nombre suffisant pour éviter une ouverture excessive des fissures. Les nouveaux règlements abordent cette question dans le cadre des états-limites ultimes en menant les calculs à partir d'une inclinaison probable des fissures; il est sous-entendu cependant que ces règles doivent couvrir aussi les états-limites d'utilisation, de telle sorte que vis-à-vis de ceux-ci les contraintes de l'acier demeurent raisonnables.

4,913 Les textes réglementaires fournissent essentiellement des prescriptions vis-à-vis de l'effort tranchant général. Les justifications correspondantes ne sont toutefois pas suffisantes dans les zones soumises à des efforts locaux concomitants dont les plus fréquents sont la diffusion des efforts de précontrainte (au voisinage des ancrages) et la poussée au vide des câbles de continuité situés dans le hourdis inférieur d'un caisson de hauteur variable (ce qui provoque une flexion composée des âmes).

Il y a lieu de cumuler les effets de l'effort tranchant général avec ceux des efforts locaux moyennant les précautions énoncées en 4,95 ; en particulier on adopte alors des coefficients de sécurité réduits justifiés par le fait que le cumul d'éléments provenant de calculs de natures différentes a des chances d'être trop défavorables (risques de compter deux fois la même chose, précision plus grande).

.../...

4.92 - Hypothèses de calcul (effort tranchant général)

Nous rappelons et explicitons les hypothèses classiques.

4,921 L'effort tranchant est la projection de la résultante des efforts appliqués à droite de la section de calcul, sur la normale à la fibre moyenne. Ce calcul s'effectue donc sur les sections droites de la poutre, c'est-à-dire normales à la fibre moyenne, et non pas sur des sections verticales, approximation que l'on trouve trop systématiquement dans les projets et qui aboutit dans nombre de cas à des résultats sensiblement erronés (voir en 4,923).

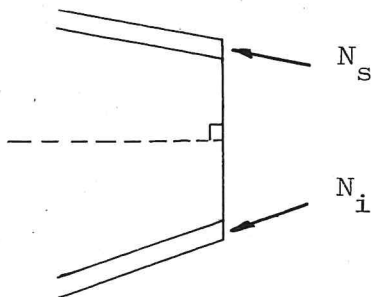
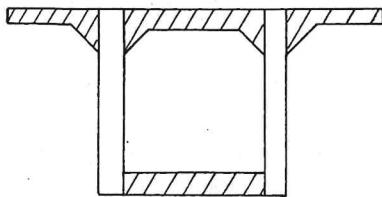
Il faut tenir compte :

- des charges extérieures (poids propre, superstructures, charges d'exploitation)

- de la "réduction" d'effort tranchant due à la précontrainte en attirant l'attention sur le fait que la précontrainte de continuité a un effet défavorable (augmentation au lieu de réduction) dans le cas des ouvrages de hauteur variable, contrairement à l'effet des câbles de fléau.

- des effets dus aux gradients thermiques et à la redistribution par fluage.

- de l'effet Résal (voir en 4,922).



4,922 La réduction d'effort tranchant par effet Résal est donnée par la formule :

$$V = -N_s \sin \alpha + N_i \sin \beta$$

où N_s est la résultante des contraintes de compression sur le hourdis inférieur correspondant au cas de charge étudié.

N_i est la résultante des contraintes de compression sur le hourdis inférieur (même cas de charge).

α et β sont les angles de la fibre moyenne respectivement avec le hourdis supérieur et le hourdis inférieur.

Il est rappelé que pour le calcul de N_s et N_i on ne tient compte que des hourdis y compris

.../...

les goussets (zones hachurées sur la figure) en excluant les âmes.

4,923 Dans les cas courants il est admissible cependant d'effectuer les calculs sur les sections verticales et non sur les sections droites. Cette simplification est admissible dans la mesure où :

- l'extrados peut être considéré comme horizontal
- les efforts tranchants déterminants sont dirigés dans le sens habituel, ce qui n'est pas le cas de certaines travées dissymétriques.

