

UNIVERSITE D'ALGER

12/77

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE - CIVIL

THESE DE FIN D'ETUDES

BIBLIOTHÈQUE

CANAL PORTÉ EN B. A. $20 \text{ m}^3/\text{s}$

Proposée par :

Docteur Ingénieur

P. BONNEVILLE

Professeur à l'ENPA

Étudiée par :

A. LAHMAR

A. HASSAINE

Promotion Juin 1977

UNIVERSITE D'ALGER
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE - CIVIL

THESE DE FIN D'ETUDES



Proposée par :

Docteur Ingénieur

P. BONNEVILLE

Professeur à l'ENPA

Etudiée par :

A. LAHMAR

A. HASSAINE

Promotion Juin 1977

LAHMAR Abdelkader

— @ la mémoire de ma mère ... —

— A mon père, mes frères et sœurs —

— A mes collègues. —

Hassaine Ahmed

À la mémoire de mon père

À ma mère, à mon oncle et à tous ceux
qui, de loin ou de près m'ont aidé durant
mes études.

À mes amis

Que Monsieur, Pierre Bonneville
docteur ingénieur, professeur à l'E.N.P.A
daigne trouver ici, l'expression de tous nos
remerciements et toute notre gratitude pour les
précieux conseils, combien riches, qu'il m'a cessé
de nous prodiguer pour l'élaboration de ce travail.

Que tous les professeurs, qui ont contribué à
notre formation, veuillent bien trouver ici,
l'assurance de notre vive reconnaissance et nos
meilleurs remerciements pour l'esprit d'abnégation
qu'ils ménagent dans leur travail.

DONNEES DU PROJET

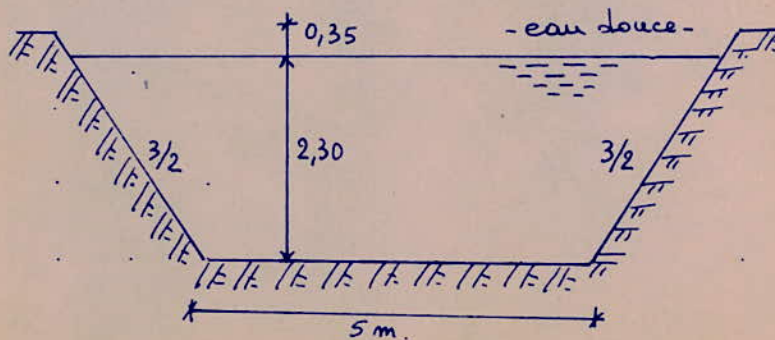
CANAL D'IRRIGATION PORTE EN BETON ARME

20 m³/s

Il s'agit d'un ouvrage de franchissement d'un thalweg par un canal d'irrigation.

Le profil en long du terrain selon l'axe de l'ouvrage, avec indication des côtes du radier du canal à l'amont et à l'aval du franchissement est donnée en plan N°1.

La partie courante du canal, à l'amont et à l'aval présente une section trapézoïdale, de 5 m de largeur au plafond, avec talus inclinés selon 3/2 (3 de base; 2 de hauteur), et une pente $j = 1,3 \cdot 10^{-4}$; la hauteur d'eau est de 2,30 m avec une revanche de 0,35 m: fig: 1



Le terrain est alluvionnaire argilo-sableux de bonne tenue.
Le taux admissible en fondation à une profondeur minimale de 0,60 m
est de 2,5 bars.

L'ouvrage est situé dans une zone de sismicité moyenne.

Suivi du profil en long PLAN N° 1.



1ere PARTIE

CALCUL HYDRAULIQUE

CHAPITRE I

CALCUL HYDRAULIQUE

1-1 Introduction:

Dans un canal, la vitesse d'écoulement doit normalement rester comprise entre deux limites :

- Une limite supérieure au delà de laquelle des risques d'érosion du lit sont à craindre.
- Une limite inférieure en deça de laquelle les matières en suspension dans l'eau se déposent.

Vitesse maxima :

On peut admettre les vitesses suivantes obtenues à la suite de nombreuses expériences par SCOBAY (Flow of Water in Canals 1939).

- Roches stratifiées : 2,40 m/s
- Roches dures : 4,00 m/s
- Béton : 4,50 m/s

Vitesse minima :

A la suite de nombreuses expériences faites par KENNEDY, les vitesses minimas sont données par la formule :

$$V = \beta h^{0,64} \text{ (en unité métrique)}$$

β : coefficient variable suivant la nature des matières en suspension.

Pratiquement, les vitesses couramment admises dans les canaux en terre de dimensions suffisantes oscillent entre 0,60 m/s et 1 m/s

Dans les canaux revêtues, les vitesses courantes vont de 0,75 m/s à 1,50 m/s

1-2 Dimensionnement de la section hydraulique:

1. Calcul du gradient de perte de charge J_0 :

La longueur de l'ouvrage étant fixée à 300 m, le gradient de perte de charge est obtenu par le rapport de la différence des côtes amonts et avals sur la longueur.

côte amont: 61,111 m

côte aval: 60,465 m

$$J_0 = \frac{61,111 - 60,465}{300} = 2,153 \cdot 10^{-3} \quad \text{Soit} \quad J_0 = 2,153 \cdot 10^{-3}$$

2. Section hydraulique:

La hauteur d'eau dans le canal étant fixée, on choisit la largeur et, par application de la formule de CHEZY donnant la vitesse, on en déduit le débit correspondant à cette section. Ce dernier est comparé ^{debit} au débit imposé. S'il n'y a pas convergence, on reitere sur la largeur jusqu'à avoir le débit voulu.

Debit imposé: $Q_0 = 20 \text{ m}^3/\text{s}$; $J_0 = 2,153 \cdot 10^{-3}$

Soit $h = 2,20 \text{ m}$

formule de CHEZY: $V = c \sqrt{RT_0}$ avec $c = KR^{1/6}$

R: rayon hydraulique ; $R = \frac{A}{P}$ A: section humide
P: perimetre mouillé

K: coefficient de STRICKLER:

$$K = \frac{0,823}{n}$$

n: coefficient de MANNING: donné par un tableau et fonction des parois. (On prendra $n = 0,12$ correspondant à des parois en béton

sans enduit).

K est alors égale à 70. $K=70$

Soit $V = 70 \cdot R^{2/3} \cdot J_0^{1/2}$; $A = bh$; $P = b + 2h$.

Applications:

A - a) Cas où la hauteur d'eau dans le canal est de 2,20 m

$h = 2,20 \text{ m}$; b choisi $b = 4 \text{ m}$

$A = 8,8 \text{ m}^2$

$P = 8,4 \text{ m}$

$R = \frac{8,8}{8,4} = 1,047$

$V = 70 (1,047)^{2/3} \cdot (2,153 \cdot 10^{-3})^{1/2} = 3,34 \text{ m/s}$.

$Q = VA$; $Q = 3,34 \cdot 8,8 = 29,39 \text{ m}^3/\text{s} \neq Q_0 = 20 \text{ m}^3/\text{s}$

Correction: $\frac{\Delta Q}{V} = \Delta A$; $\frac{Q - Q_0}{V} = \Delta A = h \cdot \Delta b$

$\Delta b = \frac{\Delta A}{h}$; $\Delta b = \frac{-2,81}{2,20} = -1,27 \text{ m}$

La nouvelle valeur de b doit être alors : $b = 4 - 1,27 = 2,73 \text{ m}$

b) On reprend de nouveau, le même calcul avec $h = 2,20 \text{ m}$ et $b = 2,73$, et, calculez A, P, R, V, Q et comparez Q à Q_0 .

Le tableau ci dessous résume les calculs faits pour $h = 2,20 \text{ m}$ et $h = 2,10 \text{ m}$.

tableau 1

h(m)	b(m)	A(m ²)	P(m)	R(m)	V(m/s)	Q(m ³ /s)	$\frac{\Delta Q}{V}$	Δb	b(m)
2,20	4	8,8	8,40	1,047	3,34	29,39	-2,81	-1,27	2,73
	2,73	6,0	7,13	0,841	2,89	17,34	+0,92	+0,42	3,15
	3,15	6,9	7,55	0,917	3,06	21,2	-0,39	-0,18	2,97
	3,10	6,8	7,50	0,909	3,00	20,7	-	-	-
2,10	3,20	6,7	7,4	0,908	3,04	20,4	-	-	-

1-3 Ouvrage de transition.

a) Contraction : $V_2 > V_1$ (fig 1)

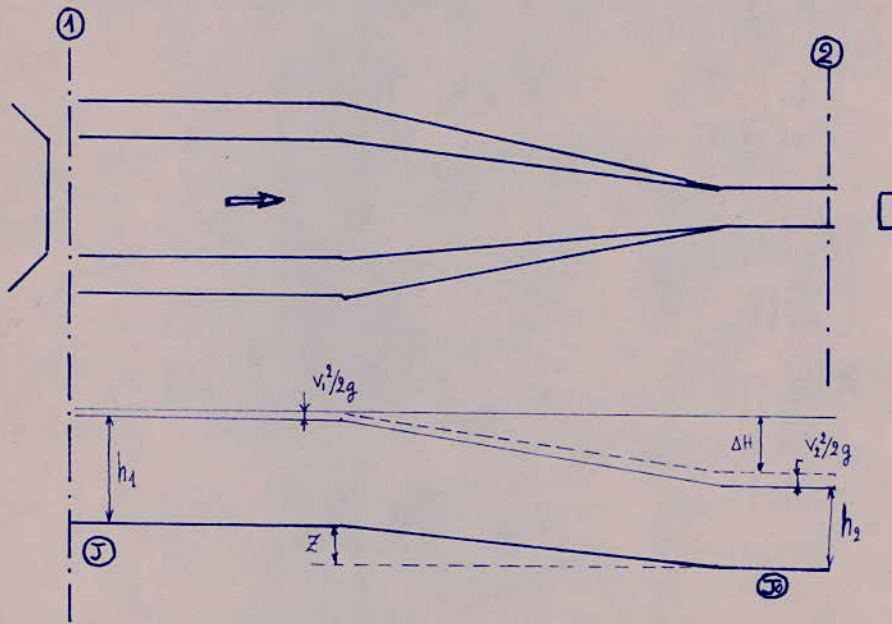


fig: 1

Données :

$$Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h_1 = 2,30 \text{ m}$$

$$h_2 = 2,20 \text{ m}$$

$$A_1 = 19,43 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 6,82 \text{ m}^2$$

$$V_1 = \text{vitesse dans le bief amont.} \quad ; \quad V_1 = \frac{20}{19,43} = 1 \text{ m/s}$$

$$V_2 = \text{" " " " aval.} \quad ; \quad V_2 = \frac{20}{6,82} = 3 \text{ m/s}$$

Calcul de la dénivellation du radier :

La perte de charge à l'entrée est égale à :

$$\Delta h_e = \Gamma \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right)$$

Γ = Coeff. de perte de charge

$\Gamma = 0,1$ pour contraction progressive.

L'équation de Bernoulli entre les sections ① et ② s'écrit

$$\frac{V_1^2}{2g} + h_1 = \frac{V_2^2}{2g} + h_2 + \Delta h_e + Z$$

Application :

$$\Delta h_e = 0,1 (0,459 - 0,051) = 0,408 \text{ m}$$

$$Z = -0,35 \text{ m} \quad \text{soit} \quad \boxed{Z = -350 \text{ mm}}$$

La quantité négative de Z signifie un abaissement de la cote du radier de la bache par rapport au plafond du bief amont, soit une dénivellation de 350 mm.

b) Cas de l'élargissement : $V_2 < V_1$ (fig 2)

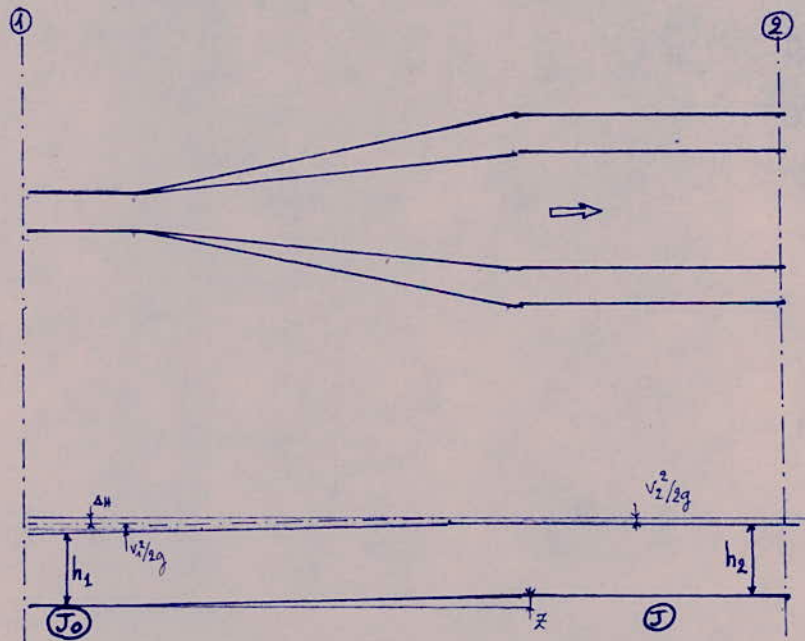


fig 2

$$h_1 = 2,20 \text{ m}$$

$$h_2 = 2,30 \text{ m}$$

$V_1 =$ vitesse dans la bache

$$V_1 = 3 \text{ m/s}$$

V_2 : vitesse dans le bief aval

$$V_2 = 1 \text{ m/s}$$

Perte de charge à la sortie :

$$\Delta H_s = \Gamma \left(\frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} \right)$$

$$\Gamma = 0,30 \text{ pour élargissement progressif.}$$

Calcul de la dénivellation Z .

Par application de l'équation de BERNOULLI entre les sections ① et ②

On tire $Z = +0,19 \text{ m}$; soit

$$Z = +190 \text{ mm}$$

La quantité positive de Z signifie alors une remontée du radier du bief aval par rapport au plafond de la bêche.

B - Cas où la hauteur d'eau dans le canal est $2,10 \text{ m}$

À la hauteur $h = 2,10 \text{ m}$ correspond une largeur $b = 3,20 \text{ m}$

(tableau 1); le cas de la contraction et celui de l'élargissement donne respectivement selon les mêmes calcul qu'en A, un abaissement de 260 mm et une remontée de 94 mm .

C - CONCLUSION:

On constate que dans le cas B, les dénivellations du radier de la bêche par rapport à la cote du projet sont moins importantes qu'en A et tout particulièrement à l'aval où tout risque d'ensablement est pratiquement éliminé, compte tenu de la vitesse de 3 m/s .

1-4. Longueur de raccordement:

Elle doit être, telle que la ligne qui joint les sections d'extrémités de l'ouvrage de transition forment avec l'axe longitudinal de l'ouvrage un angle de $25^\circ/2$ (fig 3)

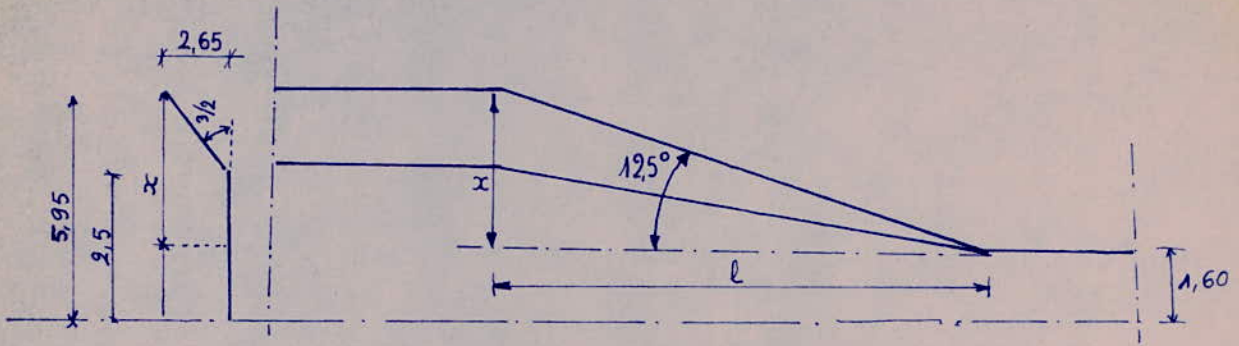


fig 3

$$x = 5,95 - 1,6 = 4,35 \text{ m}$$

$$\frac{x}{l} = \text{tg } 12,5^\circ ; \quad l = \frac{x}{\text{tg } 12,5^\circ} = 14,43 \text{ m} \quad \text{Soit } \boxed{l = 15 \text{ m}}$$

1-5. Calcul de la contrainte tangentielle sur les parois du canal :

La contrainte tangentielle provoquée par l'écoulement de l'eau sur les parois est donnée par la formule:

$$\tau_0 = \lambda \rho \frac{V^2}{2}$$

$$\lambda = \frac{2g}{c^2} ; \quad c : \text{coefficient de CHEZY. (} c=70 \text{ dans notre cas)}$$

$$\text{Soit } \tau_0 = \frac{2g}{c^2} \rho \frac{V^2}{2}$$

La force de frottement par mètre linéaire est égale au produit de la tension τ_0 par le périmètre mouillé.

$$\text{Soit } F = \tau_0 \Omega \quad \Omega : \text{aire mouillée} \quad \Omega = P \cdot 1$$

$$\text{alors } F = P \bar{\omega} \frac{V^2}{c^2}$$

$\bar{\omega}$: poids volumique du liquide.

Applications :

$$F = 8 \cdot 10^3 \cdot 9,81 \cdot \frac{3,04^2}{70^2} = 148 \text{ N} \quad \text{Soit } \boxed{F \approx 15 \text{ kgf/ml.}} \quad \text{négligeable!}$$

1-5 Caracteristiques geometriques et dynamiques :

Section de forme rectangulaire :

base : 3,20 m

hauteur : 2,10 m

revanche 0,30 m

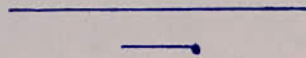
Longueur de l'ouvrage : $L = 300$ m

Pente : $J_0 = 2,153 \cdot 10^{-3}$

Débit : $20,4 \text{ m}^3/\text{s}$ Débit imposé $20 \text{ m}^3/\text{s}$

Vitesse : $3,04 \text{ m/s}$

Force de frottement sur les parois $F = 15 \text{ kgf/ml}$.



chapitre II

DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Le profil en long présente deux versants de pentes légères, un lit mineur relativement plat et un lit majeur à versants très prononcés.

Le franchissement de cette dépression par un canal porté en béton armé débitant $20 \text{ m}^3/\text{s}$ présente deux points essentiels:

- éviter d'avoir des appuis dans le lit majeur, c'est à dire trouver un espacement d'appuis tel que les supports soient éloignés de l'obstacle cité, sans toutefois perdre de vue les portées raisonnables des conduites coulés en béton armé.

- éviter un calcul relatif à chaque support, en essayant d'uniformiser les hauteurs sur un grand nombre de supports (voir profil en long d'exécution)

C'est alors que l'ouvrage comportera 25 éléments de 12 m de travée, constituant la bêche ou conduite et, 4 types de palées ou supports de hauteurs différentes.

Les éléments constituant la bêche seront indépendants l'un l'autre et seront simplement appuyés.

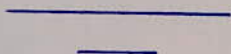
Les supports de hauteur moyenne auront la forme de portiques simples à montant inclinés d'un fruit du dixième de la hauteur, et, les supports de grande hauteur auront la même forme avec une traverse intermédiaire à mi-hauteur.

Aux extrémités amonts et avalés, des ouvrages de transitions permettront le passage d'une section trapézoïdale à une section rectangulaire, sur une longueur de 15 mètres.

Il est à noter que ces ouvrages de transition ne feront pas l'objet de calcul de notre exposé, seule une esquisse architecturale en est donnée. (voir plan N°8)

Vue la nature du sol argilo-sableux et son taux de travail relativement faible ($\bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ bars}$), les supports seront supposés articulés en fondation.

Au niveau des appuis où la hauteur bêche-terrain naturel est supérieure à la hauteur de la palée, il sera prévu un socle en béton au dessous des semelles.



2^{eme} Partie

RESISTANCE

chapitre III

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX
UTILISES

2-1 BETON:

Il sera utilisé deux dosages de béton :

Un dosage de 400 kg de ciment CPA 325 par mètre cube de béton, contrôle strict, pour la tâche afin d'avoir un béton particulièrement étanche.

Quand aux palées, le dosage sera de 350 kg / m³, ciment CPA 325, contrôle strict.

Les granulats employés pour la confection du béton seront tels que le plus gros d'entre eux ait un diamètre égal à 25 mm

CONTRAINTES ADMISSIBLES:

a) Contraintes de compression : CCBA 68 R.70 art 94

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \sigma'_{28} \quad \text{cas général}$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 0,30 \alpha \beta \gamma \sigma'_{28} \quad \text{compression simple}$$

$$\sigma'_{28} = 300 \text{ bars} \quad \text{Béton } 400 \text{ kg/m}^3$$

$$\sigma'_{28} = 270 \text{ bars} \quad \text{" } 350 \text{ kg/m}^3$$

* $\alpha = 1$ ciment de classe CPA 325

* $\beta = 5/6$ contrôle atténué

$\beta = 1$ " strict

* $\gamma = 1$ ($h_m / 4C_g > 1$)

* $\delta = 0,3$: compression simple

$\delta = 0,6$: flexion simple, flexion composé avec effort de traction

$\delta = 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right)$ (e_0 : excentricité, e_1 : rayon vecteur) : flexion composé avec effort normal de compression

δ sous sollicitations du 2^e genre $\delta_2 = 1,5\delta$

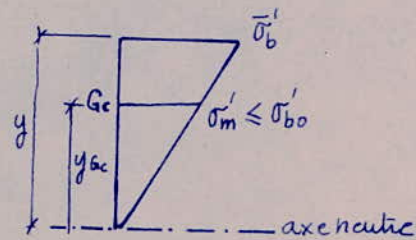
* ϵ : fonction de la forme de la section et du pourcentage d'armatures selon la sollicitation.

Compression simple : $\epsilon = 1$

- En flexion simple:

G_c : centre de gravité de la zone comprimée rendue homogène

$$\epsilon = \frac{1}{2} \cdot \frac{y}{y_{Gc}}$$



Pour la flexion simple $0,5 < \epsilon < 1$

Cas particulier : section rectangulaire sans armatures comprimés $\epsilon = 1$.

- Compression simple

$$\bar{\sigma}'_{bo} = 0,30 \sigma'_{28} \quad \text{Contrôle strict}$$

$$\bar{\sigma}'_{bo} = 0,25 \sigma'_{28} \quad \text{" atténué.}$$

- flexion simple:

$$\bar{\sigma}'_b = 0,6 \epsilon \sigma'_{28} \quad \text{Contrôle strict.}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 0,5 \epsilon \sigma'_{28} \quad \text{" atténué}$$

- En général $\bar{\sigma}'_b = 2\epsilon \bar{\sigma}'_{bo}$ et $\bar{\sigma}'_{bo} < \sigma'_{bm} \leq 2\sigma'_{bo}$

b) Contrainte de référence du béton en traction : CCBA 68 R70 art 9.5

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \delta \theta \sigma'_{28}$$

$\alpha, \beta, \gamma, \delta, \theta$, ont les mêmes valeurs que pour la compression

$\theta = (0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}})$ sollicitation du 1^{er} genre

$\theta = 1,5(0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}})$ " du 2^e genre.

c) En conclusion :

$\bar{\sigma}'_{bo} = 76,5 \text{ kgf/cm}^2$ Béton 400 peu contrôlé

$\bar{\sigma}'_{bo} = 82,5 \text{ kgf/cm}^2$ " 350 contrôle strict

$\bar{\sigma}'_b$ flexion simple = 153 kgf/cm^2 Béton 400 peu contrôlé

$\bar{\sigma}_b = 6,3 \text{ kgf/cm}^2$ Béton 400 peu contrôlé.

$\bar{\sigma}_b = 7,1 \text{ kgf/cm}^2$ " 350 contrôle strict.

d) Contrainte d'adhérence admissible : $\bar{\tau}_d$

α) Pour l'entraînement des armatures en barres.

$\bar{\tau}_d = 2,5 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b$ pour les dalles et hourdis

$\bar{\tau}_d = 2 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b$ " poutres.

ψ_d : Coefficient de scellement = 1 rond lisses

= 1,5 pour les barres Haute adhérence

β) Pour ancrage

$\bar{\tau}_d = 1,25 \psi_d \bar{\sigma}_b$

2-2 ACIERS

a) Contraintes de traction admissible pour les armatures

longitudinales $\bar{\sigma}_a$:

$\bar{\sigma}_a$: est la plus petite des limites imposées, la première par les caractéristiques mécaniques de l'acier, la seconde par les conditions de fissuration du béton

1. Limite imposée par les caractéristiques mécaniques :

$\bar{\sigma}_a = \gamma_a \sigma_{em}$

σ_{en} = limite nominale d'élasticité

$\rho_a = \frac{2}{3}$ pour les sollicitations du 1^{er} genre ;

$\rho_a = 1$ " " " 2^e genre.

acier de nuance FeE 22 $\bar{\sigma}_a = 1470 \text{ kgf/cm}^2$ $\sigma_{en} = 2200 \text{ kgf/cm}^2$

FeE 24 $\bar{\sigma}_a = 1600$ " $\sigma_{en} = 2400$ "

haute adhérence: Fe40A ($\phi < 20$) $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$ $\sigma_{en} = 4200$ "

2. limite imposée par les conditions de fissuration du béton.

$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} ; \quad \sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{\eta K \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

Cette limite est la plus grande des valeurs de σ_1 et σ_2

K = Coefficient dépendant des conséquences de la fissuration,

$K = 1,5 \cdot 10^6$ fissuration peu nuisible

$K = 10^6$ " préjudiciable

$K = 0,5 \cdot 10^6$ " très préjudiciable (réservoirs, bacs etc...)

η : coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les ronds lisses

$\eta = 1,6$ " " hautes adhérences.

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte de traction de référence du béton, en bars.

ϕ : diamètre nominal, en millimètres, la plus grosse des barres tendues.

$\bar{\omega}_f$: pourcentage de fissuration $\bar{\omega}_f \frac{A}{B_f}$

A : section totale des aciers tendus.

B_f : Surface du béton ayant pour centre de gravité G_a et

limitée par le contour de la poutre et une parallèle à l'axe neutre.

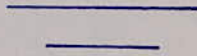
b) Contraintes de traction admissible pour les armatures transversales:

$$\bar{\sigma}_{at} = f_{at} \bar{\sigma}_{en}$$

$f_{at} = 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b}$ si f_{at} ainsi calculé est supérieur à $2/3$ et si la section ne comporte pas de reprise de bétonnage.

τ_b : contrainte de cisaillement

$f_{at} = 2/3$ si les conditions ci dessus ne sont pas remplies.



Chapitre IV

CALCUL DE LA BACHE

4-1 CHARGES ET SURCHARGES

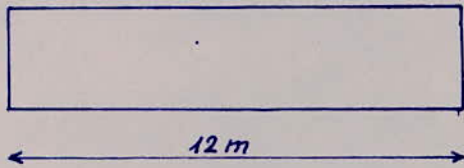
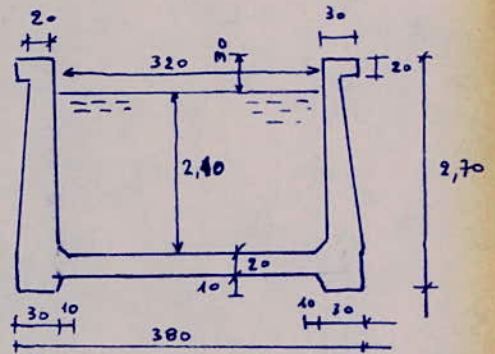


fig: 4



- Raidisseurs : $2(2,5 \times 0,20 \times 0,30 \times 1) = 0,30 \text{ t/ml}$
- Parois verticales: $2,5 \times (0,30 + 0,20) \times \frac{2,20}{2} \times 1 \times 2 = 2,75 \text{ t/ml}$
- Radier : $2,5 \times 0,20 \times 3,80 \times 1 \times 2,5 = 1,9 \text{ t/ml}$
- Talons : $2(2,5 \times 0,1 \times 0,3 \times 1) = 0,15 \text{ t/ml}$
- Goussets : $2(2,5 \times 0,1 \times 0,1 \times 1) = 0,05 \text{ t/ml}$

$$G = \underline{5,15 \text{ t/ml}}$$

Poids de l'eau : Le poids de l'eau est majoré car c'est une surcharge variable :

$$3,20 \times 2,40 \times 1 \times 1 = 7,7 \text{ t/ml}$$

$$q = G + 1,2 P = 5,15 + 1,2 \times 7,7 = 14,39 \text{ t/ml}$$

Soit

$$\boxed{q = 15 \text{ t/ml}}$$

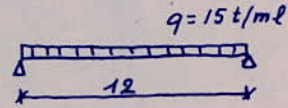
4-2 MOMENT FLECHISSANT ET EFFORT TRANCHANT

Moment fléchissant M_0 :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} ; M_0 = \frac{15 \cdot 12^2}{8} = 270 \text{ tm}$$

Effort tranchant T_0 :

$$T_0 = \frac{ql}{2} ; T_0 = \frac{15 \cdot 12}{2} = 90 \text{ t}$$



$M_0 = 270 \text{ tm}$
$T_0 = 90 \text{ t}$

4-3 DETERMINATION DES SECTIONS D'ACIERS LONGITUDINAUX

a) - HYPOTHESE:

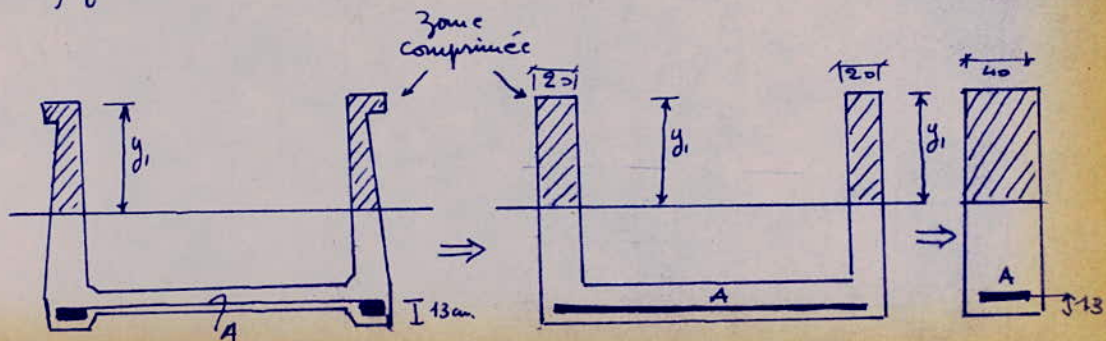
L'hypothèse considérée dans le calcul qui suit obéit aux hypothèses de Navier-Bernoulli et à la loi de Hooke.

b) Section d'acier:

Etant donné que la section présente une géométrie particulière, le calcul des sections d'aciers se fera en deux étapes:

Dans une première approche du problème, nous assimilerons la section géométrique donnée à une section élémentaire (rectangulaire), et effectuer un calcul donnant les aciers et l'axe neutre.

Dans la deuxième étape, on effectue un calcul rigoureux de la section d'acier et de l'axe neutre avec, comme référence de grandeurs les valeurs de la section rectangulaire. fig 5



c) Applications : (Methode de P. CHARDON) Aciers de Nuance HA. enrobage 3cm

$$M = 270 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} ; \mu = \frac{15 \cdot 270 \cdot 10^5}{2800 \cdot 40 \cdot 257^2} = 0,0547$$

$$\mu = 0,0547 \rightarrow k = 36,2 ; \varepsilon = 0,9023 ; \alpha = 0,2930$$

$$y_1 = \alpha h = 0,2930 \cdot 257 = 75,30 \text{ cm} \quad A = \frac{M}{\sigma_a \varepsilon h} ; A = \frac{270 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9023 \cdot 257} = 41,58 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = 75,30 \text{ cm} ; A = 41,58 \text{ cm}^2$$

Ayant comme données de base pour un calcul exact A et y_1 , on peut alors calculer rigoureusement la position de l'axe neutre et la section d'acier pour la section géométrique donnée.

