

وزارة التعليم العالي  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

## ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

2ex.

# PROJET DE FIN D'ETUDES

## SUJET

ETUDE D'UNE STRUCTURE MIXTE  
( BA. BP. CM )

Proposé par :

E.B.A

Etudié par :

M.S. BRAHAM CHAOUCH

M. SEDAUI

Dirigé par :

Mr BOUTEMEUR

Mr LEFKI

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

### DEDICACES

---

A la memoire de mes grands parents  
a mon pere, ma mere, mes freres et  
soeur. A mes oncles et tantes.  
Et a tous ceux qui pour l'amour  
de dieu font le bien.

BRAHAM CHAOUCH

MOHAMED SEGHIR

A ma famille, mon ami BENMAHDJOUR  
RACHID, a Mr R BOUTEMEUR mon  
professeur de beton de 4e annee  
et a la gloire de ETCE.

SEDAOUI MESSAOUD

### REMERCIEMENTS

---

Nous tenons a remercier tout particulierement Mr  
DIFFALLAH de l'EBA, ainsi que tous le personel de cette  
entreprise qui nous ont propose notre sujet, et nous ont aide  
dans son etude.

Nous tenons a remercier Mr BOUTEMEUR ET Mr LEFKI nos  
promoteurs pour l'aide qu'il nous ont fourni, durant notre  
projet de fin d'etude.

Nous tenons a remercier Mr HAMEG mohamed et Mm HAMEG  
LILA sans lesquelles ce polycopie n'aurait pu etre realise.

Nous tenons a remercier les responsables et employers  
de la bibliotheque et du centre de calcul de l'ENP.

Nous remercions tous ceux qui de pres ou de loin, nous  
ont aide lors de notre projet de fin d'etude

M. SEDAUI et M. S. BRAHAM CHAOUCH

## SOMMAIRE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

I	AVANT-PROPOS .....	1
II	INTRODUCTION .....	2
III	DESCRIPTION DU PROCEDE.....	3
IV	PRESENTATION DE L'OUVRAGE .....	4
V	CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX.....	6
VI	CHARGES ET SURCHARGES .....	9
VII	ETUDE AU SEISME.....	11
VIII	CALCUL DE RIGIDITE ET DISTRIBUTION DE L'EFFORT TRANCHANT.....	15
IX	ETUDE AU VENT .....	26
X	SOLLICITATIONS (SAP80).....	39
XI	ETUDE DE LA PRECONTRAINTES.....	51
XII	CONTREVENTEMENT.....	74
XIII	CALCUL DE LA POUTRE DE ROULEMENT.....	77
XIV	CALCUL D'ELEMENTS DIVERS.....	86
XV	FONDATIONS.....	92
XVI	CONCLUSION.....	96
	BIBLIOGRAPHIE.....	97

## AVANT-PROPOS

Le but de notre projet de fin d'étude est l'analyse d'un ouvrage industriel. Il se distingue des thèses classiques du genre, par le fait que nous fumes confrontés à un procédé de construction original (du moins en Algérie), où la structure porteuse est en béton précontraint, quoique l'on retrouve des éléments classiques en béton armé, et en charpente métallique.

Nous avons mené notre étude de manière à exploiter, autant que cela nous a été possible, l'outil informatique. Nous nous sommes alors familiarisés avec l'utilisation de logiciels, comme le SAP80 et le STAPBEAM. Nous avons aussi développé nos propres programmes dont certains sont spécifiques à l'étude, et d'autres dont l'utilisation est plus générale.

nous avons essayé, autant que possible de rester entre l'ingénieur exerçant dans une entreprise, et l'étudiant en fin de cycle, de manière à avoir l'efficacité du premier, et la curiosité du second.

## INTRODUCTION

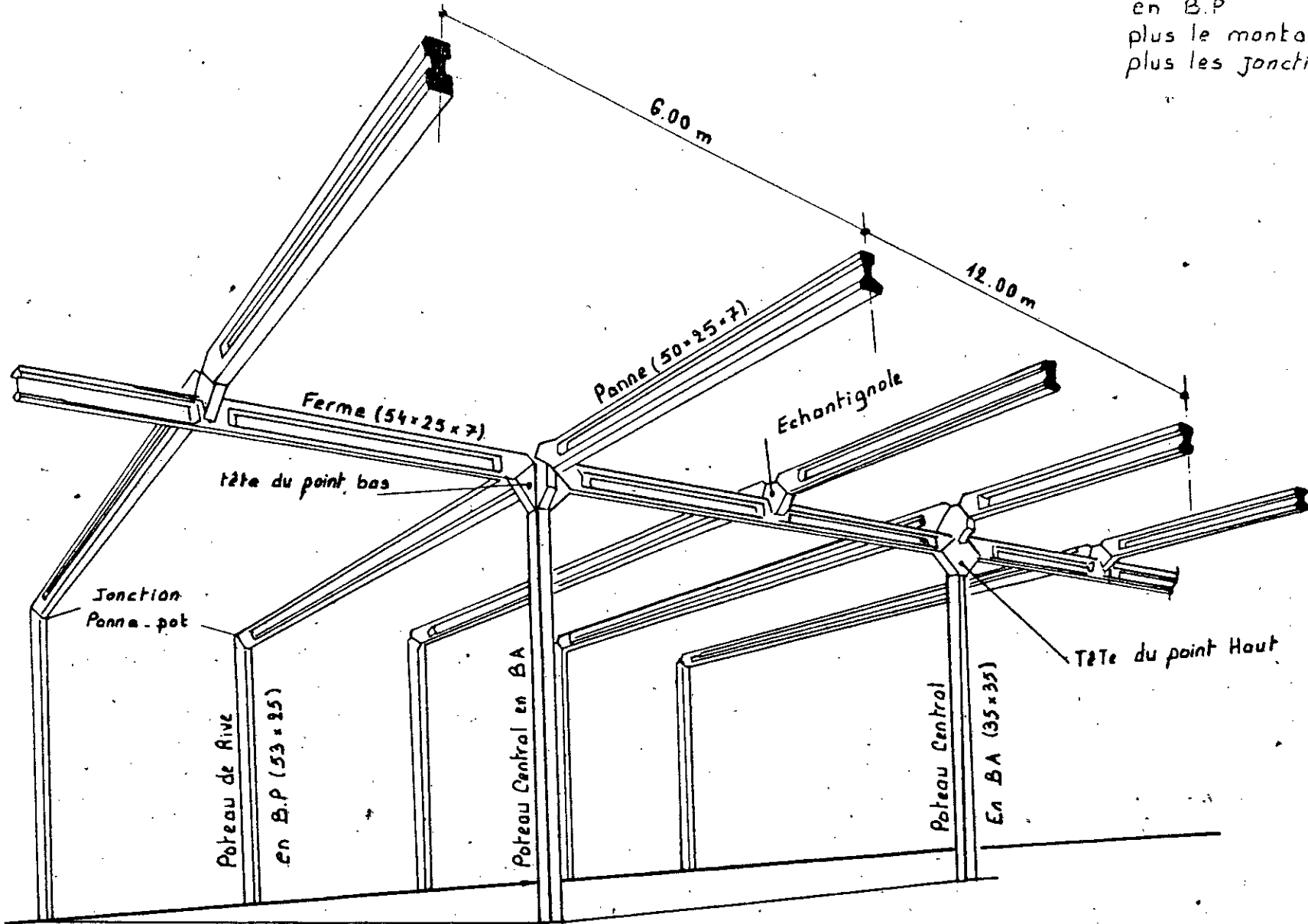
De grandes portees avec des sections tres economiques, tels sont les atouts majeurs du beton precontraint, dans le domaine du genie civil. Integrons tout cela dans un procede de construction par assemblage d'elements prefabriques, le resultat est plus que satisfaisant et ne peut qu'interesser les entreprises de construction.

Les clients (dans un contexte national) pourraient emettre des reserves quand a la bonne realisation de la precontrainte, mais vue que l'operation se fait en usine, ceci garanti une grande fiabilite des elements.

Dans notre pays, le beton precontraint, a fait son apparition lors de la derniere decennie, son utilisation dans les ouvrages d'art ne cesse de s'etendre. Par contre dans le domaine du batiment, a peine fait il une timide perce dans le marche des ouvrages industriels et ceci reside dans une cause essentielle qui est l'ignorance des autorites responsables du controle des capacites de performance sismique de ce materiau. Ignorance qui se traduit par un interdit, frappant l'utilisation d'elements precontraints pour le contreventement sans justification d'un calcul post-elastique.

# SCHEMA N°1

perspective d'éléments d'ossature  
en B.P  
plus le montage des portiques  
plus les jonctions voir les détails.



## DESCRIPTION DU PROCÉDE

### 1 INTRODUCTION

Le procédé GUIRRAUDI-AUFFEVE, breveté en FRANCE et à l'étranger, est agréé par le centre scientifique et technique du bâtiment, est exploité sous licence dans plusieurs pays dont l'ALGERIE.

Le procédé est caractérisé par les propriétés suivantes:

-L'ossature hyperstatique précontrainte en béton, résulte de l'assemblage d'éléments préfabriqués de grande longueur par boulonnage suivant les plans de jonction bissecteurs de ces éléments. Cette ossature est constituée de portiques à bequilles encastrees en tête et au pied. Ces portiques peuvent être simples ou multiples. Ils reprennent tous les efforts horizontaux et verticaux appliqués à la construction. La structure est donc composée de portiques "PANNES" et de portiques "FERMES".

\*Les portiques pannes (20 m de longueur environ) espacées de 5 à 6 m environ (cote X) s'appuient sur les poteaux de façade et sur les portiques fermes (de 12 m de longueur environ) espacés tout les Y. Les charges climatiques sont directement transmises aux portiques "PANNE" par la tôle nervurée et galvanisée qui constitue la couverture.

\*Les portiques "FERMES" comportent des poteaux de façade et des poteaux intérieurs, la portée des fermes est égale à  $2X$  (5 à 6 m).

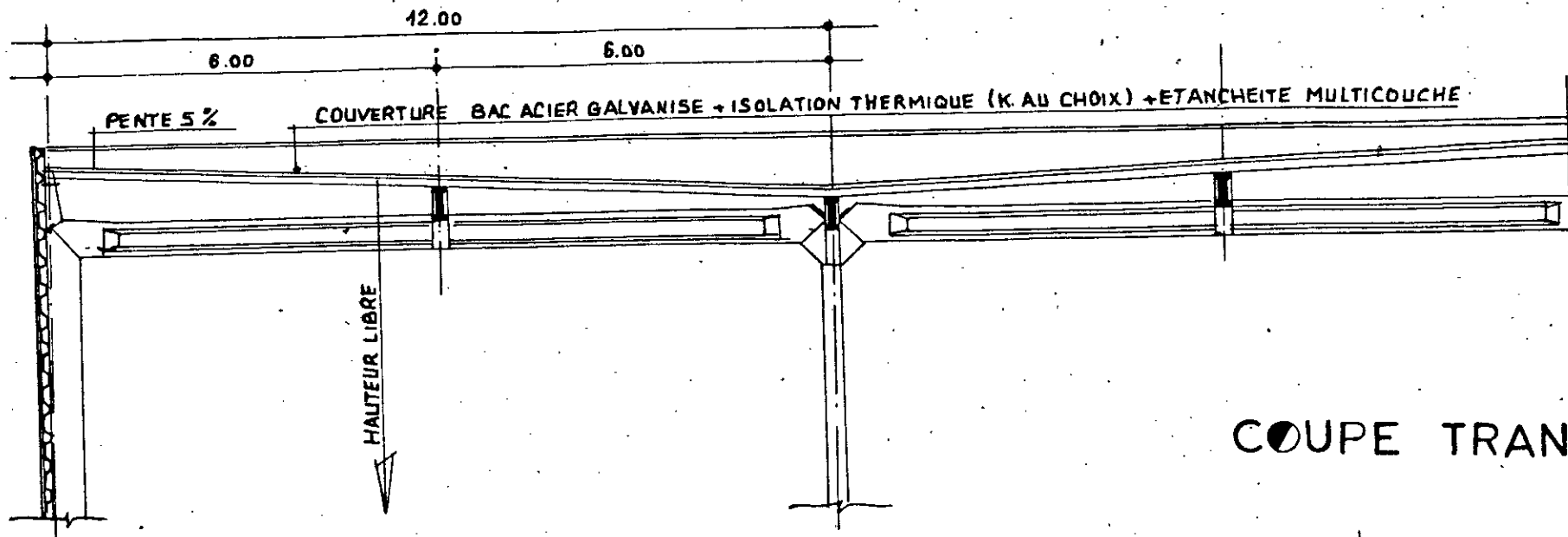
Au moment du montage, le contrôle des couples de serrage des boulons permet de créer des moments hyperstatiques adaptés aux cas de charges ultérieures, en vue d'une optimisation de la répartition des moments sur appui et en travée.

### 2 CARACTERISTIQUES TECHNIQUES

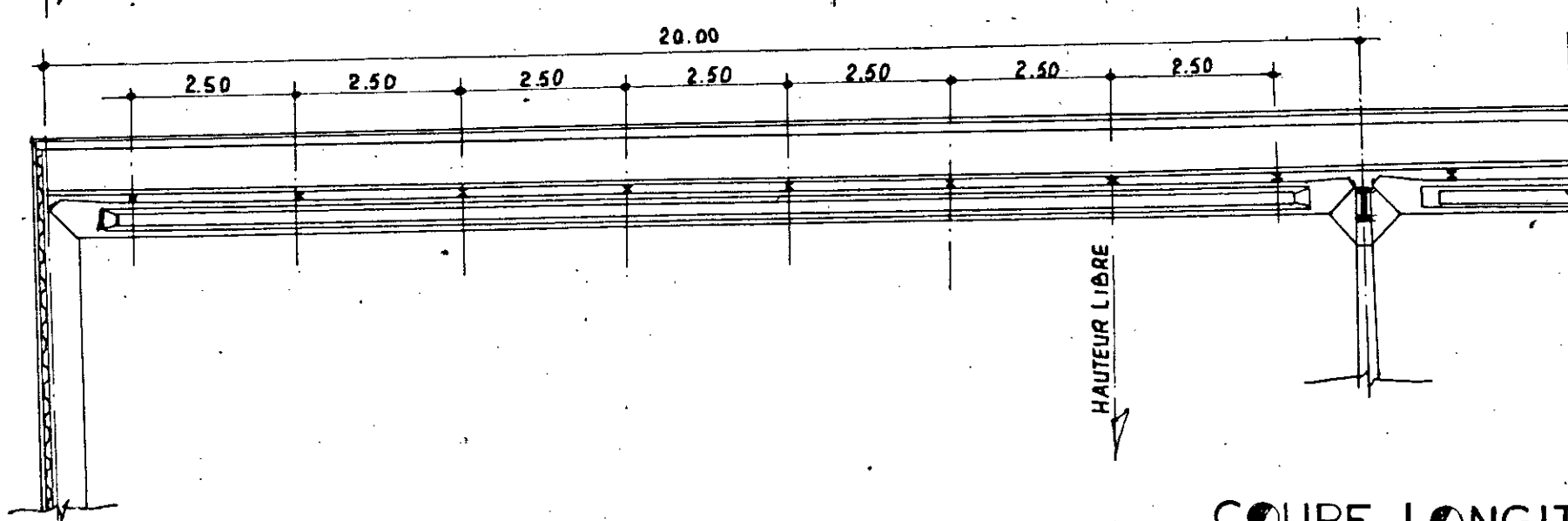
Le système d'ossature est un système en béton précontraint, par plaques d'ancrage, servant d'extrémité aux fils précontraints relevés à leurs extrémités. L'assemblage entre plaques d'ancrages est réalisé par des boulons de haute résistance. Le serrage des boulons a pour effet de créer un moment d'encastrement sur appui réglable (de valeur proportionnelle au couple de serrage de l'écrou sur le boulon) qui permet de faire varier à volonté, les valeurs relatives des moments en travée et sur appui, de façon à créer une poutre travaillant dans les conditions optimales. Soit, le moment sur appui est égal au moment en travée (ou équilibrage des moments positifs et négatifs).

### 3 ELEMENTS PREFABRIQUES

-Éléments longs (PANNES).  
-Éléments courts (FERMES).  
-Éléments poteaux extérieurs  
précontraints (même section que les poutres).  
-Éléments poteaux centraux en béton armé.



COUPE TRANSVERSALE



COUPE LONGITUDINALE



## PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage dont nous tacherons de faire l'étude, est de par sa nature, un bâtiment industriel jouxtant le complexe de l'ENATB situé à ROUIBA, dans la wilaya de BOUMERDES, dont il est une extension.

Il s'étend sur une superficie globale de 6803 m<sup>2</sup> (84.74x80.28) et comporte deux parties A et B, séparées par un joint de dilatation.

### PARTIE A

Avec ses quatre blocs indépendants, car désolidarisés par des joints de dilatations, et occupant une superficie de 36x40 m<sup>2</sup>; soit 1440 m<sup>2</sup>, cette partie s'installe sur une surface totale de 5817 m<sup>2</sup>.

Chaque bloc est composé de portiques et de poteaux autostables de la manière suivante:

Dans le sens transversal

-D'un portique ferme réalisé en assemblant les éléments suivants:

- Trois (03) poutres ferme en béton précontraint (25x24x7) cm de 12 m de longueur.
- Deux (02) poteaux de rive en béton précontraint (25x57) cm de 6.44 m de longueur.
- Deux (02) poteaux centraux en béton armé (35x35) cm de 6.44 m de longueur.

Dans le sens longitudinal

Une série de six (06) portiques, de (02) types:

-Les portiques pannes: se sont des portiques hyperstatiques réalisés en assemblant:

\*Deux (02) poteaux sous panne en béton précontraint (25x53) cm de 6.74 m de longueur.

\*Une (01) poutre panne (25x50x7) cm de 20 m de longueur s'appuyant élastiquement sur la poutre ferme à mi-travée, grâce à des échafaudages.

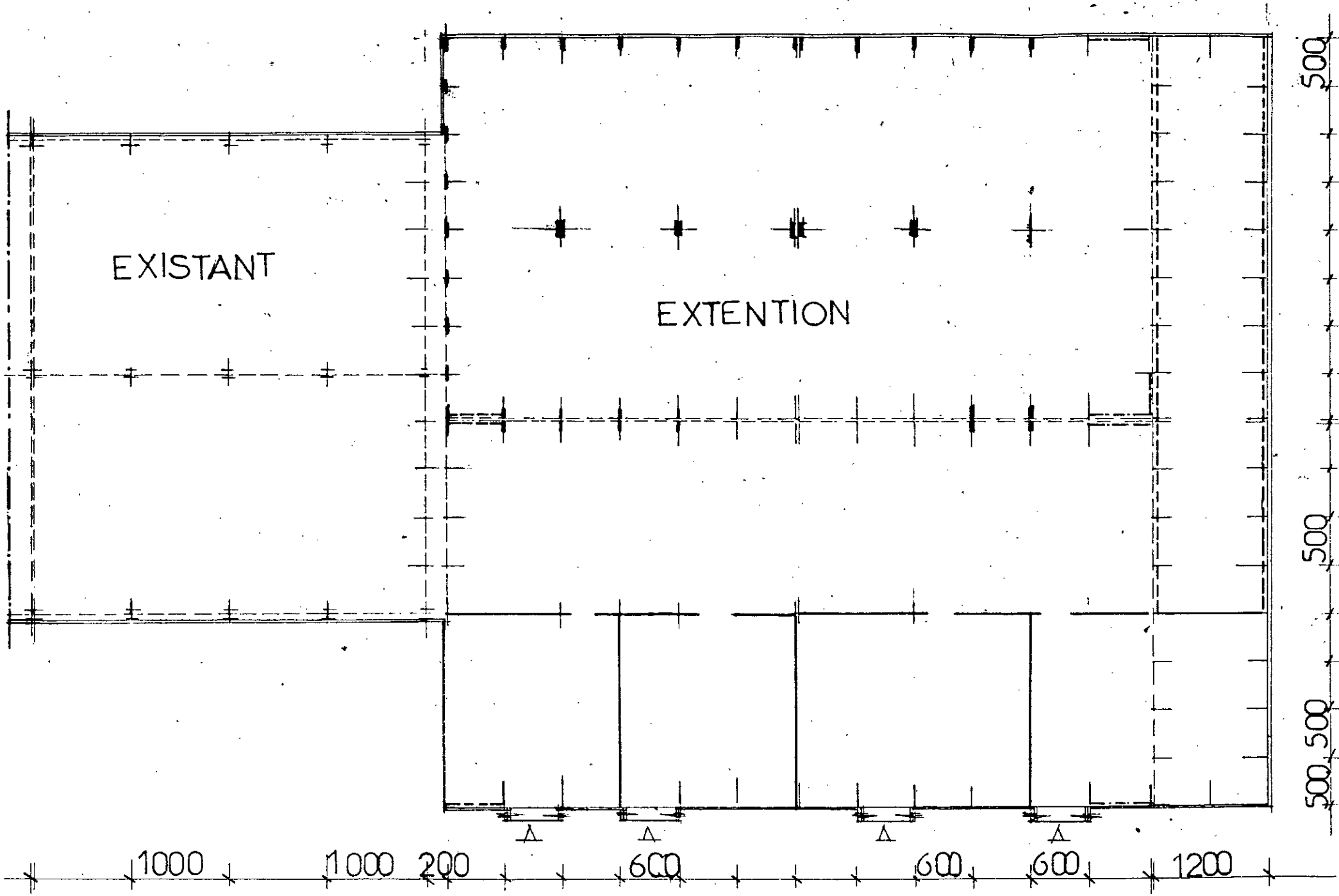
-Les portiques autostables: se sont des portiques semblables aux précédents, mais prenant appui à mi-travée sur les poteaux de la ferme, et dont la ligne moyenne de la poutre se trouve soit à 7.04 m, soit à 6.44 m selon que l'on soit respectivement, dans le cas d'une panne faitière ou sablière. Il faut noter aussi, la présence dans le bloc A, de six (06) poteaux autostables (50x25) cm de 6.44 m de longueur, alignés sur un même axe que le poteau sous ferme de rive, ainsi que deux (02) poteaux d'angles (35x35) limitant de part et d'autre cet alignement.

### PARTIE B

Les deux blocs abritant le pont roulant, sont séparés par un joint de dilatation. Chacun d'eux prenant place sur une superficie de 40x12 m<sup>2</sup> soit 480 m<sup>2</sup>.

La superficie totale de la partie B est de 963.36 m<sup>2</sup>

Le pont roulant s'étire sur 60.28 m, mais pourrait être prolongé



sur toute la longueur des deux blocs soit 80.28m. Chaque bloc est constitué d'une succession de huit (08) portiques pannes, de hauteurs variables, issues de l'assemblage des éléments suivants:

-Deux (02) poteaux sous pannes en béton précontraint (25x53)cm .

-Une (01) poutre panne en béton précontraint (25x50x7) de 12m de longueur.

En outre, il faut noter la présence de deux poteaux d'angles (35x35)cm à gauche, et à droite d'un poteau autostable (25x50)cm de 8m de longueur chacun.

N.B: La variation de hauteur de certains portiques dans l'ouvrage, est due à l'inclinaison de la toiture, qui a une pente de 5%.

## CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

### 1 LE BETON

Le beton utilise est un beton hydraulique, resultant d'un melange, compose de liant, d'eau, et de granulat, dose de facon a obtenir, au moment de la mise en oeuvre, une consistance convenable, et apres durcissement, les qualites requises suivantes:

-Une bonne resistance mecanique, essentiellement a la compression simple.

-Une bonne resistance aux agents agressifs.

-Une deformabilite instantanee, et differee aussi faible que possible.

-Une bonne maniabilite du beton lors de la mise en oeuvre en ne constatant aucune segregation.

#### 1.1 COMPOSITION DU BETON

Pour 1m<sup>3</sup> de beton la composition est la suivante:

- 350 kg de ciment CPA 325.
- 400 l de sable Cg=5mm.
- 800 l de gravillon Cg=25mm.
- 175 l d'eau.

### 2 ACIERS

Nous utilisons des aciers a haute adherance (HA) Fe40 qui ont les caracteristiques suivantes:

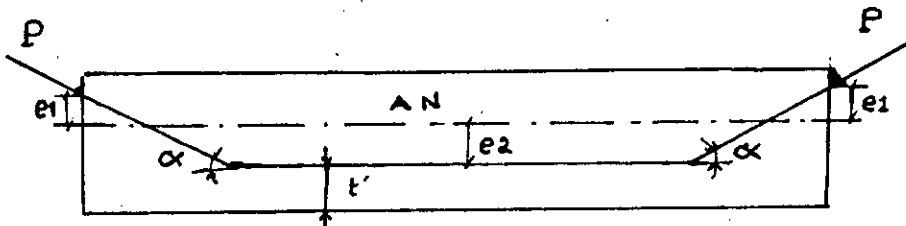
- $\phi \leq 20\text{mm}$  Fe=420MPa.
- $\phi > 20\text{mm}$  Fe=400MPa.

### 3 BETON PRECONTRAINT

Les elements en beton precontraint sont caracterises par la valeur de la precontrainte, et de l'excentricite necessaire, pour reduire, les contraintes a un seuil admissible par les reglements en vigueurs. Dans le cas de notre projet (structure legere), chaque portique est dissocie, en un ensemble de poutre et de poteaux, dont nous etudions la precontrainte a part, c-a-d pour chaque element, mais en tenant compte des efforts exterieurs hyperstatiques car, les portiques travaillent hyperstatiquement, grace un assemblage d'elements isostatiques qui cree l'hyperstaticite.

#### \*TRACE DES CABLES:

En theorie, le trace des cables de precontrainte dans les poutres est parabolique, ce qui est dans le cas de la precontrainte par pretension, tres difficile a realiser. Le procede a donc remplace ce trace par un autre brise, trapesoidal qui enveloppe la parabole, afin de s'approcher au maximum du finiculaire des charges, le tout en respectant les conditions d'enrobage necessaires pour loger les armatures, et les proteger de la corrosion.



### \*CLASSE DE PRECONTRAINTE

Selon les exigences sur les contraintes de traction limites, les justifications sont rangees en trois classes, qui, par contre, sont soumises aux memes contraintes limites de compression.

Les classes sont les suivantes:

- Classe I: Aucune decompression n'est toleree, pour le beton precontraint.
- Classe II: Des tractions moderees sont admises, dans le beton precontraint.
- classe III: des contraintes de traction sont admises, et les fissures consequentes sont maitrisees grace aux armatures passives.

En ce qui concerne notre ouvrage, nous sommes dans le cas de la classe I d'ou  $m=0$ .

### \*BETON

La contrainte de compression du beton vaut:

-0.6  $f_{c28}$  sous l'effet des combinaisons rares et frequentes.

-0.6  $f_{cj}$  durant l'execution, mais ramenee a 0.55  $f_{cj}$  si

$j \leq 3$  jours.

Avec  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

### \*ARMATURES DE PRECONTRAINTE

La valeur maximum de la tension a l'origine doit etre, au plus, egale aux valeurs limites autorisees par l'agrement des aciers utilises.

Pour notre cas (production industrialisee)

0.85  $f_{prg}$  ;  $f_{prg}$ : Valeur garantie a la rupture par unite de section nominale.

0.85  $f_{peg}$  ;  $f_{peg}$ : Valeur garantie a la limite elastique par unite de section nominale.

Les aciers HEL utilises en precontrainte sont des files de  $\varnothing 8$ , dont voici les caracteristiques:  
 $f_{prg}=150 \text{ kg/mm}^2$

$$f_{peg}=135 \text{ kg/mm}^2$$

$$A_p = 5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$g = 1 \text{ mm}$  ;  $g$ : allongement relatif minimum garantie.

$\rho_{1000} = 2.5\%$  ;  $\rho_{1000}$ : relaxation maximale garantie a 1000 heures.

$\rho_s = 5 \cdot 10^{-3}$  ;  $\rho_s$ : Pourcentage d'armature.

$\rho_h = 75\%$  ;  $\rho_h$ : Coefficient milieu ambiant.

$\sigma_0 = 127.5 \text{ kg/mm}^2$ ;  $\sigma_0$ : Tension de precontrainte a l'origine

#### \*PHASES DE REALISATIONS:

Se sont les intervalles en jours

suivants:

[0,3] : Durcissement du beton, et mise en pretecont-  
-rint a 3 jourss, dans cette phases se  
produisent les pertes instantannees.

[3,21] : Stockage et mise en place de la poutre.

[21,42]: Realisation de la toiture de densite 0.186 T/m.

[42,00]: Ouvrage en service.

## CHARGES ET SURCHARGES

### 1 CHARGES PERMANENTES

Elles sont dans le cas de notre ouvrage, le poids propre des éléments constituant la toiture, et le poids propre des éléments structuraux (pannes et fermes).

#### 1.1 POIDS DE LA TOITURE

*Isolation: ce sont des plaques de liège de 4cm posées jointives, scellées au bitume chaud, après badigeonnage des toiles, et fixées mécaniquement au support en TN40 par des rivets.	dan
Densité.....	6.00 $\frac{dan}{m^2}$
*Toile TN40: Ce sont des panneaux de toile nervurée de 40mm de profondeur de rainure, ayant une épaisseur de 0.75mm et une largeur de 7.14mm.	dan
Poids par ml.....	5.50 $\frac{dan}{ml}$
Poids par m <sup>2</sup> .....	7.70 $\frac{dan}{m^2}$
*Etanchéité: C'est une couche de densité.....	12.00 $\frac{dan}{m^2}$
*Profil's métalliques: ce sont des IPE 120.	dan
Poids par ml.....	10.40 $\frac{dan}{ml}$
Il sont espacés de 2.5m, ce qui revient à considérer leurs poids comme une charge répartie de....	5.00 $\frac{dan}{ml}$
	<hr/>
**POIDS DE LA TOITURE.....	31.00 $\frac{dan}{ml}$

#### 1.2 POIDS DES FERMES

Les pannes et les fermes sont des éléments dont la section est en I, ayant les dimensions et poids suivants:

-Panne 50x25x7 , poids.....	160.00 $\frac{dan}{ml}$
-Ferme 54x25x7 , poids.....	185.00 $\frac{dan}{ml}$

N.B: Les dimensions sont en cm; 7 est l'épaisseur de l'âme.

## 2 SURCHARGES

---

### 2.1 SURCHARGES D'EXPLOITATIONS

---

D'une maniere generale,elles sont negligeeables,neanmoins nous pourrions tenir compte d'une couche eventuelle de poussiere,ou de la surcharge de montage,soit

10.00  $\frac{\text{dan}}{\text{m}^2}$  ou 60.00  $\frac{\text{dan}}{\text{m}^1}$

### 2.2 SURCHARGES CLIMATIQUES

---

#### 2.2.1 LA NEIGE

---

La region d'ALGER ou est situee ROUIBA,est une zone ou tombe rarement de la neige ,mais il faut tenir compte d'une couche eventuelle de neige de densite:

\* 24.00  $\frac{\text{dan}}{\text{m}^2}$  soit 144.00  $\frac{\text{dan}}{\text{m}^1}$  .

#### 2.2.2 LE VENT

---

Voir l'etude au vent.

### 2.3 SURCHARGES ACCIDENTELLES

---

La situation accidentelle etudier, est celle due au seisme,qui sera traitee lors de l'etude sismique.



ETUDE AU SEISME

## ETUDE SISMIQUE

Le calcul des charges sismiques se fera selon le RPA88. Les forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément, dans la direction des axes principaux de la structure, sont définies conformément à la formule:

$$V = ADBQW$$

ou

- A est le facteur d'accélération de zone.
- D est le facteur d'amplification dynamique moyen.
- B est le facteur de comportement de la structure.
- Q est le facteur de qualité.
- W est la charge (poids) pris en compte dans le calcul sismique.

### BLOC A

#### 1 COEFFICIENT A

Nous sommes dans le cas du groupe d'usage 2, zone II, donc  $A = 0.15$

#### 2 COEFFICIENT D

##### 2.1 PERIODE

La formule donnant la période est:  $T = \frac{0.09 H}{\sqrt{L}}$

Nous avons  $H = 7.04\text{m}$   
 $L_1 = 40.00\text{m}$  ; sens longitudinale.  
 $L_t = 36.00\text{m}$  ; sens transversale.

D'où

$$T_1 = 0.10\text{sec}$$
$$T_t = 0.11\text{sec}$$

Dans les deux cas, la période est inférieure à 0.3 sec donc  $D = 2$

#### 3 COEFFICIENT B

-----  
Le contreventement est assuré par des éléments métalliques d'où  $B = 0.25$

#### 4 COEFFICIENT Q

Le facteur de qualite Q est evalue par la  
formule suivante:  $Q = 1 + \frac{Pq}{q}$

$$Q = 1 + \frac{Pq}{q} \text{ ou } Pq: \text{ Penalite que defini l'observateur.}$$

Nous avons pour le sens longitudinale  
 $Pq = 0.15$  d'ou  $Q1 = 1.15$   
et pour le sens transversale  
 $Pq = 0.15$  d'ou  $Qt = 1.15$

#### 5 CHARGE W

Le poids total pris en compte est :  
 $W = 175696.55$  kg soit  $W = 175.70$  T  
(le detail du calcul de W est fait a la fin de ce chapitre)

#### 6 EVALUATION DE V

$$V = A B D Q W$$

Dans notre cas  $Vx = Vy = 15.15$  T

D'ou

##### BLOC A

$$\begin{aligned} A &= 0.15 \\ B &= 0.25 \\ D &= 2 \\ Q &= 1.15 \\ W &= 175.70 \text{ T} \end{aligned}$$

$$Vx = Vy = 15.15 \text{ T}$$

##### BLOC B

La meme procedure suivie precedamment, a ete appliquee  
au bloc B, nous avons les resultats suivants:

$$\begin{aligned} A &= 0.15 \\ B &= 0.25 \\ D &= 2 \\ Q &= 1.15 \\ W &= 119.632 \text{ T} \end{aligned}$$

$$Vx = Vy = 10.32 \text{ T}$$

## EVALUATION DE W

## BLOC A

ELTS	B (cm <sup>2</sup> )	D densit	masse M Kg/m <sup>2</sup>	haut. H (m)	masse M/m	long. L (m)	NBRE	masse M(Kg)
Toit	40x36		31					44640
Panne	50x25 x7 cm				160	40	6	38400
Ferme	54x25 x7 cm				185	36	1	6660
PATS	50x25 cm	2500		6.74			6	12637
PS/F	57x25 cm	2500		6.74			2	4802.5
PS/P	53x25 cm	2500		6.74			12	26791
PC	35x35 cm	2500		6.74			2	4128.3
PA	35x35 cm	2500		6.74			2	4128.3
Barda de facad	40x36 m		20	5.94		40		9028.8
Barda de facad	40x36 m		20	5.94		36		9028.8
Q	40x36 m		50%x10					7200.0
N	40x36 m		50%x24					17280
							W	175697

EVALUATION DE W(BLOC B)

ELTS	B (cm2)	D densit	masse M Kg/m2	haut. H (m)	masse M/m	long. L (m)	NBRE	masse M(Kg)
Toit	40x12		31					44640
Panne	50x25 x7 cm				160	40	6	38400
PATS	50x25 cm	2500		6.74			6	12637
PS/P	53x25 cm	2500		6.74			12	26791
PA	35x35 cm	2500		6.74			2	4128.3
Barda de facad			20	5.94		40		9028.8
Barda de facad			20	5.94		36		9028.8
Q	40x12 m		50%x10					2408.4
N	40x12 m		50%x24					5780.2
P.RLM	30x50 cm	2500						30105
P- ROULT								12500
CHAR- IOT								3500
CONS- OLE								2340
								(dan) W=119632.22

## CALCUL DE RIGIDITE

### 2 EXPOSE DE LA METHODE

---

Les rigidites sont calculees par la methode de MUTO, qui permet aussi de determiner les contraintes dans les differents elements d'une structure composee de portiques, et sollicitee par des forces horizontales.

### 2 CONDITION D'APPLICATION

---

Cette methode est applicable pour les batiments a etages rigides dans leurs plan, ayant une ossature composee de portiques autostable reprenant la totalite des charges verticales et horizontales. Les charges sont supposees concentrees au niveau des planchers. Les diagrammes de distribution des charges horizontales en elvation est rectangulaire (vent) ou triangulaire (seisme).

### REMARQUE

---

Pour obtenir une bonne precision, il est necessaire que la raideur (rigidite relative  $I/L$ ) des poutres ne soit pas trop faible devant celle des poteaux, pour rester dans l'hypothese des des planchers indeformables (un seul degre de liberte; translation). La raideur  $k$  doit etre superieur a 0.2 pour tout les noeuds de l'ossature. On ne doit pas avoir de variation brusque de rigidites entre deux niveaux adjacents.

### 3 PRICIPE DE LA METHODE

---

#### 3.1 ETAPE DE CALCUL

---

- Calcul des rigidites lineaires des poteaux et des poutres.
- Calcul des coefficients  $K$  et des coefficients de correction a dans les deux sens.
- Calcul des raideurs corrigees des poteaux dans les deux sens.
- Calcul des rigidites de niveau dans les deux sens.
- Determination du centre de masse et de torsion.

#### 3.2 DEFINITIONS

---

##### 3.2.1 RIGIDITE DE NIVEAU D'UN PORTIQUE

---

La rigidite relative d'un portique represente l'effort tranchant qui produit un deplacement relatif de niveau egale a l'unite.

$$R = T / \delta$$

##### 3.2.2 RIGIDITE D'UN POTEAU

---

Elle est egale a l'effort tranchant provoquant un deplacement unitaire du poteau.

### 3.2.3 RIGIDITE D'UN NIVEAU EN FONCTION DE CELLE DES POTEAUX

---

C'est la somme des rigidites des poteaux du niveau, car on a suppose que les poteaux d'un meme niveau, subissent le meme deplacement.

### 3.2.4 RIGIDITE REELLE D'UN NIVEAU

---

Un portique sollicite par des charges horizontales, a un deplacement qui peut etre decompose en trois parties complementaires  $\delta_a, \delta_b, \delta_c$  tel que:

$$\delta = \delta_a + \delta_b + \delta_c$$

a: Deplacement de translation du ala deformation de flexion des poteaux en considerant les poutres infiniment rigides.

b: Deplacement du a la rotation des noeuds en fonction de la rigidite reelle des poutres.

c: deplacement, de console du aux deformations axiales relatives des poteaux tendus (ou comprime).  
(Il n'est tenu compte de c que si le nombre de niveau est superieur a 15)

$$\text{D'ou } R = \frac{T}{(\delta_a + \delta_b)} = R_a \quad ; a = \frac{1}{\delta_a + \frac{\delta_b}{1 + \frac{\delta_b}{\delta_a}}} \quad \text{et } R = \frac{T}{\delta_a}$$

## 4 CALCUL DES RIGIDITES

### REMARQUE

Le calcul des rigidites dans le cas de notre ouvrage sera presente de la maniere suivante:

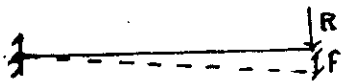
- Calcul detaille suivant les etapes de calcul cite precedemment pour certains portiques.
- presentations des resultats sous forme de tableaux.