Bien entendu l'effet Résal est alors donné par la formule :

$$\Delta V = N_i \sin \varphi$$

avec φ l'inclinaison du hourdis inférieur sur l'horizontale.

4.93 - Calcul du cisaillement d'effort tranchant dans une âme

Dans le cas d'un pont droit symétrique, constitué par un caisson à deux âmes, chargées et cablées symétriquement, le calcul du cisaillement au niveau du centre de gravité de la section est donné par la formule :

$$\tau_b = \frac{1}{2} \frac{V}{b_n z}$$

avec : V, l'effort tranchant général appliqué à l'ensemble du caisson,

b_n , l'épaisseur nette d'une âme

z, le bras de levier du couple élastique.

Dans le cas le plus général, le cisaillement exercé sur une âme résulte de l'effort tranchant appliqué à celle-ci, compte-tenu de la géométrie du caisson, et y compris l'effet éventuel de la torsion.

4.94 - Justification à apporter vis-à-vis de l'effort tranchant général

4,941 On doit vérifier que le cisaillement est inférieur à sa valeur admissible obtenue par :

- dans le cadre de l'IP1, le critère de CHALOS et BETEILLE ou celui de MOHR-CAQUOT, avec le coefficient de sécurité classique 0,42 appliqué aux résistances du béton (compression et traction).

.../...

- dans le cadre de l'IP2 le critère modifié de CHAILOS BÉTEILLE avec les coefficients de sécurité de l'article 28 (fonction du genre à appliquer).

Il est rappelé que d'autres critères existent, tel celui de Paduart, mais ils donnent des contraintes nettement plus élevées qu'il est recommandé d'éviter, vu les fissurations excessives constatées sur certains ouvrages, et en attendant la parution de la nouvelle IP 2 (en cours de rédaction).

4,942 Justification des armatures d'âme (pour mémoire)

4,943 Justifications particulières.

Les joints de voussoir constituent des points singuliers de la structure et font donc l'objet de justifications particulières.

Pour les ouvrages coulés en place, il s'agit de justifier des surfaces de reprise, d'où l'application de l'inégalité :

$$V \text{ (effort tranchant)} \leq N \text{ (effort normal)}$$

Pour les voussoirs préfabriqués deux stades sont à considérer :

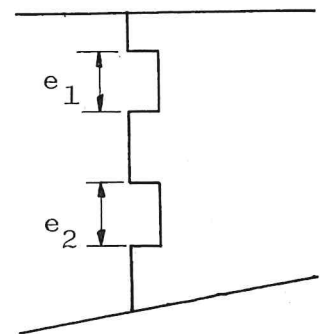
- avant polymérisation de la résine, il n'y a pas de frottement, et les efforts sont transmis par les clés dont il faut vérifier que le cisaillement moyen du côté le plus défavorable reste admissible. Ce cisaillement vaut :

$$\tau = \frac{V}{b_n \sum_{i=1}^n e_i}$$

avec b_n la largeur nette de l'âme

V la part d'effort tranchant appliquée à cette âme

e_i ($1 \leq i \leq n$) les hauteurs des clés.



- Après polymérisation de la résine le frottement est en principe aussi bon que sur une reprise de bétonnage et on retombe sur la formule précédente $V \leq N$

4.95 - Cumul des efforts locaux avec les efforts généraux

Comme signalé plus haut, il faut cumuler les effets locaux avec les efforts généraux, moyennant les dispositions suivantes.

.../...

4,951 Ce cumul ne peut être fait que sous le même cas de charge ; en outre il convient de n'additionner (vectoriellement) que des tenseurs de contrainte, c'est-à-dire compte-tenu de la direction et du sens de ces contraintes.