- Moment statique par rapport à l'axe neutre Δ_0

$$H/\Delta_0 = 0$$

$$2 \left[0,20 \times 0,30 (y_1 - 0,1) + 0,20 (y_1 - 0,20) \left(\frac{y_1 - 0,20}{2} \right) \right. \\ \left. + \frac{0,1}{2,20} (y_1 - 0,2)^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{3} (y_1 - 0,2) - 15A (2,57 - y_1) \right] = 0$$

On aboutit alors à l'équation :

$$y_1^3 + 12,61 y_1^2 + \left(\frac{4,18 \cdot 10^{-2} + 15A}{15,14 \cdot 10^{-3}} \right) y_1 - \frac{4,12 \cdot 10^{-3} + 38,55 A}{15,14 \cdot 10^{-3}} = 0$$

Afin de déterminer l'axe neutre y_1

On procède par itération sur A.

$$A = 41,6 \text{ cm}^2 \quad y_1^3 + 12,61 y_1^2 + 6,882 y_1 - 10,864 = 0 \Rightarrow y_1 = 68,8 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section active (aciers et section de béton comprimé)

$$I/\Delta_0 = 2 \left[\frac{30 \cdot 20^3}{12} + 300 \cdot 20 \cdot 58,8^2 + \frac{48,8^3 \cdot 20}{12} + \frac{48,8^3 \cdot 20}{4} + \frac{2,21 \cdot 48,8^3}{12} \right] + 15 \cdot 41,6 \cdot 188,2^2$$

$$I/\Delta_0 = 2,7882 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

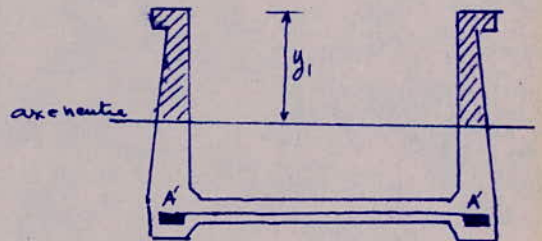


fig 6

Coefficient de Navier :

$$K = \frac{M/G}{I/\Delta_0} \text{ en flexion simple.}$$

$$K = \frac{270 \cdot 10^5}{2,7882 \cdot 10^7} = 0,968$$

$$\text{Contraintes : } \sigma'_b = K y_1 \quad ; \quad \sigma_a = m \sigma'_b \left(\frac{h - y_1}{y_1} \right) \quad m = 15$$

$$\sigma'_b = 0,968 \times 68,8 = 66,598 \approx 66,6 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_a = 15 \times 66,6 \times \frac{188,2}{68,8} = 2732,7 \text{ kgf/cm}^2$$

On reitere de nouveau pour $A = 41 \text{ cm}^2$

$$H/\Delta_0 = 0 \quad y_1^3 + 12,61 y_1^2 + 6,823 y_1 - 10,712 = 0 \quad ; \quad y_1 = 67,7 \text{ cm}$$

$$I/\Delta_0 = 2,7559 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

$$K = 0,9797 \quad ; \quad \sigma'_b = 66,32 \text{ kgf/cm}^2 \quad \sigma_a = 2781,6 \text{ kgf/cm}^2$$

La contrainte des aciers σ_a est sensiblement proche de la contrainte admissible alors la section d'acier est $A = 41 \text{ cm}^2$ en HA. Soit $A = (4 \text{ HA}20)_2 + 16 \text{ HA}12 = 43,22 \text{ cm}^2$

Remarque :

L'utilisation des HA a entraîné une non vérification de la fissuration, c'est alors que nous utiliserons les ronds lisses.

d) Utilisation des aciers ronds lisses :

Contraintes de fissuration : σ_1 et σ_2

On détermine de σ_2 et on détermine les aciers nécessaires. sans toutefois oublier de vérifier σ_1 .

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$$K = 0,5 \cdot 10^6$$

$$\eta = 1 \text{ (rond lisse)}$$

$$\bar{\sigma}_b = 6,2 \text{ bars}$$

$$\phi = 16 \text{ mm } (\phi_{\max})$$

Remarque : σ_2 peut être majoré de 300η si l'ouvrage n'est pas situé en mer

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{0,510^6 \cdot 6,2 \times 1}{16}} = 1056 \text{ bars}$$

majoration de $300 \eta = 300 \cdot 1 = 300$

$$\sigma_2 = 1056 + 300 = 1356 \text{ bars.}$$

Soit : $\sigma_2 = \sigma_{a0} = 1356 \text{ bars.}$

Section d'aciens :

$\alpha)$ Approche du problème :

$$M = 270 \text{ tm} \quad h = 259 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,1149 ; \quad k = 23,2 ; \quad \varepsilon = 0,8688 ; \quad \alpha = 0,3936$$

$$y_1 = 101,9 \text{ cm}$$

$$A = 88,55 \text{ cm}^2 \quad \sigma'_b = 58,4 \text{ bars}$$

$\beta)$ Calcul exact :

$$A = 88 \text{ cm}^2$$

$$H/\Delta_0 = 0 \quad y_1^3 + 12,61 y_1^2 + 11,48 y_1 - 22,85 = 0 ; \quad y_1 = 94,3 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie

$$I/\Delta_0 = 5,0073 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

$$K = 0,539 ; \quad \sigma'_b = 51 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{b0} = 90 \text{ bars.}$$

$$\sigma_a = 1331 \text{ bars} < 1356 = \sigma_{a0} . \text{ acceptable !}$$

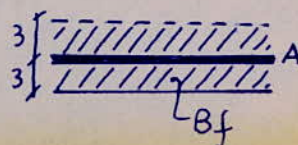
Soit $A = 88 \text{ cm}^2$ correspond à $32 \phi 12$ (en radiers) + $26 \phi 16$ (en parois)

$e)$ Verification de la fissuration :

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) \quad \sigma_1 = K \eta \frac{1}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f}$$

$$\alpha) \text{ radiers : } B_f = 7,2 \times 320 = 2304 \text{ cm}^2$$

$$A = 32 \phi 12 = 36,16 \text{ cm}^2$$



$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} ; \bar{\omega}_f = 0,01569$$

σ_1^n : σ_1 en radier :

$$\sigma_1^n = 0,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1}{12} \cdot \frac{1,569 \cdot 10^{-2}}{1 + 10 \cdot 1,569 \cdot 10^{-2}} = 565 \text{ bars.}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{0,5 \cdot 10^6 \cdot 6,2 \cdot 1}{12}} = 1219,8 \approx 1220 \text{ bars majoré de } 300\eta ; \sigma_2 = 1520 \text{ bars.}$$

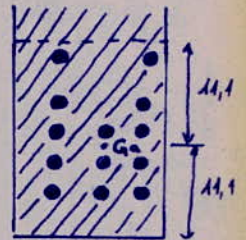
$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 \quad \sigma_a < \sigma_2 \quad 1331 < 1520 \quad \text{Vérifié!}$$

β) Parois verticales :

$$A = 26,13 \text{ cm}^2$$

$$B_f = 22,2 \times 30 = 666 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A = 26,13 \text{ cm}^2 \\ B_f = 22,2 \times 30 = 666 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = 3,923 \cdot 10^{-2}$$



$$\sigma_1 = 880,5 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 1056 + 300\eta = 1356 \text{ bars}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 880,5 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 1056 + 300\eta = 1356 \text{ bars} \end{array} \right\} \max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2$$

$$\sigma_a < \sigma_2 ; 1331 < 1356 \text{ bars Vérifié!}$$

f) Condition de non fragilité : (CCBA68R70 : Art 19)

$$\frac{A_2}{Bh} \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$$

Aciers Fe E 22 $\sigma_{en} = 2160 \text{ bars}$; $\bar{\sigma}_b = 6,2 \text{ bars}$: Béton 400 kg/m^3 C.At.

$$A_2 > 30 \times 259 \times 0,69 \times \frac{6,2}{2160} = 15,38 \text{ cm}^2$$

$$\text{or } A = 26,13 \text{ cm}^2 > 15,38 \text{ cm}^2 \quad \text{c'est vérifié!}$$

Afin de vérifier cette Condition ; dans le cas du radier, on l'assimilera à une dalle qui porte dans le sens de la petite portée.

$$\text{Soit : } \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,20}{12} = 0,26$$

$$A'_2 \geq A_2 \times \frac{1+\rho}{4} ; A_2 \geq 0,69 \frac{bh \cdot \bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot \frac{100 \cdot 17 \cdot 6,2}{2160} = 3,36 \text{ cm}^2$$

$$A'_2 \geq 3,36 \cdot \frac{1+0,26}{4} = 1,058 \text{ cm}^2 \quad \text{c'est vérifié!}$$

g) Condition de non-entraînement des armatures:

- radier : $\bar{\tau}_{dr} = 2,5 \cdot \psi d \cdot \bar{\sigma}_b$

avec $\psi d = 1$ pour ronds lisses.

- parois verticales : $\bar{\tau}_{dp} = 2 \cdot \psi d \cdot \bar{\sigma}_b$

$\bar{\tau}_{dr} = 15,5 \text{ bars}$

$\bar{\tau}_{dp} = 12,4 \text{ bars}$

$\tau_d = \frac{T}{p \bar{x}}$ p: périmètre total des barres p = 65

$\tau_{dp} = \frac{90 \cdot 10^3}{65 \cdot 227} = 6,067 \text{ bars} < 12,4 \text{ bars}$ vérifié!

$\tau_{dr} \approx 0$ car l'effort tranchant est supposé pris par les parois verticales formant poutre.

4-4: ACIERS TRANSVERSAUX

L'Effort tranchant est supposé pris par les parois verticales qui forment poutres porteuses.

$T = 90 \text{ t}$

Effort tranchant par poutre $T_p = \frac{90}{2} = 45 \text{ t}$

a) Contrainte de cisaillement τ_b :

bras de levier $\bar{x} = h - \frac{1}{3} y_1 = 227,7 \text{ cm}$ # $\frac{7}{8} h = 226,6 \text{ cm}$

$\tau_b = \frac{T}{b \bar{x}}$; $\tau_b = \frac{45 \cdot 10^3}{30 \cdot 227,7} = 6,295 \text{ kgf/cm}^2$; $\tau_b = 6,295 \text{ kgf/cm}^2$

b) Condition d'existence des armatures transversales:

$\sigma'_b = 50,8 \approx 51 \text{ bars} < \bar{\sigma}'_{b0} = 76,5 \text{ bars}$; cas de $\tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b$

$\bar{\tau}_b \leq 3,5 \times 6,2 = 21,7 \text{ bars} > \tau_b = 6,295 \text{ kgf/cm}$

$\bar{\tau}_b = 21,7 \text{ bars}$

$\tau_b < \bar{\tau}_b$; alors nécessité d'armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

8) Espacement admissible:

$$\bar{t} = \max \left[h \left(1 - \frac{0,3 \bar{\sigma}_b}{\sigma_b} \right) ; 0,2 h \right] \quad h = 259 \text{ cm}$$

$$= \max \left[259 \left(1 - \frac{0,3 \times 6,3}{6,2} \right) = 180 \text{ cm} ; 0,2 \times 259 = 51,8 \text{ cm} \right]$$

$$\boxed{\bar{t} = 180 \text{ cm}}$$

9) Espacement Calculé :

Aciers en Rond lisse ; 1 cadre + 1 étrier ; 4 brins, $A_t = 4 \phi_{10} = 3,12 \text{ cm}^2$

Contrainte admissible des aciers transversaux: $\bar{\sigma}_{at}$

$$\bar{\sigma}_{at} = \gamma_{at} \sigma_{en} \quad \sigma_{en} = 2200 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{Fe 22:}$$

$$\gamma_{at} = \max \left(\frac{2}{3} ; 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \sigma_b} \right) = (0,66 ; 0,88) = 0,88$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,88 \times 2200 = 1936 \text{ kgf/cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot \bar{t}}{T} = \frac{3,12 \cdot 1936 \cdot 227,7}{4510^3} = 30,5 \text{ cm} \quad ; \quad t = 30 \text{ cm} < \bar{t}$$

$$\boxed{t = 30 \text{ cm}}$$

ε) Tableau des espacements de cadres-étriers en fonction de la portée:

ϕ_{10} : diamètre des cadres et étriers.

tableau 2

Distance de l'appui	T (out)	σ_b kgf/cm ²	$\bar{\sigma}_b$ kgf/cm ²	\bar{t} cm	t cm	NUANCE ACIER.
2	90/2	6,295	21,7	180	30	FeE22
4	60/2	4,39	<<	204	48	FeE22
6	30/2	2,19	<<	230	100	FeE22

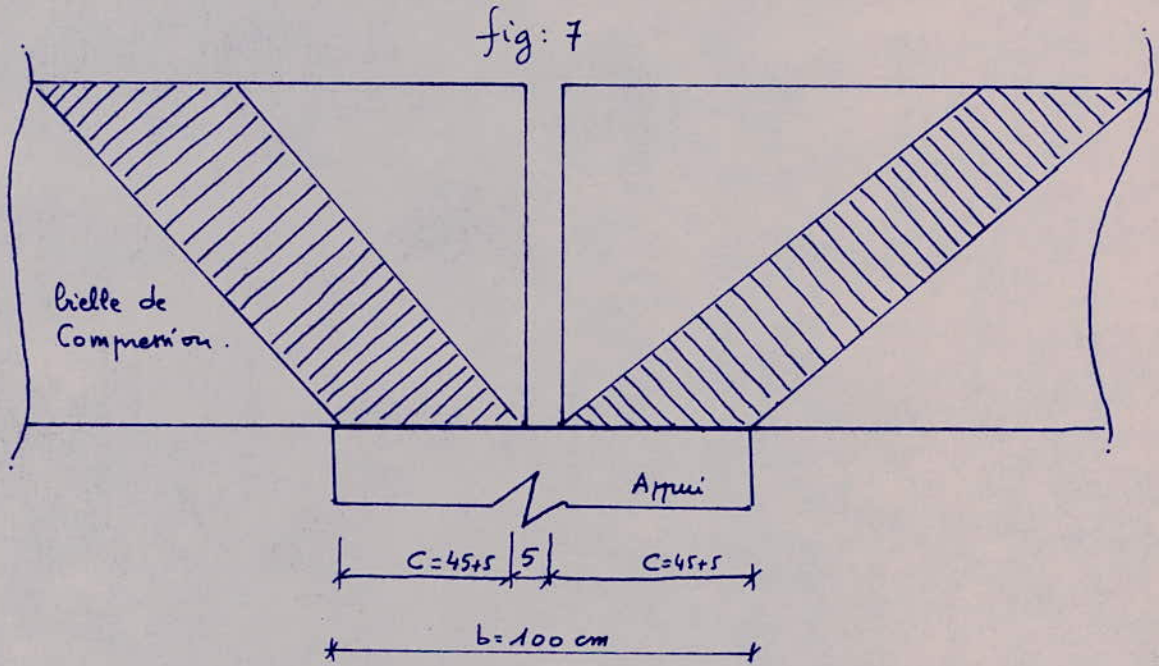
3) Condition aux appuis:

La largeur d'appui des bielles de Compression est donné par

$$c \geq \frac{2T}{b \sigma'_{bo}} = \frac{2 \times 45 \cdot 10^3}{30 \cdot 76,5} = 39,2 \text{ cm} ; c \geq 39,2 \text{ cm}$$

Soit une largeur d'appui c adopté, de 45 cm

$$c = 45 \text{ cm}$$



Remarque:

La largeur du chevêtie ou de la traverse des palées est fixé par la condition ci-dessus indiqué, soit une largeur $2C + \Delta$ ou Δ et l'épaisseur de l'emboilage et le joint entre les deux éléments de la conduite.

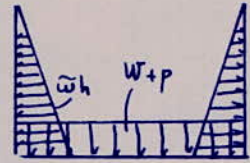
$$b = 2C + \Delta \quad \Delta = 10 \text{ cm} \quad b = 2 \times 45 + 10 = 100 \text{ cm}$$

largeur du chevêtie

$$b = 100 \text{ cm.}$$

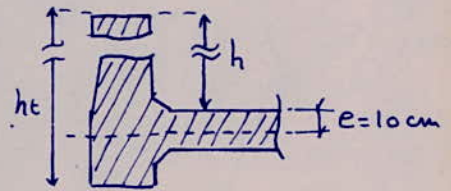
4-5 FLEXION TRANSVERSALE DE LA BACHE :

- $\bar{\omega}h$: poussée hydraulique
- w : poids de l'eau
- p : poids propre
- $\bar{\omega}$: poids volumique de l'eau
- h : hauteur d'eau maximale
- l : largeur de la bache :
- e : excentricité de l'effort tranchant de poussée par rapport au plan moyen du cadier.



$h = 2,40m$
 $l = 3,20m$
 $e = 10\text{ cm}$

fig 8



1) Moment de flexion sur les consoles .

a) Poussée de l'eau .

$M_c^{\bar{\omega}}$: moment fléchissant dû à la poussée de l'eau

M_c^T : " " dû à l'effort tranchant de la poussée / au plan moyen .

$M_c^H = M_c^T + M_c^{\bar{\omega}}$

$T = \frac{\bar{\omega}h^2}{2}$; $T = \frac{1 \cdot 2,4^2}{2} = 2,88\text{ t}$

$M_c^T = T \cdot e$; $M_c^T = 2,88 \cdot 0,1 = 0,288\text{ tm}$

$M_c^{\bar{\omega}} = \frac{\bar{\omega}h^3}{6}$; $M_c^{\bar{\omega}} = \frac{1 \cdot 2,4^3}{6} = 2,304\text{ tm}$

Soit $M_c^H = 2,3 + 0,29 = 2,59\text{ tm}$

$M_c^H = 2,59\text{ tm}$

β) Effet du vent : (NV 65)

Premier dynamique de base : $q_{10} = 50\text{ daN/m}^2$ (Normal)

$q'_{10} = 87,5\text{ daN/m}^2$ (extrême)

$\frac{q_{10}}{q'_{10}} = \frac{1}{1,75}$

Coefficient de majoration :

- Effet de hauteur ; $H = 15m$; $\frac{q_H}{q_{10}} = 2,5 \frac{H+18}{H+60}$; $q_{10} = 1,1 q_{10} = 55\text{ daN/m}^2$

$q_{e0} = 96,25\text{ daN/m}^2$

- Effet de site :

Site exposé $K_s = 1,35$

- Effet de dimension :

Coefficient S de la plus grande dimension offerte au vent. $S = 0,70$

- Pressions dynamiques :

$$q_m = K_s \cdot S \cdot q_{n0} \quad ; \quad q_m = 1,35 \cdot 0,70 \cdot 55 = 51,97 \approx 52 \text{ daN/m}^2$$

$$q_e = K_s \cdot S \cdot q_{e0} \quad ; \quad q_e = 1,35 \cdot 0,70 \cdot 96,25 = 90,95 \approx 91 \text{ daN/m}^2$$

- Trainée du vent sur la bâche :

$$T = C_t \cdot q \cdot S$$

$C_t = \gamma c_{t0}$ c_{t0} : coefficient de trainée donné par des tableaux

λ : coeff de dimension ; $\lambda = \frac{l}{h}$ $h \approx 0 / l = 300 \text{ m}$; $\lambda = \infty$

Ouvrage catégorie I (prisme à 4 coté)

$\lambda = \infty$; catégorie I $\Rightarrow \gamma_h = 1,54$

$$C_t = \gamma c_{t0} = 1,54 \cdot C_{t0} \quad C_{t0} = 1,30$$

$$C_t = 1,54 \cdot 1,30 = 2,002 \approx 2$$

$$T = 2 q \cdot S$$

q : pression dynamique ; S : maître couple

Applications numériques :

$$T_n = 2 q_n S \quad ; \quad T_n = 2 \cdot 52 \cdot (2,70 \times 1,00) = 280,8 \approx 281 \text{ daN/ml}$$

$$T_e = 2 q_e S \quad ; \quad T_e = 2 \cdot 91 \cdot (2,70 \cdot 1,00) = 491,4 \text{ daN/ml}$$

Remarque : Dans les calculs qui suivent, on ne considèrera pas la trainée maximale engendrée par le vent extrême, car apparemment le séisme est plus important sur la structure.

- Actions extérieures sur les parois :

face au vent : $C_e = +0,8$

- face sous vent : $C_e = -(1,38 - 0,8)$

$C_e = -(1,3 \cdot 1,54 - 0,8) = -1,202 \approx -1,2$

Applications :

Vent Normal : $\left\{ \begin{array}{l} \text{face au vent : } W_1 = 0,8 q_m = 0,8 \cdot 52 = 41,6 \text{ daN/m}^2 \\ \text{face sous vent : } W_2 = -1,2 q_m = -1,2 \cdot 52 = -62,4 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$

Vent extrême : $\left\{ \begin{array}{l} \text{face au vent : } W_1 = 0,8 q_e = 0,8 \cdot 91 = 72,8 \text{ daN/m}^2 \\ \text{face sous vent : } W_2 = -1,2 \times 91 = -1,2 \times 91 = -109,2 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$

Moments de flexion dus au vent sur les consoles :

La face au vent, lorsque le canal est en charge, est soumise à une pression du vent équilibrée par la poussée hydraulique ; la face sous vent, est soumise à un effet de succion qui s'ajoute à la poussée hydraulique.

$M_c^{V/V}$: moment fléchissant sur la console, dû au vent, face sous vent.

$M_c^{V/V} = -\frac{62,4 \times 2,7^2}{2} = -227,45 \text{ kgm}$ soit $M_c^{V/V} = -0,227 \text{ tm}$

La face au vent est sollicitée lorsque le canal est à vide.

$M_c^{V/A}$: moment fléchissant sur la console, dû au vent, face au vent.

$M_c^{V/A} = \frac{41,6 \times 2,7^2}{2} = 151,6 \approx 152 \text{ kgm}$ soit $M_c^{V/A} = 0,152 \text{ tm}$

8) Flexion due à l'effort tranchant :

Caractéristiques géométriques :

Centre de gravité : $g = 94,42 \text{ cm}$

$I_{Gx} = 1,3797 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$

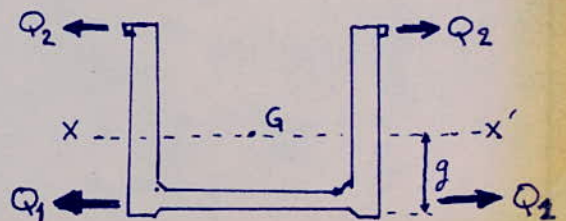


fig 9

8) Flexion d'effort tranchant :

On entend par flexion d'effort tranchant certaines flexions affectant des sections ouvertes fléchies. Dans ces cas l'effort tranchant peut introduire des flexions secondaires susceptible de déformer ou de voiler les sections.

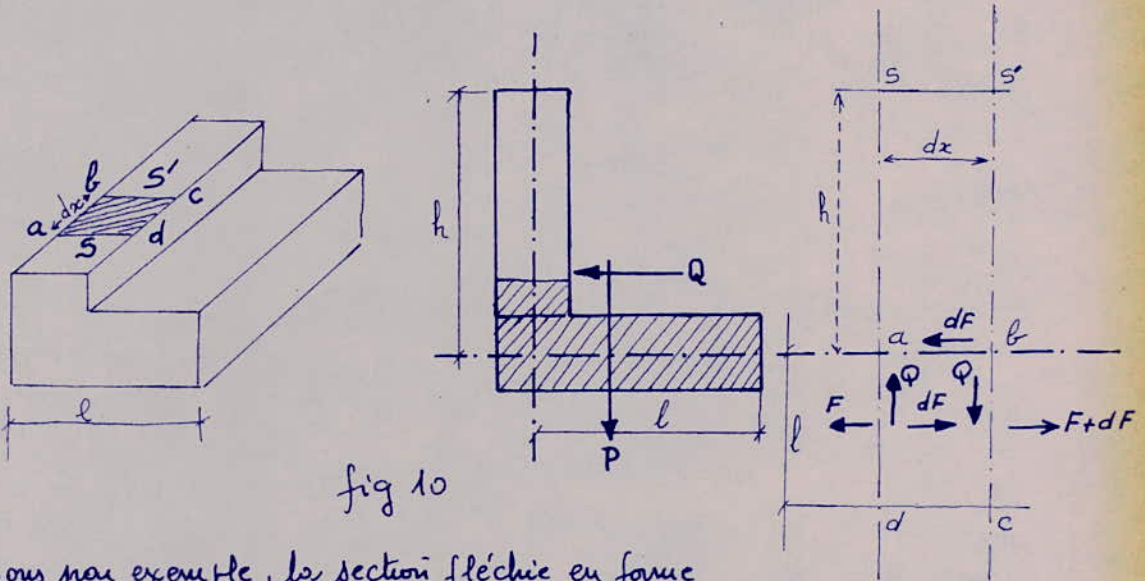


fig 10

Considérons par exemple, la section fléchie en forme de L fig 10 chargée par des forces agissant transversalement dans le plan du centre de gravité de la section.

Developpons la membrure inférieure tendue dans le plan moyen de l'âme et considérons deux sections S et S' distantes de dx , découpant un petit parallépipède a b c d. La différence dF des tractions sur les deux faces a b et c d est équilibrée par des cisaillements de même valeur dF s'exerçant à la jonction de l'âme et de la membrure. L'équilibre du petit élément a b c d exige la présence d'autres cisaillements Q s'exerçant sur les faces a d et c b et l'on peut écrire en admettant l'effort dF concentré au milieu de la membrure.

$$dF \cdot \frac{l}{2} = Q dx$$

D'où :
$$Q = \frac{dF}{dx} \cdot \frac{l}{2}$$

mais si on admet la membrane suffisamment mince pour que l'on puisse y admettre les contraintes ν constante. on a :

$$dF = d\nu \cdot l \cdot e.$$

d'où :

$$Q = \frac{d\nu}{dx} \frac{el^2}{2}$$

ou

$$d\nu = \frac{dM \cdot \nu}{I}$$

donc

$$Q = \frac{dM}{dx} \frac{el^2 \nu}{2I}$$

ou

$$Q = \frac{T l^2 e \nu}{2I}$$

On voit que Q , variant comme T tout le long de la pièce aura pour conséquence un glissement de toute la section dans le sens horizontal. Si les extrémités sont maintenues en place, il naîtra une flexion transversale qui fléchira la membrane dans son plan.

Admettons par exemple la section de portée L chargé uniformément à $p \text{ kg/ml}$.

Aux extrémités : $T = \frac{pL}{2}$ et au centre $T = 0$

Q sera nul au centre et vaudra aux extrémités

$$Q = \frac{pL}{2} \times \frac{l^2 e \nu}{2I} = \frac{pL l^2 e \nu}{4I}$$

Ce sera l'effort tranchant causé aux extrémités d'une pièce de portée L et chargé d'une charge x , telle que l'on ait :

$$\frac{pL l^2 e \nu}{4I} = \frac{xL}{2}$$

d'où l'on tire

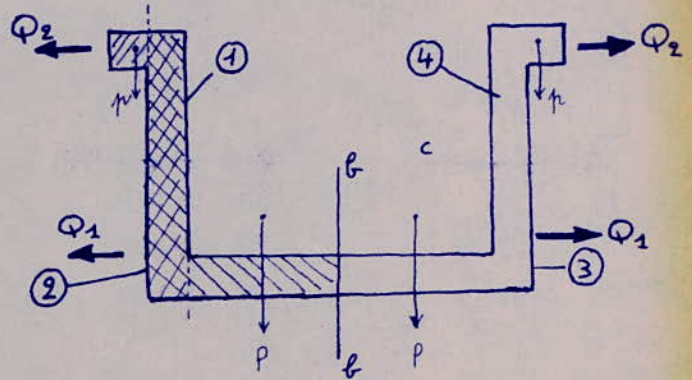
$$x = \frac{p l^2 e \nu}{2I}$$

C'est la charge uniforme affectant la nervure et fléchissant toute la pièce dans le plan de cette nervure.

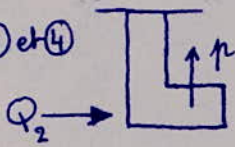
Cas d'une section Γ

La section ci-contre peut être décomposée en 4 sections en forme de L déjà étudié.

fig: 11



Section ① et ④



ρ : poids propre.

Section ② et ③ présente les mêmes caractéristiques que la section L'étudiée.

L'effort Q_2 qui s'exerce sur le raidisseur entraînera une flexion sur la console (paroi verticale). Quand à l'effort Q_1 , il aura un effet de traction sur le radier de la bache.

$$\text{Ainsi } Q_1 = \frac{T l_1 e_1 v_1}{2I}$$

$$T = 90t \quad l_1 = \frac{3,20}{2} = 1,60 \text{ m}$$

$$v_1 = 84,42 \text{ cm}$$

$$I = 1,3797 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$$

$$e_1 = 20 \text{ cm}$$

$$Q_2 = \frac{T l_2 e_2 v_2}{2I}$$

$$l_2 = 10 \text{ cm}$$

$$e_2 = 20 \text{ cm}$$

$$v_2 = 175,8 \text{ cm}$$

Applications: $L = 12\text{ m}$:

$$Q_1 = \frac{90 \cdot 10^3 \cdot 160^2 \cdot 20 \cdot 84,42}{2 \cdot 1,3797 \cdot 10^8} = 1,409 \cdot 10^4 \text{ kg}$$

$$Q_1 = 14,1 \text{ t}$$

$$Q_2 = \frac{90 \cdot 10^3 \cdot 10^2 \cdot 20 \cdot 175,8}{2 \cdot 1,3797 \cdot 10^8} = 114,5 \text{ kg}$$

$$Q_2 = 0,115 \text{ t}$$

Charge uniforme, répartie correspondant à Q_1 (équivalent à un effort tranchant)

$$Q_1 = \frac{x_1 L}{2} \Rightarrow x_1 = \frac{2 Q_1}{L}; \quad x_1 = \frac{2 \times 14,1}{12} = 2,35 \text{ t/ml}$$

$$Q_2 = \frac{x_2 L}{2} \Rightarrow x_2 = \frac{2 Q_2}{L}; \quad x_2 = \frac{2 \times 0,115}{12} = 19 \text{ kg/ml}$$

$$x_1 = 2,35 \text{ t/ml}$$

$$x_2 = 0,02 \text{ t/ml}$$

Moments de flexions dues à l'effort tranchant sur la console par rapport à l'axe du plan moyen:

$$M_c^T = x_2 h$$

$$M_c^T = 0,02 \times 2,5 = 0,05 \text{ tm}$$

$$M_c^T = 0,05 \text{ tm}$$

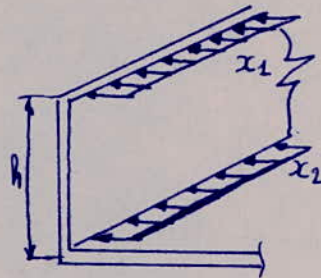


fig 12

8) Efforts cumulés sur la console la plus sollicitée :

La console la plus sollicitée est celle qui présente la face sous vent.

$$M_c = M_c^H + M_c^{VV} + M_c^T$$

$$M_c = 2,59 + 0,227 + 0,05 = 2,867$$

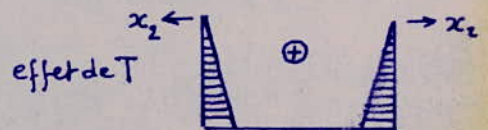
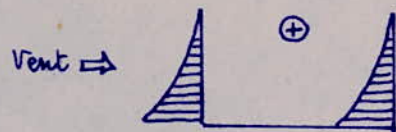
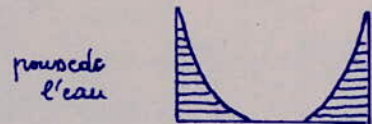
Cas du radier :

Moment isostatique de référence :

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} \quad l = 320 \text{ cm}$$

q = poids propre + poids de l'eau

$$q = 2,5 \times 0,20 \times 1 \times 1 + 1 \cdot 2,40 \cdot 1 \cdot 1 = 3,38 \text{ t/ml}$$



$$M_0 = \frac{3,38 \cdot 3,2^2}{8} = 4,33 \text{ tm}$$

$$M_0 = 4,33 \text{ tm}$$

Moment d'appui M_w :

$$M_w = -M_c = -2,86 \text{ tm}$$

$$M_w = -2,86 \text{ tm}$$

$$M'_t = M_0 - M_w = 4,33 - 2,86 = 1,47 \text{ tm}$$

Le moment fléchissant le plus défavorable en travée, est observé lorsque le vent n'existe pas.

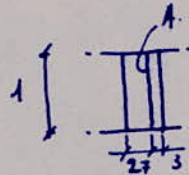
$$M_t = M'_t + M_c^{v/v} = 1,47 + 0,227 = 1,7 \text{ tm}$$

$$M_t = 1,7 \text{ tm}$$

4.6 FERRAILLAGE TRANSVERSAL DE LA BACHE :

a) Console :

$$M_c = 2,86 \text{ tm}$$



Les aciers utilisés sont en rond lisse de nuance Fe22. $\sigma_a = 1440 \text{ kgf/cm}^2$

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 2,86 \cdot 10^5}{1440 \cdot 100 \cdot 27^2} = 0,0408$$

$$\mu = 0,0486 ; l_e = 43,2 ; \epsilon = 0,9141$$

$$\sigma'_b = \frac{1440}{43,2} = 33,33 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 153$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} ; A = \frac{2,86 \cdot 10^5}{1440 \cdot 0,9141 \cdot 27} = 8,047 \text{ cm}^2 \text{ soit } A = 8,047 \text{ cm}^2$$

soit $8 \phi 12 / ml = 9,0 \text{ cm}^2$
 $e = 12,5 \text{ cm}$

Vérification de la fissuration: $\eta = 1$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{0,5 \cdot 10^6 \cdot 6,2}{12}} = 1219,8 \approx 1220 + 300 \eta = 1520 > 1440 \text{ vérifié!}$$

Acier de répartition. $A_r = \frac{1}{4} A_p = \frac{1}{4} 9,05 = 2,26 \text{ cm}^2$ soit $8 \phi 6 e: 12,5 \text{ cm/ml}$

b) Aciers en Chapeaux du radier (sens transversal)

$$M_w = -M_c = 2,86 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 2,86 \cdot 10^5}{1440 \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,1031 \quad k_2 = 24,2 \quad \varepsilon = 0,8727$$

$$\sigma'_b = \frac{1440}{24,2} = 59,50 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 153 \text{ vérifié!}$$

$$A = \frac{2,86 \cdot 10^5}{1440 \cdot 17 \cdot 0,8727} = 13,39 \text{ cm}^2 \text{ soit } \underline{12 \phi 12 / ml = 13,56 \text{ cm}^2 \text{ e: } 8 \text{ cm.}}$$

$$\text{Aciers de répartition: } A_{r2} = \frac{1}{4} A_p = \frac{1}{4} \cdot 13,56 = 3,39 \text{ cm}^2 \text{ soit } \underline{7 \phi 8 = 3,51 \text{ cm}^2 \text{ e: } 14 \text{ cm}}$$

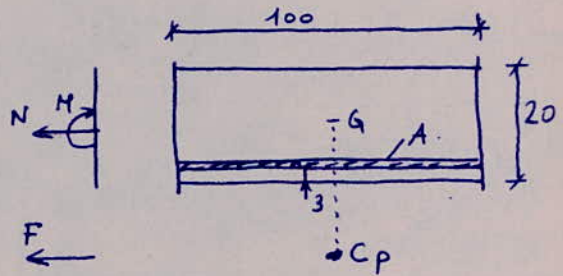
c) Aciers en travée du radier double sens transversal.

flexion composée:

$$M = 1,7 \text{ Tm}$$

$$x_1 = N = +2,35 \text{ t/ml effort de traction.}$$

$$e_0 = \frac{M_0}{N} = \frac{1,7}{2,35} = 0,72 \text{ m} \quad e_0 = 72 \text{ cm}$$



La résultante des forces extérieures sort de la section (C_p), la section est alors partiellement comprimée (ou tendue)

$$\bar{\sigma}_a = 1470 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (Fe22, limer)}$$

$$\bar{\sigma}_b = 153 \text{ kgf/cm}^2 \text{ CPA325 D } 400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Moment fictif: } M_b = 1,7 - 2,35 \cdot 0,07 = 1,54 \text{ tm.} \quad \boxed{M_b = 1,54 \text{ tm}}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 1,54 \cdot 10^5}{1470 \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,055 \rightarrow k_2 = 36 \quad \varepsilon = 0,9020$$

$$\sigma'_b = \frac{1470}{36} = 40,8 \text{ kgf/cm}^2 < 153 \text{ kgf/cm}^2$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\text{Section d'Acier fictive: } A_1 = \frac{M_b}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{1,54 \cdot 10^5}{1470 \cdot 0,9020 \cdot 17} = 6,83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section Réelle: } A = A_1 + \frac{N}{\bar{\sigma}_a}; \quad A = 6,83 + \frac{2,35 \cdot 10^3}{1470} = 8,43 \text{ cm}^2 \text{ soit } \underline{8 \phi 12 / ml = 9,05 \text{ cm}^2}$$

Chapitre V

ETUDE DU SEISME

5.1. SOLLICITATIONS SISMIQUES: (PS 69)

En général, trois types de sollicitations sont à considérer :

- actions horizontales. (deux directions normales)
- actions verticales. (deux directions: ascendant et descendant)
- Torsion.

