

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

8/87

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

20
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE - CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

2 or sans
Planche

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

STATION
DE
SEMENCES

Proposé Par :

CTC

Etudié par :

A. BAGHDADI

A. TINICHA

Dirigé par :

A. LARIBI

PROMOTION : JANV. 1987

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

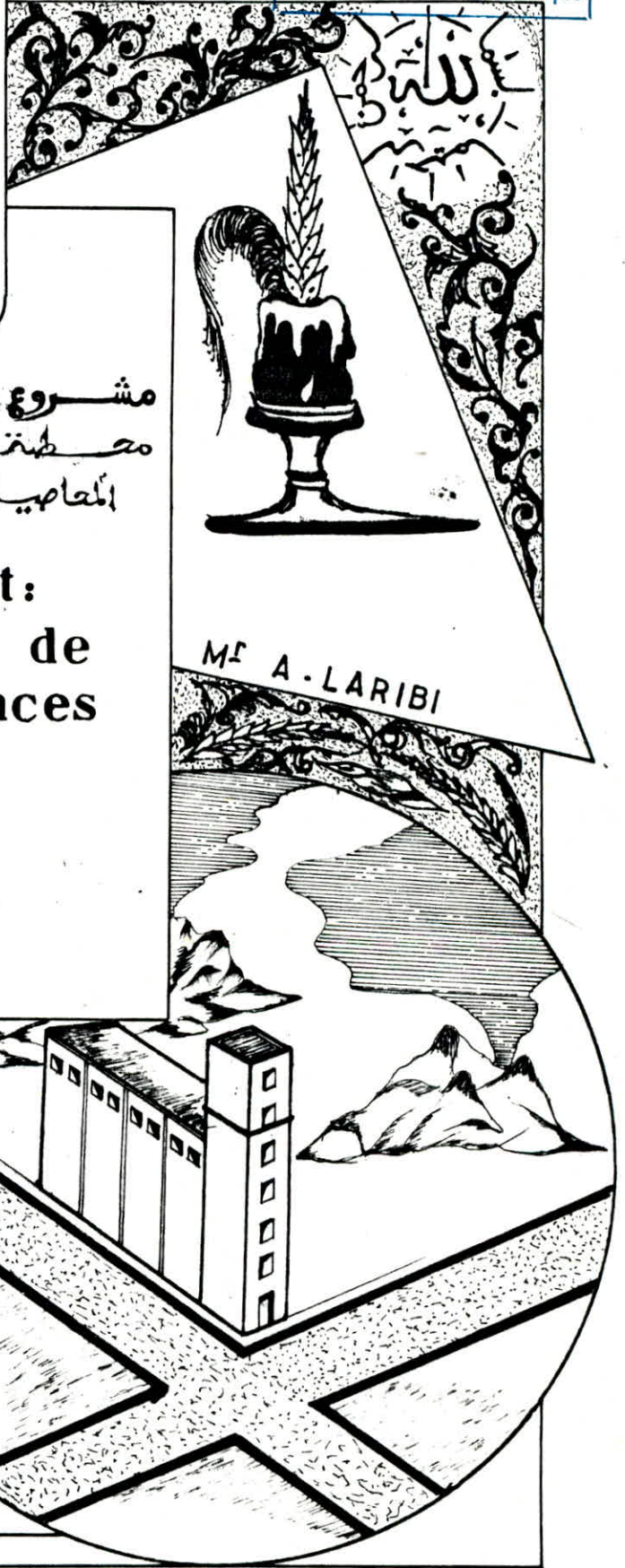
فَلْيُحْسِنُوا صَلَاتِهِمْ
وَلْيَرْكَبُوا حِمْلَهُمْ
وَلْيَأْتُوا بِخَيْرٍ
وَلْيُحْسِنُوا كَلِمَاتِهِمْ
وَلْيُحْسِنُوا كَلِمَاتِهِمْ
وَلْيُحْسِنُوا كَلِمَاتِهِمْ

صَدَقَ اللَّهُ الرَّحْمَنُ الرَّحِيمُ

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIC ALGERIENNE DEMOCRATIQUE & POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

المدرسة الوطنية للهندسة
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



مشروع :
محطة تخزين
المحاصيل الزراعية

projet:
Station de
Semences

M^r A. LARIBI

design:

BAGHDADI
ABDENACER
TINICHA
AMAR

ETUDIANTS

PROMOTION:
Jan 87

ANNEE:
1986/1987

ECHELLE: 1/

PLANCHE: n°

DATE: /01/87

EMENT GENIE-CIVIL

EUR: A. LARIBI

3 INGENIEURS: A. BAGHDADI

A. TINICHA

مصلحة: الخدمة المدنية

ع. لعربي

ع. بخراي

ع. تنيش

مصلحة
الموجة
تلميذ مهندس

محطة تخزين للحاصلات الزراعية

يتضمن هذا المشروع دراسة عناصر المقاومة لأجزاء محطة تخزين

الحاصلات الزراعية مع العلم أنه سيتم إنجازها بولاية برج بوعريش الواقعة

في منطقة متوسطة الزلزال

وتم حساب عناصر هذا المشروع وفق الأنظمة الجزائرية الخاصة بالزلزال (RPA 81)

الموضوع:
الملخص:

STATION DE SEMENCES

Le projet consiste à calculer les elements resistants de la station de semence
qui est constituée des cellules de stockage de capacité 3500t, et d'une tour
de travail.

Ce projet sera implanté à Bordj Bouarridj, zone de moyenne sismicité.

Le calcul a été fait suivant les règles parasismiques Algériennes (RPA 81)

The semence station

This project consists in designing elements of the "seed" station which is constituted
of storage cells of 3500t and lathe of work.

This project will be set up at at Bordj Bouarridj, which is located in an area
of average seismicity.

The analysis has been made according to the Algerian seismic code (RPA 81)

R E M E R C I E M E N T S

Nous tenons à presenter nos remerciements à :

- Notre promoteur M.A. LARIBI
- Tous les enseignants de l'E.N.P.A.
- Tout le personnel du C.T.C.

Mr. SENDJANI, Mr OUAZIT, Mr IRKI, Mr AMEUR, Mr KHORCH
Mr FARSI, Mr YAVARI et Mr TOMBINSKI

- Tout le personnel de l'interag
- Nos chers frères Said ZIANE, CHAHBOUB, OUADAH, TIFAH
ATIF, DJAFAR, YOUCEF et EL HADJ.
- Tous ceux qui ont contribué à notre formation de
près ou de loin.

D E D I C A C E

Je dédie ce travail à :

- Mes chers parents pour tous les sacrifices consentis à mon égard.
- Mes frères et soeurs.
- Toute ma famille
- Tous ceux qui me sont chers.

A .BAGHDADI

Je dedie ce modeste travail à :

- la mémoire de ma mère
- mon père
- mes frères et soeurs
- mes amis

A. TINICHA



PREFACE

L'irrégularité du rendement des récoltes, et la répartition inégale de la production des céréales dans le monde, ont continuellement provoqué un déséquilibre dans leur consommation, pour cela on est amené à constituer des stocks qui permettent d'assurer une consommation uniforme des denrées.

Ce stockage tend actuellement à se généraliser et s'effectue dans des silos, et cela pour le blé, l'orge, le malt, etc...

L'étude de l'ouvrage consiste à calculer les éléments résistants qui assure sa stabilité. La sécurité antisismique de l'ouvrage est assurée grâce à une analyse sérieuse du comportement dynamique de la construction, et le choix d'un modèle mathématique qui reflète son comportement réel lors d'une excitation. A fin de déterminer la charge sismique de calcul la plus défavorable. Les effets dynamiques introduits par les phénomènes se produisant lors de l'écoulement des grains ensilés à la vidange, sont étudiés avec un grand intérêt.

Le lecteur trouvera dans ce projet, un calcul détaillé des éléments ainsi que des explications sur leur réalisation pratique.



SOMMAIRE



Chapitre 1:

1. Présentation de l'ouvrage	1
2. Caractéristiques mécaniques des matériaux	3
3. Descente de charges des cellules	7
4. Descente de charges de la tour	9

Chapitre 2: Caractéristiques géométriques de la tour

1. Inertie équivalente de la tour	
2. Coordonnées du centre de torsion des cellules	18
3. Coordonnées du centre de masse des cellules	19
4. Coordonnées du centre de torsion de la tour	21
5. Coordonnées du centre de masse de la tour	24

Chapitre 3: Etude au vent 26

Chapitre 4: Etude pseudodynamique 36

Chapitre 5: Etude sismique 49

Chapitre 6: Etude de la matière ensilée 61

Chapitre 7: Calcul des cellules 70

Chapitre 8: Etude des voiles

1. Charges horizontales	75
2. Charges verticales	81
3. Superposition des sollicitations	

Chapitre 9: Etude du contreventement

1. Contreventement de cellules	88
2. Contreventement de la tour	93

Chapitre 10: Calcul du ferrailage de la tour

1. ferrailage des voiles de la tour (Trumaux)	94
2. ferrailage des linteaux	103
3. ferrailage du voile périphérique	

Chapitre 11: Calcul des éléments

1. Planchers	110
2. Poutres	130
3. poteaux	139
4. Escaliers	144

Chapitre 12: Calcul des fondations

1- Introduction	151
2- Calcul du radier cellules	152
3- Calcul de la fosse	
4- Calcul du radier tour	
5- Tassement	

CHAPITRE _1

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

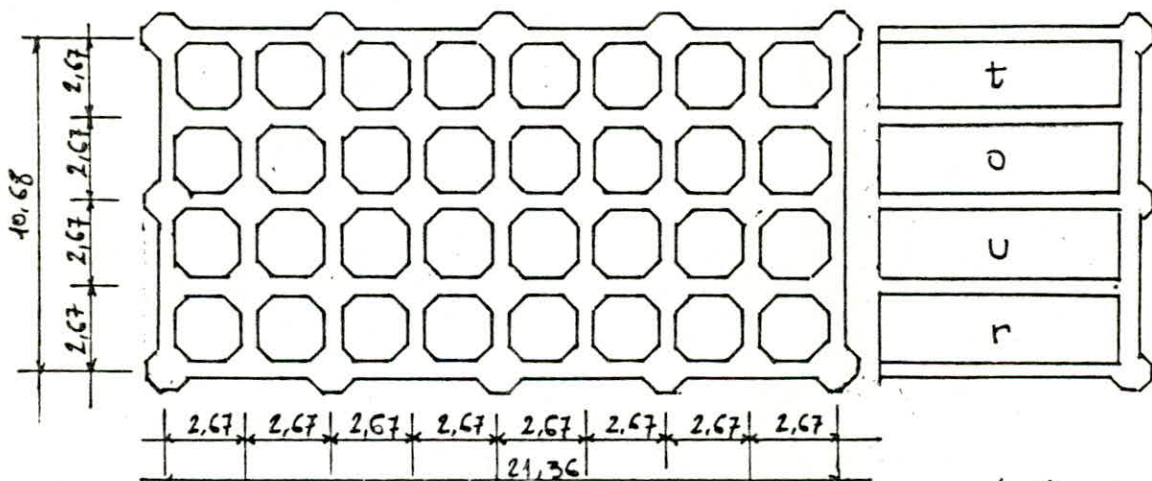
1 - PRESENTATION DE L'OUVRAGE

CELLULES

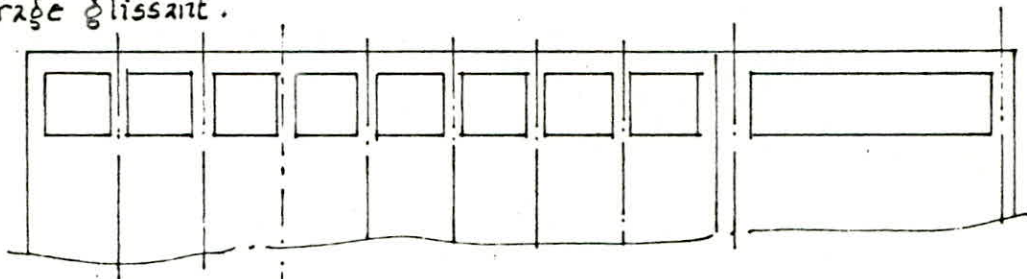
Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude et le calcul des éléments résistants des cellules de stockage d'une station qui sera implantée à BORDJ BOUARERIDJ, zone de moyenne sismicité (zone II).

Caractéristiques de l'ouvrage.

La station de semences est composée d'une tour de travail et de 4 batteries (groupes de cellules), chaque batterie est formée de 8 cellules carrées.

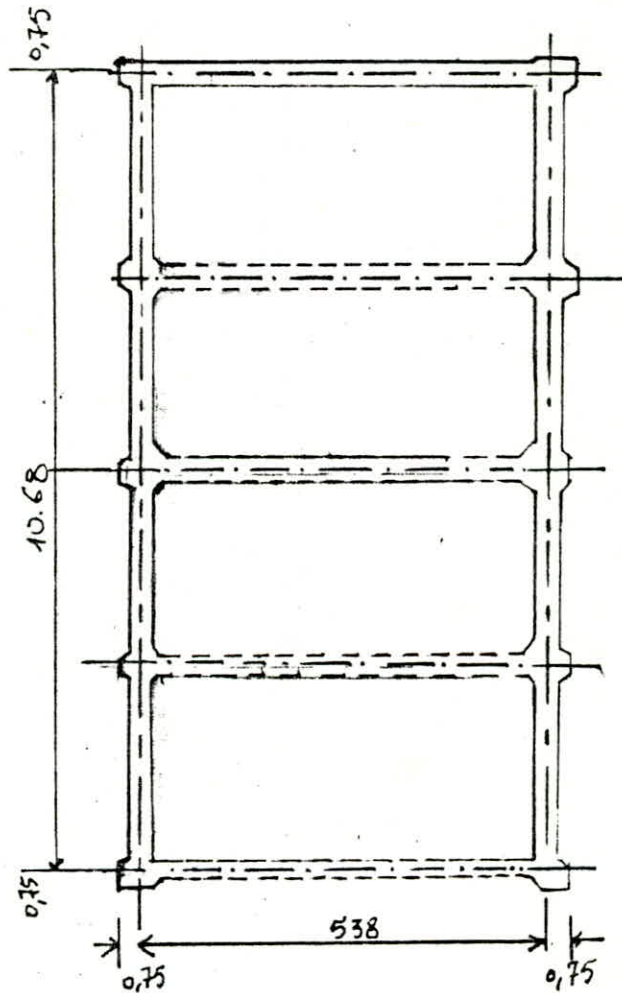


Les parois des cellules sont des voiles carrés en béton armé d'épaisseur $e = 15$ cm et de hauteur globale de 26,29 m, exécutés par un coffrage glissant.



TOUR DE TRAVAIL

La tour de travail à la forme rectangulaire de côté 10,68 m. Par 5,38 m de hauteur totale égale 31,54 m composé de 7 étages plus un rez de chaussé et une fosse, la hauteur des étages n'est pas constante. La tour est en voile, elle possède des ouvertures sur chaque face



VUE EN PLAN
DE BETON

Ech 1.21/100

2_ CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX

2.1 Béton

Le béton armé utilisé sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages armés et à tous les règlements appliqués en Algérie.

La composition d'un mètre cube (1m^3) de béton contient:

- 350 kg de ciment C.P.A 325
- 800 litres de gravillon $D_g \leq 25\text{mm}$
- 400 litres de sable $D_s \leq 5\text{mm}$
- 150 litres d'eau

2_2 Contraintes admissibles

Pour un béton dosé à 350 kg de ciment C.P.A 325 la résistance maximale à 28 jours est:

- Pour la compression $\sigma'_n = \sigma'_{28} = 270\text{ kg/cm}^2$
- Pour la traction $\sigma_n = \sigma_{28} = 23,2\text{ kg/cm}^2$.

2_3 Contrainte de compression admissible $\bar{\sigma}'_b$:

$$\bar{\sigma}'_b = f'_b \cdot \sigma'_{28} \quad ; \quad \text{avec: } f'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon$$

α : coefficient qui dépend de la classe du ciment; $\alpha=1$ pour:

C.P.A 325

β : coefficient qui dépend de l'efficacité de contrôle; $\beta = \frac{5}{6}$ pour un contrôle atténué.

γ : dépend des épaisseurs relatives (h_m) des éléments de construction et des dimensions des granulats (C_g)

$$\text{si: } h_m \geq 4 C_g \rightarrow \gamma = 1$$

$$\text{si: } h_m \leq 4 C_g \rightarrow \gamma = \frac{h_m}{4 C_g}$$

δ : dépend de la nature de sollicitation;

- compression simple 0,3
 - flexion simple et flexion composée avec effort normal de traction : 0,6
 - flexion composée avec effort normal de compression
- section triangulaire :

$$\delta = \begin{cases} 0,3(1 + \frac{2e_0}{h_t}) & ; \text{ si } 0 < e_0 < 0,5h_t \\ 0,6 & ; \text{ si } e_0 \geq 0,5h_t \end{cases}$$

e_0 : concentricité des forces extérieures par rapport au c.d.g du béton seul.

ε : dépend du mode de la sollicitation et de la forme de la section ;

$$\varepsilon = \begin{cases} 1 & \text{pour la compression simple} \\ 0,5 \leq \varepsilon \leq 1 & \text{dans les autres cas.} \end{cases}$$

2_4 Contrainte de traction de référence : $\bar{\sigma}_b$

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

α, β, γ sont déjà définis ci-dessus.

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

Conclusion :

	sollicitation	
	1 ^{er} genre	2 ^{es} genre
contrainte f_b/cm^2		
compression simple	67,5	101,25
flexion simple	135	202,5
traction	5,8	8,7

Aciers :

L'acier doit être propre et dépourvu de toute trace de rouille non adhérente, de peinture et de graisse.

2.5 Aciers

Les aciers utilisés pour constituer les armatures de béton armé sont de trois types:

a/ aciers doux :

Ils sont de nuance FeE24 dont la limite d'élasticité maximale est fixée à $\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$.

Contraintes admissibles

$$\bar{\sigma}_2 = f_2 \cdot \sigma_{en}$$

1^{er} genre : $\bar{\sigma}_2 = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2$

2^{ème} genre : $\bar{\sigma}_2 = \frac{3}{2} \cdot \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

b/ aciers à haute adhérence :

Ils sont de nuance FeE40, dont la limite d'élasticité maximale est:

- pour $\phi \leq 20 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

- pour $\phi \geq 20 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$

Contraintes admissibles:

- 1^{er} genre: $\bar{\sigma}_2 = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2$

pour $\phi \leq 20 \text{ mm}$

- 2^{ème} genre: $\bar{\sigma}_2 = \frac{3}{2} \cdot \frac{2}{3} \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

pour $\phi \geq 20 \text{ mm}$

- 1^{er} genre: $\bar{\sigma}_2 = 2666,7 \text{ kg/cm}^2$

- 2^{ème} genre: $\bar{\sigma}_2 = 4000 \text{ kg/cm}^2$.

c/ Treillis soudés :

- pour $\phi \leq 6 \text{ mm}$; $\sigma_{en} = 5300 \text{ kg/cm}^2$

- pour $\phi > 6 \text{ mm}$; $\sigma_{en} = 4500 \text{ kg/cm}^2$.

Contraintes admissibles:

Pour $\phi \leq 6 \text{ mm}$

- 1^{er} genre: $\bar{\sigma}_2 = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 3533 \text{ kg/cm}^2$

- 2^{ème} genre: $\bar{\sigma}_2 = 5800 \text{ kg/cm}^2$

Pour $\phi > 6 \text{ mm}$

- 1^{er} genre: $\bar{\sigma}_2 = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 3000 \text{ kg/cm}^2$

- 2^{ème} genre: $\bar{\sigma}_2 = 4500 \text{ kg/cm}^2$.

3 - DESCENTE DE CHARGE CELLULES

Introduction

La descente de charge consiste à calculer toutes les charges et surcharges des éléments constituant notre aux fondations.

Plancher : Niveau + 26,29

Protection multicouche autoprotégé	0,1	t/m ²
forme de pente (2,4 x 0,17)	0,41	t/m ²
Dalle en BA (2,5 x 0,15)	0,375	t/m ²
Surcharge (Terrasse non accessible)	0,2	t/m ²
	1,085	t/m ²

Surface du plancher $S = 248,04 \text{ m}^2$

$q_1 = 270 \text{ t}$

poutres	26,8 t
poteaux	21,95 t
acrotères	1,7 t
	320,45 t

Plancher : Niveau + 23,78

Dalle	2,5 x 0,12	0,3 t/m ²
Chape	2,5 x 0,02	0,05 t/m ²
Surcharge	1,2 x 0,5	0,6 t/m ²
		0,85 t/m ²

$S = 228,12 \text{ m}^2$

$q_2 = 193,9 \text{ t}$

Perois	42 t
	236,9 t

Plancher : Niveau + 2,73 m

surface totale du plancher : 220 m^2

Poids des dalles	$220 \cdot 2,5 = 550 \text{ t}$
Poids du beton de pente	= 246,32 t
Voiles	= 1669 t

Corbeaux

34 t

2489 t

Plancher : Niveau 0.00 m

Voile
blé

158.35 t

3500 t

Poids total :

à vide : 3252 t

en charge : 6752 t

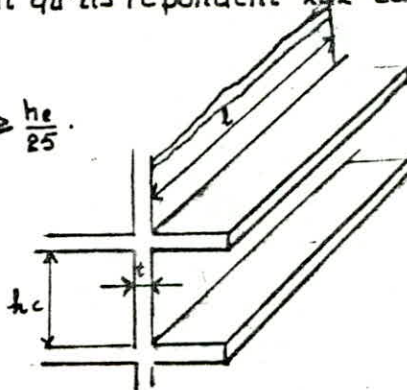
4 - DESCENTE DE CHARGE

TOUR

Predimensionnement

Voiles : le RPA art 4.3.11 exige pour les voiles considérées comme voiles de contreventement, il faut qu'ils répondent aux conditions suivantes :

$$l \geq \frac{h_e}{2} ; \quad l \geq 5t ; \quad t \geq \frac{h_e}{25}$$



min $h_e = 3,28 \text{ m} \rightarrow l \geq \frac{h_e}{2} = 1,64$ c'est vérifier qu'il a pour portée

$t \geq \frac{h_e}{25} = \frac{3,28}{25} = 13,12 \text{ cm}$ donc on prend l'épaisseur du voile égale à 15 cm, semblable à l'architecte

Charge du voile revenant au niveau 7 :

$$\text{Surface des voiles } (10,83 \cdot 5,53 - 10,53 \cdot 5,23) = 4,818 \text{ m}^2$$

hauteur de l'étage = 3,95 m

$$\rightarrow W_8 = 4,818 \cdot \frac{3,95}{2} \cdot 2,5 = 23,78 \text{ t}$$

$$\text{Poids du renfort poteau} : 0,30 \cdot 0,15 \cdot 1,975 \cdot 2,5 = 0,22 \text{ t}$$

surface d'ouverture revenant au niveau 8

$$2 \cdot 1,14 \cdot 0,24 + 0,44 \cdot 2,14 + 2 \cdot 0,24 \cdot 1,14 + 0,17 \cdot 1,00 = 2,206 \text{ m}^2$$

$$\text{Le poids restant} : 24 - 2,206 \cdot 0,15 \cdot 2,5 = 23,18 \text{ t}$$

charge revenant au niveau 6 :

$$\text{hauteur revenant à l'étage} = \frac{3,95}{2} + \frac{3,81}{2} = 3,88 \text{ m}$$

$$\rightarrow W_7 = 4,818 \cdot 3,88 \cdot 2,5 = 46,73 \text{ t}$$

surface d'ouverture :

$$4 \cdot 1 \cdot 1,14 + 1,68 \cdot 2,14 + 4 \cdot 0,51 \cdot 1,14 + 0,51 \cdot 2,14 = 10,66 \text{ m}^2$$

$$W = 4 \text{ t}$$

$$\rightarrow W_7 = 42,88 \text{ t} = 43 \text{ t}$$

Charge revenant au niveau 5 :

$$h = \frac{3,85}{2} + \frac{3,43}{2} = 3,62 \text{ m}$$

$$W_6 = 4,818 \cdot 3,62 \cdot 2,5 = 43,63 \text{ t}$$

$$\text{Surface d'ouverture : } (0,93 \cdot 4 + 4 \cdot 0,74) \cdot 1,14 + 2,14(1,61 + 0,7) = 12,55 \text{ m}^2$$

$$W = 4,7 \text{ t} \rightarrow W_6 = 59 \text{ t}$$

Niveau 4 :

$$s = \frac{3,43}{2} + \frac{3,89}{2} = 3,66 \text{ m}$$

$$W_5 = 3,66 \cdot 4,818 \cdot 2,5 = 44,08 \text{ t}$$

$$S_0 = 4(0,74 + 0,7) \cdot 1,14 + 2,14(1,42 + 0,47) =$$

$$W_0 = 4 \text{ t} \rightarrow W_5 = 40,28 \text{ t}$$

Niveau 3 :

$$s = \frac{3,89}{2} + \frac{3,43}{2} = 3,66 \text{ m}$$

$$W_4 = 3,51 \cdot 4,818 \cdot 2,5 = 44,$$

$$S_0 = 4(0,79 + 0,5) \cdot 1,14 + 2,14(1,65 + 0,7) = 11,73$$

$$W_0 = 4,4 \text{ t} \rightarrow W_4 = 40 \text{ t}$$

Niveau 2 :

$$h = \frac{3,43}{2} + \frac{5,59}{2} = 4,51$$

$$W_3 = 52,87 \text{ t}$$

$$S_0 = 4 \cdot 0,74 \cdot 1,14 + 2,14 \cdot 1,42 = 6,41 \text{ m}^2.$$

$$W_0 = 2,40 \text{ t} \rightarrow W_3 = 50,47 \text{ t}$$

Niveau 1 :

$$h = 2,795 + 2 = 4,795 \text{ m}$$

$$W_2 = 4,818 \cdot 4,645 \cdot 2,5 = 57,8 \text{ t}$$

$$S_0 = 4 \cdot 1,14 \cdot (1,24 + 0,215) + 2,14 \cdot (2,12 + 0,575) = 12,4 \text{ m}^2$$

$$W_0 = 4,65 \rightarrow W_2 = 52,35 \text{ t}$$

Niveau RDC :

$$h = 2 + 3,44 = 5,44$$

$$W_1 = 65,52 \text{ t}$$

$$S_0 = 4 \cdot 1,025 \cdot 1,14 + 1,30 \cdot 1,925$$

$$W_0 = 2,69 \text{ t} \rightarrow W_1 = 62,81 \text{ t}$$

Niveau -1

$$h = 2,25 \rightarrow W_{-1} = 83 \text{ t}$$

Descente de charge :

Calcul des poids des planchers :

$$\text{surface intérieure des planchers : } S = 10,53 \cdot 5,23 = 55,07 \text{ m}^2$$

1- Plancher terrasse :

- protection multicouche auto-protégé	0,1 t/m ²
- forme de pente	2,4 \cdot 0,17 = 0,41 t/m ²
- dalle en béton armé	2,5 \cdot 0,15 = 0,375 t/m ²
- surcharge	200 kg/m ² = 0,2 t/m ²
	1,085 t/m ²

Poutre supportant la dalle :

$$3 \cdot 5,23 \cdot 0,30 \cdot 2,5 = 3,53 \text{ t}$$

$$\text{Poids du plancher terrasse : } q = 38,89 + 3,53 = 42,42 \text{ t}$$

2- Plancher niveau 27,59 m

- dalle en béton armé	0,12 \cdot 2500 = 0,3 t/m ²
- dallage en béton 3n	0,03 \cdot 2,3 = 0,069 t/m ²
- surcharge d'exploitation	= 0,300 t/m ²
	0,669 t/m ²

$$q = 26,23 + 3,53 = 29,76 \text{ t}$$

3- Plancher niveau 23,78 m :

$$q = 31,67 + 3,53 = 35,20 \text{ t}$$

4- Plancher niveau 20,35 m :

$$q = 30,39 + 3,53 = 33,92 \text{ t}$$

5- Niveau 16,46 m :

$$q = 31,49 + 3,53 = 35,02 \text{ t}$$

6- Niveau 13,03 m

CHAPITRE _2

**CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES
DE LA TOUR**

$$q = 31,44 + 3,53 = 34,97 \text{ t}$$

7 - Niveau : 7,44 m :

$$q = 31,29 + 3,53 = 34,82 \text{ t}$$

8 - Niveau : 3,44 m :

$$q = 32,09 + 3,53 = 35,62 \text{ t}$$

9 - Niveau : ±0,00

$$q = 25,70 + 3,53 = 29,23 \text{ t}$$

10 - Niveau : -4,5 :

$$\text{- dalle 70 cm} \dots\dots 0,7 \cdot 2,5 = 1,75 \text{ t/m}^2$$

$$\text{- dallage 5 cm} \dots\dots 0,05 \cdot 2,3 = 0,115 \text{ t/m}^2$$

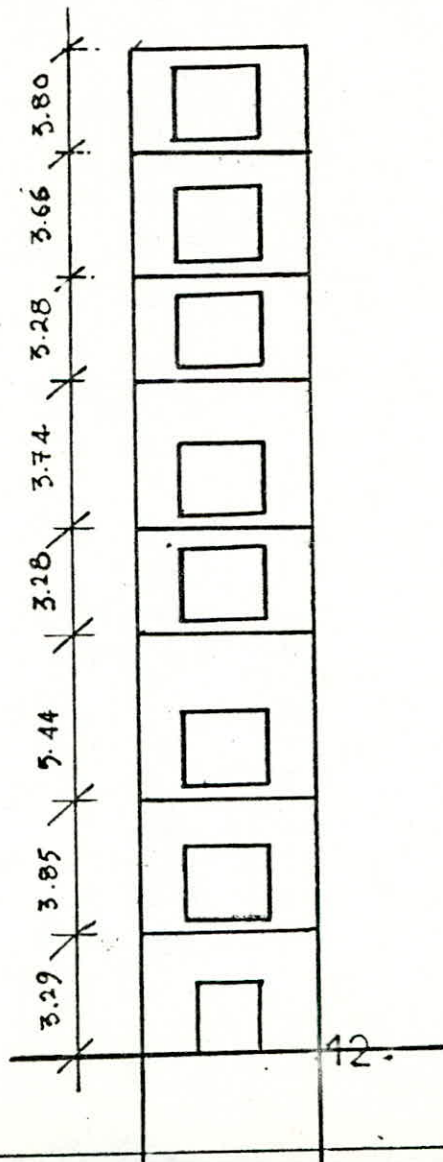
$$\text{- surcharge} = 0,3 \text{ t/m}^2$$

$$2,165 \text{ t/m}^2$$

$$q = 92,47 \text{ kg}$$

d'où : $W_t = 503,8 \text{ t} \approx 504 \text{ t} + 0,15 \cdot 0,30 \cdot 29,64 = 506 \text{ t}$

donc le poids total de la tour est égale à $506 \text{ t} + 134,25 \text{ t} = 640,25 \text{ t}$



Inertie équivalente:

L'introduction de la notion d'inertie équivalente permet par un artifice de calcul d'assimiler les refends avec ouvertures aux refends linéaires pleins.

