

UNIVERSITE D'ALGER

6/76

ECOLE **NATIONALE POLYTECHNIQUE**

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية

— المكتبة —

Département Génie Civil

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

BIBLIOTHÈQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

GYMNASE D'UNE ECOLE

ARCHITECTURE AI

Proposé par :

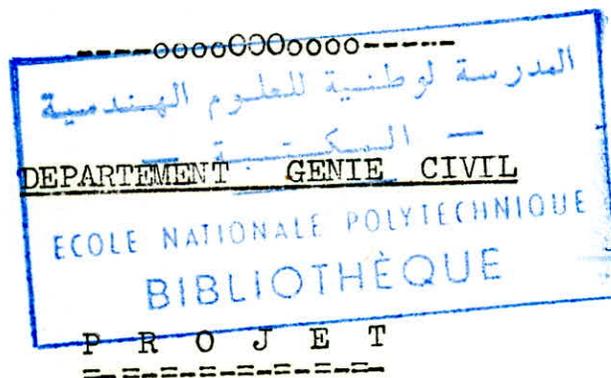
M. G. MOMANU Ing.

Maître assistant à l'E.N.P.A

Etudié par :

L'Elève Ing. **B. GANA**

UNIVERSITE D'ALGER
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



DE

FIN D'ETUDES

GYMNASE D'UNE ECOLE

ARCHITECTURE A1

Proposé par :

M. G. MOMANU Ing.

Maitre assistant à l'E.N.P.A.

Etudié par :

L'élève Ing.

B. GANA

ANNEE UNIVERSITAIRE 1975-76

17- MES PARENTS

Que Monsieur G. MOMANU, mon promoteur,
dont les conseils m'ont été d'un grand secours
pour l'élaboration de ce projet, les membres
du jury, ainsi que tous les professeurs qui
ont contribué à ma formation, trouvent ici mes
remerciements et ma profonde reconnaissance.

B. GANA

S O M M A I R E

PROJET de FIN d'ETUDES

THEME : GYMNASSE d'UNE ECOLE (Projet d'exécution)

1 - Eléments donnés

- plan d'architecture.

11 - Eléments demandés

A - Pièces écrites

- 1 - Mémoire de présentation et justificatif
- 2 - Note de calcul pour toiture, planchers, escaliers, murs, portiques, fondations, poutres précontraintes.
- 3 - Bibliographie

B - Pièces dessinées

1 - Plan d'architecture

- Plan de chaque niveau
- Plan de la toiture
- Coupes: longitudinales et transversales
- détails nécessaires

2 - Plans

- Fondations et excavations
- portiques
- planchers et escaliers
- Toiture
- Détails nécessaires
- Poutre précontrainte

PROMOTEUR :
MR GHEORGHE MOMANU (Roumanie)
Ingénieur
Maitre assistant à l'E.N.P.A

II) R E A M B U L E -----ooOoo-----

II) u premier rang, il faut signaler les procédés dits traditionnels qui pour la réalisation des éléments de murs, de planchers par exemple, sont essentiellement l'adaptation aux conditions économiques et humaines actuelles, de techniques qui se sont élaborées et définies progressivement en intégrant les enseignements de l'expérience.

A côté de cet ensemble très divers, d'autres techniques apparues pour l'essentiel durant les 25 dernières années sont souvent rangées sous le vocable de solutions industrialisées. D'une part, la systématisation du principe du béton mis en oeuvre dans des coffrages de faible hauteur aboutissant aux techniques actuelles du bétonnage à l'aide de coffrage-outils.

De l'autre, on assistait à une généralisation de certaines tendances de l'évolution du traditionnel consistant à fabriquer à l'avance, hors d'oeuvre, certaines parties d'ouvrage, bacs autoportants constituant le plancher terrasse de notre gymnase, par exemple.

Ces organes autoportants à surfaces conviennent pour couvrir de grandes salles, telles les halles de sport, gymnase, salle d'exposition, etc.... Ces organes de formes très variées offrent de grandes possibilités architecturales.

Il y a de distinguer 3 types principaux éléments de
toiture suivant la construction de l'organe:

- forme de dalle, dalle nervurée
- dalle creuse et relief prismatique
- en forme de coque à simple ou double courbure

Pour notre organe autoportant couvrant la salle de
sport, nous avons limité la portée à 3 m pour la condition
de transport et levage de ce dernier.

II ABLE des M/D/L ATIERES
-----ooooOOoooo-----

	page
Chapitre 1 : INTRODUCTION	1
Chapitre 12 : ETUDE de la TOITURE	2
Chapitre 131 : ETUDE du PORTIQUE	8
Chapitre 1V : ETUDE au SEISME	17
Chapitre V : ETUDE au VENT	18
Chapitre VI : ETUDE du PLANCHER (VESTIAIRE)..	32
Chapitre VII : ETUDE des ESCALIERS (vestiaire)	45
Chapitre VIII: CALCUL des POTEAUX	52
Chapitre IX : ETUDE des FONDATIONS	57
Chapitre X : CALCUL des la POUTRE en BETON PRECONTRAIT	65

-----ooooOOoooo-----

L: Béton

Le béton est dosé à 350 Kg/m³ de ciment CPA de classe 250/325, à contrôle atténué.

Grosseur des granulats: Cg = 5/15 mm

Résistance nominale de compression: $\sigma'_{28} = 275 \text{ Kg/cm}^2$

" " de traction: $\sigma_{28} = 23,6 \text{ Kg/cm}^2$

Contrainte de compression admissible:

$$\sigma_b = \gamma_b \cdot \sigma'_n = \alpha \beta \gamma \sigma'_n \quad \text{BA 68 art.9.4 p.12}$$

$\alpha = 1$ classe 250/325; $\beta = 5/6$ car contrôle atténué

$\gamma = 1$ car $e_m = 8 \text{ cm} < 4 C_g = 4 \cdot 1,5 = 6 \text{ cm}$

$$\delta = \begin{cases} = 0,30 \text{ compression simple.} \\ = 0,60 \text{ flexion simple.} \end{cases}$$

En flexion composée:

- Effort normal de traction: = 0,60.

- Effort normal de compression:

$$\delta = \begin{cases} = 0,30 (1 + e_o / 3e_i) & \text{si } \delta < 0,60 \\ = 0,60 \text{ dans le cas contraire.} \end{cases}$$

e_o = excentricité de la résultante par rapport au Cdg de la section de béton seul.

e_i = distance de la limite du noyau central. au centre de gravité de la section de béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression.

BA 68 art. 10 p.16

Les valeurs de δ sont égales aux valeurs fixées en 9,46 multipliées par 1,5 quand il s'agit d'une sollicitation totale pondérée du second genre BA 68 art.9.47 p.13

$$\xi = \begin{cases} 1 \text{ compression simple} \\ 0,5 < \xi < 1 \text{ dans le autres cas avec } \sigma'_m < \sigma'_{bo} \end{cases}$$

En résumé on a :

- Contrainte de compression admissible

$$\bar{\sigma}'_{bo} = 5/6 \cdot 0,30 \cdot 275 = 68,7 \text{ Kg/cm}^2 \text{ sous s.p 1}$$

$$\bar{\sigma}'_{bo} = 1,5 \cdot 68,7 = 103,05 \text{ Kg/cm}^2 \text{ sous s.p 2}$$

Contrainte admissible de flexion :

$$\bar{\sigma}'_b = 2 \cdot 68,7 = 137,4 \text{ Kg/cm}^2 \text{ sous s.p 1}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 137,4 = 206,1 \text{ Kg/cm}^2 \text{ sous s.p 2}$$

Contrainte de traction de référence : BA 68 art.9,5 et 14

$$\bar{\sigma}_b = \int_b \bar{\sigma}'_{28}$$

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

soit :

$$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kgf/cm}^2 \text{ sous S.P.1}$$

$$\bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 5,9 = 8,85 \text{ Kgf/cm}^2 \text{ sous S.P.2}$$

11 - ACIER

- Acier doux (ronds lisses) de nuance FeE24

Contrainte limite d'élasticité nominale $\sigma_{en} = 2400 \text{ Kgf/cm}^2$

Contrainte admissible : $\bar{\sigma}_a = \rho_a \cdot \sigma_{en}$

$$\rho_a = 2/3 \text{ sous S.P.1} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 1600 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\rho_a = 1 \text{ sous S.P.2} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2400 \text{ Kgf/cm}^2$$

- Acier à haute adhérence (H;A) de nuance FeE40

$$\emptyset < 20 \Rightarrow \sigma_{en} = 4200 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\text{sous S.P.1} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\text{sous S.P.2} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kgf/cm}^2$$

Ces aciers peuvent être utilisés si :

$$\bar{\sigma}_{bo}' > 20 (1 + 1,25 \Psi_d)$$

$$\Psi_d = \frac{1,5}{\sqrt{2}} \eta_d$$

$$\eta_d = \sqrt{2} : \text{valeur du coefficient de scellement}$$

B.A 68 art.29 p.45

$$\Psi_d = 1,5 : \text{coefficient de scellement}$$

d'où

$$\bar{\sigma}_{bo}' > 20 (1 + 1,25 \cdot 1,5) = 57,5 \text{ Kgf/cm}^2 \text{ vérifié}$$

Il est en outre à noter que les contraintes admissibles de l'acier ci-dessus déterminées ne sont à retenir que si elles sont compatibles avec les conditions de fissurations

B;A 68 art. 49.22 P;89

Valeur maximum de la contrainte admissible de l'acier

$$\sigma_a \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a \\ \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = k \frac{n}{\phi} \frac{w_f}{1 + 10w_f} \\ \sigma_2 = 2,4 \frac{kn\sigma_b}{\phi} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

C H A P I T R E - I -

INTRODUCTION

L'ouvrage à étudier est un gymnase d'une école avec annexes (vestiaires) de 36,46 m sur 18,50 m de largeur. Un joint de dilatation sépare le gymnase et les vestiaires.

On a alors 2 blocs :

Le 1er bloc : La salle de sports

- Pour couvrir la salle de sports, on utilise des éléments préfabriqués (bacs autoportants) reposant sur les traverses des portiques transversaux .

Le 2^{ème} Bloc : Les vestiaires

Les vestiaires comprennent : 1 RDC , 2 étages courants et un sous-sol technique.

Les planchers de ce deuxième bloc seront en copps creux (poutres , poutrelles coulées sur place).

OBJET DU PROJET

- Etude de la toiture (bac autoportant).
- Calcul du plancher et escalier des vestiaires.
- Calcul des poteaux et du portique.
- Etude du vent.
- Calcul des fondations.
- Etude de la poutre précontrainte de 18 m de portée.

Les calculs seront effectués conformément aux règles techniques de conception et calculs des ouvrages et constructions et à tous les règlements en vigueur.

1 - CHOIX de la SOLUTION

La toiture choisie pour le gymnase sera en toiture terrasse : elle sera constituée :

- en panneaux préfabriqués (bacs autôportants) reposant sur les quatre cotés.

11 - DETERMINATION des ELEMENTS GEOMETRIQUES NECESSAIRES :

L'espacement des portiques transversaux est de 3 m, on laissera 1,5 cm de part et d'autre pour le montage et le joint, la largeur du panneau sera prise égale à 1 m .

111 - EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES.

a) - Charges permanentes:- Le poids de la superstructure

$$g_1 = 170 \text{ Kg/m}^2$$

- Le poids de l'élément pré-

fabriqué : $g_2 = 0,05 \times 2500 = 125 \text{ Kg/m}^2$

d'ou $g = g_1 + g_2 = 295 \text{ Kg/m}^2$

b) - Surcharges :

Neige : 55 Kg/m^2

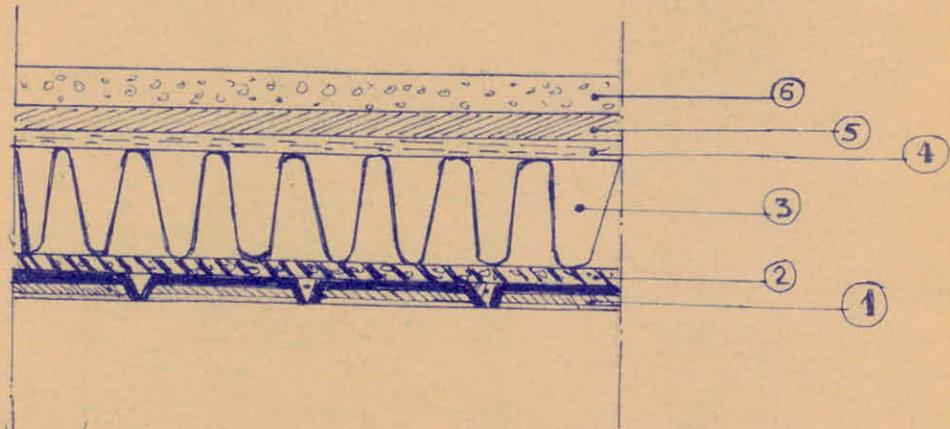
Terrasse non accessible : $P = 100 \text{ Kg/m}^2$

On considère que les 2 surcharges ne s'appliquent pas en même temps. Donc la surcharge majorée de 20%

$$1,2 P = 120 \text{ Kg/m}^2$$

Les charges permanentes et les surcharges réparties sur la terrasse seront de $q = 415 \text{ Kg/m}^2$

PLANCHER - TERRASSE

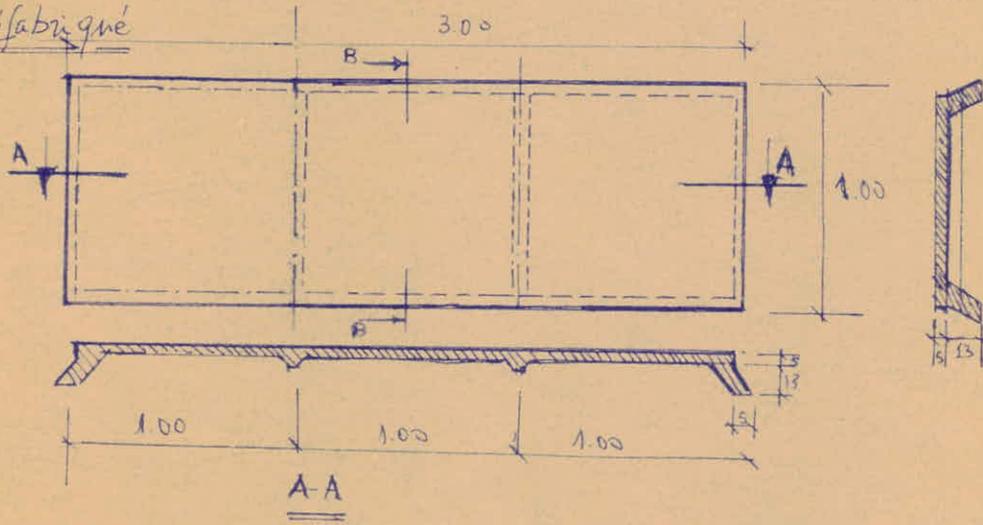


- 1- 'element Préfabriqué.
- 2- Couche de Nivelage (béton maigre)
- 3- Isolation thermique (forme de pente.)
- 4- Couche de protection
- 5- Isolation hydraulique (3 couches Carton entre 4 couches de bitume)
- 6- Gravier de 5cm

	4 kg/m ²
	10 kg/m ²
	36 kg/m ²
	30 kg/m ²
	80 kg/m ²

Total = 170 kg/m²

Element Préfabriqué



1 V- CALCUL DU PANNEAU PREFABRIQUE

Pour question de rigidité du panneau, on placera 2 nervures de 10 cm de hauteur et distantes de 1 m. On aura à calculer une plaque carrée supposée articulée sur son contour

$$l_x = l_y = 100 \text{ cm}$$



a)- Calcul du moment fléchissant

$$\rho = l_x / l_y = 1 \Rightarrow M_x = M_y = \rho q l_x^2$$

$$\text{avec } \rho = 0,0479 \text{ d'ou}$$

$$M_x = M_y = 0,0479 \cdot 415 \cdot 1^2 = 19,87 \text{ Kg/m}^2$$

b)- Ferraillage de la plaque

$$\text{Données : } b_0 = 100 \text{ cm} , h_t = 5 \text{ cm} , h = 4 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K_h = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b_0}}} = \frac{4}{4,457} = 0,897 \Rightarrow K_h < 0,71$$

$$\Rightarrow \sigma'_b < 30 \text{ bars}$$

La plaque est armée par la condition de non fragilité:

- Aciers minimums : CCBA 68 art 52,2 .

$$\text{On doit avoir } \frac{A_x}{b_0 h_x} \leq \frac{4}{2} (2 - \rho) \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \left(\frac{h_0}{h_x}\right)^2$$

$$A_x \leq 100 \cdot 4 \cdot \frac{0,54}{2} (1) 5,9 / 2800 \cdot \left(\frac{5}{4}\right)^2 = 0,35 \text{ cm}^2$$

On utilisera donc 5T5 par mètre soit $A = 0,98 \text{ cm}^2$

Cette section d'acier est utilisée dans les 2 sens l_x et l_y

a)- Armatures transversales :

L'effort tranchant $T_x \approx T_y = \gamma q l_y$

avec $\gamma = 0,338$ d'où $T_x = T_y = 0,338.415;1$

$$T_x = T_y = 140,27 \text{ Kg/m}$$

d'où la contrainte tangentielle $\tau_b = \frac{T}{b_o z}$

avec $z = 7/8$ de $h = 3,5 \text{ cm}$

$$\tau_b = 140,27 / 100.3,5 < 1,15 \bar{\sigma}_b$$

d'où la plaque ^{re} necessite pas d'armature transversale.

c)- Calcul de la poutre (Nécessaire)

$$b \cdot h_t = (5 \cdot 18) \text{ cm}^2$$

La plaque transmet une charge pour une bande de 1 m

$$q = 415 \text{ Kg/m}$$

Le poids propre de la poutre est égal à :

$$2 \cdot (2500 \cdot 0,18 \cdot 0,05) = 45 \text{ Kg/m}$$

La charge reprise par les 2 Poutres sera

$$q_1 = 415 + 45 = 460 \text{ Kg/m}$$

Pour une poutre la charge sera : $q = q_1 / 2 = 230 \text{ Kg/m}$

La poutre sera calculée comme une poutre simplement appuyée avec un moment fléchissant $M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{230 \cdot 3^2}{8}$

$$M = 258,75 \text{ Kgm}$$

-Calcul des aciers longitudinaux

Données : $b = 5 \text{ cm}$, $h_t = 18 \text{ cm}$, $h = 16 \text{ cm}$

$$M = 258,75 \text{ Kgm}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 25875}{2800 \cdot 5 \cdot 16^2} = 0,1082 \Rightarrow$$

$$\mu = 0,1082 \Rightarrow \begin{cases} \xi = 0,8701 \\ k = 23,5 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 2800 / 23,5 = 119,1 \text{ Kg/cm}^2 < 137 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{d'ou la section d'acier } A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{25875}{2800 \cdot 0,8701 \cdot 16}$$

$$A = 0,663 \text{ cm}^2 \text{ soit } 1T10 (0,787 \text{ cm}^2)$$

Vérification du pourcentage minimum :

$$A \geq b \cdot h \cdot 4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \cdot \left(\frac{h_t}{h}\right)^2 = 5 \cdot 16 \cdot 0,5425 \cdot \frac{9}{2800} \left(\frac{8}{16}\right)^2$$

$$A \geq 0,663 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

- Calcul des armatures transversales

$$\text{L'effort tranchant maximal } T = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{230 \cdot 3}{2} = 345 \text{ Kg}$$

$$z = 7/8 \cdot h = 14 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{345}{5 \cdot 14} = 4,93 \text{ Kg/cm}^2$$

Les armatures transversales seront constituées par une épingle en $\emptyset 6$ (Acier doux $\sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$)

$$\sigma_{at} = 2/3 \cdot \sigma_{en} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_t = 0,283 \text{ cm}^2$$

$$\text{L'écartement sera : } T_t = (A_t \cdot z \cdot \sigma_{at}) / T = 0,283 \cdot 14 \cdot 1600 / 345$$

$$t = 18,34 \text{ cm}$$

L'écartement admissible $\bar{t} = K \cdot h$ (avec $K = f(\tau_b / \bar{\sigma}_b)$)

$$\tau_b / \bar{\sigma}_b = \frac{4,93}{5,9} = 0,835 \Rightarrow K = 0,75 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \bar{t} = 0,75 \cdot 16 = 12 \text{ cm}$$

On prendra un écartement constant le long de la poutre égal à $t = 10 \text{ cm}$

$$\text{Largeur d'appui: } \tau = \frac{2T}{b \cdot \sigma_{bo}} = \frac{2 \cdot 345}{5 \cdot 68,5} = 2 \text{ cm}$$

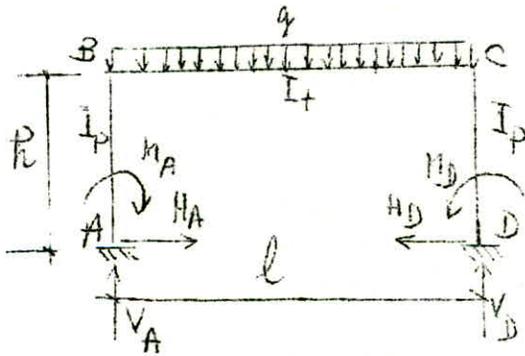
TECHNOLOGIE:

Puisque ces panneaux sont préfabriqués, il est nécessaire de prévoir des aciers d'attente pour les soulever. Si on met les barres d'attente aux 4 coins, il faudrait vérifier si le panneau ne se déforme lorsqu'il est soulevé, aussi comme il y a lieu d'envisager le risque éventuel de fissuration des angles, on disposera des armatures de couture perpendiculaires à la bissectrice de l'angle ou bien utiliser un quadrillage (c'est ce qu'on a prévu).

ETUDE du PORTIQUE

$q = 1,245 \text{ t/m}$

Le portique sera calculé comme un portique encastré à ses 2 extrémités et supportant une charge uniformément répartie q sur la traverse. En appelant:



- l : portée de la traverse = 18 m
 - h : hauteur des poteaux = 9,6 m
 - I_t : Moment d'inertie de la traverse
 - I_p : Moment d'inertie des poteaux
- $$k = \frac{I_t}{I_p} \cdot \frac{h}{l}$$

$$H_A = H_D = \frac{q \cdot l^2}{4h(2+k)} \quad M_A = M_D = \frac{q \cdot l^2}{12(2+k)} \quad M_B = M_C = -\frac{q l^2}{6(2+k)}$$

Le moment maximum de la traverse

$$M_t = \frac{q \cdot l^2}{24} \left(\frac{2 + 3k}{2 + k} \right)$$

$$I_t = \frac{30 \cdot 130^3}{12} = 0,0549 \text{ m}^4 \quad I_p = \frac{30 \cdot 80^3}{12} = 0,0128 \text{ m}^4$$

$$k = \frac{0,0549}{0,0128} \cdot \frac{9,60}{18} = 2,145$$

- Poids propre de la traverse : $0,30 \cdot 1,3 \cdot 2500 \cdot 1,00 = 975 \text{ Kg/m}$
 - Surcharge avec pondération : $1245 \cdot 1,2 = 1494 \text{ Kg/m}$
-
- $q = 2469 \text{ Kg/m}$

d'ou

$$H_A = H_D = \frac{2469 \cdot 18^2}{4 \cdot 9(2+2,145)} = 5360,91 \text{ Kg}$$

$$M_A = M_D = \frac{2469 \cdot 18^2}{12(2+2,145)} = 16082,75 \text{ Kg/m}$$

$$M_B = M_C = - \frac{2469.18^2}{6(2+2,145)} = - 32165,5 \text{ Kgm}$$

$$M_t = \frac{2469.18^2}{24} \left(\frac{2+6,435}{2+2,145} \right) = 67829 \text{ Kgm}$$

A titre de vérification nous avons bien

$$M_B + M_t = 32165,5 + 67829 = 99994,5 = \frac{q.l^2}{8} = \frac{2469.18^2}{8} = 99994,5$$

Quant à V_A et V_D , nous avons par raison de symétrie

$$V_A = V_D = \frac{2(0,80.0,30).9,65.2500 + 975.17,40 + 1494.18,80}{2}$$

$$\underline{V_A = V_D = 28316 \text{ Kg}}$$

Dans ces conditions, nous avons à calculer les sections indiquées ci-dessous:

Traverse :

- Section en travée : $M = 67829 \text{ Kgm}$; $N = 5361 \text{ Kg}$ (compression)
- Section sur appui : $M = - 32165,5 \text{ Kgm}$; $N = 5361 \text{ kg}$ (Compression)

Poteaux :

- Section supérieure: $M = 32165,5 \text{ Kgm}$; $N = 23028,6 \text{ Kg}$
- Section inférieure : $M = 16082,75 \text{ Kgm}$; $N = 28316 \text{ Kg}$

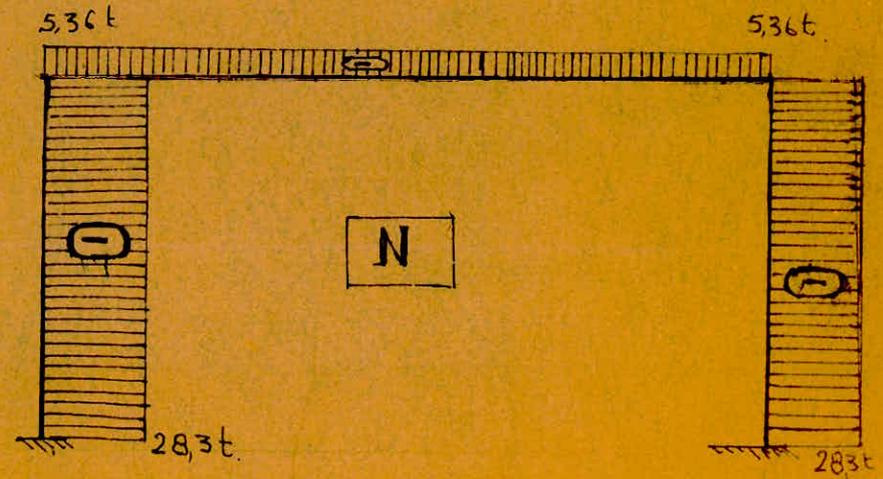
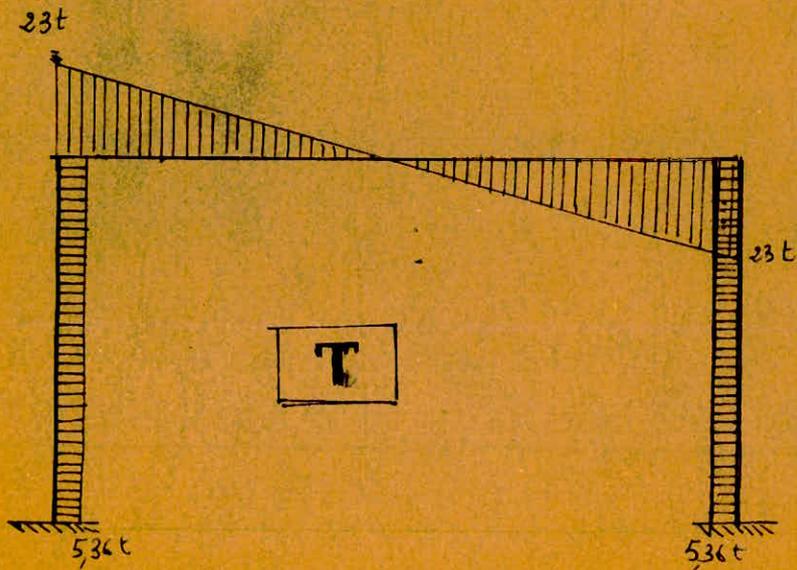
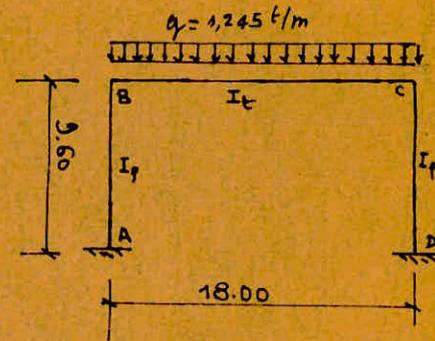
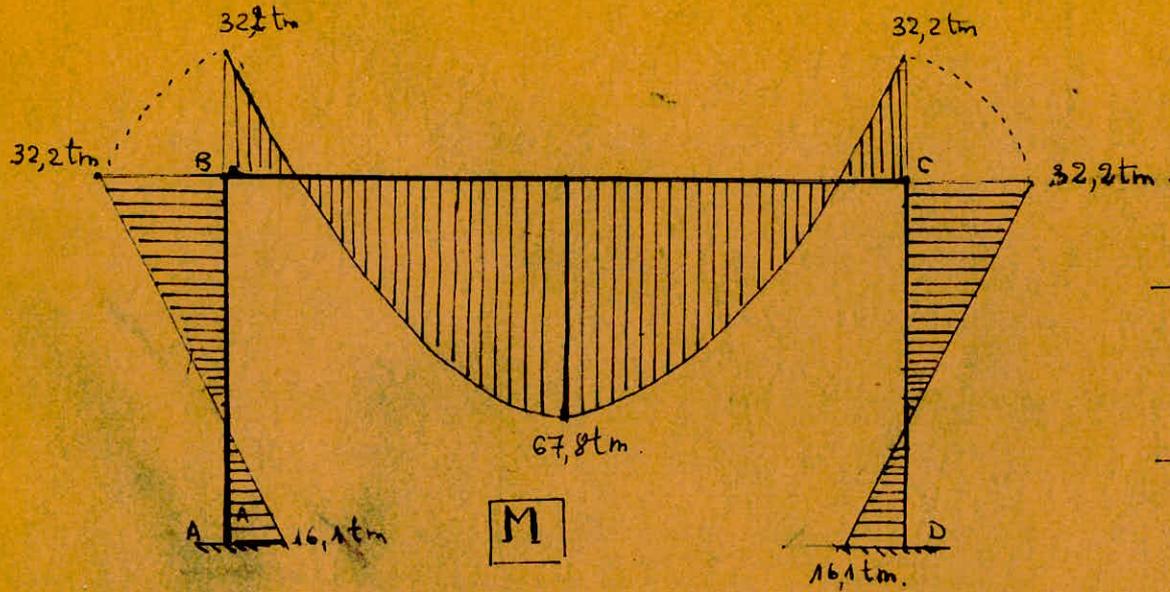
Car l'effort normal au point B à pour valeur

$$\frac{2469.18,8}{2} = 23028,6 \text{ Kg}$$

Contraintes admissibles:

$$\bar{\sigma}_b = 137 \text{ Kg/m}^2 \quad ; \quad \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/m}^2 \quad ; \quad \bar{\sigma}'_{bo} = 68,5 \text{ Kg/m}^2$$

Diagrammes de M, T, N sous la sollicitation G+1,2P

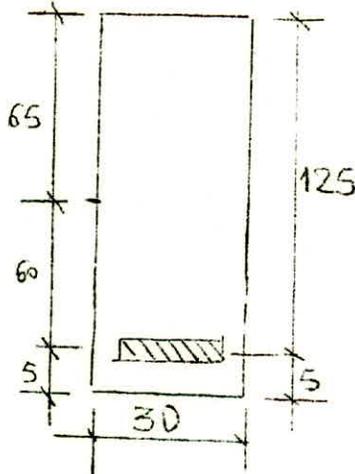


Calcul des armatures :

Section médiane de la traverse: $e_0 = \frac{6782900}{5361} = 1265,23 \text{ cm}$

$e_0 > \frac{ht}{2} \implies$ donc la section est partiellement comprimée.

