

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

41/87

2 ex

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

**ELABORATION D'UN LOGICIEL
D'UNE POUTRE
EN BETON PRECONTRAIT
PAR FILS ADHERENTS
Pre - tension**

Proposé Par :

S.A.P.T.A

Etudié par :

BENDALI-AMOR M

MOULAY A

Dirigé par :

BARAKA

PROMOTION : JUIN 87

Remerciements

Nous tenons à remercier en premier lieu notre promoteur
M^r BARAKA pour l'aide et les conseils qu'il nous a prodigués
au cours de ce semestre

Nous remercions également M^r BENMAHDI hocine pour le suivi
continuel qu'il nous a accordé tout le long de notre travail et
avec l'aide précieuse fournit pour notre travail informatique

Nous remercions encore M^r BENSLIMANE pour son aide

Nous remercions enfin le personnel de la S.A.P.T.A , unité
préfabrication (ROUIBA) et le bureau d'études unité de
realisation (EL-HARRACH)

Dedicaces

- à la memoire de mon defunt père
- à ma très chère mère
- à ma soeur ainsi qu'à mon frère
- à toute ma famille et mes ami(e)s

Je dedie à travers ces quelques lignes, ce modeste travail

A. Moulay

J'espere que par ce modeste travail mes parents trouveront l'expression de toute ma reconnaissance, pour ce qu'ils ont fait pour moi

Je dedie ce travail

- à ma Mère, à mon père
- à la memoire de mon Grand père (Si abdourahmane)
- à ma soeur et son mari
- à mon frère et sa femme
- à ma jeune soeur

Mes pensées vont également à toute ma famille, et à tous mes ami(ess), et en particulier, je dedie ce travail à mon ami de toujours Jazil, sa femme Samia, et leur fille Farah

meoulay

Spécialité: **Genie Civil**
Date: **JUIN 87**
Ingénieur: **BENDALI-AMOR Menouar**
MOULAY Ahmed

مصلحة الهندسة المدنية
وجهه **جوان 87**
تلميذ مهندس - **بنا دالي عمر منوار**
- **مولاي أحمد**

- الموضوع
- الملخص

معالجة بالإعلام الآلي لرافدة من البيتون المسبق الإجهاد بأسلاك لتلحيم (قبل الشد)
إقامة برنامج على الآلة (HP 250) يدرس هذه الرافدة دراسة دقيقة لي:- قوة الأسلاك بعد الشد
- مراقبة الأضغاط
وهذه الرافدة مصنوعة في المعمل وتستعمل في الجسور والعمارات وموقع وضع السيارات

Objet: **ELABORATION D'UN LOGICIEL D'UNE POUTRE EN BETON PRECONTRAINTE PAR FIBS ADHERENTS (pre-tension)**

Conception d'un logiciel permettant de calculer et vérifier les différentes forces de précontrainte et vérifier aussi les contraintes dues à la précontrainte en 3 points
- à la longueur d'établissement de la précontrainte
- à mi-travée de la poutre
- au début de la zone courante
la réalisation de la poutre se fait par préfabrication
est utilisée dans les ponts, les bâtiments, les passerelles et les parking

Subject: **ELABORATION of a software of a pre-tensioned concrete beam**

Abstract: The aim of the project is the elaboration of a software for the design of the different prestressing forces and the checking of the stresses induced in the three sections
- the end of the transfer zone
- the middle of the beam
the beams are factory manufactured and are used in bridges, buildings, car parks.....

SOMMAIRE

	Page
INTRODUCTION	
I. PRINCIPE DE LA PRÉCONTRAINTE PAR ADHÉRENCE.	
II. LES CONSTITUANTS DU BETON PRÉCONTRAIT	4
- béton de précontrainte	
- aciers pour armatures de précontrainte	
III. CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX UTILISÉES	7
- béton	
- armatures	
IV. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DES SECTIONS	11
- caractéristiques dimensionnelles	
- caractéristiques géométriques	
- Elaboration du sous-programme	
V. CALCULS DES FORCES DE PRÉCONTRAINTE	17
- les pertes de précontrainte	
- le retrait et le fluage	
- pertes sur banc	
- pertes instantanées	
- pertes différées	
- élaboration du sous-programme	
VI. VÉRIFICATION DES ABOUTS À LA MISE EN PRÉCONTRAINTE	31
- armatures gainées au about	
- vérifications des contraintes normales	
- Elaboration du sous-programme	
- Etude de l'équilibre de la zone d'about	
- Vérification et calcul des contraintes et armatures	
- armatures pour effort d'éclatement	

VII.	VÉRIFICATION A L'ETAT LIMITE D'UTILISATION	50
	- Généralités	
	- Valeurs caractéristiques des moments des actions à longue durée	
	- Contraintes amenées par les charges	
	- Estimation des contraintes dues au fluage généré de la poutre par la dalle	
	- Vérification des contraintes admissibles sous charges totales	
	- Elaboration du sous-programme	
VIII.	VERIFICATION A L'ETAT LIMITE ULTIME	60
	- Sollicitations Limites ultimes	
	- Equilibre de la Section	
	- Vérification des poutres posées avec étaiement	
	- Elaboration du sous-programme	
IX.	VÉRIFICATION DES SOLLICITATIONS TANGENTES.	66
	- Vérification de l'âme à l'état Limite d'utilisation	
	- Calcul des armatures transversales à l'état Limite "ultimé"	
	- Elaboration du sous-programme	
X.	ELABORATION DU PROGRAMME PRINCIPAL	72
	- organigramme général	
XI.	PRINCIPALES DIFFERENCES ENTRE LES POUTRES A CÂBLES ET LES POUTRES A FILS ADHERENTS	

الدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
 المكتبة — BIBLIOTHEQUE
 Ecole Nationale Polytechnique

INTRODUCTION

L'objet de notre projet de fin d'étude est la Conception d'un logiciel permettant de calculer et vérifier les différentes forces de Pré-contraintes agissantes en différents points d'une poutre en béton précontraint par armatures adhérentes (Pré-tension), l'utilité de ce logiciel est d'éviter aux ingénieurs le travail fastidieux qu'entraînent de tels calculs

Le sujet nous à été proposé par S.A.P.T.A L'Entreprise Nationale des Ponts et Travaux d'Art

Le logiciel à été développé sur H.P250 (HEWLETT-PACKARD) en langage BASIC-HP au niveau même de L'Entreprise et ceci grâce à l'aide de Monsieur BENMAHDI Hocine, Ingénieur polytechnicien au sein même de cette entreprise

Le logiciel que nous proposons étudie 3 cas de Poutres :

- Poutre rectangulaire
- Poutre en "I" sans blochet
- Poutre en "I" avec blochet (I symétrique où double T)

Ni le temps ni la documentation ne nous ont permis d'étendre notre logiciel à d'autres formes de poutres entre autre les poutres caissons

Le logiciel est constitué en 1 programme principale qui fait appel à plusieurs sous-programme de Calcul indépendants

PRINCIPE DE LA PRECONTRAINTE
PAR ADHERENCE

I

PRINCIPE DE LA PRÉCONTRAINTÉ PAR ADHÉRENCE

- La Précontrainte par adhérence est liée à l'idée même de préfabrication cette préfabrication se faisant en usine
- Une usine possède en général plusieurs bancs avec des coffrages différents et plusieurs poutres peuvent être exécutées à la fois sur un même banc.
- Etant donné les investissements importants nécessaires pour créer une usine, il faut obtenir un rendement de l'installation aussi élevé que possible donc réduire la durée du cycle de fabrication on est ainsi généralement amené à accélérer la prise et le durcissement du béton par étuvage de celui-ci.
- La Préfabrication impose, dans la plupart des cas, pour obtenir un ouvrage fini, l'association de l'élément préfabriqué avec un béton coulé en œuvre, donc une méthode de construction phase par phase, dans cette section composite l'association de béton de caractéristiques et d'âges différents introduit dans la structure, des efforts supplémentaires dus au fluage de la poutre et au retrait différentiel entre la poutre préfabriquée et le béton coulé sur place dont il est tenu compte dans les textes réglementaires.
- Le Principe de la précontrainte par adhérence consiste à tendre les armatures de précontrainte (fils non ronds et non lisses, ou bien torons à haute résistance), en prenant appui sur des organes extérieurs à l'élément à préfabriquer, et cela avant coulage du béton dans les coffrages entourant les armatures après durcissement du béton

on reporte les efforts de tensions des fils sur le béton en désolidarisant les armatures des organes extérieurs les armatures gênées des extrémités de la poutre dans leur retour à leur largeur primitive (tension nulle). réalisent par leur adhérence au béton la précontrainte de la Poutre.

Tout se passe comme-ci l'on poussait sur le béton à l'aide l'armature, en résumé si dans le béton armé, il s'agit d'une adhérence par traction, par contre ds le béton précontraint (par Compression)

Dans le béton précontraint les contraintes résultent en général de la différence de sollicitations agissant en sens contraire les unes par rapport aux poutres, c'est ainsi par exemple que sur la fibre inférieure d'une poutre de section rectangulaire la précontrainte seule donne lieu à une forte compression tandis que les charges provoquent une traction et la contrainte résultante s'obtient par différence, il en résulte que la limitation de la contrainte à une fraction de la contrainte ultime ne suffit pas à garantir un élément de béton précontraint vis à vis d'un dépassement accidentel des actions il est donc absolument nécessaire et d'ailleurs explicitement prévu par les règlements d'effectuer une vérification directe de la sécurité en recherchant directement les actions qui engendrent l'état limite ultime ; Seule cette vérification permettra de connaître le coefficient de sécurité à la rupture de l'élément considéré, une deuxième conséquence réside dans le fait qu'une diminution des actions extérieures peut se révéler aussi dangereuse qu'une augmentation de celle-ci

Troisième conséquence, un calcul approché qui serait correct en béton armé est inacceptable en béton précontraint

CARACTERISTIQUES DU BETON PRECONTRAIN

II

LES CONSTITUANTS DU BETON PRECONTRAINTE

I. BETON DE PRÉCONTRAINTE :

a. le Ciment :

Les ciments les plus couramment utilisés ces 15 dernières années pour le béton de précontraintes sont les ciments portland artificiel C.P.A. 400 et C.P.A. 500 pour leur résistance à court terme élevée.

Les ciments actuellement utilisés en précontraintes sont les C.P.A 55 et 55R et les T.H.R (très hautes résistance).

Désignation de la classe	Sous classe éventuelle	Résistance en Compression (bars)		
		2 Jours	28 Jours	
		Limite inf Nominale	Limite inf Nominale	Limite sup Nominale
C.P.A 55	-	-	450	650
-	R (rapide)	-	450	650
T.H.R (très hautes résistances)		300	550	sans Limite

Les ciments doivent répondre à la double condition suivante

- teneur en chlore des chlorures inférieure à 0,02 %
- teneur en soufre des sulfures inférieure à 0,01 %

b. les granulats :

Les granulats doivent répondre aux conditions qui leur sont demandées pour un béton de bonne qualité, une attention particulière doit-être portée à leur propreté.

c. les adjuvants :

Le but des adjuvants en précontrainte est d'assurer l'adhérence de l'armature au béton qui l'entoure pour éviter tout déplacement relatif longitudinal.

Les adjuvants utilisés doivent être agréés par les organismes compétents en la matière et dont l'emploi est autorisé pour le béton précontraint.

d. Composition du béton précontraint :

Les dosages utilisés varient de 400 à 450 Kg/m^3 de ciment et dans certains cas 500 Kg/m^3 , ces forts dosages de ciment ne présentent aucun risque quant aux problèmes de retrait du fait de la précontrainte.

Les bétons de poutre sont fermes, affaissement de 3 à 5 cm au cône d'ABRAMS.

II. LES ACIERS POUR ARMATURES DE PRECONTRAINTE

L'acier des armatures de précontrainte doit satisfaire à un certain nombre de conditions qui exigent un produit de haute qualité. Ces caractéristiques mécaniques doivent être élevées et régulières, il doit présenter une ductilité et une ténacité suffisantes, en même temps qu'une résistance à la corrosion aussi bonne que possible.

Les aciers (armatures) de précontrainte pour la pré-tension sont constitués de fils non lisses ou de torons en acier, à haute résistance qui doivent satisfaire aux prescriptions du titre 2 (armatures en acier à haute résistance pour constructions en béton précontraint par pré-Commission interministérielle d'agrément) les caractères géométriques mécaniques, ou technologiques à prendre en compte dans les calculs sont ceux qui résultent de l'arrêté d'agrément.

a. les fils non ronds non lisses :

Ils sont surtout employés pour la précontrainte par pré-tension pour laquelle ils sont conçus en raison de leur propriétés d'adhérence. Ils sont désignés par leur diamètre nominale, définis par leur section nominale, leur forme et éventuellement leurs aspérités.

CARACTERISTIQUES DES
MATERIAUX UTILISES



CARACTERISTIQUES DES MATÉRIAUX UTILISÉS

I. BETONS

a. beton de poutre :

- (Valeurs programmées pouvant être modifiées suivant le projet à étudier)
- béton dosé à 400 Kg de ciment par mètre cube donnant un $E/C = 0,42$
- résistance caractéristique de la poutre au relâchement 7 jours correspondant à la mise en précontrainte

COMPRESSION	TRACTION
à 7 jours = 270 bars	à 7 jours = 22,2 bars
à 28 jours = 420 bars	à 28 jours = 31,2 bars

b. beton de dalle :

beton dosé à 350 Kg de ciment mètre cube, contrôle strict

COMPRESSION	TRACTION
à 28 jours = 240 bars	à 28 jours = 20,4 bars

II ARMATURES :

a. Armatures de precontrainte :

(au choix suivant le projet à étudier)

	H.L.E Ø7 III TBR	Toron T12,4 III TBR	Toron T15,2 III TBR
- Section (A_p) (cm^2)	0,385	0,93	1,39
- Force de tension garantie F_{tg} (dan)	5640	15400	22560
- Force de rupture garantie F_{rg} (dan)	6278	17360	25210
- Relaxation à 1000 h ρ_{1000} (%)	2,5	2,5	2,5
- Relaxation à 3000 h ρ_{3000} (%)	3	3	3
- Relaxation à 16h ρ_{16} (%)	0,75	0,75	0,75
- Coef de Scellement: η_d	1	1,4	1,4
- Coef de fissuration: η	1,1	1,5	1,5
- longueur de Scellement (m) l_{sn}	0,8	1,0	1,25
- Module d'élas- ticité E_a (bars)	200 000	1900 000	1900 000

b. Armatures Passives à haute adhérence :

Fe 40 (A ou B) $d \leq 20$	$\sigma_{eg} = 4120$ bars
TOR ou similaire $d > 20$	$\sigma_{eg} = 3920$ bars
FeE 50 Crantex	$\sigma_{eg} = 4900$ bars
Cœf de fissuration	$\eta = 1,6$
Cœf de Scellement	$\eta_d = 1,5$

toutes les valeurs mentionnées plus haut peuvent-être modifiées au niveau du programme suivant le projet et ceci grâce à un procédé utilisant des clés, chaque clé étant affectée d'une valeur modifiable au gré de l'utilisateur, ceci pour les betons. Pour les aciers le programme vous donne au choix les trois sortes d'aciers, pour choisir il suffit d'appuyer sur la clé correspondante.

c. Les torons.

Un toron est 1 ensemble de fils disposés en helice de façon stable par une operation realisée en usine, le tournage qui provoque une deformation permanente des fils.

Il existe les torons à 3 fils et les torons à 7 fils pour la pre-tension c'est les torons à 3 fils qui sont utilisés

Les torons sont designés par leur diametre nominal

Les Caracteristiques mecaniques garanties sont :

- F_{rg} : La charge maximale à la traction
- F_{tg} : La charge Limite conventionnelle d'élasticité à 0,1%
- Z_g : Le Coefficient de Striction
- A_g : L'allongement sous charge maximale
- R_0 : La relaxation isotherme à $20^\circ\text{C} \pm 1^\circ\text{C}$

Les aciers à relaxation normale (RN) sont caractérisés par leur relaxation à 1000 h, les aciers à basse relaxation (BR) et très basse relation (T.B.R) sont caractérisés par leur relaxation à 1000 h et 3000 h.

- Les caractères technologiques consistent en :

- * résistance au pliage alternés
- * résistance à la torsion alterné
- * adhérence au béton
- * résistance à la fatigue
- * résistance à la corrosion sous tension.

**CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES
DES SECTIONS**

IV

CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DES SECTIONS

I CARACTERISTIQUES DIMENSIONNELLES

Lorsqu'une poutre de section "I" en travée est différente aux abouts on dit qu'elle présente un blochet.

La Poutre prefabriquée à étudier peut être

- * Rectangulaire
- * en "I" sans blochet
- * en "I" avec blochet

a. Poutre rectangulaire:

Elle sera définie par sa longueur totale (longueur du béton) sa base et sa hauteur

b. Poutre en "I" sans blochet: (I Symétrique ou double T)

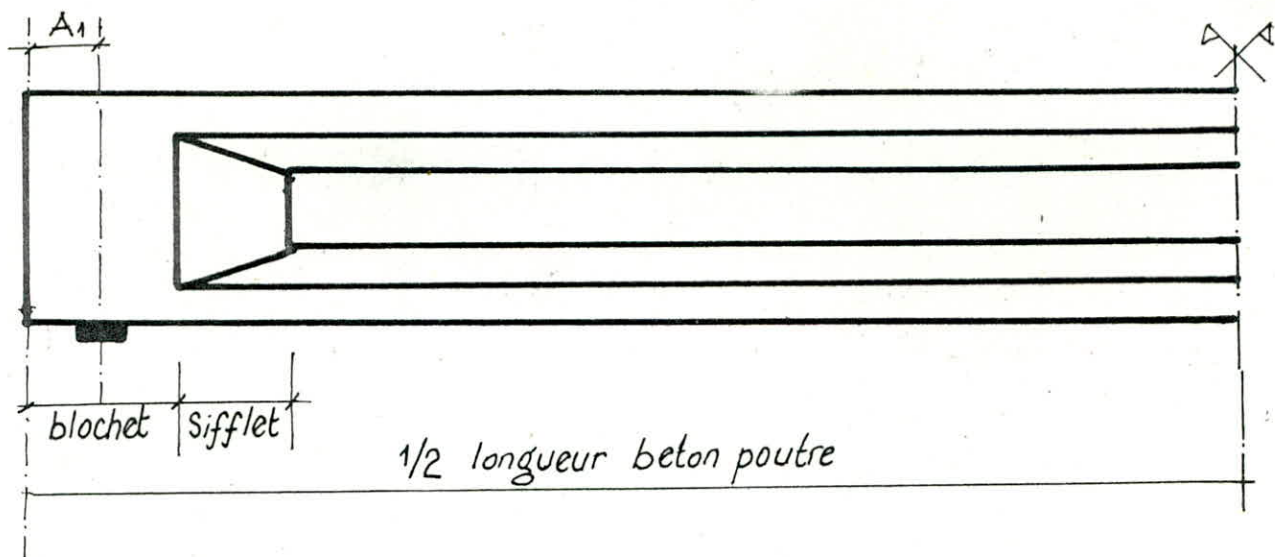
La Poutre en "I" sans blochet est définie par sa longueur, l'entrée des données se fera suivant le schéma (voir Page 12)

Pour définir ce genre de poutre il faudra introduire 3 bases et 5 hauteurs

c. Poutre en "I" avec blochet:

La poutre en "I" avec blochet, sera définie par la longueur du béton de poutre, la longueur du blochet, la longueur du siffet (raccordement de l'âme), puis les différentes bases et hauteurs en travée comme citées plus haut, les bases et hauteurs à l'about sont déduites directement par calcul.