### 4.1 BLOC A

#### 4.1.1 SENS LOGITUDINAL

##### a PORTIQUE 1

Les poteaux d'angles, poteaux autostables ainsi que les poteaux sous fermes sont assimiles a des consoles encastrees a la base et libre en tete.



d'ou d'apres la RDM l'expression de la fleche

$$f = \frac{R h^3}{3EI}$$

pour un déplacement unitaire  $f=1 = \frac{R h^3}{3EI}$   
 la rigidite  $R = \frac{3EI}{h^3}$

Ce portique comporte 9 poteaux

2 poteaux d'angles	35x35 cm <sup>2</sup>	d'ou	I <sub>1</sub> =125052	cm <sup>4</sup>
6 poteaux autostables	25x25 cm <sup>2</sup>	d'ou	I <sub>1</sub> =65104.17	cm <sup>4</sup>
1 poteau sous ferme	25x57 cm <sup>2</sup>	d'ou	I <sub>1</sub> =74128.75	cm <sup>4</sup>

N.B: hauteur moyenne h=6.74m

CALCUL DES RIGIDITES DES POTEAUX

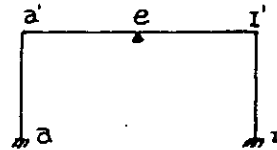
Poteaux d'angles (BA)  $r_1 = \frac{3EI_1}{h^3} = 430.07 \text{ kg/cm}^2$   
 Poteaux autostables (BA)  $r_2 = \frac{3EI_2}{h^3} = 223.90 \text{ kg/cm}^2$   
 Poteaux sous ferme (BA)  $r_3 = \frac{3EI_3}{h^3} = 275.61 \text{ kg/cm}^2$

RIGIDITE DU PORTIQUE 1

$R_1 = 2r_1 + 6r_2 + r_3 = 2479.15 \text{ Kg/cm}$

b RIGIDITE DES PORTIQUES 2,4,6

RAIDEURS DU PORTIQUE



poteaux sous panne (25x53) cm<sup>2</sup> d'ou I<sub>14</sub>=310160.42 cm<sup>4</sup>

$K_{aa} = K_{i i'} = \frac{I_{14}}{h} = 460.18 \text{ cm}^3$

Panne

$K_{a'e} = K_{e'i'} = \frac{I_{16}}{l} = 101.82 \text{ cm}^3$

COEFFICIENT K

$K = (K_{panne} / K_{poteau}) = 0.221$

COEFFICIENT CORRECTEUR a

$a = \frac{0.5 + K}{2 + K} = 0.325$

RIGIDITES DES POTEAUX

$r_{aa'} = r_{i i'} = a^4 \cdot 12 \cdot \frac{EI_{14}}{h^4} = 1497.3 \text{ KG/cm}$



## RIGIDITES DES PORTIQUES

---

$$R2=R4=R6=2r_{aa}'=2r_{ii}'=2994.6 \text{ kg/cm}$$

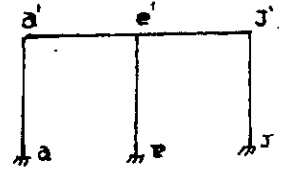
## PORTIQUES AUTOSTABLES 3,5

---

$$\text{Poteau sous panne } K_{aa}'=K_{nn}'=I_{14}/h=460.18 \text{ Kg/cm}$$

$$\text{Poteau centrale } K_{ee}'=I_{11}/h=185.54 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Panne } K_{ae}'=K_{e'i}'=I_{16}/l=101.82 \text{ Kg/cm}$$



## COEFFICIENT K

---

$$K1=(K_{a'e}'/K_{aa}')=0.221$$

$$K2=(2K_{a'e}'/K_{ee}')=1.100$$

## COEFFICIENT CORRECTEUR a

---

$$a1=(0.5+K1)/(2+K1)=0.325$$

$$a2=(0.5+K2)/(2+K2)=0.516$$

## RIGIDITES DES POTEAUX

---

$$\text{Poteau sous panne } r1=a1^{12} EI_{14}/h^3 =1497.3 \text{ KG/cm}$$

$$\text{Poteau centrale } r2=a2^{12} EI_{11}/h^3 =887.66 \text{ KG/cm}$$

## RIGIDITES DES PORTIQUES

---

$$R3=R5=2r1+r2=3882.26 \text{ Kg/cm}$$

## PORTIQUE AUTOSTABLE 7

---

$$\text{Poteau sous panne } K_{aa}'=K_{nn}'=I_{14}/h=460.18 \text{ Kg/cm}$$

$$\text{Poteau sous ferme } K_{ee}'=I_{13}/h=110.12 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Panne } K_{a'e}'=K_{e'i}'=I_{16}/l=101.82 \text{ Kg/cm}$$

### COEFFICIENT K

---

$$K1 = (Ka'e' / Kaa') = 0.221$$

$$K2 = (2Ka'e' / Kee') = 1.100$$

### COEFFICIENT CORRECTEUR a

---

$$a1 = (0.5 + K1) / (2 + K1) = 0.325$$

$$a2 = (0.5 + K2) / (2 + K2) = 0.516$$

### RIGIDITES DES POTEAUX

---

$$\text{Poteau sous panne } r1 = a1 \cdot 12 \cdot EI^{14} / h^3 = 1497.3 \text{ KG/cm}$$

$$\text{Poteau centrale } r2 = a2 \cdot 12 \cdot EI^{11} / h^3 = 887.66 \text{ KG/cm}$$

### RIGIDITES DES PORTIQUES

---

$$R3 = R5 = 2r1 + r2 = 3882.26 \text{ Kg/cm}$$

### COEFFICIENT K

---

$$K1 = (Ka'e' / Kaa') = 0.221$$

$$K2 = (2Ka'e' / Kee') = 1.85$$

### COEFFICIENT CORRECTEUR a

---

$$a1 = (0.5 + K1) / (2 + K1) = 0.325$$

$$a2 = (0.5 + K2) / (2 + K2) = 0.610$$

### RIGIDITES DES POTEAUX

---

$$\text{Poteau sous panne } r1 = a1 \cdot 12 \cdot EI^{14} / h^3 = 1497.3 \text{ KG/cm}$$

$$\text{Poteau sous ferme } r2 = a2 \cdot 12 \cdot EI^{13} / h^3 = 672.49 \text{ KG/cm}$$

### RIGIDITES DU PORTIQUE

---

$$R3 = R5 = 2r1 + r2 = 3667.09 \text{ Kg/cm}$$

**SENS TRANSVERSAL**

PORTIQUES	RIGIDITE POTEAU	RIGIDITE DES PORTIQUE Kg/cm
A et I	sous d'angle 430.07   256.27	1967.69
B,C,D,F,G,H	895.6	895.60
E	sous central ferme   1140.55	6572.27

**RIGIDITE RELATIVE DE NIVEAU DES PORTIQUES ET CONSOLES**

$REY=15881.25Kg/cm$

**CENTRE DE TORSION**

**a CENTRE DE MASSE**

$XG=20$  m L'ouvrage est symetrique dans le sens x)

$Yg=\sum m_i x_i / \sum m_i = \sum s_i x_i / \sum s_i = 19.8m$

**b CENTRE DE TORSION**

$Xc=\sum R_j y_j x_j / \sum R_j y_j = 20.00m$

$Yc=\sum R_j x_j y_j / \sum R_j x_j = 18.93m$

**c EXCENTRECITE**

$ethy=Yg-Yc=0.9m$

$ethx=Xg-Xc=0$  m

L'excentrecite est prise comme etant egale 5% de la plus grande longueur, soit  $ea=2m$ .

## RIGIDITE RELATIVE DE NIVEAU

$$R_{jx} = R_1 + R_2 + R_3 + R_4 + R_5 + R_6 + R_7$$

$$R_{jx} = 22894.56 \text{ Kg/cm}$$

## d RIGIDITE A LA TORSION

$$R_{j\theta} = \frac{\sum_{j=1}^n R_{jy} x_j^2 + \sum_{j=1}^n R_{jx} y_j^2}{10}$$
$$= 4.83 \cdot 10 \text{ Kg/cm}$$

## 4.2 RIGIDITES DU BLOC B

### SENS TRANSVERSAL

$$R_a = R_c = 8r_1 + r_2 = 1637.76 \text{ Kg/cm}$$

$r_1 = 169.22 \text{ Kg/cm}$ : rigidite d'un poteau sous panne

$r_2 = 284.00 \text{ Kg/cm}$ : rigidite d'un poteau d'angle

$$R_{jy} = 2R_a + R_c = 3866.92 \text{ Kg/cm}$$

### SENS LOGITUDINAL

$$R_9 = 715.85 \text{ Kg/cm}$$

$$R_1 = R_2 = \dots = R_8 = 2337.2 \text{ kg/cm}$$

$$R_{jx} = 8R_1 + R_9 = 19413.45 \text{ Kg/cm}$$

### CENTRE DE MASSE

$X_G = 6 \text{ m}$  L'ouvrage est symetrique dans le sens x)

$$Y_G = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i} = \frac{\sum s_i x_i}{\sum s_i} = 17.81 \text{ m}$$

### CENTRE DE TORSION

$$X_c = 6.00 \text{ m}$$

$$Y_c = 18.33 \text{ m}$$

### EXCENTRECITE

$$e_{thy} = Y_g - Y_c = 0.51 \text{ m}$$

$$e_{thx} = X_g - X_c = 0.00 \text{ m}$$

L'excentrecite est prise comme etant egale 5% soit  $e_a = 2 \text{ m}$

### RIGIDITE A LA TORSION

$$R_{j\theta} = \frac{\sum_{j=1}^n R_{jy} x_j^2 + \sum_{j=1}^n R_{jx} y_j^2}{10}$$
$$= 2.98 \cdot 10 \text{ Kg/cm}$$

**REPARTITION DES EFFORTS  
AUX DIFFERENTS PORTIQUES**

**BLOC A**

Sous l'action des forces horizontales les efforts tranchants que recoit chaque portiques est donne comme:

$$V_{jx} = v_{jx} \frac{R_{j1}}{\sum R_{j1}} + v_{jy} \frac{y_G y_1 R_{j1}}{R_{j0}} \quad \text{dans le sens longitudinal.}$$

$$V_{jy} = v_{jy} \frac{R_{jt}}{\sum R_{jt}} + v_{jx} \frac{y_G y_1 R_{jt}}{R_{j0}} \quad \text{dans le sens transversal.}$$

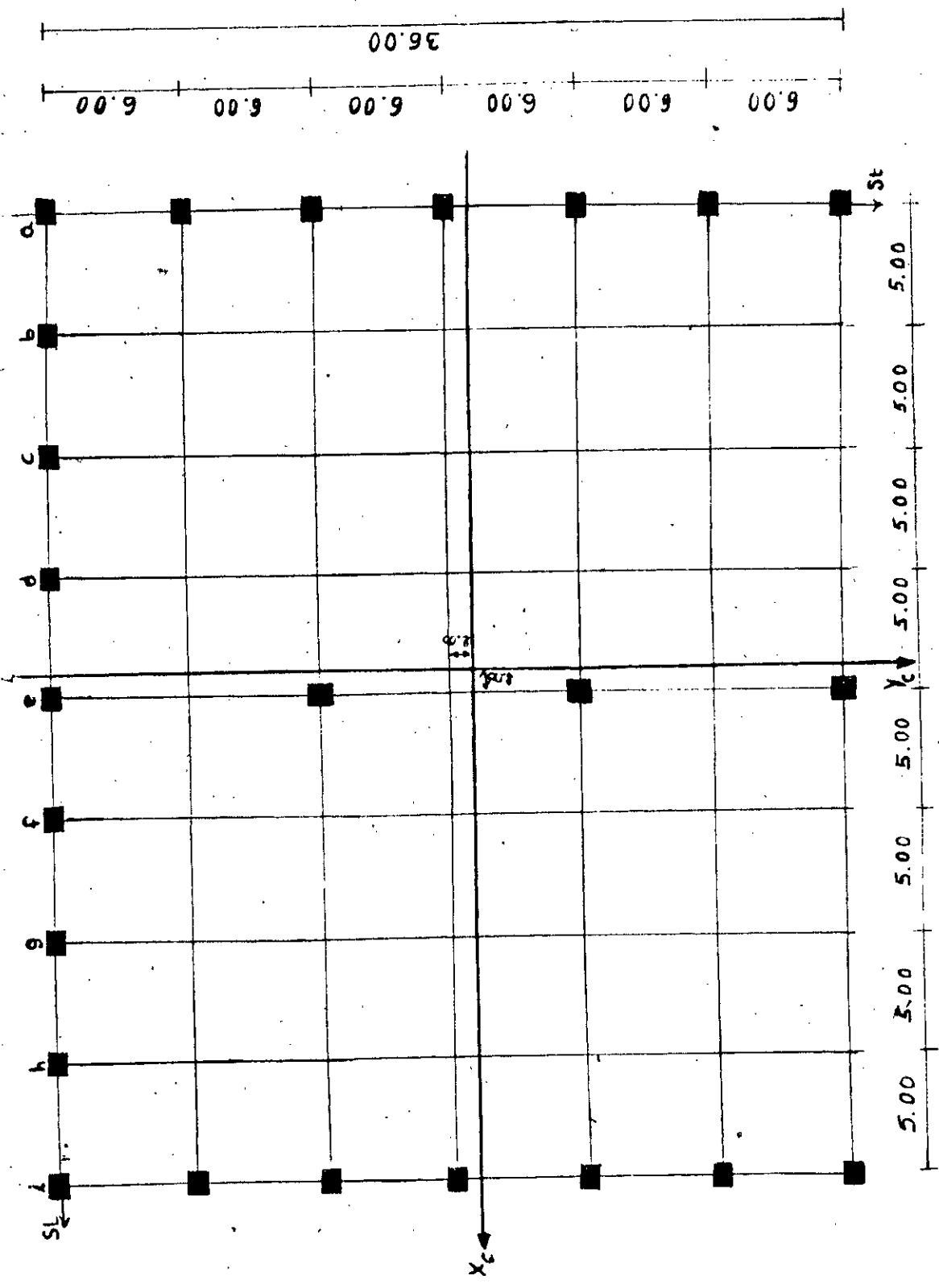
D'ou pour le sens longitudinal  
yG=2m; vjx=vjy=15.15 T nous avons

FILE	$v_{jx} \frac{R_{j1}}{\sum R_{j1}}$	$v_{jy} \frac{y_G y_1 R_{j1}}{R_{j0}}$	Vjx
1	1640.53	-6.61	1633.91
2	1981.61	-5.78	1975.82
3	2569.00	-4.65	2564.35
4	1981.61	-1.39	1980.22
5	2569.61	1.04	2570.05
6	1981.61	3.0	1984.61
7	2426.62	-70.91	2355.70

Repartitions des efforts tranchants dans les poteaux cas de la filel

l'effort Fjx au niveau du poteau vaut:  $F_{jx} = V_{jx} \frac{r_j}{R_j}$   
d'ou pour:

- Les poteaux d'angle : F=288.44 dan
- Les poteaux autostables: F=147.56 dan
- Le poteau sous ferme : F=181.64 dan



Pour le sens transversal  
 $y_G = 2m; v_{jx} = v_{jy} = 15.15$  T nous avons

FILE	$\frac{R_{jt}}{v_{jy} \sum R_{jt}}$	$\frac{y_G y_l R_{jt}}{v_{jx} R_{j0}}$	$V_{jy}$
a	1302.08	-4.33	1297.74
b	592.64	-1.42	591.22
c	592.64	-0.88	591.77
d	592.64	-0.33	592.32
e	4353.69	1.69	4355.31
f	592.64	0.77	593.41
g	593.64	1.31	593.96
h	592.64	1.87	594.51
i	1302.08	5.29	1307.37

Repartitions des efforts tranchants dans les poteaux

cas de la file a rj  
 l'effort  $F_{jx}$  au niveau du poteau vaut:  $F_{jx} = V_{jx} \frac{R_j}{R_j}$   
 d'ou pour:

- Les poteaux d'angle :  $F = 283.64$  dan
- Les poteaux sous panne :  $F = 987.51$  dan

cas de la file i rj  
 d'ou pour: Rj

- Les poteaux d'angle :  $F = 285.64$  dan
- Les poteaux sous panne :  $F = 994.83$  dan

BLOC B

Les efforts lateraux dans ce bloc valent  
 $V_x = V_y = 10.32T$

les forces laterales sont distribuee sur la hauteur de la structure selon la formule:

$$F_k = \frac{(V - Ft) W_k h_k}{\sum W_i h_i}$$

avec  $F_t = 0$  car  $T_{max} = 0.203 \text{ sec} < 0.7 \text{ sec}$

NIVEAU	h	Wk dan	Wk hk dan.m	$\sum W_k, h_k$ dan.m	Fk dan
1	6.10	83.98 10 <sup>3</sup>	512.3 10 <sup>3</sup>	850.5 10 <sup>3</sup>	6.36 10 <sup>3</sup>
2	8.55	37.22 10 <sup>3</sup>	318.2 10 <sup>3</sup>	830.5 10 <sup>3</sup>	3.95 10 <sup>3</sup>

Effort tranchant d'etage

niveau 1:  $1 = 10.31 \cdot 10^3 \text{ dan}$

niveau 2:  $2 = 6.36 \cdot 10^3 \text{ dan}$

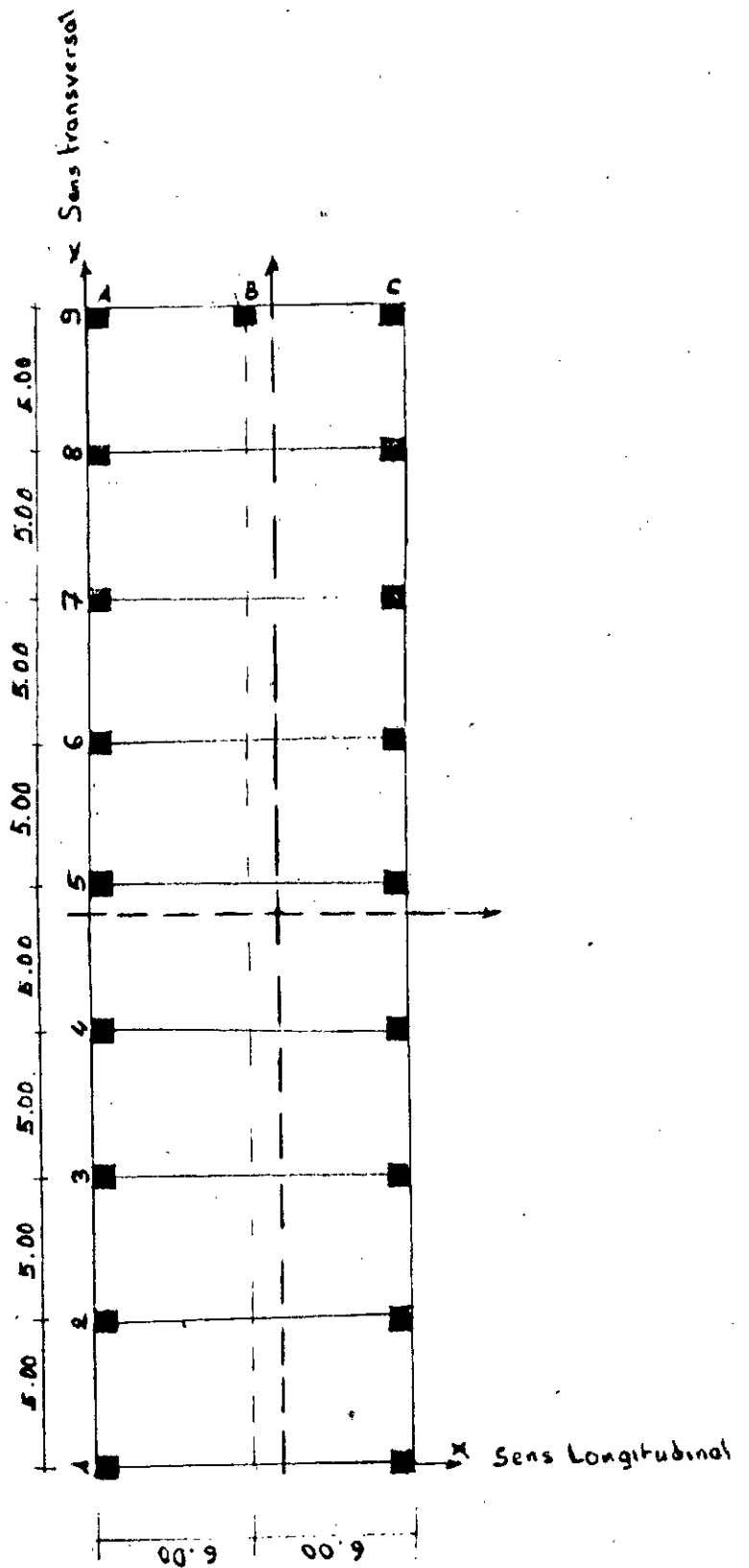
Distribution de la force sismique aux differents portique et consoles

N.B: le cas etudier est celui des files les plus sollicitees.  
 sens longitudinal

FILE	NIV	$v_{jx} \frac{R_{j1}}{\sum R_{j1}}$	$v_{jy} \frac{y_G y_1 R_{j1}}{\sum R_{j0}}$	Vjx
1	1	3118.74	0.75	3119.15
	2	1922.02	0.83	1922.02
9	1	955.22	0.50	955.73
	2	588.68	0.31	588.61



BLOC B



Repartition des efforts tranchants dans les poteaux  
cas de la file 9

l'effort  $F_{jx}$  au niveau du poteau vaut:  $F_{jx} = V_{jx} \frac{r_j}{R_j}$   
d'ou pour:

-Les poteaux d'angle niveau 1 :  $F = 955.73$  dan

-Les poteaux d'angle niveau 2 :  $F = 243.17$  dan

-Les poteaux autostables :  $F = 121.58$  dan

sens transversal

FILE	NIV	$v_{jy} \frac{R_{jt}}{\sum R_{jt}}$	$v_{jx} \frac{y_G y_l R_{jt}}{R_{j\theta}}$	$V_{jx}$
a	1	851.03	0.09	851.11
	2	524.47	0.06	524.47
b	1	789.12	-1.60	789.12
	2	486.32	0.25	486.32

Repartitions des efforts tranchants dans les poteaux  
cas de la file a

l'effort  $F_{jx}$  au niveau du poteau vaut:  $F_{jx} = V_{jx} \frac{r_j}{R_j}$   
d'ou pour:

-Les poteaux d'angle niveau 1 :  $F = 147.60$  dan

-Les poteaux d'angle niveau 2 :  $F = 94.07$  dan

-Les poteaux sous pannes niveau 1:  $F = 87.94$  dan

-Les poteaux sous pannes niveau 2:  $F = 56.05$  dan

ETUDE AU VENT.

# ETUDE AU VENT

## 1 INTRODUCTION

La determination des action climatique, se fait conformement au reglement en vigueur en ALGERIE, a savoir les regles NEIGE ET VENT 1965.

## 2 GENERALITES

Il est admis que le vent peut venir de n'importe quel cote, mais qu'il a une direction d'ensemble moyenne horizontale. Pour une direction donnee, les face de la construction situees d'ou vient le vent, sont dites "AU VENT", les autres, y compris les faces pour lesquelles le vent est rasant, sont dites "SOUS LE VENT".

## 3 CARACTERISTIQUES DU VENT

Un vent de vitesse  $V$  (m/s) exerce sur une paroi plane perpendiculaire a sa direction, une pression dite dynamique:

$$q = \frac{V^2}{16.3} \text{ kg/m}^2$$

Les regles fixent pour chaque region, une pression dynamique de base normale, et pression dynamique extreme.

## 4 EVALUATION DE LA PRESSION DYNAMIQUE DE BASE

La zone de ROUIBA, peut etre classe en region II, l'altitude de cette zone est de 13m, elle est inferieur a 1000m d'ou: La pression dynamique de base est egale a 70 dan/m<sup>2</sup> (art-1-2-32 NV65 Tab III);

$$q = 70 \text{ dan/m}^2$$

N.B: Cette pression est celle qui prevaut, pour une hauteur de 10m.

## 5 MODIFICATION DE LA PRESSION DYNAMIQUE DE BASE

### 5.1 EFFET DE LA HAUTEUR

Pour une hauteur  $H$

$$q_H = 2.5 q_{\frac{H+18}{10 H+60}}$$

D'ou pour:

Le bloc A:  $H=6.94\text{m}$   $q_H = 67.61 \text{ dan/m}^2$

Le bloc b:  $H=8.60\text{m}$   $q_H = 69.15 \text{ dan/m}^2$

## 5.2 EFFET DE SITE

Le site est normal, car le projet s'installe sur une plaine de grande étendue;  $K_s=1$ .

## 5.3 EFFET DE MASQUE

Le cas considéré est le plus défavorable  $K_m=1$ .

## 5.4 EFFET DE DIMENSION

Le coefficient de dimension  $\delta$  est donné par le diagramme R.III.2 (NV65), il est en fonction de la hauteur  $H$ , et de la plus grande dimension offerte au vent.

Pour

-Le bloc A:  $H_{max}=6.94m; H_{max}<30m$  d'où  $\delta=0.84$ .

-Le bloc b:  $H_{max}=8.60m; H_{max}<30m$  d'où  $\delta=0.84$ .

-Les toitures  $H<30m$  pour les deux blocs

\*Bloc A:  $L=36m$  d'où  $\delta=0.76$ .

\*Bloc b:  $L=12m$  d'où  $\delta=0.80$ .

## 5.5 PRESSION DYNAMIQUE

Elle est évaluée par la formule suivante  
$$q = K_s k_m \delta \frac{q}{H}$$

D'où pour

Bloc A: parois:

$$q_A = 57 \text{ dan/m}; K_s=1; K_m=1; \delta=0.84; q = 67.61 \text{ kg/m}^2$$

Toiture:

$$q'_A = 57 \text{ dan/m}; K_s=1; K_m=1; \delta=0.76; q = 67.61 \text{ kg/m}^2$$

Bloc B: parois:

$$q_B = 58 \text{ dan/m}; K_s=1; K_m=1; \delta=0.84; q = 69.15 \text{ kg/m}^2$$

Toiture:

$$q'_B = 56 \text{ dan/m}; K_s=1; K_m=1; \delta=0.76; q = 69.15 \text{ kg/m}^2$$

## 6 ACTIONS STATIQUES ET LEURS RESULTANTES

Pour toute construction, la face extérieure de ses parois, est soumise à des succions, si les parois sont sous le vent, et à des pressions si elles sont au vent. ces actions sont dites "ACTION EXTERIEURES".

Dans les constructions fermées, ouvertes, ou partiellement ouvertes, les volumes intérieurs, compris entre les parois, peuvent être, dans un état de surpression, ou de dépression, suivant l'orientation des ouvertures par rapport au vent, et leur importance relative.

Il en résulte sur les faces intérieures, des actions dites "ACTIONS INTERIEURES". Les actions extérieures sont caractérisées par le coefficient  $C_e$ , celle intérieures par le coefficient  $C_i$ .

## 6.1 BLOC A

### 6.1.1 ACTIONS EXTERIEURES

Notre batiment est prismatique, a base rectangulaire, reposant sur le sol.

#### 6.1.1.1 ACTIONS MOYENNES

Sur les parois verticales, nous n'envisageons que le cas du vent normal.

-Face au vent :  $C_e=0.8$

-Face sous le vent:  $C_e=-1.3(\chi_0-0.8)$

#### 6.1.1.1.1 DETERMINATION DU COEFFICIENT $\chi_0$ (R.III.5)

Le bloc A est compose de quatres sous blocs, a toitures multiples, separees par des joints de dilatation.

Evaluons en premier lieu les rapport de dimensions  $\lambda$

$$\lambda_a = \frac{H}{a} = \frac{6.94}{40.14} = 0.17; \lambda_a < 0.5.$$

$$\lambda_b = \frac{H}{b} = \frac{6.94}{36.28} = 0.20; \lambda_b < 0.5.$$

Donc pour les deux faces  $\chi_0=0.85$ .

Pour les toitures, la fleche  $f$  etant inferieure a la moitie de la hauteur  $H$ ,  $C_e$  est en fonction de  $\alpha$ , l'angle de la toiture, et de  $\chi_0$

Aussi les actions exterieures sont:

PAROIS VERTICALES	$C_e$
FACE AU VENT	0.8
FACE SOUS LE VENT	-0.3

	$\alpha^\circ$	$C_e$	
-----			
TOITURES			
-----			
VENT PERPENDICULAIRE AUX GENERATRICES	2.86	VERSANT AU VENT VERSANT SOUS LE VENT	-0.32 -0.25
-----			
VENT PARALLELE AU GENERATRICES	0.00		-0.28
-----			

## 6.1.2 ACTIONS INTERIEURES

Les actions interieures sont determinees en fonction de la permeabilite  $\mu$  de chaque paroi.

### 6.1.2.1 CALCUL DES PERMEABILITES

La permeabilite  $\mu$  d'une paroi est definie comme suit: 
$$\mu = \frac{S_o}{S_t} \cdot 10^{-2} \quad \text{ou}$$

So: Est la surface des ouvertures sur la paroi consideree.

St: Est la surface totale de la paroi concideree.

-La paroi AB est consideree comme totalement fermee.

-Les parois CD et AD sont considerees comme totalement fermee (a cause des joints de dilatations).

-Pour la paroi BC

$$S_t = 306.2 \text{ m}^2$$

$$S_o = 24 \text{ m}^2$$

$$\mu = 0.078 \cdot 10^{-2} \quad \text{d'ou} \quad \mu_{BC} = 7.8$$

### 6.1.2.2 CALCUL DES ACTIONS INTERIEURES

au vent : \*Pour une paroi ouverte

-Pour les parois fermees  $C_i = 0.8$

-Pour la paroi ouverte  $C_i = 0.6(1.3\% - 0.8)$

D'ou pour BC  $C_i = -0.18$ , nous prenons  $C_i = -0.2$

\*Pour une parois ouverte

sous le vent , parallele au vent:

-Pour les parois fermees  $C_i = -(1.3\% - 0.8)$  d'ou

$$C_i = -0.305$$

-Pour les parois ouvertes  $C_i = -0.6(1.8 - 1.3\%)$  d'ou

$$C_i = -0.42$$

\*Pour une construction fermee, nous avons soit:

-une surpression  $C_i = 0.6(1.8 - 1.3\%)$  d'ou  $C_i = 0.42$

-une depression  $C_i = -0.6(1.3\% - 0.8)$  d'ou  $C_i = -0.18$ , le  $C_i$  dans ce cas est egale a  $C_i = -0.2$

6.1.2.3 INTERPOLATION LINEAIRE POUR LA PAROI AYANT  $u=8$

DIRECTION DU VENT	INTER-POLATION	ACTION INTERIEURE
PAROI PARTIELLEMENT OUVERTE AU VENT		PAROI BC $C_i = 0.2$ PAROI AB, CD AD: $C_i = 0.42 + (0.8 - 0.42) \times (8 - 5)$ $(35 - 5)$ $C_i = 0.46$

DIRECTION DU VENT	INTER-POLATION	ACTION INTERIEURE
PAROI PARTEILLEMENT OUVERTE SOUS LE VENT		PAROI AB, CD, AD $C_i = -0.3$ PAROI BC $C_i = 0.42$



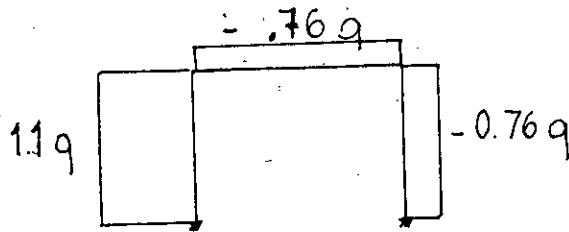
RECAPITULATIF

ACTIONS INTERIEURES ET EXTERIEURES

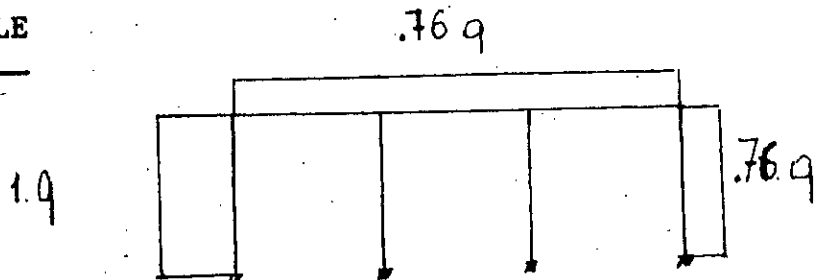
DIRECTION DU VENT	PAROI BC u=8	PAROI FERMEE AB, AD, CD	VERSANT DE TOITURE
PAROI BC AU VENT u=8	Ce=0.8	Ci=-0.2	Ce=-0.3 Ce=-0.3 Ce=-0.3
PAROI PARTIEL- -LEMENT OUVERTE PARALLELE AU VENT	Ce=-0.3	Ci=0.42	PAROI AU VENT Ce=-0.32 PAROI SOUS LE VENT Ce=-0.25 Ce=-0.32

RESUME

SENS LONGITUDINALE



SENS TRANSVERSALE



ACTION A RETENIR

	PAROI BC	PAROI AB, CD, AD	VERSANT DE TOITURE 1-2, 2-3, 3-4
PRESSION	C=1	C=1.1	-Pas de pression -C=0.05 -Pas de pression
SUCCION	C=-0.72	C=-0.72	-C=-0.76 -C=-0.76 -C=-0.76

## 6.2BLOC B

Le bloc B est compose de deux sous bloc, a toitures multiples, separees par un joint de dilatation.

### 6.2.1 COEFFICIENT $\chi_0$

$$\lambda a = \frac{h}{a} = \frac{8.60}{40.14} = 0.214; \lambda a < 0.5 \text{ d'ou } \chi_{0a} = 1$$

$$\lambda b = \frac{h}{b} = \frac{8.60}{12.00} = 0.716; \lambda b > 0.5 \text{ d'ou } \chi_{0b} = 0.85$$

### 6.2.2 ACTIONS EXTERIEURES

#### 6.2.2.1 PAROIS VERTICALES

-Face au vent  $C_e = 0.8$

-Face sous le vent  $C_e = -(1.3\chi_0 - 0.8)$  d'ou :

\*Sa:  $C_e = -0.5$

\*Sb:  $C_e = -0.3$

#### 6.2.2.2 TOITURES

H -Vent perpendiculaire au generatrices  
 $f < \frac{H}{2}$  d'ou  $C_e$  est en fonction de  $\alpha$  et de  $\chi$

DIRECTION DU VENT	$\alpha^\circ$	$C_e$
VENT PERPENDICULAIRE AUX GENERATRICES	2.86	VERSANT AU VENT -0.32
		VERSANT SOUS LE VENT -0.25
VENT PARALLELE AUX GENERATRICES	0	-0.5

### 6.2.3 ACTIONS INTERIEURES

Toutes les parois sont considerees fermer ou assimillees comme tel

VENT PERPENDICULAIRE A Sb

Nous avons soit une surpression

$$C_i = 0.6(1.8 - 1.3\chi_{0b}); C_i = 0.42$$

soit une depression

$$C_i = -0.6(-1.3\chi_{0b} - 0.8); C_i = -0.18 \text{ la valeur prise est } C_i = -0.2$$

## VENT PERPENDICULAIRE A Sa

De meme nous avons

soit:

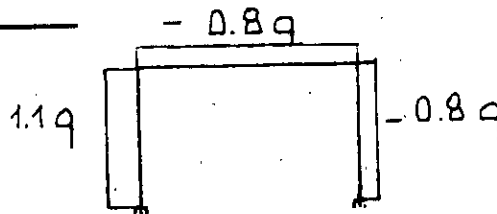
- Une surpression  $C_i=0.3$
- Une depression  $C_i=-0.3$

### ACTION A RETENIR POUR LE CALCUL

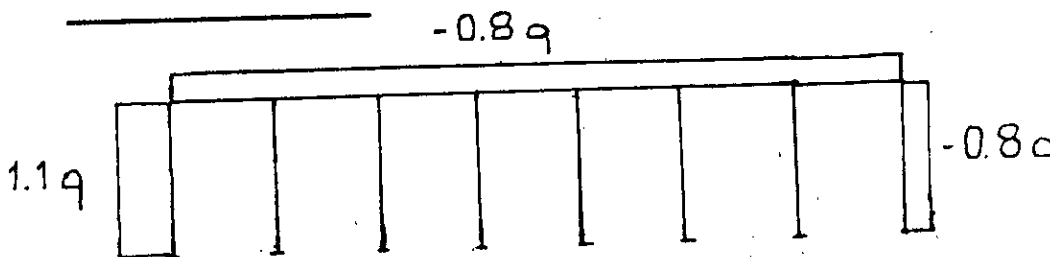
- Paroi verticale  $C=1.1$
- Facades  $C=-0.8$
- Versants de toiture  $C=-0.8$

### RESUME

#### SENS LONGITUDINAL



#### SENS TRANSVERSAL



### 7 ACTIONS D'ENSEMBLES

#### 7.1 BLOC a

Donnes

$$\begin{aligned} a &= 40.41\text{m} & f &= 0.60\text{m} \\ b &= 12.00\text{m} & \lambda a &= 0.21\text{m} \\ h &= 6.94\text{m} & \lambda b &= 0.23\text{m} \\ \alpha_1 &= \alpha_2 & &= 2.89^\circ \end{aligned}$$

### 7.1.1 VENT SUR LA FACE Sa

#### NORMALE AU FAITAGE

##### 7.1.1.1 ACTION DE RENVERSEMENT

$$T = T_1 + T_2 + T_3$$

$$*T_1 = 1.1(h-f) a q$$
$$= 20721.58 \text{ dan}$$

$$*T_2 = (0.76 + 0.76) f a q$$
$$= 2447.57 \text{ dan}$$

$$*T_3 = 0.3 \frac{b}{3h} a q$$

$$= 9818.76 \text{ dan}$$

Donc

$$T = 32997.81 \text{ dan}$$

T1: Sur la face verticale

T2: Sur le premier et le dernier versant

T3: Force d'entraînement

##### 7.1.1.2 ACTIONS DE SOULEVEMENT

Elle est la somme de la composante U1 des actions extérieures sur le premier et dernier versant, et de la composante U2 des actions intérieures (surpression ou dépression) et peut prendre deux valeurs:

$U' = U_1 + U_2$  Provoquant un soulèvement

$U'' = U_1 + U_2$  S'ajoutant au poids propre

$$U_1 = -2 \cdot 0.32 \frac{b}{3} \frac{h-f}{h} a q = -20798.96 \text{ dan}$$

$$U_2 = -0.76 \frac{b}{3} \frac{h-f}{h} a q = -49395.21 \text{ dan}$$

$$U'' = U'' = 0$$

$$U' = 70194.17 \text{ dan}$$

### 7.1.2 VENT SUR Sb PARALLELE AU FAITAGE

#### 7.1.2.1 ACTION DE RENVERSEMENT

$$T = 1.3 h a q \text{ Sur les pignons}$$
$$= 29910.55 \text{ dan}$$

#### 7.1.2.2 ACTION DE SOULEVEMENT

$$U = -0.8 a b q$$
$$= 26473.13 \text{ dan}$$

## 7.2 VENT SUR Sb NORMAL AU FAITAGE

### 7.2.1 ACTION DE RENVERSEMENT

$$T = T_1 + T_2 + T_3$$

T1: Sur la face verticale

$$*T_1 = 1.1(h-f) b q$$

T2: Sur le premier et le dernier versant

T3: Force d'entrainement

$$= 7086.46 \text{ dan}$$

$$*T_2 = (0.32 + 0.25) f b q$$

$$= 281.94 \text{ dan}$$

$$*T_3 = (0.001 \times 1 + 0.02) \frac{1}{2} b a q$$

$$= 499.62 \text{ dan}$$

$$T = 7868.02 \text{ dan}$$

### 7.2.2 ACTION DE SOULEVEMENT

Nous avons deux valeurs

$$U' = U_1 + U_1'2$$

$$U'' = U_1 + U_1''2$$

$$*U_1 = (-0.32 \frac{a}{4} - 0.25 \frac{a}{4}) b q = -4963.71 \text{ dan}$$

$$*U_1'2 = -0.42 \frac{a}{4} b q = -13891.44 \text{ dan}$$

$$*U_1''2 = 0.20 \frac{a}{4} b q = 6614.97 \text{ dan}$$

$$U' = -18855.15 \text{ dan}$$

$$U'' = 1651.26 \text{ dan}$$

## 8 ACTIONS DYNAMIQUES

### 8.1 BLOC A

DONNES  $a = 40.14 \text{ m}; b = 36.18 \text{ m}$   
 $h = 8.44 \text{ m}; \gamma_{oa} = \gamma_{ob} = 0.85$

#### 8.1.1 ACTION PARALLELE A LA DIRECTION DU VENT

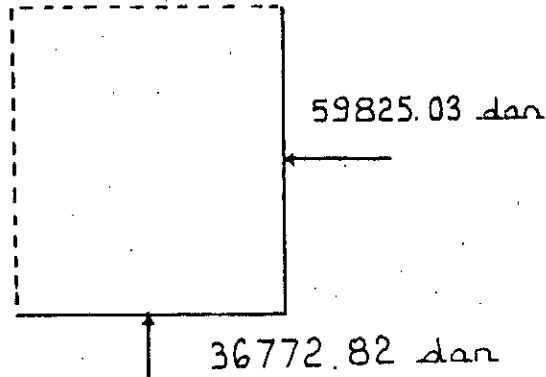
$$T = 0.10 \frac{h}{\sqrt{a}} = 0.11 \text{ sec}$$

$$B = \theta(1 + \xi \tau) \text{ ou } \tau = 0.1 \text{ et } \tau = 0.36 \text{ et } \theta = 1$$

$$B = 1.036$$

### 8.1.2 CAS DE SURCHARGES EXTREMES

Force perpendiculaire au pignons	Th=32997.81 dan
Vent extreme (qe=1.75qn)	Te=1.75Th=57746.17dan
Action dynamique du vent extreme	Td=βTe=59825.029 dan
Force perpendiculaire au pignons	Th=20282.86 dan
Vent extreme (qe=1.75qn)	Te=1.75Th=35495.005dan
Action dynamique du vent extreme	Td=βTe=36772.82 dan



### 8.1.3 ACTION PERPENDICULAIRE A LA DIRECTION DU VENT

de la vitesse critique Determination

$V_{cr} = \frac{a}{S T}$  ou  $a=40.14m; T=0.11m; S=0.28$

S T S:Nombre de Strouhal ( $0.25 < s < 0.3$ ).

