

18/79

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DÉPARTEMENT GENIE - CIVIL

lea

les sans planches

PROJET DE FIN D'ÉTUDES

SALLE DE VENTE

7 Planches

المدرسة لوطنية للعلوم الهندسية

— المكتبة —

ÉTUDES PAR

Saïd TRAP
BIBLIOTHÈQUE

PROPOSE PAR :

S. N. REGMA

DIRIGÉ PAR :

Ing. GHEORGHE MOMANU

Maître assistant à L'ENPA

Promotion : JANVIER 1979

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE - CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SALLE DE VENTE

ETUDIER PAR :

Saïd TRAD

PROPOSE PAR :

S. N. REGMA

DIRIGE PAR :

Ing. GHEORGHE MOMANU

Maitre assistant à L'ENPA

Promotion : JANVIER 1979

A mes parents
mes frères
mes sœurs
et à tous mes amis.

Toutes mes reconnaissances et mes sympathies
à G. MOMANU, mon promoteur, pour son aide
et ses conseils précieux.

Mes remerciements à tous les professeurs qui ont
contribués à ma formation.

Toutes mes reconnaissances à ceux, qui, de près ou
de loin, ont contribué à l'élaboration de ce mémoire.

EL-HARRACH. JANVIER 79.

Said TRAB.

SOMMAIRE

| | Pages |
|---|-------|
| Introduction - - - - - - | 1 |
| Etude de la Toiture voûte : - - - - - | 4 |
| calcul des éléments - - - - - | 18 |
| Etude du portique sous charges verticales - - - - - | 24 |
| Etude au Seisme - - - - - | 29 |
| Etude des Poutres - - - - - | 42 |
| Etude des poteaux - - - - - | 49 |
| Effet de la température - - - - - | 57 |
| Etude des Fondations - - - - - | 62 |

INTRODUCTION.

L'objet de la présente étude consiste au calcul de résistance d'une salle de vente implantée à Alger, occupant une superficie de $36 \times 136 \text{ m}^2$. Dans le sens de la longueur 2 joints de dilatation (de 2 cm chacun) seront prévus.

Taux de travail du Sol: La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ kg/cm}^2$ pour une profondeur d'ancrage de 1,50 m.

Béton Armé: Le béton entrant dans la construction du présent ouvrage sera conforme aux règles CCBA 68 et tous les règlements en vigueur applicables en Algérie.

La composition de 1 m^3 de béton sera en principe de:

800 l de gravier de diamètre $5 \leq d \leq 20 \text{ mm}$

350 à 400 l de sable de rivière à l'exclusion de tout agrégat de carrière non terreux ne dépassant pas 5 mm, un dosage de ciment de l'ordre de 350 kg CPA 325.

L'acier utilisé sera conforme aux normes, il sera propre débarrassé de toute trace de rouille non adhérente, de peinture, de graisse.

Les coffrages seront étudiés pour être enlevés sans secousses et ménager les arrêtes.

Ossature: En élévation l'ossature est composée de poteaux et poutres composant la superstructure qui assurera le contreventement.

Toiture: La toiture est constituée de voûtes de 15 m de portée. Les plus basses couvrent les postes de vente et les plus hautes couvrent la zone d'exposition et le couloir central. Entre ces voûtes existe une jalousie de céramique permettant ainsi l'illumination et la ventilation directe du local.

Maconnerie: les murs extérieurs sont à double cloisons épaisseur 25 cm avec vide, construits en parpaings.

Caractéristiques des matériaux constituant le béton armé

I. Béton.

le béton est dosé à 350 kg/cm^3 de ciment CPA325 à contrôle atténué.

La grosseur des granulats $\frac{5}{15} \text{ mm} = C_g$.

Résistance nominale de compression à 28 jours : $\sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$.

Résistance nominale de traction à 28 jours : $\sigma_{28} = 83,2 \text{ bars}$.

Contrainte de compression admissible (CCBA 68 art. 9.4):

$$\bar{\sigma}'_b = f'_b \cdot \sigma'_n \quad \text{avec } f'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \epsilon$$

α : fonction de la classe de ciment utilisée ($\alpha = 1$, classe 250/325)

β : dépend de l'efficacité du contrôle ($\beta = \frac{5}{6}$ contrôle atténué).

γ : dépend des épaisseurs relatives (K_m) des éléments de construction et des dimensions des granulats (C_g): $\gamma = 1$ pour $K_m > 4 C_g$.

ϵ : dépend de la nature de la sollicitation: $\epsilon = \begin{cases} 0,30 & \text{en compression simple} \\ 0,60 & \text{en flexion simple} \end{cases}$

en flexion composée avec traction: $\epsilon = 0,60$

en flexion composée avec compression: $\epsilon = \min(0,6; 0,30(1 + \frac{e_0}{3e_1}))$

où:

e_0 : excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au C.d.g de la section de béton seul.

e_1 : distance de la limite du noyau central au C.d.g de la section du béton seul dans le même plan radial passant par le centre de pression.

Les valeurs ci-dessus de ϵ sont à multiplier par 1,5 quand il s'agit de sollicitation fondée de 2nd genre.

ϵ : dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre ($\epsilon = 1$) en compression simple, et $0,5 \leq \epsilon < 1$ dans les autres cas.

on aura donc en compression simple: $\bar{\sigma}'_{b0} = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 270 = 67,5 \text{ bars}$ sous SP1.

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \cdot 67,5 = 101,3 \text{ bars sous SP2.}$$

contrainte admissible en flexion simple:

$$\bar{\sigma}'_b = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 270 = 135 \text{ bars} = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 137 = 205,5 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte de traction de référence: CCBA 68 art. 9.5.

La contrainte de traction de référence $\bar{\sigma}_b$ est une fraction de la résistance à la compression à 28 jours d'âge σ'_{28} .

$$\bar{\sigma}_b = f_b \cdot \sigma'_{28} \quad \text{avec } f_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta$$

$$\text{avec } \theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}}$$

$$\bar{\sigma}_b = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot \left[0,018 + \frac{2,1}{270} \right] \cdot 270 = 5,8 \text{ bars sous SP1.}$$

II. Acier.

Les aciers utilisés pour le béton armé sont classés en 2 catégories:

1. Aciers doux: ronds lisses de nuance FeE22, $\sigma_{eu} = 2200 \text{ kg/cm}^2$

Contrainte admissible en traction :

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot 2200 = 1467 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP1.}$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2200 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP2.}$$

2. Aciers à Haute adhérence : de nuance F.640 ($\phi \leq 20\text{mm}$), $\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP1.}$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP2.}$$

Coefficient de fissuration $\eta = 1,6$.

Coefficient de scellement $\psi_d = 1,5$.

Contrainte de traction imposée par la condition de fissuration du béton.

La théorie de fissuration permet le calcul de la répartition et de l'ouverture de fissures en flexion et en traction, supposée normale à la direction de l'armature. On définit le pourcentage de fissuration \tilde{w}_f :

$$\tilde{w}_f \% = \frac{A}{B_f} \text{ avec } A: \text{ section d'acier.}$$

$$B_f: \text{ section du béton.}$$

Suivant les valeurs de \tilde{w}_f , 2 types de fissurations sont susceptibles de se produire :

* Fissuration systématique : Lors de la mise en traction des aciers, l'effort transmis au béton est supérieur à son effort de rupture, les contraintes de traction admissibles sont données par :

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10\tilde{w}_f}$$

* Fissuration accidentelle : due aux effets de retrait, de variations de température, ...

$$\sigma_2 = 2,4 \left(\frac{\eta}{\phi} k \bar{\sigma}_b \right)^{1/2}$$

ϕ : diamètre nominal (en mm) de la plus grosse barre tendue.

η : coefficient de fissuration.

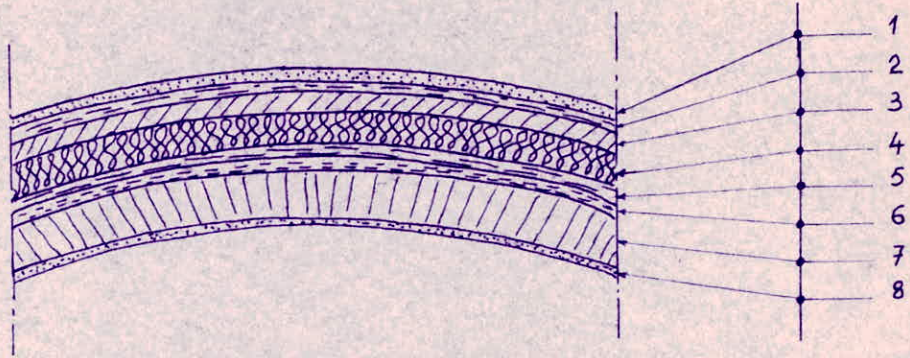
$k = \begin{cases} 10^6 & \text{fissuration préjudiciable} \\ 1,5 \cdot 10^6 & \text{fissuration peu nuisible} \\ 0,5 \cdot 10^6 & \text{fissuration très préjudiciable.} \end{cases}$

ETUDE DE LA TOITURE VOUTE

La couverture est conçue au moyen de voûtes de 15 m de portée, de section variable.

1. Charges et surcharges :

1.1. isolation :



| | | |
|---|---|----------------------------|
| 1. Couche de bitume + 0,5cm de sable fin. | → | 10 kg/m ² |
| 2. isolation hydrofuge (2 toiles de goudron + 1 carton bitumeux) ep. 1cm. | → | 6 " |
| 3. protection isolation thermique (2cm mortier armé # ép. 0,2cm). | → | 44 " |
| 4. isolation thermique (liège) ep. 3cm. | → | 12 " |
| 5. barrière de vapeur (carton asphalte). | → | } 5 " |
| 6. diffuseur de vapeur (carton perforé). | → | |
| | | <hr/> |
| | | Total 77 kg/m ² |

1.2. Voûte :

| | |
|--------------------------|---|
| 7. voûte en Béton Armé : | 262 kg/m ² |
| 8. crépissage (1cm) : | 20 kg/m ² |
| | <hr/> |
| | Charges permanentes = 282 kg/m ² |

Charges permanentes totales = 77 + 282 = 359 kg/m². = G.

Surcharges neige = P = 20 kg/m².

La toiture sera calculée sous sollicitation du 1^{er} genre G+P.

G+P = 359 + 20 = 379 kg/m².

2. Caractéristiques de la voûte :

portée : l = 14,60 m mesurée entre nus intérieurs des poutres

flèche : f = 2,80 m

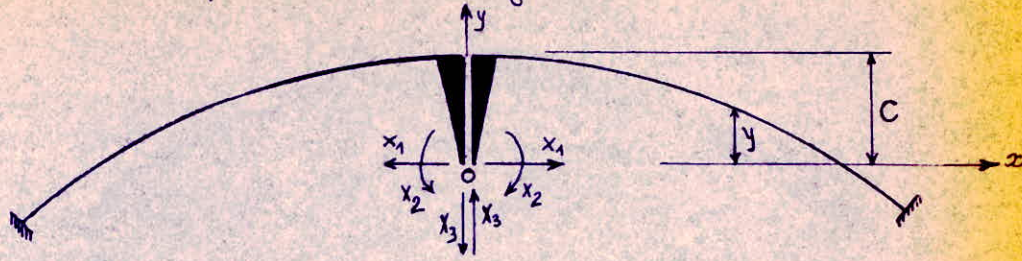
section variable : en clef : h_c = 6 cm

à l'effrit : h_{appui} = 15 cm

on considère la voûte sur 1 m de largeur : b = 1 m. Le calcul sera effectué par tronçons.

3. Système de base :

d'arc étant symétrique et chargé symétriquement on choisit le système de base de la console en faisant la coupe dans l'axe de symétrie.



Les efforts non unitaires sont :

x_1 : effort axial

x_2 : moment fléchissant

($x_3 = 0$ à cause de la symétrie)

Les relations de calcul pour les inconnues sont :

$$x_1 = \frac{\sum y M_p^0 W}{\sum y^2 W + \sum \frac{I_0}{A} \cos^2 \varphi \cdot ds}$$

$$x_2 = - \frac{\sum M_p^0 W}{\sum W}$$

Pour résoudre ce problème on partage l'arc en plusieurs tronçons de longueurs variables mais de même longueur en projection horizontale ($d = 0,9125 \text{ m}$) donc pour la moitié de l'arc il y aura 8 tronçons. Les sections de séparation entre les tronçons sont notées I, II, III, ..., VIII.

4- Calcul des éléments géométriques :

Etant donné l et f on détermine le rayon du cercle :

$$R^2 = \left(\frac{l}{2}\right)^2 + h^2 \text{ avec } h = R - f.$$

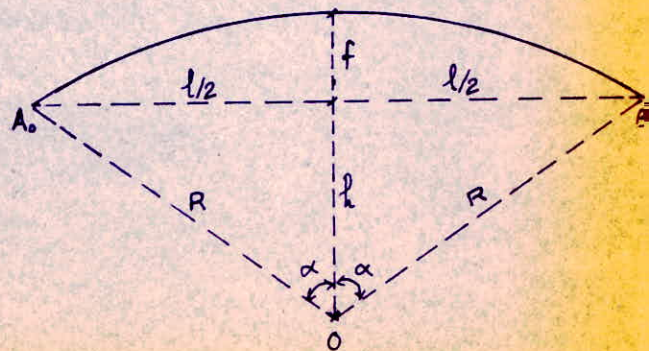
$$\text{d'où } R^2 = \frac{l^2}{4} + R^2 + f^2 - 2Rf \Rightarrow R = \frac{\left(\frac{l^2}{4} + f^2\right)}{2f} = \frac{l^2}{8f} + \frac{f}{2}$$

$$R = \frac{(14,60)^2}{8 \cdot 2,80} + \frac{2,80}{2} = 10,92 \text{ m}$$

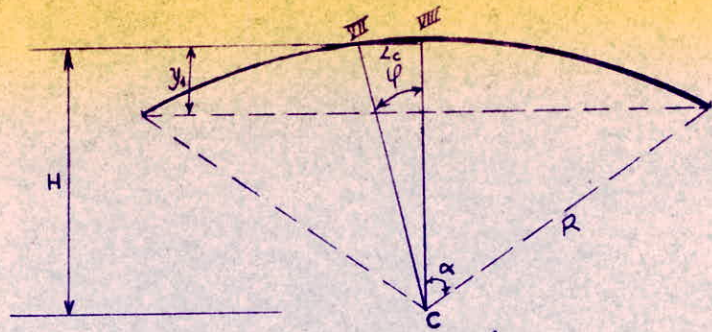
$$h = 10,92 - 2,80 = 8,12 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = \frac{l}{2h} = \frac{14,60}{2 \cdot 8,12} = 0,899$$

$$\alpha = 42^\circ$$



5. Notations :



- L_c : Longueur de la demi-corde qui joint les sections symétriques mesurées sur l'horizontale.
- φ : angle formé par l'axe de symétrie et le rayon qui passe par la section de séparation entre les tronçons.
- y_1 : distance de la section entre les tronçons jusqu'à la ligne de naissance.
- H : distance mesurée sur la verticale de la section courante au diamètre horizontale parallèle à la corde (ligne de naissance).
- y' : distance sur la verticale du point de clef jusqu'au centre de gravité du tronçon.

6. Calcul des longueurs et des poids des tronçons :

Le calcul est effectué selon le tableau suivant :

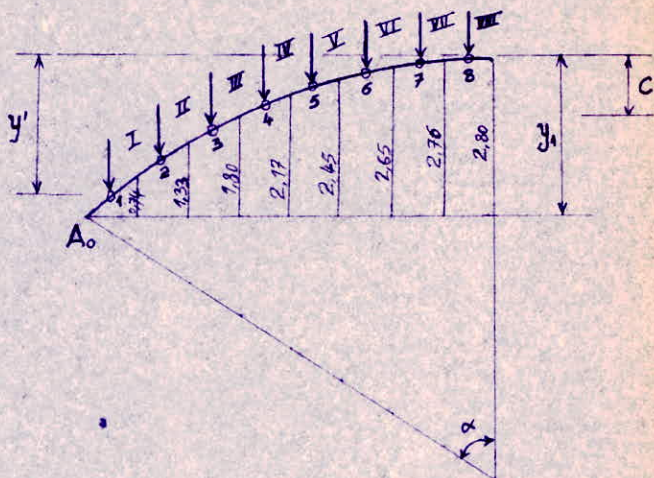
| section | L_c (m) | $\frac{L_c \varphi}{R}$ | φ | | $\cos \varphi$ | $H = R \cos \varphi$ (m) | $y_1 = H - L_c$ (m) | $AS = R \sin \varphi$ (m) | l_{cm} (m) | $A' = b_{km}$ (m ²) | $P_i = 2,5 \cdot A \cdot AS + 0,097 \cdot b \cdot AS$ (t/m) |
|----------------|--------------|-------------------------|-----------|--------|----------------|-----------------------------|------------------------|------------------------------|-----------------|------------------------------------|--|
| | | | degré | radian | | | | | | | |
| VIII | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 10,92 | 2,80 | 0,9151 | 0,065 | 0,065 | 0,2375 |
| VII | 0,9125 | 0,0836 | 4,80 | 0,0838 | 0,9965 | 10,88 | 2,76 | 0,9184 | 0,075 | 0,075 | 0,2613 |
| VI | 1,825 | 0,1671 | 9,62 | 0,1679 | 0,9859 | 10,77 | 2,65 | 0,9337 | 0,086 | 0,086 | 0,2913 |
| V | 2,7375 | 0,2507 | 14,52 | 0,2534 | 0,9681 | 10,57 | 2,45 | 0,9522 | 0,097 | 0,097 | 0,3233 |
| IV | 3,65 | 0,3342 | 19,52 | 0,3406 | 0,9425 | 10,29 | 2,17 | 0,9872 | 0,107 | 0,107 | 0,3598 |
| III | 4,5625 | 0,4178 | 24,30 | 0,4210 | 0,9085 | 9,92 | 1,80 | 1,0276 | 0,119 | 0,119 | 0,4054 |
| II | 5,475 | 0,5014 | 30,09 | 0,5251 | 0,8652 | 9,45 | 1,33 | 1,0876 | 0,131 | 0,131 | 0,4617 |
| I | 6,3875 | 0,5849 | 35,90 | 0,6247 | 0,8111 | 8,86 | 0,74 | 1,1717 | 0,143 | 0,143 | 0,5325 |
| A ₀ | 7,3 | 0,6685 | 41,95 | 0,732 | 0,7437 | 8,12 | 0 | / | / | / | / |
| $\Sigma AS =$ | | | | | | | | | | $\Sigma P_i = 2,873$ | |
| | | | | | | | | | | 7,9935 | |

sachant $\gamma_{\text{béton}} = 2,5 \text{ t/m}^3$
armé

et poids au m^2 de l'isolation + crepissage = $0,097 \text{ t/m}^2$.

Détermination des P_m : $P_m = \frac{1}{2} (h_i + h_{i+1})$.

7. Position du centre élastique :



Les éléments nécessaires pour le calcul de la position du centre élastique (d'ordonnée 'c') sont établis dans le tableau ci-après, où I_0 est le moment d'inertie de la section au chef 'c' et à dire le moment d'inertie minimum.

$$I_0 = \frac{b h_c^3}{12} = \frac{1 \cdot (0,06)^3}{12} = 1,8 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4/\text{m}$$

| TRONÇON | ΔS (m) | A (m^2) | $I = \frac{b R^3}{12}$ (m^4) | I_0 / I | $W = \frac{I_0 \Delta S}{I}$ (m) | y' (m) | $W y'$ (m^2) | $y = c - y'$ (m) |
|--------------|-------------------|-----------------------|--|-----------|-------------------------------------|-------------|----------------------------|---------------------|
| 8 | 0,9151 | 0,065 | $2,27 \cdot 10^{-5}$ | 0,787 | 0,720 | 0,02 | 0,0144 | +0,405 |
| 7 | 0,9184 | 0,075 | $3,51 \cdot 10^{-5}$ | 0,512 | 0,470 | 0,095 | 0,0446 | +0,330 |
| 6 | 0,9337 | 0,086 | $5,3 \cdot 10^{-5}$ | 0,340 | 0,3175 | 0,25 | 0,0794 | +0,175 |
| 5 | 0,9522 | 0,097 | $7,61 \cdot 10^{-5}$ | 0,237 | 0,226 | 0,49 | 0,1107 | -0,065 |
| 4 | 0,9872 | 0,107 | $1,02 \cdot 10^{-4}$ | 0,176 | 0,174 | 0,815 | 0,1418 | -0,390 |
| 3 | 1,0276 | 0,119 | $1,40 \cdot 10^{-4}$ | 0,128 | 0,1315 | 1,235 | 0,1624 | -0,810 |
| 2 | 1,0876 | 0,131 | $1,87 \cdot 10^{-4}$ | 0,096 | 0,1044 | 1,765 | 0,1843 | -1,340 |
| 1 | 1,1717 | 0,143 | $2,44 \cdot 10^{-4}$ | 0,074 | 0,0867 | 2,43 | 0,2107 | -2,005 |
| $\Sigma W =$ | | | | | | | $\Sigma W y' =$ | |
| 2,2301 | | | | | | | 0,9483 | |

Avec $y'_i = f - \frac{1}{2}(y_{1,i} + y_{1,i-1})$. Les $y_{1,i}$ ayant été déjà calculé.

En effectuant la somme par colonne. $\sum W y'$ et $\sum W$ on obtient la position du centre élastique :

$$C = \frac{\sum W y'}{\sum W} = \frac{0,9483}{2,2301} = 0,4252 \rightarrow C \approx 0,425 \text{ m.}$$

Ainsi dans le tableau précédent a été déterminée la distance du centre de gravité des tronçons à l'axe horizontal qui passe par le centre élastique, distance notée par y .

8. Calcul des termes des dénominateurs des expressions en X_1 et X_2 :

Ce calcul est effectué dans le tableau suivant :

| TRONCON | W | y | yW | y ² W | $\Delta_s \frac{I_0}{A}$ | $\cos^2 \varphi$ | $\frac{I_0}{A} \cos^2 \varphi \cdot \Delta S$ |
|---------|--------|--------|---------|------------------|--------------------------|------------------|---|
| 8 | 0,720 | +0,405 | +0,292 | 0,1181 | 0,00253 | 0,993 | $2,51 \cdot 10^{-4}$ |
| 7 | 0,470 | +0,330 | +0,155 | 0,0512 | $2,2 \cdot 10^{-4}$ | 0,972 | $2,14 \cdot 10^{-4}$ |
| 6 | 0,3175 | +0,175 | +0,0556 | 0,0097 | $1,95 \cdot 10^{-4}$ | 0,937 | $1,83 \cdot 10^{-4}$ |
| 5 | 0,226 | -0,065 | -0,0147 | 0,00095 | $1,77 \cdot 10^{-4}$ | 0,888 | $1,57 \cdot 10^{-4}$ |
| 4 | 0,174 | -0,390 | -0,068 | 0,0265 | $1,66 \cdot 10^{-4}$ | 0,825 | $1,37 \cdot 10^{-4}$ |
| 3 | 0,1345 | -0,810 | -0,1065 | 0,0863 | $1,55 \cdot 10^{-4}$ | 0,7486 | $1,16 \cdot 10^{-4}$ |
| 2 | 0,1044 | -1,340 | -0,1399 | 0,1875 | $1,49 \cdot 10^{-4}$ | 0,658 | $0,98 \cdot 10^{-4}$ |
| 1 | 0,0867 | -2,005 | -0,1738 | 0,3485 | $1,47 \cdot 10^{-4}$ | 0,553 | $0,81 \cdot 10^{-4}$ |

on effectue :

$$\sum W = 2,2301$$

$$\sum y^2 W = 0,82875$$

$$\sum \Delta S \frac{I_0}{A} \cos^2 \varphi = 12,37 \cdot 10^{-4} \approx 0,00124.$$

9. Calcul des moments et efforts finaux :

Le calcul des moments et des efforts axiaux (dans le système de base) produits par le poids propre est effectué au tableau ci-dessous, où a_i est la distance sur l'horizontale entre les centres de gravité de 2 tronçons consécutifs. Le moment M_p^0 est négatif car il tend la fibre de l'extrados : mais N_p^0 est négatif car il comprime la section.

M_p^0 : moment donné dans l'arc dans le système isostatique de base.
 N_p^0 : effort normal à la section dans le système isostatique de base.

| TRONÇON | $M_{p_i}^0 = M_{p_{i+1}}^0 + a_i \sum_{j=1}^{i-1} P_j$ | $\sum P_i$ | $\sin \varphi$ | N_p^0 |
|----------------|--|------------|----------------|---------|
| 8 | 0 | 0,2375 | 0,060 | -0,014 |
| 7 | -0,9125 · 0,2375 = -0,2167 | 0,4987 | 0,1253 | -0,062 |
| 6 | -0,2167 - 0,9125 · 0,4987 = -0,6718 | 0,79 | 0,2089 | -0,165 |
| 5 | -0,6718 - 0,9125 · 0,79 = -1,3927 | 1,113 | 0,2925 | -0,3256 |
| 4 | -1,3927 - 0,9125 · 1,113 = -2,4083 | 1,473 | 0,3760 | -0,5540 |
| 3 | -2,4083 - 0,9125 · 1,473 = -3,7524 | 1,878 | 0,4596 | -0,863 |
| 2 | -3,7524 - 0,9125 · 1,878 = -5,4661 | 2,34 | 0,5431 | -1,271 |
| 1 | -5,4661 - 0,9125 · 2,34 = -7,6013 | 2,873 | 0,6267 | -1,8 |
| A ₀ | -7,6013 - $\frac{0,9125 \cdot 2,873}{2}$ = -8,8121 | 2,873 | 0,6685 | -1,92 |

Avec $\sin \varphi = \frac{L_c}{R}$ [L_c : distance sur l'horizontale du centre de gravité du tronçon considéré à l'axe verticale de l'ef]

$$N_p^0 = - \sin \varphi \cdot \sum P_i$$

10. Calcul des numérateurs des expressions de X_1 et X_2 :

Le calcul est effectué sous forme de tableau.

| TRONÇON | W | yW | M _p ⁰ | M _p ⁰ W | yM _p ⁰ W |
|---------|--------|---------|-----------------------------|-------------------------------|--------------------------------|
| 8 | 0,720 | +0,2920 | 0 | 0 | 0 |
| 7 | 0,470 | +0,1550 | -0,2167 | -0,1018 | -0,0336 |
| 6 | 0,3175 | +0,0556 | -0,6718 | -0,2133 | -0,0373 |
| 5 | 0,226 | -0,0147 | -1,3927 | -0,3147 | +0,0205 |
| 4 | 0,174 | -0,0680 | -2,4083 | -0,4190 | +0,1638 |
| 3 | 0,1315 | -0,1065 | -3,7524 | -0,4934 | +0,3996 |
| 2 | 0,1044 | -0,1399 | -5,4661 | -0,5707 | +0,7647 |
| 1 | 0,0867 | -0,1738 | -7,6013 | -0,6590 | +1,3211 |
| | | | | Σ = -2,7720 | Σ = +2,5988 |

En effectuant les sommes sur les colonnes du tableau on obtient :

$$\sum M_p^0 W = -2,772$$

$$\sum y M_p^0 W = +2,5988$$

Avec ces valeurs les inconnues X_1 et X_2 deviennent :

$$X_1 = \frac{\sum y M_p^0 W}{\sum y^2 W + \sum \frac{I_0}{A} \cos^2 \varphi \Delta s} = \frac{2,5988}{0,82875 + 0,00124} = 3,131$$

$$X_2 = -\frac{\sum M_p^0 W}{\sum W} = -\frac{-2,772}{2,2301} = 1,243$$

11. Calcul des efforts finaux :

Les efforts finaux se déterminent à l'aide des relations :

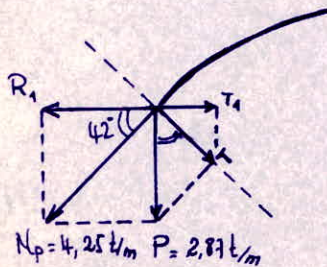
$$M_p = M_p^0 - X_1 y + X_2$$

$$N_p = N_p^0 - X_1 \cos \varphi$$

Les calculs ont été effectués dans le tableau suivant :

| SECTION | y | M _p ^o | -y x ₁ | M _p (t.m)/m | N _p ^o | cos 4 | -x ₁ cos 4 | N _p (t)/m |
|----------------|--------|-----------------------------|-------------------|---------------------------|-----------------------------|--------|-----------------------|----------------------|
| 8 | 0,405 | 0 | -1,268 | -0,025 | -0,014 | 0,9981 | -3,1250 | -3,139 |
| 7 | 0,330 | -0,2167 | -1,033 | -0,007 | -0,062 | 0,9921 | -3,1063 | -3,168 |
| 6 | 0,175 | -0,6718 | -0,548 | +0,023 | -0,165 | 0,9779 | -2,9942 | -3,227 |
| 5 | -0,065 | -1,3927 | +0,204 | +0,054 | -0,3256 | 0,9563 | -2,9012 | -3,320 |
| 4 | -0,390 | -2,4083 | +1,221 | +0,056 | -0,5540 | 0,9266 | -2,7806 | -3,455 |
| 3 | -0,810 | -3,7524 | +2,536 | +0,027 | -0,863 | 0,8891 | -2,6291 | -3,644 |
| 2 | -1,340 | -5,4661 | +4,196 | -0,027 | -1,271 | 0,8397 | -2,6291 | -3,900 |
| 1 | -2,005 | -7,6013 | +6,277 | -0,081 | -1,8 | 0,7793 | -2,440 | -4,240 |
| A ₀ | -2,375 | -8,8121 | +7,456 | -0,113 | -1,92 | 0,7437 | -2,3275 | -4,248 |

Connaissant l'effort normal de compression à la section d'appui et l'effort vertical dû au poids propre, on déduit la valeur de l'effort tranchant à l'appui et la poussée au vide due à la voûte (de rive).



$$R_1 = N_p \cos 42^\circ = 4,25 \cdot \cos 42^\circ = 3,15 \text{ t/m}$$

$$T = P \cos 42^\circ = 2,87 \cdot \cos 42^\circ = 2,13 \text{ t/m}$$

$$T_1 = T \sin 42^\circ = 2,13 \cdot \sin 42^\circ = 1,43 \text{ t/m}$$

$$\text{D'où la poussée : } T_2 = R_1 - T_1 = 3,15 - 1,43 = 1,72 \text{ t/m}$$

soit au niveau de chaque poteau ; la poussée

$$\text{maximale sera : } 1,72 \cdot \frac{15}{2} = 12,9 \text{ t}$$

Cette poussée est à équilibrer par un tirant.