Dans notre cas, les sollicitations de torsion n'existent pas, car l'ouvrage ne présente pas de dissymétrie.

5.2. CALCUL DES SOLLICITATIONS SISMIQUES. (PS 69 art 2,1)

A) Coefficients sismiques horizontaux; σ_x, σ_y .

1) Coefficient σ_x :

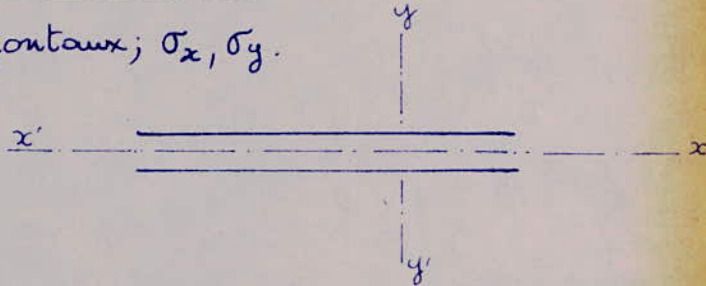
$$\sigma_x = \alpha \beta \gamma \delta$$

α : coefficient d'intensité.

β : " de réponse.

γ : " de distribution.

δ : " de fondation.



α et δ sont les mêmes pour tout les éléments de la structure quelque soit la direction envisagée.

Le coefficient de distribution γ varie avec la côté de l'élément auquel il s'applique.

Le coefficient de réponse β est le même pour toute la structure, mais fonction de la direction envisagée.

Soit alors $\sigma_x = \alpha \beta_x \gamma \cdot \delta$ $\sigma_y = \alpha \beta_y \cdot \delta \cdot \delta$

• Coeff d'intensité α :

Zone de sismicité moyenne $\alpha = 1$ (extrait du tableau PS 69 page 173)

• Coefficient de Reponse β : (art 3, 112, 13 page 87)

Cas d'amortissement faible: $\beta = \frac{0,105}{\sqrt[4]{T^3}}$ avec minimum 0,075
maximum 0,200

Validité de la formule pour les oscillateurs simples et les oscillateurs multiples de période au plus égale à 0,5 s.

• Coefficient δ :

$$\delta(h) = h \cdot \frac{S}{I}$$

S : moment statique au sens des masses.
 I : " d'Inertie " " " " "

• Coefficient δ :

Extrait du tableau PS 69 page 175 art 2, 14.

$\delta = 1,25$ terrain meubles, assez forte teneur en eau, Semelles superficielles.

B) Coefficient sismique vertical:

Le coefficient σ_v est égale au max des coefficients longitudinaux

$$\sigma_v = \max(\sigma_x, \sigma_y) \quad \text{si } \alpha = 1.$$

$$\sigma_v = \max(\sigma_x, \sigma_y) \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \quad \text{si } \alpha > 1,00.$$

C) Mode fondamentale d'oscillation T: (art 5, 23 page 216)

T, relatif à une masse concentrée sur le sommet d'une tige en Console de masse non-négligeable.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{P' l^3}{g 3EI}}$$

$$P' = P + \frac{33}{140} pl$$

p: poids de la console par unité de longueur

P: poids de la masse concentrée

l: longueur de la Console

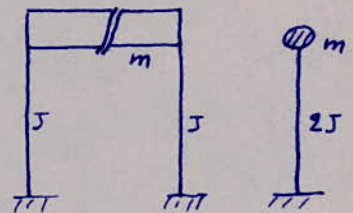


fig 13

E : module d'élasticité du béton

I : moment d'inertie de la console

Remarque: Le moment d'inertie I est dans notre cas la somme des moments d'inertie de chaque montant. $I = 2I_0$.

I_0 : inertie du montant des palées:

g: pesanteur.

D) Applications :

1) Force sismique transversale:

Le béton utilisé pour la confection des montants est dosé 350 kg/m^3 ciment

CPA 325. ; $\sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$.

$$E_c = 21000 \sqrt{\sigma'_j} \quad \sigma'_j = 1,2 \sigma'_{28} = 1,2 \cdot 270 = 324 \text{ bars.}$$

$$E_c = 3,984 \cdot 10^5 \text{ bars} \approx 3,98 \cdot 10^9 \text{ kgf/cm}^2$$

$$I_0 = 5,239 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I = 2I_0 = 2 \times 5,2396 \cdot 10^{-3} = 10,47 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4.$$

Longueur de la console :

M_w : masse de l'eau par mètre linéaire

w : côté du cdg de l'eau / base de la bache.

M : masse de la bache / ml

g : centre de gravité du chevet.

M_t : masse totale / ml.

$$M_w = 2,40 \cdot 3,2 \times 1 = 7,72 \text{ t/ml}$$

$$w = 1,05 \text{ m.}$$

$$M = 5,5 \text{ t/ml}$$

$$g = 94,42 \approx 0,94 \text{ m}$$

$$P = 13,22 \times 12 = 158,64 = 159 \text{ t}$$

G: côté du cdg de l'ensemble bache-chevet / base du chevet

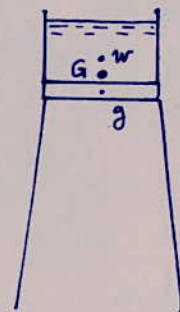
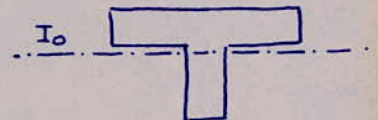


fig 14

$$G = \frac{7,72 \cdot 1,05 + 5,5 \cdot 0,944}{13,22} = 1,004 \approx 1m$$

$$l = 11 + 1 = 12 m$$

$$l = 12 m$$

Calcul de σ_x :

• $\alpha = 1$

• $\beta_x = \frac{0,105}{\sqrt[4]{T^3}} ; T_x = 2\pi \sqrt{\frac{P'l^3}{3gEI}}$

$P' = P + \frac{33}{140} ; p \cdot l : P = 159 + 5,13 = 164,13 t$
 $p = 1,15 t/ml$

$P' = 167,4 t$

$T = 2\pi \sqrt{\frac{167,4 \cdot 10^3 \cdot 12^3}{9,81 \cdot 3 \cdot 3,98 \cdot 10^9 \cdot 10,47 \cdot 10^{-3}}} = 3,05 s \quad T = 3,05 s$

$\beta_x = \frac{0,105}{\sqrt[4]{(3,05)^3}} = 0,045 \quad \text{or} \quad \text{min} = 0,075$

$\beta_x = \text{min} = 0,075$

$$\beta_x = 0,075$$

• $\gamma = h \cdot \frac{S}{I} = h \cdot \frac{ml}{ml^2} = \frac{h}{l} = \frac{11}{12} = 0,916 \quad \gamma = 0,916$

• $\delta = 1,25$ (tableau PS 69)

$\sigma_x = 1 \cdot 0,075 \cdot 0,916 \cdot 1,25 = 0,086$

$$\sigma_x = 0,086$$

• force sismique transversale:

$F_x = W \cdot \sigma_x$

$W = (G + \text{eau} + \text{chevêtte}) = 13,22 \times 12 + 5,13 = 163,77 \approx 164 t$

$F_x = 164 \cdot 0,086 = 14,1 t$

$$F_x = 14 t$$

2. Force sismique longitudinale:

longitudinalement, la

conduite est composée d'éléments indépendants.

Nous considérerons un élément reposant sur 2 supports, comme un oscillateur simple. La force sismique obtenue

sur chaque élément n'est pas reprise par les supports. Les forces longitudinales sont annulées sur les butées d'extrémités.

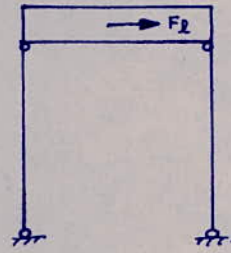
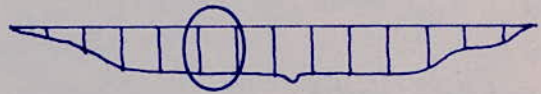


fig 15

$$\alpha = 1.$$

$$\beta_y = \frac{0,105}{\sqrt[4]{T^3}} \quad ; \quad T_y = 2\pi \sqrt{\frac{P'l^3}{g \cdot 3EI'}}$$

$$I' = 2 I_{\Delta} \quad ; \quad I_{\Delta} = \frac{15 \cdot 100^3}{12} + \frac{40 \cdot 20^3}{12} = 12,76 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

$$I' = 2 \times 12,76 \cdot 10^5 = 25,52 \cdot 10^5 \text{ m}^4$$

$$P' = 167,4 - 7,72 \times 12 = 74,76 \text{ t} \quad (\text{le poids de l'eau n'entre pas en jeu})$$

$$T_y = 2\pi \sqrt{\frac{74,76 \cdot 10^3 \cdot 12^3}{9,81 \cdot 3 \cdot 3,98 \cdot 10^9 \cdot 25,52 \cdot 10^5}} = 1,306 \text{ s} \quad T_y = 1,306 \text{ s}$$

$$\beta_y = \frac{0,105}{\sqrt[4]{1,306^3}} = 0,128$$

$$\beta_y = 0,128.$$

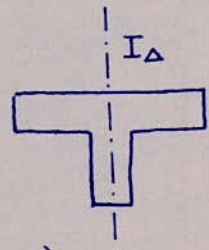
force sismique: F

$$\sigma_y = 1 \cdot 0,128 \cdot 0,916 \cdot 1,25 = 0,146$$

$$\sigma_y = 0,146$$

$$F_y = 71,13 \cdot 0,146 = 10,38 \text{ t}$$

$$F_y = 10,5 \text{ t}$$



3. Force de butée :

$$B = F_e \cdot m$$

m: nombre d'éléments indépendants : m = 25

F_e: force sismique appliquée sur un élément. F_e = 10,5 t

$$B = 10,5 \cdot 25 = 262,5 \text{ t}$$

$$B = 262,5 \text{ t}$$

Section d'impact Ω :

$$\Omega = 3,8 \times 0,3 + 2(2,4 \cdot 0,3) = 2,58 \text{ m}^2$$

Contrainte du béton $\sigma'_b = \frac{B}{\Omega} = \frac{262,5 \cdot 10^3}{2,58 \cdot 10^4} = 10,17 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0} = 76 \text{ kgf/cm}^2$

L'écrasement du béton dans les sections d'impact n'aura pas lieu.

- Vérification au flambement latéral (flambement d'ensemble)

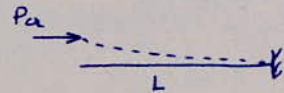
fig 16



Charge critique :

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$$

l: longueur de flambement.



$$l = 2L = 2 \cdot 300 = 600 \text{ m}$$

I_z: moment d'inertie de la bache par rapport à l'axe vertical z-z fig ci dessous.

$$I_z = \frac{20 \cdot 380^3}{12} + 2 \left[\frac{(240+10) \cdot 30^3}{12} + 250 \cdot 30 \cdot 175^2 - \left(\frac{220 \cdot 10^3}{3 \cdot 12} + 220 \cdot 10 \cdot (190-3,3)^2 \right) \right] = 3,98 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$$

E: module d'élasticité du béton.

$$E_i = 3,98 \cdot 10^9 \text{ kgf/cm}^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot 3,98 \cdot 10^9 \cdot 3,98}{(600)^2} = 4,3427 \cdot 10^5 \text{ kg} \approx 434,3 \text{ t}$$

$$P_{cr} = 434,3 \text{ t}$$

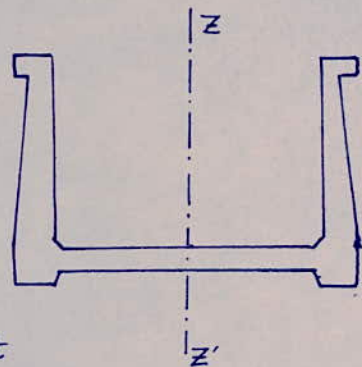


fig 17

Etant donné que la force de butée est inférieure à la charge critique, le flambement latéral n'aura pas lieu. $B < P_{cr}$.

4. Force sismique verticale descendante:

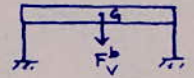
$\sigma_v = + \max (\sigma_x, \sigma_y) \quad \alpha = 1. \quad \sigma_v = +0,146 = \sigma_y.$

La force sismique ascendante n'est pas considerée dans notre cas car elle aura un effet favorable à la structure.

a) force sismique appliquée sur la bache:

$F_v = W \cdot \sigma_v \quad W = G + P = 159 t$

$F_v = 159 \cdot 0,146 = 23,2 t$ soit $F_v^b = 23 t$

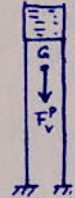


b) force sismique appliqué sur le portique ou palée.

$W = G + P + \text{poids de la palée.}$

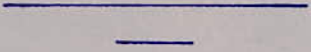
$W = 159 + (5,13 \cdot 11) + 0,2 \cdot 4,9 = 177,8 t$ soit $W = 178 t$

$F_v^p = W \cdot \sigma_v = 178 \cdot 0,146 = 25,98 t$ soit $F_v^p = 26 t$



5. Récapitulation:

Force sismiques :	Transversale:	14 t _f
	longitudinale:	10,5 t _f
	verticale sur bache:	23 t _f
	verticale sur palée:	26 t _f



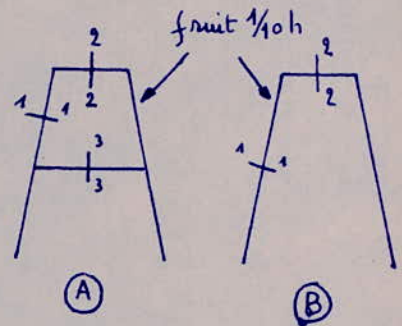
Chapitre VI

CALCUL DES EFFORTS SUR LES PALEES

6-1 Caractéristiques géométriques :

On distingue quatre types de hauteurs :

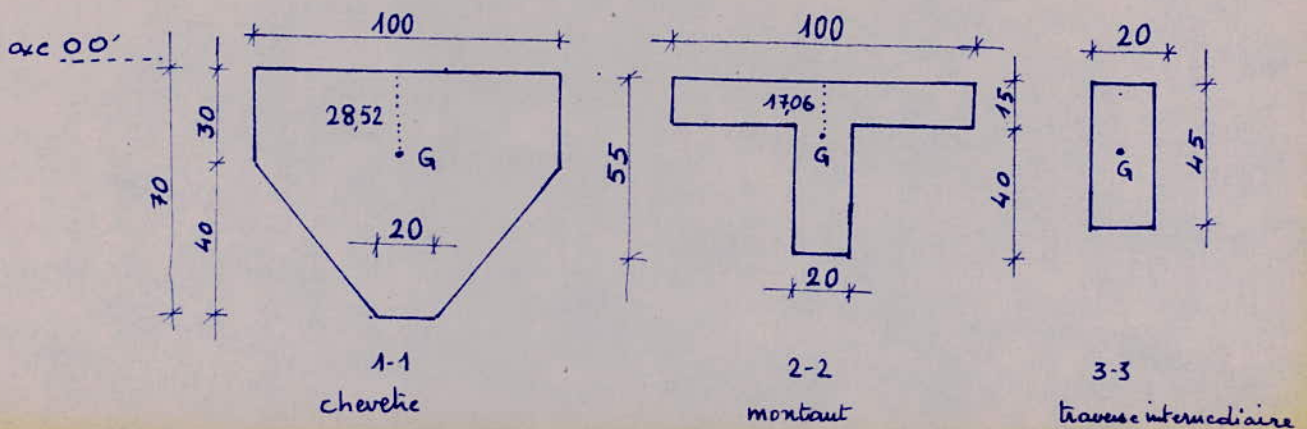
Type I	$h = 4 \text{ m}$	$n = 1$	} forme B
Type II	$h = 5,5 \text{ m}$	$n = 5$	
Type III	$h = 8 \text{ m}$	$n = 3$	
Type IV	$h = 11 \text{ m}$	$n = 15$	} forme A



Le taux admissible du sol étant faible, l'hypothèse d'articulations des fondations est retenue.

La palée type IV forme A présente un élancement important et supporte une masse très grande, alors une traverse intermédiaire s'avère nécessaire pour diminuer les moments susceptible de naître au nœuds.

Afin d'économiser la matière et d'augmenter la résistance, les sections des montants auront un profil en T. fig: 18



a) Centre de gravité de la section du chevet

$$OG = \frac{100 \cdot 30 \cdot 15 + 20 \cdot 40 \cdot 50 + (80 \cdot 20)(30 + 1/3 \cdot 40)}{100 \cdot 30 + (100 + 20) 40/2} = 28,52 \text{ cm} / 00'$$

b) Centre de gravité du montant:

$$OG = \frac{100 \cdot 15 \cdot 7,5 + 40 \cdot 20 \cdot 35}{100 \cdot 15 + 40 \cdot 20} = 17,06 \text{ cm} / 00'$$

- Moment d'Inertie du chevet par rapport à G.

$$J_2 = \frac{100 \cdot 30^3}{12} + 100 \cdot 30 \cdot 13,5^2 + \frac{20 \cdot 40^3}{12} + 20 \cdot 40 \cdot 21,5^2 + 2 \left(\frac{40 \cdot 40^3}{36} + \frac{40 \cdot 40}{2} \cdot 14,83 \right) =$$

$$J_2 = 1,7423 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

- Moment d'inertie du montant par rapport à G:

$$J_1 = \frac{100 \cdot 15^3}{12} + 100 \cdot 15 \cdot 9,5^2 + \frac{20 \cdot 40^3}{12} + 20 \cdot 40 \cdot 18^2$$

$$J_1 = 5,2936 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

- Moment d'inertie de la traverse par rapport à G.

$$J_3 = \frac{20 \cdot 45^3}{12} = 1,51875 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

$$J_3 = 1,51875 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

6-2. CALCUL DE LA PALEE TYPE IV :

6-2-1) Sollicitations du 1^{er} genre: $G + P + V + T$ ($T=0$)

Schema de Calcul:

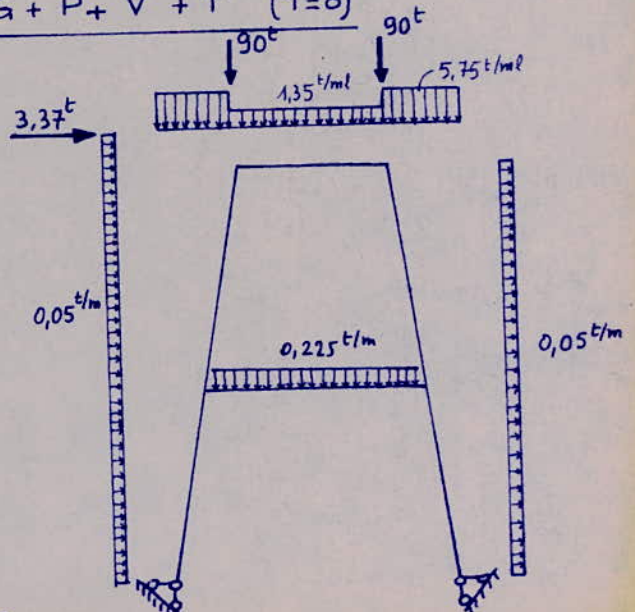
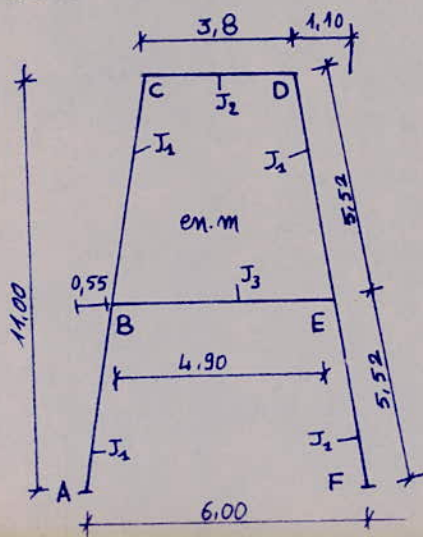


fig: 19

11- Methode de CROSS :

Nous appliquerons pour la resolution du systeme de la figure , la methode de CROSS ci dessous brievement exposee.

En premier lieu, on suppose les nœuds fixes et on calcule les moments M dans les barres par la methode généralement connue. En deuxième lieu, on essaye de voir si il y a ou non déplacement en faisant la somme des forces horizontales nulle. à un niveau quelconque, si cette équation de l'équilibre statique n'est pas satisfaite alors, il y a déplacement, et, les moments trouvés ne sont pas les moments définitifs, Il y aura lieu de leur ajouter les moments supplémentaires provenant des déplacements des nœuds.

Principe de Calcul des moments dus aux déplacements :

On supprime les charges appliquées au système donné et on donne à l'étage supérieure un déplacement arbitraire Δ_1 par rapport à l'étage inférieur demeuré fixe en supposant que les nœuds peuvent se déplacer mais ne peuvent tourner. On détermine les moments d'encastrement parfait produits par le déplacement Δ_1 . Nous pouvons alors par la methode connue déterminer dans la construction, dans sa position nouvelle, les moments et les efforts tranchants dans les barres : M_1, t_1 au niveau de l'étage supérieure et t'_1 au niveau de l'étage inférieure.

On donne ensuite un déplacement Δ_2 à l'étage suivant et par le même procédé déterminer M_2, t_2 au niveau de l'étage inférieure et t'_2 au niveau de l'étage supérieure.

Soient $k_1 \Delta_1$ et $k_2 \Delta_2$ les déplacements relatifs réels des étages, H_1 la somme des forces horizontales agissant au dessus du niveau de l'étage supérieure, H'_1 au dessus du niveau de l'étage inférieure.

En faisant une coupure quelconque au niveau de l'étage supérieure l'équilibre du système exige: Somme des forces horizontales nulle:

$$H_1 + T + k_1 t_1 + k_2 t'_2 = 0$$

et au niveau de l'étage inférieure:

$$H_2 + T' + k_1 t'_1 + k_2 t_2 = 0$$

De ces deux équations nous pouvons déterminer k_1 et k_2 .

Les moments réels sont donc:

$$\text{Moment réel} = M + k_1 M_1 + k_2 M_2$$

Lorsque la construction présente des barres inclinées, il faut prendre en compte, la projection horizontale de l'effort normal et de l'effort tranchant et faire, Somme des forces horizontales nulle.

1-2 Applications :

2.α) Raideurs et Coefficients de repartitions:

$$R_{AB} = R_{BA} = R_{EF} = R_{FE} = \frac{3}{4} \frac{J_1}{l} = 7,1924 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$R_{BC} = R_{CB} = R_{DE} = R_{ED} = \frac{J}{l} = 9,5898 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$R_{CD} = R_{DC} = \frac{J_2}{l'} = 45,850 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$R_{BB} = R_{EB} = \frac{J_3}{l''} = 3,0979 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$C_{BA} = C_{EF} = \frac{R_{BA}}{R_{BA} + R_{BE} + R_{BC}} = 0,36178 \approx 0,362$$

$$C_{ED} = C_{BC} = \frac{R_{BC}}{R_{BC} + R_{BE} + R_{BA}} = 0,4823 \approx 0,482$$

$$C_{EB} = C_{BE} = \frac{R_{BE}}{R_{BE} + R_{BC} + R_{BA}} = 0,1558 \approx 0,156$$

$$C_{CB} = C_{DE} = \frac{R_{CB}}{R_{CB} + R_{CD}} = 0,1729 \approx 0,173$$

$$C_{CD} = C_{DC} = \frac{R_{DC}}{R_{CD} + R_{CB}} = 0,8270$$

2.β) Moments d'encastriements parfait, Cas des nœuds fixes:

$$q = f \sin \alpha$$

$$q_y = q \sin \alpha = f \sin^2 \alpha$$

$$p = r \cos \alpha$$

$$p_x = p \sin \alpha = r \sin \alpha \cos \alpha = r \frac{\sin 2\alpha}{2}$$

$$p_y = p \cos \alpha = r \cos^2 \alpha$$

Soit $Q = q_y + p_y = f \sin^2 \alpha + r \cos^2 \alpha$.

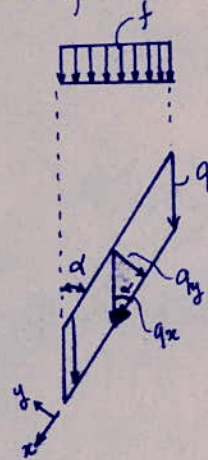
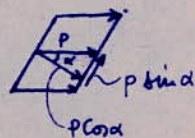


fig 20



$$Q = 5,75 \sin^2 6 + 0,05 \cos^2 6 = 0,112 \text{ t/ml normale à la barre.}$$

barre AB: $M_{AB} = 0$; $M_{BA} = -0,419 \text{ tm}$

barre BC: $M_{BC} = -M_{CB} = 0,279 \text{ tm}$

barre CD: $M_{CD} = -M_{DC} = 1,624 \text{ tm}$

barre BE: $M_{BE} = -M_{EB} = 0,450 \text{ tm}$

barre DE: $M_{DE} = -M_{ED} = 0,025 \text{ tm}$

barre EF: $M_{EF} = 0,038 \text{ tm}$; $M_{FE} = 0$

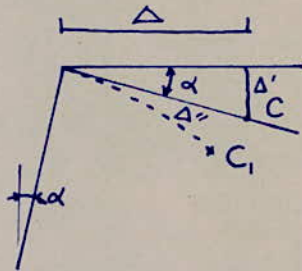
α)- Cas des nœuds fixes: voir tableau 3

β)- Cas des déplacements:

1) déplacement de l'étage supérieure:

Considérons un déplacement

horizontal Δ , et détaillons le nœud C



Nous approximerons la corde à la tangente au cercle dans le schéma ci-dessus.

Pour la barre BC, le déplacement observé est Δ'' .

Pour la barre CD; le déplacement observé est Δ' .

Soit $\Delta' = \Delta \operatorname{tg} \alpha$ $\frac{\Delta'}{\Delta''} = \sin \alpha$.

$\Delta' = 0,105 \Delta$

Δ : un déplacement arbitraire

$\Delta'' = 1,005 \Delta$

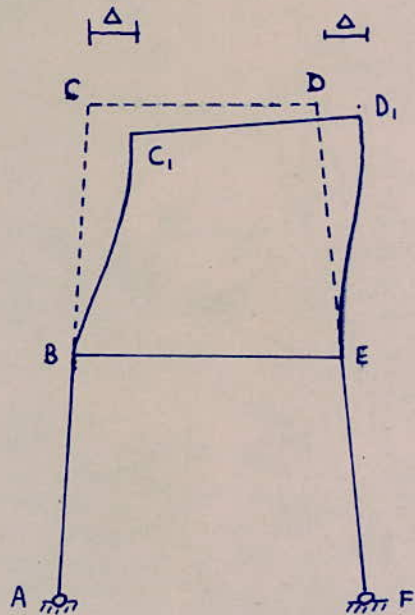
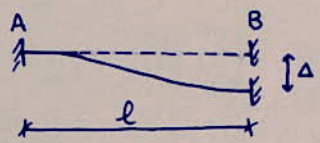


fig 21

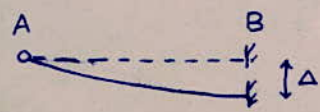
Le déplacement d'un appui d'une barre encastrée aux extrémités engendre des moments d'appuis telle que:

$$M_{AB} = M_{BA} = + \frac{6EI\Delta}{l^2}$$



Si la barre est articulée à une extrémité, alors:

$$M_{AB} = 0 \quad M_{BA} = \frac{3EI\Delta}{l^2}$$



Applications:

$$M_{BC} = M_{CB} = 1,047 \text{ tm}$$

voir tableau 4 des déplacements.

$$M_{CD} = M_{DC} = -0,760 \text{ tm}$$

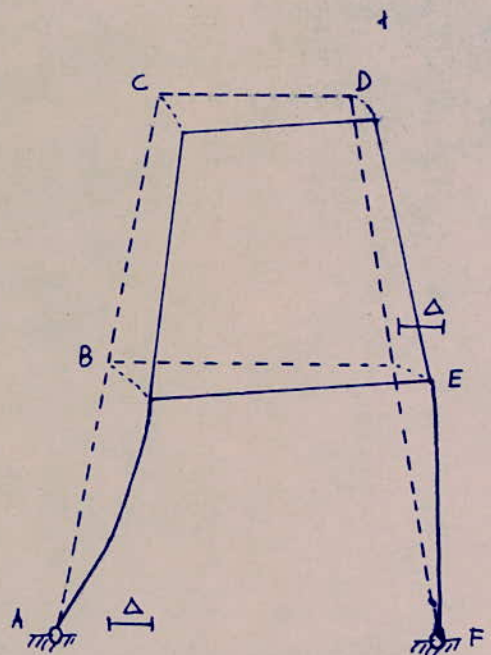
2) Déplacement de l'étage inférieure.

$$M_{BA} = +0,524 \text{ tm}$$

$$M_{BE} = M_{EB} = -0,040 \text{ tm}$$

voir tableau 5 des déplacements.