Le moment de flexion par rapport aux armatures tendues est:



$$M = 6782900 + 5361 \cdot 60 = 7104560 \text{ Kg.cm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 7104560}{2800 \cdot 30 \cdot 125^2} = 0,0811$$

$$\mu = 0,0811 \implies \begin{cases} \xi = 0,8841 \\ k = 28,3 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{7104560}{2800 \cdot 0,8845 \cdot 125} = 22,95 \text{ cm}^2$$

$$A = 22,95 - \frac{5361}{2800} = 21 \text{ cm}^2$$

Soit 8HA20 = 25,13 cm²

Vérifions que la contrainte 2800 Kg/cm² est admissible pour HA20

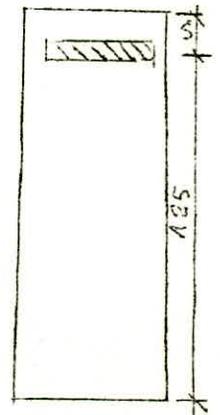
$$\bar{\omega}_f = \frac{25,13}{30 \cdot 10} = 0,0837$$

$$\sigma_1 = 10^6 \cdot \frac{1,6}{20} \cdot \frac{0,0837}{1+0,837} = 3645 > 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{2800}{28,3} = 99 \text{ Kg/cm}^2 < 137 \text{ Kg/cm}^2$$

Section d'appui :

$$e_0 = \frac{32165560}{5361} = 599,9 \text{ cm} > \frac{ht}{2}$$



La section est partiellement comprimée

$$M_0 = 3216550 + 5361.60 = 3538210 \text{ Kgcm}$$

$$\mu = \frac{15.3538210}{2800.30.125^2} = 0,0404$$

$$\mu = 0,0404 \Rightarrow \begin{cases} \xi = 0,9147 \\ k = 43,6 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{3538210}{2800.0,9147.125} = 11,05 \text{ cm}^2$$

$$A = 11,05 - \frac{5361}{2800} = 9,13 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\text{KA}20 \text{ (12,57 cm}^2\text{)}$$

Influence de l'effort tranchant à l'appui :

$$T = \frac{q.l}{2} = \frac{2469.18}{2800} = 22221 \text{ Kg}$$

$$z = \frac{7}{8}.125 = 109 \text{ cm}$$

$$T + \frac{M}{z} = 22221 - \frac{3216550}{109} = - 7288,6 \text{ Kg}$$

La valeur de $T + \frac{M}{z}$ étant négative, aucune vérification de la section des armatures inférieures n'est nécessaire à l'appui et de leur ancrage.

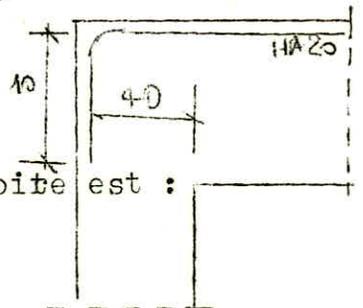
Pour les armatures supérieures, nous avons

$$\tau_d = 1,25 \psi_d^2 \sigma_b = 1,25.1,5^2.5,9$$

$$\tau_d = 16,6 \text{ Kg/cm}^2$$

La longueur de scellement de la barre droite est :

$$l = \frac{\sigma_a}{4} \cdot \frac{\sigma_a}{\tau_d} = \frac{2}{4} \cdot \frac{2800}{16,6} = 84,33 \text{ cm}$$



L'ancrage ne pouvant être en barre droite, nous prévoyons un retour d'équerre de $L = l - 22 \phi = 84,33 - 44$

$$\underline{L = 40 \text{ cm}} \quad \text{Soit en pratique } l = 10 \text{ cm}$$

Armatures transversales :

Les armatures transversales sont constituées en $\emptyset 8$

Aux appuis, nous avons $C_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{22221}{30.109,3} = 6,776 \text{ Kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{C_b}{9 \cdot \bar{\sigma}_a} \right) \sigma_{en} = \left(1 - \frac{6,77}{9 \cdot 5,9} \right) 4200 = 3664 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_t = 4\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2,01 \cdot 109,3 \cdot 3664}{22221} = 36,22 \text{ cm}$$

Nous placerons le premier plan d'armatures transversales à 5 cm du n. du pilier et nous prendrons 5 intervalles de 35 cm , 5 intervalles de 40 cm , 5 intervalles de 45 cm, et 6 intervalles de 50 cm.

Section Inférieure du pilier :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1608275}{28316} = 56,7 \text{ cm}$$

Donc la section est partiellement comprimée et comme

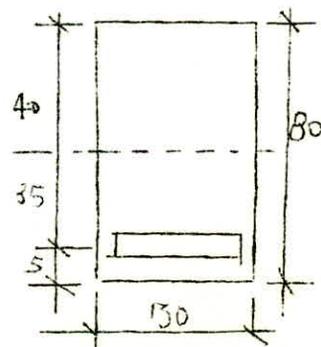
$$e_0 > \frac{ht}{2} ; \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

Le moment de flexion par rapport aux armatures tendues a pour valeur :

$$M = 1608275 + 28316 \cdot 35 = 2599335 \text{ Kgcm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 2599335}{2800 \cdot 30 \cdot 75^2} = 0,0825$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8837 \\ k = 28 \end{cases}$$



$$\text{d'ou } A_1 = \frac{2599335}{2800 \cdot 0,8837 \cdot 75} = 14 \text{ cm}^2$$

$$A = 14 - \frac{28316}{2800} = 3,88 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA12 (4,52 cm²)

$$\sigma_b' = \frac{2800}{28} = 100 \text{ Kg/cm}^2 < 137 \text{ Kg/cm}^2$$

Section supérieure du pilier

$$e_0 = \frac{3216550}{223028,6} = 139,6 > \frac{ht}{2}$$

$$M = 3216550 + 23028,6 \cdot 35 = 4022551 \text{ Kgcm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 4022551}{2800 \cdot 30 \cdot 75^2} = 0,1277 \Rightarrow \begin{cases} \xi = 0,8615 \\ k = 21,1 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{4022551}{2800 \cdot 0,8615 \cdot 75} = 22,23 \text{ cm}^2$$

$$A = 22,23 - \frac{23028,6}{2800} = 14 \text{ cm}^2 \text{ soit 8HA16 (16,23 cm}^2)$$

$$\sigma_b' = \frac{2800}{21,1} < 137 \text{ kg/cm}^2$$

L'effort tranchant dans les piliers est constant

$$T = 5361 \text{ Kg}$$

$$\text{Avec } z = \frac{7}{8} \cdot 75 = 65,625 \text{ cm}.$$

$$\text{Section supérieure : } T + \frac{M}{z} = 5361 - \frac{3216550}{65,625} < 0$$

$$\text{Section inférieure : } T + \frac{M}{z} = 5361 - \frac{1608275}{65,625} < 0$$

Donc aucune vérification n'est nécessaire pour les 2 sections en ce qui concerne la section sur appui et l'ancrage des armatures inférieures.

Pour l'ancrage des HA12 à la partie inférieure du pilier, il n'est pas indispensable de procéder à une vérification, car ces armatures sont descendues suffisamment dans la

fondation

Pour les HA16 à la partie supérieure du pilier, nous avons

$$l_1 = \frac{1,6}{4} \cdot \frac{2800}{16,6} = 67,47 \text{ cm} = 68 \text{ cm}$$

Le retour d'équerre n'est donc pas indispensable, on pourra en amorcer pour faciliter la mise en place des barres de la traverse.

Les armatures transversales sont constituées par des $\emptyset 8$

$$\tau_b = \frac{5361}{30.65,625} = 2,72 \text{ Kg/cm}^2$$

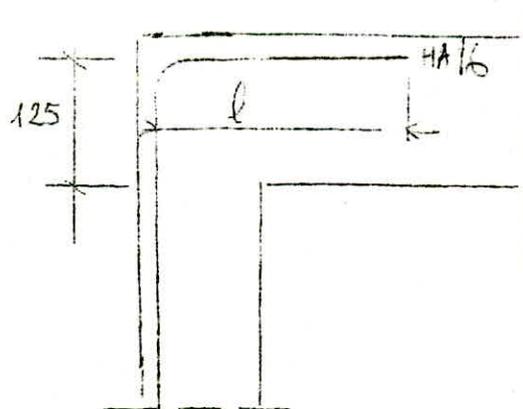
$$\bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{2,72}{5,3.9} \right) 4200 = 3984,85 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad (4\emptyset 8)$$

$$t = \frac{2,01.65,625.3984,85}{5361} = 98 > h_t$$

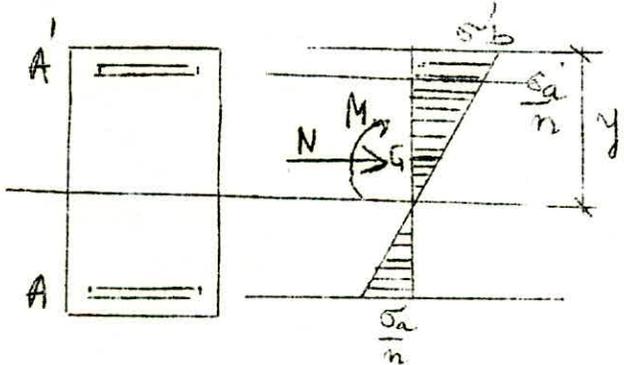
l'écartement trouvé $> h_t$, nous prendrons

$$\underline{t = 60 \text{ cm}}$$



Remarque sur le calcul du montant du portique :

Comme il ne sera pas fait état d'un calcul au séisme et par sécurité, on armera le poteau symétriquement



Nous utiliserons une méthode qui consiste à calculer les armatures tendues A comme si les armatures comprimées n'existaient pas et prendre ensuite $A = A'$ pour la section inférieure du pilier .

Pour la section supérieure du pilier, on aura

$$A = A' = 6HA16 + 2HA14 (15,18 \text{ cm}^2)$$

Nous prendrons finalement :

$$A = A' = 15,18 \text{ cm}^2 = 6HA16 + 2HA14$$

C H A P I T R E - IV -

ETUDE au SEISME

Il ne sera pas fait état d'un calcul au séisme car l'ouvrage sera implanté dans une région non sismique.

Pour être dans la sécurité, des chaînages en béton armé horizontaux sont prévus, intéressant toute l'épaisseur du mur de façon à constituer des panneaux dans la dimension entre chaînages parallèles n'excède pas 5 m.

D'autre part du fait que les éléments constituant la toiture sont préfabriqués ; Des techniques adoptées doivent permettre la réalisation de structure d'un monolithe comme comparable à celui des constructions traditionnelles, en particulier les dimensions des joints doivent être telles qu'il ne soit pas fait obstacle lors du coulage en place du béton de liaison:

- à la continuité des armatures principales
- à la mise en oeuvre correcte.

C H A P I T R E - V -

EFFET DU VENT

A - INTRODUCTION

La vérification des conditions de résistance et de stabilité d'une construction sous l'action des surcharges climatiques (Vent) doit être faite obligatoirement dans les 2 hypothèses suivantes :

a) - Sous l'action des surcharges normales (V_n)

b) - Sous l'action des surcharges extrêmes (V_x)

Le calcul est mené selon les recommandations de N.V.65 révisées 67.

B - DIMENSIONS GEOMETRIQUES de la STRUCTURE

- longueur a = 36,45 m

largeur b = 18,50 m

h_{max} = 12 m

La construction est formée de 2 blocs séparés par un joint de dilatation ; On étudiera l'effet du vent sur :

1 - La construction prise dans son ensemble

2 - Blocs pris séparément.

- Couverture :

Toiture terrasse , la valeur du coefficient est donnée par le diagramme (N.V 65 page 89) en fonction des caractéristiques géométriques de la structure.

- Parois :

Les parois de la construction sont verticales

- Pression dynamique de base :

Sa valeur est relevée sur le tableau des surcharges climatiques en Algérie.

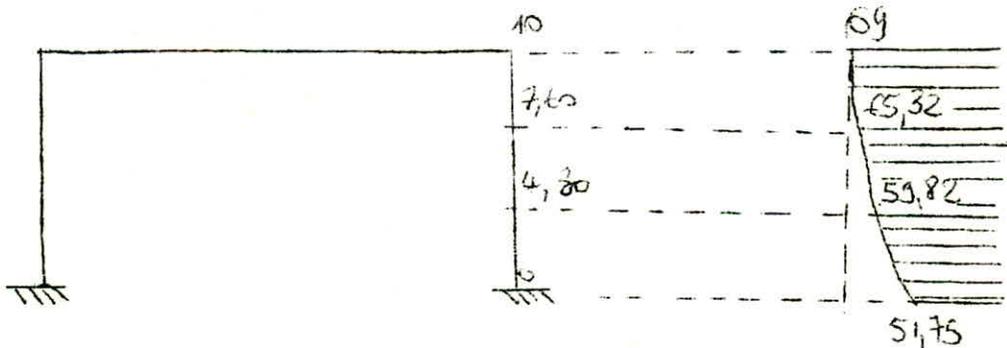
Pour Constantine : $q_{10} = 69 \text{ Kg/m}^2$

Soit q_h la pression dynamique agissant à la hauteur H au dessus du sol . Pour $0 < H < 500 \text{ m}$

$$\frac{q_h}{q_{10}} = 2,5 \cdot \frac{H + 18}{H + 60}$$

C - DIAGRAMME DES PRESSIONS NORMALES AGISSANT SUR UN PORTIQUE

H (m)	0	4,30	7,60	10
q(Kg/m ²)	51,75	59,82	65,32	69



On considère que la répartition des pressions est constante sur 10 m de hauteur et égale

$$\underline{q_{10} = 69 \text{ Kg/m}^2}$$

D - ACTIONS INTERIEURES

Cas d'une construction fermée:

Parois ayant une perméabilité $\mu \leq 5$ page 101

On applique simultanément sur les faces internes de tous les compartiments

- Soit une surpression avec $C_i = + 0,6 (1,8 - 1,3 \gamma_0)$

- Soit une dépression avec $C_i = - 0,6 (1,3 \gamma_0 - 0,8)$

Décrochement en plan page (119)

Pour les 2 directions du vent envisagés dans les règles, le côté sous le vent de chaque angle rentrant est soumis à la pression s'exerçant sur le côté au vent sur une longueur égale à celle de ce dernier côté.

Le raccordement avec la dépression se fait, s'il y a lieu, sur la demi longueur précédente.

Période T du mode d'oscillation de la structure

Formules forfaitaires applicables aux bâtiments d'habitation ; elles font intervenir:

h : hauteur totale du bâtiment

L_x : dimension en plan dans la direction considérée

Pour un contreventement par ossature en béton armé

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

E - ACTIONS EXTERIEURES

Parois verticales :

Vent normal aux parois

face au vent : $C_e = + 0,8 \quad \forall \gamma_0$

Sous le vent : $C_e = + (0,8 - 1,3 \gamma_0)$

Actions intérieures

Constructions à parois partiellement ouvertes :

Cas ou $\mu \geq 35$

$$C_i = + 0,6 (1,8 - 1,3 \gamma_o)$$

F - CONSTRUCTION PRISE DANS SON ENSEMBLE

Caractéristiques géométriques :

$$a = 36,45 \text{ m} \quad \lambda_a = \frac{h}{a} = 0,329 < 0,5$$

$$b = 18,50 \text{ m} \quad \lambda_b = \frac{h}{b} = 0,64 < 1$$

$$h = 12 \text{ m} \quad \frac{b}{a} = 0,50$$

$$\gamma_o = f(\lambda_a, \lambda_b) \implies \begin{cases} \text{vent sur la face a} & \gamma_o = 1 \\ \text{vent sur la face b} & \gamma_o = 0,87 \end{cases}$$

Actions résultantes unitaires sur les parois

- le vent ne traverse pas la construction

Pour chaque élément, on combine de la façon la plus défavorable les actions extérieures moyennes et les actions intérieures.

Valeurs limites.

Lorsque la combinaison la plus défavorable des actions extérieures et intérieures conduit à des coefficients compris entre 0 et - 0,3 on prend - 0,3, et lorsqu'ils sont compris entre 0 et + 0,3 on prend + 0,3

$$\text{Actions extérieures face a} \quad \begin{cases} C_e = + 0,8 & \forall \gamma_o \\ C_e = - 0,5 \end{cases}$$

$$\text{Vent normal face b} \quad \begin{cases} \text{face au vent} & C_e = + 0,8 & \forall \gamma_o \\ \text{face sous le vent} & C_e = -(1,3 \gamma_o - 0,8) = \\ & = - 0,331 \end{cases}$$

Toiture terrasse: La valeur de C_e est déterminée par le diagramme (R 111 6)

$$\left\{ \begin{array}{ll} C_e = - 0,5 & \delta_0 = 1 \\ C_e = - 0,33 & \delta_0 = 0,87 \end{array} \right.$$

Actions intérieures : La construction présente 2 Parois partiellement ouvertes

- pignon cotés verticaux ($\mu = 15$)
- façade ($\mu = 10$)

Les actions intérieures seront déterminées en faisant une interpolation entre les actions intérieures pour ($\mu < 5$: contrainte fermée) et les action extérieures pour $\mu \geq 35$ (construction ouverte).

Actions d'ensemble

Quelque soit la construction, elles produisent simultanément un effet de renversement et un effet de soulèvement.

Détermination de la période T

Contreventement par ossature en Béton Armé :

$$T = 0,09 \frac{h}{\sqrt{I_x}} = 0,09 \frac{12}{\sqrt{36,45}} = 0,178 \text{ sec.}$$

Effet de dimensions (Réduction)

Coefficient de réduction δ (donné par diagramme) page 63

Pour $h < 30$, la plus grande dimension offerte au vent

$$h = 12 \text{ m} \quad \underline{\delta = 0,83}$$

Majoration

Le coefficient de majoration $\beta = 0 (1 + \gamma C)$

(page 81) N.V 65

τ = Coefficient de pondération = 0,365 ; h = 12 m

θ = Coefficient global dépendant du type de construction
= 0,70 ; h < 30 m

ξ = Coefficient de réponse (donné en fonction de T)
= 0,1

d'ou $\beta = 0,70 (1 + 0,1 \cdot 0,365) = 0,7255 < 1$

$\beta > 1$
On prendra $\beta = 1$

Conditions à vérifier

La construction étant soumise au vent dont la pression de base est réduite par l'effet de masque (m=1), l'effet de dimension ($\delta = 0,84$), la réduction totale ne doit en aucun cas dépasser 33 % ,

d'ou $(1 - \delta) m < 0,33$

$\Rightarrow (1 - 0,83) \cdot 1 < 0,33$ Vérifié

G - BLOCS BRIS SEPARMENT

Bloc-Portique

Caractéristiques géométriques

a = 30,45 m $\lambda_a = \frac{h_a}{a} = \frac{9,6}{30} = 0,32$ 0,5

b = 18,50 m $\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{9,60}{18,50} = 0,518$ 1

h = 9,60 m $\frac{b}{a} = \frac{18,50}{30} = 0,616$

Coefficient δ

$\delta = 0,83$ dans les 2 cas (directions du vent envisagées)

Actions intérieures

La construction a 2 parois partiellement ouverte

($\mu = 10$)

α) = Vent sur la face $S_a \implies \gamma_0 = 0,9$

β) - Vent sur la face $S_b \implies \gamma_0 = 1$

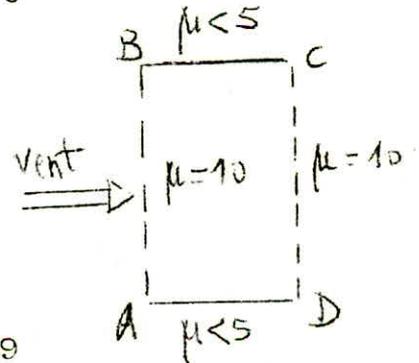
Cas α

Paroi AB $C_i = -,07828$

paroi CD $C_i = + 0,369$

paroi BC,AD $C_i = +0,3$

\implies Parois CD,BC,AD == $C_i = 0,369$



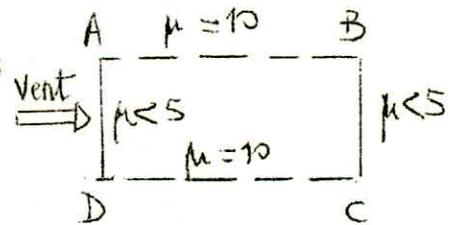
Cas β

paroi BC,AD $C_i = - 0,358$

paroi CD $C_i = + 0,30$

paroi AB $C_i = + 0,3$

\implies parois BC,AD,CD == $C_i = -0,358$



Actions extérieures

Face au vent $C_e = + 0,8 \neq \gamma_0$

face sous le vent $\begin{cases} C_e = -0,5 & \text{cas } \alpha (\gamma_0 = 1) \\ C_e = -0,331 & \text{cas } \beta (\gamma_0 = 0,87) \end{cases}$

Action résultante moyenne sur une paroi

Elle est donnée par l'expression algébrique

$$p_r = (C_1 - C_2) q_r$$

$$C_1 = C_e \quad \text{et} \quad C_2 = C_i$$

Actions intérieures

La construction a 2 parois partiellement ouverte

($\mu = 10$)

α) = Vent sur la face $S_a \implies \gamma_0 = 0,9$

β) - Vent sur la face $S_b \implies \gamma_0 = 1$

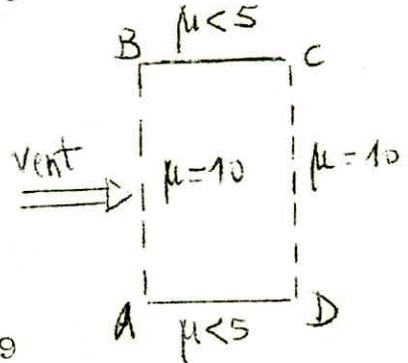
Cas α

Paroi AB $C_i = -,03828$

paroi CD $C_i = + 0,369$

paroi BC,AD $C_i = +0,3$

\implies Parois CD,BC,AD == $C_i = 0,369$



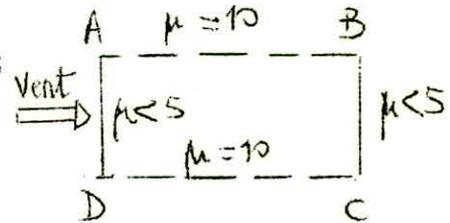
Cas β

paroi BC,AD $C_i = - 0,358$

paroi CD $C_i = + 0,30$

paroi AB $C_i = + 0,3$

\implies parois BC,AD,CD == $C_i = -0,358$



Actions extérieures

Face au vent $C_e = + 0,8 \forall \gamma_0$

face sous le vent $\begin{cases} C_e = -0,5 & \text{cas } \alpha \ (\gamma_0 = 1) \\ C_e = - 0,331 & \text{cas } \beta \ (\gamma_0 = 0,87) \end{cases}$

Action résultante moyenne sur une paroi

Elle est donnée par l'expression algébrique

$$p_r = (C_1 - C_2) q_r$$

$$C_1 = C_e \quad \text{et} \quad C_2 = C_i$$

Cas α : Paroi AB

$$C_e - C_i = + 0,8 - (- 0,328) = 1,128$$

parois BC,CD,AD

$$C_B = - 0,5 - (+ 0,369) = - 0,869$$

Cas β : paroi AB

$$C_e - C_i = - 0,331 - (+ 0,3) = -0,631$$

parois BC,CD,AD

$$(C_e - C_i) = - 0,331 - (-0,358) = + 0,3$$

La combinaison la plus défavorable correspond au

Cas α ,

$$\text{Paroi AB} \quad C_e - C_i = + 1,128$$

$$\text{Parois BC,CD,AD} \quad C_e - C_i = - 0,869$$

Majoration : $\beta = 1$ de même que pour la construction prise dans son ensemble.

Conditions à vérifier $(1 - \delta) m < 0,33$ avec $m = 1$ vérifié

De plus la pression dynamique normale sur l'élément considéré ne doit en aucun cas être inférieure à la pression dynamique normale minimum. Cette dernière pression est égale à 30 Kg/m^2

$$\text{d'ou } P.V_n \cdot \delta \cdot m > 30 \text{ vérifié}$$

Il est de même pour les pressions dynamiques de base extrêmes

$$P.V_B \cdot \delta \cdot m > 30 \cdot 1,75 \text{ vérifié}$$

Pression dynamique sur l'élément considéré

$$V_n = \delta \cdot m \cdot \beta_n \cdot P v_n = 0,83 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 69 = 57,27 \text{ Kg/m}^2 = 58 \text{ Kg/m}^2$$

$$V_e = \delta \cdot m \cdot \beta \cdot P v_x = 0,83 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 69 \cdot 1,75 = 100,22 \text{ Kg/m}^2 = 100 \text{ Kg/m}^2$$

Action résultante (pour l'étude du portique)

Vent normal paroi AB : $p_r = (C_e - C_i) V_n = 1,128 \cdot 58 = 66 \text{ Kg/m}^2$

paroi CD : $p_r = (C_e - C_i) V_n = -0,869 \cdot 58 = -51 \text{ Kg/m}^2$

Effet du vent sur le portique

Pressions dues au vent $q_1 = 66 \text{ Kg/m}^2$ $q_2 = 51 \text{ Kg/m}^2$

Charges sur les poteaux $q'_1 = 66 \cdot 3 = 198 \text{ Kg/m}$
 $q'_2 = 51 \cdot 3 = 153 \text{ Kg/m}$

Moments d'encastrement parfaits

$$M_{AB} = + \frac{q'_1 \cdot l^2}{12} = 1,52 \text{ tm}$$

$$M_{CD} = - \frac{q'_2 \cdot l^2}{12} = - 1,175 \text{ tm}$$

a)- Calcul des raideurs des barres

$$R_{AB} = R_{CD} = I/l = 1279999,9/960 = 1333,33 \text{ cm}^3$$

$$R_{BC} = I/l = 5492499,9/1800 = 3051,38 \text{ cm}^3$$

b)- Calcul des coefficients de répartition

$$C_{BA} = R_{BA} / (R_{BA} + R_{BC}) = C_{CD} = 1333,33 / 4384,71 = 0,30$$

$$C_{BC} = C_{CB} = R_{CB} / (R_{AB} + R_{BC}) = 3051,33 / 4384,71 = 0,70$$

Effet du Vent Sur le portique

a) Calcul des Moments flechissants et des Efforts tranchants lorsque les nœuds sont fixes

Nœuds	A	B		C		D
Barres	AB	BA	BC	CB	CD	DC
l		0,300	0,700	0,700	0,300	
M (t.m)	+1,520	-1,520			-1,175	+1,175
"C"			+0.411	+0.822	+0.352	+0.176
"B"	+0,166	+0.333	+0.776	+0.388		
"C"			-0.136	-0.271	-0.116	-0.058
"B"	+0,020	+0.041	+0.095	+0.047		
"C"			-0.016	-0.033	-0.0143	-0.007
"B"	+0,002	+0.005	+0.011	+0.006		
ΣM (t.m)	+1,710	-1.141	+1.141	+0.960	-0.960	+1.286

Calcul de T

$$T'_{AB} = -0.89t \quad T'_{DC} = -0.70t$$

$T'_{AB} + T'_{DC} + \Sigma \text{pous horizontales} = 0 ?$

$$-0,89 - 0,70 + (0,198 + 0,153) \cdot 9,60 = 1,78 \neq 0 \Rightarrow \text{Il y a déplacements des Nœuds}$$

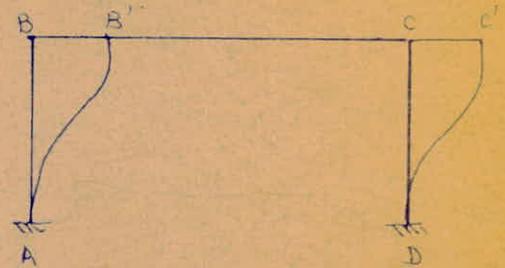
EFFET du vent

Détermination des moments fléchissants et efforts tranchants lorsque les nœuds se déplacent

Donnons à B un déplacement arbitraire Δ

$$M_{AB} = M_{BA} = M_{CD} = M_{DC} = \frac{6EI}{h^2} \Delta$$

Comme Δ est arbitraire, on prendra $M = 100 \text{ tm}$.



"Nœuds"	"A"	"B"		"C"		"D"
"Barres"	AB	BA	"BC"	CB	CD	"D"
"k"		0.300	0.700	0.700	0.300	
$M_0 \text{ (tm)}$	+100	+100			+100	+100
"B"	-15.000	-30.000	-70.000	-35.000		
"C"			-22.750	-45.500	-19.500	-9.750
"B"	+3.412	+6.825	+15.925	+7.962		
"C"			-2.786	-5.573	-2.388	-1.194
"B"	+0.418	+0.836	+1.950	+0.975		
"C"			-0.341	-0.682	-0.292	-0.146
$\sum M \text{ (tm)}$	+88.910	+77.900	-78.000	-77.810	+77.810	+88.910
$\sum M^* \text{ (tm)}$	+12.620	+11.070	-11.070	-11.070	+11.070	+12.620

* voir la détermination de k dans la page suivante.

Calcul des Efforts tranchants lorsque les noeuds sont supposés fixes

$$\text{On a } T'_{AB} = - 0,89 \text{ t} \quad \text{et} \quad T'_{DC} = - 0,7 \text{ t}$$

donc on a déplacement des noeuds.