Les Poutres étant des éléments prefabriqués, sont associées mécaniquement par des armatures transversales à la dalle ou hourdis.



	a l'about	en travée
Poutre rectangulaire		
Poutre en "I" sans blochet		
Poutre en "I" avec blochet		

Cette dalle est généralement coulée sur un coffrage perdu (predalle), la dalle et le coffrage perdu sont définis par leurs hauteurs et leurs bases suivant le schéma (voir page 16)

Il est noté que pour les poutres de ponts la largeur de la dalle à l'appui peut être différente de celle en travée, à l'about cette valeur sera :

$$* B_1 = B_3 \text{ si } B_1 \geq (B_1 - B_3) * 3/4$$

$$* B_1 = B_3 + 4 * A_1 / 3 \text{ si } B_1 < (B_1 - B_3) * 3/4$$

A_1 étant la distance de l'appui à l'extrémité du tablier

II - CARACTERISTIQUES GÉOMETRIQUES

Les caractéristiques géométriques sont calculées pour une section en travée et une section à l'about pour chaque section le calcul se fera pour :

- Poutre seul

* Section nette $N=0$

* Section homogénéisée $N=4$ (Ponts) ou bien $N=5$ (Batiments)

- Section Complète (Poutre + Hourdis)

* Section nette $N=0$

* Section homogénéisée

a. Association Poutre Hourdis :

Les deux béton (Celui des Poutres et celui de l'hourdis) ayant des modules d'élasticité différents, il devra être tenu en compte d'un coefficient d'équivalence, par simplification et ceci dans le sens de la sécurité nous prendrons ce coef égale à 1

$$\mu = 1$$

b. Section homogénéisée :

Dans le calcul des sections résistantes pour la justification des contraintes normales, il est tenu en compte des armatures longitudinales, la Sectio. d'armatures et alors multipliée par un Coéf d'équivalence

$$n = \frac{E_a}{E_{ie}}$$

Module d'élasticité instantané du béton de la poutre (diminué à cause de l'étuvage) PRAD DOC § 1,31

$$E_{ie} = 0,7 + \frac{0,3(j-1)}{28} \times 2400 \sqrt{\sigma'_{20}}$$

avec $\sigma'_{20} = 380$ bars

$$\Rightarrow n = \frac{E_a}{425000} \# 4,50$$

$$\Rightarrow \boxed{n = 4}$$

Le programme calcule les différentes caractéristiques géométriques qui sont

S : Section nette de la poutre ou de la section complète

I : Inertie de la poutre ou de la section complète

V : Distance de la fibre neutre par rapport à la fibre supérieure de la poutre (ou de la section complète)

V' : Distance de la fibre neutre par rapport à la fibre inférieure de la poutre (ou de la section complète)

E : Excentricité des cables de précontrainte à mi-travée

Z : Bras de levier du couple élastique

I/V : Module d'inertie par rapport à la fibre supérieure

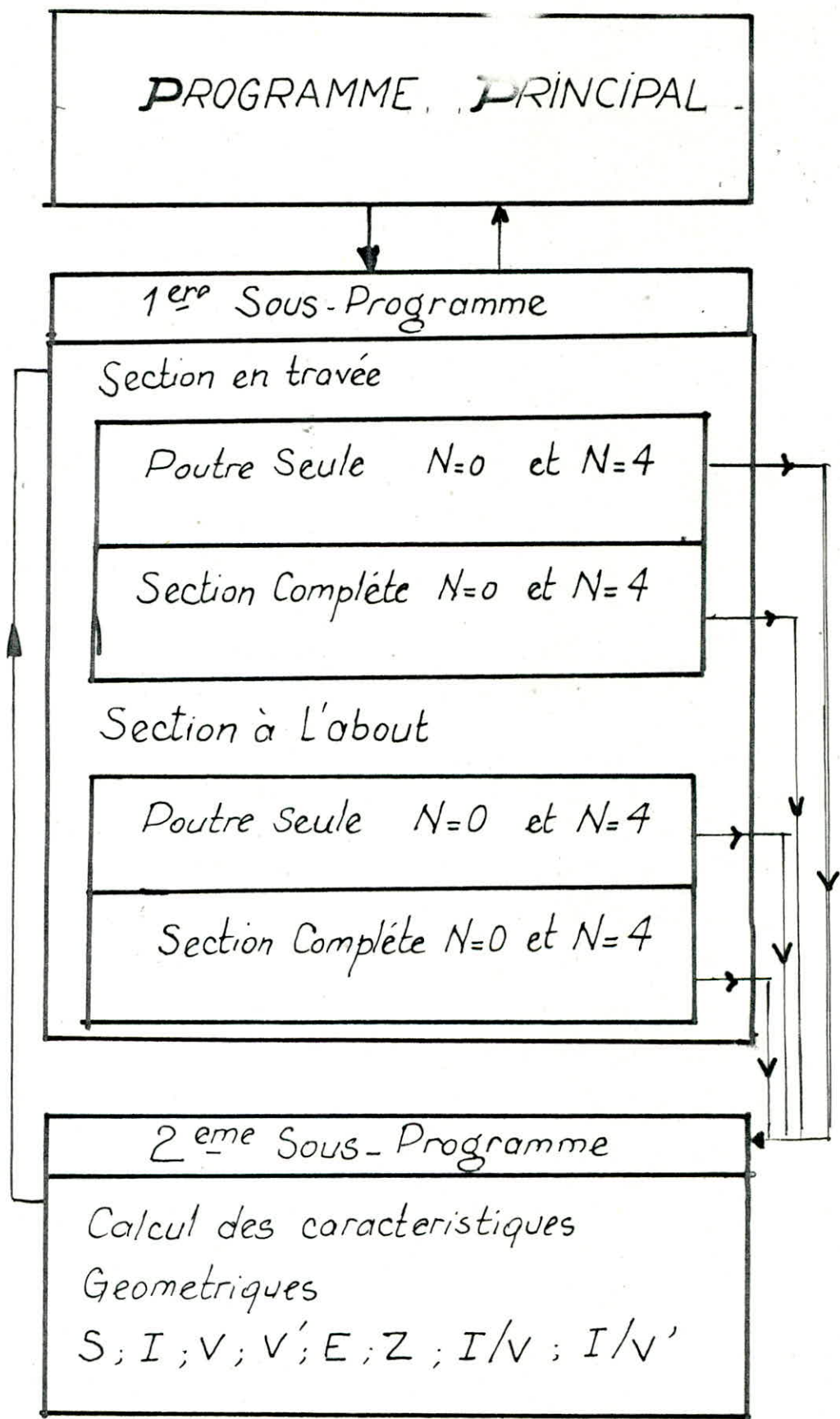
I/V' : Module d'inertie par rapport à la fibre inférieure

Toutes ces caractéristiques sont calculées avec $N=0$ et $N=4$

Le principe de calcul des différentes caractéristiques repose sur la décomposition de la section en plusieurs trapèzes

Pour le calcul des caractéristiques, le programme principal fait appel à 2 sous-programmes.

Un premier sous-programme qui se charge de transformer les données suivant les cas considérés (forme de la poutre et section considérée), et qui va envoyer ses données au 2^{ème} sous-programme qui se charge du calcul des différentes caractéristiques suivant les paramètres d'entrée (voir Page 16)



**CALCUL DES
FORCES DE PRECONTRAINTE**

V

CALCULS DE FORCES DE PRÉCONTRAINTES

Dans tous les cas le calcul des forces de précontraintes se fait en deux points différents

- à l'about
- en zone courante (mi-travée)

Il se fait aussi au début du 'I' si on est en présence d'une poutre avec blochet

I. LES PERTES DE PRECONTRAINTE :

On désigne sous le nom de pertes de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature à une époque donnée

Les pertes constituent un inconvénient en raison du moins bon rendement de l'acier, en effet pour obtenir une force finale de précontrainte déterminée il faudra appliquer à l'élément une force de précontrainte initiale supérieure ce qui entraîne qu'il faut une prévision aussi exacte que possible pour le calcul des ouvrages.

Il est à noter qu'il faut distinguer deux sortes de pertes

* Pertes instantanées

* Pertes différées

En pré-tension en plus de la phase de serrage il y a une phase intermédiaire très importante c'est le moment de la détention des armatures sur banc, c'est-à-dire à la mise en précontrainte en conséquence le calcul des pertes de précontrainte sera scindé en deux, le calcul des pertes effectué entre la mise en tension des armatures sur le banc et leur relâchement puis le calcul des pertes totales

a. le Retrait et le fluage

a.1 le retrait:

Le retrait du béton est un raccourcissement de celui-ci dans le temps sous l'effet de divers facteurs pour des conditions climatiques constantes ou peu variantes la valeur du retrait en fonction du temps peut s'exprimer sous la forme

$$\boxed{\epsilon = \epsilon_r \times r(t)} \quad \text{§ 6,1 de L'IP2}$$

ϵ_r : étant le retrait final du béton

$r(t)$: est une fonction du temps ($r(0)=0$ et $r(\infty)=1$)

La déformation finale est elle même donnée par :

- pour un béton non étuvé

$$\boxed{\epsilon_r = K_b \cdot \epsilon_c \cdot K_{e1} \cdot K_p} \quad \text{§ 1 de L'IP2}$$

K_b : dépend de la quantité relative d'eau libre dans le béton par l'intermédiaire du rapport E/C quotient des poids d'eau et de ciment entrant dans la fabrication d'un mètre cube (m^3) de béton

ϵ_c : Coefficient des conditions climatiques, fonction décroissante de l'humidité relative de l'air ambiant

K_{e1} : Coefficient dependant de l'épaisseur fictive

K_p : Coefficient dependant de la proportion d'armatures longitudinales

$$K_p = \frac{1}{1 + 20 \hat{\omega}_0}$$

Avec $\hat{\omega}_0$ designant le rapport de l'aire de la section des armatures longitudinales à celle de la section du béton qui les entourent ($\hat{\omega}_0$: appelée pourcentage géométrique de l'armature)
Si le béton est étuvé l'étuvage diminue le retrait de 20 %
La formule de ϵ_r devient :

$$\epsilon_r = 0,8 \cdot (K_b \cdot \epsilon_c \cdot K_{e1} \cdot K_p)$$

$r(t)$: paramètre définissant la vitesse du retrait et est différent suivant l'épaisseur de l'élément considéré.
Le retrait est d'autant plus rapide que l'eau peut plus facilement s'échapper du béton, c'est pourquoi $r(t)$ est donnée en fonction d'un temps fictif déterminé à partir du temps réel par :

$$t_f = t \cdot \sqrt{\frac{10}{e_m}}$$

e_m : designant l'épaisseur fictive

2.2 le fluage:

Lorsque le béton est maintenu sous charge, sa déformation n'est pas constante, mais augmente lentement et de façon continue, c'est le phénomène de fluage.

Les essais ont montré que la déformation se poursuit pendant des dizaines d'années avec une vitesse décroissante pour aboutir à une lente stabilisation. La déformation finale totale est de l'ordre du triple de la déformation instantanée, le phénomène de fluage peut se traduire par l'expression:

$$\epsilon_{fl} = \frac{\sigma'_b}{E_{ij}} \cdot K_{fl} \cdot r(t) \quad (\text{§ 2. de L'IP2})$$

on aura pour un béton non étuvé

$$K_{fl} = K_b \cdot K_c \cdot K_d \cdot K_{e2}$$

K_b : Comme pour le retrait

K_c : Coefficient dépendant des conditions climatiques

K_d : Coefficient dépendant du durcissement du béton à la mise en charge

K_{e2} : Coefficient dépendant de l'épaisseur fictive

E_{ij} : module de déformation qui est égale à

$$E_{ij} = 24000 \cdot \sqrt{\sigma'_j}$$

σ'_j : contrainte de relâchement du béton de poutre à la mise en précontrainte

2.3. Hypothèses prises en compte:

Au niveau du programme il a été pris des hypothèses sur chaque paramètre pour le calcul des différents coefficients, ces hypothèses considèrent:

1. béton dosé à 400 Kg/m^3
2. le rapport $E/c = 0,42$
3. humidité relative à 70%
4. à la mise en précontrainte à 1 jour réel sur un béton étuvé correspond correspond un âge de 7 jours fictifs sur un béton normal.
5. au coulage de la dalle à 20 jours réels correspond un âge fictif de 23 jours

Ce qui nous donne

$K_b = 1$	$E_c = 27,5 \cdot 10^5$	$K_c = 2,3$
$K_b(7j) = 1,4$	$K_d(23 \text{ jours}) = 1,1$	

K_{e1} et K_{e2} , dépendant de l'épaisseur fictive sont calculés par le programme suivant la courbe de L'I.P.2 programmées par tronçons de droites
Toutes les valeurs ci dessus sont programmées et peuvent-être modifiées au gré de l'utilisateur pendant la saisie et ceci grâce à un système de cli.
Il est à noter du fait des 2 valeurs de K_d nous aurons 2 valeurs de K_{fl} , et que $K_d(23 \text{ jours})$ dépend de la durée de stockage de la poutre

b. Pertes sur banc:

Les pertes sur banc ce sont toutes les pertes qui entre en ligne de compte lors de la mise sous tension des cables au niveau du banc
Le banc étant le moule dans lequel sera coulé le béton précontraint

b.1 Tension initiale: (§ 12.1 de L'I.P.2)

La tension - initiale σ_p est soit la plus petite des 2 valeurs

$$0,85 F_{rg} \text{ (Force de rupture garantie)}$$

$$\text{ou } 0,95 F_{tg} \text{ (Force de tension garantie)}$$

Soit éventuellement une valeur inférieure tributaire du procédé de mise en tension

b.2 Perte d'ancrage: (§ 12.2 de L'I.P.2)

Il s'agit de la perte de tension qui résulte de la somme de deux phénomènes, le tassement éventuel de l'ancrage (rentrée des clavettes) et le glissement éventuel de l'armature par rapport à son ancrage lors du blocage de celui-ci sur les têtes d'ancrage sur le banc, cette somme est appelée g .
Le raccourcissement relatif de l'armature après le blocage de la clavette est:

$$\frac{\Delta l}{l} = \frac{g}{l}$$

la perte correspondante sera

$$\Delta \sigma_a = E_a \cdot \frac{g}{l} \cdot A_p$$

l : longueur du banc

g : rentrée d'ancrage

b.3 Perte par relaxation sur banc:

Le temps entre la mise en tension des armatures et la mise en précontrainte des poutres est d'environ 16 heures pendant cette période une part de relaxation s'effectue d'où la perte par relaxation sur banc s'écrira.

$$\Delta \sigma_p = (\sigma_{p_0} - \Delta \sigma_a) \cdot \frac{\rho_{16}}{100}$$

σ_{p_0} : tension initiale

$\Delta \sigma_a$: perte d'ancrage

ρ_{16} : relaxation à 16 heures

b.4 Perte par retrait instantané sur banc:

On a le retrait total

$$\epsilon_r = 0,8 (K_b \cdot \epsilon_c \cdot K_{e1} \cdot K_p)$$

Le béton étuvé à la mise en précontrainte à 1 jour est équivalent à un béton non étuvé de 7 jours d'où le retrait sur banc

$$\Delta \sigma_r = \epsilon_r \cdot r(t) \cdot E_a \cdot A_p$$

b.5 Perte thermique:

Du fait de l'étuvage, les armatures et le béton vont se dilater, les coefficients de dilatation thermique de l'acier et du béton sont pratiquement égaux entre eux donc on aura

$$\Delta \sigma_\theta = \frac{\Delta L}{L + \Delta L} \cdot E_a \cdot A_p = \frac{\Delta L}{L} \cdot E_a \cdot A_p$$

avec $\Delta L = \alpha \cdot \Delta \theta \cdot L$

$\Delta \theta$ étant le gradient de température subi par le fil en degré Centigrade. L'armature est chauffée sur toute sa longueur et l'on peut écrire.

$$\Delta \sigma_\theta = \alpha \cdot \Delta \theta \cdot E_a \cdot A_p$$

avec $\Delta \theta$ différence entre la température maximum à l'étuvage et la température ambiante

b.6 Hypothèses prise en compte:

Les hypothèses prises en compte pour les pertes sur banc sont tel que suit.

1. rentrée d'ancrage $g = 0,005$ mètres
2. $f_{16} = 0,75\%$
3. à 7 jours réels correspond 6 jours fictifs on aura $r(t) \neq 1$
4. Coefficient de dilatation alpha $\alpha = 1 \cdot 10^{-5}$
5. $\Delta \theta = 50^\circ \text{C}$

Toutes ces valeurs peuvent-être modifiées au cours de la saisie
Il est à noter que la longueur du banc est une donnée d'entrée

C) Pertes instantanées :

1 à la longueur d'établissement de la précontrainte
La longueur d'établissement de la précontrainte est la longueur où la valeur de l'abscisse au delà de laquelle la compression due à la précontrainte intéresse toute la section (I.P.2)

Cette longueur se traduit par la formule

$$l_e = \sqrt{(\delta_l \cdot l_{sn})^2 + (h_p)^2} \quad (\text{§ 34.2 de l'I.P.2})$$

avec δ_l : 0,8 ou 1,2 selon la vérification considérée

l_{sn} : longueur de scellement des armatures

$$h_p = h - d'$$

h : étant la hauteur totale de la poutre seule

d' : étant le centre de gravité des armatures

Le calcul de la perte par déformation instantanée est faite par un calcul itératif et vaut :

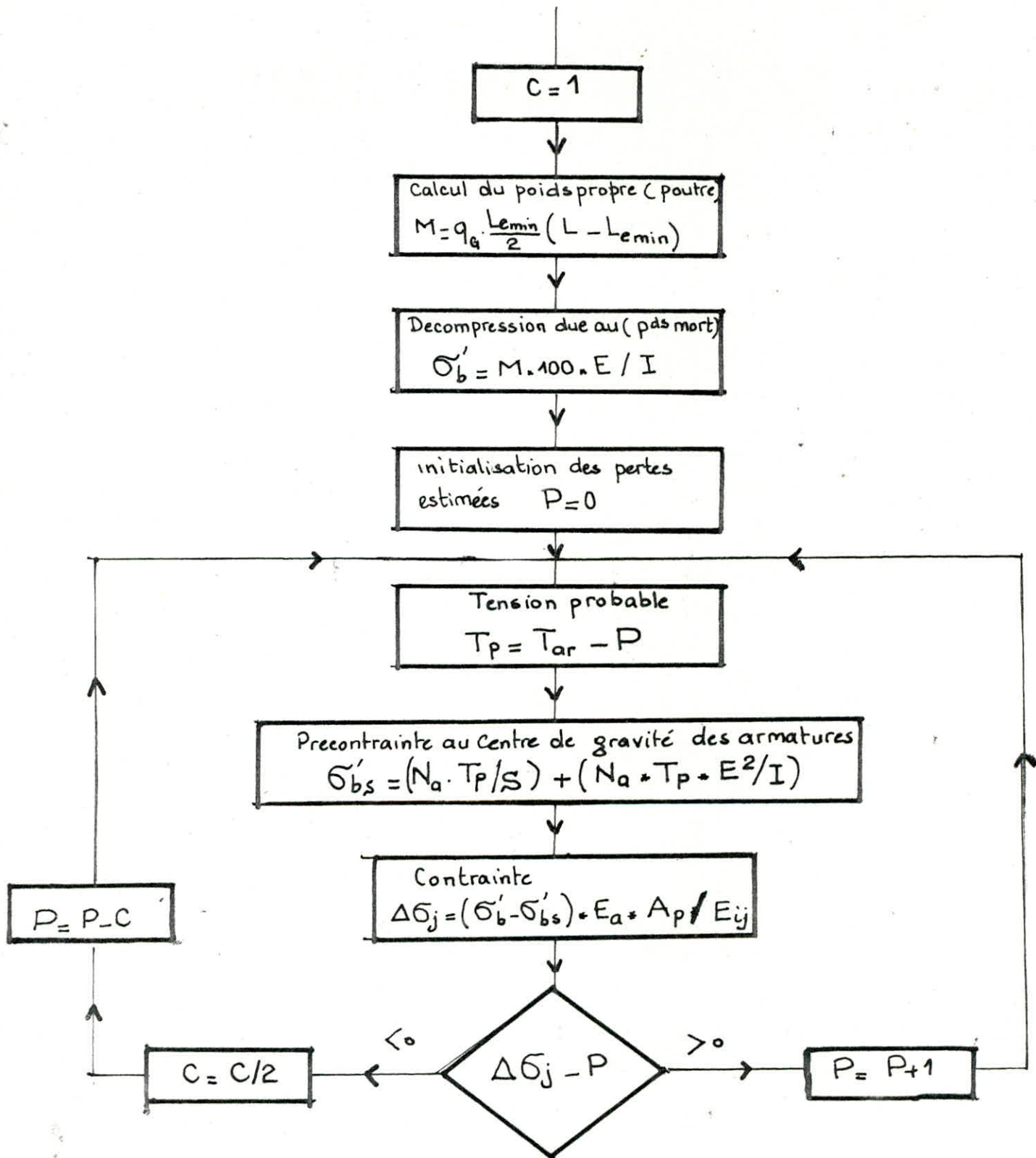
$$\Delta \sigma_i (l_e) = \sigma'_{bj} \cdot \frac{E_a}{E_{ij}} \cdot A_p$$

où σ'_{bj} : Contrainte de compression finale au niveau du centre de gravité des armatures dues à la précontrainte et à la compression due au poids mort

$$E_{ij} = 0,7 \times 24000 \sqrt{\sigma'_j}$$

σ'_j : Contrainte caractéristique du béton en compression à la mise en précontrainte, en bars

Le calcul par itération au niveau du sous-programme "Calcul des forces de précontrainte" a été établi suivant l'organigramme ci-après



T_{ar} : tension avant-relachement

N_a : aciers actifs à l'about

= 0

(A)

La précontrainte est calculée seulement avec les aciers actifs à l'about et le moment dû au poids mort est calculé avec la longueur totale de la poutre

C.2 Valeurs Caractéristiques des tensions :

Les valeurs caractéristiques des tensions sont calculées à la distance "X" égale à la différence entre la distance du point considéré et la distance de l'appui à l'extrémité de la poutre ces valeurs sont définies comme suit

$$F_{max} = 1,02 \sigma_{p0} - 0,8 \Delta \sigma_{pj}$$

$$F_{min} = 0,98 \sigma_{p0} - 1,2 \Delta \sigma_{pj}$$

$\Delta \sigma_{pj}$: Somme des différentes pertes sur banc

De là on aura les précontraintes maximales et minimales après mise en précontrainte

* Précontrainte maximale :

$$\eta_0 = \frac{N_a \cdot F_{max}}{S} - \frac{N_a \cdot F_{max} \cdot E}{I/V} \quad \text{fibre supérieure}$$

$$\eta'_0 = \frac{N_a \cdot F_{max}}{S} - \frac{N_a \cdot F_{max} \cdot E}{I/V'} \quad \text{fibre inférieure}$$

* Précontrainte minimale :

$$\eta_0 = \frac{N_a \cdot F_{min}}{S} - \frac{N_a \cdot F_{min} \cdot E}{I/V} \quad \text{fibre supérieure}$$

$$\eta'_0 = \frac{N_a \cdot F_{min}}{S} - \frac{N_a \cdot F_{min} \cdot E}{I/V'} \quad \text{fibre inférieure}$$

N_a : étant le nombre d'armatures actives au droit de la section about ou mi-travée

D. Pertes différées :

Elles sont dues à ce que le béton subit un raccourcissement différés croissant pendant plusieurs années, ce raccourcissement engendre une diminution de la contrainte de traction de l'armature de précontrainte.