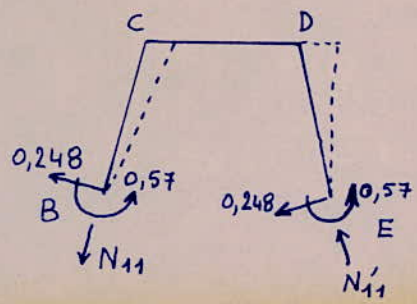
fig 22



8) Calcul des efforts normaux sous déplacements:

1) Cas de l'étage supérieure:

$$N_{11} = N'_{11} = 0,448$$



Composante horizontale de l'effort normal:

Convention de signe: $\leftarrow \oplus$ $\ominus \rightarrow$

$$n_1 = (0,448) \cdot 2 \cdot \sin 6^\circ = 0,093$$

$$n_1 = +0,093t$$

- Effort normal dans l'étage inférieure, du au déplacement de l'étage supérieure.

$$N_{12} = N'_{12} = 0,149$$

Composante horizontale de l'effort normal

$$n'_1 = -(0,149 \cdot 2) \sin 6^\circ = -0,031$$

$$n'_1 = -0,031t$$

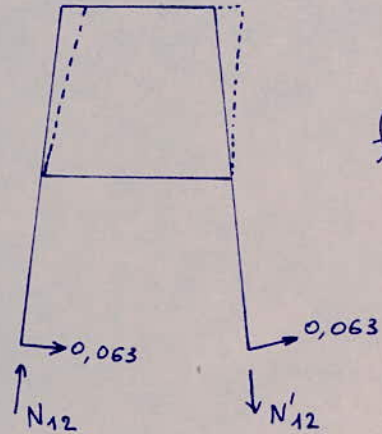


fig 23

2) Cas de l'étage inférieure:

- Effort normal dans l'étage supérieure du au déplacement de l'étage inférieure.

$$N_{21} = N'_{21} = 0,052$$

Composante horizontale

$$n'_2 = -2 \cdot 0,052 \sin 6^\circ = -0,011$$

$$n'_2 = -0,011t$$

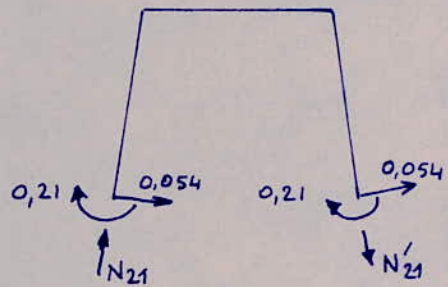


fig 24

- étage inférieure:

$$N_{22} = N'_{22} = 0,154$$

Composante horizontale:

$$n_2 = 2 \cdot 0,154 \sin 6^\circ = 0,032$$

$$n_2 = 0,032t$$

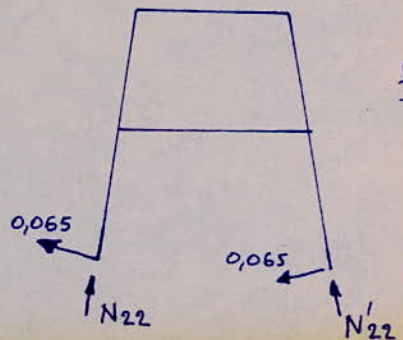


fig 25

8) Efforts tranchants dus aux déplacements :

1) Etage supérieure :

$$t_1 = 0,248 \cdot 2 \cdot \cos 6^\circ = 0,493$$

$$t'_1 = -0,063 \cdot 2 \cdot \cos 6^\circ = -0,125$$

$$t_1 = 0,493 t$$

$$t'_1 = -0,125 t$$

2) Etage inférieure :

$$t_2 = 0,065 \cdot 2 \cdot \cos 6^\circ = 0,129$$

$$t'_2 = 0,054 \cdot 2 \cdot \cos 6^\circ = -0,107$$

$$t_2 = 0,129 t$$

$$t'_2 = -0,107 t$$

8) Efforts tranchants dus aux charges, nœuds fixes :

barne AB: $T_{AB} = \frac{q'l}{2} - \frac{M_{BA}}{l}$; $T_{AB} = 0,220 t$

$$T_{BA} = -\frac{q'l}{2} - \frac{M_{BA}}{l}$$
 ; $T_{BA} = -0,387 t$

barne BC: $T_{BC} = \frac{q'l}{2} + \frac{-M_{BC} + M_{CB}}{l}$; $T_{BC} = 0,175 t$

$$T_{CB} = -\frac{q'l}{2} - \frac{M_{CB} - M_{BC}}{l}$$
 ; $T_{CB} = -0,432 t$

barne CD: $T_{CD} = \frac{q'l'}{2} + \frac{M_{CD} - M_{DC}}{l'}$; $T_{CD} = 0,340 t$

$$T_{DC} = -\frac{q'l'}{2} + \frac{M_{CD} - M_{DC}}{l'}$$
 ; $T_{DC} = -0,267 t$

barne DE: $T_{DE} = \frac{Pl}{2} + \frac{M_{DE} + M_{ED}}{l}$; $T_{DE} = 0,176 t$

$$T_{ED} = -\frac{Pl}{2} + \frac{M_{DE} + M_{ED}}{l}$$
 ; $T_{ED} = 0,121 t$

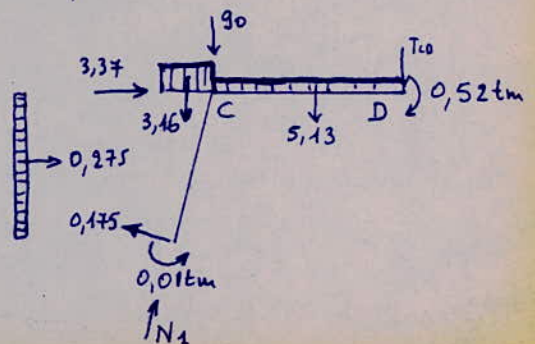
barne BE: $T_{BE} = \frac{Pl}{2} + \frac{M_{BE} - M_{EB}}{l}$; $T_{BE} = 0,557 t$

$$T_{EB} = -\frac{Pl}{2} + \frac{M_{BE} - M_{EB}}{l}$$
 ; $T_{EB} = -0,545 t$

9) Efforts Normaux dus aux charges, nœuds fixes :

$$\sum M/D = 0$$

$$N_1 = 96,25 t$$



$$\sum M_{e/c} = 0$$

$$N'_1 = 96,18 \text{ t}$$

$$N_1 = -0,0073 \text{ t}$$

$$N_1 = -0,007 \text{ t}$$

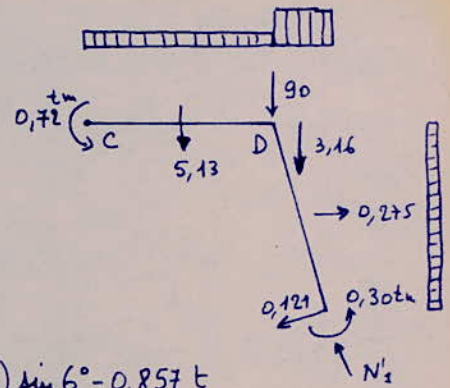
Par le même procédé :

$$N_2 = 95,96 \text{ t}$$

$$N'_2 = 104,12 \text{ t}$$

$$N_2 = (104,12 - 95,96) \sin 6^\circ = 0,857 \text{ t}$$

$$N_2 = +0,857 \text{ t}$$



2) Système d'équations et Coefficients de Corrélations k_1, k_2 :

$$\begin{cases} H_1 + T_1 + N_1 + k_1(t_1 + n_1) + k_2(t'_2 + n'_2) = 0 \\ H_2 + T_2 + N_2 + k_1(t'_1 + n'_1) + k_2(t_2 + n_2) = 0 \end{cases}$$

$$H_1 = 3,37 + 0,05 \cdot 5,5 \cdot 2 = 3,92 \text{ t}$$

$$H_2 = 3,37 + 0,05 \cdot 11 \cdot 2 = 4,47 \text{ t}$$

$$T'_1 = 0,175 + 0,121 = 0,296 \text{ t} \quad ; \quad T_1 = 0,296 \cos 6^\circ = 0,294 \text{ t}$$

$$T'_2 = 0,220 + 0,0104 = 0,230 \text{ t} \quad ; \quad T_2 = 0,230 \cos 6^\circ = 0,228 \text{ t}$$

$$N_1 = -0,007 \text{ t}$$

$$N_2 = 0,857 \text{ t}$$

$$\begin{cases} 0,294 - 0,007 + k_1(0,493 + 0,093) + k_2(-0,107 - 0,011) = 3,92 \\ 0,228 + 0,857 + k_1(-0,125 - 0,031) + k_2(0,129 + 0,032) = 4,47 \end{cases}$$

Soit après tout calcul fait :

$$\begin{cases} 0,586 k_1 - 0,118 k_2 = 3,633 \\ -0,156 k_1 + 0,161 k_2 = 3,385 \end{cases}$$

$$k_1 = 12,962 \quad ; \quad k_2 = 33,584$$

g) Moments resultants :

$$M_R = M + k_1 M_1 + k_2 M_2$$

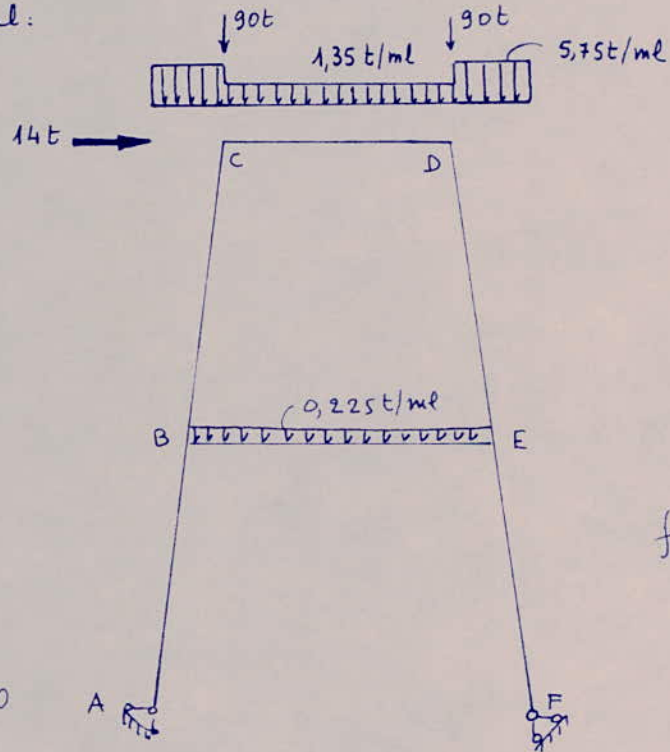
Les valeurs des moments resultants sont consignées dans le tableau 6

ψ) Diagrammes des Moments et des efforts tranchants :

Les diagrammes des moments réels et des efforts tranchants et des efforts normaux sont consignés sur les pages 85-86-87.

6-2-2: Sollicitations du 2^{ème} genre: G + P + SI + T (T=0):

a) Schema de Calcul:



b) Moments d'encastements:

$$M_{CD} = -M_{DC} = 1,624 \text{ t.m}$$

$$M_{BE} = -M_{EB} = 0,450 \text{ t.m}$$

$$M_{BC} = -M_{CB} = 0,160 \text{ t.m}$$

$$M_{DE} = -M_{ED} = 0,160 \text{ t.m}$$

$$M_{BA} = -M_{EF} = 0,2399 \approx 0,240$$

$$M_{AB} = 0 = M_{EF}$$

Noeuds fixes: tableau 7.

c) Calcul des efforts normaux :

1- étage supérieure :

$$\sum M/D = 0$$

$$\sum M_e/C = 0$$

$$N_1 = N'_1 = 96,22 \text{ t}$$

Composante horizontale de N_1, N'_1

$$N_1 = 0$$

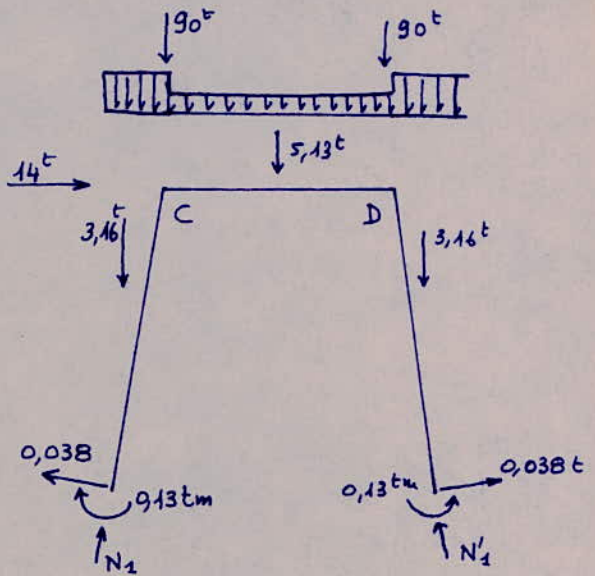


fig 28

2- étage inférieure :

$$\sum M/E = 0$$

$$\sum M/B = 0$$

$$N_2 = 84,23 \text{ t}$$

$$N'_2 = 115,85 \text{ t}$$

Composante horizontale de l'effort normal :

$$N_2 = (115,85 - 84,23) \sin 6^\circ = 3,305 \text{ t}$$

$$N_2 = 3,305 \text{ t}$$

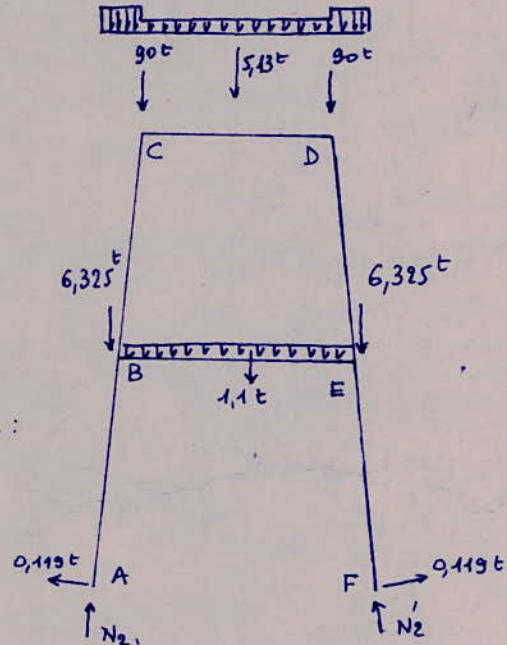


fig 29

d) Efforts tranchants ; cas de nœuds fixes :

T_1 : composante de l'effort tranchant au niveau BE.

$$T_1 = 0$$

T_2 : Composante horizontale de l'effort tranchant au niveau AF.

$$T_2 = 0$$

e) Systeme d'equations:

$$\begin{cases} H_1 + T_1 + cV_1 + k_1 (t_1 + n_1) + k_2 (t'_2 + n'_2) = 0 \\ H_2 + T_2 + cV_2 + k_1 (t'_1 + n'_1) + k_2 (t_2 + n_2) = 0 \end{cases}$$

H_1 : Σ forces exterieures au dessus du niveau BE. $H_1 = H_2 = 14t$

H_2 : Σ forces exterieures au dessus du niveau AF:

Soit le systeme:

$$\begin{cases} 0,586 k_1 - 0,118 k_2 = 14 \\ -0,156 k_1 + 0,161 k_2 = 10,695 \end{cases}$$

$k_1 = 46,301$
$k_2 = 111,291$

f) Moments reels:

$$M_n = M + k_1 M_1 + k_2 M_2.$$

M: moments d'encastrement sous noeuds fixes: tableau 7.

M_1, M_2 deplacements: tableaux 4-5.

g) Diagrammes des moments, efforts tranchants et effort Normaux:

voir pages: 88 - 89 - 90.

6-3 CALCUL DE LA PALEE TYPE III

1- Caractéristiques géométriques:

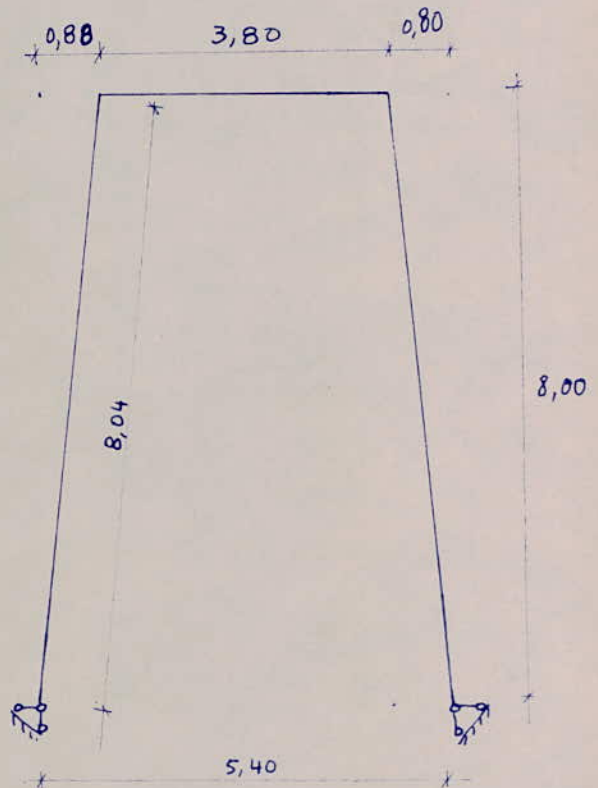
La section des montants et du chevêtre reste identique à celle définies pour le type IV.

$$J_1 = 5,2936 \cdot 10^3 \text{ m}^4$$

$$J_2 = 17,423 \cdot 10^3 \text{ m}^4$$

L'état de chargement reste identique au cas de charge de la pallee type IV

fig 30



2. Calcul des efforts:

Nous utiliserons pour le calcul des efforts, le formulaire du calcul des Cadres de M^r KLEINLOGEL.

Applications:

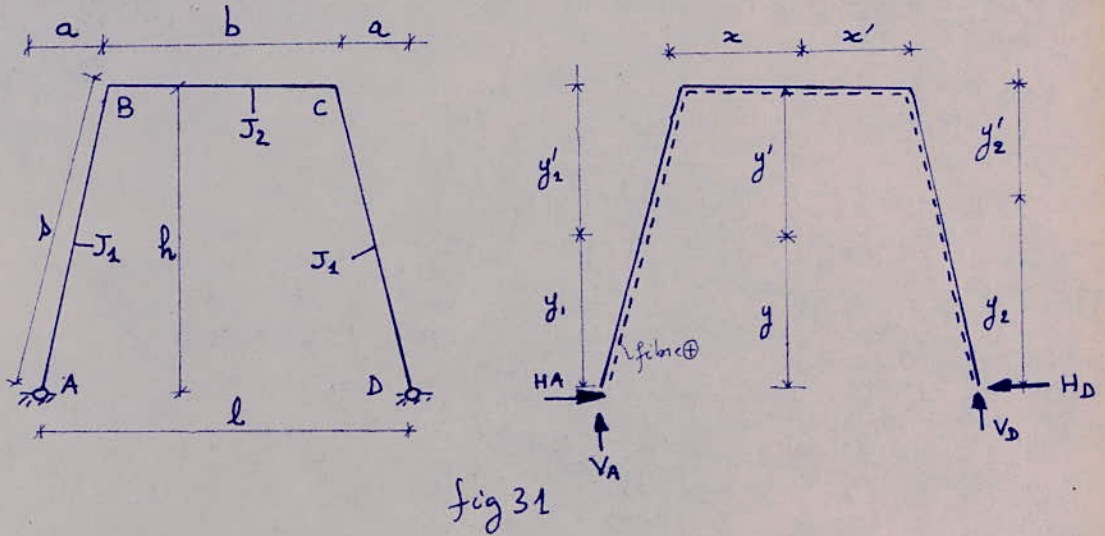
Cadre trapézoïdal symétrique sur deux articulations:

- Formes et dimensions ; notations : fig : 31

- Valeurs fixes:

$$k = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{a}{b} \quad ; \quad \alpha = \frac{a}{l} \quad ; \quad \beta = \frac{b}{l} \quad ; \quad N = 2k + 3$$

$$k = 6,963 \quad ; \quad \alpha = 0,148 \quad ; \quad \beta = 0,704 \quad ; \quad N = 16,926$$



3) Sollicitations du I^{er} genre:

On utilise le principe de superposition des effets pour déterminer les efforts résultants sous un système de charges donné -

a) Cas du poids propre:

$$M_B = M_C = - \frac{q_1 a^2 h + q_2 b^2}{4N}$$

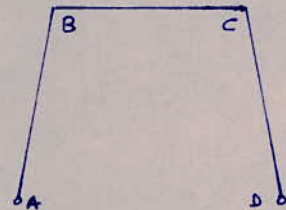
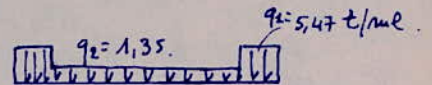
$$\max M = \frac{q_2 b^2}{8} + M_B$$

$$M_y = \frac{q_2 y y'}{2} \cdot \frac{a^2}{h^2} + \frac{y}{h} M_B$$

$$M_x = \frac{q_2 x x'}{2} + M_B$$

$$V_A = V_D = q_1 a + \frac{q_2 b}{2}$$

$$H_A = H_D = \frac{(q_1 a + q_2 b) a}{2h} - \frac{M_B}{h}$$



Applications numériques:

$$M_B = M_C = - \frac{5,47 \cdot 0,8^2 \cdot 6,963 + 1,35 \cdot 3,8^2}{4 \cdot 16,926} = -0,647 \text{ tm}$$

$$M_B = M_C = -0,647 \text{ tm}$$

$$\max M = \frac{1,35 \cdot 3,8^2}{8} - 0,647 = 1,78 \text{ tm}$$

$$\max M = 1,78 \text{ tm}$$

$$M_{y=4} = \frac{5,47 \cdot 4,4}{2} \cdot \frac{0,8^2}{8^2} + \frac{4}{8} (-0,65) = 0,112$$

$$M_{y=4} = 0,112 \text{ tm}$$

$$V_A = V_D = 5,47 \cdot 0,8 + \frac{1,35 \cdot 3,8}{2} = 6,940 \text{ t}$$

$$H_A = H_D = \frac{(5,47 \cdot 0,8 + 1,35 \cdot 3,8) \cdot 0,8}{2 \cdot 8} + \frac{0,65}{8} = 0,55 \text{ t}$$

$$V_A = V_D = 6,940 \text{ t}$$

$$H_A = H_D = 0,55 \text{ t}$$

b) Cas de la traînée du vent :

$$\left. \begin{matrix} M_B \\ M_C \end{matrix} \right\} = \pm \frac{Ph \cdot \beta}{2}$$

$$V_A = -V_D = -\frac{Ph}{l}$$

$$H_A = -H_D = -\frac{P}{2}$$

$$M_{y_1} = -M_{y_2} = \frac{y}{h} M_B$$

$$M_x = \frac{x' - x}{b} M_B.$$

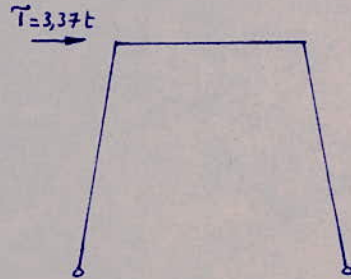
Applications numériques :

$$\left. \begin{matrix} M_B \\ M_C \end{matrix} \right\} = \pm \frac{3,37 \cdot 8 \cdot 0,703}{2} = 9,47 \text{ tm}$$

$$V_A = -V_D = -\frac{3,37 \cdot 8}{5,4} = -4,99 \approx -5 \text{ t}$$

$$H_A = -H_D = -\frac{3,37}{2} = -1,685 \text{ t}$$

$$M_{y_1} = -M_{y_2} = \frac{4}{8} \cdot 9,47 = 4,735 \text{ tm}.$$



c) Cas de la poussée du vent :

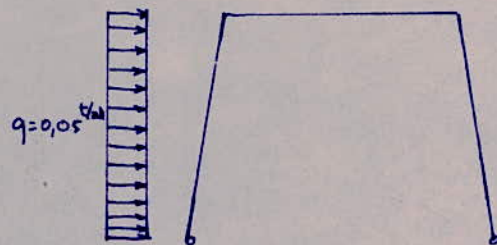
$$\left. \begin{matrix} M_B \\ M_C \end{matrix} \right\} = \frac{qh^2}{4} \left[\pm 3 - \frac{b}{2N} \right]$$

$$V_A = -V_D = -\frac{qh^2}{2l}$$

$$H_D = \frac{qh\alpha}{2} - \frac{M_C}{h}$$

$$H_A = -(qR - H_D).$$

$$M_{y_1} = \frac{qy_1 y_1'}{2} + \frac{y_1}{h} M_B \quad ; \quad M_{y_2} = \frac{y_2}{h} M_C$$



Applications numériques:

$$M_B = \frac{0,05 \cdot 8^2}{4} \left[0,703 - \frac{6,963}{2 \cdot 16,926} \right] = 0,398 \approx 0,40 \text{ tm.}$$

$$M_C = \frac{0,05 \cdot 8^2}{4} \left[-0,703 - \frac{6,963}{2 \cdot 16,926} \right] = -0,727 \approx -0,73 \text{ tm}$$

$$V_A = -V_D = -\frac{0,05 \cdot 8^2}{2 \cdot 5,4} = -0,296 \text{ t}$$

$$H_D = \frac{0,05 \cdot 8 \cdot 0,148}{2} + \frac{0,727}{8} = 0,120 \text{ t}$$

$$H_A = -(0,05 \cdot 8 - 0,120) = -0,280 \text{ t}$$

$$M_{y_1} = \frac{0,05 \cdot 4 \cdot 4}{2} + \frac{4}{8} \cdot 0,398 = 0,598 \approx 0,60 \text{ tm.}$$

$$M_{y_2} = -\frac{4}{8} \cdot 0,727 = -0,363 \text{ tm.}$$

d) Cas de la suction du vent:

On fait $q_d = -q_c$, et par application des formules du cas c) on a alors:

$$M_B = +0,73 \text{ tm.}$$

$$M_C = -0,34 \text{ tm.}$$

$$M_{y_2} = -0,598 \text{ tm.}$$

$$M_{y_1} = +0,363 \text{ tm.}$$

$$V_D = -V_A = 0,296 \text{ t}$$

$$H_A = -0,120 \text{ t}$$

$$H_D = +0,28 \text{ t.}$$

e) Efforts résultants:

$$M_R = M_a + M_b + M_c + M_d + 0. \quad , \quad V_A = V_a + V_b + V_c + V_d + V_p = 0 \text{ t}$$

$$M_B = -0,65 + 9,47 + 0,40 + 0,73 = +9,95 \text{ tm.}$$

$$M_C = -0,65 - 9,47 - 0,73 - 0,40 = -11,25 \text{ tm}$$

$$M_{y_1} = 4 = 0,112 + 4,73 + 0,60 + 0,363 = +5,80 \text{ tm}$$

=58=

$$M_{y_2} = 0,112 - 4,73 - 0,363 - 0,60 = -5,58 \text{ tm}$$

$$V_A = 6,94 - 5 - 0,29 - 0,29 + 90 = 91,36 \text{ t}$$

$$V_D = 6,94 + 5 + 0,29 + 0,29 + 90 = 102,52 \text{ t}$$

$$H_A = 0,55 - 1,68 - 0,28 - 0,12 + 9 = -7,47 \text{ t}$$

$$H_D = 0,55 + 1,68 + 0,12 + 0,28 + 9 = 12,63 \text{ t}$$

f) Diagrammes des moments, efforts tranchant et efforts Normaux.

voir diagrammes sur page: 91-92-93.

4) Sollicitations du 2^e genre: (G+P+SI.)

a) Cas du poids propre:

Le cas de G est le même que a) du 1^e genre. soit:

$$M_B = M_C = -0,65 \text{ tm.}$$

$$\max M = 1,78 \text{ tm}$$

$$M_{y_4} = 0,112 \text{ tm}$$

$$V_A = V_D = 6,94 \text{ t}$$

$$H_A = H_D = 0,55 \text{ t}$$

b) Cas de la force sismique:

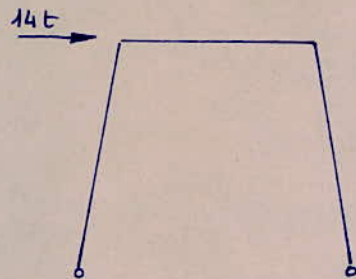
Applications des formules littérales du b) 1^e genre:

$$\left. \begin{array}{l} M_B \\ M_C \end{array} \right\} = \pm \frac{14 \cdot 8 \cdot 0,704}{2} = \pm 39,42 \text{ tm.}$$

$$V_A = -V_D = -\frac{14 \cdot 8}{5,4} = -20,74 \text{ t}$$

$$H_A = -H_D = -\frac{14}{2} = -7 \text{ t}$$

$$M_{y_4} = -M_{y_2} = \frac{4}{8} \cdot 39,34 = 19,67 \text{ tm.}$$

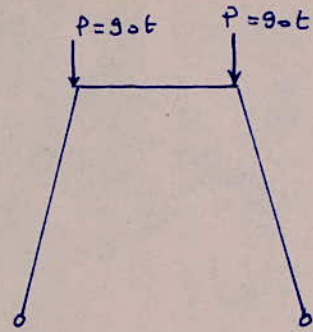


c) Cas des forces de réaction de la bêche :

Il ne se produit pas de moment fléchissant.

$$V_A = V_D = 90 \text{ t}$$

$$H_A = H_D = \frac{90,98}{8} = 9 \text{ t}$$



d) Efforts résultants : $M_R = M_a + M_b + M_c$; $V_R = V_a + V_b + V_c$

$$M_B = -0,65 + 39,42 + 0 = 38,77 \text{ tm} \approx 38,8 \text{ tm}$$

$$M_c = -0,65 - 39,34 = -39,99 \approx 40 \text{ tm}$$

$$\max M = +2,43 \text{ tm}$$

$$M_{y_1} = 4 = 0,127 + 19,67 = 19,80 \text{ tm}$$

$$M_{y_2} = 0,127 - 19,67 = -19,54 \text{ tm}$$

$$V_A = 6,94 - 20,74 + 90 = 76,20 \text{ t}$$

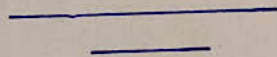
$$V_D = 6,94 + 20,74 + 90 = 117,7 \text{ t}$$

$$H_A = 0,55 - 7 + 9 = 2,55 \text{ t}$$

$$H_D = 0,55 + 7 + 9 = 16,55 \text{ t}$$

e) Diagrammes des moments, efforts tranchants et efforts normaux :

Les diagrammes sont représentés sur les pages : 94-95-96.



Chapitre VII

CALCUL DES SECTIONS D'ACIER

7-1: PALEE TYPE IV

Principe de Calcul:

Nous utiliserons pour le Calcul des armatures, la methode dite de Pierre.CHARON édité dans les manuels cités en bibliographie.

Les aciers longitudinaux seront calculés à partir des efforts obtenus sous sollicitations du deuxième genre, car les efforts obtenus sous ce cas sont nettement élevés par rapport au efforts du 1^{er} genre.

La contrainte admissible des aciers est égale dans ce cas à la contrainte nominale élastique des aciers; $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en}$.

La contrainte du béton est 1,5 fois la contrainte admissible.

Cependant, les aciers transversaux (cadres et étriers) sont calculés à partir des efforts tranchants du 1^{er} genre et cela conformément aux prescriptions de M^e Pierre.CHARON dans son ouvrage "Exercice de béton armé" page 16. Toutefois il est à noté que le CCBA 68 ne précise pas la contrainte d'acier sous second genre des aciers transversaux.

D'autre part, dans le Calcul des armatures longitudinales sous second genre, nous calculerons chaque élément sous 2 sollicitations (+M, -M) car les efforts sont susceptibles de changer de sens.

7-2: ARMATURES LONGITUDINALES:

Sections:

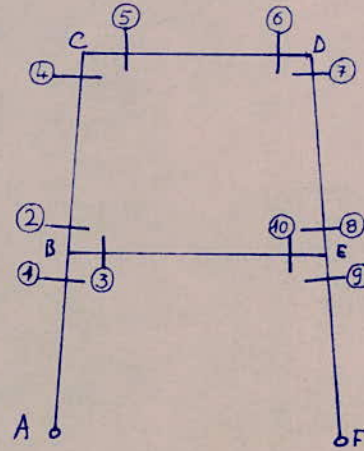
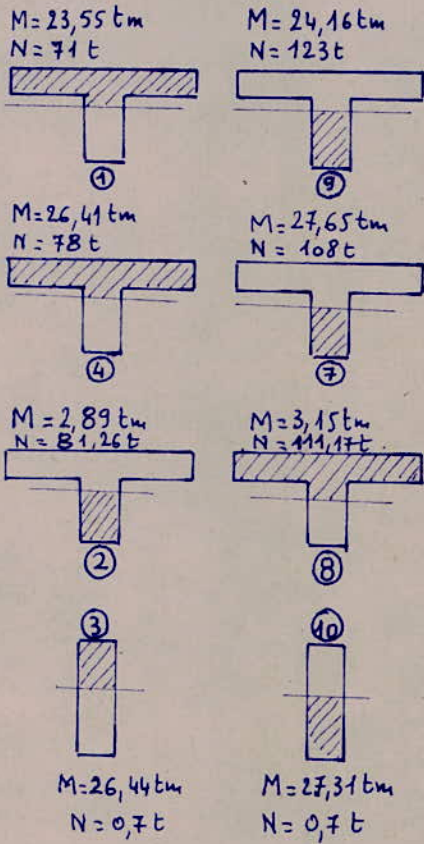
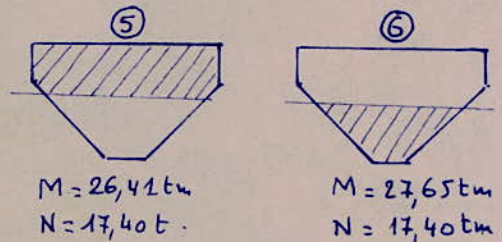


fig 32



A titre d'exemple nous développons les calculs pour chacune des sections suivantes ①; ⑨; ③; ⑩; ⑤, ⑥. Un tableau des sections d'aciers résumera tout les calculs relatifs aux différentes sections.

1) Sections: ①:

$M = 23,55 \text{ tm}$
 $N = 71 \text{ t}$

excentricité $e_g = \frac{M_g}{N} = \frac{23,5}{71} = 0,331 \text{ m}$ soit $e_g = 33,1 \text{ cm} > 17 \text{ cm}$,

Le centre de pression sort de la section, alors la section est partiellement comprimée
Section en forme de T.

Position de l'axe neutre:

Moment fictif: $cN_6 = 23,55 + 71(38-5)10^{-2} = 47 \text{ tm.}$

$\mu = 0,06714$, tableau d'Ammers, $k = 31,9$, $\alpha = 0,3198$

$y_1 = \alpha h$; h : hauteur utile. $h = 50 \text{ cm}$ ou $d = 5 \text{ cm}$.

$y_1 = 0,3198 \cdot 50 = 15,99 \text{ cm} < 16 > 15 \text{ cm,}$

l'axe neutre tombe dans la nervure

la section et alors en T.

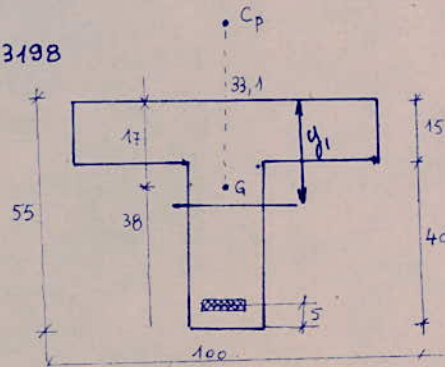


fig 33

Section T sans armatures comprimées: $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{cu} = 4200$. Fe E40.

$\theta = \frac{h_0}{h} = \frac{15}{50} = 0,3$; $\beta = \frac{b_0}{b} = \frac{20}{100} = 0,20$

Pour $\theta = 0,3$, $\beta = 0,20$, $\mu = 0,06714 \rightarrow \alpha = 0,32$; $y_1 = 16 \text{ cm}$

Coefficient C (tableau): $C = f(\rho, \alpha)$ $\rho = \frac{\theta}{\alpha} = \frac{0,3}{0,32} = 0,9375$

Pour $\rho = 0,9375$ et $\beta = 0,2$ alors $C = 0,1384$.