Pour un déplacement Δ arbitrairement donné correspondant à un moment de 100 tm on aura alors:

$$M''_{AB} = M''_{DC} = + 88,91 \text{ tm}$$

$$M''_{BA} = M''_{CD} = + 78 \text{ tm}$$

$$M''_{BC} = M''_{CB} = - 78 \text{ tm}$$

Si nous faisons une coupure au niveau AD, nous aurons l'équilibre

$$T'_{AB} + T'_{DC} + k(T''_{AD} + T''_{DC}) = (q'_1 + q'_2) \cdot h$$

$$\text{d'où } k = \frac{q'_1 + q'_2}{T''_{AB} + T''_{DC}} h - \frac{T'_{AB} + T'_{DC}}{T''_{AB} + T''_{DC}}$$

$$\text{avec } T''_{AB} = T''_{DC} = \frac{M''_{BA} + M''_{AB}}{1} = (78 + 88,91)/9,60 = 17,38 \text{ t}$$

finalement

$$k = (0,158 + 0,153)9,60/34,76 - (-0,89-0,7)/34,76$$

$$k = 0,097 + 0,0457 = 0,142$$

Valeurs définitives des moments dans la structure sous l'effet de la sollicitations G + P + V

$$M_{AB} = + 14,33 \text{ tm} \quad M_{DC} = + 13,9 \text{ tm}$$

$$M_{BA} = + 9,93 \text{ tm} \quad M_{BC} = - 8,93 \text{ tm}$$

$$M_{CB} = - 10,11 \text{ tm} \quad M_{CD} = + 10,11 \text{ tm}$$

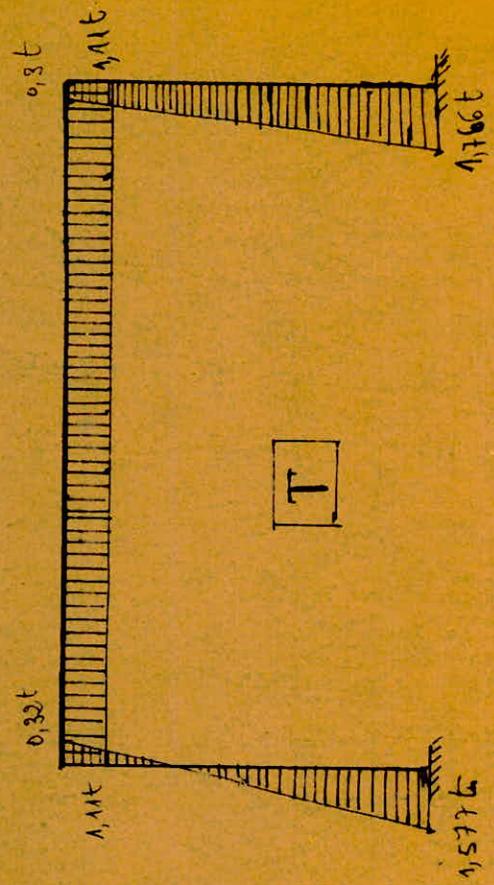
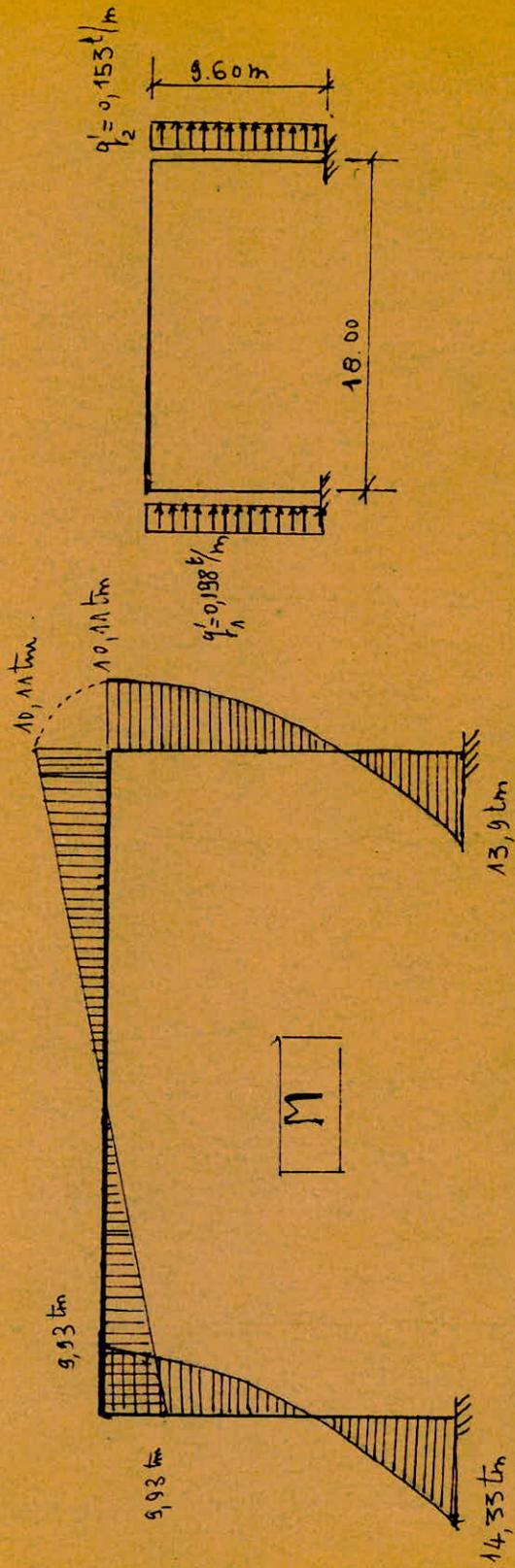
$$T_{AB} = 1,577 \text{ t} \quad T_{DC} = 1,766 \text{ t}$$

Ferraillage du portique

Pour le calcul des armatures, on détermine pour chaque section caractéristique du portique la combinaison la plus défavorable des cas de charges de l'élément considéré.

Les armatures ont été calculées sous la sollicitation $G + 1,2.P$, qui est la sollicitation la plus défavorable pour la structure.

Diagrammes de M, T Sous la Sollicitation $G+P+V_h$



CHAPITRE 6- V1 -

CALCUL des PLANCHERS-VESTIATRES

1 - PLANCHER TERRASSE

Le plancher terrasse est constitué de la même manière que le plancher des étages courants.

11 - PLANCHERS NIVEAUX 1 et 2

(Surcharges 400 Kg/m²)

Hourdis-poutrelles préfabriquées :

1) conditions de rigidité

Pour éviter de donner une justification de la rigidité des planchers à corps creux, les poutrelles doivent avoir des caractéristiques qui vérifient les conditions suivantes:

a) $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0}$

b) $\frac{w}{l} = \frac{A}{b_0 h} \leq \frac{36}{\sigma_{en}}$

c) $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5}$

De la condition c) ,

On tire $h_t \geq \frac{l}{22,5}$

la longueur de poutre = 30 cm

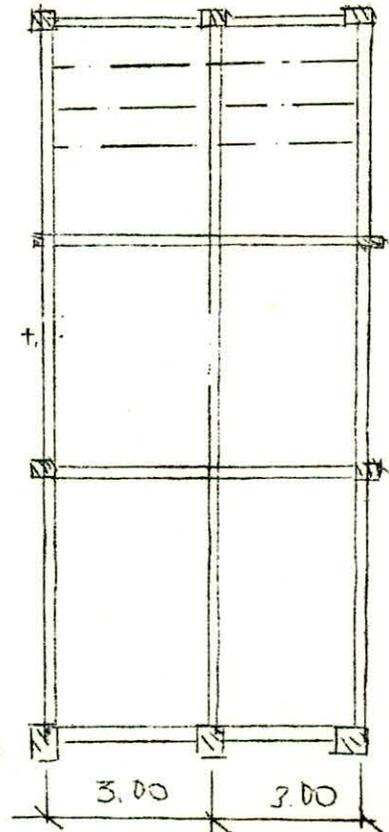
$l = 300 - 30 = 270$ cm

$h_t \geq \frac{270}{22,5} = 12$ cm

On adopte $h_t = 20$ cm (forte surcharge)

Corps creux 16 cm

Dalle de compression 4 cm



Sollicitations

Nous utiliserons pour le calcul, la sollicitation totale du 1^{er} genre.

$$S_1 = G + 1,2P + T \quad :$$

T négligeable

On prévoit des joints de dilatation

Evaluation des charges

- Poids du plancher (corps creux béton)	265	Kg/m ²
- Sable	34	Kg/m ²
- Mortier de ciment	33	Kg/m ²
- Carrelage	44	Kg/m ²
- Platre	17	Kg/m ²

TOTAL : 393 Kg/m²

$$g = 395 \text{ Kg/m}^2$$

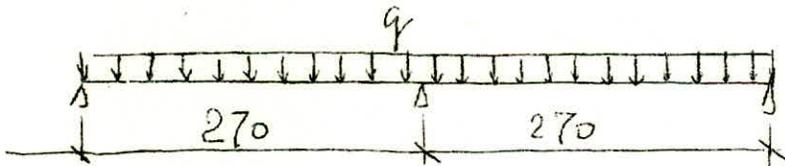
$$\text{Surcharge } 400 \cdot 1,2 = 480 \text{ Kg/m}^2$$

$$g + p = 873 \text{ Kg/m}^2$$

La charge par ml revenant sur les poutrelles

$$q = (g + p) \cdot 0,63 = 873 \cdot 0,63 = \underline{550 \text{ Kg/ml}}$$

Nous avons un seul type de poutrelles à étudier



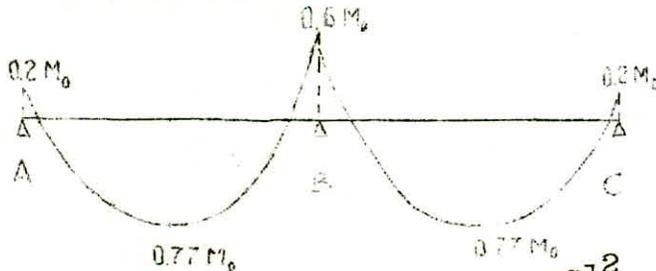
Calcul des Moments

$$S = 400 \text{ Kg/m}^2 \quad g = 395 \text{ Kg/m}^2$$

$$S < 2g$$

On adopte alors la méthode de calcul appréciable aux plancher à surcharge modérée donnée par le CCBA 68 art.55

Poutrelle à 2 travées



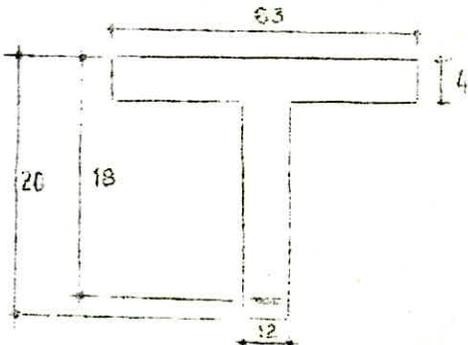
Le moment isostatique $M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{550 \cdot 2,70^2}{8} = 501,2 \text{ Kgm}$

Travée AB

$$0,2 M_0 = 100,25 \text{ Kgm}$$

$$0,77 M_0 = 386 \text{ Kgm}$$

$$0,6 M_0 = 301 \text{ Kgm}$$



Armatures en travée

La longueur de la table de compression prise en compte

a) $\frac{b - b_0}{2} \leq \frac{1}{2} (51) \text{ cm}$ (51 cm : distance entre nœuds intérieures des nervures,)

b) $\frac{b - b_0}{2} \leq \frac{1}{10} = \frac{270}{10} = 27 \text{ cm}$

c) $\frac{b - b_0}{2} < \frac{2}{3} \left(\frac{l_x}{2} \right)$

$$l_x = \sqrt{\frac{8 M_t}{q}} = \sqrt{\frac{8 \cdot 386}{550}} = 2,37 \text{ m}$$

$$\implies \frac{b - b_0}{2} \leq \frac{l_x}{3} = \underline{\underline{79 \text{ cm}}}$$

La condition a) est la plus restrictive

$$\frac{b - b_0}{2} = \frac{51}{2} \implies b - b_0 = 51 \implies b = 51 + 12 = 63 \text{ mm}$$

$$\underline{b = 63 \text{ cm}}$$

Données: $h_t = 20 \text{ cm}$; $h = 18 \text{ cm}$; $b = 63 \text{ cm}$; $h_e = 4 \text{ cm}$
 $b_0 = 12 \text{ cm}$; $\bar{\sigma}'_{b_0} = 68,7 \text{ Kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$
($\emptyset < 20$)

Position de l'axe neutre :

$$u = \frac{n M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15.38600}{2800.63.18^2} = 0,0101$$

La table donne

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 0,1351 \\ \varepsilon = 0,9550 \\ k = 96 \end{array} \right\}$$

$$y_1 = \alpha h = 18.0,1351 = 2,4318 = 2,45 \text{ cm tombe dans la table de compression}$$

Acier :

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{38600}{2800.0,9550.18} = 0,8019 \text{ cm}^2$$

soit 2T8 ($1,00 \text{ cm}^2$)

Contrainte dans le béton

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{96} = 29,16 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b_0} < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma'_m = \frac{F}{b y_1} \text{ avec } F = \frac{M}{Z} = \frac{38600}{\frac{7.18}{8}} = 2451 \text{ Kg}$$

$$\sigma'_m = \frac{2451}{63.2,45} = 15,875 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b_0}$$

Condition de non fragilité (CCBA68 art. 52,1)

$$A \geq b_0 h \psi_4 \frac{\bar{\sigma}_b b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2 ; \quad \psi_4 = 0,54 \text{ acier écroui}$$

$$A \geq 12.18.0,54 \cdot \frac{5,9}{2800} \left(\frac{20}{18} \right)^2 = 0,30 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,00 \text{ cm}^2 \quad A_{\text{mini}} = 0,30 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

Barres de construction

On les détermine par $M = 0,15 M_0 = 75,18 \text{ Kgm}$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 7518}{2800 \cdot 63 \cdot 18^2} = 0,00197$$

$$\epsilon = 0,9800 \quad A = \frac{7518}{2800 \cdot 0,98 \cdot 18} = 0,122 \text{ cm}^2$$

On prendra 1T6 (0,283 cm²)

Sections d'appui

- appui intermédiaire $M = 301 \text{ Kgm}$

La table de compression se trouve dans la zone tendue du point de vue calcul, nous avons alors une section rectangulaire

$$b \cdot h = (12 \cdot 18) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 30100}{2800 \cdot 12 \cdot 18^2} = 0,04147$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9135 \\ \alpha = 0,2595 \\ k = 42,8 \end{array} \right.$$

$$\sigma_b' = 65,42 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{30100}{2800 \cdot 0,9135 \cdot 18} = 0,653 \text{ cm}^2$$

Soit A = 2T8 (1,00 cm²)

Appui de Rive

$$M = 100,25 \text{ Kgm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 10025}{2800 \cdot 12 \cdot 18^2} = 0,0138 \implies \begin{cases} \varepsilon = 0,9476 \\ \alpha = 0,1571 \\ k = 80,5 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \varepsilon h} = \frac{10025}{2800 \cdot 0,9476 \cdot 18} = 0,21 \text{ cm}^2$$

soit 2T8 (1 cm²)

Barres de construction

Elles sont déterminées par

$$M = 0,15 M_0$$

On prendra 1T6 (0,28 cm²)

Condition de flèche

On peut se dispenser de donner une justification de la rigidité des planchers à hourdis creux si les conditions a), b), c) sont vérifiées.

$$a) \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} \implies \frac{h_t}{l} = \frac{20}{270} = 0,074 > \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} = \frac{0,77}{1,5} = 0,0513 \text{ vérifié}$$

$$b) \bar{w} - \frac{A}{bh} < \frac{36}{\sigma_{en}} \implies A = 1,00 < \frac{36 b_0 h}{\sigma_{en}} = 1,85 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

$$c) \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5} \implies \frac{h_t}{l} = \frac{20}{270} = \frac{1}{13,5} > \frac{1}{22,5} \text{ vérifié}$$

Etude de l'effort tranchant

L'effort tranchant est

$$T(x) = \theta_x + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ à l'appui}$$

Armatures transversales

La valeur maximum de $\tau_b = \frac{T}{b_0 z}$

On prend un cadre en Ø5 acier doux $\sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$

et $A_t = 0,392 \text{ cm}^2$

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} 18 = 15,75 \text{ cm} \quad \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot z}{T}$$

Appui

A,C 816,35 4,32 0,732 0,916 2198,4 0,392 166

-

B,B 668,15 3,53 0,600 0,933 2239,2 0,392 207

Ecartement admissible $t = 14 \text{ cm}$, on adoptera l'écartement $t = 13 \text{ cm}$. En travée on applique la répartition de Caquot pour l'espacement des cadres.

Ferraillage de la dalle de compression

-Perpendiculairement aux nervures(ou aux poutrelles $50 < l_n < 80$)

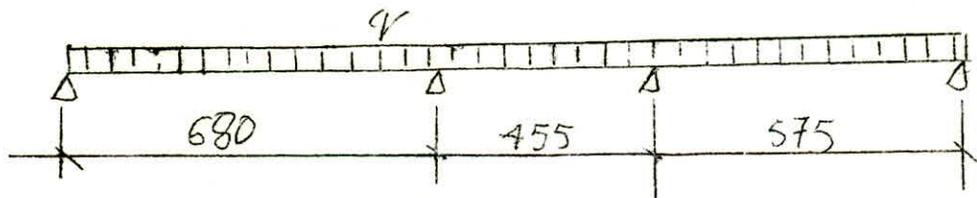
$$A \geq 0,02 l_n \frac{2160}{\sigma_{en}} = \frac{43}{\sigma_{en}} l_n, \quad A \geq \frac{43 \cdot 63}{4200} = 0,645 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prendra 5 T5/ml (0,98 cm²/ml)

-Parallèlement aux nervures

$$A' \geq \frac{A}{2} = \frac{0,645}{2} = 0,323 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow 3\text{T5/ml (0,589 cm}^2/\text{ml)}$$

Calcul de la poutre maîtresse et secondaire du plancher (ostiaire)



travée 1-2 $h_t \geq \frac{L_1}{16} = \frac{680}{16}$

travée 2-3 $h_t \geq \frac{L_2}{16} = \frac{455}{16}$

travée 3-4 $h_t \geq \frac{L_3}{16} = \frac{575}{16}$

On prendra une hauteur de poutre constante $h_t = 50$ cm

La charge permanente revenant sur la poutre /ml

$$q = 395 \cdot 3 = 1185 \text{ Kg/ml}$$

La longueur de la poutre $b = 30$ cm

Poids propre de la poutre $P_p = 0,30 \cdot 0,50 \cdot 2500 = 375 \text{ Kg/ml}$

La condition de l'article 53,31 (CCBA 68) n'étant pas satisfaisante, nous devons évaluer les moments aux différents appuis par la RDM (équation des 3 Moments)

Les moments seront multipliés par des coefficients (art. 55,32 CCBA 68)

Effets des 3 Moments

$$M_0 l_1 + 2M_1(l_1 + l_2) + M_2 l_2 = -6EI(w_1^g + w_1^d)$$

$$M_1 l_2 + 2M_2(l_2 + l_3) + M_3 l_3 = -6EI(w_2^g + w_2^d)$$

$$M_0 = M_3 = 0$$

$$q = 1,185 + 0,375 = 1,56 \text{ t/ml}$$

$$2M_1(l_1 + l_2) + M_2 l_2 = -6EI(w_1^g + w_1^d)$$

$$M_1 l_2 + 2M_2(l_2 + l_3) = -6EI(w_2^g + w_2^d)$$

$$w_1^g = \frac{20,44}{24EI} \quad w_1^d = w_2^g = \frac{q l_2^3}{24EI} \quad w_2^d = \frac{q l_3^3}{24EI}$$

$$w_1^g = \frac{20,44}{EI} \quad w_1^d = w_2^g = \frac{6,12}{EI} \quad w_2^d = \frac{12,36}{EI}$$

$$M_1 = - 6,21 \text{ tm} \quad M_2 = - 4,01 \text{ tm}$$

Les moments trouvés seront multipliés par 2/3 pour les cas des charges permanentes

$$M_1' = \frac{2}{3} (-6,21) = - 4,14 \text{ tm}$$

$$M_2' = \frac{2}{3} (- 4,01) = - 2,67 \text{ tm}$$

Moments dus à la surcharge non majorée

$$q = 400.3 = 1200 \text{ Kg/m} = 1,2 \text{ t/m}$$

On trouve avec l'équation des 3 moments

$$M_1'' = - 5,65 \text{ tm}$$

$$M_2'' = - 2,8 \text{ tm}$$

Les moments finaux aux appuis seront

$$M_f^1 = M_1' + M_1'' = - 9,79 \text{ tm}$$

$$M_f^2 = M_2' + M_2'' = - 5,53 \text{ tm}$$

Calcul des réactions

Appuis	0	2	2	3
T_d	10,82 t	5,34t	6,97t	0t
T_g	0 +	7,94t	7,21t	8,9 t

Réaction aux appuis

Appuis	0	1	2	3
Réaction t	10,82	13,28	14,18	8,9t

Moments en travée

Travée 1 : $M(x) = 10,82 x - \frac{2,76 x^2}{2}$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 10,82 - 2,76 x = 0 \Rightarrow X = 3,92 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 21,21 \text{ tm}$$

Travée 2 :

$$M_{\max} = 14,96 \text{ tm}$$

Travée 3 :

$$M_{\max} = 14,35 \text{ tm}$$

FERRAILLAGE

Section en travée 1 : $h_t = 50 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $M = 21,21 \text{ tm}$
 $d = 5 \text{ cm}$; $h = 4 \text{ cm}$

$$\bar{\sigma}'_{bo} = 68,7 \text{ Kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}'_b = 137,4 \text{ Kg/cm}^2 ; \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 212100}{2800 \cdot 30 \cdot 45^2} = 0,187$$

Pour cette valeur de μ le tableau (5) donne $k = 16,2$

$$\text{donc } \sigma'_b = \frac{2800}{16,2} = 172,83 \text{ Kg/cm}^2 > 137,4 \text{ Kg/cm}^2$$

Le béton ne passe pas. Des armatures comprimées sont nécessaires, on se fixe le diagramme des contraintes.

$$\text{Pour } k = \frac{2800}{137,4} = 20,38 \quad \text{le tableau (5) donne } \begin{cases} \mu' = 0,1819 \\ \alpha = 0,4237 \\ \bar{w} = 1,038 \end{cases}$$

$$M_o = \mu' b h^2 \bar{\sigma}'_b = 0,1819 \cdot 30 \cdot 45^2 \cdot 137 = 1513908,2 \text{ Kgcm}$$

$$\sigma_a' = \frac{15 (\alpha - \delta)}{\alpha} \cdot \bar{\sigma}_b' = \frac{15 (0,4237 - \frac{5}{45}) \cdot 137}{0,4237} = 1516 \text{ Kg/cm}^2 < 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(h-d') \sigma_a'} = \frac{2121000 - 1513908,2}{(45 - 5) \cdot 1510} = 10,61 \text{ cm}^2$$

$$A = \bar{w} \frac{bh}{100} + \frac{\Delta M}{(h-d') \sigma_a} = 1,038 \cdot \frac{3045}{100} + \frac{607091,8}{40 \cdot 2800}$$

$$A = 14,013 + 5,42 = 19,43 \text{ cm}^2$$

Soit $A = 4T20 + 4T16$ (20,6 cm²)

$A' = 4T20$ (12,56 cm²)

Travée 2 et 3

$M = 14,96 \text{ tm}$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 1496000}{2800 \cdot 30 \cdot 45^2} = 0,1319 \implies \begin{cases} k = 20,6 \\ \varepsilon = 0,8996 \end{cases}$$

$$\sigma_b' = \frac{2800}{20,6} = 136 \text{ Kg/cm}^2 < 137 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{1496000}{2800 \cdot 0,8596 \cdot 45} = 13,81 \text{ cm}^2$$

soit 8T16 (16,1 cm²)

Section sur appui 1

$M = - 3,79 \text{ tm}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 979000}{2800 \cdot 30 \cdot 45^2} = 0,0863 \implies \begin{cases} k = 27,2 \\ \varepsilon = 0,8815 \end{cases}$$

$$\sigma_b' = \frac{2800}{27,2} = 102,95 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{979000}{2800 \cdot 0,8815 \cdot 45} = 8,81 \text{ cm}^2$$

Soit 4T20 (12,57 cm²)

Section sur appui 2

$M = 5,53 \text{ tm}$

Le Moment est égal à la moitié de celui de l'appui 1

Pour les aciers on prendra une section $A = 2T20$ (6,3 cm²)

Efforts tranchants

$$T_{\max} = 10,82 \text{ t} \quad \bar{C}_b = \frac{T_{\max}}{b_0 z} = \frac{10820}{30 \cdot (7/8) \cdot 45}$$

$$\bar{C}_b = 9,16 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{C}_b \leq \left(7,5 - \frac{0b'}{0b} \right) \bar{\sigma}_b > 2,16 \text{ Kg/cm}^2$$

Espacement des armatures

$$\sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \sigma_{en}$$

$$\text{avec } \rho_a = \max \left\{ \begin{array}{l} 1 - \frac{\bar{C}_b}{9\bar{\sigma}_b} = 0,827 \\ 2/3 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,827 \cdot 2400 = 1984,8 \text{ Kg/cm}^2$$

On prend $A_t = 2$ cadres $\emptyset 6$ pour la travée $l = 1,13 \text{ cm}^2$

$$t \leq \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot z}{T} = \frac{1,13 \cdot 1984,8 \cdot 39,375}{10820} = 8,16 \text{ cm}$$

On prendra $t = 8 \text{ cm}$ et on entre dans la série de CAQUOT

L'écartement admissible $\bar{t} = 23 \text{ cm}$

Calcul de la poutre maitresse

R = réaction de la poutre secondaire = 14,2 t

$$T = 7,1 \text{ t}$$

$$M = 20,235 \text{ tm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{1}{16} = \frac{570}{16} = 35,625$$

$$h_t = 60 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 2023500}{2800 \cdot 30 \cdot 55^2} = 0,1194 \implies \left\{ \begin{array}{l} k = 22 \\ \varepsilon = 0,8649 \end{array} \right.$$

$$\sigma_b' = \frac{2800}{22} = 127,27 \text{ Kg/cm}^2 < 137 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot h} = \frac{2023500}{2800 \cdot 0,8619 \cdot 55} = 15,19 \text{ cm}^2$$

Soit 4T20 + 2T16 (16,59 cm²)

On prévoit des armatures filantes jusqu'à l'appui, elles doivent reprendre l'effort T .

$$A \bar{\sigma}_a = T \Rightarrow A = \frac{T}{\sigma_a} = \frac{7100}{2800} = 2,53 \text{ cm}^2$$

Soit 2T16 (4,02 cm²)

Armatures transversales

La contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{7100 \cdot 8}{30 \cdot 55 \cdot 7} = 4,91 \text{ Kg/cm}^2$$

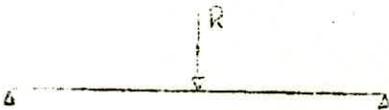
$$\frac{\tau_b}{\sigma_b} = \frac{4,91}{5,9} = 0,832$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 2400 \cdot 0,91 = 2184 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_t = 4\phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1,13 \cdot 48,125 \cdot 2184}{7100} = 16,72 \text{ cm}$$

$$t = 16 \text{ cm}$$



C H A P I T R E - VII -

ETUDE des ESCALIERS

Nous sommes en présence d'un escalier intérieur et il est composé d'une paillasse semi-encastree sur les poutres palières et le palier intermédiaire encastree dans le mur.