Les déformations de retrait et de fluage sont considérées dans les calculs comme deux phénomènes indépendants dont les effets s'additionnent

D.1 sur poutre seul au stockage

Ces pertes sont estimées comme étant une fraction des pertes différées totales que la poutre subirait si elle restait seule indéfiniment

D.1.1 retrait différé :

Les pertes par retrait différé sont la différence entre les pertes par retrait total et les pertes (par) déjà effectuées sur banchage
perte par retrait total est égale à :

$$\Delta \sigma_r = \epsilon_r \cdot E_a \cdot A_p$$

D.1.2 relaxation différée

La perte par relaxation différée est la plus petite entre les 2 valeurs

$$\Delta \sigma_p = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2,4 \cdot p_0 \cdot 1000}{100} \cdot \frac{(T_p - 0,55 \cdot F_{rg})}{0,25 \cdot F_{rg}} \cdot T_p \\ \frac{2,4 \cdot p_0 \cdot 3000}{100} \cdot \frac{(T_p - 0,55 \cdot F_{rg})}{0,25 \cdot F_{rg}} \cdot T_p \end{array} \right.$$

D.2 FLUAGE :

Le calcul de la perte par fluage est fait par un calcul itératif, cette perte est donc estimée au début du calcul, les pertes par retrait, fluage et relaxation étant concomitantes on tient compte de ce fait en affectant les pertes différées d'un terme correcteur appelé terme de concomitance,

il est de la forme :

$$\Delta\sigma = \frac{\Delta\sigma_p \cdot (\Delta\sigma_R + \Delta\sigma_{fl})}{T_p - 0,55 F_{rg}} \quad (\text{\S 12,3,1 de L'IP2})$$

$\Delta\sigma_{fl}$ = perte due au fluage

T_p = Tension probable à la mise en precontrainte

La résolution du calcul itératif a été établie comme suit au niveau du sous-programme (voir organigramme P.29)

D.3 Calcul des pertes pendant la durée de stockage

Les pertes pendant la durée de stockage sont égales à une partie des pertes totales ces pertes sont calculées suivant la formule suivante

$$\Delta\sigma_{di} = C_0 \cdot (\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_p + \Delta\sigma_{fl} - \Delta\sigma)$$

C_0 : étant un coefficient de perte qui est donné d'après la loi $r(t)$ fonction du temps fictif.

Au niveau du programme le coefficient de pertes C_0 est déduit directement pour une durée de stockage de 20 jours ou 90 jours, par toute autre durée se référer à la courbe de L'IP2

D.3.1 Tension avant coulage :

la Tension avant coulage sera donc égale à :

$$T_{ac} = T_p - \Delta\sigma_{di}$$

D.3.2 Valeurs caractéristiques des pertes au stockage

$$F_{max} = 1,2 [\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_p + \Delta\sigma_{fl} + \Delta\sigma] \cdot C_0$$

(à suivre page 30)

$C = 1$

Calcul du moment dû au poids mort
 $M = q_G(l_e - l_a)/2 - (l - (l_e + l_a))$

Décompression due au poids mort
 $\sigma' = M \cdot 100 \cdot E / I$

Initialisation du fluage estimé
 $\Delta\sigma_{fl} = 0$

terme de concomitance
 $\Delta\sigma = (\Delta\sigma_{fl}(\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl})) / (T_p - 0,55 F_{rg})$

Variation de précontrainte
 $\Delta\sigma_s = -\sigma'_b \cdot (\Delta\sigma_p + \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} - \Delta\sigma) / T_p$

Contrainte de Compression résiduelle
 $\sigma'_{bj} = \sigma'_b + \sigma' + \Delta\sigma_s$

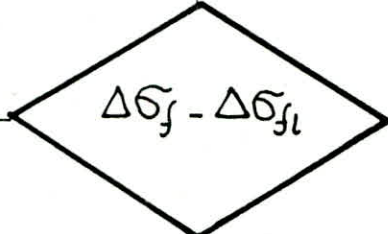
Vérification du fluage - estimé
 $\epsilon_{fl} = 0,7 \cdot K_{fl} \cdot \sigma'_{bj} \cdot R_r / E_{ij}$

$\Delta\sigma_f = \epsilon_{fl} \cdot E_a \cdot A_p$

$\Delta\sigma_{fl} = \Delta\sigma_{fl} - C$

$C = C/2$

$\Delta\sigma_{fl} = \Delta\sigma_{fl} + 1$



ⓑ

$$F_{min} = 0,8 [\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_p + \Delta\sigma_{fl} - \Delta\sigma] \cdot C_0$$

d'où l'on déduit les variations de contraintes dans le béton en fibre supérieure et en fibre inférieure

Contraintes maximum

$$\sigma_0 = - \left(\frac{N_a \cdot F_{max}}{S} - N_a \cdot \frac{E \cdot F_{max}}{I/V} \right) \quad \text{fibre supérieure}$$

$$\sigma'_0 = - \left(\frac{N_a \cdot F_{max}}{S} + N_a \cdot \frac{E \cdot F_{max}}{I/V'} \right) \quad \text{fibre inférieure}$$

Contraintes minimum

$$\sigma_0 = - \left(\frac{N_a \cdot F_{min}}{S} - N_a \cdot \frac{F_{min} \cdot E}{I/V} \right) \quad \text{fibre supérieure}$$

$$\sigma'_0 = - \left(\frac{N_a \cdot F_{min}}{S} + \frac{N_a \cdot F_{min} \cdot E}{I/V'} \right) \quad \text{fibre inférieure}$$

E. Sur Section Complète au stade final :

La Perte différée sur section complète est évaluée avec les pertes totales calculées comme si la section complète était réalisée dès le début, diminuée des pertes effectuées en phase de stockage pour le retrait et la relaxation on fait de même que pour le cas de la poutre seule au stockage

E.1. Organigramme de Calcul

On estime les pertes par fluage, d'où un calcul itératif et on calcule ensuite le terme de concomitance, suivant l'organigramme ci-après

$$C = 1$$

Decompression due à l'hourdis + coffrage

$$\Delta \sigma_{hc} = -M_r \cdot 100 \cdot E / I - M_c \cdot 100 \cdot E / I$$

initialisation du fluage estimé

$$\Delta \sigma_{fe} = 0$$

Calcul du terme de concomitance

$$\Delta \sigma_{sc} = \Delta \sigma_p \cdot (\Delta \sigma_r + \Delta \sigma_{fe}) / (T_p - 0,57 F_{rg})$$

Pertes différées sur Section Complète

$$\Delta \sigma_{dc} = \Delta \sigma_r + \Delta \sigma_p + \Delta \sigma_{fc} - \Delta \sigma_{sc} - \Delta \sigma_{di}$$

Variation de Précontrainte sur Section Complète

$$\Delta \sigma_n = - \left(\frac{N_a \cdot \Delta \sigma_{dc}}{S} + \frac{N_a \cdot \Delta \sigma_{dc} \cdot E^2}{I} \right)$$

$$E \Delta \sigma = \Delta \sigma_n + \Delta \sigma_{nc}$$

Contrainte due à la Précontrainte

$$\sigma'_b = \frac{N_a \cdot T_{ac}}{S} + \frac{N_a \cdot T_{ac} \cdot E^2}{I}$$

$$E_{f lc} = 0,7 (K_{f l 7} (\sigma'_p + \sigma_p) \cdot R_r / E_{ij}) + K_{f l 2 3} \cdot E \cdot \Delta \sigma \cdot R_r / E_{ij}$$

$$\Delta \sigma_{f lc} = E_a \cdot A_p$$

$$\Delta \sigma_{f lc} - \Delta \sigma_{f e}$$

$$C = C / 2$$

$$\Delta \sigma_{f lc} = \Delta \sigma_{f lc} + 1$$

$$\Delta \sigma_{f e} = \Delta \sigma_{f e} - C$$

E2 Valeurs caractéristiques des pertes de précontrainte

$$F_{\max} = 1,2 * \Delta\sigma_{di}$$

$$F_{\min} = 0,8 * \Delta\sigma_{di}$$

d'où les pertes de précontrainte

* Pertes de précontrainte minimum

En fibre supérieure de l'hourdis

$$\eta_1 = - \frac{N_a \cdot F_{\max}}{S} - \frac{N_a \cdot F_{\min} \cdot E}{I \cdot V}$$

En fibre supérieure de la poutre

$$\eta_2 = - \frac{N_a \cdot F_{\max}}{S} - \frac{N_a \cdot F_{\max} \cdot E \cdot (V-H)}{I}$$

En fibre inférieure de la poutre

$$\eta_3 = - \frac{N_a \cdot F_{\max}}{S} + N_a \frac{F_{\max} \cdot E}{I \cdot V'}$$

* Pertes de précontraint max

En fibre supérieure de l'hourdis

$$\eta_1' = \eta_1 + \frac{F_{\max}}{F_{\min}}$$

En fibre supérieure de la poutre

$$\eta_2' = \eta_2 + \frac{F_{\max}}{F_{\min}}$$

En fibre inférieure de la poutre

$$\eta_3' = \eta_3 + \frac{F_{\max}}{F_{\min}}$$

E.3 Valeurs caractéristiques des tensions

$$T_{\max} = 1,02 \cdot \sigma_p - 0,8 \cdot \Delta \sigma_{pj}(x)$$

$$T_{\min} = 0,98 \cdot \sigma_p - 1,2 \Delta \sigma_{pj}(x)$$

avec $\Delta \sigma_{pj}(x)$ = Somme des pertes totales sur banc + pertes instantannées
+ pertes différées

La contrainte dans le béton due à la précontrainte à l'abscisse de moment max est la somme algébrique des différentes contraintes amenées pendant les différentes phases de construction

F. ELaboration du sous-programme

Calcul des forces de précontrainte

Le sous-programme a été créé de façon à calculer les forces de précontrainte à la longueur d'établissement de la précontrainte, à mi-travée, au début du si la poutre comporte un blochet et au niveau du sifflet. Si la longueur d'établissement de la précontrainte se trouve à ce niveau, Ces quatre cas sont distingués séparément au niveau de l'entrée des données et ceci grâce à un aiguilleur qui est la variable "O"; au niveau du sous-programme pour chaque cas distinct la variable "O" prend une valeur, le sous-programme accepte les données d'entrée pour le cas considéré et procède à partir de là aux différents calculs

Les différentes valeurs de "O" pour les cas considérés sont les suivantes.

O=1 : Calcul à la longueur d'établissement de la précontrainte

O=2 : Calcul à mi-travée (abscisse du moment maximum)

O=3 : Calcul au début du "I"

O=4 : Calcul au sifflet

Le sous-programme est classé au niveau du fichier central de l'ordinateur sous le nom de "BPER1", et porte le nom de SUB Perte en tant que sous programme d'exécution.

Les appellations des différentes variables ont pour principe d'être les initiales de la variable donnée

Exemple

Tension probable : T_p

Tension avant coulage : T_{ac}

Pertes différées sur poutre seule au stockage $\Delta \bar{\sigma}_{di}$: D_{sdi}

Au niveau du programme principal les sous-programmes sont définis par leurs paramètres d'entrée et de sortie

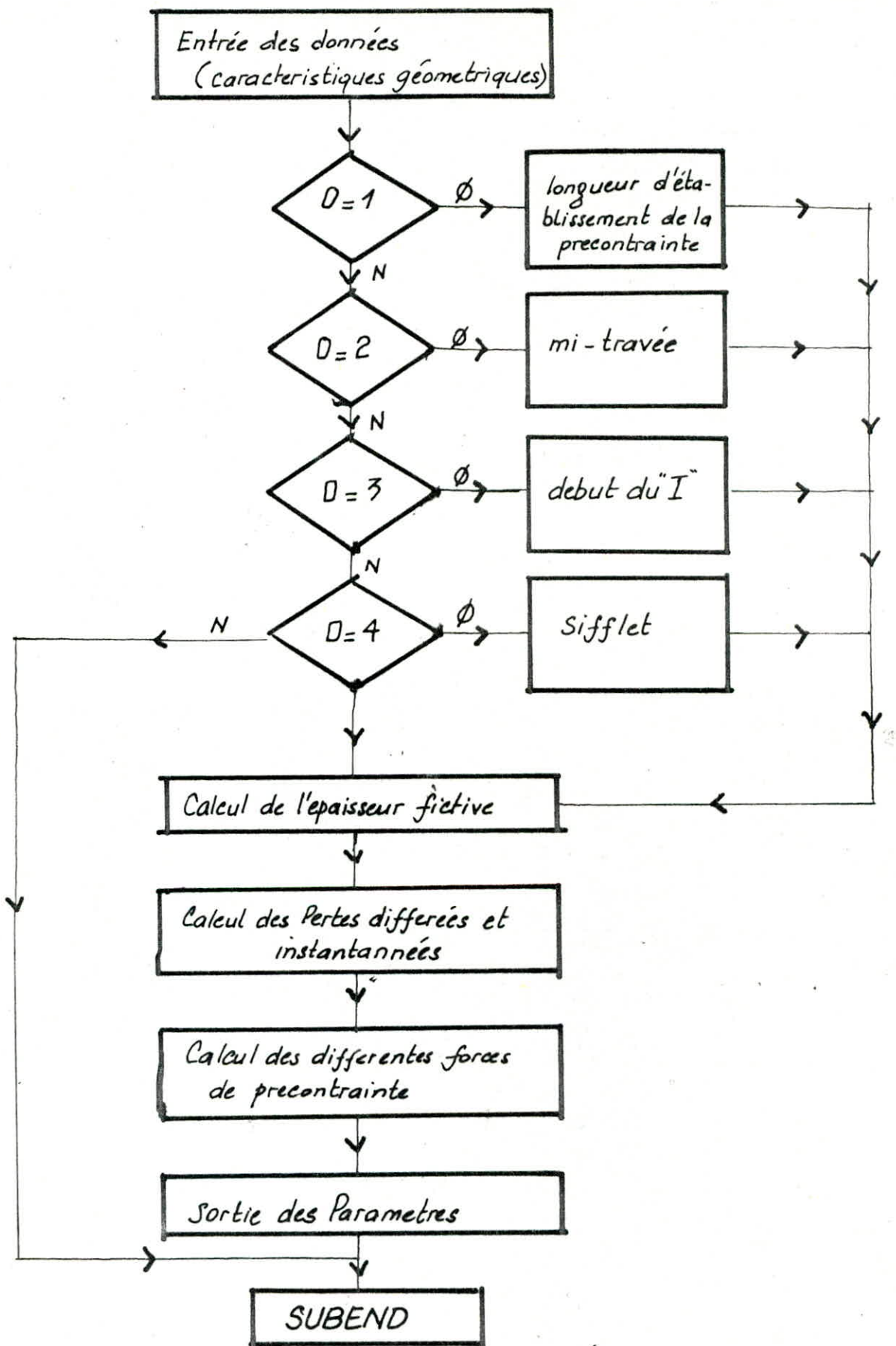
Les paramètres d'entrée pour le sous programme "BPER1" sont :

- * les différentes caractéristiques géométriques

Les paramètres de Sortie sont :

- + Les forces de précontrainte

- * Les contraintes dues à la précontrainte



VERIFICATION DES ABOUTS A LA
MISE EN PRECONTRAINTTE

VI

VERIFICATION DES ABOUTS A LA MISE EN PRÉCONTRAINTÉ

L'opération de mise en précontrainte est une phase de construction il faut donc vérifier pendant cette phase la section la plus défavorable à l'état limite d'utilisation, c-à-d, à l'abscisse de la longueur d'établissement de la précontrainte. Cette vérification prend en compte l'épaissement d'âme à l'about, dans le cas de poutre en "I" avec blochet

I. ARMATURES GAINÉES AUX ABOUTS.

Le gainage d'une armature de précontrainte à pour but de neutraliser l'adhérence de cette armature au béton sur une certaine longueur

Le gainage est réalisé par un tube en général souple, qui entoure l'armature et qui n'a aucune adhérence avec celle-ci

Le gainage nécessite des précautions importantes

- Etanchéité parfaite de la gaine
- maintien de la gaine à son extrémité pour éviter son déplacement sur l'armature en cours de fabrication
- Longueur de gainage à respecter
- nombre d'armatures gainées et position à respecter

L'obligation de prévoir aux abouts des poutres de gainage de certaines armatures peut découler de l'une ou de l'autre ou des deux types de vérifications suivantes

1°) Justification sous les sollicitations normales en phases de construction

2°) Justification de l'équilibre général de la zone d'about des poutres.

a. Justification sous les sollicitations normales en phase de contraction :

Dans les poutres précontraintes par armatures adhérentes, les contraintes de compression les plus élevées ont lieu en fibre inférieure à la mise en précontrainte de la poutre. A ce moment les pertes prises en compte sont les plus faibles et évidemment la poutre est seule alors que dans le temps la précontrainte diminue et la poutre est associée à une table de compression.

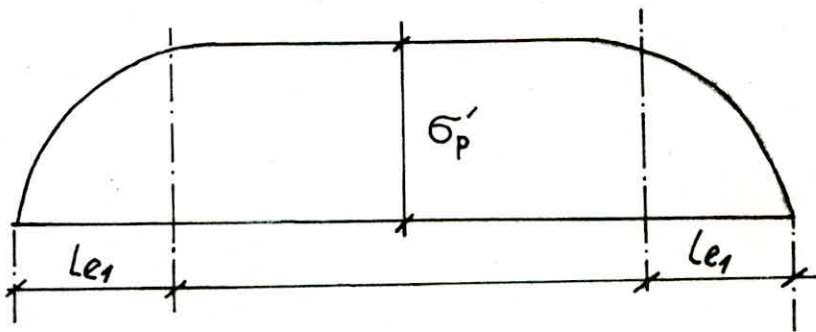
À la mise en précontrainte (état à vide) il y a cumul des contraintes dues à la précontrainte et des contraintes dues à l'action du poids-propre. La précontrainte se calcule avec sa valeur caractéristique maximale (à la mise en précontrainte)

La contrainte due à l'action du poids propre de la poutre avec sa valeur caractéristique minimale (I.P2)

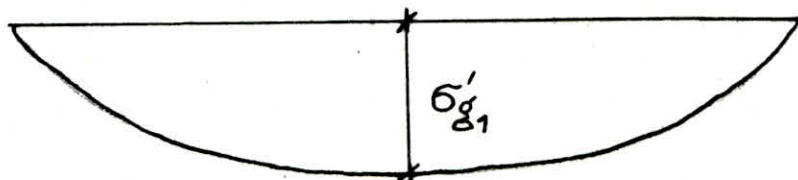
En tout point de la poutre le cumul de ces deux contraintes doit être inférieur à la contrainte admissible

$$\bar{\sigma}'_j = \frac{\sigma'_j}{1,5}$$

σ'_j : résistance caractéristique à la compression à la mise en précontrainte



- Schéma de la contrainte σ_p' en fibre inférieure due à la précontrainte



- Schéma de la contrainte σ_{g_1}' en fibre inférieure due à g_1

1^{er} Cas:

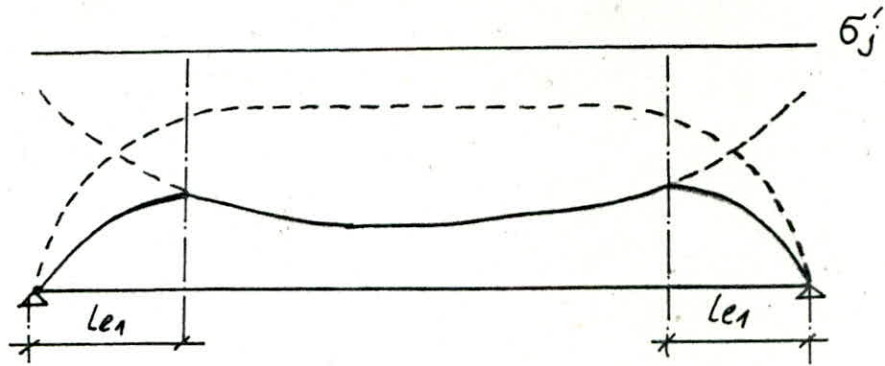
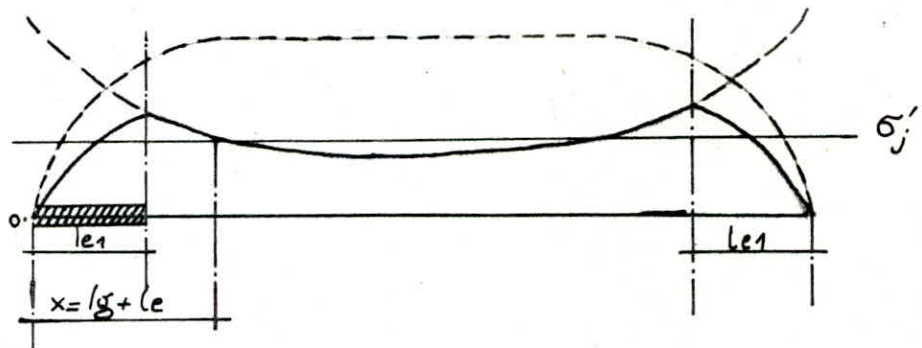


Schéma représentatif du cumul des 2 précédents schémas
on remarque que la contrainte maximale a lieu à l'abscisse de L_{e1} .