- bras de levier Z : $Z = [1 - \frac{\theta}{2} + C\alpha] h = [1 - \frac{0,3}{2} + 0,1384 \cdot 0,32] \cdot 50 = 44,71 \text{ cm.}$

$A = \frac{cN_6}{Z \bar{\sigma}_a} = \frac{47 \cdot 10^5}{44,71 \cdot 4200} = 25,03 \text{ cm}^2$ section fictive:

Contrainte développée dans le béton. (vérification approchée)

$\sigma'_b = ?$ $\alpha = 0,32$, (tableau) $k = 31,8$; $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{4200}{31,8} = 132 \text{ kgf/cm}^2 > 1,5 \bar{\sigma}'_{b0} = 123,75 \text{ kgf/cm}^2$

vérification exacte:

$F'_b = \frac{cN_6}{Z} = \frac{47 \cdot 10^5}{44,71} = 1,05 \cdot 10^5 \text{ kg}$

$\sigma'_{sb} = \frac{1,05 \cdot 10^5}{100 \cdot 15} = 70 \text{ kgf/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}'_{b0} = 123,75 \text{ kgf/cm}^2$ vérifié!

alors la section réelle d'acier est:

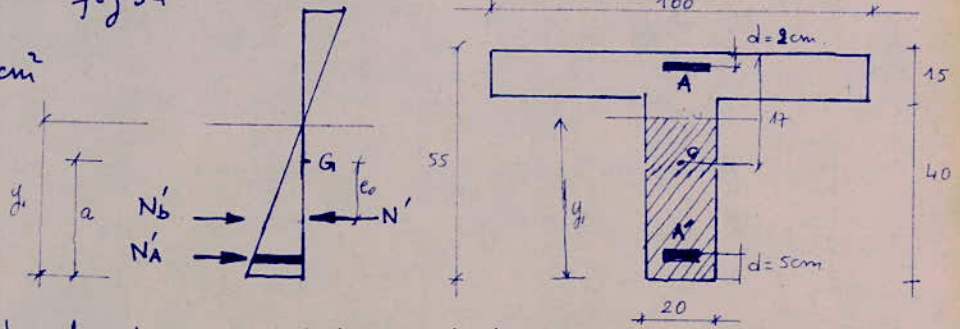
$A_1 = A - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$

$A_1 = 25,03 - \frac{71 \cdot 10^3}{4200} = 8,12 \text{ cm}^2$ soit $A_1 = 8,12 \text{ cm}^2$

2) Section ⑨ fig 34

$$A' = A_{\text{a}} = 8,12 \text{ cm}^2$$

fig:



Hypothèse: de béton tendue ne participe pas à la résistance, et les armatures existante A' doivent travailler en compression parallèlement au béton de la zone comprimée

Sait $M = 24,16 \text{ tm}$
 $N = 123 \text{ t}$

$$\text{excentricité } e_g = \frac{Mg}{N} = \frac{24,16 \cdot 10^5}{123 \cdot 10^3} = 19,6 \text{ cm} > \frac{I_{xx}}{(B + 15A')N'_z} = \frac{5,33375 \cdot 10^5}{41170,6} = 12,95 \text{ cm}$$

Section partiellement comprimée. (Remarque: sans des armatures A')

Moment fictif: $cM_b = 24,16 + 123(0,17 - 0,2) = 42,61 \text{ tm}$

$\mu = 0,2708$; $k = 12,4$; $\alpha = 0,5474$ $y_1 = 29 \text{ cm}$ Section rectangulaire.

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{4200}{12,4} = 338,7 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \bar{\sigma}'_{b0} \approx 1,5 = \left(1 + \frac{19,6}{3 \cdot 12,95}\right) 82,5 \times 1,5 = 186,18 \text{ kgf/cm}^2$$

$\sigma'_b > \bar{\sigma}'_b$: nécessité d'armatures comprimées.

$cM_b = 42,61 \text{ tm}$ / aux aciers tendus.

$N = 123 \text{ t}$. $\sigma'_b = 186,2 \text{ kgf/cm}^2$ $e_0 = 19,6 \text{ cm}$.

$a = 38 \text{ cm}$ $d' = 5 \text{ cm}$.

Sait le système formé par les 2 équations d'équilibre: (fig

$$\begin{cases} N' = N'_A + N'_b \\ N'(a - e_0 - d') = N'_b \left(\frac{y_1}{3} - d'\right) \text{ Moment / aux aciers comprimés.} \end{cases}$$

$N'_b = \frac{\bar{\sigma}'_b}{2} b \cdot y_1$ b : largeur de la section.

$$N'(a - e_0 - d') = \frac{\bar{\sigma}'_b}{2} \cdot b \cdot y_1 \left(\frac{y_1}{3} - d' \right)$$

$$123 \cdot 10^3 (38 - 19,6 - 5) = \frac{186,2}{2} \cdot 20 \cdot y_1 \left(\frac{y_1}{3} - 5 \right)$$

$$\text{Soit } y_1^2 - 15 y_1 - 2,658 \cdot 10^3 = 0 \quad y_1 = 59,5 \text{ cm,}$$

$y_1 > h$, la section est alors totalement comprimée si on fait travailler les armatures A' déterminées sous la section (1).

$$N'A = N' - \frac{1}{2} b \bar{\sigma}'_b \cdot y_1 = 123 \cdot 10^3 - \frac{1}{2} \cdot 186,2 \cdot 20 \cdot 59,5 = 1,22 \cdot 10^4 \text{ kgf}$$

$$N'A = A \cdot \sigma'_a$$

$$\sigma'_a = 15 \cdot 186,2 \cdot \frac{59,5 - 5}{59,5} = 2558,29 \text{ kgf/cm}^2$$

$$A' = \frac{N'A}{\sigma'_a} = \frac{1,22 \cdot 10^4}{2558,28} = 4,77 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } A' = 4,8 \text{ cm}^2 < 8,12 \text{ cm}.$$

Pourcentage minimum: $A_{\min} = \frac{6}{1000} \cdot 2300 = 13,8 \text{ cm}^2$ - alors on prendra $A = A_{\min}$

$$A = 13,8 \text{ cm}^2$$

3) Section: (10) et (3) fig 35

$$M = -27,31 \text{ tm}$$

$$N = 0,7 \text{ t négligé}$$

la section (10) est calculée à la flexion simple avec armatures symétrique.

les efforts de la section (3) sont inclus dans

ceux de la section (10), c'est alors en armant symétriquement la section (10),

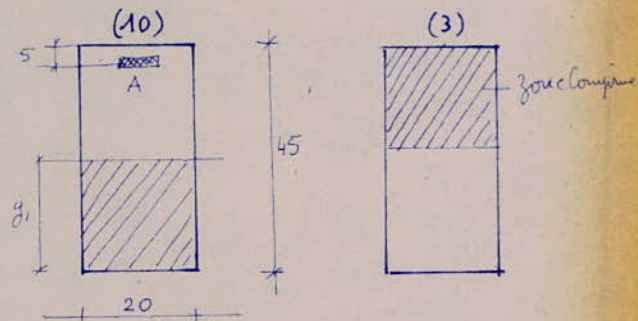
la section (3) n'entre pas en compte.

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 247,5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\mu = 0,3047 \quad ; \quad k = 11,4 \quad ; \quad \varepsilon = 0,8106$$

$$\bar{\sigma}'_a = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{4200}{11,4} = 368,42 > 2 \bar{\sigma}'_b \times 1,5 = 247,5 \text{ kgf/cm}^2$$



nécessité d'armatures comprimées.

$$\delta' = \frac{5}{40} = 0,125$$

D'après des abaques publiés par CHARON,

$$\delta' = 0,125 \text{ et } \mu = 0,3047 \Rightarrow \begin{matrix} \mu_n = 0,3000 & k_{em} = 20,09 & \omega_n = 2,300 \\ \mu_{n+1} = 0,3065 & k_{en+1} = 19,94 & \omega_{n+1} = 2,350 \end{matrix}$$

$$\bar{k} = \frac{4200}{247,5} = 16,97$$

$k_e > \bar{k}$ la solution précisée est valable.

$$\bar{\omega} = 2,300 + 0,05 \frac{0,3047 - 0,3000}{0,3065 - 0,3000} = 2,336$$

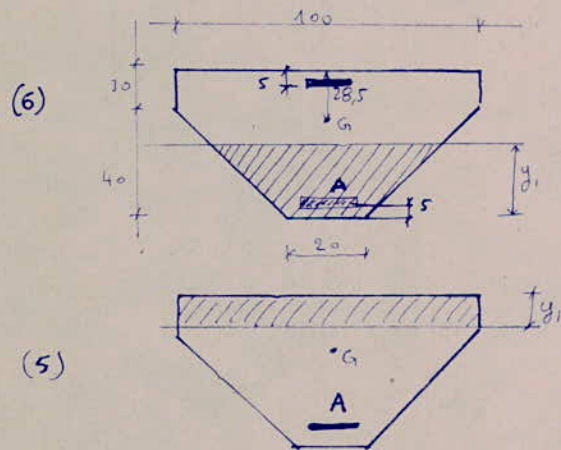
$$k_e = 20,09 - 20(2,336 - 2,3)(20,09 - 19,94) = 19,98 > \bar{k} \text{ solution admissible.}$$

$$A = A' = \bar{\omega} \frac{bh}{100} = 2,336 \cdot \frac{20 \cdot 40}{100} = 18,688 \text{ cm}^2$$

$A = A' = 18,7 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6 \text{ HA } 20.$

4) Section (5) et (6) :

fig 36



Caractéristiques de (5) :

$$M = 26,41 \text{ tm}$$

$$N = 17,4 \text{ t}$$

$$\mu = 0,0223 \quad \alpha = 0,1961 \quad y_1 = \alpha h = 0,1961 \times 65 = 12,74 < 30 \text{ cm section rectangulaire}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{26,41}{17,4} = 1,51 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{65}{2} \text{ section partiellement tendue.}$$

$$M_A = 17,4 (151 + 36,5) 10^{-2} = 32,625 \text{ tm.}$$

$$\mu = 0,0275 ; k_2 = 54,5 ; \varepsilon = 0,9281$$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{54,5} = 77,06 \text{ kgf/cm}^2 < 2\bar{\sigma}'_{b0} \times 1,5$$

$$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{32,625 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9281 \times 65} = 12,87 \text{ cm}^2 \quad A_1 = 12,87 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N'}{\bar{\sigma}_a} = \frac{17,4 \cdot 10^3}{4200} = 4,12 \text{ cm}^2 \quad A_2 = 4,12 \text{ cm}^2$$

Section réelle: $A = A_1 - A_2 = 12,87 - 4,12 = 8,75 \text{ cm}^2$

$$A = 8,75 \text{ cm}^2$$

Cas de (6)

$$M = 27,65 \text{ tm.}$$

$$N = 17,40 \text{ t}$$

$$e_{Ga} = \frac{M_0}{N} = 158,9 \text{ cm.}$$

On approchera la section donnée en prenant une section rectangulaire et on calcule les armatures nécessaires qui serviront de point de départ des itérations.

Moment fictif: $M_{fG} = 27,65 + 17,40(28,5 - 5) = 31,799 \approx 31,74 \text{ tm.}$

$$\mu = 0,067 \rightarrow k_2 = 31,8 \quad \alpha = 0,32 ; \varepsilon = 0,8932. \quad y_1 = 20,8 \text{ cm.}$$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{31,8} = 132 < 247,5 \text{ vérifié.}$$

$$A = \frac{M_{fG}}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{31,74 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,8932 \cdot 65} = 13,01 \text{ cm}^2$$

$$A = 13 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = 21 \text{ cm.}$$

Section vraie:

Moment statique / Δ_0 ; $\Delta_0 =$ axe neutre.

$H/\Delta_0 = 0 \rightarrow$ l'équation suivante est obtenue en faisant le moment statique / axe neutre.

$$y_1^3 + 30y_1^2 + 45y_1 A - 2925 A = 0$$

Soit $A = 15 \text{ cm}^2$; l'équation s'écrit:

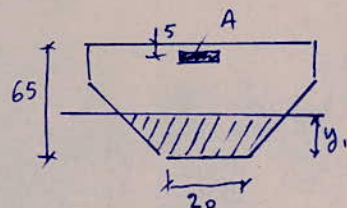


fig 37

$$y_1^3 + 30y_1^2 + 675y_1 - 43875 = 0$$

$$y_1 = 23,1 \text{ cm} \quad I/\Delta_0 = 5,246 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_0}{I/\Delta_0} = \frac{31,74 \cdot 10^5}{5,246 \cdot 10^5} = 6,05$$

$$\sigma_b' = K y_1 = 6,05 \cdot 23,1 = 139,75 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_a = 15 \cdot 139,75 \cdot \left(\frac{65 - 23,1}{23,1} \right) = 3802,28 \text{ kgf/cm}^2$$

Vérification du béton.

$$\bar{\sigma}_b' = \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \bar{\sigma}_{b0}' \times 1,5; \quad e_1 = \frac{17,423 \cdot 10^5}{5400 \cdot 28,5} = 11,32 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \left(1 + \frac{158,9}{3 \cdot 11,32} \right) 82,5 \times 1,5 = 702,7 \text{ donc max} = 2\bar{\sigma}_{b0}' = 247,5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_b' = 139,75 < 247,5 \text{ kgf/cm}^2 \text{ vérifié}$$

$$A_1 = A - \frac{N}{\sigma_a} = 15 - \frac{17,40 \cdot 10^3}{3800}; \quad \boxed{A_1 = 10,42 \text{ cm}^2}$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES SECTIONS D'ACIER. PALEE TYPE IV

N°	M tm	N t	e_a cm	état	σ_a kgf/cm ²	σ_a kg/cm ²	σ_b kgf/cm ²	$\bar{\sigma}_b'$ kgf/cm ²	A_{a1}	A_{a2}	A_{a1}	Diamètre et nuance
1	23,55	71	33,1	PC	4200	-	70	123,75	-	-	8,12	3 HA20
9	24,16	123	19,6	EC	-	2558	186,2	186,2	4,8	13,8	-	4 φ 12
4	26,41	78	33,8	PC	4200	-	79	123,75	-	-	9,31	3 HA20
7	27,65	108	25,6	EC	-	2666	186,2	186,2	8,735	13,8	-	4 φ 12
10	27,31	0,7	-	PC	4200	-	247,5	247,5	18,7	-	18,7	6 HA20 6 HA20
5	26,41	17,4	151	PC	4200	-	77,06	247,5	-	-	8,75	3 HA20
6	27,65	17,4	158,9	PC	4200	-	139,75	247,5	-	-	10,42	4 HA20
2	2,89	81,26					Les aciers calculés dans les sections 4-7. ne sont pas arrêtés et arrivent à 2 et 8.					3 HA20
8	3,15	111,17										4 φ 12
3	26,44	0,7							18,7		18,7	6 HA20 6 HA20

PC: partiellement comprimée; E: entièrement comprimée;

7-3 Armatures transversales; Palée type IV :

a) Montants:

$$T = 1,6 \text{ t} \quad (1^{\text{er}} \text{ genre})$$

$$\text{bras de levier } z = \frac{7}{8} h$$

$$h = 50 \text{ cm.}$$

$$z = \frac{7}{8} \cdot 50 = 43,75 \text{ cm}$$

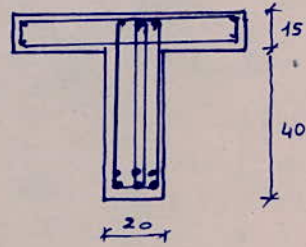


fig 38

Contrainte du beton sous 1^{er} genre.

$$M = 7,87 \text{ tm} \quad (\text{maximum})$$

$$N = 97,1 \text{ t}$$

$$\sigma'_b = \frac{N'}{(B' + 15A')} + \frac{M \cdot v'_i}{I_{xx'}} \quad ; \quad \sigma'_b = \frac{97,1 \cdot 10^3}{(2300 + 15 \cdot 8,12)} + \frac{7,87 \cdot 10^5 \cdot 38}{5,2936 \cdot 10^5 + 15(8,12) \cdot 33^2} = 85,26 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 85,26 \text{ kgf/cm}^2$$

$$z = \frac{7}{8} h; \quad \sigma_b = \frac{T}{b z} = \frac{1,6 \cdot 10^3}{20 \cdot 43,75} = 1,83 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b \quad \bar{\sigma}'_{b0} = 82,5 < \sigma'_b < 2 \cdot \bar{\sigma}'_{b0} = 165$$

$$\sigma_b \leq \left(4,5 - \frac{85,26}{82,5}\right) 6,3 = 21,84 \text{ kgf/cm}^2$$

Comme $1,83 < 21,84$ alors les cadres sont perpendiculaires à la ligne moyenne

Calcul des espacements:

$$\bar{t}_1 = h \left(1 - \frac{0,3 \sigma_b}{\bar{\sigma}_b}\right); \quad \bar{t}_2 = 0,2 h$$

- espacement admissible $\bar{t} = \max(\bar{t}_1, \bar{t}_2)$

$$\bar{t}_1 = 50 \left(1 - \frac{0,3 \cdot 1,83}{6,3}\right) = 45,64 \text{ cm}$$

$$\bar{t}_2 = 45,6 \text{ cm.}$$

$$\bar{t}_2 = 0,2 \cdot 50 = 10 \text{ cm}$$

- espacement calculé:

Soit des cadres et étriers de diamètre $\phi 8$.

$$1 \text{ cadre} + 1 \text{ étriers}; \quad A_t = 4 \cdot \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$$

Calcul de $\bar{\sigma}_{at}$:

$$\bar{\sigma}_{at} = \gamma_{at} \cdot \sigma_{cn} \quad \sigma_{cn} = 2400 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\text{Fe E 22})$$

$$\gamma_{at} = \max \left\{ \begin{array}{l} 2/3 \\ 1 - \frac{1,83}{36,3} = 0,967 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,967 \cdot 2400 = 2320,8 \approx 2321 \text{ kgf/cm}^2$$

$$t = \frac{2,01 \cdot 43,75 \cdot 2321}{1,6 \cdot 10^3} = 127 \text{ cm} \quad \text{Soit } t = \bar{t} = 45 \text{ cm}$$

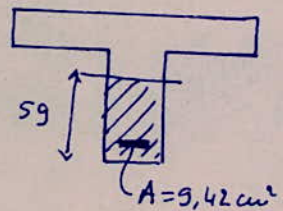
Remarque :

On constate que l'effort normal est prépondérant dans les montants par rapport à l'effort tranchant, c'est alors que nous calculerons l'espacement des cadres sous l'effort normal et le comparer à l'espacement obtenu sous l'effort tranchant. L'espacement à adopter sera le minimum des espacements considérés.

Effort Normal $N_{max} = 126,1 \text{ t}$.

$$t_1 = (100 \phi_t - 15 \phi_{lmax}) \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right)$$

$$t_2 = 15 \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right) \phi_{lmin}$$



$\sigma'_b = \frac{N}{\Omega}$ Dans l'hypothèse ou la section comprimée de béton renforcée + acier.

Ω : section homogène. $\Omega = 20 \cdot 59,5 + 15 \cdot 9,42 \text{ cm}^2$ | $\phi_{lmax} = 20$
| $\phi_{lmin} = 12$

$$\sigma'_b = 92,39 \text{ kgf/cm}^2. \quad \bar{\sigma}'_{b0} = 123 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{Soit } t_1 = (100,08 - 15 \cdot 2) \left(2 - \frac{92,39}{123} \right) = 62,44 \text{ cm}$$

$$t_2 = 15 \left(2 - \frac{92,39}{123} \right) \cdot 1,2 = 22,5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } t = 22,5 \text{ cm}$$

b) Chevette: $M = 7,87 \cdot 10^5$, $N = 12,1t$ (1^{er} genre) $T = 6,4 \cdot 10^3 \text{ kgf}$.

$$\sigma'_{b1} = \frac{12,1}{2300 + 15(8,75 + 10,42)} + \frac{7,87 \cdot 10^5 \cdot 26,5}{1,7423 \cdot 10^6 + 15(10,42 \cdot 26,5^2 + 8,75 \cdot 26,5^2)} = 15,4 \text{ kgf/cm}^2.$$

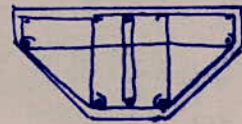
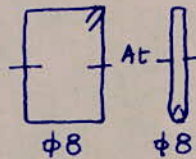
$$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b z} = \frac{6,4 \cdot 10^3}{20 \cdot \frac{7}{8} \cdot 50} = 7,31 < 3,5 \bar{\sigma}_b = 22,05 \text{ cm}^2$$

$$\bar{t} = 50 \left(1 - \frac{0,3 \cdot 7,31}{6,3}\right) = 32,59 \text{ cm.} \quad \bar{t} = 32,59 \text{ cm.}$$

t calculé:

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$$



$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ (4 } \phi 8)$$

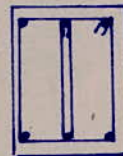
$$\bar{\sigma}_{at} = f_{at} \sigma_{cu} \quad \text{avec } f_a = \max \begin{cases} 2/3 \\ 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{3\bar{\sigma}_b} = 0,871 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,871 \cdot 2400 = 2090,4 \text{ kgf/cm}^2$$

$$t = 28,7 \text{ cm.} \quad \text{soit } \boxed{t = 28 \text{ cm}}$$

c) Travée intermédiaire:

$$\left. \begin{array}{l} M = 8,31 \text{ tm.} \\ T = 3,8t \end{array} \right\} 1^{\text{er}} \text{ genre.}$$



$$\sigma'_b = \frac{Mv}{I} \quad ; \quad \sigma'_b = 9,37 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b z} = \frac{3,8 \cdot 10^3}{20 \cdot \frac{7}{8} \cdot 40} = 5,43 \text{ kgf/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}_b = 92,05 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{t} = 40 \left(1 - \frac{0,3 \cdot 5,43}{6,3}\right) = 29,65 \text{ cm.}$$

$$\text{Espacement Calculé: } t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ cadras et deux } \phi 8. \\ \bar{\sigma}_{at} = 2170 \text{ kgf/cm}^2$$

$$t = \frac{2,01 \times \frac{7}{8} \cdot 40 \cdot 2170}{3,8 \cdot 10^3} = 40,17 \text{ cm.}$$

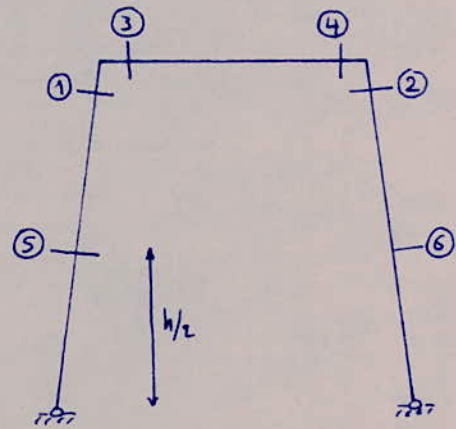
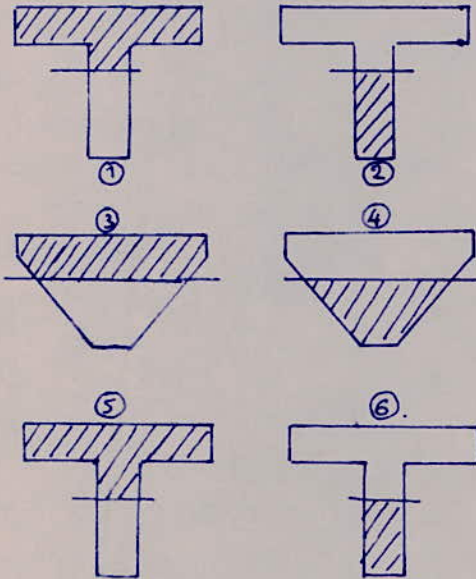
$$\text{Soit } \boxed{t = 29 \text{ cm.}}$$

7-4 ARMATURES LONGITUDINALES, PALEE TYPE III :

a) Sections: fig 39

$N = 76,5t$
 $M = 38,7tm$

$N = 115t$
 $M = 40tm$



③ : $M = 38,7tm$; $N = 11,5t$

④ : $M = 40tm$; $N = 11,5t$

⑤ : $M = 20tm$; $N = 76,5t$

⑥ : $M = 19,5t$; $N = 119,12t$

b) Armatures longitudinales:

Les methodes de calcul des aciers restent les mêmes que celles utilisées dans le cas de la pallee IV. Le tableau ci-dessous resume les calculs de section d'aciers longitudinaux:

TABLEAU RECAPITULATIF DES ACIER LONGITUDINAUX PALEE TYPE III

N°	M (tm)	N (t)	e_g (cm)	état	σ_a (kgf/cm ²)	σ'_a (kg/cm ²)	σ_b (kgf/cm ²)	σ'_b (kg/cm ²)	A' (cm ²)	A_l (cm ²)	A (cm ²)	Diamètre et nuance
1	38,7	76,5	50,5	P.C	4200	-	96,6	123,75	-	-	16,28	6 HA 20
2	40	115	34,7	P.C	2600	3117,3	247,5	247,5	16,29	13,8	5	A' : 6 HA 20 A : 5 ϕ 12
3	38,7	11,5	336	P.C	4200	-	90,5	247,5	-	-	14,36	3 HA 25
4	40	11,5	347,8	P.C	4200	-	247,5	247,5	-	-	18,84	3 HA 20
5	20	76,5	26	P.C	4200	-	119,3	240,75	-	-	2,93	A → 3 ϕ 12 3 HA 20 (N°1)
6	19,5	119,12	16,3	-	-	-	-	-	-	-	-	5 ϕ 12 (N°2)

7-5. Animateurs transversales, palée type III :

On résumons par le tableau suivant tout les calculs relatifs aux aciers transversaux de la palée type III.

Les aciers transversaux sont calculés à partir des efforts tranchants, du premier genre. Les méthodes de calcul sont identiques aux méthodes déjà vues dans le cas de la palée type IV.

Tableau des aciers transversaux de la palée type III

	T en t	Z en cm	σ_b kgf/cm ²	A _t en cm ²	$\bar{\sigma}_{at}$ kgf/cm ²	$\bar{\sigma}_b$ kgf/cm ²	t _c cm	\bar{t} cm	N t	t ₁ cm	t ₂ cm	t _a	nuance et diamètre
montant	1,8	43,75	2,05	2,01	2313,6	6,3	113	45	119,12	69,4	25	25	4 φ 8 cadre + étriers
charnière	8,14	56,875	7,15	2,01	2006,4	6,3	28,17	43	-	-	-	21	4 φ 8 cadre + étriers

T: effort tranchant du 1^{er} genre.

Z: bras de levier. $Z \approx \frac{7}{8} h$.

σ_b : contrainte tangentielle dans le béton. $\sigma_b = \frac{T}{bz}$ $b = 20 \text{ cm}$.

A_t: section d'acier transversaux

$\bar{\sigma}_{at}$: contrainte admissible des aciers transversaux

$\bar{\sigma}_b$: de traction du béton. CPA 325 Dosé 350 kg/m³ Contrôle Strict

t_c: espacement calculé / T $t_c = \frac{A_t \cdot Z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$

\bar{t} : .. admissible / T $\bar{t} = h \left(1 - \frac{0,3 \sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right)$ montant = 50 cm hauteur = 65 cm

N: effort Normal prépondérant. (2^{ème} genre)

t₁, t₂: espacement calculé sous N.

t_a: espacement adopté.

Chapitre VIII

FONDATEIONS

8-1: INTRODUCTION :

Il s'agit d'un sol alluvionnaire argilo-sableux de taux admissible de 2,5 bars à une profondeur de 60 cm.

Comme nous avons supposé que les palées sont articulées au sol, alors les éléments de réduction au niveau des fondations se réduisent à un effort normal vertical et une poussée horizontale.

Les semelles sont de forme rectangulaire et reposent sur le sol, lorsque la hauteur des palées est supérieure ou égale à la hauteur libre augmentée de 60 cm, (hauteur libre = hauteur terrain naturel - côté du projet). Si la hauteur libre est supérieure à la hauteur des palées alors, les semelles seront posées sur un socle de béton massif.

Le profil en long "d'exécution" (voir plan N° 2) nous montre que les palées de type IV reposent directement sur le sol, seul une palée de type III présente le cas de semelles sur socle de béton.

8-2 CALCUL DE FONDATION :

a) Semelle sur Sol : palée type IV.

Le principe de calcul est basé sur la méthode des bielles.

Soit: Q : charge à transmettre au sol. $Q = N + \text{béton de semelle}$.

$\bar{\sigma}_s$: taux admissible du sol.

B_x : Grand côté de la semelle.; B_y : petit côté de la semelle.

Nous prendrons $\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y}$ de manière que la semelle et le pilier soient homothétiques ou sensiblement moyennant une légère distorsion due à l'inclinaison. Les autres dimensions doivent satisfaire aux conditions suivantes:

$$h_t \geq d_1 + \frac{B_x - b_x}{4}$$

$$e \geq 6\phi + 6 \quad (e \text{ et } \phi \text{ en centimètres})$$

Soit $Q = N_v + \text{poids propre de la semelle.}$

$$Q = 106,8 + 3,85 = 109,8 \text{ t} \approx 110 \text{ t}$$

$$Q = 110 \text{ t}$$

$\Omega =$ aie résistante sur le sol.

$$\Omega = \frac{Q}{\bar{\sigma}_s}; \quad \Omega = \frac{110 \cdot 10^3}{2,5} = 44000 \text{ cm}^2$$

$$\Omega = B_x \cdot B_y; \quad \frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y} = \frac{100}{55};$$

$$B_y = 0,55 \cdot B_x.$$

$$\Omega = 0,55 \cdot B_x^2;$$

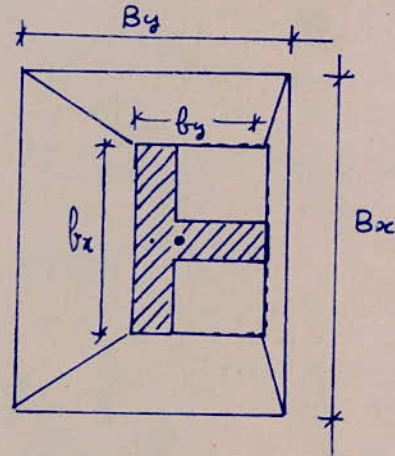
$$B_x = \sqrt{\frac{44000}{0,55}} = 282,84 \approx 284 \text{ cm.}$$

$$B_y = 282,84 \cdot 0,55 = 155,5 \text{ cm}$$

Soit $B_x = 285 \text{ cm}$

$$B_y = 155 \text{ cm.}$$

$$B_x = 285 \text{ cm}$$



$$N = 107,36 \text{ t}$$

$$b_x = 100 \text{ cm}$$

$$b_y = 55 \text{ cm}$$

fig 40

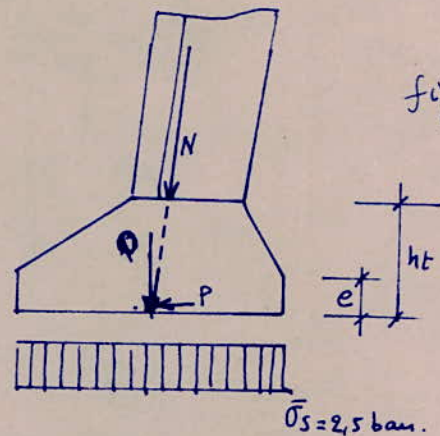


fig 41

$$\bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ bars.}$$

$$h_t \geq d_1 + \frac{B_x - b_x}{4}$$

$$e \geq 6\phi + 6$$

$$h_t \geq 3 + \frac{285 - 100}{4} = 49,25 \text{ cm.}$$

$$e \geq 6 \cdot 1,6 + 6 = 15,6 \text{ cm. soit}$$

$d_1 =$ enrobage des aciers: $d_1 = 3 \text{ cm}$ de la base de B_x

ϕ : diamètre des aciers utilisés $\phi 16$. lisses.

$$h_t = 50 \text{ cm}$$

$$e = 16 \text{ cm.}$$

Calcul des armatures :

$$F_x = \frac{Q(B_x - b_x)}{8(h_t - d_1)} ; F_y = \frac{Q(B_y - b_y)}{8(h_t - d_2)} ; \begin{matrix} d_1 = 3 \text{ cm de le sens de } B_x \\ d_2 = 5 \text{ cm de le sens de } B_y \end{matrix}$$

$$F_x = \frac{110 \cdot 10^3 (285 - 100)}{8(50 - 3)} = 54,12 \text{ t}$$

$$F_y = \frac{110 \cdot 10^3 (155 - 55)}{8(50 - 5)} = 30,55 \text{ t}$$

$$A_x = \frac{F_x}{\sigma_a} ; A_y = \frac{F_y}{\sigma_a} \quad \sigma_a = 1600 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (Fe22)}$$

$$A_x = \frac{54,12 \cdot 10^3}{1600} = 33,82 \text{ cm}^2 \text{ soit } 17 \phi 16 \text{ e: } 9,5 \text{ cm de le sens de } B_x$$

$$A_y = \frac{30,55 \cdot 10^3}{1600} \approx 19,1 \text{ cm}^2 \text{ soit } 10 \phi 16 \text{ e: } 31,6 \text{ cm dans le sens de } B_y$$

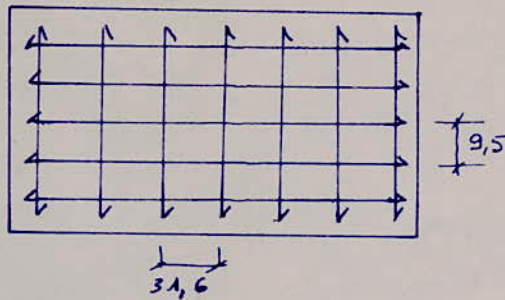
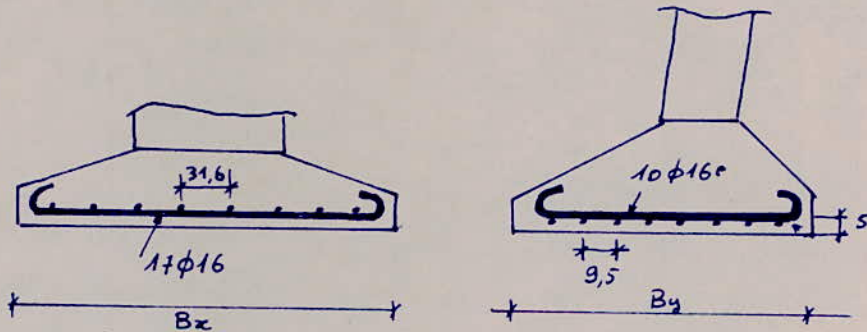


fig 42

Semelles sur socle de Béton massif:

$$N = 103 \text{ t}$$

$$\Omega = \frac{N}{\bar{\sigma}'_{b_0}} ; \bar{\sigma}'_{b_0}: \text{Contrainte admissible de Compression du Béton (c. simple)}$$

$$\Omega = \frac{103 \cdot 10^3}{82,5} = 1248 \text{ cm}^2 < \text{Section d'impact.}$$

B_x et B_y section arbitrairement choisies:

$$B_x = 140 \text{ cm} \quad B_y = 120 \text{ cm} \quad \text{lit} = 30 \text{ cm.}$$

$$F_x = \frac{Q(B_x - b_x)}{8(\text{lit} - d_1)} ; \quad F_y = \frac{Q(B_y - b_y)}{8(\text{lit} - d_2)}$$

$$A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} ; \quad A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a}$$

$$F_x = \frac{103(140 - 100)}{8(30 - 3)} = 19,07 \text{ t}$$

$$F_y = \frac{103(120 - 55)}{8(30 - 2)} = 29 \cdot 10^3 \text{ kg} \approx 29 \text{ t}$$

$$A_x = \frac{19,07 \cdot 10^3}{1600} = 11,92 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 6 \phi 16 \quad e = 21,6 \text{ cm} \approx 22 \text{ cm.}$$

$$A_y = \frac{29 \cdot 10^3}{1600} = 18,13 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 12 \phi 16 \quad e = 12,37 \text{ cm} \approx 12 \text{ cm}$$

Calcul du socle du béton:

$$\text{Soit un poids de } 1,40 \cdot 1,58 \cdot 2,5 + 0,70 \cdot 1,58 \cdot 2,5 = 8,29 \text{ t soit } 9 \text{ t}$$

$$0,50 \cdot 2,88 \cdot 1,58 \cdot 2,5 = 5,67 \approx 6 \text{ t}$$

$$N + \text{poids propre} = 103 + 15 = 118 \text{ t.}$$

$$\Omega = \frac{118 \cdot 10^3}{2,5} = 47200 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } B'_x = 300 \text{ cm}, B'_y = 160 \text{ cm.}$$

$B'_x = 300 \text{ cm}$ $B'_y = 160 \text{ cm}$
--

Chapitre IX

ETANCHEITE ET BOULONS

D'ASSEMBLAGE BACHE-CHEVETRE.

