— UNIVERSITE D'ALGER —

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département Génie Civil

— PROJET DE FIN D'ETUDE —

CONSTRUCTION D'UN CINEMA

Proposé par sneri

Assisté par Mr BALACHOV

Etudié par :
AFKIR B.
BENOUAR Dj.

Année Universitaire 76-77

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite d'Alger

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département Génie Civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

CONSTRUCTION D'UN CINEMA

Proposé par : S.N.E.R.I
Assisté par : Mr BALACHOV

Etudié par :
AFKIR _ B
BENOUAR _ Dj

Année Universitaire 76-77

Nous remerçions tous les Professeurs de l'Ecole Nationale Polytechnique qui ont contribué à notre formation et plus particulièrement à Messieurs BALACHOV et EL-HADI qui nous ont fait profiter de leurs expériences et leurs connaissances aussi bien théoriques que pratiques.

Je dédie tout ce travail à tous mes Parents et plus particulièrement à mon Père et ma Mère. Ainsi qu'à tous mes amis.

BENNAR

Je dédie tout ce travail à mes Parents ainsi qu'à tous mes amis.

Sommaire

GENERALITES

I. Caractéristiques Du Batiment.

Le but du projet consiste à calculer l'ossature du Batiment de façon à assurer sa stabilité et sa solidité.

Notre Batiment est un Cinéma de 250 places ; situé au sud du pays plus exactement à ZELFANA (Hassi-Messaoud) Toute l'ossature du Batiment est en Béton armé ; elle est Constituée d'une serie de portiques à 5 travées à Inertie variable lesquels sont recouverts par des dalles aussi en Béton armé lesquelles forment la toiture du Batiment.

La salle de spectacle comporte une porte à 2 battants qui s'ouvrent dans le hall d'entrée et 2 autres portes à 1 seul battant situées au niveau de l'écran pour la sortie et le secours lesquelles s'ouvrent à l'extérieur du Batiment. La salle de spectacle présente une dénivellation de 7,5% ; elle a un volume total sous plafond d'environ 1641,6 m^3 soit en moyenne 6,56 m^3 par personne, calculé d'aprés les noms en vigueur pour les salles de spectacles ; elle a été étudiée pour satisfaire toutes les conditions d'étancheïté, d'isolation thermique et d'acoustique. A l'entrée nous avons un hall au rez de chaussée et au 1er étage une salle de projection et une autre pour le matériel cinématographique. Le matériau utilisé pour la Construction est le Béton armé.

On prendra la contrainte du sol où sera construit le Batiment égale à 1,5 bar (sol moyen) $\bar{\sigma}_S = 1,5$ bar.

II. Caractéristiques du Matériau.

Le béton est dosé à 350 kg/m³ - Contrôle atténué.

1. Contraintes admissibles pour les sollicitations du 1er genre.

a. Contrainte admissible pour le Béton.

Le Béton se caractérise par sa contrainte désignée par σ'_{28} est déterminée par des essais ou estimée à priori. Mais généralement, au commencement de l'étude d'un projet, on a pas encore effectué d'essais sur le Béton qui sera utilisé, aussi on a été amené à se fixer des valeurs de σ'_{28}. $\sigma'_{28} = 275$ kg/cm².

α. Contrainte admissible de compression.

$\bar{\sigma}'_b = \rho'_b \sigma'_{28}$ avec $\rho'_b = \alpha\beta\gamma\delta\varepsilon$.

$\alpha = 1$ (Ciment classe 325) ; $\beta = 5/6$ (Béton peu contrôlé).

$\gamma = 1$ car $h_m > 4 C_g$ (h_m : épaisseur mini de l'élément ; C_g : grosseur du granulat).

$\delta = 0,30 \Rightarrow$ Compression simple.

$\delta = 0,60 \Rightarrow$ flexion simple

$\delta = 0,30\left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right)$ avec maximum 0,60 $\Rightarrow$ flexion composée avec Compression.

$\varepsilon = 1 \Rightarrow$ Compression simple quelque soit la forme de la section.
et pour la flexion simple avec section rectangulaire.

$0,5 < \varepsilon < 1$ dans les autres cas (déterminé par la condition $\sigma'_m < \bar{\sigma}'_{b_0}$).

$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1 \times 1 \times 0,3 \times 5/6 \times 1 \times 275 = 68,7$ kg/cm².

(F.S) $\bar{\sigma}'_b = 1 \times 1 \times 0,6 \times 5/6 \times 1 \times 275 = 137,5$ kg/cm². (section rectangulaire).

(F.C) $\bar{\sigma}'_b = 1 \times 1 \times \delta \times 5/6 \times 1 \times 275 = 229,16 \cdot \delta$ kg/cm² (sect. rect).

$\bar{\sigma}'_b = 1 \times 1 \times 0,6 \times 5/6 \times \varepsilon \times 275 = 137,5 \cdot \varepsilon$ kg/cm² (autres sections).

β. Contrainte de traction de référence.

$\bar{\sigma}_b = \rho_b \cdot \sigma'_{28}$ avec $\rho_b = \alpha\beta\gamma\theta$ [α, β, γ gardent les mêmes valeurs que précédemment]

$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}}$ σ'_{28} (en bars). $\theta = 0,018 + \frac{2,1}{270} = 0,02578$

ou $\bar{\sigma}_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 270 \times 0,02578 = 5,8$ bars soit 5,9 k/cm².

b. Contrainte admissible pour l'acier.

α. Contrainte admissible de traction

$\bar{\sigma}_a = \rho_a \sigma_{en}$. · σ_{en} = limite d'élasticité nominale.

$\rho_a = \frac{2}{3} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3}\sigma_{en}$.

* Ronds lisses : Fe E24 $\sigma_{en} = 2400 \, kg/cm^2$
* HA : Fe E40 $\phi \leq 20$ $\sigma_{en} = 4200 \, kg/cm^2$.

Toute fois on peut être amené à utiliser pour $\bar{\sigma}_a$ une valeur inférieure afin de limiter la fissuration du béton (CCBA 68, Art. 49).

β. Contrainte admissible de compression.

$\bar{\sigma}_a' = \frac{2}{3}\sigma_{en} = \frac{2}{3}\sigma_{en}$.

la limite d'élasticité nominale des Armatures longitudinales doit en principe au moins égale à 3300 bars. (CCBA 68 art 32,21) Dans le cas contraire de compression admissible de l'acier la contrainte admissible sera multipliée par le facteur minorateur $\left[\frac{\sigma_{en}}{3340}\right]$

$\Rightarrow \bar{\sigma}_a' = \frac{2}{3}.\sigma_{en}.\frac{\sigma_{en}}{3340}$.

2. Contraintes admissibles pour les sollicitations du 2e genre.

a. Contraintes admissibles de compression.

α. Contrainte admissible de compression.

les valeurs données pour $\bar{\sigma}_b$ et $\bar{\sigma}_{b0}$ du 1er genre peut multipliés par 1,5.

$\bar{\sigma}_{b0}' = 68,7 \times 1,5 = 103 \, kg/cm^2$ $\bar{\sigma}_b' = 137,5 \times 1,5 = 206 \, kg/cm^2$.

β. Contrainte de traction de référence.

La valeur de $\bar{\sigma}_b$ donné pour le 1er genre est multiplier par 1,5.

$\bar{\sigma}_b = 5,9 \times 1,5 = 8,85 \, kg/cm^2$.

b. Contraintes admissibles pour l'acier.

$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = \sigma_{en}$

HA . Fe E40 | $\phi \leq 20$ $\sigma_{en} = 4200 \, kg/cm^2$
| $\phi > 20$ $\sigma_{en} = 4000 \, kg/cm^2$.

* Compatibilité avec le béton.

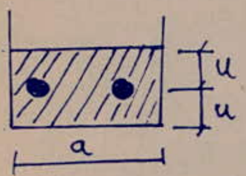
on doit avoir $\bar{\sigma}'_{bo} > 20\,(1 + 1{,}25\,\psi_d)$ $\qquad \psi_d = 1$ Adx
$\psi_d = 1{,}5$ HA.

$\bar{\sigma}'_{bo}$ = Contrainte minimum nominale du béton.

D'après le CCBA 68 la valeur maximum de contrainte de traction des Armatures st limitée à la plus grande des valeurs suivante exprimées en bars.

$$\bar{\sigma}_a \leq \max \begin{cases} \sigma_1 = \dfrac{k\eta}{\phi}\,\dfrac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\,\bar{\omega}_f} \\ \sigma_2 = 2{,}4\sqrt{\dfrac{\eta k\,\bar{\sigma}_b}{\phi}} \end{cases}$$

avec ϕ: Diamètre nominal exprimé en mm de la plus grosse des barres tendues de la section enrobée.



$$\omega_f = \frac{A}{B_f} \quad \text{avec } B_f = a \times 2u$$

η = coefficient de fissuration $= \begin{cases} 1 & \text{Adx} \\ 1{,}6 & \text{HA.} \end{cases}$

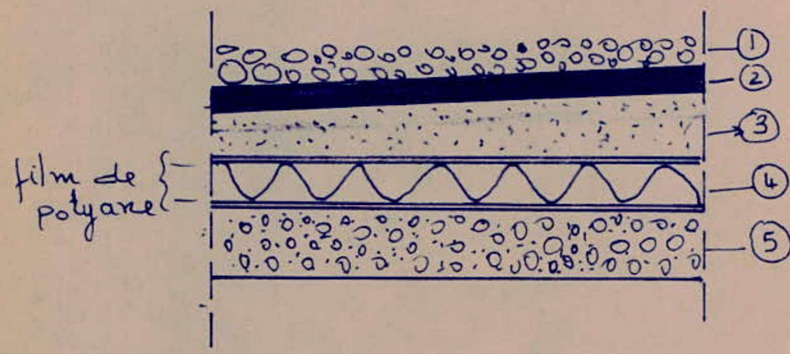
$k = 1{,}5 \cdot 10^6$ fissuration peu nuisible.

$k = 10^6$ fissuration préjudiciable.

$k = 0{,}5 \cdot 10^6$ fissuration très préjudiciable.

Eléments Constituants la toiture.

1. Dalle horizontale.



Charges permanente :

2. Etancheïté 36 S = 15 kg/m²
3. forme de pente = 140 kg/m²
1. protection lourde (graviers roulés) (4 cm) = 72 kg/m²
4. liège (pare-vapeur) (5 cm) = 5 kg/m²
5 Dalle en BA (12 cm) = 300 kg/m²
plafond suspendu = 50 kg/m²

G = 582 kg/m²

Surcharges d'exploitation P = 175 kg/m².

pour le Calcul des dalles : $Q = G + 1{,}2P = 792$ kg/m².
Pour le Calcul du portique pour les sollicitations du 1ère genre on a :

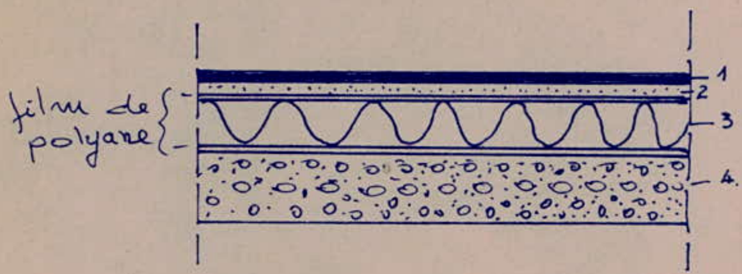
$$Q = G + P + V + T$$ (plus défavorable)

Donc en charges permanente on prend

$$Q' = G + P$$ (calcul du portique).

$$Q' = G + P = 582 + 175 = 757 \text{ kg/m}^2.$$

2. Dalle inclinée



Charges permanentes

1. Pax Alumin 15 kg/m²
2. forme de pente 120 kg/m²
3. liège (5 cm) 5 kg/m²
4. Dalle en BA (12 cm) 300 kg/m²

plafond suspendu 50 kg/m²

$G = 490$ kg/m²

Surcharge d'exploitation $P = 175$ kg/m²

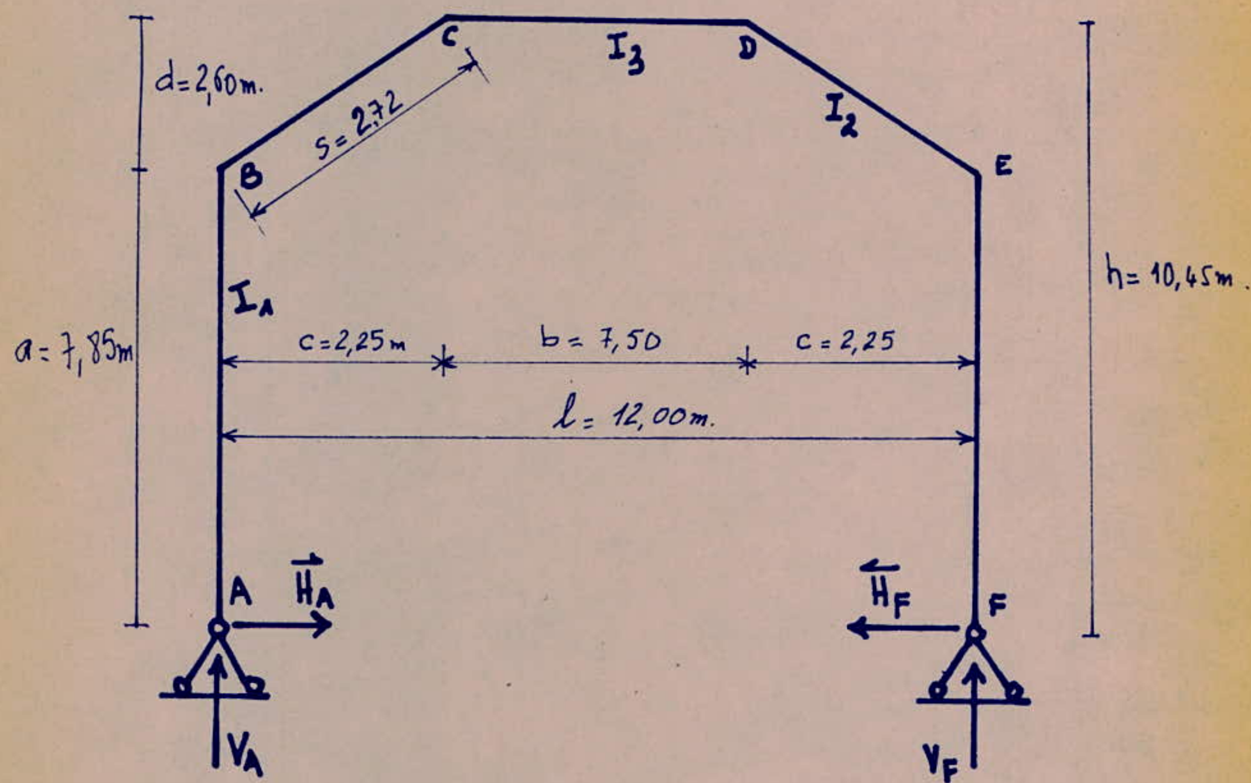
calcul dalles. $Q = G + 1{,}2P = 700$ kg/m²

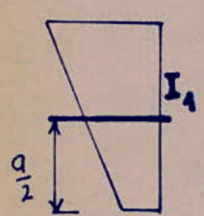
Calcul du 1er genre $Q = G + P = 665$ kg/m²

Calcul du Portique
Par
A. KLEINLOGEL

Shéma de Calcul.

* Portique Articulé à ses extrémités.





$$I_1 = \frac{bh^3}{12} = \frac{35 \times \overline{122,5}^3}{12} = 5,362 \cdot 10^6 cm^4$$

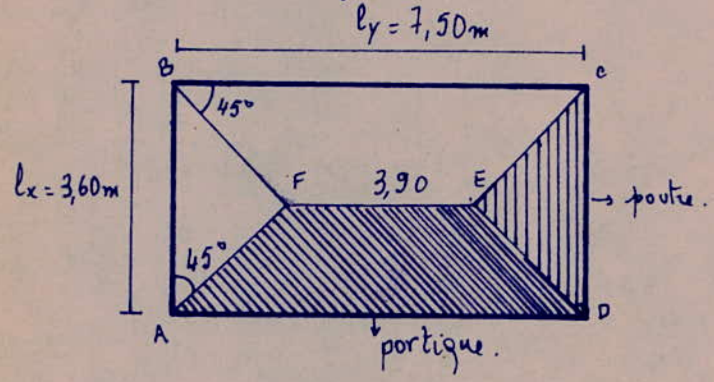
$$I_3 = I_2 = \frac{bh^3}{12} = \frac{35 \times \overline{107}^3}{12} = 3,573 \cdot 10^6 cm^4$$

$$k_1 = \frac{I_2}{I_1} \cdot \frac{a}{s} = \frac{3,573 \cdot 10^6}{5,362 \cdot 10^6} \cdot \frac{7,85}{2,72} = 1,93.$$

$$k_2 = \frac{I_2}{I_3} \cdot \frac{b}{s} = \frac{3,573 \cdot 10^6}{3,573 \cdot 10^6} \cdot \frac{7,50}{2,72} = 2,758.$$

Evaluation en Surface des charges et des Surcharges dues aux dalles sur les poutres et les portiques.

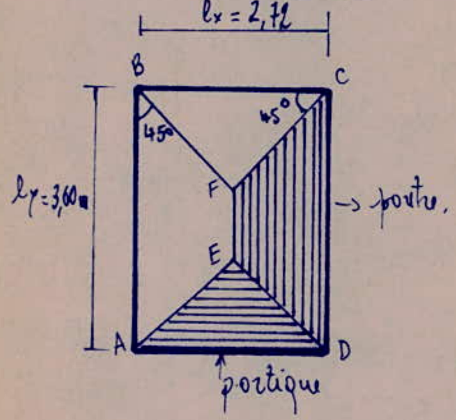
1. Dalle horizontale.



* Charge sur portique : Surface du Trapèze (ADEF) = $\left(\frac{3,90+7,50}{2}\right) \times 1,80 = 10,3\,m^2$.

* charge sur poutre : Surface du triangle (CED) = $\frac{3,60 \times 1,8}{2} = 3,25\,m^2$.

2. Dalle inclinée.



* charge sur portique : Surface triangle (AED) = $\frac{2,72 \times 1,36}{2} = 2,00\,m^2$.

* charge sur poutre : Surface trapèze (DEFC) = $\left(\frac{3,60+0,88}{2}\right) . 1,36 = 3,10\,m^2$.

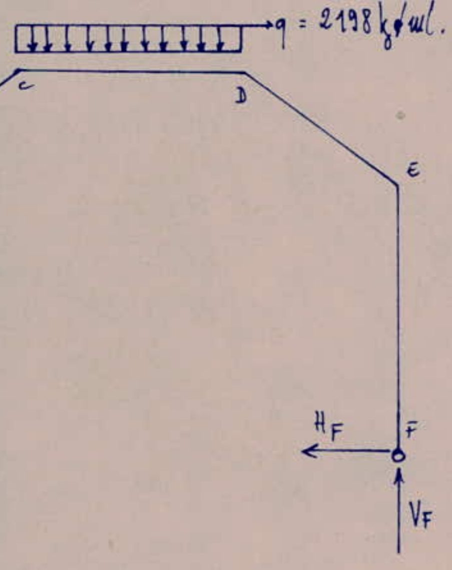
Calcul du portique avec G+P.

1. Dalle horizontale.

D'aprés la distribution des charges et surcharges de la dalle sur les poutres et les portiques (D'aprés la théorie de Calcul des dalles).

- La surface chargeé de la dalle revenant au portique est $S = 10,3\,m^2$.
- On fait le calcul pour un portique intermédiaire.
- Soit q la charge /ml revenant à la partie horizontale (CD) du portique.

$$q = 2 \times \frac{10,3 \times 800}{7,50} = 2198\ kg/ml.$$



$$V_A = V_F = \frac{qb}{2} = \frac{2,198 \times 7,5}{2} = 8,25\,t.$$

$$H = \frac{qb}{4} \cdot \frac{2c(a+2h) + hk_2(l+4c)}{2a^2(k_1+1) + 2ha + h^2(2+3k_2)} = \frac{2,198 \times 7,5}{4} \cdot \frac{2 \times 2,25(7,85 + 2 \times 10,45) + 10,45 \times 2,758(12 + 4 \times 2,25)}{2 \times \overline{7,85}^2(1,93+1) + 2 \times 10,45 \times 7,85 + \overline{10,45}^2(2 + 3 \times 2,758)} =$$

$$H = 4,13 \cdot \frac{734,7}{1647} = 1,85\,t.$$

$$M_B = M_E = -Ha = -1,85 \times 7,85 = -14,53 \text{ tm.}$$

$$M_C = M_D = -H.h + \frac{qb}{2}.c = -1,85 \times 10,45 + \frac{2,198 \times 7,50}{2} \times 2,25 = -0,79 \text{ tm.}$$

$$M_{max} = -H.h + \frac{qb}{2}.\frac{l}{2} = -1,85 \times 10,45 + \frac{2,198 \times 7,50 \times 12}{2 \times 2} = +30,13 \text{ tm.}$$

2. Dalle inclineé. (partie BC et DE).

Soit q_0 la charge /ml revenant au portique (intermédiaire).

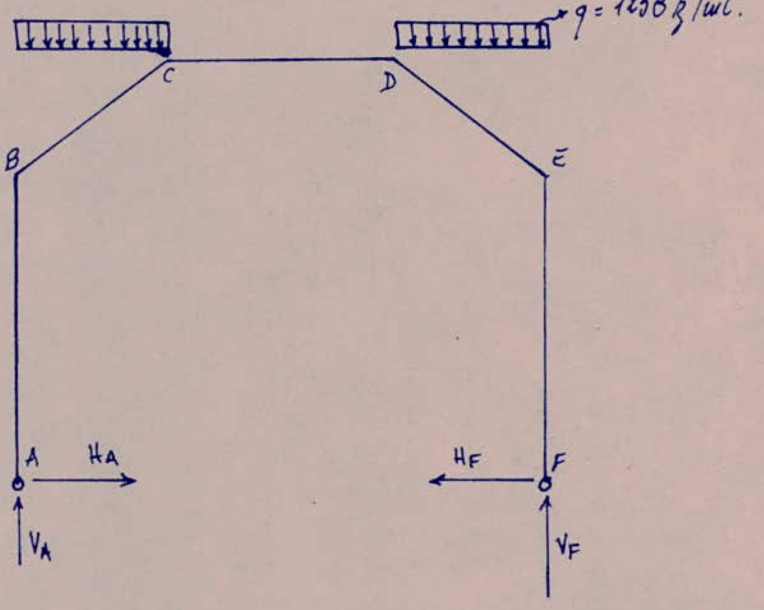
la surface chargeé de la dalle revenant au portique st $S = 2\,m^2$

$(S = 2{,}00\,m^2)$

$$q_0 = 2 \times \frac{700 \times 2}{2{,}72} = 1040\ kg/ml.$$

Soit q la charge /ml horizontale.

$$q = \frac{q_0}{\cos\alpha} = \frac{1040}{0{,}826} = 1258\ kg/ml.$$



$$V_A = V_F = q.c = 1{,}258 \times 2{,}25 = 2{,}84\,t.$$

$$H = \frac{qc^2}{4} \cdot \frac{6hk_2 + 5h + 3a}{2a^2(k_1+1) + 2ha + h^2(2+3k_2)} = \frac{1{,}258 \times \overline{2{,}25}^2}{4} \cdot \frac{6 \times 10{,}45 \times 2{,}758 + 5 \times 10{,}45 + 3 \times 7{,}85}{1647} = 0{,}25\,t.$$

$$M_B = M_E = -Ha = -0{,}25 \times 7{,}85 = -1{,}97\,tm.$$

$$M_C = M_D = -Hh + \frac{qc^2}{2} = -0{,}25 \times 10{,}45 + \frac{1{,}258 \times \overline{2{,}25}^2}{2} = +0{,}58\,tm.$$

Evaluation des charges et surcharges Sur les poutres.

1. Poutre Intermédiaire.

1.1. On calcule la charge q/ml sur la poutre.

1. réaction de la dalle horizontale.

$$\frac{3,25 \times 800}{3,6} = 723 \text{ kg/ml.}$$

2. réaction de la dalle inclinée.

$$\frac{3,10 \times 700}{3,6} = 603 \text{ kg/ml.}$$

3. poids propre de la poutre :

$$0,30 \times 0,40 \times 2500 = 300 \text{ kg/ml.}$$

4. Surcharge de la poutre :

$$1,2 \times 175 \times 0,30 = 63 \text{ kg/ml.}$$

$$\Rightarrow Q = 1700 \text{ kg/ml.}$$

1.2. Réaction de la poutre sur le portique.

On fait le calcul pour un portique voisin de celui de rive.

$$T_{gauche} = 1,10 \times \frac{1,7 \times 3,6}{2} = 3,40 \text{ t.}$$

$$T_{droit} = \frac{1,7 \times 3,6}{2} = 3,10 \text{ t}$$

$$\Rightarrow T = 3,40 + 3,10 = 6,50 \text{ t.}$$

$$\underline{\underline{T = 6,50 \text{ t}}}$$

2. Poutre de rive.

2.1 On calcule la charge q/ml appliqué sur la poutre.

1. réaction de la dalle inclinée :

$$\frac{3,10 \times 800}{3,6} = 723 \text{ kg/ml.}$$

2. poids propre de la poutre

$$0,30 \times 0,40 \times 2500 = 300 \text{ kg/ml.}$$

3. Surcharge de la poutre

$$0,30 \times 1,2 \times 175 = 63 \text{ kg/ml}$$

$$\Rightarrow Q = 1100 \text{ kg/ml.}$$

2.2. Réaction de la poutre sur le portique.

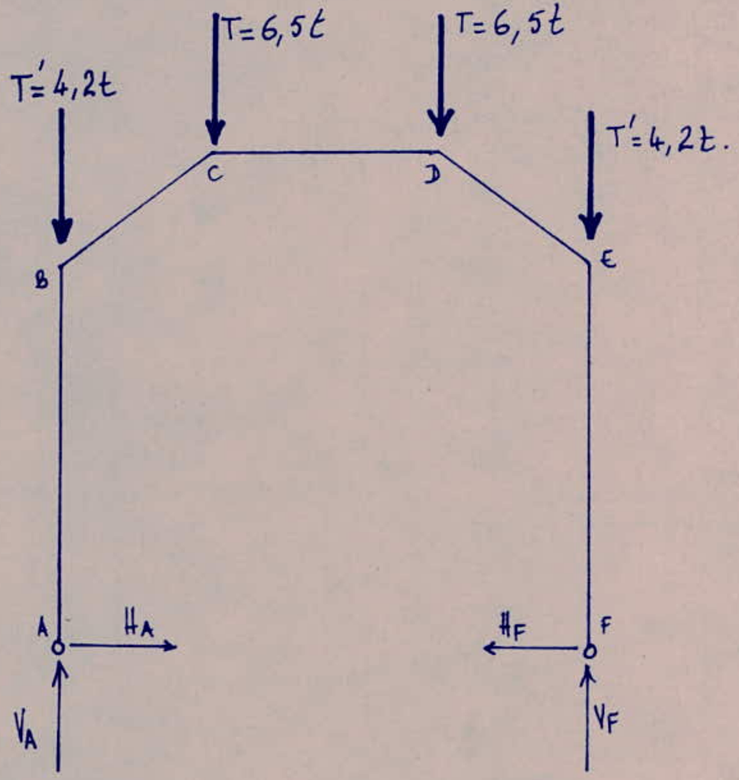
$$T_{gauche} = \frac{1,100 \times 3,6}{2} \times 1,1 = 2,2\,t$$

$$T_{droit} = \frac{1,100 \times 3,6}{2} = 2\,t$$

$$T = 2,2 + 2 = 4,2\,t$$

$$\underline{\underline{T = 4,2\,t.}}$$

4. Poutres (réactions des poutres sur le portique).



$V_A = V_F = T+T' = 4,20 + 6,50 = 10,70t.$

$$H = T.c \frac{h(2+3k_2)+a}{2a^2(k_1+1)+2ha+h^2(2+3k_2)} = 6,5 \times 2,25 \frac{10,45(2+3\times 2,758)+7,85}{1647} = 1,03t.$$

$H = 1,03t.$

$M_B = M_E = -Ha = -1,03 \times 7,85 = -8,10 \text{ tm}.$

$M_C = M_D = -H.h + T.c = -1,03 \times 10,45 + 6,5 \times 2,25 = +3,90 \text{ tm}.$

EFFET Du POIDS PROPRE

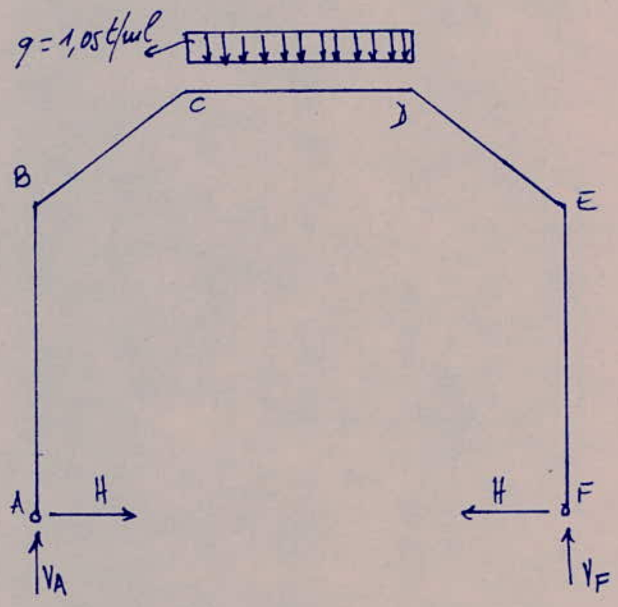
1. Partie horizontale (CD).

1.1. poids propre (CD) : $0,35 \times 1,07 \times 2500 = 940 kg/ml$

1.2 revêtement : $0,35 \times 80 = 28 kg/ml$.

1.3 Surcharge : $1,2 \times 175 \times 0,35 = 75 kg/ml$

soit $q = 1050 kg/ml$.



$V_A = V_F = 3,94 t$.

$H = 0,90 t$.

$M_B = M_E = -Ha = -0,90 \times 7,85 = -7,08 tm$.

$M_C = M_D = -Hh + \frac{qb}{2}c = -0,9 \times 10,45 + \frac{1,05 \times 7,5}{2} \times 2,25 = -0,55 tm$.

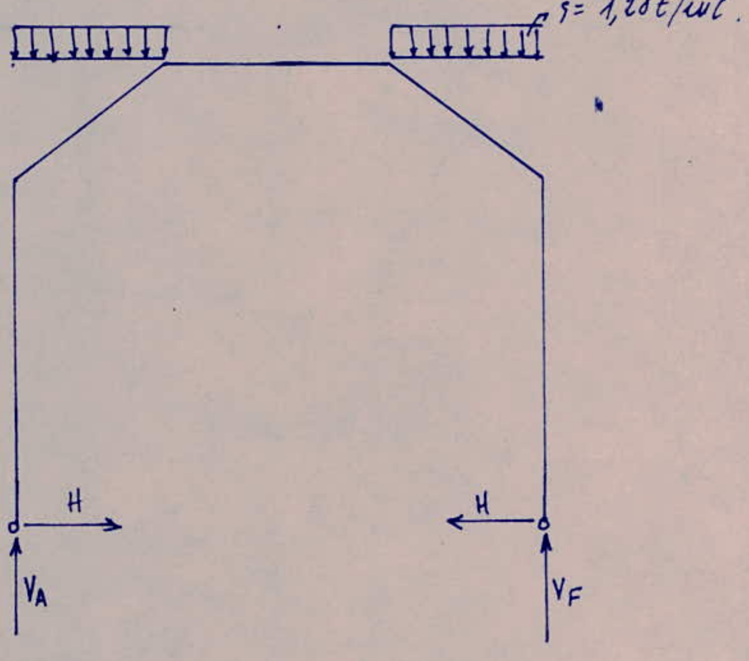
$M_{max} = -Hh + \frac{qb}{2} \cdot \frac{l}{2} = -0,90 \times 10,45 + \frac{1,05 \times 7,5}{2} \times \frac{12}{2} = +16,60 tm$.

2. partie inclinée (BC et DE).

* Soit q_0 la charge incliné /ml, cette charge st la même pour la partie horizontale.

Soit $q = \frac{q_0}{\cos\alpha}$ la charge horizontale.

$$q = \frac{1,05}{0,826} = 1,28\,t/ml.$$



$V_A = V_F = 2,88\,t.$

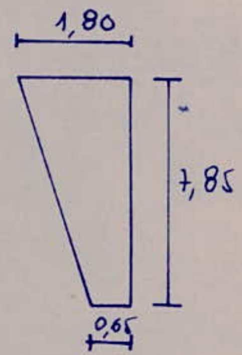
$H = 0,26\,t.$

$M_B = M_E = -Ha = -0,26 \times 7,85 = -2,05\,tm.$

$M_C = M_D = -Hh + q\frac{c^2}{2} = -0,26 \times 10,45 + 1,\frac{28 \times 2,25^2}{2} = +0,53\,tm.$

3. partie montante (AB et EF)

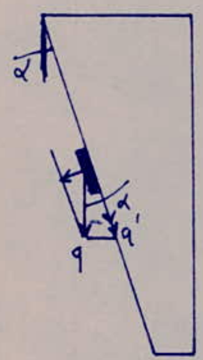
Calcul de V_A et V_F



$$V_A = V_F = \left(\frac{0,65 + 1,80}{2}\right) \times 0,35 \times 7,85 \times 2,500 = 8,42t.$$

Eléments préfabriqués en BA.

Section : 90 × 240 × 7



$q' = q \cos\alpha$.

$tg\alpha = \frac{1,15}{7,85} = 0,14 \quad \Rightarrow \alpha = 8°34.$

$\cos\alpha = 0,9894.$

$q = 0,90 \times 2,40 \times 0,07 \times 2500 = 378$ kg. pour un élément

Soit $q_1 = 0,07 \times 2500 = 175$ kg/m² $= 0,175$ t/m²

Soit sur toute la partie AB et EF

$V_A = V_F = 0,175 \times 3,60 \times 7,85 \times 0,9894 = 4,90t.$

$V_A = V_F = 4,90$ t.

Vent

Etude du vent.

Construction courante à base rectangulaire - Méthode simplifiée

I1. Caractéristiques :

Justification de la méthode simplifiée NV 65 page 115.

La construction st constitué par un bloc unique (c'st le cas dans notre projet) ou de blocs accolés à toiture unique.

La base au niveau du sol st rectangulaire de longueur a et de largeur b - la hauteur h, différence entre le niveau de la base de la construction et le niveau de la crête de la toiture st inférieure ou égale à 30 m.

Les dimensions doivent obligatoirement respecter les conditions suivants :

$$\frac{h}{b} \geq 0,25$$

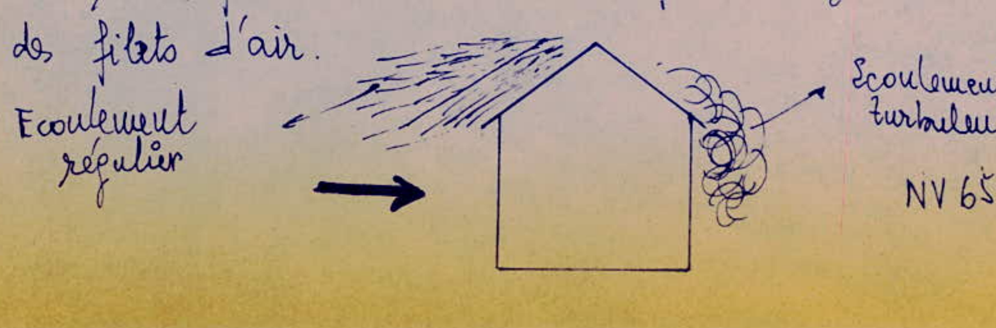
$$\frac{h}{a} < 2,5$$

La couverture st une toiture terrasse.

Les parois verticales doivent :

- reposer sur le sol
- être sans déplacement.

En aérodynamique les surfaces au vent sont celles soumises à un écoulement régulier du vent sans décollement de la veine. Cells sous vent sont soumises à un écoulement turbulent. Elles sont séparées l'une de l'autre par une ligne de decollement des filets d'air.



2. Direction du vent.

Pour le calcul de constructions on suppose que la direction d'ensemble moyenne du vent est horizontale.

3. Expositions des surfaces.

Si on éclaire la construction par un faisceau de rayons lumineux parallèles à la direction d'ensemble du vent : les surfaces éclairées (exposées au vent) sont dites "au vent"
Les surfaces non éclairées (non exposées au vent) sont dites "sous vent"

4. Etude des pressions dynamiques.

4.1. Les pressions dynamiques sont constantes sur toute la hauteur de la construction et sont données par la formule

$$q = (48 + 0{,}6\,h)\,k_r\,k_s \;\; kg/m^2. \quad \text{NV 65 page 117.}$$

k_r = coefficient de région [ayant pour valeur pour la région III].

$k_r = 3{,}15$ (extrême) $k_r = 1{,}8$ (normal).

k_s = coefficient de site. ayant pour valeur pour région III

$k_s = 1{,}25$ (site exposé).

donc on aura q_{normal} et $q_{extrême}$.

4.2. Réductions

Dans notre projet on calcule la construction au vent sans réduction à cause du manque de précisions sur la région de Hassi-Messaoud _ on calcule avec la valeur maxi et on sera en sécurité.

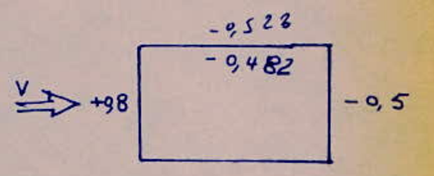
5. Actions intérieures.

La direction du vent étant supposé normale aux parois verticales de la construction. les coefficients à prendre en

Compte sont les suivants :

5.1. Actions moyennes

5.11. Parois verticales.



au vent $C_e = 0,8$.

sous vent $C_e = -0,5$.

5.12 toiture

Ce désignant le coefficient de pression moyen (versant plan) st donné par le tableau de la page 119 du NV65. désigne l'angle en degré du versant plan avec le plan horizontal

Dans notre cas on a $(\alpha \simeq 58°)$

au vent $C_e = -2\left(0,45 - \frac{58}{100}\right) = +0,26$

Sous vent $C_e = -0,5\left(0,6 + \frac{58}{100}\right) = -0,59$.

6. Actions intérieures

Constructions fermées $C_i = \pm 0,3$

7. Actions resultants unitaires. sur les parois de toiture NV65 page 121.

7.1 Parois Verticals.

7.11 actions $-0,3$ (intérieure)

- au vent $C_e - C_i = +0,8 + 0,3 = 1,1$

- sous vent $C_e - C_i = -0,5 + 0,3 = -0,2$.

7.12 actions intérieures $+0,3$

- au vent $C_e - C_i = +0,8 - 0,3 = +0,5$.

- sous vent $C_e - C_i = -0,5 - 0,3 = -0,8$.

7.2 toiture

7.21 actions intérieures $-0,3$

$$C_e - C_i = -0,523 + 0,3 = -0,223$$

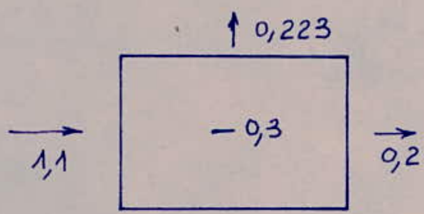
7.22 actions intérieures $+0,3$.

$$C_e - C_i = -0,523 - 0,3 = -0,823.$$

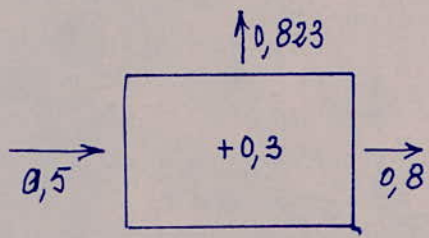
Actions sur la construction : (résumé).

*. au vent. et sous vent.

① $C_i = -0,3$.



② $C_i = +0,3$.



Donc pour le plan vertical on prendra le maximum $C_m = 1,1$ pour le calcul.

* Vérifions :

$$\frac{h}{b} \geq 0,25 \Rightarrow \frac{10,45}{13,30} = 0,7 \quad \text{(vérifié)}.$$

$$\frac{h}{a} = \frac{10,45}{29,15} = 0,4 < 2,5 \quad \text{(vérifié)}.$$

Calcul numérique de la pression du vent :

1. pression normale.

$$q_{normale} = (48 + 0,6 \times 10,50)\, 1,8 \times 1,25 = 123 \ kg/m^2.$$

Comme on l'a dit précédemment on prend $c_m = 1,1$

$$\Rightarrow \quad q_{normale} = 1,1 \times 123 = 136 \ kg/m^2.$$

Soit sur un portique intermédiaire [q/ml].

$$q_n = 136 \times 3,6 = 489 \ kg/ml.$$

Pour le calcul on prend $\underline{q = 0,49 \, t/ml}$.

$$\underline{q_n = 0,49 \, t/ml.}$$

2. pression extrême.

$$q_{extreme} = (48 + 0,6 \times 10,50) \times 3,15 \times 1,25 = 214 \ kg/m^2.$$

De même pour ce cas on prend $c_m = 0,85$

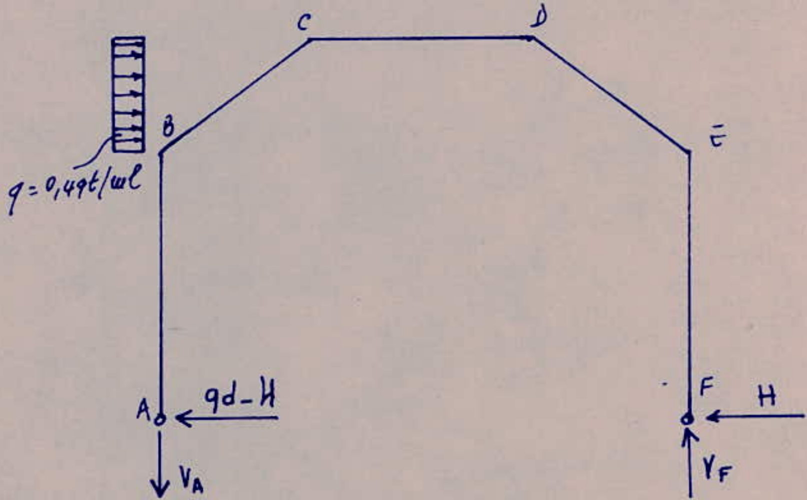
$$q_{ext} = 0,85 \times 214 = 182 \ kg/m^2$$

Soit /ml.

$$q_{ext} = 182 \times 3,6 = 656 \ kg/ml.$$

Pour le calcul on prendra $q_{ext} = 0,700 \, t/ml$.
du au manque de précisions sur la région III

1. partie BC au-vent.



$$V_A = -V_F = qd\,\frac{(h - d/2)}{l} = \frac{0{,}49 \times 2{,}6\,(10{,}45 - 1{,}3)}{12} = 0{,}98\,t.$$

$$H = \frac{qd}{8}\cdot\frac{a^2(8k_1+9) + h\left[2a(5+3k_2) + h(5+6k_2)\right]}{2a^2(k_1+1) + 2ha + h^2(2+3k_2)} = \frac{0{,}49 \times 2{,}6}{8}\cdot \overline{7{,}85}^2(8 \times 1{,}93+9) + 10{,}45\left[2 \times 7{,}85\left(5+3 \times 2{,}758\right)\right.$$

$$H = \frac{0{,}49 \times 2{,}6}{8}\cdot\frac{\overline{7{,}85}^2(8 \times 1{,}93+9) + 10{,}45\left[2 \times 7{,}85\,(5+3 \times 2{,}758) + 10{,}45\,(5+6 \times 2{,}758)\right]}{1647}$$

$$H = 0{,}59\,t.$$

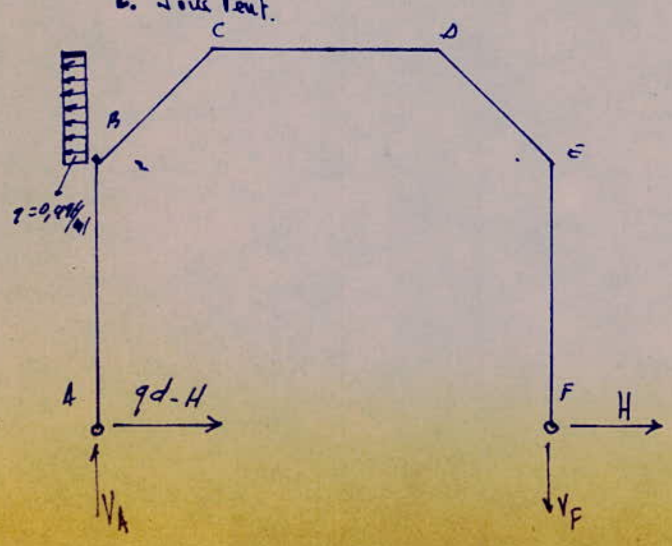
$$M_B = +(qd - H)a = (0{,}49 \times 2{,}6 - 0{,}59)\,7{,}85 = +5{,}40\,tm.$$

$$M_C = V(l - c) - H\cdot h = 0{,}98\,(12 - 2{,}25) - 0{,}59 \times 10{,}45 = +3{,}40\,tm.$$

$$M_D = -Hh + Vc = -0{,}59 \times 10{,}45 + 0{,}98 \times 2{,}25 = -3{,}98\,tm.$$

$$M_E = -Ha = -0{,}59 \times 7{,}85 = -4{,}65\,tm.$$

2. Sous vent.



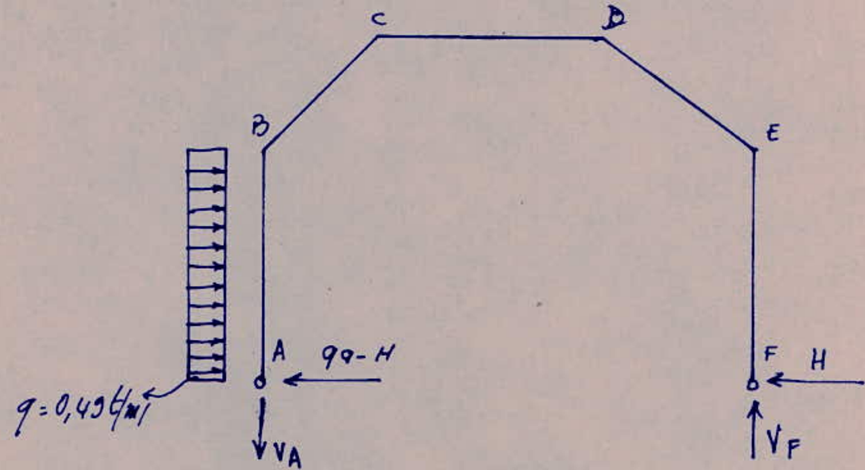
$V_A = -V_F = 0{,}98\,t.$

$H = 0{,}59\,t$

$M_B = -5{,}40\,tm.$ $\quad M_C = -3{,}40\,tm$

$M_D = +3{,}98\,tm$ $\quad M_E = +4{,}65\,tm.$

1, partie AB.



$$V_A = -V_F = \frac{qa^2}{2l} = \frac{0,49 \times \overline{7,85}^2}{2 \times 12} = 1,26\,t.$$

$$H = \frac{qa^2}{8} \cdot \frac{6h(k_2+1) + a(5k_1+6)}{2a^2(k_1+1) + 2ha + h^2(2+3k_2)} = \frac{0,49 \times \overline{7,85}^2}{8} \cdot \frac{6 \times 10,45(2,758+1) + 7,85(5 \times 1,93 + 6)}{1647} = 0,83\,t.$$

$$H = 0,83\,t$$

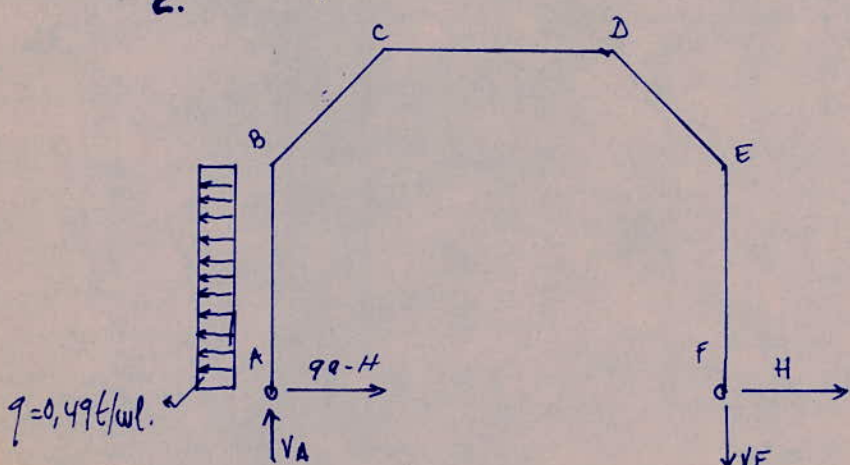
$$M_B = -\frac{qa^2}{2} + (qa - H)a = (0,49 \times 7,85 - 0,83)\,7,85 - \frac{0,49 \times \overline{7,85}^2}{2} = +8,60\,tm.$$

$$M_C = +V(l-c) - Hh = 1,26(12 - 2,25) - 0,83 \times 10,45 = +3,62\,tm.$$

$$M_D = -Hh + Vc = -0,83 \times 10,45 + 1,26 \times 2,25 = -5,84\,tm.$$

$$M_E = -Ha = -0,83 \times 7,85 = -6,52\,tm.$$

2.