2^{eme} Cas:



Dans ce schéma le cumul des contraintes dépasse la contrainte admissible entre l'about et le point A un gainage est nécessaire sur une longueur l_g telle que:

$$x = l_g + L_{e1}$$

L_{e1} est la longueur d'établissement de la précontrainte de la totalité des armatures de la poutre

A l'examen du schéma (Cas n°2) on voit que l'abscisse x du point A ne peut être inférieure ou égale à L_{e1} .

Le cas $x = L_{e1}$ correspond au cas limite et dans ce cas la longueur de gainage est égale à 0

II. VERIFICATIONS DES CONTRAINTES NORMALES

a. longueur de la zone de régularisation des contraintes (§ 34,2 IP2)

- longueur minimum :

$$X_1 = l_{e1} = \sqrt{(0,8 l_{sn})^2 + h_p^2}$$

- longueur maximum :

$$X_2 = l_{e2} = \sqrt{(1,2 l_{sn})^2 + h_p^2}$$

$$h_p = H - D'$$

D' : Centre de gravité des armatures à l'about

A la mise en précontrainte sur le banc la poutre appuie sur ces extrémités d'où la longueur de calcul sera prise égale :

longueur du béton de poutre - 2 · (longueur de l'appui à l'extrémité de la poutre)

b. ordonnées de la section d'enrobage.

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

d'où

$$\text{niveau bas} = X(1) - (0,62 + 2 \cdot m)$$

$$\text{niveau haut} = X(n) - (0,62 + 2 \cdot m)$$

$X(1)$: distance de la 1^{ère} nappe d'armatures par rapport à la base (cm)

$X(n)$: distance de la dernière nappe d'armatures par rapport à la base (cm)

c. Calcul des contraintes :

- Contrainte en fibre supérieure

$$\sigma_{fs} = \sigma_o' + 0,98 \cdot Q_g \cdot \frac{l_{e1} \cdot (L - l_{e1})}{2} \cdot 100 \cdot \frac{1}{I}$$

- Contrainte au niveau supérieur (section enrobage)

$$\sigma_r = H - \left(\frac{H + n_o}{n_o - n_o'} \right)$$

N_h : niveau haut

- Contrainte en niveau inferieur section enrobage

$$\bar{\sigma}_{ni} = (V_r - N_b) \cdot \frac{n_0}{V_r} + 0,98 \cdot Q_g \cdot \frac{L_{e1} \cdot (L - L_{e1})}{2} \cdot 100 \cdot \frac{(N_b - V)}{I}$$

- Contrainte en fibre inferieure

$$\bar{\sigma}_{fi} = n_0 - 0,98 \cdot Q_g \cdot \frac{L_{e1} \cdot (L - L_{e1})}{2} \cdot 100 \cdot \frac{V}{I}$$

D. Verification de la Contrainte fictive à L'about :

(I.P2 § 34.6.1)

$$\bar{\sigma}_{cf} = \frac{N_a \cdot F_{max}}{S}$$

S: surface du beton jusqu'à la limite superieure de la zone tendue

D.1 Reprise conventionnelle des tractions dans la zone tendue

$$A_c \geq \frac{0,1}{100} \cdot B + \frac{F_B}{\sigma_e}$$

B: aire du beton tendu

F_B: effort de traction correspondant à cette aire

E. Verification après gainage :

Le calcul de la verification après les gainages est un calcul itératif
Soit x l'abscisse pour laquelle le cumul des contraintes est verifié

(x > L_{e1})

On peut écrire l'équation générale

$$\bar{\sigma}_p' \left(\begin{array}{l} \text{pour un nombre} \\ \text{d'armatures de} \\ \text{precontrainte donnée} \end{array} \right) - \frac{Q_g \cdot x \cdot (L - x)}{2 \cdot I / \sqrt{}} = \bar{\sigma}_j$$

de cette equation on tire x , la longueur de gainage qui en decoule est:

$$Lg = x - L_e$$

F. Elaboration du sous-programme

"Verifications des contraintes à L'about"

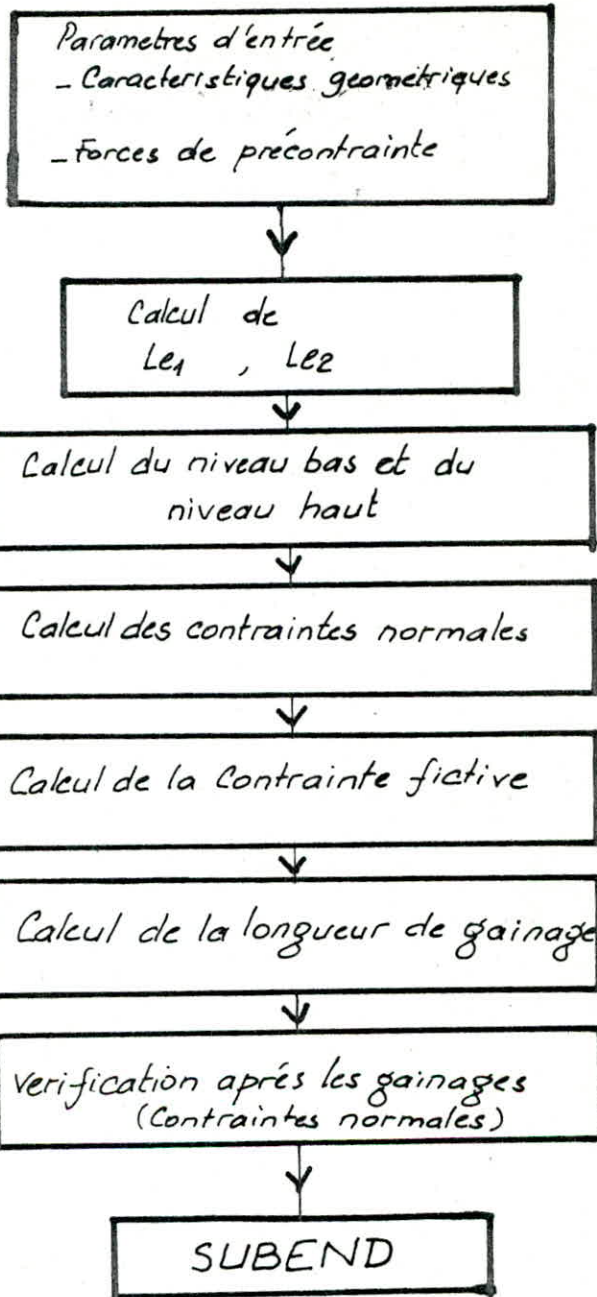
Ce sous-programme calcule les contraintes normales et la longueur de gainage necessaire, il est connu au niveau du fichier principal sous le nom de "Bvdc" et de "SUB Verif-per" comme sous-programme executable

Paramètres d'entrée :

- Caracteristiques géométriques
- force de précontrainte à la longueur d'établissement de précontrainte et à mi-travée

Paramètres de sortie :

- Longueur de gainage
- niveau bas de la section d'enrobage



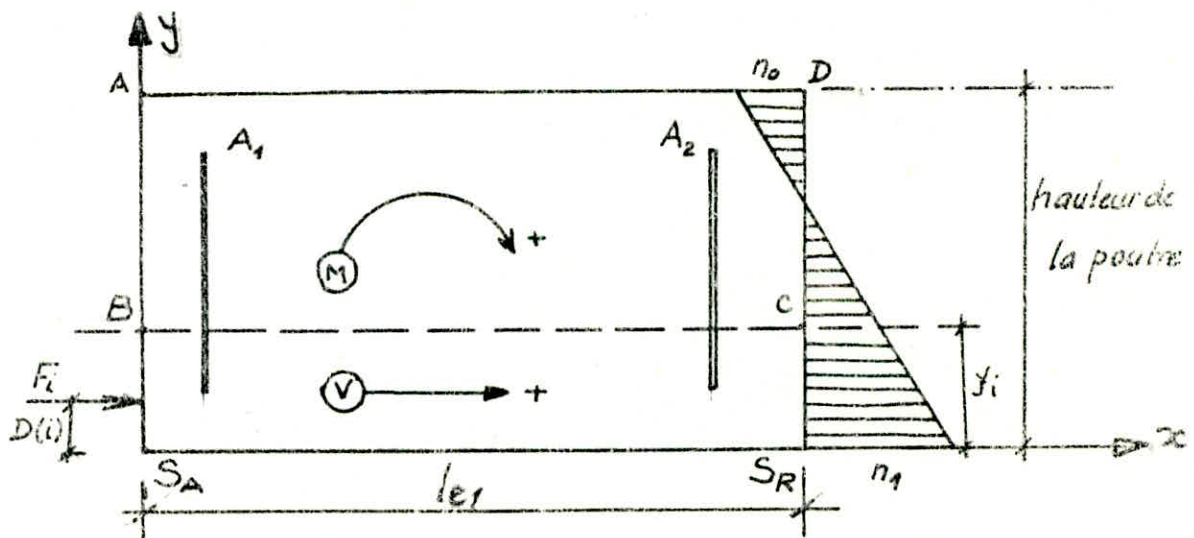
III ETUDE DE L'EQUILIBRE DE LA ZONE D'ABOUT

L'étude de l'équilibre de la zone d'about consiste à étudier tout élément ABC de cette zone par rapport à l'autre partie de l'about.

La section S_A de l'about reçoit l'effet des forces de précontrainte, la section S_R reçoit l'effet du diagramme de précontrainte, S_R se trouve au niveau de l'établissement de la précontrainte, donc là où les contraintes sont maximales.

L'équilibre général de tout élément de cette zone, isolé par un plan de coupe parallèle à l'axe longitudinal de la pièce, ces coupures seront faites avec un pas de 4,5 cm.

Y_i est l'ordonnée des différents plans de coupures par rapport auxquels sont calculés les divers sollicitations, compte tenu des conventions de signes.



M_1 : moment donné par le diagramme de précontrainte

M_2 : moment donné par les câbles de précontrainte

$M = M_1 + M_2$; moment résultant

V_1 : effort tranchant donné par le diagramme de précontrainte

V_2 : effort tranchant donné par les câbles de précontrainte

$V = V_1 + V_2$ effort tranchant résultant

a. Le taux de cisaillement : τ_{01}

Après avoir calculer les efforts tranchants, on calcul ensuite τ_{01} comme suit

$$\tau_{01} = \frac{2V}{b \cdot x}$$

V : effort tranchant résultant

b : largeur au niveau de la coupure

$x = l_{e1}$: longueur d'établissement de la précontrainte

b. Le taux de cisaillement : τ_{02}

C'est le taux de cisaillement qui est déduit de l'effort tranchant extérieur et se calcul à chaque coupure sous la forme :

$$\tau_{02} = \frac{Q_g \cdot L_p / 2 \cdot S}{b \cdot I}$$

Q_g : poids moyen de la poutre

L_p : longueur de la poutre

S : moment statique de la section se trouvant au-dessus de la coupure

b : largeur correspondant à la coupure

I : moment d'inertie de la section complète de la poutre

c. Le taux de cisaillement : τ

τ : étant la somme des deux taux τ_{01} et τ_{02} mais suivant la condition

$$\tau = \begin{cases} -\tau_{01} & \text{si } \tau_{01} < 0 \\ \tau_{01} + \tau_{02} & \text{si } \tau_{01} > 0 \end{cases}$$

IV VERIFICATIONS ET CALCUL DES CONTRAINTES ET ARMATURES POUR SES EFFORTS

a. Verification vis-à-vis des moments

2.1 Calcul des armatures A_1 et A_2

Après avoir calculer tout les moments à chaque coupure, par calcul on tire le moment max (positif) et le moment max (négatif)

* les armatures A_1 correspondent au moment max positif et ils sont calculés de la forme

$$A_1 = \frac{M_p}{z \cdot \bar{\sigma}_a}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{cn}$$

* les armatures A_2 correspondent au moment max négatif.

$$A_2 = \frac{M_n}{z \cdot \bar{\sigma}_a}$$

M_p : moment positif max

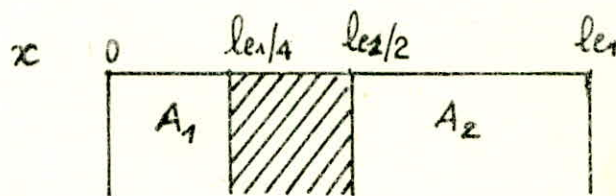
M_n : moment négatif max

$$z = l_e/3$$

2.2 Emplacement des armatures A_1 et A_2

Les armatures A_1 et A_2 qui reprennent les efforts seront placées comme suit:

(I.P.2 Ann IV, 1,32a)



2.3 Vérification des contraintes dues aux moments

le moment max qui sera pris au calcul de la contrainte maximale est le moment max entre les deux moments M_p et M_n en valeur absolue

$$M_{\max} = \max \begin{cases} |M_p| \\ |M_n| \end{cases}$$

la contrainte max

$$\sigma_{\max} = \frac{6 M_{\max}}{b (l_{e1})^2}$$

b : largeur correspondante à la coupure de ce moment

Cette contrainte max, il faut qu'elle vérifie l'inégalité suivante

$$\sigma_{\max} \leq 1,3 \bar{\sigma}$$

$\bar{\sigma}$: contrainte admissible à la traction

b. Vérification vis-a-vis de l'effort tranchant

Des taux de cisaillement τ on déduit τ_{\max} et doit vérifier l'inégalité suivante

$$\tau_{\max} \leq 1,5 \bar{\sigma}$$

b.1 Calcul des armatures :

Les armatures transversales renaissant dans la zone de régularisation doivent satisfaire à la règle de couture, la contrainte de cisaillement totale à considérer étant écriée à la valeur suivante :

$$\tau_{\text{craie}} = \tau_{\max} \left[1 - \frac{\bar{\sigma}}{3 \cdot \tau_{\max}} \right]$$

* La règle de couture

Les armatures devraient être placées sur une longueur de $l_1/2$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot t} \bar{\sigma}_a (\cos \alpha + \sin \alpha) \geq \tau_{\text{craie}} - \sigma'$$

La vérification globale (§ 1,32 a2) $\rightarrow \sigma' = 0$; les armatures sont verticales $\rightarrow \cos \alpha + \sin \alpha = 1$
de là on tire les armatures de couture

$$A_t \geq \frac{\tau_{\text{craie}} \cdot b_0 \cdot l_1/2}{\bar{\sigma}_a}$$

Ces armatures sont placées à $l_1/2$ de long à partir de l'about de la poutre
C. Pourcentage minimal

Il est nécessaire, dans tout les cas, de concentrer des armatures transversales à l'extrémité de l'élément pour reprendre les efforts de compression, provenant de l'effet poisson, et de prévoir un pourcentage minimum d'armatures sur le reste de la longueur de scellement

0,30 % de l'aire de la coupure horizontale de longueur l_{e2}

$$A = \frac{0,3}{100} \cdot l_{e2} \cdot b_0$$

l_{e2} : longueur d'établissement de la précontrainte maximale

b_0 : la plus petite largeur de la section à l'about de la poutre

V ARMATURES POUR EFFORTS D'ÉCLATEMENT

La contrainte d'adhérence (frottement) maximale s'exerce au voisinage de l'about de poutre, en effet lorsque l'armature est relâchée elle a tendance à gonfler par effet poisson donc des efforts d'éclatement apparaissent, il est préférable de prévoir une frette hélicoïdale (autour de chaque armature ou bien toute autre disposition telle que cadres, étriers et frette) embrassant l'armature puissent reprendre sous contrainte égale à la limite élastique un effort total correspondant à environ 25 % de l'effort de précontrainte passant dans l'armature

2. Procédure de calcul :

Deux coupures sont à considérées pour déterminer le nombre de lits et nappes qui permet de calculer le pourcentage de l'effort total

* Coupure verticale \rightarrow branches horizontales des frettes

$$\% \text{ de } \sum F \rightarrow \frac{n_{\text{nappes}} \times 10 \%}{n_{\text{câbles}}}$$

* Coupure horizontale \rightarrow branches verticales de frettes

$$\% \text{ de } \sum F \rightarrow \frac{n_{\text{lits}} \times 10 \%}{n_{\text{câbles}}}$$

* loi générale

prise à 4 % de $\sum F$

Pour dimensionner les frettes on tire l'effort à un certain % de $\sum F$

$$(\% \text{ de } \sum F) = \max \begin{cases} \% \text{ de } \sum F & (\text{nappes}) \\ \% \text{ de } \sum F & (\text{Lits}) \\ 4\% \text{ de } \sum F & (\text{loi générale}) \end{cases}$$

Calcul de cet effort

$$F_{(\text{pour les frettes})} = \frac{n_{\text{câbles}} * (\% \text{ de } \sum F) * F}{100}$$

Soit une section des frettes

$$A_{(\text{frettes})} = \frac{F_{(\text{frettes})}}{\bar{\sigma}_a}$$

ELABORATION DU SOUS-PROGRAMME

le sous programme connu sous le nom "BVERA" et SUB Ver.-about

→ Paramètres d'entrée

- Caractéristiques géométriques de la poutre (à la zone d'établissement de la précontrainte)
- Forces de précontrainte
- Contraintes maximales à l_1

- Paramètres de sortie

- les moments, efforts tranchants, taux de cisaillement
- les armatures A_1 et A_2
- armatures de couture
- armatures d'éclatement

VERIFICATION A L'ETAT LIMITE
D'UTILISATION

VII

VERIFICATION A L'ETAT LIMITE D'UTILISATION

I. GÉNÉRALITÉS

La justification de la stabilité d'un élément doit comprendre obligatoirement deux vérifications

- 1) La Sécurité par rapport à la rupture, soit par accroissement des actions extérieures, soit par diminution de la résistance ultime des matériaux, doit être suffisante
- 2) Le niveau des contraintes en service doit être limité de façon que l'ouvrage ait un comportement convenable et que sa durabilité soit assurée

Dans un élément précontraint, l'on conçoit qu'avec une armature convenable, on puisse supprimer complètement les contraintes de traction d'un élément de précontrainte et donc d'éliminer le risque de dégradation du béton précontraint sous l'action des agents atmosphériques

Selon ces instructions, le béton d'un ouvrage en précontraint devrait rester "en tout ses points en parfait état d'intégrité, sans fracture ni fissure" (IP.2)

En effet sous réserve que les précautions indispensables soient prises pour protéger l'acier de la corrosion, n'était-il pas possible d'autoriser un certain degré de fissuration comme on le fait dans les ouvrages en béton armé

L'analyse de différents facteurs a conduit à distinguer trois (03) genres différents de vérification des contraintes

Verification du genre I :

Elle s'assure que sous les sollicitations de service, les contraintes normales de flexion sont toujours de compression, ce genre convient au ouvrage situé dans un milieu tres agressif.

Verification du genre II :

S'assure que les sollicitations ne provoquent pas l'ouverture de fissures
verification applicable à des éléments d'ouvrage normalement exposés aux intemperies

Verification du genre III :

Elle suppose admissible l'existence de fissures sous les sollicitations de service.

II. VALEURS CARACTERISTIQUES DES MOMENTS des actions de longue durée

L'ouvrage est supposé en charge

On obtient les valeurs caractéristiques des moment des actions de longue durée en ponderant les moments probables par les coefficients suivants

	valeurs caractéristiques max	valeurs caractéristiques min
Poids propre poutre	1,03	0,98
Poids propre hourdis	1,06	0,96
Superstructure	1,20	0,80

(directives communes : § 4.)