9.1. Boulons d'assemblage bâche-chevêtre:

La force transversale due au séisme qui sollicite la bache est de 14t. La transmission de cette force au chevêtre se fait à l'aide de boulons à haute résistance de type HR 1 de contrainte nominale élastique $\sigma_e = 9000 \text{ kgf/cm}^2$. Ces boulons au nombre de quatre sont logés dans des manchons métalliques encastrés respectivement au radier de la bache et au chevêtre de la poutre. (voir plan N° 8) Afin d'éviter une rupture du béton sous l'effet des contraintes locales, la zone de béton avoisinante des boulons est frettée.

9.2. Calcul des boulons:

Schema de calcul:

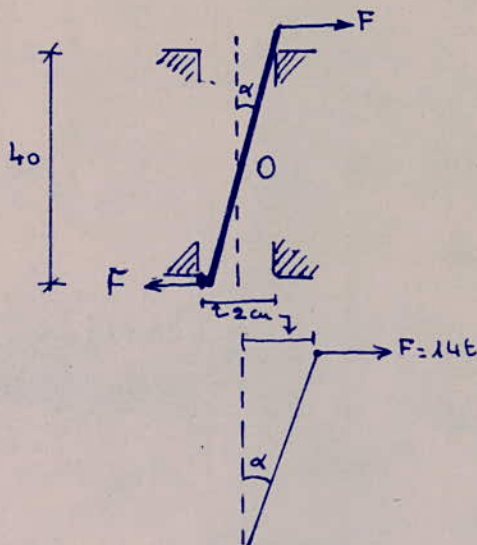
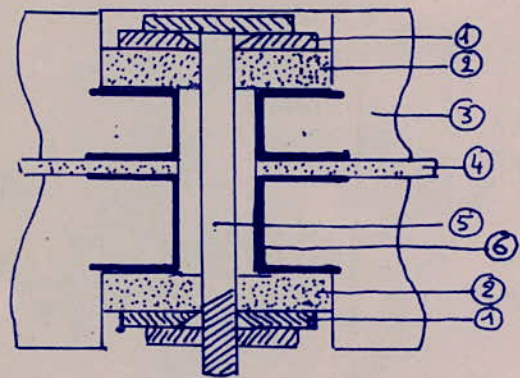


fig: 44



- 1 - rondelle
- 2 - tampon de néoprène
- 3 - radier
- 4 - ruban de néoprène
- 5 - boulon HR 1 $\phi 25$
- 6 - manchon métallique.

Hypothèse et Calcul:

On suppose que sous l'effet de la force F appliquée à la tête du boulon, les tampons de neoprène permettent au boulon de subir une rotation autour du pt O. fig. 44. Le boulon sera sollicité par un effort de traction que nous calculons ci-dessous.

$$T = F / \sin \alpha$$

Comme α est très faible alors

nous pouvons écrire $\sin \alpha = \text{tg} \alpha$.

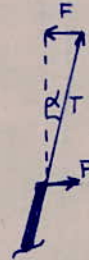
et par suite $T = F / \text{tg} \alpha$

$$\text{tg} \alpha = \frac{\text{déplacement (Somme des jeux réservés au boulon)}}{\text{longueur du boulon}} = \frac{2}{40} = \frac{1}{20}$$

alors : $T = 20 \cdot F$

$$T = 20 \cdot 14 = 280 \text{ t.}$$

$$T = 280 \text{ t}$$



Section du boulon: (nombre de boulons: $n=4$)

$$A = \frac{T}{\sigma_e} = \frac{280 \cdot 10^3}{9000 \cdot 4} = 7,77 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit des boulons HR1 } \phi 32.$$

$$4 \text{ boulons } \phi 32 \text{ type HR1}$$

9-3: Étanchéité:

a) la bache: Le béton utilisé pour la confection de la bache est un béton dosé à 400 kg de ciment / m^3 . Ce dosage donne en principe une paroi hydrofuge et bien étanche, cependant, il faut veiller à ce que les éléments entrant dans la composition de ce béton soient rigoureusement contrôlés et ce contrôle porte essentiellement sur:

- eau de gachage :

Elle doit contenir moins de 2g/l d'impuretés, d'argiles et ne doit pas être acide ni contenir plus de 15g/l de sel dissous.

- agrégats : (sables, graviers, pierres) : Ils ne doivent pas provenir d'un voisinage marin et doivent être inertes chimiquement. Ils sont supposés être propres et bien dispersés dans le liant lors de l'exécution.

En première hypothèse, la bache est supposée être hydrofuge et parfaitement étanche sans tout autre produit de surface.

Cependant, on veillera à envelopper la surface intérieure par un produit bitumineux dur de pénétration 10/20 à 40/50 si l'ouvrage est situé en région chaude.

b) Le joint de séparation et de retrait :

Pour réaliser l'étanchéité du joint, lors de l'exécution, on condamnera un ruban Waterstop PVC ou Caoutchouc (voir fig 45) de part et d'autre du joint. Afin de protéger ce ruban des agents extérieurs (cailloux, terre etc..) et de diminuer la rugosité du canal, nous colmaterons le joint d'un matériau compressible tel que le flexel, l'isolé mou ou un similaire.

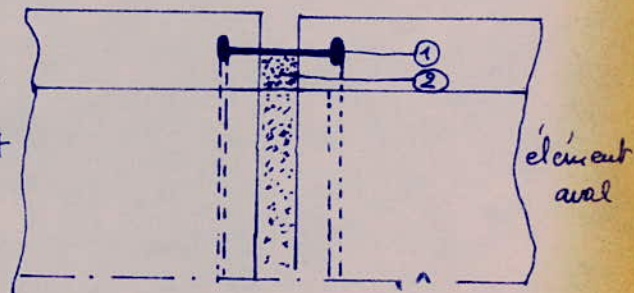
① : ruban Waterstop PVC -

② : flexell, plastijoint, ou similaire.

élément amont

élément aval

fig: 45



TABLEAUX

ET

DIAGRAMMES

TABLEAU: 3

/	A	B			C		D		E			F
/	AB	BA	BE	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EB	EF	FE
C	-	0,362	0,156	0,482	0,173	0,827	0,827	0,173	0,482	0,156	0,362	-
M	0	-0,419	0,450	0,279	-0,279	1,624	-1,624	0,025	-0,025	-0,450	+0,038	0
B	-	-0,1122	-0,04836	-0,1494	-0,0747					-0,02418		
C	-			-0,10988	-0,2197	-1,0505	-0,52527					
D	-					0,8784	1,7568	0,36750	0,1837			
E	-		0,0216					0,0668	0,1337	0,0432	0,1004	
B	-	0,03194	0,0417	0,0425	0,0216					0,0069		
C	-			-0,0778	-0,1556	-0,7440	-0,3720					
D	-					0,1268	0,2524	0,05279	0,0264			
E	-		-0,0026					-0,0080	-0,0160	-0,0052	-0,0120	
B	-	0,0291	0,0425	0,0387	0,0194					0,0063		
C	-			-0,0426	-0,0252	-0,1204	-0,0602					
D	-					0,0282	0,0564	0,01180	0,0059			
E	-		-0,0010					-0,0029	-0,0058	-0,0019	-0,0046	-
B	-	0,0049	0,0021	0,0065	0,0033					0,0010		
C	-			-0,0027	-0,0054	-0,0260	-0,0130					
D	-					0,0066	0,0132	0,0027	0,0014			
E	-		-0,0002					-0,00058	-0,0018	-0,0004	-0,0009	
B	-	0,0001	0,0004	0,0014	0,0007					0,0002		
C	-			-0,0006	-0,0012	-0,0060	-0,0030					
D	-					0,0015	0,0029	0,0006	0,0003			
M _{tm}	0	-0,46	+0,45	+0,01	-0,72	+0,72	-0,52	+0,52	0,30	-0,42	+0,12	0

TABLEAU: 4.

DEPLACEMENT ETAGE SUP.

/	A	B			C		D		E			F
/	AB	BA	BE	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EB	EF	FE
C	-	0,362	0,156	0,482	0,173	0,827	0,827	0,173	0,482	0,156	0,362	-
η	D	-	-	1,047	1,047	-0,760	-0,760	1,047	1,047	-	-	0
B	O	-0,3790	-0,1633	-0,5046	-0,2523					-0,0816		0
C	O			-0,0030	-0,0060	-0,0287	-0,0143					0
D	O					-0,1127	-0,2255	-0,0471	-0,0236			0
E	O		-0,0734					-0,2269	-0,4539	-0,1469	-0,3409	0
B	O	+0,0276	0,0119	0,0368	0,0184					0,0059		0
C	O			0,0081	0,0163	0,0779	0,0389					0
D	O					0,0777	0,1554	0,0325	0,0162			0
E	O		-0,0017					-0,0053	-0,0106	-0,034	-0,0080	0
B	O	-0,0023	-0,0009	-0,0030	-0,0015					-0,0004		0
C	O			-0,0066	-0,0132	-0,0630	-0,0315					0
D	O					0,0152	0,0304	0,0063	0,0032			0
E	O							-0,0006	-0,0013	-0,0004	-0,0010	0
M _{tm}	O	-0,35	-0,22	+0,57	+0,80	-0,80	-0,80	+0,80	+0,57	-0,22	-0,35	0

TABLEAU: 5
DEPLACEMENT ETAGE INF.

/	A	B			C		D		E			F
/	AB	BA	BE	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EB	EF	FE
C	-	0,362	0,156	0,482	0,173	0,827	0,827	0,173	0,482	0,156	0,362	-
M	0	+0,524	-0,040							-0,040	0,524	0
B		-0,1752	-0,0755	-0,2332	-0,1166					-0,0377		
C				0,0100	0,0201	0,0964	0,0482					
D						-0,0199	-0,0398	-0,0083	-0,0041			
E			-0,0345					-0,1065	-0,2131	-0,0689	-0,1600	
B		0,0088	0,0038	0,0118	0,0059					0,0019		
C				0,0012	0,0024	0,0115	0,0057					
D						0,0417	0,0833	0,0174	0,0087			
E			-0,0008					-0,0025	-0,0051	-0,0016	-0,0030	
B		-0,0001	-	-0,0002	-0,0001					-		
C				-0,0035	-0,0071	-0,0340	-0,0170					
D						0,0080	0,0161	0,0033	0,0017			
E								-0,0004	-0,0008	-0,0002	-0,0006	
M _{tm}	0	0,36	-0,15	-0,21	-0,09	+0,09	+0,09	-0,09	-0,21	-0,15	0,36	0

TABLEAU: 7

G+P+SI (2°Geme) noeuds fixes

	A	B			C		D		E			F
	AB	BA	BE	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EB	EF	FE
C	-	0,362	0,156	0,482	0,173	0,827	0,827	0,173	0,482	0,156	0,362	-
M	+0,0	-0,240	+0,450	+0,160	-0,160	+1,624	-1,624	0,160	-0,160	-0,450	+0,240	0,0
B	-	-0,1339	-0,0577	-0,1783	-0,0891					-0,0288		-
C	-			-0,1189	-0,2378	-1,1370	-0,5685					-
D	-					0,8404	1,6808	0,3516	0,1758			-
E	-		0,0174					0,0537	0,1074	0,0348	0,0807	-
B	-	0,0367	0,0158	0,0489	0,0244					0,0079		-
C	-			-0,0748	-0,1496	-0,7152	-0,3576					-
D	-					0,1256	0,2513	0,0526	0,0263			-
E	-		-0,0026					-0,0082	-0,0165	-0,0053	-0,0124	-
B	-	0,0280	0,0120	0,0373	0,0186					0,0060		-
C	-			-0,124	-0,0249	-0,1192	-0,0596					-
D	-					0,0280	0,0560	0,0117	0,0058			-
E	-		-0,0009				-0,0028	-0,0057	-0,0018	-0,0042		-
B	-	0,0048	0,0020	0,0064	0,0032					0,0010		-
C	-			-0,0027	-0,0054	-0,0258	-0,0129					-
D	-					0,0065	0,0129	0,0027	0,0013			-
E	-		-0,0001					-0,0005	-0,0011	-0,0003	-0,0008	-
B	-	0,0010	0,0004	0,0010	0,0006					0,0002		-
C	-			-0,0006	-0,0012	-0,0058	-0,0029					-
D	-					0,0014	0,0028	0,0006	0,0003			-
M	0	-0,30	+0,43	-0,13	-0,62	+0,62	-0,62	+0,62	+0,13	-0,43	+0,30	0

G+P+V (1^o genre)

TABLEAU 6

$k_1 = 12,962$
 $k_2 = 33,584$

/	A	B			C		D		E			F
	AB	BA	BE	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EB	EF	FE
M	0	-0,46	+0,45	+0,01	-0,72	+0,72	-0,52	+0,52	+0,30	-0,42	+0,12	0
$k_1 M_1$	0	-4,54	-2,85	+7,39	+10,37	-10,37	-10,37	+10,37	+7,39	-2,85	-4,54	0
$k_2 M_2$	0	+12,09	-5,04	-7,05	-3,02	+3,02	+3,02	-3,02	-7,05	-5,04	+12,09	0
M_1	0	7,09	-7,44	+0,35	+6,63	-6,63	-7,87	+7,87	+0,64	-8,31	+7,67	0

G+P+SI (2^o genre)

TABLEAU 8

$k_1 = 46,301$
 $k_2 = 111,291$

/	A	B			C		D		E			F
	AB	BA	BE	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EB	EF	FE
M	0	-0,30	+0,43	-0,13	-0,62	+0,62	-0,62	+0,62	+0,13	-0,43	+0,30	0
$k_1 M_1$	0	-16,20	-10,18	+26,39	+37,04	-37,04	-37,04	+37,04	+26,39	-10,18	-16,20	0
$k_2 M_2$	0	+40,06	-16,69	-23,37	-10,01	+10,01	+10,01	-10,01	-23,37	-16,69	+40,06	0
M_1	0	+23,55	-26,44	+2,89	+26,41	-26,41	-27,65	+27,65	+3,15	-27,31	+24,16	0

PALEE TYPE IV

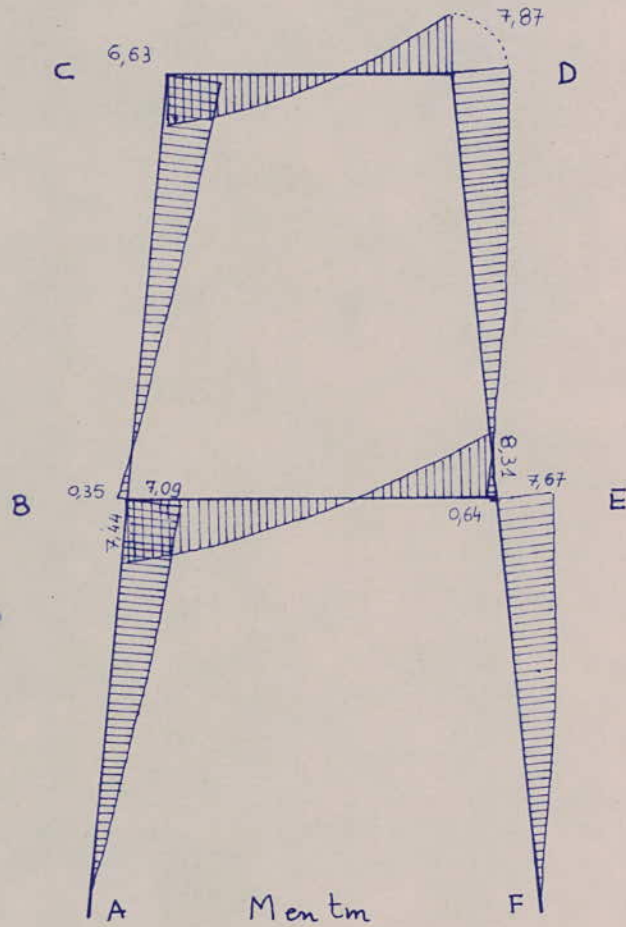


Diagramme des moments sous G + P + V I^{er} GENRE

PALEE TYPE IV

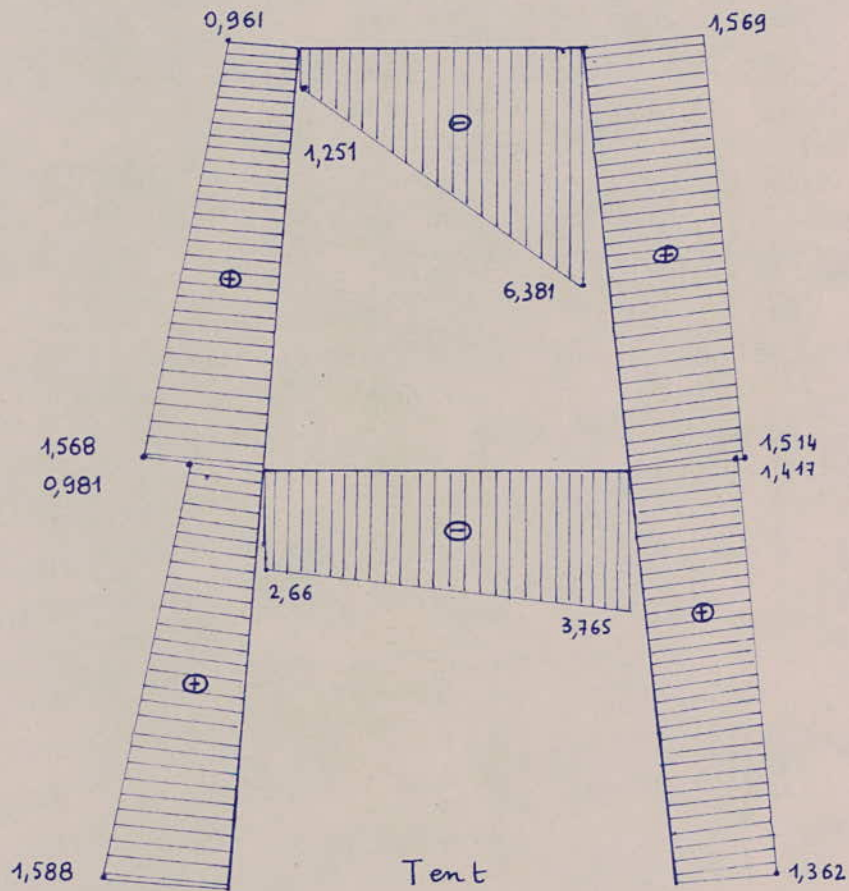


Diagramme des efforts tranchants sous G+P+V (I^{er} GENRE)

PALEE TYPE IV

⊖ Compression

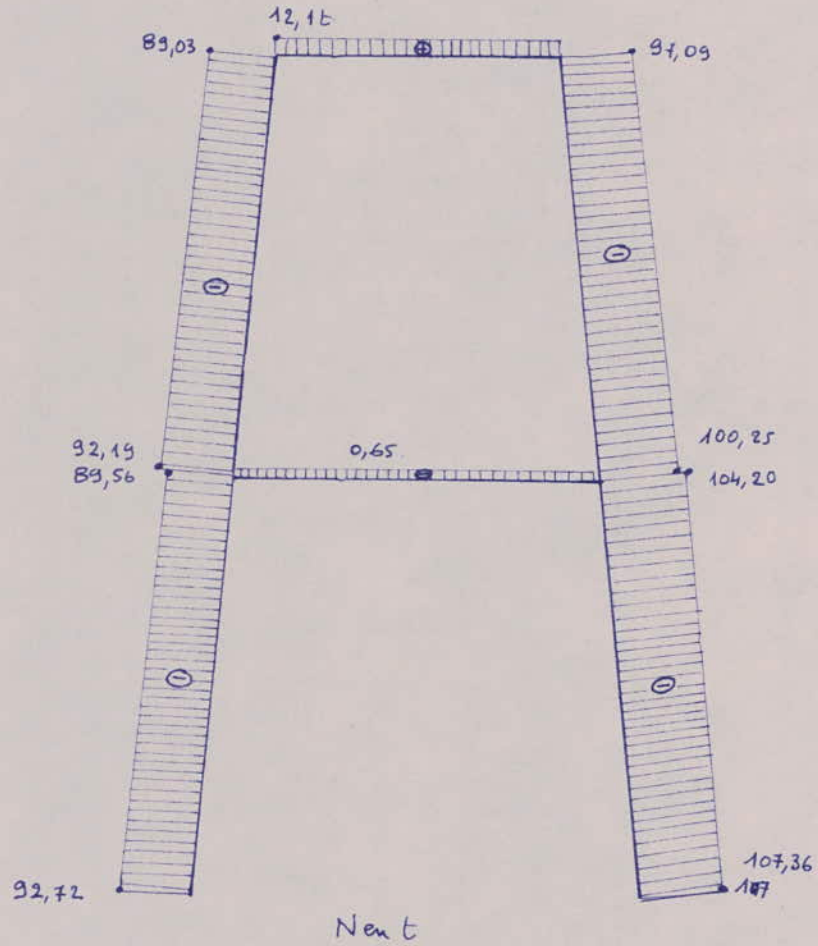


Diagramme ds efforts Normaux 1^{er} genre (sous G+P+V).

PALEE TYPE IV

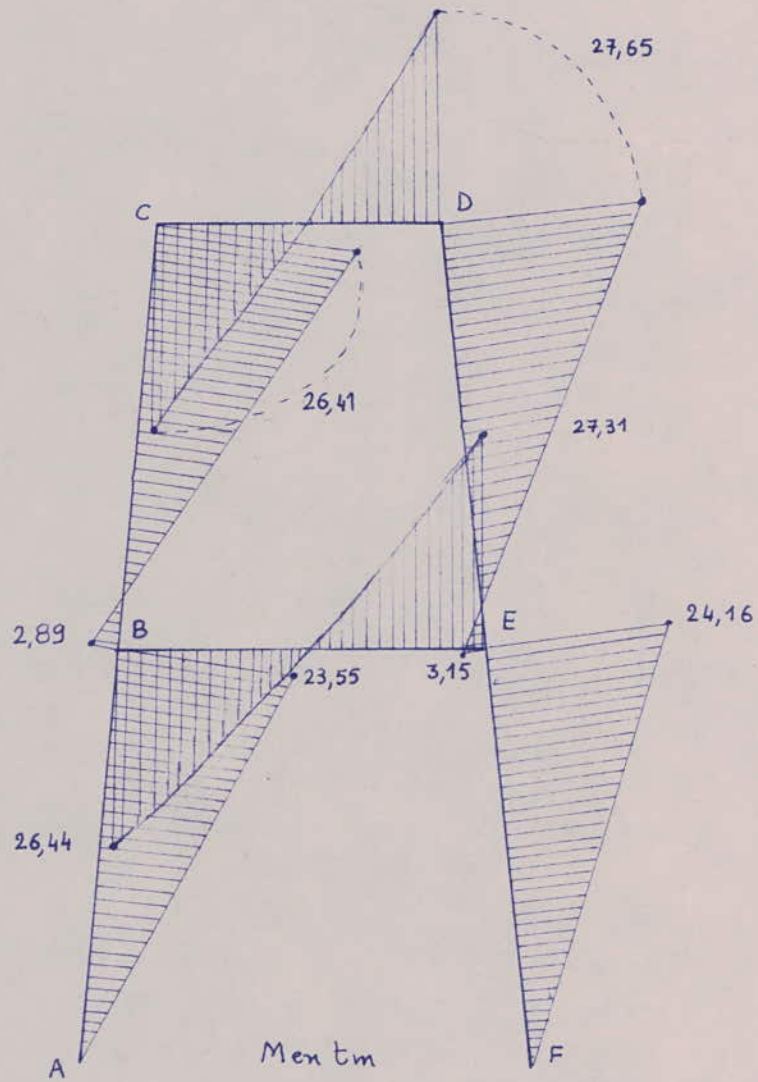
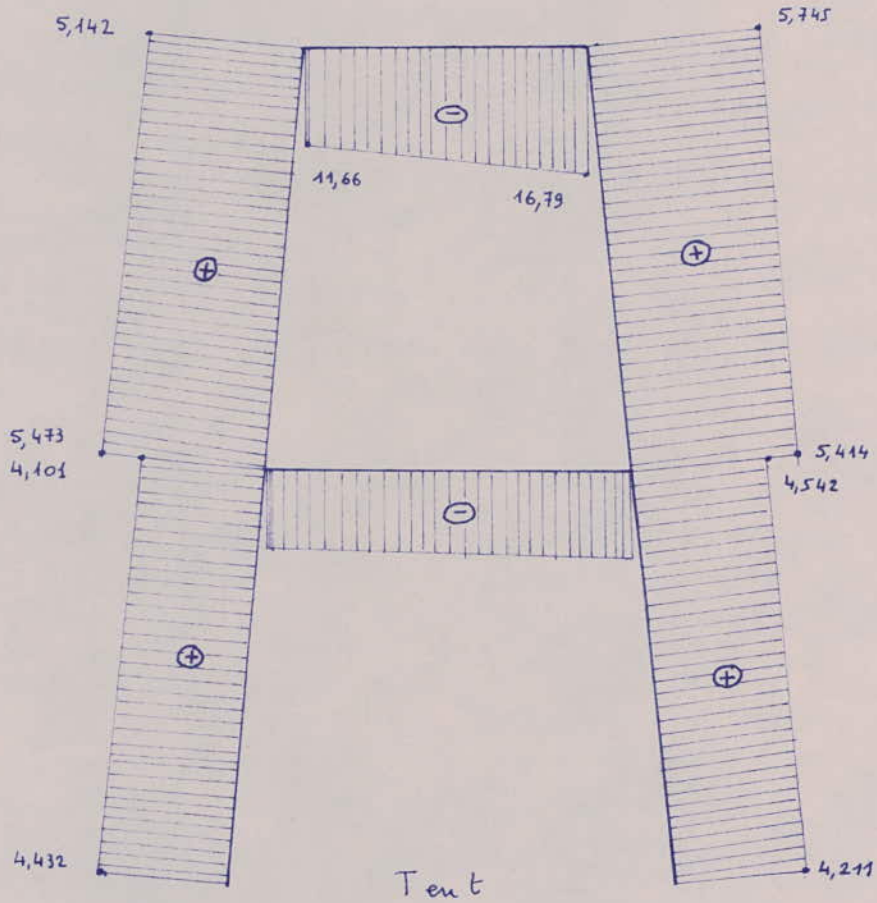


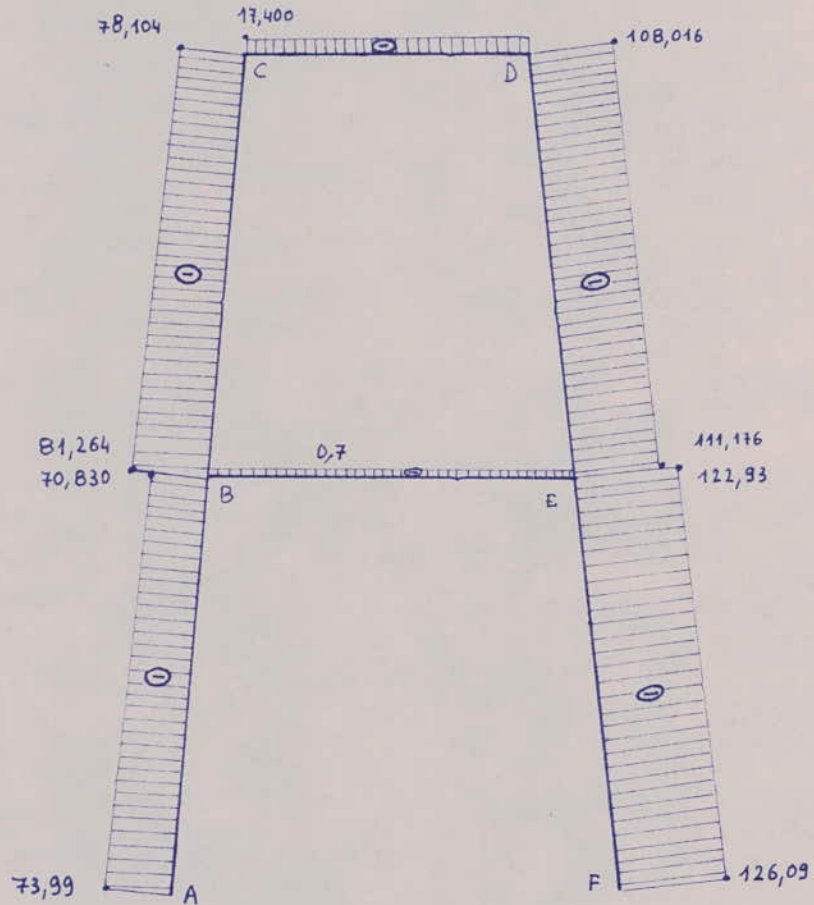
Diagramme des moments sous G+P+SI 2^e GENRE

PALEE TYPE IV



Diagrammes des efforts tranchants sous G+P+SI (2^e GENRE).

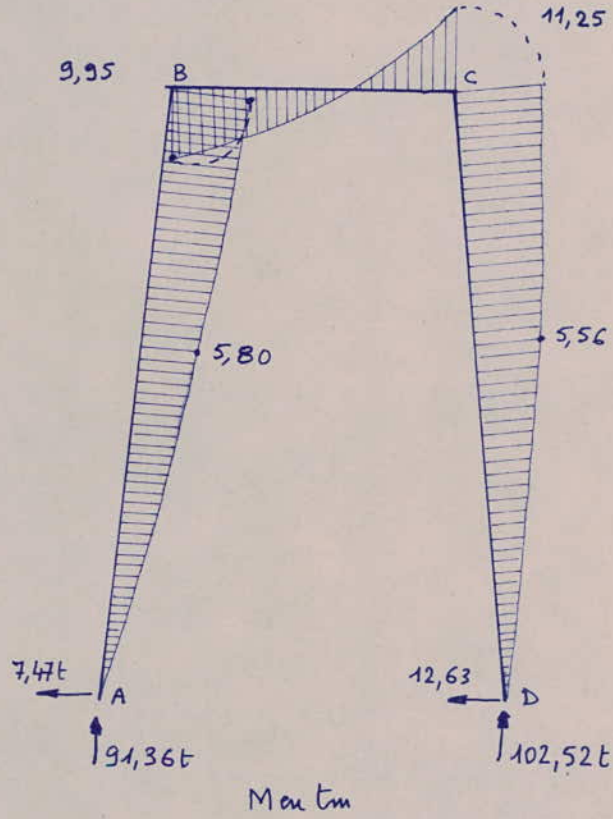
PALEE TYPE IV



N en t

Diagrammes des efforts normaux / (G+P+SI) 2^e genre.

PALEE TYPE III



Diagrammes des moments fléchissants sous G+P+V (1^{er} genre).