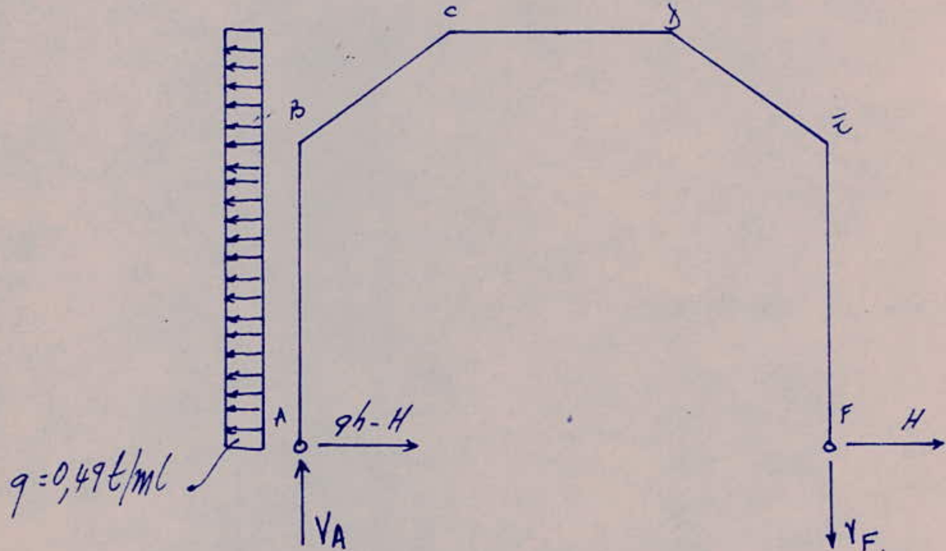


$V_A = -V_F = 1,26\,t.$ $\qquad H = 0,83\,t$

$M_B = -8,60\,tm.$ $\qquad M_D = +5,84\,tm$

$M_C = -3,62\,tm.$ $\qquad M_E = +6,52\,tm.$

1.



$V_A = -V_F = 0,98 + 1,26 = 2,24\,t.$

$H = 0,59 + 0,83 = 1,42\,t.$

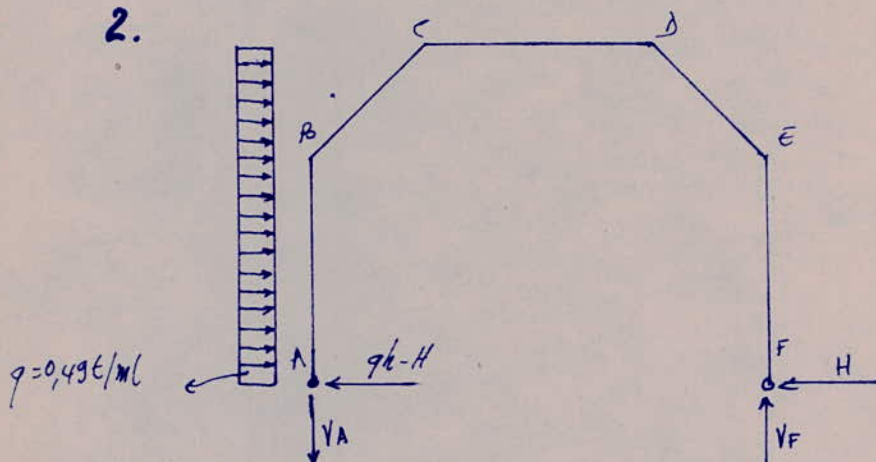
$M_B = -5,40 - 8,60 = -14,00\,tm.$

$M_C = -3,62 - 3,40 = -7,02\,tm.$

$M_D = +5,84 + 3,98 = +9,82\,tm.$

$M_E = 6,52 + 4,65 = +11,17\,tm.$

2.



$V_A = -V_F = 2,24\,t$

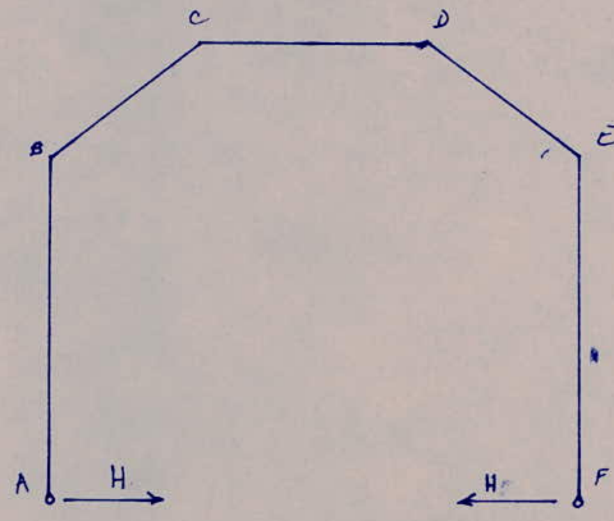
$H = 1,42\,t$

$M_B = +14,00\,tm.$ $M_C = +7,02\,tm.$

$M_D = -9,82\,tm$ $M_E = -11,17\,tm.$

Temperature

1. Elévation : $t = 50°c$.



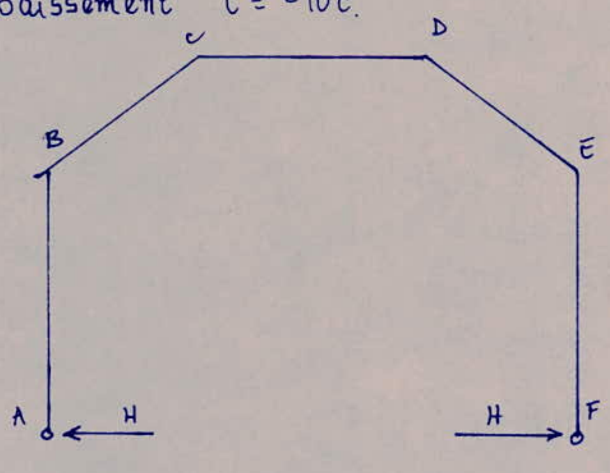
$$H = \frac{3.l.\varepsilon.t.E.I_2}{5\left[2a^2(k_1+1)+2ha+h^2(2+3k_2)\right]} = \frac{3\times12\times10^{-5}\times50\times14.10^8\times0{,}03573}{5\times1647} = 110\,kg.$$

$H = 0{,}11\,t.$

$M_B = M_E = -Ha = -0{,}11\times7{,}85 = -0{,}87\,tm.$

$M_C = M_D = -Hh = -0{,}11\times10{,}45 = -1{,}15\,tm.$

2. Abaissement $t = -10°c$.



$H = 0{,}022\,t.$

$M_B = M_E = +Ha = +0{,}022\times7{,}85 = +0{,}18\,tm.$

$M_C = M_D = +Hh = +0{,}022\times10{,}45 = 0{,}23\,tm.$

Tableau des Charges et Surcharges

* Effet du poids propre du portique.

$\uparrow V_A = \uparrow V_F = 3,94 + 2,88 + 8,42 + 4,90 = 20,14\,t.$

$\overrightarrow{H_A} = \overleftarrow{H_F} = 0,90 + 0,26 = 1,16\,t$

$M_B = M_E = -7,08 - 2,05 = -9,13\,tm.$

$M_C = M_D = -0,55 + 0,53 = -0,02\,tm.$

$M_{max} = +16,60\,tm.$

* Effet de G+P sur le portique.

$\uparrow V_A = V_F = 20,14 + 8,25 + 2,84 + 10,70 = 41,93\,t.$

$\overrightarrow{H_A} = \overleftarrow{H_F} = 1,16 + 1,85 + 0,25 + 1,03 = 4,29\,t.$

$M_B = M_E = -9,13 - 14,53 - 1,97 - 8,10 = -33,73\,tm.$

$M_C = M_D = -0,02 + 0,58 - 0,79 + 3,90 = +3,67\,tm.$

$M_{max} = +30,13 + 16,60 = 46,73\,tm.$

- Appliquons le principe de superposition.

1er Cas: Elévation de Température et partie (AC) du portique sous-vent.

	$\uparrow V_A$ (t)	$\uparrow V_F$ (t)	$\overrightarrow{H_A}$ (t)	$\overleftarrow{H_F}$ (t)	M_B (tm)	M_C (tm)	M_D (tm)	M_E (tm)	M_{max} (tm)
G+P	+41,93	+41,93	+4,29	+4,29	-33,73	+3,67	+3,67	-33,73	+46,73
V	+2,24	-2,24	+3,70	-1,42	-14,00	-7,02	+9,82	+11,17	0
T	0	0	+0,11	+0,11	-0,87	-1,15	-1,15	-0,87	0
Σ	+44,17	+39,69	+8,10	+2,98	-48,6	-4,5	+12,34	-23,43	+46,73

2eme Cas: Elévation de Température et partie (AC) du portique au vent.

	$\uparrow V_A$ (t)	$\uparrow V_F$ (t)	$\overrightarrow{H_A}$ (t)	$\overleftarrow{H_F}$ (t)	M_B (tm)	M_C (tm)	M_D (tm)	M_E (tm)	M_{max} (tm)
G+P	+41,93	+41,93	+4,29	+4,29	-33,73	+3,67	+3,67	-33,73	+46,73
V	-2,24	+2,24	-3,70	+1,42	+14,00	+7,02	-9,82	-11,17	0
T	0	0	+0,11	+0,11	-0,87	-1,15	-1,15	-0,87	0
Σ	+39,69	+44,17	+0,70	+5,82	-20,60	+9,54	-7,30	-45,77	+46,73

3^{eme} Cas : Abaissement de Température et partie (AC) du portique sous vent.

	$\uparrow V_A$ (t)	$\uparrow V_F$ (t)	$\overrightarrow{H_A}$ (t)	$\overleftarrow{H_F}$ (t)	M_B (tm)	M_C (tm)	M_D (tm)	M_E (tm)	M_{max} (tm)
G+P	+41,93	+41,93	+4,29	+4,29	−33,73	+3,67	+3,67	−33,73	+46,73
V	+2,24	−2,24	+3,70	−1,42	−14,00	−7,02	+9,82	+11,17	0
T	0	0	−0,022	−0,022	+0,18	+0,23	+0,23	+0,18	0
Σ	+44,17	+39,69	+7,97	+2,85	−47,55	−3,12	+13,72	−22,38	+46,73

4^{eme} Cas : Abaissement de Température et partie (AC) du portique au vent.

	$\uparrow V_A$ (t)	$\uparrow V_F$ (t)	$\overrightarrow{H_A}$ (t)	$\overleftarrow{H_F}$ (t)	M_B (tm)	M_C (tm)	M_D (tm)	M_E (tm)	M_{max} (tm)
G+P	+41,93	+41,93	+4,29	+4,29	−33,73	+3,67	+3,67	−33,73	+46,73
V	−2,24	+2,24	−3,70	+1,42	+14,00	+7,02	−9,82	−11,17	0
T	0	0	−0,022	−0,022	+0,18	+0,23	+0,23	+0,18	0
Σ	+39,69	+44,17	+0,57	+5,69	−19,55	+10,92	−5,92	−44,72	+46,73

Sollicitations du 1er genre

1. Vérification des contraintes.

1.1 Cisaillement (base du portique).

$$\tau_b = \frac{T}{bZ} = \frac{10060}{35 \times \frac{7}{8} \times 61} = 5{,}39 \, kg/cm^2$$

On doit avoir $\tau_b \leq 1{,}15 \bar{\sigma}_b = 1{,}15 \times 5{,}9 = 6{,}78 \, kg/cm^2$.

on a bien $\tau_b = 5{,}39 \, kg/cm^2 < 1{,}15 \, \bar{\sigma}_b = 6{,}78 \, kg/cm^2$.

1.2 Ecrasement (base du portique).

$$\sigma_b' = \frac{44{,}2 \cdot 10^3}{35 \times 65} = 19{,}43 \, kg/cm^2 < \bar{\sigma}_{b_0}' = 68{,}5 \, kg/cm^2$$

1.3 Contraints dans le Béton (prédimensionnement).

1. Section (B) de AB.

$$\sigma_b' = \frac{N}{A} + \frac{M}{I/v} = \frac{44{,}2 \cdot 10^3}{35 \times 180} + \frac{48{,}6 \cdot 10^5}{1{,}89 \cdot 10^5} = 33 \, kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b'$$

Section milieu de AB

$$\sigma_b' = \frac{44{,}2 \cdot 10^3}{35 \times 122} + \frac{38 \cdot 10^5}{8{,}6 \cdot 10^4} = 54{,}6 \, kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b'$$

2. Section B de BC

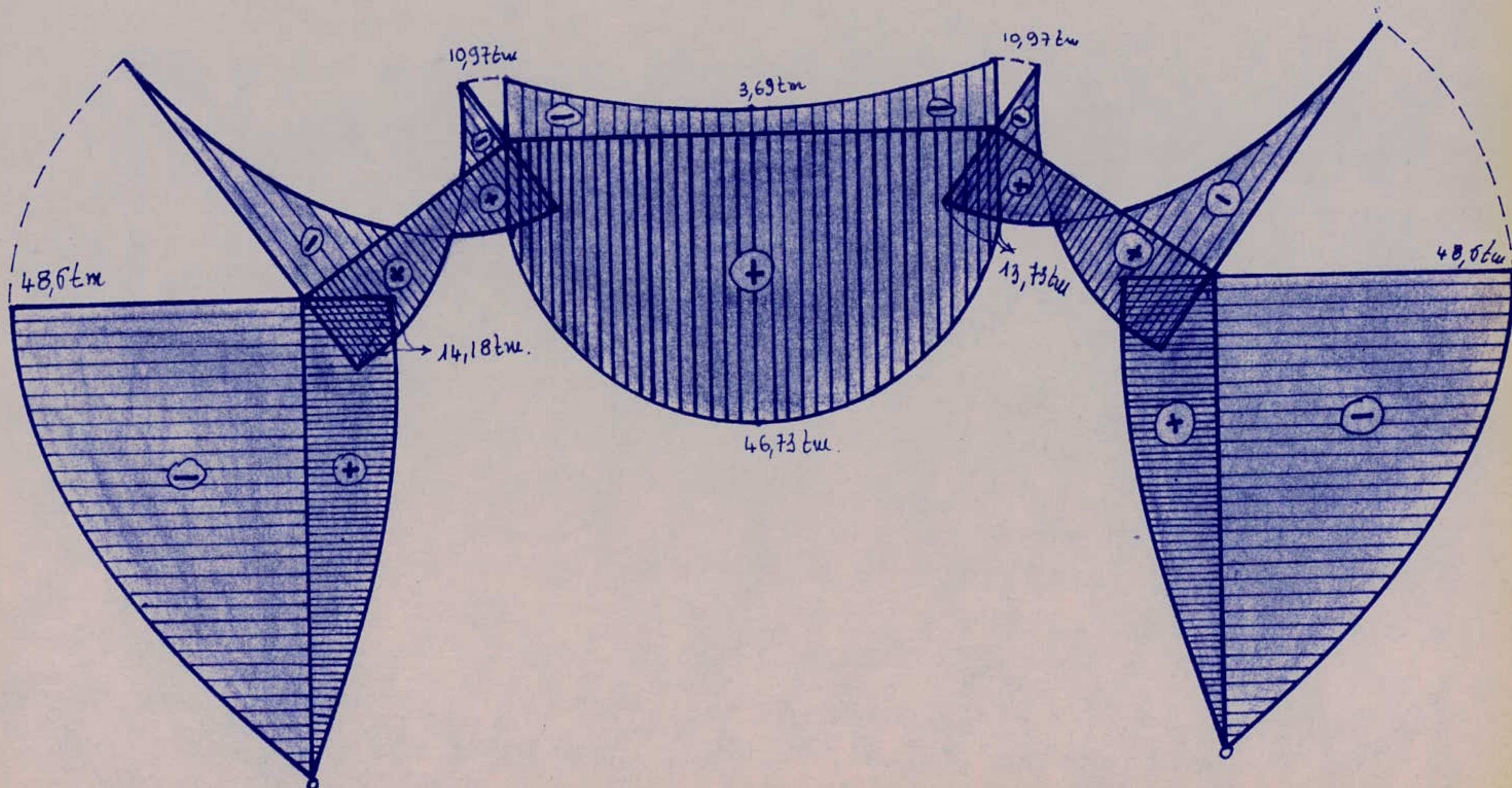
$$\sigma_b' = \frac{31{,}7 \cdot 10^3}{35 \times 103} + \frac{48{,}6 \cdot 10^5}{6{,}1 \cdot 10^4} = 88{,}5 \, kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b'$$

3. Section intermédiaire de (CD) $M_{max} = 46{,}73 \, tm$.

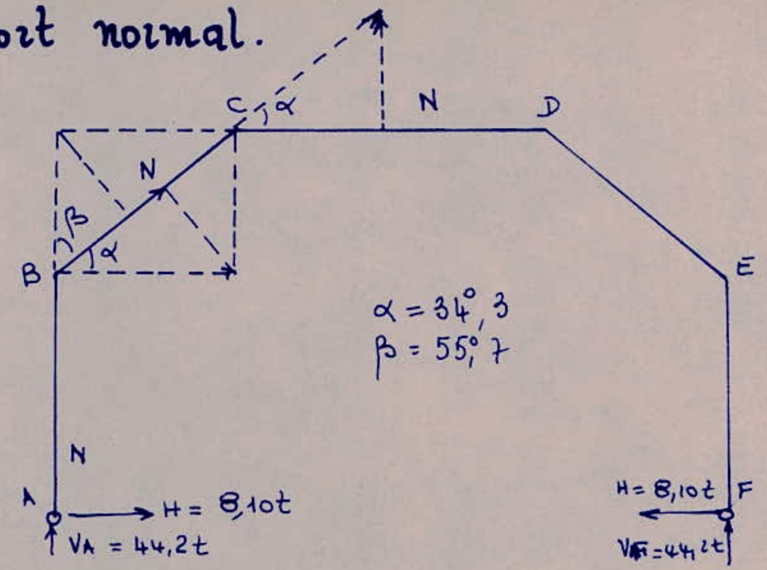
$$\sigma_b' = \frac{26{,}5 \cdot 10^3}{35 \times 103} + \frac{46{,}73 \cdot 10^5}{5{,}01 \cdot 10^4} = 100{,}7 \, kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b'$$

Les contraints du 1er genre sont les plus défavorables.

Diagramme enveloppe du moment fléchissant (M).



Effort normal.



1er Calcul avec $V_A = 44,2t$.

1. (AB) en A $N = 44,2t$

en B $N = 44,2 - 8,42 - 4,90 = 30,88t$

(influence du poids propre et éléments préfabriqués).

2. (BC) en B. $N = 30,88 \cos\beta = 30,88 \times 0,563 = 17,41t$.

en C $N = 17,41 - 0,35 \times 1,07 \times 2,72 \times 2,500 \times \cos\beta =$

$N = 17,41 - 1,43 = 15,98t$.

3. (CD)

$N = 15,98 \cos\alpha = 15,98 \times 0,826 = 13,21t$.

2e Calcul avec $H = 8,10t$.

1. (AB) $N = 0$.

2. (BC) en B $N = 8,10 \cos\alpha = 8,10 \times 0,826 = 6,70t$.

en C $N = 6,70 - 1,43 = 5,27t$.

3. (CD) $N = 5,27 \cos\alpha = 5,27 \times 0,826 = 4,36t$.

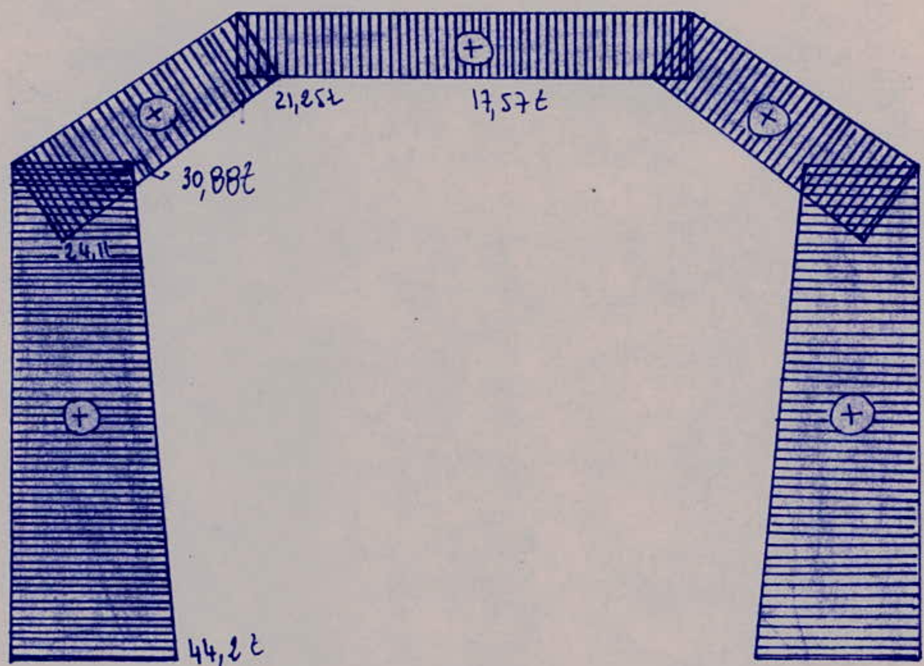
- principe de superposition

① (AB) A $N = 44,2t$.
B $N = 30,88 + 0 = 30,88t$

② (BC) B $N = 17,41 + 6,70 = 24,11t$
C $N = 15,98 + 5,27 = 21,25t$

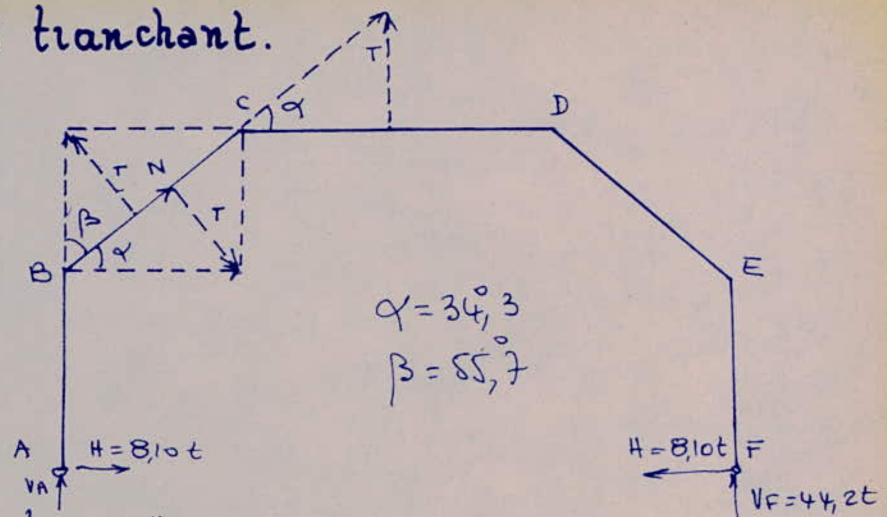
③ (CD) $N = 13,21 + 4,36 = 17,57t$.

Diagramme de l'effort normal. (N)



* l'effort normal est un effort de Compression.

Effort tranchant.



1er Calcul avec V_A.

1. (AB) $T_A = 0$
   $T_B = 0$

2. (BC) $T_B = -30{,}88 \sin\beta = -30{,}88 \times 0{,}826 = -25{,}51\,t$.

3. (CD) $T_C = -15{,}98 \sin\alpha = -15{,}98 \times 0{,}563 = -8{,}99\,t$.

2e Calcul avec H.

1. (AB) $T_B = H = +8{,}10\,t$. ; $T_A = H + \frac{q\,l}{2}$ (vent) $= 8{,}10 + 1{,}96 = 10{,}06\,t$.

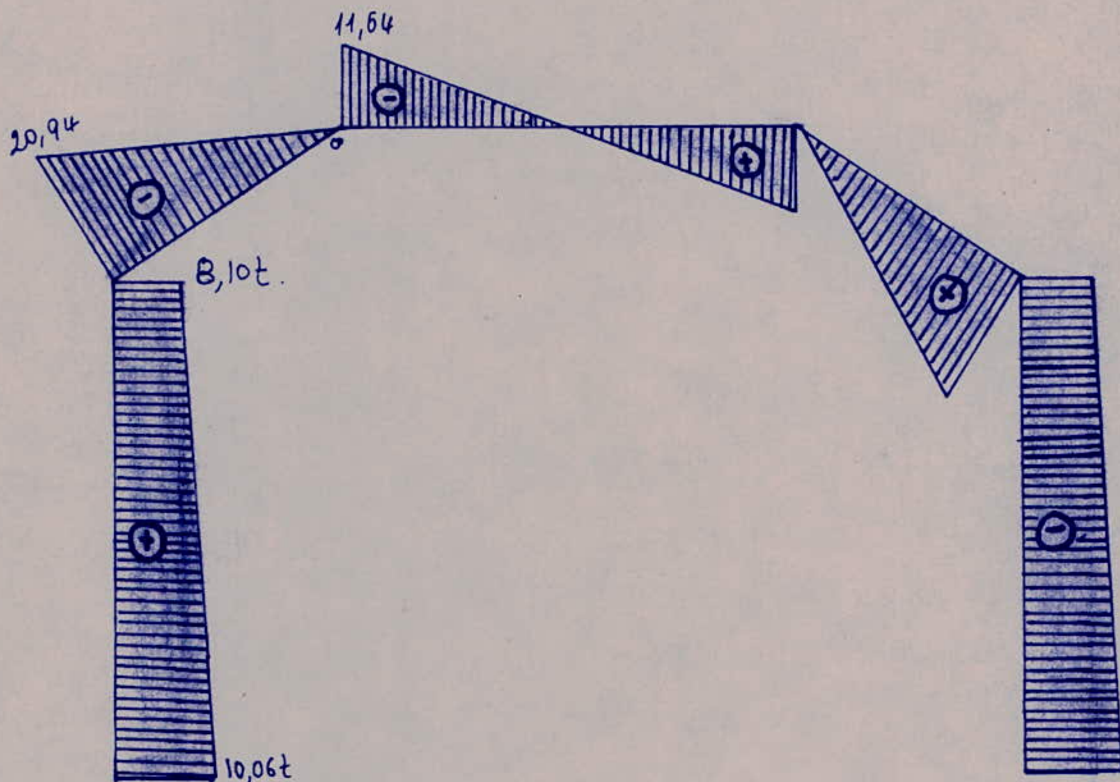
2. (BC) $T = +8{,}10 \sin\alpha = +8{,}10 \times 0{,}563 = +4{,}57\,t$.

3. (CD) $T = -8{,}10 \cos\alpha \cos\alpha = -2{,}65\,t$.

- principe de superposition.

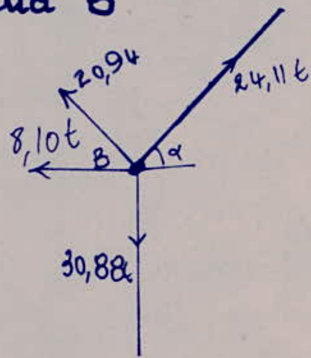
1. (AB) $T_B = +8{,}10\,t$.
   $T_A = 10{,}06\,t$.
2. (BC) $T_B = -25{,}51 + 4{,}57 = -20{,}94\,t$.
   $T_C = 0$. (M_{max}).
3. (CD) $T_C = -8{,}99 - 2{,}65 = -11{,}64\,t$.

Diagramme de l'effort tranchant (T)



Vérifications des nœuds B et C.

1. noeud B



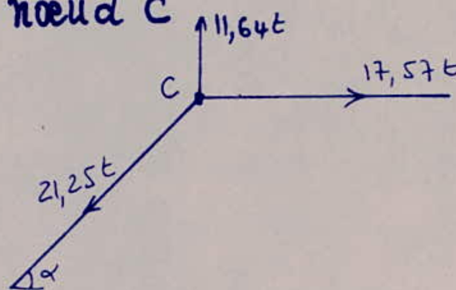
$\Sigma \uparrow = -30,88 + 20,94 \sin\beta + 24,11 \sin\alpha =$

$= -30,88 + 17,30 + 13,57 = -0,01t. \simeq 0.$ (négligeable).

$\Sigma \rightarrow = +24,11 \cos\alpha - 20,94 \cos\beta - 8,10 =$

$= +19,91 - 11,79 - 8,10 = -0,02t \simeq 0$ (négligeable).

2. nœud C



$\Sigma \uparrow = +11,64 - 21,25 \sin\alpha = 11,64 - 11,95 = -0,31t.$ (négligeable).

$\Sigma \rightarrow = +17,57 - 21,25 \cos\alpha = 17,57 - 17,55 = +0,015t$ (négligeable)

Donc les nœuds sont en équilibre

Sollicitations du 2° genre :

a. Cas normal

Elements constituants la toiture :

Seule la surcharge, d'exploitation, sera majorée par 1,5 au lieu de 1,2 par rapport aux sollicitations du 1er genre :

Donc : on aura : $Q = G + 1,5(P)$

or, $G = 582 \text{ kg/m}^2$ (voir sollicit. du 1er genre)

$(P) = 175 \text{ kg/m}^2$

$\Rightarrow \quad Q = 844,5 \text{ kg/m}^2$

on prendra $\underline{Q = 850 \text{ kg/m}^2}$

Calcul avec charges et Surcharges :

1. dalle horizontale

On appellera q, la charge par ml revenant au portique dans sa partie horizontale :

$$q = 2335 \text{ kg/ml}$$

Donc, on aura :

$V_A = V_F = 8,77 \text{ t}$

$H = 1,97 \text{ t}$

$M_B = M_E = -15,48 \text{ t.m}$

$M_C = M_D = -0,89$

$M_{max} = 31,95 \text{ t.m}$

2. <u>dalle inclinée</u> :

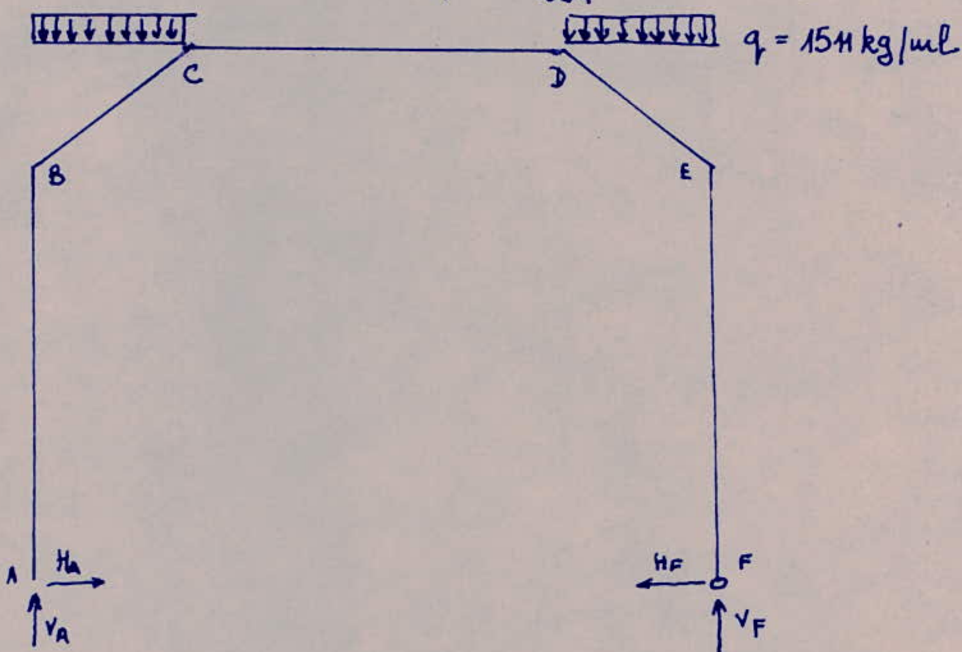
q_0 la charge revenant par ml, au portique :

Dans ce cas :

$$q_0 = 1275 \text{ kg/ml}.$$

horizontalement, q_0 devient

$$q = \frac{q_0}{\cos\alpha} = 1511 \text{ kg/ml}$$



$$V_A = V_F = q \cdot c = 1{,}511 \times 2{,}3 = 3{,}476 \text{ t}$$

$$H = 0{,}290 \text{ t}$$

$$M_B = M_E = -Ha = -2{,}70 \text{ t.m}$$

$$M_C = M_D = -Ha + \frac{qc^2}{2} = 0{,}967 \text{ t.m}.$$

4. Poutres (Réactions des poutres sur le portique).

a. 1. Réaction de la dalle horizontale

$$\frac{3,25 \times 850}{3,6} = 767,36 \text{ kg/ml}$$

2. Reaction de la dalle incliné :

$$\frac{3,20 \times 850}{3,6} = 755,55 \text{ kg/ml}$$

3. poids propre de la poutre : 300 kg/ml

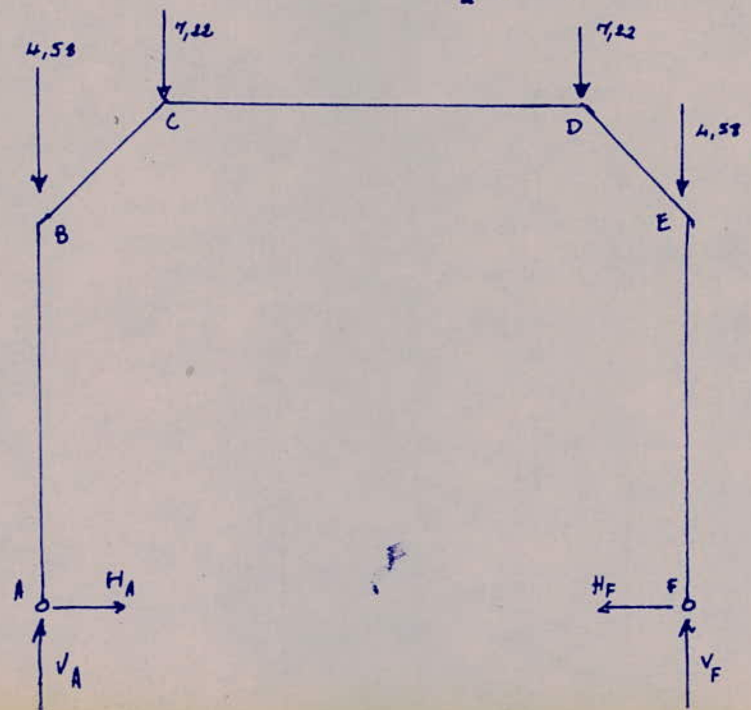
4. Surcharge : 79 kg/ml

$\Rightarrow \quad T_1 = 7,22 t$

b. Poutres de Rives :

1. dalle incliné : 644 kg/ml
2. Surcharge : 45 kg/ml
3. p.p 300 kg/ml.

$T_2 = 4,58 t$



$V_A = V_F = 11,8 t$

$H = 1,14 t$

$M_B = M_E = -8,95 t.m$

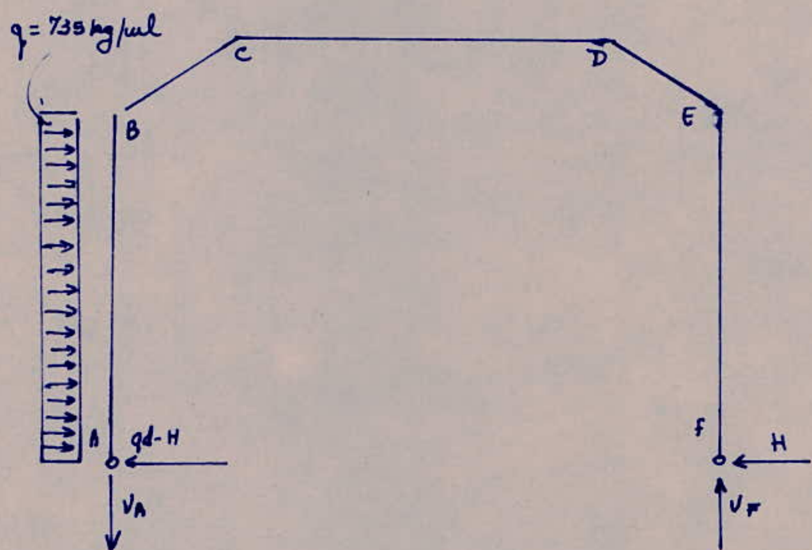
$M_C = M_D = 4,34 t.m$

Effet du vent :

- Dans le calcul du 2° genre, il faut tenir compte du fait que la surcharge dûe au vent est majorée par le coefficient 1,5.

Donc, dans ce cas, on aura :

$$q = 735 \text{ kg/ml}$$



$V_A = -V_F = 1{,}89$ t

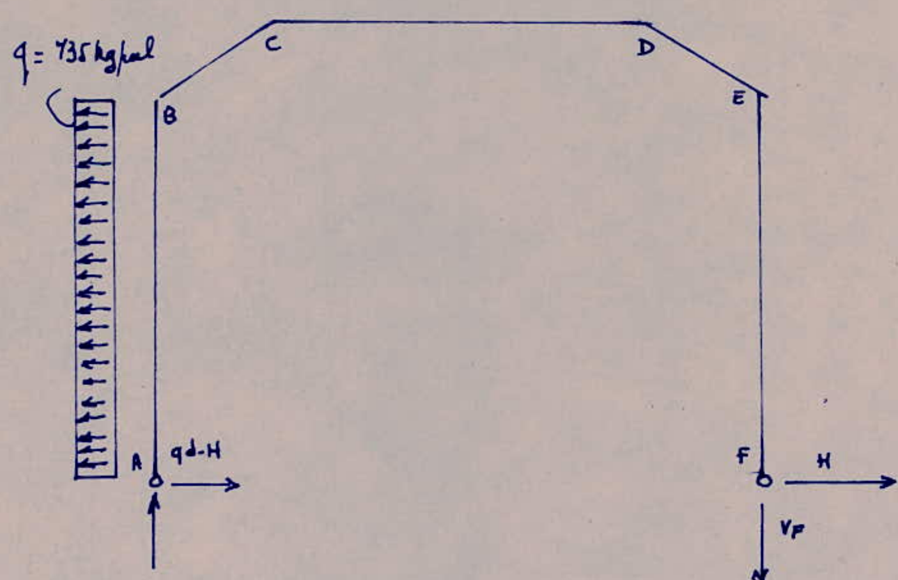
$H = 1{,}35$ t

$M_B = 12{,}05$ t.m

$M_C = +3{,}84$ t.m

$M_D = -9{,}39$ t.m

$M_E = -10{,}6$ t.m.



$V_A = -V_F = 1{,}89$ t

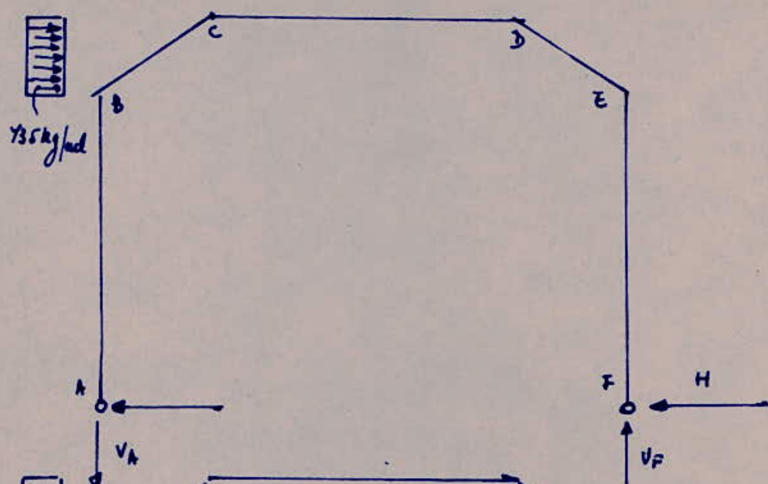
$H = 1{,}35$ t

$M_B = -12{,}05$ t.m

$M_C = -3{,}84$ t.m

$M_D = 9{,}39$ t.m

$M_E = 10{,}6$ t.m.



$V_A = -V_F = 1,38\ t$

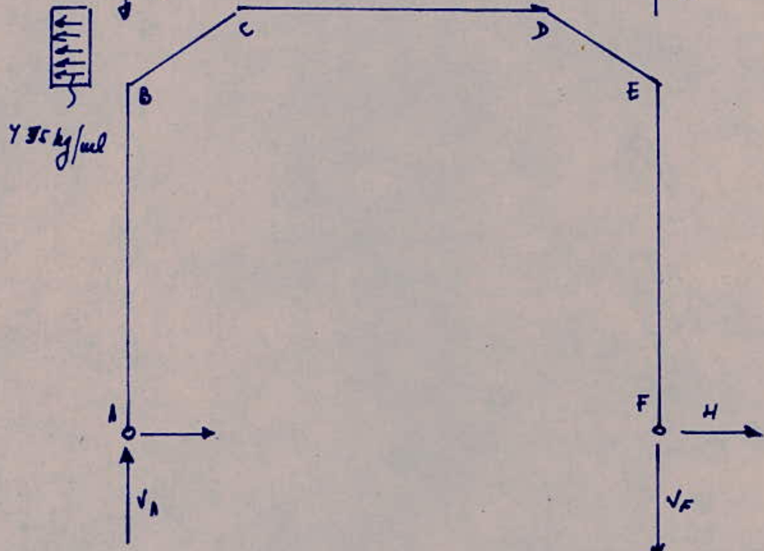
$H = 0,89\ t$

$M_B = 7,43\ t.m$

$M_C = 3,80\ t.m$

$M_D = -5,73\ t.m$

$M_E = -7,00\ t.m$.



$V_A = -V_F = 1,38\ t$

$H = 0,89\ t$

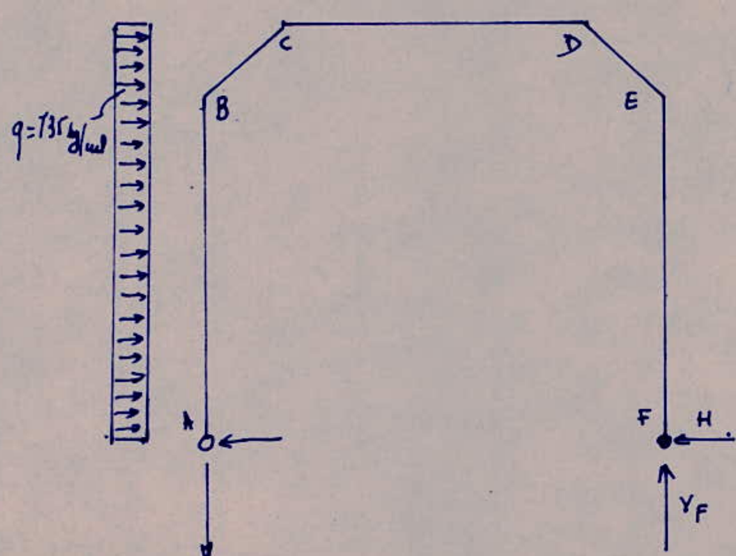
$M_B = -7,43\ t.m$

$M_C = -3,80\ t.m$

$M_D = 5,73\ t.m$

$M_E = 7,00\ t.m$

La combinaison des 2 surcharges donne:



$V_A = -V_F = 3,27\ t$

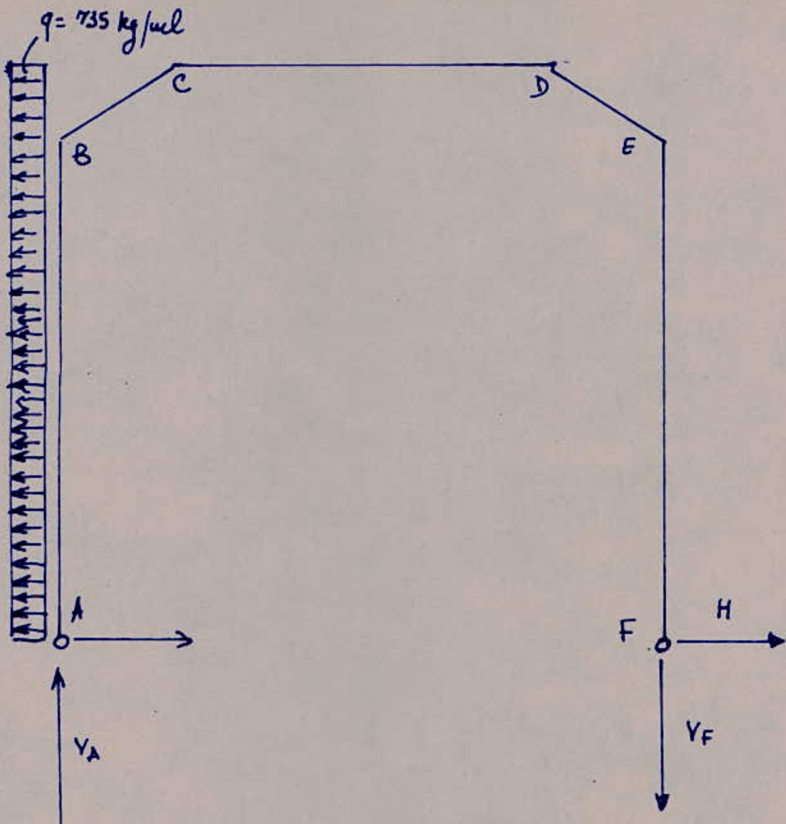
$H = 2,25\ t$

$M_B = 19,48\ t.m$

$M_C = 7,64\ t.m$

$M_D = -15,12\ t.m$

$M_E = -17,60\ t.m$



$V_A = - V_F = 3,27\ t$

$H = 2,25\ t$

$M_B = - 19,48\ t.m$

$M_C = - 7,64\ t.m$

$M_D = 15,12\ t.m$

$M_E = -17,60\ t.m$

Effet de température :

La surcharge, due à la température reste la même que celle, trouvée au 1er genre de calcul, des efforts, et des moments a déjà été fait, dans la consideration des sollicitations du 1er genre.