III. CONTRAINTES AMENEES PAR LES CHARGES.

Ces contraintes sont calculées

- en fibre inférieure de la poutre
- à la limite inférieure de la section d'enrobage
- en fibre supérieure de la poutre
- en fibre inférieure de l'hourdis
- en fibre supérieure de l'hourdis

Les moments on prend compte pour les actions de longue durée les valeurs caractéristiques maximum des moments, pour les actions de courte durée, on prend les valeurs caractéristiques des sollicitations d'utilisations.

a) Les contraintes :

Caractéristiques des sections prises en compte.

Poutre	Section poutre seule	$N=0$
Hourdis	Section poutre seule	$N=0$
Superstructure	Section Complète	$N=0$
Action de courte durée	Section Complète	$N=4$

IV. ESTIMATION DES CONTRAINTES DUES AU RETRAIT DIFFERENTIEL et AU FLUAGE GÉNÉ

A. Retrait différentiel de la dalle par rapport à la poutre

La valeur du retrait différentiel prise en compte est donnée par la formule

$$\epsilon = \epsilon_{rh} - \epsilon_{rp} [1 - r(t_f)]$$

ϵ_{rh} : retrait total de la dalle

ϵ_{rp} : valeur totale de la poutre donnée par le calcul des poutres

$r(t_f)$: est le temps fictif pendant lequel la poutre a fait son retrait avant coulage de la dalle

B. VALEUR des contraintes amenees par le retrait
differentiel de la dalle de section (bh₀)

Contrainte en fibre inferieure de la poutre :

$$\sigma = \epsilon \cdot E_v \cdot b \cdot h_0 \left[\frac{1}{B} - \frac{(v - h_0/2) v'}{I} \right]$$

Contrainte au niveau bas de la section d'enrobage :

$$\sigma = \epsilon \cdot E_v \cdot b \cdot h_0 \cdot \left[\frac{1}{B} - \frac{(v - h_0/2) (v' - d)}{I} \right]$$

Contrainte en fibre superieure de la poutre :

$$\sigma = \epsilon \cdot E_v \cdot b \cdot h_0 \left[\frac{1}{B} - \frac{(v - h_0/2) (H - v')}{I} \right]$$

Contrainte en fibre inferieure de la dalle :

$$\sigma = \epsilon \cdot E_v \cdot b \cdot h_0 \left[\frac{1}{B} - \frac{(v - h_0/2) (H - v' + h)}{I} \right] - \epsilon \cdot E_v$$

Contrainte en fibre superieure de la dalle :

$$\sigma = \epsilon \cdot E_v \cdot b \cdot h_0 \left[\frac{1}{B} - \frac{(v - h_0/2) \cdot v}{I} \right] - \epsilon \cdot E_v$$

V ESTIMATION DES CONTRAINTES DUES AU FLUAGE GENE de la POUTRE PAR LA DALLE

En raison du caractère estimatif de ce calcul, il est loisible de considérer les valeurs probables au lieu des valeurs caractéristiques.

Le coulage de la dalle à (j) jours gene le fluage de la poutre et introduit une modification dans la distribution des contraintes dans la section

Si α est la part de la déformation finale prise en compte par la poutre seule à (j) jours tout se passe comme si une part α des efforts dues à la précontrainte et au poids mort de la poutre seule et prise en compte par la poutre seule et le complément ($1-\alpha$) par le montage.

$$\alpha = \frac{1 + r(t_j) \cdot (K_{fl})_e}{1 + (K_{fl})_e}$$

Rappelons que $(K_{fl})_e = 0,5$ (K_{fl} du béton normal correspondant au moment du coulage de la dalle)

$$\alpha = \frac{1 + 0,20 K_{fl}}{1 + 0,50 K_{fl}}$$

Connaissant α et $1-\alpha$, on doit calculer les contraintes sur les fibres étudiées comme il est dit plus haut et les comparer à celles obtenues par le calcul normal. pour connaître l'ordre de grandeur des contraintes supplémentaires, dont il faut tenir compte dans les calculs.

Pour une fibre quelconque par le premier calcul

$$\sigma_1' = \alpha \left[\frac{F}{S} + \frac{F \cdot e_p \cdot V_p}{I_p} + \frac{M}{I_p} \cdot V_p \right] + (1-\alpha) \left[\frac{F}{S_m} + \frac{F \cdot e_m \cdot V_m}{I_m} + \frac{M}{I_m} \cdot V_m \right]$$

Pour une fibre quelconque par le deuxième calcul

$$\sigma_2' = \left[\frac{(F+P)}{S_p} + \frac{(F+P) \cdot e_p \cdot V_p}{I_p} \right] + \frac{M}{I_p} \cdot V_p - \left[\frac{P}{S_m} + \frac{P \cdot e_m \cdot V_m}{I_m} \right]$$

Contrainte supplémentaire à prendre en compte

$$\sigma = \sigma_1' - \sigma_2'$$

F : effort probable de précontrainte

P : Perte probable sur le montage seul.

VI. HYPOTHÈSES PRISES EN COMPTE :

1. La valeur de (t_f) est fonction de la durée de stockage en temps fictif on prendra une épaisseur moyenne des poutre de 15 cm
La programmation à été faite pour une durée de stockage de 20 jours ou 90 jours au choix (§ 1,5 de l'I.P.2)

2. Calcul de E_{rh}

$$E_{rh} = K_d \cdot E_c \cdot K_{e1} \cdot K_p$$

de façon générale, les coefficients peuvent être considérés comme constants avec les hypothèses simplificatrices suivantes :

- dosage de la dalle $c = 350 \text{ Kg/m}^3$

$E/c \approx 0,5 \text{ à } 0,47$, d'où $K_d = 1$

- $E_c = 27,5 \cdot 10^{-5}$

- K_e est fonction de l_m , pour les ouvrages étudiés l_m varie de 13 à 16 l_m max, K_e varie de 0,95 à 0,90, nous prendrons une valeur moyenne constante de l_m d'où

$$* K_e = 0,93 *$$

- K_d est fonction de l'aire de la dalle et des armatures placées parallèlement à la portée des poutres, la aussi en moyenne $\hat{\omega}$ varie de $0,25 \cdot 10^{-2}$ à $0,40 \cdot 10^{-2}$ et K_p de 0,95 à 0,92 nous retiendrons une valeur moyenne de

$$* K_p = 0,94 *$$

- E_{rh} pris en compte dans les calculs du programme est constant et est égal à

$$* E_{rh} = 1 \cdot 27,5 \cdot 10^{-5} \cdot 0,93 \cdot 0,94 = 2,4 \cdot 10^{-4} *$$

- Valeur de E programmée

$$* E = 2,4 \cdot 10^{-4} - 0,68 E_{rp} *$$

- Autres hypothèses

$$* E_v(\text{dalle}) = 8000 \cdot \sqrt{\sigma_j'} \text{ (bars)} *$$

Les Caractéristiques de section complète prises en compte sont celles calculées avec $n=0$

VII VERIFICATION DES CONTRAINTES ADMISSIBLE SOUS CHARGES TOTALES.

Genre de précontraintes

Genre	tractions		Compression
	hors zone d'enrobage	dans zone d'enrobage	
I	0	0	$\sigma'_{28} / 1,8$
II _a	$-\sigma_{28}$	$-\sigma_{28}$	$\sigma'_{28} / 1,8$
II _b	$-1,6 \sigma_{28}$	$-\sigma_{28}$	$\sigma'_{28} / 1,8$

Les contraintes finales sont la somme de toutes les contraintes dues au retrait différentiel et au fluage gênés

VIII ARMATURES DU VOLUME DE TRACTION

Il ya lieu de prévoir une section d'armatures passives égale à la somme des deux termes suivants

- 0,1 % de l'aire de la partie de béton tendue
- Le quotient du volume de traction par la limite élastique σ_e des armatures utilisées

Dans le cas des poutres précontraintes par armatures adhérentes, on peut diminuer la section ci-dessus d'une quantité A_p à condition de remplacer σ_e par la plus petite des trois valeurs suivantes

- σ_e
- $\tau_e - \sigma_p$
- 2600 η (bars)

A_p étant la section d'armatures de précontrainte située à une distance du parement le plus tendu au plus égale aux $\frac{2}{3}$ de la hauteur du béton tendu

IX ELABORATION DU SOUS-PROGRAMME "Vérification à l'état Limite d'utilisation"

Le sous-programme est connu sous le nom "BveLu", et SUB ver-etat-Lim-ut comme sous-programme d'exécution.

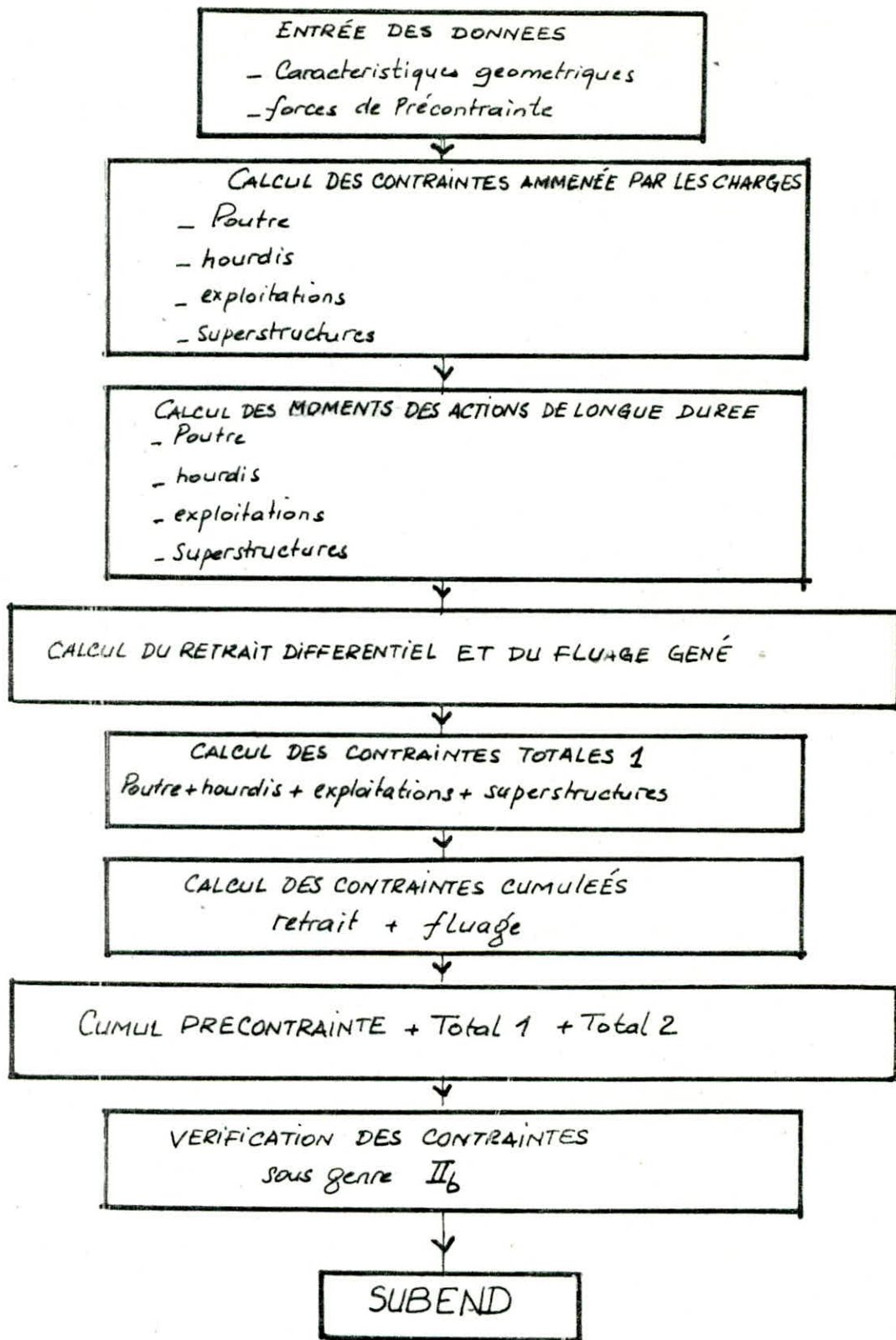
Ce sous-programme calcule les contraintes totales et fait les vérifications sous genre II.b

Paramètre d'entrée

- Caractéristiques géométriques
- forces de précontrainte

Paramètre de sortie

- Valeurs des moments des actions de longue durée.



VERIFICATION A L'ETAT LIMITE
ULTIME

VIII

VERIFICATION A L'ETAT LIMITE ULTIME

Il a été déjà souligné le caractère particulier des ouvrages en béton précontraint, pour lesquels, le fait d'adopter des contraintes modérées pour le cas des charges extrêmes ne garantit pas la sécurité vis-à-vis d'une augmentation de ces charges : en effet les contraintes des éléments précontraint varient en fonction linéaire des charges mais non de façon proportionnelle, en raison des contraintes dues à l'action des armatures actives qui viennent compenser l'effet des charges et surcharges. La vérification à la rupture constitue donc une étape obligatoire de la vérification d'un ouvrage et l'expérience montre en effet qu'elle influe sur le dimensionnement des pièces.

I. SOLLICITATIONS LIMITES ULTIMES

le diagramme de la déformation de la section à l'état limite ultime doit être tel que que la force reprise par les aciers est égale à celle reprise par le béton

à hypothèses utilisées

2.1 béton de table

Pour les zones comprimées dont la largeur est croissante (ou constante) vers les fibres les plus comprimées

- béton de table

$$\sigma'_b = \frac{0,85 \sigma'_j}{k_b \cdot \gamma_b}$$

k_b : 0,85 (charges routières)

γ_b : 1,5

$$\Rightarrow \sigma'_b = \frac{\sigma'_j}{1,5}$$

la vérification à l'état limite ultime se faisant sur l'ouvrage terminé $\sigma_j' = \sigma_{28}'$
 du béton de dalle B.A coulé en oeuvre

a.2 Acier de précontrainte:

force des aciers de précontrainte

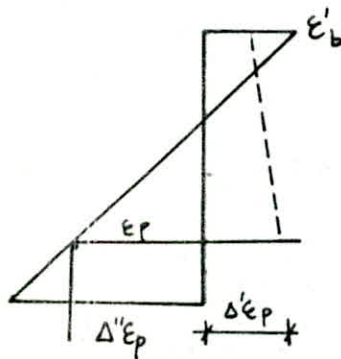
$$F_p = \max \begin{cases} 0,88 F_{Tg} \\ 0,76 F_{rg} \end{cases}$$

$$\epsilon_d = \frac{F_p * 100}{A_p * E_a}$$

a.3 Aciers passifs:

$$\sigma_a = \frac{\sigma_e}{1,1} \quad E_a = 200\,000 \text{ bars}$$

b. Diagramme allongement contraintes:



$\Delta'\epsilon_p$ = Complément d'allongement accompagnant le retour à 0 de la contrainte du béton

$\Delta''\epsilon_p$ = Complément d'allongement au delà de la décompression

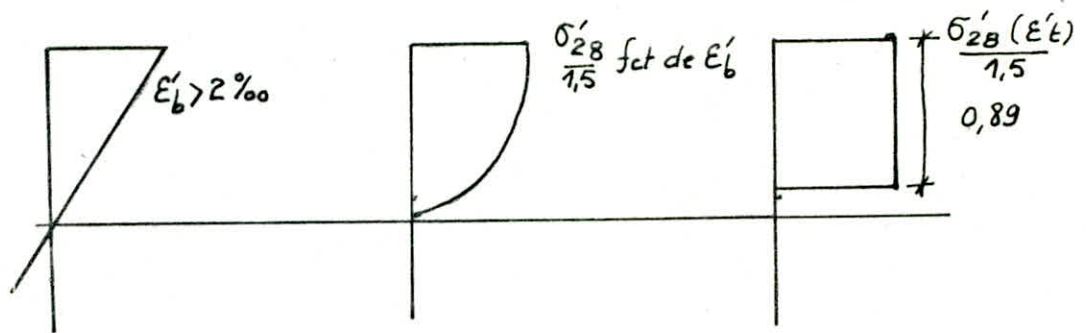
Dans nos calculs $\Delta'\epsilon_p$ sera négligée

$\Delta''\epsilon_p$ est limitée à un allongement de 10%

ϵ_0 sera l'allongement des aciers de précontrainte tendus à leur contrainte caractéristique minimum.

Généralement à l'état limite ultime les déformations pour ce type de section se situe dans le domaine (1)

Pour le calcul du moment limite on aura recours au diagramme rectangulaire simplifié mais en considérant la contrainte σ'_b qui correspond au raccourcissement exact du béton suivant le diagramme parabole - rectangle



II EQUILIBRE DE LA SECTION

La sollicitation est une action de flexion composée, on fixe donc l'un des paramètres de cette sollicitation, en l'occurrence l'effort normale. Soit P l'effort de précontrainte en caractéristique minimum

$$1,2 P = F_b - A_a \sigma_a - \sum_{i=1}^n \Delta \epsilon''_{p_i} \cdot A_{p_i} \cdot E_a$$

La comparaison porte donc ensuite sur le moment flechissant

III. VERIFICATION DES POUTRES POSÉES AVEC ETAIEMENT

La vérification est faite pour le cas de poutres posées avec 1 ou 2 étaitements il y a 3 conditions qui peuvent être prépondérantes

a. Condition N°1 :

La contrainte de traction en fibre inférieure de la poutre à l'abscisse la plus défavorable doit être en service inférieure à $\bar{\sigma}_b$ en général, suivant les règlements (I.P.2)

Cette condition peut se traduire par la formule suivante.

$$\left[\alpha(q_g + q_h) - k(\alpha - 1)q_h + (q_g + q_h + q_r) \right] \frac{L^2}{8} \leq (\sigma'_b + \bar{\sigma}_b) \frac{I}{V'}$$

q_h = Poids de l'hourdis en kg/m^2

q_r = Poids du revêtement en kg/m^2

avec

$$k = \frac{5}{4} \left[1 - \frac{5}{16} \cdot \frac{q_h(\alpha - 1)}{\alpha(q_h + q_g) + (q_r + q_g)} \right] \quad \text{pour 1 étai}$$

$k = 1,063$ pour 2 étais.

b. Condition N°2 :

la contrainte en fibre supérieure du montage à l'abscisse la plus défavorable doit être en service, inférieure à la contrainte admissible $\bar{\sigma}_b$ définie à l'article 9.4 du B.A 68

Elle se traduit par la formule suivante

$$k(q_h + (q_g + q_h + q_r)) \cdot \frac{L^2}{8} \leq \frac{I}{V'} \bar{\sigma}_b$$