PALEE TYPE III

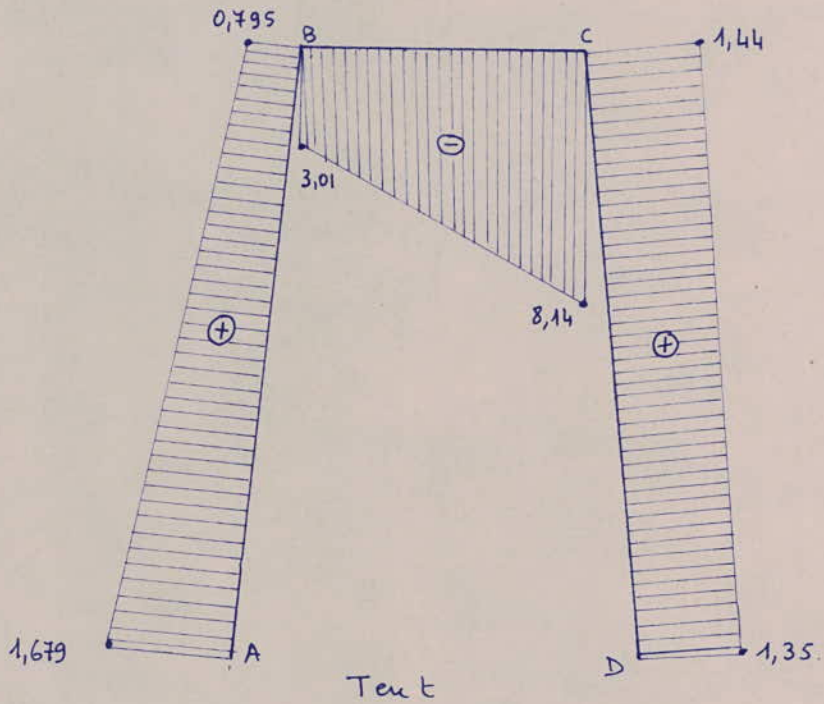


Diagramme des efforts tranchants sous G+P+V (1^e genre)

PALEE TYPE III

⊖ Compression

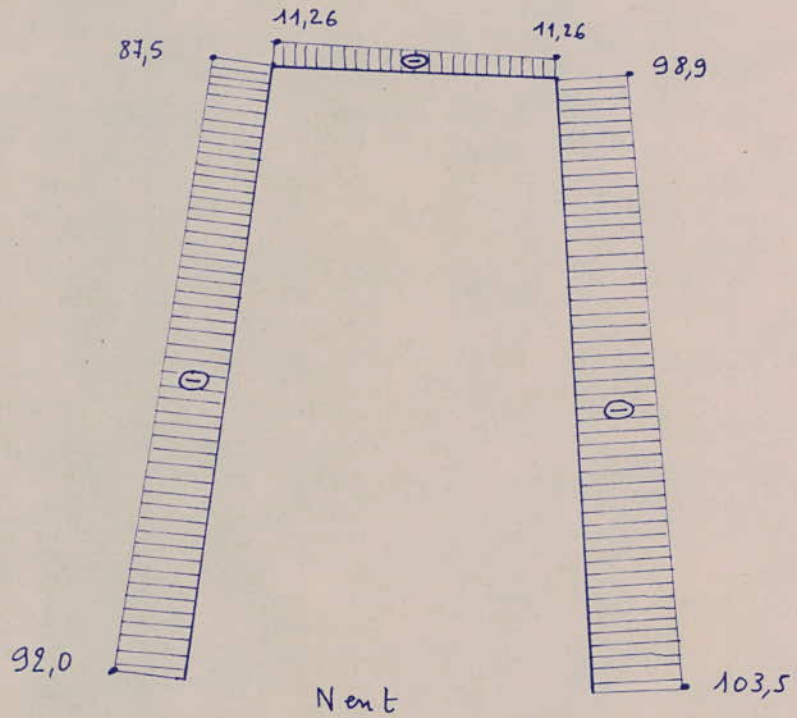
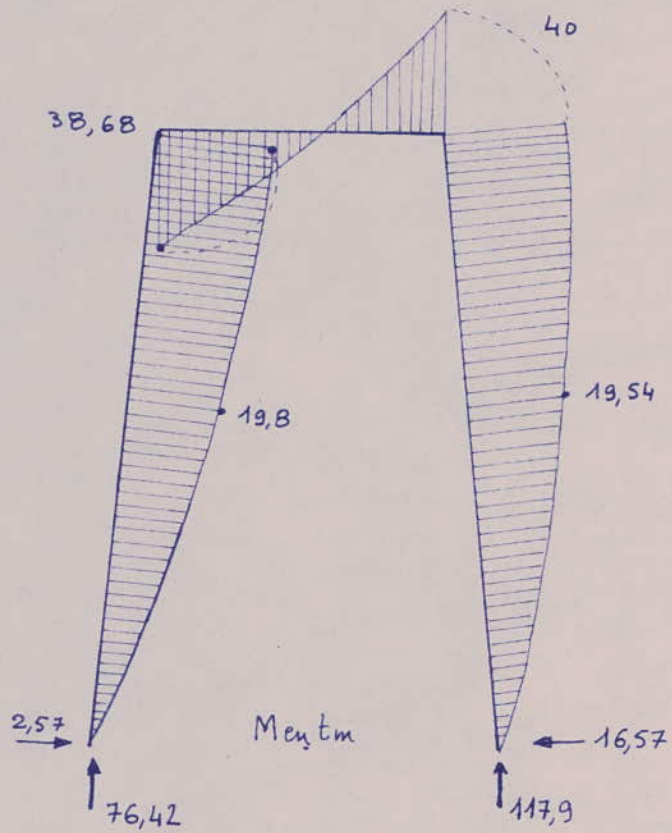


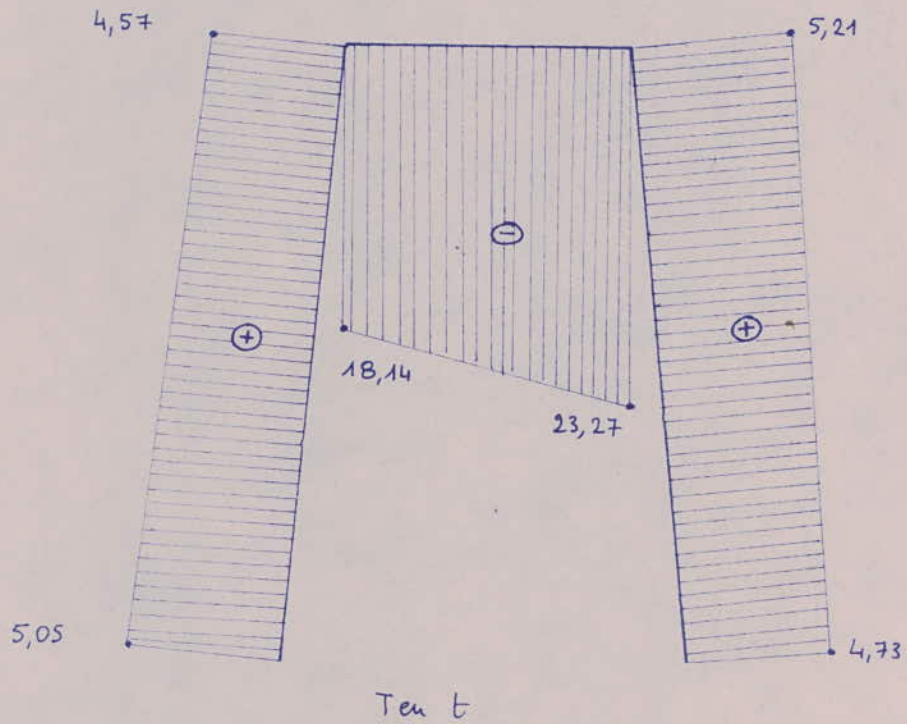
Diagramme des efforts Normaux sous G+P+V (1^{er} genre).

PALEE TYPE III



Diagrammes des Moments fléchissants sous. (G+P+SI) 2^e genre.

PALEE TYPE III



Diagrammes des efforts tranchants, sous $(G+P+SI)$ 2^e genre.

PALEE TYPE III

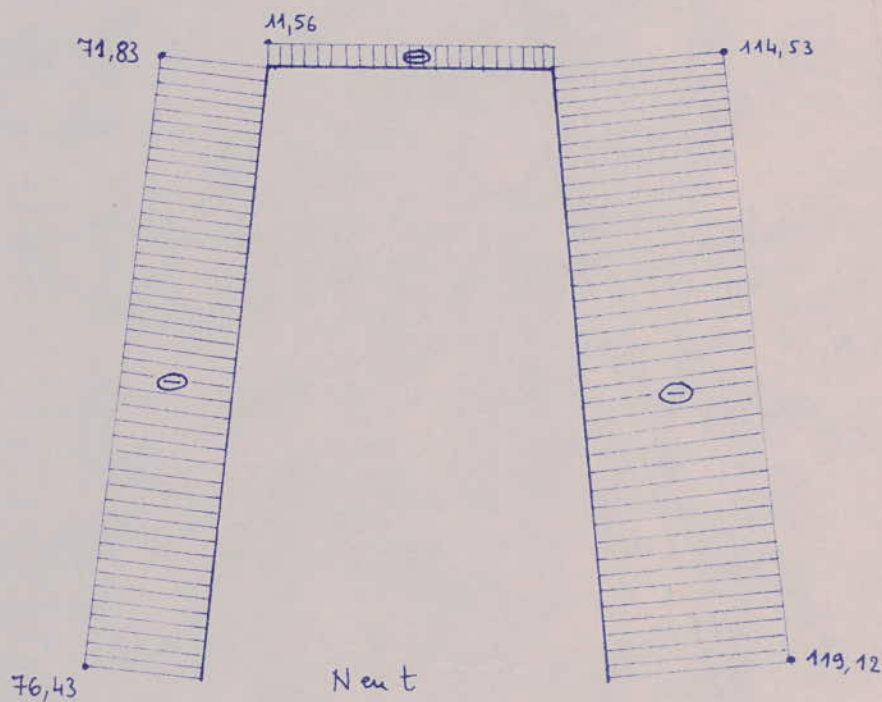


Diagramme des efforts Normaux sous (G+P+SI) 2^e genre.

TABLE DES MATIERES

Données du projet:.....	Pages: a
-------------------------	-------------

Première Partie :

chapitre I

Calcul hydraulique 1

Introduction 1

Dimensionnement de la section hydraulique... 2

Ouvrage de transition 4

Longueur de raccordement 6

Contrainte tangentielle sur les parois 7

Caractéristiques géométriques et dynamiques: 8

Chapitre II Description de l'ouvrage 9

Deuxième Partie

Chapitre III

Caractéristiques des matériaux utilisés... 11

Béton 11

Aciers 13

Chapitre IV

Calcul de la bache 16

Charges et surcharge 16

Moment fléchissant et Effort tranchant	17
Détermination des sections d'aciers longitudinaux	17
Aciers transversaux	22
Flexion transversale de la bache	25
Effet du vent	25
Flexion d'effort tranchant	28
Ferraillage transversal de la bache	32

Chapitre V

Etude du séisme	34
Sollicitations sismiques	34
Calcul des sollicitations sismiques	34

Chapitre VI

Calcul des efforts sur les palées	41
Caractéristique géométriques	41
Calcul de la palée type IV	42
Calcul de la palée type III	54

Chapitre VII

Calcul des sections d'aciers	60
Palée type IV	60
Armatures longitudinales, palée type IV	61
Armatures transversales, palée type IV	68
Armatures longitudinales, palée type IV	71
Armatures transversales, palée types III	72

Chapitre VIII

Fondations 73
 Introduction 73
 Calcul de fondation 73

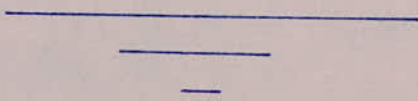
Chapitre IX

Etauchement et Boulons d'assemblage bache-chevêlre: 77.
 Boulons d'assemblage 77.
 Etauchement 79

Tableaux et diagrammes :

Tableau 3 . . G+P+V (1^{er} G) noeuds fixes . . . 80
 Tableau 4 Deplacement Etage Sup 81
 Tableau 5 « « Inf 82
 Tableau 7 . . G+P+SI (2^o G) noeuds fixes . . . 83
 Tableau 6 . . Moments resultant / G+P+V (1^o G) : 84
 Tableau 8 / G+P+SI (2^o G) 84.

Diagrammes des Moments fléchissant. Paléotype IV 85-86-87 1^o G
 88-89-90 2^o G
 « « « Paléotype III : 91-92-93 1^o G
 94-95-96 2^o G



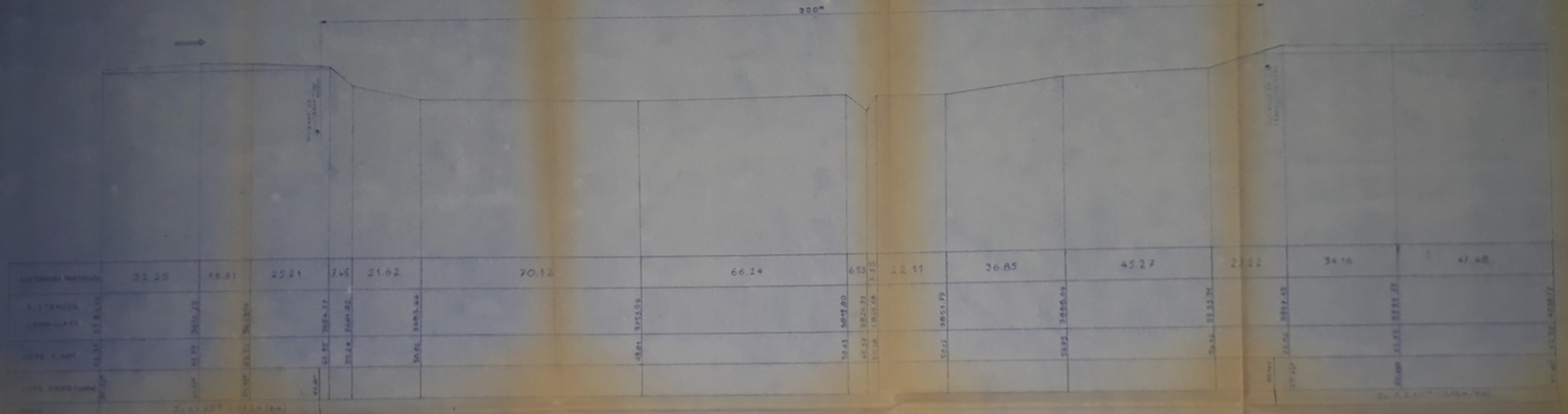
Bibliographie :

- KLEINLOGEL formule des Calcul des Cadres.
- V. BAUZIL - Traité d'irrigation texte Eyrolles.
- Rep. Française. Minist Coopérat. Irrigation Gravitaire par Canaux SOGREAH
- P. CHARON - Le Calcul pratique par la Méthode
de CROSS. 8^e édition Eyrolles.
- Exercice de Béton Armé avec Solutions "
- Le Calcul et la vérification des
Ouvrages en béton armé ~~7~~ 7^e edit. Eyrolles.
- Le calcul pratique des sections de
Béton armé - flexion simple et composée "
- G. LAPRAY - Hydraulique Générale (polycope)
Ecole nationale polytechnique.

CCBA 68 Révisé 70.

Règles parasismiques 69 et Annexes.

Règles. Neige et Vent. 65.



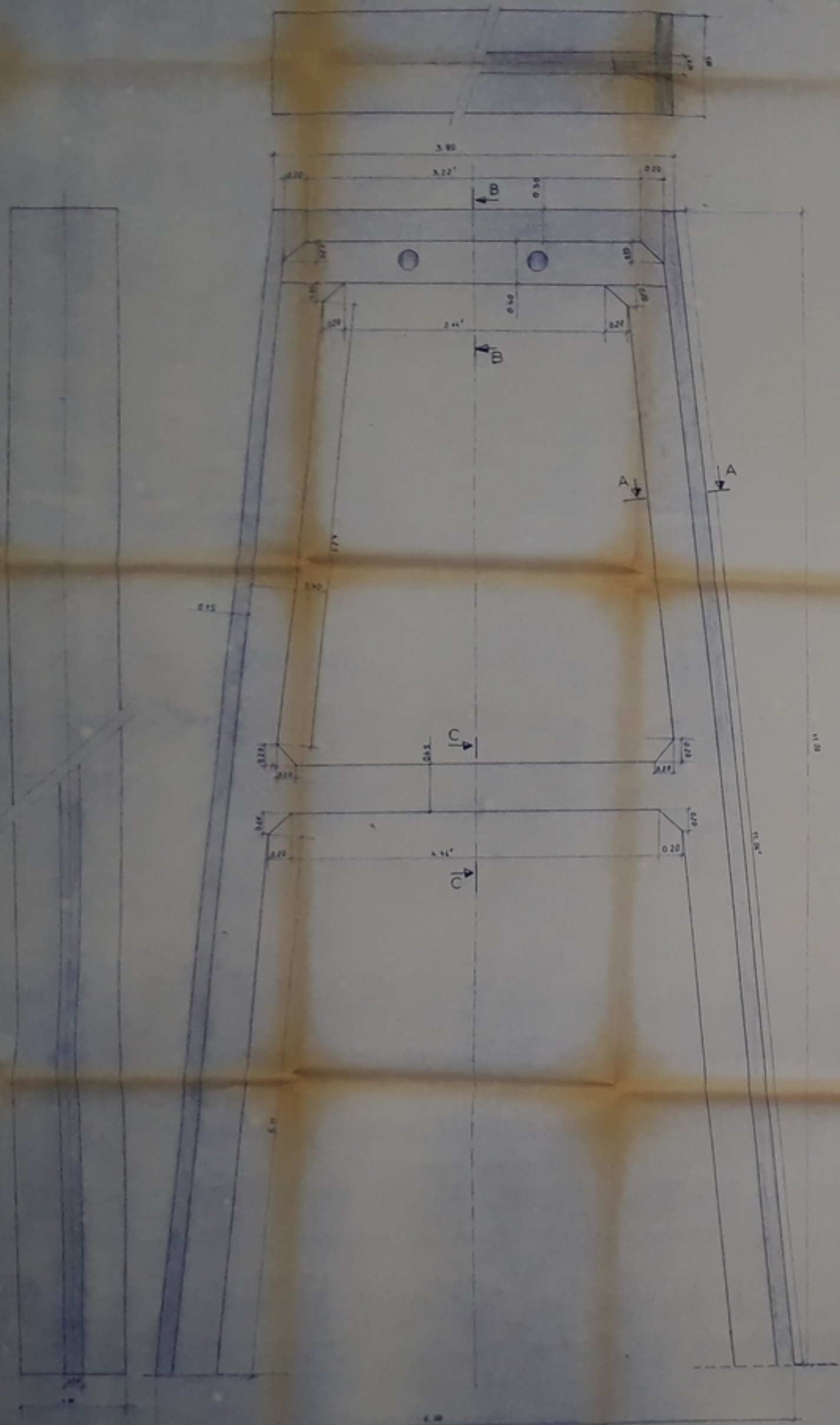
PC 01237
-1-

République Algérienne Démocratique et Populaire
 Ministère de l'Énergie, de l'Hydrocarbures et de l'Électricité
 Centre National de Recherches Scientifiques

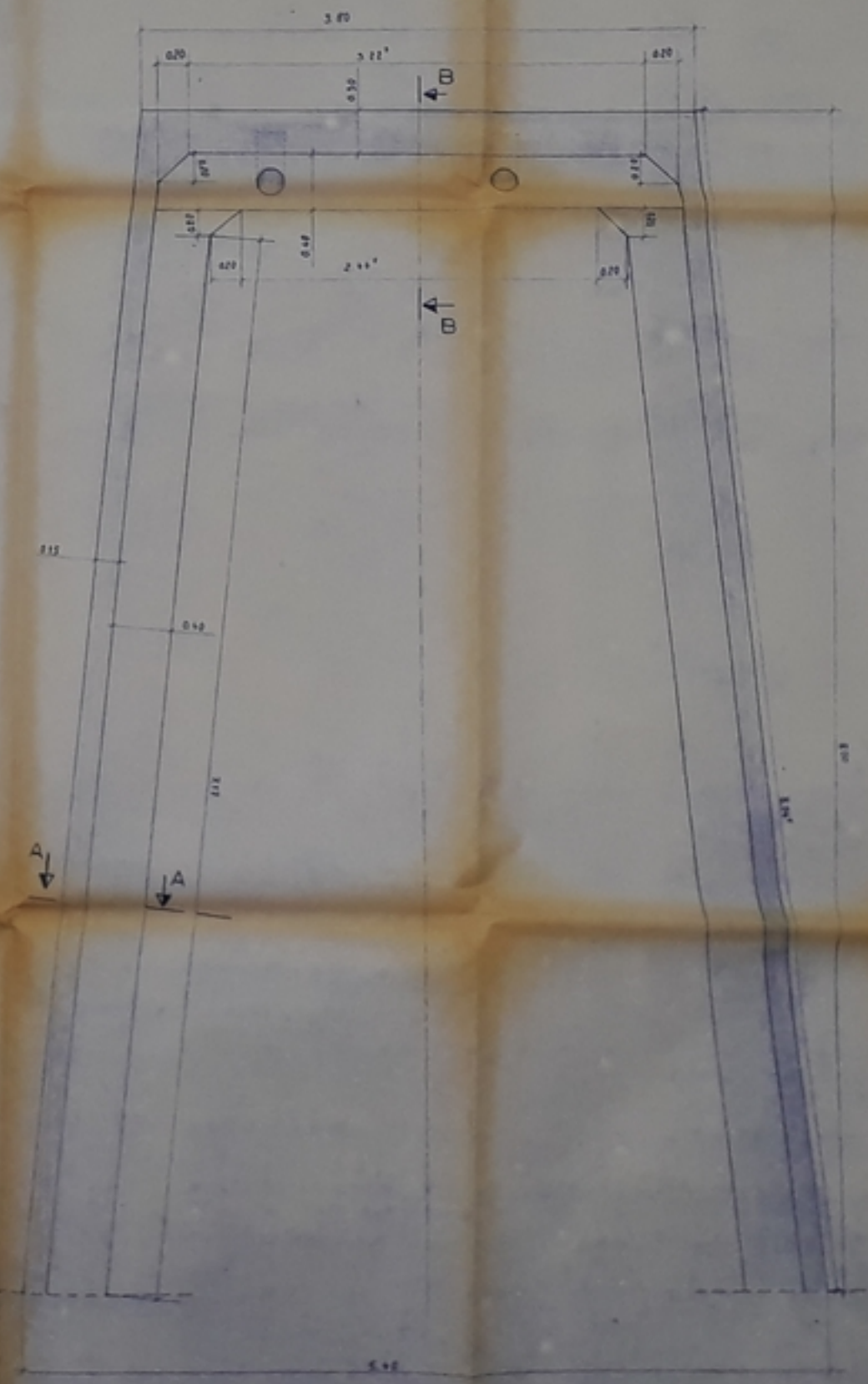
Ecole Nationale Polytechnique
 Algérie

PROJET FIN D'ÉTUDES
 CANAL PORTÉ B.A. 20m/s

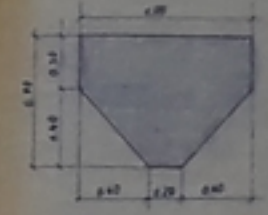
PROFIL EN LONG
 (DONNÉES)



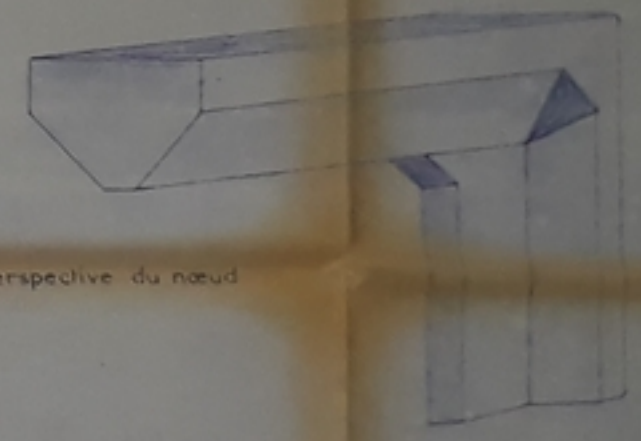
PALEE TYPE IV



PALEE TYPE III



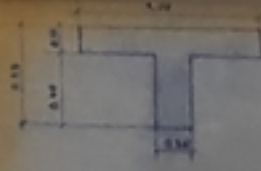
COUPE B-B



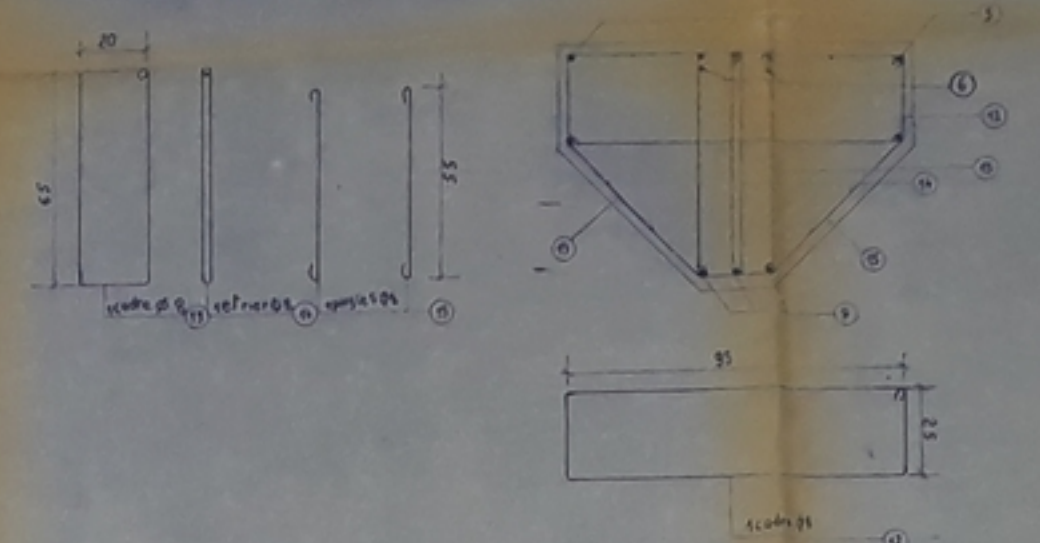
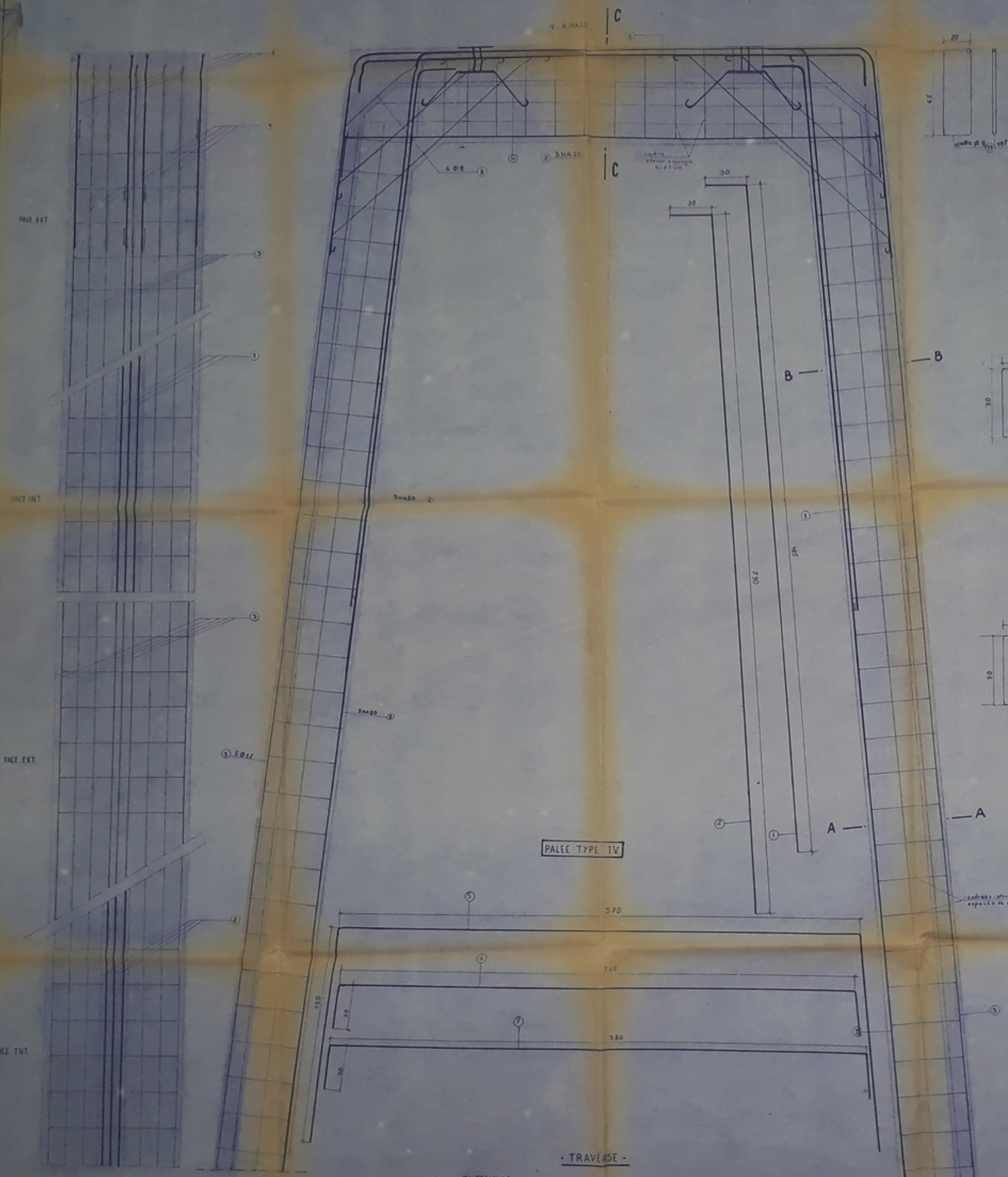
Perspective du nœud



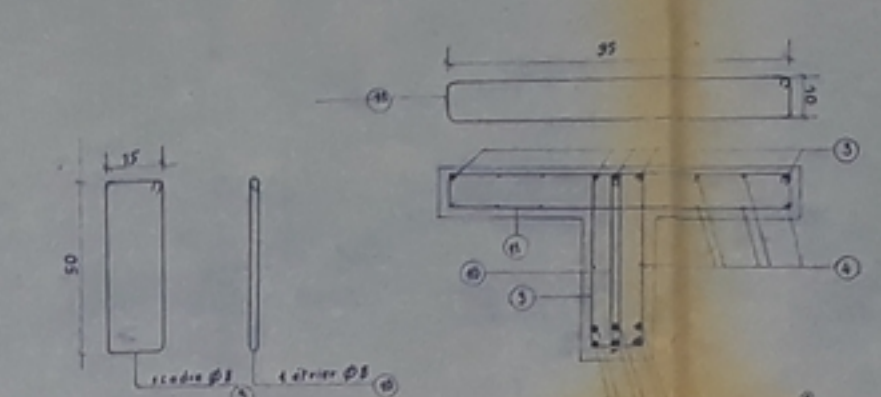
COUPE C-C



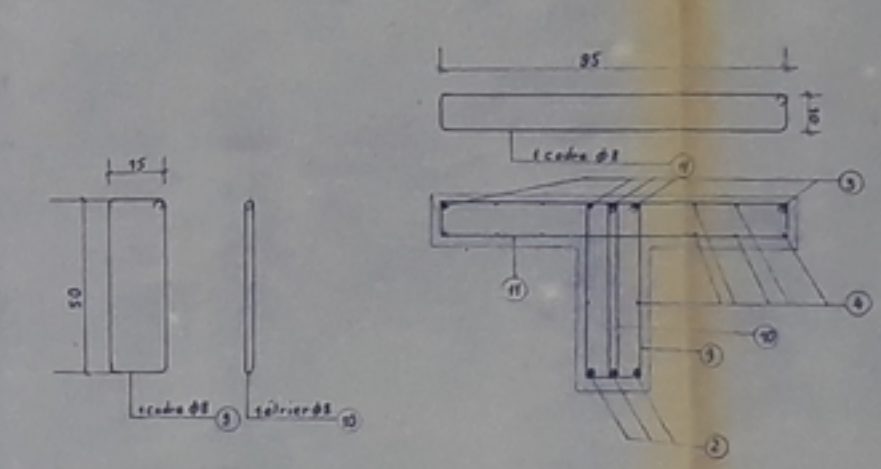
COUPE A-A



Coupe C-C



Coupe B-B



Coupe A-A

N°	Quantité	diamètre	longueur	forme	longueur réelle	surface
1	20	HA 6	55	—	55	1.95
2	20	HA 6	55	—	55	1.95
3	12	Ø 10	10	—	10	0.78
4	8	Ø 24	24	—	24	4.52
5	20	HA 4	28	—	28	1.10
6	20	HA 2	28	—	28	0.78
7	15	HA 3	30	—	30	1.10
8	8	Ø 12	12	—	12	0.47
9	8	Ø 60	60	—	60	2.83
10	8	Ø 60	60	—	60	2.83
11	8	Ø 60	60	—	60	2.83
12	8	Ø 44	44	—	44	1.50
13	8	Ø 44	44	—	44	1.50
14	8	Ø 44	44	—	44	1.50
15	8	Ø 44	44	—	44	1.50
16	20	HA 8	8	—	8	0.50