Diagramme des moments (en $t \cdot m/m$)

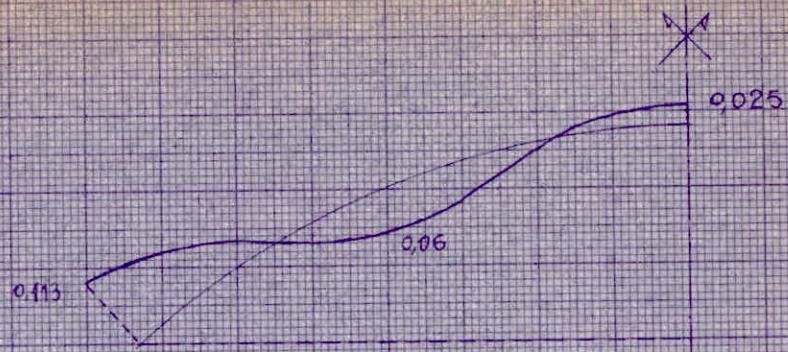
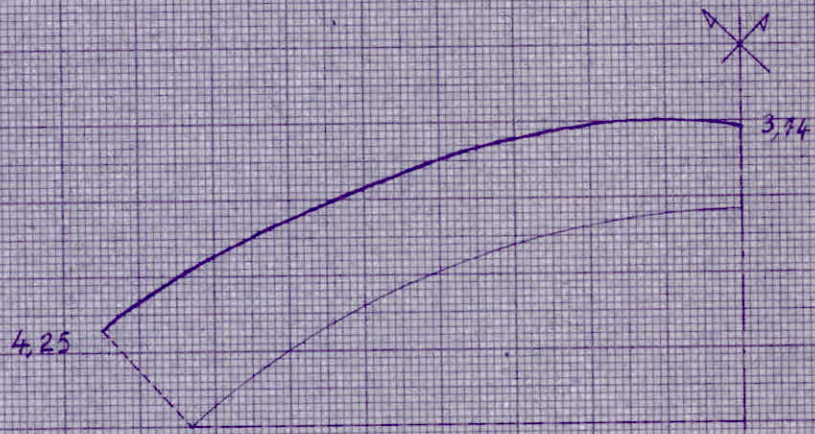
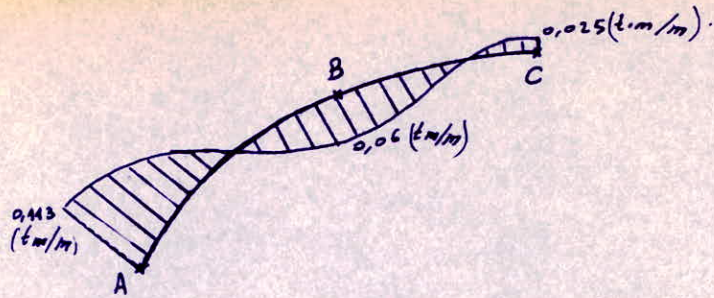


Diagramme des efforts axiaux (en t/m)



12. Ferrailage de la voûte :



On calcule en flexion composée les armatures nécessaires en chaque section A, B et C qui sont les plus défavorables.
Les calculs seront menés en flexion simple ramené à la flexion composée.

Exemple : Section A.

$$M = 0,113 \text{ t.m/m}$$

$$N = 4,25 \text{ t/m}$$

$$\text{Section A} = 0,15 \times 1,00 = 0,15 \text{ m}^2/\text{m}$$

armatures en $F_o E22$:

$$\bar{\sigma}_a = 1470 \text{ kg/cm}^2$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0,113}{4,25} = 0,0266 \text{ cm}$$

$$\text{noyau central } e_1 = \frac{R_b}{6} = \frac{15}{6} = 2,5 \text{ cm}$$

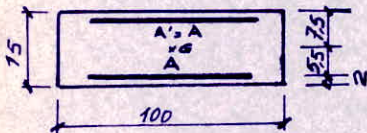
$e_0 > e_1 \rightarrow$ section partiellement comprimée.

$$e_0 = 2,6 \text{ cm} < \frac{R_b}{2} = \frac{15}{2} = 7,5 \text{ cm} \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{2e_0}{h_t}\right) \bar{\sigma}'_{b0} = \left(1 + \frac{2 \cdot 2,6}{15}\right) \cdot 68,5 = 92,2 \text{ kg/cm}^2$$

on calcule les armatures tendues A comme si les armatures comprimées A' n'existaient pas et on prend ensuite $A = A'$.

Le moment de flexion par rapport au centre de gravité des armatures tendues a pour valeur :

$$M_b = 11300 + 4250 \cdot 5,5 = 34375 \text{ kg.cm}$$



$$\mu = \frac{\pi M_b}{\bar{\sigma}_a b R^2} = \frac{15 \cdot 34375}{1470 \cdot 100 \cdot (13)^2} = 0,0207$$

$$\text{abaque} \rightarrow \begin{cases} k = 64,5 \\ E = 0,9371 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{1470}{64,5} = 22,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \text{ Donc pas d'armatures comprimées.}$$

$$A_1 = \frac{M_b}{\bar{\sigma}_a E R} = \frac{34375}{1470 \cdot 0,9371 \cdot 13} = 1,92 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 1,92 - \frac{4250}{1470} = 1,92 - 2,89 = -0,97 < 0 \Rightarrow \text{pas d'armatures tendues.}$$

on utilise une armature minimale.

section B :

$M = 0,06 \text{ t.m/m}$

$N = 3,46 \text{ t/m}$

section béton : $0,11 \times 1,00$.

armature $F_e E22 : \bar{\sigma}_a = 1470 \text{ kg/cm}^2$.

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0,06}{3,46} = 1,73 \cdot 10^{-2} \text{ m} = 1,73 \text{ cm} < \frac{R_t}{6} = \frac{11}{6} = 1,83 \text{ cm} \Rightarrow$ la section est entièrement comprimée.

$\frac{R_t}{2} = \frac{11}{2} = 5,5 \text{ cm} > e_0 = 1,73 \text{ cm} \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{2e_0}{R_t}\right) \bar{\sigma}'_{b0} = \left(1 + \frac{2 \cdot 1,73}{11}\right) \cdot 68,5$
 $\bar{\sigma}'_b = 90 \text{ kg/cm}^2$.

Dans le cas d'armatures symétriques on procède de la façon suivante :

$\delta' = \frac{d'_1}{R_t} = \frac{d'_2}{R_t} = \frac{2}{11} = 0,182$

$\rho = \frac{\bar{\sigma}'_b b R_t}{N'} = \frac{90 \cdot 100 \cdot 11}{3460} = 28,613$

$\beta = \frac{6M}{N' R_t} = \frac{6 \cdot 6000}{3460 \cdot 11} = 0,946$

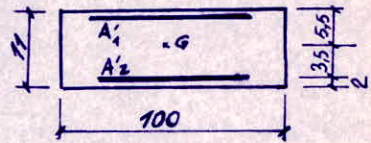
$C = 0,27(1 - 2\delta')^2 \rho = 0,27(1 - 2 \cdot 0,182)^2 \cdot 28,613 = 3,125$

$D = 0,30(\rho - \beta) - 0,90(1 - \rho)(1 - 2\delta')^2 = 0,30(28,613 - 0,946) - 0,90(1 - 28,613)(1 - 2 \cdot 0,182)^2$
 $= 18,353$.

$E = -(1 + \beta - \rho) = -(1 + 0,946 - 28,613) = 26,667$.

$\tilde{\omega}' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C} = \frac{-18,353 + \sqrt{(18,353)^2 - 4 \cdot 3,125 \cdot 26,667}}{2 \cdot 3,125} = -2,64\%$

$\tilde{\omega}' < 0 \Rightarrow A'_1 = A'_2 = 0$. On utilise une armature minimale.



section C :

$M = 0,025 \text{ t.m/m}$

$N = 3,14 \text{ t/m}$

section béton : $0,06 \times 1,00$

armature $F_e E22 : \bar{\sigma}_a = 1470 \text{ kg/cm}^2$.

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2500}{3140} = 0,80 \text{ cm}$

$\frac{R_t}{6} = \frac{6}{6} = 1 \text{ cm}$

$\rightarrow e_0 < \frac{R_t}{2} \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée. on procède de la même façon que pour section B.

$\bar{\sigma}'_b = 90,4 \text{ kg/cm}^2$.

$\delta' = 0,333$

$\rho = 17,274$

$\beta = 0,955$

$C = 0,520$



D = 6,530

E = 15,319

$\tilde{\omega}' = -3,12 < 0 \Rightarrow A'_1 = A'_2 = 0 \rightarrow$ on utilise une armature minimale.

Condition de non fragilité:

$$A \geq 0,69 b R \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$$

Section A: $A \geq 0,69 \cdot 100 \cdot \frac{13 \cdot 5,9}{2200} = 2,40 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Section B: $A \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 9 \cdot \frac{5,9}{2200} = 1,67 \text{ cm}^2/\text{m}$.

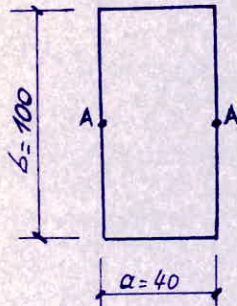
Section C: $A \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 4 \cdot \frac{5,9}{2200} = 0,74 \text{ cm}^2/\text{m}$.

13. vérification à la torsion de la poutre de rive:

13.1. contrainte de cisaillement:

poutre rectangulaire B = 40 x 100 = 4000 cm².
longueur: 15 m

Moment de torsion: $M_t = 0,113 \text{ t.m/m}$
 $= 0,113 \cdot \frac{15}{2} = 0,8475 \text{ t.m}$
au niveau de chaque appui.



soit $M_t = 84700 \text{ kg.cm}$.

La contrainte tangente de torsion est maximale au milieu des grands cotés (points A). Sa valeur maximale est donnée par:

$$\tau_{bmax} = \frac{k M_t}{a^2 b} \text{ où } k \text{ est fonction de } \frac{b}{a}$$

$\frac{b}{a} = \frac{100}{40} = 2,5 \rightarrow k = 3,87$ (donné par tableaux).

$$\tau_{bmax} = \frac{3,87 \cdot 84700}{(40)^2 \cdot 100} = 2,05 \text{ kg/cm}^2$$

13.2. armatures longitudinales:

Ces armatures sont à introduire avec celles que l'on trouverait lors de l'étude du portique.

$$\tilde{\omega}_l = \frac{a+b}{3b} \cdot \frac{\tau_{bmax}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{40+100}{3 \cdot 100} \cdot \frac{2,05}{2800} = 3,41 \cdot 10^{-4}$$

d'où $A_l = \tilde{\omega}_l \cdot B = 3,41 \cdot 10^{-4} \cdot 4000 = 1,36 \text{ cm}^2$.

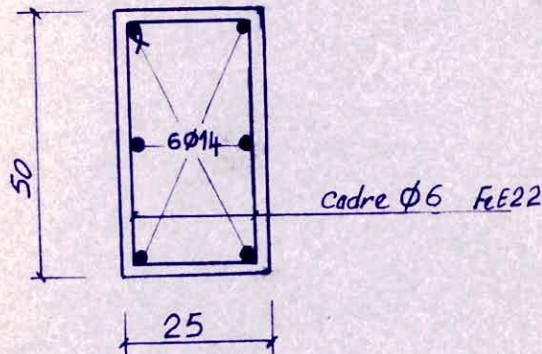
14. Calcul des tirants :

Chaque tirant doit reprendre un effort de traction maximum de 12,9 t.

La section A des armatures longitudinales (tendues) sera donnée, quelle que soit la forme de la section, par :

$$A = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{12900}{1470} = 8,77 \text{ cm}^2$$

Soit $6\phi 14 = 9,24 \text{ cm}^2$ pour une section rectangulaire 25×50 .



Nous avons pris pour les aciers longitudinaux du FeE22 : $\bar{\sigma}_e = 2200 \text{ kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}_a = 1470 \text{ kg/cm}^2$.

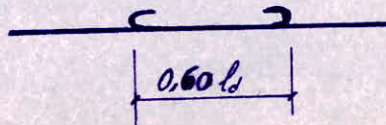
Section d'enrobage des barres tendues = $25 \times 50 = 1250 \text{ cm}^2 = B_f$.

$$\bar{\omega}_f = \text{pourcentage de fissuration} = \frac{A}{B_f} = \frac{9,24}{1250} = 7,39 \cdot 10^{-3}$$

$$\bar{\sigma}_z = 2,4 \sqrt{\frac{1,1 \cdot 5 \cdot 10^6 \cdot 7,39}{14}} = 1908 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 1470 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

* Recouvrement des armatures :

les aciers livrés dans le commerce étant de longueur limitée ($\leq 12 \text{ m}$) il nous sera nécessaire de constituer chaque armature longitudinale au moyen de plusieurs barres consécutives. Pour rétablir la continuité entre ces armatures on opère par recouvrements en faisant chevaucher les barres sur une longueur suffisante pour assurer la transmission des efforts par adhérence.



$l_e = 0,60 l_d$ avec $l_d = 40 \phi$ pour les barres Haute adhérence.
 $l_d = 50 \phi$ pour les ronds lisses (notre cas).
 soit donc $l_e = 30 \phi = 30 \cdot 1,4 = 42 \text{ cm}$.

* Armatures de coutures :

Soit F l'effort total pouvant être transmis par les barres arrêtées, situées sur l'une des faces de la pièce. et soit A_c la section totale des armatures de couture réparties sur la longueur l_2 ; et $\bar{\sigma}_{ac}$ leur contrainte admissible, on

aura :

$$F = A_c \cdot \bar{\sigma}_{ac} \quad \text{d'où} \quad A_c = \frac{F}{\bar{\sigma}_{ac}} \quad \text{où } \bar{\sigma}_{ac} \text{ est prise selon les règles CCBA 68 (art. 30, 42).$$

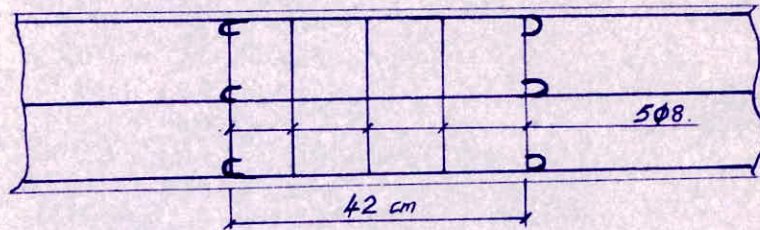
Les armatures de couture seront constituées par des cadres $\phi 8$ en acier Fe E22.

nous avons : $\bar{\sigma}_{ac} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = \frac{2}{3} \cdot 2200 = 1470 \text{ kg/cm}^2$

La force F à considérer est égale à celle qui peut être transmise par deux trois armatures longitudinales, la section d'un $\phi 14$ étant de $1,54 \text{ cm}^2$:

$$F = 3 \cdot 1,54 \cdot 1470 = 6791,4 \text{ kg.}$$

$$A_c = \frac{6791,4}{1470} = 4,62 \text{ cm}^2. \text{ soit } 5 \text{ cadres } \phi 8 = 5,026 \text{ cm}^2; e = 10 \text{ cm.}$$

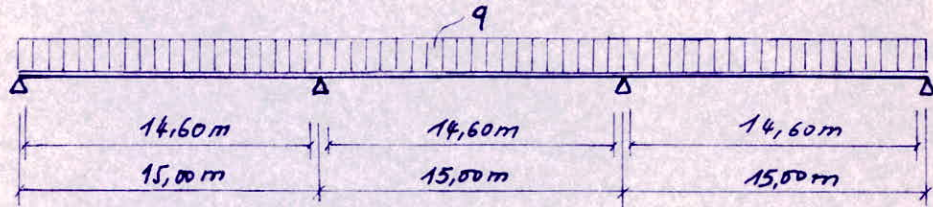


CALCUL DES ELEMENTS.

1. Calcul des poutres P₂.

1.1. Détermination des efforts: les poutres P₂ sont soumises à leur poids propre.

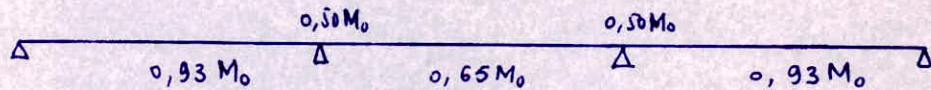
section 25x70 → $q = 0,25 \cdot 0,70 \cdot 2,5 = 0,437 \text{ t/m}$.



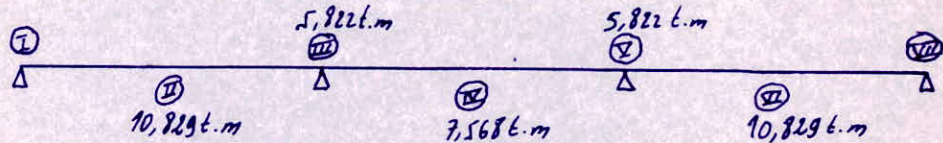
$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 0,437 \cdot \frac{(14,60)^2}{8} = 14,644 \text{ t.m}$$

1.2. Détermination des moments:

Les moments aux appuis et en travée seront calculés selon la méthode des Regles CBA 68 (art. 55,3).



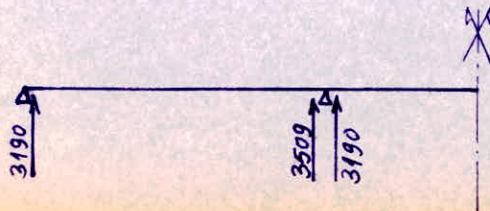
Soit donc :



La poutre étant symétrique et symétriquement chargée par rapport à son milieu on l'étudie sur sa demi-portée seulement.

1.3 Efforts tranchants:

$$T = q \frac{l}{2} = 0,437 \cdot \frac{14,55}{2} = 3,190 \text{ t} \rightarrow 1,1 q \frac{l}{2} = 3,509 \text{ t}$$



1.4. Aciers longitudinaux : pour le calcul des sections on applique les coefficients de Charon.

- section ① : $T = 3190 \text{ kg} \rightarrow A \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_a} = \frac{3190}{2800} = 1,14 \text{ cm}^2$

- section ② : $M = 10,829 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 1082900}{2800 \cdot 25 \cdot (67)^2} = 0,0517 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9048 \\ k = 37,5 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon k} = 6,38 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 74,67 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

- section ③ : $M = 5,822 \text{ t.m}$

$$\mu = 0,0278 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9278 \\ k = 54,25 \end{cases}$$

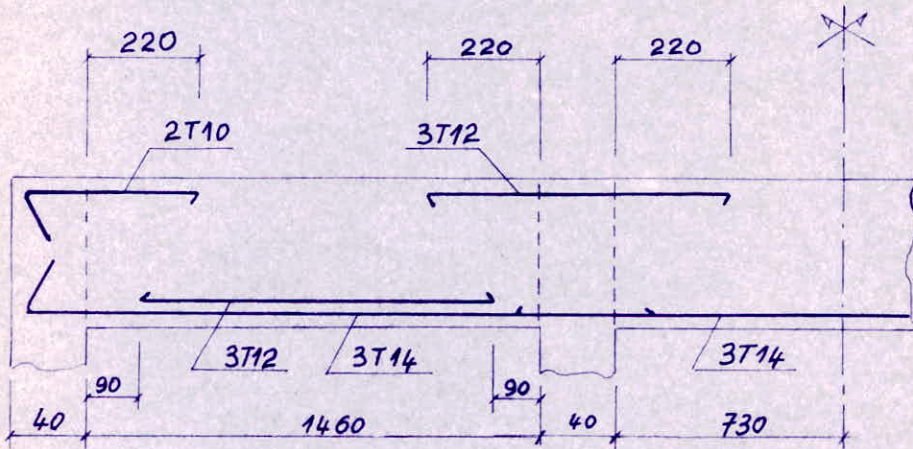
$$A = 3,34 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 51,61 \text{ kg/cm}^2$$

- section ④ : $M = 7,568 \text{ t.m}$

$$\mu = 0,0361 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9188 \\ k = 46,6 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A = 4,39 \text{ cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 60,08 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

1.5. Ferraillage mécanique de la poutre :



1.6. Armatures transversales : on les calcule pour l'effort tranchant maximum.
 $T_{max} = 3509 \text{ kg}$.

$$\tau_b = \frac{T}{b_j} = \frac{3509}{25 \cdot \frac{7}{8} \cdot 67} = 2,39 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 5 \bar{\sigma}_b$$

Aciers verticaux ? condition la plus défavorable à vérifier :

$$\tau_b < 2,5 \bar{\sigma}_b = 2,5 \cdot 5,9 = 14,75 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié.}$$

Calcul de t : $\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \bar{\sigma}_{en}$ avec $\rho_{at} = \max \left[\frac{2}{3}; 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9\bar{\sigma}_b} \right]$
 $= \max \left[\frac{2}{3}; 1 - \frac{2,39}{9 \cdot 5,9} \right] = 0,955$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,955 \cdot 2200 \quad (F_{0,955})$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 2101 \text{ kg/cm}^2$$

point 2 cadres $\phi 6 \rightarrow A_t = 1,13 \text{ cm}^2 \quad (E E 22)$

$$t_m = \frac{A_t \bar{\sigma}_{at}}{T} \cdot z = \frac{1,13 \cdot 2101 \cdot 7}{3509} \cdot 67 = 39,66 \text{ cm}$$

$$\bar{E} = \max \left[0,2R; R \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) \right] = \max \left[0,2 \cdot 67; 67 \left(1 - \frac{0,3 \cdot 2,39}{5,9} \right) \right] = 58,86 \text{ cm}$$

$$t = \min(t_m, \bar{E}) = 39,66 \text{ cm}$$

On prend le 1^{er} cadre à 10 cm du nu d'appui, les cadres suivants seront placés tous les 20 cm.

1.7. vérifications:

a) adhérence: (CCBA 68 art. 29.1)

$$\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b \quad \text{avec } \psi_d = \text{coefficient de scellement} = 1,5 \text{ pour les aciers Haute Adhérence.}$$

$$\bar{\sigma}_d = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_{max} = 3509 \text{ kg} \rightarrow \bar{\sigma}_d = \frac{T}{\pi p z} \quad \text{avec } \pi = 3 = \text{nombre de paquets d'armatures.}$$

$$p(714) = 4,4 \text{ cm} = \text{périmètre d'un acier 714.}$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{3509}{3 \cdot 4,4 \cdot \frac{7}{8} \cdot 67} = 4,54 < \bar{\sigma}_d$$

b) Largeur de la biele de compression.

$$c = \frac{2T}{b \bar{\sigma}'_{bo}} \leq a = 40 \text{ cm}$$

$$c = \frac{2 \cdot 3509}{25 \cdot 68,5} = 4,10 \text{ cm} < 40 \text{ cm.}$$

c) Armatures:

$$T + \frac{M}{z} = 3509 - \frac{582200}{\frac{7}{8} \cdot 67} < 0 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées.}$$

d) fissuration:

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{4,62}{25,6} = 0,0308 \quad ; \quad k = 1,5 \cdot 10^6 \quad ; \quad \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,0308}{10(1 + 10 \cdot 0,0308)} = 5651 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a \text{ vérifié.}$$

2. Calcul des Poutres P1 et P3.

a) Poutres P1: $l = 14,60\text{ m}$. section 30×100 .
 Charges: - poids propre: 750 kg/m
 - maçonnerie: 420 kg/m
 $q_1 = 1,17\text{ t/m}$

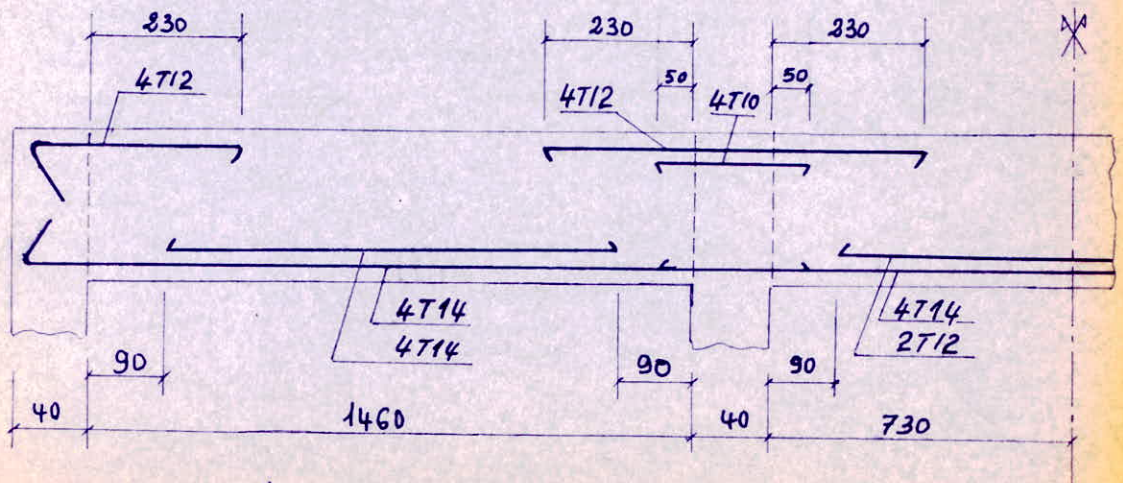
b) poutres P3: $l = 11,40\text{ m}$. section 30×100
 $q_1 = 1,17\text{ t/m}$

Tableau des Résultats: obtenus selon le même principe de Calcul que pour P2.

| Poutres | Sections | Ⓘ | Ⓜ | Ⓝ | Ⓞ |
|---------|-------------------------------------|----------|-------------|-------------|-------------|
| P1 | Moments ou effort tranchant | 9,39 (t) | 28,99 (t.m) | 15,88 (t.m) | 20,26 (t.m) |
| | Armatures (cm ²) | 3,35 | 11,83 | 6,32 | 8,14 |
| | Section adoptée | 4T12 | 8T14 | 4T12+4T10 | 4T14+2T12 |
| P3 | Moments ou effort tranchant | 6,64 (t) | 17,52 (t.m) | 9,42 (t.m) | 12,24 (t.m) |
| | Section calculée (cm ²) | 2,37 | 7,00 | 3,68 | 4,83 |
| | Section adoptée | 4T10 | 4T14+2T12 | 4T12 | 4T14 |

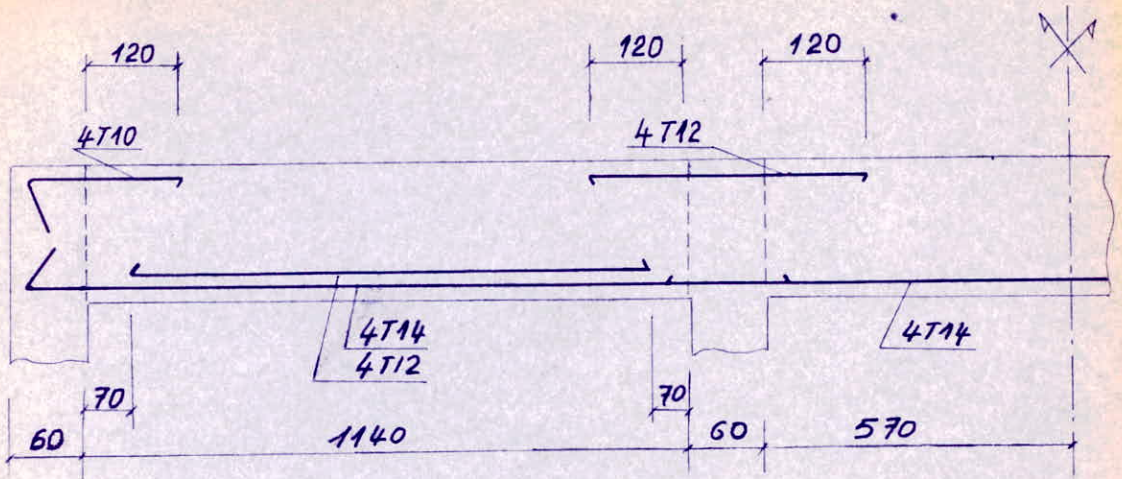
Arrêt mécanique des barres.