Effet du au poids propre

1. partie horizontale

Seule la valeur de la surcharge (P) sera majorée par le coefficient 1,5 au lieu de 1,2 par rapport aux sollicitations du 1er genre.

Dans ce cas, on trouve alors :

$$\underline{q = 1120 \text{ kg/ml}}$$

D'où, pour le portique, on aura :

$V_A = V_F = 4,26\ t$

$H = 0,94\ t$

$M_B = M_E = -7,30\ t.m$

$M_D = M_C = -0,46\ t.m$

$M_{max} = 16,82\ t.m$.

2. Partie inclinée

Dans ce cas : $\underline{q = 1327 \text{ kg/ml}}$

$V_A = V_F = 2,93\ t$

$H = 0,28\ t$

$M_B = M_E = -2,89\ t.m$

$M_C = M_D = 0,70\ t.m$

3. Partie montante (AB et EF)

de calcul reste le même que celui donné par la considération des sollicitations du 1er genre. $V_A = V_F = 8,42\ t$

Combinaison des effets du poids propre :

$$V_A = V_F = 4{,}90 + 8{,}25 + 4{,}26 + 2{,}93 = 20{,}34\ t$$

$$H_A = H_F = 0{,}94 + 0{,}28 = 1{,}22\ t$$

$$M_B = M_E = -10{,}19\ t.m$$

$$M_C = M_D = 0{,}24\ t.m$$

$$M_{max} = 16{,}82\ t.m$$

Combinaison des effets du poids propre + 1,5 (P) :

$$V_A = V_F = 20{,}34 + 8{,}77 + 3{,}48 + 11{,}48 = 44{,}07\ t$$

$$H_A = H_F = 1{,}22 + 1{,}97 + 0{,}290 + 1{,}14 = 4{,}62\ t$$

$$M_B = M_E = -10{,}19 - 15{,}48 - 2{,}70 - 8{,}95 = -37{,}32\ t.m$$

$$M_C = M_D = 0{,}24 - 0{,}89 + 0{,}97 + 4{,}34 = 4{,}66\ t.m$$

$$M_{max} = 16{,}82 + 31{,}95 = 48{,}77\ t.m.$$

Sollicitations du 2° Genre : $S_2 = (G) + 1{,}5(P) + 1{,}5(V) + (T)$

Principe de superposition

1er cas : Elévation de temperature et partie montante sous-vent

	V_A (t)	V_F (t)	H_A (t)	H_F (t)	M_B (t.m)	M_C (t.m)	M_D (t.m)	M_E (t.m)	M_{max} (t.m)
G + 1,5 P	44,070	44,070	4,620	4,620	-37,320	4,660	4,660	-37,320	48,770
1,5(V)	3,270	-3,270	+5,450	-2,250	-19,480	-7,640	15,120	17,600	0
(T)	0	0	0,110	0,110	-0,870	-1,150	-1,150	-0,870	0
$\sum$	47,340	40,800	10,180	2,480	-57,670	-4,130	18,630	-20,590	48,770

2° cas : Elévation de température et partie montante au vent

	V_A (t)	V_F (t)	H_A (t)	H_F (t)	M_B (t.m)	M_C (t.m)	M_D (t.m)	M_E (t.m)	M_{max} (t.m)
G + 1,5 P	44,07	44,07	4,62	4,62	-37,32	4,66	4,66	-37,32	48,77
1,5 (V)	-3,270	3,270	-5,450	2,250	19,480	7,640	-15,120	-17,600	0
T	0	0	0,110	0,110	-0,870	-1,150	-1,150	-0,870	0
$\sum$	40,800	47,340	-0,720	6,980	-18,710	11,150	-9,310	-55,790	48,770

3° cas : abaissement de temperature et partie montante du portique sous-vent

	$\uparrow V_A$ (t)	$\uparrow V_F$ (t)	$\overrightarrow{H_A}$ (t)	$\overleftarrow{H_F}$ (t)	M_B (t.m)	M_C (t.m)	M_D (t.m)	M_E (t.m)	M_{max} (t.m)
G+1,5P	44,07	44,07	4,62	4,62	-37,32	4,66	4,66	-37,32	48,770
1,5 V	3,270	- 3,270	5,450	-2,250	-19,480	- 7,640	15,120	17,600	0
T	0	0	- 0,022	- 0,022	0,180	0,230	0,230	0,180	0
Σ	47,340	40,800	10,048	2,348	- 56,620	- 2,750	20,010	-19,540	48,770

4° cas : abaissement de temperature et partie montante au vent

	$\uparrow V_A$ (t)	$\uparrow V_F$ (t)	$\overrightarrow{H_A}$ (t)	$\overleftarrow{H_F}$ (t)	M_B (t.m)	M_C (t.m)	M_D (t.m)	M_E (t.m)	M_{max} (t.m)
G+1,5P	44,07	44,07	4,62	4,62	- 37,32	4,66	4,66	- 37,32	48,77
1,5 V	- 3,270	3,270	- 5,450	2,250	19,490	7,640	- 15,120	- 17,600	0
T	0	0	- 0,022	- 0,022	0,180	0,230	0,230	1,80	0
Σ	40,800	47,340	- 0,852	6,848	- 17,660	12,530	- 10,230	54,740	48,770

- <u>Verification de la contrainte dans le béton</u>

  - <u>base du portique</u>

$$\sigma'_b = \frac{N}{B} = \frac{47,4\,10^5}{35 \times 65} = 20,83 \text{ bars} < 103 \text{ bars}.$$

On voit que le 1er genre est plus défavorable, car le rapport des contraintes obtenues dans le 2e genre est plus faible que le rapport des contraintes du 1er genre.

- <u>Section (B)</u>

$$I/V = 1,89\,10^5 \text{ cm}^4$$

$$\sigma'_b = \frac{N}{A} + \frac{MV}{I} = \frac{47,401\,10^3}{35 \times 122} + \frac{57,670\,10^5}{1,89\,10^5} = 41,62 \text{ bars} < 206 \text{ bars}$$

Dans ce cas, on remarque aussi que le 1er genre est plus défavorable.

- Section B (BC)

$$I/V = 6,18\,10^4 \text{ cm}^4$$

$$\sigma'_b = 8,60 + 92,8 = 101,4 \text{ bars} < 206 \text{ bars}.$$

- <u>Section C (B.C)</u>

$$I/V = 6,18\,10^4 \text{ cm}^4$$

$$\sigma'_b = 30,15 \text{ bars} < 206 \text{ bars}.$$

- <u>Section intermediaire</u>:

$$M = 48,770 \text{ t.m}.$$

$$\sigma'_b = 105,4 \text{ bars} < 206 \text{ bars}.$$

<u>Conclusion :</u>

On remarque, que dans toutes les sections, les sollicitations du 2e genre sont moins défavorables que les sollicitations du 1er genre.

b. cas extrême

$$(S'_2) = (G) + (P) + \gamma_W (W) + (T) \quad \text{(C.CBA 68 , art 7,6)}$$

(W) : surcharge dûe au vent extrême

$$\gamma_W = 1{,}10 - 0{,}5 \frac{(P_{g,max})}{(G)} \quad \text{si} \quad (P_{g,max}) < 0{,}2\,(G)$$

$$\gamma_W = 1 \quad \text{, dans les autres cas}$$

Or, dans notre cas : $(P_{g,max}) > 0{,}2\,(G)$

$$\Longrightarrow \gamma_W = 1$$

Par conséquent, $(S'_2) = (G) + (P) + (W) + (T)$

Les efforts et les moments dûs à (G), (P), (T) ont déja été calculé, dans la considération du 1er genre. Il ne reste que ceux dûs à (W).

- Vent extrême (W) :

on sait que $q_e = 700$ kg/ml (voir precedemment).

Donc, on voit que $q_e < 1{,}5 q$, et puisque les efforts et moments dus, au vent, sont directement proportionnels à q, par conséquent les efforts et moments obtenus pour le cas extrême ~~seront~~ sont inferieures à ceux donnés par q (cas normal)

Conclusion :

La combinaison des différents efforts et différents moments, donnent des resultats inferieurs à ceux donnés par le cas normal.

Donc, le cas normal, dans la considération du 2e genre est plus défavorable que le cas extrême.

Ferraillage du Portique

On ferraille le portique symétriquement, car la direction du vent et la variation de la température sont quelconques.

- On le ferraille avec les plus grands efforts (M, T, N).
- On tire des tableaux des charges et surcharges les efforts les plus défavorables. soit :

$V_A = V_F = 44{,}2t.$

$H_A = H_F = 8{,}10t.$

$M_B = M_E = -48{,}6\,tm.$

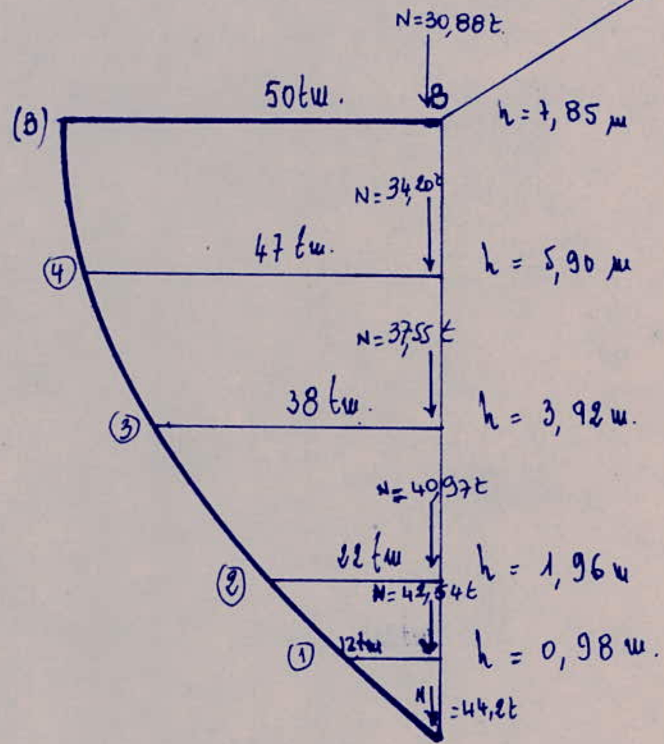
$M_C = M_D = +13{,}72\,tm$ ou $(-7{,}30\,tm)$. (inversement du sens de M).

M_{max} (traverse) $= +46{,}73\,tm.$

- On fera 4 sections en partie AB du portique pour avoir un ferraillage correspondant aux efforts dans chaque section de AB.
- Pour les noeuds où le sens du moment est inversé on calcule le ferraillage nécessaire pour équilibrer le moment positif, puis l'on calcule l'autre ferraillage pour équilibrer le moment négatif ou bien si la différence des moments n'est pas très grande, ferrailler la section symétriquement avec le plus grand moment en valeur absolue.
- Dans notre cas la fissuration est peu nuisible $(1{,}5.10^6)$ à chaque cas vérifier que $\sigma_1 > \sigma_a$. on prendra généralement pour Fe E40 $\sigma_a = 2000\,kg/cm^2$ pour ne pas vérifier à chaque fois.
- Armatures transversales $\phi 6$ Fe E24.

Partie (AB).

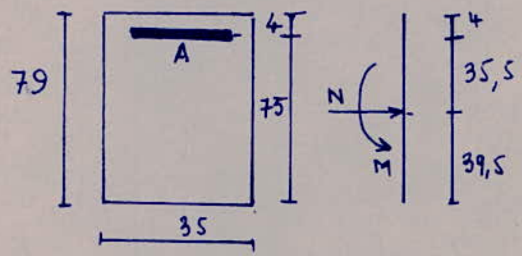
Nous faisons 4 sections dans la partie AB pour pouvoir l'armer convenablement.



Partie AB

Section 1. ($h = 0,98 m$).

$$M = -12\ tm \qquad N = +42,54 t.$$



Nous avons $e_0 = \dfrac{M}{N} = \dfrac{12.10^2}{42,54} = 28,21\ cm > \dfrac{h_t}{6} = \dfrac{79}{6} = 13,17\ cm.$

la section est donc partiellement comprimée.

Comme $e_0 = 28,21 < \dfrac{h_t}{2} = \dfrac{79}{2} = 39,5\ cm.$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 0,30\left(1 + \frac{28,21}{3 \times 13,17}\right) 229,16 = 117\ kg/cm^2.$$

Le moment de flexion par rapport aux aciers tendus /c.d.g. a pour valeur:

$$\mathcal{M} = 12 + 42,54 \times 0,355 = 27,11\ tm.$$

En flexion simple, sous l'effet de $\mathcal{M}$, on a:

$$\mu = \frac{nM}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 27,11 .10^5}{1000 \times 35 \times 75^2} = 0,2065.$$

$$\mu = 0,2083 \Rightarrow k = 15,0 \qquad \Rightarrow \varepsilon = 0,8333.$$

$$\sigma'_b = \frac{1000}{15} = 67\ kg/cm^2 < 117\ kg/cm^2.$$

$$A_1 = \frac{M}{\sigma_a \varepsilon h} = \frac{27,11.10^5}{1000 \times 0,8333 \times 75} = 43,37\ cm^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a} = 43,37 - \frac{42,54.10^3}{1000} = 0,83\ cm^2.$$

On mettra 2T14 + 2T12 (vu que section 2) = ($5,34\ cm^2$)

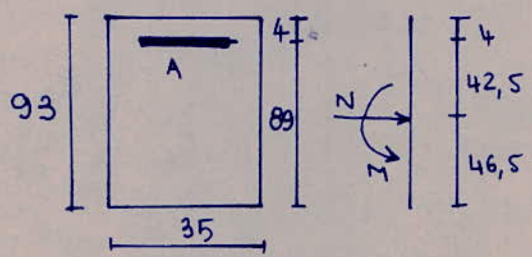
$$\omega_f = \frac{5,34}{35 \times 8} = 0,01907.$$

$$\sigma_1 = 1,5.10^6 \cdot \frac{1,6}{[illegible]} \cdot \frac{0,01907}{1+10 \cdot 0,01907} = 2745\ k/cm^2 > 1000\ k/cm^2$$

Section.2. ($h = 1,96\,m$)

$M = -22\,tm \quad N = +40,87\,t.$

fissuration peu nuisible.



$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{22.10^2}{40,87} = 53,82\ cm > \frac{h_t}{6} = 15,5\,cm.$$

la section est partiellement comprimée.

$$e_o = 53,82\ cm > \frac{h_t}{2} = 46,5\ cm \Rightarrow \bar{\sigma}_b' = 137,5\,kg/cm^2.$$

$$\mathcal{M} = 22 + 40,7 \times 0,425 = 39,3\,tm.$$

$$\mu = \frac{15 \times 39,3.10^5}{2000 \times 35 \times \overline{89}^2} = 0,1063.$$

$$\mu = 0,1068 \Rightarrow k = 23,7 \Rightarrow \varepsilon = 0,8708$$

$$\sigma_b' = \frac{2000}{23,7} = 85\,kg/cm^2 < 137,5\,kg/cm^2$$

$$A_1 = \frac{39,3.10^5}{2000 \times 0,8708 \times 89} = 25,36\ cm^2.$$

$$A = 25,36 - \frac{40,87.10^3}{2000} = 4,93\ cm^2.$$

on mettra 2T14+2T12 ($5,34\ cm^2$)

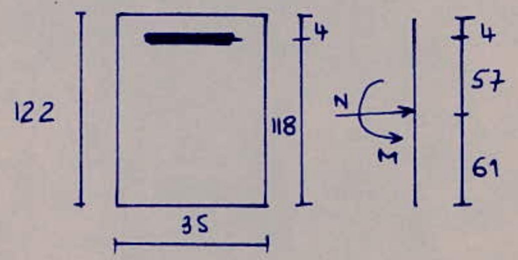
Vérifions que $\sigma_1 < \sigma_a = 2000\,kg/cm^2$.

$$\varpi_f = \frac{5,34}{35 \times 8} = 0,01907$$

$$\sigma_1 = 1,5.10^6 . \frac{1,6}{14} . \frac{0,01907}{1+0,1907} = 2745\,kg/cm^2 > 2000\,kg/cm^2. \text{ (vérifié)}$$

Section . 3. $(h = 3{,}92\,m)$

$$M = -38\,tm \qquad N = +37{,}55\,t.$$



$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{38.10^2}{37{,}55} = 101{,}2\text{ cm} > \frac{h_t}{6} = \frac{122}{6} = 20{,}33\text{ cm}.$$

la section est donc partiellement comprimé.

$$e_0 = 101{,}2\text{ cm} > \frac{h_t}{2} = 61\text{ cm}. \Rightarrow \bar{\sigma}_b' = 137{,}5\text{ kg/cm}^2.$$

$$\mathcal{M} = 38 + 37{,}55 \times 0{,}57 = 59{,}41\,tm.$$

$$\mu = \frac{15 \times 59{,}41.10^5}{2800 \times 35 \times 118^2} = 0{,}0653$$

$$\mu = 0{,}0655 \Rightarrow k = 32{,}4 \Rightarrow \varepsilon = 0{,}8945$$

$$\sigma_b' = \frac{2800}{32{,}4} = 87\text{ kg/cm}^2 < 137{,}5\text{ kg/cm}^2$$

$$A_1 = \frac{59{,}41.10^5}{2800 \times 0{,}8945 \times 118} = 20{,}11\text{ cm}^2.$$

$$A = 20{,}11 - \frac{37{,}55.10^3}{2800} = 6{,}70\text{ cm}^2.$$

soit : $4T14 + 2T10$ $(7{,}72\text{ cm}^2)$.

Vérifions que $\sigma_1 > \bar{\sigma}_a = 2800\text{ kg/cm}^2$.

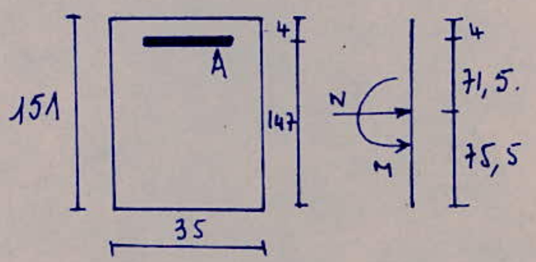
$$\varpi_f = \frac{7{,}72}{35 \times 10} = 0{,}02205$$

$$\sigma_1 = 1{,}5.10^6.\frac{1{,}6}{14}.\frac{0{,}02205}{1 + 10 \cdot 0{,}02205} = 3097\text{ kg/cm}^2 > 2800\text{ kg/cm}^2$$

(vérifié).

Section. 4. ($h = 5{,}90\,m$)

$$M = -47\ tm \qquad N = +34{,}20\,t.$$



$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{47.10^2}{34{,}20} = 137{,}4\ cm > \frac{h_t}{6} = \frac{151}{6} = 25{,}16\ cm.$$

la section st partiellement comprimée

$$e_0 = 137{,}4\ cm > \frac{h_t}{2} \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 137{,}5\ kg/cm^2$$

$$\mathcal{M} = 47 + 34{,}2 \times 0{,}715 = 71{,}46\ tm.$$

$$\mu = \frac{15 \times 71{,}46 \cdot 10^5}{2800 \times 35 \times 147^2} = 0{,}05065$$

$$\Rightarrow \mu = 0{,}0511 \Rightarrow k = 37{,}8 \Rightarrow \varepsilon = 0{,}9053$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{37{,}8} = 74\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 137{,}5\ kg/cm^2.$$

$$A_1 = \frac{71{,}46 \cdot 10^5}{2800 \times 0{,}9053 \times 147} = 19{,}18\ cm^2.$$

$$A = 19{,}18 - \frac{34{,}2}{2800} = 6{,}96\ cm^2$$

soit $4T14 + 2T10$ ($7{,}72\ cm^2$).

Vérifions la Condition de non fissuration $\sigma_1 > \bar{\sigma}_a = 2800$

$$\bar{\omega}_f = \frac{7{,}72}{35 \times 10} = 0{,}02205.$$

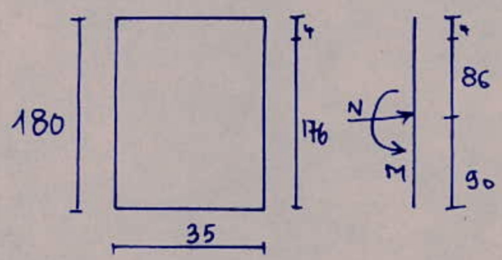
$$\sigma_1 = 1{,}5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1{,}6}{14} \cdot \frac{0{,}02205}{1 + 10 \times 0{,}02205} = 3097\ kg/cm^2 > 2800\ kg/cm^2$$

(vérifié).

Section . B. ($h = 7,85\ m$)

1. $M = -48,6\ tm \qquad N = +30,88\ t$

la fissuration est peu nuisible ($k = 1,5.10^6$).



$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{48,6.10^2}{30,88} = 157,38\ cm > \frac{h_t}{6} = 30\ cm.$$

la section st partiellement comprimée

Comme $e_0 = 157,38\ cm > \frac{h_t}{2} = 90\ cm \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 137,5\ kg/cm^2$

$$\mathcal{M} = 48,6 + 30,88 \times 0,86 = 75,16\ tm.$$

$$\mu = \frac{15 \times 75,16.10^5}{2800 \times 35 \times \overline{176}^2} = 0,0372$$

$$\Rightarrow \mu = 0,0373 \Rightarrow k = 45,6 \rightarrow \varepsilon = 0,9175.$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{45,6} = 61,4\ kg/cm^2 < 137,5\ kg/cm^2.$$

$$A_1 = \frac{75,16.10^5}{2800 \times 0,9175 \times 176} = 16,63\ cm^2$$

$$A = 16,63 - \frac{30,88.10^3}{2800} = 5,60\ cm^2$$ soit 4T14 ($6,15\ cm^2$)

Vérifions que $\sigma_1 > \bar{\sigma}_a = 2800\ kg/cm^2$.

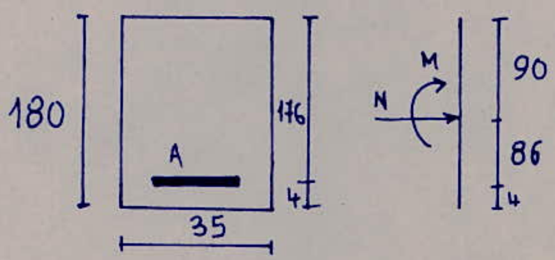
$$\omega_f = \frac{6,15}{35 \times 8} = 0,02196$$

$$\sigma_1 = 1,5.10^6 . \frac{1,6}{1,4} . \frac{0,02196}{1+10 \times 0,02196} = 3086\ kg/cm^2 > 2800\ kg/cm^2$$

(vérifié).

Section .B. ($h = 7,85m$).

2. $M = +14,18\,tm$ $N = +30,88\,t$.



$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{14,18.10^2}{30,88} = 45,92\,cm. > \frac{h_t}{6} = 30\,cm.$$

la section est donc partiellement comprimeé.

Comme $e_0 = 45,92\,cm < \frac{h_t}{2} = 90\,cm \Rightarrow$

$$\bar{\sigma}_b' = 0,30\left(1 + \frac{45,92}{3 \times 30}\right) 229,16 = 103\,kg/cm^2.$$

$$\mathcal{M} = 14,18 + 30,88 \times 0,86 = 40,80\,tm.$$

$$\mu = \frac{15 \times 40,8.10^5}{2000 \times 35 \times 176^2} = 0,0282.$$

$$\Rightarrow \mu = 0,0285 \Rightarrow k = 53,5 \Rightarrow \varepsilon = 0,9270.$$

$$\sigma_b' = \frac{2000}{53,5} = 38\,kg/cm^2 < 103\,kg/cm^2.$$

$$A_1 = \frac{40,8.10^5}{2000 \times 0,9270 \times 176} = 12,51\,cm^2.$$

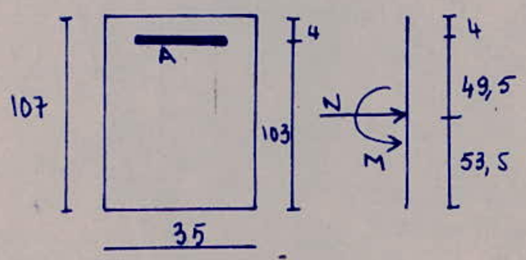
$$A = 12,51 - \frac{30,88.10^3}{2000} < 0.$$ donc on mettra le % mini d'acier.

soit On mettra 4T12 ($4,52\,cm^2$).

Partie .BC.

Section .B.

1. $M = -48,6\ tm \qquad N = +24,11t.$



$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{48,6.10^2}{24,11} = 201,57\ cm > \frac{ht}{6} = \frac{107}{6} = 17,83\ cm.$

la section st donc partiellement comprimée.

Comme $e_0 = 201,57\ cm > \frac{ht}{2} = 53,5\ cm \Rightarrow \bar{\sigma}_b' = 137,5\ kg/cm^2$

$\mathcal{M} = 48,6 + 24,11 \times 0,495 = 60,54\ tm.$

$\mu = \frac{15 \times 60,54.10^5}{2800 \times 35 \times \overline{103}^2} = 0,0873$

$\mu = 0,0874 \Rightarrow k = 27,0 \Rightarrow \varepsilon = 0,8810.$

$\sigma_b' = \frac{2800}{27} = 104\ kg/cm^2 < 137,5\ kg/cm^2.$

$A_1 = \frac{60,54.10^5}{2800 \times 0,8810 \times 103} = 23,83\ cm^2$

$A = 23,83 - \frac{24,21.10^3}{2800} = 15,22\ cm^2.$

Soit 8T16 $(16,08\ cm^2)$

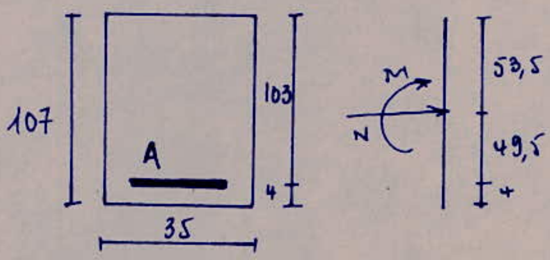
vérifions que $\sigma_1 > \bar{\sigma}_a = 2800\ kg/cm^2$

$\bar{\omega}_f = \frac{16,08}{35 \times 14} = 0,0328.$

$\sigma_1 = 1,5.10^6 . \frac{1,6}{16} . \frac{0,0328}{1+10 \times 0,0328} = 3704\ kg/cm^2 > 2800\ kg/cm^2$ (vérifié).

Section. B.

2. $M = +14{,}18\ tm \quad N = 24{,}11\,t.$



$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{14{,}18 \cdot 10^2}{24{,}11} = 58{,}81\ cm > \frac{ht}{6} = 17{,}83\ cm.$$

la section est donc partiellement comprimée.

Comme $e_0 = 58{,}81\ cm > \frac{ht}{2} = 53{,}5 \Rightarrow \bar{\sigma}_s' = 137{,}5\ kg/cm^2.$

$$\mathcal{M} = 14{,}18 + 24{,}11 \times 0{,}495 = 26{,}12\ tm.$$

$$\mu = \frac{15 \times 26{,}12 \cdot 10^5}{2000 \times 35 \times \overline{103}^2} = 0{,}0527.$$

$$\Rightarrow \mu = 0{,}0529 \Rightarrow k = 37{,}0 \Rightarrow \varepsilon = 0{,}9038$$

$$A_1 = \frac{26{,}12 \cdot 10^5}{2000 \times 0{,}9038 \times 103} = 14{,}10\ cm^2.$$

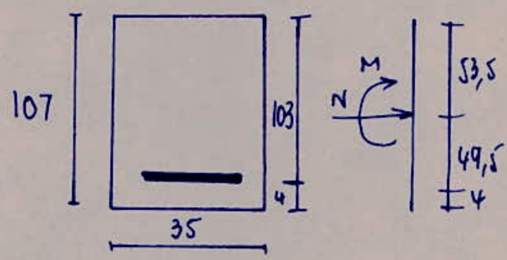
$$A = 14{,}10 - \frac{24{,}11 \cdot 10^3}{2000} = 2{,}10\ cm^2.$$

Soit : 4 T12 ($4{,}52\ cm^2$).

Section .C.

1. $M = -10{,}97\ tm \qquad N = +21{,}25\ t.$
2. $M = +13{,}72\ tm \qquad N = +21{,}25\ t.$

1. $M = -10{,}97\ tm \quad N = 21{,}25\ t.$



$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{10{,}97.10^2}{21{,}25} = 51{,}63\ cm. > \frac{h_t}{6} = 17{,}83\ cm.$$

Comme $e_0 = 51{,}63\ cm < \frac{h_t}{2} = 53{,}5\ cm.$

$$\bar{\sigma}_b' = 0{,}30\left(1 + \frac{51{,}63}{3 \times 17{,}83}\right) 229{,}16 = 135\ kg/cm^2.$$

$$\mathcal{M} = 14{,}18 + 21{,}25 \times 0{,}495 = 24{,}70\ tm.$$

$$\mu = \frac{15 \times 24{,}7.10^5}{2000 \times 35 \times \overline{103}^2} = 0{,}0498.$$

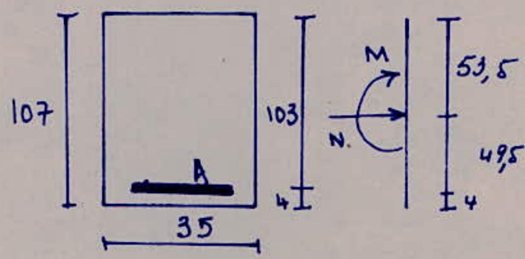
$$\mu = 0{,}0502 \Rightarrow k = 38{,}2 \Rightarrow \varepsilon = 0{,}9060.$$

$$A_1 = \frac{24{,}7.10^5}{2000 \times 0{,}9060 \times 103} = 13{,}25\ cm^2.$$

$$A = 13{,}25 - \frac{21{,}25\ 10^3}{2000} = 2{,}65\ cm^2. - \text{ \% minimum} \Rightarrow$$

Soit 4 T12 ($4{,}52\ cm^2$).

2. $M = +13,72\,tm.$ $N = 21,25\,t.$



$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{13,72 \cdot 10^2}{21,25} = 64,56\,cm > \frac{h_t}{6} = 17,83\,cm.$$

la section est donc partiellement comprimée.

Comme $e_0 = 64,56\,cm > \frac{h_t}{2} = 53,5 \Rightarrow \bar{\sigma}_b' = 137,5\,kg/cm^2$.

$$\mathcal{M} = 13,72 + 21,25 \times 0,495 = 24,24\,tm.$$

$$\mu = \frac{15 \times 24,24 \cdot 10^5}{2000 \times 35 \times \overline{103}^2} = 0,0489.$$

$\mu = 0,0493 \Rightarrow k = 38,6 \Rightarrow \varepsilon = 0,9067.$

$$\sigma_b' = \frac{2000}{38,6} = 52\,kg/cm^2 < 137\,kg/cm^2.$$

$$A_1 = \frac{24,24 \cdot 10^5}{2000 \times 0,9067 \times 103} = 12,98\,cm^2.$$

$$A = 12,98 - \frac{21,25 \cdot 10^3}{2000} = +2,36\,cm^2.$$

Soit le % d'acier mini $A = 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot bh = 0,69 \times \frac{5,9}{4200} \times 35 \times 103 = 3,5\,cm^2$ Soit

Soit $4\,T12$ ($4,52\,cm^2$)

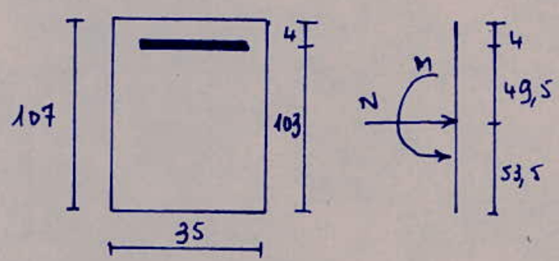
Partie CD.

Section . C.

1. $M = -10{,}97$ tm $\quad N = +17{,}57$ tm.

2. $M = +13{,}72$ tm $\quad N = +17{,}57$ tm.

1. $M = -10{,}97$ tm $\quad N = +17{,}57$ tm.



$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{10{,}97 \cdot 10^2}{17{,}57} = 62{,}43 \text{ cm} > \frac{ht}{6} = 17{,}83 \text{ cm}.$$

la section st donc partiellement comprimeé.

Comme $e_0 = 62{,}43$ cm $> \frac{ht}{2} = 53{,}5$ kg/cm².

$$\mathcal{M} = 10{,}97 + 17{,}57 \times 0{,}495 = 19{,}7 \text{ tm}.$$

$$\mu = \frac{15 \times 19{,}7 \cdot 10^5}{2000 \times 35 \times \overline{103}^2} = 0{,}0397.$$

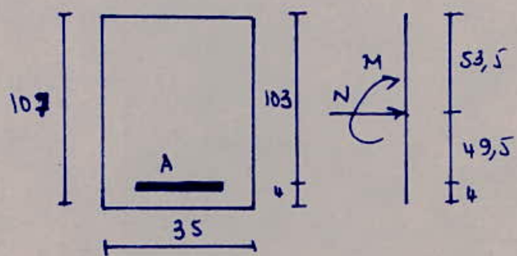
$$\mu = 0{,}0400 \Rightarrow k = 43{,}8 \Rightarrow \varepsilon = 0{,}9150.$$

$$A_1 = \frac{19{,}7 \cdot 10^5}{2000 \times 0{,}9150 \times 103} = 10{,}50 \text{ cm}^2.$$

$$A = 10{,}50 - \frac{17{,}57 \cdot 10^3}{2000} = 1{,}80 \text{ cm}^2.$$ - on mettra le % mini ⇒

On mettra 4 T12 (4,52 cm²).

2. $M = +13{,}72\ tm \quad N = 17{,}57\,t.$



$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{13{,}72.10^2}{17{,}57} = 78{,}08\ cm > \frac{h_t}{6} = 17{,}83\ cm.$$

la section est donc partiellement comprimée.

$$e_0 = 78{,}08\ cm > \frac{h_t}{2} = 53{,}5\ cm \Rightarrow \bar{\sigma}_b' = 137{,}5\ kg/cm^2.$$

$$\mathcal{M} = 13{,}72 + 17{,}57 \times 0{,}495 = 22{,}42\ tm.$$

$$\mu = \frac{15 \times 22{,}42.10^5}{2000 \times 35 \times \overline{103}^2} = 0{,}0452.$$

$$\mu = 0{,}0454 \Rightarrow k = 40{,}6 \Rightarrow \varepsilon = 0{,}9101.$$

$$\sigma_b' = \frac{2000}{40{,}6} = 50\ kg/cm^2 < 137{,}5\ kg/cm^2.$$

$$A_1 = \frac{22{,}42.10^5}{2000 \times 0{,}9101 \times 103} = 11{,}96\ cm^2.$$

$$A = 11{,}96 - \frac{17{,}57.10^3}{2000} = 3{,}17\ cm^2. \quad (< \%\ mini)$$

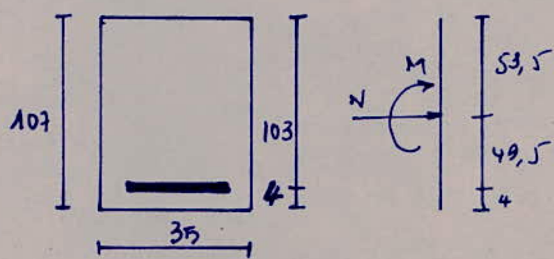
On mettra le % mini d'armature soit $A = 3{,}50\ cm^2$.

Soit 4T12 ($4{,}52\ cm^2$).

la Condition de non-fissuration est largement vérifiée.

Section intermédiaire

1. $M = +46,73\,tm \quad N = +17,57\,t.$ (fissuration peu nuisible).



$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{46,73.10^2}{17,57} = 265,96\,cm > \frac{ht}{6} = 17,83\,cm.$$

la section est donc partiellement comprimée

$$e_0 = 265,96\,cm > \frac{ht}{2} = 53,5\,cm.$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_b' = 137,5\,kg/cm^2.$$

$$\mathcal{M} = 46,73 + 17,57 \times 0,495 = 55,43\,tm$$

$$\mu = \frac{15 \times 55,43.10^5}{2800 \times 35 \times \overline{103}^2} = 0,0799.$$

$$\mu = 0,0803 \Rightarrow k = 28,5 \Rightarrow \varepsilon = 0,8851$$

$$A_1 = \frac{55,43.10^5}{2800 \times 0,8851 \times 103} = 21,72\,cm^2$$

$$A = 21,72 - \frac{17,57.10^3}{2800} = 15,44\,cm^2.$$

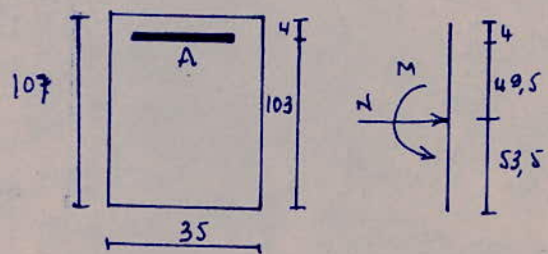
Soit 8T16 ($16,08\,cm^2$).

Vérifions que $\sigma_1 > \bar{\sigma}_a = 2800\,kg/cm^2$.

$$\bar{\omega}_f = \frac{16,08}{35 \times 14} = 0,0328$$

$$\sigma_1 = 1,5.10^6 \cdot \frac{1,6}{16} \cdot \frac{0,0328}{1 + 10 \times 0,0328} = 3704\,kg/cm^2 > 2800\,kg/cm^2 \text{ (vérifiée)}$$

2. $M = -3{,}7\,tm$ $N = 17{,}57\,tm.$



$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{3{,}7.10^2}{17{,}57} = 21\,cm. > \frac{h_t}{6} = 17{,}83\,cm.$$

la section st donc partiellement comprimeé.

Comme $e_0 = 21\,cm < \frac{h_t}{2} = 53{,}5\,cm$

$$\Rightarrow \quad \bar{\sigma}_b' = 0{,}30\left(1 + \frac{21}{3\times 17{,}83}\right)229{,}16 = 95\,kg/cm^2$$

$$\mathcal{M} = 3{,}7 + 17{,}57 \times 0{,}495 = 12{,}40\,tm.$$

$$\mu = \frac{15 \times 12{,}4 \cdot 10^5}{2000 \times 35 \times \overline{103}^2} = 0{,}0250.$$

$$\Rightarrow \mu = 0{,}0251 \Rightarrow k = 57{,}5 \Rightarrow \varepsilon = 0{,}9310.$$

$$\sigma_b' = \frac{2000}{57{,}5} = 35\,kg/cm^2 < 95\,kg/cm^2.$$

$$A_1 = \frac{12{,}4 \cdot 10^5}{2000 \times 0{,}9310 \times 103} = 6{,}50\,cm^2.$$

$$A = 6{,}50 - \frac{17{,}57\,10^3}{2\,000} < 0.$$ (béton peut resister seul).

on mettra 4 T12 ($4{,}52\,cm^2$) % minimum

Calcul à l'effort tranchant.

1. rappel

Suivant la valeur de τ_b on peut avoir des Armatures transversales droites, inclinées ou mixtes (droits et inclinées).

1. si $T < \overline{T}_1 = 2{,}5 . \overline{\sigma}_b \, b \, z$. ⇒ Armatures droites.
2. si $\overline{T}_1 < T < \overline{T}_2 = 5 . \overline{\sigma}_b \, b \, z$ ⇒ Armatures mixtes (droits + relevées).
3. si $T > \overline{T}_2 = 5 \overline{\sigma}_b \, b \, z$ ⇒ changer de section.

* Cas particulier pour les sections rectangulaires
on a $\overline{\sigma}_b' = 2 \, \sigma_{b_0}'$ et $\overline{\tau}_b = 2{,}5 \, \overline{\sigma}_b$.

* Contraintes admissibles pour les armatures transversales droites (BA 68. Art 25,1)

$$\overline{\sigma}_{at} = \rho_a . \sigma_{en} \qquad \rho_a = \text{maxi} \begin{cases} 2/3 \\ \left(1 - \dfrac{\tau_b}{9 \overline{\sigma}_b}\right) \text{ pas de reprise de bétonnage.} \end{cases}$$

* Espacements admissibles $\overline{t}$ (CCBA 68, Art 25,1).
Armatures droites

$$\overline{t} = \text{maxi} \begin{cases} t_1 = h\left(1 - 0{,}3 \dfrac{\tau_b}{\overline{\sigma}_b}\right). \\ t_2 = 0{,}2 \, h. \end{cases}$$

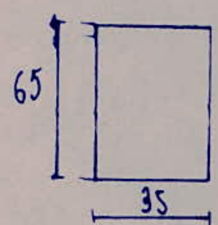
Dans notre cas on a uniquement des Sections rectangulaire à ferrailler et que l'effort tranchant reste toujours inférieur à l'effort tranchant admissible.

* Pour le coulage du portique on ~~ne~~ tolerera ~~pas~~ la reprise du bétonnage.

Partie AB.

On calcule les armatures transversales avec l'effort tranchant maximum et on adoptera un espacement ~~des~~ cadres constant dans toute la partie AB.

$$T = 10{,}06t.$$



$$T = 10{,}06t.$$

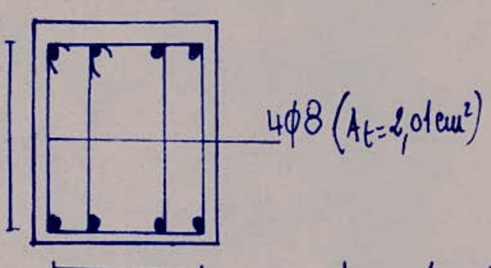
$$z = \frac{7}{8}(h_t - d) = \frac{7}{8} \times 61 = 53{,}37 \text{ cm.}$$

$$\overline{\tau_b} = 2{,}5\,\overline{\sigma_b} = 2{,}5 \times 5{,}9 = 14{,}75 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau_b = \frac{T}{bz} = \frac{10{,}06.10^3}{35 \times 53{,}37} = 5{,}39 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\tau_b}$$

- donc on mettra des armatures transversales droites.
- On tolère une reprise de bétonnage. $\Rightarrow \rho_a = \frac{2}{3}$

$$\Rightarrow \overline{\sigma_{at}} = \rho_a\,\sigma_{en} = \frac{2}{3} \times 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2.$$



$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \overline{\sigma_{at}}}{T} = \frac{2{,}01 \times 53{,}37 \times 1600}{10\,060} = 17 \text{ cm.}$$

$$\bar{t} = \text{maxi} \begin{cases} t_1 = 61\left(1 - 0{,}3 \times \frac{5{,}39}{5{,}9}\right) = 44{,}28 \text{ cm.} \\ t_2 = 0{,}2 \times 61 = 12{,}2 \text{ cm.} \end{cases}$$

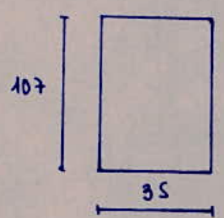
$$t = 17 \text{ cm} < \bar{t} = 44 \text{ cm.}$$

on prendra $t = 17$ cm. Constant sur tout AB.

Partie BC.

Dans cette partie on prendra aussi un effort tranchant constant à cause du renversement du moment dans cette partie.

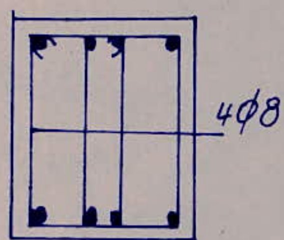
$$T = 20,94 t.$$



$$Z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} . 103 = 90,12 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{T}{bZ} = \frac{20940}{35 \times 90,12} = 6,64 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

On mettra donc des armatures droites. (FeE24).



on tolère une reprise de bétonnage $\rho_a = \frac{2}{3}$

$\Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ kg/cm}^2$

$$t = \frac{2,01 \times 90,12 \times 1600}{20940} = 13,80 \text{ cm}.$$

on adoptera $t = 13$ cm constant sur CD.

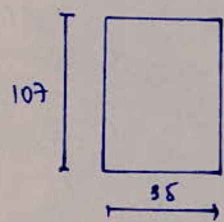
$$\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 103 \left(1 - \frac{6,64}{5,9} \times 0,3\right) = 68 \text{ cm}. \\ t_2 = 0,2h = 0,2 \times 103 = 20,6 \text{ cm}. \end{cases}$$

$$t = 13 \text{ cm} < \bar{t} = 68 \text{ cm}.$$

Partie CD.

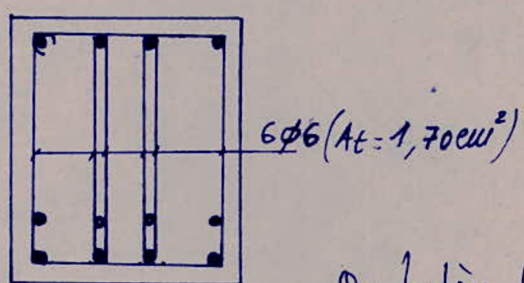
Dans cette partie l'effort tranchant st variable. donc les espacements seront différents.

aux points C et D on a $T = 11,64\ t$.



$$\tau_b = \frac{T}{bz} = \frac{11640}{35 \times 90,12} = 3,69\ kg/cm^2 < \bar{\tau}_b .$$

On mettra donc des armatures droite (FeE24).



On tolère la reprise de bétonnage $f_a = \frac{2}{3}$

$\Rightarrow \quad \bar{\sigma}_{at} = 1600\ kg/cm^2$.

$$t = \frac{1,70 \times 90,12 \times 1600}{11640} = 21,05\ cm.$$

On prend $t = 20\ cm$.

$$\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 103\left(1 - \dfrac{0,3 \times 3,69}{5,9}\right) = 83\ cm. \\ t_2 = 0,2 \times 103 = 20,6\ cm. \end{cases}$$

$t = 21\ cm < \bar{t}$.

Tirant.

Données : $\overline{\sigma_a} = 2800 \, kg/cm^2$ $\overline{\sigma_b} = 5,9 \, kg/cm^2$.

la fissuration est peu nuisible $k = 1,5.10^6$

$\eta = 1,6$ (HA)

ou a :
$$\sigma_1 = k.\frac{\eta}{\varnothing} \frac{\overline{\omega_f}}{1+10\overline{\omega_f}}$$

$$\sigma_2 = 2,4\sqrt{k.\frac{\eta}{\varnothing}.\overline{\sigma_b}}$$

On calcule le diamètre maximal de l'acier à utiliser avec $\overline{\sigma_a} = 2800 \, kg/cm^2$.

$$\Rightarrow \quad 2800 = 2,4\sqrt{\frac{1,5.10^6.1,6 \times 5,9}{\phi}} \Rightarrow \phi_{max} = 10 \, mm.$$

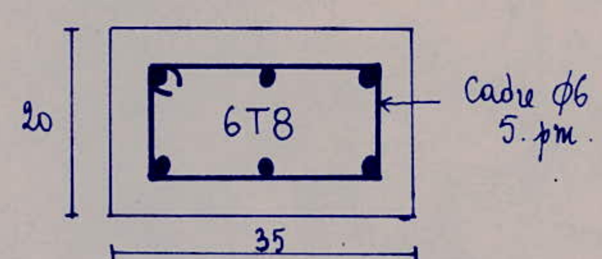
Le tirant aura une section rectangulaire $(35 \times 20) \, cm^2$.