Aciers de construction Ø 8

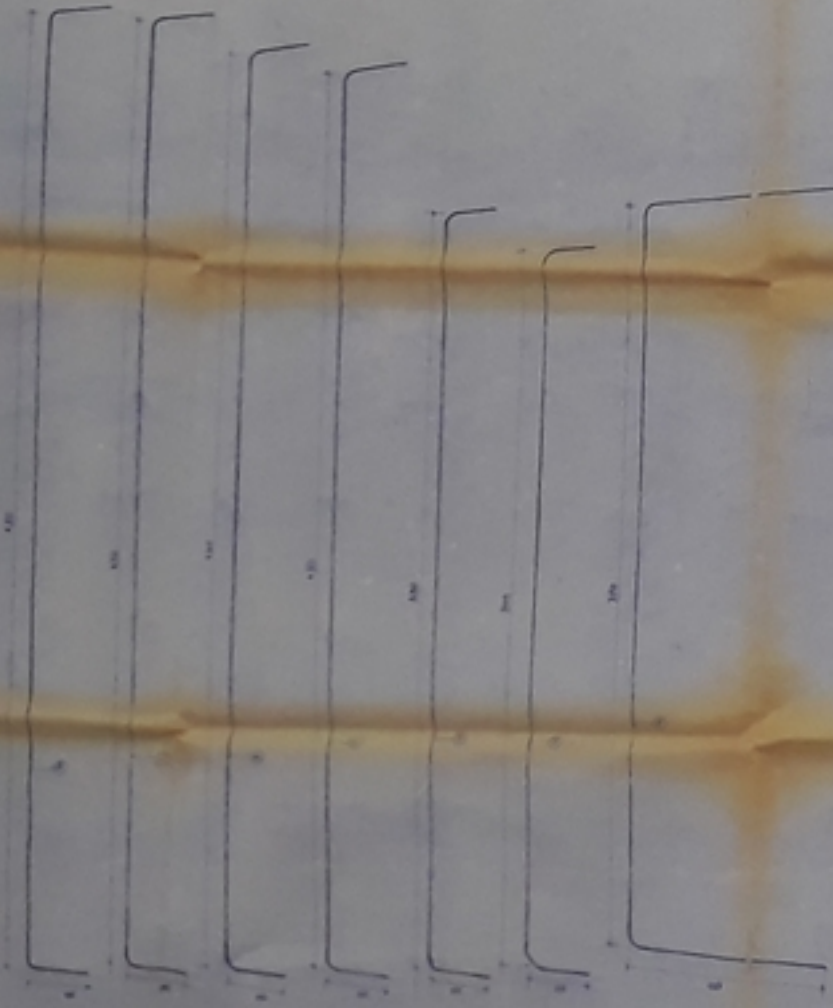
PE 012 77
- 4 -

République Algérienne
 Ministère de l'Énergie
 Sup. de Recherche Scientifique
 Ecole Nationale Polytechnique
 Algérie

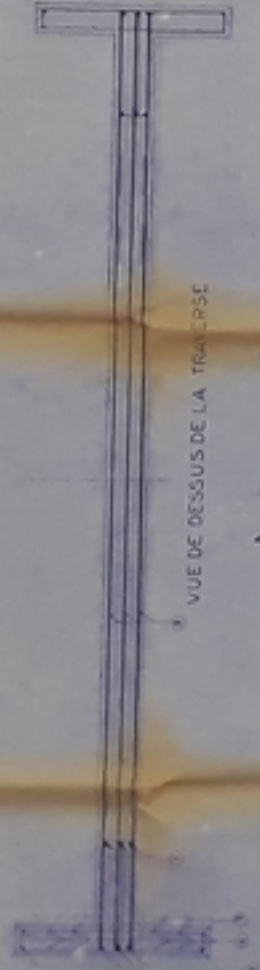
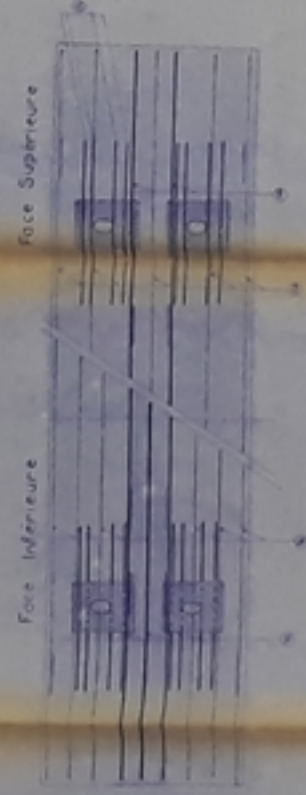
PROJET FIN DE TRAVAIL
 CARRÉ D'UN BÂTIMENT

**FERRAILLAGE
 PALEE TYPE III**

180/272
5

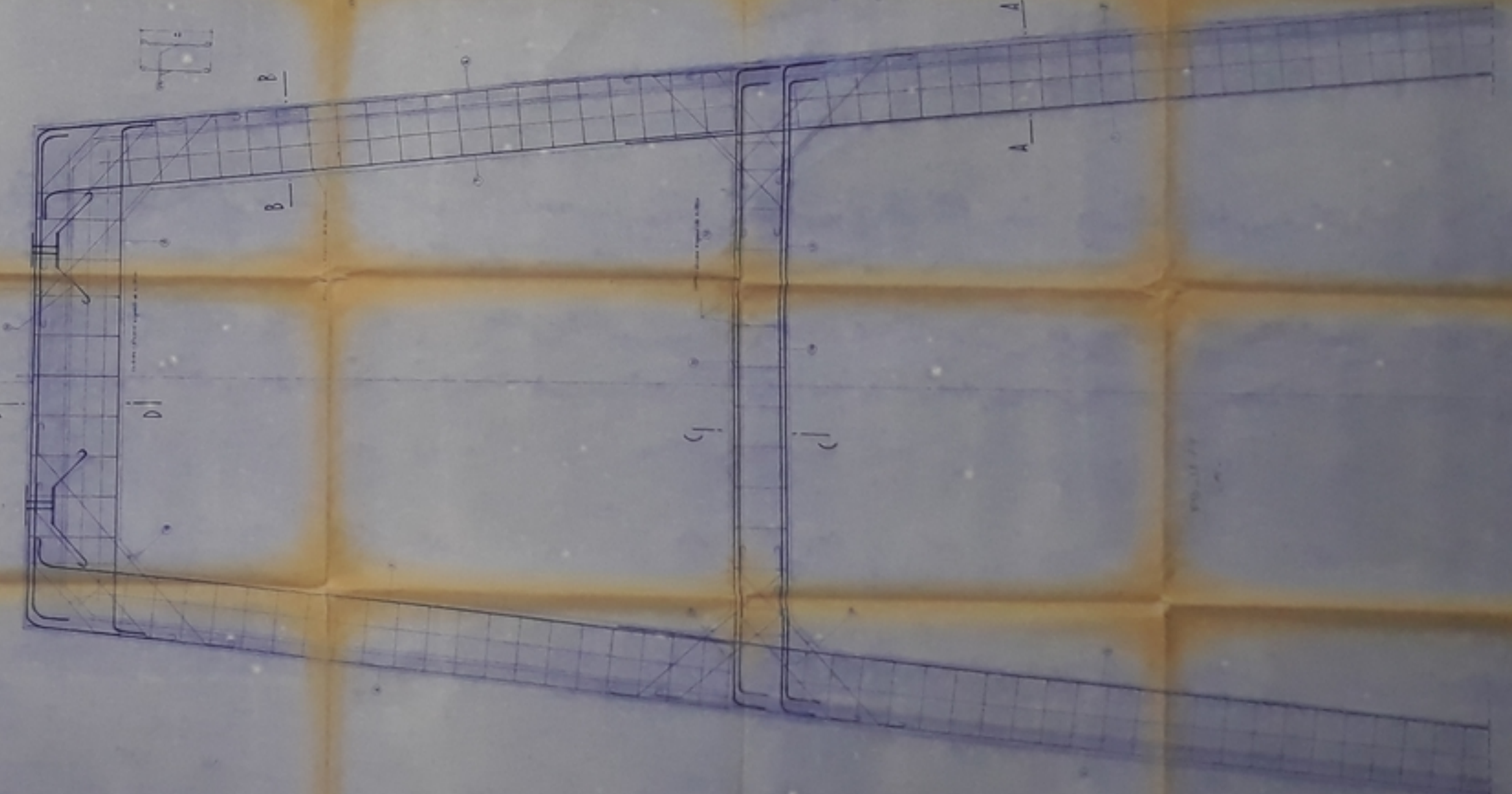


VUE DE DESSUS DU CRYVETRE

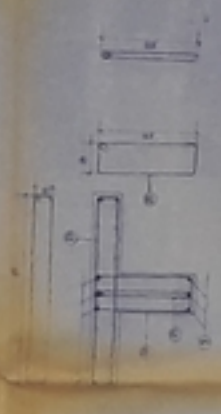


VUE DE DESSUS DE LA TRAVÉE

ELEVATION MOMENT



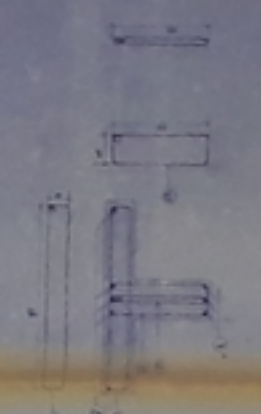
COUPE DD



COUPE BB



COUPE CC



COUPE AA

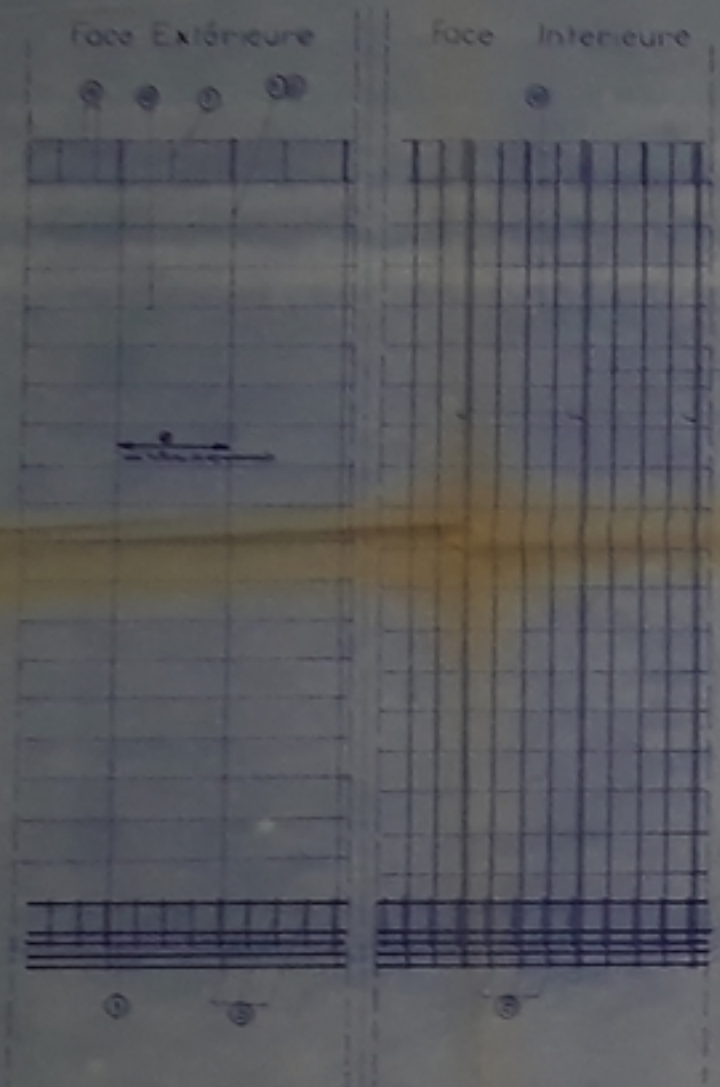
EXTRADOS

EXTRADOS

EXTRADOS

EXTRADOS

VUE LATÉRALE PAROIS



DE TA IL

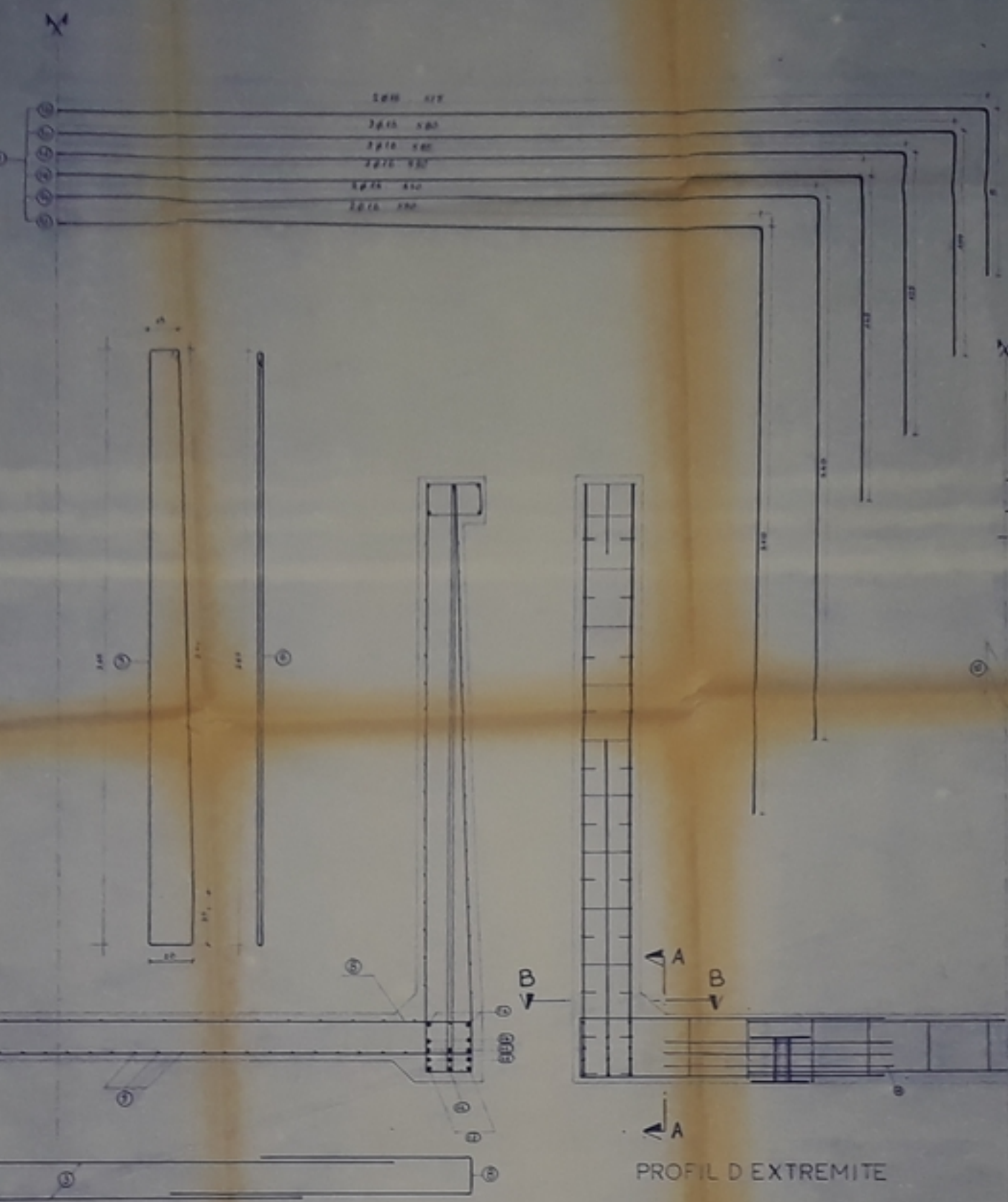


TABLEAU DE CONFORMATION DES ACIERS

N°	Ø	esp	N°	forme	Obs ^m
1	10	150	1		
2	8	150	14		
3	12	150	1		
4	12	150	3		
5	10	-	502	14	
6	10	-	510	24	
7	10	-	20	11	
8	12	-	3	20	
9	12	-	8	150	22
10	6	-	16	150	8
11	10	-	150	8	
12	10	-	12	17	14
13	12	-	300	1	
14	10	-	250	4	
15	10	-	250	4	
16	10	-	25	150	24
17	5	-	-	-	-
18	-	-	-	-	-

VUE DESSUS RADIER

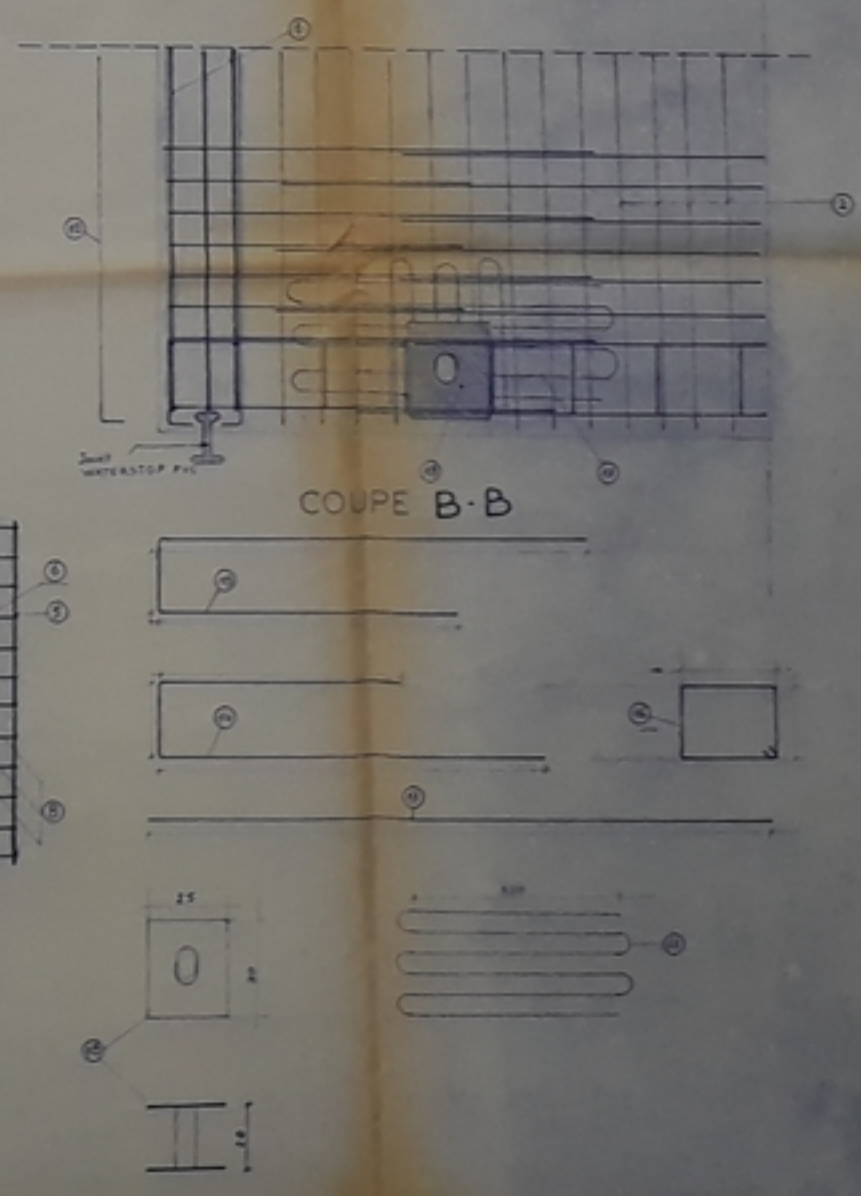
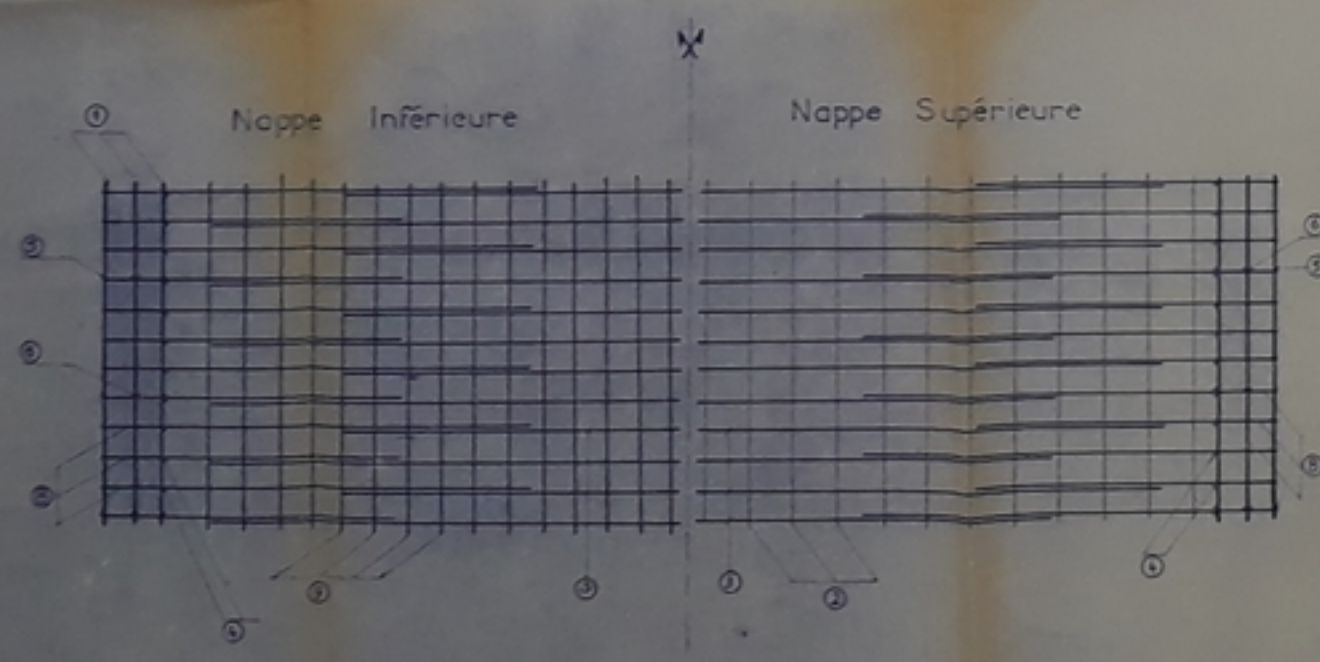


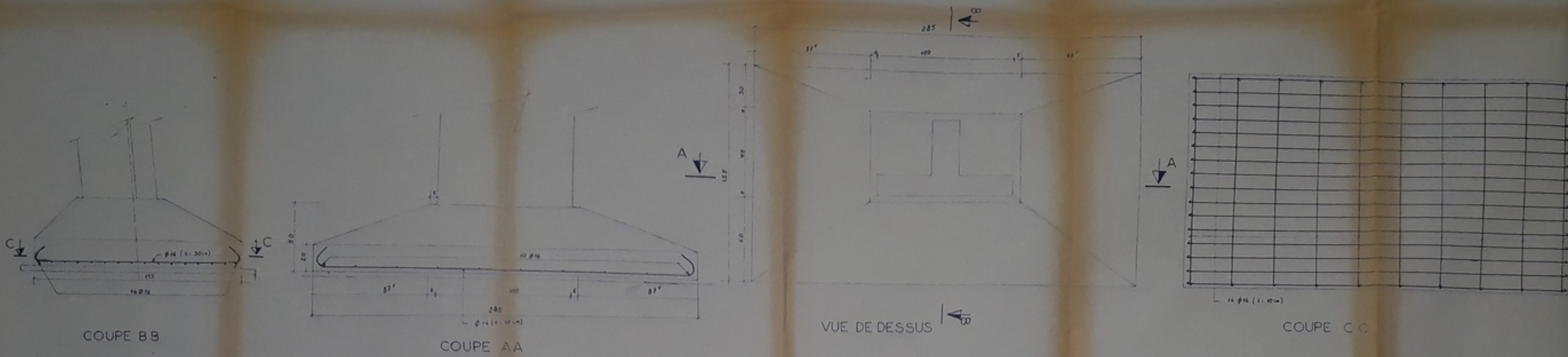
Tableau des espacements

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20

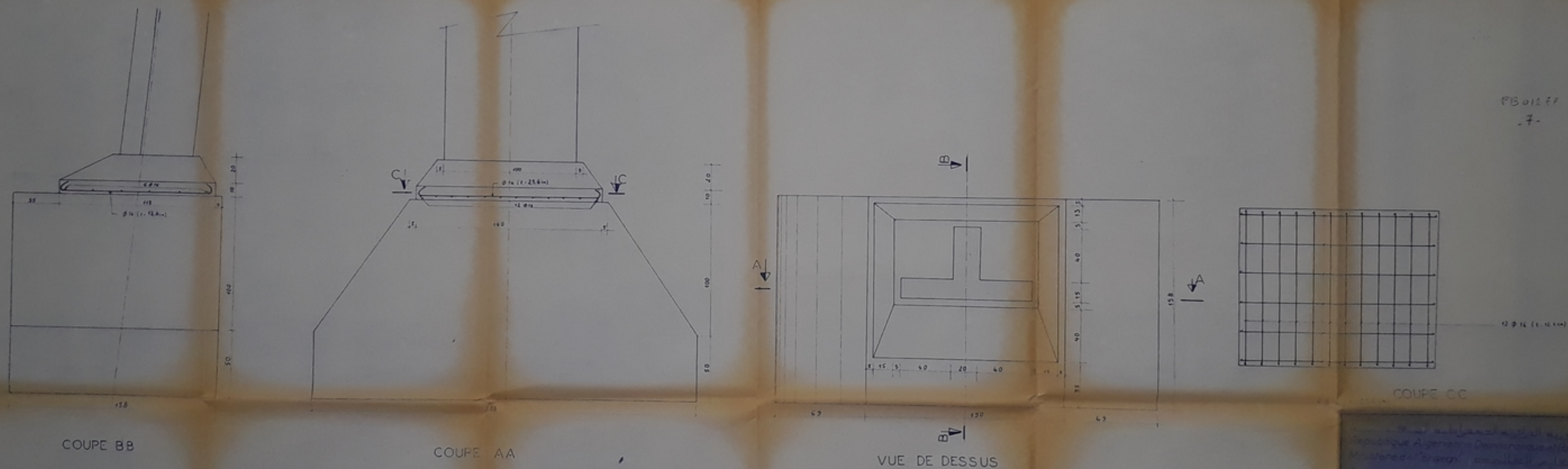
PB.01277

FERME

DE LA



semelles palées type IV



semelles palées type III

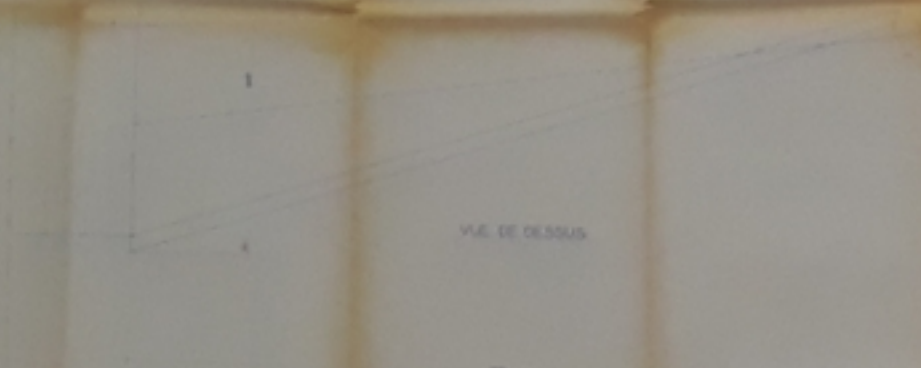
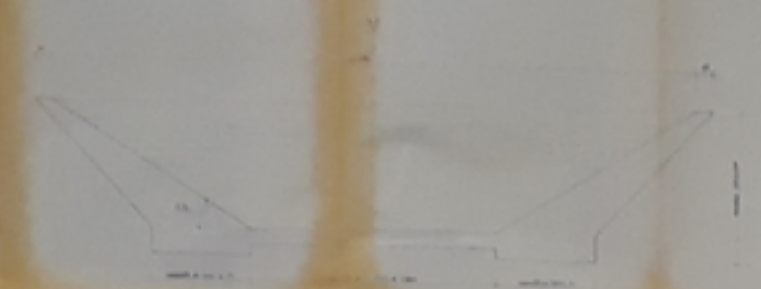
PB01247
7

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 République Algérienne Démocratique et Populaire
 وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
 وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
 وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

المدرسة الوطنية للهندسة
 National School of Engineering

PROJET FIN D'ETUDES
 CANAL FORTE BA 20m/s
 COFFRAGE - FERRILLAGE
 FONDATIONS

OUVRAGE DE TRANSITION



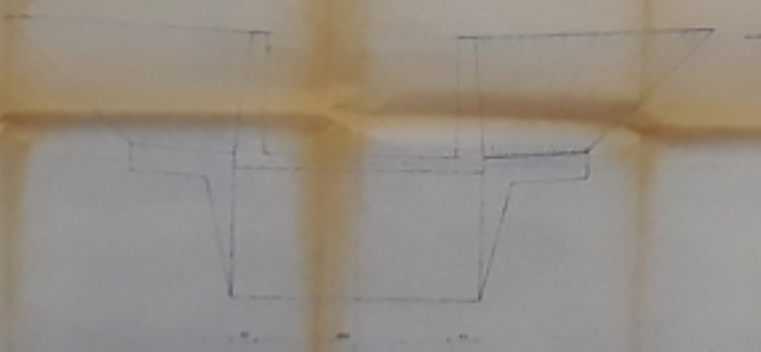
VUE DE DESSUS



COUPE BB

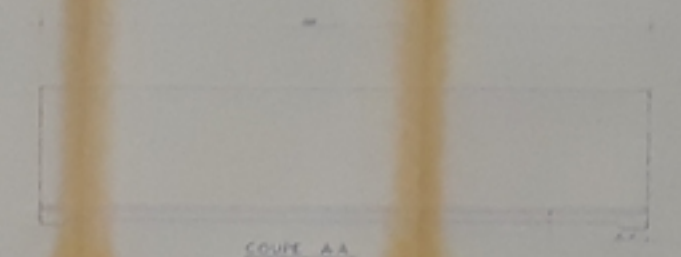


COUPE CC

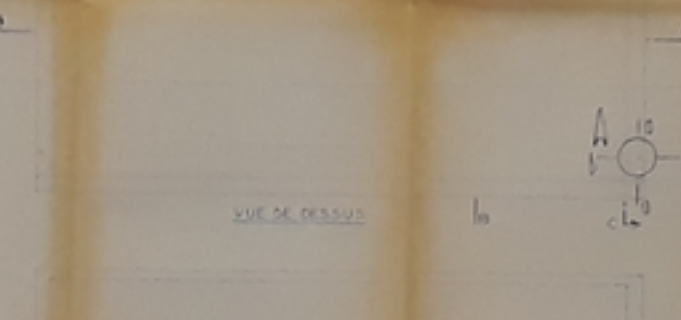


VUE DE FACE-PROFIL

COFFRAGE BACHE



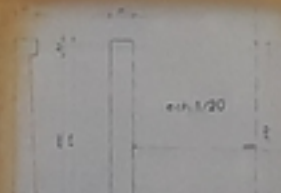
COUPE AA



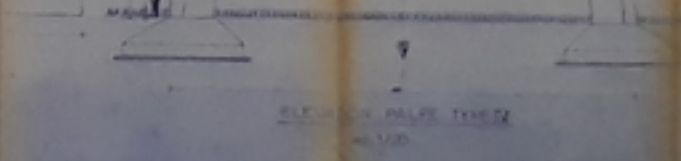
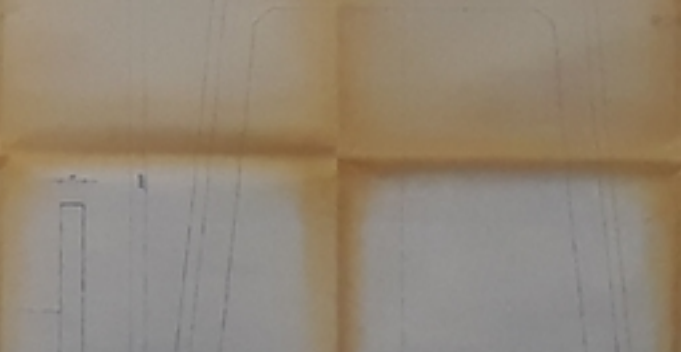
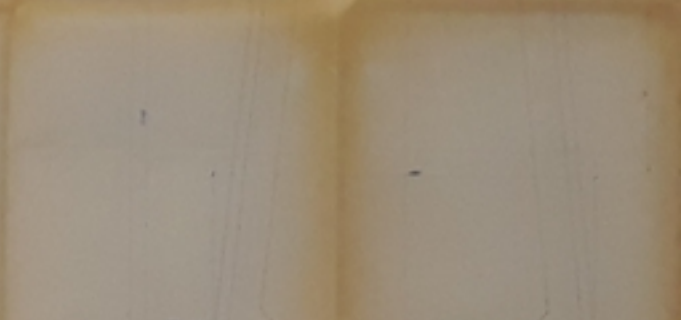
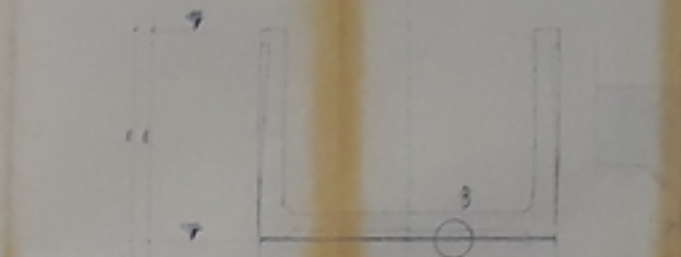
VUE DE DESSUS



COUPE B-B



COUPE C-C



ELEVATION PALPE TIERCE

DETAIL A

DETAIL B