Par définition nous appellerons « Inertie équivalente : I_e » du refend considéré, l'inertie d'un refend linéaire fictif plein qui soumis au même effort horizontal uniformément réparti sur la hauteur du bâtiment, présentera à son sommet une flèche 'f' égale à celle du refend avec ouvertures.

Hypothèses :

- les efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme répartis le long de la fibre moyenne de chaque élément de refend de part et d'autre de la file d'ouverture.
- Chaque élément de refend a une grande hauteur.
- Les éléments de refend subissent le même déplacement horizontal au niveau de chaque étage.
- Les linteaux ont une inertie transversale vis à vis de chacun des éléments de refend.

Méthode de calcul

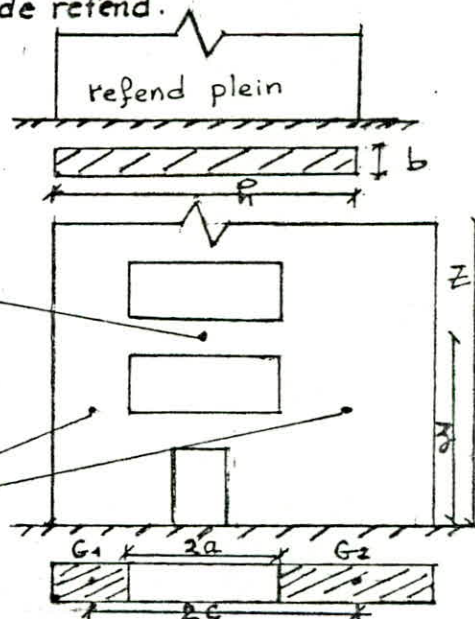
1- cas d'un refend plein :

$$I_e = I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

2- refend à une seule file d'ouverture :

- Caractéristiques géométriques :

Trumeau (1) et (2)



- Z : hauteur du bâtiment
- h_e : hauteur d'étage
- i : inertie du linteau
- I_i : inertie total du refend.
- a_i : demi-portée des ouvertures
- Ω_i : aires des sections des trumeaux
- 2c : distance entre les centres de gravité des trumeaux
- m_i : moment statique de chacune des trumeaux par rapport au centre de gravité de l'ensemble
- E : module de Young longitudinal du matériau constituant les trumeaux.
- E' : module de Young longitudinal du matériau constituant les linteaux.
- d_i : distance du centre de gravité d'un trumeau par rapport au C.G. du refend.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}} \quad ; \quad I = I_1 + I_2 + 2mc \quad ; \quad \omega^2 = \frac{3iIC}{(I_1 + I_2) \cdot m \cdot a^3 h_e}$$

$$\alpha = \omega Z \quad \quad \psi_0 = f(\alpha, \xi) \quad \quad b_{20} (M. DIV)$$

$$\xi = \frac{2}{Z}$$

$$I_e = \frac{I}{\frac{60}{11} \cdot \frac{2mc}{I_1 + I_2} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

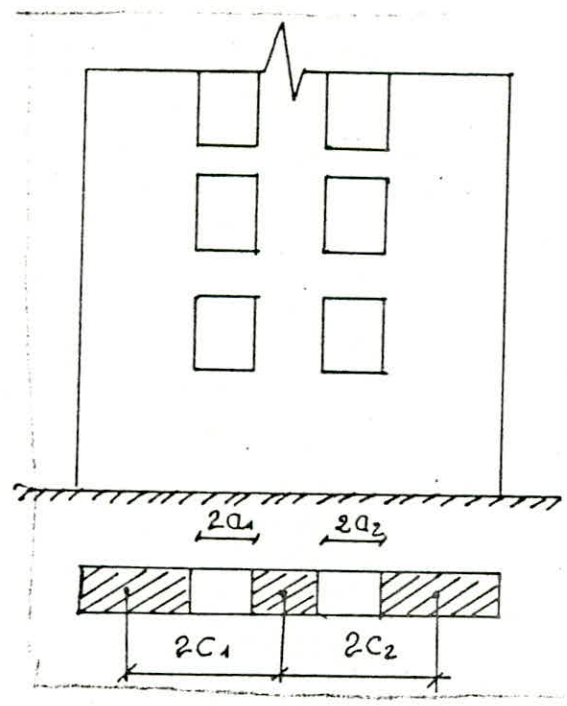
3. Refend à n files d'ouvertures :

$$I = \sum_{i=1}^n I_i + \sum_{i=1}^n \Omega_i d_i^2$$

$$\omega^2 = \frac{6}{\sum_{i=1}^n I_i} \left(\sum_{i=1}^n \frac{i_i \cdot C_i^2}{a_i^3} \right)$$

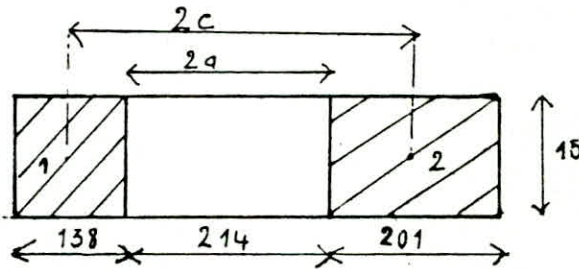
$$\alpha = \omega Z \rightarrow \psi_0 = f(\alpha, \xi)$$

$$I_e = \frac{I}{\frac{60}{11} \cdot \frac{I}{\sum_{i=1}^n I_i} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$



Exemple de calcul :

a/ voile a une seule file d'ouvertures : voile E



$$I_1 = \frac{bh_1^3}{12} = \frac{0,15 \cdot (1,38)^3}{12} = 0,033 \text{ m}^4$$

$$I_2 = \frac{bh_2^3}{12} = \frac{0,15 \cdot (2,01)^3}{12} = 0,102 \text{ m}^4$$

$$i = \frac{0,15 \cdot (2,14)^3}{12} = 0,123 \text{ m}^4$$

$$\Omega_1 = 0,15 \cdot 1,38 = 0,207 \text{ m}^2$$

$$\Omega_2 = 0,15 \cdot 2,01 = 0,302 \text{ m}^2$$

$$2c = \frac{1,38}{2} + \frac{2,01}{2} + 2,14 = 3,835 \text{ m}$$

$$m = \frac{3,8}{\frac{1}{0,207} + \frac{1}{0,302}} = 0,471 \text{ m}^3$$

$$I = 0,033 + 0,102 + 0,471 \cdot 3,835 = 1,941 \text{ m}^4$$

$$I = 1,941 \text{ m}^4$$

$$\omega^2 = \frac{17,632}{h_e}$$

$$\xi = 16,46 ; h_e = 3,43 \text{ m} ; \omega^2 = 5,140 ; \omega = 2,267 ; \alpha = 47,879$$

$$\xi = \frac{\xi}{\omega} = 0,52 \rightarrow \gamma_0 = 0,18$$

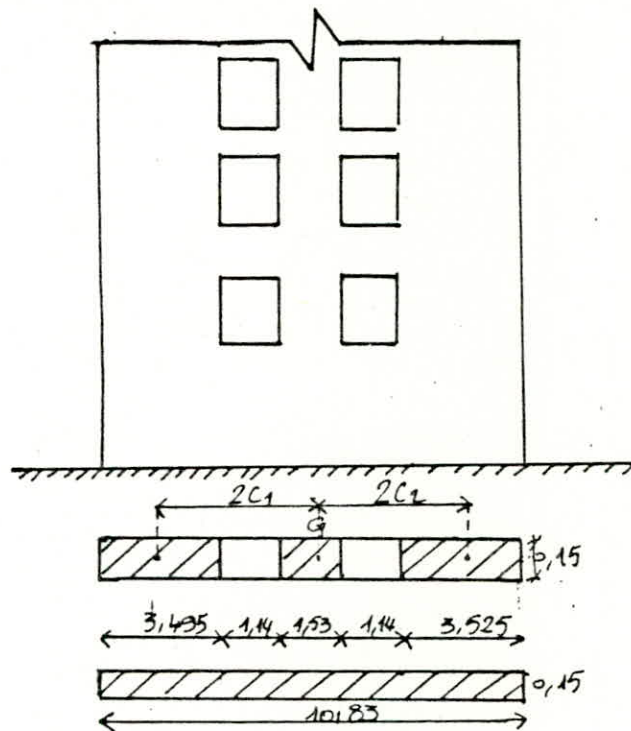
$$I_e = \frac{1,941}{\frac{60 \cdot 2 \cdot 0,471}{11} \cdot \frac{0,18}{0,033 + 0,102} (47,879)^2 + 1} = 1,936 \text{ m}^4$$

$$I_e = 1,936 \text{ m}^4$$

Tableau des inerties équivalentes pour les différentes étages :

ξ	3,44	7,44	13,03	16,46	20,35	23,78	27,59	31,54
h_e	3,44	4,00	5,59	3,43	3,89	3,43	3,81	3,95
ξ	0,11	0,24	0,41	0,52	0,65	0,75	0,88	1
ω^2	2,3045	4,408	3,154	5,140	4,532	5,140	4,628	4,464
ω	1,5181	2,099	1,776	2,267	2,129	2,267	2,151	2,113
α	47,879	66,217	56,012	71,508	67,147	71,508	67,848	66,655
γ_0	0,56	0,42	0,29	0,18	0,13	0,06	0,03	0
I_e	2,0279	1,9275	1,9280	1,9360	1,9369	1,9393	1,9401	1,941

b/ Voiles à deux files d'ouvertures: voile 111



$$I_1 = \frac{0,15 \cdot (3,495)^3}{12} = 0,534 \text{ m}^4 \quad ; \quad d_1 = 3,671 \text{ m} \quad ; \quad \Omega_1 = 0,524 \text{ m}^2$$

$$I_2 = \frac{0,15 \cdot (1,53)^3}{12} = 0,045 \text{ m}^4 \quad ; \quad d_2 = 0,019 \text{ m} \quad ; \quad \Omega_2 = 0,230 \text{ m}^2$$

$$I_3 = \frac{0,15 \cdot (3,525)^3}{12} = 0,548 \text{ m}^4 \quad ; \quad d_3 = 3,649 \text{ m} \quad ; \quad \Omega_3 = 0,529 \text{ m}^2$$

d : distance du centre de gravité de chaque pièce au centre de gravité de l'ensemble.

$$I = 0,534 + 0,045 + 0,548 + 0,524 + (3,671)^2 + 0,230 \cdot (0,019)^2 + 0,529 \cdot (3,649)^2 = 15,232 \text{ m}^4$$

$$2c_1 = \frac{3,495}{2} + 1,14 + \frac{1,53}{2} = 3,653 \text{ m}$$

$$2c_2 = \frac{3,525}{2} + 1,14 + \frac{1,53}{2} = 3,668 \text{ m}$$

$$i = i_1 = i_2 = \frac{0,15 \cdot (1,14)^3}{12} = 0,019 \text{ m}^3$$

$$\omega^2 = \frac{6 \cdot 0,019}{(0,534 + 0,045 + 0,548)} \left((1,827)^2 + (1,834)^2 \right) \cdot \frac{1}{h_e} = \frac{3,659}{h_e}$$

$$\eta = 7,44 \text{ m} \quad ; \quad \xi = 0,24 \quad ; \quad \omega^2 = 0,915 \quad ; \quad \omega = 0,956 \quad ; \quad \alpha = 30,166 \quad ; \quad \psi_0 = 0,42$$

$$I_e = \frac{I}{\frac{60}{11} \frac{I}{\sum_{i=1}^n I_i} \frac{\gamma_0}{\kappa^2} + 1} = 14,7308 \text{ m}^4.$$

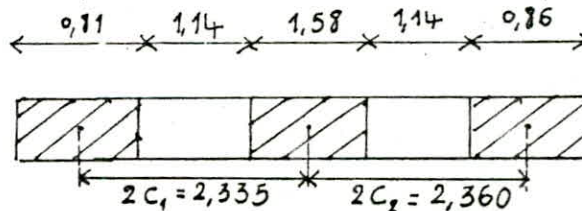
Refend plein :

$$I_e = I = \frac{0,15 \cdot (10,83)^3}{12} = 15,878 \text{ m}^4.$$

Tableau des inerties equivalentes pour les differents étages :

z	3,44	7,44	13,03	16,46	20,35	23,78	27,59	31,54
h _e	3,44	4,00	5,59	3,43	3,89	3,43	3,81	3,95
ξ	0,11	0,24	0,41	0,52	0,65	0,75	0,88	1,00
ω ²		0,915	0,655	1,067	0,941	1,067	0,960	0,926
ω		0,956	0,809	1,033	0,970	1,033	0,980	0,962
α		30,166	25,517	32,576	30,589	32,576	30,909	30,356
ξ ₀		0,42	0,29	0,18	0,13	0,06	0,03	0,00
I _e	15,8780	14,7308	14,7478	15,0439	15,0776	15,1688	15,1968	15,232

Voiles A



	3,44	7,44	13,03	16,46	20,35	23,78	27,59	31,54
	3,44	4,00	5,59	3,43	3,89	3,43	3,81	3,95
	0,11	0,24	0,41	0,52	0,65	0,75	0,88	1,00
		6,68	4,79	7,79	6,87	7,79	7,01	6,76
		2,58	2,18	2,79	2,62	2,79	2,64	2,65
		81,37	68,75	87,99	82,63	87,99	83,26	83,58
		0,32	0,18	0,12	0,07	0,035	0,014	0
	2,11	1,442	1,445	1,446	1,448	1,449	1,449	1,450

Voile 10

	0,11	0,236	0,413	0,522	0,645	0,754	0,875	1
	2,4						5,80	0,76
	75,65						12,61	24,02
	0,41						0,01	0
	7,30			14,59			7,87	11,76

Calcul du centre de torsion des cellules :

Le règlement «RPA» prévoit une excentricité $e = \max$ (excentricité théorique, 5% de la plus grande dimension du bâtiment) et cela pour les structures comportant des planchers aux diaphragmes horizontaux rigides, dans notre cas on fera le calcul à la torsion, en ne considérant que l'excentricité théorique, vu que notre construction ne vérifie pas les conditions citées ci-dessus.

Le centre de torsion est confondu avec le centre de gravité, vu que la construction est symétrique de point de vue rigidité.

Coordonnées du centre de torsion

$$x_T = \frac{\sum I_{x_i} \cdot x_i}{\sum I_{x_i}} \quad ; \quad y_T = \frac{\sum I_{y_i} \cdot y_i}{\sum I_{y_i}}$$

Coordonnées du centre de masse des cellules:

$$x_M = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \quad ; \quad y_M = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

nous considérons 4 cas de chargement .

a/ Cellules toutes pleines ou toutes vides:

Le centre de masse est confondu avec le centre de torsion, suivant les deux directions.

b/ 50% des cellules sont chargées : (3 cas de chargement)

- sens transversal : $y_M = 0$; $x_M = \pm 2,13 \text{ m}$
 $y_T = 0$; $x_T = 0$ $\rightarrow |e| = 2,13 \text{ m}$

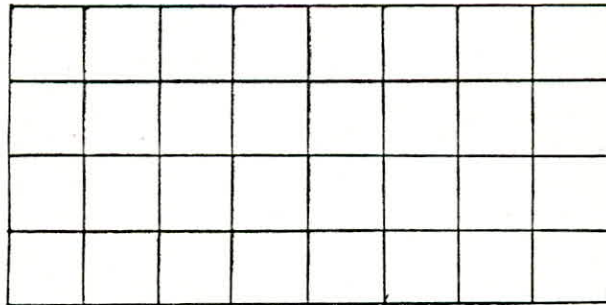
- sens longitudinal: le centre de masse est confondu avec le centre de torsion $\rightarrow e = 0$

c/ 50% des cellules sont chargées (4 cas de chargement)

- sens transversal : $e = 0$

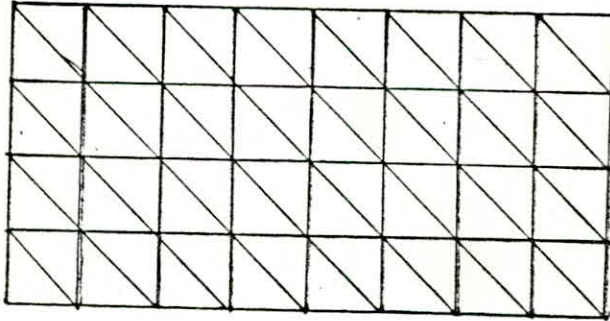
- sens longitudinal : $y_M = \pm 0,959$; $x_M = 0$
 $y_T = 0$; $x_T = 0$ } $\rightarrow |e| = 0,959$.

- 1° cas : cellules vides

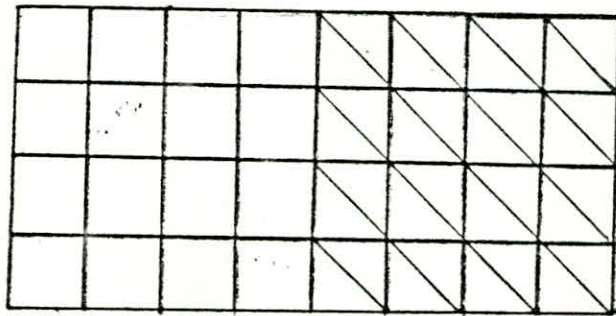


- 2° cas : cellules pleines

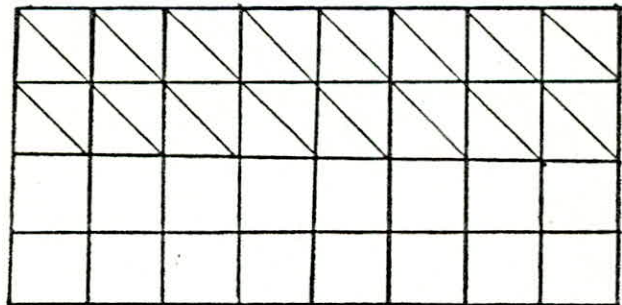
2^{ème} cas : cellules pleines.



3^e cas : 50% des cellules sont pleines



4^e cas : 50% des cellules sont pleines .



Coordonnées du centre de torsion de la tour :

1- Centre de torsion des éléments transversaux et longitudinaux :

a/ Éléments transversaux :

Pour déterminer l'abscisse du centre de torsion dans le repère déjà choisi, on utilise le même procédé qu'auparavant.

x_i : l'abscisse de l'élément dans le même repère.

I_{ei} : l'inertie équivalente de l'élément i .

L'abscisse du centre de torsion est donnée par la formule.

$$x_T = \frac{\sum I_{ei} \cdot x_i}{\sum I_{ei}}$$

	A		E					
	$I_{ei} (m^4)$	$x_i (m)$	$I_{ei} x_i (m^5)$	$I_{ei} (m^4)$	$x_i (m)$	$I_{ei} x_i$	x_T	
7	1.442	2.88	4.152	2.02	3.84	7.75	3.43	
6	1.445	2.88	4.161	1.92	3.84	7.37	3.42	
5	1.446	2.88	4.164	1.92	3.84	7.37	3.42	
4	1.448	2.88	4.170	1.93	3.84	7.41	3.42	
3	1.449	2.88	4.173	1.93	3.84	7.41	3.42	
2	1.449	2.88	4.173	1.93	3.84	7.41	3.42	
1	1.450	2.88	4.176	1.94	3.03	5.87	2.96	
RDC	1.41	4.19	5.90	1.94	2.96	5.36	3.36	

dont pour étage courant : $x_T = 3.42 \text{ m}$

pour 1^{er} étage $x_T = 3.90 \text{ m}$

pour RDC $x_T = 3.36 \text{ m}$

b/ Éléments longitudinaux :

	10		11				
	$I_{ei} (m^2)$	$Y_i (m)$	$I_{ei} Y_i$	$I_{ei} (m^2)$	$Y_i (m)$	I_{ei}	Y_T
7	11.76	7.35	86.43	15.87	5.34	84.74	6.19
6	5.87	5.39	31.64	14.73	5.34	78.65	5.35
5	14.59	5.41	78.93	14.75	5.34	78.76	5.37
4	14.59	5.41	78.93	15.04	5.34	80.31	5.46
3	14.59	5.41	78.93	15.08	5.34	80.52	5.37
2	14.59	5.41	78.93	15.17	5.34	81	5.37
1	14.59	5.41	78.93	15.20	5.34	81.16	5.38
RDC	7.30	5.525	40.33	15.230	5.41	82.40	5.44

Recapitulation

	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Refand long	3.43	3.42	3.42	3.42	3.42	3.42	3.90	3.36
Ref. trans	6.19	5.35	5.37	5.46	5.37	5.37	5.38	5.44

Verification de l'excentricité :

Selon le RPA : 3.3.5

Il est recommandé de tenir compte de l'augmentation de l'effort tranchant dans la structure dû à l'effet de l'excentricité.

Il est stipulé par ailleurs que l'effort tranchant négatif dû à la torsion devrait être négligé.

Cette valeur de l'excentricité recommandée par le RPA doit être la plus grande de 2 valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment
- excentricité théorique résultant du plan

$$e = \max(e_1, e_2)$$

$$e_1 = 5\% \cdot L = 0,05 \cdot 10,83 = 0,54 \text{ m} = 54,15 \text{ cm}$$

$$\text{Excentricité théorique : } e = X_G - X_T$$

	X_G	Y_G	X_T	Y_T	e_x	e_y
7	2.90	5.38	3.43	6.19	-0.53	-0.81
6	2.78	5.02	3.42	5.35	-0.64	-0.32
5	2.77	4.91	3.42	5.37	-0.65	-0.46
4	2.70	4.91	3.42	5.46	-0.72	-0.55
3	2.66	4.91	3.42	5.37	-0.46	-0.46
2	2.70	4.86	3.42	5.37	-0.72	-0.51
1	2.86	4.96	2.96	5.38	-0.1	-0.42
RDC	3.29	5.85	3.36	5.44	0.07	0.41

→ on prend $e = -0,81 \text{ m}$ dans les 2 sens.

Coordonnées de centre de masse suivant les différents étages :

elles sont données par les formules suivantes :

$$x_g = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \quad , \quad y_g = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

avec :

M_i : masse de l'élément du refend de l'étage i

x_i, y_i : coordonnées de centre de masse de cet élément.

coordonnées de centre de masse de l'ensemble du bâtiment :

$$x_k = \frac{\sum_{k=0}^7 (\sum M_{ik} \cdot x_{ik})}{\sum_{k=0}^7 (\sum_{i=(E,A,10,11)} M_i)} = 2,83 \text{ m}$$

$$y_k = \frac{\sum_{k=0}^7 (\sum M_{ik} \cdot y_{ik})}{\sum_{k=0}^7 (\sum_{i=(E,A,10,11)} M_i)} = 5,21 \text{ m.}$$

Niveau Plancher	M _{Ei}	X _{ai}	Y _{ai}	M _{ui}	X _{ui}	Y _{ui}	M _{ai}	X _{ai}	Y _{ai}	M _{ioi}	X _{ioi}	Y _{ioi}	M _{pi}	X _{pi}	Y _{pi}	ΣM _i	ΣM _i X _i	ΣM _i Y _i	X _{ei}	Y _{ei}
7	3.68	3.84	0.07	7.00	5.45	5.34	3.58	2.88	10.75	6.80	0.07	7.35	78.50	2.88	5.22	99.56	289.14	535.86	2.09	5.38
6	7.21	3.84	0.07	14.0	5.45	5.34	7.03	2.88	10.75	11.21	0.07	6.58	63.32	2.57	4.63	102.77	286.23	517.79	2.78	5.02
5	6.62	3.84	0.07	13.25	5.45	5.34	6.49	2.88	10.75	11.16	0.07	3.27	63.20	2.57	4.63	100.72	279.52	495.05	2.77	4.91
4	6.68	3.84	0.07	12.75	5.45	5.34	6.57	2.88	10.75	13.50	0.07	5.41	63.20	2.57	4.63	102.70	277.43	504.83	2.78	4.91
3	6.71	3.84	0.07	12.25	5.45	5.34	6.55	2.88	10.75	14.41	0.07	5.41	63.20	2.57	4.63	103.12	274.82	506.86	2.66	4.91
2	8.67	3.84	0.07	16.25	5.45	5.34	6.57	2.88	10.75	17.75	0.07	5.41	63.20	2.57	4.63	112.44	304.50	546.72	2.70	4.86
1	9.32	3.84	0.07	17.75	5.45	5.34	8.91	2.88	10.75	18.88	0.07	5.41	63.20	2.57	4.63	118.00	321.95	585.81	2.86	4.96
RDC	10.66	3.44	0.07	20.25	5.19	4.00	9.52	3.70	10.75	17.05	0.07	5.47	63.20	2.57	4.63	120.68	340.61	706.74	3.29	5.85

CHAPITRE _3

ETUDE AU VENT

Généralités :

Le vent est assimilé à des forces statiquement appliquées à la construction. Ces forces dépendent de la région, du site, de l'altitude, des dimensions, de la majoration dynamique, du coefficient de traînée et de l'effet de masque.