$k = 1,25$ pour 1 étai

$k = 1,063$ pour 2 étais

condition n°3:

la contrainte de traction en fibre supérieure de la poutre au droit de l'étai, au coulage de la table de compression (phase construction) ne doit pas excéder $\bar{\sigma}_{b1}$ (posée avec étais)

soit la vérification suivante

$$n_0 + n_1 + n_2 \geq \bar{\sigma}_{b1}$$

n_1 : contrainte sous q_g au droit de l'étai

n_2 : contrainte sous q_h au droit de l'étai

$$n_1 = \frac{q_g \cdot x(L-x)}{2 \cdot I/V}$$

$$n_2 = \frac{q_h \cdot x(L-x)}{2 \cdot I/V}$$

x étant la distance à laquelle est posé l'étai

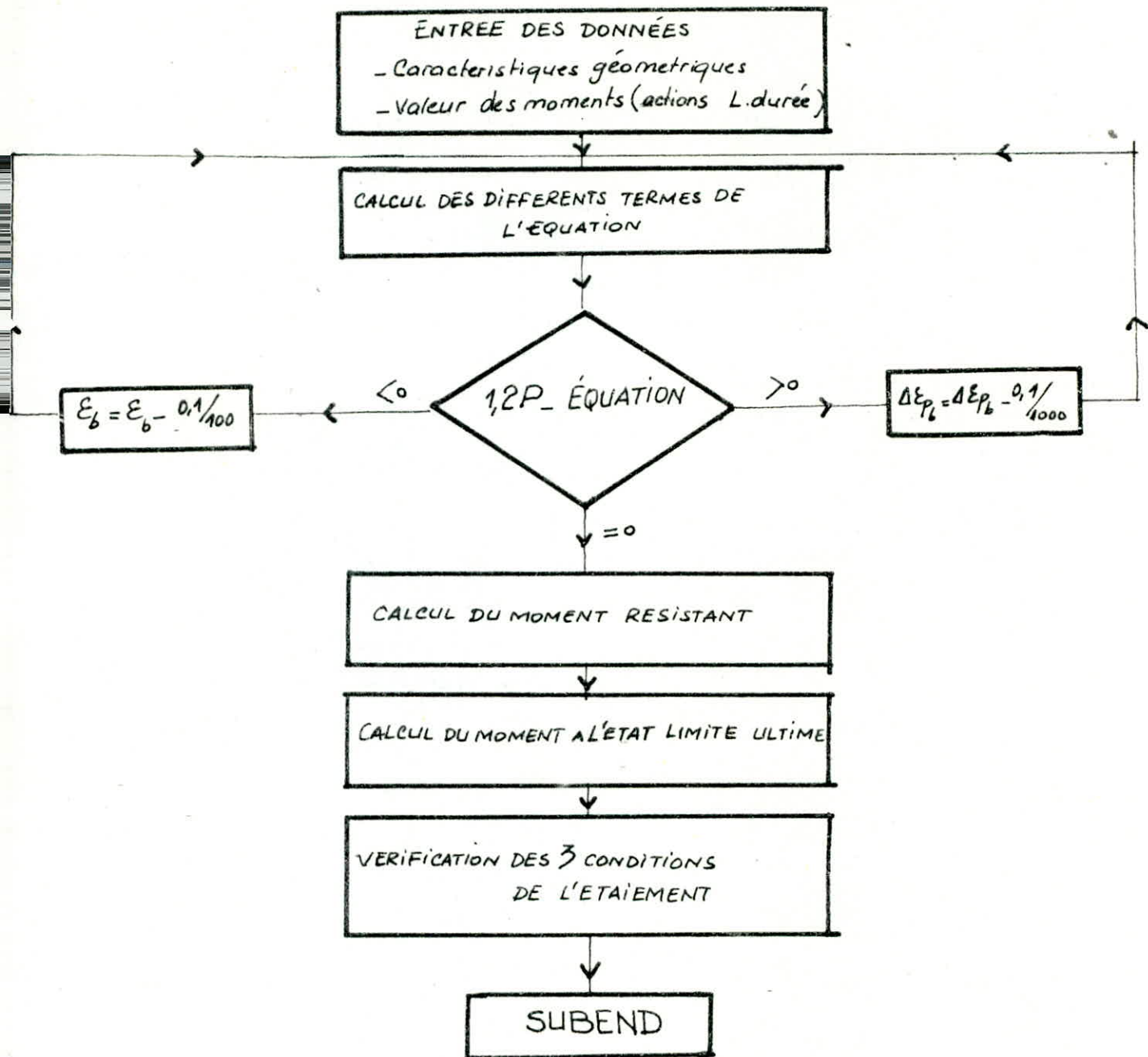
IV ELABORATION DU SOUS-PROGRAMME "Vérification à l'état Limite ultime"

Nommé "Bultim", sous programme SUB Ver-état - Lim - ult
sous programme utilise un calcul itératif pour égaliser l'équation
d'équilibre de la section, il fait aussi les vérifications pour les 3 conditions
des poutres posées avec étalement

Paramètres d'entrée

- Caractéristiques géométriques
- Valeur des moments des actions de longue durée

voir organigramme ci-après



VERIFICATION DES SOLLICITATIONS
TANGENTES

IV

VERIFICATION DES SOLLICITATIONS TANGANTES

I. VERIFICATION DE L'AME A L'ETAT LIMITE D'UTILISATION

Le programme de calcul détermine les contraintes de cisaillement dans la zone d'appui à tous les niveaux γ_i de la section, sous les sollicitations correspondantes, en service à l'état limite d'utilisation, à savoir :

- 1 - Sur poutre seul au moment de la mise en précontrainte
- 2 - En service, cumul des contraintes de cisaillement dues : aux efforts d'about ($\gamma \cdot \tau_{01}$), à l'effort tranchant maximum poutre et dalle (τ_{03}) et à l'effort tranchant maximum superstructure et charges (τ_{04}); soit :

On doit vérifier

$$- \gamma \tau_{01} + \tau_{03} + \tau_{04} \leq 1,5 \sigma_{28}$$

$$- \tau_{03} \text{ et } \tau_{04} > 0 \text{ donc cumul si } 0,89 \tau_{01} > 0$$

$$- \text{si } 0,98 \tau_{01} < 0 \text{ on ne retient que cette valeur}$$

le coefficient γ est pris égale à 0,98, il est pratiquement constant pour nos fabrications, il tient compte de la réduction des contraintes sous l'effet des pertes dans les armatures entre le moment du relâchement et le moment où l'ouvrage est en service

(Rappel τ_{01} , contrainte au relâchement)

$$\tau_{03} = \frac{V(\text{poutre} + \text{dalle})}{b z_p}$$

z_p : bras de levier au niveau y_i
sur poutre seule

$$\tau_{04} = \frac{V(\text{superstructures} + \text{charges})}{b \cdot z_m}$$

z_m : bras de levier au niveau y_i
sur section complète

b : largeur de la poutre à l'appui

En service, cumul des contraintes $\tau_{03} + \tau_{04}$, pour la vérification de l'âme dans la zone voisine du centre de gravité de la section complète

$$\text{On doit vérifier } \tau_{03} + \tau_{04} \leq \bar{\tau}$$

La contrainte admissible à l'appui vaut

$$\bar{\tau} = 0,25 \sqrt{\frac{\sigma_{28}^2}{\delta_b} \cdot K \cdot \sigma_{28}} \quad \text{avec } \delta_b^* = 1,8 \text{ (Service)}$$

$$K = 1 \text{ (genres II}_a \text{ et II}_b)$$

a) Cisaillement sur poutre seule

$$\tau_1 = \frac{V_1}{b_0 \cdot z_p}$$

V_1 effort tranchant (poutre et dalle) dans la section étudiée

b_0 largeur de l'âme

z_p bras de levier poutre seule calculé pour le niveau correspondant à la fibre neutre de la section complète

b. cisaillement sur section complète

$$\tau_2 = \frac{V_2}{b_0 Z_m}$$

V_2 : effort tranchant (superstructure + charges) dans la section étudiée

b_0 : largeur de l'âme

Z_m : bras de levier au niveau fibre neutre de la section complète

on doit vérifier

$$\tau_1 + \tau_2 \leq \bar{\tau}$$

$$\text{avec } \bar{\tau} = 0,25 \left[1 + \frac{\sigma'_x}{\sigma'_{28}} \right] * \sqrt{\left[\frac{\sigma'_{28}}{\gamma_b} - \sigma'_x \right] \left[K \cdot \sigma_{28} + \sigma'_x \right]}$$

$\gamma_b = 1,8$ (en service)

$K = 1$ (genre II_a et II_b)

σ'_x = Contrainte normale au niveau de la fibre neutre de la section complète due :

* à la précontrainte minimale (si $x \geq l_e - a$)

* au moment du au poids propre de la poutre } en valeurs

* au moment de la dalle } caractéristique minimale

II CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES A L'ETAT LIMITE ULTIME

Le programme détermine les espacements d'étriers dans toutes les sections selon cinq (05) conditions

condition n° 1:

Calcul à l'effort tranchant:

$$t_s = \frac{A_t \cdot \sigma_e}{b_o \cdot (\tau_{ul} \operatorname{tg} \beta - 0,47 \sqrt{\sigma_{28}})}$$

t_s : espacement d'étrier (cm)

b_o : largeur âme (cm)

σ_{28} : dalle (bars)

σ_e : contrainte élastique (bars)

A_t : Section d'un cours d'étriers (cm²)

$$\tau_{ul} = \frac{V_{ul}}{b_o \cdot Z} \quad (\text{bars})$$

V_{ul} : effort tranchant ultime sous poids mort, superstructures et charges à l'abscisse X considérée

Z : bras de levier au niveau de la fibre neutre de la section complète ($N=0$)

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

σ'_x : est la contrainte normale calculée au niveau fibre neutre du montage conventionnellement à l'état limite ultime avec la précontrainte minimale et le moment du poids propre poutre et dalle en valeur caractéristique minimum

nota: à l'appui $\sigma'_x = 0$ $\beta = 45^\circ$ $\operatorname{tg} \beta = 1$

Si la partie d'effort tranchant équilibrée par la membrure comprimée ($0,47 \sqrt{\sigma'_j}$) est $>$ à $\tau \operatorname{tg} \beta$ on n'a pas besoin d'armatures transversales pour cette condition.

Condition n°2:

Règle du minimum d'armatures.

Cette règle s'applique selon l'une ou l'autre des conditions

a) si $\tau_{ul} \geq 20$ bars $t_2 = \frac{A_t \cdot \sigma_e}{10 \cdot b_0}$

b) si $\tau_{ul} < 20$ bars $t_2 = \frac{2A_t \cdot \sigma_e}{\tau_{ul} \cdot b_0}$

condition n°3:

$t_3 \leq 0,8 \cdot H_t$ H_t : hauteur totale de la section

condition n°4:

coutures de reprise poutre dalle, en général cette couture est réalisée par les étriers eux-mêmes

$$t_s \leq \frac{A_t \cdot \sigma_e}{1,1 \cdot \tau_{ul} \cdot b} \quad b: \text{largeur de la reprise}$$

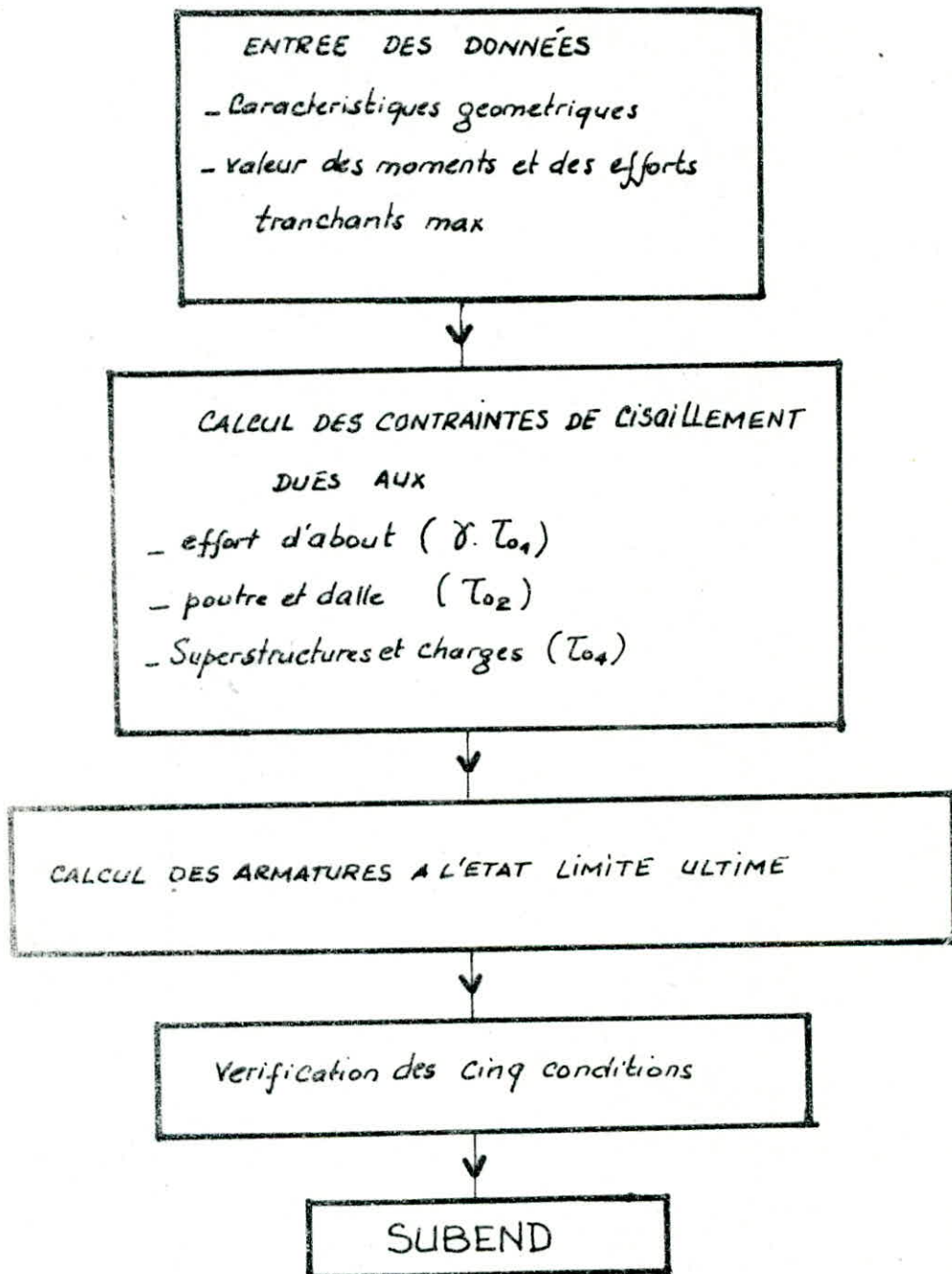
$$\tau_{ul} = \frac{V_{ul}}{b \cdot z}$$

V_{ul} : effort tranchant à l'état limite ultime pour superstructures et charges

Z : bras de levier sur section complète calculé au niveau de la jonction poutre-dalle

Les effets du retrait différentiel et du fluage géométrique sont de sens inverses et ne sont donc pas pris en considération

ELABORATION DU SOUS-PROGRAMME



ELABORATION DU PROGRAMME
PRINCIPAL

X

ELABORATION DU PROGRAMME PRINCIPAL

Le programme principal est élaboré de telle façon à faire appel à des sous-programmes de calcul indépendant, chaque sous-programme est spécifique à un calcul donné, comme expliqué précédemment.

I. ENTRÉE DES DONNÉES :

L'entrée des données se fait de 2 façons différentes.

a. Entrée des données direct.

C'est l'entrée des données la plus couramment utilisée à l'aide de l'instruction "INPUT", elle a été utilisée surtout pour les données tels que les différentes longueurs, le nombre d'armatures actives, la valeur des moments des actions de longue durée.

b. Entrée des données à l'aide de clés :

Utilisées comme entrée lorsqu'il y a un choix à faire entre 2 ou plusieurs valeurs ou différents. Cas de cela grâce à l'instruction "ON KEY", pour le choix il suffit d'appuyer sur la clé de la valeur correspondante.

II TRANSFERT DES CONSTANTES DU PROGRAMME PRINCIPAL AUX SOUS-PROGRAMME

Le transfert des constantes du programme principal aux différents sous-programmes se fait à l'aide de l'instruction "COM" suivant des différents noms de constantes.

Il est important de savoir que des constantes doivent être à la même place.

suivant le "COM" dans le programme principal et le sous-programme

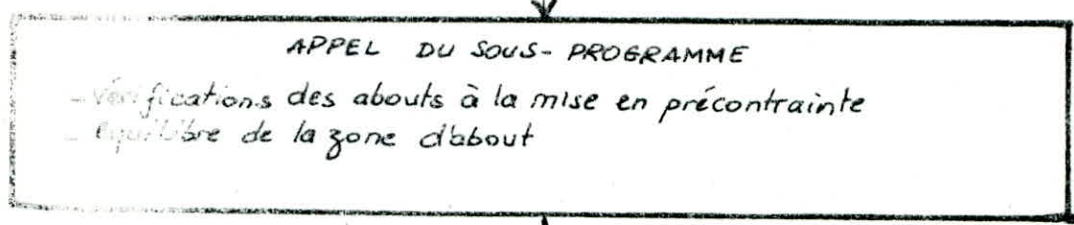
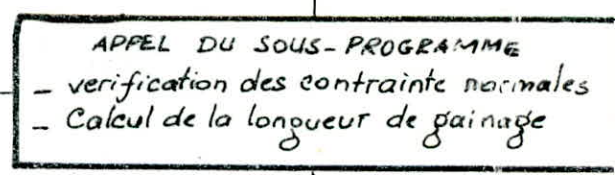
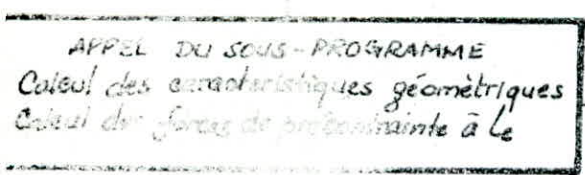
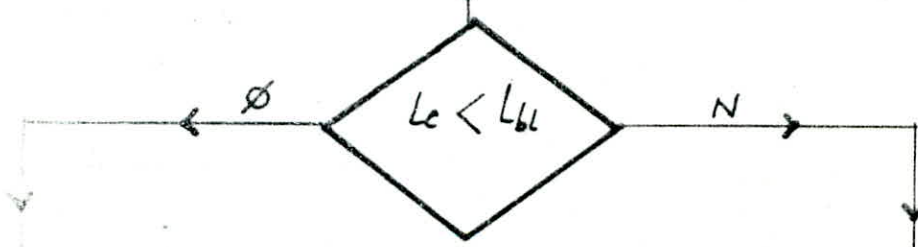
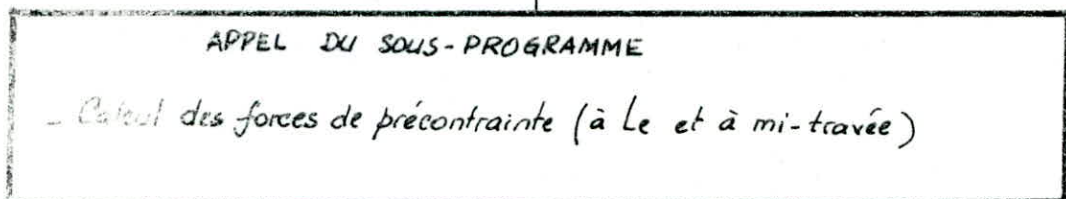
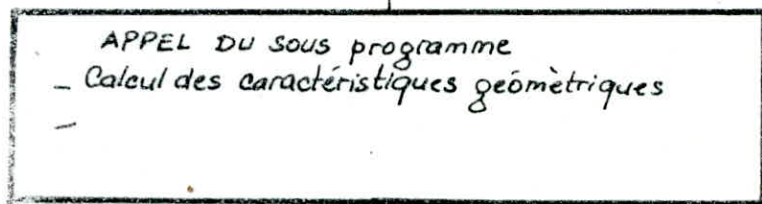
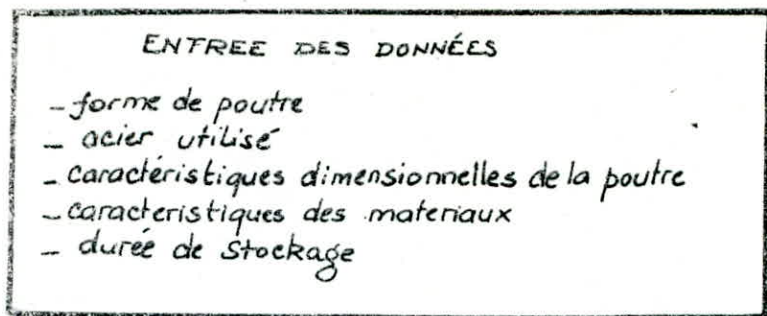
III CHARGEMENT DES SOUS-PROGRAMMES.

Le chargement des sous-programmes se fait à l'aide de l'instruction
? LOAD SUB "nom du sous-programme", cette instruction permet d'appeler
le sous-programme du fichier central et de le charger directement à la
suite du programme principal

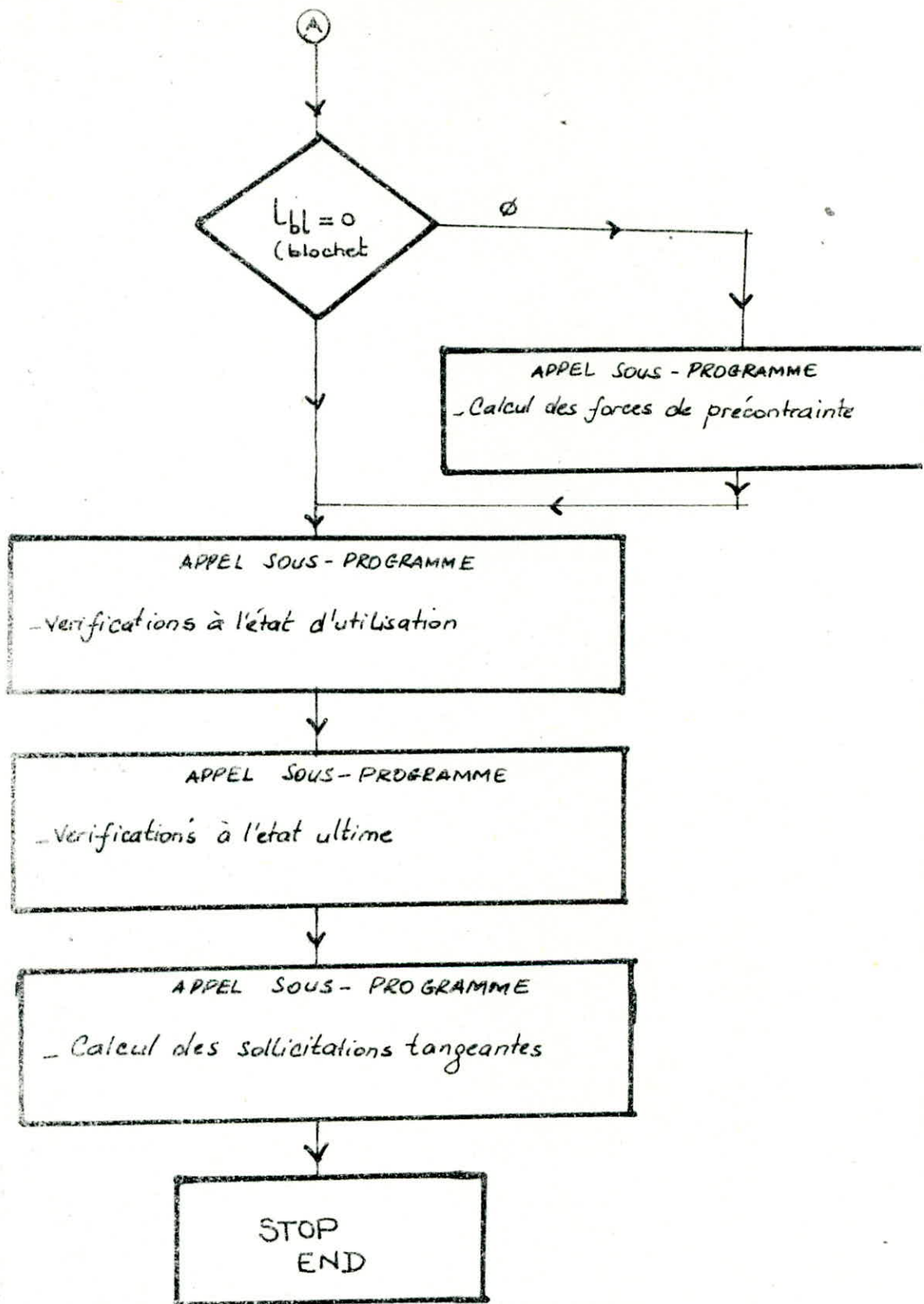
IV EXECUTION DES SOUS-programme.