La hauteur à franchir est :

$$h = 6,58 - 4,30 = 2,28 \text{ m}$$

La projection horizontale de la paillasse a pour longueur

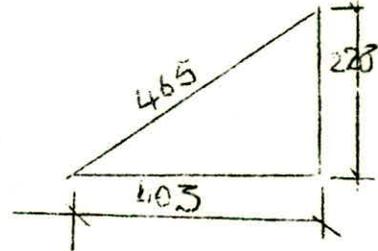
$$31 \cdot 13 = 403 \text{ cm}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{228}{403} = 0,5657$$

$$\Rightarrow \text{Cos } \alpha = 0,866$$

La paillasse a pour largeur

$$L = \frac{403}{0,866} = 465 \text{ cm}$$



Calcul des armatures de la paillasse

1)- épaisseur de la dalle

La dalle est calculée comme portant sur 2 cotés

Elle sera rigide lorsque :

$$\frac{1}{30} < h_t < \frac{1}{20} \quad \Rightarrow \quad h_t = \frac{1}{30}$$

$$h_t = \frac{465}{30} = 16 \text{ cm}$$

$$\underline{h_t = 16 \text{ cm}}$$

2)- Chargement

Poids des marches :	(2500.0,31.0,175.1,15.13)/2	=	1013,8	Kg
Poids de la paillasse:	(2500.0,16.1,15.4,65)	=	2139	Kg
Poids du carrelage:	2900(0,175+0,31)0,03.1,15.13	=	630,81	Kg
Poids du plâtre	1800.0,02.4,65.1,15	=	192,92	Kg
Garde corps	150 . 4,65	=	697,5	Kg
			<hr/>	
	Total		4673,62	Kg

La charge par ml inclinée est :

$$g_1 = \frac{4673,62}{4,65} = 1005 \text{ Kg/m}$$

La surcharge par m² horizontale

$$P = 400 \text{ Kg/m}^2$$

La charge totale /ml horizontale est :

$$q = \frac{g_1}{\cos \alpha} + P = \frac{1005}{0,866} + 1,2.400.1,15$$

$$q = 1160,5 + 552 = 1712,5 \text{ Kg/ml}$$

3)- Calcul des aciers

a)- Paillasse

La poutre semi-encastree aux appuis

d'ou le moment en travée $M_t = \frac{q \cdot l^2}{10}$

$$M_t = \frac{1712,5 \cdot 4,00^2}{10} = 2740 \text{ Kgm}$$

On adopte des HA10 $\Rightarrow h = h_t - d = 16-3 = 13 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 2740 \cdot 100}{2800 \cdot 115 \cdot 13^2} = 0,0755 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8879 \\ k = 29,6 \end{cases}$$

$$\sigma_b' = \frac{2800}{25,5} = 109,8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot h} = \frac{274000}{2800 \cdot 0,8879 \cdot 13} = 8,47 \text{ cm}^2$$

Nous prendrons 11HA10 soit 8,63 cm²

Le moment sur appui est $M_a = \frac{M_t}{2}$

$$M_a = 2740/2 = 1370 \text{ Kgm}$$

$$\Rightarrow A_a = 8,63/2 = 4,31 \text{ cm}^2 \Rightarrow (9HA8)$$

Pourcentage minimum

$$A \geq bh \frac{\sigma_a}{\sigma_b} \left(\frac{ht}{h} \right)^2 = 115 \cdot 13 \cdot 0,59 \cdot \frac{0,54}{2800} \left(\frac{16}{13} \right)^2$$

$$A = 2,57 \text{ vérifié}$$

b)- Poutres palières

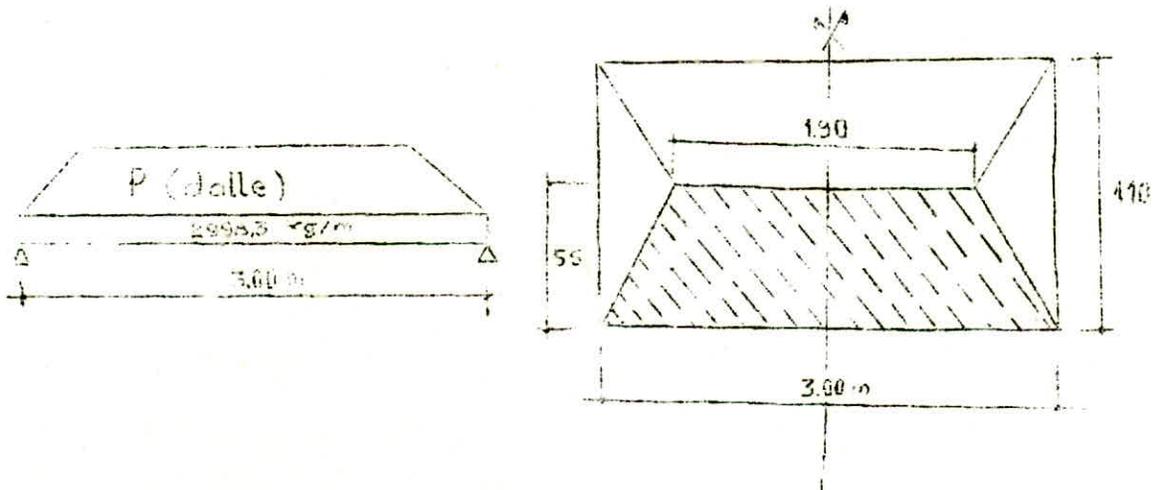
La charge inclinée $q = g_1 + S \cos \alpha$

$$q = 1005 + 1,2 \cdot 400 \cdot 0,866 \cdot 1,15 = 1483 \text{ Kg}$$

D'ou le poids /ml supporté par la poutre

$$q = 1483 ; \frac{4,65}{2 \cdot 1,15} = 2998,3 \text{ Kg/m}$$

Chargement de la poutre



Surface du trapèze = $1,1275 \text{ m}^2$

$$P \left\{ \begin{array}{l} 0,16 \cdot 2500 = 400 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{Sable } 0,02 \cdot 1500 = 30 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{Carrelage } 1,5 \cdot 22 = 36 \text{ Kg/m}^2 \\ \hline 466 \text{ Kg/m}^2 \end{array} \right.$$

La charge de la dalle est :

$$P = 466 + 1,2 \cdot 400 = 946 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{d'où } P = 1,1275 \cdot 946 = \underline{1066,6 \text{ Kg}}$$

Calcul des moments

$$M_{o1} = \frac{P}{2(1-a)} \left(\frac{l^2}{4} - \frac{a^2}{3} \right)$$

Charges trapézoïdales

$$M_{o1} = \frac{1066,6}{2(3,00-0,55)} \left(\frac{3,00^2}{4} - \frac{0,55^2}{3} \right)$$

$$M_{o1} = \frac{1066,6}{4,9} (2,25 - 0,1) = 467,81 \text{ Kgm}$$

Charge linéaire

$$M_{o2} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{2998,3 \cdot 3^2}{8} = 3373,1 \text{ Kgm}$$

$$\text{d'où } M_o = 3841 \text{ Kgm}$$

Les moments en travée et son appui ont pour valeur :

$$M_t = 0,8 M_o = 3841 \cdot 0,8 = 3072,8 \text{ Kgm}$$

$$M_a = 0,4 M_o = 3841 \cdot 0,4 = 1536,4 \text{ Kgm}$$

Calcul des aciers

$$b \cdot h_t = (30 \cdot 30) \text{ cm}^2$$

Acier en travée

$$M_t = 3072,8 \text{ Kgm} \quad h = 27 \text{ cm}$$

$$u = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 307280}{2800 \cdot 30 \cdot 27^2} = 0,0752 \implies \begin{cases} \varepsilon = 0,88888 \\ k = 29,7 \end{cases}$$

$$\sigma_b' = \frac{2800}{29,7} = 94,27 \text{ Kg/cm}^2 < 137 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \varepsilon h} = \frac{307280}{2800 \cdot 0,8881 \cdot 27} = 4,576 \text{ cm}^2$$

On prendra (4HA14) $A = 6,16 \text{ cm}^2$

Sur appui, on prendra 2HA14 car $M_a = \frac{M_t}{2}$

Pourcentage minimum

$$A \geq bh \frac{\psi}{\sigma_a} \sigma_b' \left(\frac{ht}{h} \right)^2 = 30 \cdot 30 \cdot \frac{0,54}{2800} \cdot 5,9 \left(\frac{30}{27} \right)^2 = 0,214 \text{ cm}^2$$

Vérifié

Armatures transversales

L'effort tranchant pour une charge trapézoïdale

$$T_1 = P/2$$

Pour une charge linéaire $T_2 = \frac{ql}{2}$

$$T = T_1 + T_2 = \frac{1066,6}{2} + \frac{2998,3 \cdot 3}{2} = 533,3 + 4497,45$$

$$T = 5030,75 \text{ Kg}$$

$$Z = \frac{7}{8} \cdot h = \frac{7}{8} \cdot 27 = 23,625 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_o z} = \frac{5030,75}{30 \cdot 23,625} = 7,098 \text{ Kg/cm}^2$$

comme $\sigma_{bo}' < \sigma_b' < 2\sigma_{bo}'$, on a $\tau_b = \left(4,5 - \frac{\sigma_b'}{\sigma_{bo}'} \right) \bar{\tau}_b$

$$\bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{94,27}{68,7} \right) 5,9 = 18,45 \text{ Kg/cm}^2$$

On a bien $\tau_b < \bar{\tau}_b$ (vérifié)

Pour A_t , on prendra un cadre en 38 (Fe24) perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_{en} \quad \left(\frac{\bar{C}_b}{\bar{\sigma}_b} = \frac{7,098}{5,9} = 1,2 \Rightarrow \rho_{at} = 0,867 \right)$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,867 \cdot 2400 = 2081 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1 \cdot 23,625 \cdot 2081}{5030,75} = 9,77 \text{ cm}$$

L'écartement maximum

$$t_{\max} = h \left(1 - \frac{0,3 \bar{C}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 27 \left(1 - \frac{0,3 \cdot 7,098}{5,9} \right) = 17 \text{ mm}$$

L'écartement minimum

$$t_{\min} = 0,2h = 0,2 \cdot 27 = 5,4 \text{ cm (5cm)}$$

L'écartement adopté est $t = 9 \text{ cm}$

On adoptera la distribution de CAQUOT

Calcul du palier

$$\rho = l_x / l_y = 110 / 225 = 0,431$$

$$l_x / l_y > 0,4$$

et en supposant que la dalle

repose librement sur son pourtour.

$$\begin{aligned} M_x &= \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 \\ M_y &= \mu_y \cdot M_x \end{aligned} \quad \rho = 0,431 \implies \begin{cases} \mu_x = 0,10605 \\ \mu_y = 0,27 \end{cases}$$

$$M_x = 0,106 \cdot 946 \cdot 1;1^2 = 122 \text{ Kgm/ml}$$

$$M_y = 0,27 \cdot 122 = 33 \text{ Kgm/ml}$$

direction l_x :

$$M_t = 0,85 M_x = 104 \text{ Kgm/ml}$$

$$M_{a1} = 0,3 M_x = 37 \text{ Kgm/ml}$$

$$M_{a2} = 0,55 M_x = 67 \text{ Kgm/ml}$$

Direction l_y

$$M_t = 0,85 M_y = 28 \text{ Kgm/ml}$$

$$M_a = 0,3 M_y = 9,9 \text{ Kgm/ml}$$

Ferraillage du palier

Sur l_x en travée $M_t = 104 \text{ Kgm}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 10400}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,0033 \Rightarrow \begin{cases} k = 174 \\ \varepsilon = 0,9736 \end{cases}$$

$$\sigma_b' = \frac{2800}{174} = 17 \text{ Kg/cm}^2$$

On voit que $A = \frac{10400}{2800 \cdot 0,9736 \cdot 13} = 0,3 \text{ cm}^2$

Nous prendrons la section minimum suivant l_x

$$A_x > bh_x \cdot \frac{\psi_4}{2} (2 - \rho) \left(\frac{\sigma_b}{\sigma_a} \right) \left(\frac{h_0}{h_x} \right)^2$$

$$A_y > \frac{0,54 \cdot 10 \cdot 13}{2} (2 - 0,431) \frac{5,9}{2800} \left(\frac{16}{13} \right)^2 = 1,75 \text{ cm}^2$$

Nous prendrons finalement

$$A = 706 \text{ /ml} \quad (A = 1,979 \text{ cm}^2)$$

Aux appuis, nous prendrons la même section d'acier

Sur l_x :

Section minimum

$$A_y > bh_y \cdot 0,35 \cdot \psi_4 \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \left(\frac{h_0}{h_y} \right)^2$$

$$A_y > 100 \cdot 13 \cdot 0,35 \cdot 0,54 \cdot \frac{5,9}{2800} \left(\frac{16}{13} \right)^2 = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$A = 306 \quad (A = 0,848 \text{ cm}^2)$$

Effort tranchant

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{946 \cdot 2,55}{2} = 1206,15 \text{ Kg}$$

avec $b_0 = 100 \text{ cm}$ $Z = 11,375 \text{ cm}$

$$\tau_b = \frac{1206,15}{100 \cdot 11,375} = 1,06 \text{ Kg/cm}^2$$

Pour les plaques si $\tau_b < 1,15 \bar{\sigma}_b$

\Rightarrow pas d'armature transversale (CCBA 68 art. 27,2 p.4)

$$1,06 < 1,15 \cdot 5,9 \quad (\text{vérifié})$$

C H A P I T R E - VIII -

CALCUL des POTEAUX

Les poteaux seront calculés comme des pièces comprimées susceptibles de flamber : CCBA 68 art.33

Les poteaux chargés axialement et dont $50 < \lambda < 150$ sont justifiés en flexion composée avec N:effort normal appliqué affecté dans le plan de flambement par rapport au centre de gravité au béton seul d'excentricité de flambement

$$f_c = 8 \frac{r^2}{v} (1 + \xi) \cdot 10^{-3} (\lambda - 50)^{3/2}$$

ξ : rapport du plus grand effort normal de service susceptible d'une longue durée d'application à l'effort maximum(0,7)

v : ordonnée maximale du contour de la section du côté le plus comprimé (dans le calcul de f_c) par rapport à l'axe central d'inertie de la section droite de béton seul.

L'excentricité de flambement f_c a un caractère conventionnel.

Elle n'est pas égale à la flèche présentée par la pièce sous l'effort maximum de service.

Pour le calcul, on applique la méthode approchée

Méthode approchée

Cette méthode consiste à affecter d'un coefficient $K > 1$ (coefficient de flambement) la charge axiale N d'un poteau soumis au flambement puis de le calculer comme si on était en compression simple avec l'effort KN.

On calculera les poteaux suivants:

- poteau de rive P₆
- poteau d'angle P₁₃
- poteau intermédiaire P₁₅
- poteau P₁₄
- poteau P₁₆

poteau	N	Section	h	P.P	N _t
P ₆	23t	30 x 80	9,60	5,76 t	28,76t
P ₁₃	3t	30 x 80	9,60	5,76 t	8,76 t
P ₁₅	21,3 t	30 x 30	3.15	8,16 t	29,5 t
P ₁₄	21,3 t	30 x 30	3.15	8,16 t	29,5 t
P ₁₆	5,33t	30 x 40	9,60	2,88 t	8,21 t

Méthode approchée

La condition de sécurité s'écrit alors

$$\frac{kN}{B + nA_1} < \sigma'_{bc} \quad \text{avec} \quad k = f(\lambda)$$

$$k = 1 + 5 \left(\frac{\lambda}{50} - 1 \right)^{3/2}$$

$$= l_c/i = l_c / \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \text{d'ou l'on tire } k$$

On commence par tenir compte que du béton

$$\frac{K.N}{B} < \sigma'_{bc} \quad (\text{le béton suffit, on mettra des aciers de construction})$$

$$\frac{K.N}{B} > \sigma'_{bc}, \text{ on ajoute des aciers tel que}$$

$$\frac{K.N}{B + nA_1} < \sigma'_{bc} \implies A_1 > \frac{1}{n} \left(\frac{K.N}{\sigma'_{bc}} - B \right)$$

Cette valeur sera à comparer avec $A_{l_{min}}$ donnée par la formule

$$A_{l_{min}} \geq \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N'}{\sigma_{bo}}$$

$$\theta_1 = 1,4 \quad (\text{poteau de rive})$$

$$\theta_3 = 1,525 \quad (\text{Fe40 } \phi \leq 20)$$

$$\theta_2 = 1,8 \quad (\text{poteau d'angle})$$

$$\theta_3 = 1,55 \quad (\text{Fe40 } \phi > 20)$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}$$

Et l'on tire les valeurs définitives des sections d'acier

Poteaux P₁₅ et P₁₄

$$N_{max} = 29,5 \text{ t} \quad \text{Section } 30 \times 30$$

$$l_c = 0,7 l_0 \quad \text{avec } l_0 = \text{hauteur d'étage} = 315 \text{ cm}$$

$$l_c = 0,7 \cdot 315 = 220,5 \text{ cm}$$

$$l_c/a = 220,5/30 = 7,35 < 14,4 \quad \text{pas de flambement}$$

Poteau P₁₄ (poteau de rive)

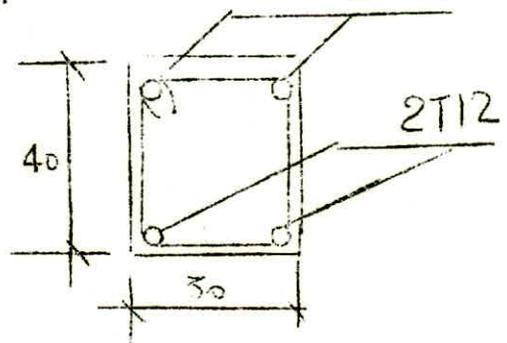
$$A'(\text{cm}^2) = \psi \cdot N(t)$$

$$\psi = f(l_c/a) \quad 2T12$$

$$\psi = 0,122$$

$$\text{d'ou } A'(\text{cm}^2) = 0,122 \cdot 29,5 = 3,60 \text{ cm}^2$$

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



Armatures transversales

$$\phi_t = 6 \text{ mm}$$

$$\text{espacement } t = \min$$

$$t_1 = (100 \phi_t - 15 \phi_{l_{max}}) \left(2 - \frac{\sigma_{b'}}{\sigma_{bo}}\right)$$

$$t_2 = 15 \left(2 - \frac{\sigma_{b'}}{\sigma_{bo}}\right) \phi_{l_{min}}$$

$$\sigma_{b'} = \frac{N}{B + nA_l} = \frac{29500}{900 + (15 \cdot 4,52)} = \frac{29500}{967,8} = 30,48 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \frac{\sigma_{b'}}{\sigma_{bo}} = 0,44$$

$$t = 15 \cdot 1,55 \cdot 1,2 = 27,99 \Rightarrow t = 250 \text{ mm}$$

Poteau P6

Le poteau a été calculé en flexion composée (portique)
(voir chapitre Portique)

Poteau P13 et P16

$$N_{\max} = 8,76 \text{ t}$$

$$\lambda = l_c/i = 0,7 \cdot 960 \cdot \sqrt{12/30} = 77,6 \Rightarrow k = 3,04$$

$$kN/\text{cm}^2 = 30,4 \cdot 8760 / 30 \cdot 80 = 11,0 \text{ Kg/cm}^2 < 68,7 \text{ Kg/cm}^2$$

Le béton seul serait suffisant, on aura

$$A_{l\min} \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \frac{N'}{\sigma_{bo}} \quad (\text{CCBA 68 art.37,2})$$

$$\theta_1 = 1 \text{ (Poteau int. ou autre)}$$

$$\theta_2 = 1,4 \text{ (poteau de rive)}$$

$$\theta_3 = 1,8 \text{ (poteau d'angle)}$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} = 1 + \frac{0,7 \cdot 960}{120 - 4} = 6,7 \quad (C = \text{enrobage})$$

$$\theta_3 = 1,525 \quad (\text{acier FeE40 } \phi \leq 20)$$

$$A_1 = 188,37 \cdot 10^{-6} \text{ N (poteau int.)}$$

$$A_1 = 263,76 \cdot 10^{-6} \text{ n (poteau de rive)}$$

$$A_1 = 339 \cdot 10^{-6} \text{ N (poteau d'angle)}$$

Poteau P13 (poteau d'angle)

$$N = 8,76 \text{ t} \quad A_1 \geq 339 \cdot 10^{-6} \cdot 8760 = 2,969 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{N}{B + nA_1} = \frac{8760}{2400 + (15 \cdot 4,52)} = 3,55 \text{ Kg/cm}^2$$

Soit 4T12 (4,52 cm²)

Armatures transversales

$$\begin{aligned} \phi_t &= 6 \text{ mm} \\ t &= \min \left\{ \begin{aligned} t_1 &= (100\phi_t - 15 \phi_{1\max}) \left(2 - \frac{\sigma_b'}{\sigma_{bo}'}\right) \\ t_2 &= 15 \left(2 - \frac{\sigma_b'}{\sigma_{bo}'}\right) \phi_{1\min} \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

t = 35 mm

Poteau P16 (poteau de rive)

$$N = 8,21 \text{ t} \quad A_1 \geq 263,72 \cdot 10^{-6} \cdot 8210 = 2,16 \text{ cm}^2$$

soit 4T12 (4,52 cm²)

$$\sigma_b' = \frac{8210}{1200 + (15 \cdot 4,52)} = 6,405 \text{ Kg/cm}^2$$

Armatures transversales

$\phi_t = 6 \text{ mm}$

$$t = \min \left\{ \begin{aligned} t_1 &= (100 \phi_t - 15 \phi_{1\max}) \left(2 - \frac{\sigma_b'}{\sigma_{bo}'}\right) \\ t_2 &= 15 \left(2 - \frac{\sigma_b'}{\sigma_{bo}'}\right) \phi_{1\min} \end{aligned} \right.$$

t = 30 cm

C H A P I T R E - L X -

FONDATIONS

D'après les études géotechniques faites sur le sol, la contrainte admissible du sol sur lequel est édifiée la construction est de $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}'_a = \frac{3}{5} \sigma'_{en}$ pour le calcul de ferrailage des semelles avec la méthodes des bielles (B.A)

$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en}$ (par la méthode R.D.M)

1 - Semelles sous poteaux

Charge agissant sur la semelle

- Charge permanente
- Surcharge majorée de 20 %

Dimensionnement des Semelles

- cas de poteau rectangulaire (a X b), la semelle qui lui correspond est homo. (AxB)

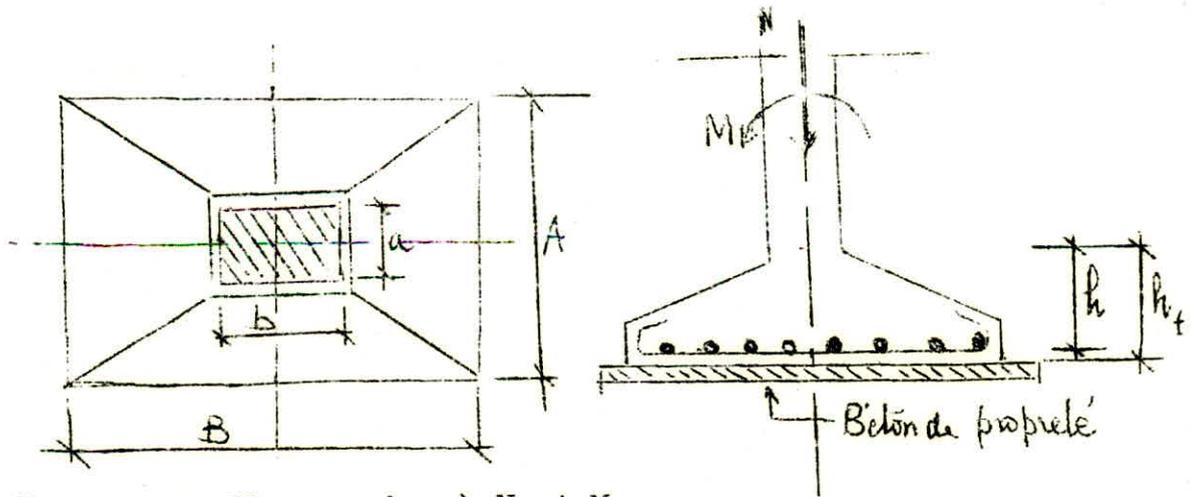
$$b = ka \quad B = kA$$

- Condition de non vérification de l'effort tranchant

$$\text{pour cela , on choisi } h = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A - a}{4} \\ \frac{B - b}{4} \end{array} \right.$$

$$e \geq 6 \emptyset + 6$$

\emptyset est le plus gros diamètre des aciers d'armatures de la semelle



Cas de semelle soumise à N et M

$$\sigma = \frac{Q}{\Omega} \pm \frac{M \cdot v}{I} \leq \bar{\sigma}_s$$

avec $Q = N + Pds \text{ propre de semelle} + Pds \text{ des terres}$

$$\Omega = A \cdot B = k \cdot A^2$$

$$v = B/2$$

$$I = A \cdot B^3 / 12$$

Poids propre de semelle + terre = 1/10 de la charge transmise (1/10 de Q)

Cas de semelle soumise à N

$$\sigma = Q/\Omega \leq \bar{\sigma}_s$$

Semelle	Poteaux	N (t)	P.P. semelle	Q(t)	M tm
S ₂	P6 30 x 80	28,76 t	2,876 t	31,64 t	16,1
S ₁	P13 30 x 80	8,76 t	0,876 t	9,64 t	0
S ₈	P15 30 x 30	29,5 t	2,95 t	41,45 t	0
S ₇	P14 30 x 30	29,5 t	2,95 t	32,45 t	0
S ₃	P16 30 x 40	8,21 t	0,821 t	9,04 t	0

Calcul de la semelle S₂

$$M = 16,1 \text{ tm}$$

$$N = 31,64 \text{ t (y compris poids propre de semelle + terre)}$$

Pour éviter une semelle trop allongée, on dimensionnera cette dernière en utilisant le diagramme triangulaire des contraintes tout en limitant la contrainte maximale à $3/4 \bar{\sigma}_s$

Soit B_x et B_y les dimensions de la semelle.

$$B_y = 1,30 \text{ m largeur de semelle}$$

$$\text{l'excentricité } e = M/N = 16,1/31,64$$

$$e = 0,51 \text{ m}$$

$$B_x = \text{longueur de la semelle.}$$

Pour l'équilibre par diagramme triangulaire partiel, on supposera une excentricité $e \leq 0,30 B_x$

$$\text{d'où } B_x \geq e/0,30 = 0,51/0,3 = 1,7 \text{ m}$$

$$\text{On prendra } \underline{B_x = 2,20 \text{ m}}$$

$$\sigma_1 = 1,1 + 1,53 = 2,63 < 2,66 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1,1 - 1,53 = -0,40 \text{ Kg/cm}^2$$

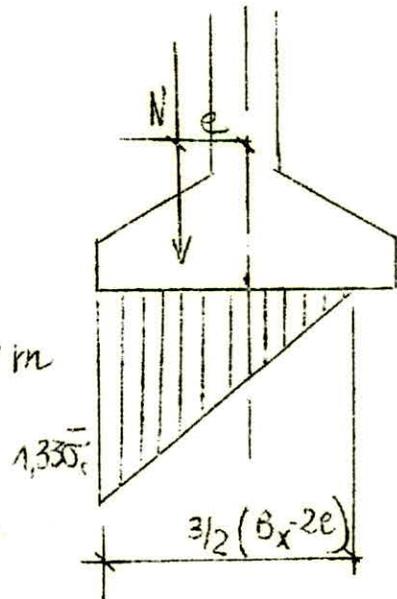
(traction)

Le zone active a pour longueur

$$B_{x1} = 3/2(2,20 - 1,02) = 1,77 \text{ m}$$

$$\text{On doit avoir } \frac{N}{B_{x1} \cdot B_y} < 1,33 \bar{\sigma}_s$$

$$\frac{31,64}{1,77 \cdot 1,30} < 1,33 \bar{\sigma}_s \text{ (vérifié)}$$



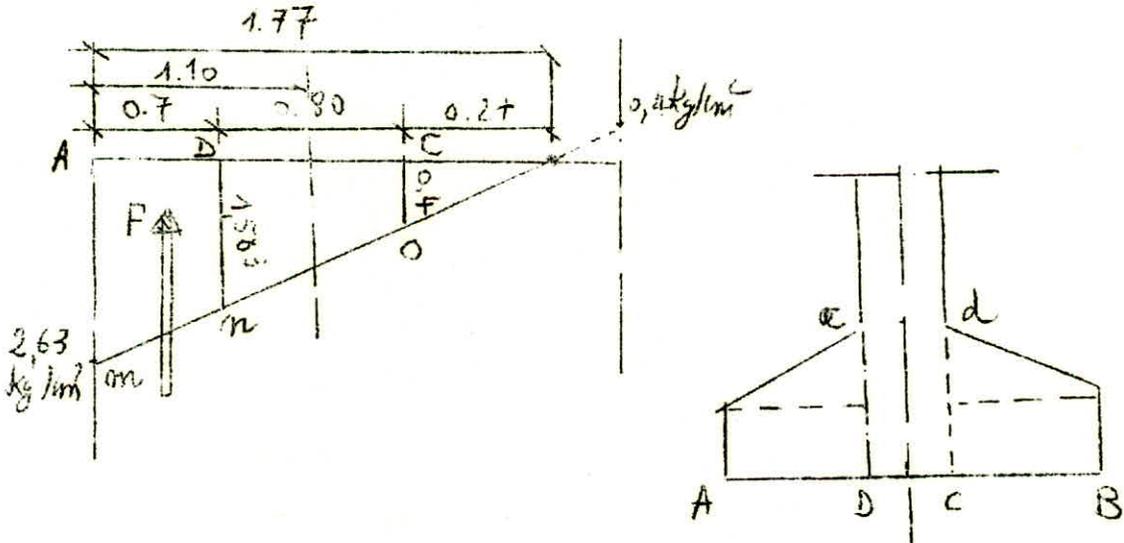
Hauteur de semelle

$$h = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A - a}{4} = \frac{130 - 30}{4} = 25 \\ \frac{B - b}{4} = \frac{220 - 80}{4} = 35 \end{array} \right. \Rightarrow h = 35 \text{ cm}$$

$$h_t = 40 \text{ cm}$$

Ferraillage de la semelle

Le diagramme des contraintes sous la semelle est



Les parties DA et CB de la semelle seront considérées comme des consoles

Calculons le moment d'encastrement dans la section DC

$$\sigma_b' = 1,6 \text{ Kg/cm}^2$$

La force qui s'exerce sur la partie AD a pour valeur par 1,30 m de longueur :

$$F_1 = \frac{2,63 + 1,6}{2} \times 70 \times 130 = 19246,5 \text{ Kg}$$

Cette force est appliquée au centre de gravité du trapèze ADnm c'est-à-dire

$$\frac{2 \cdot 2,63 + 1,6}{3(2,63 + 1,6)} \times 70 = 37,84 \text{ cm du point D}$$

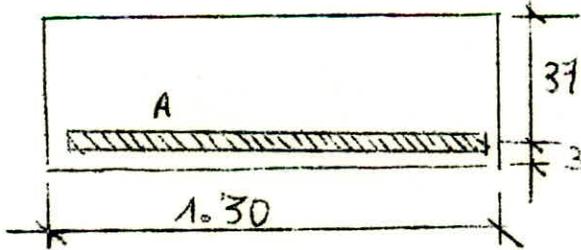
$$\text{Le moment } M_D = 19246,5 \cdot 37,84 = 728287,5 \text{ Kgcm}$$

Aciers

$M = 728287,5 \text{ Kgcm}$

Acier en FeE22 lisses

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



$\mu = \frac{15.728287,5}{1470.130.37^2} = 0,0417$

$\Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9135 \\ k = 42,8 \end{cases}$

d'ou $A = \frac{728287,5}{1470.0,9135.37} = 14,66 \text{ cm}^2$

On prendra 13 $\emptyset 12$ ($14,70 \text{ cm}^2$)

Pour des $\emptyset 12$ la contrainte adoptée de 1470 Kg/cm^2 est admissible puisque

$K = 10^6 \quad \bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars}$

$\Rightarrow \sigma_2 = 1668 \text{ Kg/cm}^2 > 1470 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_b' = \frac{1470}{42,8} = 34,34 \text{ Kg/cm}^2 < 137 \text{ Kg/cm}^2$

La valeur maximale de l'effort tranchant est

$T = 19246,5 \text{ Kg}$

$Z = \frac{7}{8}.37 = 32,4 \text{ cm}$

$\tau_b = \frac{19246,5}{130.32,4} = 4,56 \text{ Kg/cm}^2$
 $4,56 \text{ Kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

6 $\emptyset k$ + 6 = 13 == on prendra 15 cm

Aciers de répartition = $\frac{1}{3}A = 5 \emptyset 12$

Bemelle S

$$Q = 9,64 \text{ t} \quad M = 0$$

Section poteau 30 x 80

$$b/a = 80/30 = 2,66$$

$$\text{On doit avoir } Q/\Omega < \bar{\sigma}_s \Rightarrow \frac{Q}{k \cdot A^2} < \bar{\sigma}_s$$

$$\text{d'où } A \geq \sqrt{\frac{Q}{k \cdot \bar{\sigma}_s}} = \sqrt{\frac{9640}{2,66 \cdot 2}} = \sqrt{1812}$$

$$A \geq 10 \sqrt{18,12} = 42,5 \Rightarrow A = 50 \text{ cm}$$

On prendra A = 80 cm B = 130 cm

$$h = \max \begin{cases} \frac{A-a}{4} = \frac{80-30}{4} = 12,5 \\ \frac{B-b}{4} = \frac{130-80}{4} = 12,5 \end{cases} \Rightarrow h = 25 \text{ cm}$$

h_t = 30 cm

Ferrailage

- grand côté : $A_1 = \frac{Q(B-b)}{8 \cdot h \cdot \sigma_a} = \frac{9640 \cdot 50}{8 \cdot 25 \cdot 2520} = 0,956 \text{ cm}^2$

Soit 4T8 (2,01 cm²)

- petit côté : $A_2 = \frac{Q(A-a)}{8 \cdot h \cdot \sigma_a} = \frac{9640 \cdot 50}{8 \cdot 25 \cdot 2520} = 0,956 \text{ cm}^2$

soit 4T8 (2,01 cm²)

Semelle S

poteau 30 x 30

$$N = 32,45 \text{ t} \quad M = 0$$

$$A \geq \sqrt{\frac{Q}{k \cdot \sigma_s}} = \sqrt{\frac{32450}{2}} = \sqrt{16225} = 127,3 \text{ cm}$$

$$A \times B = (130 \times 130) \text{ cm}^2$$

$$h = \frac{B-b}{4} = \frac{130-30}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 30 \text{ cm}$$

Aciers

$$A_x = A_y = \frac{Q(A - a)}{8 \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{32450 \cdot 100}{8 \cdot 25 \cdot 2520} = 6,43 \text{ cm}^2$$

Soit 13T8 /ml (6,53 cm²)

Semelle S₃

2 poteaux (30 x 30)

$$N = 32,45 + 9 = 41,45 \text{ t}$$

la largeur de la semelle $A \geq \sqrt{\frac{41450}{2 \cdot 2}} = \sqrt{10362}$

On prendra A = 120 cm B = 180 cm

$$h = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A - a}{4} = \frac{120 - 30}{4} = \\ \frac{B - b}{4} = \frac{180 - 63}{4} = \end{array} \right. \text{ on prendra } h = 40$$

et h_t = 45 cm

Aciers

$$A_x = \frac{Q(A - a)}{8 \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{41450 (120 - 30)}{8 \cdot 40 \cdot 2520} = 4,62 \text{ cm}^2 \text{ soit 10T8}$$

$$A_y = \frac{Q(B - b)}{8 \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{41450 \cdot (180 - 63)}{8 \cdot 40 \cdot 2520} = 5,91 \text{ cm}^2 \text{ soit 12T8}$$

Semelle S₂

$$N = 9,04 \text{ t}$$

Semelle carrée $A \geq \sqrt{Q/\sigma_s} = \sqrt{9040/2} = \sqrt{4520}$

$$A = (80 \times 80)$$

$$h = \frac{80 - 30}{4} = \text{on prendra } h_t = 20$$

Aciers

$$A_x = A_y = \frac{Q(A - a)}{8 \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{9040 (50)}{8 \cdot 15 \cdot 2520} = 1,50 \text{ cm}^2$$

Soit 4T8 (2,01 cm²)

Calculs des semelles sous mur

Ces semelles sont soumises à leur poids propre et à la maçonnerie qu'elles supportent.