Armature : $A = \frac{N}{\overline{\sigma_a}} = \frac{8100}{2800} = 2,89 \, cm^2$. soit 6T8 $(3,01 \, cm^2)$ $(8 < 10)$.

$$\Rightarrow \sigma_a = \frac{N}{A} = \frac{8100}{3,01} = 2691 \, kg/cm^2.$$

Nous prendrons une section de Béton de $(35 \times 20) \, cm^2$ et des Armatures transversales constituées par des $\phi 6$ à raison de 5 pm.

Shéma de ferraillage.



On doit avoir $\sigma_a < mini \begin{cases} \overline{\sigma_a} \\ \sigma_f = max \begin{cases} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{cases} \end{cases}$

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\overline{\omega}_f}{1+10\overline{\omega}_f} \qquad \omega_f = \frac{A}{B_f} = \frac{3,01}{35\times 20} = 4,3.10^{-3}.$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5\times 10^6 \times 1,6 \times 4,3.10^{-3}}{8(1+4,3.10^{-2})} = 1237 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 2,4\sqrt{\frac{1,5.10^6 \times 1,6 \times 5,9}{8}} = 3193 \text{ kg/cm}^2.$$

Comme $\overline{\sigma}_a = 2800 < \sigma_2 = 3193 \text{ kg/cm}^2$

nous retiendrons $\sigma_a \simeq 2691 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ (vérifié)

Vérification du % d'acier (CCBA 68).

$$\frac{A}{B_f} \geq \frac{3.\overline{\sigma}_b}{4200} \Rightarrow \frac{3,01}{35\times 20} = 4,3.10^{3} > \frac{3\times 5,9}{4200} = 4,2.10^{-3} \text{ (vérifié)}$$

Pour la mise en place du tirant, on doit prévenir des assises pour que le tirant ne fléchisse pas par son propre poids. (distants $\simeq$ 2,50m).

Calcul de la Toîture

Calcul des dalles de la toîture.

1. Rappel théorique.

La méthode qu'on utilise pour le calcul des dalles est celle des Abaques de Pigeaud. Pigeaud a publié dans les Annales des Ponts et chaussées (Janvier-Fevrier 1921), des Abaques permettant de déterminer les moments maximaux suivant la petite portée et la grande portée pour des plaques rectangulaire, simplement appuyées sur leur pourtour et pour les cas de charges suivants :

- charge Uniformément répartie sur toute la surface de la plaque.
- charge Uniformément répartie sur un rectangle concentrique à la plaque.

Les moments au Centre de la plaque ont les valeurs suivantes :

sens de petite portée $M_x = (M_1 + \eta M_2) P$

sens de grande portée $M_y = (\eta M_1 + M_2) P$

Dans ces formules :

M_1 est donné par l'abaque en fonction de $\rho_1 = \frac{l_x}{l_y}$.

M_2 est donné par l'abaque en fonction de $\rho_2 = \frac{l_y}{l_x}$.

η représente le coefficient de Poisson, que l'on prend égal à 0,15.

P : la charge totale agissant sur la plaque.

M_x et M_y représentent les moments pour une largeur de 1m.

* Si le panneau considéré est continu au delà de ses appuis :

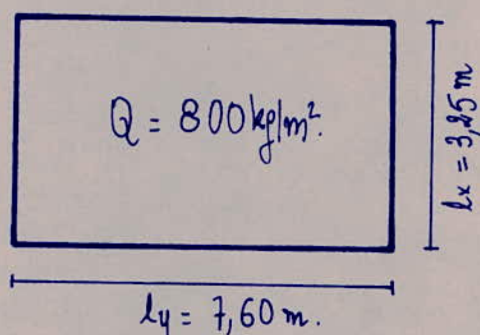
  moments en travées : $0,75 M_x$ et $0,75 M_y$.

  moment sur appuis : $0,50 M_x$ et $0,50 M_y$.

* Le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assuré un encastrement partiel
  - M^t en travée : $0,85 M_x$ et $0,85 M_y$.
  - M^t sur appui de rive : $0,30 M_x$ et $0,30 M_y$.

Calcul de la dalle horizontale. (CD)

la dalle est continue sur tout le cinéma, elle comporte 8 travées égals. Son épaisseur est prise égale à 12 cm Compte tenu de sa participation à l'acoustique de la salle et au contreventement longitudinal du Batiment.



$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,25}{7,60} = 0,4276 \quad \text{on a } \rho > 0,4 \Rightarrow$$

la dalle s'appuye simplement sur son contour donc on peut appliquer la méthode de l'abaque de Pigeaud.

$$\rho_1 = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,25}{7,60} = 0,4276 \Longrightarrow M_1 = 0,045$$

$$\rho_2 = \frac{l_y}{l_x} = \frac{7,60}{3,25} = 2,3384 \Longrightarrow M_2 = 0,0052.$$

$$M_x = (0,045 + 0,15 \times 0,0052) \times 800 \times 3,25 \times 7,60 = 905 \text{ kgm/ml}.$$

$$M_y = (0,15 \times 0,045 + 0,0052) \times 800 \times 3,25 \times 7,60 = 237 \text{ kgm/ml}.$$

Puis on répartira Mx et My aux appuis et aux travées en tenant compte du panneau de rive et du panneau intermédiaire.

Puisque la dalle est continue.

répartition des moments.

1.1. <u>appui de rive</u>

$M_{ax} = -0,3 M_x = -0,3 \times 905 = -272$ kgm/ml.

$M_{ay} = -0,5\ M_y = -0,5 \times 237 = -119$ kgm/ml.

1.2 <u>travée de rive</u>

$M_{tx} = 0,85 M_x = 0,85 \times 905 = 770$ kgm/ml.

$M_{ty} = 0,85 M_y = 0,85 \times 237 = 202$ kgm/ml.

1.3 <u>appui intermédiaire</u>

$M_{ax} = -0,5 M_x = -0,5 \times 905 = -453$ kgm/ml.

$M_{ay} = -0,5 M_y = -0,5 \times 237 = -119$ kgm/ml.

1.4. <u>travée intermédiaire</u>.

$M_{tx} = +0,75\ M_x = +0,75 \times 905 = 679$ kgm/ml

$M_{ty} = 0,75\ M_y = 0,75 \times 237 = 178$ kgm/ml.

Calcul des Armatures.

1. <u>Sens x</u> (plus petite portée).

1.1. <u>appui de rive</u>.

$M_{ax} = -272$ kgm/ml (chapeaux).

$$\mu = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 27200}{2000 \times 100 \times 10^2} = 0,0204$$

$\mu = 0,0206 \Rightarrow k = 64,5 \Rightarrow \varepsilon = 0,9371.$

On réduit la contrainte admissible de l'acier à $\bar{\sigma}_a = 2000\,kg/cm^2$ pour être sûr que la condition de non-fissuration st vérifiée.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{27200}{2000 \times 0{,}9371 \times 10} = 1{,}46\,cm^2$$

Soit 5 T8/ml (pour respecter la règle de l'espacement $t < 3h_t$) CCBA68.

on calcule le % mini d'acier suivant x. (CCBA 68)

$$A_x \geq \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \cdot 4_t \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_o}{h_x}\right)^2 \cdot b \cdot h_x =$$

$$= \left(1 - \frac{0{,}4276}{2}\right) \times 0{,}54 \times \frac{5{,}9}{2000} \left(\frac{12}{10}\right)^2 100 \times 10 = 1{,}81\,cm^2$$

Donc avec 5 T8/ml ($2{,}51\,cm^2$) le % mini st respecter.

1.2 <u>travée de rive.</u> $M_{tx} = 770\,kgm/ml$.

$$\mu = \frac{15 \times 77000}{2000 \times 100 \times 10^2} = 0{,}0577.$$

$$\Rightarrow \mu = 0{,}0579 \Rightarrow k = 35{,}0 \Rightarrow \varepsilon = 0{,}9000.$$

$$\sigma_b' = \frac{2000}{35{,}0} = 58\,kg/cm^2 < 137{,}5\,kg/cm^2.$$

$$A = \frac{770.00}{2000 \times 0{,}9000 \times 10} = 4{,}28\,cm^2/ml.$$

Soit 9T8/ml ($4{,}52\,cm^2$)

le % mini st vérifié $4{,}52\,cm^2 > 1{,}81\,cm^2$

vérifions la condition de non-fissuration $\sigma_1 > \bar{\sigma}_a$.

$$\varpi_f = \frac{4{,}52}{100 \times 4} = 0{,}0113$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = 1{,}5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1{,}6}{8} \cdot \frac{0{,}0113}{1 + 10 \times 0{,}0113} = 3045\,kg/cm^2 > 2000\,kg/cm^2.$$

(vérifié)

1.3. <u>appui intermédiaire</u>.

$$M_{ax} = -453 \, kg\,m/ml \quad (\text{chapeaux}).$$

$$\mu = \frac{15 \times 45300}{2000 \times 100 \times 10^2} = 0{,}0339.$$

$$\Rightarrow \mu = 0{,}0340 \Rightarrow k = 48{,}2 \Rightarrow \varepsilon = 0{,}9209.$$

$$\sigma_b' = \frac{2000}{48{,}2} = 42 \, kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b' = 137{,}5 \, kg/cm^2.$$

$$A = \frac{45300}{2000 \times 0{,}9209 \times 10} = 2{,}46 \, cm^2.$$

6 T 8/ml (3,01 cm²/ml)

Le % mini d'acier st vérifié (3,01 > 1,81)

condition de non fissuration $\sigma_1 > \bar{\sigma}_a = 2000 \, kg/cm^2$.

$$\bar{\omega}_f = \frac{3{,}01}{100 \times 4} = 0{,}007525 \Rightarrow \sigma_1 = 2099 \, kg/cm^2 > 2000 \, kg/cm^2$$

(vérifié).

1.4 <u>travée intermédiaire</u>.

$$M = 679 \, kg/ml.$$

$$\mu = \frac{15 \times 67900}{2000 \times 100 \times 10^2} = 0{,}05092.$$

$$\Rightarrow \mu = 0{,}0511 \Rightarrow k = 37{,}8 \Rightarrow \varepsilon = 0{,}9053.$$

$$\sigma_b' = \frac{2000}{37{,}8} = 53 \, kg/cm^2 < 137{,}5 \, kg/cm^2.$$

$$A = \frac{67900}{2000 \times 0{,}9053 \times 10} = 3{,}75 \, cm^2/m^2.$$ Soit 8 T 8/ml (4,01 cm²)

Le % mini d'acier st vérifié (4,01 cm² > 1,81 cm²)

Vérifions la condition de non-fissuration $\sigma_1 > \sigma_a = 2000 \, kg/cm^2$

$$\bar{\omega}_f = \frac{4{,}01}{100 \times 4} = 0{,}010025 \Rightarrow \sigma_1 = 1{,}5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1{,}6}{8} \cdot \frac{0{,}01}{1 + 10 \times 0{,}01} = 2727 \, kg/cm^2 > 2000 \, kg/cm^2$$

(vérifié).

2. Sens y (plus grande portée). (armature de répartition).

1.1 appuis de rive et intermédiaire.

$$M = -119\ kg/cm^2\ (\text{chapeaux}).$$

$$\mu = \frac{15 \times 11900}{2000 \times 100 \times \overline{10}^2} = 0{,}0089.$$

$$\Rightarrow \mu = 0{,}0089 \Rightarrow k = 103 \Rightarrow \varepsilon = 0{,}9576.$$

$$A = \frac{11900}{2000 \times 0{,}9576 \times 10} = 0{,}62\ cm^2.$$

On mettra le % mini d'acier suivant le CCBA 68.

Suivant y . $0{,}4 \leq \rho < 1.$

$$A_y \geq \left(\frac{1+\rho}{4}\right) . \psi_4 . \frac{\overline{\sigma_b}}{\overline{\sigma_a}} . \left(\frac{h_0}{h_y}\right)^2 b h_y =$$

$$= \left(\frac{1+0{,}4276}{4}\right) . 0{,}54 \times \frac{5{,}9}{2000} . \left(\frac{12}{9}\right)^2 \times 100 \times 9 = 0{,}91\ cm^2.$$

Soit 4T8/ml ($2{,}01\ cm^2$) % vérifié ($2{,}01\ cm^2 > 0{,}91\ cm^2$)

1.2. travée de rive.

$$M = 202\ kgm/ml.$$

$$\mu = \frac{15 \times 20200}{2000 \times 100 \times \overline{9}^2} = 0{,}0151$$

$$\Rightarrow \mu = 0{,}0152 \Rightarrow k = 76{,}5 \Longrightarrow \varepsilon = 0{,}9454.$$

$$A = \frac{20200}{2000 \times 0{,}9454 \times 9} = 1{,}19\ cm^2/ml.$$

On mettra 4T8/ml pour respecter la règle des espacements ($e < 4h_t = 48\ cm$) et le % mini (vérifié) CCBA 68.

1.3 <u>travée intermédiaire</u>

$$M = 178 \text{ kgm/ml}.$$

$$\mu = \frac{15 \times 17800}{2000 \times 100 \times \overline{9}^2} = 0{,}01648.$$

$$\Rightarrow \mu = 0{,}0165 \Rightarrow k = 73{,}0 \Rightarrow \varepsilon = 0{,}9432.$$

$$A = \frac{17800}{2000 \times 0{,}9432 \times 9} = 1{,}05 \text{ cm}^2$$

On mettra 4T8 /ml ($2{,}01 \text{ cm}^2$).

pour respecter les conditions d'espacements et du % mini.

* Pour la longueur des chapeaux en général on dimensionnera par la méthode forfaitaire. $l' = \frac{l}{4}$. à partir du nu de l'appui.

Calcul à l'effort tranchant.

$$T = q\frac{l}{2} = \frac{800 \times 7{,}6}{2} = 3040 \text{ kg}.$$

$$\tau_b = \frac{3040}{100 \times \frac{7}{8} \times 10} = 3{,}48 \text{ kg/cm}^2.$$

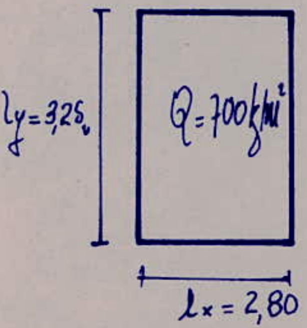
pour les dalls si $\tau_b < 1{,}15\ \bar{\sigma}_b \Rightarrow$

on ne mettra pas d'armatures transversals (CCBA 68. Art 27,2)

$$3{,}48 < 1{,}15 \times 5{,}9 = 6{,}785 \text{ (vérifié)}.$$

Calcul de la dalle inclinée (BC).

l'épaisseur $h_t = 12$ cm est la même que la dalle horizontale.



$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,80}{3,25} = 0,861.$$

$\rho > 0,4 \Rightarrow$ la dalle s'appuye simplement sur son contour. Donc on peut appliquer la méthode de l'abaque de Pigeaud.

$$\rho_1 = \frac{l_x}{l_y} = 0,861 \implies M_1 = 0,042$$

$$\rho_2 = \frac{l_y}{l_x} = 1,160. \implies M_2 = 0,029$$

Calcul des moments.

$$M_x = (0,042 + 0,15 \times 0,029) \times 700 \times 2,80 \times 3,25 = 300 \text{ kgm/ml}.$$

$$M_y = (0,15 \times 0,045 + 0,029)\, 700 \times 2,80 \times 3,25 = 230 \text{ kgm/ml}.$$

Puis on répartira les moments Mx et My aux appuis et aux travées en tenant compte de la continuité de la dalle.

On considère la dalle continue au delà des appuis.

<u>répartition des moments</u>:

1.1 <u>appui de rive.</u>

$M_{ax} = -0,3\,M_x = -0,3 \times 300 = -90$ kgm/ml.

$M_{ay} = -0,5\,M_y = -0,5 \times 230 = -115$ kgm/ml.

1.2 <u>travée de rive</u>

$M_{tx} = 0,85\,M_x = 0,85 \cdot 300 = 255$ kgm/ml.

$M_{ty} = 0,85\,M_y = 0,85 \times 230 = 196$ kgm/ml.

1.3 <u>travée intermédiaire</u>

$M_{tx} = 0,75\,M_x = 0,75 \times 300 = 225$ kgm/ml.

$M_{ty} = 0,75\,M_y = 0,75 \times 230 = 173$ kgm/ml.

1.4. <u>appui intermédiaire</u>:

$M_{ax} = -0,5\,M_x = -0,5 \times 300 = -150$ kgm/ml.

$M_{ay} = -0,5\,M_y = -0,5 \times 230 = -115$ kgm/ml.

Calcul des Armatures.

1. <u>Sens x</u> (plus petite portée).

1.1 <u>appui de rive.</u>

$M_{ax} = -90$ kgm/ml (chapeaux).

$$\mu = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 9000}{2000 \times 100 \times 10^2} = 0,00675.$$

$\Rightarrow \mu = 0,0068 \Rightarrow k = 119 \Rightarrow \varepsilon = 0,9627.$

$$A_x = \frac{M}{\sigma_a \varepsilon h} = \frac{90.00}{2000 \times 0,9627 \times 10} = 0,47\,cm^2.$$

On calcule le % mini d'armatures suivant x (CCBA 68).

$$A_x \geq \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_x}\right)^2 \cdot b h_x = \left(1 - \frac{0,8616}{2}\right) \times 0,54 \times \frac{5,9}{2000} \cdot \left(\frac{12}{10}\right)^2 \times 100 \times 10 = 1,30\,cm^2.$$

Soit 5T8/ml ($A = 2,51\,cm^2/ml$).

La règle des espacements et le % mini sont vérifiés.

1.2 travée de rive

$$M_{tx} = 255\,kgm/ml.$$

$$\mu = \frac{15 \times 25500}{2000 \times 100 \times 10^2} = 0,0382.$$

$$\Rightarrow \mu = 0,0385 \Rightarrow k = 44,8 \Rightarrow \varepsilon = 0,9164$$

$$\sigma_b' = \frac{2000}{44,8} = 45\,kg/cm^2 < 137,5\,kg/cm^2.$$

$$A = \frac{25500}{2000 \times 0,9164 \times 10} = 1,39\,cm^2.$$

Soit 6T8/ml ($A = 3,01\,cm^2$)

Le % mini d'armatures est vérifié.

Vérifions la condition de non-fissuration $\sigma_1 > \sigma_a = 2000\,kg/cm^2$.

$$\varpi_f = \frac{3,01}{100 \times 4} = 0,007525$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{8} \cdot \frac{0,007525}{1 + 10 \times 0,007525} = 2099\,kg/cm^2 > 2000\,kg/cm^2$$

(vérifié)

1.3 travée intermédiaire.

$M_{tx} = 225$ kgm/ml.

$$\mu = \frac{15 \times 22500}{2000 \times 100 \times \overline{10}^2} = 0,0168.$$

$\Rightarrow \mu = 0,0169 \Rightarrow k = 72,0 \Rightarrow \varepsilon = 0,9425.$

$$A = \frac{22500}{2000 \times 0,9425 \times 10} = 1,19 \quad (< \% \text{ mini}).$$

On mettra 6T8/ml ($3,01\,cm^2$/ml) $3,01\,cm^2 > 1,30\,cm^2$
la condition de non-fissuration est vérifiée comme précédemment $\sigma_1 = 2099$ kg/cm^2 $> \sigma_a = 2000$ kg/cm^2.

1.4 appui intermédiaire.

$M_{ax} = -150$ kg/ml (chapeaux)

$$\mu = \frac{15 \times 15000}{2000 \times 100 \times \overline{10}^2} = 0,01125$$

$\Rightarrow \mu = 0,0113 \Rightarrow k = 90,0 \Rightarrow \varepsilon = 0,9524$

$$A = \frac{15000}{2000 \times 0,9524 \times 10} = 0,80\,cm^2 \quad (< \% \text{ mini d'acier}).$$

On mettra 6T8/ml ($3,01\,cm^2$)

le % mini est vérifié.
la condition de non-fissuration est vérifiée
$\sigma_1 = 2099$ kg/cm^2 > 2000 kg/cm^2.

2. Sens y (plus grande portée). (armature de répartition).

1.1 <u>appui de rive</u>:

$M_{ay} = -115$ kgm/ml (chapeaux).

$$\mu = \frac{15 \times 11500}{2000 \times 100 \times \overline{10}^2} = 0{,}0086.$$

$\mu = 0{,}0087 \Rightarrow k = 104 \Rightarrow \varepsilon = 0{,}9580.$

$$A = \frac{11500}{2000 \times 0{,}9580 \times 10} = 0{,}60 \text{ cm}^2.$$

On calcule le % mini d'acier suivant y (CCBA 68).

Suivant y $0{,}4 \leq \rho \leq 1$

$$A_y \geq \left(\frac{1+\rho}{4}\right) \cdot 4 \cdot \frac{\bar\sigma_b}{\bar\sigma_a} \left(\frac{h_0}{h_y}\right)^2 b h_y = \left(\frac{1+0{,}8615}{4}\right) 0{,}54 \times \frac{5{,}9}{2000} \times \left(\frac{12}{9}\right)^2 100 \times 9 =$$

$A_y \geq 1{,}20 \text{ cm}^2$: % mini:

donc on mettra 5T8/ml ($A = 2{,}51$ cm²)

1.2 <u>travée de rive</u>.

$M = 196$ kgm/ml.

$$\mu = \frac{15 \times 19600}{2000 \times 100 \times \overline{10}^2} = 0{,}0147$$

$\mu = 0{,}0148 \quad k = 77{,}5 \Rightarrow \varepsilon = 0{,}9460.$

$$A = \frac{19600}{2000 \times 0{,}9460 \times 10} = 1{,}04 \text{ cm}^2 \ (< \% \text{ mini d'acier}).$$

On mettra 6T8/ml (3,01 cm²) $3{,}01 > 1{,}20$ (vérifié)
donc le % mini d'acier est vérifié ainsi que la condition de non-fissuration $\sigma_1 = 2099 \text{ kg/cm}^2 \geq 2000 \text{ kg/cm}^2$ (vérifié)

1.3 <u>travée intermédiaire</u>.

$M_{tx} = 225$ kw/ml.

Comme en travée de rive on mettra

6T8/ml (3,01 cm²)

le % mini d'acier st vérifié (3,01 > 1,20 cm²)

la condition de non-fissuration st vérifié

$\sigma_1 = 2099$ kg/cm² > $\sigma_a = 2000$ k/cm²

Calcul à l'effort tranchant.

comme pour la dalle horizontale

on vérifie si les armatures transversals sont nécessaires.

$$T = q\frac{l}{2} = \frac{700 \times 3,60}{2} = 1260 \text{ k}.$$

$$\tau_b = \frac{1260}{100 \times \frac{7}{8} \times 10} = 1,44 \text{ kg/cm}^2 < 1,15\,\bar{\sigma}_b = 6,785 \text{ k/cm}^2$$

Donc les Armatures transversals ne sont pas necessaires.

Vérification de la dalle inclinée au flambement et à la traction (compression).

1. flambement.

Le flambement se vérifie comme une pièce comprimée avec $\lambda = \frac{l_c}{a}$. l_c = longueur de flambement
a : plus petite dimension de la pièce

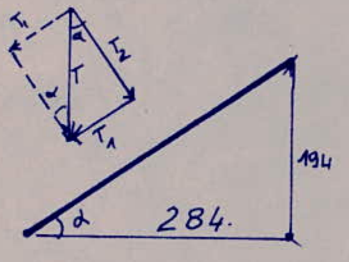
la dalle st encastrée aux deux extrémités.

donc. $l_c = \frac{l_0}{2} = \frac{2,85}{2} = 1,425$

$\Rightarrow \lambda = \frac{l_c}{a} = \frac{1,425}{0,12} = 11,875 < 14,14 \Rightarrow$

La dalle inclinée est vérifiée contre tout risque de flambement.

2. Compression (traction).



$T = q$

$T_1 = q \sin\alpha$

$T_2 = q \cos\alpha$.

$\alpha = 34°$

$\sin\alpha = 0,565$.

C'st la composante $T_1 = q \sin\alpha$ qui cause la compression st la traction dans la dalle. $h_t = 12$ cm.

$q = 700 \text{kg/m}^2$

$F = \frac{q\,l \sin\alpha}{2} = \frac{700 \times 2,84}{2} \times 0,565 = 562 \text{ kg/ml}.$

$\sigma_b = \frac{562}{100 \times 12} = 0,47 \text{ kg/cm}^2$. négligeable pour $\overline{\sigma}_b'$ et $\overline{\sigma}_b$

Donc la dalle st vérifié aussi bien en traction qu'en compression.

Calcul des Poutres.

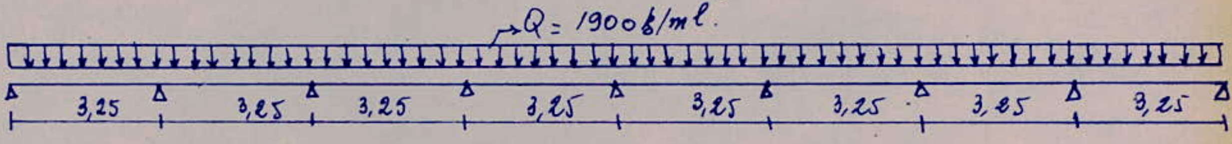
Ce sont des poutres continues à 8 travées égales.

1. Poutre Intermédiaire.

1.1 charges et surcharges de la poutre. (1 travée = 3,25 m).

- réaction dalle horizontale : $\frac{3,25 \times 800}{3,25} = 800$ kg/ml.
- réaction dalle inclinée : $1,10 \times \frac{700 \times 3,10}{3,25} = 735$ k/ml.
- poids propre de la poutre : $0,30 \times 0,40 \times 2500 = 300$ kg/ml.
- Surcharges : $1,2 \times 175 \times 0,30 = 63$ kg/ml.

$\Rightarrow Q = 1900$ kg/ml.



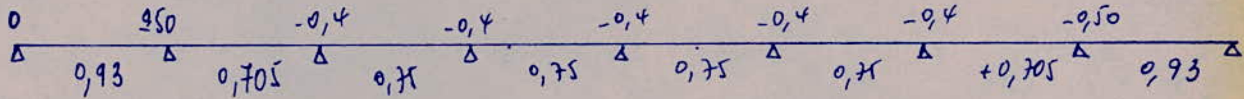
on calcul le moment isostatique M_0.

$$M_0 = q\frac{l^2}{8} = 1900 \times \frac{\overline{3,25}^2}{8} = 2508,6 \text{ kgm}.$$

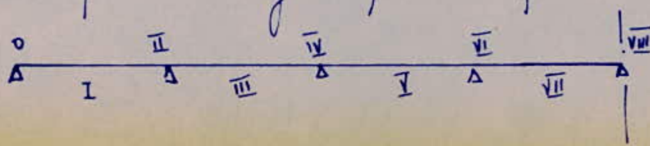
on prendra $M_0 = 2510$ kgm.

D'aprés CHaron (Formulaire page 64). on a la répartition suivante :

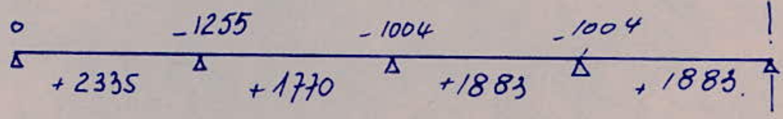
$M = \alpha M_0$. α : coefficients donnés par Charon (calcul exact).



La poutre est symétrique on fera calcul pour la moitié.



Soit les m^{ts} : $M = \alpha M_0$.



Armatures longitudinales.

1. Section I $M = +2335$ kgm.

$$\mu = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 233500}{2800 \times 20 \times \overline{38}^2} = 0{,}0433.$$

$$\mu = 0{,}0436 \Rightarrow k = 41{,}6 \Rightarrow \varepsilon = 0{,}9117.$$

$$\sigma_b' = \frac{2800}{41{,}6} = 68 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137{,}5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{233500}{2800 \times 0{,}9117 \times 38} = 2{,}41 \text{ cm}^2$$ Soit 2T12+2T10 (3,83 cm^2)

2. Section II. $M = -1255$ kgm. (chapeaux).

$$\mu = \frac{15 \times 125500}{2800 \times 20 \times \overline{38}^2} = 0{,}0232.$$

$$\Rightarrow \mu = 0{,}0233 \Rightarrow k = 60{,}0 \Rightarrow \varepsilon = 0{,}9334.$$

$$A = \frac{125500}{2800 \times 0{,}9334 \times 38} = 1{,}26 \text{ cm}^2$$ Soit 2T10 (1,57 cm^2).

longueur des chapeaux égale pour toutes les travées.

$$l = \frac{3{,}25}{4} + 0{,}35 + \frac{3{,}25}{4} = 1{,}975 \text{ m} \Rightarrow l = 2{,}00 \text{ m}.$$

3. Section III $M = 1770$ kgm.

Section IV $M = 1883$ kgm.

on calculera les armatures pour $M = 1883$ et on adoptera le même ferraillage pour les 2 sections.

Sections III et V et VII. $M = 1883\,kgm$.

$$\mu = \frac{15 \times 188300}{2800 \times 20 \times \overline{38}^2} = 0{,}0349$$

$$\Rightarrow \mu = 0{,}0350 \Rightarrow k = 47{,}4 \Rightarrow \varepsilon = 0{,}9199$$

$$A = \frac{188300}{2800 \times 0{,}9199 \times 38} = 1{,}93\,cm^2. \text{ Soit } 2T10 + 2T8 \ (3{,}57\,cm^2).$$

Sections : IV, VI, VIII $M = -1004\,kgm$. (chapeaux).

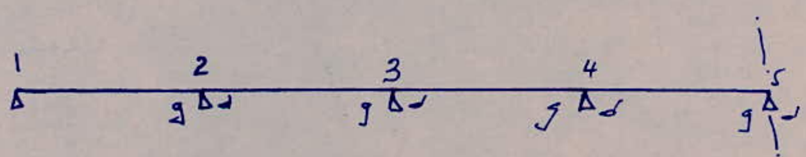
$$\mu = \frac{15 \times 100400}{2800 \times 20 \times \overline{38}^2} = 0{,}0186.$$

$$\Rightarrow \mu = 0{,}0187 \Rightarrow k = 68{,}0 \Rightarrow \varepsilon = 0{,}9398.$$

$$A = \frac{100400}{2800 \times 0{,}9398 \times 38} = 1{,}05\,cm^2 \Rightarrow 2T10 \ (1{,}57\,cm^2).$$

Longueur des chapeaux $l = 2{,}00\,m$.

Armatures transversales.



1. Travée de rive.

$$T_1 = q\frac{l}{2} = \frac{1900 \times 3{,}25}{2} = 3088\,kg.$$

$$T_2 = 1{,}10 \times 3088 = 3397\,kg.$$

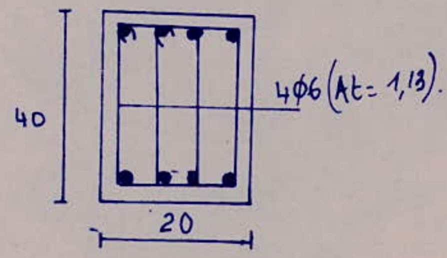
$$\overline{\tau}_b = 2{,}5\,\overline{\sigma}_b = 2{,}5 \times 5{,}9 = 14{,}75\,kg/cm^2.$$

$$\tau_b = \frac{T}{bz} = \frac{3397}{20 \times \frac{7}{8} \times 38} = 5{,}11\,kg/cm^2 < \overline{\tau}_b.$$

$\Rightarrow$ On mettra des Armatures droites.

Supposons qu'on tolère une reprise de bétonnage.

$\Rightarrow \ \rho_a = \frac{2}{3} \qquad \bar{\sigma}_{at} = \rho_a \sigma_{en} = \frac{2}{3} \times 2400 = 1600 \ kg/cm^2.$



$$t = \frac{A_t \cdot Z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1,13 \times 33,25 \times 1600}{3397} = 17,69 \, cm.$$

On mettra $t = 16$ cm on suivra la règle de Caquot.
Les armatures transversals sont placées symétriquement par rapport à l'axe de symétrie de la poutre.

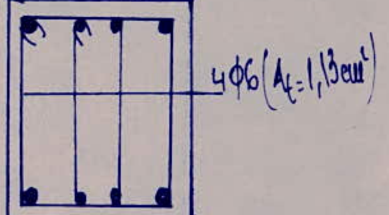
2. travée voisine de celle de rive.

$$T_x = \frac{ql}{2} - qx + \frac{M_2 - M_3}{l}$$

1. $x = 0 \quad T_0 = T_2^d = q\frac{l}{2} + \frac{M_2 - M_3}{l} = \frac{1900 \times 3,25}{2} + \frac{1255 - 1004}{3,25} = 3165 \, kg.$

2. $x = l \quad T_l = T_3^g = -\frac{ql}{2} + \frac{M_2 - M_3}{l} = -3011 \, kg.$

On calcul les armatures transversals pour $T = 3165$ kg.
Les armatures transversals seront placés symetriquement / à l'axe.



$\sigma_{at} = \frac{2}{3} \times 2400 = 1600 \ kg/cm^2.$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1,13 \times 33,25 \times 1600}{3165} = 18,99 \, cm.$$

on adoptera $t = 17$ cm on suivra la règle de Caquot.

Pour l'ancrage avec retour d'equerre, on n'oubliera pas de lui associer une ligature reliant le retour à la masse du béton. (voir dessins de ferraillage).

3. Adhérence des Armatures.

vérifions pour l'appui le plus défavorable T = 3397 kg.

$\bar{\tau}_d = 2.\psi_d.\bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7\ kg/cm^2$

$\tau_d = \frac{T}{np Z}$ on a $2T12 + 2T10 \Rightarrow np = 13,82\ cm.$

$\tau_d = \frac{3397}{13,82 \times \frac{7}{8} \times 38} = 7,39\ kg/cm^2 < \bar{\tau}_d = 17,7\ kg/cm^2$ (vérifié).

4. Vérification des Armatures à l'appui.

1. appui voisin de l'appui de rive.

$\frac{M}{Z} + T = -\frac{1255}{0,33} + 3397 < 0$ aucune vérification de la section des Armatures inférieures à l'appui et de leur ancrage n'est necessaire.

2. appui de rive.

$M = 0 \quad \frac{T}{\bar{\sigma}_a} = \frac{3088}{2800} = 1,10\ cm^2 < 3,83\ cm^2$ (c'est vérifié).

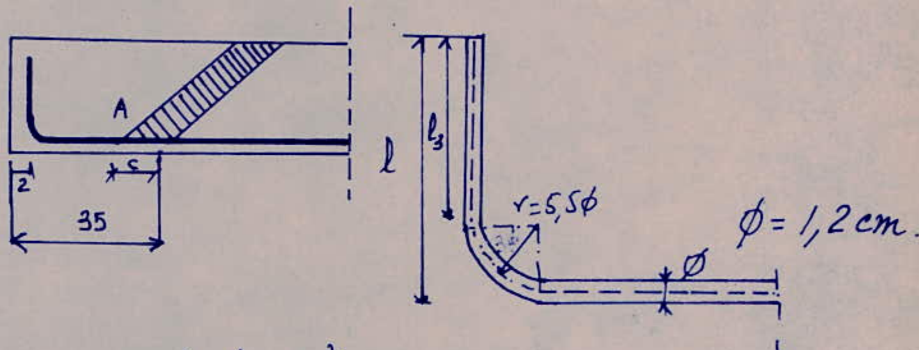
tous les autre appuis intermédiaires sont vérifiées.

pour les autres travées on adoptera les mêmes armatures transversales. Sauf pour les 2 travées de rive lesquelles seront armées de la même façon.

Verifications:

1. Conditions d'appui. (rive).

$$c \geq \frac{2T}{b\,\bar{\sigma}'_{b_0}} = \frac{2 \times 3397}{20 \times 68,5} = 4,96\,cm. < 35\,cm \text{ (vérifié)}.$$



2. Ancrages des Armatures.

pour le retour d'equerre on a:

$$l_1 + 1,89\,l_3 \geq l_d - 2,21\,r.$$

on prend $l_d = 50\,\phi$, et pour l'acier Fe E40:

$$r = 5,5\,\phi$$

$$l_1 + 1,89\,l_3 \geq 50\,\phi - 2,21 \times 5,5\,\phi = 37,85\,\phi.$$

on a vu que l'ancrage doit commencer au point A (voir fig ci-dessus). tel que:

$$l_1 = 35 - 2 - C = 35 - 2 - 4,96 = 28,04\,cm.$$

d'où $1,89\,l_3 \geq 37,85\,\phi - 28,04 = 37,85 \times 1,2 - 28,04 = 17,40\,cm.$

$$\Rightarrow l_3 = \frac{17,40}{1,89} = 9,21\,cm. \overset{\text{soit}}{\Rightarrow} l_3 = 10\,cm.$$

$$\Rightarrow l = l_3 + 5,5\,\phi = 10 + 5,5 \times 1,2 = 16,6\,cm \overset{\text{soit}}{\Rightarrow} l = 20\,cm.$$

2. Poutre de rive.

même caractéristiques que la poutre intermédiaire.

portée : $l = 3{,}25\,m$.

1. réaction de la dalle inclinée :

$$\frac{3{,}10 \times 700}{3{,}25} = 668\ kg/ml$$

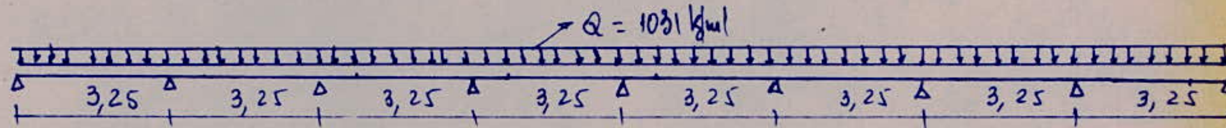
2. poids propre de la poutre :

$$0{,}30 \times 0{,}40 \times 2500 = 300\ kg/ml.$$

3. Surcharges :

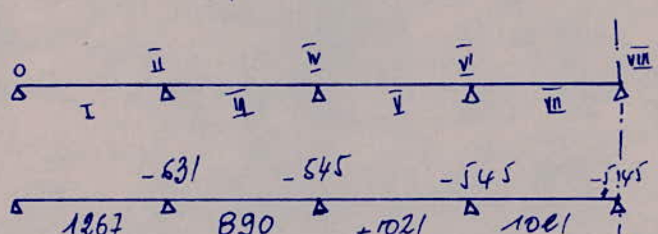
$$1{,}2 \times 175 \times 0{,}30 = 63\ kg/ml.$$

$$\Rightarrow Q = 1031\ kg/ml.$$



$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{1031 \times \overline{3{,}25}^2}{8} = 1362\ kgm.$$

même procédé que pour la poutre Intermédiaire.
on a la m̂ répartition des moments. De même on fera les calculs pour une moitié.



Armatures longitudinales.

1. Section I $\quad M = 1267\ kgm$.

$$\mu = \frac{15 \times 126700}{2800 \times 20 \times \overline{38}^2} = 0{,}0235 \quad \Rightarrow \mu = 0{,}0237 \Rightarrow k = 59{,}5 \Rightarrow \varepsilon = 0{,}9329$$

$$\Rightarrow A = \frac{126700}{2800 \times 0{,}9329 \times 38} = 1{,}28\ cm^2 \quad \text{soit } 2\,T12 \ (2{,}26\ cm^2)$$

2. Section II $M = -631$ kgm (chapeaux).

on mettra 2T10 ($1,57\,cm^2$).

longueur de chapeaux : $l = 0,35 + \frac{3,25}{4} + \frac{3,25}{4} = 1,98$ m

soit $l = 2,00$ m.

3. Sections III et V   on prendra $M = +1021$ kgm.

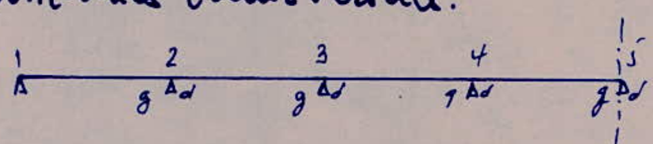
soit 2T12 ($2,26\,cm^2$).

4. Section IV, VII, VIII $M = -545$ kgm.

soit 2T10.

longueur de chapeaux: $l = 2,00$ m.

Armature transversale.

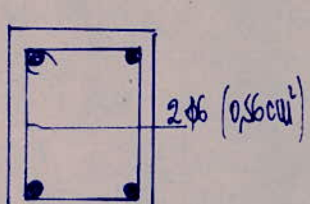


1. travée de rive. $T_1 = \frac{ql}{2} = \frac{1031 \times 3,25}{2} = 1676$ kg.

$T_{2g} = 1,10 \times 1676 = 1843$ kg.

$$\tau_b = \frac{1843}{20 \times \frac{7}{8} \times 38} = 2,78\,kg/cm^2 < \bar{\tau}_b = 14,75\,kg/cm^2.$$

On mettra des armature droite.



$$t = \frac{0,56 \times 33,25 \times 1600}{1843} = 16,16\text{ cm}.$$

Soit $t = 16$ cm -

On suivra la règle de Caquot.

2. travée voisine de celle de rive.

$T_2^d = 1703$ kg.

$T_3^g = 1650$ kg.

m̂ calcul $t = 17$ cm

de même on suivra la méthode de caquot.

* Pour les autres travées on adoptera ($t = 17$ cm) les mêmes armatures transversales. Sauf pour les 2 travées de rive lesquelles seront armées de la même façon.

* toutes les vérifications qu'on a faites pour la poutre intermédiaire sont vérifiées aussi pour la poutre de rive - On peut adopter le m̂ ancrage.
* Pour plus de détails voir plans de ferraillage.

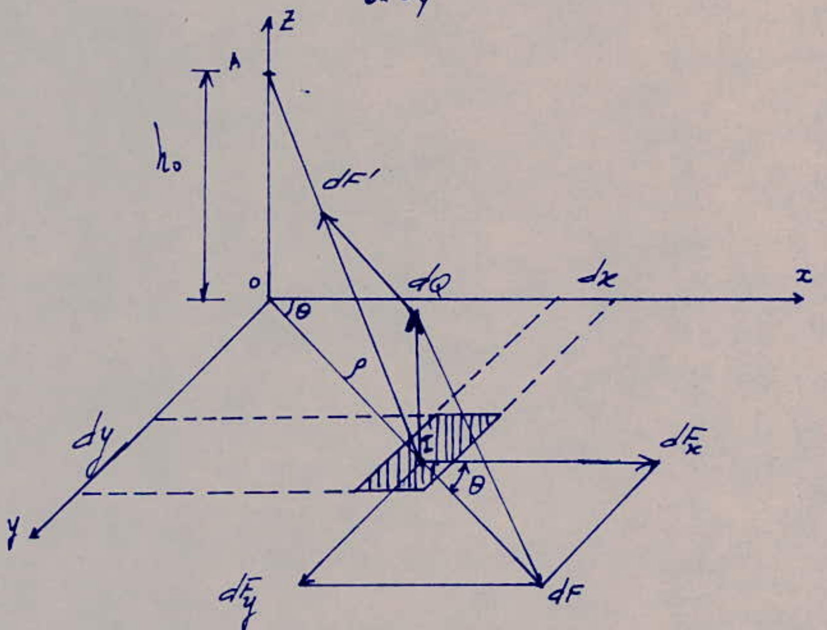
Fondations

1. rappel théorique. (méthode des biellettes)

Nous rapportons la semelle à 3 axes rectangulaires :
OZ dirigé suivant la verticale passant par l'axe de la semelle, Ox et Oy parallèles aux bords. Portons sur OZ la longueur h_o ($h_o = h_t - d$).
Considérons un élément de la semelle, de dimensions dx et dy et de centre $I(x, y)$.

Si σ_s la contrainte admissible du sol ; $\sigma_s = \frac{Q}{B_x B_y}$.
la réaction du sol sur l'élément envisagé a pour valeur :

$$dQ = \sigma_s . dx . dy = \frac{Q}{B_x B_y} dx\, dy.$$



Décomposons dQ en dF' suivant la biellette IA et dF dans le plan xOy.
Nous avons $\frac{dF}{dQ} = \frac{OI}{h_o}$ (triangles semblables).

d'où $$dF = \frac{Q}{B_x B_y} \cdot \frac{OI}{h_o} dx\, dy.$$

Decomposons maintenant dF parallèlement aux axes Ox et Oy.

$$dF_x = dF . \cos\theta = dF . \frac{x}{OI} = \frac{Q}{B_x B_y} \cdot \frac{x}{h_o} dx\, dy.$$

d'ou:

$$F_x = \frac{Q}{B_x . B_y . h_0} \int_{-\frac{B_y}{2}}^{+\frac{B_y}{2}} dy \int_0^{\frac{B_x}{2}} x\, dx = \frac{Q}{B_x . B_y . h_0} . \frac{B_x^2}{8} . B_y = \frac{Q . B_x}{8 . h_0} .$$

On a : $\frac{h_t - d_1}{h_0} = \frac{B_x - b_x}{B_x}$ (déterminée à partir des triangles semblables).

D'où $F_x = \frac{Q . B_x}{8 h_0} = \frac{Q . B_x}{8} . \frac{(B_x - b_x)}{B_x (h_t - d_1)} = \frac{Q (B_x - b_x)}{8 (h_t - d_1)}$

De même si, au lieu de dF_x, nous considérons la composante dF_y de dF parallèle à oy nous obtenons :

$$F_y = \frac{Q (B_y - b_y)}{8 (h_t - d_2)} .$$

Les Armatures seront donc constituées par deux nappes superposées de barres orthogonales et parallèles aux côtés.

la section totale des armatures parallèles à Ox, c'est-à-dire suivant le grand côté, aura pour valeur :

$$A_x = \frac{F_x}{\overline{\sigma_a}} .$$

et la section totale des Armatures parallèles à oy, c'est-à-dire suivant le plus petit coté :

$$A_y = \frac{F_y}{\overline{\sigma_a}} .$$

h_t : hauteur totale de la semelle.

h_0 = hauteur utile.

d_1 = enrobage du 1er lit.

d_2 = enrobage du 2ème lit

b_x, b_y = dimensions du poteau.

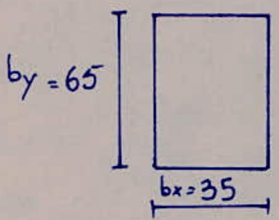
Fondation (type n° 1).

Données $\overline{\sigma_s} = 1,5\ kg/cm^2$ $\quad N = 44,2\,t$.

On prend le poids de la semelle + remblais = 3,5 t.

Donc l'effort à équilibrer $N' = 44,2 + 3,5 = 48\,t$.

base du portique.



$$\frac{b_x}{b_y} = \frac{35}{65} = 0,54 = \frac{B_x}{B_y}$$

$$B_x B_y = 0,54\, B_y^2 \geq \frac{N'}{\overline{\sigma_s}} \Rightarrow$$

$$B_y \geq \sqrt{\frac{48000}{0,54 \times 1,5}} = 250\ cm.$$

$$B_x \geq 0,54\, B_y \geq 0,54 \times 250 = 140\,cm \Rightarrow$$

$$B_x = 150\,cm.$$

Vérification de la contrainte:

$$\sigma_s = \frac{48000}{250 \times 150} = 1,28\ kg/cm^2 < \overline{\sigma_s} = 1,5\ kg/cm^2.$$

$$h_t \geq 4 + \frac{250-65}{4} = 50,25\,cm \Rightarrow h_t = 55\,cm.$$

Calcul des Armatures.

$$F_x = \frac{48000(150-35)}{8(50-5)} = 15334\ kg. \quad (2^e\ lit)$$

$$F_y = \frac{48000(250-65)}{8(50-4)} = 24130\,kg \quad (1^{er}\ lit).$$

Armatures.

$$A_y = \frac{24130}{2520} = 9{,}61\,cm^2 \text{ soit } 13T10\ (10{,}2\ cm^2).$$

$$A_x = \frac{15334}{2520} = 6{,}08\,cm^2 \text{ soit } 8T10\ (6{,}28\,cm^2).$$

$\Rightarrow e \geq 6\phi + 6 = 6 \times 1{,}0 + 6 = 12\,cm.$

on prendra $e = 15\,cm$.