4,952 Les contraintes à cumuler sont dues aux effets suivants :

- l'effort tranchant général

- la diffusion de précontrainte (aussi bien les câbles de fléau que ceux de continuité). La précontrainte étant déjà comptée dans les efforts généraux, il s'agit d'introduire ici la différence entre les contraintes réelles et les contraintes calculées suivant les hypothèses classiques de la résistance des matériaux, étant entendu que sur l'ensemble d'une section ces contraintes supplémentaires constituent un torseur identiquement nul. Observons d'autre part que les contraintes de diffusion les plus importantes sont généralement dues aux câbles de continuité, tandis que les câbles de fléaux ne produisent que des efforts relativement faibles.

- la poussée au vide des câbles de continuité (effet de la flexion transversale du hourdis inférieur)

- la flexion composée des âmes sous l'effet du poids propre, et de la précontrainte et des charges d'exploitation.

4,953 Les justifications à apporter vis-à-vis des efforts cumulés sont du même type que celles effectuées sous effort tranchant général (cisaillement des âmes et dimensionnement des armatures d'âme), mais avec un coefficient de sécurité réduit pour les raisons exposées plus haut. Nous précisons cette réduction dans le cadre de l'I.P.1.

Pour la justification du cisaillement on peut admettre de diviser le coefficient de sécurité habituel par 1,5, ce qui revient à porter la valeur classique 0,42 à 0,63.

Pour la justification des armatures passives on peut adopter une contrainte admissible égale à $\frac{3}{4} \sigma_e$ (au lieu de $\frac{2}{3} \sigma_e$).

4.96 - Inclinaison des bielles pour le calcul des armatures passives d'âme

Le calcul de ces armatures doit tenir compte de la direction probable des fissures qui correspond approximativement au plan sur lequel s'exerce la contrainte de traction principale. En l'absence d'efforts de diffusion (ou lorsque ceux-ci sont négligeables) l'inclinaison peut être prise égale à l'angle β donné par l'I.P.1. Par contre, si les effets de diffusion sont importants, on ne peut ignorer ceux-ci, car ils conduisent à des inclinaisons plus proches de la verticale. A titre de simplification, allant dans le sens de la sécurité, il y a lieu d'admettre dans ce dernier cas une inclinaison de 45° voisine de celle effectivement constatée sur nombre d'ouvrages en service.

.../...

4.10 - Etriers actifs

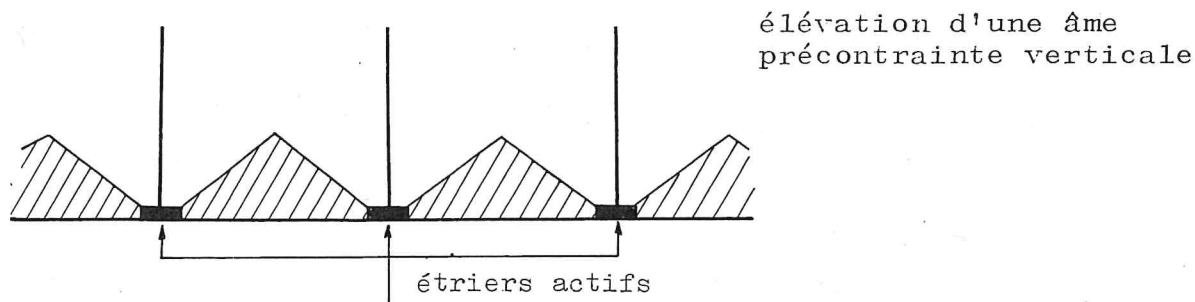
Conformément à la circulaire du 2 Avril 1975 il est recommandé, dans la mesure du possible d'éviter le recours à des étriers actifs pour les raisons suivantes :

- il n'est pas toujours facile de réaliser avec précision la tension initiale théorique (voir 5,3).

- la contrainte de compression verticale des âmes peut être sensiblement inférieure à la valeur de calcul obtenue à partir d'un espacement moyen de ces étriers car la précontrainte exercée se diffuse, d'une part sur une longueur d'âme susceptible d'excéder largement la distance entre étriers actifs extrêmes, d'autre part dans les entretoises (éventuelles) voisines. Autrement dit, plus la structure est rigide et plus la précontrainte verticale à toutes chances de se diluer en dehors des zones où elle est théoriquement concentrée.