Dimensionnement des poutres de chaînages

$b = 30 \text{ cm}$ $h_t = 25 \text{ cm}$

- $b = 30 \text{ cm}$ épaisseur de la maçonnerie

- densité de la maçonnerie $\delta = 1,4$

Evaluation des charges pour semelle filante sous mur au niveau + 2,70

- 3 poutres de chaînage $3 \cdot 0,25 \cdot 0,30 \cdot 2,5 = 0,563 \text{ t/ml}$
 - Charge /ml due à la maçonnerie $= 1,4 \cdot 0,3 \cdot 9,60 = 4 \text{ t/ml}$
- d'où la charge totale

$q = 4,563 \text{ t/ml} = 4,6 \text{ t/ml}$

Evaluation des charges pour semelle filante sous mur au niveau - 2,40

- 1 poutre de chaînage $0,25 \cdot 0,30 \cdot 2,5 = 0,19 \text{ t/ml}$
 - Charge /ml due à la maçonnerie $= 1,4 \cdot 0,30 \cdot 13,60 = 5,7 \text{ t/ml}$
- $q = 5,7 + 0,19 = 5,9 \text{ t/ml}$

Nous prendrons des semelles filantes en gros béton ne nécessitant pas d'armatures mais leur hauteur doit être

telle que $\text{tg } \alpha = 2/3$

Semelle au niveau + 2,70

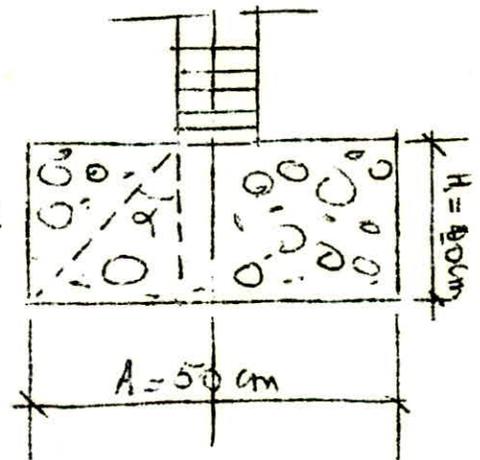
$A = 50 \text{ cm}$ $H = 20 \text{ cm}$

Pds propre de semelle = 230 Kg/ml

Semelle au niveau - 2.40

$A = 50 \text{ cm}$ $H = 20 \text{ cm}$

Pds propre de semelle = 230 Kg/ml



Fondations en gradins

Comme les fondations doivent toujours reposer horizontalement sur le terrain, dans le cas de notre ouvrage qui sera édifié sur un terrain dénivellé, la tranchée de fondations a des profondeurs diverses, on construira alors un mur de fondations en gradins.

Ce mur de fondations en gradins sera prévu entre les 2 poteaux de façade P3 et P4 (et P19 et P20). l'épaisseur du mur sera prise égale à la largeur de la semelle filante sous mur.

C H A P I T R E - X -

CALCUL de POUTRE en BETON PRECONTRAI NT

Introduction

Un certain nombres de structures, depuis longtemps connues, doivent leur stabilité ou l'amélioration de leur résistance aux efforts internes qui y sont développés intentionnellement : la roue de bicyclette , le tonneau ...

Bien qu'en Algérie, l'utilisation du Béton Précontraint dans les constructions n'est ^{pas} développé, on a étudié la poutre du plancher de notre gymnase de portée importante (18 m), non seulement pour étudier la théorie de la précontrainte mais techniquement cette dernière facilite la solution des problèmes de construction par des qualités dont les principales sont :

- | | | |
|--------------------------------|---|--|
| Dans le domaine des
Calculs | } | -Moments résistants triple du B.A |
| | | - Efforts tranchants réduits au 1/5
ou au 1/10 du B.A |
| | | -Déformation réduite au 1/3 du B.A |
| Utilisation pratique | } | -Hauteur réduite à 1/2 ou 1/3 du B.A |
| | | - Aciers 15 à 20 % du B.A |
| | | - Béton 50 à 80 % du B.A |

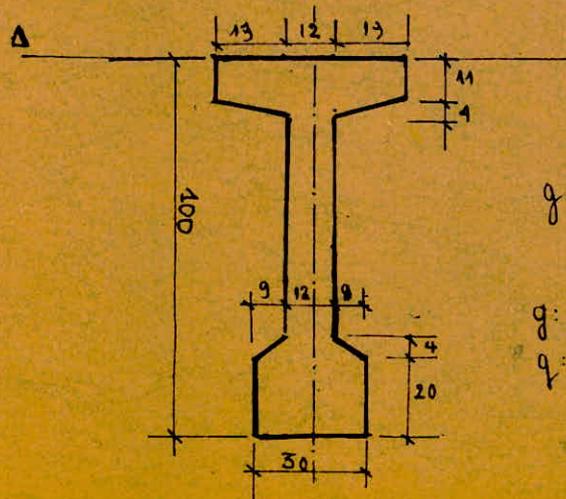
Dimensionnement de la poutre :

La poutre est en double Té dissymétrique

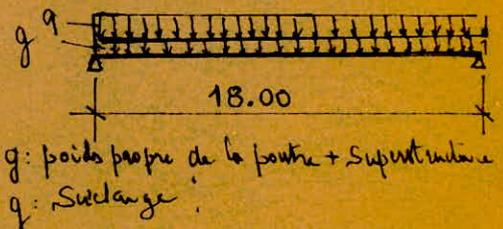
La hauteur est généralement prise telle que

Caracteristiques de la Section. - Unité: Le Centimetre.

Designation	Dimensions	B	Z	$S_{\Delta} = B \cdot Z$	Z'	I_{Δ}
Ame	100x12	1200	50	60.000	$\frac{2}{3} \cdot 100$	4.000.000
Table Superieure	2x19x11	418	5.5	2299	$\frac{2}{3} \cdot 11$	16859
Goussets sur table	$2 \times \frac{4 \times 19}{2}$	76	12.3	935	12.3	11490
I_0 goussets	$2 \times \frac{19 \times 4^3}{36}$	---	---	---	---	67
Talon "rectangle"	2x20x9	360	90	32400	90	2916.000
I_0 "talon"	$2 \times \frac{9 \times 20^3}{12}$	---	---	---	---	12.000
Goussets sur talon	$2 \times \frac{4 \times 9}{2}$	36	78.7	2833	78.7	222972
I_0 Goussets -	$2 \times \frac{9 \times 4^3}{36}$	---	---	---	---	32
B, S_{Δ} et I_{Δ} bruts		2090		98467		7179420
Eros des cables	$3 \cdot \frac{4 \cdot 1^2 \cdot 71}{4}$	-40	90	-360	90	-32400
B, S_{Δ} et I_{Δ} nets		2050		98107		7147020



Schema de Calcul



$$1/17 < h_t/1 < 1/20$$

$$\text{d'ou } h_t = 1/18 = \underline{1 \text{ m}}$$

Table supérieure : 50 cm

Talon : 30 cm

$$\text{Position du Centre de gravité : } v = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{98107}{2050} = 48 \text{ cm}$$
$$v' = 100 - 48 = 52 \text{ cm}$$

$$I_G = I - S_{\Delta} \cdot v = 7147020 - 98107 \cdot 48 = 243788 \text{ cm}^4$$

$$i^2 = I/B = 243788/2050 = 1189 \text{ cm}^2$$

$$\text{Rendement } \rho = \frac{i^2}{v \cdot v'} = \frac{1189}{52 \cdot 48} = 0,476$$

$$I/v = 50789,25 \text{ cm}^3 ; I/v' = 46882,38 \text{ cm}^2$$

$$e = -v' + d' = -52 + 10 = -42 \text{ cm}$$

11 - Calcul de charges permanentes

- Pds propre de la poutre

Le béton précontraint a pour densité 2,4

$$0,209 \cdot 2,4 \cdot 1 \Rightarrow g_1 = 0,501 \text{ t/m}$$

g_1 : charge permanente partielle au moment de la mise en tension

← Superstructure

$$g_2 = 295 \text{ Kg/m}^2 \quad g_2 = 295 \cdot 3 = 885 \text{ Kg/m}$$

La charge permanente totale

$$g = g_1 + g_2 = 885 + 501 = 1386 \text{ Kg/m}$$

$$\underline{g = 1,386 \text{ t/m}}$$

- Moments fléchissants

- Moments fléchissants

= Mise en tension $M_{G1} = \frac{501 \cdot 18^2}{8} = 20290,5 \text{ Kgm}$

= En service $M_G = \frac{1386 \cdot 18^2}{8} = 56133 \text{ Kgm}$

- Efforts tranchants (Appui)

= Mise en tension $T_{G1} = \frac{501 \cdot 18}{2} = 4509 \text{ Kg}$

= En service $T_G = \frac{1386 \cdot 18}{2} = 12474 \text{ Kg}$

- Surcharge

$P = 100 \text{ Kg/m}^2 \quad == \quad 1,2 \cdot P = 120 \text{ Kg/m}^2$

$q = 120 \cdot 3 = 360 \text{ Kg/m}$

- Moment fléchissant

$M_Q = \frac{360 \cdot 18^2}{8} = 14580 \text{ Kgm}$

- Effort tranchant

$T_Q = (360 \cdot 18)/2 = 3240 \text{ Kg}$

Contraintes élémentaires de flexion de béton (en service)

- Sous Poids propre seul

= fibre supérieure $\sigma_{G1}' = \frac{M_{G1} \cdot v}{I} = \frac{20290,5 \cdot 100}{50789,25} = 110,52 \text{ Kg/cm}^2$

= fibre inférieure $\sigma_{G1} = \frac{M_{G1} \cdot v'}{I} = \frac{20290,5 \cdot 100}{46882,25} = - 119,73 \text{ Kg/cm}^2$

- Sous surcharge seule

$\sigma_Q' = \frac{M_Q \cdot v}{I} = \frac{14580 \cdot 100}{50789,25} = + 28,7 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_Q = - \frac{M_Q \cdot v'}{I} = - \frac{14580 \cdot 100}{46882,25} = - 31,1 \text{ Kg/cm}^2$

- Sous précontrainte en service

La contrainte de traction sur la fibre inférieure sous l'effet du poids propre et des surcharges atteindrait

sous précontrainte :

$$- 119,73 - 31,10 = - 150,83 \text{ Kg/cm}^2 = 151 \text{ Kg/cm}^2$$

Si l'on veut qu'il n'y ait pas, dans ce cas, de contrainte de traction, il convient que la précontrainte en service provoque sur cette fibre une compression d'au moins 152 Kg/cm^2 .

On doit avoir

$$\sigma_p = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{ev'}{i^2} \right) = \frac{N}{2050} \left(1 - \frac{42.52}{1189} \right) \geq 152$$

$$N \geq \frac{152 \cdot 2050}{2,83} = 110,1 \text{ t}$$

Comme on a prévu 5 cables en $12\emptyset 5$

On prendra 3 cables en $12\emptyset 7$ (qui ont la même section)

$$N = 110,1/3 = 36,7 \text{ t}$$

Ce qui correspond à une contrainte de

$$\frac{36,7 \cdot 10^3}{462} = 80 \text{ Kg/mm}^2$$

On aura en service les contraintes de précontraintes suivantes:

- Fibre supérieures

$$\begin{aligned} \sigma_p' &= \frac{N}{B} \left(1 + \frac{ev'}{i^2} \right) = \frac{110100}{2050} \left(1 - \frac{42.48}{1189} \right) = 53,7(1-1,69) \\ &= - 37,37 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

- Fibre inférieure

$$\sigma_p = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{ev'}{i^2} \right) = 53,7(1-1,83) = + 152,3 \text{ Kg/cm}^2$$

Contraintes résultantes en service (section milieu)

Kg/cm ²	Contraintes élémentaires			contr. résult.	
	Sous Pds propre	sous surcharge	sous precontr.	a vide	charge
Fibre sup. $\sigma' =$	110,52	+ 28,7	-37,35	+73,17	101,87
Fibre inf. $\sigma =$	-119,73	- 31,1	+153,3	+32,57	+0,47

Détermination de la valeur minimale de la résistance de rupture

σ_{28}

$\sigma'_{28} = 101,87 / 0,42 = 242,54 \text{ Kg/cm}^2$

Cette valeur est peu élevée, mais nous allons voir par la suite que la résistance au béton sec commandée par la résistance exigée au moment de la mise en tension (construction)

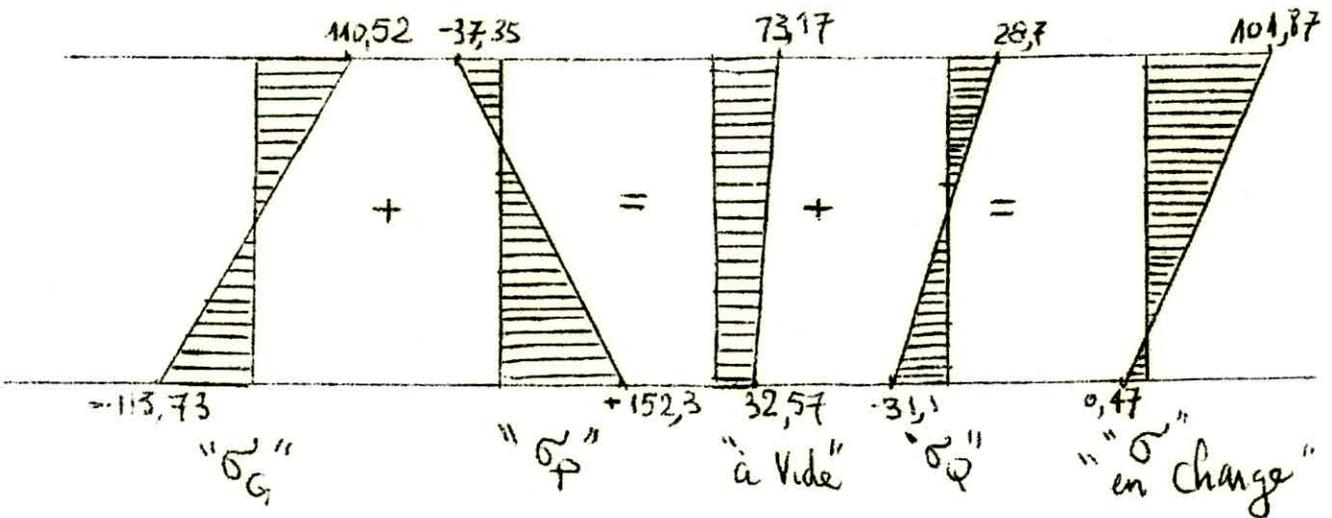


Tableau de calcul de la mise en tension

Pour les chutes par fluage et retrait du béton nous avons admis les valeurs moyennes - 10 et - 6 Kg/mm²

Pour les chutes par la relaxation, la fiche d'homologation de l'acier choisi indique :

- relaxation à 120 h 7 %
- relaxation à 1000 h 9 %

La relaxation totale à prendre en compte sera la plus grande des 2 valeurs

$$2 \times \text{rel}_{120} = 14 \%$$

$$1,5 \times \text{rel}_{1000} = 13,5 \%$$

On prendra 14 %

La contrainte initiale au milieu σ_{ai} devra donc être telle que :

$$\sigma_{ai} (1 - 0,14) = (80 + 10 + 6) \Rightarrow$$

$$\sigma_{ai} = 96/0,86 = 112 \text{ Kg/mm}^2$$

La chute par relaxation est donc

$$112 - 96 = 16 \text{ Kg/mm}^2$$

Pour le calcul des allongements, nous avons supposé que d'après le graphique allongement-traction de l'acier, on a une contrainte moyenne de 120 Kg/mm² correspondant à une allongement de 6 mm/mètre

$$\text{Soit } E = 20000 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\text{Pour la pression au manomètre } P = \frac{w \cdot \sigma_{aA}}{0,95 \cdot S_v}$$

$$\text{ou } w = 120/7 = 462 \text{ mm}^2$$

$$S_v = \text{section du vérin utilisé} = 157,8 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{aA} = \text{contrainte de traction du câble à l'ancrage}$$

Tableau de Calcul de la mise en tension:

Numéros des Câbles	Unités	1	2	3
Longueur du câble l	mètres	9.20	9.25	9.30
Angle de relevage des câbles	degrés	8	6	5
longueur de relevage l_c	mètres	5.75	5.60	5.50
Contrainte en Service au milieu dans les fils σ_a	kg/mm ²	80	80	80
Chute par fluage	kg/mm ²	10	10	10
chute par retrait	kg/mm ²	6	6	6
Chute par relaxation	kg/mm ²	16	16	16
Contrainte initiale au milieu	kg/mm ²	112	112	112
$l^2 + \alpha l_c$	—	131	120	108
Perte due au Blochage du cône $\frac{300 - (l^2 + \alpha l_c)}{2,5 l}$	kg/mm ²	3	3	4
Contrainte initiale au milieu avant le Blochage du cône σ_{ai}	kg/mm ²	115	115	116
Perte par frottement $\Delta \sigma_a = 0,4 (\alpha + 0,75 l) \frac{\sigma_{ai}}{100}$	kg/mm ²	11	10	8
Contrainte à l'Ancrage avant Blochage du cône σ_{aA}	kg/mm ²	126	125	124
Contrainte moyenne σ_{am}	kg/mm ²	120	120	120
Allongement $A = 6 \cdot \frac{\sigma_{am}}{120} \cdot l$	mm	55	55.5	56
Allongement entre cône et repère	mm	2	2	2
Allongement à mesurer à chacun des 2 ancrages	mm	57	57.5	58
Pression au manomètre $P = 3,1 \sigma_{aA}$	kg/cm ²	390	387	384

Compte tenu de la perte de 20 % dans le cône, la contrainte maximale dans les fils à la mise en tension aura lieu entre cône et clavette du vérin :

pour le câble N°1, elle aura pour valeur maximale

$$126 \cdot 1,02 = 129 \text{ Kg/mm}^2$$

Or pour ce fil $T_{mG} = 146 \text{ Kg/mm}^2$ avec $\delta \cdot T_G = 3 \text{ Kg/mm}^2$
et on sait que $T_G = T_{mG} - 2,5 \cdot \delta \cdot T_G = 146 - 2,5 \cdot 3 = 138 \text{ Kg/mm}^2$

La contrainte de 129 Kg/mm^2 est admissible

Calcul de l'ouvrage à la mise en tension

- Contrainte à la mise en tension (section milieu)

- Contrainte élémentaire du béton

On a avant exécution des superstructures

$$\text{fibre sup. : } \sigma_{G1}' = \frac{MG_1 \cdot v}{I} = \frac{20290,5 \cdot 100}{50789,25} = + 39,95 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{fibre inf. : } \sigma_{G1} = - \frac{MG_1 \cdot v'}{I} = - \frac{20290,5 \cdot 100}{46882,38} = - 43,28 \text{ Kg/cm}^2$$

Contraintes sous précontraintes

- contrainte initiale au milieu 112 Kg/mm^2

Soit par câble $112 \cdot 462 = 51744 \text{ Kg}$

soit $F = 3 \cdot 51744 = 155232 \text{ Kg}$

On aura donc à la mise en tension

$$\sigma_p' = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{ev}{i^2}\right) = \frac{155232}{2050} \left(1 - \frac{42 \cdot 48}{1189}\right) = - 52,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_p = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{ev'}{i^2}\right) = \frac{155232}{2050} \left(1 + \frac{42 \cdot 52}{1189}\right) = + 214,8 \text{ Kg/cm}^2$$

Contraintes résultantes

$$\text{fibre sup. } \sigma' = +39,95 - 52,6 = 12,65 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{fibre inf. } \sigma = - 43,28 + 214,8 = 171,5 \text{ Kg/cm}^2$$

La fibre supérieure est faiblement tendue ($12,65 \text{ Kg/cm}^2$) mais la fibre inf. est comprimée ($171,5 \text{ Kg/cm}^2$) ce qui amène à exiger pour le béton une résistance de rupture $\sigma_d = \frac{171,5}{0,55} = 312 \text{ Kg/cm}^2$

Tableau récapitulatif des contraintes de flexion (milieu)

Kg/cm ²	Mise en tension	en service	
		à vide	en charge
Fibre sup. $\sigma' =$	+ 12,65	73,17	101,87
Fibre inf. $\sigma =$	171,5	32,57	0,47
contr. de rupture	$\sigma_j = 312$	-	$\sigma_j = 242,5$

On demandera un béton de qualité $\sigma_{28}' \geq 350 \text{ Kg/cm}^2$

On pourra compter sur une résistance de rupture en traction

$$\sigma_{28} = 7 + \frac{6}{100} \cdot 350 = 28 \text{ Kg/cm}^2$$

Effort tranchant et cisaillement

On l'étudiera dans la section d'appui et dans le cas "en service" (à vide et en charge), une vérification à la mise en tension n'est en général pas nécessaire mais elle peut être faite de la même façon

- composants de la précontrainte dans la section d'appui

On a pour la résultante de la force totale de précontrainte :

$$\left. \begin{aligned} N &= \sum P \cdot \cos \alpha = P \sum \cos \alpha \\ V &= \sum P \cdot \sin \alpha = P \sum \sin \alpha \end{aligned} \right\} P: \text{ force de précontrainte d'un câble}$$

Si on appelle z la distance du point d'application de chaque câble sur la section d'appui et Z la distance du point d'application de la résultante N (z et Z comptés à partir

de la face supérieure de la poutre)

$$\left. \begin{aligned} z \cdot P \cos \alpha &= Z \cdot N \\ N &= P \sum \cos \alpha \end{aligned} \right\} \Rightarrow Z = \frac{z \cdot \cos \alpha}{\cos \alpha}$$

P = 36,7 t en service dans la section milieu, dans la section d'appui la tension devrait être un peu plus forte, car il n'y a pas de pertes par frottement (-7Kg/mm² en moyenne) mais par contre l'enfoncement du cône à l'autoblocage provoque à l'ancrage une chute de tension du même ordre ; On peut donc admettre la même tension dans les cables à l'ancrage

soit P = 36800 t en service

Effort tranchant

N° des cables	α	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	z (cm)	z . cos α	z ²
1	80	0,139	0,99	25	24,75	250
2	6	0,105	0,995	50	49,75	2500
3	5	0,087	0,996	75	74,7	5625
		0,33	2,98		149,2	8750

$$N = P \sum \cos \alpha = 36800 \cdot 2,97 = 109296 \text{ Kg}$$

$$V = P \sum \sin \alpha = 12144 \text{ Kg}$$

Caractéristiques de la section d'appui

Le nombre et la section d'appui des cables n'étant pas modifiés , il convient de calculer les nouvelles valeurs de B

Design. des parties	dimensions	B	Z	S_{Δ}	Z'	I
B, S et I_{Δ} bruts	-	2090	-	984776	-	7179420
à déduire trous des câbles	3. II $\frac{4,1^2}{4}$	40	50,3	-1991	-	-
	II. $\frac{4,1^2}{2} z^2$	-	-	-	-	230927
B, S et I_{Δ} nets	-	2050	-	100458	-	6948493

$$v = \frac{S_{\Delta}}{B} = 100458/2050 = 49 \text{ cm}$$

$$S_{\Delta} \cdot v = 49 \cdot 100458 = 4922442 \text{ cm}^4$$

$$I_G = 2026051 \text{ cm}^4$$

$$v = 49 \text{ cm} \quad i^2 = I/B = 989 \text{ cm}^3$$

$$v' = 51 \text{ cm} \quad e = + v - Z = 49 - 50,3 = - 1,3 \text{ cm}$$

Contraintes normales dans la section d'appui

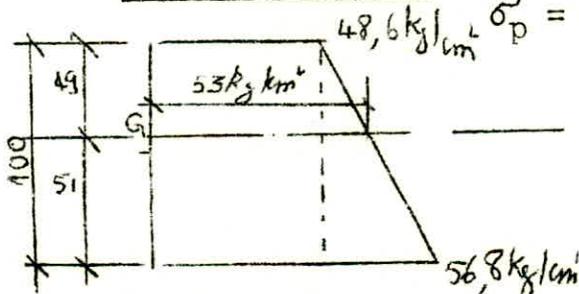
Elles sont dues à la précontrainte uniquement, les moments de flexion étant nuls sur appui

Fibre supérieure:

$$\sigma_p' = \frac{109296}{2050} \left(1 - \frac{1,3 \cdot 49}{994}\right) = +49,8 \text{ Kg/cm}^2$$

Fibre inférieure :

$$\sigma_p = \frac{109296}{2050} \left(1 - \frac{1,3 \cdot 51}{994}\right) = 58,8 \text{ Kg/cm}^2$$



Au niveau du C. de G., on a

$$\sigma_G' = 49,8 + \frac{49}{100} \cdot 7 = 53 \text{ Kg/cm}^2$$

Contrainte de cisaillement

L'effort tranchant réduit est

- à vide $T_{QG} = T_G - \sum P \cdot \sin \alpha = 12474 - 12144 = 330 \text{ Kg}$

- en charge $T_{RGQ} = T_G + T_Q - \sum P \sin \alpha = 12474 + 3240 - 12144 = 3570 \text{ Kg}$

La valeur de la contrainte de cisaillement est donnée par

$$\tau = \frac{T_R \cdot S}{b_0 \cdot I} = \frac{T_R}{b_0 z}$$

b_0 : largeur nette de l'âme déduction faite de ϕ d'une gaine

$$b_0 = 12 - 4,1 = 7,9 \text{ cm}$$

$z = 0,8 h_t$ pour une poutre en té dissymétrique

$$z = 0,8 \cdot 100 = 80 \text{ cm}$$

- à vide $\tau = \frac{330}{80 \cdot 7,9} = + 0,5 \text{ Kg/cm}^2$

- en charge $\tau = \frac{3570}{80 \cdot 7,9} = + 5,64 \text{ Kg/cm}^2$

La contrainte de cisaillement admissible $\bar{\tau}$ est donnée

par la formule $\bar{\tau}^2 = \frac{\bar{\sigma}}{\sigma} (\bar{\sigma}' - \sigma') (\bar{\sigma} + \sigma')$

avec $\bar{\sigma}' = 0,42 \cdot 350 = 147 \text{ Kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma} = 0,42 \cdot 28 = 12 \text{ Kg/cm}^2$$

et comme $\sigma' = 53 \text{ Kg/cm}^2$

$$\bar{\tau}^2 = \frac{12}{147} (147 - 53) (12 + 53) = 498,7$$

$$\implies \bar{\tau} = 22,3 \text{ Kg/cm}^2 \quad \tau = 5,64 < \bar{\tau}$$

$$\frac{\tau}{\bar{\tau}} = 5,64 / 22,3 = 0,25$$

Armatures transversales

Si γ est l'angle probable d'éventuelle fissure, on aura

$$\operatorname{tg} 2\gamma = 2\tau/\sigma = 2.5,64/53 = 0,212 \Rightarrow \gamma = 6^\circ$$

$$\operatorname{tg} \gamma = 0,105$$

Nous avons choisi pour les cables des armatures T10

$$A_t = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\tau}{\sigma} \right)^2 \right] \cdot \sigma_{en} = 0,98.42 = 41 \text{ Kg/mm}^2$$

L'espacement minimal \bar{t} des cadres est donnée par la

formule
$$\bar{t} = \frac{\bar{\sigma}_a \cdot A_t}{T_R} \cdot \frac{z}{\operatorname{tg} \gamma} = \frac{41 \cdot 1,57}{2570} \cdot \frac{80}{0,10} = 1442 \text{ cm}$$

Cet espacement est très large, car le rapport de la contrainte réelle de cisaillement $\tau = 5,64 \text{ Kg/cm}^2$ est nettement inférieure à $\bar{\tau} = 22,3 \text{ Kg/cm}^2$

$$t = \text{mini} \begin{cases} h_t \left(0,25 - 0,95 \frac{\tau}{\bar{\tau}} \right) = 101 \text{ cm} \\ b_o \left(5 - 2 \frac{\tau}{\bar{\tau}} \right) = 54 \text{ cm} \\ 4 \cdot b_o = 48 \text{ cm} \end{cases}$$

Nous devons assurer également le % minimal

$$0,25 \cdot \frac{h_t}{h_t + 3b_o} \% = 0,25 \cdot \frac{100}{100 + 36} = 0,183 \%$$

L'espacement \bar{t} sera donc également limité par \bar{t} telle

que
$$\frac{A_t}{\bar{t} \cdot b_o} = \frac{0,183}{100} \Rightarrow \bar{t} = \frac{A_t}{b_o} \cdot \frac{100}{0,183} = 71 \text{ cm}$$

On prendra un espacement $t = 45 \text{ cm}$

Nous avons choisi l'acier tor pour des raisons de sécurité à la rupture.