Quand la vitesse du vent atteint son état critique, son régime d'écoulement passe du laminaire au régime turbulent, ce qui a pour effet de lui donner un mode vibratoire, et de ce fait la construction vibre avec une certaine fréquence et quand la période due au vent se confond avec la période propre de la construction, il y'a risque de résonance qui fait augmenter les déformations de celle-ci.

La direction d'ensemble moyenne du vent est supposée horizontale, dans les calculs on devra envisager une pression dynamique normale et extrême du vent. Le rapport $\frac{F_e}{F_n} = 1,75$, ces actions seront déterminées par la relation empirique donnée par : DTUNX 65.

Pression dynamique : CELLULE

Elle est donnée par la formule: $q = q_H \cdot K_s \cdot K_m \cdot S$

Effet de la hauteur : q_H

La pression dynamique de base au niveau H est:

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

q_{10} : La pression dynamique de base à 10 du sol.

$$q_{10} = 70 \text{ kg/m}^2$$

b/ Effet de dimension : δ

Il tient compte de l'effet de dimension, il est fonction de la hauteur de la construction et du niveau pris en considération.

$$H \leq 30 \quad \delta = 0,78$$

c/ Effet de masque K_m

Notre ouvrage est situé en région II, dans un site exposé.

$$K_m = 1,0$$

d/ Effet de site :

Notre ouvrage est situé en région II, dans un site exposé.

$$K_s = 1,3$$

Tableau des pressions dynamiques :

0	52,5	1,3	1	0,78	53,23	93,16
10	70	1,3	1	0,78	70,98	124,22
15	77	1,3	1	0,78	78,08	136,64
20	83,1	1,3	1	0,78	84,99	147,51
27	90,5	1,3	1	0,78	91,78	160,62

Action d'ensemble

L'action d'ensemble du vent soufflant dans une direction donnée sur une construction se ramène à la résultante de trois forces :

- La traînée T : suivant la direction horizontale du vent elle produit un effet d'entraînement et de renversement.
- La dérive L : suivant la direction perpendiculaire à celle

du vent dans le plan horizontal.

- La portance U : suivant une direction ascendante verticale elle produit un effet de soulèvement et éventuellement de renversement.

a/ Détermination de la traînée : T

$$T = C_t \cdot \rho \cdot q \cdot a$$

$C_t = C_{t_0} \cdot \gamma_0$: coefficient de traînée dépend de la forme, de la section transversale, de l'ouvrage et son élancement.

C_{t_0} : coefficient global de traînée ; $C_{t_0} = 1,3$
 γ_0 : coefficient lu sur l'échelle de la figure RIII10 en fonction du rapport de dimension λ
 $\lambda = h/a$. avec : h : hauteur de la construction
 a : dimension horizontale de la construction.

$$h = 26,29 \text{ m} , a = 21,51 \text{ m} \rightarrow \lambda = 1,22 \rightarrow \gamma_0 = 0,93$$

$$C_t = C_{t_0} \cdot \gamma_0 = 1,3 \cdot 0,93 = 1,21$$

b/ Coefficient de majoration dynamique :

Aux effets statiques, s'ajoutent des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques mécaniques et aérodynamiques de la construction avec ; en premier lieu, la période du mode fondamental d'oscillations de la structure dans la direction étudiée ; d'introduction du coefficient de majoration dynamique, augmentant avec la période, permet de substituer à tous ces phénomènes.

Le coefficient est donné par la formule : $\beta = \theta(1 + \xi \tau)$

ξ : coefficient de réponse donné, en fonction de la période du mode fondamental, par (RIII3 NV65)

τ : coefficient de pulsation en fonction de la hauteur donné par la figure RIII4

θ : coefficient global en fonction du type de la construction.

H_s : la cote du segment de la construction

$\theta = 0,70$ pour $H_s < 30$ m

$\theta = 0,7 + 0,01(H_s - 30)$ $30 < H_s < 60$ m

$\theta = 1$ $H_s > 60$ m

La période du mode fondamental est donné par la formule:

$$T = 1,79 \cdot h^2 \frac{P}{g \cdot E \cdot I}$$

h : hauteur de la cellule ; $h = 26,29$ m

P : poids par unité de hauteur ; à vide $P_v = 120$ t/m
en charge $P_c = 253$ t/m

E : module d'élasticité du béton:

$$E = 21000 \sqrt{f_{28}} = 345 \cdot 10^7 \text{ kg/m}^2$$

I : moment d'inertie de la section : $I = 358,5 \text{ m}^4$

La période à vide: $T_v = 0,122$ s $\rightarrow \xi_v = 0,11$

La période en charge: $T_c = 0,117$ s $\rightarrow \xi_c = 0,16$

0	0,36	0,7	1,040	1,058	0,280	0,741
10	0,36	0,7	1,400	1,058	0,728	0,741
15	0,352	0,7	1,039	1,056	0,727	0,740
20	0,344	0,7	1,038	1,055	0,727	0,739
27	0,333	0,7	1,037	1,053	0,726	0,737

Conclusion:

Les coefficients de majoration dynamique n'étant inférieur à 1 donc on ne tiendra pas compte de l'effort dynamique.

Maître couple:

Le maître couple est la projection orthogonale de la surface considérée ou de l'ensemble de la construction sur le plan normal à la direction du vent. $a = 21,51$ m.

Les valeurs de la force de traînée seront données par un tableau avec l'expression: $T_r = C_x \cdot a \cdot q = 27,96 q$

Tableau des forces de traînées:

0	53,23	93,16	1488	2605
10	70,98	124,22	1985	3473
15	78,08	136,64	2183	3820
20	84,29	147,51	2357	4124
27	91,78	160,62	2566	4491

2. La dérive L:

Pour la prise en compte de l'action des tourbillons de Karman, on admet que la construction est soumise à une force statique (dite force de dérivée) dont l'expression est donnée à chaque niveau par:

$$L = \delta \cdot C_L \cdot \rho \cdot q_{cr} \cdot d \cdot \frac{H}{L}$$

La théorie de Karman montre que la période des tourbillons est donnée par: $T_k = \frac{d}{S \cdot V}$

V: vitesse du fluide

d: largeur de maître couple

S: nombre de Strouhal, fonction de la rugosité des surfaces de la forme de la construction et de la viscosité du fluide.

$$S = 0,25 \quad (0,18 \leq S \leq 0,27)$$

T: période de vibration propre de la construction; il y'a resonance lorsque:

$$T = T_k \rightarrow V_{cr} = \frac{d}{S \cdot T}$$

L'augmentation de la vitesse du vent diminue la possibilité de mise en résonance on a admis qu'à partir d'une vitesse de 25 m/s, il est inutile de faire un calcul à la résonance.

$$d = 21,51 \text{ m}$$

$$T_v = 0,122 \text{ s} \longrightarrow V_{crv} = \frac{21,51}{0,25 \cdot 0,122} = 705 \text{ m/s}$$

$$T_c = 0,177 \longrightarrow V_{crc} = \frac{21,51}{0,25 \cdot 0,177} = 486 \text{ m/s}$$

On remarque que la vitesse $V_{cr} > 25 \text{ m/s} \rightarrow$ pas de risque à la résonance

3 - La portance:

Elle est donnée par la formule:

$$U = C_u \cdot \delta \cdot q_{Hs} \cdot S_u$$

S_u : surface de la terrasse: $S_u = 248,04 \text{ m}^2$

q_{Hs} : Pression dynamique à la côte: $H_0 = 27 \text{ m}$; $q_{Hs} = 90,5 \text{ kg/m}^2$

δ : coefficient de dimension: $\delta = 0,78$ pour $H_s = 27 \text{ m}$

C_u : coefficient de portance: $C_u = -(C_e - C_i)$

pour $\alpha = 0$ et $\gamma = 1$ $C_e = -0,5$ (NY65 fig RIII 6)

pour une construction fermée $\rightarrow C_i = 0,6(1,8 - 1,3\gamma_0) = 0,3$

$$C_i = -0,6(1,3\gamma_0 - 1,8) = -0,3$$

d'où: $C_u = -(C_e - C_i) = +0,8$ surpression
 $= +0,2$ dépression

$$U = 0,8 \cdot 0,78 \cdot 90,5 \cdot 248,04 = 14007 \text{ kg} \approx 14 \text{ t}$$

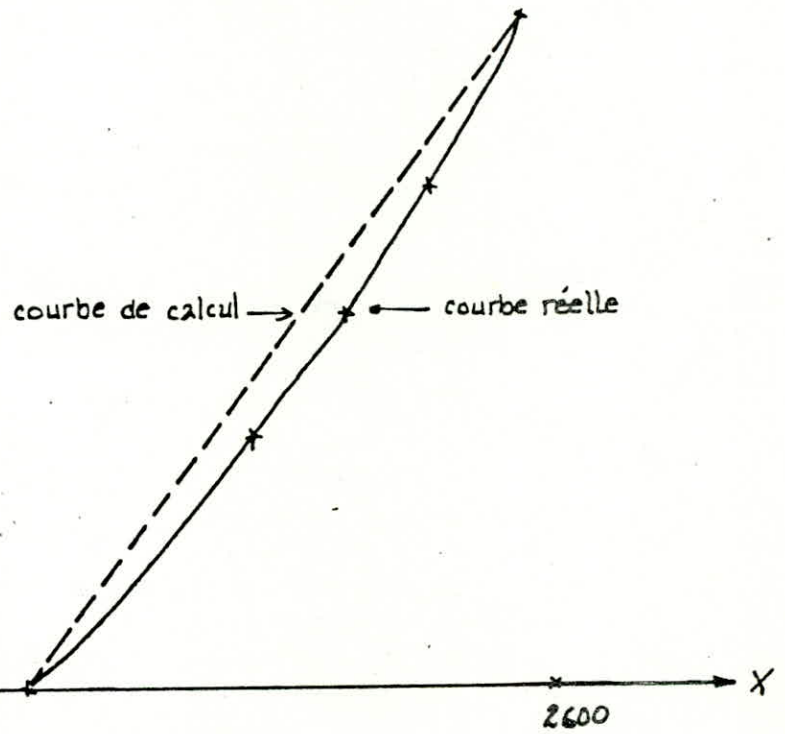
Conclusion:

Le poids de notre ouvrage est largement supérieur à la force de portance U , donc il n'y a pas risque de soulèvement.

Sollicitation:

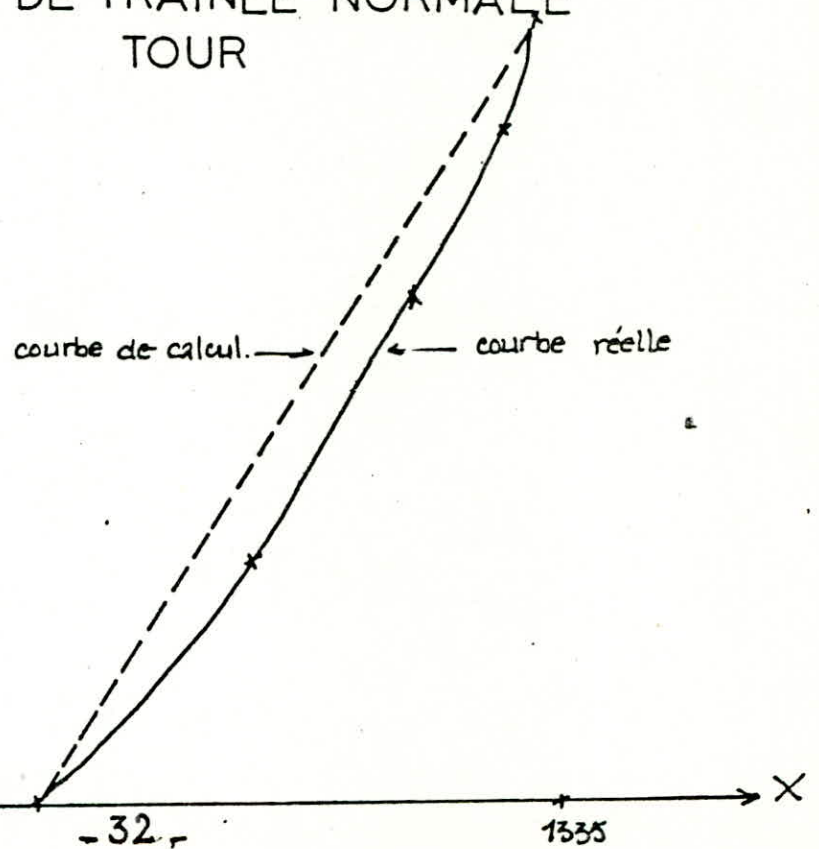
FORCE DE TRAINÉE NORMALE CELLULE

3m
162,5 kg



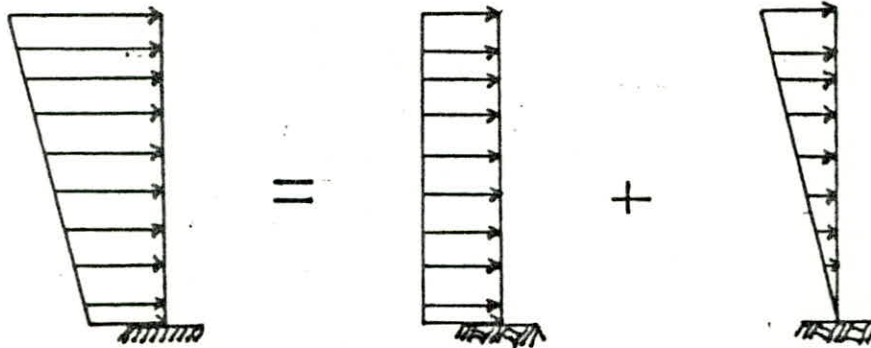
FORCE DE TRAINÉE NORMALE TOUR

3m
89 kg



La traînée T_r est la force la plus importante pour alléger les calculs on a supposé que la force de traînée est linéaire.

Pour la détermination des efforts (M, T) on assimilera notre ouvrage à une console soumise à une charge trapézoïde, cette charge sera décomposée en une charge rectangulaire et une charge triangulaire.



H(m)								
0	40,18	14,58	542,38	261,95	54,73	804,33	95,98	147,58
10	25,30	12,56	215,02	123,08	37,86	338,10	76,26	591,28
20	10,42	06,57	36,46	24,13	16,99	60,59	29,73	106,03
27	0	0	0	0	0	0	0	0

Calcul au vent de la tour

- pression dynamique: $q = q_w \cdot K_s \cdot K_m \cdot \delta$

$$K_s = 1,3$$

$$K_m = 1,0$$

$$\delta = 0,78$$

- Force de traînée: $T_r = C_t \cdot a \cdot q$; $C_t = C_{t0} \cdot \gamma_0 = 1,3 \cdot 1,01 = 1,313$
 $a = 10,83 \text{ m}$

$$T_r = 14,22 q$$

Tableau des forces de trainées

0	53,23	93,16	757	1325
10	70,98	124,22	1009	1766
20	84,29	147,51	1188	2098
27	91,98	160,62	1305	2284
31,5	94,67	168,0	1346	2355

Calcul des efforts:

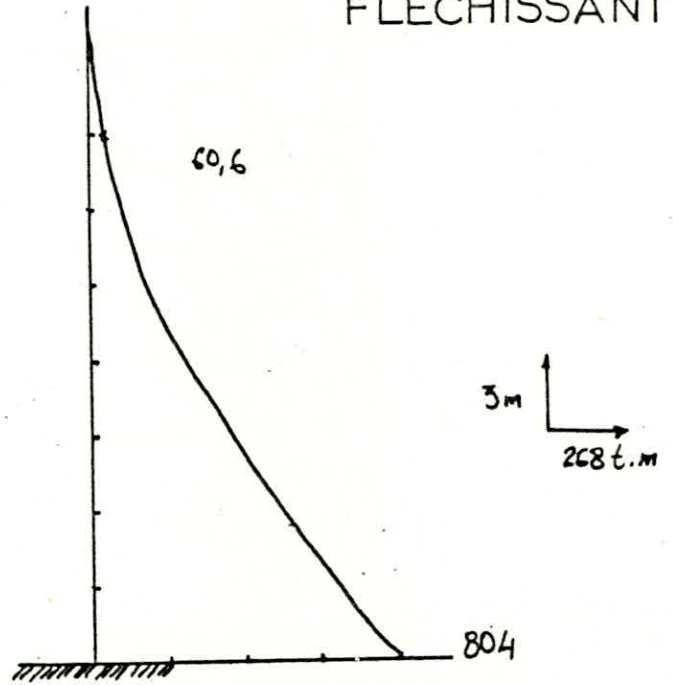
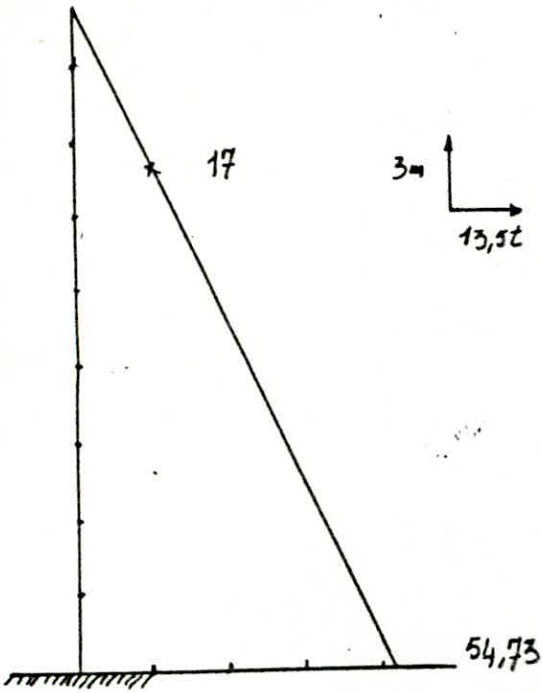
0	23,85	9,28	357,57	194,81	33,12	570,38	57,96	—
10	16,28	8,34	174,96	105,16	24,62	280,12	43,08	490,21
20	8,71	5,54	50,06	34,21	14,24	84,26	24,92	147,46
27	3,41	2,46	17,66	5,68	5,87	13,34	10,27	23,35
30	1,14	0,9	0,9	0,7	2,0	1,5	3,5	2,63
31,5	0	0	0	0	0	0	0	0

DIAGRAMME DES EFFORTS

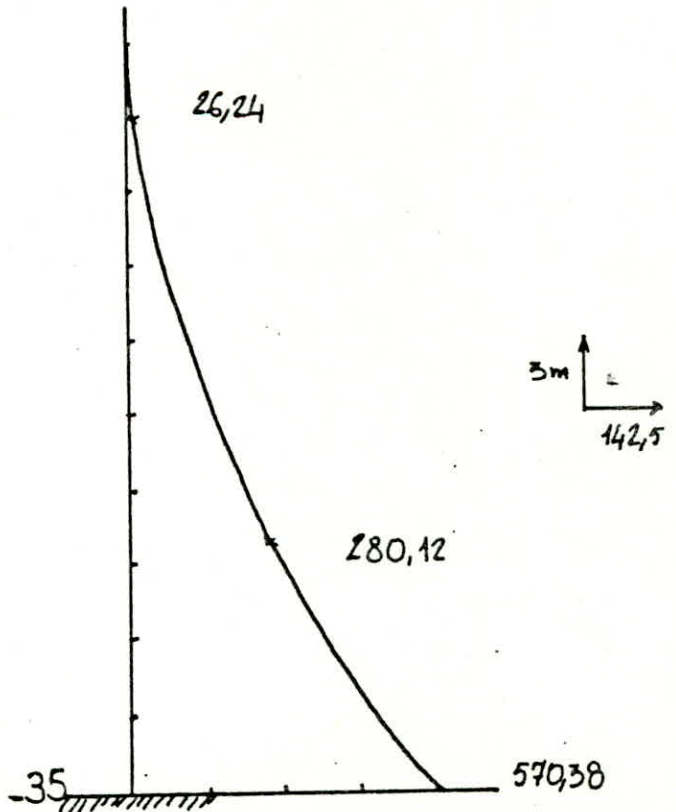
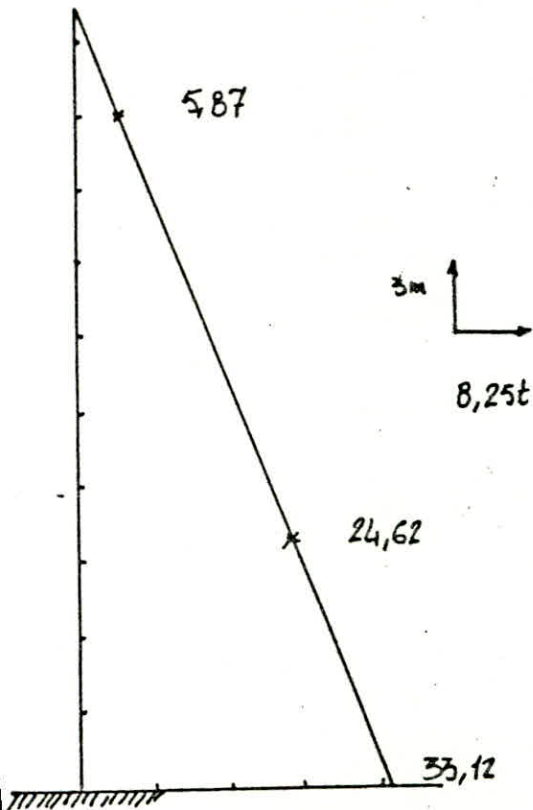
EFFORT TRANCHANT

CELLULES

MOMENT FLECHISSANT



TOUR



CHAPITRE _4

ETUDE PSEUDO-DYNAMIQUE

Généralités :

On dit qu'il y'a effet dynamique lorsque la détermination des sollicitations implique l'intervention explicite de la variable temps. Les actions (les charges roulantes ; les machines ; les seismes ; les vents) ... s'exerçant sur une structure engendrent des sollicitations rapides , et variables dans le temps . Une structure excitée par une sollicitation rapide et variable effectue , tant que dure l'excitation ; une serie d'oscillations forcées régies par des lois généralement complexes . Ils leurs succèdent dès que l'excitation prend fin ; des oscillations libres qui obeissent à des lois plus simples et qui finissent par s'amortir plus ou moins rapidement .

La dynamique des structures determine la réponse de la structure et decrit les oscillations sous l'effet d'une excitation , ce qui revient à trouver la periode des vibrations de la structure , ce qui nous donnera une estimation de l'action dynamique qui s'exerce sur la structure .

Calcul de la periode d'oscillations :

La determination de la periode propre d'oscillation ne peut être connue avec precision , mais elle sera évaluée par différentes methodes .

2/ Methodes approcheés :

Ces methodes nous permettent de trouver rapidement et avec une precision satisfaisant les caracteristiques dynamiques de vibration . Elles se proposent en principe de calculer les formants et les

une forme de déformée choisie arbitrairement. Parmi les méthodes utilisées, on cite :

- méthode de RAYLEIGH
- " " VIANELLO-STODOLLA
- " " HOLZER.

Dans notre étude, on se limitera à la méthode de RAYLEIGH

Méthode de RAYLEIGH :

Cette méthode est basée sur le principe de la conservation d'énergie. Pour cette raison elle n'est applicable qu'aux systèmes conservatifs. Mais compte tenu de l'influence négligeable de l'amortissement sur les valeurs des formes et pulsations propres, elle peut être utilisée pour le calcul des caractéristiques dynamiques des structures réelles.

Pour élaborer sa méthode RAYLEIGH à formuler le principe suivant :
La pulsation d'un système conservatif, qui exécute un mouvement oscillatoire autour de sa position d'équilibre statique a une valeur stationnaire dans le voisinage du mode propre correspondant. Cette valeur stationnaire est toujours minimale et reste dans le voisinage du mode fondamental.

Pour un système élastique en mouvement (sans amortissement) l'énergie totale est constante: $W = W_p + W_c$ (1)

avec: $W_p(t)$: énergie potentielle du système.
 $W_c(t)$: " cinétique " "

De l'équation (1):

W_p^{\max} correspond à $W_c = 0$
 W_c^{\max} " " $W_p = 0$

D'où :

$$W = W_p^{\max} = W_c^{\max} = c^2 \quad (2)$$

Pour un système de masse concentrée à n degrés de liberté on a :

$$W_c^{\max} = \frac{1}{2} \frac{\omega^2}{g} \sum_{j=1}^n P_j \cdot x^2(z_j)$$

avec

ω : pulsation propre du système

$x(z_j)$: valeur de la déformée de la cote z_j

$P_j, m_j \cdot g$

L'énergie potentielle est donnée par :

$$W_p = \frac{1}{2} \int_0^H E I(z) \left(\frac{d^2 x}{dz^2} \right)^2 dz$$

avec : $x = f(z)$ Equation de la déformée.

La précision des résultats obtenus par cette méthode dépend du choix de la ligne élastique (la déformée). Cette précision peut être accrue en utilisant un procédé itératif de correction de la forme choisie. En choisissant une ligne élastique qui coïncide pas avec le mode propre de vibration, le système sera sollicité par des forces d'inertie F_j qui représentent une approximation, des forces réelles d'inertie, et qui produisent les déplacements x_j

L'énergie cinétique sera donc :

$$W_c^{\max} = \frac{1}{2} \frac{\omega^2}{g} \sum_{j=1}^n P_j \cdot x_j^2$$

L'énergie potentielle est :

$$W_p^{\max} = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n \bar{F}_j \cdot x_j$$

et comme on a :

$$W_c^{\max} = W_p^{\max}$$

$$\text{on tire : } \omega^2 = \frac{\sum_{j=1}^n \bar{F}_j \cdot x_j}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot x_j^2} \quad (3)$$

On calcul la déformée statique du système, en admettant que $\bar{F}_j = P_j$

La première approximation des déplacements est $x_{0j} = \delta_j$

On calcul les coefficients adimensionnelles : $P_{1j} = \frac{x_{0j}}{x_{0n}}$;

x_{0n} : La flèche au sommet.