- la formule de l'IP 1, ainsi que celle de l'IP 2 actuelle, limitant la contrainte de cisaillement présente une sécurité médiocre vis-à-vis de la fissuration éventuelle.

- la compression verticale des âmes n'est convenablement répartie qu'à une certaine distance des ancrages. On en déduit que les zones hachurées sur le schéma (avec diffusion à 45°)



doivent être considérées comme non précontraintes. Il en résulte que le cisaillement au niveau de la jonction hourdis-âmes, doit être justifié compte-tenu de la répartition ci-dessus, c'est-à-dire qu'il faut, soit serrer suffisamment les étriers actifs pour assurer un bon "arrosage" au niveau de la section d'encastrement en cause, soit ajouter des armatures passives destinées à pallier localement les déficiences éventuelles de la précontrainte verticale au niveau de la section de calcul considérée.

4.11 - Caissons à trois âmes

La présence de 3 âmes augmente l'hyperstaticité de la structure et pose le problème de la répartition des sollicitations

.../...

longitudinales (effort tranchant notamment) entre les diverses âmes, ainsi que celui de la flexion des hourdis dans le sens transversal.

Pour évaluer correctement les efforts exercés sur les divers éléments constitutifs d'une telle structure, il convient d'avoir recours à des programmes de calcul permettant d'introduire les rigidités transversale et longitudinale des âmes et des hourdis. On ne saurait, en particulier, considérer l'ensemble du caisson comme infiniment rigide (dans le sens transversal). A défaut de calculs élaborés il ne faut pas oublier que, d'une part l'âme centrale est plus chargée que les âmes latérales (les sollicitations qu'elle supporte peuvent avoisiner la moitié des sollicitations s'exerçant sur l'ensemble du caisson), d'autre part la répartition des efforts entre les trois âmes s'effectue par l'intermédiaire des hourdis ; ces derniers (et notamment le hourdis inférieur) doivent donc recevoir un ferrailage dimensionné en conséquence.

Nous apporterons enfin trois précisions pour éviter toute mauvaise interprétation de ce qui est exposé ci-dessus :

- un caisson à trois âmes peut présenter une rigidité importante dans le sens transversal, s'il comporte des entretoises (ou raidisseurs),

- un caisson à deux âmes sans entretoises (ou raidisseurs) n'est jamais parfaitement rigide dans le sens transversal, mais cette hypothèse est généralement satisfaisante pour la détermination des sollicitations longitudinales, dans la mesure où on s'en tient aux proportions les plus couramment utilisées.

- les considérations développées ci-dessus sont valables pour les caissons multicellulaires à plus de 3 âmes.

4.12 - Déficits de précontrainte

L'origine des déficits de précontrainte est essentiellement due à deux facteurs :

- d'une part la multiplication des joints, et la difficulté à assurer entre voussoirs successifs une continuité effective de la pente du tracé des gaines, entraînent fréquemment une majoration des frottements. De telles majorations sont aussi constatées dans les zones où les câbles sont soumis à de faibles rayons de courbure (inférieurs à 6m) notamment à la sortie de certains bossages le long des âmes et des goussets où la réalisation exacte du tracé des gaines est perturbée par la présence de nombreux aciers tant actifs que passifs. Il s'agit là d'une insuffisance de la précontrainte réalisée par rapport à celle prévue dans le projet.

.../...

- d'autre part, à long terme, la redistribution par fluage (mal maîtrisée) peut s'avérer plus importante que celle calculée par des moyens théoriques ou forfaitaires, d'où la nécessité éventuelle de renforcer ultérieurement la précontrainte de continuité.

a) Frottements excessifs

Dès le stade du projet il convient de veiller à la régularité du câblage, de réduire le nombre des courbures surtout celles qui présentent un faible rayon et d'éviter des câbles trop longs présentant courbures et contre-courbures. Des dessins détaillés devront démontrer que le câblage peut-être mis en place dans les coffrages compte-tenu du ferrailage passif.