Sécurité à la rupture en flexion

- Moment de rupture pour l'acier

$$M_{Ra} = 0,9 h w R_G$$

avec $R_G = R_{mG} - 2,5 \sigma R_G = 166 - 2,5 \cdot 3 = 158 \text{ Kg/mm}^2$

$$h = h_t - d' = 100 - 10 = 90 \text{ cm} = 0,9 \text{ m}$$

$$w = 3.462 = 1386 \text{ mm}^2$$

On a $M_{RG} = 0,9 \cdot 0,9 \cdot 158 \cdot 1386 = 177380 \text{ Kgm}$

- Moment de rupture pour le béton

ame $M_{RBame} = 0,35 b_o h^2 \sigma'_{28} \quad \sigma'_{28} = 350 \text{ Kg/cm}^2$

$$M_{RBam} = 0,35 \cdot 6,12 \cdot 0,90^2 \cdot 350 \cdot 10^4 = 11070 \text{ Kgm}$$

Hourdis

1° - $M_{RBH} = 0,80(b - b_o)h_o(h - h_o/2)$
 $= 0,80(0,50 - 0,12)0,11(0,9 - 0,055) \cdot 350 \cdot 10^4$
 $= 0,80 \cdot 0,38 \cdot 0,11 \cdot 0,845 \cdot 350 \cdot 10^4 = 98898 \text{ Kgm}$

2° - $M_{RBH} = 0,35(h_t - b_o)h^2 \sigma'_{28}$
 $= 0,35(1 - 0,12) \cdot 0,90^2 \cdot 350 \cdot 10^4 = 873180 \text{ Kgm}$

On prendra la plus : faible des valeurs

$$M_{RB} = M_{BRame} + M_{RBH} = \underline{217968 \text{ Kgm}}$$

Moment de fissuration

Le moment de fissuration est le moment qui provoquerait sur la fibre inférieure une contrainte résultante égale à

$$2 \bar{\sigma} = 62 \times 22,3 = -44,6 \text{ Kg/cm}^2$$

La compression due à la précontrainte étant de 152,3 Kg/cm²

Le moment de fissuration M_f devrait engendrer pour que soit atteinte la contrainte résultante $- 44,6 \text{ Kg/cm}^2$, une contrainte élémentaire de

$$152,3 + 44,6 = 196,9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{On a donc } \frac{M_f \cdot v'}{I} = 196,9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\implies M_f = 196,9 \cdot 46882,38 \cdot 10^{-2}$$

$$M_f = 92311,40 \text{ Kgm} < M_{RA}$$

Sécurité

$$\text{On a } M_G = 56133 \text{ Kgm}$$

$$1,8 M_Q = 1,8 \cdot 14580 = 26244 \text{ Kgm}$$

$$M_G + 1,8 M_Q = 82377 \text{ Kgm}$$

$$0,7 M_{RB} = 0,7 \cdot 217968 = 152577,6 \text{ Kgm}$$

On a bien

$$M_G + 1,8 M_Q < 0,7 M_{RB}$$

$$\text{et } M_G + 1,8 M_Q < 0,9 M_{RA} \text{ (car } M_f < M_{RA} \text{)}$$

$$82377 < 0,9 \cdot 177380 = 159642 \text{ Kgm}$$

La sécurité à la rupture en flexion est très largement assurée.

Sécurité à la rupture par effort tranchant

- Calculons de τ et σ' dans le cas des surcharges majorées par le coefficient 1,8

l'effort tranchant des surcharges est alors :

$$1,8 T_Q = 1,8 \cdot 3240 = 5832 \text{ Kg}$$

L'effort tranchant réduit est alors majoré de

$$5832 - 3240 = 2592 \text{ Kg}$$

$$\text{On a donc au total } T = 3570 + 2592 = 6162 \text{ Kg}$$

La contrainte τ passe en conséquence de 5,64 à

$$5,64 \cdot \frac{6162}{3570} = 9,73 \text{ Kg/cm}^2$$

La contrainte σ' due sur appui à la seule précontrainte ne change pas

$$\sigma' = 53 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{au niveau du C de G})$$

$$\text{On a donc } \operatorname{tg} 2\gamma = \frac{2\tau}{\sigma'} = \frac{19,46}{53} = 0,367 \Rightarrow \gamma = 20^\circ$$

La contrainte de compression des bielles en béton peut être évaluée par la formule $\sigma' = \frac{2\tau}{\sin 2\gamma} = \frac{2 \cdot 9,73}{0,342} = 56,9 \text{ Kg/cm}^2$

valeur qui est inférieure à $\sigma_{28}^{\prime}/2 = 175 \text{ Kg/cm}^2$

En ce qui concerne la contrainte des armatures transversales on prendra $\gamma = 10^\circ$ soit $\operatorname{tg} \gamma = 0,176$

$$\text{On tire } \sigma_a = \frac{t \cdot T_R \cdot \operatorname{tg} \gamma}{A_t \cdot z} = (45 \cdot 6162 / 1,57) \cdot 0,176 / 80 < \sigma_{en}$$

Tracé des cables et fuseaux limites

- Premier fuseau limite

Les limites du noyau central sont :

$$a = i^2/v' = 1189/52 = 23 \text{ cm et } a' = -i^2/v$$

$$a' = 1189/48 = 24 \text{ cm}$$

Les distances a et a' , qui sont pratiquement constantes sur toute la longueur de la poutre sont à porter de part et d'autre du C.DG; à partir des 2 lignes ainsi définies A et A' , on porte les valeurs de M_G et $\frac{M_G + M_Q}{N}$ dont le calcul est résumé dans le tableau suivant :

	M_G	N	M_G/N	M_G+M_Q	$\frac{M_G + M_Q}{N}$
milieu	56,13 tm	110,1 t	0,51	70,7 tm	0,64
Quart	42 tm	110,1 t	0,38	53 tm	0,48
Appui	0	109,3 t	0	0	0

On peut ainsi tracer le 1° fuseau limite avec une approximation suffisante.

- 2° Fuseau

Calculons l'expression

$$S = \left(\frac{\bar{\sigma}' \cdot B}{N} - 1 \right) \cdot \frac{i^2}{v} - \frac{M_G + M_Q}{N}$$

$$S' = - \left(\frac{\bar{\sigma}' \cdot B}{N} - 1 \right) \cdot \frac{i^2}{v'} - \frac{M_Q}{N}$$

$$\bar{\sigma}' = 0,42 \cdot \bar{\sigma}'_{28} = 147 \text{ Kg/cm}^2 = 1470 \text{ t/m}^2$$

	Appui	Section 1/4	Section milieu
B(m ²)	0,2050	0,2050	0,2050
N en t	109,3 t	110,1 t	110,1 t
i ² /v en m	0,24	0,24	0,24
i ² /v' en m	0,23	0,23	0,23
M _G en tm	0	42	56,13
M _G +M _Q en tm	0	53	70,7
$\bar{\sigma}' \cdot B/N$	2,75	2,73	2,73
S en m	0,42	-0,0648	- 0,225
S' en m	-0,40	-0,77	- 0,90

Les valeurs de S et S' portées en ordonnées à partir de GG permettent de tracer le 2° fuseau limite.

Tracé du cables équivalent

Dans la section d'appui on a

$$d' = 100 - 50 = 50 \text{ cm}$$

Au milieu, on a $d' = 10 \text{ cm}$

d'ou le tracé du cable équivalent

Déformations

1- Flèches et contre-flèches

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contreflèche)

-Flèche de Poids propre

$$f_G = \frac{5gl^4}{384.EI}$$

Nous supposons que $E = E_{\text{acier}} = 125000 \text{ Kg/cm}^2 = 1,25 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$

$$l = 18 \text{ m} \quad \text{et} \quad g = 1,386 \text{ t/m} \quad I = 0,0243 \text{ m}^4$$

$$\text{d'ou} \quad f_G = \frac{5 \cdot 1,386 \cdot 18^4}{384 \cdot 1,25 \cdot 10^6 \cdot 0,0243} = 0,062 \text{ m}$$

- Flèche de précontrainte

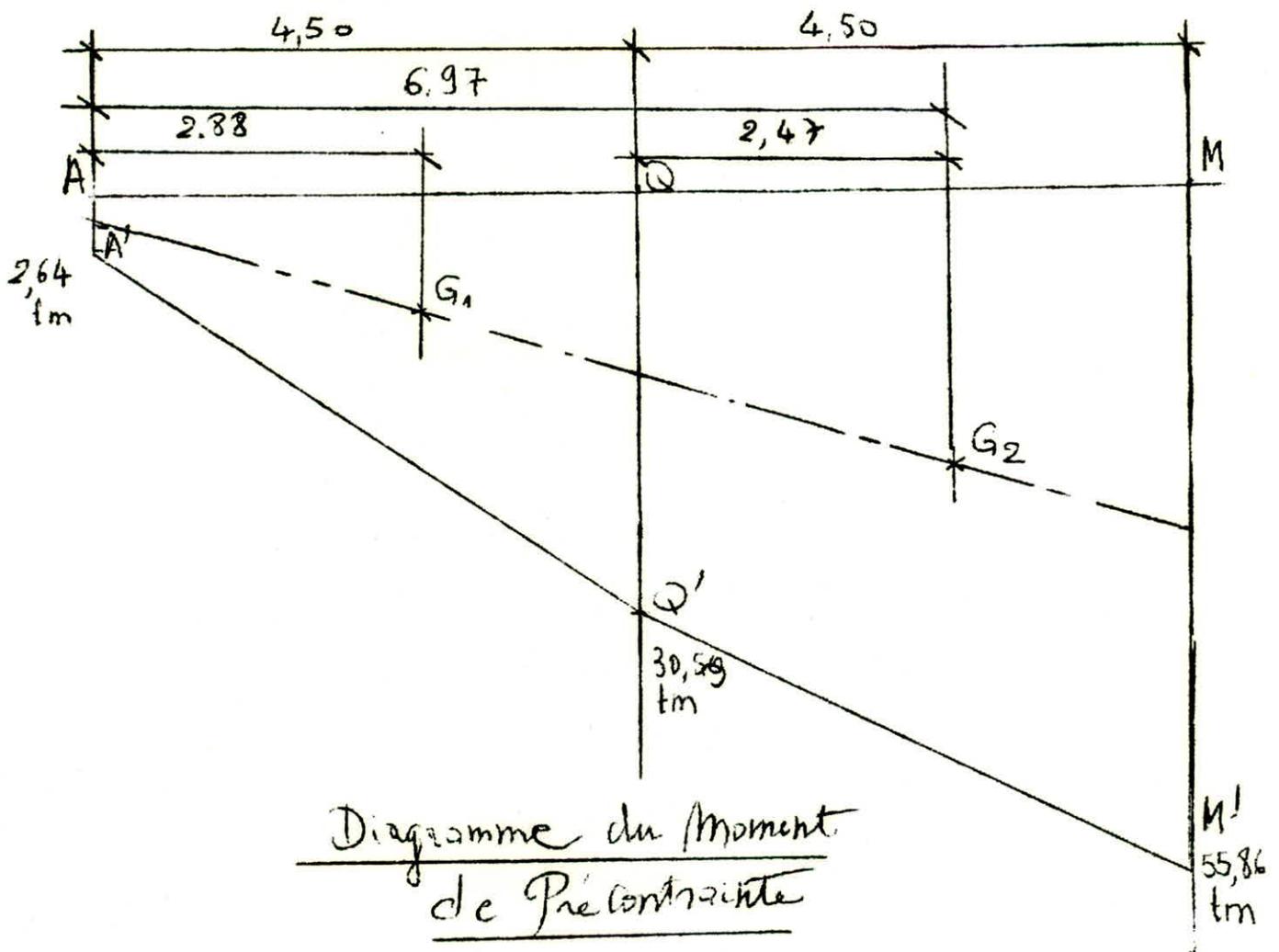
Traçons le diagramme du moment de précontrainte :
la contrainte dans les fils au milieu est de 112 Kg/mm^2
à la mise en tension elle de 80 Kg/mm^2

La contrainte moyenne à prendre en compte est donc :

$$\frac{112 + 80}{2} = 96 \text{ Kg/mm}^2$$

Avec cette contrainte nous calculons la valeur de N dans chaque section et l'on a :

Section	N (en t)	e (m)	$M_p = N.e$ (tm)
milieu	133	0,42	- 55,86
Quart	133	0,23	- 30,59
Appui	132	- 0,02	- 2,64



Axes	Aire du trapèze	Distance de G	Moment par rapport à AA'
AQA'Q'	$\frac{-2,64 - 30,59}{2} \cdot 4,5 = -74,76$	2,88	- 215,6
QMM'Q'	$\frac{-30,59 - 55,86}{2} \cdot 4,5 = -194,5$	6,97	-1355,6
	$\int_0^{1/2} Mx \cdot dx = \dots$		-1571 tm ³

On a donc une contre flèche de précontrainte

$$\int_0^{1/2} \frac{Mx \cdot dx}{EI} = - \frac{1571}{1,25 \cdot 10^6 \cdot 0,0243} = - 0,052 \text{ m}$$

C'est une contre flèche vers le haut.

Flèche de construction

On adoptera pour le fonde de coffrage une flèche de construction f_c vers le bas :

$$f_c = \frac{3}{4}(f_p - f_G) \text{ en valeur absolue}$$

$$= \frac{3}{4}(0,052 - 0,062) = 0,0075 \text{ m}$$

La règle forfaitaire du 1/1600 ème de la portée aurait donné 18000/1000 = 18 mm

Flèche de surcharge

$$f_Q = \frac{5ql^4}{384 \cdot EI}$$

Nous prendrons $E = E_1 = 3,75 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$

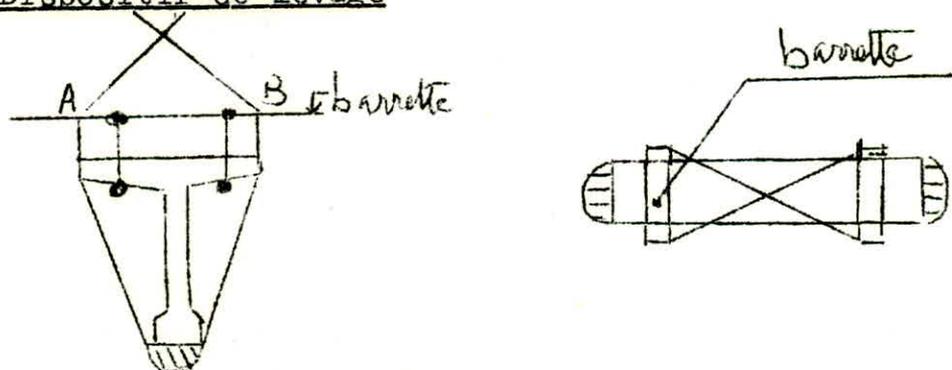
$$f_Q = \frac{5 \cdot 0,360 \cdot 18^4}{384 \cdot 3,75 \cdot 10^6 \cdot 0,0243} = 0,0054 \text{ m}$$

Déversement latéral de la poutre préfabriquée
phénomène d'instabilité élastique

Le risque de déversement latéral existe surtout pour les poutres préfabriquées au moment du levage .

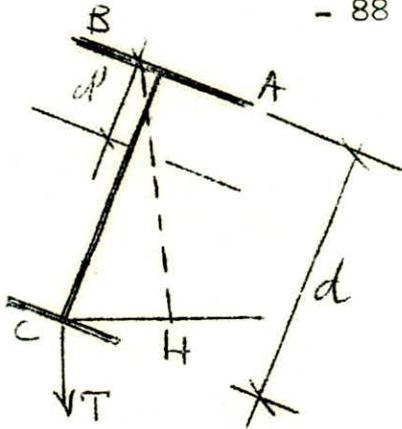
Il faut en premier lieu, utiliser un système de levage susceptible de réaliser l'encastrement de la poutre à la torsion durant son transport. s'il ya risque de renversement, il faut de plus augmenter sa rigidité latérale par haubanage de la poutre

a) - Dispositif de levage

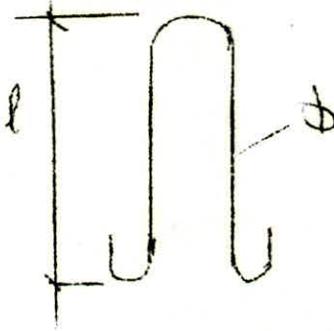


Dans le système ci-dessus, les cables de levage entourent la poutre de sorte que la force T (demi-poids de l'ensemble soulevé) s'exerce en C et que l'encastrement est finalement défini par des positions relatives de 3 points A , B , C (points A et B au niveau supérieur de la barette)

L'application d'un couple de torsion dont l'axe est perpendiculaire au plan (wAB) et équilibré par le moment $T.HC$



Calcul du crochet de levage de la poutre



Poids propre de la poutre = 0,50t/ml

$$g = 0,5 \cdot 18 = 9 \text{ t}$$

On utilisera 2 crochets

Le poids propre de la poutre repris

par un brin du crochet $\frac{9}{4} \text{ t} = 2,25 \text{ t} = N$

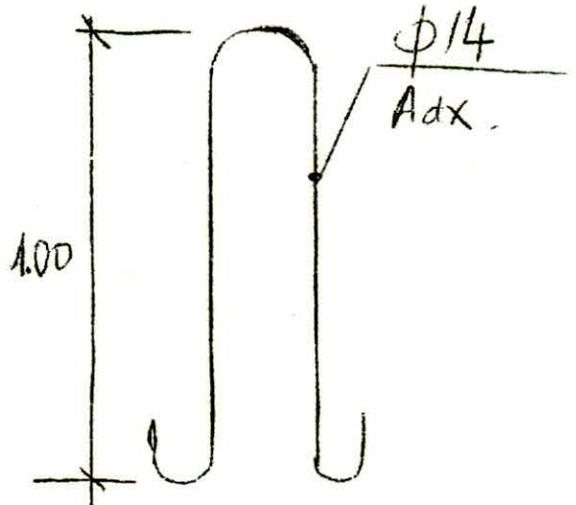
Ce brin est calculé à la traction $N/A < \sigma_e$

$$(\sigma_e = 2400 \text{ daN/cm}^2)$$

$$\text{d'ou } A \geq N/\sigma_e = \pi d^2/4 \geq N/\sigma_e \implies d \geq \sqrt{\frac{4N}{\pi \cdot \sigma_e}}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{4 \cdot 2250}{2400 \cdot 3,14}} = 1,19 = 1,1 \text{ cm}$$

On prendra du $\phi 14$

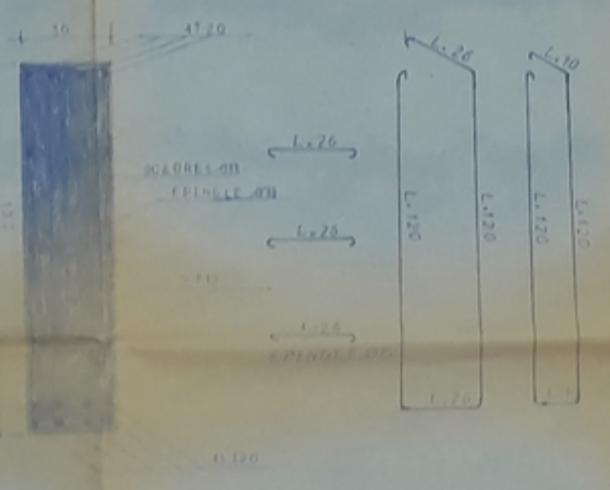
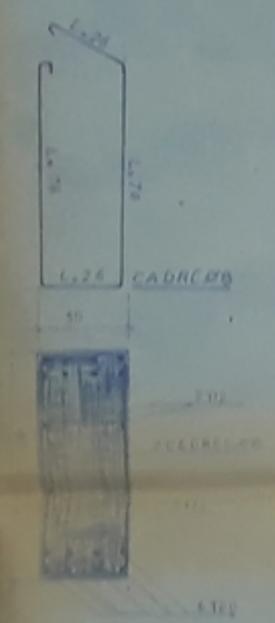
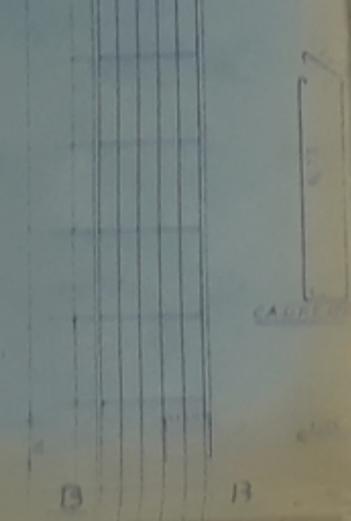
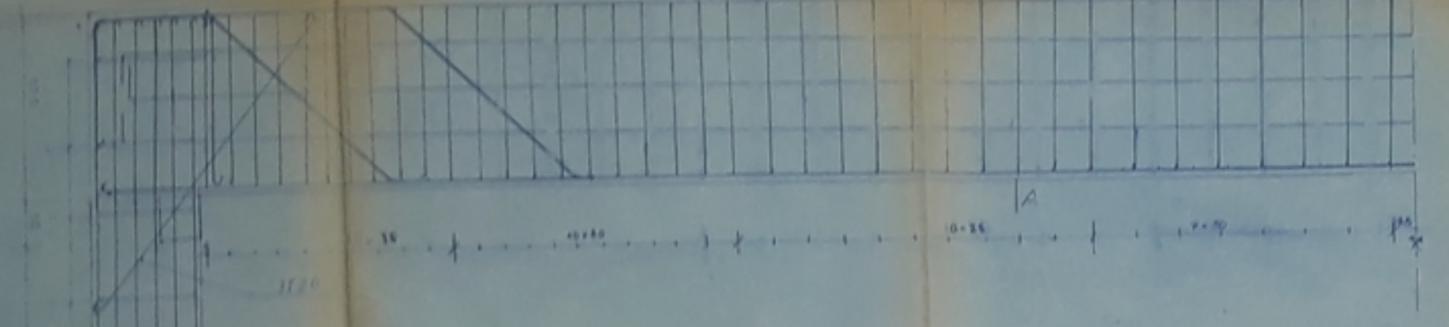
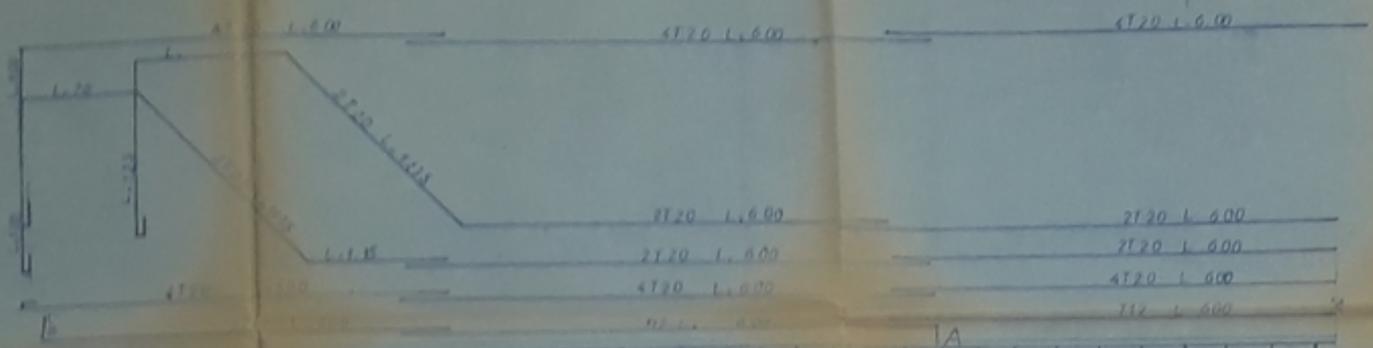


--- II --- BIBLIOGRAPHIE ---

-----oooOooo-----

- GUERIN A. : Traité de B.A.
- CHARON P. : Calcul et vérification des ouvrages en B.A
- FORESTIER N. : Calcul et exécution des ouvrages en B.A
- GREKOV A. : Formulaire de l'ingénieur
(Méthodes pratiques de calcul d'ouvrages
en Béton Armé)
- KROL W. : Statiques des fondations en B.A
- DREUX G. : Pratique du béton précontraint
- ROBINSON J.R. : Cours de Béton précontraint
- Règlement : CCBA 68 révisé 74
- Règlement / N.V 65 révisé 67

-----oooOooo-----

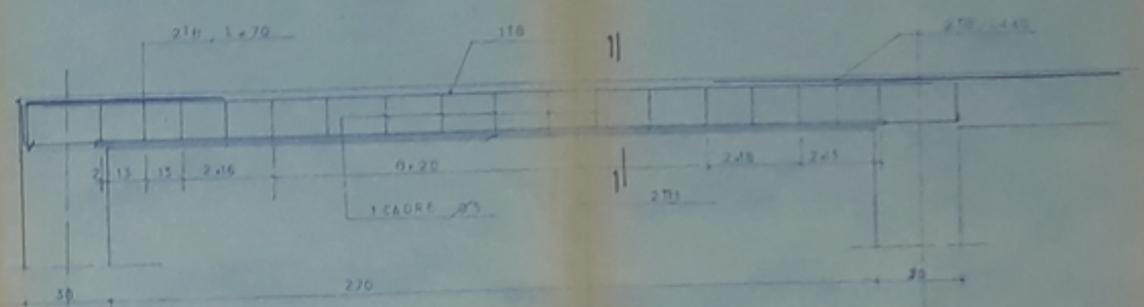


COUPE BB

COUPE AA

NOTA
 BETON DOSE A 350 kg/m³ CPA 325
 σ_c = 270 bars
 ACIER TOR σ_s = 4120 bars φ < 20
 ACIER DOUX σ_s = 2400 bars

FERRAILLAGE - POUTRELLE - PLANCHER 16+4



COUPE 1-1



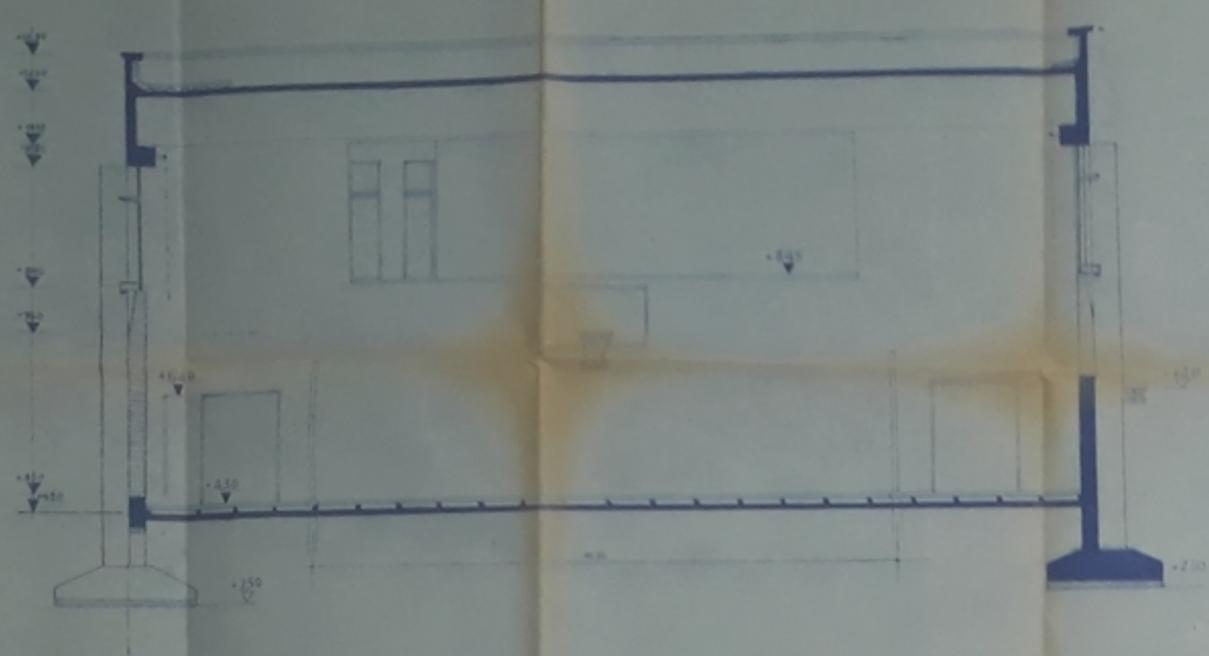
UNIVERSITE D'ALEXANDRIE
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