. Poutres P1.



armatures transversales: 1^{er} cadre $t = 10\text{ cm}$; ensuite $e = 20\text{ cm} = c \frac{1}{2}$.

Poutres P₃ :



armatures transversales : 1^{er} cadres à 10 cm ; Les autres $e = 20 \text{ cm} = c^{ste}$.

N.B. : Les conditions d'adhérence, de l'épaisseur de bielle, d'armatures et de fissuration sont toutes vérifiées pour les poutres P₁ et P₃.

ETUDE DE LA STRUCTURE

- les routes étant disposées suivant le sens longitudinal, le sens porteur sera le sens transversal. Donc, les portiques longitudinaux ne seront pas calculés du fait de leur degré d'hyperstaticité élevée (de plus les murs augmentent leur stabilité).

Les calculs ne seront donc menés que pour les portiques transversaux.

Combinaisons des charges :

a) pour les poutres : Les efforts seront déterminés au 1^{er} genre sous $G+P$. (avec $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en}$) et au 2nd genre sous $G+P+S_{FH}$ ce qui donne un moment négatif important sur appui.

b) pour les poteaux et les fondations : les efforts seront déterminés :

- au 1^{er} genre sous $G+P$ ce qui donne les efforts normaux et les moments dans les poteaux.
- au 2^e genre sous $G+P+S_{FH}$.

N.B., on dimensionne en comparant les sections d'acier trouvées sous les 2 sollicitations.

- les effets de la composante verticale dus au séisme n'est pas prise en compte dans les calculs car le bâtiment est à 2 niveaux et les efforts donnés par cette sollicitation sont très faibles devant les autres sollicitations.

ETUDE DU PORTIQUE

Sous charges verticales.

1. Charges et surcharges :

Les charges sont dues au poids propre de la toiture et du portique.
Les surcharges considérées sont les surcharges climatiques.

Ces charges et surcharges sont uniformément réparties.

Longueur d'arc de la voûte : $\bar{l} = 2R\theta = 2 \cdot 10,92 \cdot 0,732 = 15,99 \text{ m}$

Où rappelle que : p.p. isolation = 77 kg/m^2

p.p. Voûte = 262 kg/m^2

Crépisage = 20 kg/m^2

$$359 \text{ kg/m}^2 = 0,359 \text{ t/m}^2$$

• poids propre d'1 voûte = $15,99 \cdot 0,359 = 5,74 \text{ t/m}$

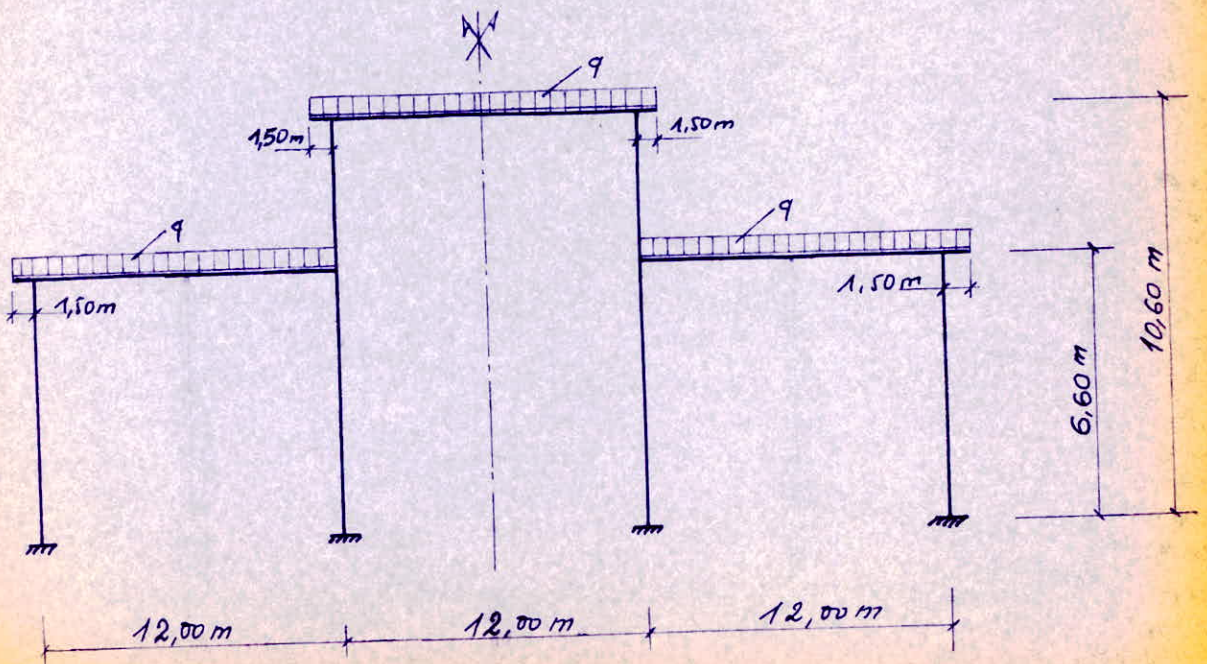
• poids propre d'1 poutre = $0,40 \times 1,00 \times 2,5 = 1,00 \text{ t/m}$

$$g = 6,74 \text{ t/m}$$

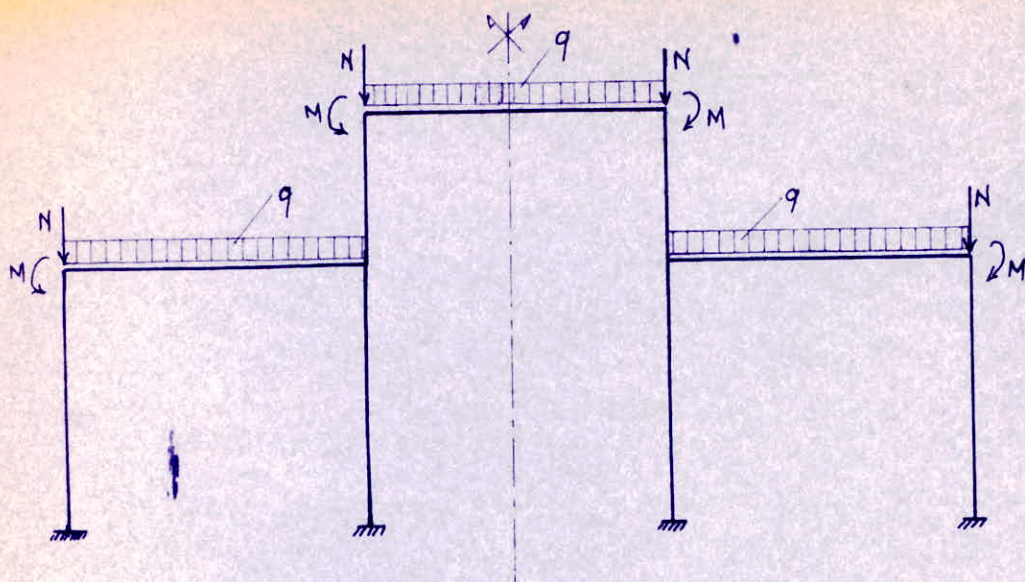
2. Etude du portique :

L'étude sera menée par la méthode exacte de CROSS.

2.1 Choix du système : le portique est de la forme suivante :



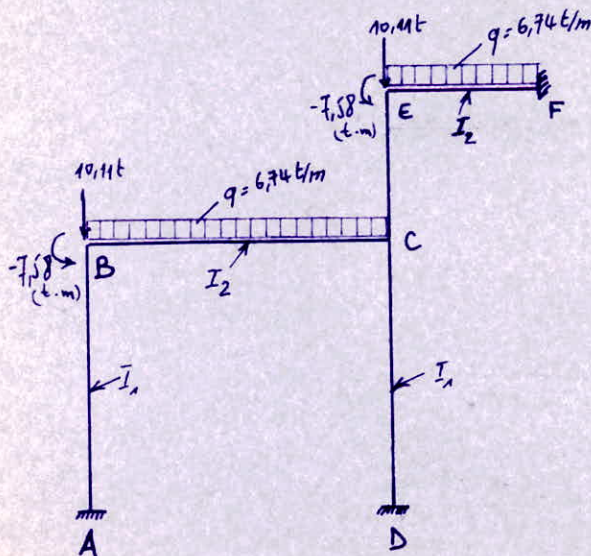
2-2. Système équivalent :



avec $M = \frac{q l^2}{2} = \frac{6,74 \cdot 1,50^2}{2} = 7,58 \text{ t.m}$

$N = q l = 6,74 \cdot 1,5 = 10,11 \text{ t.}$

Le portique étant symétrique et symétriquement chargé, les nœuds ne subissent pas de déplacements. De plus il suffit d'étudier la moitié du portique. Soit donc :



$I_1 = I_{\text{poutres}} = \frac{40 \cdot (60)^3}{12} = 72 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

$I_2 = I_{\text{colonnes}} = \frac{40 \cdot (100)^3}{12} = 333,33 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

2.3 Calcul des raideurs des barres:

$$R = \frac{I}{l}$$

$$R_{BA} = \frac{72 \cdot 10^4}{660} = 1091 \text{ cm}^3 = R_{AB}$$

$$R_{CB} = R_{BC} = \frac{333,33 \cdot 10^4}{1200} = 2778 \text{ cm}^3$$

$$R_{DC} = R_{CD} = \frac{72 \cdot 10^4}{660} = 1091 \text{ cm}^3$$

$$R_{EC} = R_{CE} = \frac{72 \cdot 10^4}{400} = 1800 \text{ cm}^3$$

$$R_{EF} = R_{FE} = \frac{1}{2} \left(\frac{333,33 \cdot 10^4}{1200} \right) = 1389 \text{ cm}^3$$

2.4. Calcul des coefficients de Répartition:

$$C = \frac{R}{\Sigma R}$$

$$C_{BA} = \frac{R_{BA}}{R_{BA} + R_{BC}} = 0,282$$

$$C_{BC} = \frac{R_{BC}}{R_{BC} + R_{BA}} = 0,718$$

$$C_{CB} = \frac{R_{CB}}{R_{CB} + R_{CD} + R_{CE}} = 0,1924$$

$$C_{CE} = \frac{R_{CE}}{R_{CE} + R_{CB} + R_{CD}} = 0,3175$$

$$C_{CD} = \frac{R_{CD}}{R_{CD} + R_{CB} + R_{CE}} = 0,490$$

$$C_{EC} = \frac{R_{EC}}{R_{EC} + R_{EF}} = 0,5644$$

$$C_{EF} = \frac{R_{EF}}{R_{EF} + R_{EC}} = 0,4355$$

2.5. Calcul des moments d'encastrement parfait:

$$M_{BA} = -M = -7,58 \text{ t.m}$$

$$M_{BC} = -M + q \frac{l^2}{12} = -7,58 + 6,74 \cdot \frac{12^2}{12} = +73,287 \text{ t.m}$$

$$M_{CB} = -q \frac{l^2}{12} = -6,74 \cdot \frac{12^2}{12} = -80,868 \text{ t.m}$$

$$M_{EC} = -M = -7,58 \text{ t.m}$$

$$M_{EF} = -M + q \frac{l^2}{12} = +73,287 \text{ t.m} \text{ (on considère la travée entière).}$$

Etablissement des résultats : sous poids propre.

| Nœuds | A | | B | | C | | | E | | D |
|------------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---|
| Barres | AB | BA | BC | CB | CD | CE | EC | EF | DC | |
| | — | 0,282 | 0,718 | 0,49 | 0,1924 | 0,3175 | 0,5644 | 0,4355 | — | |
| | — | -7,58 | +73,287 | -80,868 | — | — | -7,58 | +73,287 | — | |
| B | -9,264 | -18,529 | -47,177 | -23,588 | | | | | | |
| C | | | +25,581 | +51,183 | +20,097 | +33,165 | +16,582 | | +10,043 | |
| E | | | | | | -23,221 | -46,443 | -35,836 | | |
| B | -3,608 | -7,217 | -18,374 | -9,187 | | | | | | |
| C | | | +7,990 | +15,880 | +6,235 | +10,289 | +5,144 | | +3,117 | |
| E | | | | | | -1,451 | -2,903 | -2,240 | | |
| B | -1,126 | -2,253 | -5,737 | -2,868 | | | | | | |
| C | | | +1,058 | +2,116 | +0,831 | +1,371 | +0,685 | | 0,415 | |
| E | | | | | | -0,1933 | -0,3866 | -0,298 | | |
| B | -0,149 | -0,298 | -0,760 | -0,380 | | | | | | |
| C | | | +0,140 | +0,281 | +0,110 | +0,182 | +0,091 | | +0,055 | |
| E | | | | | | | -0,025 | -0,051 | -0,040 | |
| B | -0,020 | -0,040 | -0,100 | -0,050 | | | | | | |
| C | | | +0,018 | +0,037 | +0,014 | +0,024 | +0,012 | | +0,007 | |
| E | | | | | | -0,003 | -0,007 | -0,005 | | |
| B | -0,002 | -0,005 | -0,013 | -0,006 | | | | | | |
| C | | | +0,002 | +0,004 | +0,002 | +0,003 | +0,001 | | +0,001 | |
| E | | | | | | -0,000 | -0,001 | -0,000 | | |
| B | 0,000 | -0,001 | -0,001 | 0,000 | | | | | | |
| MOMENTS (E →) | -14,169 | -35,924 | +35,924 | -47,446 | +27,298 | +20,144 | -34,858 | +34,858 | +13,638 | |

2.6 surcharges climatiques P:

La surcharge climatique est prise égale à 20 kg/m^2 de neige.

soit donc $P = 20 \cdot \bar{l} = 20 \cdot 15,99 = 319,74 \text{ kg/m}$
 $\approx 0,320 \text{ t/m}$

soit $k = \frac{P}{G} = \frac{0,320}{6,739} = 0,0475$

Pour déterminer les moments aux nœuds sous P il suffit de multiplier par le coefficient K, les résultats obtenus sous poids propre.

On résume tous les résultats dans le tableau ci-dessous :

| | AB | BA | BC | CB | CD | CE | EC | EF | DC |
|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| G | -14,17 | -35,92 | +35,92 | -47,45 | +27,30 | +20,15 | -34,86 | +34,86 | +13,64 |
| P | -0,67 | -1,71 | +1,71 | -2,25 | +1,29 | +0,96 | -1,65 | +1,65 | +0,65 |
| G+P | -14,84 | -37,63 | +37,63 | -49,70 | +28,59 | +21,11 | -36,51 | +36,51 | +14,29 |

Les résultats sont donnés en (t.m)

ETUDE AU SEISME

La construction étant à étages multiples sera conçue pour résister à d'éventuelles secousses sismiques, puisque le lieu d'implantation du bâtiment Alger, est une région sujette aux séismes.

Effets du Séisme :

Les efforts résultant d'une action sismique peuvent s'exercer en plan selon une direction quelconque qui peut être oblique ou verticale. On peut donc concevoir deux composantes, l'une verticale et l'autre horizontale, s'adressant aux masses mêmes de la construction.

Dans le cas de construction comportant des planchers rigides, on conduira la vérification en appliquant les forces horizontales au niveau de chaque plancher. Dans l'évaluation des charges soumises à l'action sismique, on prendra en compte les charges permanentes et éventuellement la fraction de surcharge correspondant au plancher considéré.

Recommandations générales :

- a) - Réduire autant que possible la hauteur des bâtiments et surtout le rapport de cette hauteur à leur largeur (plus faible distance entre murs extérieurs des façades).
Des justifications spéciales devront être fournies si ce rapport excède
2,5 pour une zone de faible sismicité.
2,0 pour une zone de forte sismicité.
1,5 pour une zone de très forte sismicité.
- b) - Éviter les ensembles mal équilibrés en hauteur ou en inertie.
- c) - Prévoir dans la mesure du possible un sous-sol général ou des fondations profondes massives qui ancrent la construction dans le sol.
- d) - Choisir de préférence un terrain compact et établir des fondations profondes soigneusement chaînées et engagées dans le sol résistant pour s'opposer aux soulèvements dus aux séismes.

Réaliser une liaison très résistante entre les fondations et la superstructure.

e) - Pour la superstructure :

- Abaisser le plus possible le centre de gravité de la construction.
- Réaliser des nœuds rigides.
- Les joints de dilatation doivent être plans et francs.
- Assurer l'indéformabilité de l'ensemble par des contreventements soignés dans tous les sens.
- Dans les poteaux, les recouvrements des barres en attente devront être au moins égaux à 50 fois le diamètre des barres.
- L'écartement des armatures transversales doit être au plus égal à la hauteur h utile des pièces.

- CALCUL SISMIQUE -

Ce mode de calcul substitue aux effets dynamiques réels les sollicitations statiques résultant de la considération de système de forces fictives dont les effets sont censés équivaloir à ceux de l'action sismique.

Les systèmes équivalents résultent de la combinaison :

- d'un système de forces élémentaires horizontales (S_H)
- d'un système de forces élémentaires verticales (S_V)
- d'un système de couples de torsion d'ensemble d'axe vertical (S_T).

On admet que les charges et fractions de surcharges sont ramenées au niveau des planchers.

Masses revenant à chaque niveau au portique central considéré :

| Rang | G (t) | P (t) | G+P (t) |
|------|-------|-------|---------|
| II | 79,67 | 3,6 | 83,27 |
| I | 232,9 | 7,2 | 240,10 |

Détermination des coefficients sismiques horizontaux:

$$\sigma_x = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot S$$

où α, β, γ, S sont des coefficients sans dimension.

α : coefficient d'intensité: - Il dépend de l'intensité nominale I_N pour laquelle doit être établi le projet.

$$\alpha = 2^{(I_N - 8)}$$

Le bâtiment sera implanté à Alger, donc l'intensité nominale $I_N = 8$
d'où: $\alpha = 1$

β : coefficient de réponse: - Il caractérise l'importance de la réponse de la structure à une secousse d'intensité égale à l'intensité de référence. Il dépend:

1.) - de la période T du mode fondamental de vibration de la construction dans la direction considérée -

lorsque le contreventement est assuré par ossature de béton armé alors:

$$T = 0,09 \cdot \frac{H}{\sqrt{L_x}}$$

avec: H : hauteur du bâtiment comptée à partir du niveau des fondations

L_x : longueur du portique.

e.) - Du degré d'amortissement de l'ouvrage: - pour notre cas, il est plus comme étant moyen car nous avons très peu de subdivisions, des partitions légères peu liées à l'ossature.

$$\beta = \frac{0,085}{\sqrt[3]{T}}$$

avec minimum de 0,065 et maximum de 0,110 pour les ouvrages fondés sur une importante formation des sols meubles ou de 0,30 dans les autres cas -

3) - Accessoirement de la nature du sol de fondation.

γ : Coefficient de distribution: - Il dépend de la structure et caractérise l'intérieur de celle-ci, le comportement de la masse à laquelle il se rapporte.

Pour les constructions courantes de flexibilité normale:

$$\gamma(h) = h \cdot \frac{\sum Z M(Z)}{\sum Z^2 M(Z)}$$

. $M(Z)$: masse concentrée à la cote Z .

. Les côtes sont prises à partir du niveau des semelles de fondations

β : Coefficient de fondation: - C'est un facteur correcteur indépendant des propriétés dynamiques de la construction et qui tient compte de l'incidence des conditions de fondation sur le comportement de l'ouvrage.

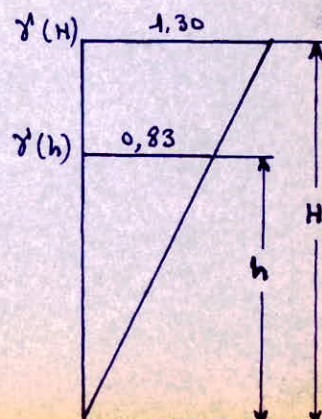
Pour semelles superficielles sur terrains de consistance moyenne: $\beta = 1,1$

Calcul du coefficient β :

| L_x (m) | H (m) | T (s) | β |
|--------------|----------|----------|---------|
| 36,60 | 11,10 | 0,165 | 0,130 |

Calcul du coefficient γ :

| | | |
|-------------------------------------|--------|-------|
| Z (m) | 7,10 | 11,10 |
| M(Z) (t) | 240,10 | 83,27 |
| $\frac{\sum Z M(Z)}{\sum Z^2 M(Z)}$ | 0,117 | 0,117 |
| γ | 0,83 | 1,30 |

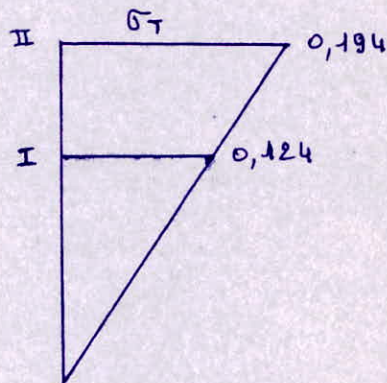


Coefficients sismiques :

$$\sigma_T = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta$$

Niveau I : $\sigma_1 = 1,0 \cdot 1,3 \cdot 0,83 \cdot 1,15 = 0,124$.

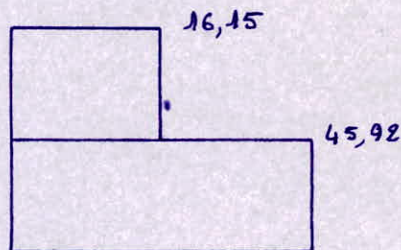
Niveau II : $\sigma_2 = 1,0 \cdot 1,3 \cdot 1,30 \cdot 1,15 = 0,194$.



Forces sismiques :

$$F_1 = W_1 \cdot \sigma_1 = 240,10 \cdot 0,124 = 29,77 \text{ t.}$$

$$F_2 = W_2 \cdot \sigma_2 = 83,27 \cdot 0,194 = 16,15 \text{ t.}$$



CALCUL DU PORTIQUE SOUS LES FORCES HORIZONTALES.

Méthode de Bowman:

Cette méthode donne des résultats assez voisins de ceux obtenus avec les méthodes exactes.

La force sismique horizontale (F) obtenue à chaque niveau se partage proportionnellement aux inertias des poteaux suivant les 8 relations :

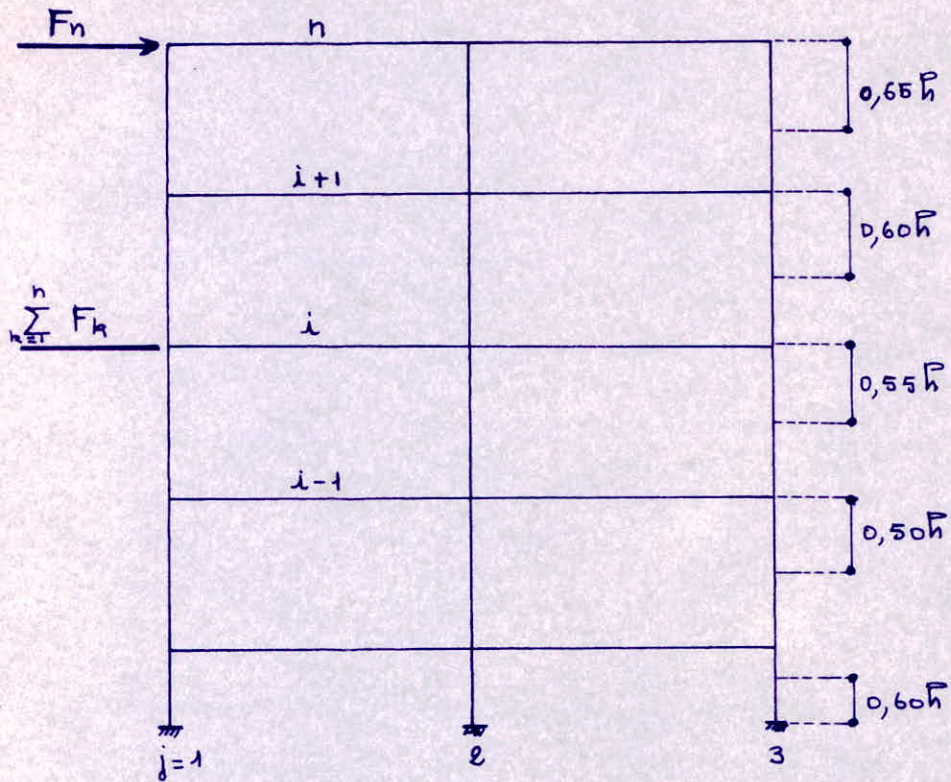
$$F_j = \frac{F_i \cdot I_j}{0,8 \cdot (I_1 + I_n) + I_2 + \dots + I_{n-1}} \quad \text{pour un poteau intermédiaire (j)}$$

$$F_j = \frac{F_i \cdot I_j \cdot 0,8}{0,8 \cdot (I_1 + I_n) + I_2 + \dots + I_{n-1}} \quad \text{Pour poteau de rive } j=1 \text{ ou } j=n$$

les points de moments nuls dans les poteaux de hauteur h se situent à :

- $0,65h$ de la partie supérieure du poteau, au dernier niveau.
- $0,60h$ de la partie supérieure du poteau, à l'avant dernier niveau.
- $0,55h$ de la partie supérieure du poteau, au niveau directement au dessous.
- $0,50h$ dans tous les niveaux sauf au dernier.
- $0,60h$ à partir de la base des poteaux, au premier niveau.

schéma explicatif:



Les forces horizontales agissant sur une file de poteaux se répartissent entre les différents poteaux de cette file proportionnellement aux moments d'inertie des dits poteaux, les moments d'inertie des poteaux de rive étant toutefois affectés du coefficient 0,8.

Procédé de calcul:

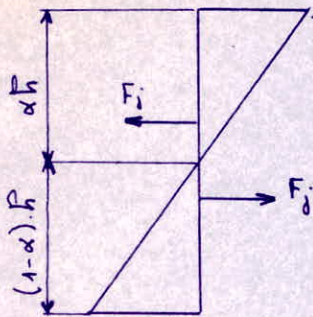
Pour un seul niveau : $F_T = F_1 + F_2 + \dots + F_n$

avec :

$$F_1 = \frac{F_T \cdot 0,8 \cdot I_1}{0,8(I_1 + I_n) + I_2 + \dots + I_{n-1}} = F_n$$

$$F_2 = \frac{F_T \cdot I_2}{0,8 \cdot (I_1 + I_n) + I_2 + \dots + I_{n-1}} = F_3 = F_4 = \dots = F_n$$

Moments dans les poteaux:



α : coefficient déterminant la position du point d'inflexion -

- à la base du poteau : $M = (1-\alpha) \cdot h \cdot F_j$.

- à la tête du poteau : $M = \alpha \cdot h \cdot F_j$.

Moments dans les poutres: - Le partage des moments en travée sera effectué proportionnellement aux rigidités des barres situées à droite et à gauche du nœud considéré -

Pour un nœud (i) de la file (j), on aura:

- à gauche : $M_w = F_i \cdot \alpha \cdot h \cdot \frac{K_{wi}}{K_{wi} + K_{ei}}$

- à droite : $M_e = F_i \cdot \alpha \cdot h \cdot \frac{K_{ei}}{K_{ei} + K_{wi}}$

avec : $K_{wi} = \frac{I_{wi}}{l_{wi}}$ et $K_{ei} = \frac{I_{ei}}{l_{ei}}$

Au droit d'un nœud, il sera possible de calculer les moments dans les travées aboutissant à ce nœud en fonction des moments M_s et M_n obtenus dans le poteau supérieur et inférieur correspondant à ce nœud :

• Pour un nœud intermédiaire:

$$M_w = - (\Pi_s + \Pi_n) \cdot \frac{K_w}{K_w + K_e}$$

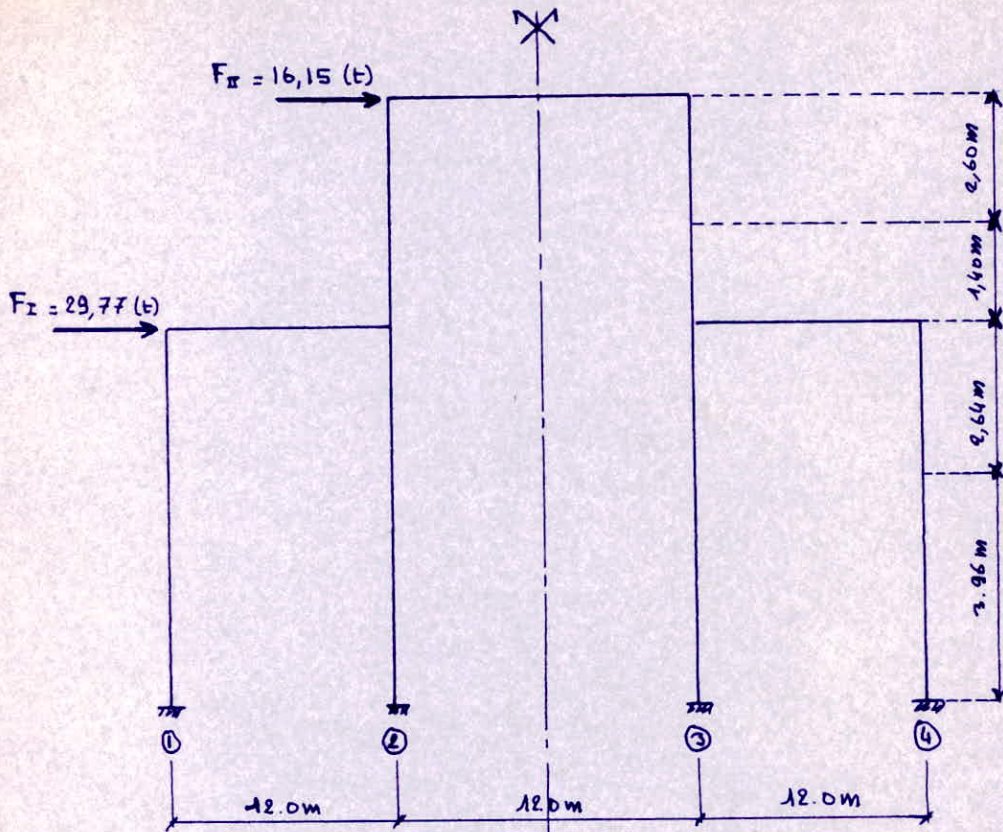
$$M_e = - (\Pi_s + \Pi_n) \cdot \frac{K_e}{K_e + K_w}$$

• Pour un nœud de rive:

$$M_w = - (\Pi_s + \Pi_n)$$

ou $M_e = - (\Pi_s + \Pi_n)$.