Il est difficile de préciser a priori des valeurs numériques pour les coefficients f et \mathcal{P} en raison de la très grande dispersion des mesures qui ont été effectuées sur les chantiers. Il semble cependant que l'on puisse adopter en première approximation $f = 0,20$ et $\mathcal{P} = 3 \times 10^{-3}$ (par mètre de longueur) pour des câbles toronnés graissés (ou huilés) avec des rayons de courbure au moins égaux à 6m. Pour de plus faibles rayons de courbure il faut porter f à la valeur 0,23. Bien entendu ces chiffres ne sont valables qu'avec une exécution correcte.

En outre, il est rappelé que les calculs de perte doivent tenir compte de toutes les courbures (en élévation et en plan).

Malgré toutes les précautions que l'on peut prendre à l'exécution il arrive trop souvent que les valeurs des coefficients dépassent sensiblement les valeurs moyennes indiquées ci-dessus. Il est donc recommandé de prévoir dans l'ouvrage des gânes supplémentaires, tant en câble de fléau qu'en câblage de continuité, destinées à recevoir des câbles de renfort si les mesures du coefficient de transmission mettent en évidence des frottements trop importants. Le nombre des gânes supplémentaires pourra être compris entre 5% et 10% du nombre théorique de câbles de la famille considérée.

b) Redistribution par fluage

Il est possible que la distribution des sollicitations évolue de façon plus défavorable qu'escompté, nécessitant, là encore, la mise en oeuvre d'une précontrainte de renfort. Cependant, l'utilité de ces câbles risque de n'apparaître que plusieurs années après la mise en service de l'ouvrage. Il conviendra donc de prévoir de simples points d'ancrage, plutôt que des gânes vides susceptibles de se boucher au moment des injections. Ces points d'ancrage devront être dimensionnés et ferrailés de façon à pouvoir supporter une précontrainte (par câbles extérieurs au béton) d'environ 10% de celle qui assure la continuité initiale ; les entretoises fourniront le plus souvent des emplacements commodes pour ces ancrages.

.../...

Bien entendu toute adjonction de câble doit être calculée à l'avance, compte-tenu de son tracé, une mise en tension nouvelle s'accompagnant toujours d'efforts hyperstatiques (cette remarque est également valable pour le paragraphe ci-dessus a).

Ne pas oublier enfin que les câbles extérieurs doivent être fixés à des intervalles suffisamment rapprochés pour éviter des phénomènes de vibration.

c) Dossier de récolement

En fin d'exécution il y a lieu d'exiger un dossier de récolement tenant compte des tensions effectives (mesurées), des câbles supplémentaires (éventuels) et de tous les paramètres de l'exécution.

4.13 - Homogénéisation des sections d'armatures actives

La réglementation actuelle admet de prendre en compte, sous charges d'exploitation et superstructures, la section des armatures de précontrainte multipliée par un coefficient d'équivalence idoine : Nous attirons l'attention sur le fait que pour des armatures sous gaines il s'agit vraisemblablement d'une vue de l'esprit en raison de l'adhérence médiocre procurée par le coulis d'injection, même lorsque celui-ci est bien exécuté. Dans ces conditions nous conseillons de conduire les calculs en se basant dans tous les cas sur les sections nettes du béton seul.

4.14 - Contrainte admissible des armatures passives

Il résulte des paragraphes précédents (4,5 - 4,6 - 4,7 4,8 et 4,9) que nous admettons deux valeurs de la contrainte admissible pour les armatures passives :

$\frac{2}{3} \sigma_e$ dans le cas général (en dehors des cas visés immédiatement ci-après).