L'exécution se fait grâce à l'instruction "CALL", celle instruction doit être
suivie du nom du sous-programme et des différents paramètres d'entrée et de
sortie qui sont nécessaire au différents calculs de ce sous-programme

Il est noté que chaque sous-programme après son exécution est directement
effacer à la suite du programme principal et cela pour une raison
de capacité mémoire.



(A)



DIFFERENCES ENTRE LES POUTRES A CABLES
ET LES POUTRES A FILS ADHERENTS

Vis-à-vis de l'établissement d'un projet les principales différences sont les suivantes :

I. PERTES DE TENSION DES ACIERS

Les pertes dues à la relaxation des aciers sont plus faibles dans les poutres à fils adhérents ; la relaxation en effet est un phénomène rapide, et la plus grande partie en est effectuée au moment où l'on bétonne, en pratique on peut négliger cette perte, c-à-d considérer que la tension initiale existant au moment de la libération des aciers, ne subira de diminution de ce fait. Mais, bien entendu, la perte par relaxation intervient entre la mise en traction de la libération ; elle devra donc être prise en compte pour l'évaluation de la tension à donner au moment de la mise en tension.

Par contre, les pertes dues au raccourcissement du béton sous précontrainte sont plus fortes que pour les poutres à câbles, en effet pour les poutres à câbles, une partie du raccourcissement était acquise au moment où l'on ancrerait ces câbles ;

La partie instantanée et la déformation se produisait sous l'action des verins, et il ne restait plus à effectuer que la partie différée, soit les $\frac{2}{3}$ environ du raccourcissement total, pour les poutres à fils adhérents, il faut prendre en compte le raccourcissement total, la perte de tension due à cette cause est donc multipliée, dans les poutres à fils adhérents, par 1,5 environ dans des conditions usuelles.

L'ordre de grandeur de la perte de tension reste en générale voisine de 3%

- L'armature au lieu d'être rassemblée dans des régions limitées de la section comme dans les poutres à cables, elle est répartie dans les poutres à fils adhérents dans toute la section et ceci dans le but de ne pas créer d'efforts anormaux aux extrémités, ce qui entraînerait l'intervention d'effort de cisaillement entre les différentes fibres pour décharger les plus comprimées et inversement, ces efforts peuvent devenir considérables et provoquer des fissures au voisinage des abouts, ces fissures une fois amorcées se prolongeront sur toute la longueur, on doit donc s'efforcer de se rapprocher autant que possible d'une répartition donnant par elle-même un diagramme de compression linéaire

Du fait que la ligne moyenne de l'armature est une droite on ne peut plus équilibrer (lorsque la section de poutre est constante d'un bout à l'autre) les charges permanentes qui s'exercent au moment de la précontrainte

En effet dans une poutre à Cable, nous pouvons adopter un tracé parabolique des bords supérieurs et inférieurs du noyau limite parce que le moment due aux charges permanentes fera remonter le centre de pression mais il faut que ce tracé passe aux appuis (ou plus haut) car si il est au dessous on aura des tractions sur la fibre supérieure, le moment étant nul aux appuis.

Dans une poutre à fils adhérents, la même condition subsiste et comme l'armature est rectiligne, le tracé le plus bas est au milieu, le centre de pression sous l'influence du moment totale remonte, et il ne faut pas qu'il remonte trop haut, si la poutre est utilisée à plein ce qui entraîne à dire que

LES HAUTEURS de POUTRES SONT PLUS GRANDES
DANS LES POUTRES à FILS ADHÉRENTS que DANS
LES POUTRES à CABLES

Enfin l'emploi des poutres à fils adhérents doit être proscrit pour des poutres massives, de section uniforme, soumises à des surcharges modérées. Le procédé s'applique au contraire en général bien pour des poutres composées d'une âme et de deux semelles, le rapport poids propre / surcharges devenant beaucoup moins important.

La poutre à fils adhérents de section constante ne bénéficie pas du point de vue de l'effort tranchant, de l'effet de relèvement des câbles, il en résulte souvent la nécessité de renforcer les âmes quand il s'agit de grandes poutres, le relèvement des câbles enlève au moins pour des poutres importantes la moitié de l'effort tranchant, il en résulte que par rapport aux contraintes correspondantes, dans une poutre à câbles; la contrainte de cisaillement est doublée et la contrainte principale de traction est quadruplée dans une poutre à fils adhérents.

Bibliographie

- _ PROJET DE BETON PRECONTRAIT (FUÉNTES)
- _ AIDE MEMOIRE DE BETON PRECONTRAIT (ed. DUNOD)
- _ DOSSIER P.R.A.D (SETRA)
- _ DOCUMENT S.A.R.E.T

ZONE D'ABOUT

CHARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES (cm)

DALLE =	B1	B2	H
	108.3	108.3	20.0
	30.0	30.0	4.0
POUTRE=	B1	B2	H
	35.0	35.0	110.7
	35.0	50.0	4.3
	50.0	50.0	15.0

OMBRE ET POSITION DES ARMATURES DE PRECONTRAINTE ACTIVES PAR RAPPORT A LA FIBRE INFERIEURE DE LA POUTRE

3	armatures situees a	6.5	de la base
5	armatures situees a	11.0	de la base
2	armatures situees a	15.5	de la base
2	armatures situees a	20.0	de la base
2	armatures situees a	29.0	de la base
2	armatures situees a	38.0	de la base
2	armatures situees a	65.0	de la base
18	ARMATURES AU TOTAL (Barycentre D' = 22.75 cm)		

CHARACTERISTIQUES DE LA POUTRE (Epaisseur Fictive = 27.1816630154 cm)

N	S cm ²	I cm ⁴	V cm	V' cm	E cm	Z cm	I/V cm ³	I/V' cm ³
0	4807.14	7188176	68.02	61.98	-39.23	88.79	105683.48	115968.40
4	4874.10	7311096	68.56	61.44	-38.69	88.89	106645.58	118986.15

CHARACTERISTIQUES DE LA SECTION COMPLETE

N	S cm ²	I cm ⁴	V cm	V' cm	E cm	Z cm	I/V cm ³	I/V' cm ³
0	7093.81	17540855	65.78	88.22	-65.47	111.97	266653.51	198834.10
4	7160.77	17846435	66.39	87.61	-64.86	112.27	268797.33	203711.65

ZONE COURANTE

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES (cm)

DALLE =	B1	B2	H
	120.0	120.0	20.0
	30.0	30.0	4.0

POUTRE =	B1	B2	H
	35.0	35.0	27.0
	35.0	15.0	8.0
	15.0	15.0	70.0
	15.0	50.0	10.0
	50.0	50.0	15.0

NOMBRE ET POSITION DES ARMATURES DE PRECONTRAINTE ACTIVES PAR RAPPORT A LA FIBRE INFERIEURE DE LA POUTRE

5	armatures situees	a	6.5	de la base
5	armatures situees	a	11.0	de la base
3	armatures situees	a	15.5	de la base
2	armatures situees	a	20.0	de la base
2	armatures situees	a	29.0	de la base
2	armatures situees	a	38.0	de la base
2	armatures situees	a	65.0	de la base
21.00 ARMATURES AU TOTAL (Barycentre D' = 20.86 cm)				

CARACTERISTIQUES DE LA POUTRE (Epaisseur Fictive = 17.44 cm)

N	S cm ²	I cm ⁴	V cm	V' cm	E cm	Z cm	I/V cm ³	I/V' cm ³
0	3270.00	6420924	67.36	62.64	-41.78	97.10	95322.38	102505.33
4	3348.12	6577268	68.33	61.67	-40.81	97.11	96250.38	106661.27

CARACTERISTIQUES DE LA SECTION COMPLETE

N	S cm ²	I cm ⁴	V cm	V' cm	E cm	Z cm	I/V cm ³	I/V' cm ³
0	5790.00	15806576	56.20	97.80	-76.94	118.79	281264.88	161618.43
4	5868.12	16286071	57.22	96.78	-75.92	119.07	284609.46	168283.69

CALCUL DES FORCES DE PRECONTRAINT

A LA LONGUEUR D'ETABLISSEMENT DE LA PRECONTRAINT

HYPOTHESES RELATIVES AU RETRAIT ET AU FLUAGE
A LA MISE EN PRECONTRAINE 2.50575
AU COULAGE DE LA DALLE 1.34237

TENSION INITIALE = 14630.00000

PERTE D'ANCRAGE = 138.04688
PERTE PAR RELAXATION SUR BANC = 108.68965
PERTE PAR RETRAIT INSTANTANEE = 50.31850
PERTE THERMIQUE = 883.50000

TENSION AVANT RELACHEMENT= 13449.44498

LONGUEUR D'ETABLISSEMENT DE LA PRECONTAINT Le= 1.33800

MOMENT DU AU POIDS MORT = 10396.97539
PRECONTRAINT = 97.56136
DECOMPRESSION DUE AU POIDS MORT = -5.67479
CONTRAINT DE COMPRESSION RESIDUELLE = 91.88657

PERTE CORRESPONDANTE= 611.23653

TENSION PROBABLE AU RELACHEMENT= 12838.69498

VALEURS CARACTERISTIQUES DES TENSIONS a X = .78800

MAXIMUM P1 13489.16676
MINIMUM P2 12187.25014

PRECONTRAINTE MAXIMUM

FIBRE SUPERIEURE-39.62968
FIBRE INFERIEURE 132.65394

PRECONTRAINTE MINIMUM

FIBRE SUPERIEURE-35.80479
FIBRE INFERIEURE 119.85075

PERTES DIFFEREES A L'ABSCISSE

X = .78800

SUR POUTRE SEUL AU STOCKAGE

PERTES PAR RETRAIT TOTAL	= 251.59250
PERTES PAR RETRAIT DEJA EFFECTUE	= 50.31850
PERTES PAR RETRAIT DIFFEREES	= 201.27400
PERTES PAR RELAXATION DIFFEREES	= 584.07690
PERTES PAR FLUAGE ESTIMEE	= 688.00000
TERME DE CONCOMITANCE	= -157.84034

VERIFICATION DU FLUAGE ESTIMEE

PRECONTRAINTE	= 97.56136
DECOMPRESSION DU AU POIDS MORT	= -3.24335
VARIATION DE PRECONTRAINTE	= -9.99658
CONTRAINTE DE COMPRESSION RESIDUELLE	= 84.32143
PERTES DUES AU FLUAGE	= 688.69852

PERTE DURANT LE STOCKAGE DE LA POUTRE 791.69976

VALEURS CARACTERISTIQUES DES PERTES SUR LA POUTRE H X = .78800

VALEUR MAXIMUM 950.03971
VALEUR MINIMUM 633.35981

PRECONTRAINTE MAXIMUM

FIBRE SUPERIEURE 2.79111
FIBRE INFERIEURE-9.34279

PRECONTRAINTE MINIMUM

FIBRE SUPERIEURE 1.86074
FIBRE INFERIEURE-6.22853

SUR SECTION COMPLETE AU STADE FINAL

PERTES PAR RETRAIT TOTAL = 251.59250
PERTES PAR RETRAIT DEJA EFFECTUE = 50.31850
PERTES PAR RETRAIT DIFFEREES = 201.27400
PERTES PAR RELAXATION DIFFEREES = 584.07690
PERTES PAR FLUAGE ESTIMEE = 690.50000
TERME DE CONCOMITANCE = -158.28407

VERIFICATION DU FLUAGE ESTIMEE

VARIATION DE PRECONTRAINTE = -3.64728
DECOMPRESSION DUE AL'HOUDIS +COFFRAGE = -2.74353
DECOMPRESSION DUE AU REVETEMENT = -1.05182
PERTES DUE AU FLUAGE = 691.48133

PERTE DURANT LE STOCKAGE DE LA POUTRE = 791.69976

PERTES DIFFEREES SUR SECTION COMPLETE = 525.86707

VALEURS CARACTERISTIQUES DES PERTES SUR LA POUTRE a X = .78800

VALEUR MAXIMUM 631.04048
VALEUR MINIMUM 420.69366

PRECONTRAINTES MAX DE LA POUTRE

FIBRE SUPERIEURE .17010
FIBRE INFERIEURE-5.34122

PRECONTRAINTES MIN DE LA POUTRE

FIBRE SUPERIEURE .11340
FIBRE INFERIEURE-3.56081

PRECONTRAINTES MAX DU HOURDIS

FIBRE SUPERIEURE 1.18757

PRECONTRAINTES MIN DU HOURDIS

FIBRE SUPERIEURE .79171

VALEURS CARACTERISTIQUES DES TENSIONS a X = .78800

MAXIMUM P1 = 12435.11329
MINIMUM P2 = 10606.16994

CONTRAINTES DANS LE BETON DUES A LA PRECONTRAINTES a X = .78800

PRECONTRAINTES MINIMUM

FIBRE SUPERIEURE-32.84359
FIBRE INFERIEURE 105.16674

PRECONTRAINTES MAXIMUM

FIBRE SUPERIEURE-37.65554
FIBRE INFERIEURE 122.86460

CALCUL DES FORCES DE PRECONTRAINTE

A MI TRAVEE

HYPOTHESES RELATIVES AU RETRAIT ET AU FLUAGE
A LA MISE EN PRECONTRAINE 2.89340
AU COULAGE DE LA DALLE 1.55004

TENSION INITIALE = 14630.00000

PERTE D'ANCRAGE	= 138.04688
PERTE PAR RELAXATION SUR BANC	= 108.68965
PERTE PAR RETRAIT INSTANTANEE	= 59.82281
PERTE THERMIQUE	= 883.50000

TENSION AVANT RELACHEMENT= 13439.94066

LONGUEUR D'ETABLISSEMENT DE LA PRECONTAINE Le= 1.33800

MOMENT DU AU POIDS MORT	= 41541.51094
PRECONTRAINE	= 152.89579
DECOMPRESSION DUE AU POIDS MORT	== -27.03223
CONTRAINE DE COMPRESSION RESIDUELLE	= 125.86356

PERTE CORRESPONDANTE= 837.25408

TENSION PROBABLE AU RELACHEMENT= 12602.94066

VALEURS CARACTERISTIQUES DES TENSIONS a X = 9.42500

MAXIMUM P1 13300.74926
 MINIMUM P2 11904.62389

PRECONTRAINTE MAXIMUM

FIBRE SUPERIEURE-37.01512
 FIBRE INFERIEURE 199.27109

PRECONTRAINTE MINIMUM

FIBRE SUPERIEURE-33.12979
 FIBRE INFERIEURE 178.35442

PERTES DIFFEREES A L'ABSCISSE

X = 9.42500

SUR POUTRE SEUL AU STOCKAGE

PERTES PAR RETRAIT TOTAL	= 299.11407
PERTES PAR RETRAIT DEJA EFFECTUE	= 59.82281
PERTES PAR RETRAIT DIFFEREES	= 239.29126
PERTES PAR RELAXATION DIFFEREES	= 532.27515
PERTES PAR FLUAGE ESTIMEE	= 1032.50000
TERME DE CONCOMITANCE	= -221.58954

VERIFICATION DU FLUAGE ESTIMEE

PRECONTRAINTE	= 152.89579
DECOMPRESSION DU AU POIDS MORT	= -24.13342
VARIATION DE PRECONTRAINTE	= -19.19822
CONTRAINTE DE COMPRESSION RESIDUELLE	= 109.56415
PERTES DUES AU FLUAGE	= 1033.31062

PERTE DURANT LE STOCKAGE DE LA POUTRE 952.34743

VALEURS CARACTERISTIQUES DES PERTES SUR LA POUTRE H X = 9.42500

VALEUR MAXIMUM 1142.81691
 VALEUR MINIMUM 761.87794

PRECONTRAINTE MAXIMUM

FIBRE SUPERIEURE 3.18039
 FIBRE INFERIEURE-17.12162

PRECONTRAINTE MINIMUM

FIBRE SUPERIEURE 2.12026
 FIBRE INFERIEURE-11.41441

SUR SECTION COMPLETE AU STADE FINAL

PERTES PAR RETRAIT TOTAL = 299.11407
 PERTES PAR RETRAIT DEJA EFFECTUE = 59.82281
 PERTES PAR RETRAIT DIFFEREES = 239.29126
 PERTES PAR RELAXATION DIFFEREES = 532.27515
 PERTES PAR FLUAGE ESTIMEE = 941.50000
 TERME DE CONCOMITANCE = -205.73422

VERIFICATION DU FLUAGE ESTIMEE

VARIATION DE PRECONTRAINTE = -6.37825
 DECOMPRESSION DUE AL'HOUDIS +COFFRAGE = -20.41427
 DECOMPRESSION DUE AU REVETEMENT = -8.56187
 PERTES DUE AU FLUAGE = 942.34703

PERTE DURANT LE STOCKAGE DE LA POUTRE = 952.34743

PERTES DIFFEREES SUR SECTION COMPLETE = 554.98476

VALEURS CARACTERISTIQUES DES PERTES SUR LA POUTRE a X = 9.42500

VALEUR MAXIMUM 665.98171
VALEUR MINIMUM 443.98781

PRECONTRAINTE MAX DE LA POUTRE

FIBRE SUPERIEURE-.22341
FIBRE INFERIEURE-9.07387

PRECONTRAINTE MIN DE LA POUTRE

FIBRE SUPERIEURE-.14894
FIBRE INFERIEURE-6.04925

PRECONTRAINTE MAX DU HOURDIS

FIBRE SUPERIEURE 1.41052

PRECONTRAINTE MIN DU HOURDIS

FIBRE SUPERIEURE .94035

VALEURS CARACTERISTIQUES DES TENSIONS a X = 9.42500

MAXIMUM P1 = 12094.88351
MINIMUM P2 = 10095.82527

CONTRAINTES DANS LE BETON DUES A LA PRECONTRAINTE a X = 9.42500

PRECONTRAINTE MINIMUM

FIBRE SUPERIEURE-30.17282
FIBRE INFERIEURE 152.15893

PRECONTRAINTE MAXIMUM

FIBRE SUPERIEURE-35.04381
FIBRE INFERIEURE 181.80743

VERIFICATION DES ABOUTS A LA MISE EN PRECONTRAINTE

VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

LONGUEUR MIN D'ETABLISSEMENT DE LA PRECONTRAINTE X1= 1.338 (m)
LONGUEUR MAX D'ETABLISSEMENT DE LA PRECONTRAINTE X2= 1.609 (m)

*CONTRAINTES A LA DISTANCE X= 1.338 (m)
(precontrainte seul N0=-39.630 (bars); N1= 132.654 (bars))

	Contraintes (bars)		Contraintes admissibles (bars)
FIBRE SUPERIEURE	=-29.989	>	-37.800
NIVEAU SUPERIEURE SECTION ENROBAGE	= 42.261	>	-21.000
NIVEAU INFERIEURE SECTION ENROBAGE	=120.854	>	-21.000
FIBRE INFERIEURE	=123.868	<	166.667

CONTRAINTE FICTIVE A L'ABOUT = 90.921 bars; (admissible = 192.308 bars)
HAUTEUR TENDUE EN FIBRE SUPERIEURE= 25.339 (m)
SECTION D'ARMATURE = 5.075 (cm²)