GYMNASSE D'UNE ECOLE

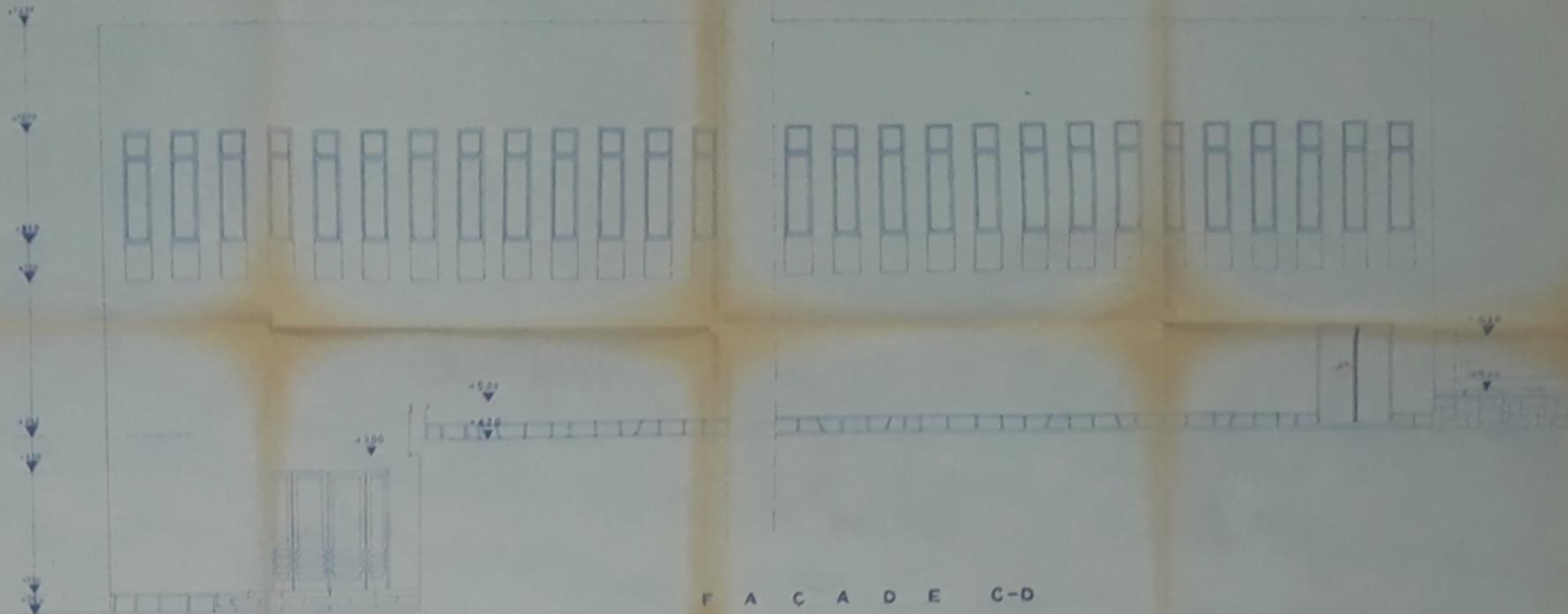
FERRAILLAGE - PORTIQUE

SALLE - ANNEXES

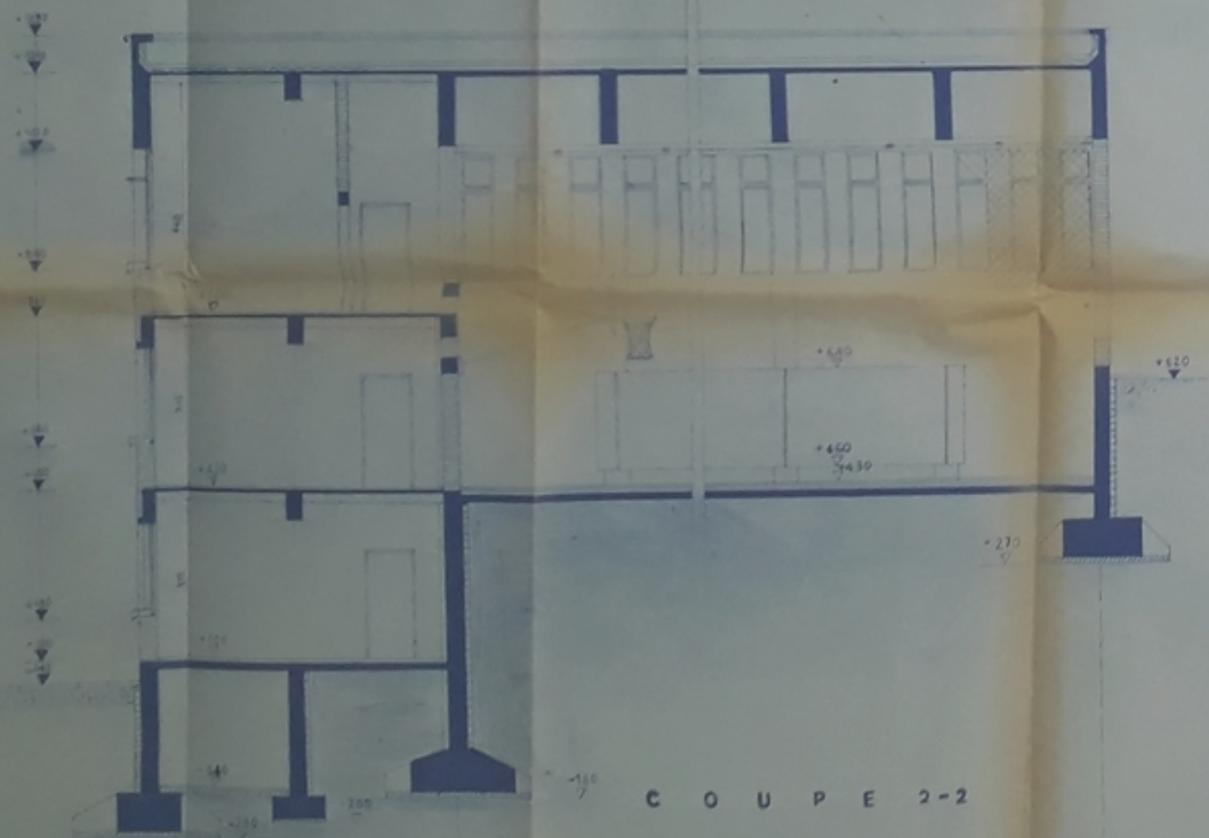
ECHELLE	PROPOSE PAR G. MOMANI
FERRAILLAGE 1:20	ETUDE PAR J. GAMAL
DATE	DATE: JUIN 1974



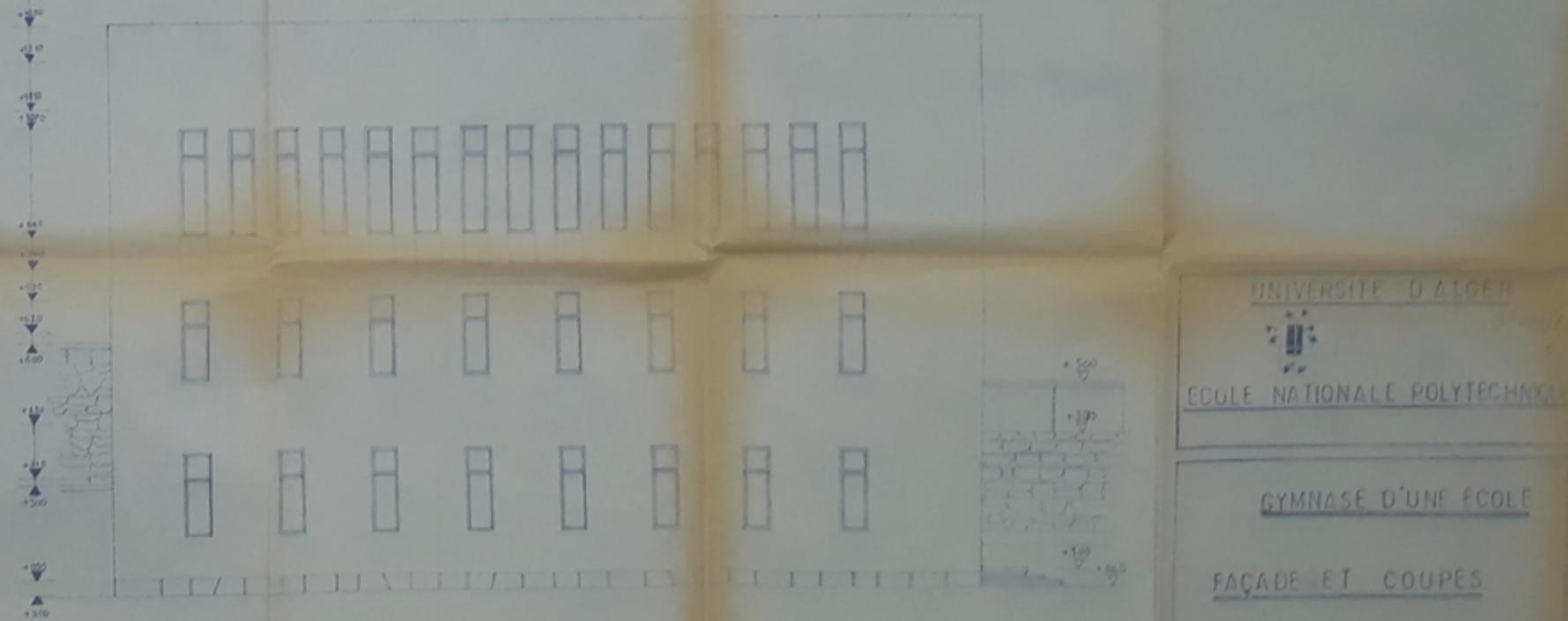
C O U P E 1-1



F A Ç A D E C-D



C O U P E 2-2



F A Ç A D E A-B

UNIVERSITE D'ALGER



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

GYMNASE D'UNE ECOLE

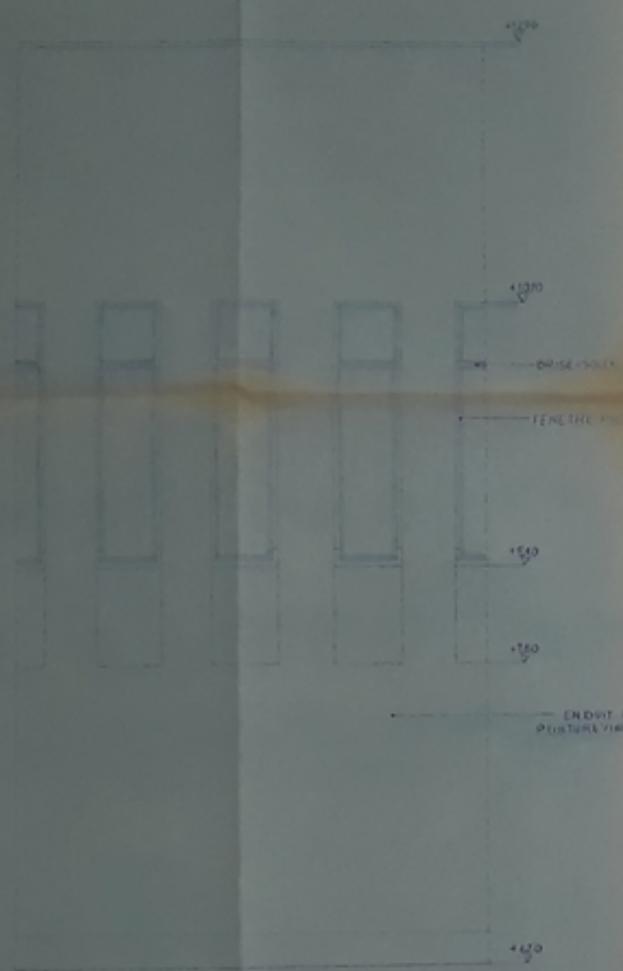
FAÇADE ET COUPES

ECHELLE: 1/50

PROPOSE PAR
G. NOMANI

DATE: JUIN 76

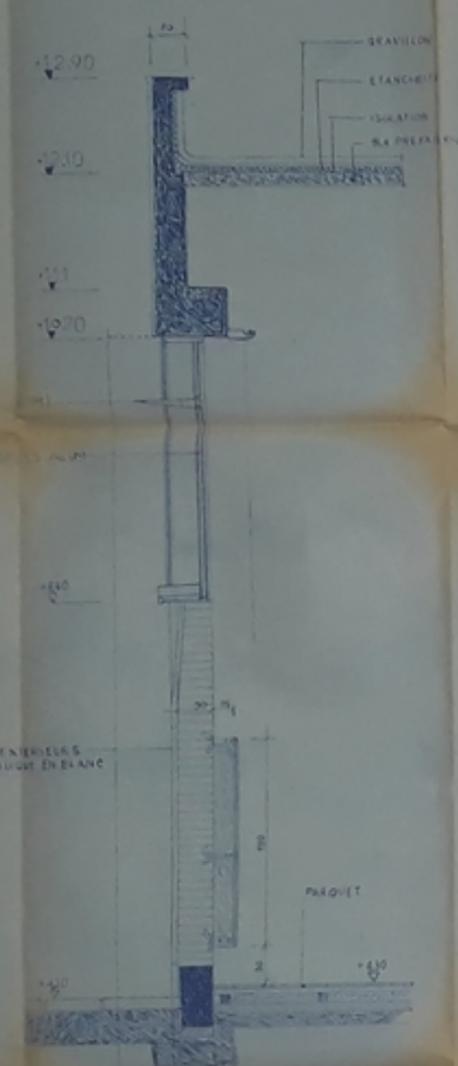
ETUDE PAR
H. GARD



ELEVATION

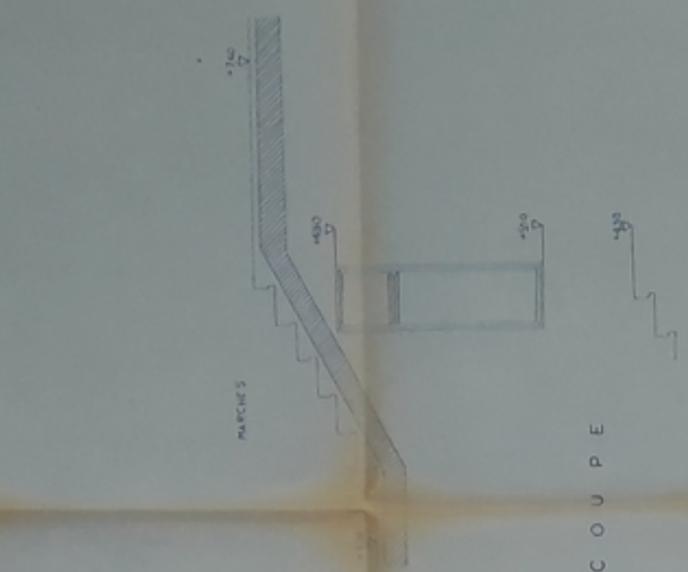


SECTION HORIZONTALE

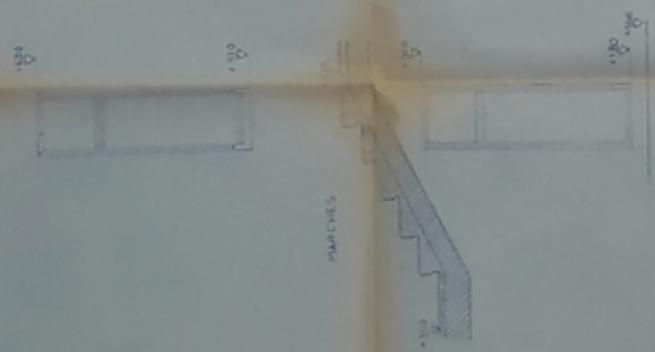


DETAILS FAÇADE

COUPE

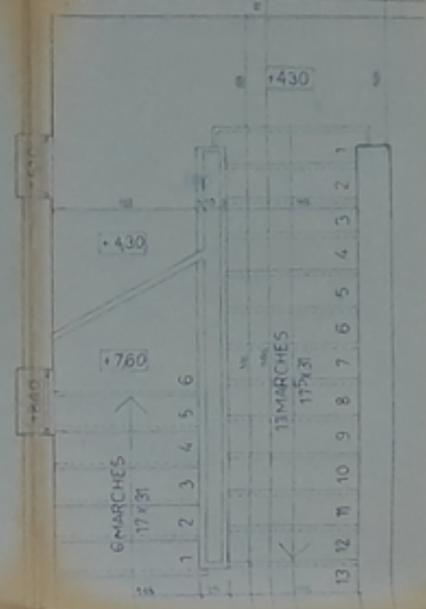


COUPE



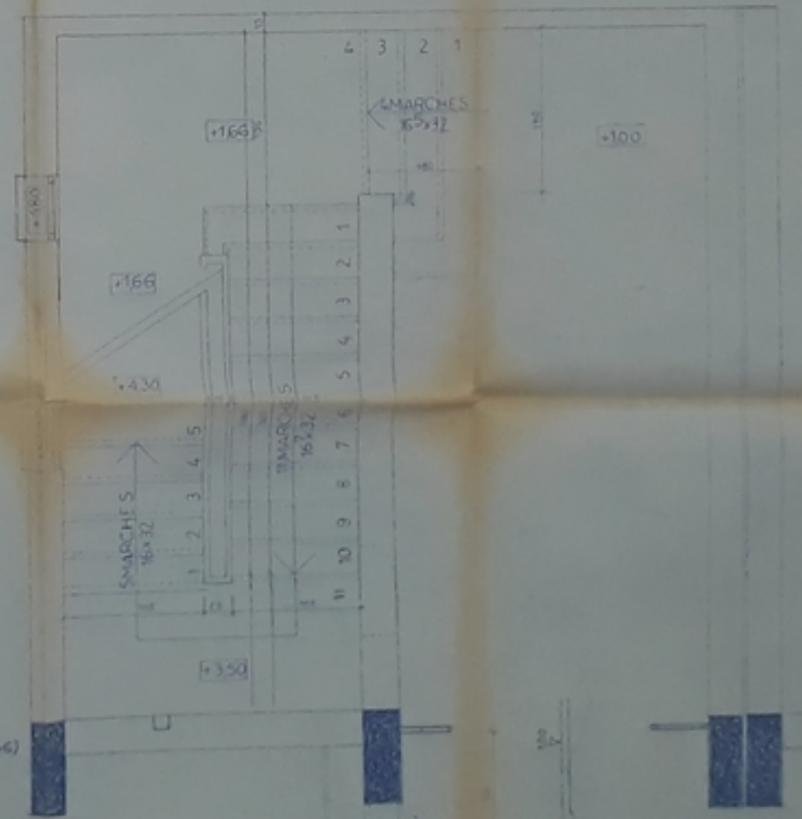
COUPE

PLAN NIVEAU (+100, +166)



DETAILS ESCALIER

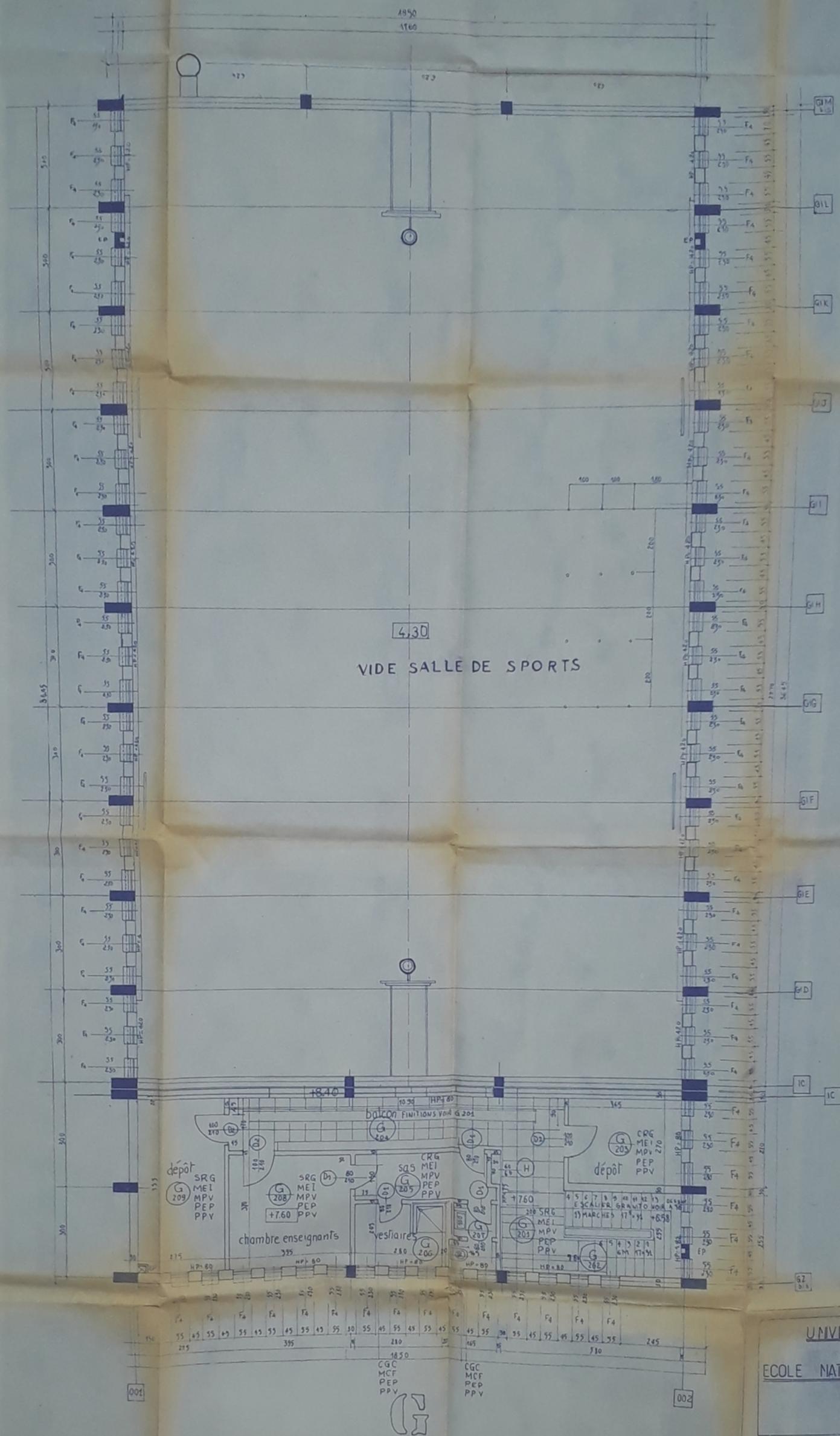
PLAN NIVEAU (+430, +760)



UNIVERSITÉ D'ALGER
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Gymnase d'une école
PLAN-DETAIL
ESCALIER FAÇADE

ÉCHELLE 1/50
Auteur: G. MORAND
Date: 1971



430
VIDE SALLE DE SPORTS

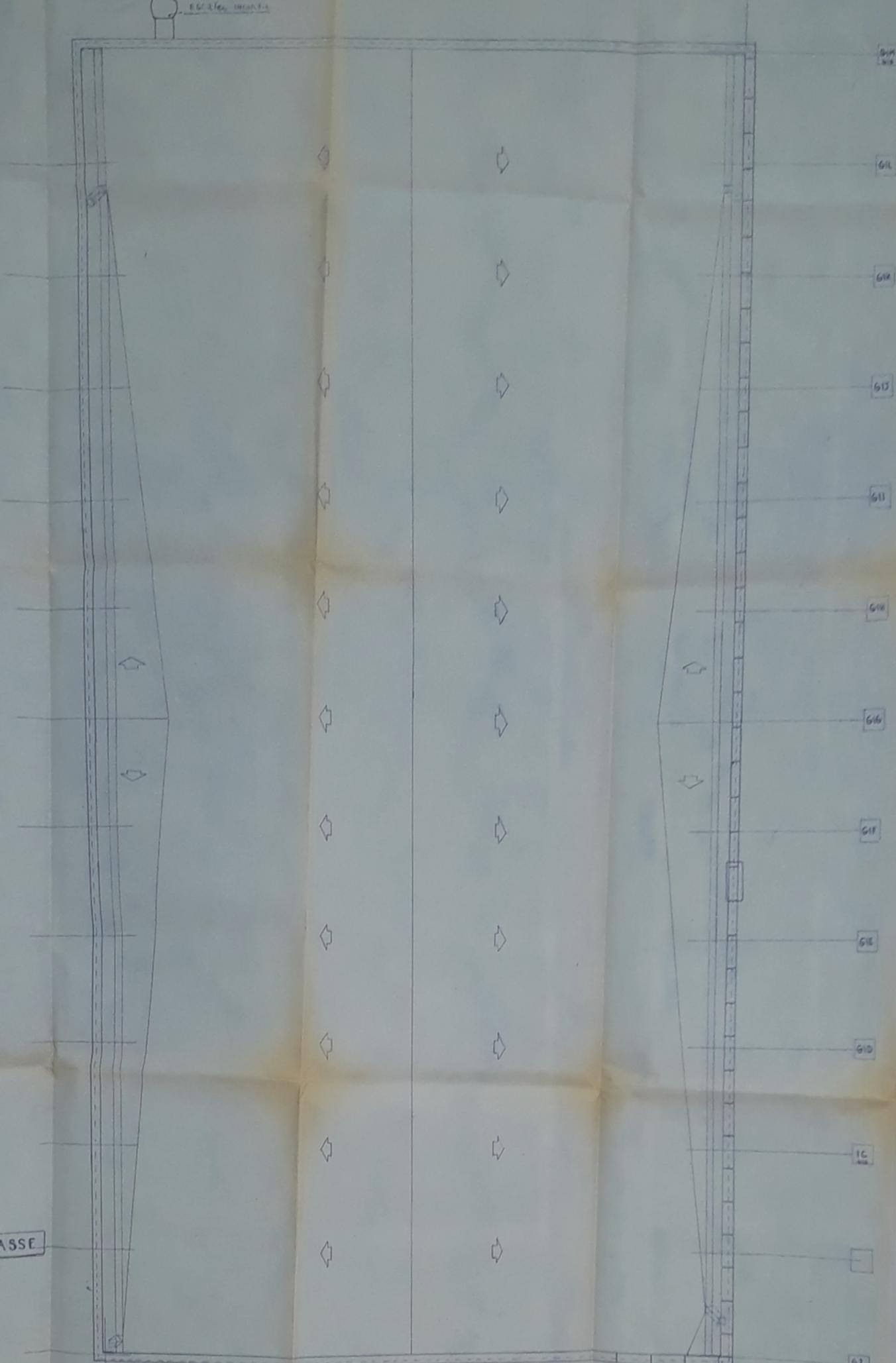
- FINITIONS**
- PLANCHERS**
- CRG carrelage grès cérame
 - CRG carrelage Carrara granite
 - SLU dalle en bois
 - SMO moquette
 - SPR dallage en pierre
 - SB5 béton structuré
- MURS**
- MM2 menuiserie alu anodisé
 - ME1 menuiserie bois
 - MM3 revêtement grès cérame
 - ME7 dallage carreaux faïence
 - MPV peinture vitrique
- PLAFONDS**
- PF3 enduit au plâtre
 - PF1 enduit pour faux plafond
 - PF2 faux plafond alu alu blanc
 - PPV peinture vitrique