$V_{cr}=955.71m/S; V_{cr}>25 m/s$  Il est inutile de faire un calcul a la resonance.

### 8.2 BLOC B

DONNES  $a=40.14m; b=12.00m$   
 $h= 8.60m; \alpha_a=1 ; \alpha_b=0.85$

#### 8.2.1 ACTION PARALLELE A LA DIRECTION DU VENT

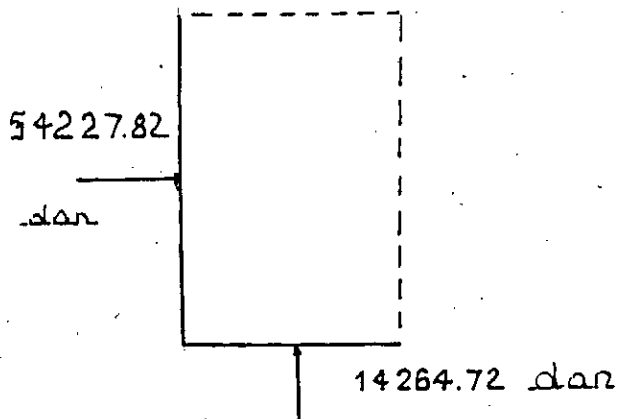
$$T=0.10 \frac{h}{\sqrt{a}} = 0.13 \text{ sec}$$

$$\beta = \theta(1 + \zeta \tau) \text{ ou } \zeta = 0.1 \text{ et } \tau = 0.36 \text{ et } \theta = 1$$

$$\beta = 1.036$$

### 8.2.2 CAS DE SURCHARGES EXTREMES

Force perpendiculaire au pignons	Th=29910.55 dan
Vent extreme (qe=1.75qn)	Te=1.75Th=52343.46dan
Action dynamique du vent extreme	Td=βTe=54227.820 dan
Force perpendiculaire au pignons	Th=7868.02 dan
Vent extreme (qe=1.75qn)	Te=1.75Th=13679.039dan
Action dynamique du vent extreme	Td=βTe=14264.72 dan



### 8.2.3 ACTION PERPENDICULAIRE A LA DIRECTION DU VENT

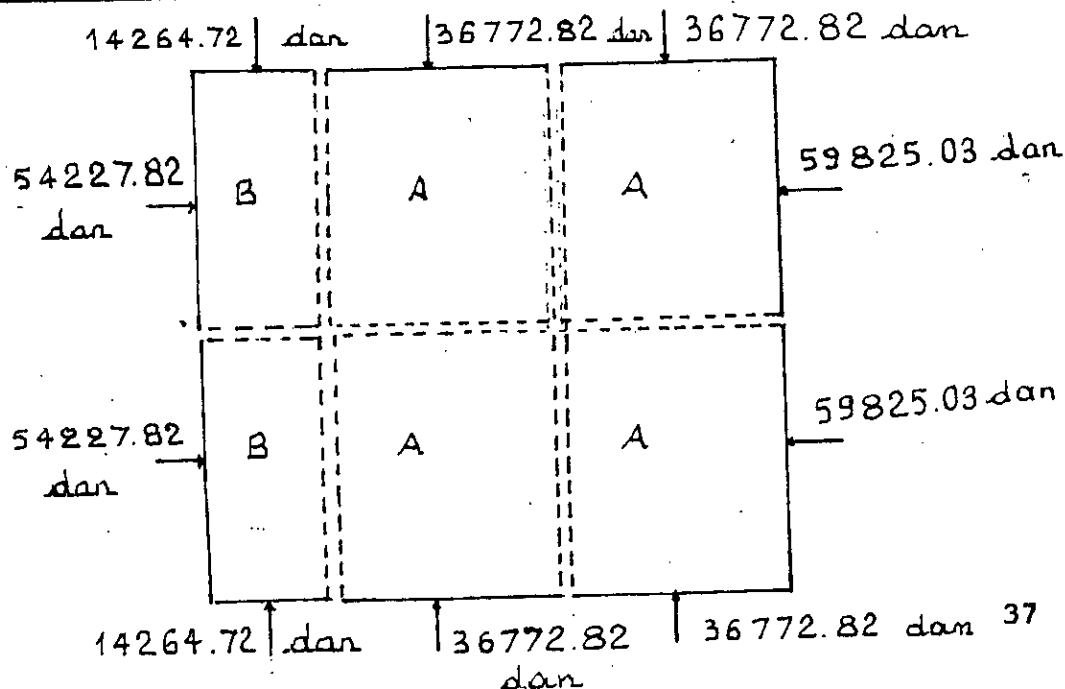
de la vitesse critique Determination

$$V_{cr} = \frac{a}{S T} \text{ ou } a=40.14m; T=0.13m; S=0.28$$

S: Nombre de Strouhal (0.25 < s < 0.3).

$V_{cr}=954.71m/S; V_{cr}>25 \text{ m/s}$  Il est inutile de faire un calcul a la resonance

### 8.3 ACTIONS DYNAMIQUES POUR TOUT L'OUVRAGE



**SOLLICITATIONS**



## LOGICIEL SAP80

---

### INTRODUCTION

---

Le logiciel SAPIV a été réalisé depuis plus d'une décennie et représentait le sommet de l'art en ce moment .

depuis sa réalisation de grand progrès ont été réalisés dans les domaines de l'analyse numérique de mécanique des structures et de l'informatique, ce sont ces progrès qui ont permis le développement du SAP80 .

La série de programmes qui forment le SAP 80 est complètement nouvelles comparativement à celle écrite par l'auteur de la série originelle du SAP IV, la formulation des éléments, les équations de résolution sont toutes nouvelles .

Le SAP80 est un outil performant s'intégrant avec le niveau actuel de la technique et de la technologie, le SAP80 est appelé à être remanié pour rester à jour et suivre le développement de la technique pour les années à venir et garder son niveau de bonne performance .

Le développement du programme a été fait en FORTRAN 77 ce qui garantit une grande souplesse d'utilisation ainsi ce logiciel peut être exploité sur un micro-ordinateur, un mini-ordinateur ou un gros système .

Ce programme permet l'analyse statique et dynamique des systèmes que l'on veuille réaliser l'une ou l'autre ou les deux simultanément, aussi les combinaisons de chargement peuvent inclure tout les résultats du chargement statique que dynamique .

Toutes les données nécessaires pour l'analyse de structures sont exploitées par le programme grâce à un fichier de données en format libre, de plus des possibilités de définitions de données par génération cad d'une manière implicite , existe pour faciliter l'analyse de structure grande ou complexe.

La possibilité de tracer la déformée et non déformée de la structure existe tant pour vérifier les données définissant le modèle géométrique de la structure que pour étudier son comportement structurelle .

### OPTIONS ANALYTIQUE DU SAP 80

---

#### ANALYSE STATIQUE

---

L'analyse statique du système consiste dans la résolution d'un système d'équation linéaire représenté par:  $KU=R$

ou  $K$  est la matrice de rigidité

$U$  est le vecteur des déplacements résultant

$R$  est le vecteur des forces appliquées

La structure peut être analysée pour différents chargement dans une seule exécution neompin, il y a un nombre limité pour les conditions de chargement qui peuvent exister dans une seule exécution

PORTIQUE PANNE A APPUIT SIMPLE SOUS G,0,N,W,E  
SYSTEM

N=5 L=7 :NOMBRE DE NOEUD ET CONDIONS DE CHARGEMENT  
JOINTS

1 X=0.0 Y=0.0 :COORDONNES DES ELTS  
2 X=0.0 Y=6.99  
3 X=19.765 Y=6.99  
4 X=39.53 Y=6.99  
5 X=39.53 Y=0.0

RESTRAINTS

1,5,4 R=1,1,1,1,1,1 :DEGRES DE LIBERTES  
2,4,2 R=0,0,1,1,1,0  
3 R=0,1,1,1,1,0

FRAME

NM=2 NL=6  
1 A=638E-4 I=201256E-8 E=3.79E6:POUTRE EN BP  
2 A=1325E-4 I=310160E-8 E=3.79E6:POTEAU EN BP  
1 WL=0,-.186  
2 WL=0,-.060  
3 WL=0,-.144  
4 WL=-.237  
5 WL=.376  
6 WL=-.259  
1,1,2 M=2 NSL=5 LP=1,0  
2,2,3 M=1 NSL=1,2,3,4  
3,3,4 M=1 NSL=1,2,3,4  
4,4,5 M=2 NSL=6

LOADS

2 F=1.98 L=7

COMBO

1 C=1 :G  
2 C=0,1 :Q  
3 C=0,0,1 :N  
4 C=1.35,1,1.5 :ELU  
5 C=1,1,1 :ELS  
6 C=0,0,0,1,1 :W  
7 C=0,0,0,0,0,1 :E  
9 C=1,1,1,0,0,0,1.2 :ELU.E  
10 C=1,1,1,.8,.8 :ELS.W  
11 C=1,1,1,0,0,0,.8 :ELS.E  
12 C=1.35,1,1.5,1.2,1.2 :ELU  
13 C=1.35,1,1.5,1.2,0,1.2  
14 C=1.35,1,1.5,0,0,0,1.2  
15 C=1,1,1,.8,0,.8  
16 C=1,1,1,1.2,0,1.2  
17 C=0,0,0,0,1

PORTIQUE PANNE A APPUIT SIMPLE SOUS G, D, N, W, E

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
1					
1		-0.44	.0	-1.04	2.39
			7.0	-1.04	-4.90
2		-0.56	.0	-.34	.77
			7.0	-.34	-1.58
3		-1.36	.0	-.81	1.85
			7.0	-.81	-3.79
4		-3.19	.0	-2.96	6.77
			7.0	-2.96	-13.89
5		-2.36	.0	-2.19	5.01
			7.0	-2.19	-10.28
6		-.34	.0	-4.68	26.07
			7.0	-4.68	-6.68
7		.07	.0	1.00	-5.58
			7.0	1.00	1.43
8		-2.76	.0	-7.81	36.29
			7.0	-7.81	-18.29
9		-2.27	.0	-.98	-1.68
			7.0	-.98	-8.56
10		-2.63	.0	-5.93	25.86
			7.0	-5.93	-15.62
11		-2.30	.0	-1.38	.55
			7.0	-1.38	-9.13
13		-3.59	.0	-8.58	38.05
			7.0	-8.58	-21.90
14		-3.10	.0	-1.75	.08
			7.0	-1.75	-12.17
15		-2.63	.0	-5.93	25.86
			7.0	-5.93	-15.62
16		-2.76	.0	-7.81	36.29
			7.0	-7.81	-18.29

POTEAU 1

1	-1.04			
		.0	1.75	-4.90
		9.4	.00	3.34
2		19.8	-1.93	-6.63
	-1.34			
		.0	.56	-1.58
3		9.4	.00	1.08
		19.8	-.62	-2.14
	-1.81			
4		.0	1.36	-3.79
		9.4	.00	2.58
		19.8	-1.49	-5.14
5	-2.96			
		.0	4.96	-13.89
		9.4	.00	9.45
6		19.8	-5.46	-18.80
	-2.19			
		.0	3.67	-10.28
7		9.4	.00	7.00
		19.8	-4.04	-13.91
	-2.34			
8		.0	.34	-6.68
		19.8	.34	.00
	-1.98			
9		.0	-.07	1.43
		19.8	-.07	-.01
	-5.00			
10		.0	4.08	-18.29
		10.5	.00	3.01
		19.8	-3.63	-13.91
11	-3.36			
		.0	3.58	-8.56
		9.2	.00	7.90
12		19.8	-4.13	-13.92
	-4.06			
		.0	3.94	-15.62
13		10.1	.00	4.29
		19.8	-3.77	-13.91
	-2.97			
14		.0	3.61	-9.13
		9.3	.00	7.60
		19.8	-4.10	-13.92
15	-5.77			
		.0	5.37	-21.90
		10.2	.00	5.41
16		19.8	-5.05	-18.80
	-4.13			
		.0	4.87	-12.17
17		9.2	.00	10.36
		19.8	-5.55	-18.81
	-4.06			
18		.0	3.94	-15.62
		10.1	.00	4.29
		19.8	-3.77	-13.91
19	-5.00			
		.0	4.08	-18.29
		10.5	.00	3.01
	19.8	-3.63	-13.91	

1	-1.04	.0	1.93	-6.63
		10.4	.00	3.34
		19.8	-1.75	-4.90
2	-.34	.0	.62	-2.14
		10.4	.00	1.08
		19.8	-.56	-1.58
3	-.81	.0	1.49	-5.14
		10.4	.00	2.58
		19.8	-1.36	-3.79
4	-2.96	.0	5.46	-18.80
		10.4	.00	9.46
		19.8	-4.96	-13.89
5	-2.19	.0	4.04	-13.91
		10.4	.00	7.00
		19.8	-3.67	-10.27
6	2.34	.0	.34	.00
		19.8	.34	6.68
7	-.98	.0	-.07	-.01
		19.8	-.07	-1.39
8	.62	.0	4.44	-13.91
		11.4	.00	11.40
		19.8	-3.26	-2.26
9	-3.36	.0	3.95	-13.92
		10.1	.00	6.13
		19.8	-3.75	-11.94
10	-.31	.0	4.31	-13.91
		11.0	.00	9.89
		19.8	-3.40	-4.93
11	-2.97	.0	3.98	-13.92
		10.2	.00	6.41
		19.8	-3.73	-11.39
13	-.14	.0	5.86	-18.80
		11.1	.00	13.81
		19.8	-4.56	-5.88
14	-4.13	.0	5.37	-18.81
		10.2	.00	8.58
		19.8	-5.04	-15.55
15	-.31	.0	4.31	-13.91
		11.0	.00	9.89
		19.8	-3.40	-4.93
16	.62	.0	4.44	-13.91
		11.4	.00	11.40
		19.8	-3.26	-2.26

1	-0.85	.0	1.04	-4.90
		7.0	1.04	2.39
2	-0.56	.0	.34	-1.58
		7.0	.34	.77
3	-1.36	.0	.81	-3.79
		7.0	.81	1.85
4	-3.74	.0	2.96	-13.89
		7.0	2.96	6.77
5	-2.77	.0	2.19	-10.27
		7.0	2.19	5.01
6	.34	.0	-4.68	6.68
		7.0	-4.68	-26.07
7	-0.07	.0	.98	-1.39
		7.0	.98	5.44
8	-2.36	.0	-3.43	-2.26
		7.0	-3.43	-26.27
9	-2.85	.0	3.36	-11.94
		7.0	3.36	11.54
10	-2.49	.0	-1.56	-4.93
		7.0	-1.56	-15.85
11	-2.82	.0	2.97	-11.39
		7.0	2.97	9.36
13	-3.33	.0	-2.67	-5.88
		7.0	-2.67	-24.51
14	-3.82	.0	4.13	-15.55
		7.0	4.13	13.30
15	-2.49	.0	-1.56	-4.93
		7.0	-1.56	-15.85
16	-2.36	.0	-3.43	-2.26
		7.0	-3.43	-26.27

PORTIQUE PANNE A APPUIT DEPLACABLE

FRAME ELEMENT FORCES

1 -----				
1	-10.16	.0	-20.18	46.22
		7.0	-20.18	-94.83
2 -----				
1	-20.18	.0	10.16	-94.83
		19.8	10.16	105.98
3 -----				
1	-20.18	.0	-10.16	105.98
		19.8	-10.16	-94.83
4 -----				
1	-10.16	.0	20.18	-94.83
		7.0	20.18	46.22

PORTIQUE PANNE A APPUIT DEPLACABLE

JOINT DISPLACEMENTS

LOAD CONDITION 1 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)	R(Z)
1	.000000	.000000	.000000
2	.001649	-.000141	-.014451
3	.000000	-1.000000	.000000
4	-.001649	-.000141	.014451
5	.000000	.000000	.000000

PORTIQUE PANNE A APPUIT DEPLACABLE

REACTIONS AND APPLIED FORCES

LOAD CONDITION 1 - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)	M(Z)
1	20.1789	10.1598	-46.2231
2	.0000	.0000	.0000
3	.0000	-20.3195	.0000
4	.0000	.0000	.0000
5	-20.1789	10.1598	46.2231
TOTAL	-.7105E-14	.0000E+00	.1137E-12

MOMENTS DU PORTIQUE FERME  
POTEAUX

ELU

Cote	PS/F1		PC1	
	MM	Mm	MM	Mm
PB	7,76	-2,08	-3.73	-0.56
PH	-15.97	-8.17	3.90	1.08

FERMES

ELU

Cote	FERME 1 rive		FERME 2 int	
	MM	Mm	MM	Mm
Pg	-15.97	-11.84	-22.4	-15.72
PI	23.7	16.6	21.02	15.55
Pd	23.48	-16.05	-22.40	-15.72

POTEAU

ELS

Cote	PS/F1	PC1	PC2	PS/F2
PB	5.74/0.02	-3.73/-0.42	0.41/-2,7	-5.77/-10.72
PH	-11.52/-9.39	2.5/1.8	2.23/-0.78	14.13/11.03

FERME

ELS

Cote	FERME rive	FERME int
Pg	-11.02/-9.39	-16.5/-12.14
PI	18.24/12.94	15.56/11.49
Pd	-19.62/-12.83	-17.16/-11.44



PORTIQUE PANNE  
ELS

Sans tenir compte de l'effet de R et T et Deplacement

Cote	Psp1	Psp2	Cote	Panne1	Panne2
B	5.01/-5.58	6.68/-11.94	g	-18.56/-8.56	-6.36/-13.91
/	/	/	I	7.9/3.01	11.4/6.13
H	1.43/-9.13	9.36/-15.05	d	-13.92/-6.36	-11.94/-2.26

Avec deplacement d'appui

Cote	Psp1	Psp2	Cote	Panne1	Panne2
B	5.74/-5.12	7.41/-11.21	g	-19.2/-10.06	-7.86/-14.84
/	/	/	I	7.9/3.01	11.4/6.13
H	-.07/-10.1	8.86/-14.14	d	-12.88/-4.43	-13.04/-1.22

ELU

Sans tenir compte de l'effet de R et T et Deplacement

Cote	Psp1	Psp2	Cote	Panne1	Panne2
B	9.86/-5.68	13.3/-15.15	g	-15.62/1.43	-18.81/-13.98
/	/	/	I	10.36/4.29	13.8/6.33
H	1.93/-15.62	11.5/-26.27	d	-18.8/-13.91	-15.55/-4.93

Avec deplacement d'appui

Cote	Psp1	Psp2	Cote	Panne1	Panne2
B	26.59/-4.12	14.03/-15.09	g	0.07/-16.55	-19.84/-15.41
/	/	/	I	10.36/4.29	13.8/6.33
H	.43/-16.55	-9.95/-27.7	d	-17.7/-15.41	-14.51/-3.54

Efforts tranchants

Portique panne

ELS

Cote	SIGNE	POT 1	POT 2	PA 1	PA 2
PB	+	1	4.13	4.08	5.06
	-	-7.41	-4.68	/	/
PH	+	1	4.13	/	/
	-	-7.41	-4.68	-5.46	-3.67

ELU

Cote	SIGNE	POT 1	POT 2	PA 1	PA 2
PB	+	/	8.58	5.35	5.86
	-	-8.58	/	/	/
PH	+	/	8.58	/	/
	-	-8.58	/	-5.55	-5.04

Portique ferme

ELS

Cote	SIGNE	Ps/f	Pc	f.rive	f.int
PB	+	/	.82	5.02	5.5
	-	-2.62	/	/	/
PH	+	/	.82	/	/
	-	-2.62	/	-5.98	-5.6

ELU

Cote	SIGNE	Ps/f	Pc	f.rive	f.int
PB	+	/	1.14	6.79	7.43
	-	-3.54	/	/	/
PH	+	/	1.14	/	/
	-	-3.54	/	-8.07	-7.43

Portique panne Effort Normal

ELS

Ps/p1	Ps/p2	Panne1	Panne2
3,10/-07	3,02/-34	5/.98	5/-62

ELU

Ps/p1	Ps/p2	Panne1	Panne2
3.59	3.33	5.77	5.77

Portique ferme Effort Normal

ELS

Ps/F	Pc	ferme rive	ferme inter
10.52/7.77	22.48/16.59	4.96/.93	4.14/.8

ELU

Ps/F	Pc	Ferme rive	Ferme inter
14.22	30.37	6.13	4.99

Portique panne. (Bloc B)

Moment a l'ELS (tm)

cote	PT1	PT2	PA
PB	8.97/1.24	-3.94/-1.65	-5.57/-2.9
PI	-5.99/-1.65	.91/-2.04	3.13/1.54
PH	-5.57/-2.9	.24/-2.9	.24/-2.9

Moment a l'ELU

cote	PT1	PT2	PA
PB	24.08/1.94	-16.01/-1.94	-11.6/-3.92
PI	-13.36/-2.41	1.82/-2.41	5.95/2.21
PH	-11.6/--3.92	4.47/-3.92	4.97/-3.92

Effort normal a l'ELS (t)

cote	PT1	PT2	PA
PB	9.82	-.58	.36
PI	1.99	1.09	.36
PH	1.99	1.09	.36

ELU

cote	PT1	PT2	PA
PB	15.36	-.71	.47
PI	3.4	1.35	.47
PH	3.4	1.35	.47

Moments dus a l'effet de la dilatation et raccourst

PORTIQUE FERME

ELU

Cote		PSF	PL1	PL2	FR	FI
PB	R	-7.21	-1.63	-1.63	3.62	0.11
	T	2.06	0.48	0.48	-1.04	-0.019
PI	R	0	0	0	0.94	0.11
	T	0	0	0	-0.27	-0.019
PH	R	3.62	1.66	1.66	-1.74	0.11
	T	-1.04	-0.48	-0.48	0.5	-0.019

ELS

Cote		PSF	PL1	PL2	FR	FI
PB	R	-5.77	-1.3	-1.3	2.9	0.09
	T	1.65	.38	.38	-0.83	-0.015
PI	R	0	0	0	0.74	0.09
	T	0	0	0	-0.22	-0.015
PU	R	2.9	1.33	1.33	-1.39	0.09
	T	-0.83	-0.38	-0.38	0.4	-0.015

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

# PROGRAMME DE CALCUL DE LA PRECONTRAINTE.

## 1 INTRODUCTION

Ce programme a ete elabore pour le calcul et la verification d'une poutre precontrainte par pre-tension suivant le reglement BPEL (beton precontraint aux etats limites). Il s'applique aux:

- Poutres isostatiques ou solidaires aux poteaux.
- poutres a sections et inerties constantes.

## 2 FOCTIONNEMENT DU PROGRAMME

### 1 etape

Sous l'effet des charges d'exploitation et selon les differentes class de verification, le programme predimensionne la section du beton et determine le nombre de cable necessaire, pour que la poutre puisse resister au charge qui la sollicites. dans cette etape les pertes sont estimees suivant le reglement.

#### 1.1 CAS DE LA POUTRE PREFABRIQUEE

Dans ce cas ,il fait la comparaison entre les dimensions calculees et les dimensions figee (poutre prefabriquee), si les premieres sont superieures au seconde ,il fait une optimisation entre la section de beton et les armatures de precontrainte de maniere a avcir les dimensions standart.

#### 1.2 CAS GENERAL

Le programme de calcul de precontrainte fait le calcul verifcatif d'une poutre a section et inertie constante.

### 2 etape

C'est une etape verifcative.

- Il verife les contraintes normales en travee selon la classe determinee dans la premiere etape.
- Il verife les contraintes tangentiellles dans les positions les plus defavorables
- il determine les armatures passive dans les sections les plus chargees.

### 3 etape

- Cas d'une poutre a moments non nul en appuis.
- Il opere la verification des contraintes normales
- Il opere la verification des contraintes tangentiellles.
- Il determine les armatures passive dans la section du beton tendue.

#### 4 etape

\_\_\_\_\_ etude de la section dans l'etat limite de deformation

\*il determine les deformations du beton et de l'acier.

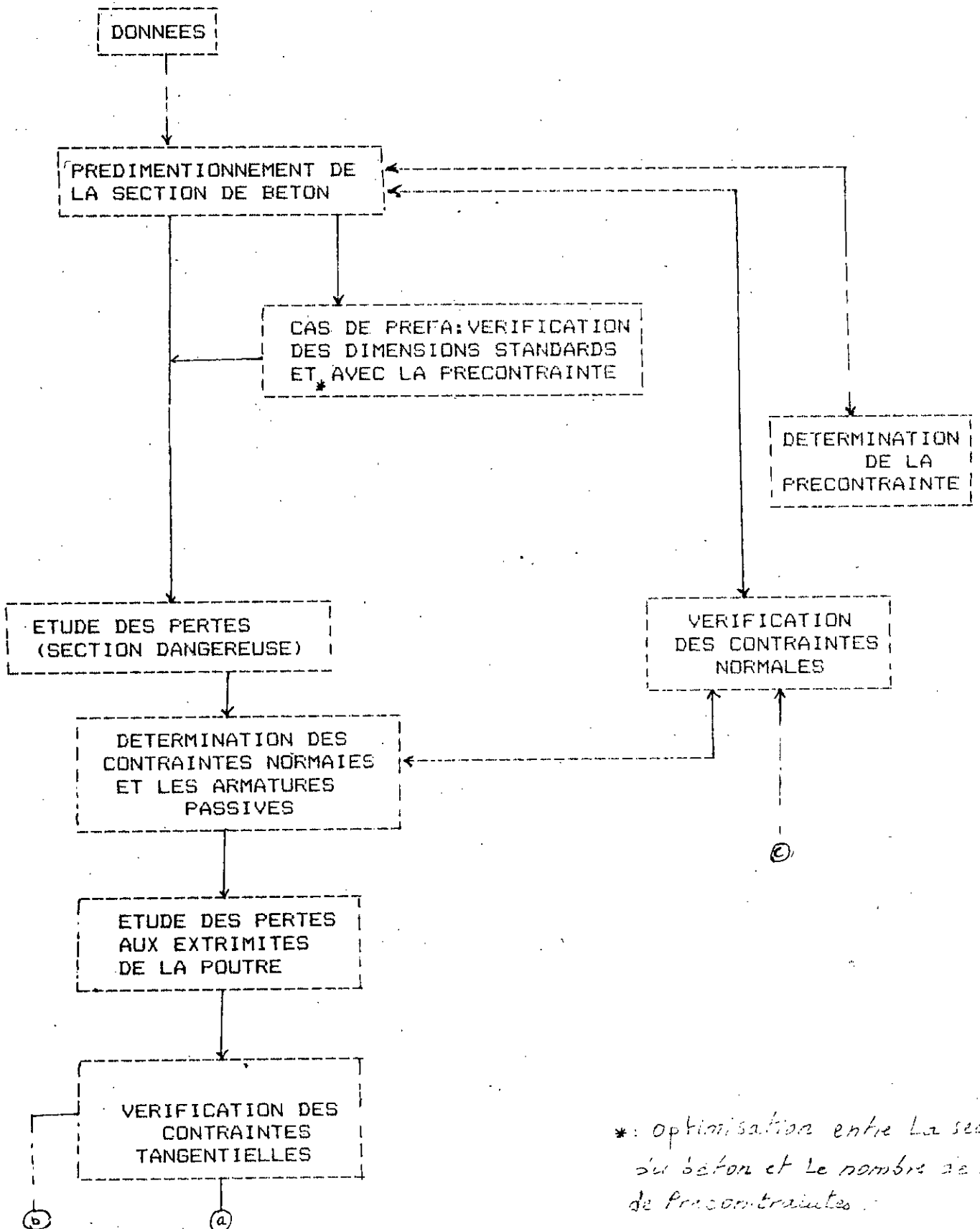
\*il determine la section de beton comprimée.

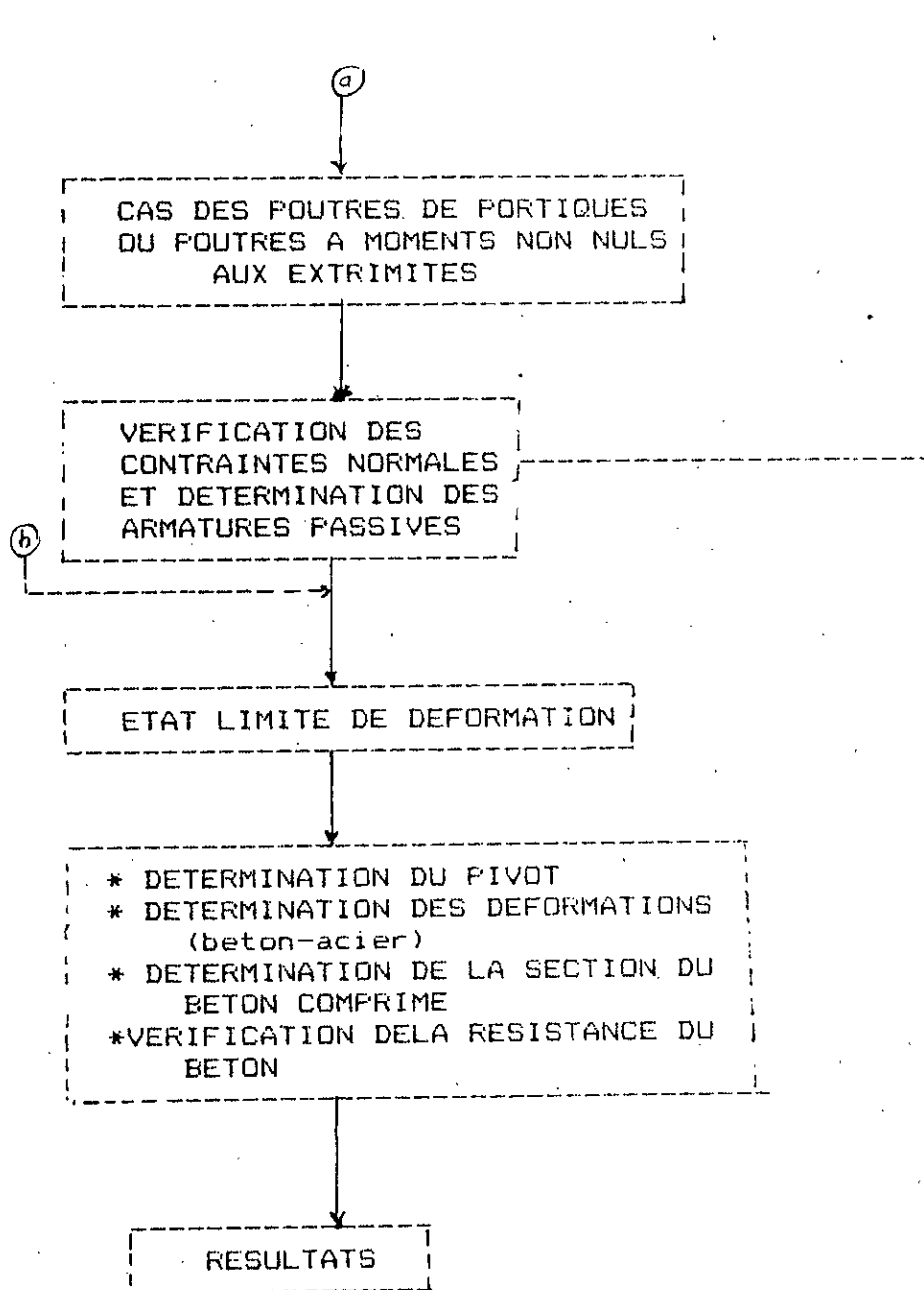
\*il verifie la resistance du beton au differentes sollicitations.

\*il determine les armatures transversales.



ORGANIGRAMME





## NOTATION ET UNITES

---

### Notations

---

Les notation utilisees sont celles prescrites dans le nouveau reglement du BF aux etats limites

h: hauteur de la section du beton  
I: moment d'inertie  
 $v, v'$ : position de l'axe neutre  
F: Precontrainte  
N: nombre de fils  
e: excentricite  
D<sub>6i</sub>: pertes instantannees  
D<sub>6d</sub>: pertes differes  
 $\sigma$ : contraintes normales             $\sigma$ : sup             $\sigma$ : inf  
 $\tau$ : contraintes tangentielles  
E<sub>b</sub>: deformation du beton  
E<sub>s</sub>: deformation de l'acier  
M<sub>ru</sub>: moment resistant  
B<sub>c</sub>: section du beton comprimee

### Unites

---

Surfaces: m<sup>2</sup>  
contraintes: MPa  
moments: MN

# PANNE (BLOCA)

## RESULTATS

### \* Caracteristiques de la section du beton

- Dimensions calculees

$h = .49446959$   $B1 = .0602$   
Nombre De Cables  $N = 6$

- Dimensions standards

$h = .5$   $B = .0602$   
 $v = .25$   $V' = .25$   
 $I = 1.8991817E-03$   
Nombre De Cables  $N = 6$   
Verifiee en Classe II

Section a' moment max 3

$P = .3825$   $N = 6$   $e1 = -.18$   
 $D6i = 110.46191$   $Le \% \text{ est } 8.6636789$   
 $D6d = 59.823154$   $Le \% \text{ est } 5.1370714$

### \* Verification des contraintes normales

----- En construction -----

$6s(3) = 5.6596618$   $6lim = -3.1270199$   
 $6'i(3) = 4.9532717$   $6'lim = 14.846799$

----- En exploitation -----

$6i(3) = 13.669593$   $6lim = 24$   
 $6's(3) = -1.8423508$   $6'lim = -3$

Armatures longitudinales dans les zones tendues

$ASsup = 1.1287005E-04$   
 $ASinf = 3.3561159E-05$

### \* Verification des contraintes tangentielles (noeuds)

Excentricite aux noeuds  $e2 = .1772$

$D6i(1) = 104.67944$   $D6d(1) = 94.1136$

----- En construction -----

$t2(1) = 2.9768452$   
 $Exp1 = 6.708717$   $Exp2 = 12.046057$

----- En exploitation -----

$t2(1) = 5.2209553E-08$   
 $Exp1 = 11.393404$   $Exp2 = 24.9309$

Contraintes tangentielles verifiees

D6i( 2)= 114.80699

D6d( 2)= 113.08665

----- En construction -----

t2( 2)= 5.2219258

Exp1= 8.3417601

Exp2= 11.67733

----- En exploitation -----

t2( 2)= 2.6932289E-08

Exp1= 12.993656

Exp2= 26.2666

Contraintes tangentielles verifiees

-----  
\* Verification des contraintes normales aux noeuds

----- En construction -----

6s( 1)=-.82698176

6lim=-3.1270199

6'i( 1)= 16.664914

6'lim= 14.846799

----- En exploitation -----

6i( 1)= 17.351293

6lim= 24

6's( 1)=-2.9416581

6'lim=-3

Armatures longitudinales dans les zones tendues

ASsup= 1.1373195E-04

ASinf= 4.7199842E-05

Contraintes non verifiees

----- En construction -----

6s( 2)= 8.5323125

6lim=-3.1270199

6'i( 2)= 7.3056198

6'lim= 14.846799

----- En exploitation -----

6i( 2)= 22.685217

6lim= 24

6's( 2)=-7.0291237

6'lim=-3

Armatures longitudinales dans les zones tendues

ASsup= 1.1373195E-04

ASinf= 4.7199842E-05

Contraintes non verifiees

-----  
\*\* Etat limite ultime(ELU)  
-----

-- zone centrale --

Eb( 3)= .0035

Es( 3)= .0062

Bc( 3)= .02375

Mru( 3)= .28627227

La resistance est assuree

\* Sollicitations tangentés

st= .21

At= 5.0715E-05

-- zone d'appuis--

At= .00010143

tulim= 7

tu( 1)= 3.8356152

tu( 2)= 2.9363293

-- noeuds --

Eb( 1)= .0035

Es( 1)= .0057

Bc( 1)= 2.5026882E-02

Mru( 1)= .3138416

Eb( 2)= .0035

Es( 2)= .0056

Bc( 2)= 2.5298913E-02

Mru( 2)= .3147198

\*\* Analyse des pertes

- Pertes instantannees

$\delta p_0 = 1275$        $D\delta f_i = 12.75$        $D\delta g = 1.9$   
 $\delta p_{mt} = 1260.35$        $D\delta r(1,1) = 7.3625$   
 $D\delta p(1,1) = 92.794492$        $\delta b(1,1) = 15.319942$   
 $D\delta i(1,1) = 114.80699$        $\delta r(1,1) = 1160.193$

$\delta p_0 = 1275$        $D\delta f_i = 12.75$        $D\delta g = 1.9$   
 $\delta p_{mt} = 1260.35$        $D\delta r(2,1) = 7.3625$   
 $D\delta p(2,1) = 92.794492$        $\delta b(2,1) = 15.319942$   
 $D\delta i(2,1) = 114.80699$        $\delta r(2,1) = 1160.193$

$\delta p_0 = 1275$        $D\delta f_i = 12.75$        $D\delta g = 1.9$   
 $\delta p_{mt} = 1260.35$        $D\delta r(3,1) = 7.3625$   
 $D\delta p(3,1) = 74.464024$        $\delta b(3,1) = 12.293666$   
 $D\delta i(3,1) = 96.476524$        $\delta r(3,1) = 1178.5235$

- Pertes differees

X	T	Delt Sig r MPa	Delt Sig f1 MPa	Delt Sig P relax
1	1	8.5564189	51.084727	4.989922E-03
1	2	6.5191763	0	92.801813
1	3	15.509268	125.36638	1.4889361

2	1	8.5564189	51.084727	4.989922E-03
2	2	6.5191763	0	92.801813
2	3	15.509268	0	1.3554791

3	1	8.5564189	40.993536	2.3765892E-02
3	2	6.5191763	0	74.497481
3	3	15.509268	68.824192	8.3941654

X	T	Delt Sig b MPa	Delt Sig d MPa	Sigma F MPa
1	1	0	59.645623	1100.5474
1	2	22.241655	6.5214801	1071.7843
1	3	0	141.97317	929.81108

2	1	0	59.645623	1100.5474
2	2	30.094321	6.5214801	1063.9316
2	3	0	16.825229	1047.1064

3	1	0	49.571722	1100.9518
3	2	-15.400197	6.5214801	1137.8232
3	3	0	91.483304	1043.3399

# FERME

## RESULTATS

### \* Caracteristiques de la section du beton

- Dimensions calculees

$h = .5371362$   $B1 = .0702$

Nombre De Cables  $N = 6$

- Dimensions standards

$h = .54$   $B = .0702$

$v = .27$   $v' = .27$

$I = 2.569725E-03$

Nombre De Cables  $N = 10$

Verifiee en Classe II

-----  
Section a' moment max 3

$P = .6375$

$N = 10$

$e1 = -.2$

$D6i = 110.82813$

Le % est 8.6924024

$D6d = 86.22268$

Le % est 7.4063532  
-----

### \* Verification des contraintes normales

----- En construction -----

$6s(3) = 9.9567458$

$6lim = -3.1270199$

$6'i(3) = 6.183297$

$6'lim = 14.846799$

----- En exploitation -----

$6i(3) = 16.419106$

$6lim = 24$

$6's(3) = -.47608653$

$6'lim = -3$

Armatures longitudinales dans les zones tendues

$ASsup = 1.3423986E-04$

$ASinf = 8.5995821E-06$   
-----

### \* Verification des contraintes tangentielles (noeuds)

Excentricite aux noeuds  $e2 = .1972$

$D6i(1) = 125.82932$

$D6d(1) = 113.90186$

----- En construction -----

$t2(1) = 7.3677567$

$Exp1 = 8.9749665$

$Exp2 = 11.186627$

----- En exploitation -----

$t2(1) = 3.5392127E-09$

$Exp1 = 13.959126$

$Exp2 = 26.814426$

Contraintes tangentielles verifiees



-----  
\*\* Etat limite ultime (ELU)  
-----

-- zone centrale --

Eb( 3) = .0035                      Es( 3) = .0058  
            Bc( 3) = 2.4760608E-02  
            Mru( 3) = .21428527  
            resistance non assuree