On obtient les forces corrigées $F_j^1 = f_{i,j} \cdot P_j$ où l'indice i correspond à la 1^{ère} approximation et l'indice j à la côte j pour laquelle on veut avoir P ou F , ce qui nous permet de calculer en seconde approximation les déplacements x_{ij} , par la suite on calculera $P_{2j} = \frac{x_{1j}}{x_{1n}}$, lorsqu'on aura : $P_{mj} \approx P_{(m-1)j}$, on arrêtera le processus itératif.

En prenant : $F_j^m = f_{mj} \cdot P_j$ et $x_{mj} = f_{mj} \cdot x_{mn}$, la formule(s) donne :

$$\omega^2 = \xi \frac{\sum_{j=1}^n F_j^m \cdot x_{mj}}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot x_{mj}^2} = \xi \frac{\sum_{j=1}^n f_{mj} \cdot P_j \cdot f_{mj} \cdot x_{mn}}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot P_{mj}^2 \cdot x_{mn}^2} = \frac{\xi}{x_{mn}}$$

On obtient :

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{\xi}} \cdot \sqrt{x_{mn}}$$

où :

T : période propre de vibration correspondant au mode fondamental d'oscillation exprimée en seconde (s)

x_{mn} : Déplacement au sommet de la n ème itération.

Modélisation et évaluation des déplacements unitaires :

On appelle déplacement unitaire δ_{ij} , le déplacement d'une section "j" provoqué par une force unitaire appliquée sur la section "i".

Notre structure étant représentée par une console encastree à sa base D'après la méthode de RAYLEIGH, on imagine la structure retournée à 90° dans le champ de pesanteur où $P_j = 1$ sera appliqué. La déformée du 1^{er} mode est assimilable à la déformée statique produite par les forces P_i .

Les forces extérieures sont reliées aux déplacements par la relation

$$\text{matricielle suivante: } [P] = [K] \cdot [D]$$

avec : $[P]$: vecteur colonne des forces

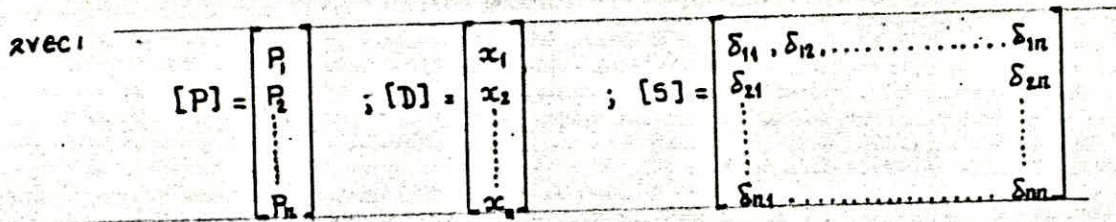
$[K]$: matrice de rigidité de la console

$[D]$: vecteurs colonnes des déplacements.

$$\text{Donc: } [D] = [K^{-1}] \cdot [P].$$

On prend $L_1 = L_2 = \dots = L_n$; $M(x) = P_j \cdot x_j$; $\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{M(x)}{EI} = -\frac{P_j \cdot x_j}{EI}$

D'où : $[D] = [S] \cdot [P]$



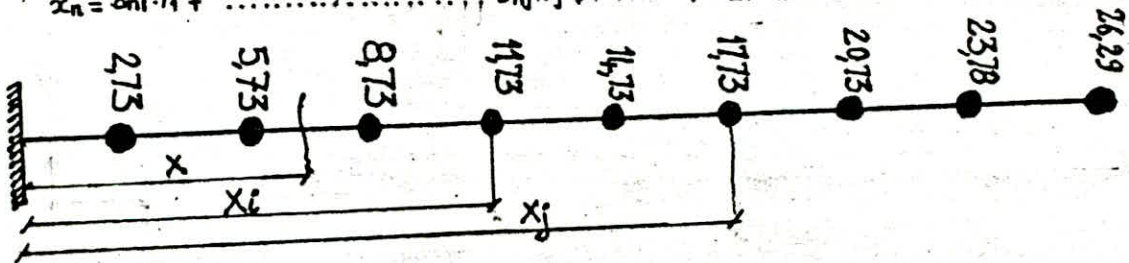
D'où :

$$x_1 = \delta_{11} \cdot P_1 + \delta_{12} \cdot P_2 + \dots + \delta_{1j} \cdot P_j + \dots + \delta_{1n} \cdot P_n$$

$$x_2 = \delta_{21} \cdot P_1 + \delta_{22} \cdot P_2 + \dots + \delta_{2n} \cdot P_n$$

$$\vdots$$

$$x_n = \delta_{n1} \cdot P_1 + \dots + \delta_{nj} \cdot P_j + \dots + \delta_{nn} \cdot P_n$$



- Evaluation des des déplacements $P_j=1$

$M = P_j \cdot x_j$

$M(x) = P_j \cdot x_j + P_j \cdot x \Rightarrow M(x) = x - x_j ; \frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{M(x)}{EI} = \frac{x_j - x}{EI}$

$\rightarrow \frac{dy}{dx} = \frac{1}{EI} [x_j x - \frac{x^2}{2}] + C$ pour $x=0$ $y'(0)=0$, $C=0$

d'où : $y(x) = \frac{1}{EI} [x_j \cdot \frac{x^2}{2} - \frac{x^3}{6}] + C_1$ pour $x=0$ $y(0)=0$ $C_1=0$

d'où : $x_i = \delta_{ij} = \frac{1}{EI} [\frac{x_j^2}{2} (x_j - \frac{x_j}{3})]$ avec $j \geq 1$

D'après le théorème de Maxwell-Betti, on a : $\delta_{ij} = \delta_{ji}$

avec δ_{ij} : déplacement en i dû à une force unitaire appliquée en j

$6EI \delta_{ij}$	j=1	j=2	j=3	j=4	j=5	j=6	j=7	j=8	j=9
i=1	40,69	107,17	174,85	241,02	309	376,07	443,15	511,34	567,46
i=2		376	671,76	967,27	1262,75	1558,25	1853,75	2154,17	2401,40
i=3			1350,68	2016,59	2702,51	3388,83	4074,34	4771,69	5345,55
i=4				3227,93	4466,27	5704,6	6942,94	8201,91	9237,99
i=5					6392,02	8344,78	10297,63	10282,84	13916,64
i=6						11146,95	13724,06	16852,46	19219,54
i=7							17816,73	21748,78	24984,67
i=8								26894,63	31152,76
i=9									36341,41

Calcul de la période :

Le calcul de la période s'effectue en 2 cas : cellules pleines et cellules vides.

- Cellules vides :

Z (m)	P_i (t)	X_i (t.m ³)	$P_i X_i$ (t ² .m ³)	$P_i X_i^2$ (t ³ .m ⁶)	x_i (cm)
2,73	909,41	842729,19	$0,0773 \cdot 10^{10}$	$0,066 \cdot 10^{16}$	$1,14 \cdot 10^{-2}$
5,73	239,08	3455819,19	$0,0825 \cdot 10^{10}$	$0,285 \cdot 10^{16}$	0,0466
8,73	239,08	7453311,51	$0,178 \cdot 10^{10}$	$1,33 \cdot 10^{16}$	0,100
11,73	239,08	12521139,50	$0,299 \cdot 10^{10}$	$3,74 \cdot 10^{16}$	0,248
14,73	239,08	$1,84 \cdot 10^7$	$0,44 \cdot 10^{10}$	$8,09 \cdot 10^{16}$	0,333
17,73	239,08	24720858,48	$0,591 \cdot 10^{10}$	$14,6 \cdot 10^{16}$	0,424
20,73	239,08	31466505,98	$0,753 \cdot 10^{10}$	$23,7 \cdot 10^{16}$	0,520
23,78	468,17	38503826,38	$1,80 \cdot 10^{10}$	$49,4 \cdot 10^{16}$	0,584
26,29	312,25	$4,4 \cdot 10^7$	$1,37 \cdot 10^{10}$	$60,5 \cdot 10^{16}$	0,593
			$\Sigma = 5,591 \cdot 10^{10}$	$\Sigma = 1,817 \cdot 10^{18}$	

$$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{\sum P_i \cdot x_i}{K}}$$

$$\sum P_i \cdot x_i = \frac{K}{K^2}$$

$$\sum P_i \cdot x_i^2 = \frac{4,817 \cdot 10^{18}}{K^2}$$

$$T_x = 0,128 \text{ s.}$$

$$K = 6 EI$$

$$E = 345 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^2$$

$$I = 358,496 \text{ m}^4$$

Cellules pleines :

2,73	1168,5	$1,85 \cdot 10^6$	$0,216 \cdot 10^{10}$	$0,399 \cdot 10^{16}$	0,0249
5,73	757,27	$7,51 \cdot 10^6$	$0,569 \cdot 10^{10}$	$4,27 \cdot 10^{16}$	0,101
8,73	757,27	$16,01 \cdot 10^6$	$1,22 \cdot 10^{10}$	$19,62 \cdot 10^{16}$	0,217
11,73	757,27	$26,8 \cdot 10^6$	$2,03 \cdot 10^{10}$	$54,37 \cdot 10^{16}$	0,361
14,73	757,27	$38,98 \cdot 10^6$	$2,952 \cdot 10^{10}$	$115,07 \cdot 10^{16}$	0,525
17,73	757,27	$51,91 \cdot 10^6$	$3,931 \cdot 10^{10}$	$204,1 \cdot 10^{16}$	0,700
20,73	757,27	$66,56 \cdot 10^6$	$4,965 \cdot 10^{10}$	$325,5 \cdot 10^{16}$	0,884
23,78	757,27	$79,87 \cdot 10^6$	$5,808 \cdot 10^{10}$	$463,9 \cdot 10^{16}$	1,076
26,29	312,25	$91,54 \cdot 10^6$	$2,858 \cdot 10^{10}$	$261,6 \cdot 10^{16}$	1,234
			$2,455 \cdot 10^{11}$	$1,449 \cdot 10^{19}$	

$$T_x = 0,177 \text{ s}$$

Calcul de la periode, en utilisant le procede iteratif.

L'expression de la periode est donnee par : $T = 2\pi \sqrt{\frac{X}{g}}$

	312,25	409,65	170,94	134,36	99,94	68,14	40,40	18,89	17,28
	1	0,875	0,715	0,562	0,418	0,285	0,169	0,079	0,019
	$4,4 \cdot 10^7$	38503826,38	31466505,98	24720858,48	$1,84 \cdot 10^7$	12521139,50	51453311,51	3455819,19	842729,19

	312,25		
	1	33253985,11	0,865
		28755597,15	0,701
		23309911,23	0,546
		18144121,78	0,401
		13340125,05	0,267
		8868003,55	0,156
		5200195,50	0,072
		2386666,94	0,017
		570109,37	0,005

	312,25		
	1	27563421,79	0,865
		23842359,86	0,700
		19294995,25	0,544
		14994501,35	0,401
		11052938,14	0,266
		733187,02	0,155
		4272330,37	0,072
		1984566,22	0,017
		457342,4	0,005

$$T = 2\pi \frac{27,6 \cdot 10^3}{8 \cdot 2,1} = 0,121 \text{ s}$$

$$E = 345 \cdot 10^7 \text{ kg/m}^2$$

$$I = 358,5 \text{ m}^4$$

$$g = 10 \text{ N/kg}$$

Calcul des périodes par la méthode exacte:

Etant donné que notre structure a une inertie et section constante sur presque toute la hauteur, on utilisera la formule suivante pour le calcul de la période:

$$T = \lambda_i l^2 \sqrt{\frac{P}{g \cdot EI}}$$

P : poids par unité de longueur

l : hauteur du silo, l = 26,29 m

g = 9,81 m/s²

E = 345 · 10⁶ t/m²

λ_i : coefficient dépendant du mode de vibration

Cellules vides

Mode	λ_i	$T_i(\text{sec})$
1 ^{er}	1,784	0,122
2 ^{ème}	0,280	0,019
3 ^{ème}	0,102	0,0069

Cellules en charge

Mode	λ_i	$T_i(\text{sec})$
1 ^{er}	1,784	0,177
2 ^{ème}	0,280	0,027
3 ^{ème}	0,102	0,010

Conclusion:

Les périodes par les différentes méthodes et dans les deux cas de chargement sont inférieures à 0,5 s.

Dans la réponse de la structure, le 1^{er} mode ou mode fondamental est prépondérant.

ETUDE PSEUDO-DYNAMIQUE DE LA TOUR

I. Modélisation et évaluation des déplacements unitaires :

La modélisation dépend de deux paramètres :

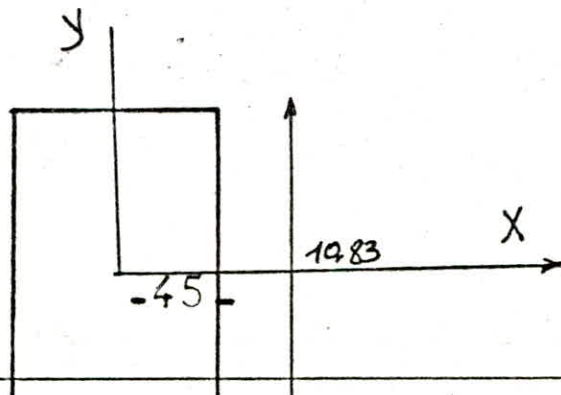
- Le respect de la position du centre de gravité des masses et leur répartition dans la structure.
- La rigidité des éléments.

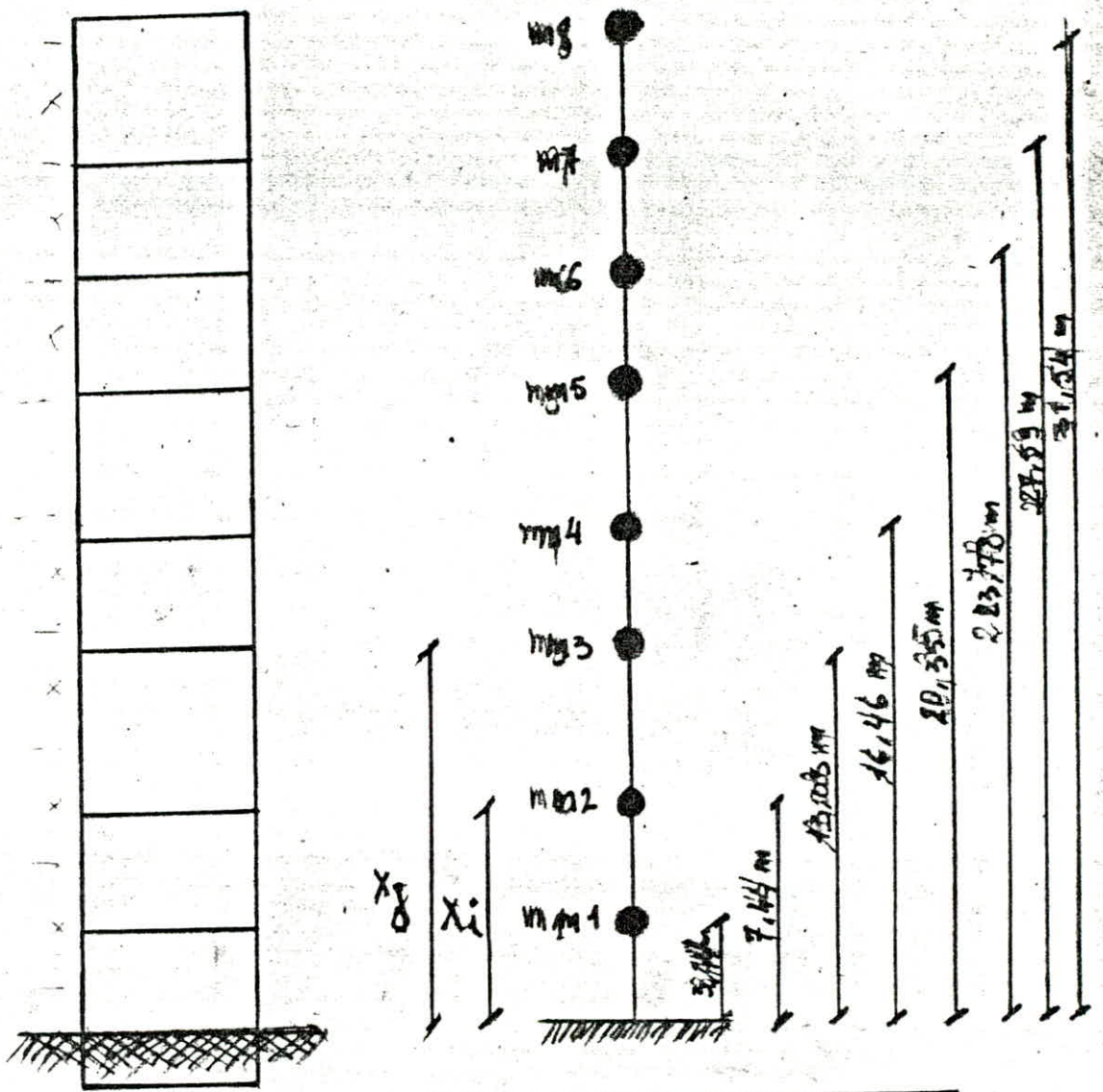
La modélisation de notre structure sera implantée par une console flexible, rigidement encastree à la base, où les masses sont concentrées d'une manière ponctuelle aux niveaux des planchers.

Ces considérations vérifient bien les 2 paramètres ci-dessus. En effet la masse considérée composée, selon une supposition, de la masse (des murs demi-étage supérieur + murs de demi-étage inférieur) et la masse des planchers où l'on concentre la masse ponctuelle.

En appliquant le 1^{er} paramètre, le centre de gravité de ces masses, coïncide avec celui des planchers, ces planchers sont indéformables dans leur plan d'où ils peuvent être schématisés par une seule masse.

Nous obtenons ainsi, un modèle à masses concentrées, chaque masse à un degré de liberté qui est le déplacement horizontal.





masse	m ₁	m ₂	m ₃	m ₄	m ₅	m ₆	m ₇	m ₈
(t)	92.83	88.35	86.47	76.00	76.00	75.00	79.00	68.6

Valeur de EI δ_{ij}

$$EI \delta_{ij} = \frac{x_i^2}{2} \left[x_j - \frac{x_i}{3} \right] \quad \text{avec } j \geq i$$

Tableau de EI δ_{ij}

EI δ _{ij}	j=1	j=2	j=3	j=4	j=5	j=6	j=7	j=8
i=1	13,57	37,24	70,31	90,61	113,62	133,92	156,46	179,83
i=2		137,28	291,99	386,92	494,58	589,52	694,96	804,29
i=3			737,42	1028,59	1358,81	1649,99	1973,42	2308,74
i=4				1486,51	2013,47	2478,12	2994,25	3529,34
i=5					2809,13	3519,35	4308,25	5126,15
i=6						4482,44	5559,69	6676,53
i=7							7000,58	8503,86
i=8								10458,37

Calcul de la periode

Z(m)	P _i (t)	X _i (t·m ³)	P _i X _i (t ² ·m ³)	P _i X _i ² (t ³ ·m ⁶)	Déplac ^{ts} transversaux x _i (cm)	Déplac ^{ts} longitudinaux y (cm)
3,44	92,83	60531,70	5619157,38	3,4 · 10 ¹¹	0,122	0,0328
7,44	88,35	260509,98	23,02 · 10 ⁶	6 · 10 ¹²	0,526	0,141
13,03	86,47	710942,64	61,48 · 10 ⁶	4,37 · 10 ¹³	1,43	0,386
16,46	76	1054994,97	80,18 · 10 ⁶	8,46 · 10 ¹³	2,13	0,572
20,35	76	1483962,23	112,78 · 10 ⁶	7 · 10 ¹³	2,99	0,804
23,78	75	1883053,98	141,23 · 10 ⁶	26,6 · 10 ¹³	3,79	1,02
27,59	79	2337942,04	184,70 · 10 ⁶	43,2 · 10 ¹³	4,71	1,27
31,54	66,6	2814286,36	187,43 · 10 ⁶	52,7 · 10 ¹³	5,67	1,52
			796,43 · 10 ⁶	153 · 10 ¹³		

$$\bar{T} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum P_i X_i^2}{g \sum P_i X_i}}$$

$$\sum P_i X_i = \frac{796,43 \cdot 10^6}{K'}$$

$$\sum P_i X_i^2 = \frac{153 \cdot 10^{13}}{K'^2}$$

$k' = EI$; $E = 345 \cdot 10^7 \text{ kg/m}^2$, $I_x = 53,49 \text{ m}^4$, $I_y = 14,35 \text{ m}^4$

sens transversal:

$$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{153 \cdot 10^3 \cdot 1000}{10 \cdot 345 \cdot 10^7 \cdot 14,35 \cdot 796,43 \cdot 10^6}} = 0,391 \text{ s.}$$

$$T_y = 2\pi \sqrt{\frac{153 \cdot 10^3 \cdot 1000}{796,43 \cdot 10^6 \cdot 10 \cdot 345 \cdot 10^7 \cdot 53,49}} = 0,203 \text{ s}$$

CHAPITRE _5

ETUDE SISMIQUE

- Généralités :

Les séismes engendrent, par leurs secousses, dans les constructions, des accélérations particulières desquelles résultent des forces pouvant s'exercer suivant des directions quelconques. L'expérience montre que les ouvrages calculés en appliquant les règles de construction, ont une chance de résister (supporter des secousses destructives d'intensités modérées). Le problème de protection anti-sismique et celui de l'absorption et de la dissipation de l'énergie, sans rupture ni déformation et à assurer un degré de protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

- Introduction :

Suivant le RPA, les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont considérées et remplacées par un système de forces statique fictif, dont l'effet est équivalent à l'effet de l'action sismique et cela sous les conditions énumérées dans le règlement.

Les forces sismiques équivalentes données par la méthode statique sont inférieures aux forces réelles qui se produisent dans la structure élastique sous l'action du séisme extrême, car on tient compte de certains phénomènes tels que les possibilités d'une adaptation plastique.

Justification de la méthode statique utilisée :

- Notre ouvrage se trouve en zone II, sa hauteur est inférieure à 45m
- Il est symétrique dans les 2 plans, un rectangle.
- L'ouvrage présente pas de décrochement en élévation.

- La distance entre le centre de torsion et le centre de masse ne dépasse pas 20% de la largeur de l'édifice mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- La rigidité et la section du silo est constante sur toute sa hauteur, par conséquent; le rapport masse sur rigidité est constant.

Evaluation des forces sismiques des cellules:

Les forces sismiques horizontales agissent de façon non simultanée dans la direction de chacun des axes principaux d'inertie de la structure, sont:

$$V = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W \quad \text{Art 3-31 RPA 81}$$

A: coefficient d'accélération des zones; dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.

$$\left. \begin{array}{l} * \text{ groupe d'usage 2} \\ * \text{ zone II} \end{array} \right\} \rightarrow A = 0,15$$

B: facteur de comportement de la structure; il dépend de son type et de la nature de ses contreventements. $B = 2/3$.

D: facteur d'amplification moyen; il sera déterminé sur le spectre de réponse, en fonction de la période et le type de sol de fondation

$$\left. \begin{array}{l} * \text{ sol ferme} \\ * \text{ la période } < 0,5 \end{array} \right\} \rightarrow D = 2$$

Q: facteur de qualité du système de contreventement d'une structure, donné en fonction de l'hyperstaticité et de la surabondance du système, de ses symétries en plan, de sa régularité en élévation, et de la qualité du contrôle pendant la construction.

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

où: P_q : est la pénalité qui dépend de l'observation ou non, du critère de qualité q.

* critère observé $P_q = 0$

* " non observé; $P_q = 1$.

- Conditions minimales des files porteuses	$P_q = 0$	} $Q = 1,2$
- surabondance en plan	$P_q = 0$	
- symétrie en plan	$P_q = 0$	
- régularité en élévation	$P_q = 0,1$	
- Contrôles de la qualité des matériaux	$P_q = 0,1$	
- Contrôle de la qualité de la construction	$P_q = 0$	

Evaluation des forces sismiques de la tour:

W : poids de la structure :

Elle comprend la totalité des charges permanentes et surcharges .

* cellules pleines : $w = 6752 \text{ t}$

* cellules vides : $w = 3252 \text{ t}$

Donc la force sismique totale dans les deux sens est:

$$V = 0,15 \cdot \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 1,2 \cdot W = 0,18 W$$

Remarque:

La force sismique est égale à 18% du poids de l'ouvrage.

Calcul de la force sismique :

La force sismique totale agissant sur la structure est:

$$V = A B D Q W \quad (\text{selon Art 5-3-1 RPA 81})$$

W : poids total de la structure ; comprend la totalité des charges permanentes .

$$W = \sum_{i=1}^n W_i = 640,25 \text{ t} ; A = 0,15 ; B = \frac{1}{3} ; D = 2 ; Q = 1,2$$

La force sismique dans les deux sens :

$$V = 0,15 \cdot 2 \cdot \frac{1}{3} \cdot 1,2 \cdot 640,25 = 76,83 \text{ t}.$$

Repartition des forces sismiques :

La force laterale totale V doit être distribuer sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure doit être déterminée par la formule suivante: $F_t = 0,07 \cdot T \cdot V$; T : periode en (sec).

Les reglement $F_t = 0$ pour $T \leq 0,7s$

donc: $V = \sum_{i=1}^n F_i$

De l'effort horizontal total, V sera distribué sur la hauteur de la structure suivant la formule:

$$F_k = \frac{(V - F_t) W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i} = \frac{V \cdot W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$$

F_k : effort horizontal au niveau k .

Cellues:

- à vide: $\sum W_i h_i = 4072,52 \text{ t}\cdot\text{m}$
- plein: $\sum W_i h_i = 90372 \text{ t}\cdot\text{m}$

Tour:

- $\sum W_i h_i = 10964,6 \text{ t}\cdot\text{m}$

A chaque niveau désigné par h_k , la force F_k doit être répartie sur la surface du silo en accord avec la distribution des masses à ce niveau.

Efforts horizontaux revenant à chaque voiles :

Les forces sismiques à un niveau donné se répartissent suivant les inerties de refends, ces derniers sont soumis à des efforts de rotation et des efforts de translation.

$$F_1 = F_k \frac{I_i}{\sum I_i} \quad \text{effort de translation}$$

$$F_2 = F_k \cdot e \cdot \frac{I_i \cdot X_i}{\sum I_i X_i^2} \quad \text{effort de rotation.}$$

L'effort revenant au voile est :

$$F = F_1 + F_2 = F_k \cdot \frac{I_i}{\sum I_i} + F_k \cdot e \cdot \frac{I_i X_i}{\sum I_i X_i^2}$$

$$F = F_k \left(\frac{I_i}{\sum I_i} + e \cdot \frac{I_i X_i}{\sum I_i X_i^2} \right) = \alpha \cdot F_k$$

avec :

- F_k : force horizontale.
- I_i : Moment d'inertie suivant l'axe considéré.
- X_i : coordonnées des voiles par rapport à l'axe considéré.
- e : excentricité (distance du c.d.g. des inerties de refends à la force horizontale F_k).