Pour la méthode des bielles on prend $\bar{\sigma}_a = \frac{3}{5}\,\sigma_{en} = 2520\,kg/cm^2$

- Voir ferraillage de la semelle sur plan.

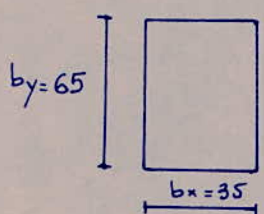
Fondation (type n° 2) (sous salle de projection)

Données $\bar{\sigma}_s = 1,5\ kg/cm^2$ $N = 44,2\ t$.

L'effort à équilibrer st égal à :

1. charges + surcharges du portique
2. réaction de la dalle (plancher intermédiaire) sur le portique.
3. le poids du remblais.

Base du portique.



$$\frac{b_x}{b_y} = \frac{35}{65} = 0,54 = \frac{B_x}{B_y}.$$

$$B_x\, B_y = 0,54\, B_y^2 = \frac{N'}{\bar{\bar{\sigma}}_s}.$$

$$N' = 44,2 + 4,060 + 3,5 = 51,76\ t.$$

$$B_y \geq \sqrt{\frac{51,76 \cdot 10^3}{0,54 \times 1,5}} = 265\ cm.$$

$$B_x \geq 0,54 \times 265 = 150\ cm.$$

Vérifions : $\sigma_s = \dfrac{51,76 \cdot 10^3}{265 \times 150} = 1,30\ kg/cm^2 < 1,5\ kg/cm^2.$

$$h_t \geq 4 + \frac{265-65}{4} = 54\ cm \Rightarrow h_t = 60\ cm.$$

Calcul des Armature.

$$F_y = \frac{51760\,(265-65)}{8\,(60-4)} = 23108\ kg.$$

$$F_x = \frac{51760\,(150-35)}{8\,(50-5)} = 13529\,kg.$$

Armatures.

$$A_y = \frac{23108}{2520} = 9{,}16\,cm^2 \quad \text{soit} \quad 14\,T10 \ (10{,}99\,cm^2)$$

$$A_x = \frac{13529}{2520} = 5{,}4\,cm^2 \quad \text{soit} \quad 8\,T10 \ (6{,}28\,cm^2).$$

$e \geq 6\phi + 6 = 6 \times 1{,}0 + 6 = 12\,cm.$

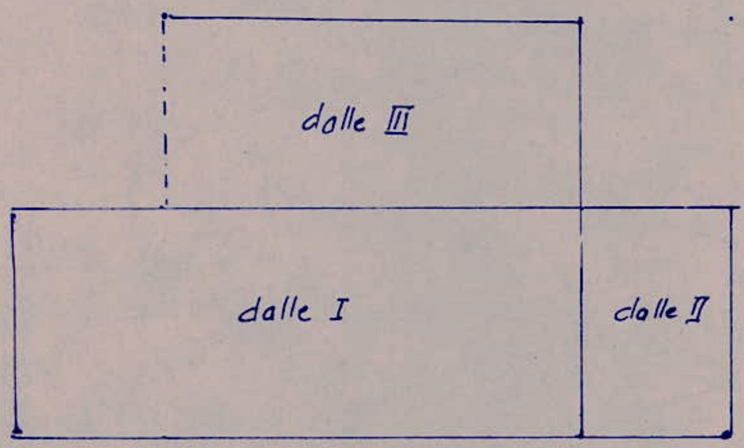
On prendra $e = 15\,cm.$

– Voir ferraillage de la semelle sur plan.

Plancher Intermédiaire

Calcul du plancher de la salle de projection.

pour les dalles, on prendra une épaisseur totale de 15 cm, puis l'on fera une justification de flèche par la méthode des Règles applicables aux batiments courants dans le cas où la condition suivante n'est pas verifiée : $\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x}$.



- Evaluation des charges et surcharges

poids propre de la dalle	.....	375 kg/m²
plafond suspendu	-------	50 kg/m²
revetement	-------	144 kg/m²
sable	-------	30 kg/m²
Cloison repartie	-------	76 kg/m²
Surcharge	1,20 × 375 ----	420 kg/m²

$$\Rightarrow \quad q = 1095 \text{ kg/m}^2$$

on prendra $\boxed{q = 1100 \text{ kg/m}^2}$

Calcul de la dalle I.

$l_x = 5{,}15\ m$ et $l_y = 7{,}00\ m$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0{,}74$$

puisque $0{,}4 \leq \rho \leq 1$, la dalle I est appuyée sur ces quatres côtés, et l'on fera le calcul suivant la méthode du C.C.B.A 68, annexe A

$$\rho = 0{,}74 \implies \mu_x = 0{,}068 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0{,}670$$

et les moments isostatiques seront :

$$M_{ox} = \mu_x\, q\, l_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y\, M_x$$

Ensuite, on prendra la repartition suivante des moments

$0{,}75\ M_{ox}$ ($0{,}75\ M_{oy}$) en travée suivant x (y).

$-0{,}5\ M_{ox}$ ($-0{,}5\ M_{oy}$) aux appuis suivant x (y).

d'où, on obtient les valeurs des moments; en travée

$M_x = 0{,}75\ M_{ox} = 1{,}984\ t.m$ suivant x.

$M_y = 0{,}75\ M_{oy} = 1{,}330\ t.m$ suivant y.

et aux appuis, l'on aura :

$M_x = -0{,}5\ M_{ox} = -0{,}992\ t.m$ suivant x

$M_y = -0{,}5\ M_{oy} = -0{,}665\ t.m$ suivant y.

Calcul des aciers :

- On fera le calcul suivant la méthode Charon, pour la détermination des armatures.
- $h_t = 15\ cm$, et l'on prendra un enrobage de $2\ cm \implies h = 13\ cm$.

En travée :

$$\mu = \frac{15 \times 198400}{2800 \times 100 \times \overline{13}^2} = 0{,}0628 \implies k = 33{,}2 \text{ et } \varepsilon = 0{,}8963.$$

d'où la section d'acier en travée suivant x sera :

$$A = \frac{198400}{2800 \times 0{,}8963 \times 13} = 6{,}08 \text{ cm}^2 \quad (7T12 \text{ avec } A = 7{,}91 \text{ cm}^2)/ml$$

- suivant y :

$$\mu = \frac{15 \times 133000}{2800 \times 100 \times \overline{13}^2} = 0{,}0421 \implies k = 42{,}4 \text{ et } \varepsilon = 0{,}9129$$

$$A = 5{,}09 \text{ cm}^2 \quad (\text{on prendra } 5T12 \text{ avec } A = 5{,}62 \text{ cm}^2)/ml$$

Sur appuis :

suivant x :

$$\mu = 0{,}0314 \implies k = 50{,}5 \text{ et } \varepsilon = 0{,}9237$$

$$\text{et } A = 3{,}75 \text{ cm}^2 \quad (5T10 \text{ avec } 3{,}92 \text{ cm}^2)/ml$$

Suivant y :

$$\mu = 0{,}0210 \implies k = 63{,}5 \text{ et } \varepsilon = 0{,}9363$$

$$A = 2{,}48 \text{ cm}^2 \quad (4T10 \text{ avec } A = 3{,}14 \text{ cm}^2)/ml$$

Vérification de la contrainte dans le béton :

On fera, cette vérification uniquement pour la plus grande contrainte (celle créé, par le moment le plus grand).

$$M = 1{,}984 \text{ t.m} \quad \text{et } A = 7{,}91 \text{ cm}^2 \implies$$

$$\sigma_a = 2115 \text{ bars}.$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 64 \text{ bars} < 137{,}5 \text{ bars}.$$

C'est donc vérifié.

- Règle des espacements :

- armatures principales : l'écartement < (3h, ou 33cm).

or, $e = 14cm$; donc cette condition est vérifiée.

- armatures de répartition : écartement < (4h, ou 45cm).

et dans ce cas : $e = 20cm$, c'est aussi vérifié

- Condition de non-fragilité

D'après les règles applicables aux batiments courants (Albigès)

- armatures principales : $A/bh > 0{,}69\left(1-\frac{\ell}{2}\right)\frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$

- armatures de répartition : $A/bh > 0{,}69\left(1+\frac{\ell}{4}\right)\frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$.

Dans le premier cas :

$$0{,}69\left(1-\frac{\ell}{2}\right)\frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 6.10^{-4} \quad \text{et} \quad A/bh = 60.10^{-4}$$

c'est vérifié

Dans le second cas :

$$0{,}69\left(1+\frac{\ell}{2}\right)\frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 1{,}12\ 10^{-3} \quad \text{et} \quad A/bh = 4{,}3\ 10^{-3} \quad \text{vérifié}$$

- Condition de flèche :

$$\frac{h_0}{\ell x} = \frac{15}{515} = 0{,}0291 \qquad \text{et} \quad \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x} = 0{,}0375$$

Donc $\frac{h_0}{\ell x} < \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x}$: on aura à justifier la flèche.

On le fera, suivant les règles applicables aux bat. courants (Albigès)

article : pour cela $\frac{\ell}{ht} < A$ ou $A = A_0\left(\frac{2{,}5}{\ell x}+0{,}5\right)$.

$\sigma'_b = 64$ bars $\Longrightarrow A_0 = 36 \Rightarrow A = 35{,}46$

$$\frac{\ell}{ht} = \frac{515}{15} = 34{,}34 < A = 35{,}46$$

- Armatures transversales : $T = \frac{q\ell x\ell y}{2\ell y+\ell x} = 2071\,kg$ suivant x.

$$\tau_b = \frac{2071}{100 \times 0{,}875 \times 13} = 1{,}39 < 1{,}15 \times 5{,}8 \text{ bars}.$$

donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Calcul de la dalle II (en porte à faux).

- Calcul des moments :

  - moment dû à la charge uniformément répartie de 1100 kg/ml

    On aura un moment d'encastrement $M_e = q\frac{l}{2}$

    donc $M_{e_1} = 1100 \times \frac{\overline{1{,}56}^2}{2} = 1339$ kg.m.

  - moment dû à la charge concentrée (cloison) :

    $M'_{e_1} = pl$ où $l = 1{,}56$

    $p = 1800 \times 0{,}10 \times 1 \times 2{,}80 = 504$ kg.

    $M'_{e_1} = 504 \times 1{,}56 = 787$ kg.m

D'où le moment résultant :

$$\boxed{Me = 2126 \text{ kg.m}}$$

- Calcul des aciers: Selon la méthode Charon.

  - aciers principaux :

    $\mu = \dfrac{15 \times 212600}{2800 \times 100 \times \overline{13}^2} = 0{,}0673 \Rightarrow k = 31{,}8 \; ; \; \varepsilon = 0{,}8932$

    et $A_p = 8{,}32$ cm² (8T12 avec $A = 9{,}05$ cm²)/ml

  - aciers de répartition :

    $A_r = \left(\frac{1}{2} \text{ à } \frac{1}{4}\right) A_e$ .. on prendra $A_r = \frac{1}{3} A_p$

    $\Rightarrow$ d'où $A_r = 2{,}77$ cm² (5T10 avec $A = 3{,}92$ cm²)/ml

- Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_a = \frac{M}{z \cdot A} = \frac{212600}{13 \times 0{,}8932 \times 9{,}05} = 2024 \text{ bars}$$

$$\sigma'_b = \frac{2024}{31{,}8} = 63{,}64 \text{ bars} < 137{,}5 \text{ bars}.$$

C'est donc vérifié

- Verification de la contrainte dans le béton :

$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k}$: avec $k = 38,9$

On fera la verification pour la plus grande contrainte :

$\sigma_a = 2074$ bars $\Rightarrow \sigma'_b = 53,31$ bars $< 137,5$ bars.

C'est donc, verifieé.

- Règle des espacements :

• $e = 12$ cm ; pour les armatures, l'écartement est verifieé pour les aciers principaux. (33 cm).

• $e = 33$ cm < 45 cm ; verifieé aussi pour les armatures de repartition.

- Condition de non-fragilité :

D'après les regle applicables aux bat. courants :

• armatures principales : $A/b_h = 48\ 10^{-3}$ et $0,69(1-\frac{f}{2})\frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 6,5\ 10^{-4}$

donc $A/b_h > 0,69(1-\frac{f}{2})\frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$ verifieé.

• armatures de repartition : $A/b_h = 18\ 10^{-4}$ et $0,69(1+\frac{f}{4})\frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 11.10^{-4}$

c'est aussi verifieé.

- Condition de flèche :

On n'aura pas à faire de justification de flèche si $\frac{h_0}{l_x} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x}$

$M_t = 0,85 M_x \Rightarrow h_0 \geq l_x \times 0,0425 = 3,45 \times 0,0425 = 0,14$ m.

Or ; $h_0 = 15$ cm c'est donc verifieé

armatures transversales : C'est suivant x, qu'on a l'effort tranchant max

$$T = q\frac{l_x l_y}{2l_y + l_x} = 1100\frac{3,45 \times 5,4}{2 \times 5,4 + 3,45} = 1439 \text{ kg}.$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 Z} = \frac{1439}{100 \times 0,875 \times 13} = 1,26 \text{ bars} < 1,15\bar{\sigma}_b = 6,6 \text{ bars}.$$

les armatures transversales ne sont pas necessaires.

Calcul de la dalle III

dalle appuyé sur 3 cotés : $l_x = 3,45\,m$; $l_y = 5,40\,m$,

On utilisera pour le calcul des moments ; la Méthode de l'hermite

(Voir Guerrin t. 4) : $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,63 \Rightarrow \beta = 0,083$; $\beta_1 = 0,055$; $\beta_2 = 0,022$

Sur le bord libre : $M_x = \beta p l_x^2$

au centre $\begin{cases} M_x = \beta_1 q\, l_x^2 \\ M_y = \beta_2 q\, l_x^2 \end{cases}$

On prendra la répartition suivante des moments :

en travée : $M'_x = 0,85\, M_x = 1536$ kg.m

$M'_y = 0,95\, M_y = 275$ kg.m

aux appuis : $M'_x = -0,5\, M_x = 768$ kg.m

$M'_y = -0,3\, M_y = 82,5$ kg.m

Calcul des aciers :

en travée : suivant x

$$\mu = \frac{15 \times 153600}{2800 \times 100 \times \overline{13}^2} = 0,0486 \Rightarrow k = 36,9 \;;\; \varepsilon = 0,9072$$

$A = 5,92\, cm^2$ (8T10 avec $A = 6,28\,cm^2$) /ml

Suivant y :

$\mu = 0,0087 \Rightarrow k = 104$ et $\varepsilon = 0,9580$

$A = 1\, cm^2$ (3T10 avec $A = 2,35\, cm^2$) /ml

aux appuis :

Suivant x :

$\mu = 0,0243 \Rightarrow k = 58,5$ et $\varepsilon = 0,9390$

$A = 2,98\, cm^2$ (4T10 avec $A = 3,14\,cm^2$) /ml

suivant y : on prendra 4T8 (avec $A = 2,01\,cm^2$) /ml

- Règles des espacements :

  - armatures principales : $e = 12$ cm < 33 cm vérifiée
  - armatures de répartition : $e = 33$ cm < 45 cm vérifiée aussi

- Condition de non-fragilité :

  - armatures principales : $A/bh = 69\ 10^{-4}$ et $0{,}69(1-\frac{\rho}{2})\frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 6.10^{-4}$

    donc $A/bh > 0{,}69(1-\frac{\rho}{2})\frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$: vérifiée

  - armatures de répartition :

    $0{,}69(1+\frac{\rho}{4})\frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 1{,}12\ 10^{-3}$ et $A/bh = 2{,}6\ 10^{-3}$

    $\Rightarrow A/bh > 0{,}69(1+\frac{\rho}{4})\frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$: vérifiée aussi

- Condition de flèche :

  $\frac{h_0}{l_x} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x} \Rightarrow \frac{h_0}{l_x} = \frac{0{,}15}{1{,}56} = 0{,}096$ et $\frac{1}{20}\frac{M_x}{M_0} = 0{,}05$

  Donc, il n'est pas necessaire d'effectuer une justification de flèche

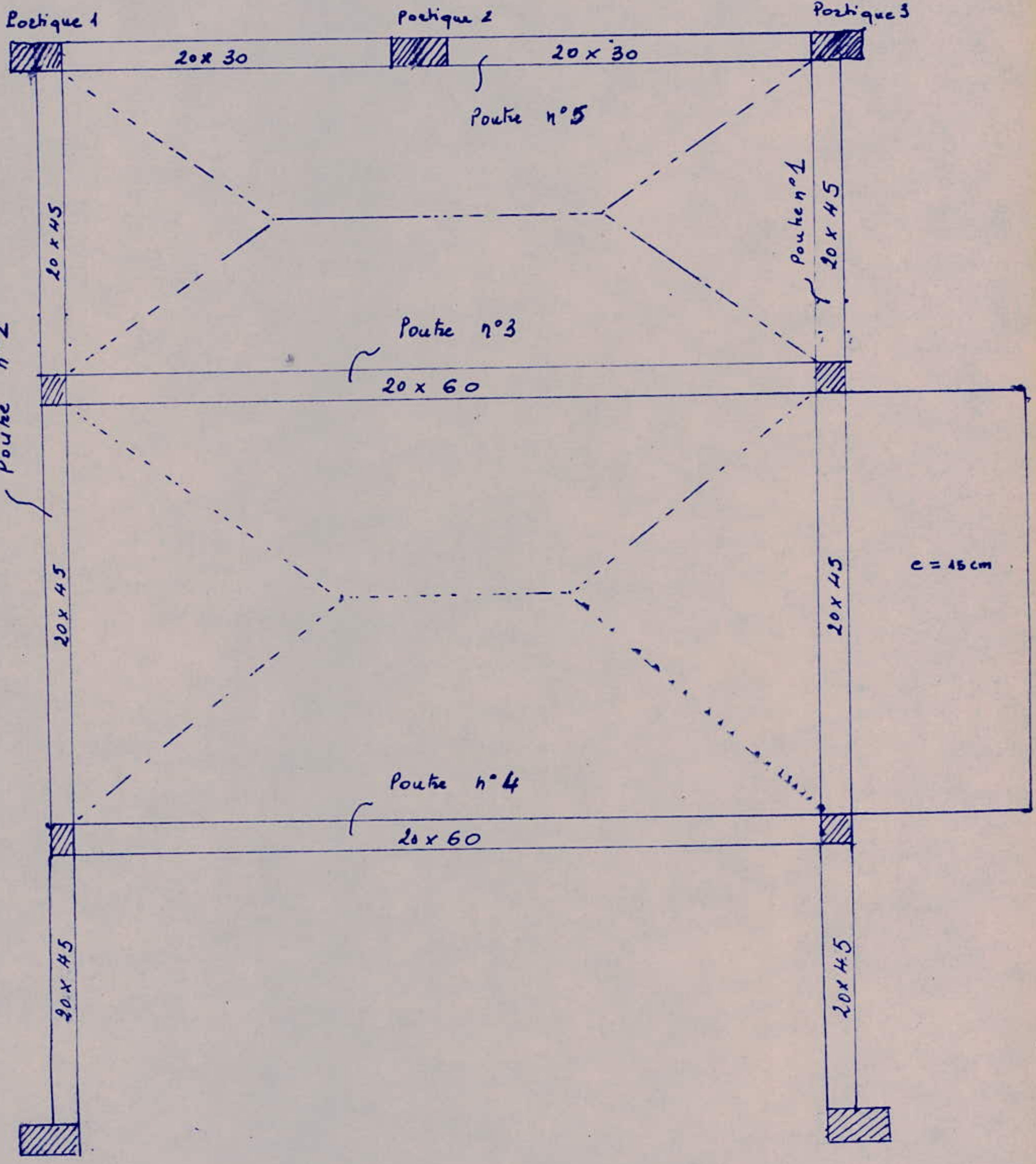
- armatures de répartition : suivant x.

  $$T = 1100\ \frac{5{,}15 \times 1{,}56}{2 \times 5{,}15 + 1{,}56} = 746 \text{ kg}.$$

  $$\tau_b = \frac{746}{100 \times 0{,}875 \times 13} = 0{,}66 \text{ bars} < 1{,}15\bar{\sigma}_b \text{ bars}.$$

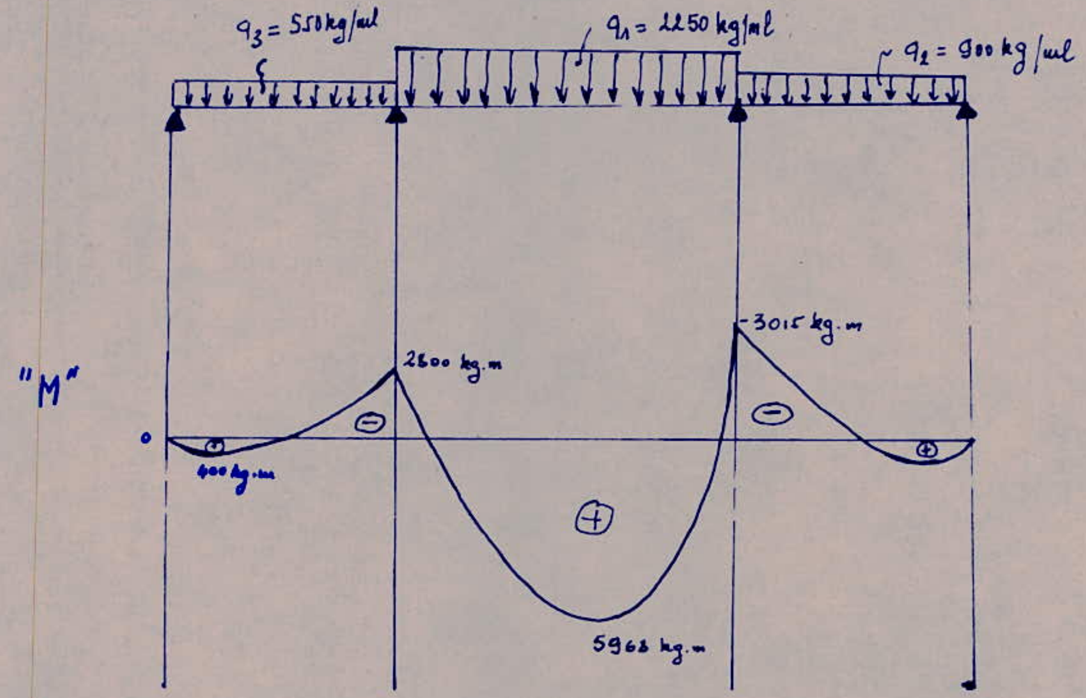
  Par conséquent, les armatures transversales, ne sont pas necessaires.

ETUDE DES POUTRES.



Calcul des poutres

Poutre n° 1 : 20 x 45



Évaluation des charges et surcharges :

travée 5,15 m :

p.p . . . . 225 kg/ml

Reaction dalle I . . . . 875,5 kg/ml

Reaction dalle II . . . . . 1060,8 kg/ml

Surcharge $1,2 \times 375 \times 0,2 = 84$ kg/ml

d'où $q_1 = 2245,5$ kg/ml

On prendra $Q_1 = 2250$ kg/ml.

Travée de 3,45 :

P.P . . . . 225 kg/ml

Reaction dalle III . . . 586,5 kg/ml

Surcharge . . . . 84 kg/ml.

$\Rightarrow$ $q_2 = 900$ kg/ml

Calcul des moments :

Le rapport, entre les 2 travées est superieur à 1,2, donc, pour les calculs de moments, on utilisera la Methode Caquot exposé dans le C.C.B.A 68, annexe A.

$$K_W = \frac{bh^3}{12 l'_W} = 368,62 \ cm^3 \qquad \text{et } k_e = \frac{bh^3}{12 l'_e} = 550,27 \ cm^3$$

$$l'_W = 0,8\, l_W = 0,8 \times 5,15 = 4,12 m \qquad \text{et } l'_e = 0,8 l_e = 2,76 m$$

$$M'_W = \frac{2250}{8,5} \times \overline{0,8}^2 \times \overline{5,15}^2 = 4494 \ kg.m$$

$$M'_e = \frac{900}{8,5} \times \overline{0,8}^2 \times \overline{3,45}^2 = 807 \ kg.m$$

Enfin $\quad M_W = M_e = M'_e \frac{k_W}{D} + M'_W\left(1 - \frac{k_W}{D}\right) = 3015 \ kg.m$

Donc ; le moment sur l'appui, intermediaire est de 3015 kg.m, puis en traçant le diagramme des moments flechissants, on peut determiner le moment max en travée.

Calcul des aciers.

En travée :

(1) $M_{t_1} = 5968$ kg.m : on utilise ensuite la méthode Charon-

$$\mu = \frac{15 \times 596800}{2800 \times 20 \times \overline{42}^2} = 0,090 \implies k = 26,4 \quad \text{et } \varepsilon = 0,8792$$

$$A = \frac{596800}{2800 \times 0,8792 \times 42} = 5,77 \ cm^2$$ (on prendra 2T20 avec $A = 6,28 \ cm^2$)

(2) $M_{t_2} = 400$ kg.m. (on prendra 2T16 en acier inferieurs)

(3) $M_{t_3} < 0$ (On prendra 2T16 en acier superieurs).

Sur appuis.

$M = -3015$ kg.m

$$\mu = \frac{15 \times 301500}{2800 \times 20 \times \overline{42}^2} = 0,045 \implies k = 40,4 \quad \text{et } \varepsilon = 0,9098$$

$$A = \frac{301500}{2800 \times 0,9098 \times 42} = 2,81 \ cm^2$$ (2T16 avec $4,02 \ cm^2$)

- vérification de la contrainte dans le béton :

$\sigma a = 2800$ bars et $k = 26,4$

$\Rightarrow \sigma'_b = \frac{2800}{26,4} = 106,06$ bars $< 137,5$ bars vérifiée

- Condition de flèche : C.C.B.A 68 article 61,21

① $h_o = 45$ cm ; $l = 5,15$ m

$\frac{1}{10} \frac{Mt}{Mo} = \frac{1}{10} \frac{5968}{7450} = 0,08$

et $\frac{ho}{l} = 0,087 \Rightarrow \frac{ho}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{Mt}{Mo}$ vérifiée

② $\frac{A}{b_o h} \leq \frac{43}{\sigma en}$

$A/b_o h = \frac{6,28}{20 \times 45} = 0,0069$ et $\frac{43}{\sigma en} = 0,010$

vérifiée.

Donc, on n'a besoin de faire une justification de flèche.

armatures transversales :

$T_1 = \frac{q.l_1}{2} + \frac{Mw - Me}{l_1} = 6663$ kg.

$T_2 = \frac{q l_2}{2} + \frac{Mw - Me}{l_2} = 2463$ kg

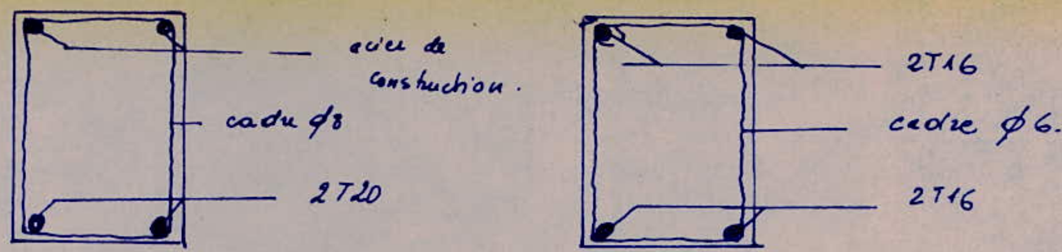
$\tau_{b_1} = \frac{T_1}{bo\, Z} = \frac{6663}{20 \times 0,875 \times 42} = 9,07$ bars

$\bar{\sigma}a_t = \sigma a\left(1 - \frac{\tau_b}{9\,\bar{\sigma}_b}\right) = 2400\left(1 - \frac{1,07}{1 \times 5,8}\right) = 1983$ bars.

$\frac{At}{t} = \frac{T_1}{\bar{\sigma}a_t \times 0,875 \times 42} = \frac{6663}{1983 \times 0,875 \times 42} = 0,09 \Rightarrow t = 12,49$ cm.

$t = 12$ cm $< \bar{t} = h\left(1 - \frac{0,3\, \tau_{b_1}}{5,8}\right) = 22$ cm.

Donc, dans la travée de 5,15 m, on prendra comme armatures transversales $\phi 6$ espacés de 12 cm.



- <u>Pourcentage minimal d'acier</u> :

D'après le C.C.B.A 68, article 52, on doit avoir

$$A/_{b_0 h} \geq \frac{\psi}{4} \frac{\overline{\sigma}_b}{\overline{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h}\right)^2$$

$$A/_{b_0 h} = 73\ 10^{-4} \geq \frac{\psi}{4} \frac{\overline{\sigma}_b}{\overline{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h}\right)^2 = 12.10^{-4}$$

Donc : la condition de non-fragilité est vérifiée.

- <u>Vérification de la section d'appui</u>

- longueur d'appui

La longueur c, de l'appui à l'extrémité à laquelle on peut compter le commencement de l'ancrage de l'armature doit être telle que :

$$c \geq \frac{2T}{b_0 \overline{\sigma}'_{b_0}}$$

Or, dans ce cas : $\frac{2T}{b_0 \overline{\sigma}'_{b_0}} = \frac{2 \times 6663}{20 \times 67,5} = 9,87$ cm.

Mais puisque $c = 20$ cm, donc cette condition est aussi vérifiée.

- ETUDE de la travée de 3,45 m soumise à q_3.

p.p .... 225 kg/ml

poids du remplissage ... 325 kg/ml

$\Rightarrow q_3 = 550$ kg/ml

- Evaluation des efforts dans cette travée :

Le rapport entre les 2 travées consécutives, étant, supérieur à 1,2, on utilisera la méthode Caquot pour le calcul des efforts (C.C.B.A 68, annexe A)

On a déjà calculé K_e, K_w, l'_e, l'_w

$K_e = 368,62 \text{ cm}^2$; $K_w = 550,27 \text{ cm}^3$

$l'_w = 2,76$ m ; $l'_e = 4,12$ m.

$$M'_e = \frac{2250}{8,5} \times \overline{0,8}^2 \times \overline{5,15}^2 = 4404 \text{ kg.m}.$$

$$M'_w = \frac{550}{8,5} \times \overline{0,8}^2 \times \overline{3,45}^2 = 494 \text{ kg.m}.$$

$$M_w = M_e = M'_e \frac{K_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{K_w}{D}\right) = 2789 \text{ kg.m}.$$

Donc, le moment sur appui intermédiaire est 2779 kg.m, et le moment en travée, sera déterminé en traçant le moment fléchissant isostatique $\left(q_3 \frac{l^2}{8}\right)$, de la poutre.

Calcul des aciers :. On utilise la méthode Charon.

- appui : $M_a = 2779$ kg.m.

$\mu = 0,043 \Rightarrow k = 41,6$ et $\Sigma = 0,9117$

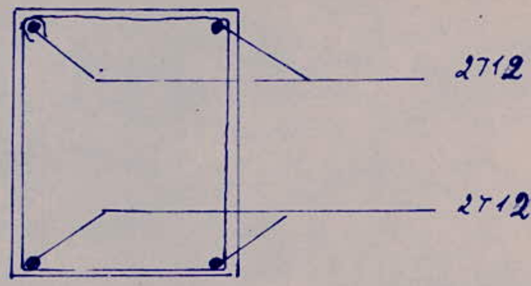
$A = 2,06 \text{ cm}^2$ (on prendra 2T12 avec $2,27 \text{ cm}^2$).

travée :

$M_t = 400$ kg.m.

On prendra 2T12 avec une section ($2,27 \text{ cm}^2$)

Cadre $\phi 6$



- Verification des contraintes dans le béton

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma_a}}{k} = \frac{2800}{41,6} = 67,3 \text{ bars} < 135 \text{ bars}.$$

C'est donc verifiée.

- Armatures transversales :

$$T = q\frac{l}{2} = 550 \times \frac{3,45}{2} + \frac{2739}{3,45} = 1760 \text{ kg}.$$

$$\sigma_{at} = 2800\left(1 - \frac{\tau_b}{3\bar{\tau_b}}\right) = 2239 \text{ bars}.$$

$$\bar{\tau_b} = 2,40 \text{ bars}$$

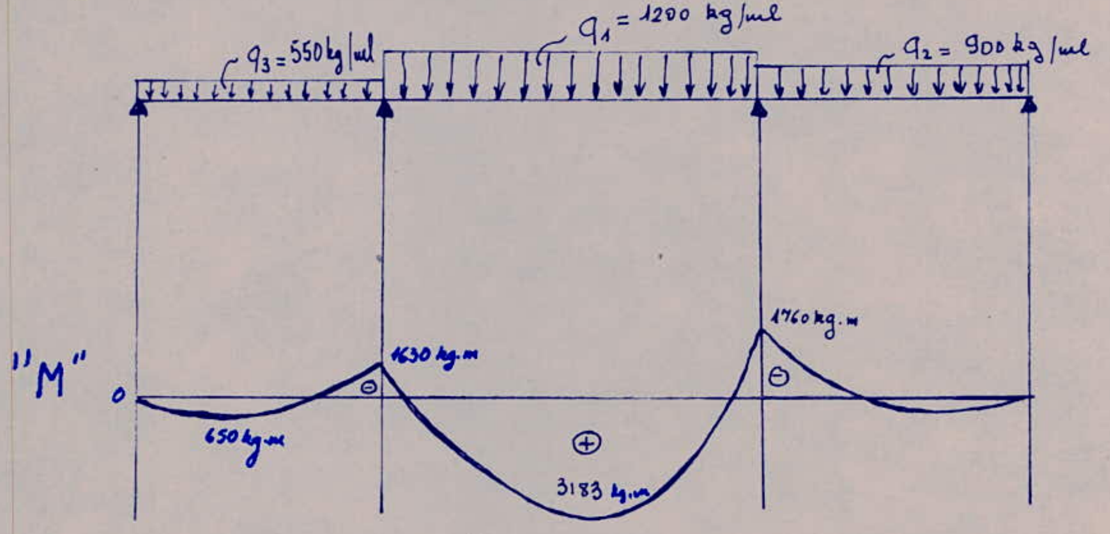
$$\bar{t} = h\left(1 - 0,3\frac{\tau_b}{\bar{\tau_b}}\right) = 36 \text{ cm}.$$

$\frac{A_t}{t} = 0,020$; en prenant des cadres $\phi 6$ $\Rightarrow$.

$$t = 26 \text{ cm} < \bar{t} = 36 \text{ cm}.$$

Donc, pour les armatures transversales, nous prendrons des cadres $\phi 6$, espacés de 20 cm sur appui, et on applique la règle de Caquot en travée.

Poutre n° 2 : 20x45



Evaluation des charges et surcharges :

- Travée 5,15 m :

p.p . . . . 225 kg/ml

Reaction dalle I . . . . 875,5 kg/ml

Surcharge . . . . 84 kg/ml

$q_1 = 1184,5$ kg/ml $\Rightarrow$ $q_1 = 1200$ kg/ml

- Travée 3,45 m :

p.p . . . . 225 kg/ml

Reaction dalle II . . . . 586,5 kg/ml

Surcharge . . . . . 84 kg/ml

$q_2 = 895,5$ kg/ml. $\Rightarrow$ $q_2 = 900$ kg/ml.

- 2° travée 3,45 m :

q_3 est le même que la poutre n° 1, calculée precedemment. ($q_3 = 550$ kg/ml)

<u>Calcul des moments</u> : comme pour le calcul de la poutre n°1 ; nous utiliserons, la méthode Caquot (C.C.B.A 68, annexe A).

$K_w = 368,62\ cm^2$ et $K_e = 550,27\ cm^3$

$l'_w = 4,12\ m$ et $l'_e = 2,76\ m$.

$M'_w = 2397\ kg.m$ et $M'_e = 807\ kg.m$.

Par conséquent : $M_w = M_e = 1760\ kg.m$.

Ensuite, on trace le diagramme des moments, pour déterminer les moments en travée :

$M_{t_{5,15}} = 3198\ kg.m$

$M_{t_{3,45}} = +1072\ kg.m$.

<u>Calcul des aciers</u> : On utilisera comme précédemment la méthode Charon :

- <u>travée 5,15 m</u> : $\mu = 0,0485 \Rightarrow k = 39$ et $\varepsilon = 0,9074$

  d'où $A = 2,99\ cm^2$ (2T16 avec $A = 4,02\ cm^2$).

- <u>travée 3,45 m</u> :

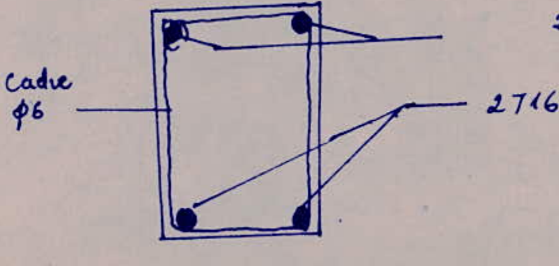
  $\mu = 0,0162 \Rightarrow k = 73,5$ et $\varepsilon = 0,9435$.

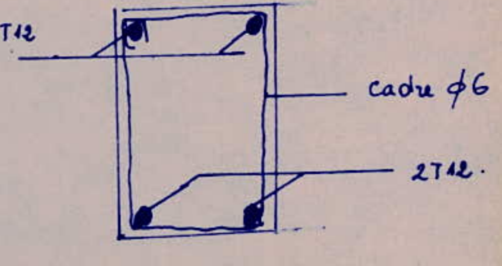
  $A = 0,94\ cm^2$ (2T12 avec $A = 2,26\ cm^2$).

- <u>appui intermédiaire</u> :

  $M = -1760\ kg.m$. d'où on trouve une section.

  $A = 1,71\ cm^2$ (on prendra 2T12 avec $A = 2,26\ cm^2$).





- vérification de la contrainte dans le béton

$\bar{\sigma}_a = 2800$ bars et $k = 39,0$

$\sigma'_b = \frac{2800}{39} = 71,79$ bars < 135 bars.

- condition de flèche : C.C.B.A 68 article 61, 21

① $h_0 = 45$ cm ; $l = 5,15$ m

$$\frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10}\frac{3183}{3979} = 0,080 \quad \text{et} \quad \frac{h_0}{l} = 0,087$$

Donc : $\frac{h_0}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$ vérifiée.

② $\frac{A}{b_0 h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}}$

$A/b_0h = 47\ 10^{-4}$ et $\frac{43}{\sigma_{en}} = 100\ 10^{-4}$

Donc : $A/b_0h \leq \frac{43}{\sigma_{en}}$ vérifiée

Par conséquent, on n'a pas besoin de faire une justification de flèche.

- armatures transversales :

$$T_1 = \frac{q l_1}{2} + \frac{M_w - M_e}{l_1} = 3530 \text{ kg}.$$

$$T_2 = \frac{q l_2}{2} + \frac{M - M_e}{l_2} = 2160 \text{ kg}.$$

$$\tau_{b1} = \frac{T_1}{b_0 z} = \frac{3530}{20 \times 0,875 \times 42} = 4,80 \text{ bars}.$$

$\bar{\sigma}_{at} = 1998$ bars. et $A_t/t = 0,049$

$t = 11,48$ cm $< \bar{t} = 30$ cm.

Donc : dans la travée de 5,15 m ; on prendra des $\phi 6$ espacés de 10 cm aux appuis et on applique la règle de Caquot pour le reste de la travée.

Et pour la travée : 3,45 m, on prendra de $\phi 6$ espacés de 13 cm.

Calcul des efforts dans la travée soumise à q_3

- Le rapport entre 2 travées consecutives, étant superieur à 1,2, on appliquera la méthode de Caquot pour calculer le moment sur appui intermediaire, et le moment en travée sera déduit par construction graphique à partir du moment isostatique.

$k_e = 368{,}62\ cm^3$ et $k_W = 550{,}27\ cm^2$ et $D = k_e + k_W$

$l'_e = 0{,}8\ l_e = 4{,}12\ m$

$l'_W = 0{,}8\ l_W = 2{,}76\ m$

$M'_e = \frac{1200}{8{,}5}\ \overline{0{,}8}^2 \times \overline{5{,}15}^2 = 2397\ kg.m$

$M'_W = 494\ kg.m$

Par conséquent $M_W = M_e = M'_e \frac{k_W}{D} + M'_W\left(1 - \frac{k_W}{D}\right) = 1630\ kg.m$

Et graphiquement $M_t = 650\ kg.m$.

Calcul des aciers :

Pour le calcul du ferraillage on utilisera la méthode Charon.

appui : $\mu = 0{,}024 \implies k = 58{,}5$ ~~et~~ $\varepsilon = 0{,}9320$

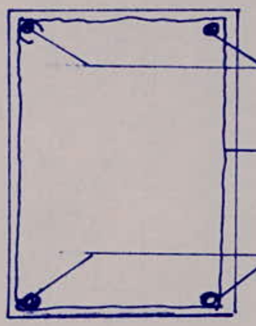
$A = 1{,}48\ cm^2$: on prendra 2T12 avec $A = 2{,}26\ cm^2$

Travée :

$\mu = 0{,}009 \implies k = 96{,}5$ et $\varepsilon = 0{,}9552$.

$A = 0{,}58\ cm^2$: on prendra 2T12 avec $A = 2{,}26\ cm^2$

De même, on prendra 2T12, en aciers comprimés dans la travée



Verification de la contrainte dans le béton

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 49 \text{ bars} < 135 \text{ bars}.$$

La contrainte dans le béton est ainsi inferieure à la contrainte admissible.

Armatures transversales :

$$T = q\frac{l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} = 1430 \text{ kg.m}$$

$$\tau_b = 1,95 \text{ bars}$$

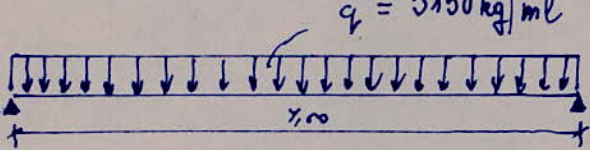
$$\bar{\sigma}_{at} = 2400\left(1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b}\right) = 2310 \text{ bars}.$$

$$\bar{t} = 37 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{t} = 0,016 \Rightarrow t = 33 \text{ cm} \quad (\text{en prenant des } \phi 6).$$

Par conséquent, pour les armatures transversales, on prendra des cadres $\phi 6$, espacés de 25 cm sur appui, et on appliquera la méthode Caquot en travée.

Poutre n°3 : 20 x 60



évaluation des charges et surcharges :

p.p . . . . $0,6 \times 0,2 \times 2500 = 300$ kg/ml

Reaction dalle I : . . . . $= 1504,5$ kg/ml

Reaction dalle II. . . . . $= 1249,5$ kg/ml

Surcharge . . . . $= 84$ kg/ml

d'où $q = 3138$ kg/ml

$\boxed{q = 3150 \text{ kg/ml}}$

Calcul des moments :

Moment isostatique : $M_0 = 3150 \dfrac{\overline{7,00}^2}{8} = 19294$ kg.m.

On prendra $M_t = 0,8\,M_0$ et $M_a = -0,4\,M_0$, en effet d'après C.C.BA 68, article 55,3 $M_t + M_a \geqslant 1,15 M_0$. vérifiée

$\Rightarrow \quad M_t = 15436$ kg.m

$M_a = -7718$ kg.m.

Calcul des aciers : On utilisera la méthode Charon

en travée :

$$\mu = \frac{15 \times 1543600}{2800 \times 20 \times \overline{57}^2} = 0,127 \Rightarrow k = 21,1 \qquad \varepsilon = 0,8576$$

$$A = \frac{1543600}{2800 \times 0,8576 \times 57} = 11,27 \text{ cm}^2 \quad (4T20 \text{ avec } A = 12,56 \text{ cm}^2)$$

sur appuis

$$\mu = \frac{15 \times 771800}{2800 \times 20 \times \overline{57}^2} = 0,063 \Rightarrow k = 33 \text{ et } \varepsilon = 0,8958$$

$A = 5,39$ cm² (4T14 avec $A = 6,15$ cm²)

Verification de la contrainte dans le béton

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2500}{21,1} = 132,7 \text{ bars} < 137,5 \text{ bars} \quad \text{verifiée}$$

Condition de flèche :

① $\frac{h_0}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$; $\frac{h_0}{l} = 0,085$ et $\frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0,08$

Donc $0,085 \geq 0,08$ verifiée

② $A/_{b_0 h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}}$; $A/_{b_0 h} = 0,010$ et $\frac{43}{\sigma_{en}} = 0,0102$.

Donc ; Cette condition est verifiée aussi.

Donc ; il n'y a pas lieu de faire une justification de flèche :

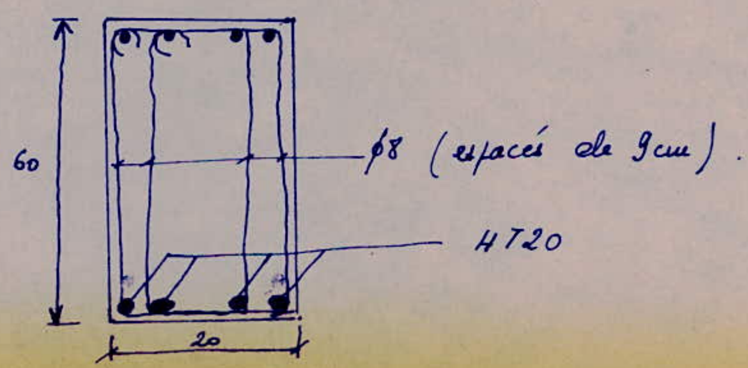
armatures transversales :

$$T = q\frac{l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} = 11025 \text{ kg/ml}.$$

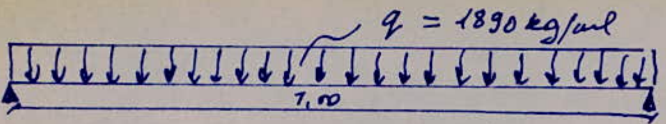
$$\tau_b = \frac{T}{b_0 z} = 11,05 \text{ bars} \quad \text{et} \quad \overline{\sigma}_{at} = \sigma_{en}\left(1 - \frac{\tau_b}{9\overline{\sigma}_b}\right) = 1892 \text{ bars}$$

$$\frac{A_t}{t} = \frac{T}{\sigma_{at} \times z} = 0,11 \implies t = 9,58 < \overline{t} = 24 \text{ cm}.$$

Donc pour les armatures transversales, on prendra des ϕ 8 espacés de 9 cm ; pour la travée on applique la règle de Caquot.



Poutre n° 4 : 20 x 60



- evaluation des charges et surcharges :

p.p . . . . 300 kg/ml

Reaction dalle I . . . 1504,5 kg/ml

Surcharge : . . . . 84 kg/ml

$q = 1890$ kg/ml

- calcul des moments

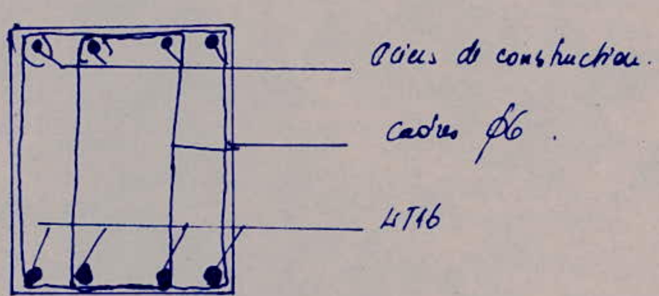
$M_0 = 11577$ kg.m.