\* Sollicitations tangentés

st = .21                      At = 5.0715E-05

-- zone d'appuis ---

At = .00010143  
            tulim = 7  
tu( 1) = 1.6765743  
  
tu( 2) = 2.4330085

-- noeuds --

Eb( 1) = .0035                      Es( 1) = .0031  
Bc( 1) = 3.4738806E-02  
Mru( 1) = .46114322

Eb( 2) = .0035                      Es( 2) = .0031  
Bc( 2) = 3.4738806E-02  
Mru( 2) = .46114322

D6i ( 2) = 125.82932

D6d ( 2) = 125.0238

----- En construction -----

t2 ( 2) = 7.3677567

Exp1 = 8.9749665

Exp2 = 11.186627

----- En exploitation -----

t2 ( 2) = 2.6536421E-08

Exp1 = 13.845055

Exp2 = 26.759816

Contraintes tangentielles verifiees

-----  
\* Verification des contraintes normales aux noeuds

----- En construction -----

6s ( 1) = 9.5297948

6lim = -3.1270199

6'i ( 1) = 7.8268511

6'lim = 14.846799

----- En exploitation -----

6i ( 1) = 10.295209

6lim = 24

6's ( 1) = 6.9700014

6'lim = -3

Armatures longitudinales dans les zones tendues

ASsup = 1.60788E-05

ASinf = 7.1117865E-05

Contraintes verifiees

----- En construction -----

6s ( 2) = .49380852

6lim = -3.1270199

6'i ( 2) = 16.862837

6'lim = 14.846799

----- En exploitation -----

6i ( 2) = 10.295209

6lim = 24

6's ( 2) = 6.9700014

6'lim = -3

Armatures longitudinales dans les zones tendues

ASsup = 1.60788E-05

ASinf = 7.1117865E-05

Contraintes non verifiees

# PANNE (BLOC B)

1

## RESULTATS

### \* Caracteristiques de la section du beton

- Dimensions calculees

$h = .47877156$   $B1 = .0602$

Nombre De Cables  $N = 2$

- Dimensions standards

$h = .5$   $B = .0602$

$v = .25$   $v' = .25$

$I = 1.8991817E-03$

Nombre De Cables  $N = 2$

Verifiee en Classe I

Section a' moment max 3

$P = .1275$   $N = 2$   $e1 = -.18$

$D6i = 112.78401$  Le % est 8.8458044

$D6d = 121.14367$  Le % est 10.423507

### \* Verification des contraintes normales

----- En construction -----

$6s(3) = 1.2886493$

$6lim = -2.3846799$

$6'i(3) = 2.6977285$

$6'lim = 9.8978663$

----- En exploitation -----

$6i(3) = 3.5638303$

$6lim = 24$

$6's(3) = .15709989$

$6'lim = -3$

Armatures longitudinales dans les zones tendues

$ASsup = 7.7457559E-05$

$ASinf = 1.1603926E-05$

### \* Verification des contraintes tangentielles (noeuds)

Excentricite aux noeuds  $e2 = .1772$

$D6i(1) = 62.620487$

$D6d(1) = 87.052546$

----- En construction -----

$t2(1) = .34930666$

$Exp1 = 2.3814636$

$Exp2 = 5.5887753$

----- En exploitation -----

$t2(1) = 1.8577398E-08$

$Exp1 = 6.0818012$

$Exp2 = 16.673131$

Contraintes tangentielles verifiees

D6i( 2)= 62.620487

D6d( 2)= 87.052546

----- En construction -----

t2( 2)= .34930666

Exp1= 2.3814636

Exp2= 5.5887753

----- En exploitation -----

t2( 2)= 4.9948042E-09

Exp1= 6.0818012

Exp2= 16.673131

Contraintes tangentielles verifiees

-----  
\* Verification des contraintes normales aux noeuds

----- En construction-----

6s( 1)=-2.2602789

6lim=-2.3846799

6'i( 1)= 6.5705899

6'lim= 9.8978663

----- En exploitation-----

6i( 1)= .92162843

6lim= 24

6's( 1)= 3.2147069

6'lim=-3

Armatures longitudinales dans les zones tendues

ASsup= 6.7097655E-05

ASinf= 8.7512602E-05

Contraintes verifiees

----- En construction-----

6s( 2)=-2.2602789

6lim=-2.3846799

6'i( 2)= 6.5705899

6'lim= 9.8978663

----- En exploitation-----

6i( 2)= .92162843

6lim= 24

6's( 2)= 3.2147069

6'lim=-3

Armatures longitudinales dans les zones tendues

ASsup= 6.7097655E-05

ASinf= 8.7512602E-05

Contraintes verifiees

-----  
\*\* Etat limite ultime(ELU)  
-----

-- zone centrale --

Eb( 3)= .001                      Es( 3)= .01  
                                    Bc( 3)= 6.5900901E-03  
                                    Mru( 3)= 9.5738849E-02  
                                    La resistance est assuree

\* Sollicitations tangentes

st= .21                              At= 5.0715E-05

-- zone d'appuis---

At= .00010143  
                                    tulim= 7  
tu( 1)= 1.7977633  
  
tu( 2)= .4221708

-- noeuds --

Eb( 1)= .0035                              Es( 1)= .0096  
Bc( 1)= 1.7632576E-02  
Mru( 1)= .41162921

Eb( 2)= .0035                              Es( 2)= .0096  
Bc( 2)= 1.7632576E-02  
Mru( 2)= .41162921

## MOMENT ADMISSIBLE ET COUPLE DE SERRAGE

### 1 INTRODUCTION

Dans les sections ou les contraintes normales ne sont pas vérifiées ou bien la résistance est non assurée, un moment admissible est calculé pour être pris comme référence dans la détermination du couple de serrage.

L'application de ce couple de serrage, est effectuée grâce à une clef-dynamométrique, qui provoque une tension:

$$C1 \text{ (dan.m)} + C$$

ou

C : Est le couple nécessaire pour visser sans serrer l'écrou sur la tige afin de réaliser l'encastrement. IL est aussi assuré par les soudures des plaques d'appuis. La structure hypers-tatique est ainsi, réalisée.

C1: Est le couple appliqué sur les noeuds, pour soulager la travée, car il permet la réduction du moment en travée qui est plus grand que le moment admissible, mais l'application de ce couple augmente les moments au niveau des appuis qui éventuellement peuvent dépasser le moment admissible. dans ce cas la différence est compensée par des armatures passives.

### 2 MOMENTS ADMISSIBLES

les moments admissibles sont:

-Pour le parement supérieur  $M_{ads} = (\sigma_s - \sigma_{ps}) I / V$

-Pour le parement inférieur  $M_{adi} = (\sigma_{pi} - \sigma_i) I / V$

ou

$\sigma_{ps} = \sigma_g + P e / I$ : Contrainte due à la précontrainte dans le parement supérieur.

$\sigma_{pi} = \sigma_g - P e / I$ : Contrainte due à la précontrainte dans le parement inférieur.

avec  $\sigma_g = P / S$ : Contrainte au centre de gravité de la section.

$\sigma_s = \sigma_{ps} + \sigma_{pi} - \sigma_s$ : Contrainte résultante de la section comprimée dans le parement supérieur.

$\sigma_i = \sigma_{ps} + \sigma_{pi} - \sigma_i$ : Contrainte résultante de la section comprimée dans le parement inférieur.

Les moments admissibles, dans le cas de notre ouvrage, sont calculés automatiquement par un programme informatique (voir annexes) qui suit la procédure de calcul exposée plus haut. nous avons obtenu les résultats suivants:

PORTIQUE	POSITION	MOMENT ADMISSIBLE MAX (T)	MOMENT ADMISSIBLE MIN (T)
PANNE BLOC A	APPUI	-12.82	- 3.13
	TRAVE	12.96	3.30
FERME BLOC A	APPUI	-20.67	- 3.47
	TRAVE	21.37	4.17
PANNE BLOC B	APPUI	- 5.07	- 1.85
	TRAVE	5.12	1.91

#### REMARQUES

Les pannes dans les deux blocs ,ont des moments inferieures aux moments admissibles, donc elles ne necessitent pas de couples de serrage.

Ce qui n'est pas le cas de la ferme qui a un moment a l'ELU egale a 23.48 T, superieur au moment admissible ,il est donc necessair d'exercer un moment de serrage, qui vaut:

$M = M_i - M_{ad} = 2.81 \text{ T.m}$  la valeur prise est de  $3 \text{ T.m}$

La force de serrage est:  $F = M/Z$  avec  $Z = h = 0.54 \text{ m}$   
d'ou  $F = 2 \text{ T}$

Pour provoquer cette force, le couple de serrage exerce par la clef doit etre egale a  $8 \text{ Kg.m}$  (pour  $1 \text{ T}$  il faut un couple de  $4 \text{ Kg.m}$ ).

les moments aux niveau des appuis devienent:

	MOMENT AVANT SERRAGE	MOMENT APRES SERRAGE
Mmax1	-11.02	-17.02
Mmin1	- 9.39	-12.39
Mmax2	-19.62	-22.62
Mmin2	-11.02	-14.02

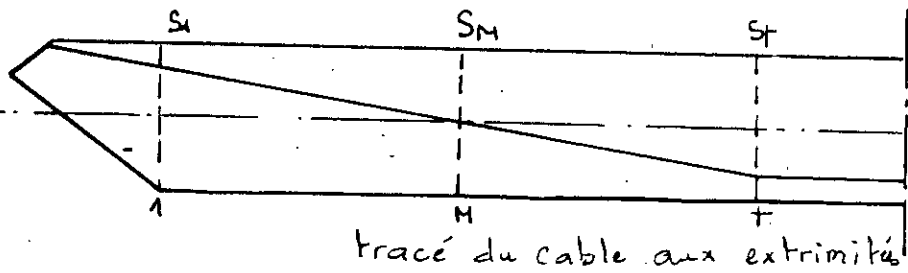
A cause de l'equilibre du noeud ,il y a consequement variation des moments au niveau du poteau,apres l'application du couple de serrage.

#### CAS DES MOMENTS ADMISSIBLES POSITIFS AU NIVEAU DES APPUIS

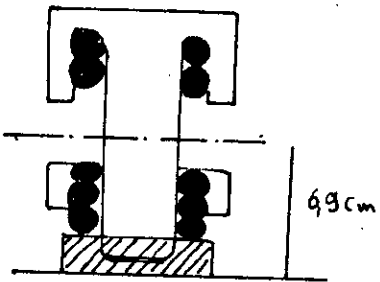
##### NOTION DE PLAQUE D'ANCRAGE

La jonction panne(ferme)-poteau doit etre capable de transmettre le moment positif le plus defavorable,pour cela des plaques d'appui sont placees.Leurs role consiste en la reprise des efforts de traction au niveau des appuis,dus au moments positifs(generalement dus au soulevement du vent).  
 Apres soudure,les plaques empechent le glissement entre la panne(ferme) et le poteau.

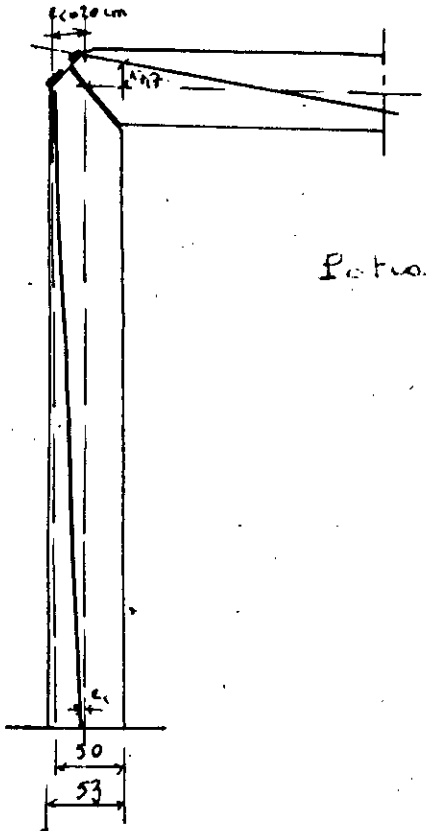
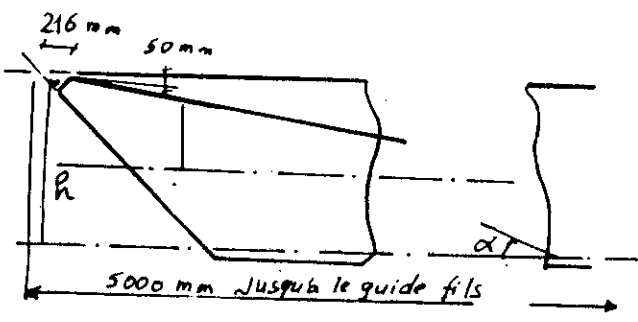




tracé du cable aux extrémités



« guide fils »  
Position des cables  
et ancrage.



Partie en Beton Précontraint.

## POTEAUX

### 1 POTEAU PRECONTRAIT

Les aciers utilises pour la precontrainte des poteaux sont des aciers HEL craute, au lieu de fil comme dans le cas des pannes.

#### 1.1 FLAMBEMENT

L'effort normal N est independant de la precontrainte. Les armatures de precontraintes sont liees beton (armatures adherentes), leurs longueurs reste egale a celle de l'element meme apres deformation, la tension initiale ne change pas, de meme que le pontentiel interne W qui assure l'equilibre.

DONC le flambement ne peut avoir lieu.

#### 1.2 DESCENTE DE CHARGE

Les sollicitations qui s'exercent sur les sections du haut du poteau sont, les reactions trouvees grace au differentes combinaisons (verticales et horizontales), le poids propre des poteaux et l'effort normal N, sans oublier les charges concentrees qui s'applique au poteaux du portique ferme.

Poids propre des poteaux

POTEAU	CENTRAL (BA)	SOUS FERME (BP)	SOUS PANNE (BP) (bloc A)	AUTOS- TABLE (BA)	SOUS PANNE (BP) (bloc B)
SURFACE	0.35x0.35	0.57x0.25	0.53x0.25	0.50x0.25	0.53x0.25
HAUTEUR	6.44	6.44	6.44	6.44	8.30
POIDS TOTAL	2.68	2.13	2.29	2.01	2.75

-3

Le poids du bardage est de 12 10 T/m<sup>2</sup>, la hauteur de notre batiment est de 7.3 m d'ou P=87.6 E-3

Poteaux d'angles et poteaux autostables: dans leur cas l'effort a la base se calcule sous l'effet du vent (action horizontale) comme dans le cas d'une console (en realite il sont lier par des lisses de bardage), il reprennent aussi une partie des charges verticales.

## 2 EXCENTRECITE DES FILS DE PRECONYRAINTE

L'excentricite des fils de precontrainte au niveau de la section haute du poteau ,au niveau de la jonction poteau-panne(ferme),est fixe puisque le system d'ancrage ne nous permet pas de changer l'excentricite.Ce qui n'est, pas la cas de la section basse,ou l'excentricite est determinee en fonction des moments en service (positif ou negatif).

## 3 MOMENT DU AU EFFORT DE SERRAGE

PORTIQUE	M>0 T.m	M<0 T.m	Mprec. T.m	e cm	P T excen. precon
PANNE	7.41	-11.81	0.170	0.440	38.25
FERME	11.13	-14.52	0.169	0.165	63.75
AUTO- -STABLE	5.03	-10.36	0.266	0.695	38.25
PANNE bloc B	0.24	- 5.57	0.177	0.110	12.75

## 4 EFFORTS SOLLICITANT LES POTEAUX SOUMIS AUX CHARGES

### EXTERIEURES

POTEAU	SECT.	M>0	M<0	Nmax	M>0	M<0	Nmax
SOUS PANNE	HAUT	9.03	-13.97	41.27	9.43	-16.55	41.84
bloc A	BAS	7.58	-11.84	43.56	11.59	-15.09	41.43
SOUS FERME	HAUT	14.3	-11.55	74.27	15.80	- 1.91	77.97
	BAS	5.91	-10.55	76.40	7.59	- 8.01	80.00
SOUS PANNE	HAUT	0.42	- 5.75	14.1	2.00	-11.78	14.74
	INTER- -MED.	1.08	- 6.18	14.80	4.65	-13.54	15.44
bloc B	BAST	9.15	- 1.08	16.90	25.95	-15.84	17.54

## 5 FERRAILLAGE

Les sections sont calculees a la flexion composee. Le ferrailage choisit est symetrique lorsque les moments opposes sollicitant la section sont comparables. Dans les autres cas on determine le ferrailage minimal pour le moment le plus eleve en valeur absolue, puis nous verifions que ces aciers sont suffisant avec le moment de signe contraire. N.B: Le detail de calcul du ferrailage des poteaux ne se fait que pour un poteau. pour les autres il ne sera donne que les resultats.

### 5.1 DETAIL DE CALCUL DU POTEAU

#### 5.1.1 POTEAU SOUS PANNE LA PANNE LA PLUS SOLLICITE

Donnes:  $M_{ser} = 7.58 \text{ T.m}$        $M_u = 19.59 \text{ T.m}$

$N_{ser} = 43.56 \text{ T}$        $N_u = 44.56 \text{ T}$

$\frac{M_u}{N_u} = \frac{11.59}{44.13} = 0.26$  ;  $e > \frac{h}{6}$  la section est donc partiellement compriméees.

longueur de flambement  $l_f = 1.5 l_0 = 4.425$   
 $\lambda = \frac{l_f}{h} = 28.9$  ;  $h = 0.53$

d'ou l'elancement  $\lambda = \frac{l_f}{h} = 28.9$  ;  $h = 0.53$

$\lambda > 50$  verifier pour le coefficient de majoration  
 $\frac{l_0}{h} = 0.51 > 0.75$  d'ou  $f = 1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1.14$

\*  
 $N = f N_u = 51 \text{ MN}$

d'ou \*  
 $M/G = N (e + e_0) = 148 \text{ MN.m}$

d'ou \*  
 $M_u = M/G + N \left( \frac{d}{2} \right) = 0.26 \text{ MN.m}$

$\frac{M_u}{M_{ser}} = 1.4$

$\mu = 0.341 - 0.1776 = 0.358$   
 $l_u$

$M = \mu \frac{b d^2 f_{bu}}{l_u} = 0.352 \text{ MN.m}$

$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0.234$

$= 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.338$  donc pivot B ;  $f_s = f_{su} = 400 \text{ MPa}$

$Z = d (1 - 0.4) = 0.42 \text{ m}$

$A = \frac{M_u}{Z} = 15.34 \text{ cm}^2$

alu<ubu donc pas d'acier comprime A's=0

A l'ELS

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \text{Min}(2/3 f_{e}; 150 n) = 240 \text{ MPa}$$

$$r = n \sigma_{bc} / (n \sigma_{bc} + \sigma_s) = 0.203$$

$$\mu_{rb} = r/2(1 - r/3) = 0.203$$

$$s_e = n \sigma_{bc} (r - \frac{r^2}{2}) / r = 187 \text{ MPa}$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} d b \sigma_{bc} = 0.1828$$

Mser/A < Mrb donc pas d'acier comprime

$$A_s = 15.34 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6 \text{ } 0 \text{ } 16$$

$$A_s = 15.89 \text{ cm}^2$$

### 5.1.2 POTEAU CENTRAL

La section la plus sollicitée est la section basse "B".  
nous avons les sollicitations suivante

A l'ELS

A l'ELU

$$N = 0.32 \text{ T}$$

$$N = .44 \text{ T}$$

$$M_x = 0.22 \text{ T.m}$$

$$M_x = .33 \text{ Tm}$$

$$M_y = 0.25 \text{ T.m}$$

$$M_y = .82 \text{ Tm}$$

La section est soumise, a la flexion déviée, avec un effort normale de compression.

La méthode utilisée pour le calcul est une méthode approchée, car le calcul des sections BA soumises a une flexion déviée est assez complexe.

Donc nous calculerons la section, comme soumise a la flexion composée dans le sens le plus défavorable, et nous adopterons la même section dans l'autre sens.

Et nous justifierons le résultat trouvé, en vérifions les contraintes dans les sections c-a-d:

$$\sigma'_{bx} + \sigma'_{by} \leq \sigma'_b$$

$$\lambda = 45.28 < 50 \text{ d'ou } \mu = 1.26; e = 3.66 \text{ cm}$$

$$e_0 = 21 \text{ cm}$$

$$N^* = N = 0.56 \text{ T}$$

$$A = A' = 5.95 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3 \text{ } 0 \text{ } 16 \text{ soit } 6.03 \text{ cm}^2$$

Vérification a l'ELS

M/N = 7 cm > h/6 la section est partiellement comprimée.

$$y_1 = 34.8 \quad K = 0.133$$

$$\sigma'_{bx} = 4.63 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \quad \sigma'_s = 61.45 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$

Nous avons:  $\sigma'_{bx} + \sigma'_{by} = 9.26 \text{ MPa}$  donc inférieures à  $\sigma_{bc}$  soit 15MPa

La section est vérifiée.

### EFFORT TRANCHANT

Au dessus de la dalle

$$V_u = 0.05 T \quad A_t = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = 0.47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u < 0.8 \text{ d'ou } A_t / S_t > = 0.4 b_0 / f_e$$

$$\text{donc } S_t < 43 \text{ cm}$$

nous prenons  $S_t = 24 \text{ cm}$

Au dessous de la dalle

Nous prenons le même espacement que dans le cas précédent, car  $V_u =$

### 5.1.3 POTEAUX D'ANGLES

Il sont calculés en flexion composée (ce genre de poteau est soumis essentiellement à l'action du vent)

sollicitations:

$$N = 0.041 \text{ MN}$$

$$M_w = 0.11 \text{ MN.m}$$

nous avons

$$A = A' = 9.48 \text{ cm}^2$$

### EFFORT TRANCHANT

$$\tau_u = 0.232 < \bar{\tau}_u \quad ; S_t = 24 \text{ cm}; A_t = 1.5 \text{ cm}^2$$

## CONTREVENTEMENTS

### 1 INTRODUCTION

"L'utilisation de la precontrainte pour les elements de contreventement est interdite en zone II et III. Toutefois, s'il est justifie d'une etude de la structure dans le domaine post-elastique, l'emploi de celle-ci pourra etre admis"

-Extrait de l'article 2.4 du RPA88-

La lecture de cet extrait, traduit une certaine meconnaissance du comportement du beton precontraint lorsqu'il est soumis a des charges sismiques, d'ou l'interdiction en un premier temps, puis une permission conditionnee par une etude post-elastique en un deuxieme temps.

Le procede GUIRAUDI-AUFFEVE est touche par l'article cite precedemment, ces problemes ont fait alors l'objet de plusieurs reunions et rencontres entre le CTC, l'entreprise GUIRAUDI-AFFEVE, et l'EBA, l'etude post-elastique n'etant pas realisee, il a ete propose de solliciter au minimum les portiques en beton precontraint, en utilisant un diaphragme rigide qui transfererait les forces laterales dynamiques aux pales de stabilite.

### 2 PRINCIPE DE CONTREVENTEMENT

Le contreventement choisi est celui du contreventement verticale par des pales de stabilite en croix de SAINT-ANDRE, en acier, pour reprendre la totalite des efforts horizontaux dues a l'action du seisme ou du vent. Le contreventement horizontal utilise est celui du contreventement horizontal en treillis au niveau de la toiture. Le transfert de la force horizontale se fait grace au diaphragme rigide, constituer par un assemblage IPE-Corniere, de ce fait, il est necessaire que les pignons soient parfaitement raides et capable de dissiper l'energie. L'assemblage IPE-Corniere se comporte comme l'ame d'une poutre elancee a ame en treillis, situee entre deux plans verticaux.

Dans le cas de notre ouvrage, des contraintes architecturales dans le sens longitudinale pour le bloc A, et dans le sens transversale pour le bloc B, nous ont amene a placer un seul pale de stabilite, provoquant une certaine dissymetrie dans les blocs indiques ci dessus, dans les sens respectifs.

Cette dissymetrie entrainera un accroissement de la majoration de la charge horizontale, majoration due au moment de torsion provoque par la dissymetrie.

N.B: Les reglements prescrivent de prendre en compte, une majoration minimale provoque par un excentrement egale a 5% de la plus grande dimension de l'ouvrage, dans le cas ou l'excentrement est inferieur a 5% .

### 3 CALCUL DU CONTREVENTEMENT

#### 3.1 EVALUATION DES RIGIDITES DES PORTIQUES

L'évaluation de la rigidité de chaque portique s'obtient en faisant le rapport  $K_i = \frac{F_i}{\Delta_i}$  ou  $F_i$  est la somme des forces horizontales, et  $\Delta_i$  le déplacement moyen sous l'effet de la force  $F_i$ .

##### 3.1.1 DEPLACEMENTS MOYENS

Les déplacements moyens sont obtenus sous l'effet de force unitaire, dans le cas du bloc A, et égales à deux fois l'unité dans le cas du bloc pont roulant

DEPLACEMENT MOYEN		
SENS	BLOC A m	BLOC B m
LONGITUDANALE	6.392565 E-5	9.42 E-4
TRANSVERSALE	4.09974 E-4	5.04 E-4

#### 1.2 RIGIDITES

RIGIDITE		
SENS	BLOC A T/m	BLOC B T/m
LONGITUDANALE	15643.17	2123.0
TRANSVERSALE	2439.20	39693.0

#### 2 EVALUATION DE LA FORCE REVENANT A LA CHAQUE PORTIQUE

Le calcul de la force chargeant chaque portique se fait suivant la formule ci-dessous:

$$F_{Ri,x} = K_{i,x} \left( \frac{F_x}{n} + \frac{F_x E_x D_x}{\sum_{i=1}^{n+m} K_i D_i^2} \right)$$

Ou  $F_x$  : Est la force dynamique chargeant la structure dans le sens X.

$K_i$  : Rigidité du portique i.

$K_{i,x}$  : Rigidité du portique i, dans le sens X

n : Nombre de portiques dans le sens x

m : nombre de portiques dans le sens y

$E_x$  : excentrement dans le sens x (centre de gravité par rapport au centre de torsion).

$D_x$  : excentrement dans le sens x (Portique par rapport au centre de gravité de la structure).



		BLOC A	BLOC B
SENS	e	19.8 m	0.6 m
TRANSVERSAL	d	18.0 m	6.0 m
	K	15643.17 T/m	2123.00 T/m
FORCE	F	66.0 T	7.14 T

		BLOC A	BLOC B
SENS	e	2.0 m	22.0 m
LON- GITUDINAL	d	20.0 m	20.0 m
	K	2439.17 T/m	39693.00 T/m
FORCE	F	30.74 T	113.31 T

### 3 VERIFICATION DES SECTIONS

Les sections sont verifiees  
 $N < \frac{Anette \sigma_{en}}{1.25}$

Dans le cas du block A  
 Sens longitudinale  $N \leq 192$  T.  
 Sens transversale  $N \leq 45.46T$ .  
 Dans le cas du bloc B  
 Sens longitudinale  $N \leq 45.46T$ .  
 Sens transversale  $N \leq 192$  T.

#### 3.1 SECTIONS LES PLUS SOLLICITEES

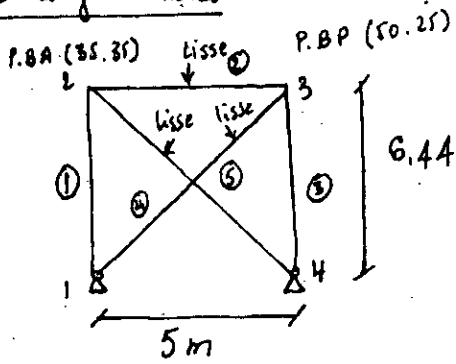
	SENS	EFFORT DANS LA SECTION LA PLUS SOLLICITEE	
BLOC A	LONGITUDINALE	N4 =48.80T	SECTION VERIFIEE
	TRANSVERSALE	N4 =44.88T	SECTION VERIFIEE
BLOC B	LONGITUDANALE	N7 =22.50T	SECTION VERIFIEE
	TRANSVERSALE	N24=89.51T	SECTION VERIFIEE

N.B:Le cacule des efforts a ete realise grace au logiciel de calcul de structure STAPBEAM

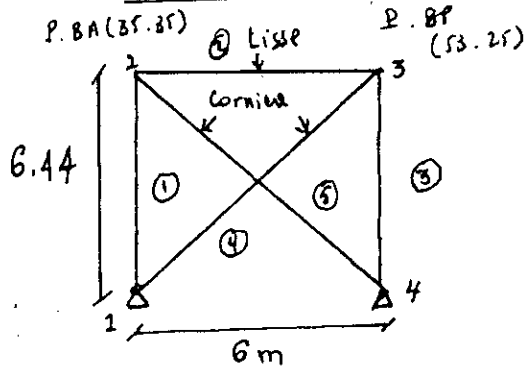
# Représentation schématique des portiques de contreventement.

## Bloc A :

Sens longitudinal.

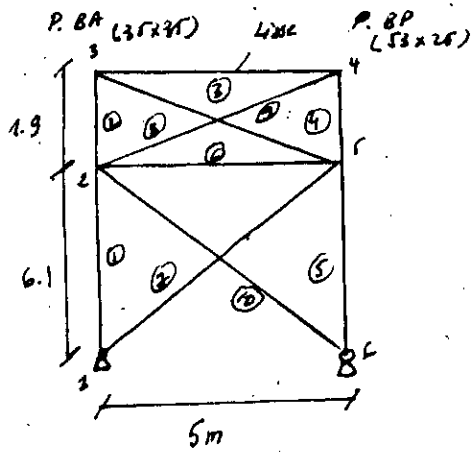


Sens transversal.

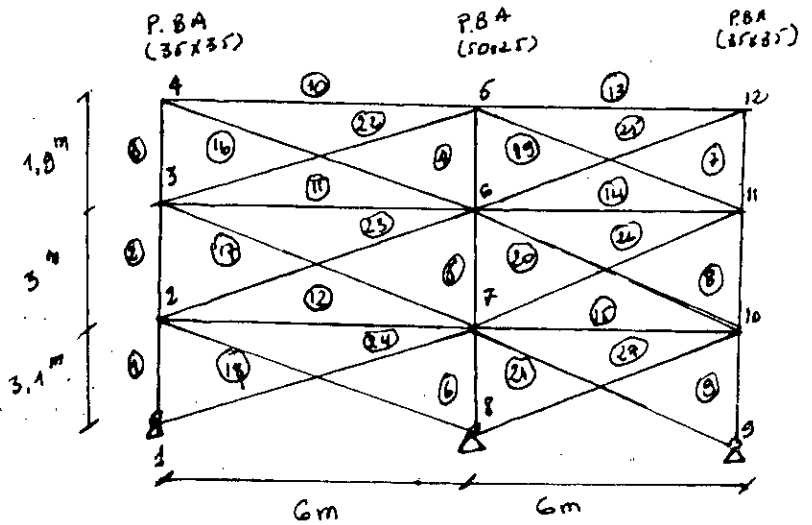


## BLOC B :

Sens longitudinal.



Sens transversal.



rote des elements : lisse 100x100.

PONT ROULANT

## PONT ROULANT-VOIE DE ROULEMENT

### 1- Caracteristiques du pont roulant

Ces caracteristiques sont donnees par le constructeur.

Charge au crochet....=10 tonnes  
Poids du pont.....=10 tonnes  
Poids du chariot.....=3.5tonnes  
Reaction verticale  
maximale par galet...=7 tonnes  
Reaction verticale  
minimale par galet...=2.2tonnes  
Reaction horizontale.=0.8tonnes  
Reaction longitudinale=1.2tonnes  
Empatement.....=2.4tonnes

### 2- Calcul de la poutre de roulement

#### 2.1-Predimensionnement

Les dimensions de la poutre doivent respecter les conditions suivantes:

$$*b \geq 20\text{cm}; h \geq 30\text{cm}; \frac{h}{b} \leq 3$$

$$*\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}; \text{Condition de la fleche pour une poutre isostatique.}$$

$$*\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_o} \text{ avec } M_t = 0.8M_o \text{ d'ou } \frac{h}{l} \geq 0.08$$

Pour  $l=5\text{m}$   $h \geq 0.08 \times 5$  d'ou  $h \geq 0.4$

La valeur prise est  $h=0.4\text{m}$

$$\frac{h}{b} \leq 3 \text{ d'ou } b \geq \frac{h}{3} \text{ donc } b \geq 0.13\text{m}$$

La valeur prise est  $b=0.25\text{m}$

b

3

CONCLUSION:  $h=0.40\text{m}; b=0.25\text{m}$

### 2.2 DETERMINATION DES EFFORTS DANS LA POUTRE DE ROULEMENT

#### 2.2.1 EVALUATION DES CHARGES

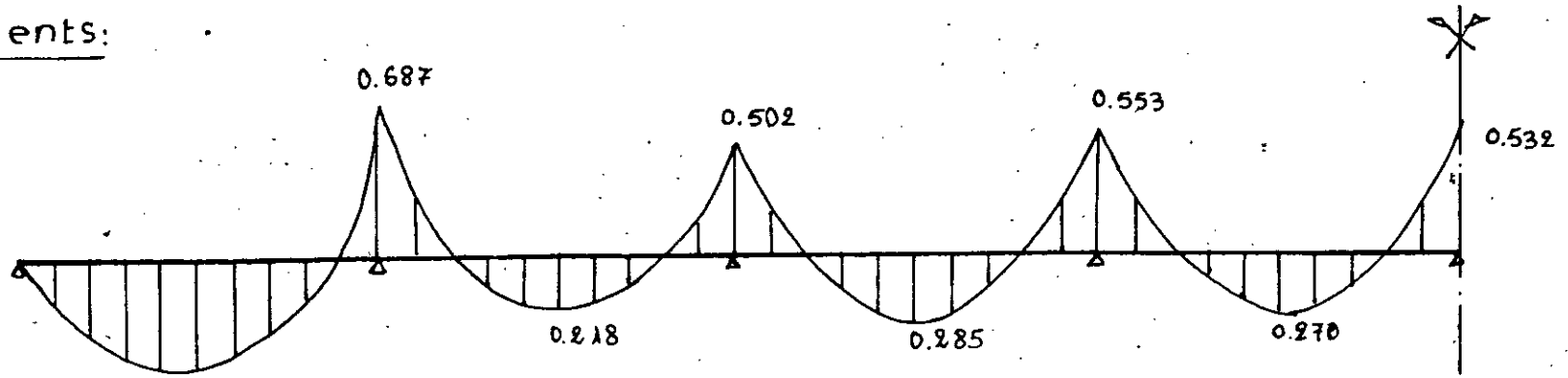
Le poids propre est egal a:  $0.25 \times 0.4 \times 2.5 = 0.25 \text{ T/ml}$   
d'ou

Poids propre.....0.25T/ml  
Rails et accessoires.....0.01T/ml

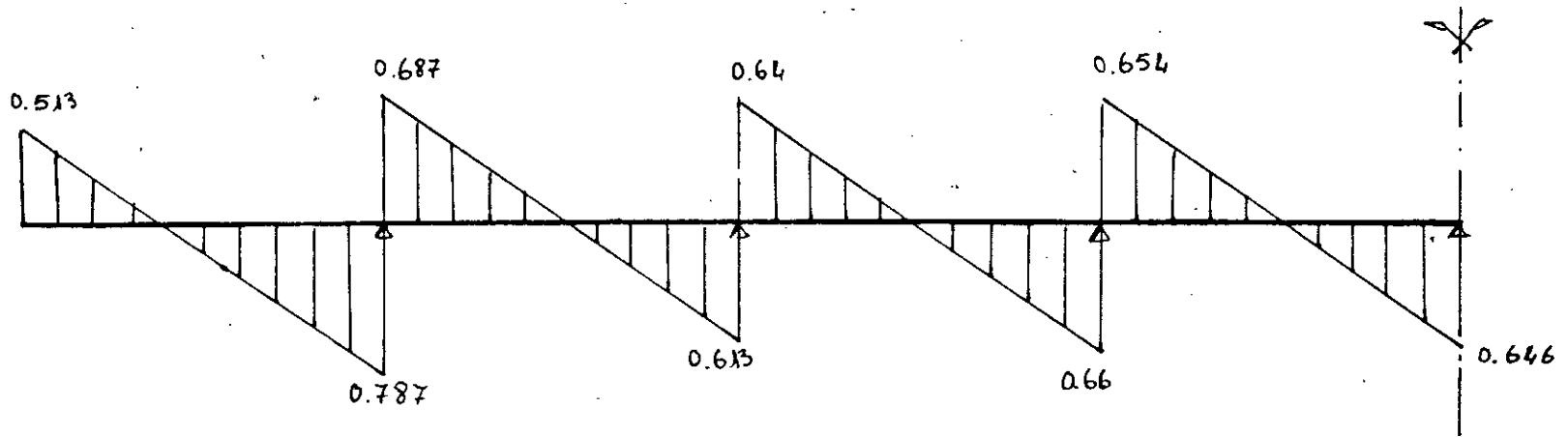
Total = 0.26T/ml

# SOLLICITATIONS DUES AU POIDS PROPRE

Moments:



Efforts tranchants:



77. a.

Fig a.

## 2.2.2 SOLLICITATIONS DUES AU CHARGES PERMANENTES

Ces sollicitations sont determinees par la methode des trois moments. La poutre de roulement est une poutre continue, de huit travées, reposant sur neuf appuis, a inerties et portées constantes.

La relation des trois moments est:

$$b_i M_i + (a_i + c_i) M_{i+1} + b_{i+1} M_{i+2} = \frac{P_i l_i^3}{24EI_i} (\phi''_i - \phi'_i)$$

a, b, c sont des constantes mecaniques

$\phi''$  et  $\phi'$  sont les deformations angulaires d'une poutre isostatique d'ou

$$\phi''_i = \phi'_i = \frac{P_i l_i}{24EI_i}$$

Les moments et efforts tranchants sont representes dans la figure a .

## 2.2.3 SOLLICITATIONS DUES AU SYRCHARGES D'EXPLOITATIONS

### CHARGES VERTICALES

Se sont deux charges concentrees distantes de a=2.4m, mobiles le long de la poutre de roulement.

Les efforts dues a ces charges sont obtenus a partir du trace des lignes d'influence.

Ces lignes d'influence ont ete determinees par la methode des foyers.

La reaction maximale par galet.....R=7T

Longueur des travées.....l=5m

### SOLLICITATIONS

a	MOMENTS AUX APPUIS		MOMENTS EN TRAVEE		REACTIONS D'APPUIS						
	APPUI 1	APPUI 2	TRAVEE 1	TRAVEE 2	MAXIMALES						
					Ro	R1					
1			Mmax	Mmax							
x/l	.196	x/l	.161	x/l	.261	x/l	.271	1.33	1.56		
	P	P	P	P	P	P	P	P	P		
	0.48	0.7	6.24	0.7	5.64	0.35	7.56	0.45	5.98	9.30	10.9
		T.m		T.m		T.m		T.m	T	T	

## CHARGES HORIZONTALES TRANSVERSALES

Ces charges ont été estimées au 1/10 des charges verticales, donc la poutre de roulement doit être étudiée en flexion sous l'effet du système de charges précédent.

Cette est supposée reposer sur des appuis fixes (poteaux), l'étude se ramène donc à celle d'une poutre soumise à un système de charges verticales (cas déjà étudié).