$\frac{3}{4} \sigma_e$ à la mise en tension initiale, ou lorsqu'on cumule des sections d'acier obtenues par des calculs de nature différente (par exemple cumul de l'effort tranchant et de la diffusion due à la précontrainte).

5 - EXÉCUTION

5.1 - EXECUTION DE LA PRECONTRAINTÉ

5,11 De façon générale il est très important, pour ce type d'ouvrage de s'attacher à réaliser un tracé de câblage s'éloignant le moins possible des tracés théoriques. Le contrôle devra donc porter particulièrement sur ce point, c'est-à-dire

.../...

que les tolérances d'implantation des gaines devront être les plus faibles possibles avec des points de fixation nombreux et précis ; une valeur convenable pour l'espacement des points de fixation devrait être comprise entre 50 et 75cm suivant la rigidité du conduit. Dans tous les cas aucune initiative intempestive ne doit être laissée au chantier.

5,12 D'autre part, il faut imposer un minimum de qualité pour les gaines en ayant recours à des gaines rigides cintrables à la main lorsque le rayon de courbure dépasse $100 \varnothing_i$ (\varnothing_i = diamètre intérieur de la gaine) et en exigeant des tubes rigides cintrables sur machine lorsque le rayon de courbure R est tel que $3m \leq R \leq 100 \varnothing_i$. Les rayons inférieurs à 3m sont à proscrire. Les diamètres des conduits devront être suffisants pour permettre un enfilage aisé, l'attention étant attirée sur le fait qu'ils doivent être plus forts que pour des câbles façonnés et gainés en atelier.

Pour tous les détails il convient de se référer aux textes de la commission d'agrément des unités de précontrainte.

5,13 Au droit des joints, il faut assurer la continuité des divers conduits de précontrainte, celle-ci présentant deux aspects :

- la continuité géométrique, afin d'éviter l'apparition de déviations angulaires ou de décalages des conduits, ce qui aurait pour effet d'augmenter les pertes par frottement.
- la continuité mécanique, afin d'obtenir une étanchéité satisfaisante des conduits lors de leur injection en supprimant le cheminement du coulis au travers du joint.

Dans les voussoirs bétonnés en place, les conduits de la partie bétonnée en premier doivent traverser les coffrages du joint sur une longueur suffisante de manière à assurer la continuité mécanique avec les conduits de la partie à bétonner, soit par manchonnage, soit par tout autre dispositif de raccordement figurant dans la circulaire d'agrément du procédé de précontrainte utilisé. La continuité géométrique doit être réalisée au moment du réglage des conduits de la partie à bétonner avant leur fixation définitive.

Pour les voussoirs préfabriqués la continuité mécanique des conduits est plus difficile à assurer en raison de la très faible épaisseur du joint (inférieure à la longueur des manchons ou d'autres dispositifs de raccordement). La meilleure solution consiste alors à effectuer l'injection simultanée de tous les câbles voisins, groupés par familles, ce qui nécessite toutefois d'avoir pris toutes dispositions utiles au niveau des moyens prévus pour la réalisation de l'injection. On peut aussi utiliser des dispositifs spéciaux, tels que manchons intérieurs dilatables thermo-durcissables ou tout autre procédé similaire qui devra être agréé par le Maître d'Oeuvre, après avoir fait l'objet (si possible) d'essais grandeur nature. A défaut de telles solutions, des précautions particulières sont à prendre pour éviter la pénétration du coulis d'injection dans les conduits voisins ; ces pré-

cautions consistent à écarter suffisamment les conduits voisins ou à les isoler les uns des autres par différents procédés tels que joints toriques, rainure concentrique etc...

La continuité géométrique dans le cas de voussoirs préfabriqués peut-être réalisée de différentes façons :

- manchons gonflables présentant une longueur et une rigidité suffisantes pour assurer l'alignement des conduits.

- barres ou tubes rigides enfilés à travers les conduits en regard.

- tout autre dispositif d'alignement à agréer par le Maître d'Oeuvre.