Détails de calcul du portique :



Calcul des moments dans les poteaux et les poutres :

on calculera seulement 2 files de poteaux, la file 1 et la file 2 ; car la file 3 est identique à la file 2 et la file 4 est identique à la file 1.

Au 2^{ème} rang :

$$F_{II} = 16,15 \text{ t.}$$

$$F_2 = \frac{0,8 \cdot I_2}{0,8 \cdot I_2 + 0,8 \cdot I_3} \cdot F_{II} \text{ avec } I_2 = I_3 = I_{\text{poteau}} = C^5 t^4$$

$$= \frac{0,8}{1,6} \cdot 16,15 = 8,075 \text{ t.}$$

$$M_s = F_2 \cdot 2,6 = 8,075 \cdot 2,6 = 21 \text{ t.m}$$

$$M_i = F_2 \cdot 1,4 = 8,075 \cdot 1,4 = 11,305 \text{ t.m}$$

$$K_w = \frac{I_w}{l_w} = 0$$

$$K_e = \frac{I_e}{l_e} = \frac{40 \cdot (100)^3}{12} \cdot \frac{1}{1140} = 2924.$$

$$a_w = \frac{K_w}{K_w + K_e} = 0$$

$$a_e = \frac{K_e}{K_e + K_w} = \frac{K_e}{K_e} = 1.$$

$$M_w = -(M_n + M_s) \cdot a_w = 0.$$

$$M_e = -(M_n + M_s) \cdot a_e = (0 + 21) \cdot 1 = -21 \text{ t.m.}$$

Au 1^{er} Rang:

$$F_I = 16,16 + 29,77 = 45,92 \text{ t.}$$

noeud ①:

$$F_1 = \frac{0,8 \cdot I_1}{0,8 \cdot I_1 + I_2 + I_3 + 0,8 \cdot I_4} \cdot F_I \text{ avec } I_1 = I_2 = I_3 = I_4 = C \cdot l^3$$

$$= \frac{0,8}{0,8 + 1 + 1 + 0,8} \cdot 45,92 = 10,20 \text{ t}$$

$$M_s = F_1 \cdot 2,64 = 10,20 \cdot 2,64 = 26,93 \text{ t.m}$$

$$M_i = F_1 \cdot 3,96 = 10,20 \cdot 3,96 = 40,39 \text{ t.m}$$

$$K_w = 0 \longrightarrow a_w = 0 \longrightarrow \Pi_w = 0$$

$$K_e = 2924 \longrightarrow a_e = 1 \longrightarrow \Pi_e = -(\Pi_s + \Pi_m) \cdot a_e = -(26,93 + 0) = -26,93 \text{ t.m.}$$

noeud ②:

$$F_2 = \frac{I_2}{0,8 I_1 + I_2 + I_3 + 0,8 I_4} \cdot F_I = \frac{1}{0,8 + 1 + 1 + 0,8} \cdot 45,92 = 12,75$$

$$M_s = F_2 \cdot 2,64 = 12,75 \cdot 2,64 = 33,66 \text{ t.m}$$

$$M_i = F_2 \cdot 3,96 = 12,75 \cdot 3,96 = 50,49 \text{ t.m}$$

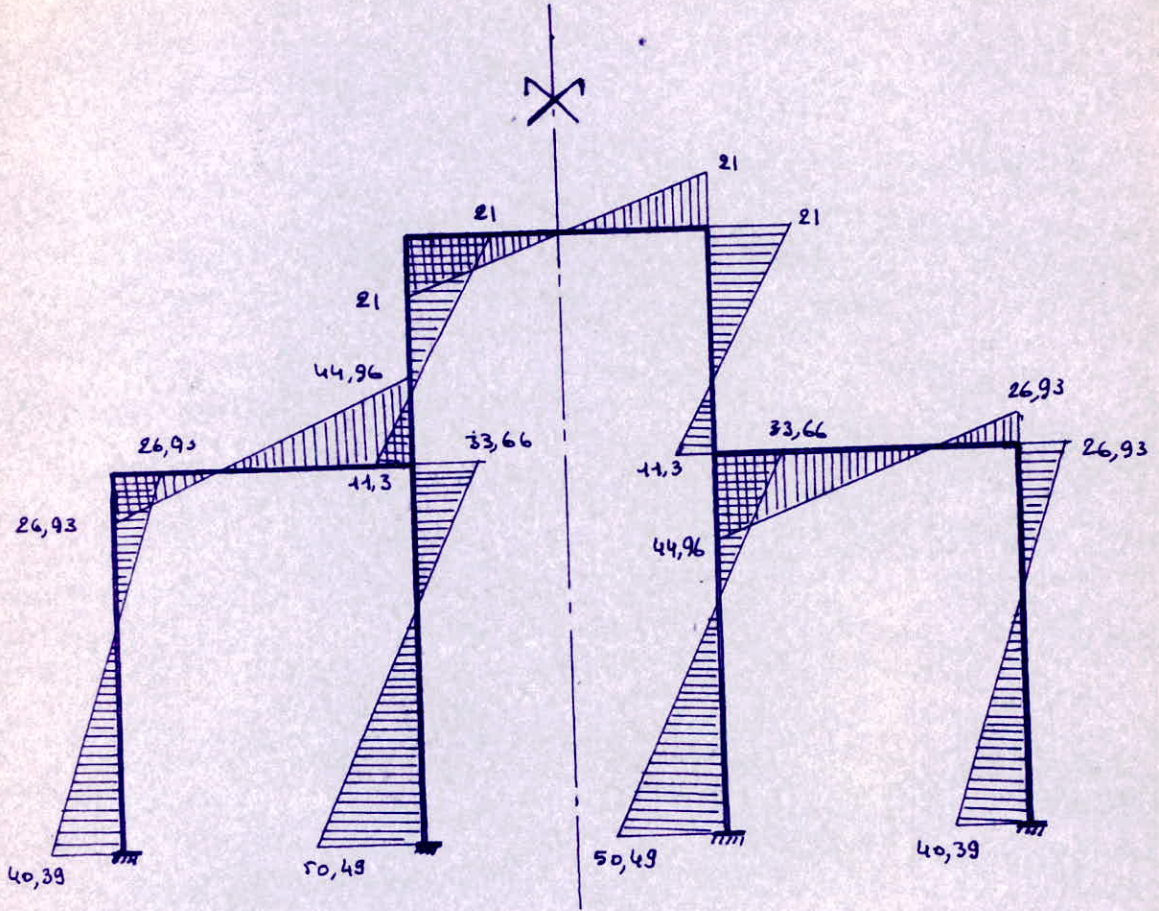
$$K_w = \frac{I_w}{l_w} = 40 \cdot \frac{(100)^3}{12} \cdot \frac{1}{1140} = 2924.$$

$$K_e = 0 \longrightarrow a_e = 0 \longrightarrow a_w = \frac{K_w}{K_w + K_e} = 1$$

$$M_e = 0$$

$$M_w = -(\Pi_n + \Pi_s) \cdot a_w = -(11,30 + 33,66) \cdot 1 = -44,96 \text{ t.m}$$

Diagramme des moments sous $\vec{S_{IH}}$:



- Moments aux nœuds sous les sollicitations suivantes =

(Les moments sont donnés en t.m).

| Sollicitations Rang Nœud | | G | | | | P | | | | G + P | | | | S _{iH} | | | |
|-----------------------------|---|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|----------------|----------------|----------------|
| | | M _w | M _e | M _n | M _s | M _w | M _e | M _n | M _s | M _w | M _e | M _n | M _s | M _w | M _e | M _n | M _s |
| II | 2 | / | 34,86 | / | -34,86 | / | 1,65 | / | -1,65 | / | 36,51 | / | -36,51 | / | -21 | / | 21 |
| I | 1 | / | 35,92 | / | -35,92 | / | 1,71 | / | -1,71 | / | 37,63 | / | -37,63 | / | -26,93 | / | 26,93 |
| | 2 | -47,75 | / | 20,15 | 27,30 | -2,25 | / | 0,96 | 1,29 | -49,70 | / | 21,11 | 28,59 | -44,96 | / | 11,3 | 33,66 |
| R.C | 1 | / | / | -14,17 | / | / | / | -0,67 | / | / | / | -14,84 | / | / | / | 40,39 | / |
| | 2 | / | / | 13,64 | / | / | / | 0,65 | / | / | / | 14,29 | / | / | / | 50,49 | / |

DIAGRAMMES ENVELOPPES DES MOMENTS FLECHISSANTS DANS LES POUTRES.

Pour déterminer les moments en travée et en appuis des ponts, on trace les moments isostatiques de la travée indépendante avec les charges permanentes (G), puis avec les charges permanentes et les surcharges.

On prend comme ligne de fermeture :

- Pour les moments positifs celle qui joint les moments d'appui minimums en valeur absolue.
- Pour les moments négatifs celle qui joint les moments d'appui maximums en valeur absolue.

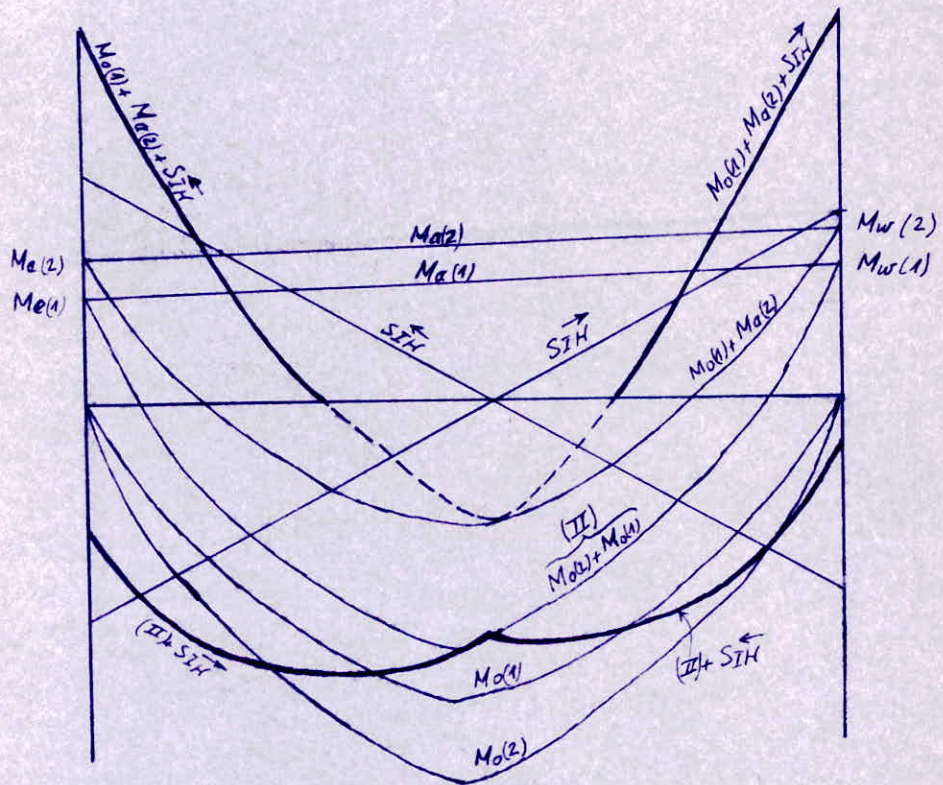
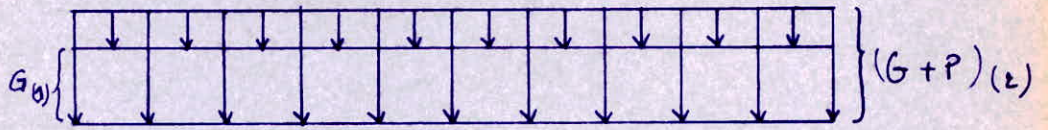
La combinaison la plus défavorable pour le calcul des moments en appuis et en travées des ponts sous charges verticales et horizontales est :

$$G + P + \overline{S}IH.$$

En effectuant cette superposition, les forces horizontales qui agissent sur le bâtiment ont un caractère alternatif, donc pouvant changer de signe tout en gardant la même valeur et la même direction.

$$S_{calculis} = S_{verticale} \pm S_{horizontale}.$$

Explication du procédé de la construction des diagrammes
-enveloppes des moments fléchissants:



Calcul des efforts tranchants dans les travées

L'effort tranchant aux nus d'appuis d'une poutre est donné par

$$T = T_{iso} + \frac{M_w - M_e}{l} = q \frac{l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

CALCUL DES MOMENTS ISOSTATIQUES DANS LES TRAVÉES

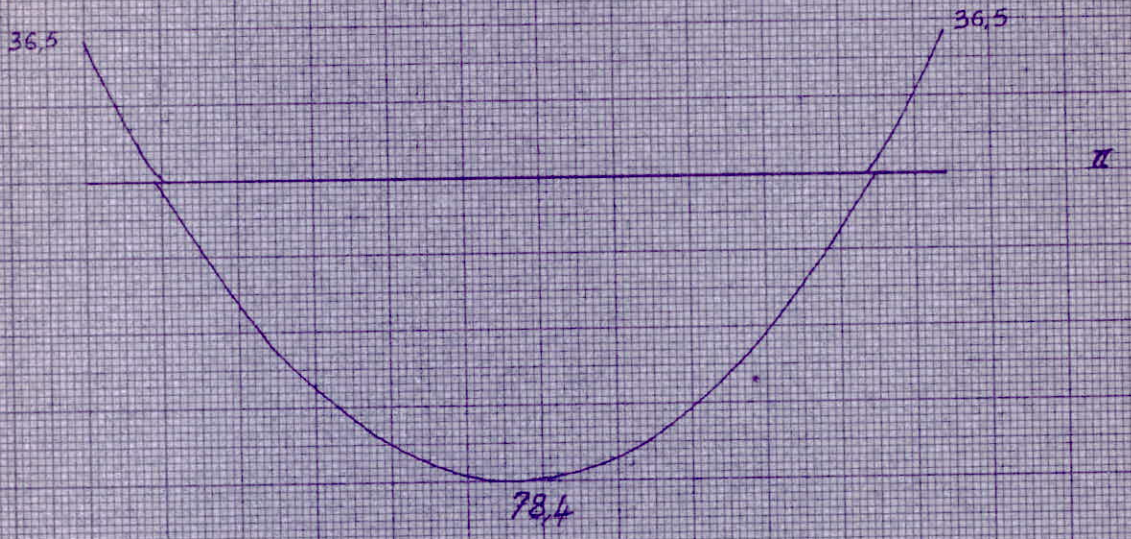
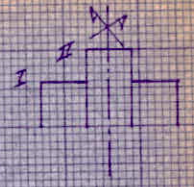
| Portique | Rang | travée | $l_{(m)}$ | G | | P | | G + P |
|----------|---------|--------------------|-----------|---------|----------------------|---------|----------------------|----------------------|
| | | | | q (t/m) | M ₀ (t.m) | q (t/m) | M ₀ (t.m) | M ₀ (t.m) |
| | I et II | 2-2' et 1-1' | 11,4 | 6,74 | 109,49 | 0,32 | 5,20 | 114,69 |

Efforts tranchants dans les travées

| Rang Combinaison | II | | I | |
|---------------------|-------------|----------------|-------------|-------------|
| T | T_2^d (t) | $T_{2'}^1$ (t) | T_1^d (t) | T_2^1 (t) |
| G | 38,42 | 38,42 | 37,40 | 39,43 |
| P | 1,82 | 1,82 | 1,77 | 1,86 |
| G + P | 40,24 | 40,24 | 39,17 | 41,29 |

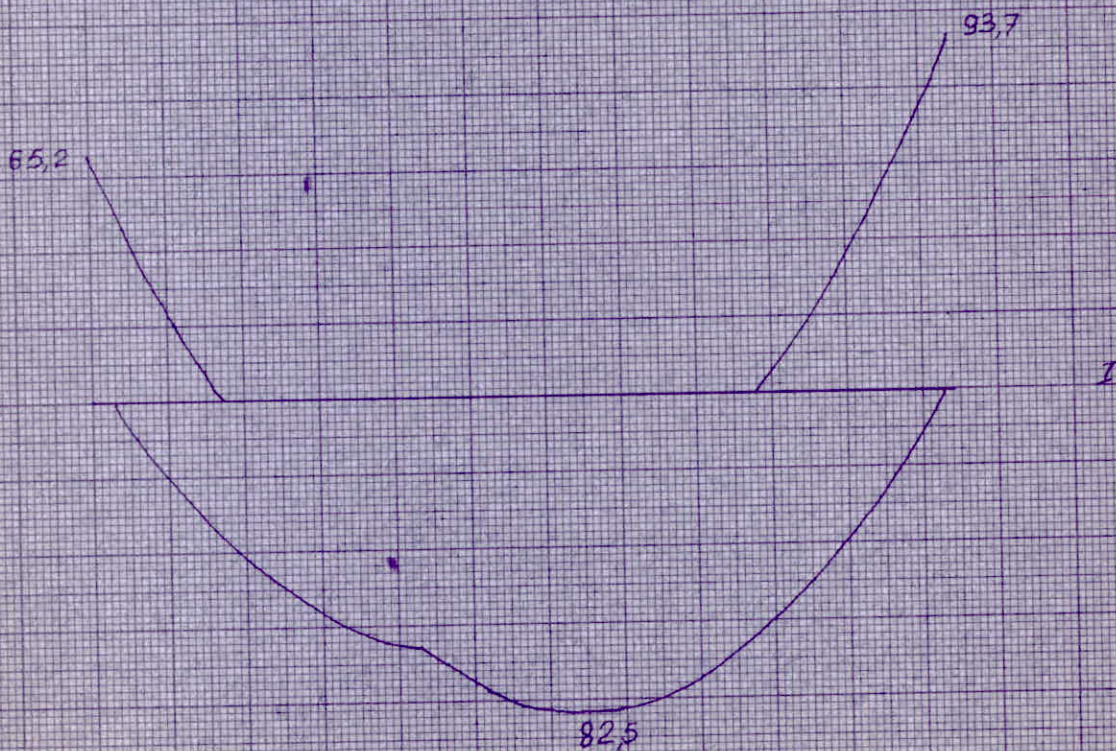
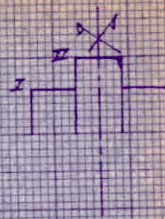
-44-

Diagrammes enveloppes des moments dans les
poutres sous G+P (entra)

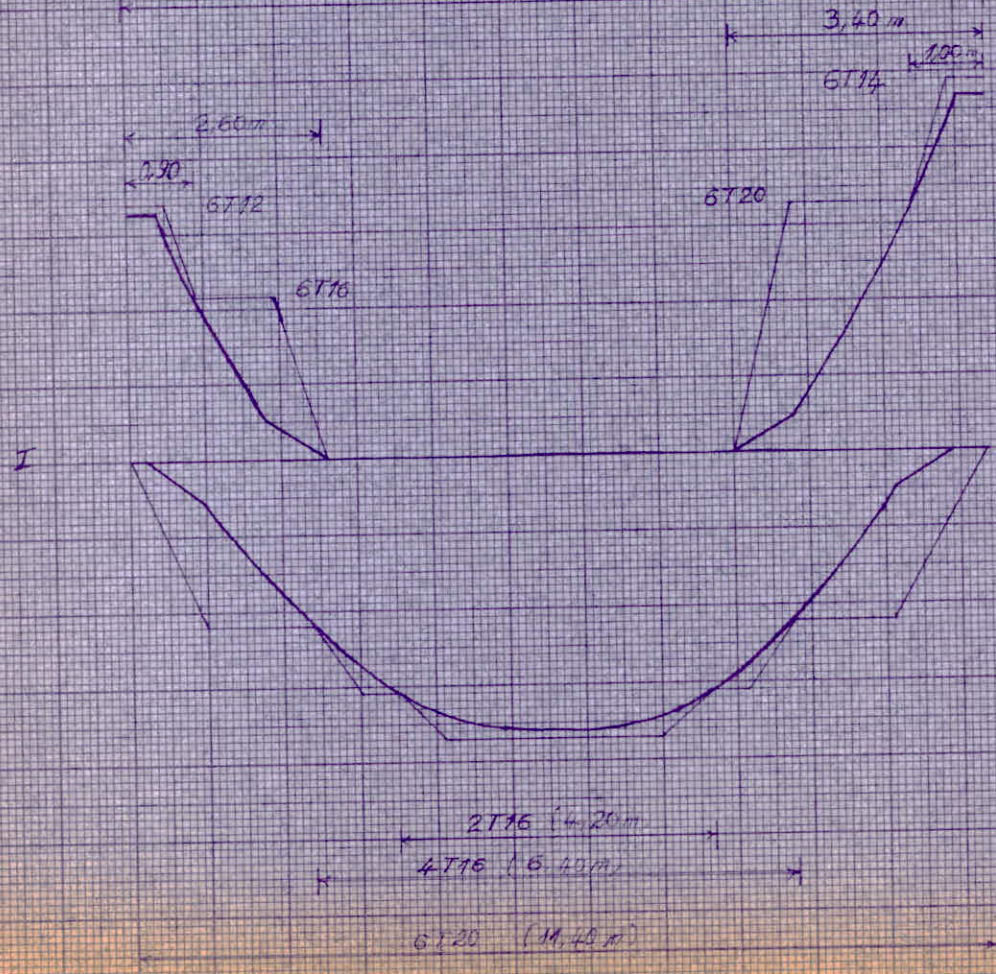
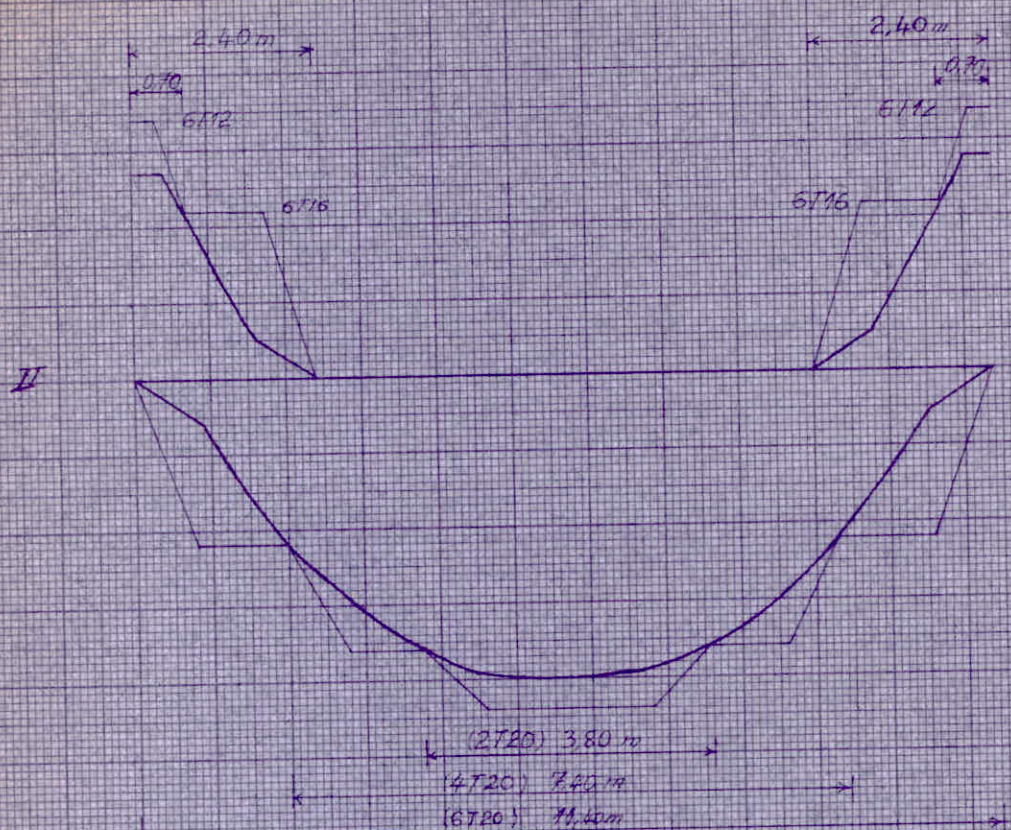


Diagrammes enveloppes des moments dans les poutres

sous $G+P+S_{IH}$ (en t.m)



Arrêt des barres dans les poutres à partir des diagrammes enveloppes.



DETERMINATION DES ARMATURES

1) Aciers longitudinaux : par simplification on ne fait pas état des effets calculés, des efforts normaux des ponts
(CCBA 68. ANNEXE A15)

Au premier (1^{er}) genre on calcule les sections, avec $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{cu}$
 Au deuxième (2^e) genre on calcule les sections, avec $\bar{\sigma}_a = \sigma_{cu}$
 Dès qu'on a un moment (dans une section) du 2^e genre supérieur à une fois et demi celui du 1^{er} genre, on dimensionne la section au 2^e genre

La détermination des armatures et la vérification des sections sont faites par la méthode de Chazom.

Pour notre cas les sections d'appuis sont calculées, au 2^e genre et les sections en travée, au 1^{er} genre (après comparaison des efforts du 1^{er} et du 2^e genre).

La condition, de non-fragilité :

- au 1^{er} genre : $A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a}$ et vérifié dans toutes les sections.

- au 2^e genre : $A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cu}}$ et vérifié dans toutes les sections.

Effet des efforts tranchants :

Sur appui, la section A d'aciers inférieurs doit satisfaire à la condition :

$$\textcircled{1} A \geq \left(T + \frac{M}{3} \right) \cdot \frac{1}{\bar{\sigma}_a} \quad \text{où } M \text{ est pris avec son signe}$$

Si $T + \frac{M}{3} < 0$ l'armature ne sera soumise à aucun effort de traction et aucune vérification d'ancrage n'est nécessaire

Si $T + \frac{M}{3} > 0$ l'armature sera soumise à un effort de traction

et A doit satisfaire à l'inégalité ①, et une vérification d'ancrage s'impose pour résister à l'effet de traction $T + \frac{M}{z}$

TABLEAU DES RESULTATS.

| Niveau | Moment | Sollicitation | Moments (t.m) | h (cm) | μ | ϵ | k | σ_b' (kg/cm ²) | A (cm ²) | A adopté |
|------------------------|--------|--------------------|---------------|--------|--------|------------|------|-----------------------------------|------------------------|------------|
| II travée (2-2') | M_g | $z \equiv$ goue | -55,8 | 95 | 0,0552 | 0,9020 | 36 | 116,6 | 15,50 | 6T16+6T12 |
| | M_t | $1 \equiv$ goue | +78,4 | 95 | 0,1163 | 0,8663 | 22,4 | 125 | 34,02 | 12T20 |
| | M_d | $z \equiv$ goue | -55,8 | 95 | 0,0552 | 0,9020 | 36 | 116,6 | 15,50 | 6T16+6T12 |
| I travée (1-2) | M_g | $z \equiv$ goue | -65,2 | 95 | 0,0645 | 0,8952 | 32,7 | 128,4 | 18,25 | 6T16+6T12 |
| | M_t | $1 \equiv$ goue | +72,8 | 95 | 0,1080 | 0,8702 | 23,5 | 119,1 | 31,45 | 6T20+6T16 |
| | M_d | $z \equiv$ goue | -93,7 | 95 | 0,0927 | 0,8780 | 26 | 161,5 | 26,75 | 6T20+6T14 |

Arrêt des barres dans les poutres

L'arrêt des barres a été effectué par la méthode graphique selon les règles CCRAB8 (art: 35)

2°) Armatures transversales : Les armatures transversales et l'adhérence sont seulement

Calculés pour les sollicitations du 1^{er} genre
 les deux conditions d'utilisation des étriers et cadres perpendi-
 culaires à la ligne moyenne pour pontes pourvues à la
 flexion simples sont:

$$\cdot \sigma'_s \leq \bar{\sigma}'_{s0} \Rightarrow \tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{ou} \quad \tau_b = \frac{T}{bz} \quad \text{Contrainte de cisaillement}$$

$$\cdot \bar{\sigma}'_{s0} < \sigma'_s \leq 2 \bar{\sigma}'_{s0} \Rightarrow \tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_s}{\bar{\sigma}'_{s0}}\right) \bar{\sigma}_b$$

L'espacement admissible est donné par:

$$\bar{t} = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \quad \text{avec borne inférieure } \bar{t} = 0,2h$$

L'écartement "t" de arm. transversaux est donné par:

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} \quad \text{ou } \bar{\sigma}_{at} \text{ est la contrainte admissible d'armatures transversales qui est donnée par}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \sigma_{eu} \quad \text{avec } \rho_a = \max\left(\frac{2}{3}; 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b}\right)$$

Exemple de détermination:

Dans le cas le plus défavorable, l'effort tranchant est
 maximum au niveau (I) appui (E): $T_{max} = 41,25t$
 (sous G+P)

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{bz} = \frac{41250}{40 \cdot \frac{7}{8} \cdot 95} = 12,41 \text{ kg/cm}^2$$

Lors du calcul, de sections d'acier dans la poutre on
 avait trouvé (au 1^{er} genre):

$$M = 49,8t \Rightarrow \mu = \frac{15 \times 49,8 \cdot 10^5}{2800 \cdot 40 \cdot (95)^2} = 0,0739 \Rightarrow k = 30 \Rightarrow \sigma'_s = 93,3 \text{ kg/cm}^2$$

donc $\bar{\sigma}'_{s0} < \sigma'_s < 2 \bar{\sigma}'_{s0}$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{93,3}{68,5}\right) \cdot 5,9 = 18,5 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b \Rightarrow$ Cadres Verticaux.