Ces charges horizontales étant dix fois plus faibles, donc  $H=R/10$  et  $M = M / 10$

th tr

### SOLLICITATIONS

	MOMENTS AUX APPUIS				MOMENTS EN TRAVÉE				REACTIONS D'APPUIS	
	APPUI 1		APPUI 2		TRAVÉE 1		TRAVÉE 2		MAXIMALES	
	a	1	1	1	1	1	1	1	Ro	Rl
				Mmax	Mmax			1.33	1.56	
	x/1	.196	x/1	.161	x/1	.261	x/1	.271		
		P 1		P 1		P 1		P 1		
								P	P	
	0.48	0.7	.624	0.7	.564	0.35	.756	0.45	.598	
			T.m		T.m		T.m		T.m	
								.930	1.09	
								T	T	

### EFFORT TRANCHANT DU AUX CHARGES D'EXPLOITATIONS

L'effort tranchant pris en compte, est égal à la réaction au niveau de l'appui 1.

### RESUME DES SOLLICITATIONS A PRENDRE EN COMPTE DANS LES CALCULS

-CHARGEMENT	MOMENTS MINIMUM AUX APPUIS (T.m)		MOMENTS EN TRAVES T.m	
	APPUI DE RIVE	APPUI INT- -TERMEDIAIRE	TRAVEE DE RIVE	TRAVEE INTER- MEDIAIRE
G	0.687	0.553	0.469	0.289
R	6.242	5.635	7.560	5.985
H	0.642	0.563	0.756	0.598



### 3 FERRAILLAGES

La poutre de roulement est ferraille en la considérant soumise à la flexion simple dans les deux sens X-X et Y-Y, pour faciliter le calcul, il ne sera pas tenu compte de l'effort normal, vu que la contrainte provoquée par l'effort normal est petite devant celle due à la flexion.

### COMBINAISON DE SOLLICITATION PRIS EN COMPTE

---

$M_u = 1.35 M_G + 0.5 M_Q$   
 $M_{ser} = M_G + 0.5 M_Q$

Od: Coefficient de majoration dynamique

### DIMENSION DES SECTIONS

---

SENS X-X  $b=0.25\text{ m}$  ;  $h=0.40\text{ m}$   
SENS Y-Y  $b=0.40\text{ m}$  ;  $h=0.25\text{ m}$

### CONTRAINTES ULTIMES

---

Nous utilisons des aciers FE40, la fissuration dans notre cas est considérée préjudiciable.  
Pour le béton:  $f_{c28}=25\text{ MPa}$   $f_{t28}=2.1\text{ MPa}$

		er 1 travee		appui de rive		trave in- -termed.		appui in- _termed.	
		X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
Mu	T.m	14.3	1.36	12.2	1.12	11.2	1.08	10.6	1.01
Mser	T.m	9.54	0.91	8.18	0.75	7.74	0.72	7.31	0.67
Asu	cm <sup>2</sup>	12.8	1.77	10.6	1.45	9.57	1.4	9.31	1.13
Aser	cm <sup>2</sup>	12.3	1.72	10.3	1.41	9.28	1.35	9.05	1.26
Amin	cm <sup>2</sup>	1.13	1.09	1.13	1.09	1.13	1.09	1.13	1.09
A		3020 + 2016	2016	3020 + 2016	2016	3020 + 2016	2016	3020 + 2016	2016
Apris	cm <sup>2</sup>	13.5	4.02	13.5	4.02	13.5	4.02	13.5	4.02

Vu	u	u	St	At	At min	At pris
MN	MPa	MPa	cm	2 cm	2 cm	cadre 010 et epingl 010 2 cm
17.41	1.39	2.5	20	2.01	1.08	2.35
E-2						
20.71	2.30	2.5	20	2.30	1.30	2.35
E-2						

## VERIFICATION A LA TORSION

les reactions R et H sont excentrees ,elles provoquent donc un moment de torsion Mt.

$$Mt = R \cdot e + H \cdot h \quad ; e \text{ et } h \text{ excentrements respectifs de R et h}$$

Pour  $R = 7 \text{ T}$  ;  $e = 0.01 \text{ m}$  ;  $H = 0.8 \text{ T}$  ;  $h = 0.24 \text{ m}$   
 $Mt = 0.262 \text{ T.m}$   
 $\mu =$

$$* \mu = \frac{Mt}{2 \Omega b_o} \quad ; \mu = 1.5 \quad Mt = 0.393 \text{ T.m}$$

$$b_o = 0.0416 \text{ m}$$

D'ou  $\sigma_u = 0.63 \text{ MPa}$        $\Omega = (a - b_o)(h - b_o) = 0.075 \text{ m}^2$

$\sigma_u < \text{Min}(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa})$  car  $\sigma_u < 3.25 \text{ MPa}$  ; La section est donc verifier

## ARMATURES TRANSVERSALES DE TORSION

$$\frac{A_t}{s} = \frac{b_o \mu}{s} \quad s = 1.15$$

St Fe  
 $\frac{A_t}{s} = 0.75 \text{ cm} / \text{ml}$   
 St

## ARMATURES LONGITUDINALE DE TORSION

$$\frac{A_l}{s} = \frac{\mu}{s}$$

A1 Fe  
 $= 0.85 \text{ cm}^2$   
 A1

Ces valeurs sont tres faibles, donc notre poutre est bien ferrailier pour la torsion.

## VERIFICATION AU LEVAGE

Lors de la manutention la poutre n'est soumise qu'a son poids propre. Les crochets de levage sont disposes a 1.20 m a partir de L'extremite de ,part et d'autre.

$$R_a = R_b = \frac{G \cdot 1}{2} = 0.625 \text{ T}$$

$$M_a = M_b = \frac{G a}{2} = 0.18 \text{ T.m}$$

$$M_t = \frac{G b}{8} \frac{M_a + M_b}{2} = 0.031 \text{ T.m}$$

Ce moment est inferieur au moment minimal, ayant servi au ferrailage de la poutre ( $M_{min}=7.31 \text{ T.m}$ ). Le levage est donc verifie.

#### 4 LES JONCTIONS

-----  
La continuite de la poutre est assuree par l'assemblage de travees prefabriquees, qui presentent des barres d'attentes, a fin d'assurer le recouvrement. Les aciers transversaux a ce niveau sont releves, il seront plies apres avoir place les aciers de recouvrement. L'ultime operation est le coulage du beton de jonction. Evidament, il y'a deux types d'element prefabriques:

- Element de rive avec une seul reservation.
- Element intermediair avec deux reservations.

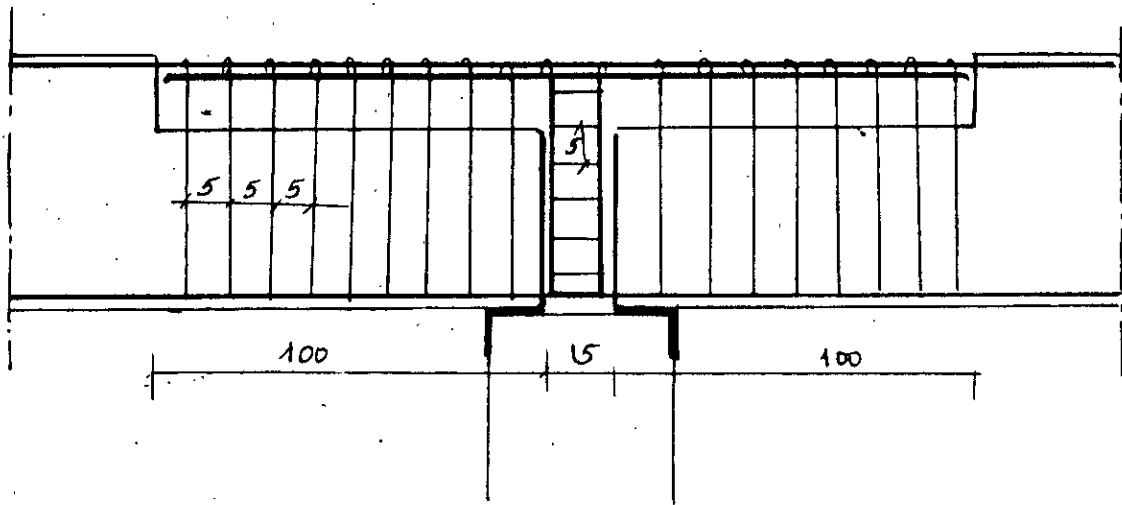
#### CALCUL DE LA LONGUEUR DE SCELLEMENT

----- elle est egale de scellement droit .

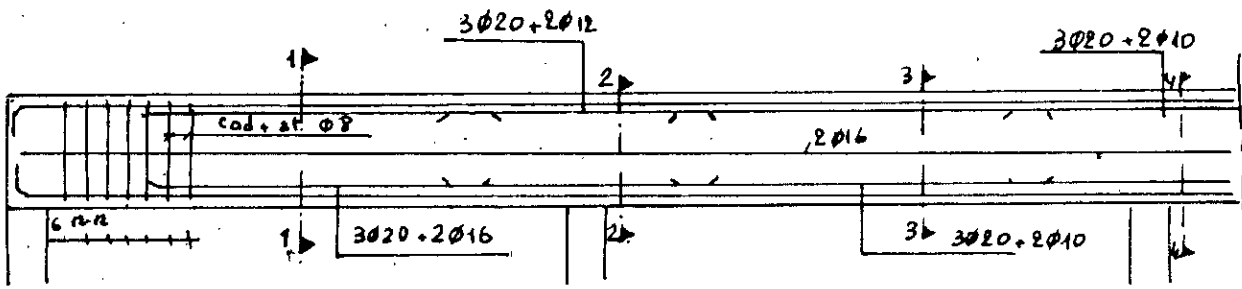
$$l_d = l_r = \frac{0.4 a}{4 d} ; d = 2 d_b \quad d = 1.5 \text{ et } b = 6.89 \text{ dan/cm}^2$$

$l_r = 67.8 \text{ cm}$ ; La longueur prise est  $l_r = 1 \text{ m}$

Détail de la jonction

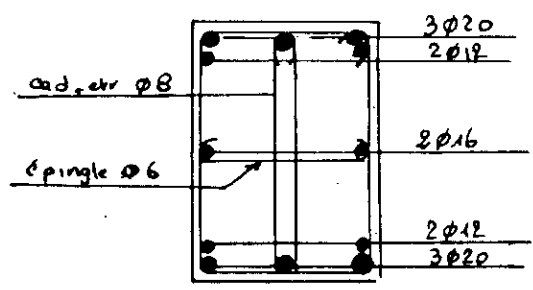
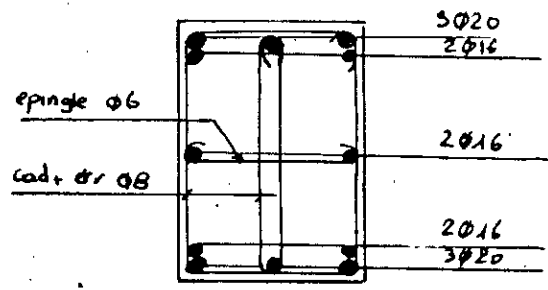


Ferrailage de la poutre de roulement.



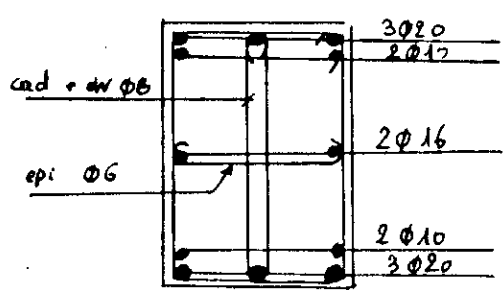
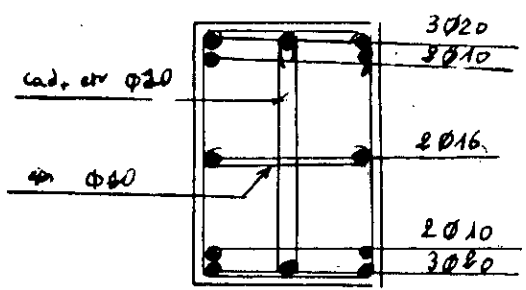
Section 1-1

Section 2-2



Section 3-3

Section 4-4



CALCUL D'ELEMENTS DIVERS

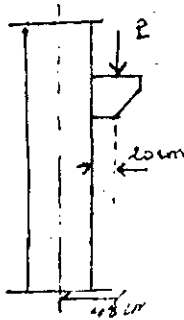
# LE CORBEAU

## 1 DEFINITION

Le corbeau est un element prefabrique en usine. Il supporte la poutre de roulement. Son assemblage avec le poteau est realise a l'aide de tiges de haute resistance. Il a ete ferraille par le bureau d'etude de GUIRRAUDI-AUFFEVE

## 2 VERIFICATION DU CORBEAU

Il est admis que la force P provenant du pont roulant, est transmise par la bielle de beton oblique. Elle est equilibree deux a deux par les armatures. La force F est reprise par les armatures longitudinales. La force P est reprise par les armatures transversales.



## 3 FERRAILLAGE

### 3.1 HYPOTHESES

$d=0.6m$ ;  $bo=0.25m$  ;  $a=0.22 m$   
 $fc28=25 MPa$ ; Acier HA Fe40

La fissuration est tres prejudiciable,  $ser=240 MPa$ .  
 $Fe=400 MPa$ ;  $fsu=348 MPa$

### 3.2 ARMATURES LONGITUDINALES

$$A \text{ l'ELS} \quad A_{ser} = \frac{F_{ser}}{ser} = \frac{12.4}{240} = 5.16 \text{ cm}^2$$

$$A \text{ l'ELU} \quad A_{ul} = \frac{F_{ul}}{ul} = \frac{19.2}{348} = 4.8 \text{ cm}^2$$

La section prise est:

### 3.3 ARMATURES TRANSVERSALES

$$\tau_u = \frac{V_u}{bo \cdot d} = \frac{1.19}{0.25 \times 0.6} = 1.267$$

$$\tau_u = \min \left( 0.03 \left( 2 + \frac{d}{a} \right) fc28; 4 \text{ MPa} \right) = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_u$ : Les armatures prises sont donc droites, cadres plus etrier  $A_t=2 \text{ cm}^2$ ;  $4 \text{ } \emptyset 8$

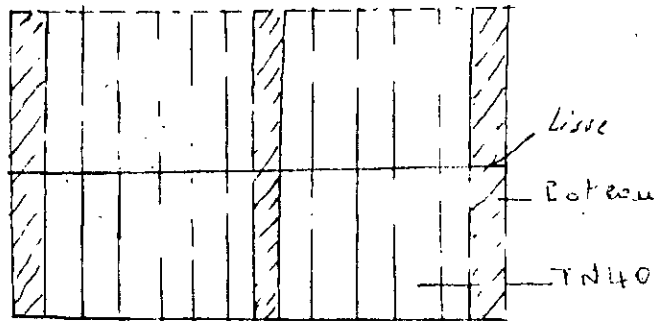
$$St = \frac{0.8 Fe A_t}{(u-0.5)bo} = 0.33 \text{ m} = 33 \text{ cm}$$



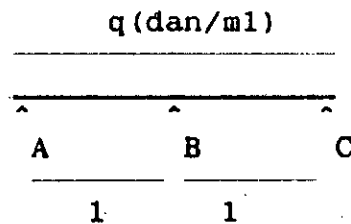
## ELEMENTS DE BARDAGE

### 1 LES LISSES

Les lisses sont considérées appuyées sur trois poteaux, et supportant l'action horizontale du vent. Nous avons un nombre de trois lisses, séparées de deux mètres. Nous négligerons les charges verticales (poids de la TN40, poids propre).



Schema statique



Le moment maximum est: 
$$|M_b| = \frac{q l^2}{8}$$

Exprimons la surcharge du vent par metre lineaire:  $q = 76 \times 2$  d'ou  $q = 152 \text{ dan/ml}$

Les lisses etant sollicitées en flexion simple, le dimensionnement se fera a la resistance:

$$\frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_{en} \quad \text{d'ou} \quad W_y \geq \frac{M_y}{\sigma_{en}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{en} = 2400 \text{ dan/ml}$$

Nous trouvons  $W_y \geq 28.5 \text{ cm}^3$

Les lisses utilisees, sont des tubes carres  $100 \times 100 \times 4$  avec

$$W_y = \frac{I}{v} = 47.16 \text{ cm}^2$$

### 2 LE REMPLISSAGE

Il se fait avec des dalles prefabiquees, posees entre deux poteaux consecutifs, et ancrés dans le sol.

### 3 BARDAGE

Il est assure également, par des toles de TN40, a partir du remplissage, jusqu'a l'acrotère.

N.B: La fixation des toles sur les lisses, doit être soigneusement realisee, pour éviter le soulevement de celle-ci, sous l'action du vent.

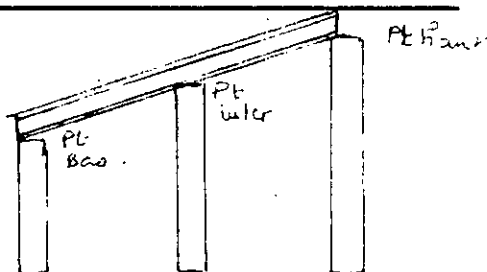
## DIMENSIONNEMENT DES IPE

### 1 DISPOSITION DES PANNES

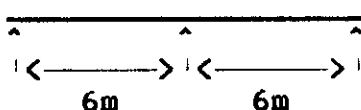
Les panes sont disposees sur les poutres en etant espacees de 2.5m, car le type de panneau utilise permet ce choix.

La pente de 5% du versant de la toiture, est realisee grace a trois portiques successifs, de differente hauteur.

#### 1.1 DISPOSITION DES CHARGES SOLLICITANT LE PROCÉDÉ



#### 1.2 SCHEMA STATIQUE



Pour le calcul, la panne IPE sera consideree comme une poutre continue sur trois appuis.

Toutefois, nous negligerons l'effort normal du a l'inclinaison de la poutre car cette inclinaison, n'est que de 5%.

### 2 EVALUATION DES EFFORTS

#### 2.1 CHARGES

##### 2.1.1 CHARGES PERMANENTES

##### 2.1.1.1 POIDS DE LA TOITURE

Couche d'etancheite	-----	12.00dan/m <sup>2</sup>
Couche de tole TN40	-----	8.00dan/m <sup>2</sup>
Couche d'isolant	-----	6.00dan/m <sup>2</sup>

total Ct=26.00dan/m<sup>2</sup>

soit

$$Ct=65.00DAN/ml$$

##### 2.1.1.2 POIDS PROPRE DE LA PANNE

$$Pp=10.4 DAN/ML$$

## 2.2 CHARGES D'EXPLOITATIONS

La charge d'exploitation considérée dans notre cas, est le poids de deux ouvriers avec leurs outils, placés sur la toiture dans les positions les plus défavorables, la toiture étant inaccessible.

Nous modélisons cette situation, avec deux charges concentrées  $P=100\text{kg}$ , l'estimation des moments et des efforts tranchants maximum se fera grâce au tracé des lignes d'influence d'où :

$$\begin{aligned} \text{d'où} \quad M_{\max} &= 0.096 \cdot 1.2 \cdot P \cdot l = 6\text{m}; P=100\text{kg} \\ M_{\max} &= 116 \text{ dan.m} \\ \text{d'où} \quad T_{\max} &= 2 P \\ T_{\max} &= 200 \text{ dan} \end{aligned}$$

## 2.3 SURCHARGES CLIMATIQUES

### VENT

$$\begin{aligned} \text{-Pour un vent normal} \quad V_n &= 98.8 \text{ dan} \\ \text{-Pour un vent extrême} \quad V_e &= 173 \text{ dan} \end{aligned}$$

Le vent tend à soulever la toiture, nous sommes dans le cas de la charge ascendante.

### NEIGE

$$\begin{aligned} \text{-Dans le cas de neige normale} \quad N_n &= 60 \text{ dan/m}^2 \\ \text{-Dans le cas de neige extrême} \quad N_e &= 100 \text{ dan/m}^2 \end{aligned}$$

## 2.4 COMBINAISON DE CHARGE

Celle prise en compte, est celle qui donne les efforts les plus défavorables.

$$\begin{aligned} Q &= G + N_n; \quad M_Q = MG + M_n \\ & \quad (C_t + P_p) \cdot 2 \\ M_Q &= \frac{8}{8} \cdot 1 = 339.3 \text{ dan.m} \\ & \quad 2 \\ M_n &= \frac{N_n \cdot 1}{8} = 270 \text{ dan.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{d'où} \quad M_Q &= 857.40 \text{ dan.m} \\ \text{3 PREDIMENSIONNEMENT} \end{aligned}$$

La poutre étant considérée sollicitée en flexion simple.

$$\begin{aligned} \text{d'où} \quad \frac{M_x}{W_x} <= \frac{M_x}{W_x} > \quad \text{d'où} \quad W_x > = \frac{M_x}{\sigma_e} ; M_x = 857.4 \text{ dan.m} \quad \sigma_e = 2400 \frac{\text{dan}}{\text{m}^2} \end{aligned}$$

d'où  $W_x > = 35.73 \text{ cm}^3$   
Le profil pris est un IPE120 dont  $W_x = 53 \text{ cm}^3$ .

#### 4 VERIFICATIONS

##### 4.1 A LA RESISTANSE

$$\frac{M_x}{W_x} < \sigma_e; M_x = 857.4 \text{ dan.m}; \sigma_e = 2400 \frac{\text{dan}}{\text{m}^2}; W_x = 53 \text{ cm}^3$$

$$\frac{M_x}{W_x} = 1620 \frac{\text{dan}}{\text{m}^2}; \frac{M_x}{W_x} < \sigma_e; \text{La resistance est verifiee.}$$

##### 4.2 A L'EFFORT TRACHANT

$$T_{\max} = 0.625 Q l$$

$$T_{\max} = 714.50 \text{ dan}; \tau_{\max} \geq \frac{T_{\max} S}{I a}$$

$$\text{Avec } S = 30.40 \text{ cm}^3; a = 0.44 \text{ cm}; I = 318 \text{ cm}^4$$

$$D'ou \tau_{\max} = 155 \text{ dan/m}^2; 1.54 \geq \tau_{\max} = 238.70 \text{ dan/m}^2$$

$$\text{Donc } 1.54 \geq \tau_{\max} < \sigma_e.$$

L'effort tranchant est verifie.

##### 4.3 VERIFICATION DE LA FLECHE

$$f_x = \frac{Q_x l^4}{192EI} \text{ avec } Q_x = G + N_n = 135.4 \text{ dan}$$

$$d'ou f_x = 1.35 \text{ cm}$$

D'apres les regles CM66, en ce qui concerne les elements de toiture flechies, la fleche admissible est 1/200 de la portee. (art-5.253 CM66).

$$\text{Donc } \bar{f} = \frac{1}{200} = 3 \text{ cm}; \text{Nous avons bien } f < \bar{f}, \text{ la fleche est verifiee.}$$

##### 4.4 VERIFICATION AU DEVERSEMENT

$$d = 4 \cdot 10 \frac{6I_y h^2}{I_x} (-) (D-1) B C$$

Determination des coefficients D, B et C.

$$D = 1 + \frac{0.56 J l^2}{I_y h^2}; D = 5.01 \text{ J: Moment de torsion } J = 1.71 \text{ cm}^4$$

$$C = 1.132$$

$$B = 1 + (0.405 \frac{BC}{D}) - (0.405 \frac{BC}{D}) = 0.913; B = 1$$

$$d = 37 \text{ 487.66 dan/m}^2 > \sigma_e.$$

La verivication au deversement n'est donc pas necessaire.

FONDATIONS

# FONDATIONS

## 1 GENERALITES

La fondation est l'organe qui permet de transmettre les charges au sol. Pour la calculer, il est nécessaire de savoir la valeur de la contrainte du sol qui sera utilisée.

Cette contrainte est en fonction des trois paramètres suivants:

- La contrainte de rupture du sol .
- La contrainte correspondant au tassement maximal acceptable.
- La contrainte maximale autorisée par les règles parasismiques

D'une manière pratique, la contrainte du sol introduite, notée  $\sigma_{sol}$  est soit définie expérimentalement, soit appréciée par l'ingénieur grâce aux renseignements obtenus auprès des constructeurs des ouvrages environnants. ce qui est le cas de notre projet.

## 2 CALCUL

La méthode de calcul adoptée, est la méthode des massifs. Dans cette méthode, l'encastrement du poteau est considéré réalisé par le massif, qui va reprendre une hauteur suffisante.

La vérification du massif se fait par la méthode de LAZARD.

### 2.1 ETAPES DE CALCUL

#### 2.1.1 PRINCIPE ET DIMENSIONNEMENT

les données nécessaires pour le prédimensionnement sont les suivantes:

A l'ELS :  $N_{min}, N_{max}, M_{ser}, \sigma_{sol}$  ser

A l'ELU :  $N_{ul}, M_{ul}, \sigma_{sol ul}$

$g = \frac{a}{b}$  : rapport de la dimension de la section du poteau.

N: Effort normal; M: Moment flechissant;  $\sigma_{sol}$ : contrainte du sol

Que l'on soit à l'ELS ou à l'ELU, le prédimensionnement se fait grâce à la formule:

ou  $N_{max}$  : Effort normal maximal.

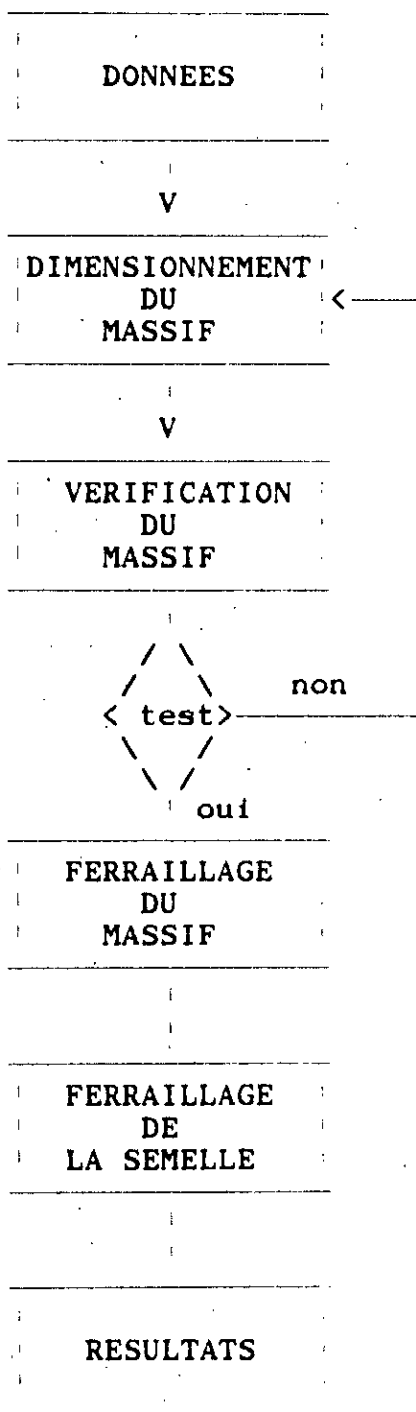
$$\frac{N_{max}}{A B} \leq \sigma_{sol}$$

A et B: Dimension de la section du massif avec : a A  
- - - g  
b B

La section qui vérifiera les deux états limites sera prise.

### 3 ORGANIGRAME DE CALCUL DE LA FONDATION

---





### 2.1.2 VERIFICATION DU MASSIF

Pour operer cette verification les donnees suivantes sont necessaires:

- h:Hauteur du massif
- b:La plus grande dimension en plan du massif
- a:La plus petite dimension en plan du massif
- e:La plus petite des (a et b)
- Δ: Masse volumique du massif.

Cette verification s'opere pour l'ELS.  
 Nous devons verifier que le coefficient de securite est superieur a 1.5.Ce coefficient de securite n'est autre que le rapport du moment de rupture sur le moment de service.

$$\text{donc } \frac{M_{rup}}{M_{ser}} > 1.5$$

(2/3)

Avec  $M_{rup} = 27.43 M_b$

$$\text{Et } M_b = K_1'' e N_{min} + K_2'' \Delta b h^3$$

$K_1''$  et  $K_2''$  sont des coefficients dont voici les expressions:

$$K_1'' = 0.5136 - \frac{0.175}{0.54 + \frac{b}{e}} ; \quad K_2'' = 2.8 - \frac{96.5}{68.5 + \left( \frac{N_{min}}{10 \Delta b e a} \right)} \left( 1 + 0.45 \frac{e}{a} \right)$$

### 2.1.3 FERRAILLAGE

Les donnees necessaires pour le calcul du fer-  
 -raillage sont:

- La nature de la fissuration toleree.
- La nature de l'acier et sa contrainte limite.

Le but des armatures du massif est de l'inter-  
 -resser dans sa totalite, a la flexion.

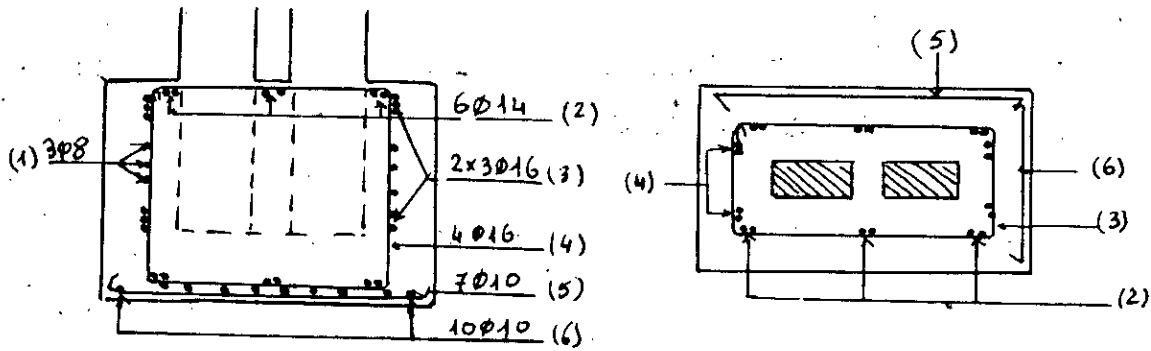
Les couples formes par les forces  $F_1$  dans les armatures  
 horizontales du massif, et les force  $F_2$  dans celle  
 verticales, doivent equilibrer le moment, que l'on soit a l'ELU  
 ou a l'ELS.

Le ferailage est calcule de la maniere suivante/

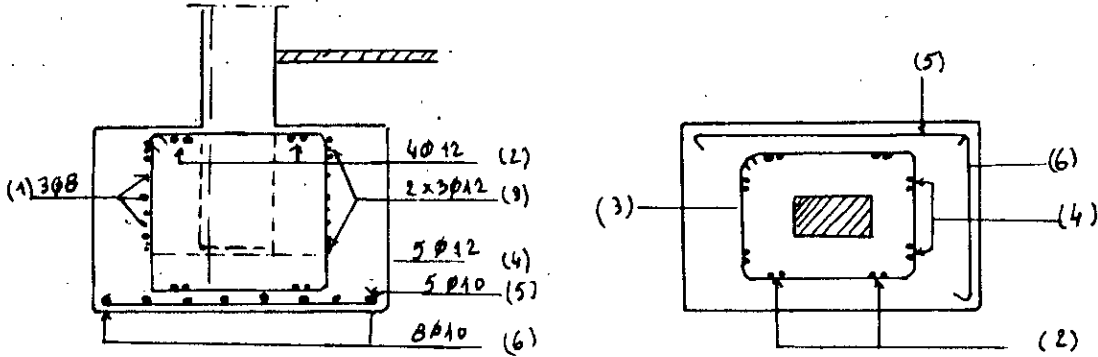
$$F_1 = \frac{M}{L_i} \quad \text{et} \quad A_i = \frac{F_1}{\sigma_s}$$

PRINCIPALES DIMENSION  
ET ARMATURES POUR  
LES FONDATIONS

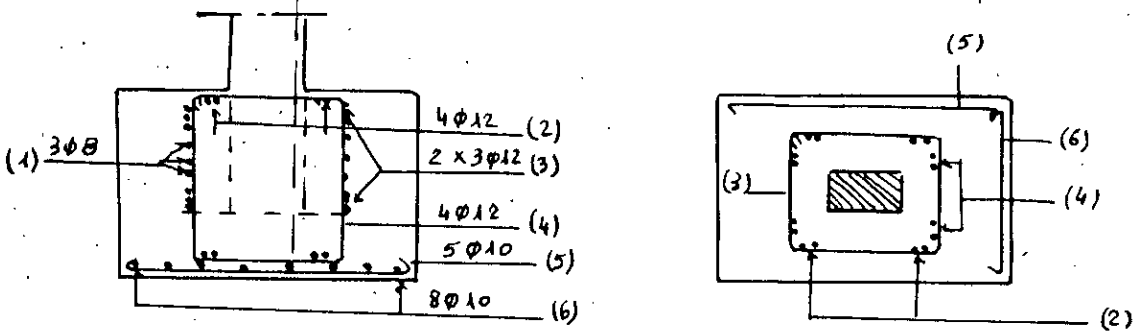
FONDATIONS	LONGUEUR DU MASSIF	LARGEUR DU MASSIF	ARMATURES HORIZONT.	ARMATURES VERTIC.
POTEAUX SOUS PANNE NIVEAU JOINT	2.8m	1.8m	2 10.8 cm	2 7.95cm
POTEAU SOUS PANNE	2.2m	1.1m	2 6.79cm	2 5.65cm
POTEAU SOUS FERME	1.8m	1.0m	2 6.68cm	2 5.35cm



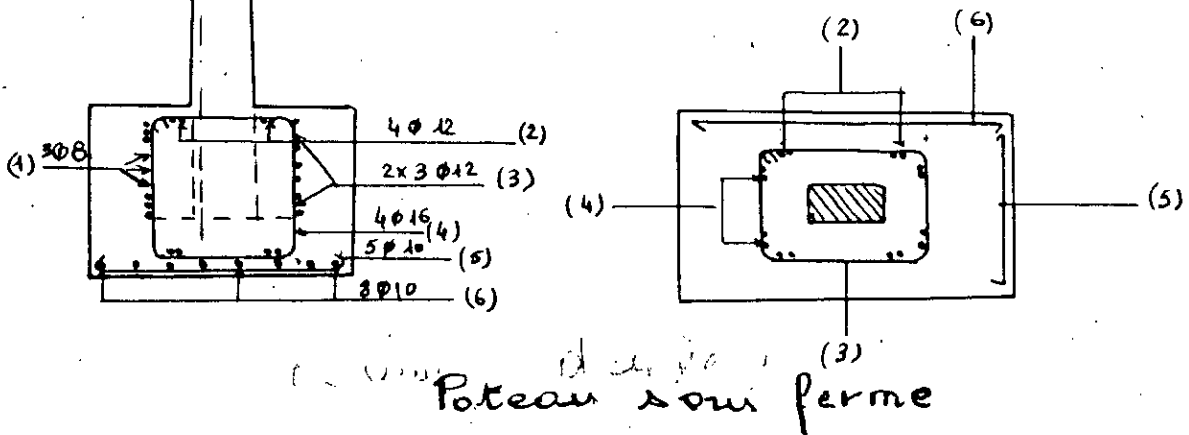
Encastrement et Fondation  
Poteaux sous Poutre (niveau joint)



Encastrement et Fondation  
Poteau sous Poutre



Poteau sous Poutre de rive



Poteau sous ferme

## CONCLUSION

Ce procede parait parfaitement adapte a la realisation d'usine, fabriques, entrepots, magasins, supermarches, gymnases garage, salles de reunion etc...

Les avantages de ce procede sont dus d'une part a la structure proprement dite c-a-d:

- \*Absence d'entretien, tenue au feu importante

- \*Legerete de cette ossature (55 kg/m<sup>2</sup>) d'ou facilite de transport, economie sur les engins de levage, economie sur les materiaux, economie sur les descentes de charge et donc sur les fondations

- \*Grande portee

- \*temps de montage de l'ossature extremement court (0.10 H/m<sup>2</sup>)

Par ailleurs les avantages de ce procede dépassent ceux de l'ossature proprement dite.

- En effet, du fait de la facilite de montage de la couverture en bacs d'acier de 12m de longueur fixes tous les 6m (TN40), le temp de pose est de l'ordre de 0.70 H/m<sup>2</sup> et en outre, cette operation peut etre realiser ala main

- Les corps d'etat secondaires peuvent travailler a l'abris dans un delai tres brefs

- Du fait de l'ecartement des poteaux de facade (trame de 5 a 6m), la pose de la facade est egalement acceleree.

Il s'agit donc d'un procede au caracteristiques technique exeptionnelles de fabrication simples, de faible poids, de pose rapide sur de grande surface et de bon marche, que nous avons eu plaisir a decouvrir et a etudier, neanmoins, tant que des equivoques existeront pour son utilisation en zone II et III ce procede sera en desaccord avec l'article 2.4 du RPA88 RPA88, et cela causera des problemes a tout ceux qui auront a l'utiliser, dans notre pays.

## BIBLIOGRAPHIE

REGLEMENTS

REGLES BPEL 83 ET ANNEXES

REGLES NEIGE ET VENT

REGLES CM66

REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIEN (RPA 88)

REGLES BAEL80

OUVRAGES

PROJET DE BETON PRECONTRAIT <LACROIX ET FUNTES>

PRATIQUE DU BETON PRECONTRAIT  
<DREUX>

CALCUL DES OUVRAGES EN BETON PRECONTRAIT <LACROIX ET FUENTES>

GUIDE PRATIQUE DUTILISATION DES REGLES BAEL80 <CAPRA ET  
AVIDOVICI>

COURS SUPERIEUR DE BETON ARME SUIVANT RBAEL80 <PAUL DINNEQUIN>

RDM

LA METHODE DE CROSS <CHARON>  
THEOREME ET APPLICATION

RDM APPLIQUEE TOMES I ET II <COIN ET ALBIEGES>

IDE MEMOIRE

RDM  
BETON PRECONTRAIT

DOCUMENT PARTICULIER

NOTICE DE GUIRODIE AUFFEVE

LOGICIEL UTILISE

SAP80  
STAPBEAM

HESE

BATIMENTS INDUSTRIELS A OSSATURE EN BP

MAMERI-L, SETTOUANE KL> ENP JUIN 1986.

ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON PRECONTRAIT D'UN BATIMENT

INDUSTRIEL <BAHI N.M. DAUDI> IN. FOR. BA

## BIBLIOGRAPHIE

### REGLEMENTS

- REGLES BPEL 83 ET ANNEXES
- REGLES NEIGE ET VENT
- REGLES CM66
- REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIEN (RPA 88)
- REGLES BAEL80

### OUVRAGES

- PROJET DE BETON PRECONTRAIT <LACROIX ET FUNTES>
- PRATIQUE DU BETON PRECONTRAIT  
<DREUX>
- CALCUL DES OUVRAGES EN BETON PRECONTRAIT <LACROIX ET FUNTES>
- GUIDE PRATIQUE DUTILISATION DES REGLES BAEL80 <CAPRA ET DAVIDOVICI>
- COURS SUPERIEUR DE BETON ARME SUIVANT RBAEL80 <PAUL DINNEQUIN>

### RDM

- LA METHODE DE CROSS <CHARON>  
THEOREME ET APPLICATION
- RDM APPLIQUEE TOMES I ET II <COIN ET ALBIEGES>

### AIDE MEMOIRE

- RDM
- BETON PRECONTRAIT

### DOCUMENT PARTICULIER

- NOTICE DE GUIRODIE AUFFEVE

### LOGICIEL UTILISE

- SAP80
- STAPBEAM

### THESE

- BATIMENTS INDUSTRIELS A OSSATURE EN BP  
<MAMERI-L, SETTOUANE KL> ENP JUIN 1986.
- ETUDE DE LA STRUCTURE EN BETON PRECONTRAIT D'UN BATIMENT  
INDUSTRIEL <BAHI N.M.DAUDI> IN.FOR.BA



وزارة التعليم العالي  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

## ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

*Lex*

# PROJET DE FIN D'ETUDES

### SUJET

ETUDE D'UNE STRUCTURE MIXTE

( BA. BP. CM )  
ANNEXE

Proposé par :

E.B.A

Etudié par :

M.S. BRAHAM CHAOUCH

M. SEDAQUI

Dirigé par :

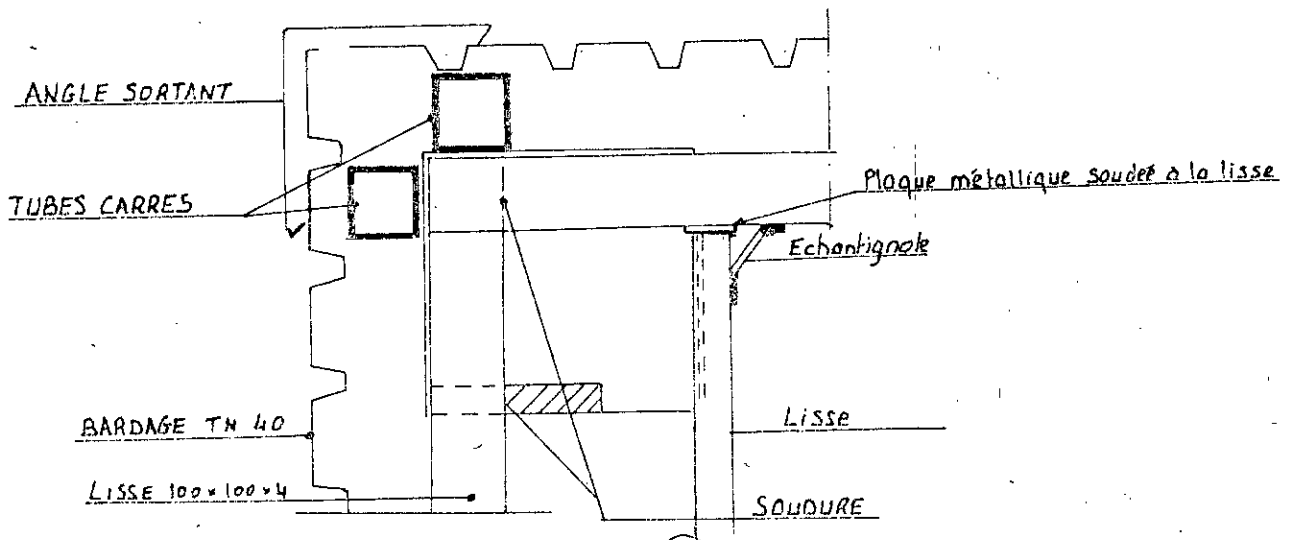
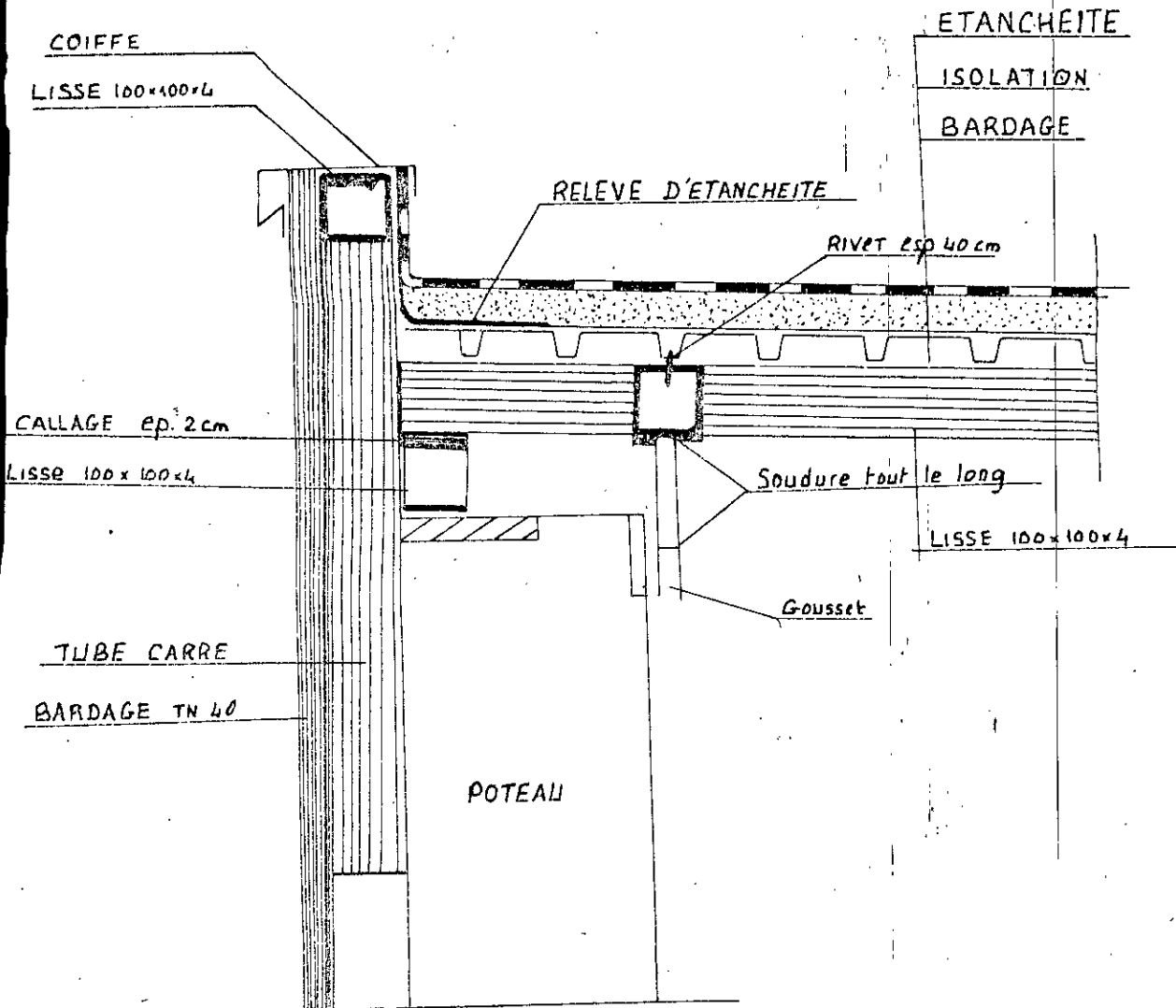
Mr BOUTEMEUR

Mr LEFKI

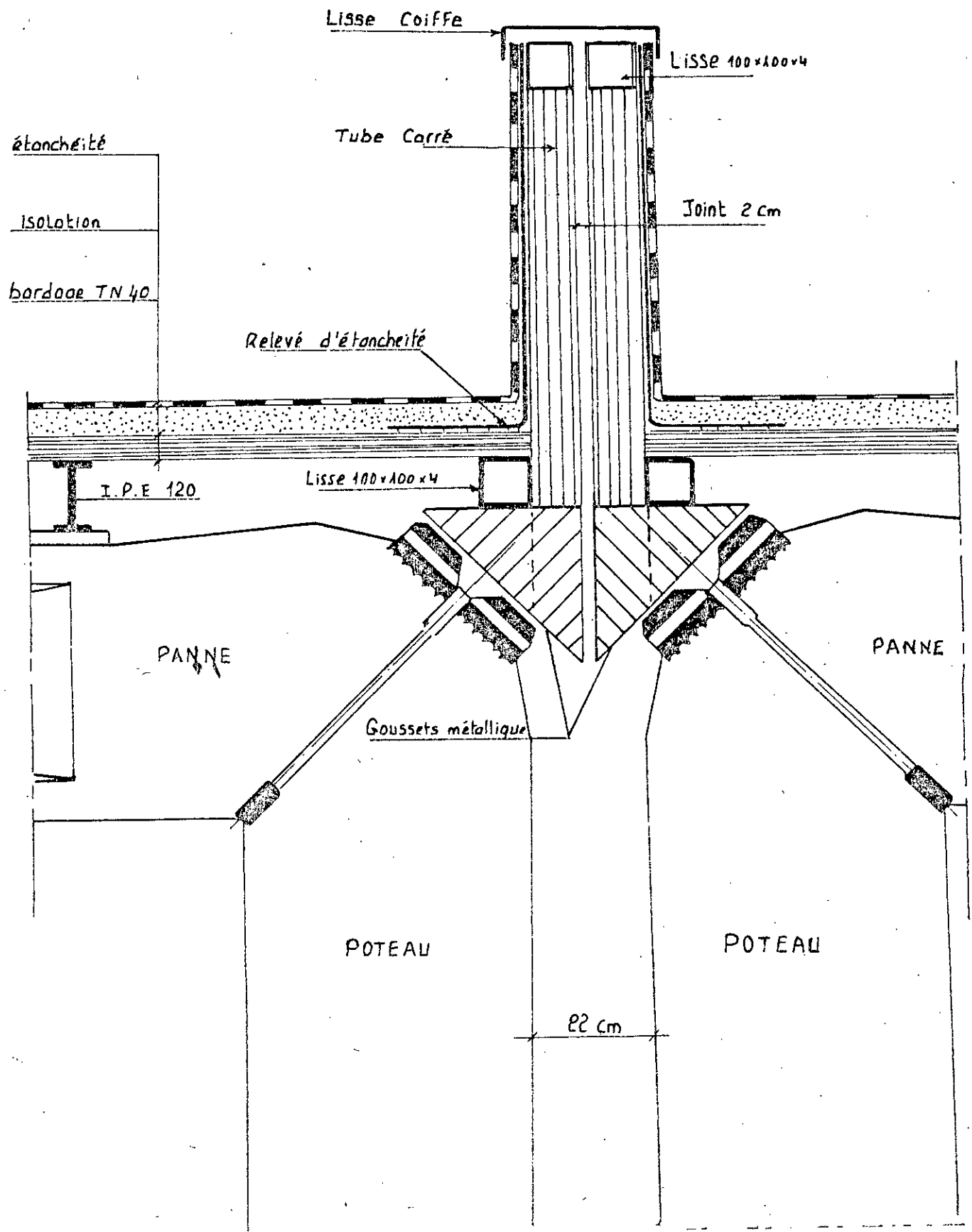


المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

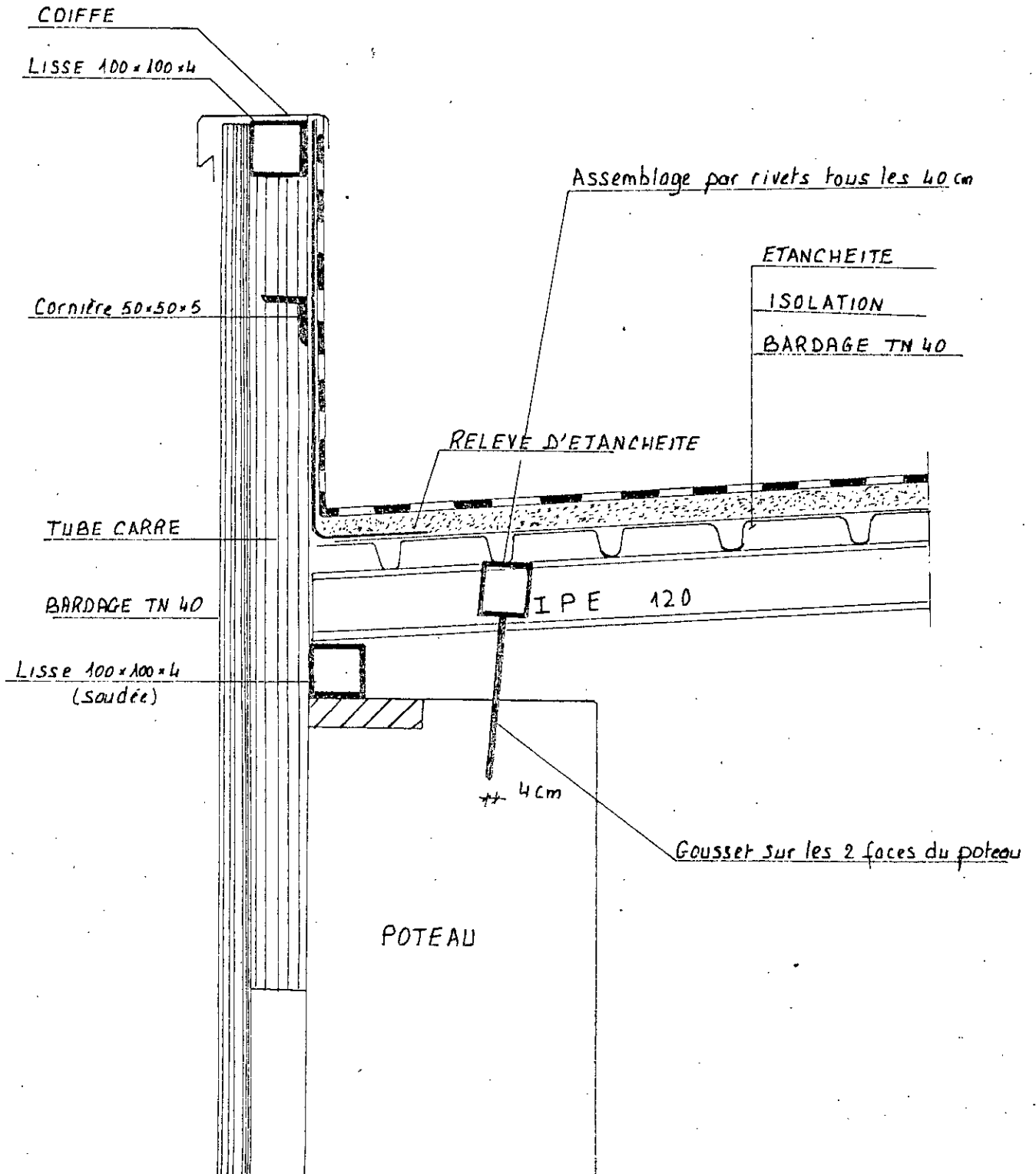
# JONCTION POTEAU D'ANGLE

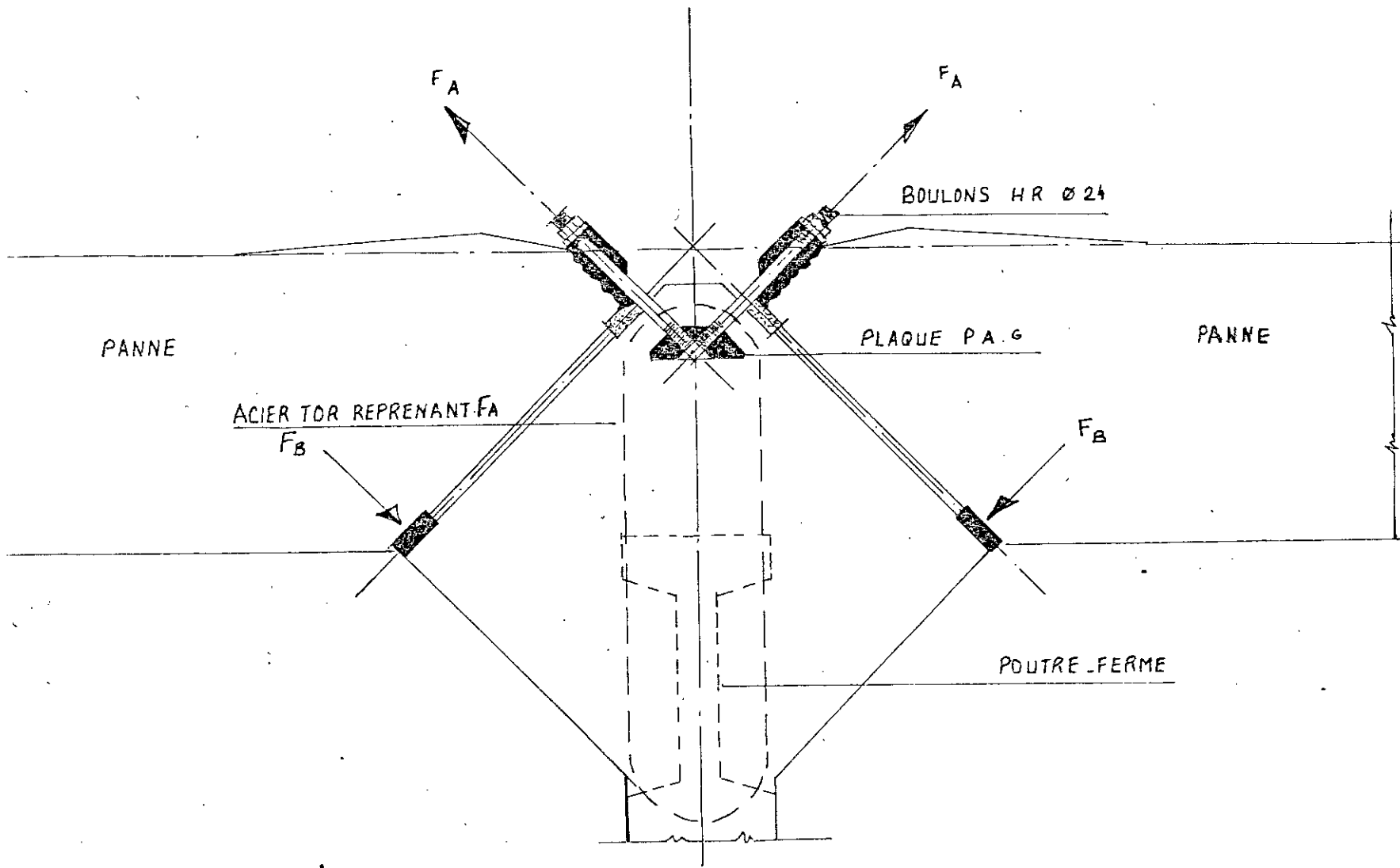


# JONCTION POTEAU AU NIVEAU DU JOINT



# JONCTION POTEAU AUTOSTABLE

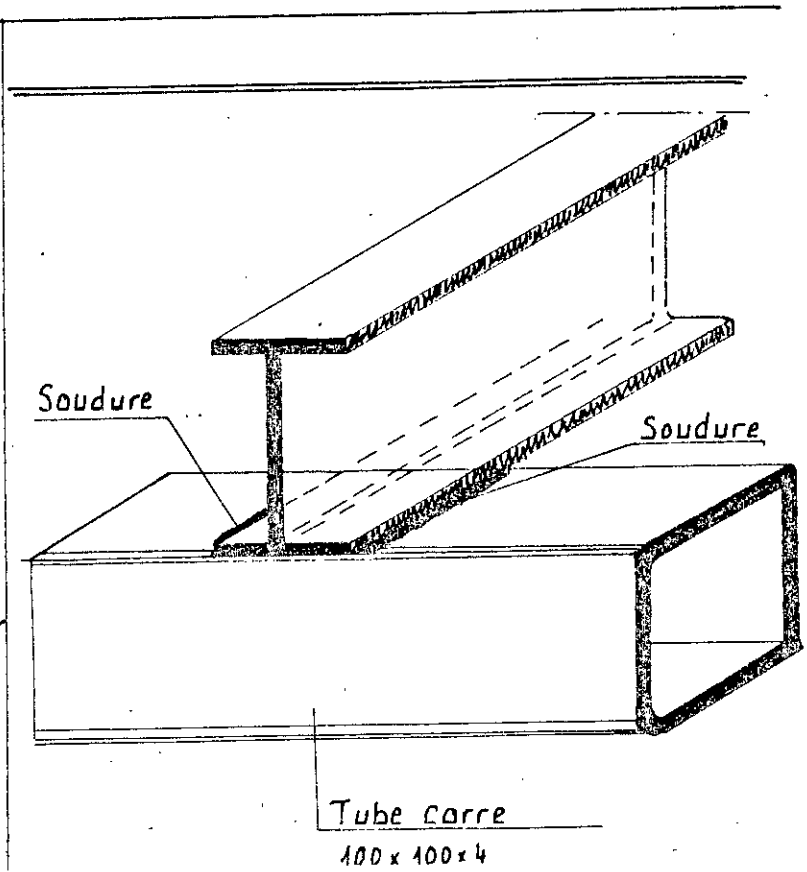
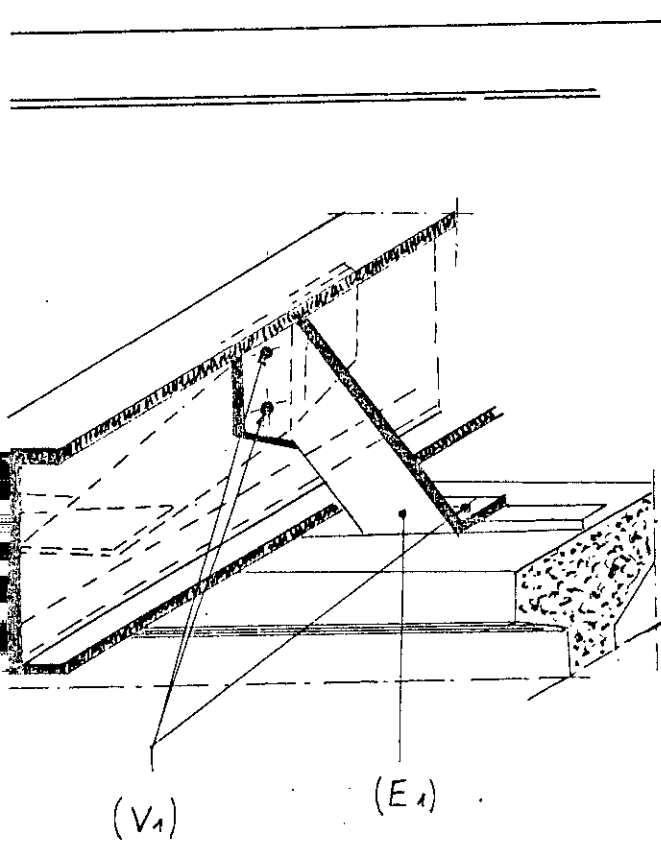
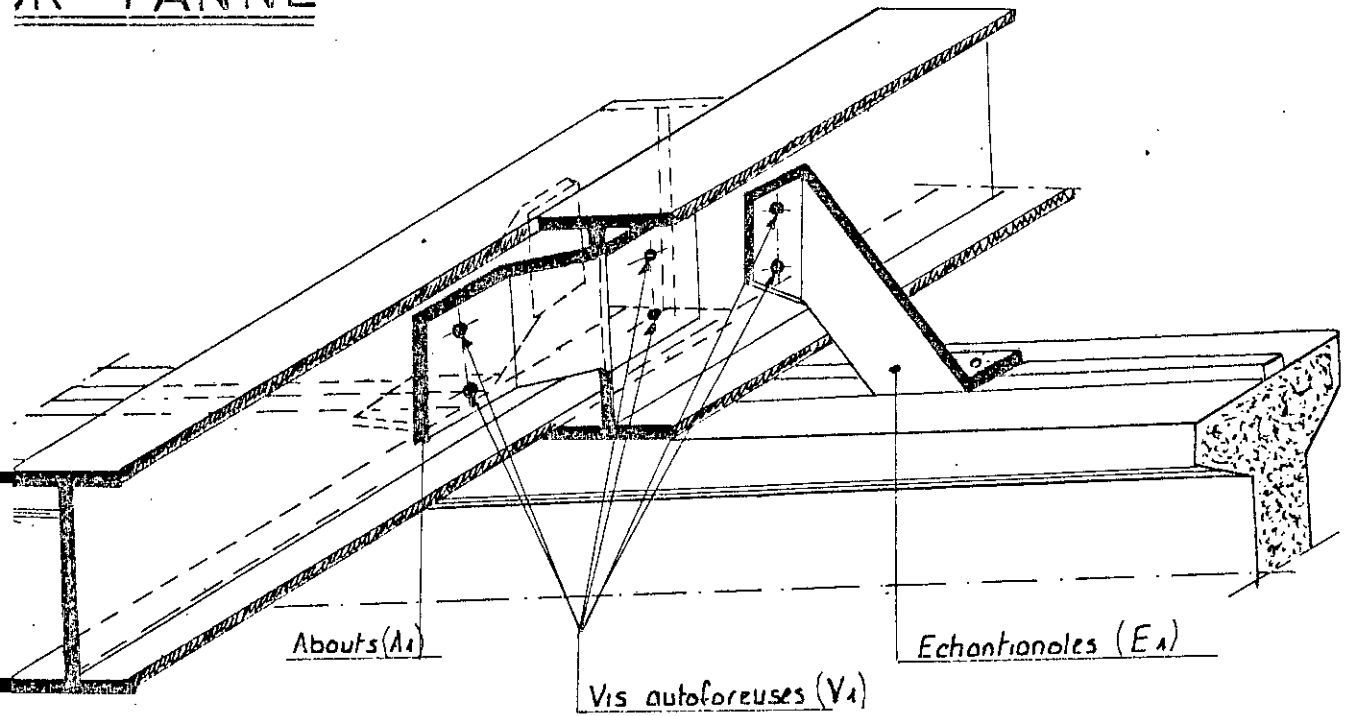




NOEUD CENTRAL

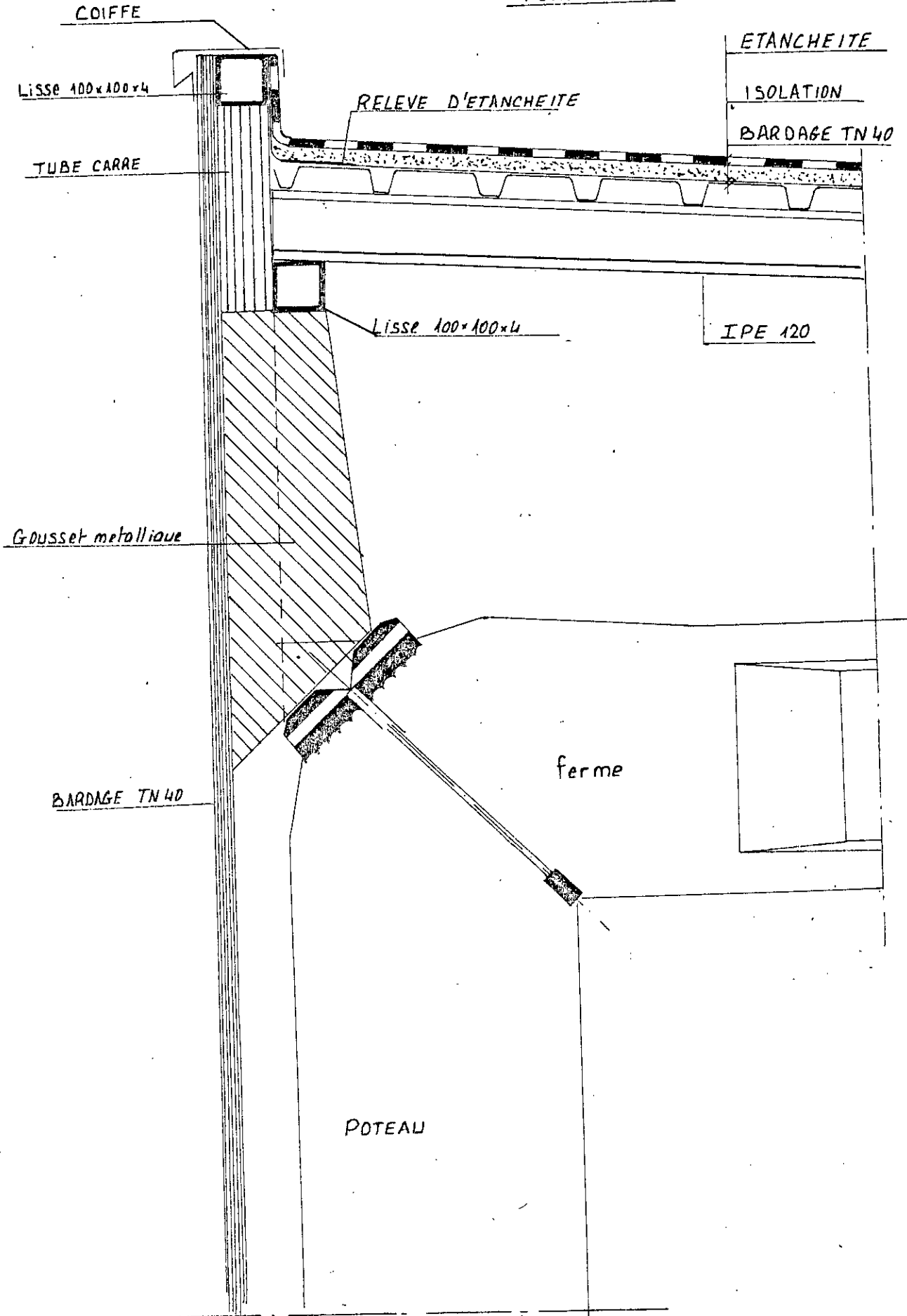
# SEMBLAGE DE 2 I.P.E ET FIXATION

## JR PANNE

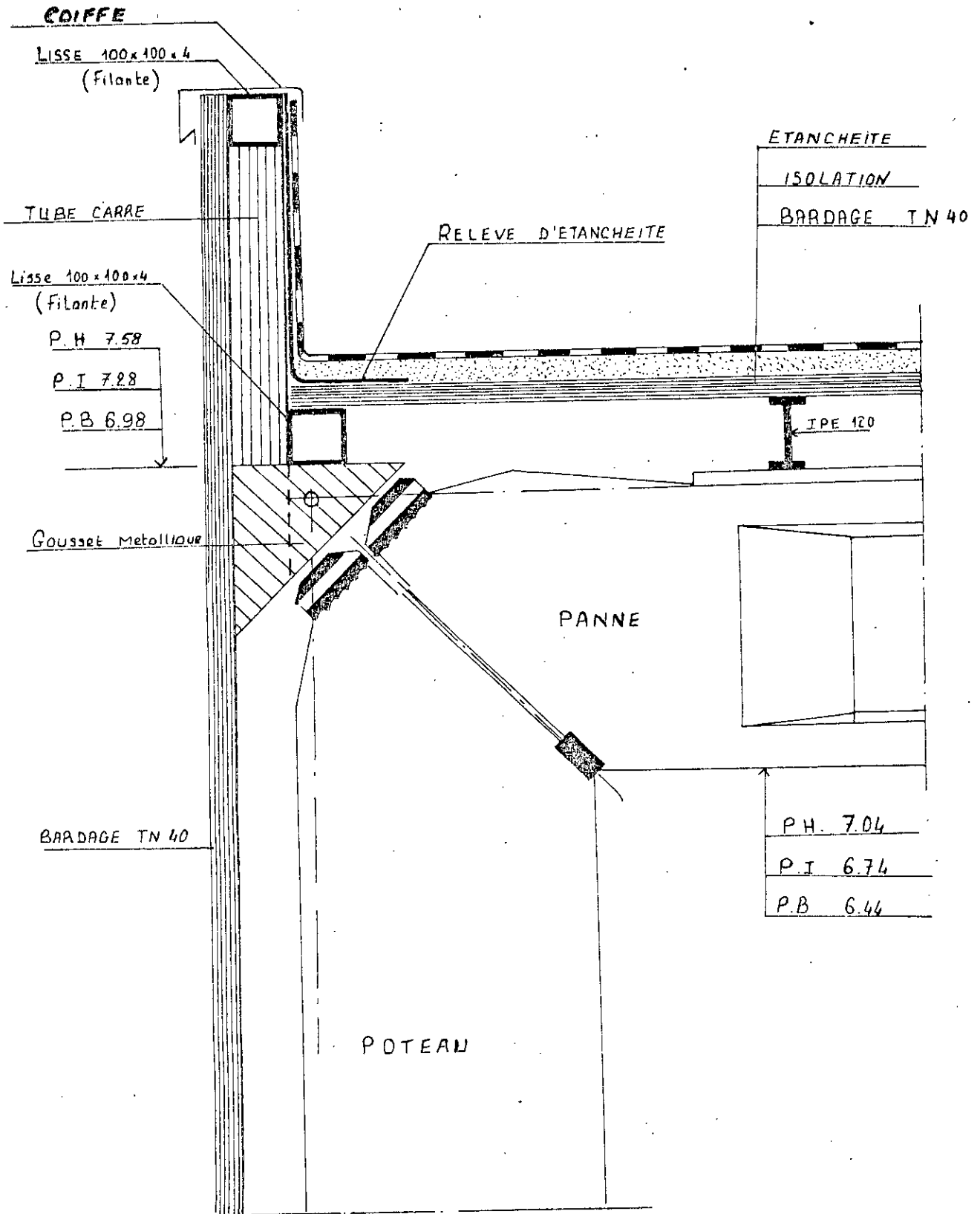


# JONCTION POTEAU FERME

POINT HAUT

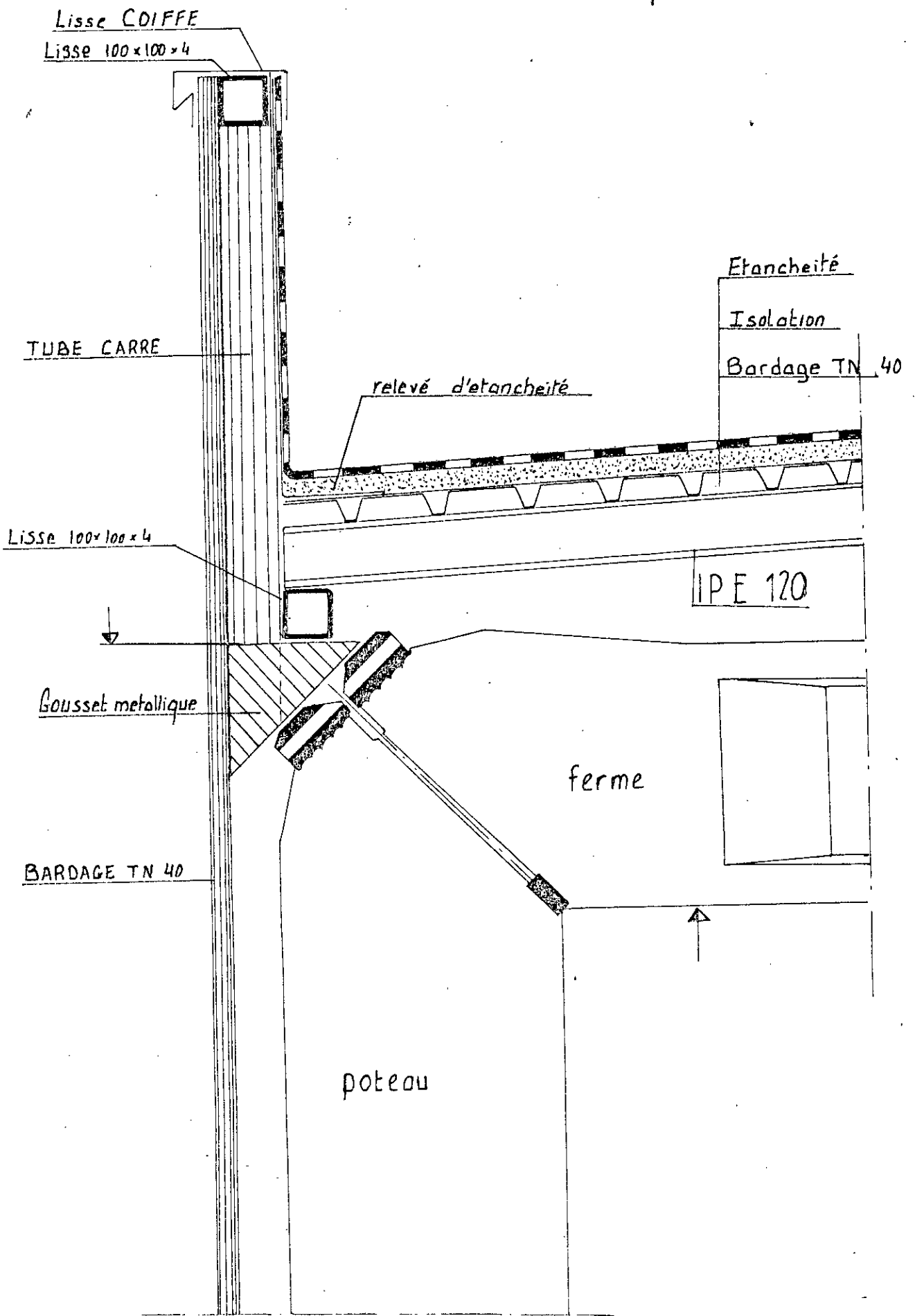


# JONCTION POTEAU PANNE



# JONCTION POTEAU FERME

point bas





PORTIQUE FERME SOUS CHARGES VERTICALES  
SYSTEM

N=11 L=7 : NOMBRE DE NOEUD ET CONDITIONS DE CHARGEMENT  
JOINTS

1 X=0.0 Y=0.0 : COORDONNES DES ELTS  
2 X=11.686 Y=0.00  
3 X=23.372 Y=0.00  
4 X=35.053 Y=0.0  
5 X=0.0 Y=6.71  
6 X=5.843 Y=6.71  
7 X=11.686 Y=6.71  
8 X=17.529 Y=6.71  
9 X=23.372 Y=6.71  
10 X=29.215 Y=6.71  
11 X=35.058 Y=6.71

RESTRAINTS

1,4,1 R=1,1,1,1,1,1 : DEGRES DE LIBERTES  
5,11,1 R=0,0,1,1,1,0

FRAME

NM=3

1 A=738E-4 I=268889E-8 E=3.79E6: POUTRE EN BF  
2 A=1425E-4 I=385819E-8 E=3.79E6: POTEAU EN BF  
3 A=1225E-4 I=125052E-8 E=3.51E6: POTEAU CENTRAUX EN BA  
1 WL=0,-.1976  
2 WL=-.285  
3 WL=.2166

1,1,5 M=2 NSL=2 LP=1,0  
2,2,7 M=3  
3,3,9 M=3  
4,4,11 M=2 NSL=3  
5,5,6 M=1 NSL=1  
6,6,7 M=1 NSL=1  
7,7,8 M=1 NSL=1  
8,8,9 M=1 NSL=1  
9,9,10 M=1 NSL=1  
10,10,11 M=1 NSL=1

LOADS

5,11,6 F=0,-3.46 L=4  
6,10,1 F=0,-6.92  
5,11,6 F=0,-.6 L=5  
6,10,1 F=0,-1.2  
5,11,6 F=0,-1.44 L=6  
6,10,1 F=0,-2.88  
5 F=4.35 L=7

COMBO

1 C=0,0,0,1 : G  
2 C=0,0,0,0,1 : Q  
3 C=0,0,0,0,0,1 : N  
4 C=0,0,0,1.35,1,1.5 : ELU  
5 C=0,0,0,1,1,1 : ELS  
6 C=1,1,1 : VENT  
7 C=0,0,0,0,0,0,1 : S  
8 C=1.2,1.2,1.2,1,1,1 : V G Q N  
9 C=0,0,0,1,1,1,1.2

PORTIQUE FERME

FRAME		ELEMENT		FORCES	
ELT	LOAD	AXIAL	DIST	1-2 PLANE	
ID	COMB	FORCE	ENDI	SHEAR	MOMENT
1					
1	-6.62	.0		-1.65	3.61
		6.7		-1.65	-7.43
2	-1.15	.0		-.29	.63
		6.7		-.29	-1.29
3	-2.76	.0		-.69	1.50
		6.7		-.69	-3.09
4	-14.22	.0		-3.54	7.76
		6.7		-3.54	-15.97
5	-10.52	.0		-2.62	5.74
		6.7		-2.62	-11.82
6	.96	.0		.00	.00
		6.7		.00	.00
7	.42	.0		1.42	-6.52
		6.7		1.42	3.03
8	-9.38	.0		-2.62	5.74
		6.7		-2.62	-11.82
9	-10.02	.0		-.91	-2.08
		6.7		-.91	-8.18
10	-10.19	.0		-1.48	.52
		6.7		-1.48	-9.39
2					
1	-14.14	.0		.11	-.26
		6.7		.11	.50
2	-2.45	.0		.02	-.05
		6.7		.02	.09
3	-5.88	.0		.05	-.11
		6.7		.05	.21
4	-30.37	.0		.25	-.56
		6.7		.25	1.08
5	-22.48	.0		.18	-.42
		6.7		.18	.80
6	.00	.0		.00	.00
		6.7		.00	.00
7	-.30	.0		.80	-2.76
		6.7		.80	2.58
8	-22.47	.0		.18	-.42