1. Cellules :

Exemple de calcul :

Voile B : 4^{ème} cas de chargement :

$$I_I = 124,40 \text{ m}^4 ; \sum I_i X_i^2 = 5288,75 \text{ m}^6 ; \sum I_i = 622,02 \text{ m}^4$$

$$X_I = 2,67 \text{ m} ; e = 0,959 \text{ m}$$

$$\rightarrow \alpha = \frac{124,40}{622,02} + \frac{0,959 \cdot 124,4 \cdot 2,67}{5288,75} = 0,27$$

α	sans transversal					sens longitudinal		
	1 et 9	2 et 8	3 et 7	4 et 6	5	A et E	B et D	Q
1 cas 2 cas	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.20	0.20	0.20
3 cas	0.16	0.15	0.14	0.12	0.11	0.20	0.20	0.20
4 cas	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.34	0.27	0.20

1^{er} cas : Toutes les cellules sont vides . Efforts repris par 1 voile

h(m)	F _k (t)	T (t)	M (t.m)	sens longitudinal		sens Transversal	
				T _x (t)	M _x (t.m)	T _y (t)	M _y (t.m)
0	0	563.58	10871.59	61.99	1195.87	112.72	2174.32
2.73	34.29	563.58	9180.85	61.99	1009.89	172.72	1836.17
5.73	18.92	529.29	7592.98	58.22	835.23	105.86	1518.60
8.73	28.83	510.37	6061.87	56.14	666.81	102.07	1212.37
11.73	38.73	481.54	4617.23	52.98	507.90	96.31	923.45
14.73	48.64	442.81	3288.82	48.71	361.77	98.56	655.96
17.73	58.55	394.17	2106.31	43.36	231.69	78.83	421.26
20.73	68.46	335.62	1099.45	36.92	120.94	67.12	219.89
23.78	153.77	267.16	284.61	29.39	31.31	53.43	56.92
26.29	113.39	113.39	0	12.47	0	22.68	0

2^{er} cas : Toutes les cellules sont pleines . Efforts repris par 1 voile .

h(m)	F _k (t)	T (t)	M (t.m)				
				T _x (t)	M _x (t.m)	T _y (t)	M _y (t.m)
0	0	1193.60	19431.59	137.30	2137.47	238.72	3886.32
2.73	42.88	1193.60	17578.74	131.30	1933.66	238.72	3515.75
5.73	58.32	1150.62	14126.58	126.58	1553.92	230.14	2825.32
8.73	88.86	1092.40	10849.38	120.16	1193.43	218.48	2169.88
11.73	119.39	1003.54	7838.76	110.39	862.26	200.71	1565.75
14.73	149.93	884.15	5186.31	97.26	570.49	176.83	1037.26
17.73	180.46	734.22	2983.66	80.76	328.20	146.84	596.73
20.73	211.00	553.76	1322.37	60.91	145.46	110.75	264.47
23.78	232.42	342.76	276.95	37.70	30.46	68.55	55.39
26.29	110.43	110.34	0	12.14	0	22.07	0

R (m)	F _k (t)	T (t)	M _L (t-m)	T _x					M _x					T _y (t)	M _y (t-m)
				1 at 9	2 at 8	3 at 7	4 at 6	5	1 at 9	2 at 8	3 at 7	4 at 6	5		
0	0	878.60	15791.22	140.58	132.79	123.00	105.43	86.55	2626.60	2368.68	2270.47	1737.03	145.72	3158.21	
2.73	38.79	878.60	13392.65	140.58	132.79	123.00	105.43	96.55	2142.82	2008.90	1874.97	1607.12	1473.19	175.72	2678.53
5.73	38.50	839.81	10873.23	134.37	125.97	117.57	100.78	92.38	1739.72	1630.98	1522.25	1304.79	1196.06	167.96	2174.65
8.73	58.65	801.37	8469.36	128.27	120.20	112.78	96.76	88.74	1355.09	1270.40	1185.70	1016.32	931.62	160.26	1693.86
11.73	78.81	742.66	6241.33	118.83	111.40	103.97	89.72	87.69	998.67	936.20	873.79	748.09	686.55	148.53	1248.27
14.73	98.96	663.85	4249.79	106.22	99.58	92.94	79.66	73.02	679.97	637.47	594.79	509.07	467.48	132.77	849.96
17.73	119.12	564.89	2555.12	90.38	84.73	97.08	67.79	62.74	408.82	383.27	357.72	306.61	287.06	112.98	511.02
20.73	139.27	445.77	1117.82	71.32	66.87	62.47	53.49	49.03	194.85	182.67	170.49	146.74	133.88	89.15	243.56
23.78	193.75	306.50	263.00	49.04	45.98	42.97	36.78	33.72	45.28	42.45	39.62	33.36	31.73	61.30	56.60
26.29	112.75	112.75	0.00	18.04	16.97	15.79	13.53	12.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	22.55	0.00

h (m)	F _k	T (t)	M (ton)	T _x (t)	M _x (t.m)	T _y			M _y		
				pour un voile		A et E	B et D	C	A et E	B et D	C
0	0	878.60	15797.22	96.65	1737.03	298.72	237.22	175.72	5369.07	4263.63	3158.24
2.73	38.79	878.60	13392.65	96.65	1473.71	298.72	237.22	175.72	4553.50	3616.02	2678.53
5.73	38.50	839.81	10873.23	92.38	1191.06	285.54	226.75	167.96	3696.90	2935.77	2174.65
8.73	58.65	807.31	8469.30	88.14	931.62	272.45	216.35	160.26	2879.56	2286.71	1693.86
11.73	78.81	742.66	6241.33	81.69	686.55	252.50	200.52	148.53	2122.05	1685.16	1248.27
14.73	98.96	663.85	4249.49	73.02	467.48	225.71	177.24	132.77	1444.93	1147.44	249.96
17.73	119.12	564.89	2555.12	62.14	281.06	112.06	152.52	112.98	268.74	689.88	511.02
20.73	139.27	445.77	1217.82	49.03	133.96	151.06	120.36	89.75	414.06	328.81	243.65
23.78	193.75	306.50	283.00	33.72	31.13	104.21	82.76	61.30	96.22	76.41	56.60
26.29	112.75	112.75	0	12.40	0	38.34	30.44	22.55	0.00	0.00	0.00

2. Tour:

Exemple de calcul : voile A

$$I_A = 1,44 \text{ m}^4, \quad \sum I_i x_i^2 = 102,36 \text{ m}^6$$

$$x_A = 4,57 \text{ m} ; \quad e = 0,81 \text{ m}$$

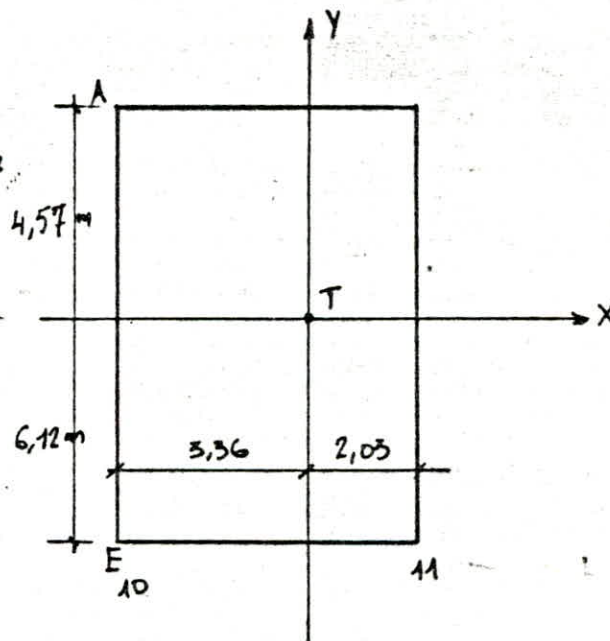
$$\sum I_i = 3,37 \text{ m}^4 ; \quad I_{Ax} = 6,58$$

$$\rightarrow \alpha = \frac{1,44}{3,37} + \frac{0,81 \cdot 6,58}{102,36} = 0,48$$

sens transversal		$I_i \text{ (m}^4\text{)}$	$Y_i \text{ (m)}$	$Y_i^2 \text{ (m}^2\text{)}$	$I_i \cdot Y_i$	$I_i \cdot Y_i^2$	α
Voile	A	1,44	4,57	20,88	6,58	30,07	0,48
	E	1,93	-6,12	37,45	-11,81	72,29	0,57
sens longitudinal							
Voile	10	14,59	-3,36	11,29	-49,02	164,72	0,50
	11	14,73	2,03	4,12	29,90	60,70	0,61

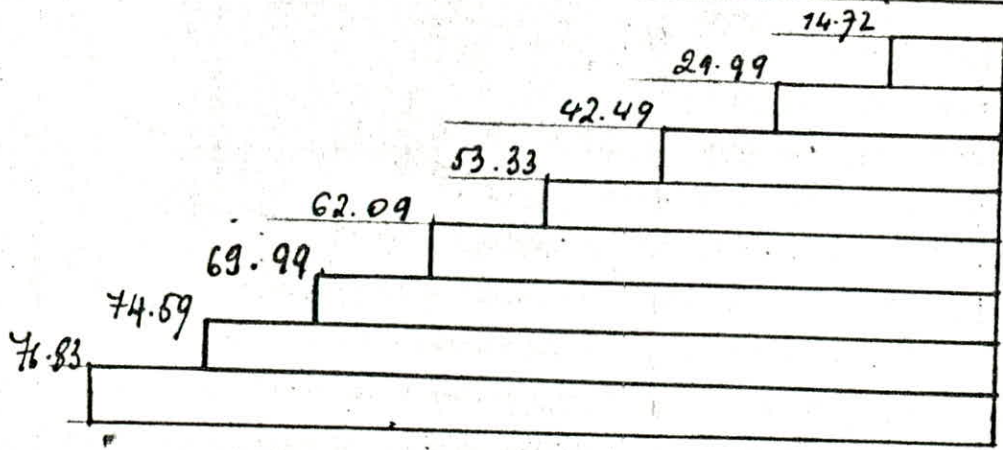
selon l'article 3-35 RPA 81

Les efforts négatifs dus à la torsion
devront être négligés



- 59 -

Niv	h (cm)	F _k (t)	T _(ct)	M _(L.N)	A		E		10		11	
					T'	M'	T'	M'	T'	M'	T'	M'
T	31.54	14.72	14.72	0	7.07	0	8.89	0	7.36	0	8.98	0
7	27.57	15.72	29.99	58.14	14.40	27.91	17.09	33.14	15	29.07	18.29	35.17
6	23.78	12.50	42.49	172.41	26.40	87.76	24.22	98.27	21.25	86.21	25.42	105.17
5	20.35	10.84	53.33	318.14	25.60	152.71	30.40	181.34	26.67	159.07	32.53	194.07
4	16.46	8.77	62.09	525.58	29.80	252.28	35.40	299.58	31.05	262.79	37.87	320.6
3	13.03	7.89	69.99	738.56	33.6	354.51	39.89	420.56	35	369.28	41.69	450.52
2	7.44	4.61	74.59	1129.78	35.60	542.29	42.51	643.97	37.30	564.89	45.50	689.17
1	3.44	2.24	76.83	1428.15	36.88	685.51	43.79	814.04	38.42	714.08	46.87	871.17
RDC	0	0	76.83	1692.44	36.88	812.37	43.79	964.69	38.42	846.22	46.87	1032.39



15^t effort tranchée
 ← x

Calcul du joint : cellules - Tour

Les cellules et la tour de travail sont divisées par un joint parasismique. La largeur du joint doit être telle que les deux constructions ne puissent se heurter au cours de leur mouvement.

Le calcul de la largeur du joint parasismique se fait en se plaçant dans le cas le plus défavorable, c'est-à-dire en supposant que les deux blocs vibrent en opposition de phase.

Le joint entre les deux constructions aura une largeur d , telle que :

$$d = f_c + f_T + 2 \text{ cm} =$$

avec f_c : flèche au sommet des cellules ; $f_c = 0,593 \text{ cm}$
 f_T : " " " de tour ; $f_T = 5,67 \text{ cm}$

$$\text{Donc: } d = 0,593 + 5,67 + 2 = 8,263 \text{ cm.}$$

D'après l'article 2-3-2 RPA 81 la largeur d du joint doit vérifier la

condition : $d \geq \frac{H}{300}$; H : hauteur du bâtiment le moins haut.

$$H = 27 \text{ m} ; d \geq 8,76 \text{ cm}$$

On prend : $d = 10 \text{ cm}$.

CHAPITRE_6

ETUDE DE LA MATIERE
ENSILEE

2

CALCUL SUIVANT LES REGLES SNBATI

Définition et données géométriques de base :

γ : poids volumique du blé = $0,85 \text{ t/m}^3$

φ : angle de frottement interne = 26°

δ : angle de frottement blé-blé = 20°

$f = \frac{\tan \delta}{\tan \varphi} = 0,75$ (beton non revêtu)

S : surface interne = $6,35 \text{ m}^2$

L : Périmètre interne = $10,08 \text{ m}$

r' : rayon interne - côté interne = $2,52 \text{ m}$

r : côté externe = $2,67 \text{ m}$

r_h : rayon hydraulique = $\frac{A}{L} = 0,63 \text{ m}$

h' : valeur de z relative à la rive de remplissage :

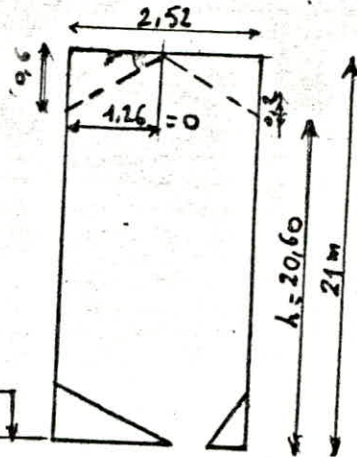
$$h' = \frac{a}{b} \left[3 - \frac{a}{b} \right] \tan \varphi$$

$$h' = \frac{1,26}{6} [3 - 1] \tan 26^\circ = 0,20 \text{ m}$$

h'' : Terme correctif = $\frac{a}{b} \left[3 - \frac{a}{b} \right] \tan \delta = \frac{1,26}{6} [2] 0,36 = 0,11 \text{ m}$

h : valeur de z relative au plan de base

$$h = H = 20,60 \text{ m}$$



Type de vidange et valeur de l'élanement limite :

1- valeur de l'élanement limite :

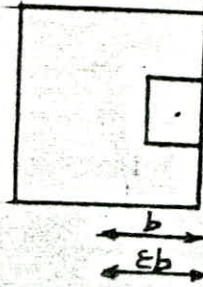
L'élanement limite est de 3,5.

On doit avoir donc : $\frac{H}{r_h} \geq 3,5 \rightarrow \frac{20,60}{0,63} = 32,69 > 3,5$

La vidange de notre cellule est anormale :

- 1- l'écoulement se fait par gravité sans insufflation d'air
- 2- il n'existe à l'intérieur du silo nul structure
- 3- l'orifice de vidange est située au fond, mais le trou se trouve juste à côté du voil

ξ qui est le rapport d'omothétie est égal à 1.



$$\frac{\epsilon b}{b} = 1$$

Valeurs nominales des actions :

Les valeurs des actions déterminées suivant les indications des présentes règles sont dites "valeurs nominales" ce sont celles prises en compte dans le calcul des éléments résistants de la structure du silo.

Valeurs de base et coefficient de comportement :

La valeur nominale de l'action (n ou v) est écrite sous la forme du produit de sa valeur de base par un coefficient de comportement k .

$$\begin{aligned} n &= k_n \cdot n_0 \\ v &= k_v \cdot v_0 \end{aligned}$$

$$n_0 = \frac{\gamma}{\lambda \cdot \text{tg} \delta} \cdot y$$

$$v_0 = \frac{\eta_0}{\lambda} + h'' = [3_0 \cdot \gamma + h'']$$

Profondeur réduite α et fonction exponentielle :

La profondeur z intervient dans l'expression :

$$\alpha = \frac{z - h''}{z_0} \quad \text{avec : } h'' = 0,11 \text{ m} \quad \text{et ; } z_0 = \frac{r_h}{\lambda \cdot \text{tg} \delta}$$

La fonction α intervient elle-même sous l'expression :

$$y = 1 - e^{-\alpha}$$

Etat d'équilibre limite :

Deux états d'équilibre sont à considérer successivement pour l'étude d'un silo.

Etat 1 : Il est caractérisé par une valeur faible de λ , il se produit en général après un remplissage effectué en une seule

étape et le massif pulverulent demeure au repos, cet état sera considéré pour l'étude des sollicitations des éléments qui composent le fond du silo :

$$\lambda_1 = \frac{1 - m \sin \varphi}{1 + m \sin \varphi} \cos^2 \delta \quad ; \quad m = (1 - f^2)^{1/2}$$

Etat 2 : Il est caractérisé par une valeur supérieure de λ , cet état sera considéré par le calcul des sollicitations sur les parois latérales. $\lambda_2 = \cos^2 \delta$

Calcul numérique :

1^{er} état d'équilibre : $f = 0,75$; $m = 0,661$

$$\lambda_1 = \frac{1 - 0,66 \cdot 0,438}{1 + 0,66 \cdot 0,438} \cdot (0,94)^2 = 0,487$$

$$z_{01} = \frac{0,63}{0,487 \cdot 0,364} = 3,562$$

$$\rightarrow x_1 = \frac{3 - 0,11}{3,562} \rightarrow y_1 = 1 - e^{-x_1}$$

$$\eta_1 = k_n \left(\frac{\gamma \cdot r_h}{\rho g \delta} \right) \cdot y_1 = k_n \left(\frac{0,85 \cdot 0,63}{0,364} \right) \cdot y_1 = k_n \cdot 1,47 \cdot y_1$$

$$v_1 = k_v \cdot \gamma [z_{01} \cdot y_1 + h^*] = k_v \cdot 0,85 [3,562 \cdot y_1 + 0,11]$$

2^{ème} état d'équilibre :

$$\lambda_2 = \cos^2 \delta = \cos^2 20^\circ = 0,883$$

$$z_{02} = \frac{r_h}{\lambda_2 \cdot \rho g \delta} = \frac{0,63}{0,883 \cdot 0,364} = 1,960$$

$$x_2 = \frac{3 - 0,11}{1,969} \rightarrow y_2$$

$$\eta_2 = k_n \left(\frac{\gamma \cdot r_h}{\rho g \delta} \right) \cdot y_2 = k_n \frac{0,85 \cdot 0,63}{0,364} y_2 = k_n \cdot 1,47 y_2$$

$$v_2 = k_v \cdot \gamma (z_{02} \cdot y_2 + h^*) = k_v \cdot 0,85 [1,960 \cdot y_2] + 0,11$$

vidange excentrée $e = 1 > 0,6$

$$\rightarrow \eta_3 = \eta_2 + 0,10 \eta_1$$

Valeurs des coefficients de comportement k_n et k_v :

$k_n = 1,15$ s'applique aux composantes normale (η) et tangentielle (t) de la contrainte q exercée sur la paroi verticale.

$k_v = 1,35$ s'applique à la pression verticale v sur le fond du silo.

$k_v = 1,25$ pour les ouvrages où les risques de rupture de voile exclue.

$k_v = 1,00$ pour les poteaux et les fondations.

Profondeur de transition :

Les expressions exponentielles de n et v ne s'appliquent que pour des profondeurs supérieures à z_T dite profondeur de transition.

$$z_T = h'' + \sqrt{6|h'' - h''|} z_0$$

$$z_{T_1} = 0,11 + 6|0,20 - 0,11| 3,562 = 1,49 \text{ m}$$

L'action due au frottement de la matière sur la paroi :

La résultante des forces de frottement ($\int t dz$ avec $t = \eta t g \delta$) agissant sur une bande de largeur unitaire sur toute la hauteur du silo situé au dessus du plan de base, est désignée par :

$$T = \gamma \cdot r_k \cdot z_0 (\bar{x} - \bar{y}) ; \bar{x}, \bar{y} \text{ relatifs au plan de base. } (z = h)$$

$$T_1 = 0,85 \cdot 0,63 \cdot 3,562 (5,752 - 0,996) = 9,07 \text{ t/}$$

$$\text{avec : } \bar{x} = \frac{h - h''}{z_0} \quad \text{et } \bar{y} = 1 - e^{-\bar{x}}$$

$$h = 20,60 \text{ m} , h'' = 0,11 \text{ m} , z_{01} = 3,562 \text{ m}$$

$$\rightarrow \bar{x}_1 = 5,752$$

$$\bar{y}_1 = 0,996$$

$$T_2 = 0,85 \cdot 0,63 \cdot 1,960 (10,45 - 0,999) = 9,91 \text{ t/ml}$$

$$\text{avec : } \bar{x}_2 = 10,45 \text{ et } \bar{y}_2 = 0,999.$$

Remarque relative à l'équilibre d'ensemble :

L'équilibre d'ensemble des forces verticales est vérifié lorsqu'on remplace par l'unité le coefficient k_v . on a en effet :

$$\bar{V}_0 \cdot s + T.L = (\bar{V}_0 + \frac{T}{s}) s = [3_0 \bar{x} + h^*] \cdot s = R.S$$

$$\text{Etat 1: } 3_{01} \bar{x}_1 + h^* = h \rightarrow 3,562 \cdot 5,752 + 0,11 = 20,59 \text{ m} \approx 20,60 \text{ m}$$

$$\text{Etat 2: } 3_{02} \bar{x}_2 + h^* = h \rightarrow 1,960 \cdot 10,45 + 0,11 = 20,592 \text{ m} \approx 20,60 \text{ m}$$

Action du fond du silo:

puisque le fond de notre cellule est formé d'une pente en béton dosé à 150 kg/m^3 (pas de mamelle) et une dalle au dessous, on assimile ce béton à une couche de grains et on considère seulement la dalle horizontale (la force horizontale des grains est absorbée ce béton rigide reste les forces verticales.)

$$\bar{V}'_1 = \bar{V}_1 + \Delta V \text{ (due à la pente de béton)}$$

$$\bar{V}'_1 = 0,576 + \bar{V}_1 = 4,346 + 0,576 = 4,922 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{\eta}'_1 = 1,8589 \text{ t/m}^2$$

Le premier état d'équilibre (remplissage) correspond à la plus grande valeur de η et la plus grande valeur de T .

La méthode précédente n'est appliquée que si $\frac{h}{H} \geq 0,6$
dans notre cas: ($\frac{h}{H} \approx 1$)

L'expression exponentielle de n ne s'applique que pour $z > z_T$
pour $z < z_T$; n varie linéairement

$$\begin{aligned} \eta = \eta_s &= k_n \cdot \frac{\gamma \cdot \eta_h}{\gamma \cdot s} \cdot \frac{z_T}{2} \text{ pour } z > z_s \\ &= \frac{3_T + h^*}{2} \text{ avec } z_T = \frac{6|h^* - h^*|}{3} \end{aligned}$$

$$\text{Etat 1: } n_1 = 0 \text{ pour } z = h^* = 0,20 \text{ m à } n_{s1} = 0,33 \text{ t/m}^2$$

$$\text{pour } z_{s1} = \frac{3_T + h^*}{2} = \frac{0,39 + 0,11}{2} = 0,25 \text{ m.}$$

$$z_T = \frac{6|h^* - h^*|}{3} = \frac{6|0,20 - 0,11|}{3,562}$$

d'autre part:

$$\text{de } n = n_{T1}$$

$$\text{pour } z = z_{T1} = 1,40$$

2. CALCUL SUIVANT LES NORMES DIN - 1055

Définition :

Comme précédemment, nous devons considérer deux états ; à des pressions latérales plus élevées.

Caractéristiques des matériaux

Pour chaque état d'équilibre de norme fixe l'angle de frottement sur la paroi " δ " en fonction de l'angle de frottement interne et un coefficient de comportement " λ ".

λ pression horizontale / pression verticale.

$$\begin{aligned} \phi > 0,2 \text{ mm} &\rightarrow \delta_r = 0,75 \phi \text{ au remplissage} \\ &\text{et} \\ &\delta_v = 0,60 \phi \text{ à la vidange} \end{aligned}$$

$$\gamma = 0,80 \text{ t/m}^3$$

$$\lambda_r = 0,5 \text{ au remplissage}$$

$$\lambda_v = 1 \text{ à la vidange (n.v.)}$$

$$\phi = 30^\circ$$

→

$$\tau_r = \gamma \delta_r = \gamma 0,75 \cdot 30 = 0,414$$

$$\tau_v = \gamma \delta_v = \gamma 18^\circ = 0,325$$

1. Au remplissage :

$$\eta_r = \frac{\gamma \cdot r_h}{\mu_r} \left[1 - e^{-\frac{z}{Z_{or}}} \right] \text{ avec } Z_{or} = \frac{r_h}{\lambda_r \cdot \mu_r}$$

$$v_r = \frac{\gamma \cdot r_h}{\lambda_r \cdot \mu_r} \left[1 - e^{-\frac{z}{Z_{or}}} \right] = z \eta_r$$

2. À la vidange :

$$\eta_v = \frac{\gamma \cdot r_h}{\lambda_v \cdot \mu_v} \left[1 - e^{-\frac{z}{Z_{ov}}} \right] \text{ avec } Z_{ov} = \frac{r_h}{\lambda_v \cdot \mu_v}$$

$$v_v = \frac{\gamma \cdot r_h}{\lambda_v \cdot \mu_v} \left[1 - e^{-\frac{z}{Z_{ov}}} \right] = \eta_v$$

$$z_{T2} = 0,11 + \sqrt{6 | 0,20 - 0,11 | \cdot 1,960} = 1,13 \text{ m}$$

pour $z < z_T$ net v varies linéairement de 0 à v_{T2} et v .

Tableau des valeurs des actions nominales

η_3	z_m	γ_1	η_1	v_1 / m^2	v_1 / m^2	z_m	γ_2	η_2	v_2	v_2 / m^2
0.7393	1.49	0.321	0.543	1.587	1.175	1.13	0.405	0.685	1.036	0.967
1.4937	3.5	0.614	1.637	2.782	2.060	3.5	0.822	1.890	1.976	1.463
1.7130	5.5	0.777	1.318	3.456	2.560	5.5	0.936	1.582	2.231	1.652
1.7980	7.5	0.874	1.478	3.845	2.808	7.5	0.976	1.651	2.323	1.720
1.8329	9.5	0.928	1.569	4.065	3.011	9.5	0.991	1.676	2.354	1.743
1.8771	11.5	0.959	1.621	4.191	3.104	11.5	0.997	1.685	2.368	1.774
1.8531	13.5	0.956	1.651	4.262	3.1570	13.5	0.998	1.688	2.372	1.759
1.8566	15.5	0.986	1.668	4.303	3.187	15.5	0.9996	1.6898	2.3741	1.750
1.8579	17.5	0.992	1.677	4.322	3.205	17.5	0.9998	1.6902	2.3748	1.751
1.8587	19.5	0.995	1.683	4.340	3.214	19.5	0.9999	1.6904	2.3748	1.759
1.8589	20.60	0.997	1.685	4.346	3.219	21	1	1.6904	2.375	1.759

Application numerique :

1. Au remplissage: $\eta_r = \frac{0,80 \cdot 0,63}{0,414} [1 - e^{-\frac{z}{3,04}}] = 1,21 [1 - e^{-\frac{z}{3,04}}]$

$z_{or} = \frac{0,63}{0,5 \cdot 0,414}$

$v_r = 2,43 [1 - e^{-\frac{z}{3,04}}] = 2\eta_r$

2. A la vidange : $\eta_v = \frac{0,8 \cdot 0,63}{0,3} [1 - e^{-\frac{z}{1,09}}] = v_v$

Tableau des valeurs des pressions (η, v) en t/m²

z (m)	η_r (t/m ²)	v_r (t/m ²)	$\eta_v = v_v$
0	0	0	0
1.13	0.375	0.750	0.750
3.5	0.827	3.754	1.411
5.5	1.011	2.022	1.585
7.5	1.107	2.214	1.646
9.5	1.157	2.312	1.668
11.5	1.182	2.364	1.675
13.5	1.195	2.394	1.678
15.5	1.202	2.404	1.679
17.5	1.206	2.412	1.6798
19.5	1.208	2.416	1.6799
21	1.2087	2.417	1.67997

Tableau des resultats :

		Pression horiz sur le fond (t/m ²)	Pression (t/m ²) verticale sur
Remplissage	SNBATI	1.850	4.346
	DIN	1.2087	2.417
vidange	SNBATI	1.6904	2.375
	DIN	1.679	1.679

Comparaison entre les différents résultats :

La comparaison se limitera aux poussées développées à la vidange et au remplissage, sur les parois et le fond du silo.