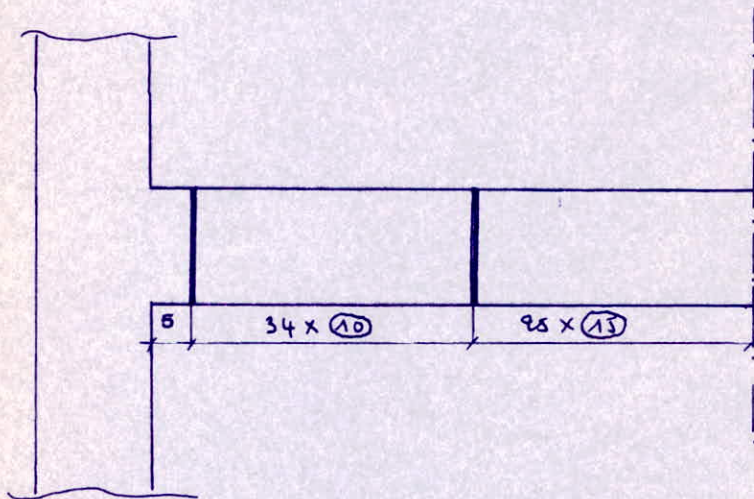
soient 3 cadres $\phi 8 \rightarrow A_t = 3,07 \text{ cm}^2$ avec $\sigma_{eu} = 2200 \text{ kg/cm}^2$

$$\rho_{at} = \max\left(\frac{2}{3}; 1 - \frac{12,41}{9 \times 5,9}\right) = 0,77$$

$$\sigma_{at} = \rho_{at} \sigma_{eu} = 0,77 \times 2200 = 1694 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{A_b \cdot \sigma_{at}}{T} \cdot \gamma = \frac{3,01 \cdot 1694}{41250} \cdot \frac{7}{8} \cdot 95 = 10,3 \text{ cm.}$$

$$\bar{t} = \max\left[0,2 \cdot 95; 95 \left(1 - \frac{0,3 \cdot 12,41}{5,9}\right)\right] = 35 \text{ cm.}$$



EFFORTS DANS LES POTEAUX.

Moments dans les poteaux : les combinaisons envisagés pour le calcul, des poteaux sont :

$G + P$ au 1^{er} genre

$G + P + S_{IH}$ au 2^{ème} genre

La seconde combinaison est plus pondérante vis à vis de la première pour la détermination des moments.

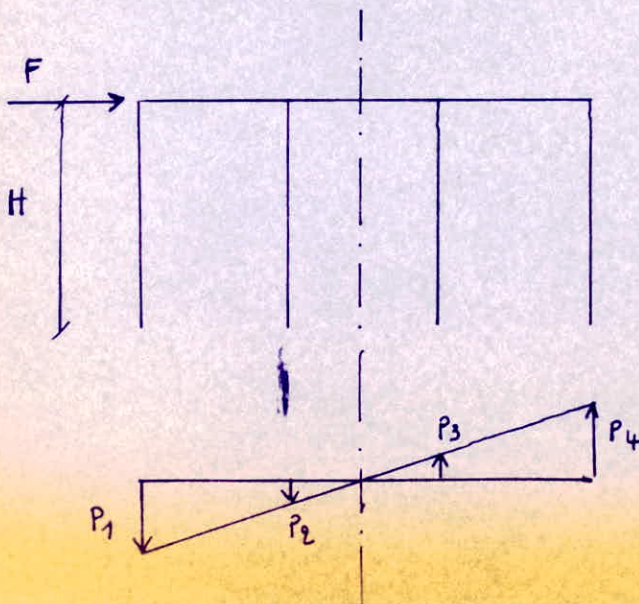
Effort normal dans les poteaux : On détermine les efforts normaux sous G , sous P

Puis sous S_{IH}

Nota: sous l'effet du moment de renversement dû à la force horizontale pour le bâtiment $M = F.H$ des efforts normaux de traction ou de compression prennent naissance dans les poteaux.

Les règlements nous permettent d'admettre que les efforts normaux verticaux des poteaux d'une même file, résultant de l'action des forces horizontales, sont proportionnels à la distance de chacun des poteaux au point équidistant des deux poteaux de rive.

exemple explicatif:



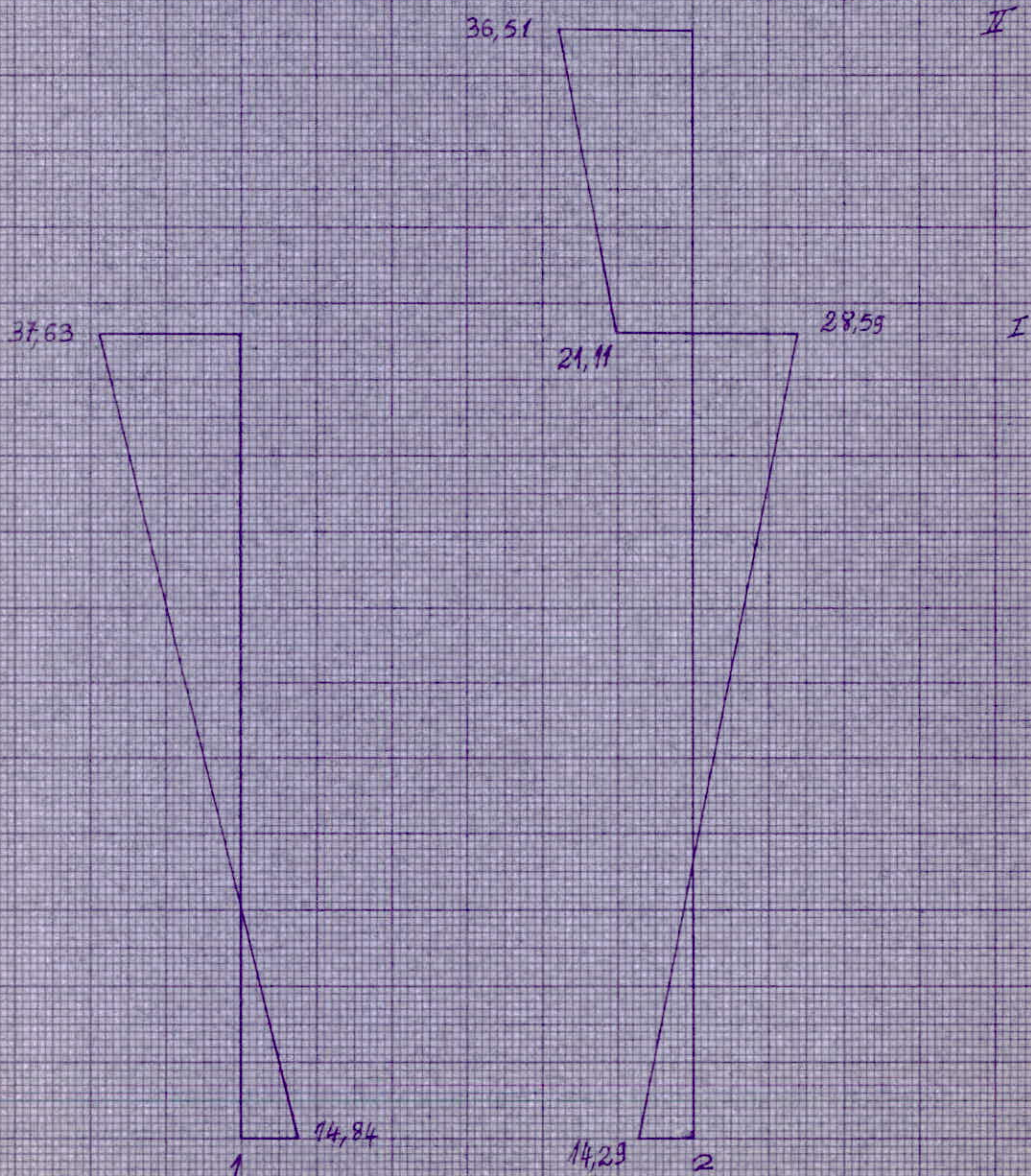
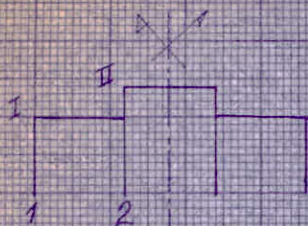
$$F.H = P_1 X_1 + P_2 X_2 + P_3 X_3 + P_4 X_4$$

On détermine P_1, P_2, P_3, P_4 comme étant efforts normaux de traction et de compression.

- 49 -

Diagrammes enveloppes des moments dans les poteaux

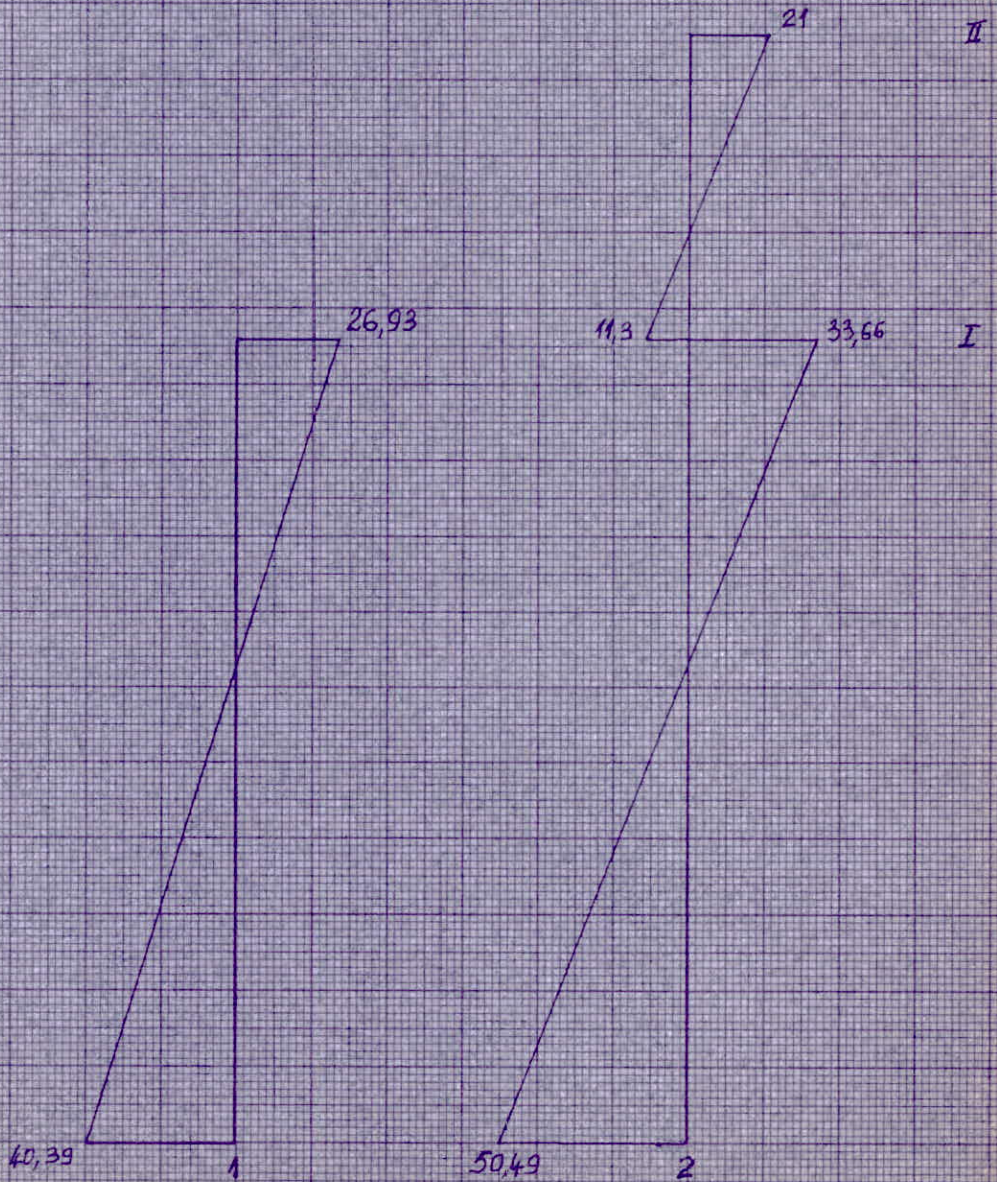
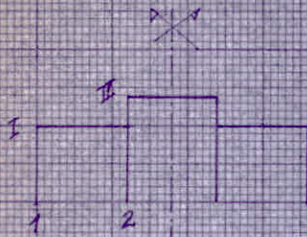
sous G+P (en tm)



Diagrammes enveloppes des moments

- 49 -

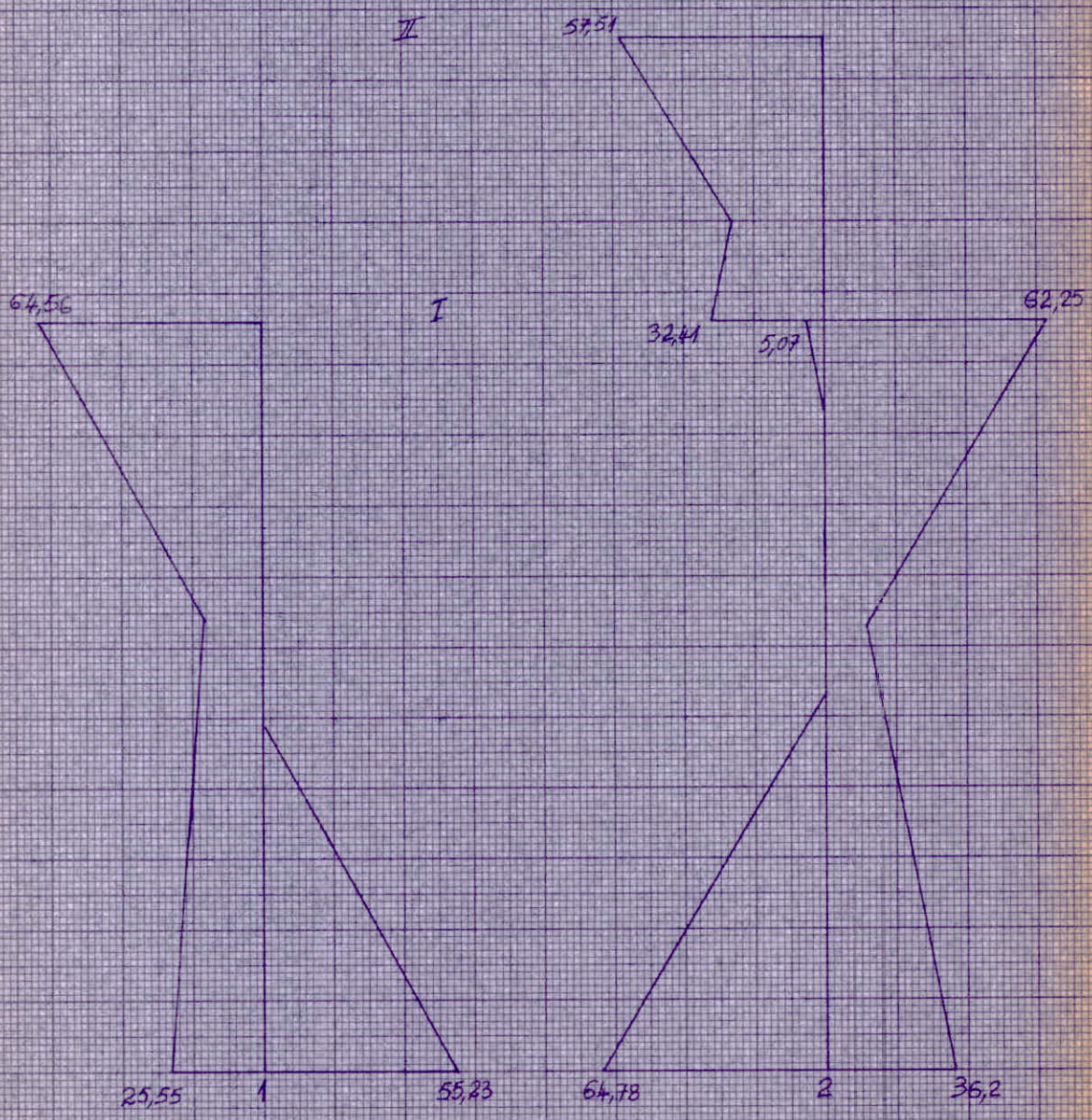
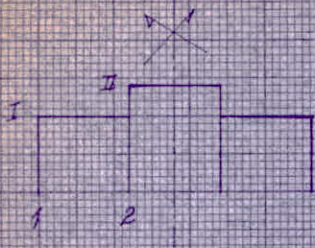
dans les poteaux sous SII (entun)



- 49 -

Diagrammes enveloppes des moments dans les poteaux

sous $G+P+S_{IH}$ (ent.m.)



* Tableau donnant les efforts normaux (en tons) dans les poteaux

| | | G | | P | | $\overset{\rightleftarrows}{S_{IH}}$ | | G+P | | $\overset{\rightleftarrows}{G+P+S_{IH}}$ | |
|--------|--------|-------|-------|------|------|--------------------------------------|------------|-------|-------|--|-------|
| niveau | Poteau | 1 | 2 | 1 | 2 | 1 | 2 | 1 | 2 | 1 | 2 |
| | II | / | 38,42 | / | 1,82 | / | $\pm 8,07$ | / | 40,24 | / | 48,31 |
| I | | 37,40 | 77,85 | 1,77 | 3,68 | $\pm 7,89$ | $\pm 10,7$ | 39,17 | 81,53 | 47,06 | 92,2 |
| | | | | | | | | | | 31,88 | 70,82 |

Détermination des aciers longitudinaux

Méthode de calcul : Les poteaux seront calculés en flexion composée avec si c'est nécessaire justification au flambement, par mesure de sécurité et pour l'exécution, tous les poteaux seront axialement symétriquement : $A = A'$

ou calculer d'abord $\lambda = \frac{l_e}{i}$

si $\lambda < 35$ pas de justification au flambement

si $35 < \lambda \leq 50$ l'effort normal étant égal à l'effort appliqué et appliqué dans le plan de flambement d'une excentricité

complémentaire :

$$f_{nc} = 0,16 (\lambda - 35e)$$

expression dans laquelle e désigne l'excentricité de

- charge par rapport au centre de gravité de la section du béton seul ($e = M/N$)

L'excentricité de calcul par rapport au centre de gravité du béton seul devient, ainsi :

$$e_0 = e + f_{1c} \quad (\text{CCBA68. art: 33, 22})$$

d'où $M_0 = N e_0$

si $e_0 \gg e_1 = \frac{h}{6} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée
 si $e_0 \ll e_1 \Rightarrow$ la section est entièrement comprimée.

N.B. Les formules étant approchées puisque on néglige les armatures tendues, il en résulte que la condition est suffisante mais non nécessaire et on peut avoir des sections rectangulaires entièrement comprimées pour lesquelles $e > \frac{h}{6}$ si la section est partiellement comprimée on applique la méthode de Charon de détermination des sections d'aciers au moyen d'abaques

soit : $M_a^t =$ moment des forces extérieures situées à gauche de la section par rapport aux armatures tendues

$M_a^c =$ moment des mêmes forces par rapport aux armatures comprimées.

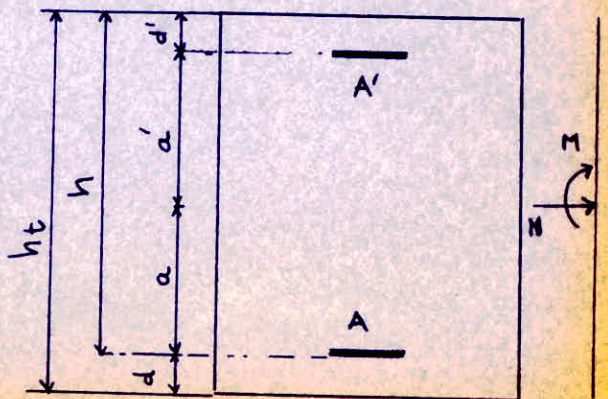
$$\Rightarrow M_a^t = M_0 + N a$$

$$M_a^c = M_0 - N a$$

avec N positif s'il s'agit d'un effort de compression et N négatif s'il s'agit d'un effort de traction
 on détermine ensuite μ_1 et μ_2

tels que : $\mu_1 = \frac{\eta M_a^t}{\sigma_a b h^2}$

et $\mu_2 = \frac{\eta M_a^c}{\sigma_a b h^2}$



à l'aide d'abaques on lit $\left\{ \begin{array}{l} k \\ w = w' \end{array} \right.$
 si $k > k_0 = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} \Rightarrow A = \frac{\bar{w} b h}{100} = A'$

si $k < k_0$ on détermine μ'_1 et μ'_2

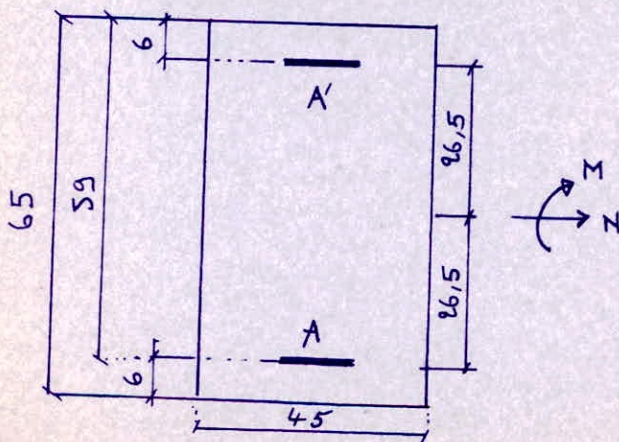
$$\left. \begin{array}{l} \mu'_1 = \frac{M_a^t}{\bar{\sigma}'_b b h^2} \\ \mu'_2 = \frac{M_a^c}{\bar{\sigma}'_b b h^2} \end{array} \right\} \Rightarrow w = w' \Rightarrow A = A' = \frac{\bar{w} b h}{100}$$

Sachant qu'en flexion composée - et pour une section rectangulaire on a :

$$\bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{e e_0}{h t}\right) \bar{\sigma}'_{s0} \quad \text{si } e_0 < \frac{h t}{2}$$

$$\bar{\sigma}'_s = 2 \bar{\sigma}'_{s0} \quad \text{si } e_0 > \frac{h t}{2}$$

section considérée dans ce cas : les poteaux ayant une section 40x60 donnent un pourcentage d'armature trop élevé ce qui m'oblige à augmenter un peu la section des poteaux, soit donc une section 45x65



b) Si la section est entièrement comprimée : on calcule ρ et β

$$\rho = \bar{\sigma}'_s \cdot \frac{b h t}{N'} ; \quad \beta = \frac{6 M e B}{N' h t}$$

M_{6B} : Moment de flexion par rapport au centre de gravité G_c de la section du béton seul.

B' : section du béton.

puis, on détermine $C = 0,27(1 - 2\delta')^2 \rho$ avec $\delta' = \frac{d'}{h_t} = \frac{d'_e}{h_t}$

$$D = 0,30(\rho - \beta) - 0,90(1 - \rho)(1 - 2\delta')^2$$

$$E = -(1 + \beta - \rho)$$

$$\bar{W}' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C} \quad \text{et enfin } A'_1 = A'_2 = \frac{\bar{W}' b h_t}{100}$$

c) Disposition de construction

- Les armatures longitudinales, doivent être réparties dans la section au voisinage des parois de manière à assurer au mieux la résistance à la flexion de la pièce dans les directions les plus défavorables.
- La distance de l'axe d'une armature à une paroi ne doit pas être inférieure à une fois et demi son diamètre.
- La distance maximale entre deux armatures voisines sur une grande face ne doit pas excéder la largeur d'une petite face.

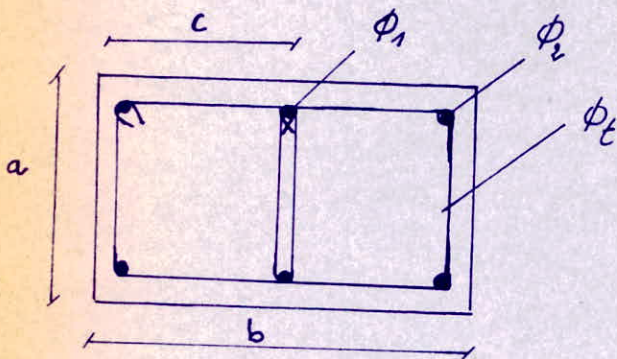
Armatures des poteaux

| I | | | | II | | NIVEAU |
|---------------------|---------------------|--------|---------------------|---------------------|---------------------|--------------------------------------|
| 2 | | 1 | | 2 | | POTEAU |
| 4,62 | | 4,62 | 4,62 | 2,80 | 2,80 | lc (m) |
| 0,13 | | 0,13 | 0,13 | 0,13 | 0,13 | i (cm) |
| 35,56 | | 35,56 | 35,56 | 21,55 | 21,55 | λ |
| 2 ^e zone | 1 ^e zone | 2 zone | 1 ^e zone | 2 ^e zone | 1 ^e zone | Sollicitation |
| 64,78 | 28,59 | 64,56 | 37,63 | 37,51 | 36,51 | M (t.m) |
| 92,23 | 81,53 | 47,06 | 39,17 | 48,31 | 40,24 | N (t) |
| 0,702 | 0,350 | 1,372 | 0,960 | 1,190 | 0,907 | e (m) |
| 0,063 | 0,030 | 0,123 | 0,086 | / | / | f _{1c} (m) |
| 0,765 | 0,380 | 1,495 | 1,046 | / | / | e ₀ (m) |
| 70,55 | 30,98 | 70,35 | 40,97 | / | / | M ₀ (t.m) |
| 205,5 | 205,5 | 205,5 | 205,5 | 205,5 | 205,5 | $\bar{\sigma}'_0$ kg/cm ² |
| 4200 | 2800 | 4200 | 2800 | 4200 | 2800 | $\bar{\sigma}'_a$ kg/cm ² |
| 34,99 | 52,58 | 82,82 | 51,35 | 70,31 | 47,17 | M _a ^t (t.m) |
| 46,11 | 9,37 | 57,88 | 30,59 | 44,71 | 25,85 | M _a ^c (t.m) |
| 0,216 | 0,180 | 0,189 | 0,175 | 0,160 | 0,161 | μ_1 |
| 0,105 | 0,032 | 0,132 | 0,104 | 0,102 | 0,09 | μ_2 |
| 0,295 | / | / | / | / | / | μ'_1 |
| 0,143 | / | / | / | / | / | μ'_2 |
| 0,94 | 0,30 | 1,00 | 0,81 | 0,77 | 0,70 | $\bar{w} = \bar{w}'$ |
| 24,96 | 7,56 | 26,55 | 21,50 | 20,44 | 18,58 | A = A' (cm ²) |

Armatures transversales.

- Les armatures transversales sont destinées à :
 - . S'opposer au gonflement du béton et au flambement des armatures.
 - . Positionner les armatures longitudinales.

Dans notre cas, elles sont aussi destinées à reprendre l'effort tranchant développé dans les poteaux sous sollicitations du 2^e genre.