5.14 - Mesure des coefficients de transmission

A l'exécution il convient de procéder à des mesures du coefficient de transmission sur un échantillon représentatif de la population des câbles. Le mode opératoire recommandé est celui du LCPC ; les mesures doivent être particulièrement nombreuses en début de chantier. Elles concernent au moins :

- les quatre premiers câbles mis en tension,
- 20% des câbles du premier fléau exécuté,
- 20% des câbles de continuité traversant le premier clavage exécuté.

Par la suite la fréquence des mesures pourra être sensiblement réduite, surtout si les premières ont donné des résultats satisfaisants.

Au vu des résultats de mesure de ces coefficients de transmission, il appartiendra au Maître d'Oeuvre de décider l'utilisation des gaines supplémentaires (prévues en fonction de 4,12) ; les gaines laissées vides seront injectées comme les autres.

5.2 - VOUSSOIRS PREFABRIQUES

Les premiers voussoirs préfabriqués comportaient des clés destinées à assurer le positionnement exact et la transmission des efforts tangents avant durcissement de la résine (qui se comporte au départ comme un lubrifiant). Des améliorations ont été recherchées et ont conduit à la mise au point de clés multiples constituées par des engrèvements régulièrement répartis sur la hauteur des âmes. Des précisions à ce sujet, ainsi que sur la technique des voussoirs préfabriqués, pourront être trouvées dans l'article de M. MATHIVAT figurant dans le N° 342 de septembre 1976 des annales de l'ITBTP.

.../...

Le développement de la construction par voussoirs préfabriqués a entraîné la mise en oeuvre de voussoirs plus lourds et plus larges, y compris des caissons à 3 âmes ou multicellulaires. Dans ces derniers cas il est bon de s'assurer que les voussoirs (larges) ne sont pas trop déformables, ce qui pourrait compromettre un bon contact uniforme sur toute la surface des joints conjugués. D'autre part il n'est pas recommandé de concevoir des voussoirs courts (pour limiter le poids des éléments larges) car on multiplie le nombre des joints et par conséquent les pertes par frottement. La longueur souhaitable des voussoirs ne descend guère au-dessous de 2,50m.

Pour la mise en oeuvre des colles (résines époxydiques) des prescriptions seront ultérieurement diffusées. Dans l'attente de celles-ci il convient d'effectuer sur les résines un certain nombre d'essais destinés à vérifier leur résistance et leur durcissement en fonction des conditions atmosphériques. En particulier la polymérisation se fait mal dès que la température descend au-dessous de 10°C, d'où la nécessité de prévoir toutes dispositions utiles à cet égard. Nous rappelons aussi que le mélange de la résine avec son durcisseur doit être effectué suivant des proportions volumétriques précises, ce qui impose l'utilisation de pots entiers. Compte-tenu de l'expérience des nombreux ouvrages réalisés, il faut admettre que le rôle des résines est d'assurer une bonne étanchéité des joints, mais il est vain d'en attendre une résistance à la traction quelconque. vu les méthodes courantes de mise en oeuvre.

Avant durcissement de la résine, le plaquage mutuel des voussoirs est assuré par un brélage provisoire qui doit :

- d'une part être bien réparti (haut et bas du caisson) de façon que la précontrainte qu'ils amènent "arrosent" l'ensemble de la section du joint (entre le dernier et l'avant dernier voussoir) dans l'hypothèse d'une diffusion à 45°.

- d'autre part assurer une contrainte de compression minimale au moins égale à 0,1 MPa sur la même section de joint, sous l'effet du poids propre du voussoir et de la précontrainte de brélage supposée se diffuser à 45°.

5.3 - EQUIPAGES MOBILES

Nous rappelons qu'il convient d'utiliser des équipages mobiles suffisamment rigides pour limiter les déformations pendant le bétonnage. Il est bon d'inclure dans le CCTP une clause imposant à l'entreprise un calcul de déformation de l'équipage en fonction des phases de bétonnage, ainsi qu'une note précisant les dispositions qu'elle compte prendre pour éviter les fissurations locales dues aux déformations sous le poids du béton frais.