$M_t = 9262$ kg.m et $M_a = -4630$ kg.m.

- calcul des aciers : On utilisera la méthode Charon

en travée : $A = 6{,}63$ cm² (4T16 avec $A = 7{,}05$ cm²).

appui : $A = 3{,}31$ cm² (4T12 avec $A = 4{,}52$ cm²).



- condition de flèche :

① $\frac{h_0}{l_x} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$; $\frac{h_0}{l_x} = 0{,}085$ et $\frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0{,}08$

Donc ; cette condition est verifiée .

② $A/b_0h = 7{,}0 \cdot 10^{-3}$ et $\frac{43}{\sigma_{en}} = 0{,}0108$

Donc : $A/b_0h \leq \frac{43}{\sigma_{en}}$

Par conséquent , on n'a pas besoin de faire une justification de flèche

- armature transversale :

$$T = \frac{ql}{2} = 1490 \times \frac{1{,}00}{2} = 7600 \text{ kg}.$$

$\tau_b = 7{,}61$ bars et $\overline{\sigma}_{at} = 1879$ bars.

$\frac{At}{t} = 0{,}081 \implies t = 13$ cm. $< \overline{t} = 33$ cm.

pour les armatures transversales, on prendra des cadres $\phi 6$ espacés de 12 cm. sur appuis, on applique la règle de Caquot en travée.

- Condition de non-fragilité

D'après le CCBA 68 article 52, on doit avoir

$$A/b_0h \geq \psi_H \frac{\overline{\sigma}_b}{\overline{\sigma}_a}\left(\frac{h_t}{h}\right)^2$$

$A/b_0h = 70 \cdot 10^{-4}$ et $\psi_H \frac{\overline{\sigma}_b}{\overline{\sigma}_a}\left(\frac{h_t}{h}\right)^2 = 12 \cdot 10^{-4}$

Donc la condition de non-fragilité est vérifiée.

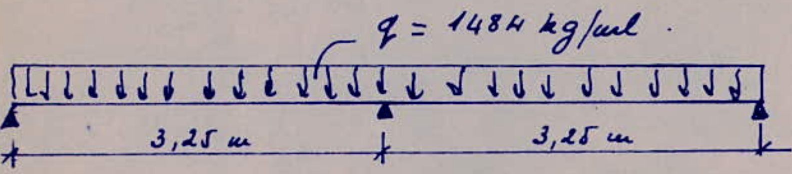
- Vérification de la section d'appui

- longueur d'appui :

$$\frac{2T}{b_0\overline{\sigma}'_{b0}} = 14{,}25 \text{ cm}.$$

Or, $c = 20$ cm $\implies c > \frac{2T}{b_0\overline{\sigma}'_{b0}}$, d'où la condition est aussi vérifiée.

Poutre n°3 : 20 x 30



evaluation des charges et surcharges :

- p.p .... 150 kg/ml
- Reaction dalle II ---- 1249,5 kg/ml

Surcharge ---- 84 kg/ml :

on prendra

$$\boxed{q = 1484 \text{ kg/ml}}$$

- Calcul des moments :

$M_o = q\frac{l^2}{8} = 1960$ kg.m.

$M_t = 0{,}9 M_o = 1764$ kg.m (en travée)

$M_a = -0{,}6 M_o = 1176$ kg.m. (sur appuis)

Calcul des aciers :

aciers en travée : D'après la Méthode Charon

$\mu = 0{,}0648 \Rightarrow k = 32{,}6$ et $\varepsilon = 0{,}8952$

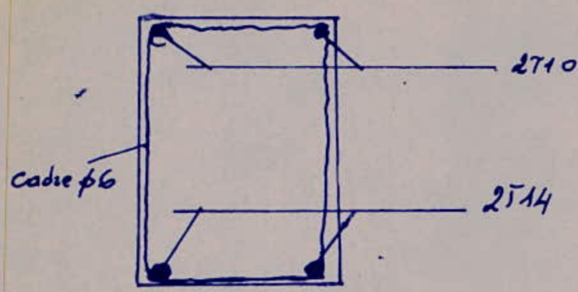
$A = 2{,}6$ cm² (on prendra 2T14 avec $A = 3{,}08$ cm²).

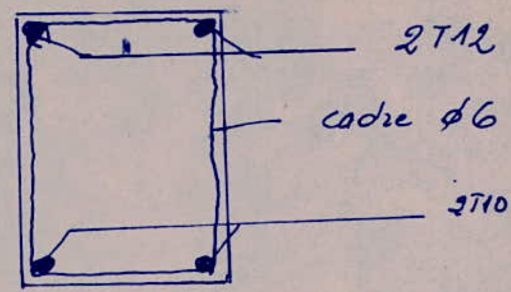
aciers aux appuis :

appuis intermediaire :

$\mu = 0{,}0432 \Rightarrow k = 41{,}8$ et $\varepsilon = 0{,}9120$.

$A = 1{,}70$ cm² (on prendra 2T12 avec $A = 2{,}26$ cm²)





<u>armature transversale</u>

$$T = q\frac{l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} = 2790 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 z} = 5{,}88 \text{ bars}$$

$$\bar{t} = h\left(1 - 0{,}3 \times \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_{b_0}}\right) = 18{,}9 \text{ cm}$$

$$\sigma_{at} = 1953 \text{ bars}$$

$$\frac{A_t}{t} = 0{,}06 \implies t = 9 \text{ cm} \quad (\text{on prend des } \phi 6).$$

d'où, aux appuis, on prendra des cadres $\phi 6$, espacés de 9cm, et on applique la règle de Caquot pour les 2 travées.

- <u>Verification de la contrainte dans le béton</u> :

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2800}{32{,}6} = 85{,}88 \text{ bars} < 137 \text{ bars}.$$

Donc, cette condition est verifiée.

- <u>Condition de fleche</u>

$$\frac{h_0}{l_x} \geq \frac{1}{10}\,\frac{M_t}{M_x} = \frac{0{,}9}{10} = 0{,}090$$

$$\frac{h_0}{l_x} = \frac{30}{325} = 0{,}092.$$

Donc : $0{,}092 \geq 0{,}090$

Par consequent, il n'est pas utile de faire une justification de flèche.

Calcul des poteaux.

Poteau type 1 :

- evaluation des charges sur le poteau :

P.P ... = 450 kg

Reaction poutre n°1 :

- traveé 5,15 m = 6663 kg
- traveé 3,45 m = 1863 kg

Reaction poutre n°2 : 22050 kg

d'où la charge revenant au poteau est :

$$P = 31025 \text{ kg}.$$

On prendra : $\boxed{P = 32 \text{ t}}$

- verifions que l'effort de compression est équilibré par la section de béton ; par conséquent

$$\sigma'_b = \frac{P}{B} = \frac{32000}{20 \times 20} = 80 \text{ bars} > \bar{\sigma}'_{bo} = 67{,}5 \text{ bars}$$

Donc, la section de béton n'arrive pas à équilibré l'effort de compression.

On prendra la section d'armatures minimales et on verifiera la contrainte ensuite, d'où

$$A\ell = \frac{1{,}25}{1000}\,\theta_1\theta_2\theta_3\,\frac{P}{\bar{\sigma}'_{bo}} \quad (\text{C.C.B.A 68, article 32,2})$$

$\theta_1 = 1$ poteau interieur

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} = 4{,}65$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}} = 1{,}52$$

Donc $A\ell = 4,18\ cm^2$, pour la contrainte dans le béton , on aura :

$$\sigma'_b = \frac{P}{B + nA\ell} = 69\ \text{bars} > 67,5\ \text{bars}.$$

On prendra , une section , superieure à $4,18\ cm^2$, par Conséquent , on prévoit 4 T16 avec $A\ell = 8,04\ cm^2$

Dans ce cas $\sigma'_b = 61$ bars $< 67,5$ bars.

armatures transversales : (C.C.B.A , article 32, 4)

Pour ce cas, on prévoit des $\phi 8$ comme armatures transversal , avec un espacements t, tel que :

$$t = \min \begin{cases} t_1 = (100\,\phi_t - 15\,\phi_{max})\left(2 - \dfrac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) = 60\ cm \\ t_2 = 15\,\phi_{\ell min}\left(2 - \dfrac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) = 26\ cm. \end{cases}$$

On prendra un espacement $t = 15\ cm$.

Poteau type 2

Le poteau 2 supporte une charge :

p.p ---- 450 kg

Reaction poutre n°1 : 6863 kg

Reaction poutre n°2 : 15400 kg

d'où $P_2 = 24513$ kg $\Rightarrow$ $\boxed{P_2 = 25\ t}$

Verifions si le béton resiste seul :

$\sigma'_b = 62,5$ bars $< \bar{\sigma}'_{b0} = 67,5$ bars.

Puisque, la section de béton arrive à équilibrer l'effort , on mettra la section minimale d'armatures longitidinales $A\ell = 8,04\ cm^2$ (4T16)

Poteau type 3

- évaluation des charges :

P.P . . . . . 450 kg

Réaction poutre n°2.

travée 5,15 : 3530 kg

travée 3,45 : 2160 kg

Réaction poutre n°3 : 11025 kg

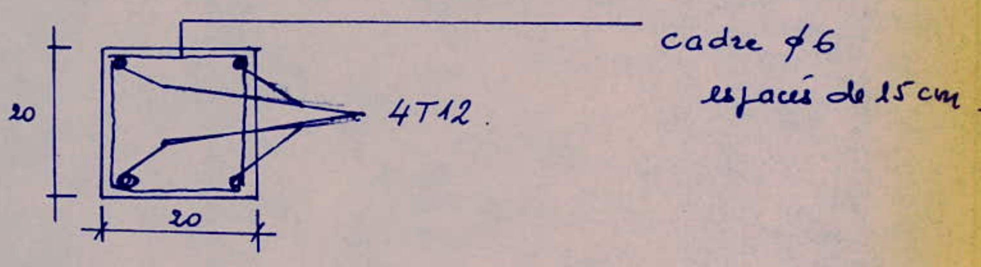
$\Rightarrow$ $P_3 = 17165$ kg , on prendra :

$$\boxed{P_3 = 18\,t}$$

- D'autre part, la section 20x20 de béton assure à supporter l'effort de compression.

$\sigma'_b = 45$ bars $< 67,5$ bars.

- On prendra comme armatures longitudinales la section d'armatures minimales 4T12 pour un poteau.
- Quant aux armatures transversales, on prendra des $\phi 6$, espacées de 15 cm.



Calcul des fondations.

Semelle S1 :

Pour le calcul des fondations, $\bar{\sigma}_a$ est prise égale au $\frac{3}{5}\,\sigma_{en}$ dans le cas où l'on utilise la méthode des bielles.

Dans notre cas, on utilisera la méthode des bielles.

$$\Longrightarrow \quad \bar{\sigma}_a = \frac{3}{5}\,\sigma_{en} = \frac{3}{5}\times 4200 = 2520 \text{ bars}.$$

$$\underline{\bar{\sigma}_a = 2520 \text{ bars}}:$$

S_1 : c'est la semelle de fondations d'un poteau 20x20, supportant une charge de 32 t.

La charge centrée revenant à la semelle (poids propre compris, qui sera pris égal au $\frac{1}{10}$ de la charge) est de 35 t

$$\underline{Q_1 = 35 t}$$

De plus, on doit avoir $B_x B_y \geq \frac{Q_1}{\bar{\sigma}_s}$ avec $\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y}$

(b_x ; b_y) dimensions du poteau.

Dans notre cas ; $B_x B_y \geq 23{,}34\ 10^3\ cm^2$

$$\Longrightarrow \quad \underline{B_x = B_y = 170\ cm}.$$

$$h_t \geq d_1 + \frac{B_x - b_x}{4} = 40\ cm.$$

$$\text{et} \quad e = 6\phi + 6 = 6+6 = 12\ cm.$$

<u>Calcul des aciers</u> : On utilisera la méthode des bielles.

$$\Longrightarrow \quad A_x = A_y = \frac{35.000\,(170-20)}{8\,\bar{\sigma}_a\,(40-3)} = 7{,}03\ cm^2$$

On prendra 9 T10, dans les 2 sens avec une section $A_x = A_y = 7{,}06\ cm^2$

Semelle S_2

C'est la semelle sous le poteau supportant une charge de 25t.

En tenant compte, du poids propre de la semelle ($\simeq \frac{1}{10}$ de charge) la charge centrée revenant à la semelle est :

$$Q_2 = 26\ t$$

$\Rightarrow$ d'où ; $B_x\ B_y = 17333,34\ cm^2$

$\Longrightarrow\ B_x = 131,65\ cm$

On prendra $B_x = B_y = 170\ cm$.

De même $h_t = d_1 + \dfrac{B_x - b_x}{4} = 40\ cm$.

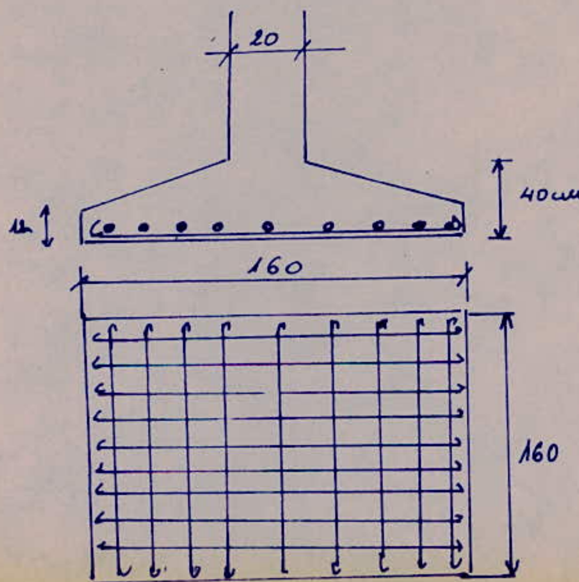
et $e = 12\ cm$.

Calcul des aciers :

On utilisera, la methodes des bielles $\Longrightarrow$

$$A_x = A_y = \frac{26000\,(B_x - b_x)}{8\,\bar{\sigma}_a\,(h_t - d)} = 4,87\ cm^2$$

Par conséquent, on prendra 9T10, dans les 2 sens avec une section de 7,06 cm².



on prendra pour ferraillage 9T10 dans les 2 sens.

l'enrobage, est de 3cm.

Semelle S_3.

C'est la semelle, de fondation se trouvant sous, 2 poteaux supportant chacun une charge de 18 t, et situés, dans le joint de dilatation.
Donc, la charge revenant à la semelle est

39 t (p.p compris).

$$Q_3 = 39t$$

De plus, il faut avoir $B_x B_y \geq \frac{Q_3}{\bar{\sigma}_s}$

et $B_x = 2B_y$ (car $\frac{b_x}{b_y} = 2$)

Par conséquent, on prendra $\underline{B_x = 190\ cm}$

et $\underline{B_y = 170\ cm}$.

$$h_t \geq d_1 + \frac{B_x - b_y}{4} = 38,5\ cm.$$

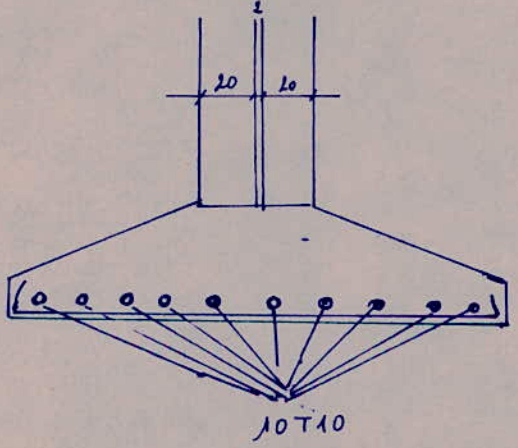
$$\underline{h_t = 40cm}.$$

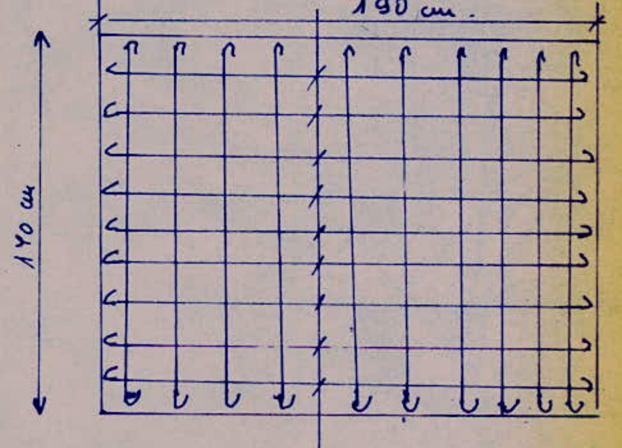
$\underline{e = 12cm}$.

Aciers : On utilisera la même méthode que précédemment.

Sens x : $A_x = 7,80\ cm^2$: on prendra 10T10 avec $7,86cm^2$

Sens y : $A_y = 6,89\ cm^2$: on prendra 9T10 avec $7,06\ cm^2$



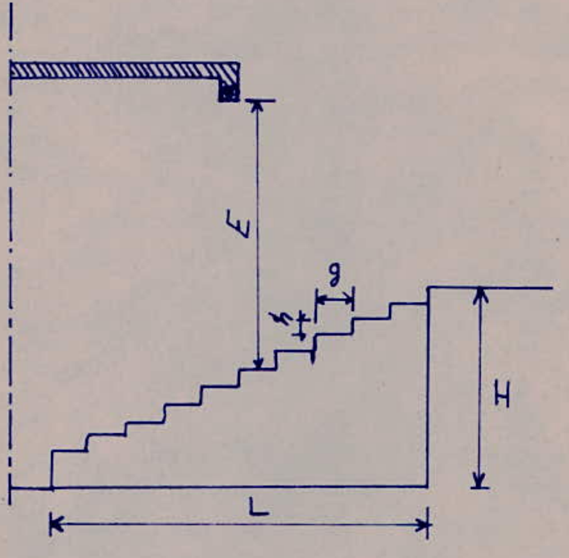


Escalier

Calcul des escaliers.

Soit h la hauteur d'une contremarche et g la largeur d'une marche, on doit, pour que l'escalier puisse être monté facilement, avoir entre ces deux quantités la relation :

$$2h + g \simeq 64. \quad (h \text{ et } g \text{ en cm}).$$



Connaissant H et L, on obtient le nombre de marches et leurs dimensions par les relations suivantes :

Si n est le nombre de contremarches, on aura (n-1) marches, d'où :

$$2h + g = 64 \ (1), \quad nh = H \ (2), \quad (n-1)g = L. \ (3).$$

Remplaçons ds (1) les valeurs de h et de g de (2) et (3)

On obtient $64 n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0$.

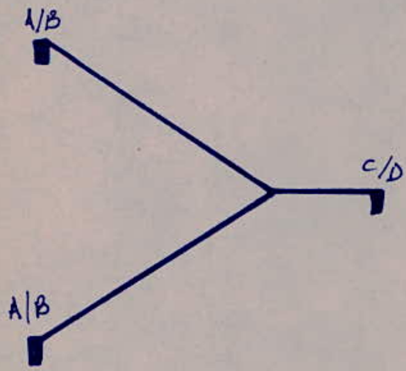
Donc n est la racine de l'équation.

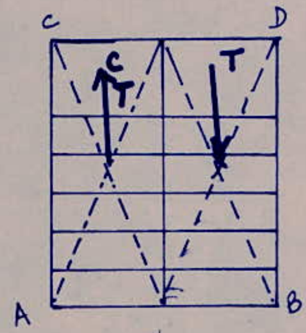
On prendra pour n le nombre entier le plus voisin de la racine trouvée.

d'où l'on aura $h = \frac{H}{n}$ et $g = \frac{L}{n-1}$

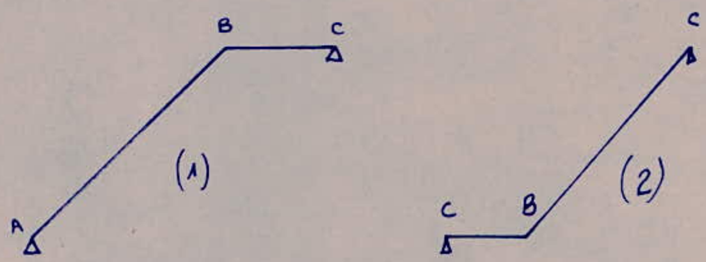
* l'échapée E doit être au moins égale à 2,20 m.

L'escalier se présente ainsi :
les seuls appuis possibles sont AB et CD.
On a alors à faire à 2 paillasses à paliers





Pour le calcul on aura.



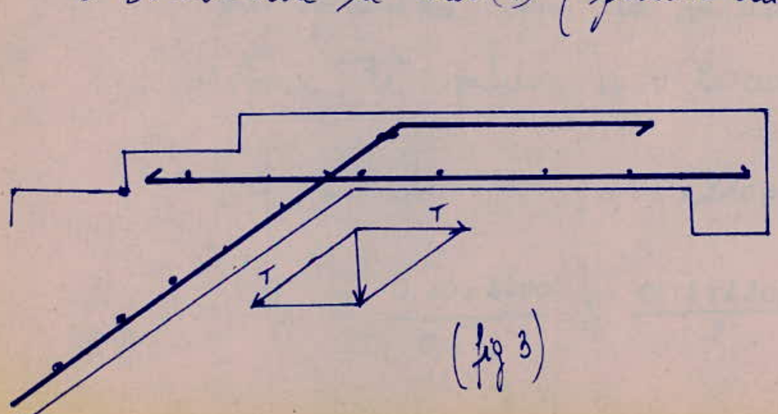
On aura 2 possibilités pour le calcul (1) et (2)
Pour le calcul on a 2 charges q à considérer, l'une q_1 pour la paillasse inclinée l'autre q_2 pour le palier qui a une épaisseur differente de celle de la paillasse. Le calcul se fait pour la portée horizontale, soit élastiquement, soit mieux, plastiquement. Une précaution à prendre concernant la disposition du ferraillage au coude du palier dans le cas (1). Les aciers longitudinaux inclinés et horizontaux doivent être distincts ; car continus ils introduiraient une poussée au vide (fig. 3) due à leur traction.

Rien de semblable n'st à craindre dans le cas (2), cette poussée st équilibrée par le béton comprimé.

Dans le cas (1) et (2) comme dans celui de la volée simple, l'effet de frettage permet de majorer la contrainte σ_b' dans la section de moment maximal - Cet effet disparait au droit du palier ce qui malgré une plus faible valeur du moment ce qui conduit à prévoir une surépaisseur du palier - Les calculs ainsi conduits ne correspondent que de façon assez relative à la réalité puisque les poutres d'axes brisés ne relèvent pas des Théories simples de la R.D.M.

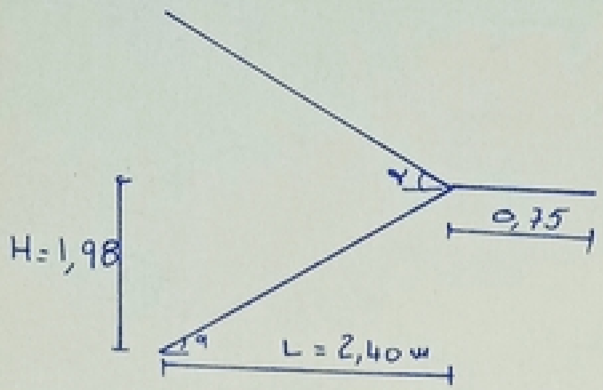
En effet il y a des concentrations de contraintes aux coudes, pour une raison relative aux conditions d'extrémités de la paillasse et du palier - Si ces extrémités sont fixes, c'st-à-dire peuvent équilibrer des efforts de traction dans (2) et de compression dans (1), il st évident que nous aurons à faire, de point de vue fonctionnement effectif à 2 poutres AB et BC encastrées l'une dans l'autre.

On fait le calcul pour le cas le plus défavorable c'st-à-dire le cas (1) (poussée au vide).



(fig 3)

Determination des dimensions des marches et contre-marches.



$\alpha = 39°$.

Calcul du nombre de contre-marches.

on a $\quad 64 n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0.$

soit n la racine on trouve $n = 11$.

$$\Rightarrow h = \frac{198}{11} = 18 \text{ cm} \quad \Rightarrow g = \frac{240}{(11-1)} = 24 \text{ cm}.$$

on fait le calcul pour le cas (1)

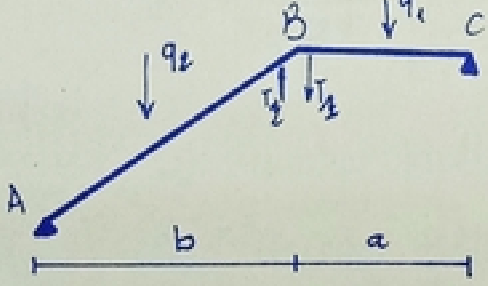


schéma de Calcul : (Guerrin tome IV).

Paillasse AB : Nous adopterons le calcul plastique toujours plus défavorable.

$$M_{t_2} = M_B = \frac{q_2 b^2}{12} \quad ; \quad T_2 = \frac{q_2 b}{2} + \frac{M_b}{b} = \frac{7 q_2 b}{12}.$$

Palier

$$M_B = \frac{q_2 b^2}{12}$$

$$M_{t_1} = \frac{q_1 a^2}{8} - \frac{q_2 b^2}{24} \quad ; \quad T_1 = \frac{q_1 a}{2} + \frac{q_2 b^2}{12 a}$$

Effort vertical en B :

$$T = T_1 + T_2$$

Traction selon AB

$$T_{BC} = \frac{T}{tg\alpha}$$

$$T_{AB} = \frac{T}{\sin\alpha}$$

Pour le paillasse

$$N_A = \frac{M_B}{Z}$$

traction totale dans les aciers : Paillasse

$$N = N_A + T_{AB}$$

$$\Rightarrow A_2 = \frac{N}{\sigma_a} \qquad \text{aciers de répartition} \geq \frac{1}{2} A_2.$$

Traction totale dans les aciers : Palier.

$$F = N_A + T_{BC}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{F}{\sigma_a} \qquad \text{aciers de répartition} \geq \frac{1}{2} A_1$$

On peut adopter le même ferraillage en paillasse et en palier.

Application numérique.

on prendra pour la paillasse $h_t = 10$ cm

pour le palier $h_t = 20$ cm.

$$q_1 = 0{,}20 \times 2500 + 0{,}05 \times 2200 + 1{,}2 \times 400 = 1090 \text{ kg/m}^2.$$

$$q_2 = \frac{0{,}10 \times 2500}{0{,}777} + \frac{0{,}18 \times 2200}{2} + 1{,}2 \times 400 = 1000 \text{ kg/m}^2.$$

Paillasse AB.

$$M_{t_2} = M_B = \frac{1000 \times \overline{2,40}^2}{12} = 480 \text{ kgm.}$$

$$T_2 = \frac{7 \times 1000 \times 2,40}{12} = 1400 \text{ kg}$$

Palier.

$$M_{t_1} = \frac{1090 \times \overline{0,75}^2}{8} - \frac{1000 \times \overline{2,40}^2}{24} = -164 \text{ kg.m.}$$

$$T_1 = \frac{1090 \times 0,75}{2} + \frac{1000 \times \overline{2,40}^2}{12 \times 0,75} = 640 \text{ kg.}$$

Effort vertical

$$T = 1400 + 640 = 2040 \text{ kg.}$$

Traction selon AB.

$$T_{BC} = \frac{2040}{0,825} = 2473 \text{ kg.}$$

$$T_{AB} = \frac{2040}{0,629} = 3242 \text{ kg.}$$

on a e_1 [épaisseur paillasse] = 10 cm.

e_2 [épaisseur palier] = 20 cm.

Pour la paillasse

$h_t = 10$ cm $\quad h = 8$ cm $\quad Z = 6,8$ cm.

$$\Rightarrow N_A = \frac{480}{0,068} = 7059 \text{ kg.}$$

Traction totale dans les aciers (paillasse)

$$N = 7059 + 3242 = 10301 \text{ kg.}$$

$$A_2 = \frac{10301}{2750} = 3,75 \text{ cm}^2$$ soit 5 T10

d'où les aciers de répartition 5 T8./ml.

Traction dans le palier

$$F = 7059 + 2473 = 9532 \text{ kg.}$$

$$A_1 = \frac{9532}{2750} = 3,47 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{soit } 5T10.$$

d'où aciers de répartition on prendra 5 T 8.

De même pour la volée haute CD on mettra

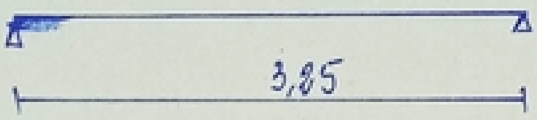
5 T10 aciers principaux

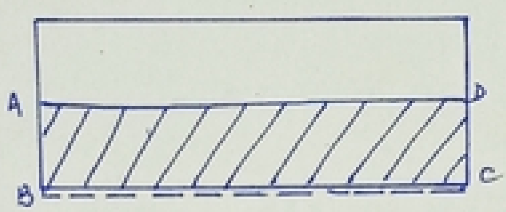
5 T 8 aciers de répartition.

- On ferraillera de même en aciers T8 les marches et contre-marches pour éviter la fissuration
- pour la disposition de ces armatures se référer au plan de ferraillage d'escalier.

Poutre palière

Section : 20x30





Chargement de la poutre palière.

Surface du palier chargé revenant à cette poutre.

Surface ABCD = $0,375 \times 1,65 = 0,62\ m^2$

Poids du palier /m^2

$(0,20 \times 2500 + 0,05 \times 2200 + 480) = 1090\ kg/m^2$.

La charge sur la poutre est égale à :

$1090 \times 0,62 = 676\ kg$.

Soit par ml.

$$\frac{676}{3,25} = 208\ kg/ml.$$

poids de la poutre

$0,20 \times 0,30 \times 2500 = 150\ kg/ml$.

poids du mur

$0,20 \times 4,00 \times 1800 = 1440\ kg/ml$.

Surcharge de la poutre

$0,20 \times 1,2 \times 400 = 96\ kg/ml$

$\Longrightarrow Q = 1894\ kg/ml$.

Pour le calcul on prendra

$$Q = 2000 \text{ kg/ml}.$$

$$M = q\frac{l^2}{8} = \frac{2000 \times \overline{3{,}25}^2}{8} = 2641 \text{ kg.m}.$$

$$\mu = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 264100}{2800 \times 20 \times \overline{28}^2} = 0{,}0902.$$

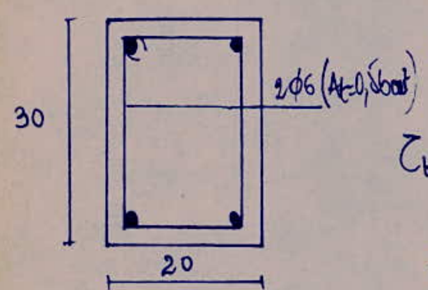
$$\Rightarrow \mu = 0{,}0905 \quad \Rightarrow \varepsilon = 0{,}8792 \quad \Rightarrow k = 26{,}4.$$

$$\sigma_b' = \frac{2800}{26{,}4} = 107 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137{,}5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = \frac{264100}{2800 \times 0{,}8792 \times 28} = 3{,}84 \text{ cm}^2. \quad \text{soit. } 2T16 \ (4{,}02 \text{ cm}^2).$$

Armatures transversales.

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{2000 \times 3{,}25}{2} = 3250 \text{ kg}.$$



$$Z = \frac{7}{8}h = \frac{7}{8} \times 28 = 24{,}5 \text{ cm}.$$

$$\tau_b = \frac{T}{bZ} = \frac{3250}{20 \times 24{,}5} = 6{,}63 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 2{,}5 \times 5{,}9 = 14{,}75 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3}\sigma_{en} = \frac{2}{3} \times 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2.$$

$$t = \frac{At \cdot Z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0{,}56 \times 24{,}5 \times 1600}{3250} = 6{,}75 \text{ cm}.$$

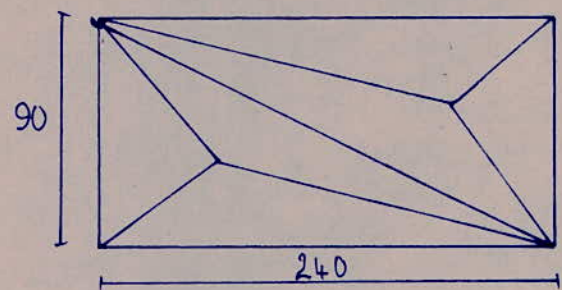
$$t \leq \bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = h\left(1 - \dfrac{0{,}3\,\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 28\left(1 - \dfrac{0{,}3 \times 6{,}63}{5{,}9}\right) = 27{,}6 \text{ cm}. \\ t_2 = 0{,}2h = 0{,}2 \times 28 = 5{,}6 \text{ cm}. \end{cases}$$

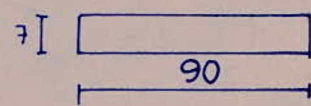
$$t = 6 \text{ cm} < \bar{t} = 27 \text{ cm}$$

on suivra 2 fois la règle de Caquot.

Calcul de l'élément préfabriqué.

Sa section est de : 240 × 90 × 7. (voir plan N°12).





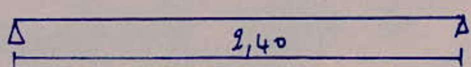
Poids d'un élément : $2,40 \times 0,90 \times 0,07 \times 2500 = 378$ kg.

on prendra pour le calcul 400 kg pour un élément.

l'élément préfabriqué sera armé à la flexion (pour le temps de mise en place, levage).

Soit par m/l.

$$Q = \frac{400}{2,40} = 170 \text{ kg/ml}$$



$$M = q\frac{l^2}{8} = \frac{170 \times \overline{2,40}^2}{8} = 123 \text{ kgm}.$$

$$\mu = \frac{15 \times 12300}{2800 \times 90 \times 5^2} = 0,0292.$$

$$\mu = 0,0294 \Rightarrow \varepsilon = 0,9259 \Rightarrow k = 52,5.$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{52,5} = 54 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,5 \text{ k/cm}^2$$

$$A = \frac{12300}{2800 \times 0,9259 \times 5} = 0,94 \text{ cm}^2$$ Soit le % mini est égal à :

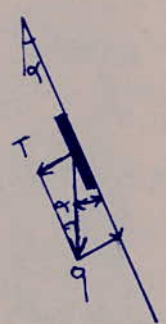
$$A = 0,69 \times \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot bh = 0,69 \times \frac{5,9}{4200} \times 7 \times 90 = 0,61 \text{ cm}^2.$$ on mettra :

On mettra 10T8 en aciers principaux soit ($A = 5{,}02\,cm^2$)

Pour les aciers de répartition on mettra 5T8 soit ($A = 2{,}51\,cm^2$)

Voir disposition du ferraillage sur plan (N° 2)

Calcul des Boulons de scellements des éléments décoratifs.



$$tg\alpha = \frac{115}{785} = 0{,}146 \Rightarrow \alpha = 8°33$$

$$\sin\alpha = 0{,}145$$

Poids total du panneau

$$q = 0{,}09 \times 2{,}40 \times 0{,}90 \times 2500 = 486\,kg.$$

l'effort de traction dans le boulon est T

$$T = q \sin\alpha = 486 \times 0{,}145 = 71\,kg.$$

Donc on peut avoir le Diamètre d'un boulon ordinaire de $\sigma_{eu} = 2400\,kg/cm^2$.

D'après $1{,}25 \cdot \frac{T}{A_r} \leq \sigma_e$ avec $\left\{\begin{array}{l} T = \text{effort de Traction} \\ A_r = \text{section résistante de la tige filtée} \\ \sigma_{eu} = \text{contrainte élastique du boulon.} \end{array}\right.$

$$A_r \geq \frac{1{,}25 \cdot T}{\sigma_{eu}} = 3{,}70\,cm^2$$

$$\Rightarrow A_r = 3{,}70\,cm^2 \text{ d'où } \quad \emptyset = 10$$

Seïsmes

On fait la vérification au Seïsme d'après "les Recommandations provisoires applicables aux Bâtiments à édifier dans les régions sujettes aux séismes": [Séismicité en Algérie : Document du ministère des Travaux Publics].

I. Principes et bases de calcul de la stabilité.

La validité de ces recommandations est pour les Bâtiments simples de modèle courant à savoir les Bâtiments ayant:

- Une forme en plan : simple et habituelle.
- sans singularité structurale marquante.
- Un contreventement ne presentant pas de variation de rigidité brutale en hauteur.
- présentants à tous les niveaux une densité de distribution intérieure normale.

1. Stabilité d'ensemble.

La vérification de stabilité d'ensemble d'un Bâtiment vis à vis de l'action des séismes s'effectue en le supposant soumis, outre aux forces normales de pesanteur, à des systèmes de forces fictifs dont l'action est censé équivaloir l'action sismique.

Ces systèmes fictifs dits "Systèmes Equivalents" resultent de la Combinaison:

- des forces élémentaires horizontales.
- des forces élémentaires verticales.
- d'un système de couples de torsion d'ensemble d'axes verticaux (ce qui n'existe pas dans notre Bâtiment puisque la structure est symétrique.

Les forces verticales et horizontales s'exerçant au centre de l'element de construction sont proportionnelle au poids des charges agissant sur l'élément. Les coefficients de proportionnalité portent le nom de coefficients sismiques. Pour les Bâtiments courants les sollicitations sismiques prennent naissance à partir des charges ci-après

- Charges et surcharges permanentes solidaires de la construction
- 1/5 des surcharges d'exploitation (sans dégression).
- l'excédent sur 35 daN/m² de la surcharge de neige.

Les sollicitations à prendre en compte pour chaque élement doit être la sollicitation la plus défavorable resultant de la combinaison :

- de la sollicitation normale due aux charges est surcharges définies précedemment.
- des sollicitations sismiques définies aussi précédemment.
- des effets de la température et du retrait.

2. Contrainte admissible

Les justifications de résistance sont à effectuer compte tenu des prescriptions ci-après:

- Foudations $[\bar{\sigma}_s] \leq 0,75\, \bar{\sigma}_s$
- éléments de structure $[\bar{\sigma}] \leq 1,50\, \bar{\sigma}$.

3. Simplifications admises.

- Pour le calcul des coefficients sismiques et pour le calculs de stabilité d'ensemble, il st permis de considérer que les charges ramenées aux niveaux des planchers.

- La vérification aux sollicitations sismiques s'effectuera dans deux directions rectangulaires envisagées successivement longitudinale et transversale.

4. Coéfficients sismiques:

α : coefficient d'intensité ; β = coefficient de réponse.

γ : coefficient de distribution.

* Coéfficient longitudinal : $K_l = \alpha \beta_l \gamma \delta$ (δ : coeff. de Fondation).

* Coéfficient transversal : $K_t = \alpha \beta_t \gamma \delta$

* coefficient vertical : $K_v = \max\{K_l, K_t\}$ (divisé par $\sqrt{\alpha}$ si $\alpha > 1$).

– α : coeff. d'intensité dépend de l'intensité sismique in.

β : coeff. de réponse $\beta = \dfrac{0{,}065}{\sqrt[3]{T}}$ $(0{,}05 \leq \beta \leq 0{,}10)$.

T : période d'oscillation propre : Pour un contreventement en BA.

$T = 0{,}09 \dfrac{H}{\sqrt{L}}$ $\Rightarrow$ H = Hauteur du Batiment.

L = dimension longitudinale et transversale

γ = coeff. de distribution : $\gamma = h \cdot \dfrac{S}{I}$.

S : m^t statique par rapport à la base du Batiment.

I = m^t d'inertie par rapport à la base du Batiment.

h : cote de l'élément calculé (varie de 0 à H).

ou $\gamma_i = \dfrac{3i}{2n+1}$ i = rang de l'etage. n = nbr total de l'etage.

δ : Coefficient de Fondation donné par l'annexe C des recommandations en fonction de la nature du sol et du type de fondation.

5. Forces sismiques:

Forces horizontales : $P = K_t \cdot Q$ et $P' = K_l Q$.

avec $G + \frac{1}{5} P$ (pour la direction considérée et l'element considéré dans les calculs).

Forces Verticales $V = K_v \cdot N$. N = effort axial sur le portique.

II. Calculs.

Nous vérifions notre ouvrage pour une zone de faible intensité $\longrightarrow i_n = 7 \Rightarrow \alpha = 0,5$.

Fondations : $\left\{\begin{array}{l} \text{- terrain de consistance moyenne} \\ \text{- semelles superficielles} \end{array}\right\} S = 1,15.$

1. Direction longitudinale.

$$T_l = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}} = 0,09 \times \frac{10,45}{\sqrt{29,15}} = 0,174 \, s.$$

$$\beta_l = \frac{0,065}{\sqrt[3]{T}} = \frac{0,065}{\sqrt[3]{0,174}} = 0,116. \Rightarrow \text{on prendra } \beta_l = 0,10$$

car $0,05 \leq \beta_l \leq 0,10$

2. Direction transversale.

$$T_t = 0,09 \times \frac{10,45}{\sqrt{15,80}} = 0,236.$$

$$\beta_t = \frac{0,065}{\sqrt[3]{0,236}} = 0,105. \Rightarrow \text{on prendra } \beta_t = 0,10$$

car $0,05 \leq \beta_t \leq 0,10$

calcul de γ (niveau de la terrasse).

$$\gamma = \frac{3 \times 1}{2 \times 1 + 1} = 1.$$

- Les Coefficients sismiques:

$$K_l = \alpha \beta_l \gamma S = 0,5 \times 0,10 \times 1 \times 1,15 = 0,0603.$$

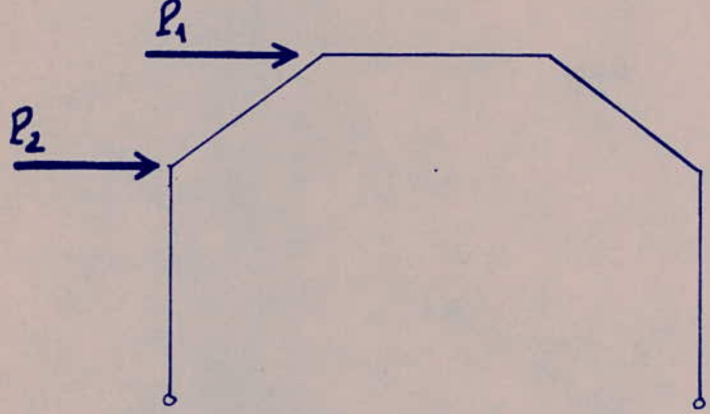
$$K_t = \alpha \beta_t \gamma S = 0,5 \times 0,10 \times 1 \times 1,15 = 0,0603.$$

$$\Rightarrow K_v = K_l = K_t$$

niveau terrasse:

$$G_1 + \frac{1}{5} P = 582 + \frac{1}{5} \times 175 = 617 \text{ daN/m}^2.$$

Pour les forces verticales il faut combiner les forces sismiques avec les forces de pesanteur.



Les Forces P_1 et P_2 peuvent être d'un côté comme de l'autre donc il faut vérifier le portique d'une façon symétrique.

1. Forces transversales.

$$P_1 = 617 \times 3{,}6 \times 8{,}00 \times 0{,}0603 = 1072 \text{ kg}.$$

$$P_2 = 617 \times 3{,}6 \times 15{,}80 \times 0{,}0603 = 2090 \text{ kg}.$$

On calcul par la "méthode" de KLEINLOGEL les efforts (M, N, T) résultants de P_1 et P_2.

$V_A = -V_F = 2{,}2 t.$

$H = 0{,}56 t.$

$M_B = \pm 4{,}02 \text{ tm}$

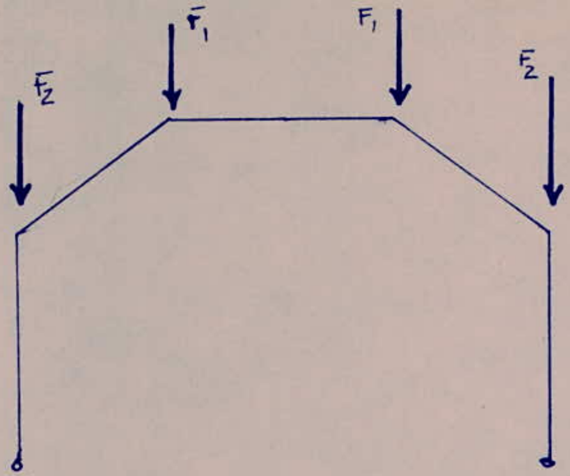
$M_C = \pm 15{,}6 \text{ tm}.$

$M_D = \mp 0{,}9 \text{ tm}$

$M_E = \pm 4{,}41 \text{ tm}$

Le signe de l'effort dépend de la direction des forces P_1 et P_2.

2. Forces Verticales :-



$F_1 = 6500 + 617 \times 3,60 \times 8,00 \times 0,0667 = 7686$ kg.

$F_2 = 4200 + 617 \times 3,60 \times 15,60 \times 0,0667 = 6512$ kg.

De même on calcule par A. KLEINLOGEL les Efforts (M, N, T).

$V_A = V_F = 7,686 + 6,512 = 14,2$ t.

$H = 1,22$ t.

$M_B = M_E = -9,59$ tm.

$M_C = M_D = +4,55$ tm.

D'où la combinaison :

$V_A = 16,4$ t $\quad V_F = 12$ t.

$H = 1,78$ t.

$M_B = -13,71$ tm.	$M_B = -5,75$ tm.
$M_C = +11,06$ tm.	$M_C = +7,45$ tm.
$M_D = +5,45$ tm.	$M_D = +4,26$ tm
$M_E = -14$ tm.	$M_E = -5,18$ tm.

Les moments les plus défavorables sont $M_E = M_B = -14$ tm. $M_C = M_D = +11,06$ tm.

Alors que les moments qui nous ont permis de dimensionner le portique sont:

$M_B = -48,6\,tm \qquad M_B = +14,18\,tm.$

$M_C = +14,18\,tm \qquad M_C = -10,92\,tm.$

Donc les moments dûs au séisme dans la direction transversale sont inférieurs aux moments dus à la combinaison G+P+V+T et comme les actions du vent ne sont pas considérés simultanément ⇒ le portique st bien dimensionner.

* Dans le sens longitudinal les efforts du séisme sont repris par les contreventements (ponts de raideur des portiques, et dalles de toiture).

$$F = 617 \times \frac{29,15}{2} \times 15,60 \times 0,0667 = 9358\,daN.$$

Soit ml. $F = \frac{9358}{15,60} = 600\,daN/ml.$

Vérifions la dalle à la compression

$$\sigma_b' = \frac{600}{100 \times 12} = 0,5\,kg/cm^2 < \bar{\sigma}_{b0}' \quad (\text{négligeable}).$$

donc le contreventement suffit pour reprendre les forces du séisme dans la direction longitudinale.

* Donc la structure calculée résiste à tous les efforts du séisme.