		.0	1.14	-3.73
		6.7	1.14	3.90
10	-22.71	.0	.82	-2.63
		6.7	.82	2.87
3				
1	-14.14	.0	-.11	.26
		6.7	-.11	-.50
2	-2.45	.0	-.02	.04
		6.7	-.02	-.09
3	-5.88	.0	-.05	.11
		6.7	-.05	-.21
4	-30.37	.0	-.24	.55
		6.7	-.24	-1.07
5	-22.47	.0	-.18	.41
		6.7	-.18	-.79
6	.00	.0	.00	.00
		6.7	.00	.00
7	.28	.0	.78	-2.70
		6.7	.78	2.52
8	-22.47	.0	-.18	.41
		6.7	-.18	-.79
9	-22.14	.0	.76	-2.84
		6.7	.76	2.23
10	-22.25	.0	.44	-1.75
		6.7	.44	1.23
4				
1	-6.62	.0	1.65	-3.63
		6.7	1.65	7.44
2	-1.15	.0	.29	-.63
		6.7	.29	1.29
3	-2.76	.0	.69	-1.51
		6.7	.69	3.10
4	-14.22	.0	3.54	-7.79
		6.7	3.54	15.98
5	-10.52	.0	2.62	-5.77
		6.7	2.62	11.83
6	.00	.0	.00	.00
		6.7	.00	.00
7	-.40	.0	1.35	-6.19
		6.7	1.35	2.88

8	-10.52	.0	2.62	-5.77
		6.7	2.62	11.83
9	-11.00	.0	4.24	-13.19
		6.7	4.24	15.29
10	-10.84	.0	3.70	-10.72
		6.7	3.70	14.13
-----				
5				
1	-1.65	.0	3.16	-7.43
		5.8	3.16	11.03
2	-.29	.0	.55	-1.29
		5.8	.55	1.91
3	-.69	.0	1.32	-3.09
		5.8	1.32	4.59
4	-3.54	.0	6.79	-15.97
		5.8	6.79	23.70
5	-2.62	.0	5.02	-11.82
		5.8	5.02	17.54
6	.00	.0	.00	.00
		5.8	.00	.00
7	-2.93	.0	-.42	3.03
		5.8	-.42	.58
8	-2.62	.0	5.02	-11.82
		5.8	5.02	17.54
9	-6.13	.0	4.52	-8.18
		5.8	4.52	18.24
10	-4.96	.0	4.69	-9.39
		5.8	4.69	18.00
-----				
6				
1	-1.65	.0	-3.76	11.03
		5.8	-3.76	-10.93
2	-.29	.0	-.65	1.91
		5.8	-.65	-1.90
3	-.69	.0	-1.56	4.59
		5.8	-1.56	-4.55
4	-3.54	.0	-8.07	23.70
		5.8	-8.07	-23.48
5	-2.62	.0	-5.98	17.54
		5.8	-5.98	-17.38
6	.00	.0	.00	.00
		5.8	.00	.00

7	-2.93	.0	-.42	.58
		5.8	-.42	-1.87
8	-2.62	.0	-5.98	17.54
		5.8	-5.98	-17.38
9	-6.13	.0	-6.48	18.24
		5.8	-6.48	-19.62
10	-4.96	.0	-6.31	18.00
		5.8	-6.31	-18.87
-----				
7				
1	-1.53	.0	3.46	-10.43
		5.8	3.46	9.79
2	-.27	.0	.60	-1.81
		5.8	.60	1.70
3	-.64	.0	1.44	-4.34
		5.8	1.44	4.07
4	-3.29	.0	7.43	-22.40
		5.8	7.43	21.02
5	-2.44	.0	5.50	-16.58
		5.8	5.50	15.56
6	.00	.0	.00	.00
		5.8	.00	.00
7	-2.13	.0	-.12	.72
		5.8	-.12	.00
8	-2.44	.0	5.50	-16.58
		5.8	5.50	15.56
9	-4.99	.0	5.35	-15.72
		5.8	5.35	15.55
10	-4.14	.0	5.40	-16.00
		5.8	5.40	15.56
-----				
8				
1	-1.53	.0	-3.46	9.79
		5.8	-3.46	-10.43
2	-.27	.0	-.60	1.70
		5.8	-.60	-1.81
3	-.64	.0	-1.44	4.07
		5.8	-1.44	-4.34
4	-3.29	.0	-7.43	21.02
		5.8	-7.43	-22.40
5	-2.44	.0	-5.50	15.56
		5.8	-5.50	-16.58

6	.00			
		.0	.00	.00
		5.8	.00	.00
7	-2.13			
		.0	-.12	.00
		5.8	-.12	-.72
8	-2.44			
		.0	-5.50	15.56
		5.8	-5.50	-16.58
9	-4.99			
		.0	-5.65	15.55
		5.8	-5.65	-17.45
10	-4.14			
		.0	-5.60	15.56
		5.8	-5.60	-17.16

---

9				
1	-1.64			
		.0	3.76	-10.93
		5.8	3.76	11.03
2	-.29			
		.0	.65	-1.90
		5.8	.65	1.91
3	-.68			
		.0	1.56	-4.55
		5.8	1.56	4.59
4	-3.53			
		.0	8.07	-23.47
		5.8	8.07	23.69
5	-2.61			
		.0	5.97	-17.37
		5.8	5.97	17.54
6	.00			
		.0	.00	.00
		5.8	.00	.00
7	-1.35			
		.0	-.40	1.80
		5.8	-.40	-.54
8	-2.61			
		.0	5.97	-17.37
		5.8	5.97	17.54
9	-4.24			
		.0	5.49	-15.21
		5.8	5.49	16.89
10	-3.70			
		.0	5.65	-15.93
		5.8	5.65	17.10

---

1	-1.64	.0	-3.16	11.03
		5.8	-3.16	-7.44
2	-.29	.0	-.55	1.91
		5.8	-.55	-1.29
3	-.68	.0	-1.32	4.59
		5.8	-1.32	-3.10
4	-3.53	.0	-6.79	23.69
		5.8	-6.79	-15.98
5	-2.61	.0	-5.03	17.54
		5.8	-5.03	-11.83
6	.00	.0	.00	.00
		5.8	.00	.00
7	-1.35	.0	-.40	-.54
		5.8	-.40	-2.88
8	-2.61	.0	-5.03	17.54
		5.8	-5.03	-11.83
9	-4.24	.0	-5.51	16.89
		5.8	-5.51	-15.29
10	-3.70	.0	-5.35	17.10
		5.8	-5.35	-14.13

REACTIONS ET ROTATIONS DES FORCES

LOAD COMBINATION 4 - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)	M(Z)
1	3.5358	14.2189	-7.7601
2	-.2454	30.3668	.5647
3	.2416	30.3654	-.5515
4	-3.5320	14.2209	7.7911
5	.0000	-7.4310	.0000
6	.0000	-14.8620	.0000
7	.0000	-14.8620	.0000
8	.0000	-14.8620	.0000
9	.0000	-14.8620	.0000
10	.0000	-14.8620	.0000
11	.0000	-7.4310	.0000

REACTIONS AND APPLIED FORCES

LOAD COMBINATION 5 - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)	M(Z)
1	2.6170	10.5240	-5.7436
2	-.1817	22.4758	.4180
3	.1788	22.4747	-.4082
4	-2.6142	10.5255	5.7665
5	.0000	-5.5000	.0000
6	.0000	-11.0000	.0000
7	.0000	-11.0000	.0000
8	.0000	-11.0000	.0000
9	.0000	-11.0000	.0000
10	.0000	-11.0000	.0000
11	.0000	-5.5000	.0000

REACTIONS AND APPLIED FORCES

LOAD COMBINATION 6 - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)	M(Z)
1	.0004	-1.9119	-.0001
2	.0001	-.0006	.0000
3	-.0002	.0002	.0007
4	-.0003	.0001	.0013
5	.0000	.0000	.0000
6	.0000	.0000	.0000
7	.0000	.0000	.0000
8	.0000	.0000	.0000
9	.0000	.0000	.0000
10	.0000	.0000	.0000
11	.0000	.0000	.0000



J O I N T   D I S P L A C E M E N T S

LOAD COMBINATION 4 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)	R(Z)
1	.000000	.000000	.000000
2	.000000	.000000	.000000
3	.000000	.000000	.000000
4	.000000	.000000	.000000
5	.2285E-03	-.1767E-03	-.1883E-02
6	.000155	-.015775	.000334
7	.000081	-.000474	.000396
8	.000012	-.011439	.000000
9	-.000057	-.000474	-.000396
10	-.000130	-.015770	-.000333
11	-.000204	-.000176	.001879

J O I N T   D I S P L A C E M E N T S

LOAD COMBINATION 5 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)	R(Z)
1	.000000	.000000	.000000
2	.000000	.000000	.000000
3	.000000	.000000	.000000
4	.000000	.000000	.000000
5	.1691E-03	-.1308E-03	-.1393E-02
6	.000114	-.011676	.000247
7	.000060	-.000351	.000293
8	.000009	-.008467	.000000
9	-.000042	-.000351	-.000293
10	-.000097	-.011672	-.000246
11	-.000151	-.000131	.001391

LOAD COMBINATION 6 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)	R(Z)
1	.000000	.000000	.000000
2	.000000	.000000	.000000
3	.000000	.000000	.000000
4	.000000	.000000	.000000
5	.1144E-05	.1187E-04	-.5412E-06
6	.1136E-05	.5935E-05	-.1254E-05
7	.1127E-05	.9952E-08	-.5361E-06
8	.1117E-05	-.8712E-06	.1167E-06
9	.1106E-05	-.2446E-08	.6289E-07
10	.1100E-05	.3583E-06	.3033E-07
11	.1095E-05	-.1486E-08	-.1837E-06

PORTIQUE PONT ROULANT H=8.55

SYSTEM

N=8 L=13 :NOMBRE DE NOEUD ET CONDIIONS DE CHARGEMENT

JOINTS

1 X=0.0 Y=0.0 :COORDONNES DES ELTS  
2 X=11.53 Y=6.1  
2 X=0.0 Y=6.1  
4 X=0.0 Y=8.55  
5 X=11.53 Y=8.55  
6 X=11.53 Y=0.0  
7 X=11.045 Y=6.1  
8 X=.485 Y=6.1

RESTRAINTS

1,6,5 R=1,1,1,1,1,1 :DEGRES DE LIBERTES  
2,5,1 R=0,0,1,1,1,0  
7,8,1 R=0,0,1,1,1,0

FRAME

NM=3 NL=6  
1 A=638E-4 I=201256E-8 E=3.79E6:POUTRE EN BP  
2 A=1325E-4 I=310160E-8 E=3.79E6:POTEAU EN BP  
3 A=1325E-4 I=310160E-8 E=3.51E6:CORBEAU EN BA

1 WL=0,-.155 :SOUS G  
2 WL=0,-0.05 :SOUS Q  
3 WL=0,-.120 :SOUS N  
4 WL=-.224  
5 WL=.319  
6 WL=-.232

1,1,2 M=2 NSL=5 LP=1,0  
2,2,3 M=2 NSL=5  
3,3,4 M=1 NSL=1,2,3,4  
4,4,5 M=2 NSL=6  
5,5,6 M=2 NSL=6  
6,2,8 M=3  
7,5,7 M=3

LOADS

7 F=-2.25,-7 L=11,7 :RMAX  
8 F=-2.25,-2.2 L=11,8 :RMIN  
2 F=-.8 L=9 :TRANS  
5 F=.8 L=10 :TRANS  
2 F=1.92 L=12  
3 F=3;12 L=13

COMBO

1 C=1  
2 C=0,1  
3 C=0,0,1  
4 C=0,0,0,1,1  
5 C=1.35,1,1.5,1.2,1.2,0,1.5,1.5,1.5,1.5,1.35  
6 C=1,1,1,1,1,1,1,1,1,0  
7 C=1,1,1,0,0,0,1,0,1,0,.8,.8  
8 C=0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,1,1  
9 C=0,0,0,1,1

STRUCTURAL ANALYSIS PROGRA

PORTIQUE PONT ROULANT H=8.55

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT	
1		.86	.0	-.24	.69	POTEAU 1 (inf)
			6.1	-.24	-.79	
2	-.29	.0	.0	-.08	.22	
			6.1	-.08	-.25	
3	-.69	.0	.0	-.19	.53	
			6.1	-.19	-.61	
4	-.71	.0	.0	-1.29	6.94	
			6.1	-1.29	-.93	
5	-15.36	.0	.0	-6.25	24.78	
			6.1	-6.25	-13.36	
6	-9.82	.0	.0	-2.45	8.97	
			6.1	-2.45	-5.99	
7	-7.36	.0	.0	-2.07	7.32	
			6.1	-2.07	-5.30	
8	-.68	.0	.0	-.93	4.81	
			6.1	-.93	-.85	
9	-.71	.0	.0	-1.29	6.94	
6.1	-1.29		-.93			
2						POTEAU 1 (sup)
1	-.50	.0	.0	-.24	-.79	
			2.5	-.24	-1.38	
2	-.29	.0	.0	-.08	-.25	
			2.5	-.08	-.45	
3	-.69	.0	.0	-.19	-.61	
			2.5	-.19	-1.07	
4	-.71	.0	.0	-1.29	-.93	
			2.5	-1.29	-4.10	
5	-3.40	.0	.0	-2.02	-6.67	
			2.5	-2.02	-11.60	
6	-1.99	.0	.0	-1.65	-1.52	
			2.5	-1.65	-5.57	
7	-1.73	.0	.0	-1.00	-1.90	
			2.5	-1.00	-4.36	
8	-.68	.0	.0	-.60	-.85	
			2.5	-.60	-2.31	
9	-.71	.0	.0	-1.29	-.93	
			2.5	-1.29	-4.10	

3

panne

1	-.24	.0	.89	-1.38
		5.8	.00	1.19
		11.5	-.89	-1.38
2	-.08	.0	.29	-.45
		5.8	.00	.38
		11.5	-.29	-.45
3	-.19	.0	.69	-1.07
		5.8	.00	.92
		11.5	-.69	-1.07
4	.00	.0	.71	-4.10
		11.5	.71	4.10
5	-.47	.0	3.93	-11.60
		8.9	.00	5.95
		11.5	-1.14	4.47
6	-.36	.0	2.38	-5.57
		7.3	.00	3.13
		11.5	-1.37	.24
7	-1.00	.0	2.12	-4.36
		6.5	.00	2.54
		11.5	-1.63	-1.55
8	-.60	.0	.36	-2.31
		11.5	.36	1.85
9	.00	.0	.71	-4.10
		11.5	.71	4.10

4

POTEAU 2 (sup)

1	-.61	.0	.24	-1.38
		2.5	.24	-.79
2	-.29	.0	.08	-.45
		2.5	.08	-.25
3	-.69	.0	.19	-1.07
		2.5	.19	-.61
4	.71	.0	-1.29	4.10
		2.5	-1.29	.93
5	-.75	.0	-1.08	4.47
		2.5	-1.08	1.82
6	-1.09	.0	-.93	.24
		2.5	-.93	-2.04
7	-1.35	.0	1.00	-1.55
		2.5	1.00	.91
8	.36	.0	.60	1.85
		2.5	.60	3.32
9	.71			

		.0	-1.29	4.10
		2.5	-1.29	.93
5	----- POTEAU 2 (inf)			
1	.38	.0	.24	-.79
		6.1	.24	.69
2	-.29	.0	.08	-.25
		6.1	.08	.22
3	-.69	.0	.19	-.61
		6.1	.19	.53
4	.71	.0	-1.29	.93
		6.1	-1.29	-6.94
5	.58	.0	-2.92	1.82
		6.1	-2.92	-16.01
6	-.09	.0	-.13	-2.04
		6.1	-.13	-2.83
7	-.35	.0	-.80	.91
		6.1	-.80	-3.32
8	.36	.0	-1.65	3.32
		6.1	-1.65	-6.76
9	.71	.0	-1.29	.93
		6.1	-1.29	-6.94

6 ----- corbeau1

1	.00	.0	.00	.00
		.5	.00	.00
2	.00	.0	.00	.00
		.5	.00	.00
3	.00	.0	.00	.00
		.5	.00	.00
4	.00	.0	.00	.00
		.5	.00	.00
5	-3.04	.0	13.80	-6.69
		.5	13.80	.00
6	.00	.0	9.20	-4.46
		.5	9.20	.00
7	-1.80	.0	7.00	-3.40
		.5	7.00	.00
8	-2.25	.0	.00	.00
		.5	.00	.00
9	.00	.0	.00	.00
		.5	.00	.00

7 ----- corbeau 2

1	.00	.0	.00	.00
		.5	.00	.00
2	.00	.0	.00	.00
		.5	.00	.00
3	.00	.0	.00	.00
		.5	.00	.00
4	.00	.0	.00	.00
		.5	.00	.00
5	3.04	.0	.00	.00
		.5	.00	.00
6	.00	.0	.00	.00
		.5	.00	.00
7	1.80	.0	.00	.00
		.5	.00	.00
8	2.25	.0	.00	.00
		.5	.00	.00
9	.00	.0	.00	.00
		.5	.00	.00

PORTIQUE AUTOSTABLE H=7.29

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT
<b>1</b>					
1	1	-1.75	.0	-.99	2.38
			7.3	-.99	-4.87
2	2	-.56	.0	-.32	.77
			7.3	-.32	-1.57
3	3	-1.35	.0	-.77	1.84
			7.3	-.77	-3.77
4	4	-4.95	.0	-2.82	6.75
			7.3	-2.82	-13.80
5	5	-3.67	.0	-2.09	4.99
			7.3	-2.09	-10.21
6	6	-2.31	.0	-1.32	3.15
			7.3	-1.32	-6.44
<b>2</b>					
1	1	-3.86	.0	.00	.00
			7.3	.00	.00
2	2	-1.24	.0	.00	.00
			7.3	.00	.00
3	3	-2.99	.0	.00	.00
			7.3	.00	.00
4	4	-10.93	.0	.00	.00
			7.3	.00	.00
5	5	-8.09	.0	.00	.00
			7.3	.00	.00
6	6	-5.10	.0	.00	.00
			7.3	.00	.00
<b>3</b>					
1	1	-1.75	.0	.99	-2.38
			7.3	.99	4.87
2	2	-.56	.0	.32	-.77
			7.3	.32	1.57
3	3	-1.35	.0	.77	-1.84
			7.3	.77	3.77
4	4	-4.95	.0	2.82	-6.75
			7.3	2.82	13.80

5	-3.67	.0	2.09	-4.99
		7.3	2.09	10.21
6	-2.31	.0	1.32	-3.15
		7.3	1.32	6.44
-----				
4				
1	-.99	.0	1.75	-4.87
		9.4	.00	3.35
		19.8	-1.93	-6.65
2	-.32	.0	.56	-1.57
		9.4	.00	1.08
		19.8	-.62	-2.14
3	-.77	.0	1.35	-3.77
		9.4	.00	2.59
		19.8	-1.49	-5.15
4	-2.82	.0	4.95	-13.80
		9.4	.00	9.49
		19.8	-5.46	-18.83
5	-2.09	.0	3.67	-10.21
		9.4	.00	7.02
		19.8	-4.04	-13.93
6	-1.32	.0	2.31	-6.44
		9.4	.00	4.43
		19.8	-2.55	-8.79
-----				
5				
1	-.99	.0	1.93	-6.65
		10.4	.00	3.35
		19.8	-1.75	-4.87
2	-.32	.0	.62	-2.14
		10.4	.00	1.08
		19.8	-.56	-1.57
3	-.77	.0	1.49	-5.15
		10.4	.00	2.59
		19.8	-1.35	-3.77
4	-2.82	.0	5.46	-18.83
		10.4	.00	9.49
		19.8	-4.95	-13.80
5	-2.09	.0	4.04	-13.94
		10.4	.00	7.02
		19.8	-3.67	-10.21
6	-1.32	.0	2.55	-8.79
		10.4	.00	4.43
		19.8	-2.31	-6.44



```

210 CLS
20 PRINT"-----
30 PRINT"
40 PRINT"          ENTRER LES DONNEES
50 PRINT"          SUIVANTES
60 PRINT"
70 PRINT"-----
80 PRINT"          NATURE DE LA FOUTRE
90 PRINT"-----
100 PRINT"      - Travee isostatique(AP)
110 PRINT"      - solidaire aux poteaux(PT)
120 INPUT A$
130 PRINT"-----
140 PRINT" A l'etat limite de service
150 PRINT"-----
160 PRINT"          DONNER LES MOMENTS
170 PRINT"          AVEC LEURS SIGNES
180 PRINT"-----
190 IF A$="AP" THEN 280
200 PRINT"----- aux noeuds -----
210 DIM M5(2),M6(2)
220 FOR LB=1 TO 2 STEP 1
230 PRINT"          Max      ", "MM(";LB;")="
240 INPUT M5(LB)
250 PRINT"          Min      ", "Mm(";LB;")="
260 INPUT M6(LB)
270 NEXT LB
280 PRINT"----- en travee -----
290 PRINT"          Le moment max MM":INPUT M1
300 PRINT"          Le moment min Mm":INPUT M2
310 PRINT"-----
320 PRINT" DONNER LES EFFORTS NORMAUX "
330 PRINT"          AVEC LEURS SIGNES      "
340 PRINT"-----
350 PRINT"          Min      ":INPUT M5
360 PRINT"          Max      ":INPUT M6
370 PRINT"-----
380 PRINT"DONNER LES EFFORTS TRANCHANTS
390 PRINT"          AVEC LEURS SIGNES
400 PRINT"-----
410 IF A$="PT" THEN 430
420 PRINT"          en appuis":GOTO 440
430 PRINT"          aux noeuds
440 PRINT"-----
450 DIM V9(2),V8(2)
450 DIM V9(2),V8(2)
460 FOR L9=1 TO 2 STEP 1
470 PRINT"          Max      ":PRINT"T(";L9;")="
4470 PRINT"          Max      ":PRINT"T(";L9;")="
480 INPUT V9(L9)
490 PRINT"          Min      ":PRINT"T(";L9;")="
500 INPUT V8(L9)
500 INPUT V8(L9)
510 NEXT L9
520 PRINT"-----
530 PRINT" A l'etat limite ultime
530 PRINT" A l'etat limite ultime
540 PRINT"-----

```

```

550 PRINT"          DONNER LES MOMENTS
560 PRINT"          AVEC LEURS SIGNES
570 PRINT"-----
580 IF A$="AP" THEN 670
590 PRINT"----- aux noeuds -----
600 DIM U1(2),U2(2)
610 FOR L6=1 TO 2 STEP 1
620 PRINT"   Max   "":PRINT"MM(";L6;")="
630 INPUT U1(L6)
640 PRINT"   Min   "":PRINT"Mm(";L6;")="
650 INPUT U2(L6)
660 NEXT L6
670 PRINT"----- en travee -----
680 PRINT"          Le moment max MM":INPUT UM
690 PRINT"          Le moment min Mm":INPUT UK
700 PRINT"-----
710 PRINT" DONNER L'EFFORT NORMAL MAX
720 PRINT"          AVEC SON SIGNE
730 PRINT"-----
740 INPUT NE
750 PRINT"-----
760 PRINT" DONNER L'EFFORT TRANCHANT
770 PRINT"          AVEC SON SIGNE
780 PRINT"-----
790 IF A$="PT" THEN 810
800 PRINT"          en appuis":GOTO 820
810 PRINT"          aux noeuds
820 PRINT"-----
830 DIM KW(2)
840 FOR L5=1 TO 2 STEP 1
850 PRINT"   Max   "":PRINT"TU(";L5;")="
860 INPUT KW(L5)
870 NEXT L5
880 PRINT"-----
890 INPUT" fc28=":WFC28
900 WT28=.6+.06*WFC28
910 WEB28=11000*WFC28^(1/3)
920 PRINT"          ---- Situation ----
930 PRINT"          -Durable(D)
940 PRINT"          -Accidentelle(L)
950 INPUT M$:IF M$="D" THEN 980
960 GB=1.15:GS=1
970 GOTO 990
980 GB=1.5:GS=1.15
990 PRINT"-----
1000 PRINT"          VERIFICATION
1010 PRINT"          DE LA SECTION DU BETON
1020 PRINT"-----
1030 GOSUB 3280
1040 GOSUB 3780
1050 PRINT"----- CLASSE I -----
1060 S1=.6*WFC28:N=0
1070 LEM=M1-M2:K$="1"
1080 M3=M1:M4=M2
1090 GOSUB 4580
1100 IF H<=H9 THEN IF Z=1 THEN 1270
1100 IF H<=H9 THEN IF Z=1 THEN 1270
1110 IF K$="2" THEN 1130
1120 GOSUB 5730:GOTO 1100

```

```

1130 N=N+1:P=N*F0
1140 FOR Q=1 TO N
1150 H=H-Q/100
1160 GOSUB 6140
1170 IF Z=1 THEN
1180 IF H<=H9 THEN 1100
1190 NEXT Q
1200 GOTO 1130
1210 PRINT" VOULER VOUS CONTINUER LES
1220 PRINT"          CALCULS
1230 PRINT"          OUI (O);      NON (N)
1240 INPUT V#
1250 IF V#="0" THEN 1310
1260 GOTO 9580
1270 PRINT" LA SECTION PREFABRIQUEE
1280 PRINT"          EST VERIFIEE
1290 PRINT"H=";H:PRINT"N=";N
1300 GOTO 1210
1310 H1=H:H=H9
1320 BS=BAS:NC=N
1330 II=AII:R9=R8
1340 V=AV:VP=VAP
1350 C=CA:CP=ACP
1360 FIR=IRP:I0=I0
1370 RM=RIM:A0=AR0
1380 GOSUB 5830
1390 GOSUB 6140 :E#=K#
1400 PRINT"-----
1410 PRINT"          VERIFICATION DES
1420 PRINT"          CONTRAINTES NORMALES
1430 PRINT"          EN TRAVEES
1440 PRINT"-----
1450 NF=3
1460 FOR X=3 TO NF STEP 1
1470 EEP0=E1
1480 GOSUB 6360
1490 P3=1.02*P-.8*(S0-SP(X,1))*N*AP:P4=.98*P-1.2*(SP(X,1)-SP(X,N1))*N*AP
1500 X3(X)=(S0-SP(X,1))/S0*100:X4(X)=(SP(X,1)-SP(X,N1))/SP(X,1)*100
1510 IF(X3(X)+X4(X))<=20 THEN P4=P-20*P/100:P3=P-(20-X4(X))*P/100
1520 F#=K#:IF F#="1" THEN 1550
1530 PRINT"          VERIFIEE EN CLASSE II
1540 S2=-WT20:S4=-1.5*YT
1550 GOSUB 6160
1560 Z(X)=Z:IF Z(X)=1 THEN 1600
1570 IF F#="2" THEN 1590
1580 F#="2":GOTO 1520
1590 PRINT"          VERIFIEE EN CLASSE III
1600 W1(X)=W1:W2(X)=W2
1610 W3(X)=W3:W4(X)=W4
1620 'PRINT"-----
1620 'PRINT"-----

```

```

11620 'PRINT"-----
1630 'PRINT" Armatures longitudinales
1640 'PRINT" dans les zones tendues
1650 'PRINT"-----
1660 'PRINT" Partie sup de la poutre
1670 'PRINT"-----
1680 Y=ABS(W1)/(ABS(W1)+W2)
1690 IF S#="R" THEN 1720
1700 IF Y<=H0 THEN 1720
1710 BT=B*H0+(Y-H0)*B0:GOTO 1730
1720 BT=Y*B
1730 NBT=ABS(W1)*BT/2
1740 AS(X)=2*BT/1000+NBT*YT/(EF*ABS(W1))
1750 'PRINT"-----
1760 'PRINT" Partie inf de la poutre
1770 'PRINT"-----
1780 Y1=H*(1-W3/(ABS(W4)+W3))
1790 IF S#="R" THEN 1880
1800 IF S#="I" THEN 1860
1810 IF D#="A" THEN 1830
1820 BT=Y1*B0:GOTO 1890
1830 IF Y1<=A0 THEN 1850
1840 BT=2*A0+2+B0*(Y1-A0):GOTO 1890
1850 BT=Y1*2*A0:GOTO 1890
1860 IF Y1<=H0 THEN 1880
1870 BT=H0*B+(Y1-H0)*B0:GOTO 1890
1880 BT=B*Y1
1890 NBT=ABS(W4)*BT/2
1900 SA(X)=2*BT/1000+NBT*YT/EF/ABS(W4)
1910 IF X=3 THEN 1930
1920 RETURN
1930 PRINT"-----
1940 PRINT" VERIFICATION DES
1950 PRINT" CONTRAINTES TANGENTIELLES
1960 PRINT"-----
1970 NF=2
1980 FOR X=1 TO NF STEP 1
1990 'ALFA=ASIN(ABS(V9(X)-V8(X))/2/P)
2000 'XK=2*ABS(E1)/TAN(ALFA)
2010 IF A#="AF" THEN 2050
2020 XK=5:ALFA=ATN((H-2*TP)/XK)
2030 E2=H-2.04*TP+E1:EEP0=E2
2040 GOTO 2060
2050 EEP0=0
2060 GOSUB 6360
2070 P5=1.02*P-.8*(S0-SP(X,1))*N*AF
2080 P6=.98*P-1.2*(SP(X,1)-SP(X,N1))*N*AF
2090 VR=ABS(V8(X))-P5*SIN(ALFA)
2100 VE=ABS(V9(X))-P6*SIN(ALFA)
2110 B5=(N5+P5)/B5:B6=(N6+P6)/B5
2120 IF S#="R" THEN 2150
2130 SY=B0*Ht2/2:YS=SY/B0/II
2140 GOTO 2160
2150 SY=B*Ht2/2:YS=SY/B/II
2160 'PRINT"---- en construction-----
2170 O1(X)=(YS*VR)t2:O2(X)=.4*YT*(YT+B5)
2180 IF O1(X)>O2(X) THEN C6=9
2190 O3(X)=2*YT/FY*(.6*FY-B5)*(YT+B5):IF O1(X)>O3(X) THEN C6=9
2200 'PRINT"---- en exploitation-----

```

```

2200 PRINT"---- en exploitation-----
2210 O4(X)=(SY*VE)t2:O5(X)=.4*WT28*(WT28+B6)
2220 IF O4(X)>O5(X) THEN C6=9
2230 O6(X)=2*WT28/WFC28*(.6*WFC28-B6)*(WT28+B6): IF O4(X)>O6(X) THEN C6=9
2240 IF C6=9 THEN 2280
2250 PRINT" contraintes tangentieles
2260 PRINT"          verifiees
2270 GOTO 2300
2280 PRINT" contraintes tangentieles
2290 PRINT"          non verifiees
2300 NEXT X
2310 IF A#="AP" THEN 2570
2320 PRINT"-----
2330 PRINT"          VERIFICATION DES
2340 PRINT"          CONTRAINTES NORMALES
2350 PRINT"          aux noeux
2360 PRINT"-----
2370 NF=2:EEP0=E2
2380 FOR X=1 TO NF STEP 1
2390 P3=1.02*P-.8*(S0-SP(X,1))*N*AP:P4=.98*P-1.2*(SP(X,1)-SP(X,N1))*N*AP
2400 X3(X)=(S0-SP(X,1))/S0*100:X4(X)=(SP(X,1)-SP(X,N1))/SP(X,1)*100
2410 IF X4(X)<=X6 THEN P4=X6*P/100
2420 J#=K#: IF J#="1" THEN 2460
2430 PRINT" VERIFICATION EN CLASSE II"
2440 S2=-WT28:S4=-1.5*YT
2450 M3=M5(X):M4=M6(X)
2460 GOSUB 6160
2470 Z(X)=Z: IF Z(X)=1 THEN 2510
2480 IF F#="2" THEN 2500
2490 GOTO 2430
2500 PRINT" VERIFIEE EN CLASSE III "
2510 W1(X)=W1:W2(X)=W2
2520 W3(X)=W3:W4(X)=W4
2530 NEXT X
2540 FOR X=1 TO 2
2550 GOSUB 1620
2560 NEXT X
2570 PRINT"-----
2580 PRINT" Etat limite ultime(ELU)
2590 PRINT"-----
2600 PRINT"Justification de la resistance
2610 PRINT"-----
2620 PRINT" Sollicitation normales
2630 NF=3:U3=UK
2640 U4=UM
2650 FOR X=3 TO NF
2660 GOSUB 2710
2670 GOSUB 3110
2680 GOSUB 2790
2690 NEXT X
2700 GOTO 2960
2710 FM=P-(S0-SP(X,N1))*AP*N
2720 F1=FM/AP/N:G1=F1/EP
2730 F2=(PM+NE)/BS+(PM*E1+U3)*E1/II
2740 D1=5*F2/EP:F3=EF/GS
2750 G2(X)=.01:G3(X)=.0035
2760 Y3=.95*G3(X)/(G3(X)+G2(X))
2770 D2=(H-TP-Y3)*G3(X)/Y3:G4=G1+D1+D2
2780 RETURN
2790 Y3=.95*G3(X)/(G3(X)+G2(X))
2800 IF S#="R" THEN 2830

```

```

32800 IF S#="R" THEN 2830
2810 IF Y3<=H0 THEN 2830
2820 BC(X)=B0*Y3:GOTO 2840
2830 BC(X)=B*Y3
2840 NU1=BC(X)*.85*WFC28/GB-AP*N*D3-SA(X)*F3
2850 IF NU1>PM THEN 2900
2860 G2(X)=G2(X)-.0001
2870 IF G2(X)<.00174 THEN F3=200000*G2(X)
2880 IF ABS(NU1-PM)<.01 THEN 2930
2890 GOTO 2790
2900 G3(X)=G3(X)-.0001:PRINT"G3(X)";G3(X)
2910 IF ABS(NU1-PM)<.01 THEN 2930
2920 GOTO 2790
2930 MB(X)=BC(X)*.85*WFC28/GB*(H-.4*Y3-TP)+SA(X)*(2*H-TP-.01)*F3
2940 IF MB(X)>ABS(U4) THEN Z9(X)=1
2950 RETURN
2960 PRINT" Sollicitation tangentes
2970 IF S#="R" THEN 3100
2980 WA=B0
2990 T9=3*WA:ST=.8*H
3000 IF ST>T9 THEN ST=T9
3010 IF ST>1 THEN ST=1
3020 AT=6*WA*ST*GS/EF
3030 FOR X=1 TO 2
3040 KW(X)=ABS(KW(X))-(.98*P-1.2*(S0-SP(X,N1))*AF*N)*SIN(ALFA)
3050 SX=WA*Ht2/2:D0(X)=KW(X)*SX/II/WA
3060 D0=AT*EF/(WA*ST*GS)+WT28/3
3070 IF D0(X)<=D0 THEN K6=1
3080 NEXT X
3090 GOTO 3190
3100 WA=B:GOTO 2990
3110 F4=(H-TP)*FEJ/GS
3120 QB=F4/EP+(GS*F4/FEJ-H-TP)t5
3130 M9=G4-QB

3140 IF ABS(M9)<.0005 THEN 3170
3150 F4=F4+2:PRINT"G4=";G4
3160 GOTO 3120
3170 D3=F4-F1
3180 RETURN
3190 IF A#="AF" THEN GOTO 3270
3200 PRINT"--Sollicitation normal aux noueds--
3210 FOR X=1 TO 2
3220 U3=U2(X):U4=U1(X)
3230 GOSUB 2710
3240 GOSUB 3110
3250 GOSUB 2790
3260 NEXT X
3270 GOTO 7760
3280 PRINT"-----
3290 PRINT"  ENTRER UN DES CARACTERES
3300 PRINT"    ENTRE PARENTHESES
3310 PRINT"-----
3320 PRINT"    NATURE DE LA SECTION
3330 PRINT"
3340 PRINT"    - RECTANGULAIRE(R)
3350 PRINT"    - EN I(I)
3360 PRINT"    - EN Te(T)
3370 PRINT"
3380 PRINT"    LA SECTION EST EN
3390 INPUT S#
3400 IF S#="R" THEN GOTO 3590

```

```

3410 IF S#="I" THEN GOTO 3650
3420 PRINT" SECTION AVEC OU SANS TALON
3430 PRINT"          -AVEC TALON (A)
3440 PRINT"          -SANS TALON (S)
3450 INPUT D#
3460 PRINT"      ENTRER LA LARGEURE
3470 PRINT"          DE LA SEMELLE
3480 INPUT"b=";B
3490 PRINT"      ENTRER LA HAUTEURE
3500 PRINT"          DE LA SEMELLE
3510 INPUT"h0=";H0
3520 PRINT"      ENTRER LA LARGEURE
3530 PRINT"          DE L'AME
3540 INPUT"b0=";B0
3550 PRINT"      ENTRER LA HAUTEURE
3560 INPUT"h=";H9
3570 R9=.4
3580 GOTO 3770
3590 R9=1/3
3600 PRINT"      ENTRER LA LARGEURE
3610 INPUT "b=";B
3620 PRINT"      ENTRER LA HAUTEURE
3630 INPUT"h=";H9
3640 GOTO 3770
3650 PRINT"      ENTRER LA LARGEURE
3660 PRINT"          DE LA SEMELLE
3670 INPUT"b=";B
3680 PRINT"      ENTRER LA HAUTEURE
3690 PRINT"          DE LA SEMELLE
3700 INPUT "h0=";H0
3710 PRINT"      ENTRER LA LARGEURE
3720 PRINT"          DE L'AME
3730 INPUT"b0=";B0
3740 PRINT"      ENTRER LA HAUTEURE
3750 INPUT"h=";H9
3760 R9=.5

3770 RETURN
3780 PRINT"
3790 PRINT" LE NOMBRE DES DIFFERENTES
3800 PRINT"          PHASES DE TEMPS
3810 PRINT"          DE REALISATION
3820 INPUT N1
3830 DIM FC(N1),FT(N1),EB(N1),T(N1)
3840 PRINT" LES TEMPS AUX BORNES DE
3850 PRINT" CES PHASES (EN JOURS)
3860 FOR O=1 TO N1 STEP 1
3870 PRINT"T(";O;")=";:INPUT T(O)
3880 FC(O)=.685*LOG(T(O)+1)*WFC28
3890 FT(O)=.6+.06*FC(O)
3900 EB(O)=11000*FC(O)^(1/3)
3910 NEXT O
3920 PRINT"          LE NOMBRE DES
3930 PRINT"          SECTIONS A ETUDIER
3940 INPUT NF
3950 DIM X(NF),R(N1),DR(NF,N1),DC(NF,N1)
3960 DIM O1(NF),O2(NF),O3(NF),O4(NF),O5(NF)
3970 DIM MPP(NF),F(N1),O6(NF),W1(NF)
3980 DIM DB(NF,N1),EC(NF,N1),SIGB(NF,N1)
3990 DIM DI(NF,N1),W2(NF),W3(NF),W4(NF),GF(N1)
4000 DIM EFL(NF,N1),DFL(NF,N1),KFL(N1)

```

```

34000 DIM EFL(NF,N1),DFL(NF,N1),KFL(N1)
4010 DIM DP(NF,N1),SP(NF,N1),DXP(NF,N1)
4020 DIM DD(NF,N1),MG(NF,N1),SA(3),AS(3),X3(NF),X4(NF)
4030 DIM G2(3),G3(3),MB(3),D0(3),Z9(3),Z(3),BC(3)
4040 PRINT"-----"
4050 PRINT"DONNER LE TYPE D'ARMATURES
4060 PRINT" DE PRECONTRAINTE UTILISE
4070 PRINT"-----"
4080 PRINT"      -DES FILS (F)
4090 PRINT"      -DES TORONS (T)
4100 INPUT X$
4110 IF X$="F" THEN EP=200000
4120 EP=190000
4130 PRINT"SECTION DU CABLE (Ap)
4140 INPUT AP
4150 INPUT "fpeg=";FEJ
4160 INPUT"fprg=";FFRJ
4170 S0=.85*FFRJ;Q=.95*FEJ
4180 IF S0>Q THEN S0=Q
4190 P0=S0*AP
4200 INPUT"fe=";EF
4210 INPUT"R01000=";R01
4220 INPUT"Roh=";RH
4230 INPUT "Ros=";RS
4240 INPUT"g=";GD
4250 INPUT"TP=";TP
4260 INPUT"% Des pertes=";X6
4270 FOR Y=1 TO NF STEP 1
4280 PRINT" les moments dus aux poids
4290 PRINT" propre en fonction de la
4300 PRINT" surface
4310 PRINT"MPP(";Y;")=":INPUT MPP(Y)
4320 NEXT Y
4330 FOR Z=1 TO N1 STEP 1
4340 PRINT"-----"
4350 PRINT"Donner la densite de charge
4360 PRINT" dans la phase ";Z;"
4370 PRINT"-----"
4380 PRINT"G(";Z;")=":INPUT GF(Z)
4390 NEXT Z
4400 FOR X5=1 TO NF STEP 1
4410 FOR WW=1 TO N1 STEP 1
4420 PRINT"-----"
4430 PRINT"Donner le moment correspond
4440 IF X5>2 THEN 4470
4450 PRINT" en appuis