Les écarts entre les différents résultats obtenus à l'aide des

- 1- valeurs de : $\gamma, \varphi, \delta, \lambda$ pour le calcul des poussées
- 2- majoration tenant compte des phénomènes de vidange.

Valeurs des caractéristiques, coefficients de comportement et données de base :

SNBATI

$$\gamma = 0,85 \text{ t/m}^3$$

$$\varphi = 26^\circ$$

$$\delta = 20^\circ$$

$$\lambda_1 = 0,487$$

$$\lambda_2 = 0,883$$

$$k_n = 1,15$$

$$k_v = 1,35$$

DIN

$$\gamma = 0,80 \text{ t/m}^3$$

$$\varphi = 30^\circ$$

$$\delta_r = 22^\circ,5$$

$$\delta_v = 18^\circ$$

$$\lambda_r = 0,5$$

$$\lambda_v = 1$$

CHAPITRE 7

CALCUL DES CELLULES

On calcul les cellules suivant deux methodes :

1- Methode Reimbert:

a/ Description des efforts:

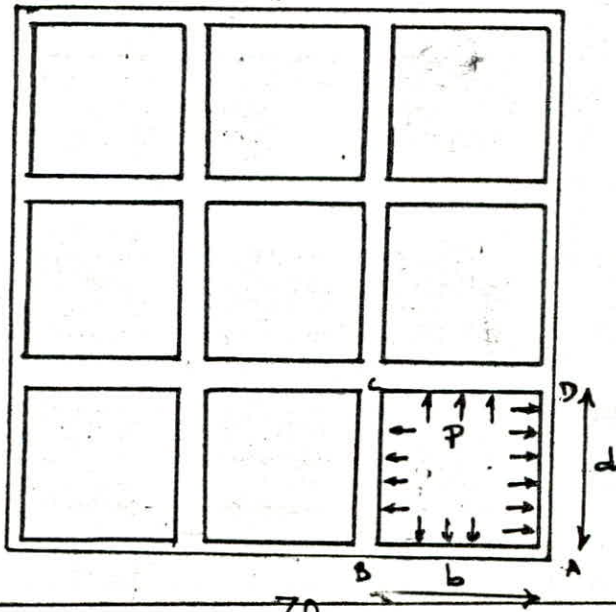
On etudiera les parois des cellules par tranches horizontales de 1 m de hauteur supposees independantes les unes des autres et en admettant que chaque cellule est independante des cellules voisines. Chaque tranches de 1 m de hauteur sera donc etudiee comme un cadre ferme horizontal sollicite par une pression horizontale interieure P_a sur les petites parois et P_b sur les grandes.

Effort de traction des parois:

L'effort de traction d'une paroi est la resultante des reactions d'appui horizontal des deux parois adjacentes. Pour une tranche de 1 m de hauteur d'une cellule rectangulaire de cotes a et b, les efforts de traction sont donc:

$$T_a = \frac{P_b \cdot b}{2} \text{ pour le c\^ote } a$$

$$T_b = \frac{P_a \cdot a}{2} \text{ pour le c\^ote } b$$



Moments fléchissants sollicitants les parois :

On applique pour le calcul des moments fléchissants dans les parois, les formules applicables aux cadres soumis à des pressions uniformes mais différentes sur les petits et les grands côtés.

Soient I_a, I_b les moments d'inertie respectifs des parois de portées a et b et pour une tranche horizontale de 1 m de hauteur.

P_a et P_b les poussées dues aux grains sur les parois a et b , on calcul

$$k = \frac{I_b \times a}{I_a \times b}$$

Le moment fléchissant aux angles :

$$M_a = - \frac{P_a \cdot a^2 \cdot k + P_b \cdot b^2}{12(k+1)}$$

Les moments en sont :

$$M_a = \frac{P_a \cdot a^2}{8} - |M_A|$$

$$M_b = \frac{P_b \cdot b^2}{8} - |M_A|$$

Cas particulier : silos carrés

Les quatre parois sont identiques, on a donc : $a = b$ et $I_a = I_b$ d'où :

$k = 1$; et les formules deviennent : (avec : $P_a = P_b = P$)

$$M_A = - \frac{P \cdot a^2}{12}$$

$$M_a = M_b = \frac{P \cdot a^2}{8} - \frac{P \cdot a^2}{12} = \frac{P \cdot a^2}{24}$$

$$\text{et : } T_a = T_b = \frac{P \cdot a}{2}$$

AN :

$$T = \frac{1,8589 \cdot 2,52}{2} = 2,34 \text{ t}$$

$$M_A = - \frac{1,8589 \cdot (2,52)^2}{12} = -0,983 \text{ t.m}$$

$$M_{tr} = \frac{1,8589 (2,52)^3}{24} = 0,491 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\rightarrow \max M_i = 0,983 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Par les formules exposées par P. CHARON

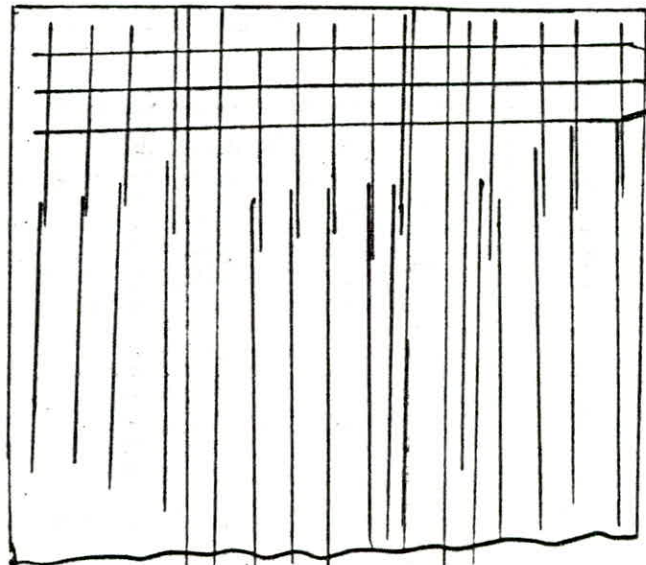
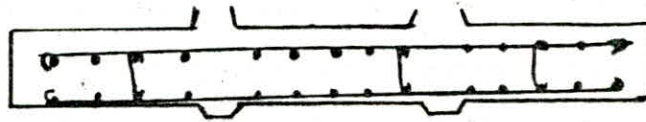
$$M = K_M \cdot b \cdot h^2$$

$$\rightarrow K_M = 6,826 \rightarrow \omega\% = 0,3\%$$

Le ferrailage est donné par la formule: $A = \omega\% \cdot b \cdot h = 3,6 \text{ cm}^2$.

On prend $5 \varnothing 10 / \text{ml} = 3,92 \text{ cm}^2$ espacés de 20 cm.

On n'a pas considéré le voile en différentes tranches, on a pris seulement la tranche qui donne le ferrailage maximum qui est plus proche de A_{min} , le calcul des autres tranches est inutile.



Ferrailage longitudinal

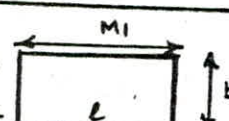
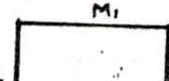
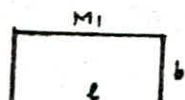
Le ferrailage longitudinal sera calculer ultérieurement.

2- Methode exposé dans un document polonais "SILOS"

Pour un silo composant plusieurs cellules (plus de 9 cellules) on peut les calculer en groupe de 9 cellules, car en dehors de ce nombre on n'a pas d'influence sur celle-ci. Donc l'étude de ce groupe de cellules est conforme à l'étude de 9 cellules regroupés de la façon suivante:

A	R	
	C	

Pour cela on calcul pour 3 cellules différentes, centrales d'angle et de rive, pour ces différentes cellules on a le tableau suivant:

Cellules Centrale	Cellule de rive	Cellule d'angle
$\alpha = b$ 		$\alpha = \frac{b}{2}$ 
$\max M_{t1} = \frac{P l^2}{24} \cdot \frac{48-23\alpha}{25}$	$\max M_{t1} = \frac{P l^2}{24} \cdot \frac{41-16\alpha}{25}$ $\min M_{t1} = -\frac{P l^2}{12} \cdot \frac{19-25(1-\alpha^2)}{25}$	$\max M_{t1} = \frac{P l^2}{24} \cdot \frac{41-41\alpha^2}{25}$ $\min M_{t1} = -\frac{P l^2}{12} \cdot \frac{24\alpha^2 - 24\alpha}{25}$
$\min M_{A1} = -\frac{P l^2}{12} \cdot \frac{12-\alpha^2}{25}$	$\min M_{A1} = -\frac{P l^2}{12} \cdot \frac{28-3\alpha^2}{25}$	$\min M_{A1} = -\frac{P l^2}{12} \cdot \frac{25 + 25\alpha^2}{25}$ $\min M_{A2} = -\frac{P l^2}{12} \cdot \frac{675 - 11\alpha^2}{25}$
$\max M_{t2} = \frac{P l^2}{24} \alpha^2$	$\max M_{t2} = \frac{P l^2}{24} \alpha^2$	$\max M_{t2} = \frac{P l^2}{24} \alpha^2$
$\min M_{A2} = -\frac{P l^2}{12} \cdot \frac{1+\alpha^2}{2}$	$\min M_{A2} = -\frac{P l^2}{12} \cdot \frac{1+\alpha^2}{2}$	$\min M_{A2} = -\frac{P l^2}{12} \cdot \frac{1+\alpha^2}{2}$

$$\alpha = \frac{b}{l} = \frac{2}{2} = 1$$

1^{er} cas: cellule centrale:

$$\max M_{t1} = \frac{P l^2}{24} \cdot \frac{48-23}{25} = \frac{P l^2}{24} = \max M_{t2} = 0,552 \text{ t.m.}$$

$$\min M_{A1} = -\frac{P l^2}{12} = \min M_{A2} = -1,104 \text{ t.m.}$$

2^{er} cas: cellule de rive:

$$\max M_{t1} = \frac{P l^2}{24} \cdot \frac{41-16}{25} = \frac{P l^2}{24} = \max M_{t2} = 0,552 \text{ t.m.}$$

$$\min M_{t1} = 0$$

$$\min M_{A_1} = - \frac{P \cdot l^3}{12} = \min M_{A_2} = - 1,104 \text{ t}\cdot\text{m}$$

3° cas : cellule d'angle :

$$\max M_{t_1} = \frac{P \cdot l^3}{24} = \max M_{t_2} = 0,552 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\min M_{A_1} = - \frac{P \cdot l^3}{12} = \min M_{A_2} = - 1,104 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$T_2 = \frac{1,8589 \cdot 2,52}{2} = 2,34 \text{ t} \rightarrow A = 0,83 \text{ cm}^2$$

on voit qu'avec cette methode on trouve les mêmes resultats d'où même ferrailage.

Pour l'effort tranchant ou l'effort de traction dû aux grains dans les cellules on a :

$$\sigma' = \frac{2530}{100 \cdot 15} = 1,55 \text{ kg/cm}^2 \ll \bar{\sigma}$$

$$A = \frac{T}{\bar{\sigma}_A} = 0,83 \text{ cm}^2 \ll (\text{très petit})$$

Dispositions constructives minimales SNBATI

Enrobage minimal : il doit être au moins égal à 2 cm.

On prend : = 3 cm.

Pourcentage minimal $\bar{\omega}_{\min} \geq 0,2\% \rightarrow A_{\min} = \frac{0,2}{100} \cdot 15 \cdot 100 = 3 \text{ cm}^2$, par mètre linéaire dans chaque direction.

Pourcentage maximal $\bar{\omega}_{\max} \leq 2\% \rightarrow A_{\max} \leq 30 \text{ cm}^2$ dans la partie courante de la jupe dans chaque direction.

Espacement maximale : l'écartement des armatures verticales ou horizontales d'une même nappe ne doit pas être supérieur à 25 cm (pour coffrage glissant) et au minimum (30 cm, 2e) pour les autres; vérifier

CHAPITRE - 8

ETUDE DES VOILES

1. EFFORTS DANS LES ELEMENTS DE REFENDS

La méthode utilisée pour calculer les efforts sollicitant chaque élément de refend est celle imaginé par M. MAÏBIÈRES et GOULET, fournissant des abacques pour le calcul pratique des structures.

- Refend à une file d'ouverture:

. cas d'une charge triangulaire due au séisme.

- Calcul de l'effort tranchant π dans les linteaux:

L'effort tranchant est donné par la formule:

$$\pi(x) = H_0 \frac{m \cdot l}{I} \Phi(\alpha, \xi)$$

avec:

H_0 : effort tranchant d'ensemble à la base du refend.

m : moment statique de la section par rapport au C.D.G.

l : hauteur d'étage.

I : moment d'inertie de la section

z : hauteur du bâtiment.

- Calcul des moments dans les trumeaux

Le moment dans le trumeau (1) est donné par:

$$M_1(\xi) = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 \cdot z \left[\frac{(1-\xi)^2}{2} - \frac{2m \cdot c \cdot \psi}{I} \right]$$

Le moment dans le trumeau (2) est donné par:

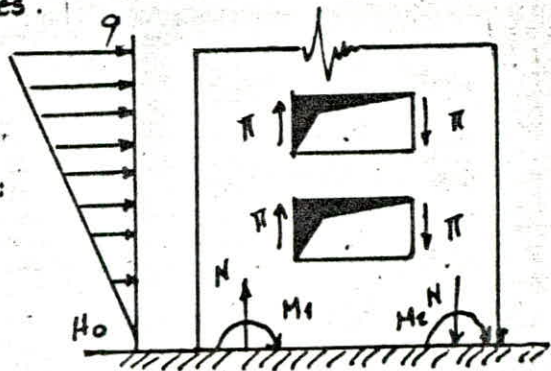
$$M_2(\xi) = \frac{I_2}{I_1 + I_2} H_0 \cdot z \left[\frac{(1-\xi)^2}{2} - \frac{2m \cdot c \cdot \psi}{I} \right]$$

- Calcul de l'effort normal dans les trumeaux:

L'effort normal dans les trumeaux est égale à la somme des efforts tranchants dans les linteaux: $N = \Sigma \pi$

Après avoir calculé les efforts précédents, on doit vérifier à la base du refend que le moment extérieur \approx moment intérieur ($M_{ext} \approx M_{int}$)

avec: $M_{int} = M_1 + M_2 + 2NC$.



et M_{ext} : est le moment obtenu après la distribution des efforts horizontaux dans les refends.

Refends à plusieurs files d'ouvertures :

- Calcul des effort tranchants π

l'effort tranchant est donné par :

$$\pi_i(\xi) = H_0 \cdot l \frac{i_i c_i}{2 a_i^3 \left(\frac{l_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{l_2 c_2^2}{a_2^3} + \dots \right)} \phi$$

- Calcul du moment dans les éléments du refend :

Le moment dans chaque trumeau est donné par :

$$M_i(\xi) = \frac{I_i}{\sum_{iu} I_i} H_0 z \left[\frac{(1-\xi)^2}{2} - \psi \right]$$

- Calcul de l'effort normal dans les éléments de refend :

$$N_1 = \sum \pi_i \quad , \quad N_3 = \sum \pi_2$$

$$N_2 = \sum \pi_2 - \sum \pi_i$$

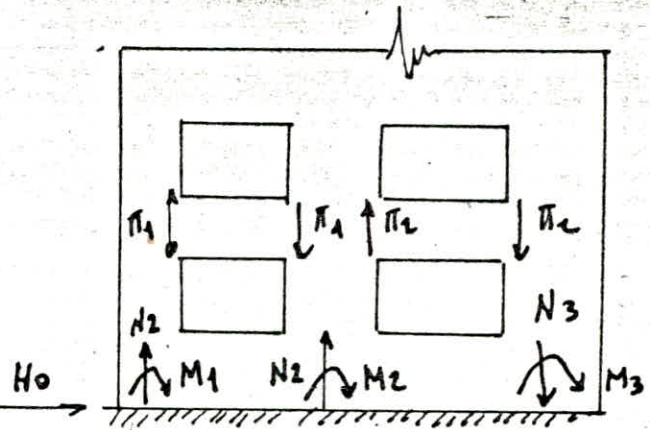
À la fin du calcul il faut vérifier l'équilibre par la relation :

$$M_i = M_1 + M_2 + M_3 + \dots + 2N_1(c_1 + c_2 + \dots) + 2N_2(c_2 + \dots)$$

$$M_i = M_{ext}$$

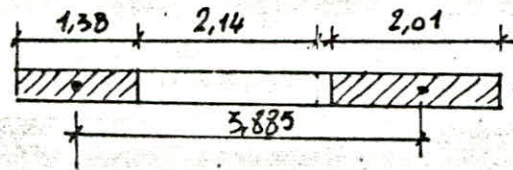
M_{ext} : moment extérieur obtenu après la distribution des efforts horizontaux dans les refends.

La distribution des efforts dans les trumeaux est résumée dans les tableaux suivants :



Voile E

Ho = 43,79 t



Niveau	ξ	Φ	Ψ	$2m\alpha\psi$	$\pi(t)$	$M_1 [t.m]$	$M_2 [t.m]$	$N(t)$
T	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.875	0.120	0.030	0.028	4.860	-6.830	-27.77	4.86
6	0.754	0.250	0.060	0.056	9.100	-8.720	-28.96	13.94
5	0.645	0.330	0.130	0.121	13.640	-19.760	-67.070	27.61
4	0.522	0.450	0.180	0.168	16.400	-18.250	-56.420	44.01
3	0.413	0.570	0.290	0.270	23.860	-33.380	-703.17	77.87
2	0.236	0.720	0.420	0.391	30.600	-34.070	-705.30	108.47
1	0.110	0.890	0.560	0.492	34.480	-38.950	-93.10	142.75
RDC	0.00	1.00	-	0.492	34.480	-38.950	-93.10	142.75

Verification :

$$M_{ext} = H_o \frac{\bar{\xi}}{2} = 43,79 \cdot \frac{31,5}{2} = 689,69 \text{ t.m}$$

$$M_{int} = M_1 + M_2 + 2NC = 38,95 + 93,1 + 142,95 \cdot 3,885 = 685,12 \text{ t.m.}$$

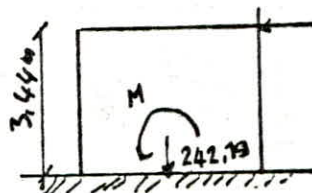
soit une erreur: $\frac{689,89 - 685,12}{689,69} = 95\%$

L'element de refend 1 est soumis à la base à une traction $N = 142,95 \text{ t}$ et à un moment $M_1 = 38,95 \text{ t.m}$. Le refend 2 est soumis à la base à une compression $N = 148,95 \text{ t}$ et $M_2 = 93,1 \text{ t.m}$.

Pour le niveau RDC : même remarque que pour les refends A et H. (voir page suivante).

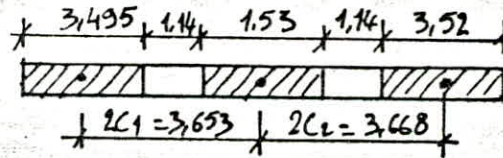
$$N = 242,19 \text{ t}$$

$$M = 833,13 \text{ t.m.}$$



Voile A

H₀ = 36.88 t



Niveau	ξ	Φ	Ψ	π_1	M_1 M_2 M_3 (t)	N_1 N_2 N_3 (t)
				π_2 (t)		
T	1.00	0.00	0.00	0 0	0 0 0	0 0 0
7	0.88	0.12	0.014	1.479 2.869	-0.717 -6.343 -0.846	1.419 1.450 -2.869
6	0.95	0.26	0.035	2.667 5.387	-0.392 -3.498 -0.466	4.080 4.170 -8.257
5	0.65	0.33	0.07	3.984 8.056	-0.915 -8.762 -1.088	8.064 8.243 -16.307
4	0.52	0.45	0.12	4.790 9.687	-0.502 -4.477 -0.597	12.854 13.140 -25.993
3	0.41	0.57	0.18	9.888 19.990	-0.622 -5.550 -0.740	22.642 23.248 -45.990
2	0.24	0.72	0.32	8.937 18.074	-3.263 -29.702 -3.880	37.679 32.385 -64.064
1	0.11	0.79	0.43	23.72	$M_1 = 1.43$ $M_2 = 89.80$	87.784
RDC	0.00					

Pour le niveau 1:

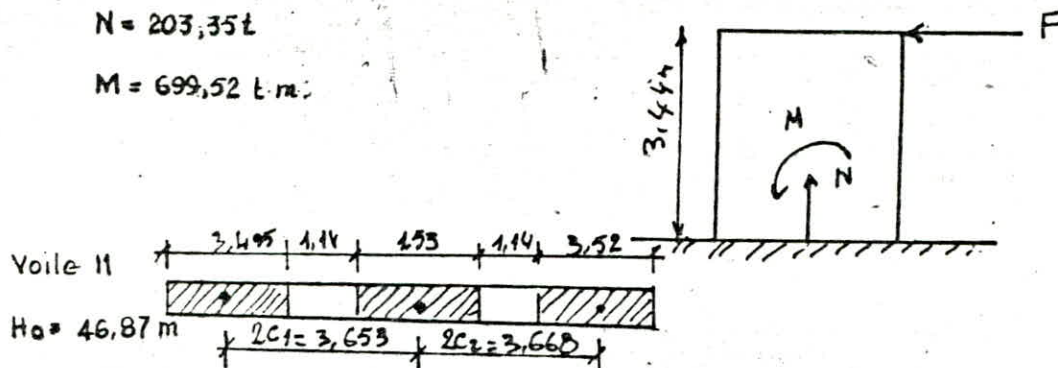
Vu l'irregularité des ouvertures, on considère le voile au-dessus du RDC encastré dans ce dernier. Le voile du RDC est un voile plein, on suppose qu'il est encastré dans l'infrastructure et sollicité à son sommet par un effort: $F = 203,35 \text{ t}$.

L'effort normal et le moment à la base

sont:

$$N = 203,35 \text{ t}$$

$$M = 699,52 \text{ t.m.}$$



ELEVATION	ξ	Φ	Ψ	π_1	M_1	N_1
				π_2 (t)	M_2 M_3 (t.m)	N_2 N_3 (t.m)
T	1.00	0.00	0.00	0	0	0
				0	0	0
7	0.88	0.12	0.03	2.92	-15.95	2.92
				2.93	-1.34 -16.37	0.01 -2.93
6	0.75	0.25	0.06	5.48	-20.11	8.40
				5.50	-1.69	0.03
				5.50	-20.64	-8.43

Le pourcentage des ouvertures de ce voile est inférieur à 10% pour cela il sera calculé comme voile plein.

Voile 10

Pour le niveau RDC : même remarque que pour le voile A
 N = 258,657
 M = 889,757m : 889,757m

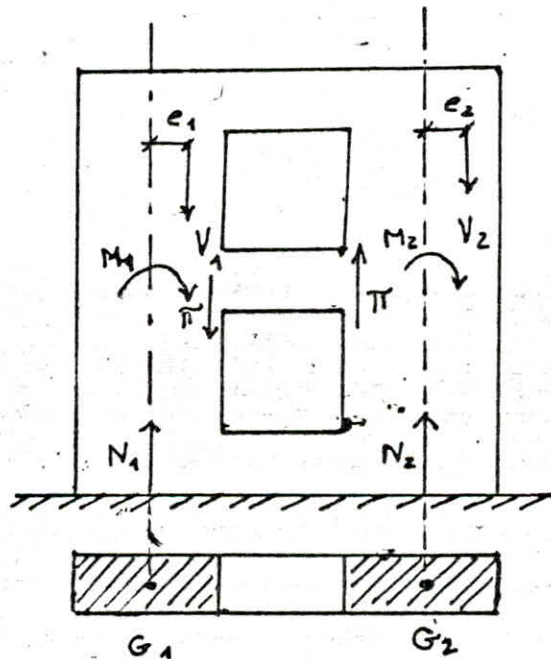
1	0.11	0.89	0.56	19.56	19.64	-17.70	-85.13
2	0.24	0.72	0.42	18.40	18.48	-91.78	65.22
3	0.41	0.57	0.29	20.36	20.44	-81.11	46.82
4	0.52	0.45	0.18	9.86	9.90	-45.33	26.46
5	0.65	0.33	0.13	8.24	8.24	-48.09	16.60
						-4.05	0.07
						-49.36	-76.67
						-3.82	0.11
						-46.52	26.57
						-81.11	46.82
						-6.84	0.19
						-83.24	-47.01
						-91.78	65.22
						-7.73	0.27
						-94.19	-65.49
						-174.69	84.78
						-9.67	0.35
						-117.70	-85.13

2_SOLLICITATIONS SOUS CHARGE VERTICALES

I. Introduction:

Les sollicitations sous charges verticales proviennent des charges permanentes "G" et surcharge d'exploitation "P". Elles sont distribuées selon les surfaces des planchers revenant à chaque voile pris en considération.

- On remarque que pour les voiles avec files d'ouvertures l'excentricité des charges verticales



Valeur de α :

L'évaluation des valeurs caractéristiques de α et w ont été déterminées dans le calcul des inerties équivalentes.

Etude des linteaux

Paramètre K:

$$K = \frac{m}{I} \left[V_2 \left(-e_2 + \frac{I_1 + I_2}{2c} \cdot \frac{1}{\Omega_2} \right) - V_1 \left(e_1 + \frac{I_1 + I_2}{2c} \cdot \frac{1}{\Omega_1} \right) \right]$$

- Valeur de ξ :

$$\xi = \frac{1}{2}$$

- Valeur de Δ

avec α et ξ , on trouve la valeur de " Δ " sur abaque de MARIUS-DIVE

- Effort tranchant π :

On évalue l'effort tranchant " π " à l'encastrement du linteau : $\pi = K \cdot \Delta$.

- Etude du refend:

On étudie les deux refends situés de part et d'autre des ouvertures (calcul effectué de chaque linteau)

- Valeur Γ : $\Gamma = f(\alpha, \xi)$

- Calcul des moments:

Les moments calculés sont dûs aux charges verticales seulement.