UNIVERSITE D'ALGER
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

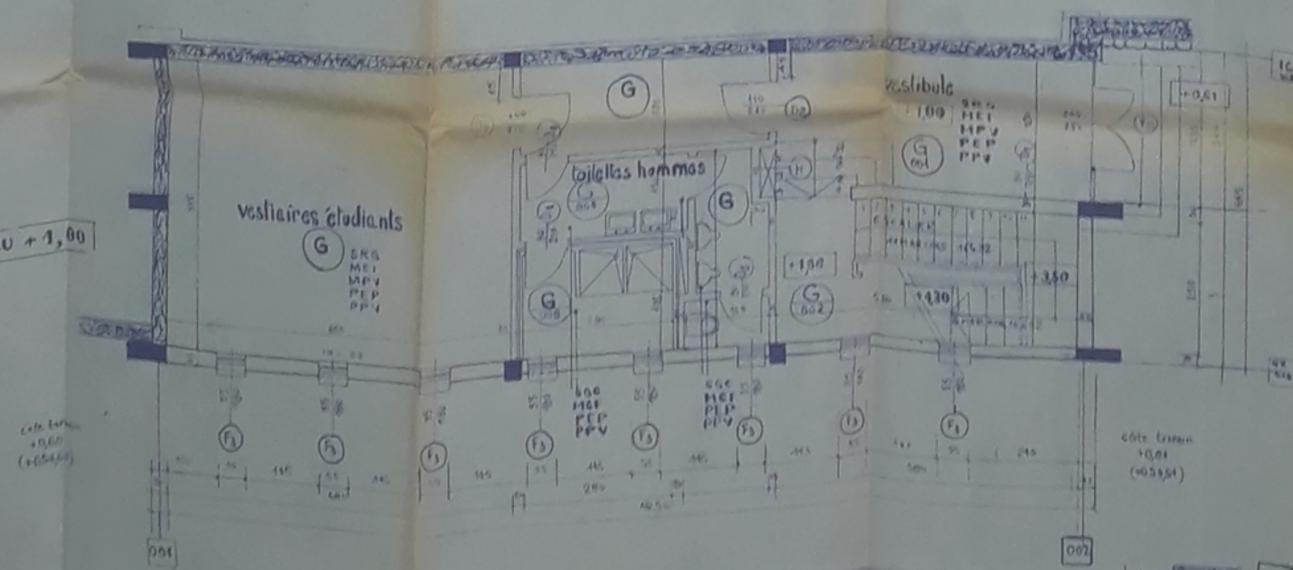
GYMNASSE D'UNE ECOLE
PLAN NIVEAU +7.60

ECHELLE: 1/50
DATE: JUIN 76
PROPOSE PAR G. MOMANI
ETUDE PAR LEGANA

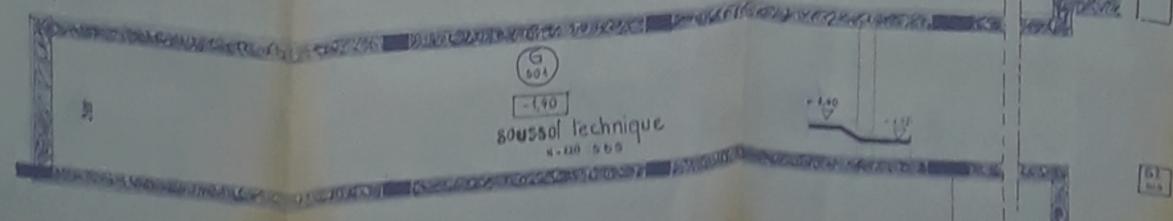
PLAN TERRASSE



PLAN NIVEAU +1,00



PLAN NIVEAU -1,40



UNIVERSITE D'ALGER
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

GYMNASE D'UNE ECOLE

PLAN TERRASSE

ECHELLE: 1/50
 DATE: JUIN 76
 PROPOSE PAR: G. MOMANU
 ETUDE PAR: B. GANA

ESCALIER INCENDIE

salle de sports

+4,30 FINITIONS SOL TAPSULT
MEI
MPV
PPV

depôt

vestiaires étudiants

toilettes femmes

wc

+4,30

+4,00

+4,20

+5,00

+0,60

+4,30

+7,60

+0,98

UNIVERSITE D'ALGER BP000

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

GYMNASE D'UNE ECOLE

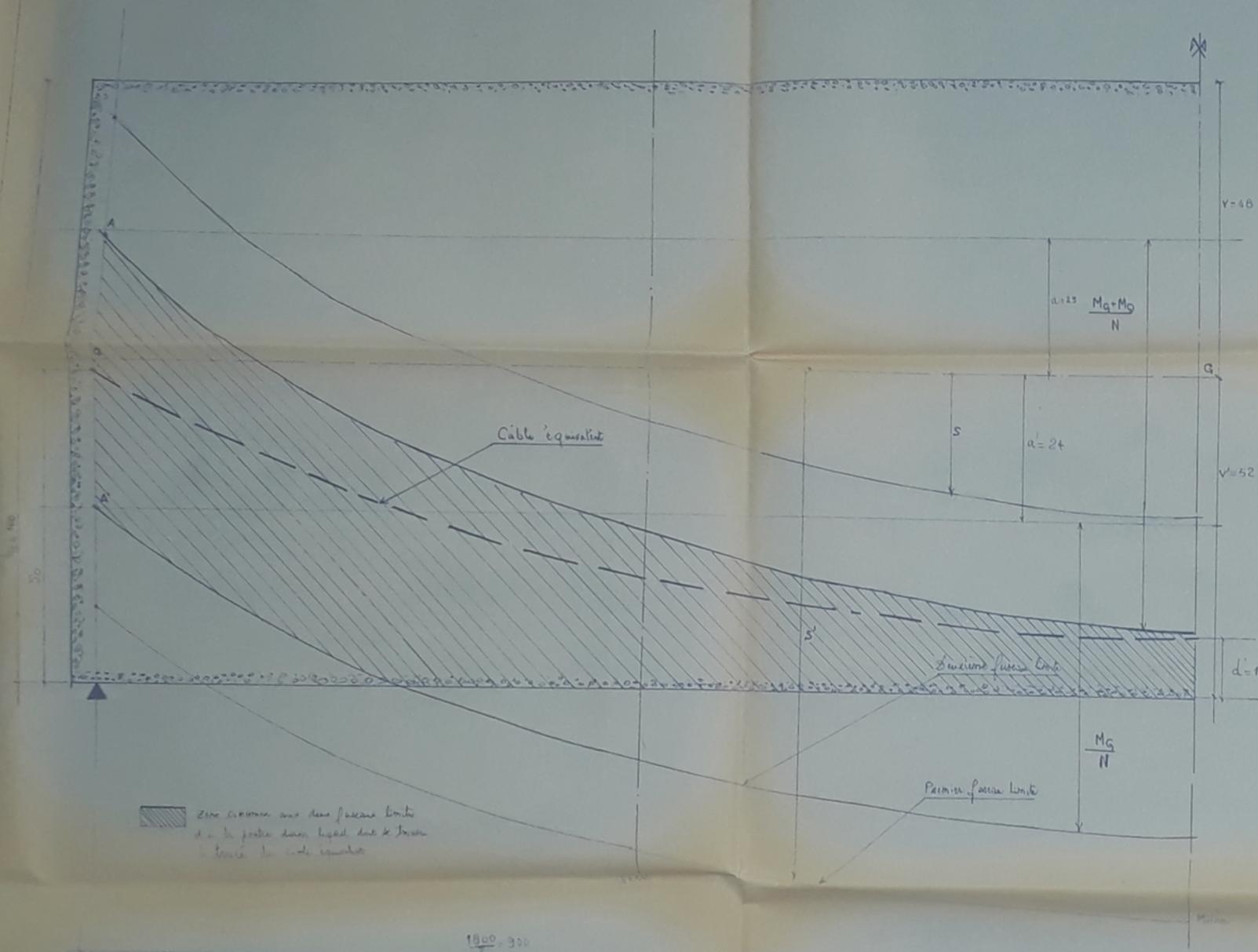
PLAN NIVEAU +4,30

ECHELLE 1/50

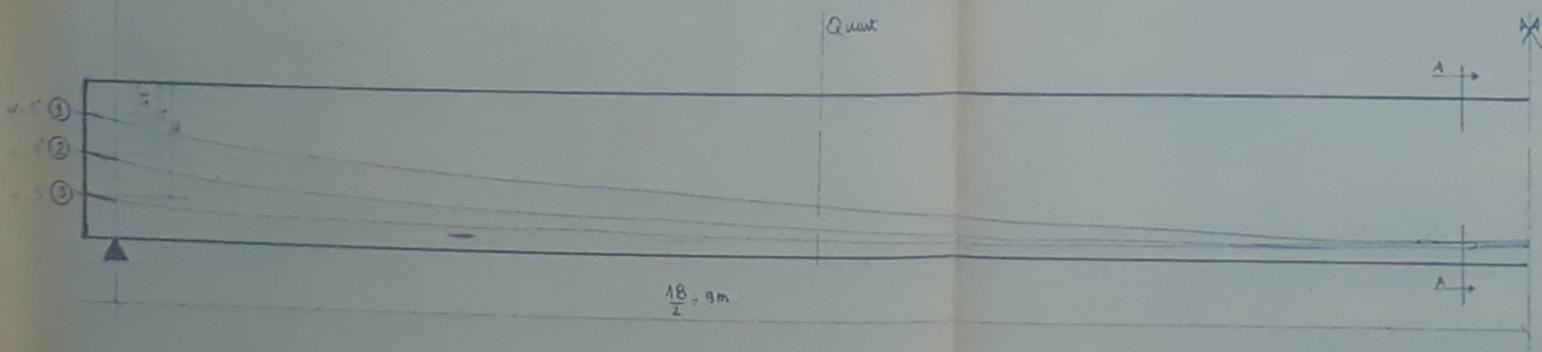
PROPOSE PAR G. MOMANI

DATE JUN 76

ETUDE MA. 9. 1976



FUSEAUX LIMITES ET CABLE EQUIVALENT ECH: 1/20



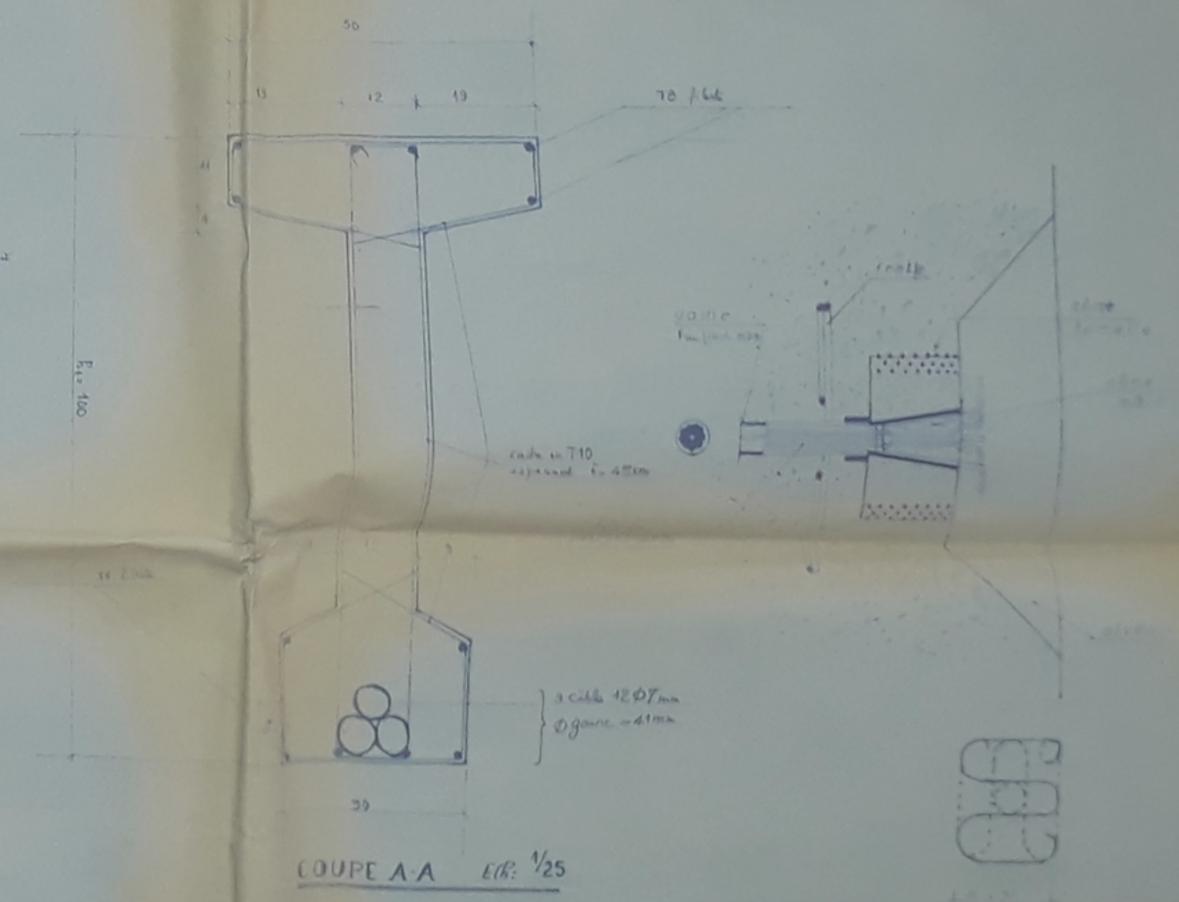
RELEVAGE DES CABLES, Ech: 1/20

UNIVERSITE D'ALGER
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

000/06

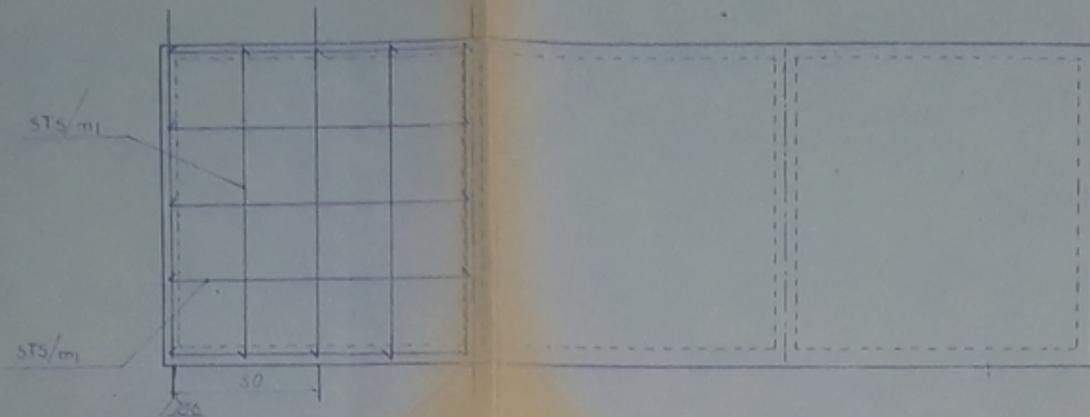
GYMNASSE D'UNE ECOLE
 POUTRE
 PRECOMPRISEE (18m)

ECHELLE	PROPOSE PAR G. MOMMANU
COUPE 1:20 1:25	ETUDE PAR B. GANA
FUSEAUX LIMITES 1:20	DATE JUN 1971

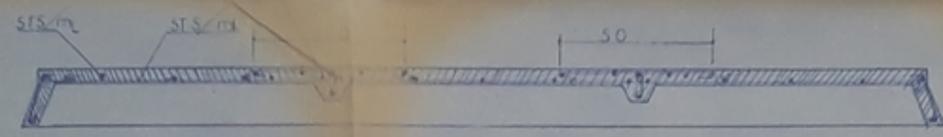
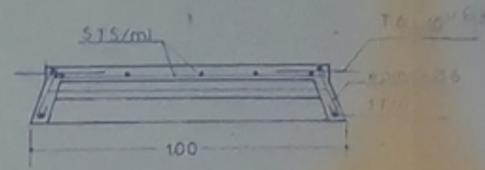


— — — — — NOTA — — — — —
 BETON DOSE A 350 kg/m³ CPA 325
 $\sigma_s = 270$ bars
 ACIER TOR $\sigma_s = 4120$ bars $\phi \leq 20$
 ACIER HR (CABLES)

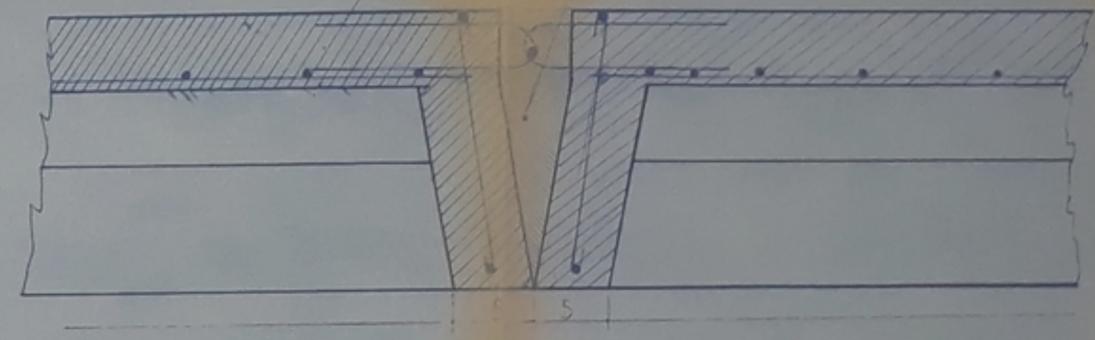
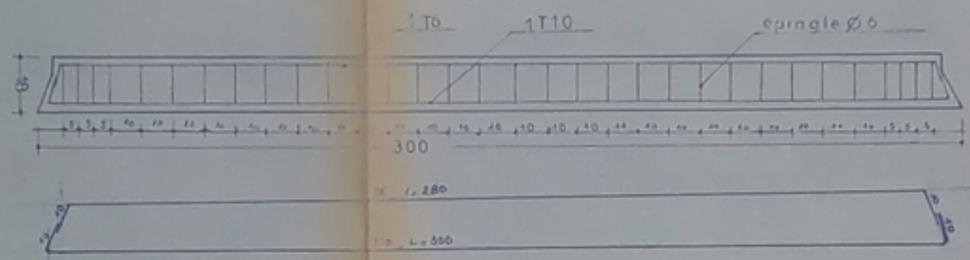
000



FERRAILLAGE IBC AUTO-PORTANT

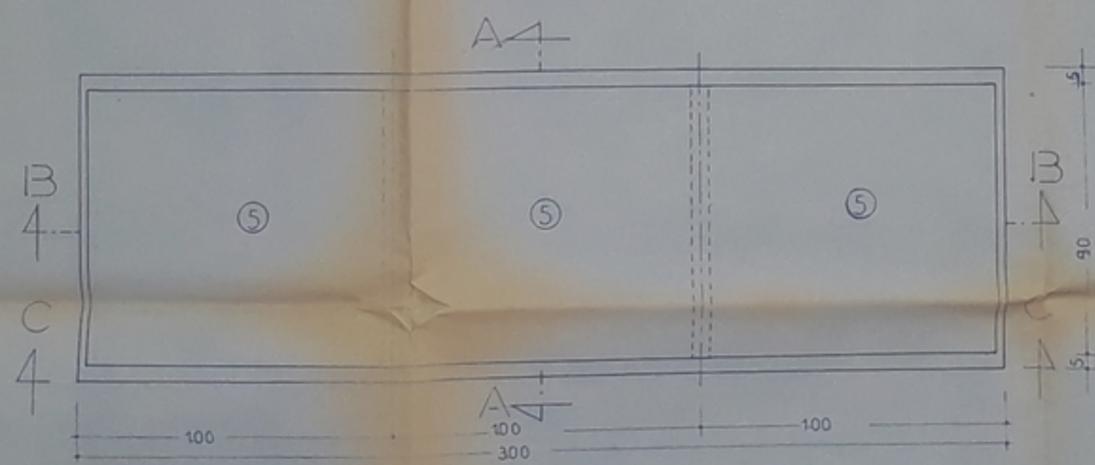


COUPE 1313

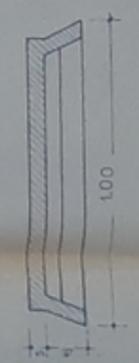


DETAIL D'ASSEMBLAGE

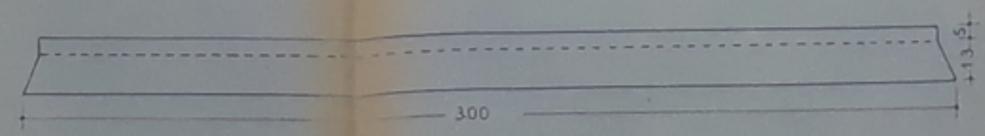
COUPE A-A



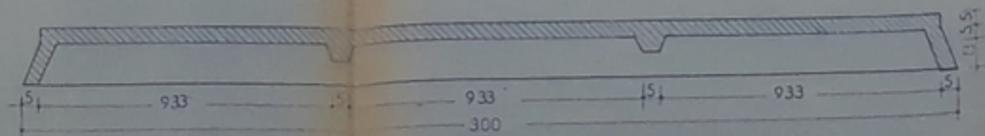
PLAN DE COFFRAGE



COUPE A-A



VUE C-C

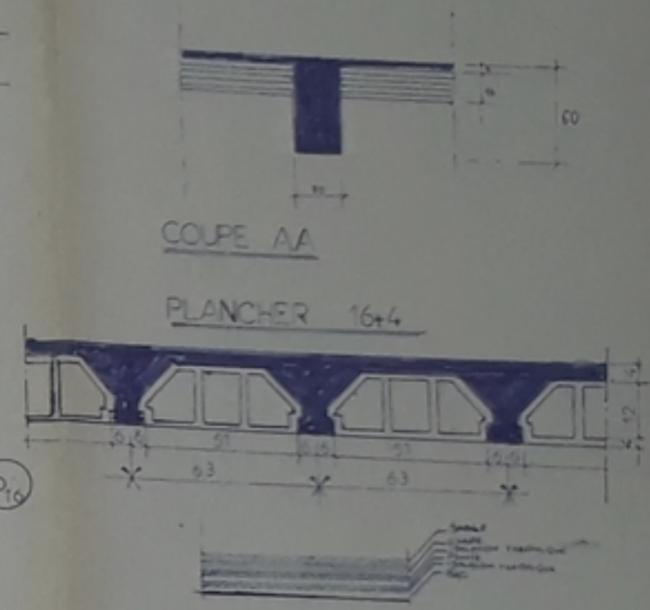
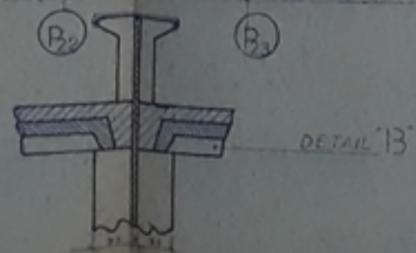
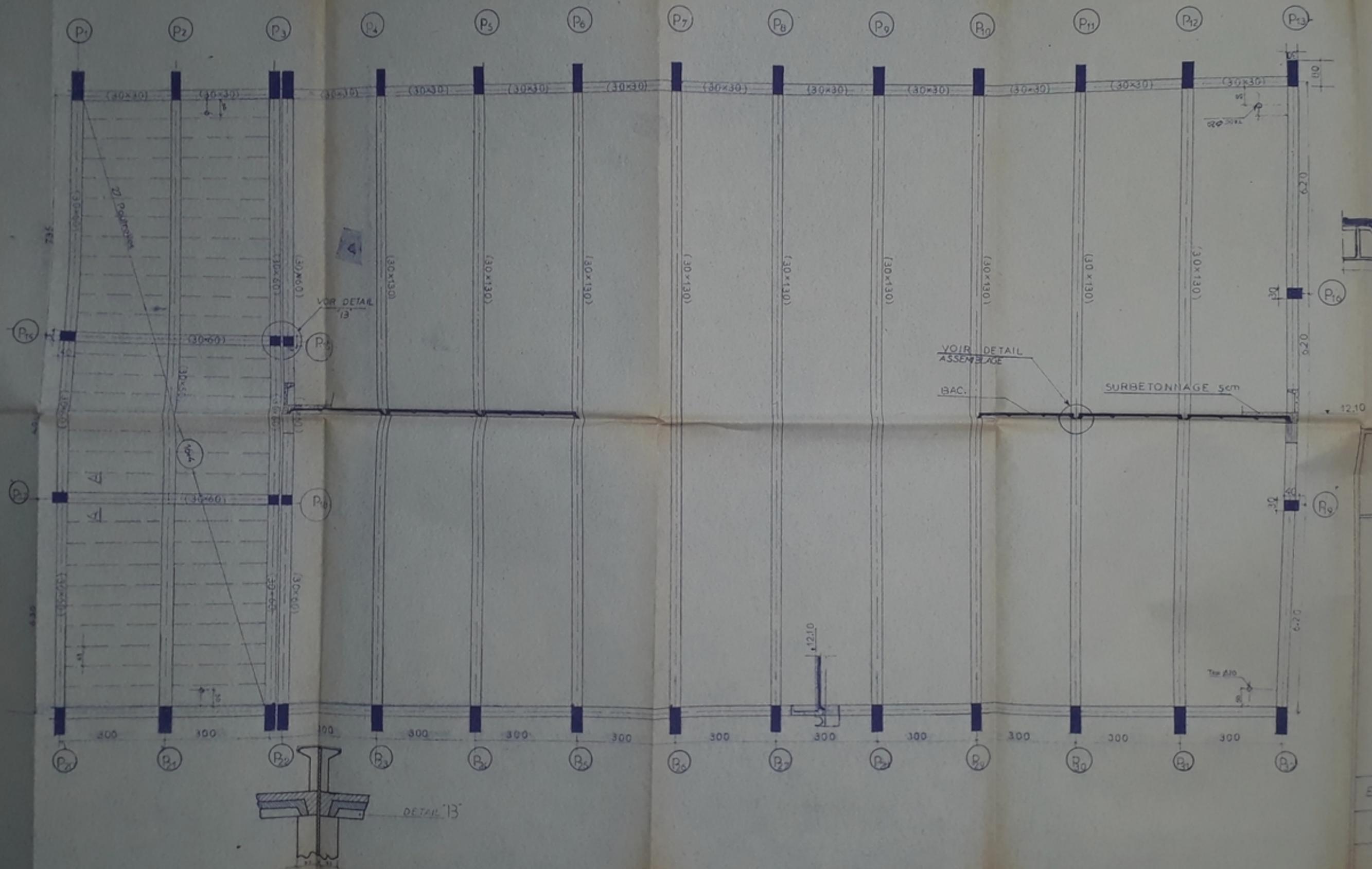


COUPE 13-13

UNIVERSITE D'ALGER
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

GYMNASE D'UNE ECOLE
 COFFRAGE - FERRAILLAGE
 IBC AUTO-PORTANT

ECHELLE	PROPOSE PAR G. MOMANI
1/50	IB, GANA
	DATE JUN 1976



UNIVERSITE D'ALGER BP006/70
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

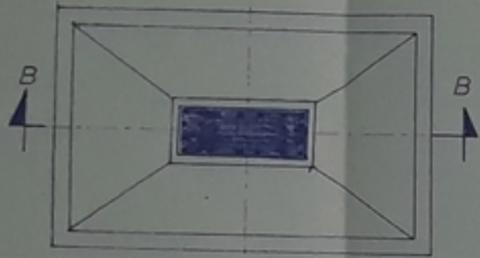
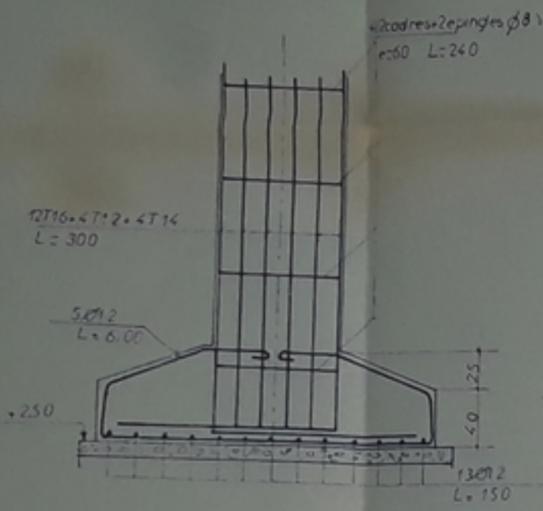
GYMNASE D'UNE ECOLE

COFFRAGE

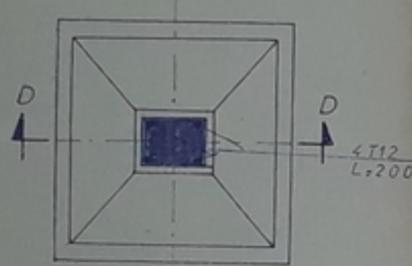
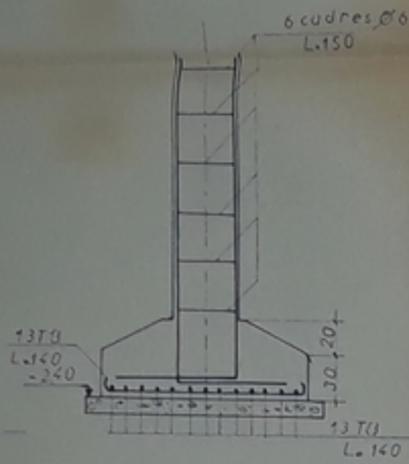
SALLE - ANNEXES

ECHELLE	PROPPOSE PAR G. MOMANU
COFFRAGE 1/50	ETUDIE PAR B. GANI
DETAILS 1/50	DATE JUIN 1976

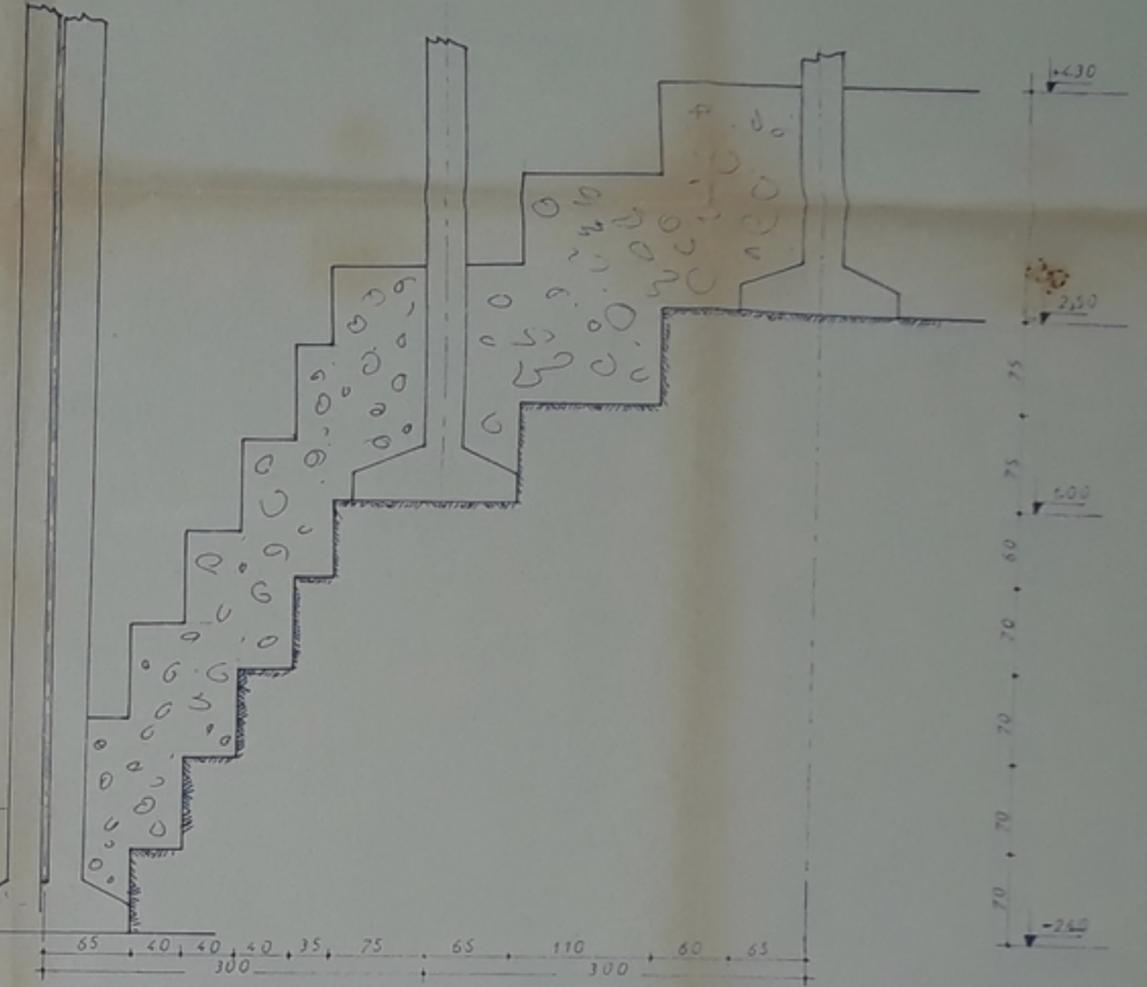
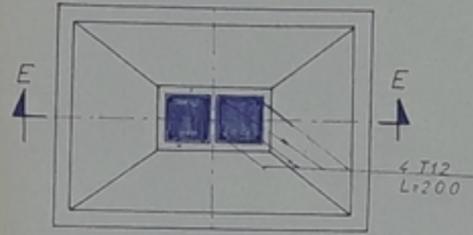
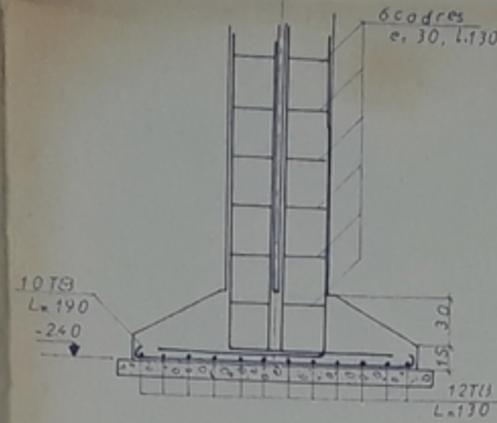
SEMELLE S₂
130 x 220, H = 65



SEMELLE S₇
130 x 130, H = 50

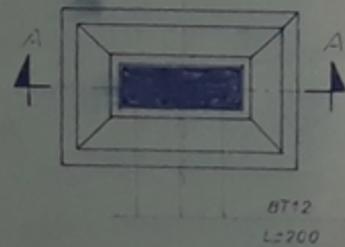
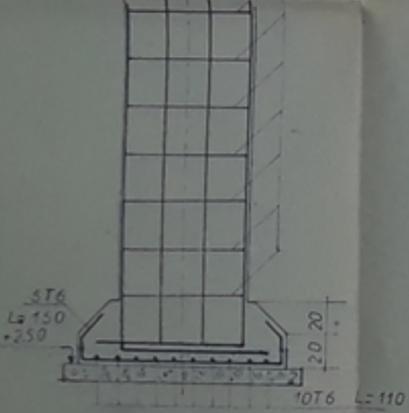


SEMELLE S₈
120 x 110, H = 45

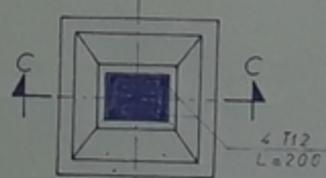
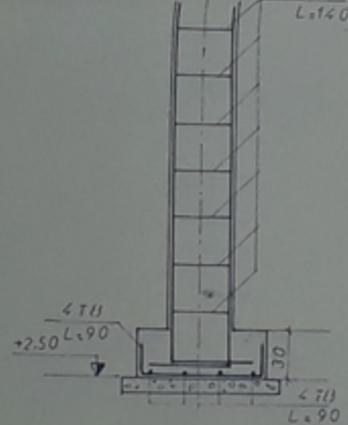


COUPE I-I

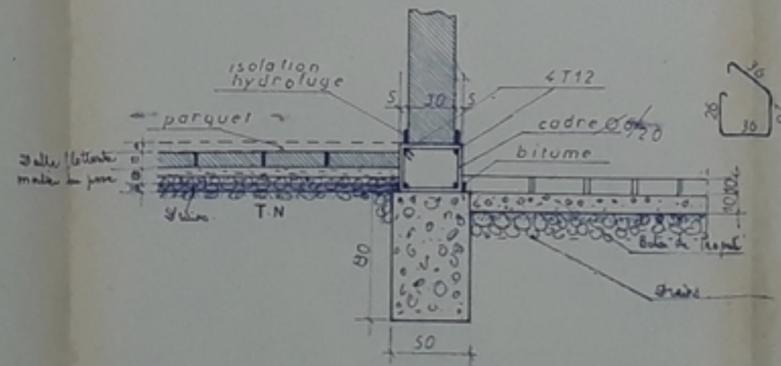
SEMELLE S₁
130 x 130, H = 40



SEMELLE S₃
80 x 80, H = 30



COUPES 1-1 et 2-2



UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

GYMNASE D'UNE ECOLE

DETAILS . FONDATIONS

ECHELLE 1:20, 1:25

DATE, JUIN 76

PROPOSE PAR
G. MOMANU

ETUDIE PAR
B. GAM