MONTAGE

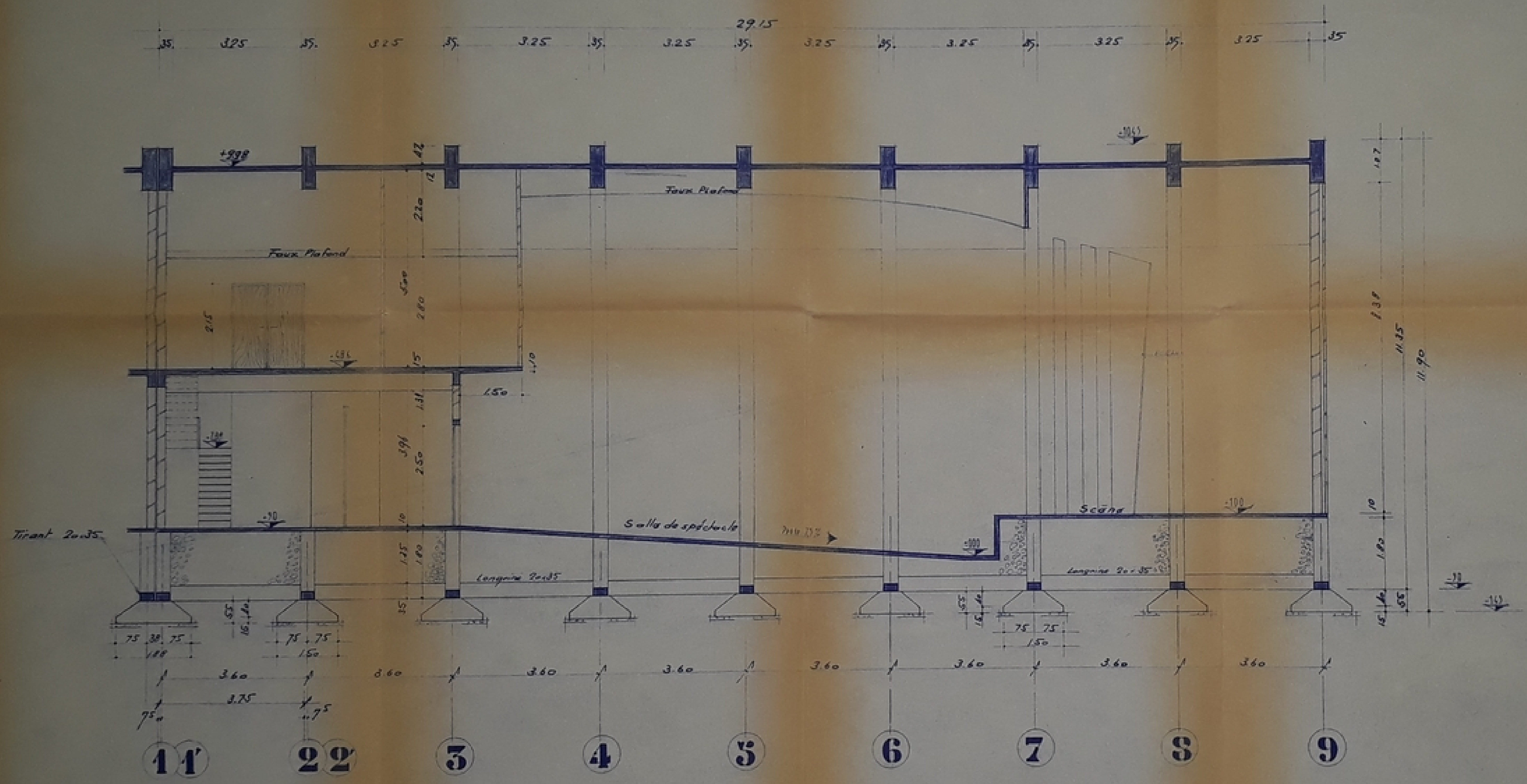
la construction du Bâtiment se fait par les étapes successives suivants :

1. terrassement
2. Fouilles pour fondations, longrines et tirants.
3. Coulage des fondations avec confection de la rotule en laissant des aciers en attente pour le portique.
4. Le coulage du portique se fait entièrement avec les tirants pour avoir toujours le système statique. On doit laisser dans le coffrage du portique des ouvertures distant de 1,00 m à 1,50 m pour pouvoir bien vibrer le béton. De même on doit couler avec les portiques deux poutres soit de rive ou intermédiaire pour raidir le portique dans le sens longitudinal.
5. coulage du plancher intermédiaire (salle de projection)
6. coulage de la toiture.
7. remplissage
8. montage des éléments préfabriqués.
9. revêtement du sol et des murs
10. finition.

Bibliographie.

1. Formulaire de A. KLEINLOGEL
2. CCBA 68
3. NV 65
4. Formulaire Albigès.
5. Calcul des ouvrages. P. Charon.
6. Calcul du Béton Armé. Guerrin.

COUPE LONGITUDINALE



Université d'Alger

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département Génie Civil

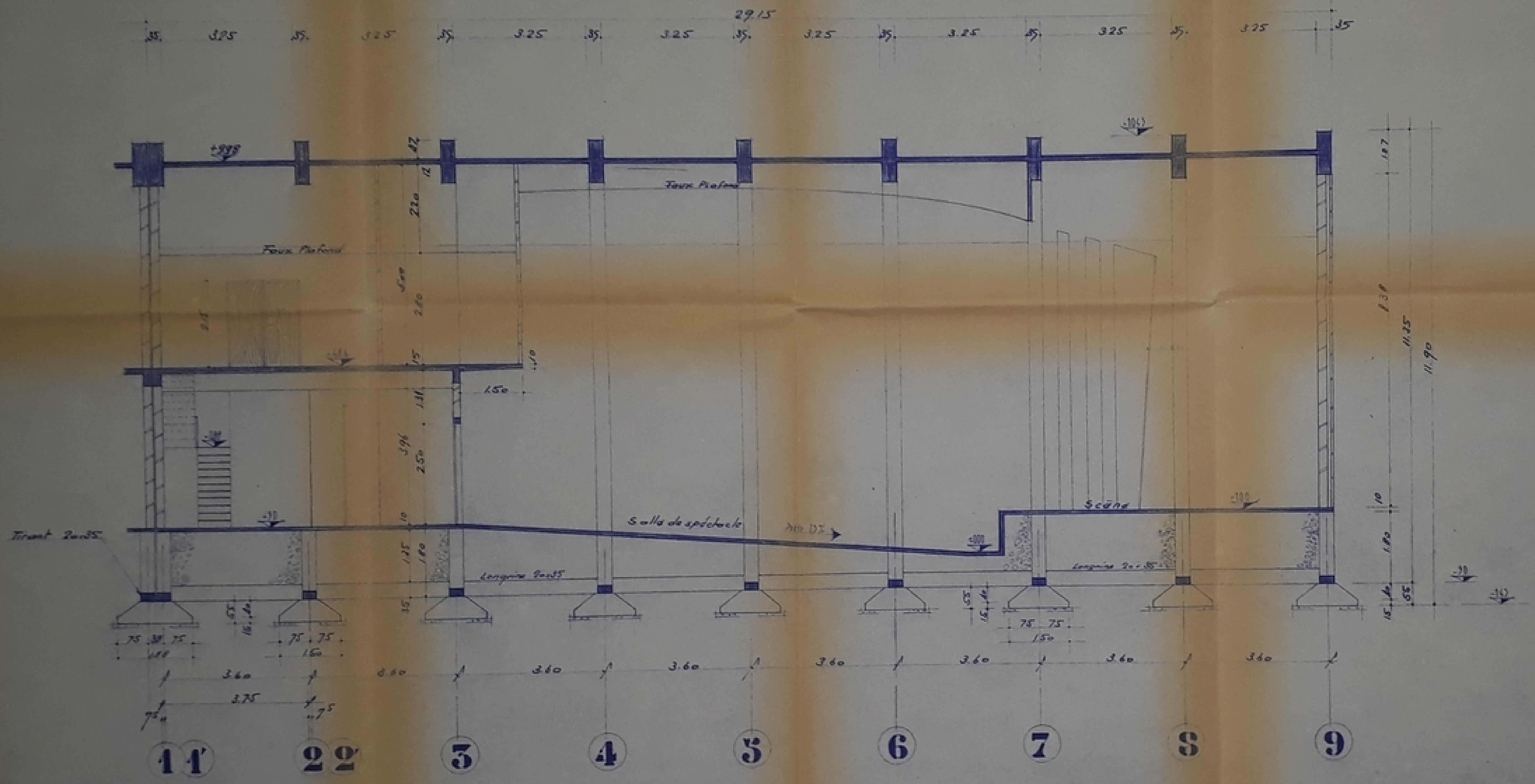
PROJET DE FIN D'ETUDES

CONSTRUCTION D'UN CINEMA

COUPE LONGITUDINALE

PL: 5

COUPE LONGITUDINALE



PB00417
02

Université d'Alger

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

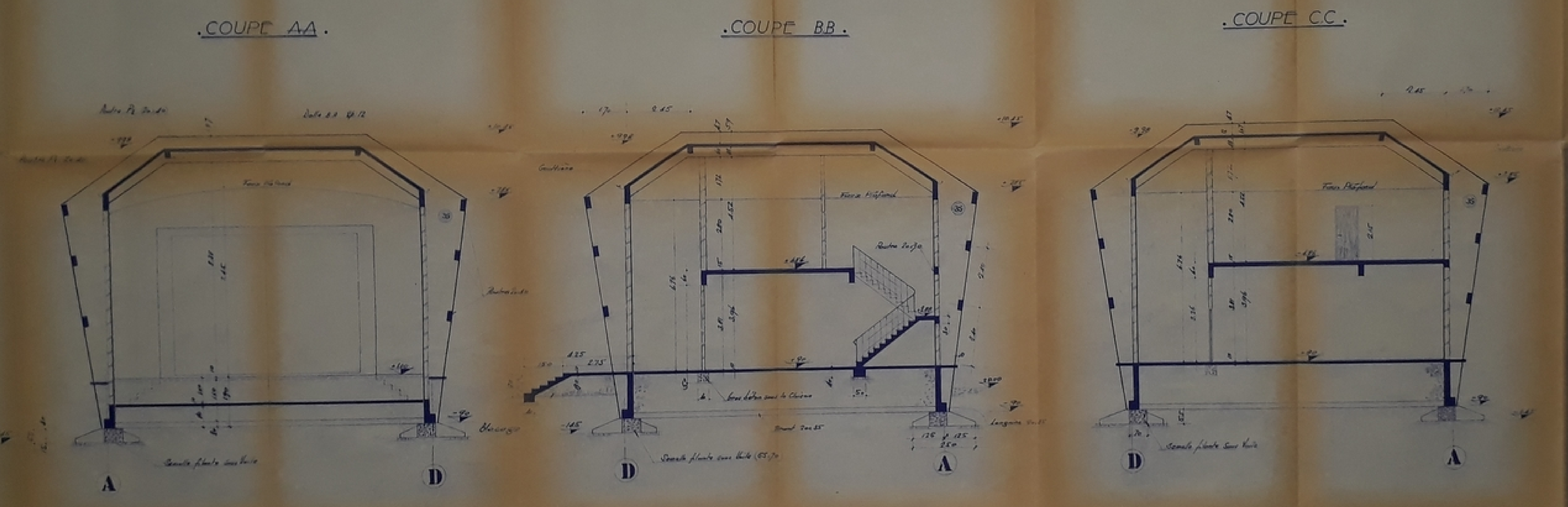
Département Génie Civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

CONSTRUCTION D'UN CINEMA

COUPE LONGITUDINALE

PL. 5



NOTA

le portique doit être coulé en acier avec tirant

Université d'Alger

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département Génie Civil

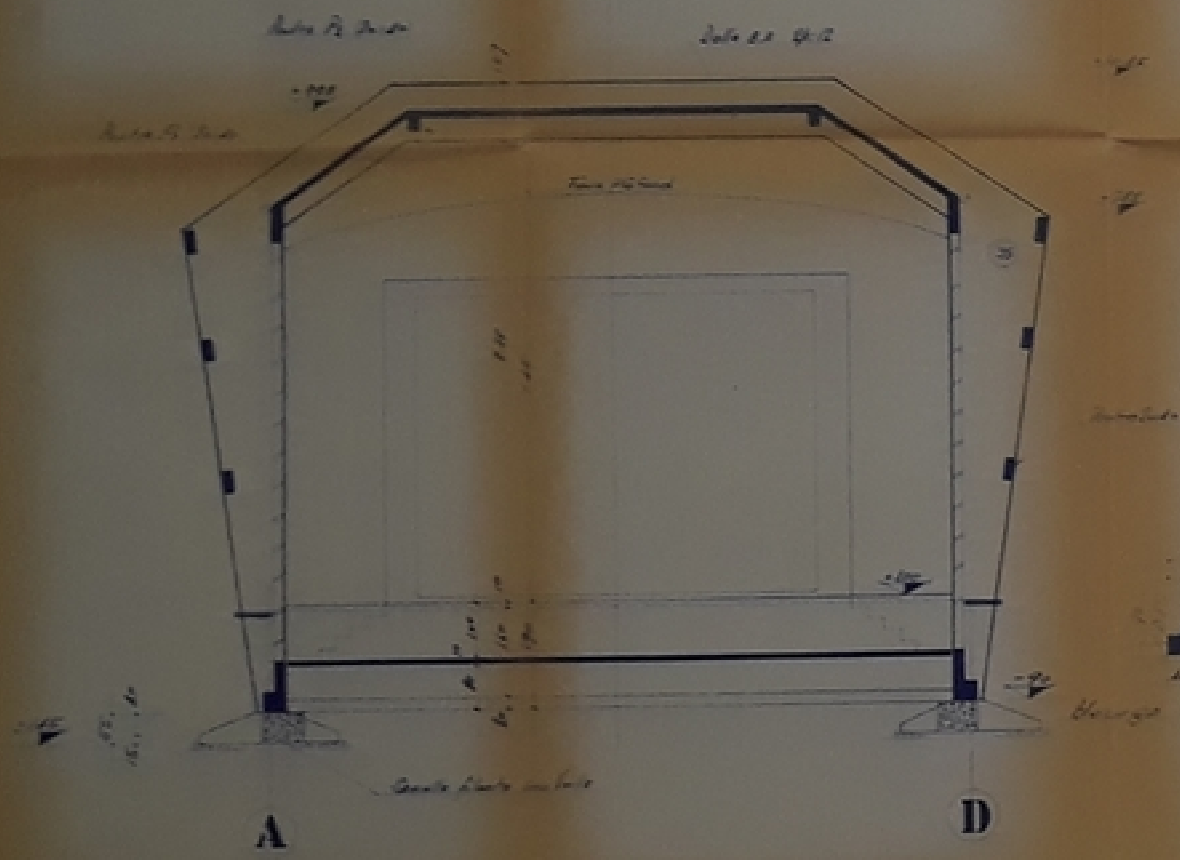
PROJET DE FIN D'ETUDES

CONSTRUCTION D'UN CINEMA

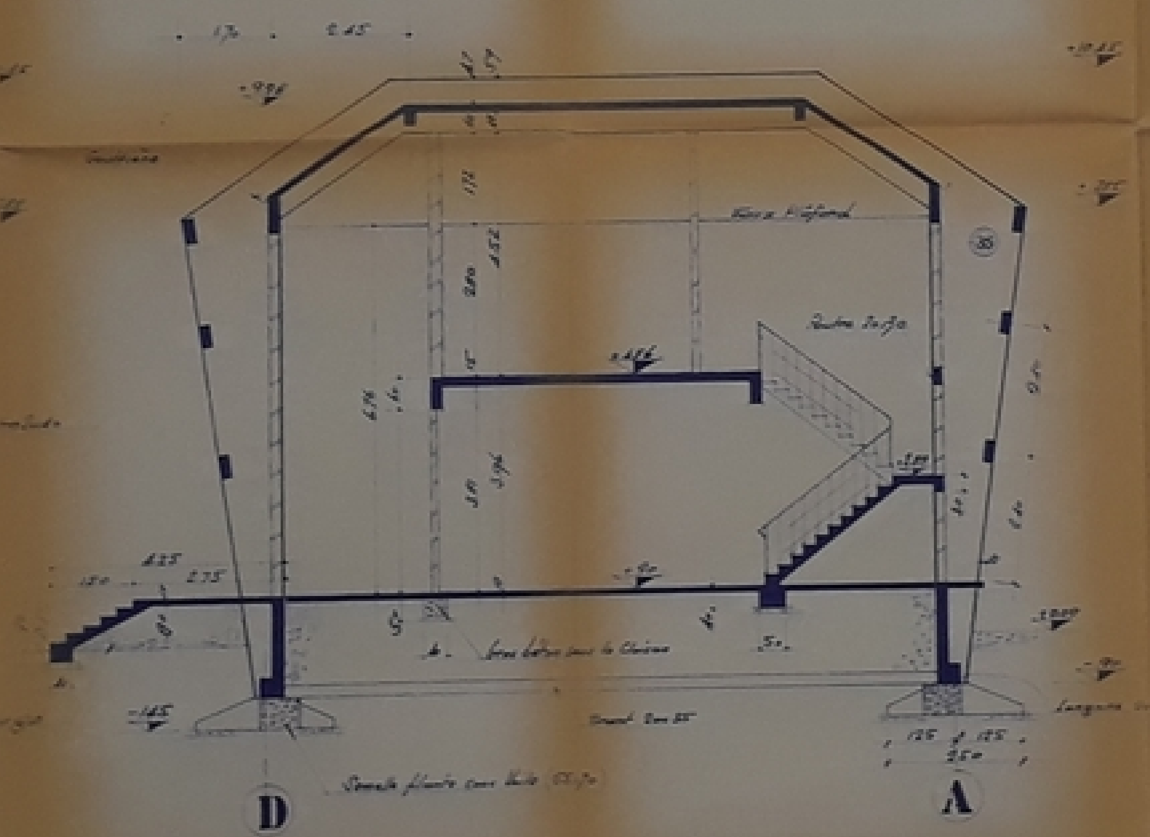
COUPES TRANSVERSALES

PL. 4

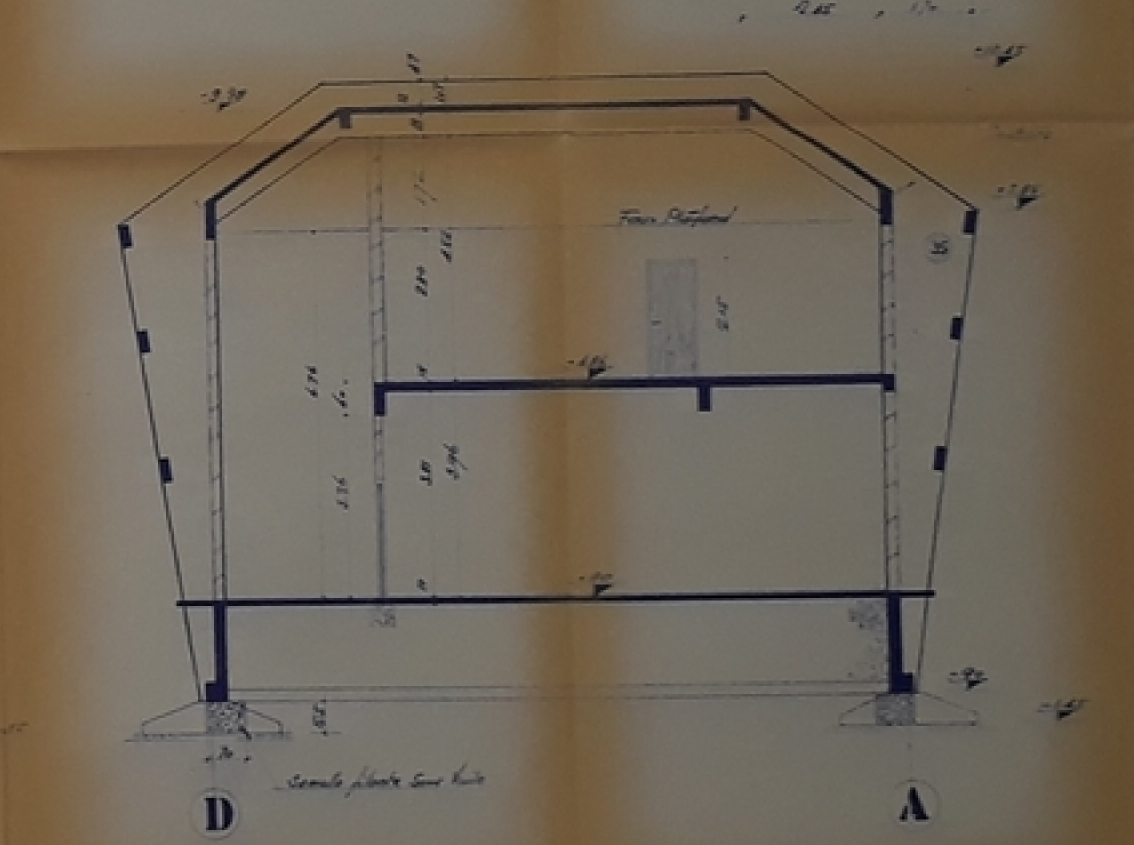
COUPE AA.



COUPE BB.



COUPE C.C.



NOTA

le portique doit être coulé en cohér avec tirant

Université d'Alger

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

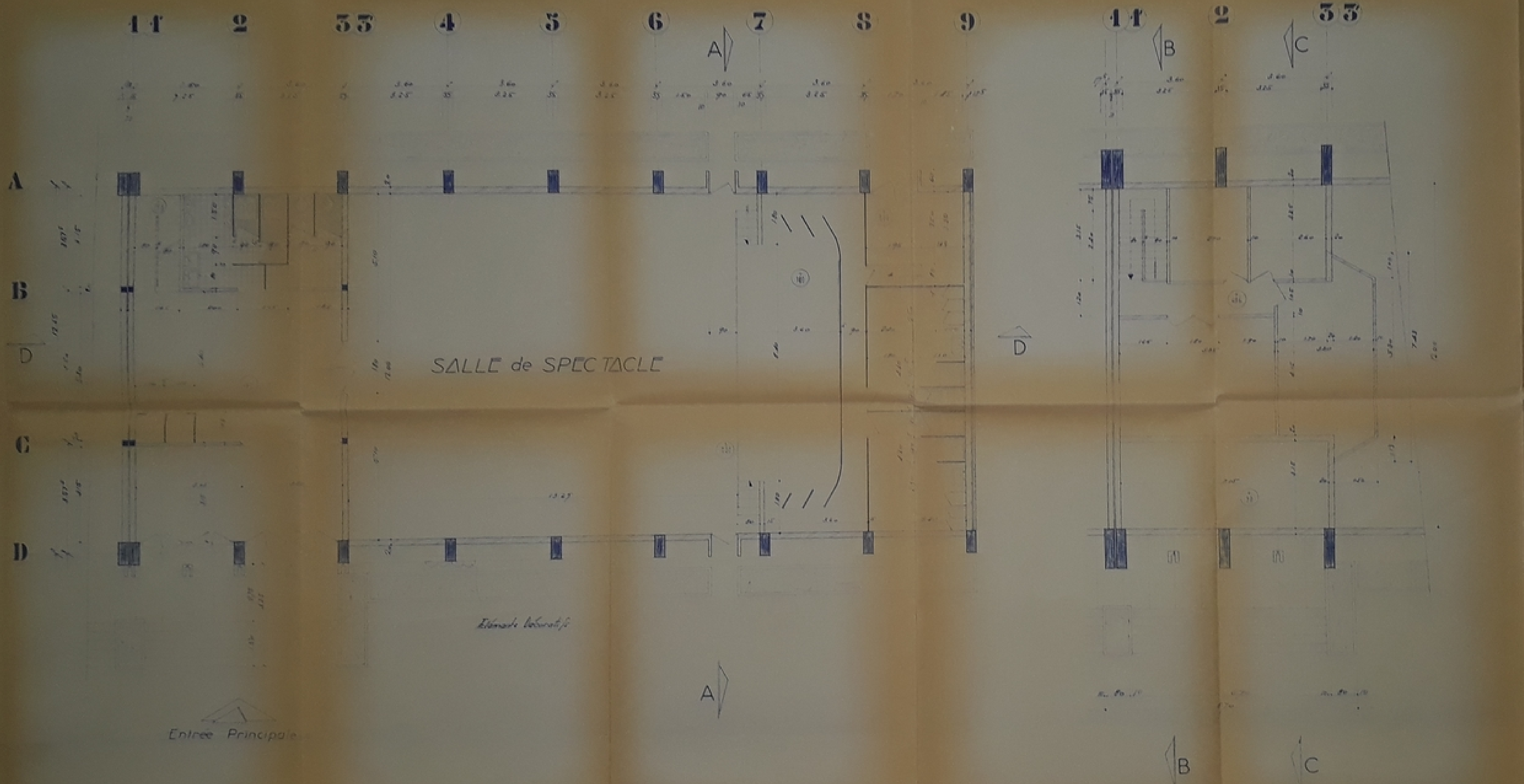
Département Génie Civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

CONSTRUCTION D'UN CINEMA

COUPES TRANSVERSALES

PL. 4



Université d'Alger

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

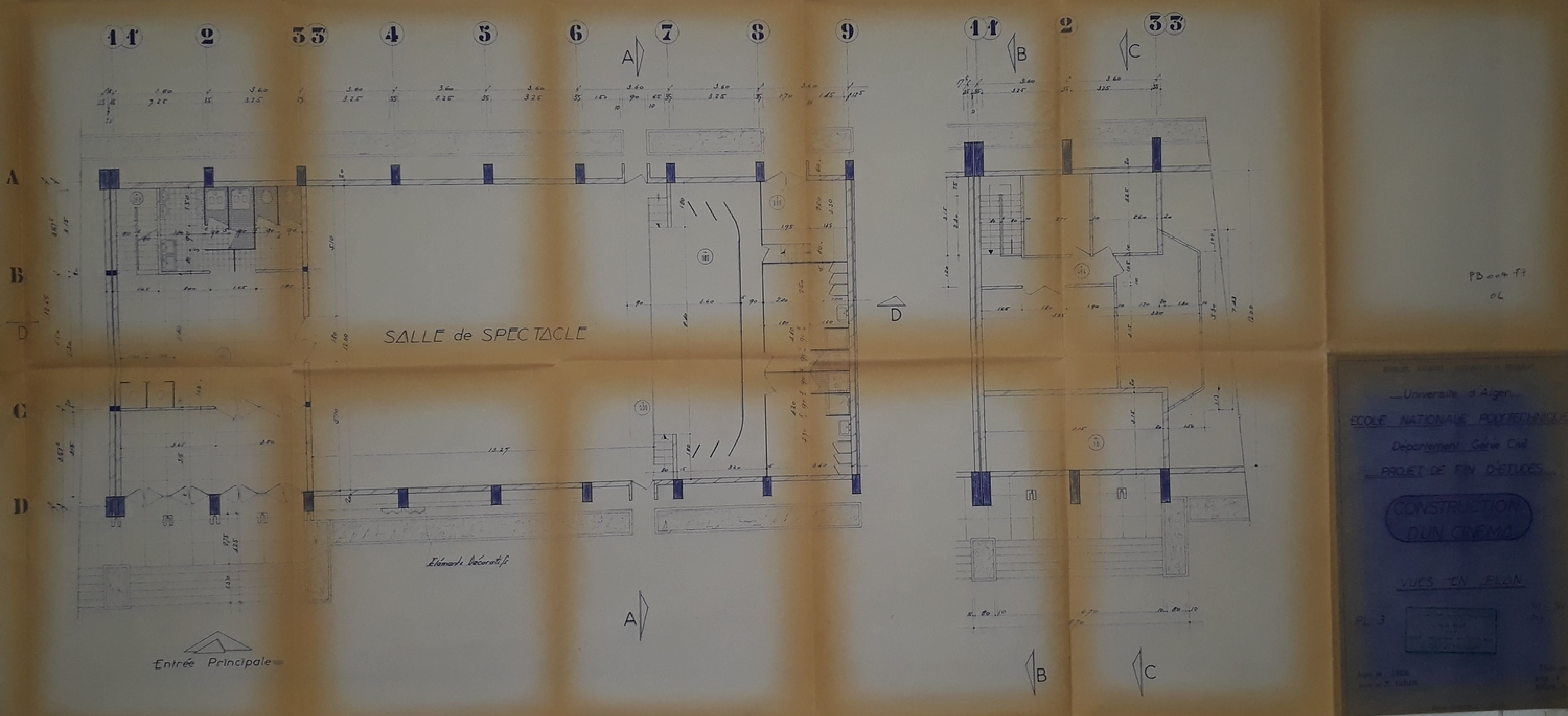
Département Génie Civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

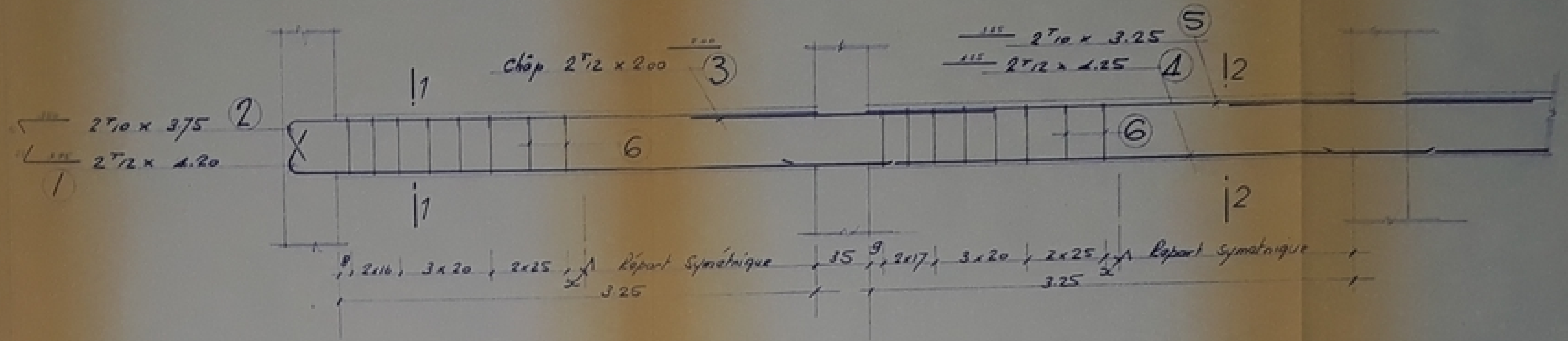
CONSTRUCTION D'UN CINEMA

VUES EN PLAN

PL. 3

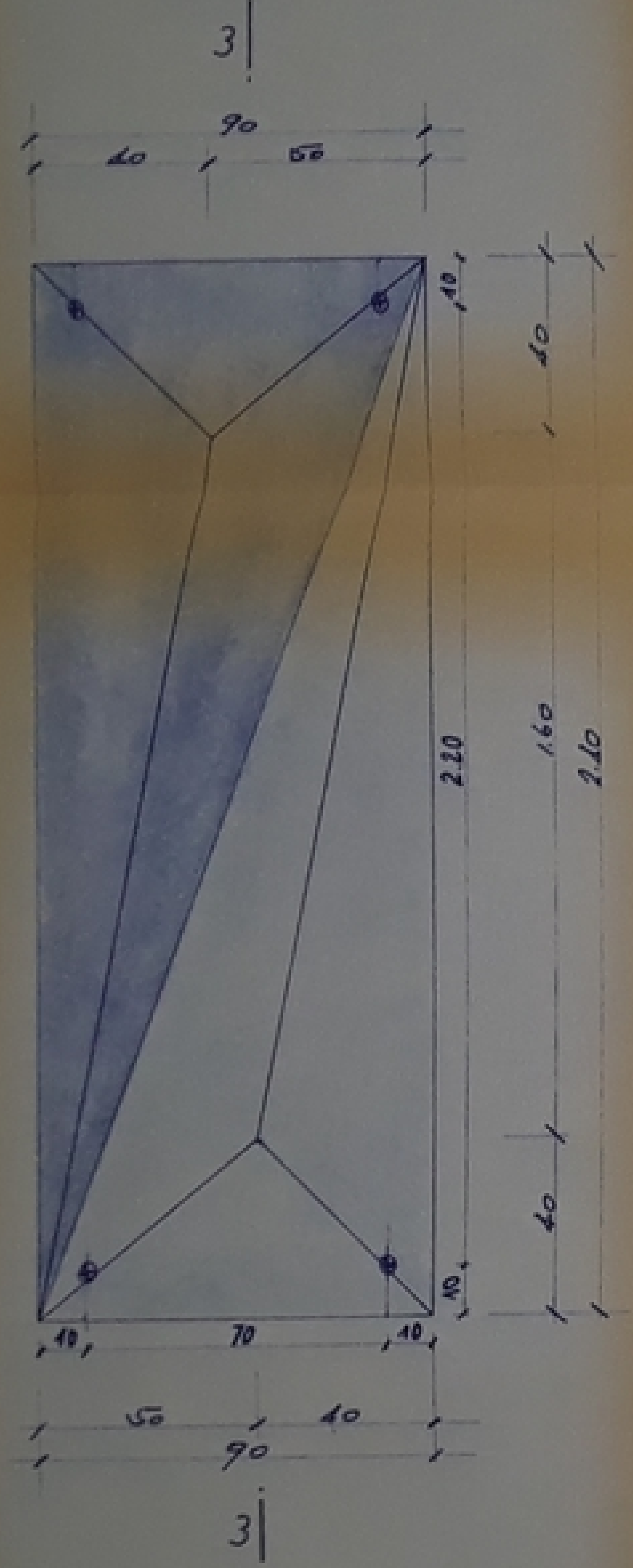

SALLE de SPECTACLE
Eléments Décoratifs
Entrée Principale
PB004 F1
OL
Université d'Alger
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
Département Génie Civil
PROJET DE FIN D'ETUDES
CONSTRUCTION D'UN CINEMA
VUES EN PLAN
PL 3

POUTRE SUPPORTANT les ELEMENTS PREFABRIQUES

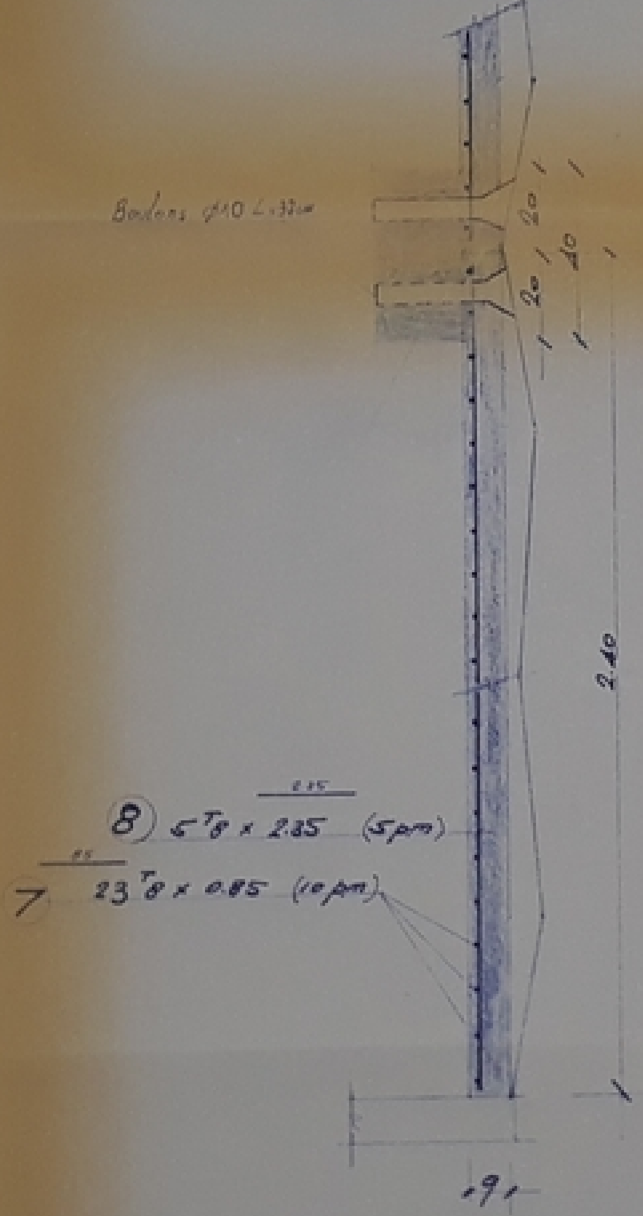


ELEMENT PREFABRIQUE

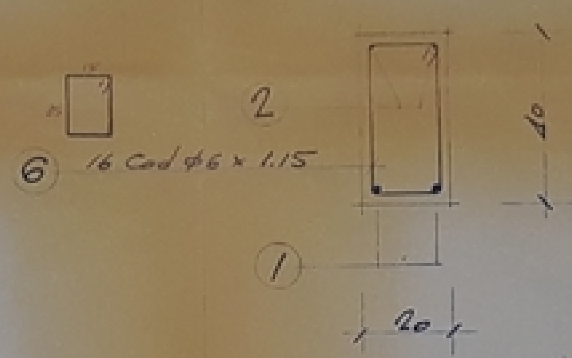
Elévation



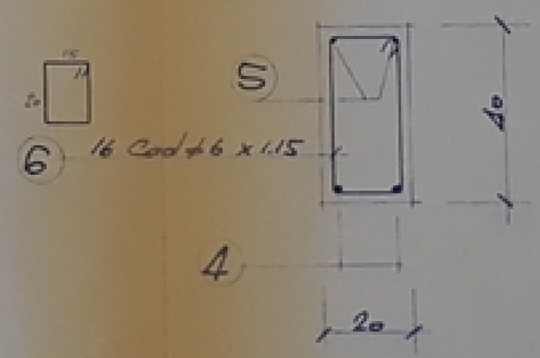
COUPE 3-3



COUPE 1-1



COUPE 2-2



PB 004 77
07

Université d'Alger

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département Génie Civil

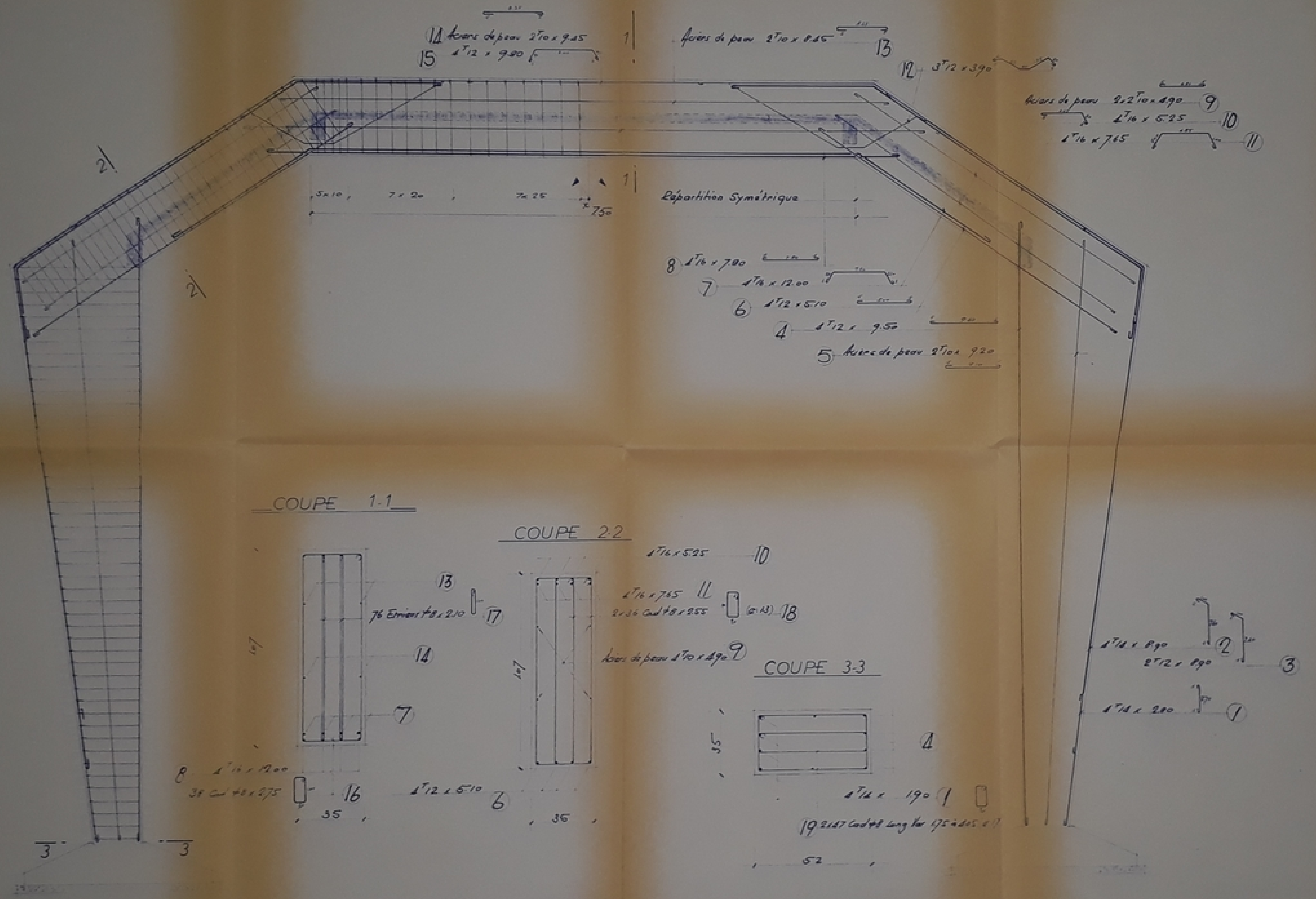
PROJET DE FIN D'ETUDES

CONSTRUCTION D'UN CINEMA

Eléments Décoratifs et Poutres

COFFRAGE FERRAILLAGE

PL: 12



PB 0047-08

NOTA

la portique doit être coulé en entier avec fond

Université d'Alger

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

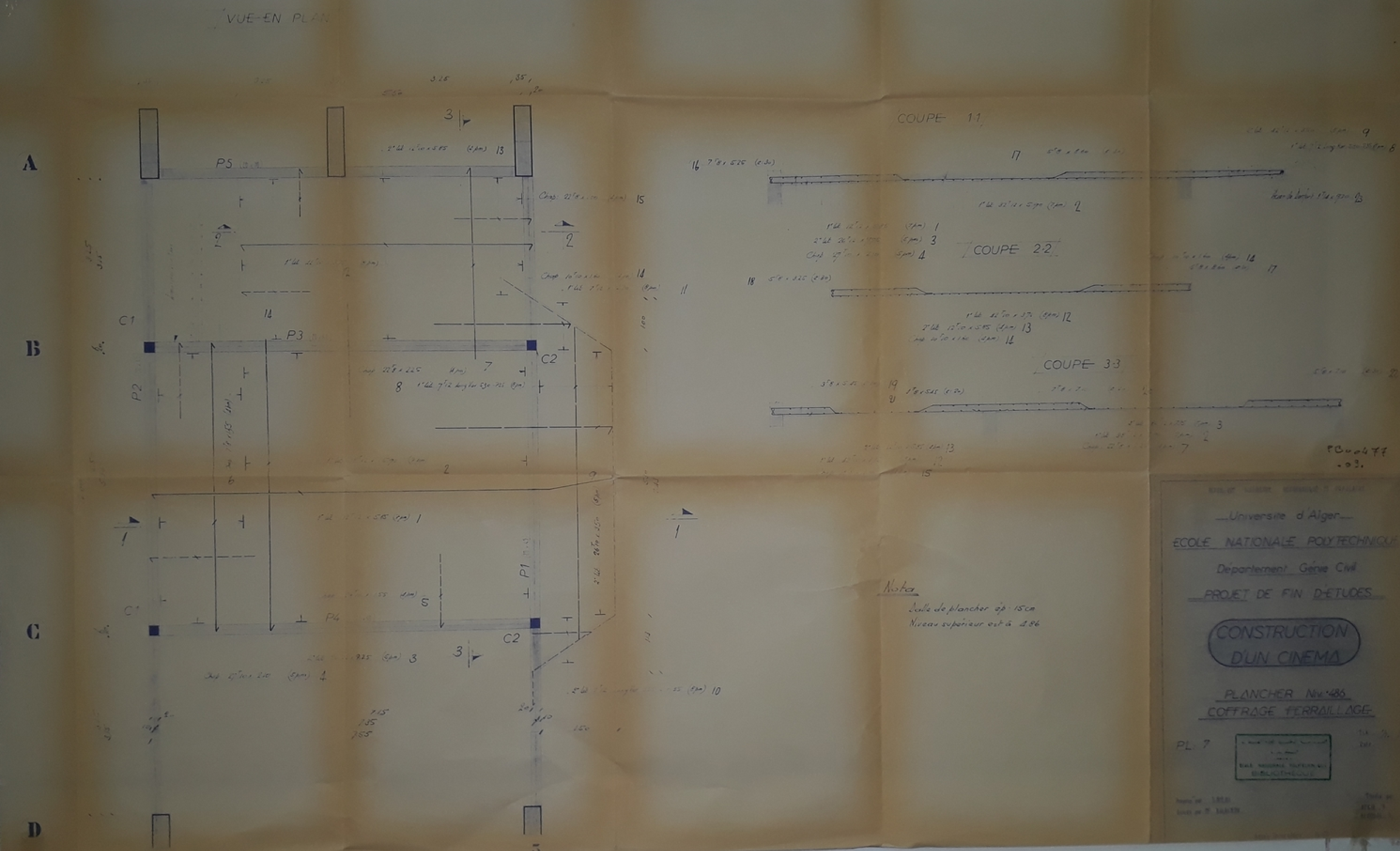
Département Génie Civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

CONSTRUCTION D'UN CINEMA

ARMATURE PORTIQUES

PL 10



Nota
Dalle de plancher ép. 15 cm
Niveau supérieur est à 4.86

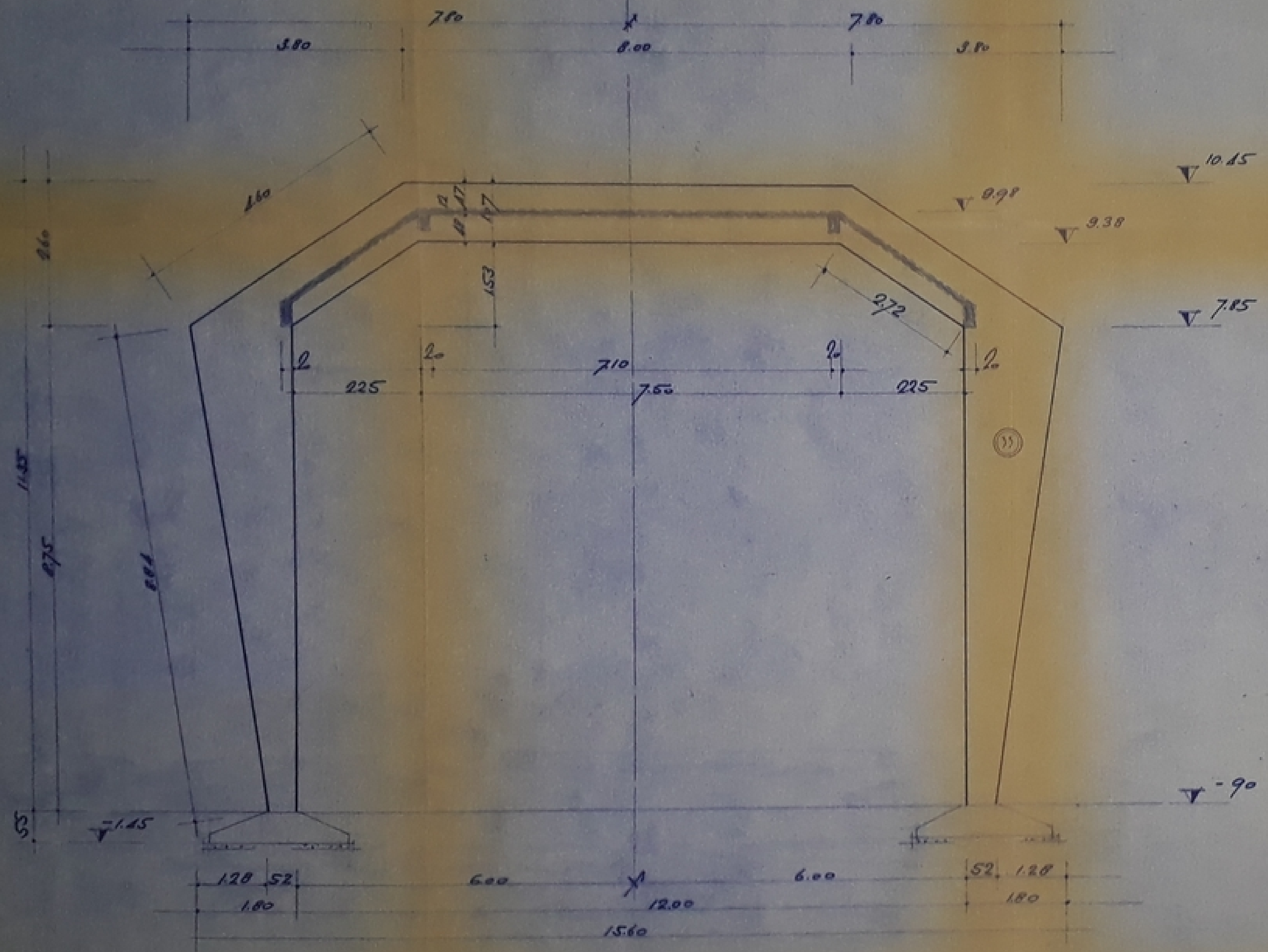
Université d'Alger
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
Département Génie Civil
PROJET DE FIN D'ETUDES

CONSTRUCTION D'UN CINEMA

PLANCHER Niv. 4.86
COFFRAGE FERRAILLAGE

PL. 7

PB 00477
-10.