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \cdot \frac{\pi}{l} [(1 - \xi)(v_1 e_1 + v_2 e_2) - 2K \cdot C \cdot \Gamma]$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} \cdot \frac{\pi}{l} [(1 - \xi)(v_1 e_1 + v_2 e_2) - 2K \cdot C \cdot \Gamma]$$

- Calcul des forces axiales:

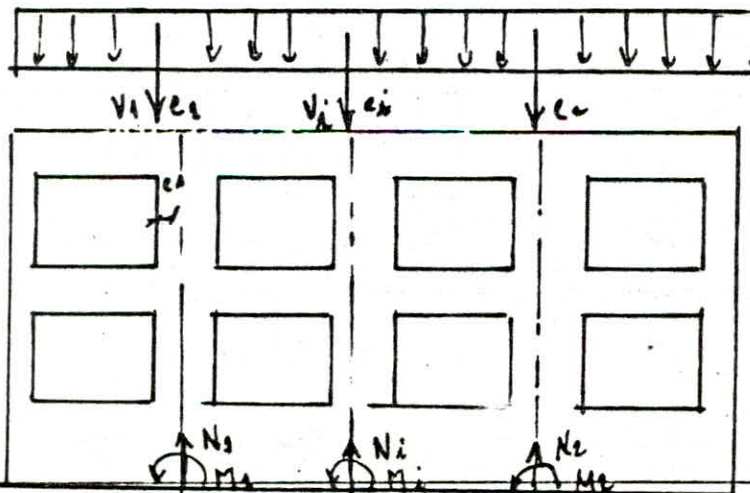
$$N_1 = \frac{\pi}{l} [-v_1(1 - \xi) + K \cdot \Gamma]; \quad N_2 = \frac{\pi}{l} [-v_2(1 - \xi) - K \cdot \Gamma]$$

$N_i > 0$ dirigé vers le haut.

D'après les calculs faits, on remarque que les valeurs de M et π sont négligeables, pour cela on considère seulement les valeurs de N .
exple: voile à 1 file d'ouvertures au niveau de base

$$\pi = 4028 \text{ t}, \quad M = 4.85 \text{ t}; \quad N = 56.67 \text{ t}$$

5. Plusieurs files d'ouvertures :



Niveau	Poids du Plancher [t]	Poids du Voile [t]	Poids total [t]	Surcharge	Poids total [t]
7	19.63	14.0	33	15.96	48.96
6	8.18	14.0	56	31.93	87.93
5	8.18	12.5	77.5	47.90	125.4
4	8.18	13.0	100.5	63.87	164.37
3	8.18	11.5	122.0	79.84	201.84
2	8.18	27.0	152.0	95.81	247.28
1	8.18	14.5	175.5	111.78	287.28
RDC	8.18	13.5	198.7	127.75	325.75

voile A

Niveau	Pds Plan (€)	Pds Voile (€)	tot cum	Sur n	Pds tot
7	7.51	7.87	14.88	5	19.88
6	3.13	7.05	25.06	10	35.06
5	3.13	6.19	34.38	15	49.38
4	3.13	7.24	44.76	20	64.76
3	3.13	6.19	54.38	25	79.33
2	3.13	11.15	68.91	30	98.91
1	3.13	7.5	79.54	35	114.54
RDC	3.13	6.70	89.50	40	129.5

Niveau	Pds Plan (€)	Pds Voile (€)	tot cum	Sur cum	Pds tot
7	7.51	7.17	14.68	5	19.68
6	3.13	6.89	24.7	10	34.7
5	3.13	6.1	33.93	15	48.93
4	3.13	7.05	44.71	20	64.71
3	3.13	6.1	53.34	25	78.34
2	3.13	10.57	67.04	30	97.04
1	3.13	7.28	77.05	35	112.45
RDC	3.13	6.12	86.7	40	126.7

Voile 10

Niveau	Pds du Plan [t]	Pds du Voile [t]	tot cumulé [t]	surc cumulé	Pds tot cum [t]
7	19.63	10.5	30.23	15.96	46.19
6	8.18	8.83	47.16	37.93	78.29
5	8.18	13.5	68.81	47.90	116.71
4	8.18	15.32	92.31	63.87	156.18
3	8.18	13.51	114	70.84	193.84
2	8.18	22.00	144.18	95.80	289.98
1	8.18	15.78	168.12	111.78	279.9
RDC	8.18	9.13	185.43	127.75	313.18

SUPERPOSITION

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés par la combinaison de charges verticales et des charges sismiques données ci-dessus, sur la base du règlement parasismique en vigueur RPA-81. Les combinaisons des charges, surcharges et forces sismiques sont données par :

$$G + P \pm E$$

$$0,8 G \pm E$$

G = charge permanente
 P = charge d'exploitation non pondérée
 E = Effets des séismes.

Nous effectuons le calcul du second genre, car le séisme est prépondérant, la valeur $\pm E$ permet de prendre en compte la réversibilité des charges sismiques créant des efforts de traction et de compression dans les trumeaux.

Voile E1

	G		P		E		G+P+E		G+P-E		0,8G+E		0,8G-E	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
7	4,96	8,69	2,34	2,65	4,86	4,86	12,16	16,20	2,44	6,48	8,83	11,81	-0,89	-1,15
6	8,74	15,04	4,68	5,31	13,94	13,94	27,36	34,49	-0,52	6,61	20,93	26,13	-6,95	-19,32
5	12,32	21,61	6,12	8,87	27,61	27,61	46,05	58,09	-9,17	4,87	37,41	44,90	-17,15	-21,34
4	16,16	28,34	9,36	10,63	44,01	44,01	69,53	82,90	-18,09	-5,04	56,94	66,68	-34,00	-50,10
3	19,79	34,71	11,71	13,29	77,87	77,87	109,57	125,17	-46,37	-29,17	93,70	105,44	-42,74	-73,85
2	24,60	43,28	14,95	15,95	108,47	108,47	147,20	167,70	-69,14	-49,14	128,21	143,09	-58,75	-102,8
1	28,58	50,12	14,05	20,95	142,95	142,95	185,5	214,02	-104,52	-71,50	165,0	183,09	-120	-97,61
0	32,31	56,67	18,73	21,27	142,95	142,95	194,0	229,89	-91,91	-65,41	168,9	188,72	-111	-98,6

CHAPITRE - 9

ETUDE DU CONTREVENTEMENT

1. ETUDE DE CONTREVENTEMENT DES CELLULES

Introduction:

Généralement le problème le plus difficile posé par l'étude du contreventement réside dans le choix d'une solution exacte pour le système de contreventement.

La présente note n'a pas pour but de permettre une évaluation, exacte des contraintes dues à l'action sismique, mais simplement de préciser les opérations qui peuvent s'effectuer pour s'assurer que la structure présente une sécurité suffisante sous l'action de telles forces.

Hypothèses:

Dans notre cas la transmission des efforts horizontaux se fait dans les deux sens par des voiles.

On fera le calcul au contreventement dans les deux sens; longitudinal et transversal.

L'étude se fera sur deux sections, une section au niveau haut du radier, une autre section au dessus du fond de cellule. On se place dans un cas défavorable, on calcul au début les contraintes au niveau haut du radier.

Comme les sollicitations dues au vent sont faibles par rapport à celles dues aux actions sismiques, nous ferons la vérification sous les sollicitations du second genre sans considérer l'effet du vent.

Calcul des contraintes:

La stabilité de l'ensemble au contreventement est assuré par les deux conditions suivantes:

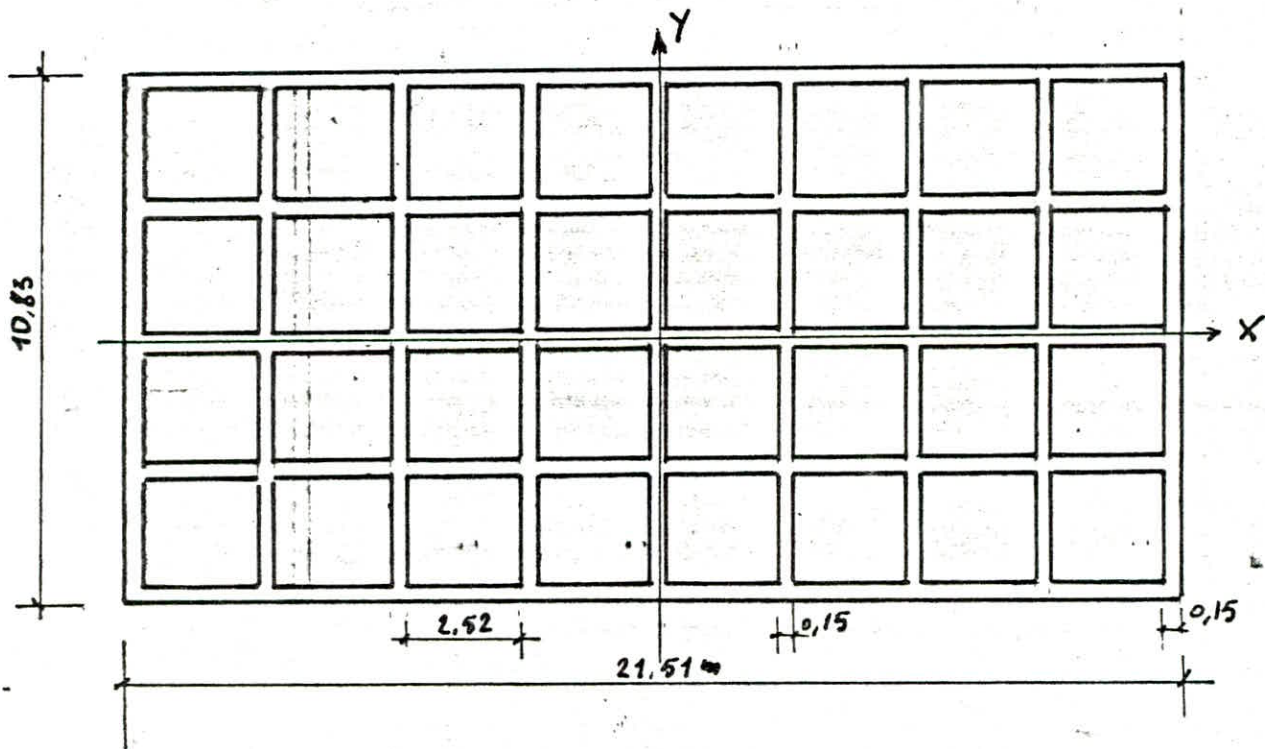
- La contrainte la plus élevée n'excede pas la limite permise.
- Il n'y a pas de traction (si il y'a traction, il faut armé les voiles d'armatures capables d'absorber l'effort de traction).—

Les conditions extrêmes du béton sont données par:

$$\sigma_x = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I_y} \cdot x$$

$$\sigma_y = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I_x} \cdot y$$

Section au dessus du fond de cellule :



①

	A (m ²)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)	G (t)	Q (t)	E (t)	$N = \frac{G+Q}{2}$	M L.m	$\sigma_{bx} = \frac{M_x}{I_x}$	$\sigma_{by} = \frac{M_y}{I_y}$	$\sigma_{bxy} = \frac{M_{xy}}{I_{xy}}$	σ_{bx+by}	σ_{bx-by}	
au dessus du radier	19.831	297.43	924.32	cellule pleine	3131	3634	1193.60	7256.6	19431.59	62.74	17.52	75.5	4.76	132.56 SEC
				cellule vide	3131	134	563.58	3828.6	10871.59	31.96	6.66	39.1	-0.49	136.79 SPC
au dessus de rond de dalle	29.741	358.5	1268.70	cellule plein	2222	3634	1193.60	7049.6	17578.74	38.60	8.80	56.26	-2.85	141.23 SPC
				cellule vide	2222	134	563.58	2919.6	9180.85	17.6	2.03	23.68	-4.05	150.5 SPC

A: section
 I: moment d'inertie
 G: charge permanente
 Q: surcharge d'exploitation
 E: Effort sismique
 M: moment

$$x = 10,755 \text{ m}$$

$$y = 5,415 \text{ m}$$

$$Q = 3500 \text{ t} + (10,35 + 21,21)(0,5 + 0,1) = 3634 \text{ t.}$$

D'après le tableau ① ci-dessus, les contraintes de compression ne sont pas dépassées, suivant les 2 sens, et pour les 2 cas de chargement, tandis que pour les contraintes de traction, on voit qu'elles n'ont pas été dépassées, mais d'après le RPA, l'effort de traction doit être repris en totalité, donc il faut ferriller les voiles avec la plus grande contrainte de traction $\sigma_{\min} = -4,05 \text{ kg/cm}^2$

$$\rightarrow F = -4,05 \cdot 15 \cdot 100 = 6075 \text{ kgf}$$

zone courante $\rightarrow A = 1,53 \text{ cm}^2$

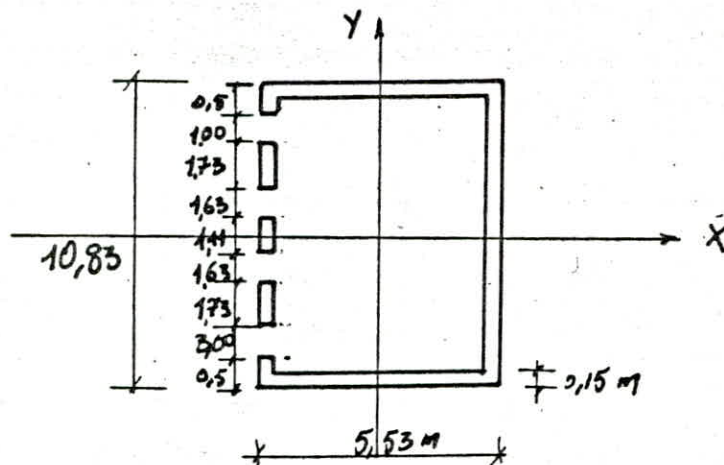
$$A_{\min} = 15 \cdot 100 \cdot 0,005 = 7,5 \text{ cm}^2, \text{ on adopte cette valeur}$$

$$A'_{\min} \ll \text{petit}, \text{ et on prend } 2 \cdot 5T10 / \text{ml} = 7,85 \text{ cm}^2; e = 20 \text{ cm.}$$

2 - ETUDE DE CONTREVENTEMENT DE LA TOUR

Le calcul au contreventement se fera dans les deux sens.

L'étude se fera sur une section au niveau 0,00, on détermine les contraintes du béton dues aux sollicitations des charges et surcharges et l'effet du seisme.



On calcule les contraintes du béton:

$$\sigma_{1x} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I_y} x$$

$$\sigma_{1y} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I_x} y$$

A (m ²)	Z _x (m)	Y _c (m)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)	G (t)	Q (t)	E (t)	N = G + R + C (t)	M (t.m)	R ₁ (t)	R ₂ (t)	V ₁ (t)	V ₂ (t)
4.029	2.765	5.415	65.729	20.30	592	244	76.83	882.83	1692.44	45	-7.14	35.9	7.97

Conclusion: Les contraintes du béton sont vérifiées pour les deux structures. Les contraintes négatives sont inférieures à la contrainte admissible de traction du béton, cet effort de traction sera absorbé par les armatures.

CHAPITRE _10

**CALCUL DU FERRAILLAGE
DE LA TOUR**

Introduction:

Les voiles sont sollicités par l'effort normal et le moment flechissant, d'où ils seront ferrillés en flexion composée.

A partir des combinaisons préconisées par le RPA on aura 2 couples:

$$(M, N_{max}) ; (M, N_{min})$$

La méthode utilisée pour la détermination des sections d'acier est celle de P. CHARON, exposée dans "exercice de BA" p 40.

Disposition générale pour le ferrillage:

La vérification de la résistance aux sollicitations normales de flexion composée les plus défavorables, doit être effectuée avec la contrainte admissible du béton du 1^{er} genre majoré aux plus de 50%, et la contrainte des aciers au plus égale à σ_{en} .

$$\text{si } e_0 < \frac{h_t}{2} ; \text{ on a } \bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{2e_0}{h_t}\right) \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\text{si } e_0 > \frac{h_t}{2} ; \text{ on a } \bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow \begin{aligned} \bar{\sigma}'_b(s_{P_1}) &= 2\bar{\sigma}'_{b0} \\ \bar{\sigma}'_b(s_{P_2}) &= 1,5 \bar{\sigma}'_b(s_{P_1}) \\ \bar{\sigma}_2(s_{P_2}) &= \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

Armatures transversales:

Les armatures de la section transversale qui résistent à l'effort tranchant doivent être calculés à l'aide de la formule: $W_t = \frac{\epsilon - 8}{\sigma_{en}} \cdot 100$

$$\text{avec: } \epsilon = \frac{1,4 T}{b \cdot g} , g = \frac{I}{8} \cdot h$$

Pour les parties courantes, ils doivent être amenés pour un quadrillage en double nappes dont le % minimal total est:

$$\text{Dans les 2 directions: } \left\{ \begin{aligned} \epsilon_b \leq 0,025 \sigma'_{28} &\rightarrow 0,15\% \\ 0,025 \sigma'_{28} \leq \epsilon \leq 0,12 \sigma'_{28} &\rightarrow 0,25\% \end{aligned} \right.$$

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,5%.

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des 2 valeurs suivantes:

$$s \leq \min(30\text{ cm}, 15b) = \min(30\text{ cm}, 22,5\text{ cm}) = 22,5\text{ cm}.$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.

- Dans chaque nappe les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

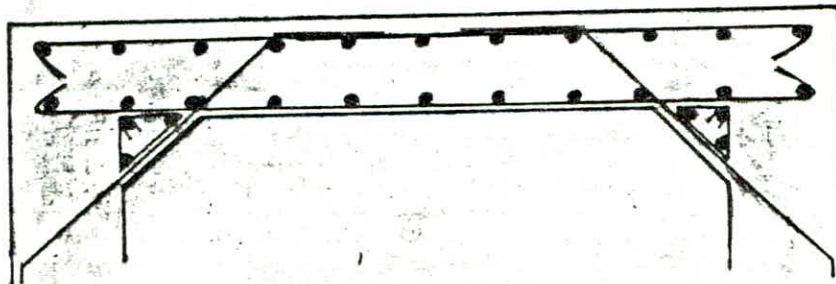
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile.

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la largeur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- Mise en place aux extrémités des refends des armature de renforcement (principales) sous forme de potelets de dimensions: $b \times 1,5$ où b est l'épaisseur du voile.

- Le potelet est ferrillé comme un poteau avec $A_{\min} = 2\% \cdot b \times 1,5b$, sans toute fois dépasser 4%



D'après l'article 4.3.3.1 (RPA.81) la contrainte de cisaillement est donnée par la formule:

$$\tau = 1,4 \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b$$

T : effort tranchant

b : épaisseur du voile (b=15 cm)

z : bras de levier (z=7/8 h)

h : hauteur du refend

$\bar{\tau}_b$: contrainte admissible de cisaillement ; $\bar{\tau}_b = 0,12 \sigma'_{28} = 53 \text{ kg/cm}^2$
 $= 0,12 \cdot 1,019 \cdot 270$.

La section d'acier résistant à l'effort tranchant est:

$$\bar{\omega} = \frac{\bar{\tau}_b - 8}{\sigma_{ca}}$$

Le pourcentage minimum est donné par:

- pour $\bar{\tau}_b \leq 0,025 \sigma'_{28} = 0,025 \cdot 1,019 \cdot 270 = 6,88 \text{ kg/m}^2 \rightarrow \omega = 0,15\%$

- pour $0,025 \sigma'_{28} < \bar{\tau}_b \leq 0,12 \sigma'_{28} \rightarrow 6,88 < \bar{\tau}_b \leq 33 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \omega_{\min} = 0,25\%$

Contrainte de compression admissible pour les murs en béton armé:

$$\bar{\sigma}'_b = f'_b \cdot \delta$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 (\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \epsilon) \cdot \delta \cdot \sigma'_{28} = 1,5 (1 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 1)$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,25 \cdot \delta \cdot \sigma'_{28} = 337,5 \cdot \delta$$

$$\delta = \min \left(0,6 ; 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \right)$$

Voiles	τ_{trameau}	T (t)	$T_c = \frac{I_c \cdot T(t)}{Z \cdot I_c}$	$\bar{\tau}_b \text{ kg/cm}^2$	$\bar{\omega}_{\tau} \%$	$\bar{\omega}_{\tau} \% \text{ min}$	$\bar{\sigma}'_b$
voile E	I: 138x15	43.79	10.69	8.99	0.006	0.25	148.20
	II: 201x15	43.79	33.01	18.55	0.12	0.25	191.92
	I: 553x15	242.19	242.19	24.5	0.39	0.25	202.5

Voile A	I: 81 x 15	35.60	3.70	5.65	$-7.4 \cdot 10^{-2}$	0.15%	139.82
	II: 158 x 15	35.60	27.47	19.96	0.28	0.25	120.72
	III: 86 x 15	35.60	4.43	6.32	$-5.97 \cdot 10^{-2}$	0.15	118.12
	I: 573 x 15	203.35	203.35	20.59	$0.30 \cdot 10^{-2}$	0.25	202.5
Voile 11	I: 349.5 x 15	46.87	21.93	6.91	$-3.12 \cdot 10^{-2}$	0.15	202.5
	II: 153 x 15	46.87	1.84	1.38	-0.16	0.15	183.30
	III: 352.5 x 15	46.87	22.51	7.03	$-2.83 \cdot 10^{-2}$	0.15	202.5
	I: 1053 x 15	258.65	258.65	26.20	$0.43 \cdot 10^{-2}$	0.15	202.5
	I: 1053 x 15	43.61	43.61	4.41	$-0.085 \cdot 10^{-2}$	0.15	202.5
	II: 1053 x 15	136.33	136.33	14.79	$0.16 \cdot 10^{-2}$	0.25	202.5
	III: 1053 x 15	212.05	212.05	21.48	$0.32 \cdot 10^{-2}$	0.25	202.5

Exemple de calcul: voile 11, Niveau I, Tronçon I

$$k_t = 349.5 \text{ cm}, e_1 = 58.2 \text{ cm}, M = 114.69 \text{ tm}$$

$$N_{\max} = 16.236 \text{ t}; e_0 = 70 \text{ cm}$$

$$N_{\min} = -56.15 \text{ t}, e_0 = 204 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1$ donc S.P.C

$$\sigma_{1,2} = \left\{ \frac{N_{\min}}{b \cdot h_t} \left[1 \pm \frac{6e_0}{h_t} \right] \right\}$$

$$= \left\{ \begin{array}{l} -48.22 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A \neq 0 \\ 26.79 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0 \end{array} \right.$$

Determination des armatures:

$$l_1 = \frac{k_t}{\left(1 + \frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right)} = 224.67 \text{ cm}$$

$$F_1 = \frac{L_1 \cdot b \cdot \sigma_1}{2} = 81251,9 \text{ kgf}$$

$$A = \frac{F_1}{\sigma_2} = 19,34 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales :

zone tendue :

$$A_{\text{min}} = 224,67 \cdot 15 \cdot 0,005 = 16,86 \text{ cm}^2$$

zone comprimée :

$$A'_{\text{min}} = 125 \cdot 15 \cdot 0,0015 = 2,80 \text{ cm}^2$$

donc on adopte $A = 19,34 \text{ cm}^2$.

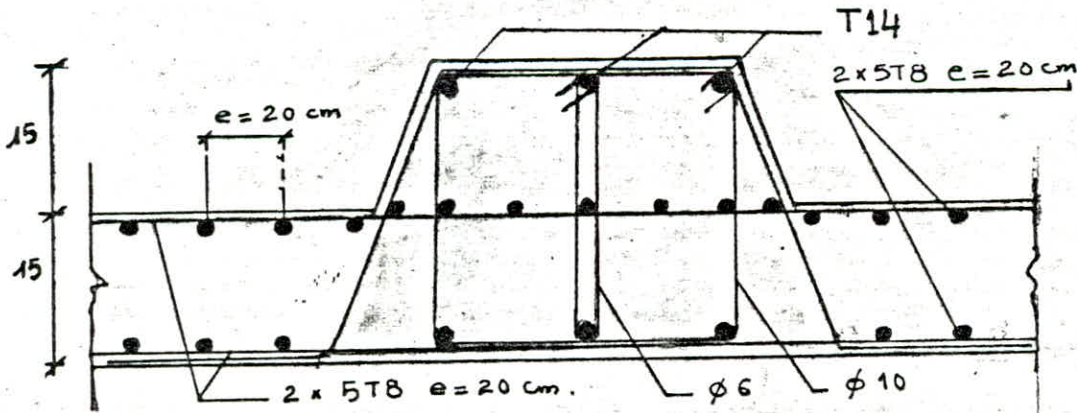
$$\rightarrow 2 \cdot 8T14 = 24,64 \text{ ou } \rightarrow 1 \cdot 13T14 = 20,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

zone courante: $A_{\text{min}} = 0,15\% \cdot 15 \cdot 100/100 = 2,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

on prend $2 \cdot 5T10 = 5,03 \text{ e} = 20 \text{ cm}$.

Armatures horizontales: $\omega\% = 0,15\%$ on prend $2 \cdot 5T8$; $e = 20 \text{ cm}$

Armatures transversales: on prend 2 cadres $\phi 10$ et des épingles $\phi 6,4$



Pour le ferrailage des voiles on considère 2 niveaux différents, Niveau 1: étage courant et Niveau 2: RDC en le considérant comme un voile fermé sauf pour le voile 10 où le pourcentage d'ouvertures est inférieur à 10% on le considère fermé et on le calcule sur les 3 niveaux différents du bâtiment.

		$\sigma_{m \max}$	h_t	$a_1 = \frac{h_b}{6}$	$M [t.m]$	N_{\max}	e_0	Nature	N_{\min}	e_0	Nature
Voile E	1	I	1.38	0.23	-38.95	185.58	0.21	SEC	-120.09	0.72	SPC
		II	2.01	0.335	-43.1	214.02	0.43	SPC	-102.85	0.90	SPC
	2	I	5.53	0.92	833.13	242.19	3.04	SPC	-222.94		
Voile A	1	I	0.82	0.17	-3.263	54.04	0.06	SEC	-20.12	0.16	SPC
		II	1.58	0.26	-29.102	65.09	0.45	SPC	-18.71	0.15	SET
		III	0.86	0.14	-3.880	87.59	0.04	SET	-51.80	0.07	SET
	2		5.53	0.92	699.52	203.35	3.44	SPC	/	/	SPC
Voile 11	1	I	3.495	0.582	-114.69	112.36	0.70	SPC	-56.15	2.04	SPC
		II	1.53	0.255	-9.67	47.65	0.20	SEC	15.44	0.62	SPC
		III	3.525	0.587	-117.70	163.99	0.72	SPC	-55.85	2.10	SPC
	2		10.53	1.75	889.75	285.65	3.34	SPC			SPC
Voile 10			10.53	1.75	86.21	43.61	1.97	SPC			
			10.53	1.75	369.28	136.33	2.71	SPC			
			10.53	1.75	846.22	212.05	3.99	SPC			

Exemple 2 : voile A , Niveau 1 , Trameau I

$h_t = 82 \text{ cm}$; $e_1 = 14 \text{ cm}$, $M = -3,263 \text{ t.m}$

$N_{\max} = 54,04$, $e = 6 \text{ cm}$

S.E.C

$N_{\min} = -20,12$, $e_0 = 16 \text{ cm}$

$e_0 > e_1 \rightarrow \text{SPC}$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{\min}}{b \cdot h_t} \left[1 \pm \frac{6e_0}{h_t} \right]$$

$$\sigma_1 = -35,50 \text{ kg/cm}^2 \text{ , } A \neq 0$$

$$\sigma_2 = 2,79 \text{ kg/cm}^2 \text{ ; } A' = 0$$

Determination des armatures:

$$z_1 = \frac{h_t}{\left(1 + \frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right)} = 76 \text{ cm}$$

$$F_1 = \frac{l_1 \cdot b \cdot \sigma_1}{2} = 20255 \text{ kgf}$$

$$A = \frac{F_1}{\sigma_0} = 4,82 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales:

$$\text{zone tendue: } A_{\min} = l_1 \cdot b \cdot 0,005 = 5,4 \text{ cm}^2$$

zone comprimée: $A_{\min} \ll \text{petit}$

On adopte $A = 5,4 \text{ cm}^2$

on prend $2 \cdot 3T14 = 7,70 \text{ cm}^2$

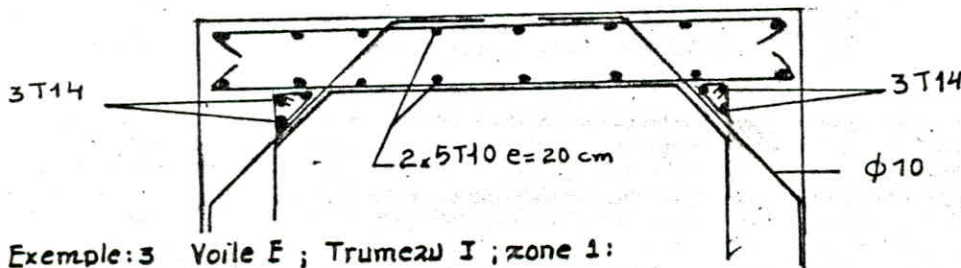
zone courante: $\omega\% = 0,15\%$

$$\rightarrow A_{\min} = 2,25 \text{ cm}^2 = 2 \cdot 5T8/\text{ml}; e = 20 \text{ cm}$$

Armatures horizontales: $\omega\% = 0,15\% \rightarrow A = 0,15 \cdot 10^2 \cdot 15 \cdot 100 = 2,25 \text{ cm}^2$

on prend $2 \cdot 5T10 = 7,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Armatures transversales: on prend un cadre $\phi 10$.