.../...

5.4 - ETRIERS ACTIFS

Leur longueur est forcément courte (la hauteur des âmes est de l'ordre de quelques mètres), d'où des pertes de tension qui peuvent être relativement importantes, si l'ancrage n'est pas réalisé avec précision de façon à ne pas mordre sur la valeur de l'allongement destiné à obtenir la précontrainte théorique. Les ancrages devront être choisis de telle sorte que leur réglage et le contrôle de l'allongement puissent être assurés avec la plus grande précision. En particulier il convient d'imposer dans le CCTP les règles suivantes :

- lorsque l'ancrage est du type vis-écrou, il doit être possible de serrer l'écrou de blocage à la clé, alors que le vérin est toujours en pression. Une simple mise en place manuelle de l'écrou au contact de la plaque d'ancrage est formellement interdite. Après blocage de tous les écrous, on vérifiera systématiquement la tension dans les barres par remise en pression du vérin. Il faut vérifier d'autre part que l'usinage des écrous et des plaques d'appui permet un contact suffisamment bien réparti pour intéresser la totalité des surfaces en regard ; cette recommandation vise essentiellement les écrous munis de canelures, qui, si elles sont mal usinées peuvent provoquer un mauvais alignement de l'ancrage ou gêner considérablement le serrage de l'écrou.

- lorsque l'ancrage s'effectue par coincement, le dispositif doit être conçu de façon à permettre la remise en tension de l'unité de précontrainte après blocage des corps d'ancrage. Les unités seront alors systématiquement retendues à leur valeur nominale, l'allongement résiduel dû au glissement des ancrages lors de leur blocage étant compensé par des cales disposées entre l'ancrage et sa plaque d'appui.

5.5 - MISE EN PLACE DU BETON

De sérieuses difficultés de mise en place du béton continuent à être constatées sur les chantiers les plus récents. Nous insistons donc sur la nécessité :

5,51 De mettre au point des bétons maniables, étant entendu que la recherche de résistances très élevées est superflue (en général il suffit d'avoir une résistance nominale de 35 MPa). Il est par contre fondamental que le béton en place soit compact et régulier (on constate trop souvent des ségrégations en bas des âmes à la jonction avec le hourdis inférieur) ; pour ce faire il semble que la valeur optimale de l'affaissement au cône d'Abrams soit voisine de 6 à 7 cm.

5,52 Cependant l'essai d'affaissement ne fournit qu'une indication et ne saurait garantir une mise en place correcte. Pour obtenir celle-ci il est indispensable de procéder à un essai témoin (sur un demi-voussoir au minimum) pour vérifier la

maniabilité compte-tenu du ferrailage le plus dense prévu sur les dessins et des moyens de mise en oeuvre. Pour la suite du chantier le contrôle de l'affaissement permet de vérifier la régularité du béton.

5.6 - PROTECTION DES ANCRAGES RELEVES EN TRAVEE

Les cachetages des câbles ancrés en travée seront conçus de façon à empêcher toute pénétration d'eau le long du câble. On peut y parvenir :

- soit en disposant un capot métallique fixé mécaniquement sur la plaque d'ancrage et muni d'un joint étanche.

- soit en repiquant le béton de l'ouvrage et en utilisant une résine époxy pour assurer une bonne adhérence entre béton de l'ouvrage et béton de cachetage.

On peut observer qu'une autre solution a déjà été utilisée, consistant à prévoir un renfort local de la chape par une toile de verre ou un non-tissé enduit de résine et déposé au-dessus des encoches ; cette dernière technique ne bénéficie cependant pas de la sanction de l'expérience du temps.

Ce document est propriété de l'Administration, il ne pourra être utilisé ou reproduit, même partiellement sans l'autorisation du SETRA