Université d'Alger

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

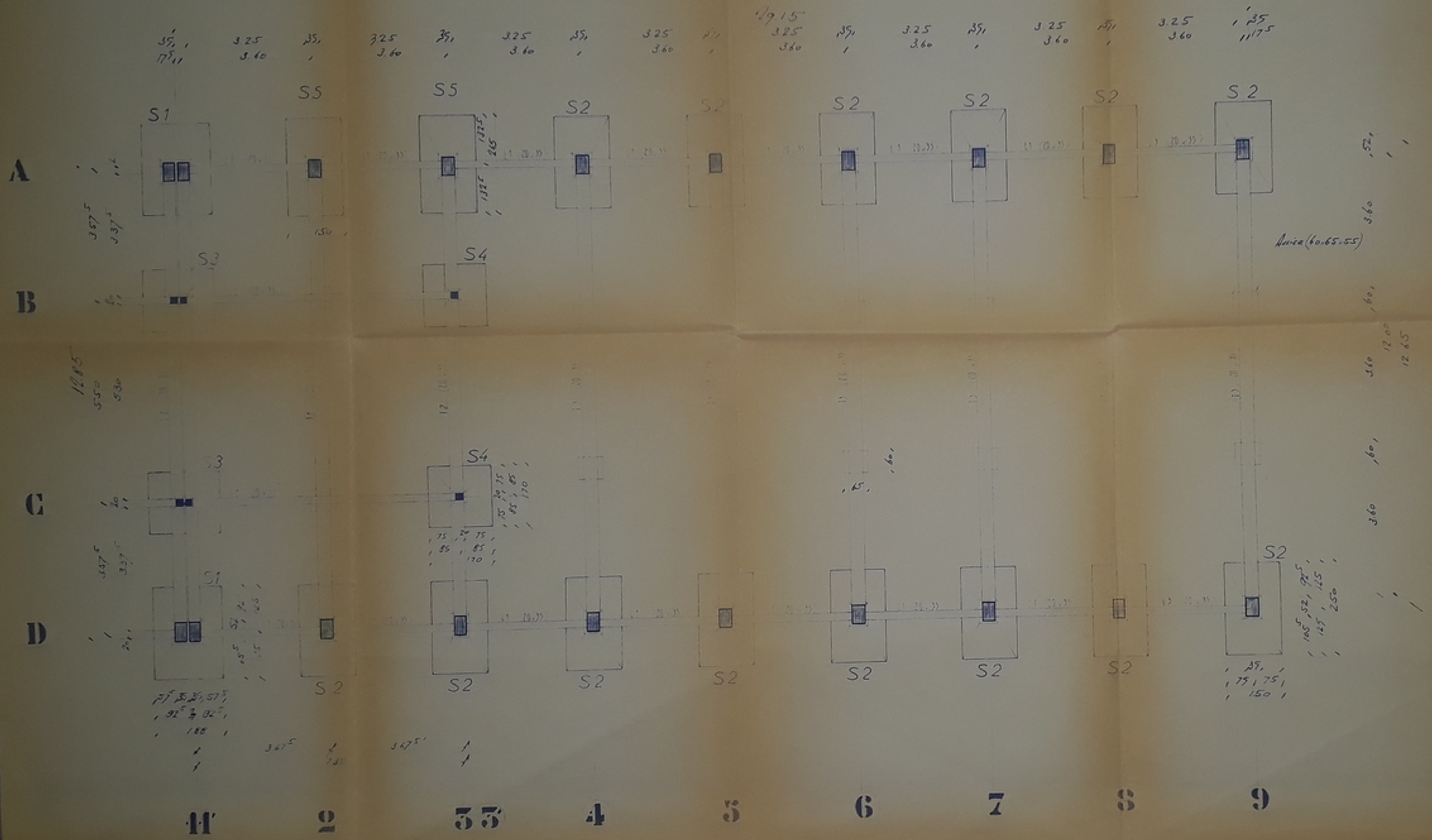
Département Génie Civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

CONSTRUCTION D'UN CINEMA

COFFRAGE des PORTIQUES

PL: 9



Université d'Alger

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

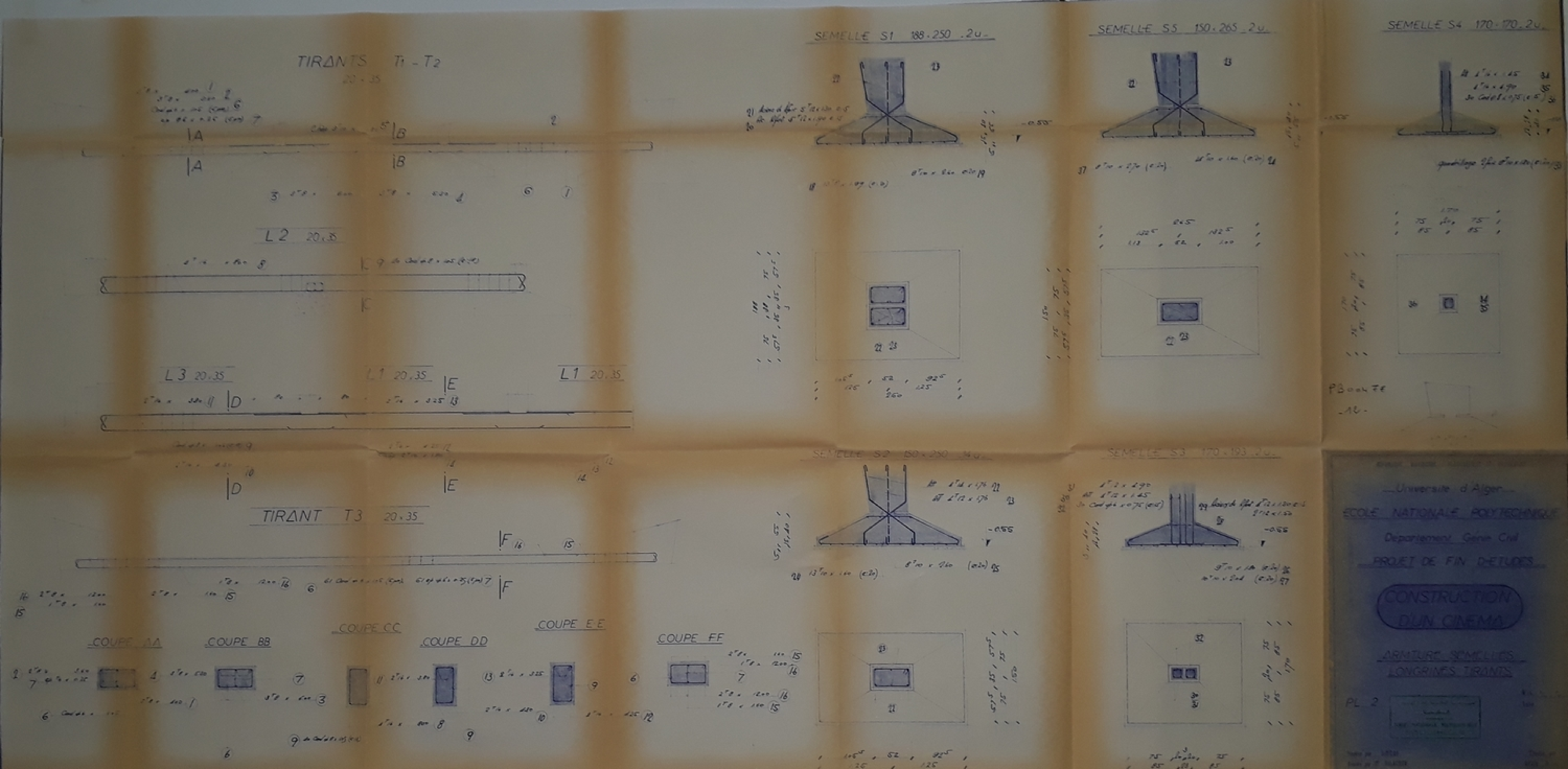
Département Génie Civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

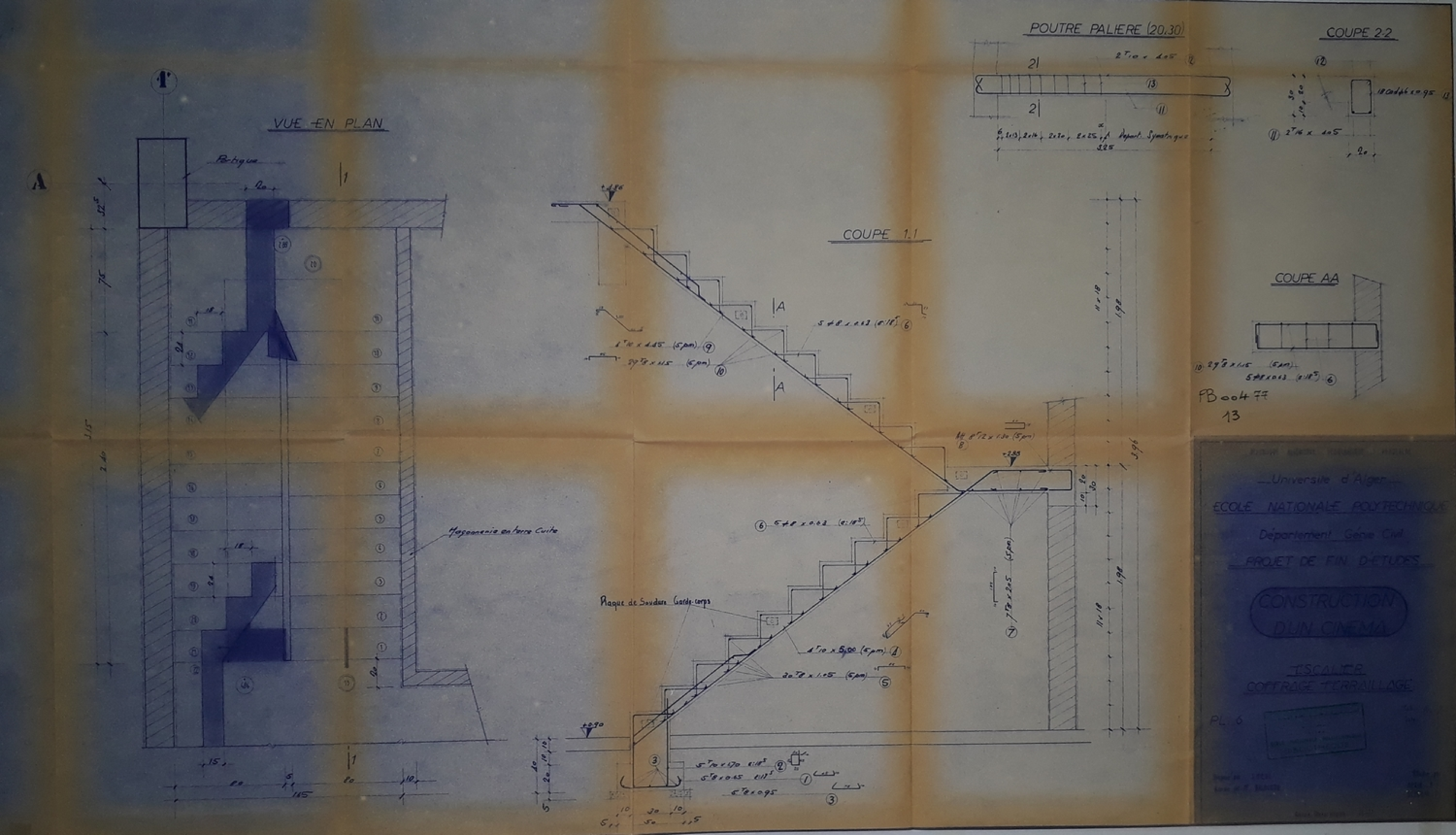
CONSTRUCTION D'UN CINEMA

FONDATIONS

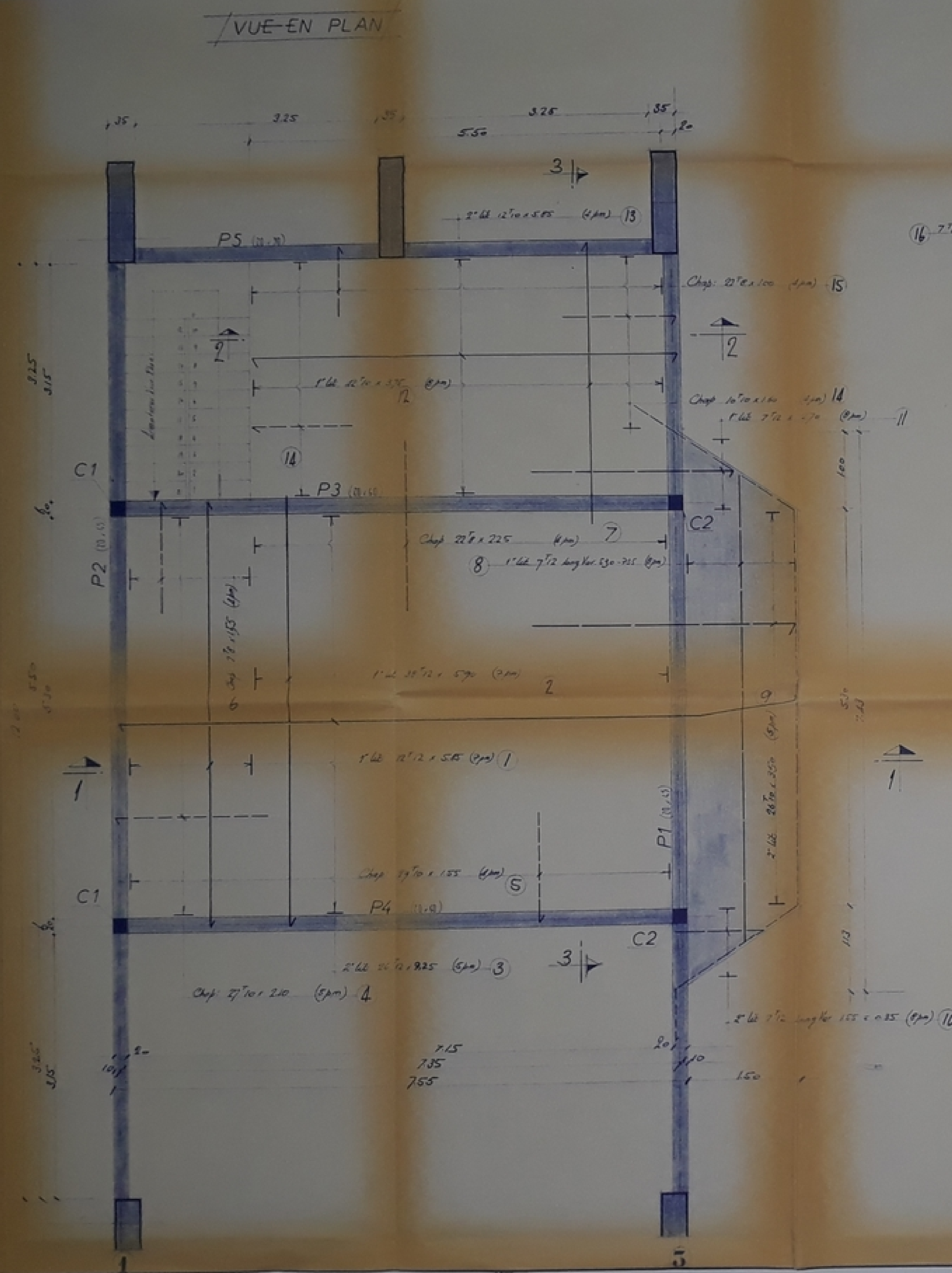
PL: 1

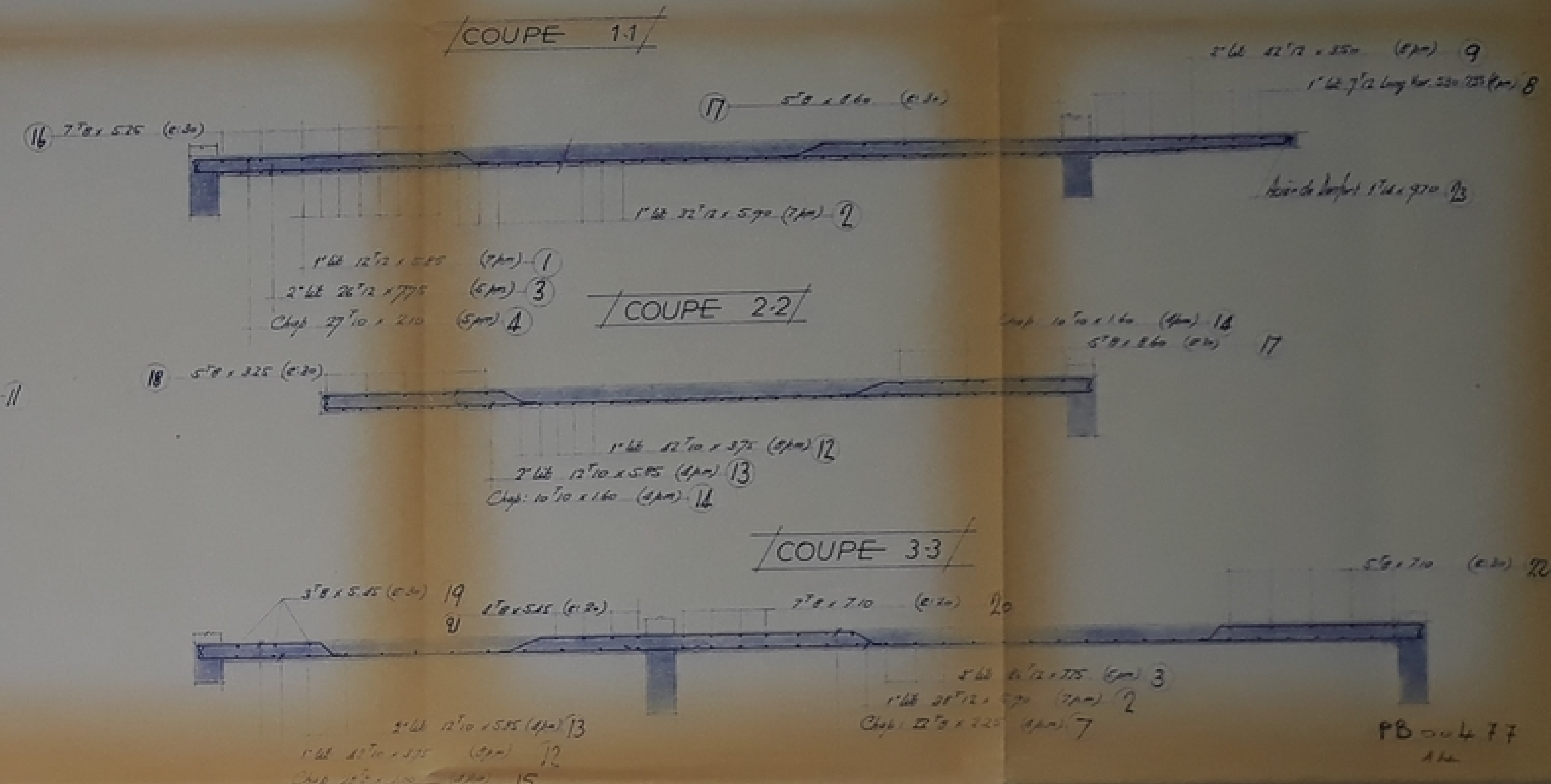


TIRANTS T1 - T2
20 x 35
L2 20 x 35
L3 20 x 35
L1 20 x 35
L1 20 x 35
TIRANT T3 20 x 35
COUPE AA
COUPE BB
COUPE CC
COUPE DD
COUPE EE
COUPE FF
SEMELLE S1 188 x 250 . 2u.
SEMELLE S5 150 x 265 . 2u.
SEMELLE S4 170 x 170 . 2u.
SEMELLE S2
SEMELLE S3
-0.55
Université d'Alger
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
Département Génie Civil
PROJET DE FIN D'ETUDES
CONSTRUCTION D'UN CINEMA
ARMATURE SEMELLES LONGRINES TIRANTS
PL. 2



VUE EN PLAN
Portique
Maçonnerie en terre Cuite
COUPE 1.1
Plaque de Soudure Garde-corps
POUTRE PALIERE (20.30)
Départ Symétrique
COUPE 2.2
COUPE AA
FB 00477
13
Université d'Alger
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
Département Génie Civil
PROJET DE FIN D'ETUDES
CONSTRUCTION D'UN CINEMA
ESCALIER
COFFRAGE FERRAILLAGE
PL. 6





Nota

Dalle de plancher ép: 15cm

Niveau supérieur est à 4.86

Université d'Alger

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département Génie Civil

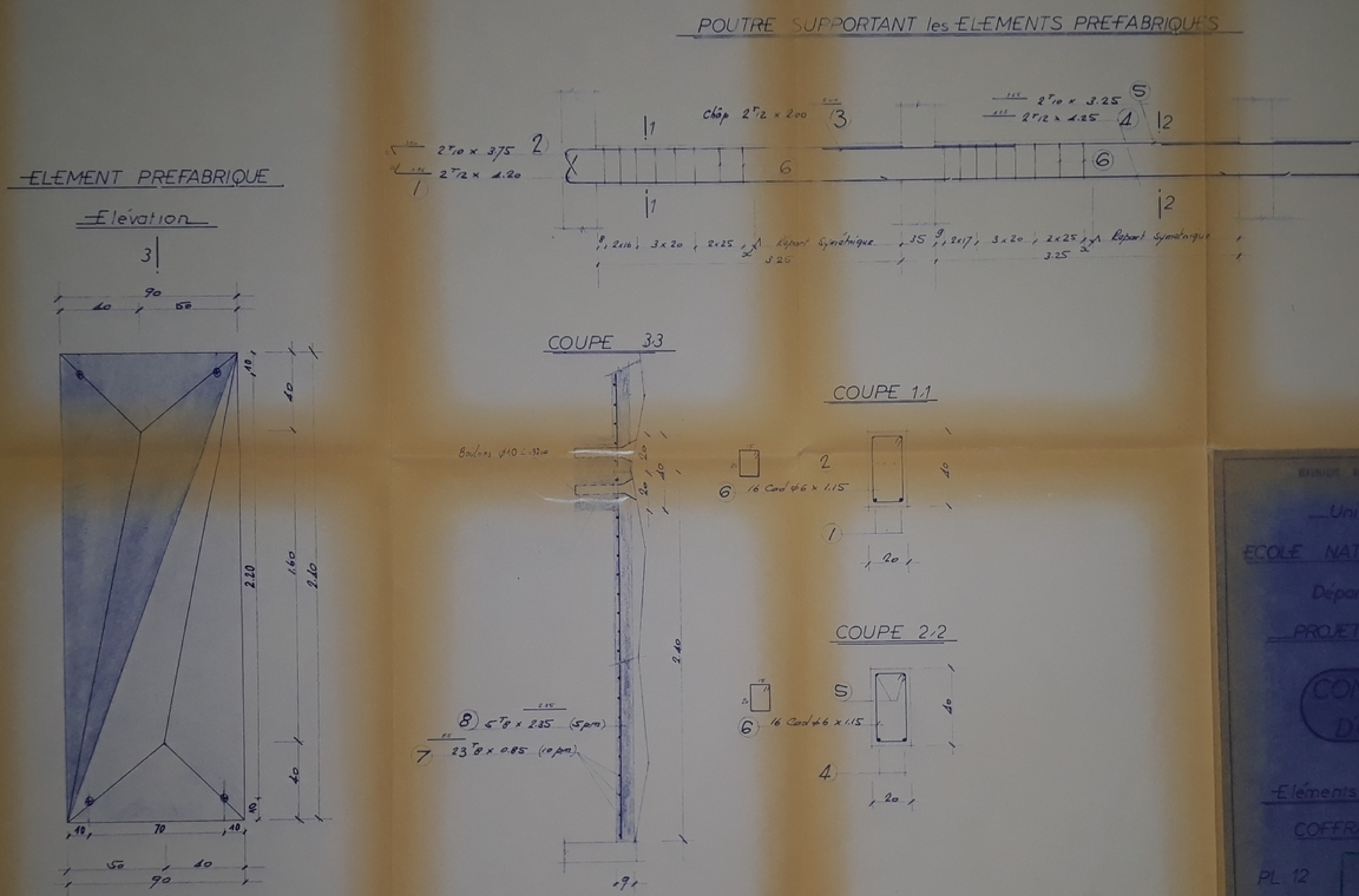
PROJET DE FIN D'ETUDES

CONSTRUCTION D'UN CINEMA

PLANCHER Niv 4.86

COFFRAGE FERRAILLAGE

PL: 7



PB 00477

-15-

Université d'Alger

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département Génie Civil

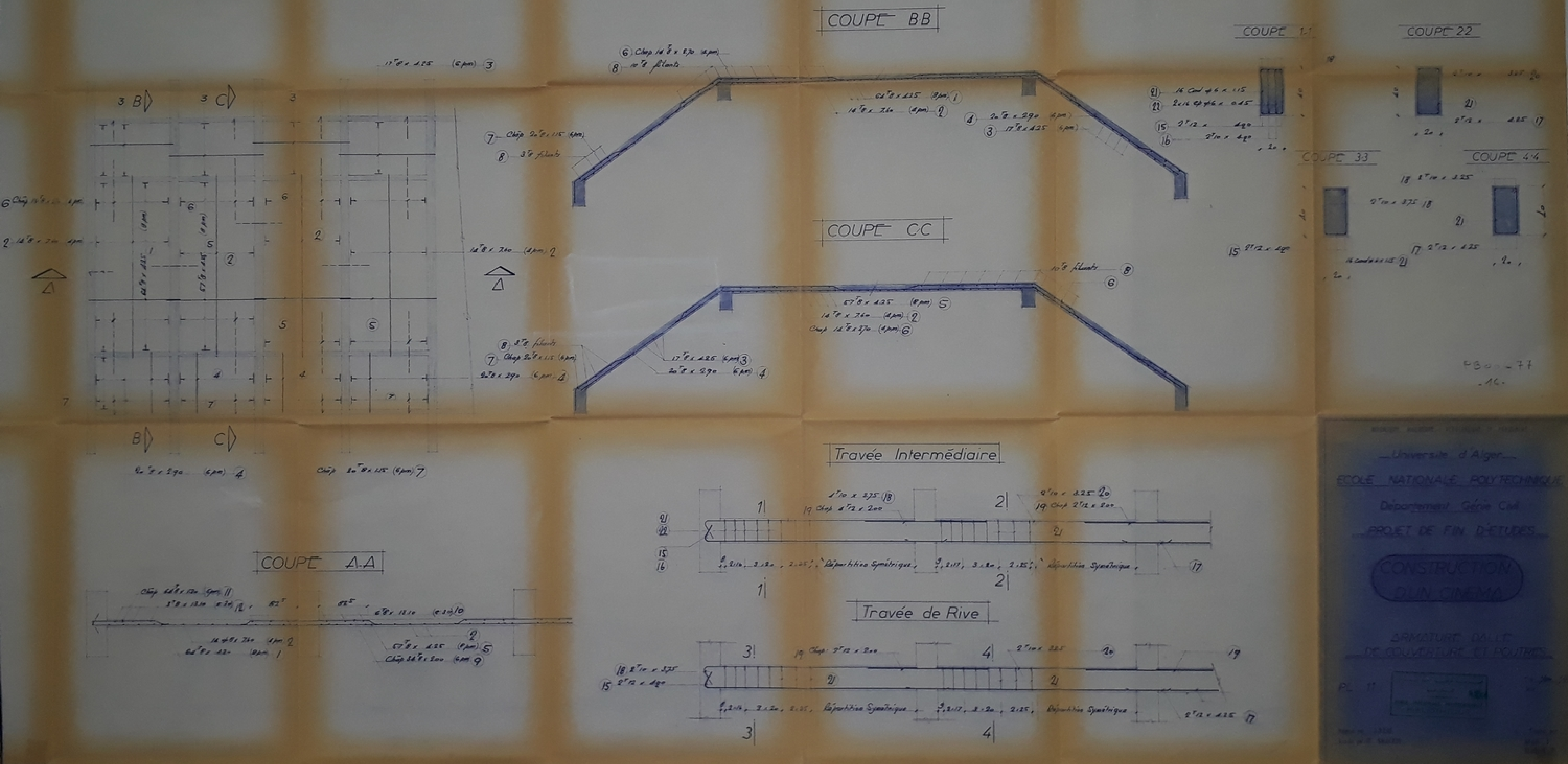
PROJET DE FIN D'ETUDES

CONSTRUCTION D'UN CINEMA

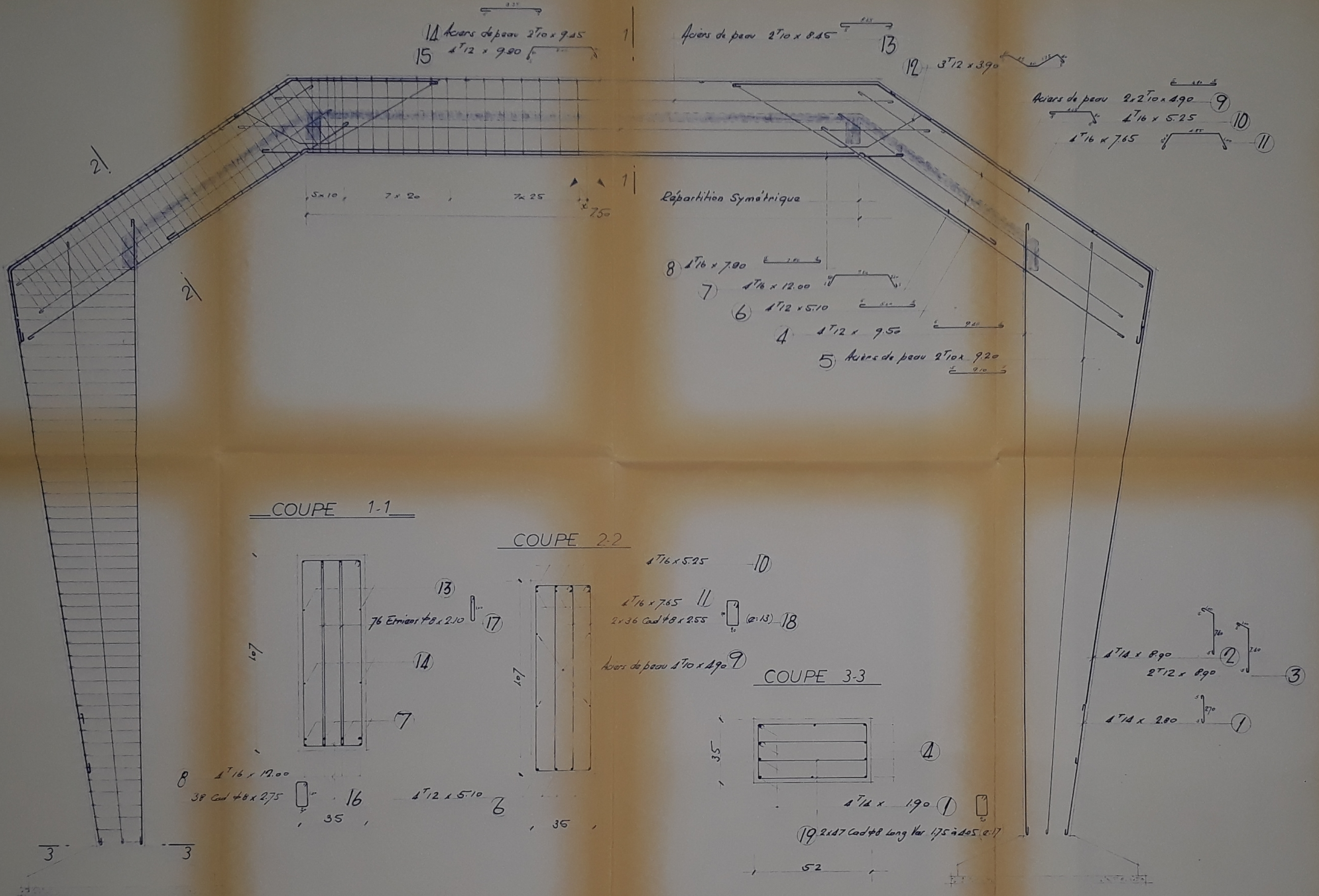
Eléments Décoratifs et Poutres

COFFRAGE FERRAILLAGE

PL. 12



COUPE BB
COUPE CC
COUPE 1.1
COUPE 22
COUPE 33
COUPE 4.4
COUPE A.A
Travée Intermédiaire
Travée de Rive
Université d'Alger
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
Département Génie Civil
PROJET DE FIN D'ETUDES
CONSTRUCTION D'UN CINEMA
ARMATURE DALLE DE COUVERTURE ET POUTRES
PL 11



NOTA

le portique doit être coulé en entier avec tirant

PB00477
17

Université d'Alger

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département Génie Civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

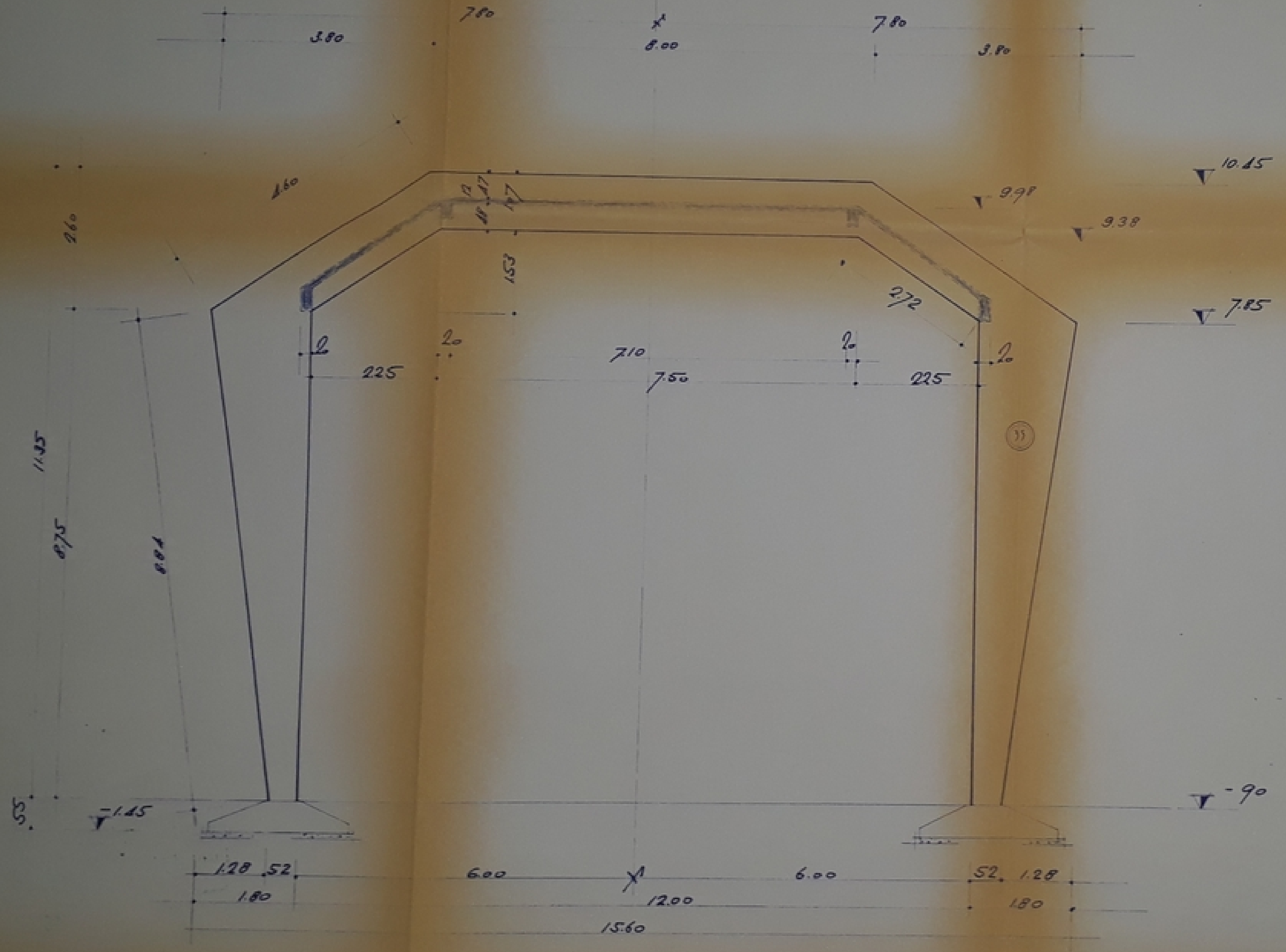
CONSTRUCTION D'UN CINEMA

ARMATURE PORTIQUES

PL. 10

PB00477

-18-



Universite d'Alger

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

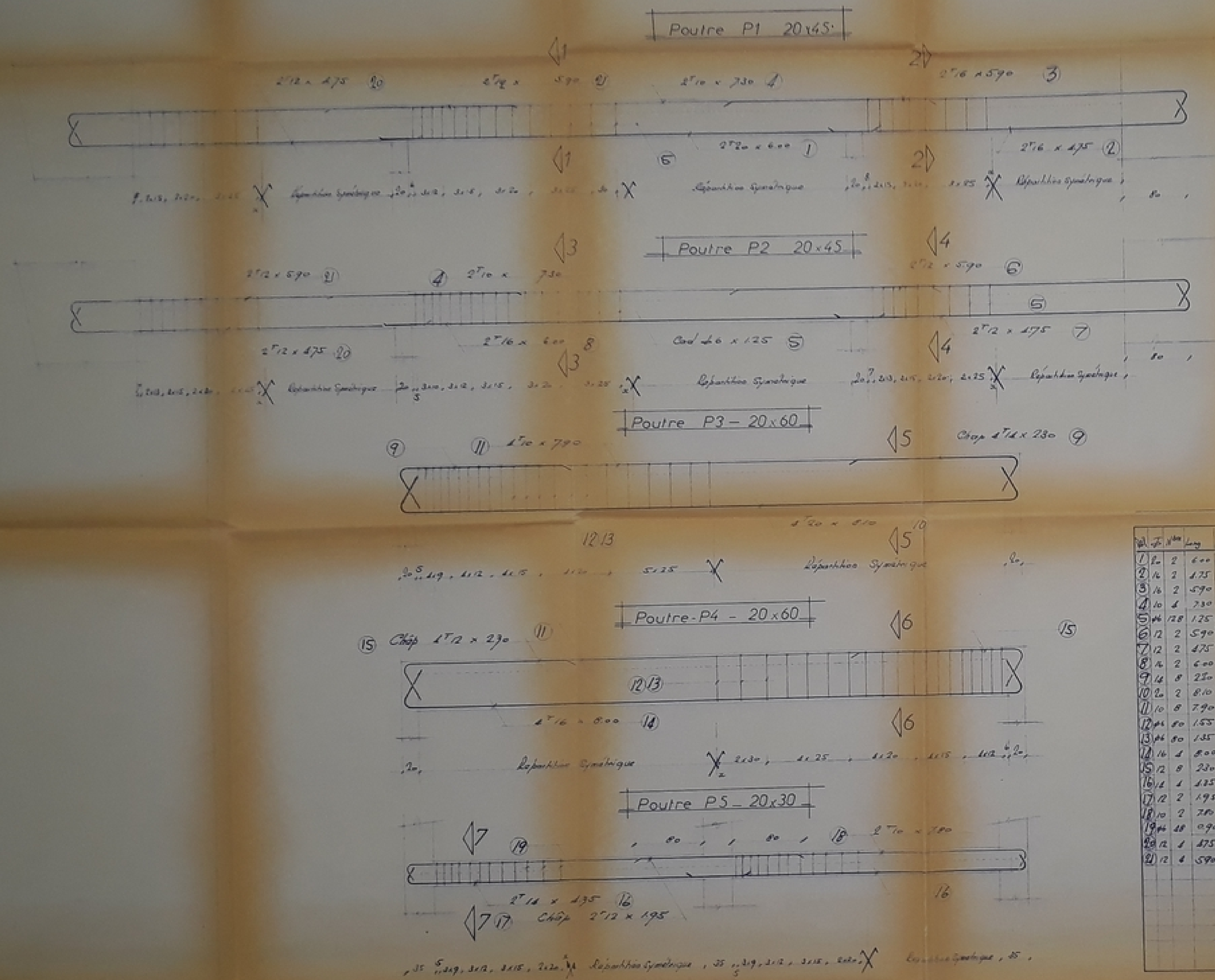
Département Génie Civil

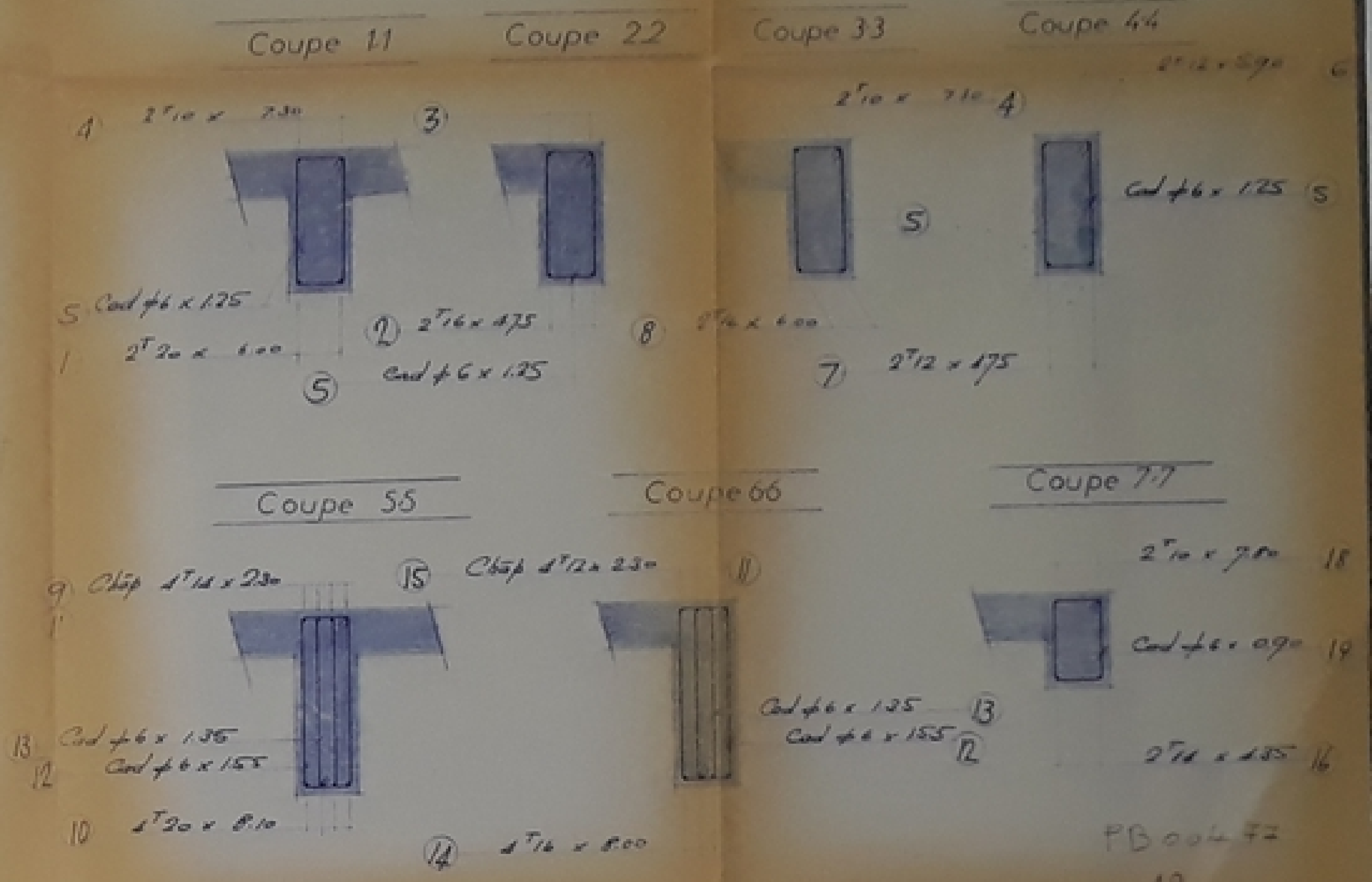
PROJET DE FIN D'ETUDES

CONSTRUCTION D'UN CINEMA

COFFRAGE des PORTIQUES

PL: 9





PB 00472

.13.

NOMENCLATURE

Nº	Φ	Nbre	Long	Φ6	T8	T10	T12	T14	T16	T20	Façonnage
1	20	2	6.00							12.00	
2	16	2	4.75						9.50		
3	16	2	5.90						11.80		
4	10	4	7.30			29.20					
5	φ6	128	1.25	160,00							
6	12	2	5.90				11.80				
7	12	2	4.75				9.50				
8	16	2	6.00						12.00		
9	14	8	2.30					18.40			
10	20	2	8.10							16.20	
11	10	8	7.90			63.20					
12	φ6	80	1.55	124.00							
13	φ6	80	1.35	108.00							
14	16	4	8.00						32.00		
15	12	8	2.30				18.40				
16	14	4	4.35					17.40			
17	12	2	1.95				3.90				
18	10	2	7.80			15.60					
19	φ6	28	0.90	25.20							
20	12	4	4.75				19.00				
21	12	4	5.90				23.60				

Université d'Alger

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département Génie Civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

CONSTRUCTION D'UN CINEMA

PLANCHER Niv. 4.86

ARMATURE POUTRES

PL. 8