```



```

44450 PRINT"          en travees
4460 PRINT"MG(";X5;" ";"WW;")=
4470 INPUT MG(X5,WW)
4480 NEXT WW
4490 NEXT X5
4500 PRINT"  Duree de construction
4510 INPUT Y
4520 FY=.685*LOG(Y+1)*WFC28
4530 YT=.6+.06*FY
4540 RETURN
4550 'PRINT"-----"
4560 FW=(S1-S2)/LEM
4570 IF S#="I" THEN GOTO 4800
4580 IF S#="T" THEN GOTO 5040
4590 '-----"
4600 '          SECTION RECTANGULAIRE
4610 '-----"
4620 H1=(2/(FW*R9*B))t.5
4630 B1=B*H1;V1=H1/2
4640 A=(1+N9)*B1*V1/H1;H=2*A/B
4650 BS=H*B
4660 BAS=H9*B;AII=B*H9t3/12
4670 II=B*Ht3/12
4680 V=H/2;VP=V
4690 AV=H9/2;VAP=AV
4700 R9=II/(BS*Vt2)
4710 R8=AII/(BAS*AVt2);IRP=2*(H9+B)
4720 C=II/(BS*V);CP=C
4730 CA=AII/(BAS*AV);ACP=CA
4740 PIR=2*(H+B)
4750 RM=BS/PIR*100;RIM=BAS/IRP*100
4760 I0=SQR(II/BS);I0=SQR(AII/BAS)
4770 GOSUB 5810
4780 GOSUB 6120
4790 GOTO 5700
4800 '-----"
4810 '          SECTION EN I
4820 '-----"
4830 H1=((2/(FW*R9)-(B-B0)*H0t2)/B0)t.5
4840 V1=H1/2;B1=B0*H1+2*(B-B0)*H0
4850 A=(1+N9)*B1*V1/H1;A2=B0/2
4860 B2=-A;C2=(B-B0)*H0t2/2
4870 GOSUB 5500
4880 BS=B0*H+2*(B-B0)*H0
4890 BAS=B0*H9+2*(B-B0)*H0
4900 V=H/2;AV=H9/2
4910 II=2*(B-B0)*H0*(V-H0/2)t2+B0*Ht3/12+(B-B0)*H0t3/12

44920 AII=2*(B-B0)*H0*(AV-H0/2)t2+B0*H9t3/12+(B-B0)*H0t3/12
4930 VP=V;VAP=AV
4940 R9=II/(B*Vt2);R8=AII/(B*AVt2)
4950 C=II/(BS*VP);CA=AII/(BAS*VAP)
4960 CP=C;ACP=CA
4970 PIR=2*B+2*(B-B0)+2*H
4980 IRP=2*B+2*(B-B0)+2*H9

```

```

54990 RM=BS/PIR*100:RIM=BAS/IRP*100
5000 IO=SQR(II/BS):IO=SQR(AII/BAS)
5010 GOSUB 5810
5020 GOSUB 6120
5030 GOTO 5700
5040 '-----
5050 '          SECTION EN TE
5060 '-----
5070 H1=((1/(FW*R9)-(B-B0)*H0t2)*2/B0)t.5
5080 B1=B0*H1+(B-B0)*H0:V1=1/(R9*B1*FW)
5090 A=(1+N9)*B1*V1/H1:A2=B0/2
5100 B2=-A:C2=(B-B0)*H0t2/2
5110 GOSUB 5500
5120 '----- SECTION AVEC OU SANS TALON--
5130 IF D#="A" THEN GOTO 5300
5140 BS=B0*H+(B-B0)*H0:BAS=B0*H9+(B-B0)*H0
5150 BAS=B0*H9+(B-B0)*H0
5160 V=(B0*Ht2/2+(B-B0)*H0t2/2)/BS
5170 AV=(B0*H9t2/2+(B-B0)*H0t2/2)/BAS
5180 II=B0*Ht3/12+(B-B0)*H0t3/12+H0*(B-B0)*(V-H0/2)t2
5190 AII=B0*H9t3/12+(B-B0)*H0t3/12+H0*(B-B0)*(AV-H0/2)t2
5200 VP=H-V:VAP=H9-AV
5210 R9=II/(BS*V*VP):R8=AII/(BAS*AV*VAP)
5220 C=II/(BS*VP):CA=AII/(BAS*VAP)
5230 CP=II/(BS*V):ACP=AII/(BAS*AV)
5240 PIR=2*B+2*H:IRP=2*B+2*H9
5250 RM=BS/PIR*100:RIM=BAS/IRP*100
5260 IO=SQR(II/BS):IO=SQR(AII/BAS)
5270 GOSUB 5810
5280 GOSUB 6120
5290 GOTO 5700
5300 A0=SQR(FW/(2*H)):A0=SQR(FW/(2*H9))
5310 BS=B0*H+(B-B0)*H0+(2*A0-B0)*A0
5320 BAS=B0*H9+(B-B0)*H0+(2*A0-B0)*A0
5330 AV=(B0*H9t2+(B-B0)*H0t2/2)/B
5340 V=(B0*Ht2+(B-B0)*H0t2/2)/B
5350 VP=H-V:VAP=H9-AV
5360 II=B0*Ht3/12+(2*A0-B0)*A0t3/12+(B-B0)*H0t3/12
5370 II=II+H0*(B-B0)*(V-H0/2)t2+A0*(2*A0-B0)*(VP-A0/2)t2
5380 AII=B0*H9t3/12+(2*A0-B0)*A0t3/12+(B-B0)*H0t3/12
5390 AII=AII+H0*(B-B0)*(AV-H0/2)t2+A0*(2*A0-B0)*(VAP-A0/2)t2
5400 R9=II/(BS*V*VP):R8=AII/(BAS*AV*VAP)
5410 C=II/BS/VP:CA=AII/BAS/VAP
5420 CP=II/BS/V:ACP=AII/BAS/AV
5430 PIR=2*B+2*H+2*(2*A0-B0)
5440 IRP=2*B+2*H9+2*(2*A0-B0)
5450 RM=BS/PIR*100:RIM=BAS/IRP*100
5460 IO=SQR(II/BS):IO=SQR(AII/BAS)
5470 GOSUB 5810
5480 GOSUB 6120
5490 GOTO 5700
5500 LT=B2t2-4*A2*C2
5510 IF LT<0 THEN 5580
5520 X1=(-B2+SQR(LT))/2/A2
5530 IF X1>0 THEN H=X1
5540 X2=(-B2-SQR(LT))/2/A2
5550 IF X2>0
5560 IF X2>X1 THEN H=X2
5570 GOTO 5690
5580 N9=N9+.02

```

```

55590 IF N9<=.5 THEN 4550
5600 IF K#="2" THEN 5660
5610 PRINT"          CLASSE II.III      "
5620 N9=0
5630 S2=-WT28:S4=-1.5*YT
5640 K#="2"
5650 GOTO 4550
5660 PRINT"ESSAYER DENOUVELLES VALEURS"
5670 PRINT"          POUR DETERMINER H  "
5680 GOTO 3400
5690 RETURN
5700 IF Z=1 THEN 5690
5710 N9=N9+.02
5720 IF N9<=.5 THEN 4550
5730 IF K#="2" THEN 5790
5740 PRINT"----- CLASSE II et III ----"
5750 S2=-WT28:S4=-1.5*YT
5760 K#="2"
5770 N9=0
5780 GOTO 4550
5790 PRINT"CHANGER LA FORME DE SECTION"
5800 GOTO 3280
5810 '-----
5820 '          FORCE DE PRECONTRAINTE
5830 '          EXCENTRICITE
5840 '-----
5850 P1=S2*BS+LEM/(C+CP):P2=((S2*II/VP)+M1)/(C+VP-TP)
5860 IF P1>P2 THEN 5930
5870 '-----
5880 '          SECTION SUR CRITIQUE
5890 '-----
5900 P=P2
5910 E1=-VP+TP
5920 GOTO 6080

```

```

5930 '-----
5940 '          SECTION SOUS CRITIQUE
5950 '-----
5960 P=P1
5970 R1=S2*II/(P*V)-CP:R2=-S1*II/(P*VP)+C
5980 IF R1>=R2 THEN 6010
5990 PA=-R2
6000 GOTO 6020
6010 PA=-R1
6020 R3=S1*II/(P*V)-CP:R4=-S2*II/(P*VP)+C
6030 IF R3>=R4 THEN 6060

```

```

66040 PB=-R4
6050 GOTO 6070
6060 PB=-R3
6070 E1=-PA-M2/P
6080 P=P/.86
6090 N=P/P0:N=INT(N)+1
6100 P=N*P0
6110 RETURN
6120 P3=.94*P:P4=.86*P
6130 EEP0=E1
6140 '-----
6150 '   VERIFICATION DES CONTRAINT
6160 '   NORMALES
6170 '-----
6180 '-----EN CONSTRUCTION-----
6190 S3=.6*FY
6200 W1=(N5+P3)/BS+(P3*EEP0+M4)*V/II
6210 IF W1<S4 THEN 6320
6220 W2=(N5+P3)/BS-(P3*EEP0+M4)*VP/II
6230 IF W2>S3 THEN 6320
6240 '-----EN EXPLOITATION-----
6250 S1=.6*WFC28
6260 W3=(N6+P4)/BS+(P4*EEP0+M3)*V/II
6270 IF W3>S1 THEN 6320
6280 W4=(N6+P4)/BS-(P4*EEP0+M3)*VP/II
6290 IF W4<S2 THEN 6320
6300 Z=1
6310 GOTO 6330
6320 Z=2
6330 RETURN
6340 '-----
6350 '   PERTES INSTANTANNEES
6360 '-----
6370 KC=(120-RH)/30+2/3*(100-RH)/(20+RM)
6380 KE=.4:KS=1/(1+20*RS)
6390 EC0=KS*(100-RH)*(6+80/(10+3*RM))*0.000001:EC0=.0002
6400 '-----
6410 '   CALCUL DES PERTES A LA MISE
6420 '   EN TENSION DES ARMATURES
6430 '-----
6440 '--- PERTES DUS AUX FROTTEMENT---
6450 DFI=.01*S0
6460 '--- PERTE PAR RENTRE D'ENCRAGE---
6470 DEC=GD*EP/100:SMT=S0-DFI-DEC
6480 '----- RETRAIT-----

66470 DEC=GD*EP/100:SMT=S0-DFI-DEC
6480 '----- RETRAIT-----
6490 R(1)=T(1)/(T(1)+9*RM):DR(X,1)=EP*EC0*R(1)
6500 IF R01<=2.5 THEN 6560
6510 IF R01<8 THEN 6540
6520 K1=.008:K2=1.5
6530 GOTO 6570
6540 K1=.008:K2=1.25
6550 GOTO 6570
6560 K1=.006:K2=1.1
6570 MU=SMT/FPRJ
6580 DP(X,1)=K1*R01*(T(1)/1000)t(3*(1-MU)/4)*EXP((10*MU-7.5)/K2)*SMT
6590 SR=SMT-DR(X,1)-DP(X,1)

```

```

66600 DP(X,1)=.06*SR
6610 SIGB(X,1)=MPP(X)*BS*EEP0/II+(SR-DP(X,1))*N*AP*(1+EEP0t2/I0t2)/BS
6620 Q1=.5*FC(1)
6630 IF X<=2 THEN 6710
6640 IF SIGB(X,1)<Q1 THEN
6650 KI=4*(SIGB(X,1)/FC(1)-.5)t2
6660 A4=-4*N*AP/BS*(1+EEP0t2/I0t2)*EP/(FC(1)t2*EB(1))
6670 B4=4*(1+EEP0t2/I0t2)*N*AP/BS*EP/(FC(1)*EB(1))
6680 C4=-(2*N*AP/BS*(1+EEP0t2/I0t2)*EP/EB(1)+1)
6690 D4=MPP(X)*BS*EEP0/II+AP*N/BS*(1+EEP0t2/I0t2)*SR
6700 GOSUB 7590
6710 DP(X,1)=EP*SIGB(X,1)/EB(1)*(1+KI)
6720 DI(X,1)=DFI+DEC+DR(X,1)+DP(X,1)
6730 SP(X,1)=S0-DI(X,1)
6740 '-----
6750 '          PERTES DIFFERES
6760 '-----
6770 '----- RETRAIT -----
6780 FOR J=1 TO N1-1
6790 R(J)=T(J)/(T(J)+9*RM)
6800 R(J+1)=T(J+1)/(T(J+1)+9*RM)
6810 DR(X,J+1)=EP*EC0*(R(J+1)-R(J))
6820 '----- FLUAGE -----
6830 IF J=1 THEN 7140
6840 DC(X,J)=DB(X,J)/WEB28
6850 K=0
6860 FOR T1=1 TO J
6870 K=K+DC(X,T1)
6880 NEXT T1
6890 EC(X,1)=SIGB(X,1)/WEB28
6900 EC(X,J)=EC(X,1)+K
6910 K9=0
6920 FOR T9=1 TO J
6930 K9=K9+EFL(X,T9)
6940 NEXT T9
6950 EFL(X,J)=EFL(X,1)+K9
6960 A3=-EFL(X,J)/EC(X,J)+KS*KE
6970 B3=-5*EFL(X,J)/EC(X,J)*SQR(RM)
6980 C3=EFL(X,J)/EC(X,J)*(100+T(J))-(KS*KE*(100+T(J))+100*KC*KS)
6990 D3=EFL(X,J)/EC(X,J)*(500+5*T(J))*RM+.5
7000 IF T(J+1)>100 THEN 7020
7010 VI=.5:GOTO 7040
7020 VI=10
7030 IF X<=2 THEN VI=20
7040 GOSUB 7440
7050 IF TS>0 THEN 7080

77060 DFL(X,J+1)=0
7070 GOTO 7180
7080 KLS=KS*(KE+KC*100/(100+T(J)-TS))
7090 F1S=SQR(TS+T(J+1)-T(J))/(SQR(TS+T(J+1)-T(J))+5*SQR(RM))
7100 F2S=SQR(TS)/(SQR(TS)+5*SQR(RM))
7110 EFL(X,J+1)=EC(X,J)*KLS*(F1S-F2S)
7120 DFL(X,J+1)=EP*EFL(X,J+1)
7130 GOTO 7180
7140 KFL(J)=KS*(KE+KC*100/(100+T(J)))
7150 F(J+1)=SQR(T(J+1)-T(J))/(SQR(T(J+1)-T(J))+5*SQR(RM))
7160 EFL(X,J+1)=KFL(J)*F(J+1)*SIGB(X,J)/WEB28

```

```

7170 F(J+1)=SQRT(T(J+1)-T(J))/(SQRT(T(J+1)-T(J))+5*SQR(RM))
7180 EFL(X,J+1)=KFL(J)*F(J+1)*SIGB(X,J)/WEB28
7190 DFL(X,J+1)=EP*EFL(X,J+1)
7200 '----- RELAXATION -----
7210 K=0
7220 IF J<=2 THEN 7240
7230 DP(X,J-1)=DP(X,J-1)-DP(X,1)
7240 FOR L1=1 TO J
7250 K=K+DP(X,L1)
7260 NEXT L1
7270 DP(X,J)=K
7280 MU=(SP(X,J)+DP(X,J))/FPRJ
7290 ZX=-((10*MU-7.5)/K2)
7300 CV=4/(3*(1-MU))
7310 TE=(DP(X,J)*EXP(ZX)/(K1*RO1*(SP(X,J)+DP(X,J))))+CV*1000
7320 DP(X,J+1)=K1*RO1*((TE+(T(J+1)-T(J))*24)/1000)+1/CV*EXP(-ZX)
7330 DP(X,J+1)=DP(X,J+1)*(SP(X,J)+DP(X,J))-DP(X,J)
7340 DG=DR(X,J+1)+DFL(X,J+1)+DF(X,J+1)
7350 DD(X,J+1)=DG-(2*DP(X,J+1)*(DR(X,J+1)+DFL(X,J+1)))/SP(X,J)
7360 IF GF(J+1)=0 THEN 7400
7370 DB(X,J+1)=ABS(MG(X,J+1))*EEP0/II
7380 DXP(X,J+1)=EP*DB(X,J+1)/EB(J+1)
7390 GOTO 7420
7400 DB(X,J+1)=0
7410 DXP(X,J+1)=0
7420 SP(X,J+1)=SP(X,J)-DD(X,J+1)-DXP(X,J+1)
7430 IF J+1>=N1 THEN 7450
7440 NEXT J
7450 RETURN
7460 FOR I=T(J) TO T(J+1) STEP VI
7470 FI=A3*I+(3/2)+B3*I+C3*I+.5+D3
7480 FJ=A3*(I+VI)*(I+VI)+.5+B3*(I+VI)+C3*(I+VI)+.5+D3
7490 IF FI*FJ<=0 THEN 7520
7500 NEXT I
7510 GOTO 7590
7520 FOR L=I TO I+1 STEP+.05
7530 FM=A3*L+(3/2)+B3*L+C3*L+.5+D3
7540 FK=A3*(L+.05)+(3/2)+B3*(L+.05)+C3*(L+.05)+.5+D3
7550 A7=ABS(FK-FM)
7560 IF A7<.1 THEN 7580
7570 NEXT L
7580 TS=L:GOTO 7600
7590 TS=-1
7600 RETURN
7610 VI=.05:GH=.5*FC(1)
7620 FOR I=FC(1) TO GH STEP-VI
7630 TI=A4*I+3+B4*I+2+C4*I+D4
7640 TJ=A4*(I-VI)+3+B4*(I-VI)+2+C4*(I-VI)+D4
7650 IF TI*TJ<=0 THEN 7670
7660 NEXT I
7670 FOR L7=I TO I-VI STEP-.001
7680 MF=A4*L7+3+B4*L7+2+C4*L7+D4
7690 MK=A4*(L7-.001)+3+B4*(L7-.001)+2+C4*(L7-.001)+D4
7700 A8=ABS(MF-MK)
7710 IF MF*MK<0 THEN
7720 IF A8<.1 THEN 7740
7730 NEXT L7

```

```
7750 RETURN
```

```

7760 PRINT/P"
7770 PRINT/P"
7780 PRINT/P"
7790 PRINT/P"
7800 PRINT/P"
7810 PRINT/P"
7820 PRINT/P"
7830 PRINT/P"
7840 PRINT/P"
7850 PRINT/P"
7860 PRINT/P"
7870 PRINT/P"
7880 PRINT/P"
7890 PRINT/P"
7900 PRINT/P"
7910 PRINT/P"
7920 PRINT/P"
7930 IF Z2=2 THEN 7970
7940 IF E#="1" THEN 7990
7950 IF E#="2" THEN 8010
7960 PRINT/P"
7970 PRINT/P"
7980 GOTO 8040
7990 PRINT/P"
8000 GOTO 8040
8010 PRINT/P"
8020 PRINT/P"
8030 PRINT/P"
8040 PRINT/P"
8050 PRINT/P"
8060 NF=3:FOR X=3 TO NF STEP 1
8070 KO=SQ-SP(X,1):OK=SP(X,1)-SP(X,N1)
8080 PRINT/P"
8090 PRINT/P"
8100 PRINT/P"
8110 PRINT/P"
8120 PRINT/P"
8130 PRINT/P"
8140 PRINT/P"
8150 PRINT/P"
8160 PRINT/P"
8170 PRINT/P"
8180 PRINT/P"
8190 PRINT/P"
8200 PRINT/P"
8210 PRINT/P"
8220 PRINT/P"
8230 PRINT/P"
8240 PRINT/P"
8250 PRINT/P"
8260 PRINT/P"
8270 NEXT X
8280 PRINT/P"
8290 PRINT/P"
8300 PRINT/P"
8310 PRINT/P"
8320 IF A#="AP" THEN 8360
8330 PRINT/P"
8340 GOTO 8360
8350 PRINT/P"
8360 FOR X=1 TO 2

```

---

RESULTATS

---

\* Caracteristiques de la section du beton

- Dimensions calculees  
h=";H1,"B1=";BS  
Nombre De Cables N=";NC

- Dimensions standards  
h=";H," " ,"B=";BS  
v=";V," " ,"V'=";VP  
l=";II  
Nombre De Cables N=";N

Verifiee en Classe III

Verifiee en Classe I

Verifiee en Classe II

---

Section a moment max 3  
P=";P," " ,"N=";N," " ,"e1=";E1

D6i=";KO," " ,"Le % est";X3(X)  
D6d=";OK," " ,"Le % est";X4(X)

---

\* Verification des contraintes normales

----- En construction -----

6s(";X;")=";W1(X)," " ,"6lim=";S4  
6'i(";X;")=";W2(X)," " ,"6'lim=";S3

----- En exploitation -----

6i(";X;")=";W3(X)," " ,"6lim=";S1  
6's(";X;")=";W4(X)," " ,"6'lim=";S2

Armatures longitudinales dans les zones tendues

ASsup=";AS(X)  
ASinf=";SA(X)

---

\* Verification des contraintes tangentielles(noeuds

Excentricite aux noeuds e2=";E2

Excentricite aux noeuds e2=";E2

```

8360 FOR X=1 TO 2
8370 LO=S0-SP(X,1):OL=SP(X,1)-SP(X,N1)
8380 PRINT/P"          D6i(";X;")=";LO,"          ","D6d(";X;")="OL
8390 PRINT/P"
8400 PRINT/P"          ----- En construction -----
8410 PRINT/P"
8420 PRINT/P"          t2(";X;")=";O1(X)
8430 PRINT/P"          Exp1=";O2(X),"          ","Exp2=";O3(X)
8440 PRINT/P"
8450 PRINT/P"          ----- En exploitation -----
8460 PRINT/P"
8470 PRINT/P"          t2(";X;")=";O4(X)
8480 PRINT/P"          Exp1=";O5(X),"          ","Exp2=";O6(X)
8490 IF C6=9 THEN 8530
8500 PRINT/P"
8510 PRINT/P"          Contraintes tangentielles verifiees
8520 GOTO 8540
8530 PRINT/P"          Contraintes tangentielles non verifiees
8540 STOP
8550 NEXT X
8560 PRINT/P"
8570 PRINT/P"
8580 STOP
8590 IF A$="AP" THEN 8830
8600 PRINT/P"          * Verification des contraintes normales aux noeuds
8610 FOR X=1 TO 2
8620 PRINT/P"
8630 PRINT/P"          ----- En construction-----
8640 PRINT/P"
8650 PRINT/P"          6s(";X;")=";W1(X),"          ","6lim=";S4
8660 PRINT/P"          6'i(";X;")=";W2(X),"          ","6'lim=";S3
8670 PRINT/P"
8680 PRINT/P"          ----- En exploitation-----
8690 PRINT/P"
8700 PRINT/P"          6i(";X;")=";W3(X),"          ","6lim=";S1
8710 PRINT/P"          6's(";X;")=";W4(X),"          ","6'lim=";S2
8720 PRINT/P"
8730 PRINT/P"          Armatures longitudinales dans les zones tendues
8740 PRINT/P"          ASsup=";SA(X)
8750 PRINT/P"          ASinf=";SA(X)
8760 PRINT/P"
8770 IF Z(X)=1 THEN 8790
8780 PRINT/P"          Contraintes non verifiees :GOTO 8160
8790 PRINT/P"          Contraintes verifiees
8800 PRINT/P"
8810 NEXT X
8820 STOP

88830 PRINT/P"          -----
8840 PRINT/P"          ** Etat limite ultime(ELU)
8850 PRINT/P"          -----
8860 PRINT/P"
8870 PRINT/P"          -- zone centrale --
8880 PRINT/P"
8890 NF=3:FOR X=3 TO NF
8900 PRINT/P"          Eb(";X;")=";G3(X),"          ","Es(";X;")=";G2(X)
8910 PRINT/P"          Bc(";X;")=";BC(X)
8920 PRINT/P"          Mru(";X;")=";MB(X)
8930 IF Z9(X)=1 THEN 8950
8940 PRINT/P"          resistance non assuree ":GOTO 8960
8950 PRINT/P"          La resistance est assuree
8960 NEXT X

```



```

8970 PRINT/P"
8980 PRINT/P"
8990 PRINT/P"
9000 PRINT/P"
9010 PRINT/P"
9020 PRINT/P"
9030 PRINT/P"
9040 PRINT/P"
9050 PRINT/P"
9060 FOR X=1 TO 2
9070 PRINT/P"
9080 PRINT/P"
9090 NEXT X
9100 IF A#="AP" THEN 9130
9110 PRINT/P"
9120 FOR X=1 TO 2
9130 PRINT/P"
9140 PRINT/P"
9150 PRINT/P"
9160 PRINT/P"
9170 PRINT/P"
9180 NEXT X
9190 STOP
9200 PRINT/P"
9210 PRINT/P"
9220 PRINT/P"
9230 PRINT/P"
9240 FOR X=1 TO NF STEP 1
9250 PRINT/P"
9260 PRINT/P"
9270 PRINT/P"
9280 PRINT/P"
9290 PRINT/P"
9300 PRINT/P"
9310 NEXT X
9320 PRINT/P"
9330 PRINT/P"
9340 STOP
9350 PRINT/P"
9360 PRINT/P"
9370 PRINT/P"
9380 PRINT/P"
9390 FOR I=1 TO NF STEP 1
9400 PRINT/P"
9410 FOR J=2 TO N1
9420 PRINT/P"
";I;" ";J-1;" "; " ";DR(I,J);" ";DFL(I,J);"
";DP(I,J)
9430 NEXT J
9440 PRINT/P" "
9450 PRINT/P"
9460 NEXT I
9470 PRINT/P" ":PRINT/P" "
9480 PRINT/P" X ";" T ";" Delt Sig b MPa ";" Delt Sig d M
9490 PRINT/P" Sigma P MPa "
9500 FOR I=1 TO NF STEP 1
9510 PRINT/P"
9520 FOR J=2 TO N1
9530 PRINT/P" ";I;" ";J-1;" "; " ";DKF(I,J);" ";DD(I,J);"
";SP(I,J)
9540 NEXT J
9550 PRINT/P" "
9560 PRINT/P"
9570 NEXT I

```

\* Sollicitations tangentes  
st=";ST," ", "At=";AT

-- zone d'appuis-- ":AT=2\*AT

At=";AT  
tulim=";D0

tu(";X;")=";D0(X)

--- noeuds ---

Eb(";X;")=";G3(X)," ", "Es(";X;")=";G2(X)  
Bc(";X;")=";BC(X)  
Mru(";X;")=";MB(X)

\*\* Analyse des pertes

- Pertes instantanees

ep0=";S0;" "; "D6fi=";DFI;" "; "D6g=";DEI  
epmt=";SMT;" "; "D6r(";X;","1) =";DR(X,1)  
D6p(";X;","1)=";DP(X,1); "GG"; "6b(";X;","1)=";SIGB(  
D6i(";X;","1)=";LI(X,1); " "; "6r(";X;","1)=";SP(

- Pertes differences

X ";" T ";" Delt Sig r MPa ";" Delt Sig fl M

Delt Sig P relax"

-----  
";I;" ";J-1;" "; " ";DR(I,J);" ";DFL(I,J);"

-----  
X ";" T ";" Delt Sig b MPa ";" Delt Sig d M

Sigma P MPa "

-----  
";I;" ";J-1;" "; " ";DKF(I,J);" ";DD(I,J);"

-----  
RESULTATS  
-----

\* Caracteristiques de la section du beton

- Dimensions calculees

h= .47669004            B1= .0602  
Nombre De Cables N= 7

- Dimensions standards

h= .5                    B= .0602  
v= .25                   v'= .25  
I= 1.8991817E-03  
Nombre De Cables N= 8  
Verifiee en Classe II

-----  
Section a' moment max 3

P= .51                    N= 8                    e1=-.18  
D6i= 96.476524            Le % est 7.5667862  
D6d= 132.18359            Le % est 11.216033  
-----

\* Verification des contraintes normales

----- En construction -----

6s( 3)= 4.3950044                    6lim=-3.1270199  
6'i( 3)= 10.836284                    6'lim= 14.846799

----- En exploitation -----

6i( 3)= 17.351293                    6lim= 24  
6's( 3)=-2.9416581                    6'lim=-3

Armatures longitudinales dans les zones tendues

ASsup= 7.4143966E-05  
ASinf= 3.9952644E-05  
-----

\* Verification des contraintes tangentielles(noeuds)

Excentricite aux noeuds e2= .1772  
D6i( 1)= 114.80699                    D6d( 1)= 230.38193

----- En construction -----

t2( 1)= 5.2219258  
Exp1= 8.3417601                    Exp2= 11.67733

----- En exploitation -----

t2( 1)= 6.8946476E-08  
Exp1= 11.871362                    Exp2= 25.385718

Contraintes tangentielles verifiees

D6i( 2)= 104.67944

D6d( 2)= 101.65438

----- En construction -----

t2( 2)= 2.9768452

Exp1= 6.708717

Exp2= 12.046057

----- En exploitation -----

t2( 2)= 7.4569918E-08

Exp1= 11.339291

Exp2= 24.876407

Contraintes tangentielles verifiees

-----  
\* Verification des contraintes normales aux noeuds

----- En construction-----

6s( 1)=-10.798905

6lim=-3.1270199

6'i( 1)= 4.9532717

6'lim= 14.846799

----- En exploitation-----

6i( 1)= 13.669593

6lim= 24

6's( 1)=-1.8423508

6'lim=-3

Armatures longitudinales dans les zones tendues

ASsup= 5.1727346E-05

ASinf= 5.5416245E-05

Contraintes non verifiees

----- En construction-----

6s( 2)=-2.4795322

6lim=-3.1270199

6'i( 2)= 14.400693

6'lim= 14.846799

----- En exploitation-----

6i( 2)= 8.5080172

6lim= 24

6's( 2)= 4.3908008

6'lim=-3

Armatures longitudinales dans les zones tendues

ASsup= 5.1727346E-05

ASinf= 5.5416245E-05

Contraintes verifiees

-----  
\*\* Etat limite ultime (ELU)  
-----

-- zone centrale --

Eb( 3) = .0035                      Es( 3) = .0091  
             Bc( 3) = 1.8326772E-02  
             Mru( 3) = .24251741  
             La resistance est assuree

\* Sollicitations tangentés

st = .21                      At = 5.0715E-05

-- zone d'appuís--

At = .00010143  
             tulim = 7  
             tu( 1) = 2.4234054  
  
             tu( 2) = 2.2322015

-- noeuds --

Eb( 1) = .0035                      Es( 1) = .007  
             Bc( 1) = 2.1957547E-02  
             Mru( 1) = .32889706

Eb( 2) = .0035                      Es( 2) = .007  
             Bc( 2) = 2.1957547E-02  
             Mru( 2) = .32889706

\*\* Analyse des pertes

- Pertes instantanees

6p0 = 1275              D6fi = 12.75              D6g = 1.9  
6pmt = 1260.35          D6r( 1,1) = 7.3625  
D6p( 1,1) = 82.666943      6b( 1,1) = 11.489956  
D6i( 1,1) = 104.67944      6r( 1,1) = 1170.3206

6p0 = 1275              D6fi = 12.75              D6g = 1.9  
6pmt = 1260.35          D6r( 2,1) = 7.3625  
D6p( 2,1) = 82.666943      6b( 2,1) = 11.489956  
D6i( 2,1) = 104.67944      6r( 2,1) = 1170.3206

6p0 = 1275              D6fi = 12.75              D6g = 1.9  
6pmt = 1260.35          D6r( 3,1) = 7.3625  
D6p( 3,1) = 88.449405      6b( 3,1) = 12.293666  
D6i( 3,1) = 110.46191      6r( 3,1) = 1164.5381

- Pertes differrees

X	T	Delt Sig r MPa	Delt Sig fl MPa	Delt Sig P relax
1	1	8.5564189	38.313545	1.1327684E-02
1	2	6.5191763	0	82.68388
1	3	15.509268	0	3.0438204

2	1	8.5564189	38.313545	1.1327684E-02
2	2	6.5191763	0	82.68388
2	3	15.509268	0	2.7234159

3	1	8.5564189	40.993536	7.0121288E-03
3	2	6.5191763	0	88.46003
3	3	15.509268	0	3.7381392

X	T	Delt Sig b MPa	Delt Sig d MPa	Sigma P MPa
1	1	0	46.880385	1123.4402
1	2	22.241655	6.5247208	1094.6738
1	3	0	18.466839	1076.207

2	1	0	46.880385	1123.4402
2	2	30.094321	6.5247208	1086.8211
2	3	0	18.154956	1068.6662

3	1	0	49.55637	1114.9817
3	2	-15.400197	6.5227463	1123.8592
3	3	0	19.144235	1104.7149

```

10 INPUT "S="; SB
20 INPUT "I="; II
30 INPUT "v="; V
40 INPUT "P="; P
50 INPUT "6's="; SS
60 INPUT "6i="; SI
61 DIM EO(3), S1(3), S2(3), S3(3), S4(3), MS(3), MI(3)
69 FOR X=1 TO 3 STEP 1
70 INPUT "e"; EO(X)
80 'contrainte au cdg de la section
90 SG=P/SB:PRINT"6g="; SG
100 'contrainte due au precontrainte(parement sup)
110 S1(X)=SG+P*EO(X)/II*V:PRINT"6ps="; S1(X)
120 'contrainte due au precontrainte(parement inf)
130 S2(X)=SG-P*EO(X)/II*V:PRINT"6pi="; S2(X)
140 'contrainte resultante de la section comprimée(parement inf)
150 S4(X)=S1(X)+S2(X)-SS:PRINT"6ri="; S4(X)
160 'contrainte resultante de la section comprimée(parement sup)
170 S3(X)=S1(X)+S2(X)-SI:PRINT"6rs="; S3(X)
180 'moment admissible parement sup
190 MS(X)=(SS-S1(X))*II/V:PRINT"Mas(;"X";)="; MS(X)
200 'moment admissible parement inf
210 MI(X)=(S2(X)+SI)*II/V:PRINT"Mai(;"X";)="; MI(X)
220 IF MS(X)>MI(X) THEN 250
230 MDM(X)=MI(X):MND(X)=MS(X)
240 GOTO 260
250 MDM=MS(X):MND=MI(X)
260 INPUT "MM="; M1
270 IF MDM<M1 THEN 320
280 PRINT"-----"
290 PRINT"      couple de serrage"
300 PRINT"-----"
310 GOTO 380
320 MSE(X)=(M1(X)-MDM(X))/4:MR1=M1-MSE
330 MQ2(X)=M2(X)-MSE(X)
340 ' force de serrage pour chaque gougon
350 INPUT "n="; N
360 INPUT "h="; H
370 F=MSE/N/H:PRINT"f="; F
380 END

```

```
10 CLS
20 PRINT"          CALCUL FONDATON PAR MASSIF          "
30 PRINT:PRINT"*****EFFORTS*****":PRINT
40 PRINT"_ETAT LIMITE DE SERVICE (ELS)":PRINT"Unites en dan"
50 INPUT"          _Nmin=";N1
60 INPUT"          _Nmax=";N2
70 INPUT"          _Mser=";MS
80 PRINT
90 PRINT"_ETAT LIMTE ULTIME (ELU)"
100 INPUT"          _Nmax=";N3
110 INPUT"          _Mul =";MU
120 PRINT
130 PRINT"HYPOTHESES DE CALCUL"
140 PRINT"-FISSURATION PREJUDICIABLE (1)"
150 PRINT"fissuration tres prejudiciable (2)"
160 INPUT"n° du cas";I
170 PRINT
180 PRINT"contrainte limite de l'acier enMPa?"
190 INPUT"fe";FE:PRINT "nature de l'acier"
200 PRINT"acier rond lisse r"
210 PRINT"acier haute adherence HA"
220 INPUT"nature";P$
230 PRINT:PRINT"contrainte du sol en BARS"
240 INPUT"A l'ELS sigma sol ser=";SS
250 INPUT"A l'ELU sigma sol ul =";SU
260 PRINT
270 PRINT"entrer le rapport de la section du massif L/l"
280 INPUT"n=";G
290 INPUT"masse volumique du massif=";DE:PRINT
300 INPUT"longueur de la section du poteau a=";B0
310 INPUT"largeur de la section du poteau b=";A0
320 REM sigma s barre
330 KK=2/3*FE
340 EE=1/2*FE
350 IF P$="r" THEN ET=1
360 IF P$="ha" THEN ET=1.6
370 CC=150*ET:FF=150*ET
380 IF I=1 THEN SG=KK
390 IF I=1 THEN IF CC<KK THEN SG=CC
400 IF I=2 THEN SG=EE
410 IF I=2 THEN IF FF<EE THEN SG=FF
420 REM dim du massif
430 REM els
440 YY=N2
450 SV=SS
460 GOSUB 1090
470 AS=XX
480 YY=N3
```

490 SV=SU  
500 GOSUB 1090

- 2 -

```
510 A=XX
520 IF AS>A THEN A=AS
530 A=A*.01
540 B=G*A
550 S=G*A^2
560 REM verification du massif
570 H=1.6
580 LG=G*A
590 LR=A
600 K1=.5236-.175/(.54+G)
610 K2=(2.8-96.5/(68.5+3.375*(N1/10/DE/G/A^3)^3))*(1+.45/G)
620 MB=K1*A*N1+K2*DE*G*H^3
630 MR=27.13*MB^(2/3)
640 C=MR/MS
650 IF C>1.5 THEN GOTO 670
660 A=A+.05:GOTO 540
670 HM=1.1
680 HN=G*A-.8:M=MS:GS=SG
690 GOSUB 1140
700 TH=AA
710 TV=AB
720 M=MU:GS=FE
730 GOSUB 1140
740 FH=AA:IF TH<FH THEN TH=FH
750 FV=AB:IF TV<FV THEN TV=FV
760 OO=N2
770 VV=SG
780 GOSUB 1190
790 AX=LX
800 AY=LY
810 OO=N3
820 VV=FE
830 GOSUB 1190
840 AUX=LX:AIY=LY
850 IF AUX>AX THEN AX=AUX
860 IF AIY>AY THEN AY=AIY
870 REM RESULTATS
880 PRINT"VOULEZ_VOUS IMPRIMER VOS RESULTATS":INPUT"(O/N)";Y$:IF
  Y$="O"THEN 990
890 CLS:PRINT USING"HAUTEUR DU MASSIF h=##.## m";H
900 PRINT USING"LONGUEUR DU MASSIF L=##.##m";LG
910 PRINTUSING"largeur du massif l=##.##m";LR:PRINT
920 PRINT"sections theoriques d'acier"
930 PRINTUSING"-Horizontale Ah=##.## cm2";TH*10000
940 PRINTUSING"-Verticale Av=##.## cm2";TV*10000
950 PRINT"armature de la semelle"
```



```
960 PRINT USING "dans le sens A Ax=##.## cm2";AX*10000
970 PRINT USING "dans le sens B Ay=##.## cm2";AY*10000
980 GOTO 1240
990 LPRINT USING "HAUTEUR DU MASSIF h=##.## m";H
```

- 3 -

```
1000 LPRINT USING "LONGUEUR DU MASSIF L=##.##m";LG
1010 LPRINT USING "largeur du massif l=##.##m";LR:LPRINT
1020 LPRINT "sections theoriques d'acier"
1030 LPRINT USING "-Horizontale Ah=##.## cm2";TH*10000
1040 LPRINT USING "-Verticale Av=##.## cm2";TV*10000
1050 LPRINT "armature de la semelle"
1060 LPRINT USING "dans le sens A Ax=##.## cm2";AX*10000
1070 LPRINT USING "dans le sens B Ay=##.## cm2";AY*10000
1080 GOTO 1240
1090 GG=(YY/G/SV)^.5
1100 O=GG/10-INT(GG/10)
1110 XX=INT(GG/10)*10+10
1120 IF O>.5 THEN XX=INT(GG/10)*10+10
1130 RETURN
1140 F=M/HM*1E-05
1150 FP=M/HN*1E-05
1160 AA=F/GS
1170 AB=FP/GS
1180 RETURN
1190 OO=OO+DE*A^2*G*H:OO=OO*1E-05
1200 FO=OO+(A-A0)/8/H:F1=OO*(B-B0)/8/H
1210 LX=FO/VV
1220 LY=F1/VV
1230 RETURN
1240 END
```