VERIFICATION APRES LES GAINAGES

LONGUEUR DE GAINAGE NECESSAIRE Lg= 4.417 (m)
CONTRAINTES A LA DISTANCE X= 5.755 (m)
(precontrainte seul N0=-37.015 (bars); N1= 199.271 (bars))

	Contraintes (bars)		Contraintes admissibles (bars)
FIBRE SUPERIEURE	= -1.951	>	-37.800
NIVEAU SUPERIEURE SECTION ENROBAGE	= 77.229	>	-21.000
NIVEAU INFERIEURE SECTION ENROBAGE	=163.361	>	-21.000
FIBRE INFERIEURE	=166.664	<	166.667

CONTRAINTE FICTIVE A L'ABOUT = 104.593 bars; (admissible = 192.308 bars)
HAUTEUR TENDUE EN FIBRE SUPERIEURE= 1.504 (m)
SECTION D'ARMATURE = .093 (cm²)

EQUILIBRE DE LA ZONE D'ABOUT

Y	M1(DIAGR)	M2(CABLES)	M=M1+M2	V1(DIAGR)	V2(CABLES)	V=V1+V2	To1	To2	To
cm	dan.cm	dan.cm	dan.cm	dan	dan	dan	bars	bars	bars
6.5-E	+137083	+0	+137083	-41713	+0	-41713	-12.47	+ .44	+12.4
6.5+E	+137083	+0	+137083	-41713	+40468	-1245	- .37	+ .44	+ .3
11.0-E	+386579	-182104	+204475	-68951	+40468	-28483	-8.52	+ .72	+8.5
11.0+E	+386579	-182104	+204475	-68951	+107913	+38963	+11.65	+ .72	+12.3
15.5-E	+755570	-667714	+87857	-94508	+107913	+13405	+5.28	+1.29	+6.5
15.5+E	+755570	-667714	+87857	-94508	+134892	+40383	+15.91	+1.29	+17.2
20.0-E	+1230230	-1274726	-44496	-114756	+134892	+20136	+8.60	+ .50	+9.1
20.0+E	+1230230	-1274726	-44496	-114756	+161870	+47114	+20.12	+ .50	+20.6
24.5	+1783543	-2003141	-219598	-131005	+161870	+30865	+13.18	+ .51	+13.6
29.0-E	+2407862	-2731556	-323694	-146314	+161870	+15556	+6.64	+ .92	+7.5
29.0+E	+2407862	-2731556	-323694	-146314	+188848	+42534	+18.17	+ .92	+19.0
33.5	+3098961	-3581374	-482413	-160684	+188848	+28164	+12.03	+1.29	+13.3
38.0-E	+3852612	-4431191	-578579	-174115	+188848	+14733	+6.29	+1.63	+7.9
38.0+E	+3852612	-4431191	-578579	-174115	+215827	+41711	+17.81	+1.63	+19.4
42.5	+4664589	-5402411	-737822	-186607	+215827	+29220	+12.48	+1.94	+14.4
47.0	+5530666	-6373631	-842966	-198159	+215827	+17667	+7.55	+2.21	+9.7
51.5	+6446614	-7344851	-898237	-208772	+215827	+7054	+3.01	+2.45	+5.4
56.0	+7408209	-8316071	-907862	-218446	+215827	-2620	-1.12	+2.65	+1.1
60.5	+8411223	-9287291	-876069	-227181	+215827	-11354	-4.85	+2.82	+4.8
65.0-E	+9451428	-10258511	-807083	-234976	+215827	-19150	-8.18	+2.96	+8.1
65.0+E	+9451428	-10258511	-807083	-234976	+242805	+7829	+3.34	+2.96	+6.3
69.5	+10524600	-11351134	-826534	-241832	+242805	+973	+ .42	+3.07	+3.4
74.0	+11626510	-12443756	-817247	-247749	+242805	-4944	-2.11	+3.14	+2.1
78.5	+12752932	-13536379	-783447	-252726	+242805	-9921	-4.24	+3.17	+4.2
83.0	+13899639	-14629001	-729363	-256765	+242805	-13960	-5.96	+3.18	+5.9
87.5	+15062405	-15721624	-659219	-259864	+242805	-17059	-7.29	+3.15	+7.2
92.0	+16237002	-16814246	-577244	-262023	+242805	-19218	-8.21	+3.08	+8.2
96.5	+17419204	-17906869	-487665	-263244	+242805	-20439	-8.73	+2.99	+8.7
101.0	+18604785	-18999491	-394706	-263525	+242805	-20720	-8.85	+2.86	+8.8
105.5	+19789517	-20092114	-302597	-262866	+242805	-20061	-8.57	+2.69	+8.5
110.0	+20969174	-21184736	-215562	-261269	+242805	-18464	-7.89	+2.50	+7.8
114.5	+22139529	-22277359	-137830	-258732	+242805	-15927	-6.80	+2.27	+6.8
119.0	+23296355	-23369981	-73626	-255256	+242805	-12451	-5.32	+2.00	+5.3
123.5	+24435426	-24462604	-27178	-250841	+242805	-8036	-3.43	+1.70	+3.4
128.0	+25552514	-25555226	-2712	-245486	+242805	-2681	-1.15	+1.37	+1.1
130.0	+26040836	-26040836	+0	-242805	+242805	-0	- .00	+0.00	+ .0

VERIFICATION VIS A VIS DES MOMENTS

Moment NEGATIF Maxi= -907862.255 dan.cm
Moment POSITIF Maxi= 204475.081 dan.cm
Moment Maxi en valeur absolue = 907862.255 dan.cm

Contrainte de Traction 8.693 bars a la cote Y= 56.000 cm de la Fibre INFERIEURE
Contraint Admissible 27.300 bars

Armatures pour Moment NEGATIF A1= 4.941 cm² a repartir sur 33.000 a partir de l'about
(non cumulees avec les armatures tranchant)
Armatures pour Moment POSITIF A2= 1.113 cm² a repartir entre les distances 66.000 et 133.000 cm

VERIFICATION VIS A VIS DE L'EFFORT TRANCHANT

Contrainte de cisaillement MAXIMUM 20.619 bars a la cBte Y= 21.780 cm de la fibre INFERIEURE
Contraite ce Caisaillement Admissible 31.500 bars

Armatures Totales reparties sur 66.900 cm a partir de l'about A= 15.081 cm²

LE POURCENTAGE MINIMAL sur 160.943 cm donne une Section de 16.980 cm²

ARMATURES POUR EFFORTS D'ECLATEMENT

Pourcentage d'effort a reprendre F% = 5.000 %
Section Totale des Frettes A= 4.400 cm² a repartir sur 25.000 cm a partir de l'About

CALCUL DES FORCES DE PRECONTRAINT

AU DEBUT DE LA SECTION COURANTE

HYPOTHESES RELATIVES AU RETRAIT ET AU FLUAGE
A LA MISE EN PRECONTRAINE 2.89340
AU COULAGE DE LA DALLE 1.55004

TENSION INITIALE = 14630.00000

PERTE D'ANCRAGE = 138.04688
PERTE PAR RELAXATION SUR BANC = 108.68965
PERTE PAR RETRAIT INSTANTANEE = 60.74883
PERTE THERMIQUE = 883.50000

TENSION AVANT RELACHEMENT = 13439.01464

LONGUEUR D'ETABLISSEMENT DE LA PRECONTAINE $L_e = 133.80046$

MOMENT DU AU POIDS MORT = 16820.07300
PRECONTRAINE = 126.24762
DECOMPRESSION DUE AU POIDS MORT = -10.44945
CONTRAINT DE COMPRESSION RESIDUELLE = 115.79817

PERTE CORRESPONDANTE = 770.29834

TENSION PROBABLE AU RELACHEMENT = 12668.76464

VALEURS CARACTERISTIQUES DES TENSIONS a X = 1.73000

MAXIMUM P1 13353.57304

MINIMUM P2 11983.85956

PRECONTRAINTE MAXIMUM

FIBRE SUPERIEURE-27.08023
FIBRE INFERIEURE 167.04359

PRECONTRAINTE MINIMUM

FIBRE SUPERIEURE-24.30254
FIBRE INFERIEURE 149.90946

PERTES DIFFEREES A L'ABSCISSE

X = 1.73000

SUR POUTRE SEUL AU STOCKAGE

PERTES PAR RETRAIT TOTAL	= 303.74417
PERTES PAR RETRAIT DEJA EFFECTUE	= 60.74883
PERTES PAR RETRAIT DIFFEREES	= 242.99533
PERTES PAR RELAXATION DIFFEREES	= 546.58386
PERTES PAR FLUAGE ESTIMEE	= 972.00000
TERME DE CONCOMITANCE	= -212.79940

VERIFICATION DU FLUAGE ESTIMEE

PRECONTRAINTE	= 126.24762
DECOMPRESSION DU AU POIDS MORT	= -7.68196
VARIATION DE PRECONTRAINTE	= -15.43400
CONTRAINTE DE COMPRESSION RESIDUELLE	= 103.13166
PERTES DUES AU FLUAGE	= 972.64512

VALEURS CARACTERISTIQUES DES PERTES SUR LA POUTRE H X = 1.73000

VALEUR MAXIMUM 1118.37490
 VALEUR MINIMUM 745.58327

PRECONTRAINTE MAXIMUM

FIBRE SUPERIEURE 2.26800
 FIBRE INFERIEURE-13.99006

PRECONTRAINTE MINIMUM

FIBRE SUPERIEURE 1.51200
 FIBRE INFERIEURE-9.32671

SUR SECTION COMPLETE AU STADE FINAL

PERTES PAR RETRAIT TOTAL = 303.74417
 PERTES PAR RETRAIT DEJA EFFECTUE = 60.74883
 PERTES PAR RETRAIT DIFFEREES = 242.99533
 PERTES PAR RELAXATION DIFFEREES = 546.58386
 PERTES PAR FLUAGE ESTIMEE = 959.00000
 TERME DE CONCOMITANCE = -210.52252

VERIFICATION DU FLUAGE ESTIMEE

VARIATION DE PRECONTRAINTE = -5.97038
 DECOMPRESSION DUE AL'HOUDIS +COFFRAGE = -6.49811
 DECOMPRESSION DUE AU REVETEMENT = -2.85467
 PERTES DUE AU FLUAGE = 959.94120

PERTE DURANT LE STOCKAGE DE LA POUTRE = 931.97908

PERTES DIFFEREES SUR SECTION COMPLETE = 606.07759

VALEURS CARACTERISTIQUES DES PERTES SUR LA POUTRE a X = 1.73000

VALEUR MAXIMUM 727.29310
VALEUR MINIMUM 484.86207

PRECONTRAINTE MAX DE LA POUTRE

FIBRE SUPERIEURE-.20912
FIBRE INFERIEURE-8.49362

PRECONTRAINTE MIN DE LA POUTRE

FIBRE SUPERIEURE-.13942
FIBRE INFERIEURE-5.66241

PRECONTRAINTE MAX DU HOURDIS

FIBRE SUPERIEURE 1.32032

PRECONTRAINTE MIN DU HOURDIS

FIBRE SUPERIEURE .88021

VALEURS CARACTERISTIQUES DES TENSIONS a X = 1.73000

MAXIMUM P1 = 12123.12771
MINIMUM P2 = 10138.19156

CONTRAINTES DANS LE BETON DUES A LA PRECONTRAINTE a X = 1.73000

PRECONTRAINTE MINIMUM

FIBRE SUPERIEURE-22.24367
FIBRE INFERIEURE 127.42577

PRECONTRAINTE MAXIMUM

FIBRE SUPERIEURE-25.70765
FIBRE INFERIEURE 152.05446

VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

LONGUEUR MIN D'ETABLISSEMENT DE LA PRECONTRAINTE X1= 1.338 (m)
LONGUEUR MAX D'ETABLISSEMENT DE LA PRECONTRAINTE X2= 1.609 (m)

DEBUT DU I

*CONTRAINTES A LA DISTANCE X= 2.280 (m)
(precontrainte seul N0=-27.080 (bars); N1= 167.044 (bars))

	Contraintes (bars)		Contraintes admissibles (bars)
FIBRE SUPERIEURE	= -9.788	>	-37.800
NIVEAU SUPERIEURE SECTION ENROBAGE	= 65.699	>	-21.000
NIVEAU INFERIEURE SECTION ENROBAGE	=147.814	>	-21.000
FIBRE INFERIEURE	=150.963	<	166.667

VERIFICATION A L'ETAT LIMITE D'UTILISATION

MOMENT EN VALEUR CARACTERISTIQUES DES ACTIONS DE LONGUE DUREE

```
*****
*           ! VALEUR MAX   ! VALEUR MIN *
*           ! (daN.m)     ! (daN.m)  *
*****
* POUTRE     ! 38199.39   ! 36345.05 *
* HOURDIS    ! 33253.71   ! 30116.57 *
* SUPERSTRUCTURES ! 18265.00   ! 12176.67 *
*****
```

CONTRAINTES AMENEES PAR LES CHARGES

```
*****
*           MOMENT   !F.I.POUTRE !S.ENROBAGE !F.S.POUTRE !F.I.HOURDIS! F.S.HOURDIS*
*****
*POUTRE      ! 38199.39   ! -37.27   ! -35.75   ! 40.07   ! 0.00   ! 0.00   *
*HOURDIS     ! 33253.71   ! -32.44   ! -31.12   ! 34.89   ! 0.00   ! 0.00   *
*S-STRUCTURES ! 18265.00   ! -11.30   ! -11.01   ! 3.72    ! 3.72   ! 6.49   *
*EXPLOITATION !120718.00   ! -71.73   ! -69.85   ! 24.63   ! 24.63   ! 42.42  *
*TOTAL 1     ! ----      ! -152.74   ! -147.73   ! 103.31   ! 28.35   ! 48.91  *
*****
```

ESTIMATION DUES AU RETRAIT DIFFERENTIEL ET AU FLUAGE GENE

```

*****
*          !MOMENT  !F.I.POUTRE !S.ENROBAGE !F.S.POUTRE !F.I.HOURDIS!F.S.HOURDIS*
*****
*RETRAIT.DIFF ! ----  !   -5.37  !   -5.02  !   12.67  !   -6.56  !   -3.78  *
*FLUAGE.GENE  ! ----  !   -1.93  !   -1.81  !    4.09  !    3.26  !   -5.65  *
*TOTAL 2      ! ----  !   -7.30  !   -6.83  !   16.76  !   -3.30  !   -9.44  *
*****
    
```

CONTRAINTES FINALES

```

*****
*          !MOMENT  !F.I.POUTRE !S.ENROBAGE !F.S.POUTRE !F.I.HOURDIS!F.S.HOURDIS*
*****
*PRECONTRAITE ! ----  !   152.16 !   148.59 !   -30.17 !    -0.22 !    1.41  *
*TOTAL 1      ! ----  !  -152.74 ! -147.73 !   103.31 !    28.35 !   48.91  *
*TOTAL 2      ! ----  !   -7.30  !   -6.83  !   16.76  !   -3.30  !   -9.44  *
*TOTAL FINAL  ! ----  !   -7.88  !   -5.97  !   89.89  !   25.05  !   39.47  *
*****
    
```

VERIFICATION DES CONTRAINTES ADMISSIBLES EN GENRE Iib SOUS CHARGES TOTALES

CONTRAINTES DE TRACTION ADMISSIBLES : (bars)

- * HORS ZONE D'ENROBAGE = -38.40
- * DANS ZONE D'ENROBAGE = -24.00

CONTRAINTES DE COMPRESSION ADMISSIBLES : (bars)

- * DANS LA POUTRE = 166.67
- * DANS LA TABLE DE COMPRESSION = 133.33

ARMATURES DU VOLUME DE TRACTION : (cm²)

- * HAUTEUR DU VOLUME DE TRACTION = 10.48
- * SECTION D'ARMATURES NECESSAIRE = 1.03

ARMATURES ACTIVES PRISES EN COMPTE

5.00 ARMATURES ACTIVES SITUEES A

6.50 cm DE LA BASE

* SOIT UNE SECTION TOTALE DE 4.65

VERIFICATION DE LA FLEXION A L'ETAT LIMITE ULTIME

* NOMBRES * *D'ARMATURES*	* POSITION * /BASE (cm)	* VARIATION * D'ALLONGEMENT	* FORCE * TOTALE(dan)
* 5.0 *	* 6.50 *	* +9.75/1000 *	* 65950 *
* 5.0 *	* 11.00 *	* +9.40/1000 *	* 65950 *
* 3.0 *	* 15.50 *	* +9.06/1000 *	* 39570 *
* 2.0 *	* 20.00 *	* +8.71/1000 *	* 26380 *
* 2.0 *	* 29.00 *	* +8.02/1000 *	* 26380 *
* 2.0 *	* 38.00 *	* +7.33/1000 *	* 26380 *
* 2.0 *	* 65.00 *	* +5.25/1000 *	* 26380 *

FORCE DE PRECONTRAINTES MINIMUM=10095.825(dan) ! ALLONGEMENT CORRESPONDANT = 5.71/1000

RACCOURSSICEMENT DU BETON = 1.60/1000 ! RESISTANCE DE CALCUL DU BETON =160.00

POSITION DE L'AXE NEUTRE =20.79 (cm)! C.D.G DU BETON =13.35

FORCES DES ARMATURES DE PRECONTRAINTES =276990(dan)!FORCE RESULTANTE DU BETON COMPRISE=319379.74

SURTENSION DES ARMATURES DE PRECONTRAINTES=64977.67(dan)! C.D.G PONDERE/F.I=15.21

MOMENT RESISTANT = 361847.62

POIDS MORT (poutre + hourdis) = 94318.09
 SUPERSTRUCTURES = 24109.80
 CHARGES D'EXPLOITATION = 161762.12
 MOMENT APPLIQUE A L'ETAT LIMITE ULTIME 280190.01

VERIFICATION DES SOLLICITATIONS TANGENTES

D cm	Zp cm	Zm cm	To1 bars	To3 bars	To4 bars	STO bars	IT0 bars
+6.50	+376.57	+635.20	-12.47	+ .75	+ .70	-11.10	+1.45
+11.00	+231.38	+385.55	+11.65	+1.22	+1.16	+12.74	+2.38
+15.50	+171.10	+281.41	+15.91	+1.71	+1.64	+17.51	+3.35
+20.00	+141.02	+230.55	+20.12	+2.86	+2.77	+23.53	+5.63
+24.50	+125.60	+202.85	+13.18	+3.21	+3.14	+18.09	+6.35
+29.00	+114.50	+182.43	+18.17	+3.52	+3.50	+23.19	+7.02
+33.50	+106.30	+166.86	+12.03	+3.79	+3.82	+18.32	+7.62
+38.00	+100.18	+154.70	+17.81	+4.03	+4.12	+24.00	+8.15
+42.50	+95.62	+145.03	+12.48	+4.22	+4.40	+19.72	+8.62
+47.00	+92.29	+137.26	+7.55	+4.37	+4.65	+15.73	+9.02
+51.50	+89.97	+130.97	+3.01	+4.48	+4.87	+12.03	+9.35
+56.00	+88.53	+125.87	-4.85	+4.56	+5.07	-4.32	+9.62
+60.50	+87.90	+121.75	-8.18	+4.59	+5.24	-7.28	+9.83
+65.00	+88.03	+118.45	-8.18	+4.58	+5.38	-7.28	+9.97
+69.50	+88.93	+115.86	+ .42	+4.54	+5.50	+10.41	+10.04
+74.00	+90.66	+113.91	-2.11	+4.45	+5.60	-1.88	+10.05
+78.50	+93.30	+112.54	-4.24	+4.32	+5.67	-3.77	+9.99
+83.00	+97.02	+111.69	-5.96	+4.16	+5.71	-5.31	+9.87
+87.50	+102.07	+111.36	-7.29	+3.95	+5.73	-6.48	+9.68
+92.00	+108.83	+111.53	-8.21	+3.71	+5.72	-7.30	+9.42
+96.50	+117.90	+112.21	-8.73	+3.42	+5.68	-7.77	+9.10
+101.00	+130.27	+113.41	-8.85	+3.10	+5.62	-7.88	+8.72
+105.50	+147.67	+115.18	-8.57	+2.73	+5.54	-7.63	+8.27
+110.00	+173.33	+117.55	-7.89	+2.33	+5.42	-7.02	+7.75
+114.50	+214.23	+120.61	-6.80	+1.88	+5.29	-6.05	+7.17
+119.00	+288.36	+124.46	-5.32	+1.40	+5.12	-4.73	+6.52
+123.50	+460.98	+129.23	-3.43	+ .87	+4.93	-3.05	+5.81
+128.00	#####	+135.11	-1.15	+ .31	+4.72	-1.02	+5.03
+130.00	#####	+138.15	- .00	+ .05	+4.62	- .00	+4.66

STO=0.89*TO1+TO3+TO4 , IT0=TO3+TO4