L'espacement entre deux courbes est tel que :

$$t \leq 15 \phi_1$$

de plus :

$$\begin{cases} \phi_1 \leq \phi_2 \\ c \leq a \end{cases}$$

Recommandations particulières

Dans les poteaux, de part et d'autre du nœud, sur une longueur égale au 1/6 de la hauteur libre du poteau, l'espacement maximal des armatures transversales doit être réduit au 4/5 de l'espacement maximal normalement admis.

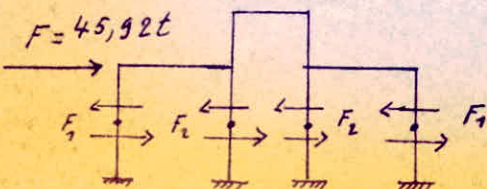
Calcul de l'espacement t

Cas le plus défavorable

Dans le calcul sous les forces horizontales on avait trouvé :

$$F_1 = 10,20 t$$

$$F_2 = 12,95 t = T$$



$$\tau_b = \frac{T}{b\delta} = \frac{12,75 \cdot 10^3}{45 \cdot \frac{7}{8} 59} = 5,49 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

Soient 2 cadres $\phi 8 \Rightarrow A_t = 2,00 \text{ cm}^2$ (Fe E 22)

$$\sigma_{at} = \rho_a \sigma_{eu} \text{ avec } \rho_a = \max\left(\frac{2}{3}; 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\tau}_b}\right)$$

$$\text{soit } \sigma_{at} = 0,90 \cdot 2200 = \max\left(\frac{2}{3}; 1 - \frac{5,49}{9 \cdot 5,9}\right) = 0,90$$

$$= 1980 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow t_m = \frac{A_t \sigma_{at}}{T} \cdot \frac{7}{8} h = \frac{2,00 \cdot 1980}{12,75 \cdot 10^3} \cdot \frac{7}{8} 59 = 16,03 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max\left[0,2h; h\left(1 - \frac{0,3\tau_b}{\bar{\tau}_b}\right)\right] \quad \text{ou prendra } t_m = 16 \text{ cm}$$

$$= 42,5 \text{ cm.}$$

\Rightarrow on adoptera $t = 16 \text{ cm}$.

$$15 \phi_1 = 15 \times 1,6 = 24 \text{ cm}$$

$$\frac{4}{5} t = \frac{4}{5} \cdot 16 = 12,8 \text{ cm}$$

Conclusion : $t = 10 \text{ cm}$ de part et d'autre des aciers
 $t = 16 \text{ cm}$ entre les aciers.

EFFET DE LA TEMPERATURE

La longueur du bâtiment entre joints de dilatation étant de 45 m, on tient compte dans les calculs de l'effet de la température qui provoque une variation de longueur du bâtiment.

1) Paramètres de calcul

- . Longueur entre joints : $l = 45 \text{ m} = 4500 \text{ cm}$
- . Coefficient de dilatation du béton armé : $\alpha = 11 \cdot 10^{-6}$
- . Variation de température $\Delta t = 30^\circ \text{C}$
- . Module d'élasticité du béton armé : $E = 2 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$

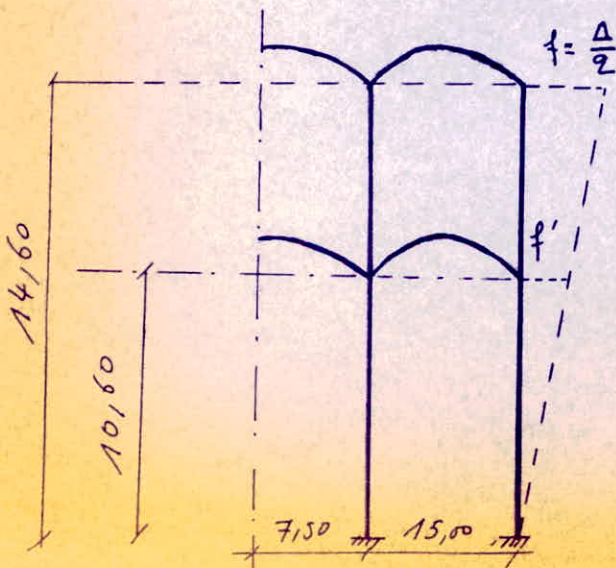
La variation de longueur sera :

$$\Delta = \alpha \cdot l \cdot \Delta t = 11 \cdot 10^{-6} \times 4500 \times 30 = 1,48 \text{ cm.}$$

2) Moments au pied de poteaux dus au déplacement Δ

Les poteaux (45x65) sont pris selon leur inertie la plus faible

a) poteaux de rive



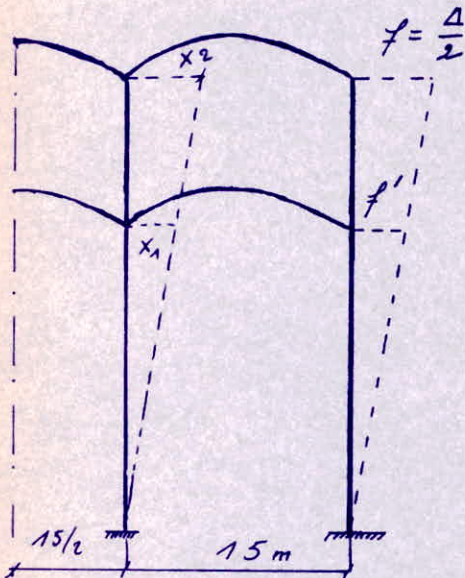
$$\frac{f'}{f} = \frac{10,60}{14,60} \Rightarrow f' = \frac{10,60}{14,60} \cdot f$$

$$= \frac{10,60}{14,60} \cdot \frac{1,48}{2} = 0,54 \text{ cm}$$

Poteau ① : $f' = 0,54 \text{ cm} \Rightarrow M_1 = \frac{6EI f'}{h_1^2}$
 $= 6 \cdot 2 \cdot 10^5 \frac{65(45)^3 \cdot 0,54}{12(1060)^2} = 2,84 \text{ t.m}$

Poteau ② : $f = \frac{\Delta}{2} = 0,74 \text{ cm} \Rightarrow M_2 = \frac{6EIF}{h_2^2}$
 $= 6 \cdot 2 \cdot 10^5 \frac{65(45)^3 \cdot 0,74}{12(11460)^2} = 2,05 \text{ t.m}$

b) Poteaux Centraux



$$\frac{x_2}{15} = \frac{f}{15 + \frac{15}{2}} \Rightarrow x_2 = \frac{15 \cdot f}{2 \cdot \frac{15+15}{2}}$$

$$= \frac{f}{3} = \frac{0,74}{3} = 0,24 \text{ cm}$$

et de même $x_1 = \frac{f'}{3} = \frac{0,54}{3} = 0,18$

donc : on aura 5 moments

suivants :

Poteau ② : $x_2 = 0,24 \text{ cm} \rightarrow M_2 = 0,66 \text{ t.m}$

Poteau ① : $x_1 = 0,18 \text{ cm} \rightarrow M_1 = 0,95 \text{ t.m}$

3) Calcul des armatures : le calcul se fera en flexion composée sous G+P de la même façon que lors de l'étude des poteaux dans le sens transversal

Pour tenir compte du flambement des poteaux, on calcule pour $50 < \lambda < 150$ un élancement fictif λ' tel que :

$$\lambda'^2 = \lambda^2 + \frac{33000}{1 + 0,6\xi} \cdot \frac{e}{h_t} \quad \text{expression dans laquelle}$$

λ désigne l'élanement réel

h_t le diamètre parallèle au plan de flambement du contour de la section.

ξ : le rapport du plus effort normal de service susceptible d'une longue durée d'application à l'effort normal maximal ($\xi = 0,7$)

e : excentricité de la charge par rapport au centre de gravité de section du béton seul

On calcule ensuite une excentricité de flambement égale à :

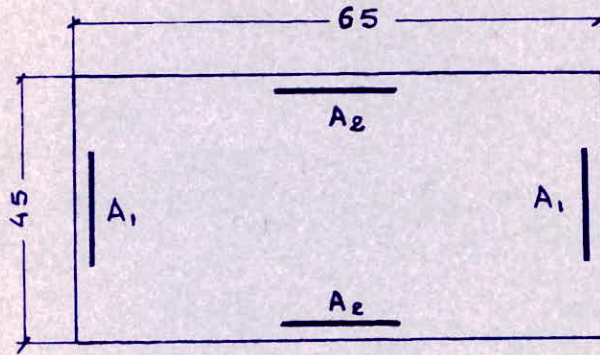
$$f_c = 8 \frac{i^2}{b} (1 + \xi) 10^{-3} (\lambda' - 50)^{3/2}$$

où b est l'ordonnée maximale du contour de la section du côté le plus comprimé dans le calcul de flexion composée par rapport à l'axe central d'inertie de la section droite du béton seul de la pièce.

- Tableau des résultats -

| N | | V | | Poteau |
|--------|-------|--------|-------|---|
| Centre | Rive | Centre | Rive | Position |
| 0,66 | 2,05 | 0,95 | 2,84 | ($\frac{t}{m}$) M |
| 81,53 | 40,76 | 39,17 | 19,58 | (P) N |
| 0,008 | 0,05 | 0,024 | 0,145 | (m) 0 |
| 78,6 | 78,6 | 57 | 57 | X |
| 81,2 | 93,6 | 66,7 | 103,6 | X |
| 0,178 | 29,4 | 0,069 | 0,40 | (m) P _c |
| 205,5 | 205,5 | 89,7 | 205,5 | (kg/m ²) G _b |
| 14,52 | 11,98 | 2,72 | 7,83 | ($\frac{t}{m}$) M _c |
| 30,82 | 20,13 | / | 11,7 | ($\frac{t}{m}$) M _a ⁺ |
| -1,78 | 3,83 | / | 3,9 | ($\frac{t}{m}$) M _a ⁻ |
| 0,14 | 0,092 | / | 0,053 | M ₁ |
| -0,008 | 0,017 | / | 0,018 | M ₂ |
| 19 | 28,2 | / | 40,5 | k |
| / | / | 6,7 | / | P |
| / | / | 0,93 | / | B |
| / | / | 1,43 | / | C |
| / | / | 5,78 | / | D |
| / | / | 4,77 | / | E |
| <0 | 0,14 | <0 | 0,14 | w=w', % |
| 0 | 3,87 | 0 | 3,87 | A=A' cm ² |

- Ferrailage des Poteaux -



| Niveau. | Poteau. | A_1 | A_2 |
|---------|---------|-----------|-------|
| II | 2 | 4T20+4T16 | 1T16 |
| I | 1 | 7T20+3T16 | 1T16 |
| | 2 | 8T20 | 1T16 |

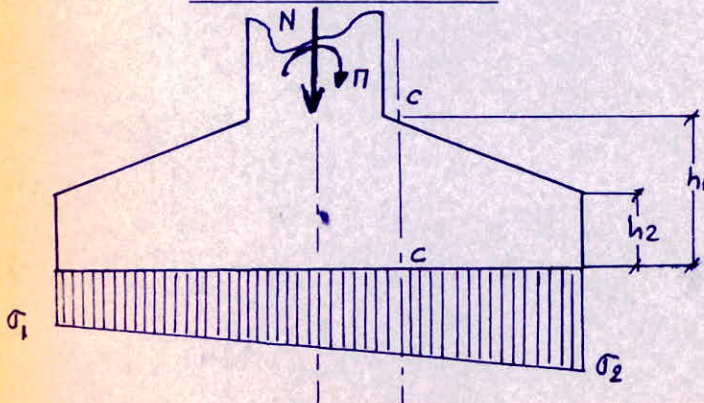
ETUDE DES FONDATIONS

1. Caractéristiques :

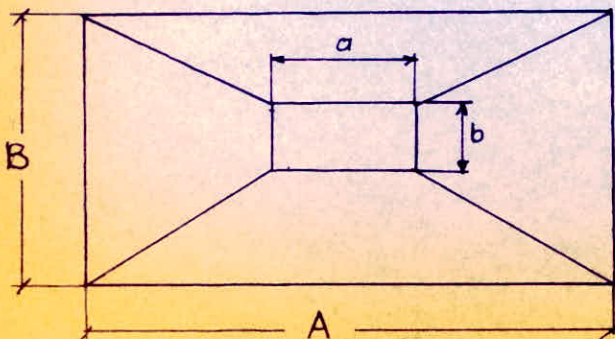
- . Les fondations du bâtiment seront superficielles.
- . la contrainte admissible $\bar{\sigma}_s$ du sol est de $1,5 \text{ kg/cm}^2$ à $1,5 \text{ m}$ de profondeur. Cette contrainte est majorée de 33% lorsqu'il s'agit des sollicitations du 2nd genre.
- . Tout autour du bâtiment et au niveau des joints de dilatation, on prévoit une semelle filante en gros béton non ferrailé.
- . Les fondations seront calculées sous un moment de renversement et un effort normal de compression.
- . Un béton de propreté d'au moins 5 cm d'épaisseur sera coulé sous les semelles.
- . 2 types de semelles sont à calculer:
 - . semelles isolées sous piliers.
 - . semelles sous piliers au niveau des joints de dilatation.

2. Calcul des semelles isolées :

2.1. Sens transversal :



- . si $\bar{h}_1 \leq \frac{A-a}{4}$, le calcul se fera par la méthode des consoles.
- . si $\bar{h}_1 > \frac{A-a}{4}$, le calcul se fera par la méthode des bielles.



Méthode des consoles:

moment d'encastrement en C-C.

soit $R = N + G$

$e_0 = \frac{M}{R}$ avec G : poids propre de la semelle.

d'où :
$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{R}{A \cdot B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_0}{A} \right) \\ \sigma_2 &= \frac{R}{A \cdot B} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_0}{A} \right) \end{aligned} \right\} \text{ si } e_0 < \frac{A}{6}$$

et :
$$M_{cc} = \frac{B \cdot \sigma_1 (A-a)^2}{8} - \frac{B \cdot (\sigma_1 - \sigma_2) (A-a)^3}{48 \cdot A}$$

Pour le calcul des armatures, on utilise la méthode de CHARON.

Méthode des bielles:

Soient : $\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$ = contrainte moyenne

$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ = contrainte au quart de la semelle.

• si $(\sigma_1 - \sigma_2) < \frac{\sigma_m}{2}$, la méthode des bielles est applicable

en prenant en compte non pas la charge R mais une charge équivalente R' égale au produit de la surface de la semelle par la contrainte σ :

$$R' = (A \cdot B) \cdot \sigma$$

La force de traction des aciers est égale à :

$$F_t = \frac{R' (A-a)}{8 (h_1 - d')} \Rightarrow A = \frac{F_t}{\sigma_a}$$

• si $(\sigma_1 - \sigma_2) > \frac{\sigma_m}{2}$, le calcul se fera par la méthode des consoles

e.e. Sens longitudinal:

Dans ce sens, on a en général : $\bar{h}_1 > \frac{B-b}{4}$:

le calcul se fera par la méthode des bielles.

la force de traction des aciers est égale à :

$$F_t = \frac{R' \cdot (B-b)}{8 \cdot (\bar{h}_1 - d')} \Rightarrow A = \frac{F_t}{\bar{\sigma}_a}$$

3- Vérification des contraintes:

. si la répartition est trapezoidale, on vérifie que :

$$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}_s$$

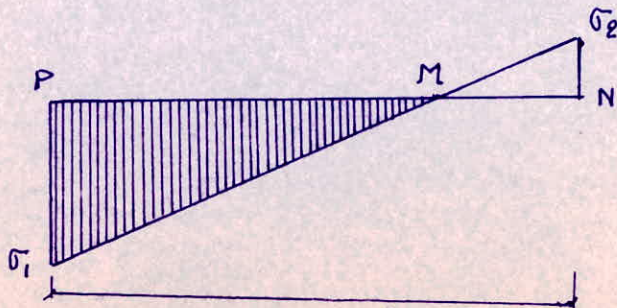
. si la répartition est triangulaire ($e_0 = \frac{A}{6}$), alors :

$$\sigma_2 = 0$$

$$\text{et } \sigma_1 = \frac{2R}{A \cdot B} \leq 1,33 \cdot \bar{\sigma}_s$$

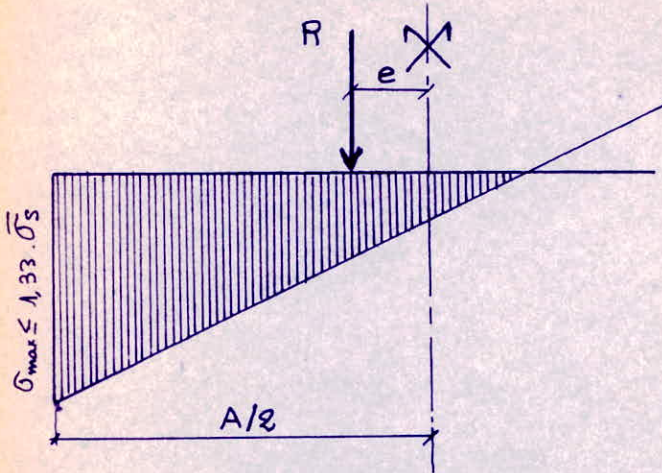
. si $e_0 > \frac{A}{6}$, le diagramme triangulaire est encore admissible si la valeur de la contrainte, à la pointe du triangle reste limitée à $1,33 \cdot \bar{\sigma}_s$.

la contrainte $\sigma_1 = \frac{R}{A \cdot B} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e_0}{A}\right)$ n'est plus valable.



la partie MN de la semelle, correspondant à des contraintes négatives est inutile car on ne peut considérer que des contraintes positives.

On se ramène, alors, au diagramme triangulaire sur une largeur égale à : $3 \cdot \left(\frac{A}{2} - e_0\right)$.
Cette partie comprimée doit être au minimum égale à $\frac{3}{8} \cdot A$



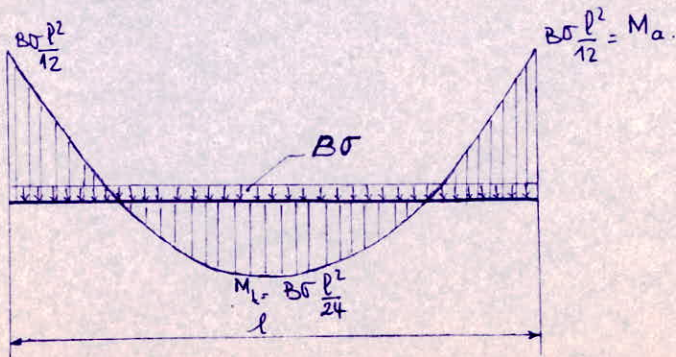
On vérifie donc que :

$$3 \cdot \left(\frac{A}{2} - e_0\right) \geq \frac{3}{8} \cdot A$$

$$\sigma_{\max} = \frac{4R}{3A \cdot (A - 2e)} \leq 1,33 \cdot \bar{\sigma}_s$$

4- Calcul du libage :

Système équivalent :

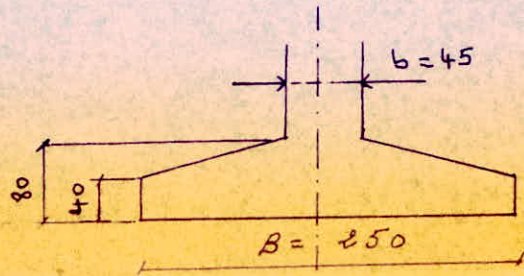
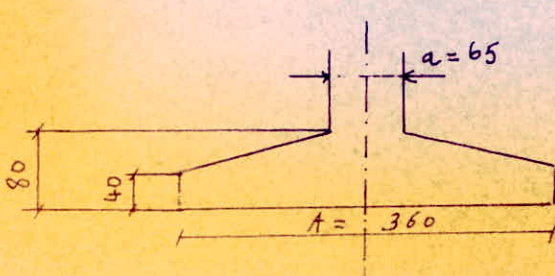


Le libage sera supposé exécuté aux extrémités.

Des armatures transversales seront disposées dans cette poutre.

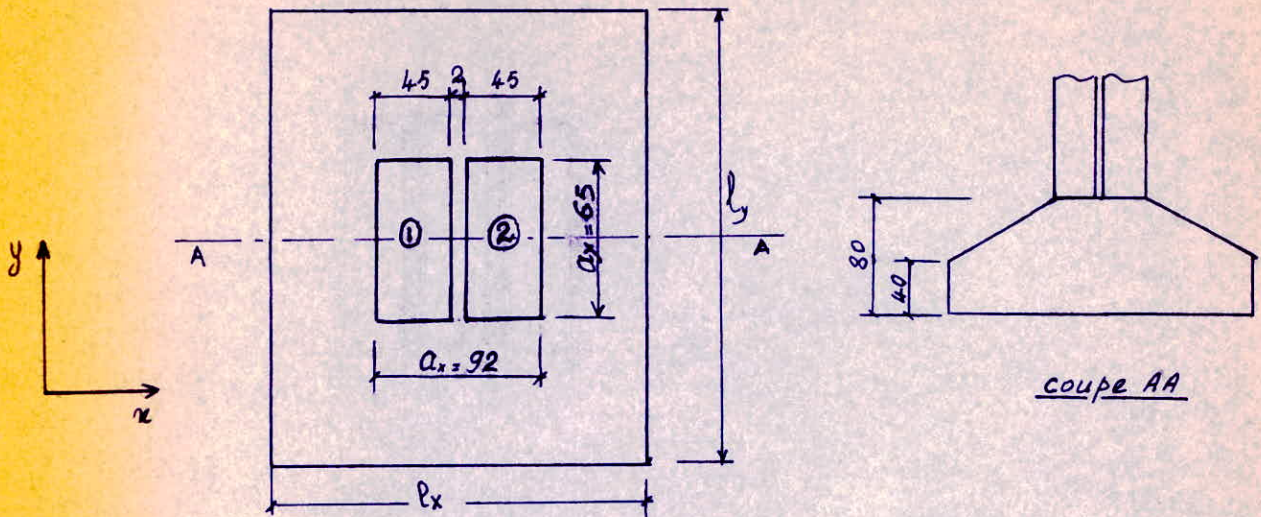
FERRAILLAGE DES SEMELLES ISOLEES

| SEMELLE | S_1 | | S_2 | |
|---|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| | 1 ^{er} genre | 2 ^{em} genre | 1 ^{er} genre | 2 ^{em} genre |
| $N(t)$ | 39,17 | 47,06 | 81,53 | 92,23 |
| $M(t.m)$ | 14,84 | 55,24 | 14,29 | 64,78 |
| $\frac{A-a}{4}$ (cm) | 74 | 74 | 74 | 74 |
| $R(t)$ | 52,7 | 60,6 | 94,88 | 105,58 |
| e_0 (cm) | 28 | 91 | 15 | 61 |
| σ_1 (kg/cm ²) | 0,86 | 1,69 | 1,31 | 2,36 |
| σ_2 (kg/cm ²) | 0,31 | -0,34 | 0,79 | -0,02 |
| $\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ kg/cm ² | 0,72 | — | 1,18 | — |
| $3\left(\frac{A-e}{2}\right)$ (cm) | — | 267 | — | 357 |
| $\frac{3A}{5}$ (cm) | — | 216 | — | 216 |
| σ_{max} (kg/cm ²) | — | 1,26 | — | 1,64 |
| R' (t) | 65 | — | 94,11 | — |
| F_t (t) (transversal) | — | — | 45,07 | — |
| F_t (t) (longitudinal) | 21,6 | — | 31,32 | — |
| M_{cc} (t.m) | 21,3 | — | — | — |
| A_T (cm ²) | 10,32 | — | 16,10 | — |
| A_L (cm ²) | 7,73 | — | 11,18 | — |



4. Fondations avec joint de dilatation :

Semelle S4 :



$$N_1 = 40,76$$

$$N_2 = 40,76$$

$$M_{x1} = 0$$

$$M_{x2} = 0$$

$$M_{y1} = 7,14$$

$$M_{y2} = 7,14$$

Le calcul sera mené de la façon suivante :

On calcule la résultante $R = N_1 + N_2 + \text{Poids propre de la semelle}$.

On calcule ensuite séparément les contraintes :

σ_{1R} : contrainte due à l'effort de compression R .

σ_{1Mx} : contrainte due au moment résultant suivant x , sachant :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2}$$

σ_{1My} : contrainte due au moment résultant suivant y , sachant :

$$M_y = M_{y1} + M_{y2}$$

la contrainte σ_1 étant la contrainte maximale développée sous chaque sollicitation.

$$\sigma_{1R} = \frac{R}{l_x \cdot l_y} \quad ; \quad \sigma_{1Mx} = \frac{6 M_x}{l_x^2 \cdot l_y} \quad ; \quad \sigma_{1My} = \frac{6 M_y}{l_y^2 \cdot l_x}$$

La somme des contraintes σ_{1R} ; σ_{1Mx} ; σ_{1My} se trouvant dans un angle de la semelle doit être inférieure à la contrainte admissible du sol.

$$(\sigma_{1R} + \sigma_{1Mx} + \sigma_{1My}) \leq \bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ kg/cm}^2$$

Exemple de calcul:

Soient : $l_x = 250$
 $l_y = 360 \rightarrow G = 13,36 t$

$$R = N_1 + N_2 + G = 40,76 + 40,76 + 13,36 = 94,88 t$$

$$M_x = 0$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 14,28 t.m$$

$$\sigma_{1R} = \frac{R}{l_x \cdot l_y} = \frac{94,88}{250 \cdot 360} = 1,05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{1M_x} = 0$$

$$\sigma_{1M_y} = \frac{6M}{l_x \cdot l_y^2} = \frac{6 \cdot 14,28 \cdot 10^5}{250 \cdot (360)^2} = 0,26 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{1R} + \sigma_{1M_x} + \sigma_{1M_y} = 1,05 + 0 + 0,26 = 1,31 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d$$

Sections d'aciers:

suivant x : $\sigma_1 = \sigma_{1R} + \sigma_{1M_x} = 1,05 + 0 = 1,05 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_2 = \sigma_{1R} - \sigma_{1M_y} = 1,05 - 0 = 1,05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,05 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow R' = \sigma \cdot l_x \cdot l_y = 1,05 \cdot 250 \cdot 360 = 94800$$

$$F_{tx} = \frac{R' (l_x - a_x)}{8 (h_t - d')} = \frac{94800 (250 - 92)}{8 (80 - 3)} = 24336 \text{ kg}$$

$$A_x = \frac{F_x}{\sigma_a} = \frac{24336}{2800} = 8,69 \text{ cm}^2$$

suivant y :

$$\sigma_1 = \sigma_{1R} + \sigma_{1M_y} = 1,05 + 0,26 = 1,31$$

$$\sigma_2 = \sigma_{1R} - \sigma_{1M_y} = 1,05 - 0,26 = 0,79$$

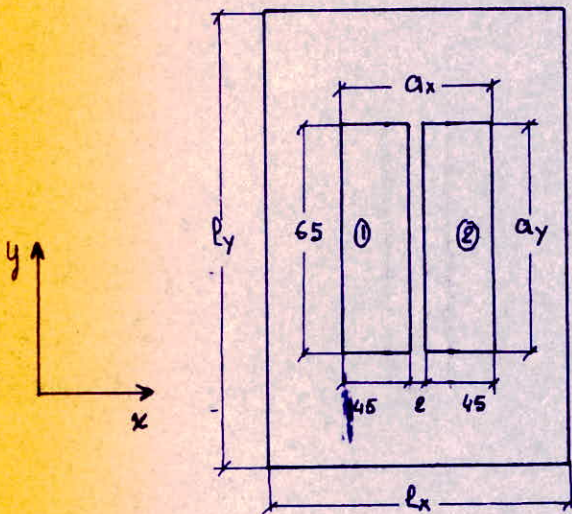
$$\text{d'où : } \sigma = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,18 \text{ kg/cm}^2$$

$$R' = \sigma \cdot l_x \cdot l_y = 1,18 \cdot (250) \cdot (360) = 106200 \text{ kg}$$

$$F_{tr.y} = \frac{R'(l_y - a_y)}{8(h_t - d')} = \frac{106200(360 - 65)}{8(80 - 3)} = 50859 \text{ kg}$$

$$A_y = \frac{F_y}{\sigma_a} = \frac{50859}{2800} = 18,16 \text{ cm}^2$$

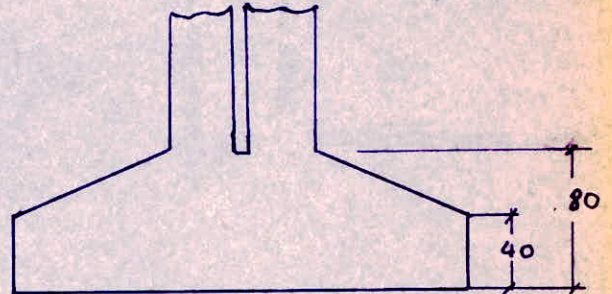
Semelle S3: (même procédé de calcul)



$$N_1 = 7,42 \text{ t}$$

$$M_{x1} = 0$$

$$M_{y1} = 19,58 \text{ t.m}$$



$$N_2 = 7,42 \text{ t}$$

$$M_{x2} = 0$$

$$M_{y2} = 19,58 \text{ t.m}$$

Tableau des valeurs:

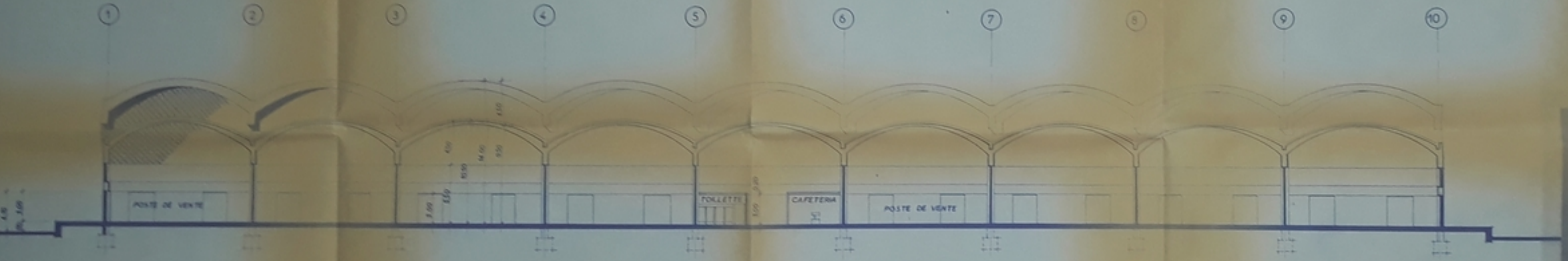
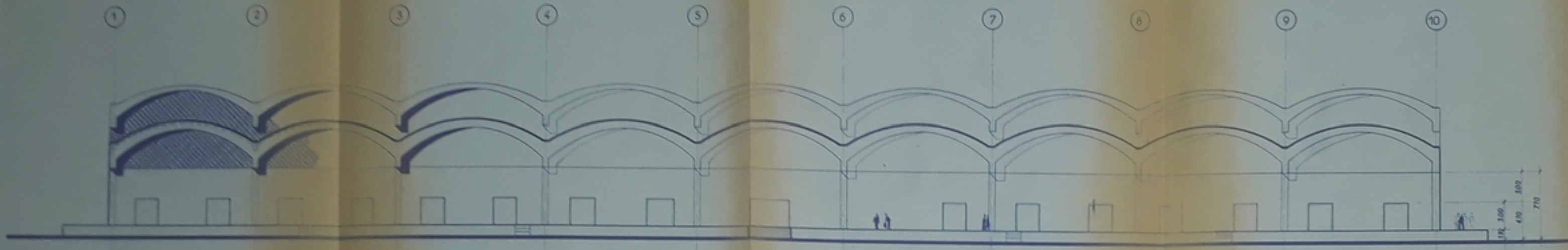
| l_x (cm) | l_y (cm) | R (t) | N_x (t.m) | M_y (t.m) | σ_{IR} kg/cm ² | σ_{Irx} kg/cm ² | σ_{Iry} kg/cm ² | $\Sigma \sigma_i$ kg/cm ² | F_x (t) | F_y (t) | A_x cm ² | A_y cm ² |
|---------------|---------------|------------|----------------|----------------|-------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|---|--------------|--------------|--------------------------|--------------------------|
| 250 | 460 | 29,34 | 0 | 39,16 | 0,26 | 0 | 0,44 | 0,70 | 7,53 | 18,81 | 2,69 | 6,7 |

BIBLIOGRAPHIE

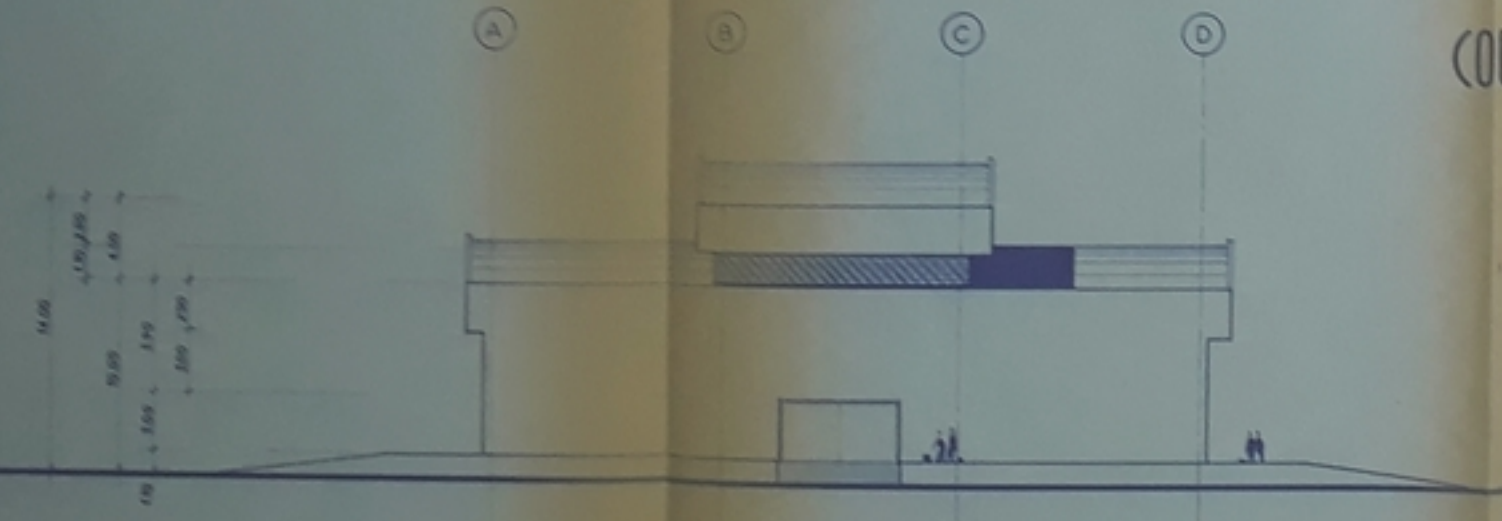
Les ouvrages consultés pour l'élaboration de ce projet sont:

- Règles CCBA 68.
- Règles para sismique (PS 69).
- Calcul pratique des ossatures de bâtiments en B.A. (ALBERT FUENTES)
- Calcul et Vérification des Ouvrages en B.A. (PIERRE CHARON).
- Elements de Statique des ouvrages Béton SANDU RAUTU et VALÉRIU BANUT.

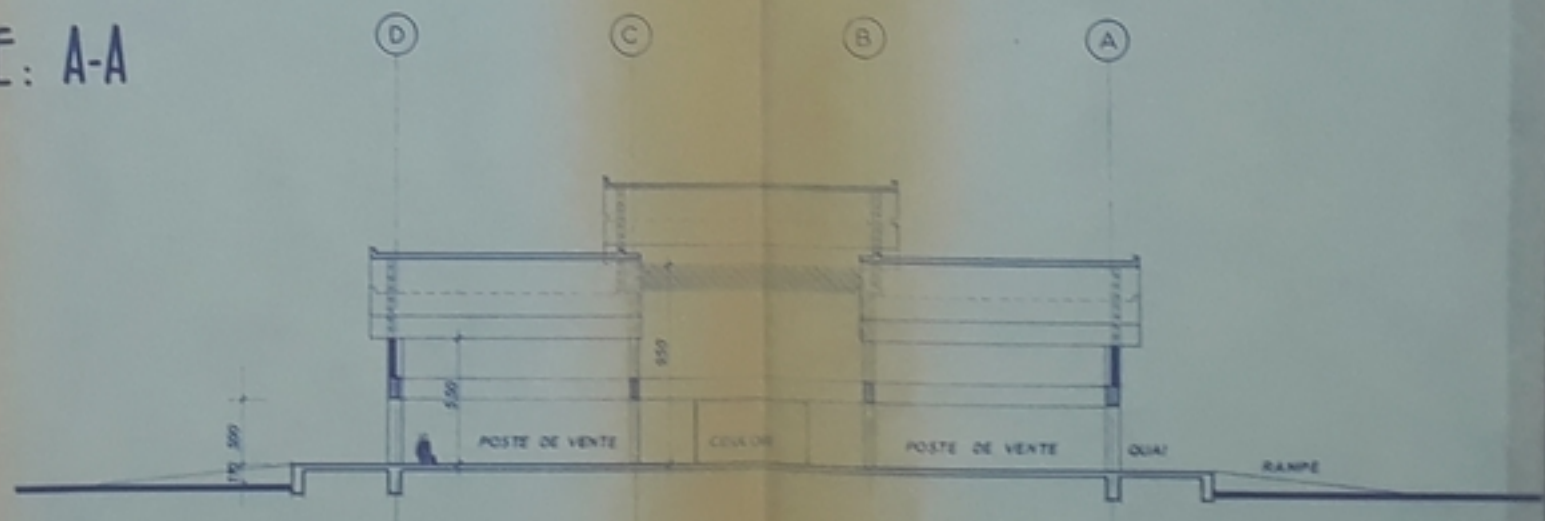
FAÇADE PRINCIPALE



COUPE: A-A



FAÇADE LATÉRALE



COUPE: B-B

PC 01873
-1-

UNIVERSITÉ D'ALGER
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

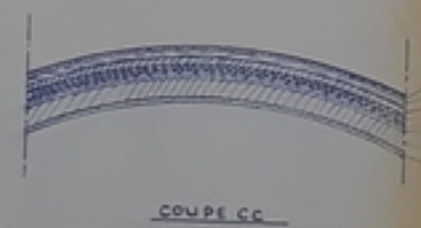
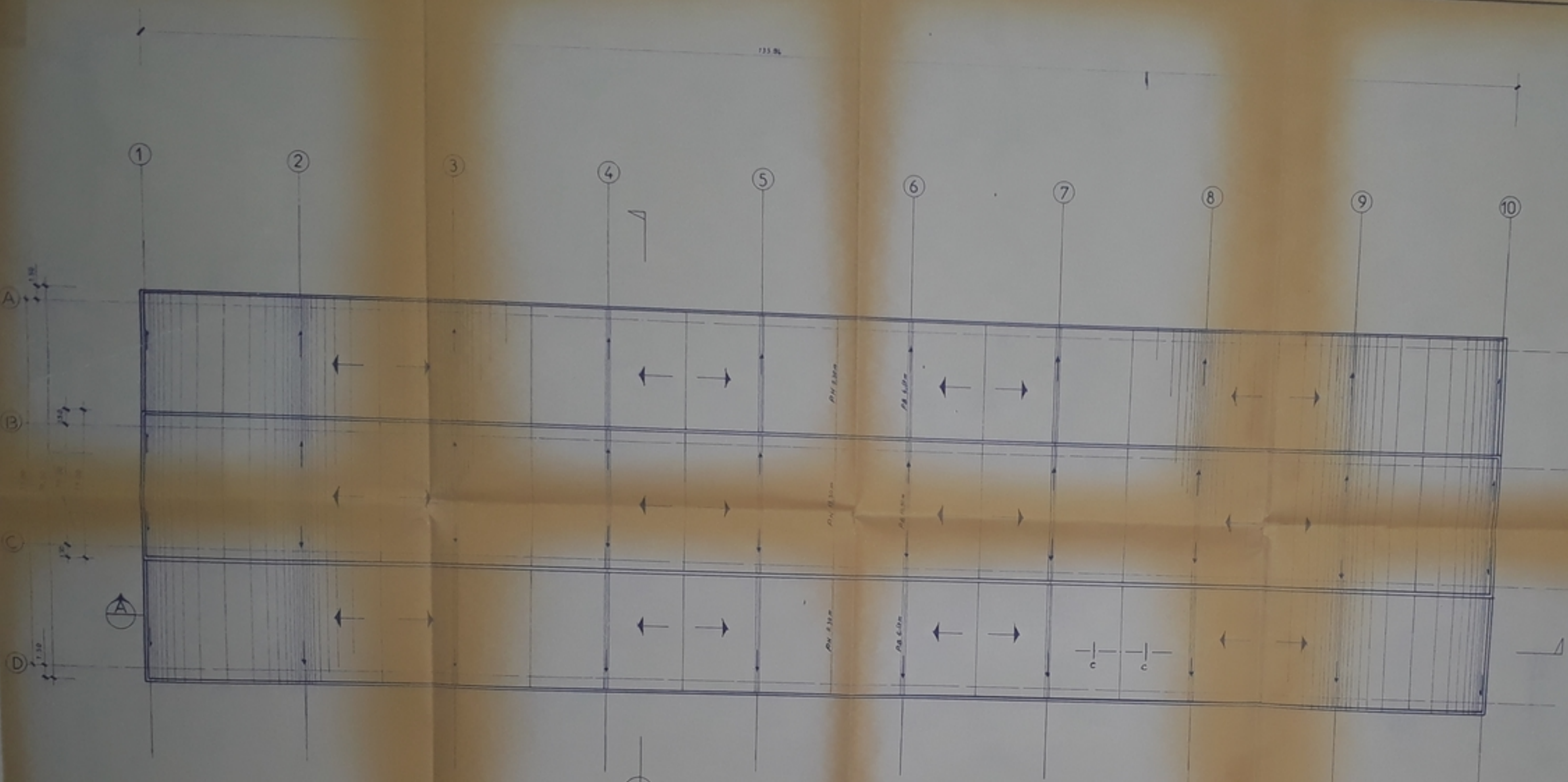
PROJET DE FIN DE TITRE

SALLE DE ...

PLAN D'ENSEMBLE
(Architecture)

Scale 1/50

EN RÉGIME



- 1. Enduit à base de sable
- 2. Isolation thermique (laine de verre) (10cm)
- 3. Structure de béton (10cm)
- 4. Isolation thermique (laine) (10cm)
- 5. Revêtement de surface (ciment-éponge)
- 6. Enduit de ciment (ciment pur)
- 7. Enduit en plâtre
- 8. Enduit de plâtre (1cm)

PB 018-73
-2-

UNIVERSITÉ
ÉCOLE NATIONALE
DÉPARTEMENT

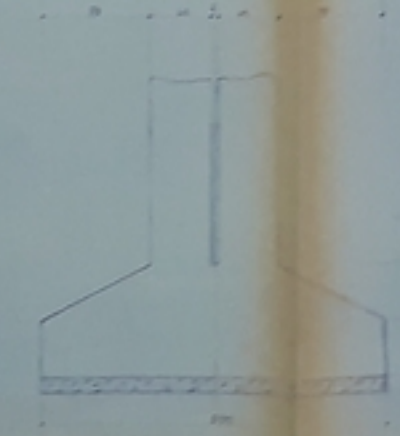
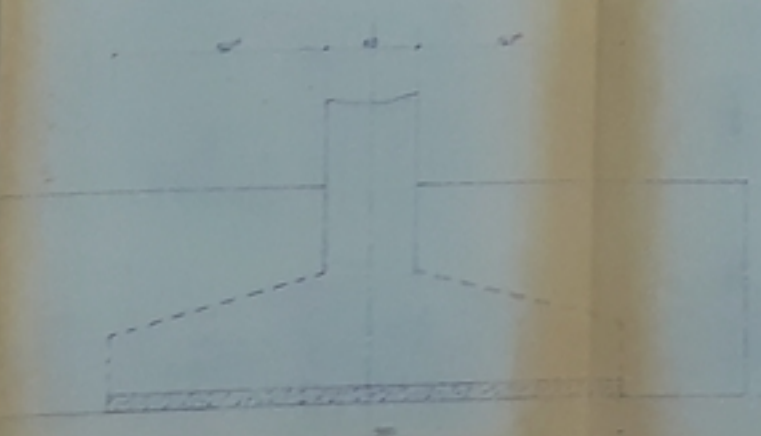
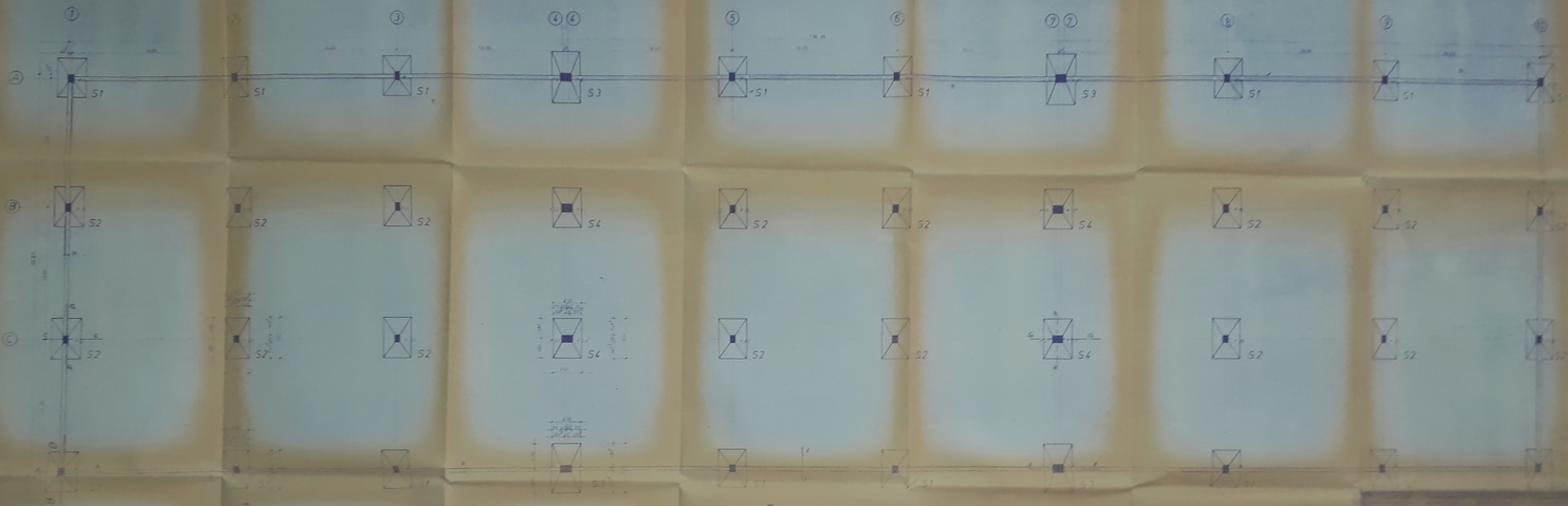
PROJET DE FIN D'ÉTUDES

SALLE DE TRAVAIL

PLAN TOITURE N°2

DATE

SYNOPSIS



UNIVERSITÉ D'ALGER
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ÉTUDE

SALLE DE VENTE

PLAN COFFRAGE FONDATIONS

1/20

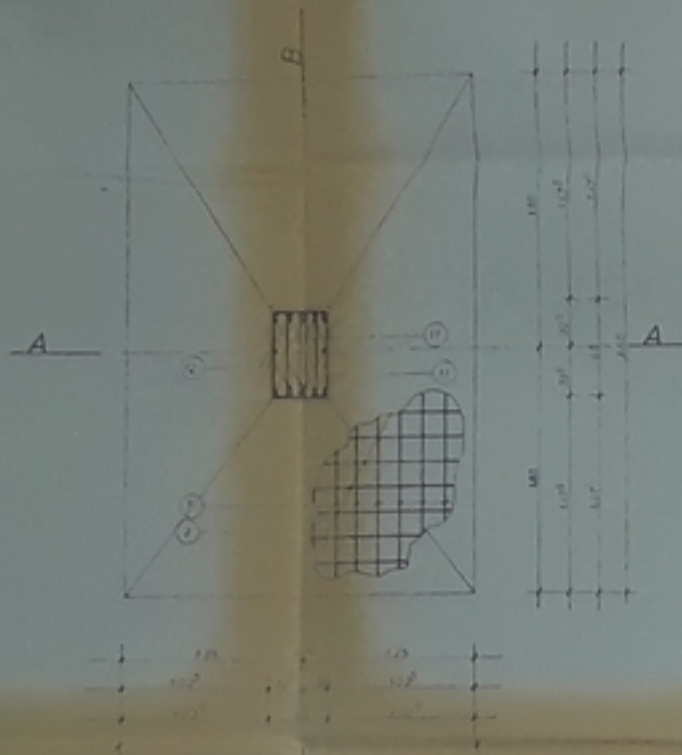
DATE: 20.03.11

PRÉPARÉ PAR: SAÏF TRAG

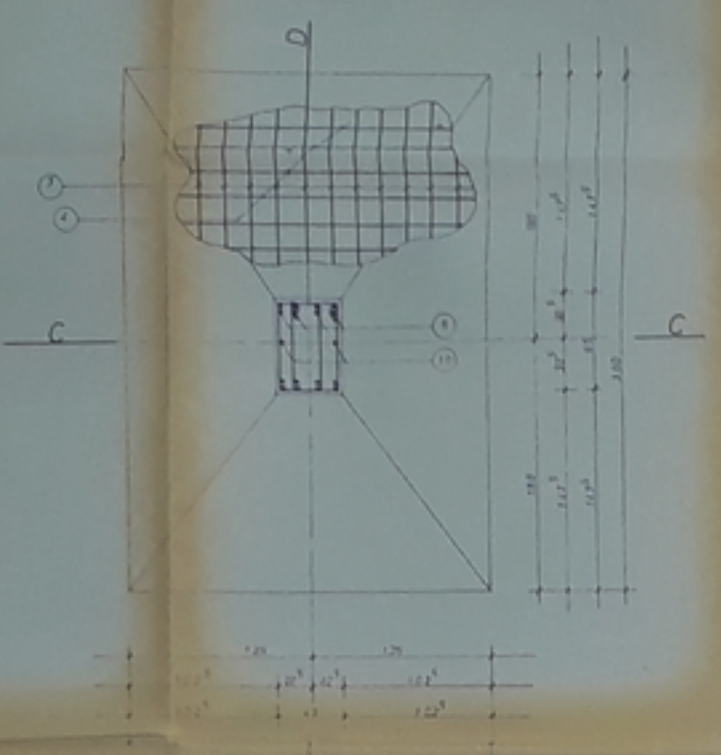
NOTÉ PAR: SAÏF TRAG

PROFESSEUR: SAÏF TRAG

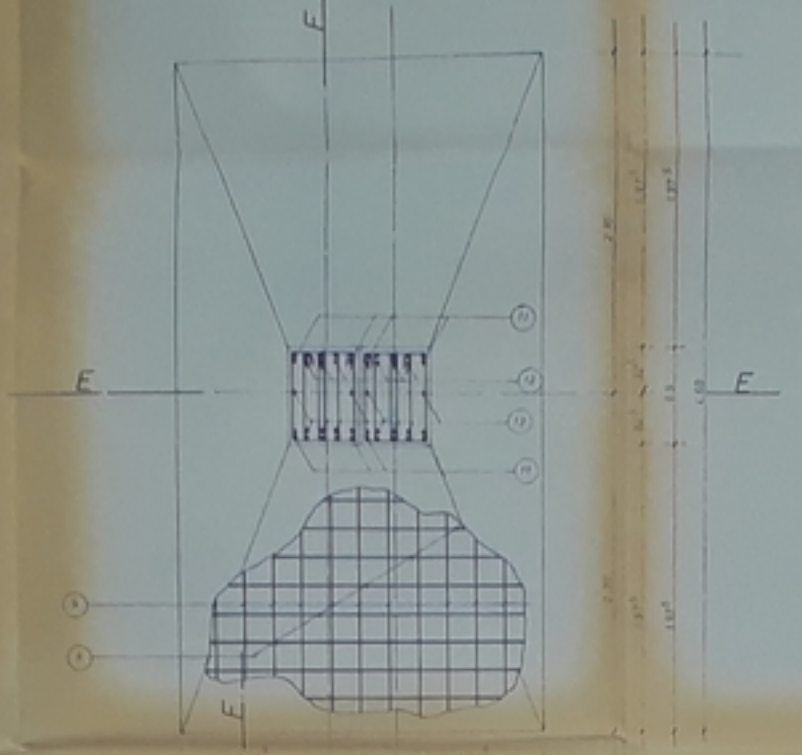
- Semelle S1 -



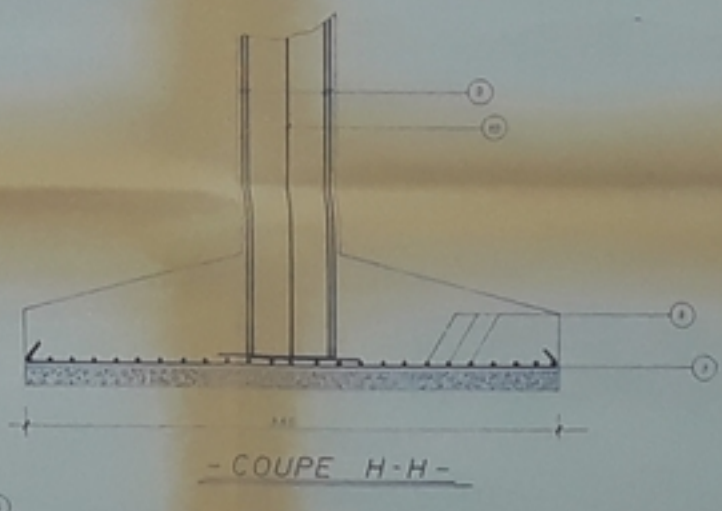
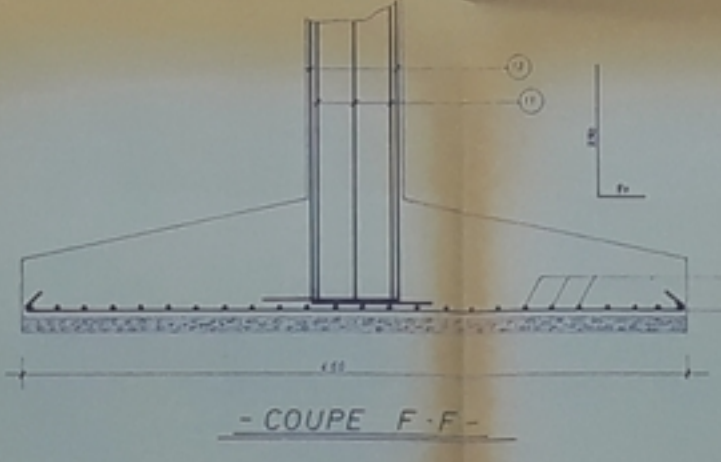
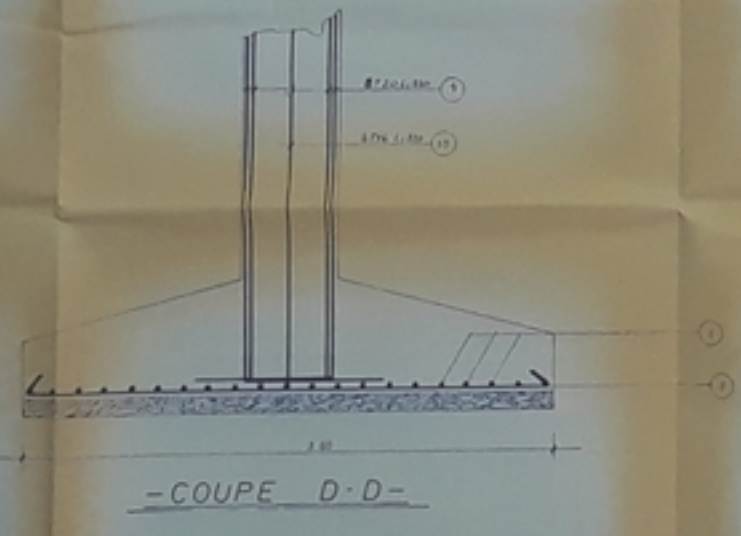
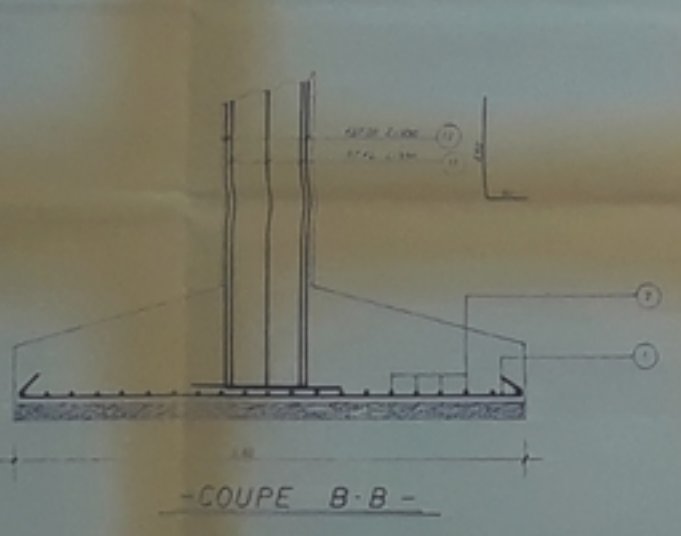
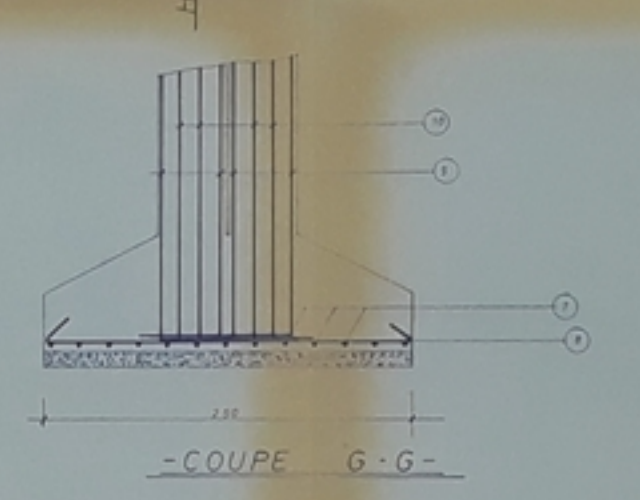
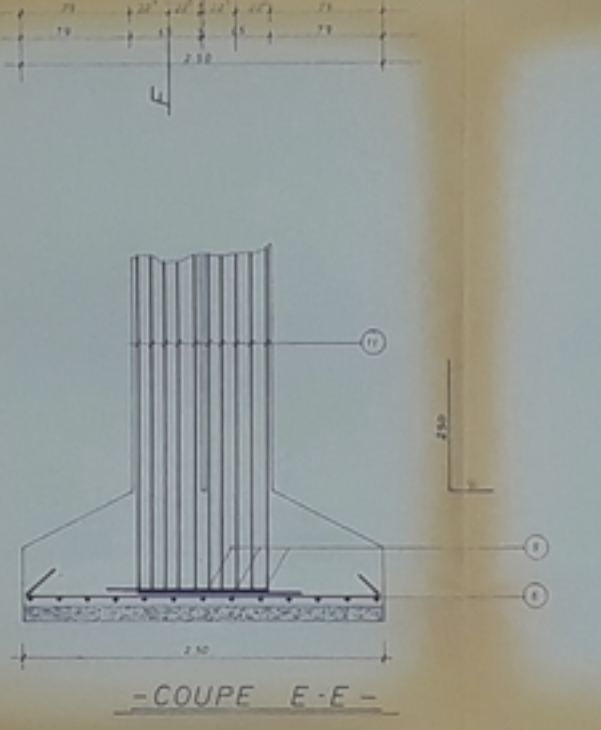
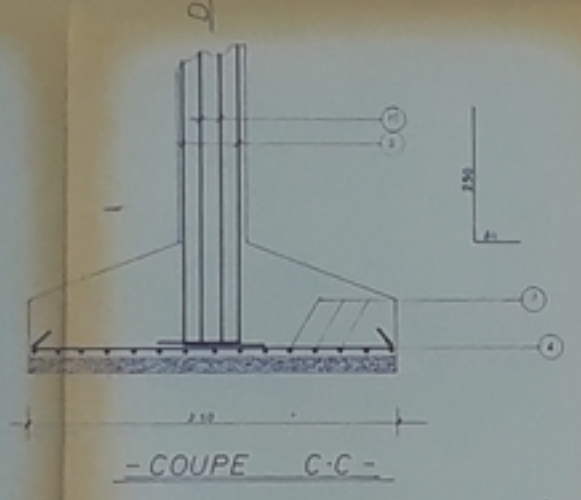
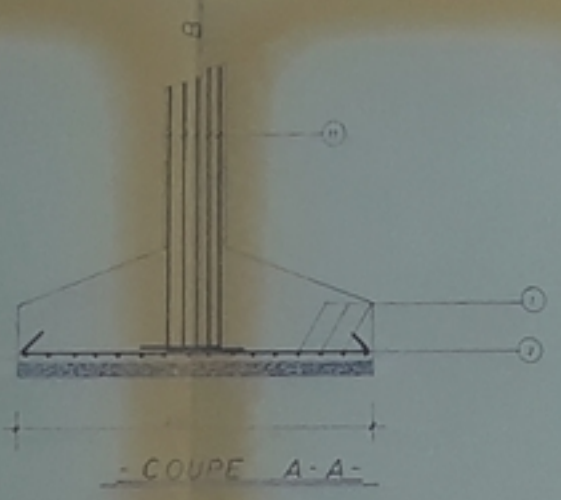
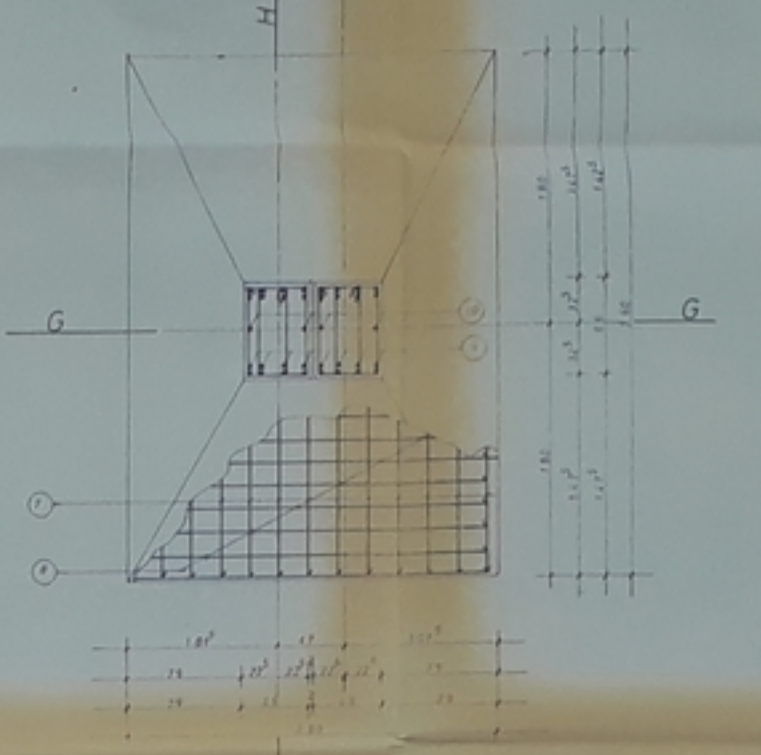
- Semelle S2 -



- Semelle S3 -



- Semelle S4 -



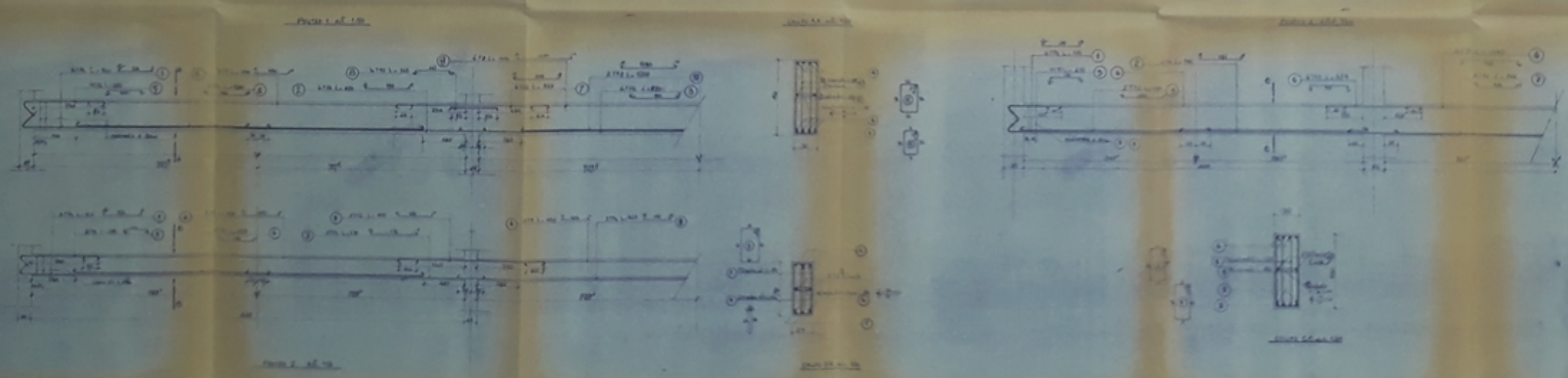
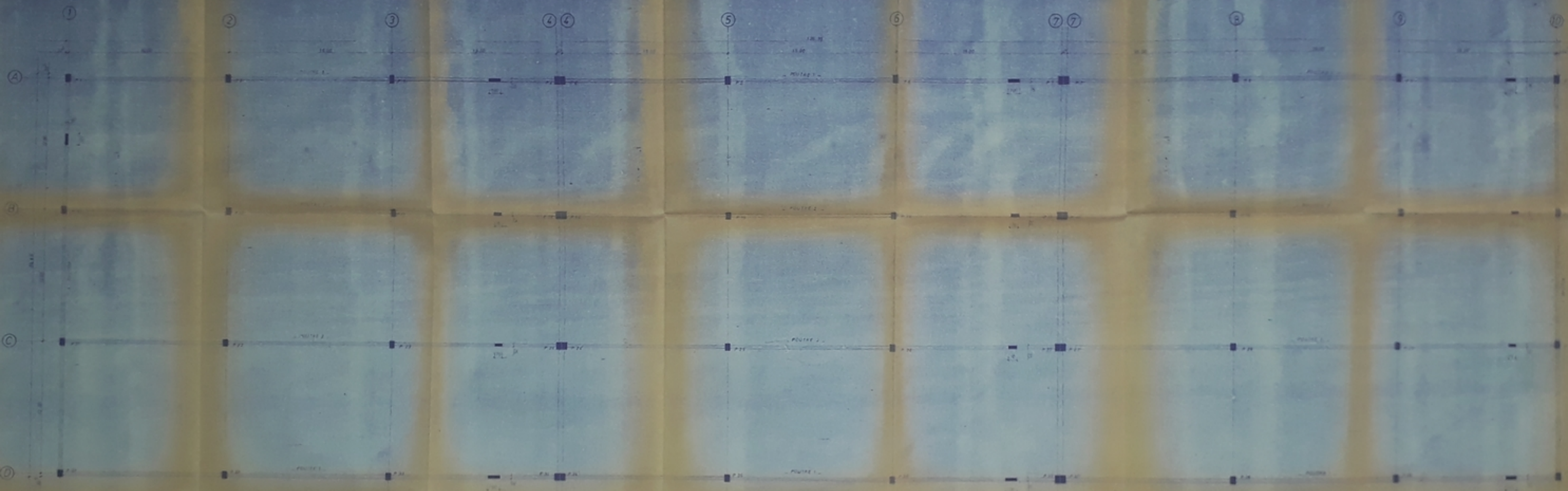
| | | |
|---|----------------------|---|
| 1 | 16/20 x 20cm x 1.00m | 1 |
| 2 | 20/20 x 20cm x 1.00m | 1 |
| 3 | 16/20 x 20cm x 1.00m | 1 |
| 4 | 16/20 x 20cm x 1.00m | 1 |
| 5 | 16/20 x 20cm x 1.00m | 1 |
| 6 | 16/20 x 20cm x 1.00m | 1 |
| 7 | 16/20 x 20cm x 1.00m | 1 |
| 8 | 16/20 x 20cm x 1.00m | 1 |

PB 01873

UNIVERSITÉ D'ALGER
 ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ÉTUDE

FERRAILLAGE DES FONDATIONS



UNIVERSITE D'ALGER
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL

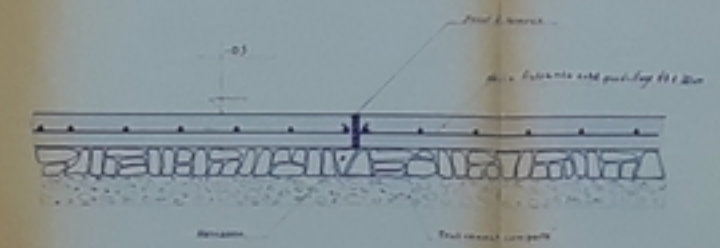
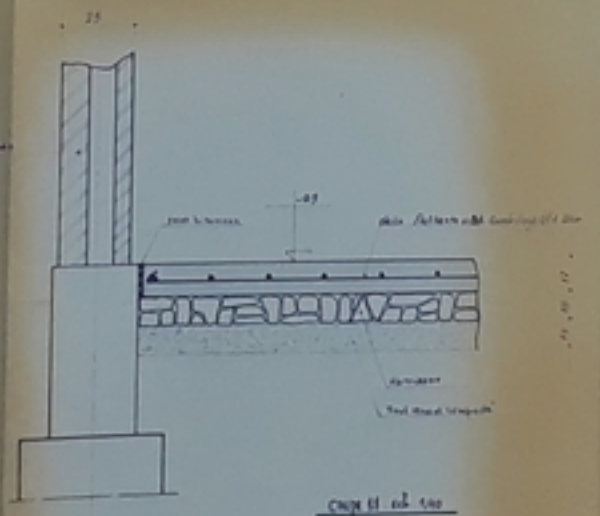
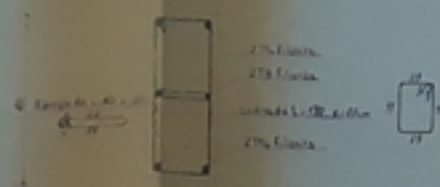
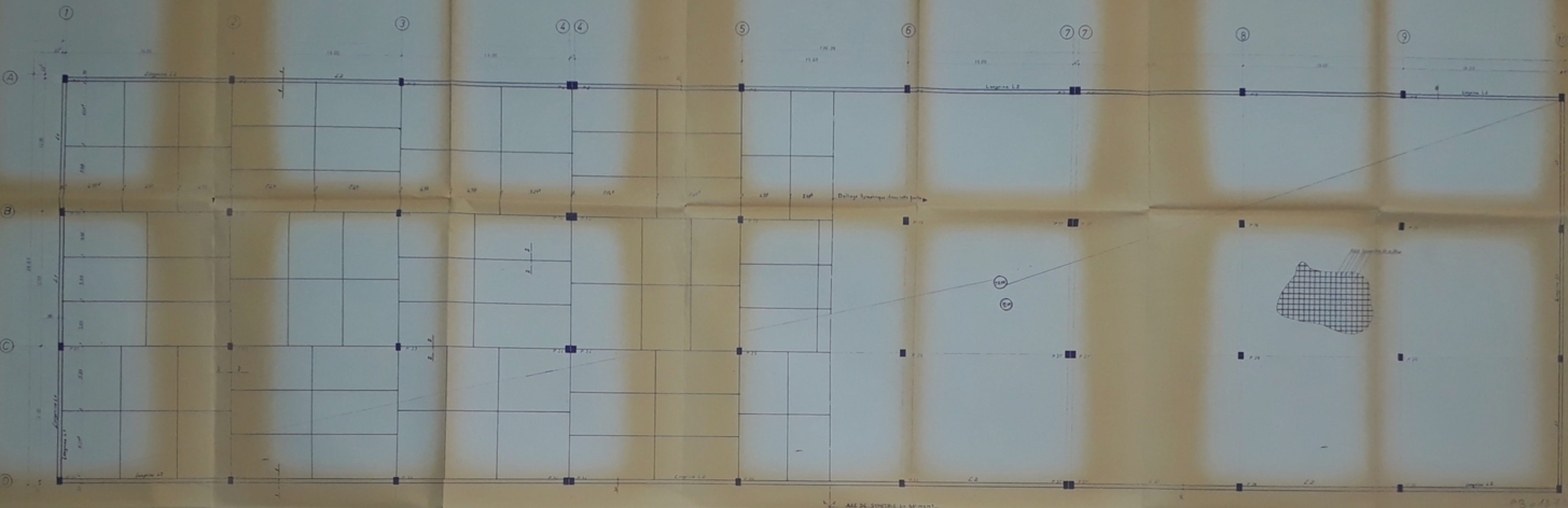
PROJET DE FIN D'ETUDE

SALLE DE VENTE

PLAN COFFRAGE FERRAILLAGE
 DES POUTRES N°5

TRACÉ
 Said TRAD

DR. S. REDHA
 GEORGES MOUWAL



UNIVERSITÉ D'ALBI
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ÉTUDE

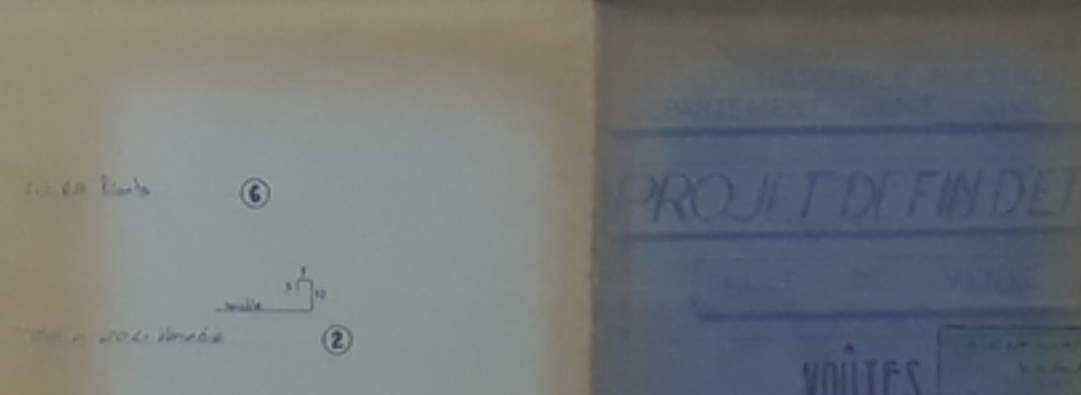
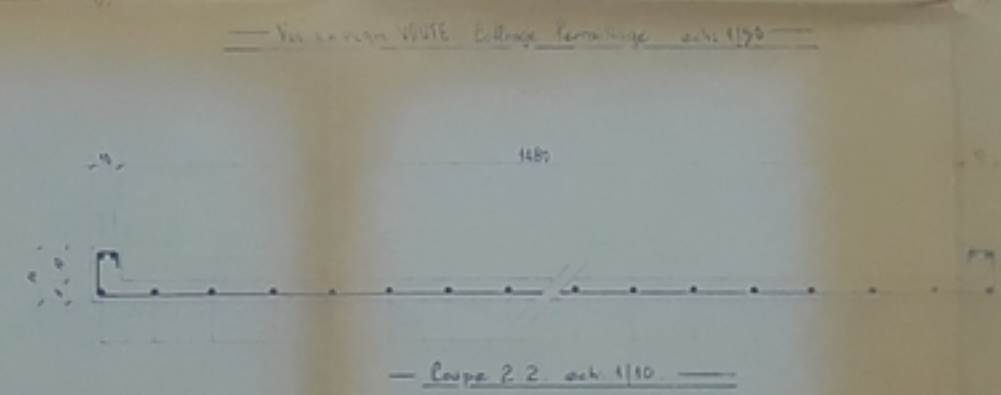
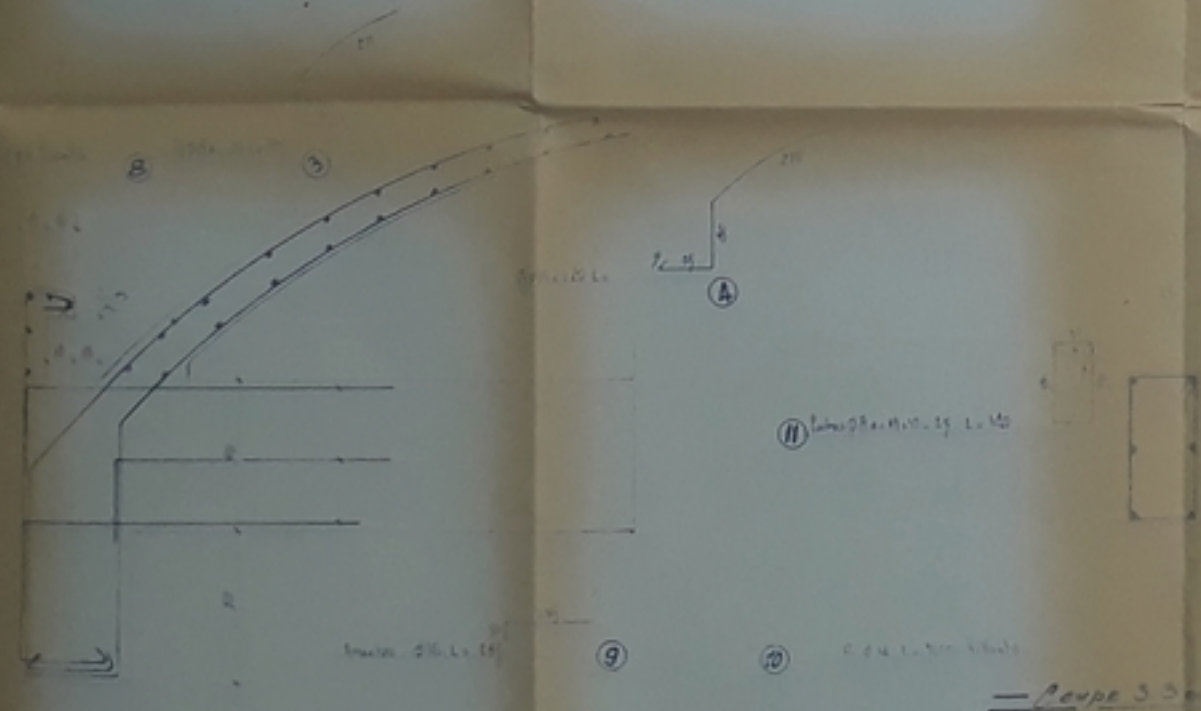
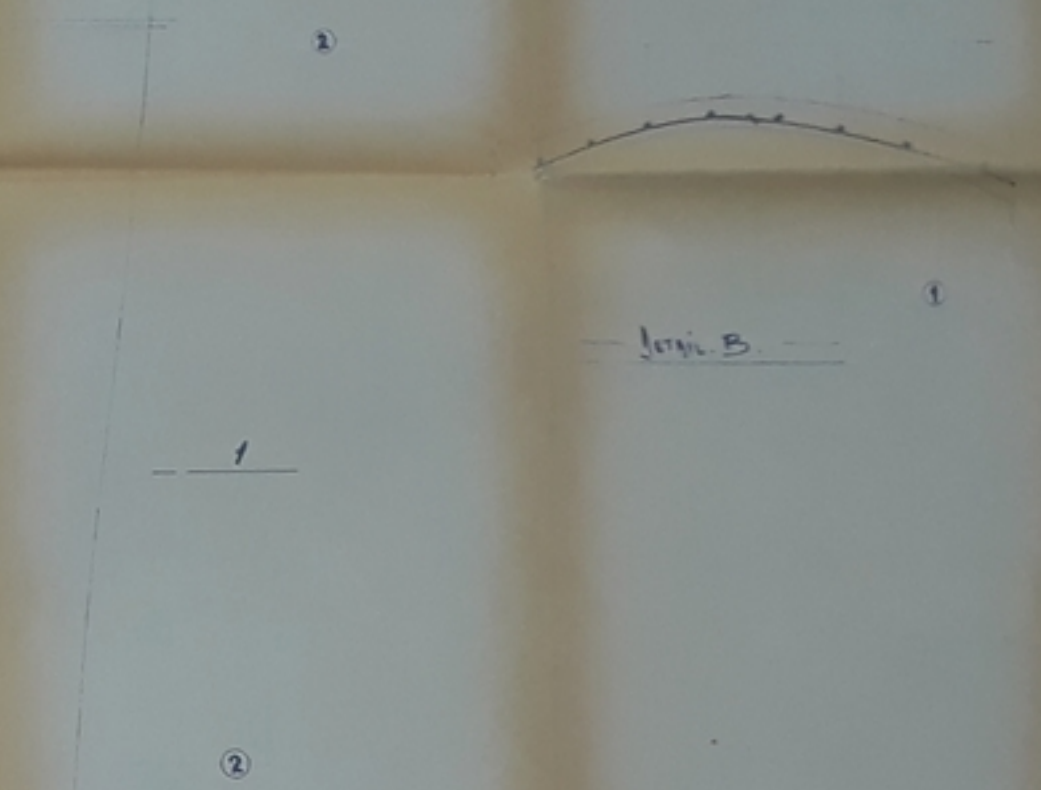
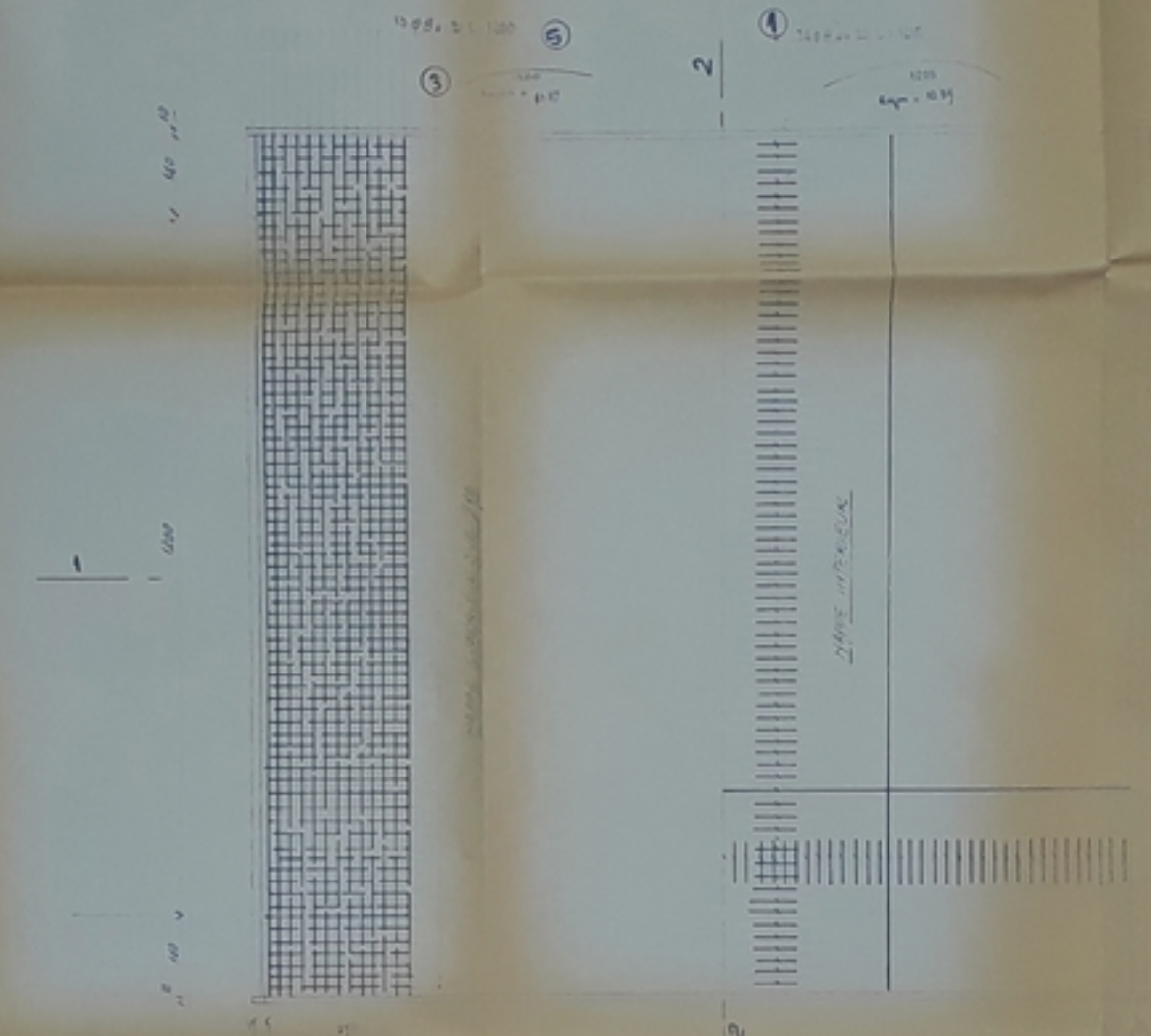
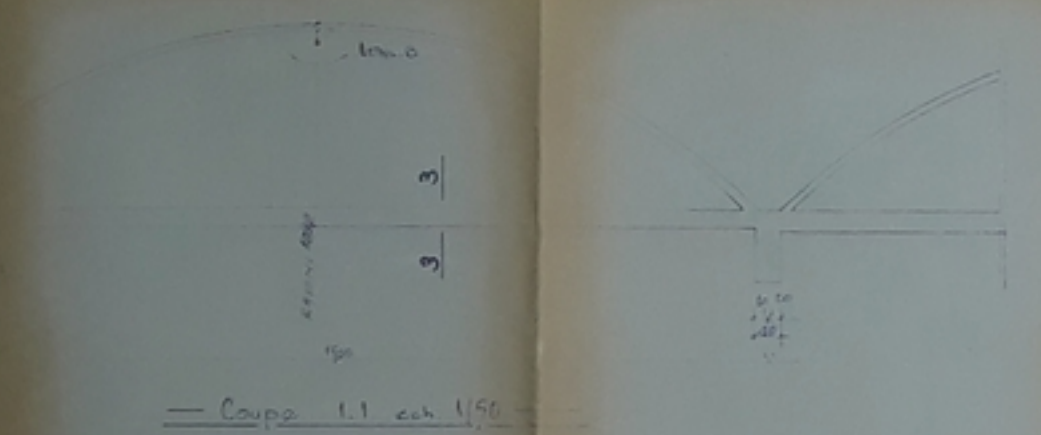
SALLE DE VENTE

PLAN DALLAGE ET LONGRINE N°6

ÉLÉVÉ

SN RÉCHAUF

ÉLÉVÉ



PROJET DE FIN DE TUD

VOÛTES
COFFRAGE FERRAILLAGE

13 01 73
7.