Exemple: 3 Voile E; Trumeau I; zone 1:

$$h_t = 138, e_1 = 23 \text{ cm}, M = -38,95 \text{ t-m}$$

$$N_{\max} = 185,58 \text{ t}, e_0 = 21 \text{ cm}$$

\rightarrow S.E.C

$$N_{\min} = -120,09 \text{ t}; e_0 = 32 \text{ cm}$$

\rightarrow S.P.C

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{\min}}{b \cdot h_t} \left[1 \pm \frac{6e_0}{h_t} \right]$$

$$\sigma_1 = -138,73 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow A \neq 0$$

$$\sigma_2 = 22,70 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

Détermination des armatures:

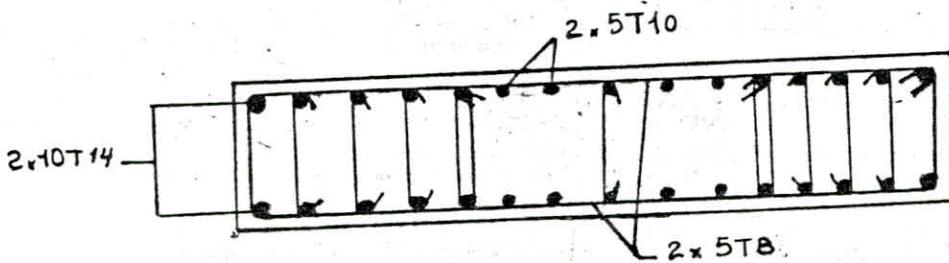
$$l_1 = 118,6 \text{ cm}$$

$$F_1 = 118,6 \text{ kgf}$$

$$A = 29,37 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales :
 zone tendue : $A_{min} = 8,89 \text{ cm}^2$
 zone comprimée : $A'_{min} = 0,45 \text{ cm}^2$
 \rightarrow Adopté = $29,37 \text{ cm}^2$ soit :
 $2 \cdot 10T14 = 50,78 \text{ cm}^2$
 zone courante : $\omega\% = 0,25\%$
 $\rightarrow A_{min} = 0,25 \cdot 10^2 \cdot 15 \cdot 100 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 On prend : $2 \cdot 5T10$, $e = 20 \text{ cm}$

Armature horizontale : $\omega = 0,25\%$; $A_{min} = 3,75 \text{ cm}^2$
 On adopte alors : $2 \cdot 5T8 = 5,03 \text{ cm}^2$; $e = 20 \text{ cm}$



Exemple 4 : Voile 10 , Tranche 3

$h_t = 10,53 \text{ m}$, $M = 846,22 \text{ t}\cdot\text{m}$, $N = 212,05 \text{ t}$, $e_0 = 3,99 \text{ m}$, $e_1 = 1,75 \text{ m}$

$e_0 > e_1 \rightarrow$ S.P.C

$$\sigma_{1,2} = \begin{cases} 43,94 \text{ kg/cm}^2 ; A' = 0 \\ -17,09 \text{ kg/cm}^2 ; A \neq 0 \end{cases}$$

$$l_2 = 295 \text{ cm} \rightarrow A = 9 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales :

zone tendue : $A_{min} = 22,15 \text{ cm}^2$
 zone comprimée : $A'_{min} = 17,05 \text{ cm}^2$ } on adopte des T14 suivant tous le
 voile avec $e = 20 \text{ cm}$.

1 Tramu Niv

Voiles	Niv	Armatures - Verticales		Armatures horizontales	Armatures transversales		
		extrémité	Zone Courante		extrémité	Zone Courante	
E	I	1	10 T 14	2x5T10/m	2x5TB/m	2 cadres T10 +1 epingle	4 epingle/m ²
	II	1	10 T 14	2x5T10/m	2x5TB/m	2 cadres T10 +1 epingle	4 epingle/m ²
	I	2	10 T 14	10 T 14 / m	2x8TB/m		
A	I	1	2x3T14	2x5TB/m	2x5TB/m	1 Cadre T10	4 epingle/m ²
	II	1	2x5T70	2x5TB/m	2x5TB/m	"	"
	II	1	2x5T70	2x5TB/m	2x5TB/m	"	"
	I	2	10 T 14	2T14 a=20	2x8TB/m	"	"
11	I	1	2x8T14	2x5TB/m	2x5TB/m	2 Cadres φ10 +1 epingle	4 epingle/m ²
	II	1	2x8T14	2x5TB/m	2x5TB/m	"	"
	II	1	2x8T14	2x5TB/m	2x5TB/m	"	"
	I	2	10 T 14	2T14 4 a=20	2x5TB/m	"	"
10		1	10 T 14	2x5T70 a=20	2x5TB/m	2 Cadres φ10	"
		2	10 T 14	2x5T70 a=20	2x5TB/m	+1 epingle	"
		3	10 T 14	2T14 a=20	2x8TB/m	"	"

Remarque : Le ferrailage des potelets des différents trumeaux est placé dans les poteaux incorporés dans le voile considéré.

Introduction:

Les linteaux sont les éléments qui lient les trumeaux, et se trouvent entre les ouvertures.

Le linteau se calcule comme une poutre encastree à ses deux extrémités chargée par:

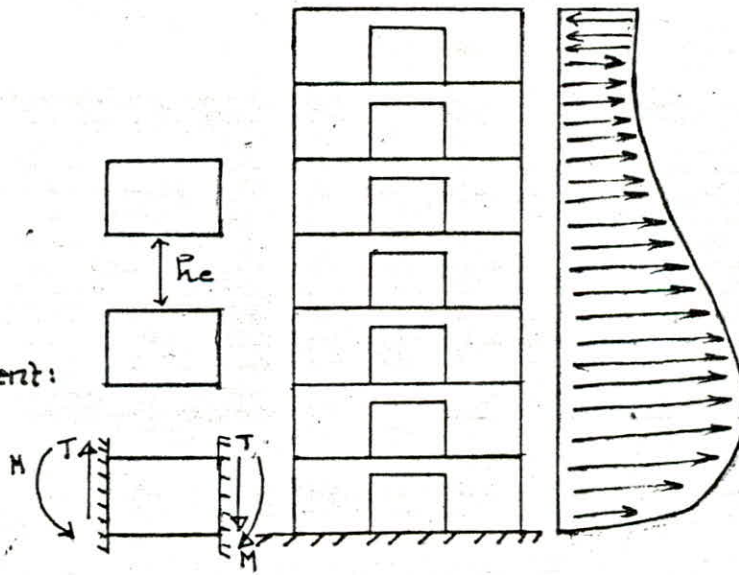
- la charge permanente: $q_e = q_1 + q_2$
 - q_1 : poids propre du linteau
 - q_2 : poids propre du plancher
- la charge d'exploitation q_p
- la charge due au séisme q_{sh} .

Moment d'encastrement:

$$M_e = -q \cdot \frac{l^2}{12}$$

Moment en travée:

$$M_t = q \cdot \frac{l^2}{24}$$



On remarque que la section dangereuse est au niveau de l'encastrement

e/ Effort tranchant dans le linteau:

- dû au séisme horizontal: $T_{sh} = 1.4T$ (1.4 préconisé par le RPA)
- dû aux charges permanente: $T_e = q_e \cdot \frac{l}{2}$
- dû aux surcharges, $T_p = q_p \cdot \frac{l}{2}$

Le linteau sera ferrillé d'après la combinaison :

$$T = T_q + T_p + T_{sh}$$

3/ Moment flechissant dans les linteaux :

- dû au séisme : $M_{sh} = T \cdot h_l$
- dû aux surcharges (P) : $M_p = q_p \cdot l^2 / 12$
- dû aux charges permanentes : $M_q = q_p \cdot l^2 / 12$

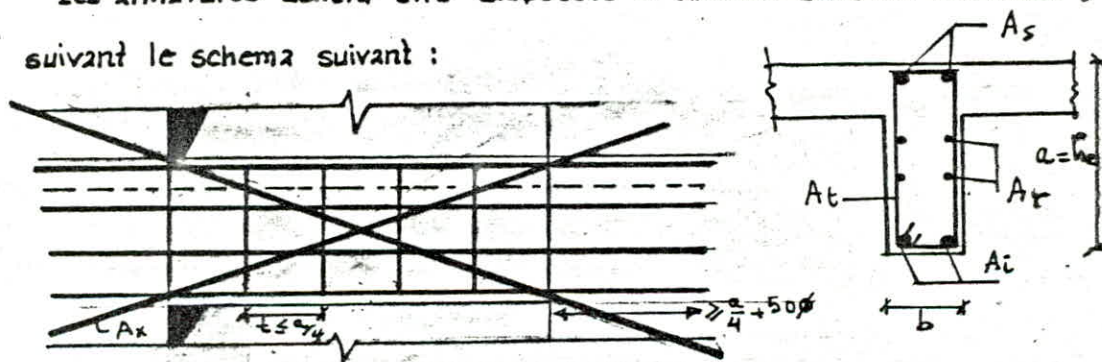
Le moment flechissant total sollicitant le linteau résulte de la combinaison totale des actions citées :

$$M = M_q + M_p + M_{sh} = \frac{(q_e + q_p) l^2}{12} + 1,4 \pi \frac{l}{2}$$

D'après le diagramme de l'effort tranchant dans les linteaux, on remarque que les linteaux les plus sollicités se trouvent entre le niveau RDC et le niveau 3.

4/ Prescription relative au ferrillage des linteaux (RPA 81)

Les armatures doivent être disposées et ancrées dans les trumeaux, suivant le schéma suivant :



$$A_i \text{ et } A_s \geq 0,0015 \cdot b \cdot h_l ; \quad A_r \geq 0,0020 \cdot b \cdot h_l ; \quad A_t \geq 0,0025 \cdot b \cdot l$$

$$A_x \geq 0,0015 \cdot b \cdot h_l \text{ si } \varepsilon \geq 0,06 \sigma'_{28} \text{ avec } l_d \geq 100 \phi \text{ pour } \frac{1}{2} \text{ barre.}$$

5/ Ferrillage des linteaux :

On a 2 types de linteaux à ferriller

$l = 2,14$	$\pi_{max} = 30,60 \text{ t}$	$h_l = 1,72 \text{ m}$
$l_E : l = 2,14 \text{ m}$	$\pi_{max} = 34,48 \text{ t}$	$h_l = 3,47 \text{ m}$
$l_A : l = 1,14 \text{ m}$	$\pi_{max} = 19,99 \text{ t}$	$h_l = 4,35 \text{ m}$

5.1/ Effort dans les linteaux :

a/ Effort tranchant: le résumé de calcul de T est donné sous forme de tableaux:

	l (cm)	q ₁ t/m	q ₂ t/m	q ₂ t/m	q ₁ (t/m)	T _E (t)	T _P (t)	T _{SW} (t)	T _t (t)	σ _b kg/cm ²
L _E	2.14	1.30	0.98	2.28	0.49	2.43	0.51	48.24	51	11.36
L _A	1.74	1.63	0.98	2.61	0.49	1.48	0.27	27.98	29.43	5.27

avec: $\epsilon_b = \frac{T_t}{b \cdot z} = \frac{T_t}{b \cdot \frac{2}{3} h}$

Il faut que la contrainte de cisaillement soit vérifiée:

$$\epsilon \leq \bar{\epsilon}_b = 0,12 \bar{r}_{28} = 33 \text{ kg/cm}^2$$

D'après nos résultats, cette condition est vérifiée, donc le béton peut résister aux efforts de cisaillement.

b/ Moments flechissants:

moment d'encastrement: $M_1 = (q_0 + q_p) \frac{l^2}{12} + 1,4 \pi \frac{l}{2}$

moment en travée: $M_t = (q_0 + q_p) \frac{l^2}{24}$

Linéau	L _E	L _A
M ₁ (t.m)	52,70	16,28
M _t (t.m)	1,20	0,23

Le moment flechissant sollicitant le linéau est M₁

3.2/ Calcul du ferrillage:

Le linéau sera calculer en flexion simple sous les sollicitations du 2^{ème} genre, suivant l'une des méthodes de calcul, soit par exemple celle exposée par F.CHARON.

On détermine d'abord: $\mu = \frac{15 M}{\bar{r}_s \cdot b \cdot h_1^2} \rightarrow \begin{cases} \alpha = f(\mu) \\ \epsilon = f(\mu) \end{cases}$

$$r_b = \frac{\bar{r}_s}{k} < \bar{r}_b \rightarrow A = \frac{M}{\bar{r}_s \cdot \epsilon \cdot h_1}$$

$$\bar{\epsilon}_b = \frac{T}{b \cdot z} < \bar{\epsilon}_b \rightarrow A_t \geq A_{\min} \text{ (RPA).}$$

$$\text{l'espacement } t \leq \max \left\{ 0,2 h_1 ; h_e \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\epsilon}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) \right\}$$

et d'après le RPA ; $t \leq$

si $\bar{\epsilon}_b \leq 0,06 \bar{\sigma}'_{28}$ les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

2/ Calcul des contraintes admissibles:

- contraintes de cisaillement : $\bar{\epsilon}_b = 0,12 \bar{\sigma}'_{28} = 33 \text{ kg/cm}^2$

- contrainte de flexion : $\bar{\sigma}'_b = 0,75 \cdot \bar{\sigma}'_{28} = 206,25 \text{ kg/cm}^2$.

- contrainte de traction : $\sigma_{2t} = \tau_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

- contrainte de traction du béton : $\bar{\sigma}_b = 1,5 \sigma_b = 8,85 \text{ kg/cm}^2$.

Linéau L_E :

a/ Armatures supérieures A_s :

$$M = M_1 = 54,05 \text{ t.m} ; h = h_1 - d = 347 - 5 = 342 \text{ cm} ; b = 15 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 54,70 \cdot 10^5}{4200 \cdot 15 \cdot (342)^2} = 0,011 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9551 \\ K = 91,5 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{4200}{91,5} = 45,90 < \bar{\sigma}'_b = 206,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{54,70 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9551 \cdot 342} = 3,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,0015 \cdot b \cdot h_1 = 7,80 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{\min} \rightarrow 6T14 = 9,24 \text{ cm}^2$
en deux nappes.

b/ Armatures inférieures:

$$M = M_E = 1,20 \text{ t.m.}$$

$$\rightarrow \mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_b \cdot h^2 \cdot b} = 2,44 \cdot 10^{-4}$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 800 \\ \epsilon = 0,9939 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_b}{K} = 3,25 < \bar{\sigma}'_b$$

$A = 4084 \text{ cm}^2 < A_{\min} \rightarrow$ On prend A_{\min} aussi ; ie 6T14 en deux nappes

c/ Armatures transversales A_t :

D'après le tableau donnant $\bar{\epsilon}_b$ pour notre cas:

$$\bar{\epsilon}_b = 12 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\epsilon}_b$$

donc $A_{min} = 0,0025 \cdot b \cdot t$ avec $\bar{\epsilon} = \max \left\{ \begin{array}{l} h_1 \cdot 0,2 = 69,4 \\ h_2 = \left(1 - \frac{0,3 \epsilon_b}{\bar{\epsilon}_b}\right) = 205,84 \text{ cm} \end{array} \right.$

$\bar{\epsilon} = 200 \text{ cm.}$

Le RPA donne $t \leq \frac{h}{4} = 86,75$, on adopte cette valeur, donc $t = 80 \text{ cm.}$

d'où : $A_t = 3,00 \text{ cm}^2$; On prend 1 cadre et un etrier en $\phi = 3,14 \text{ cm.}$

d/ Armatures de repartition: (de peu A_r)

Elles sont destinées pour le renforcement de la section du béton, et pour éviter les fissurations dans le linteau, elles sont calculées par la formule qui donne le % min du (RPA).

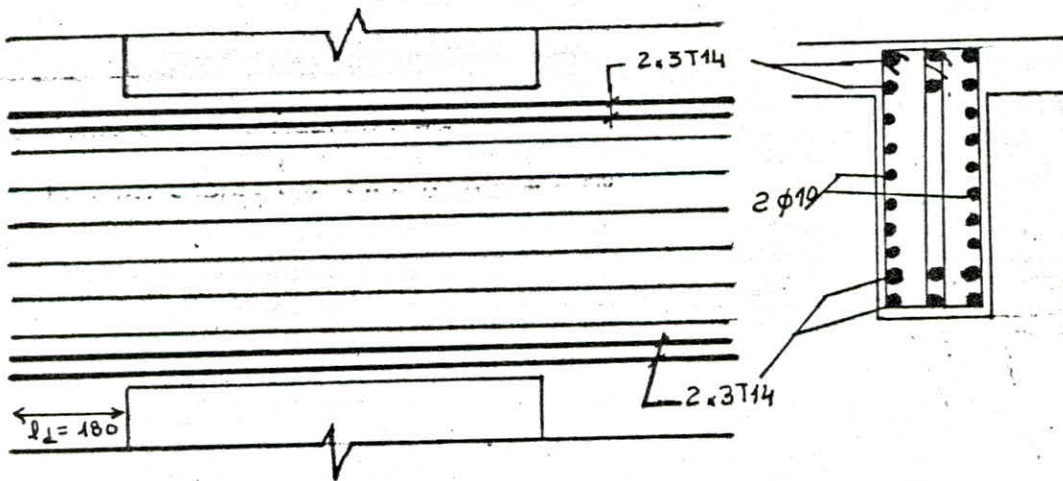
$A_r = 0,002 \cdot b \cdot h_t = 10,41 \cdot \text{cm}^2$; on prend 2. 3T10/ml.

e/ Aciers supplémentaires dans les angles A_x :

$\epsilon_b = 12 \text{ kg/cm}^2 < 0,06 \sigma_{28}^2 = 16,5 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow A_x = 0$

f/ Calcul d'encrages des barres l_d :

$l_d \geq \frac{h_t}{4} + 50 \phi = 179 \text{ cm} \approx 180 \text{ cm.}$



Linteau LA

a/ Armatures supérieures : A_s

$M = M_2 = 16,42 \text{ t.m}$; $h = h_1 - d = 430 \text{ cm.}$, $b = 15 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 16,28 \cdot 10^5}{4200 \cdot 15 \cdot (430)^2} = 2,11 \cdot 10^{-3} \rightarrow \begin{cases} 0,9787 = \varepsilon \\ K = 220 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{4200}{220} = 19,04 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{16,28 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9787 \cdot 430} = 0,93 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,0015 \cdot b \cdot h_1 = 9,78 \text{ cm}^2$$

$$A = \max\{0,93; 9,78\} = 9,78 \text{ cm}^2$$

On prend 6T14 en 2 nappes.

b/ Armatures inférieures:

$$M = M_t = 0,23 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\mu = 2,96 \cdot 10^{-5} \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,996 \\ K = 1100 \end{cases}$$

$$\rightarrow \sigma_b = 5,81 < \bar{\sigma}_b'$$

A << petit, on prend alors A_{\min} ; ie) 6T14 en 2 nappes.

c/ Armatures transversales: A_t

$$\varepsilon_b = 5,33 < \bar{\varepsilon}_b, \text{ donc on prend } A_{t \min} = 0,0025 \cdot b.$$

$$\text{Calcul de } \bar{\varepsilon}: \quad \bar{\varepsilon} = \max \begin{cases} h_1 \cdot 0,2 = 87 \text{ cm} \\ h_1 \left(1 - \frac{0,3 \cdot \varepsilon_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 317 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend $t = 80 \text{ cm}$.

d'où $A_t = 3 \text{ cm}^2$, on prend un cadre et un étrier $\phi 20$.

d/ Armatures de répartition: (de peu A_r)

$$A_r = 13,05 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T14 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ on prend } 2 \cdot 3T10, c = 33 \text{ cm}.$$

e/ Aciers supplémentaires dans les angles A_x :

$$\varepsilon = 5,33 \text{ kg/cm}^2 < 0,06 \Gamma_{28}^2 \rightarrow A_x = 0$$

f/ Calcul d'encrages des barres l_d

$$l_d \geq \frac{h_1}{4} + 50 \phi = 178,75 = 180 \text{ cm}.$$

conformément au règlement du (RPA 81), il est prévu une voile périphérique entre le niveau de fondation et le niveau + 2,73 m.

Cette voile supporte les forces exercées par la poussée des terres et transmet les forces excédentaires aux sections voisines du béton et ceinture le bâtiment et assure un bon chaînage.

- Dimension du voile :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- épaisseur $\geq 0,15$ m ; pour notre cas $e = 15$ cm

- Armature longitudinale filante supérieures et inférieures $\geq 0,20\%$ de la section transversale du béton, et avec un recouvrement $\geq 50 \phi$, équerre de renforcement dans les angles.

- Armatures longitudinales de peau de section ≥ 2 cm² par face et par ml de hauteur ; $A \geq 0,20 \cdot 10^2 \cdot 15 \cdot 100 = 3$ cm²/ml

On prend des T14 en 2 nappes espacés de 25 cm

- Armature de peau :

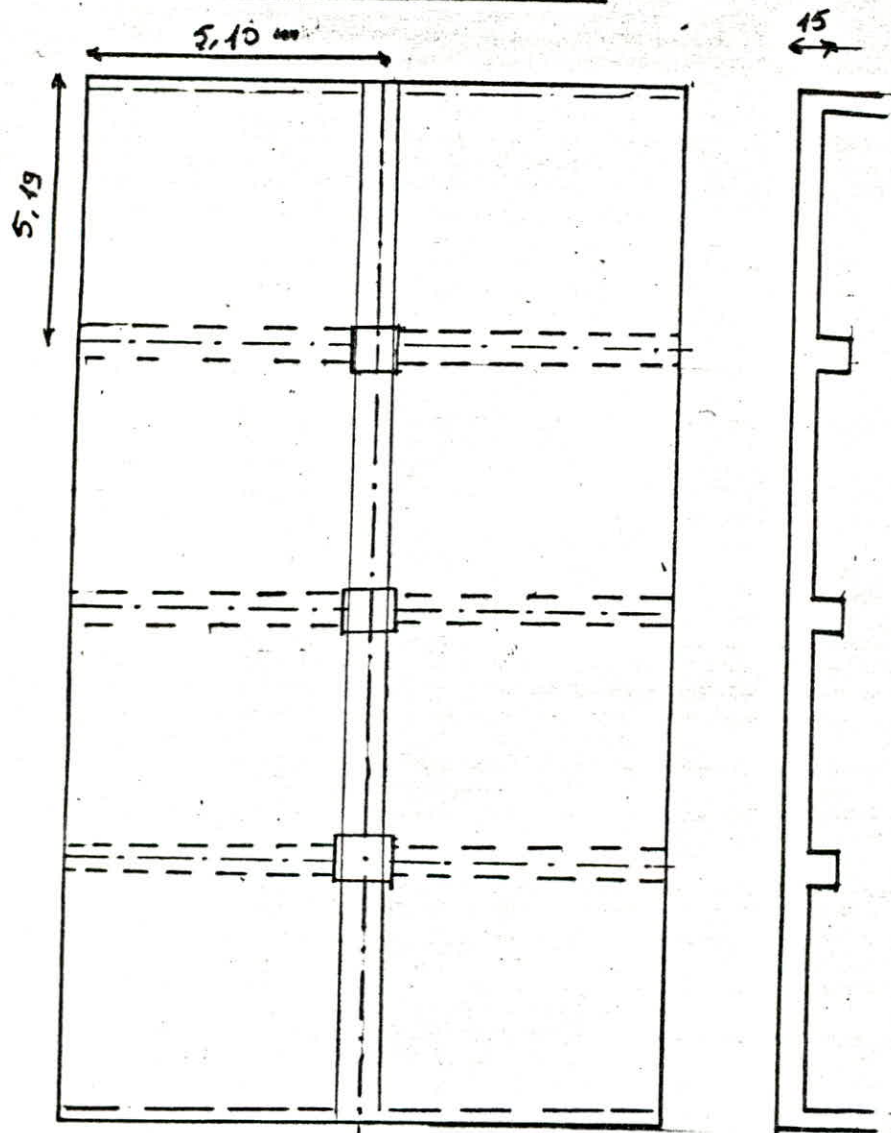
$A \geq 2$ cm² \rightarrow T10 espacés de 20 cm en 2 nappes.

CHAPITRE _11

CALCUL DES ELEMENTS

1 - CALCUL DES PLANCHERS

1.1 - Planchers terrasses des cellules:



I. Introduction :

Nous avons trois planchers en béton armé à calculer, l'un est situé au niveau 26,29 m et qui constitue le plancher terrasse et l'autre au niveau 23,78 m, et enfin le dernier à 2,73 m au niveau du fond de

cellule.

Le plancher terrasse est réalisé en dalle pleine sur toute la surface même type de dalle pour le fond de cellule, mais pour la couverture de celle-ci on a un plancher en dalles préfabriquées

II. Calcul du plancher terrasse

Ce plancher est composé ~~par~~ de types de panneaux

- Panneaux encastés sur trois côtés simplement appuyés sur le quatrième côté.
- Panneaux encastés sur deux côtés simplement appuyés sur les deux autres côtés.

II.1 - Panneaux encastés sur trois côtés simplement appuyés sur le quatrième :

On utilise les tables de bars pour calculer les différents moments flechissants.

Méthode de calcul :

Soit une dalle de dimension a, b encastée sur trois côtés et simplement appuyée sur le quatrième à partir du coefficient μ ($\mu = 0,15$ pour BA) et du rapport $\gamma = \frac{a}{b}$, on tire les valeurs suivantes :

w_s :	coefficient de flèche au milieu de la dalle
M_{x0} :	coefficient du moment dans la direction x au milieu de la dalle
M_{y0} :	" " " " " " " γ " " " "
M_{x0s} :	" " " " " " " γ à l'appui de la dalle
M_{y0s} :	" " " " " " " " " " " "

chacun de ces coefficients doit être multiplier par :

$q \cdot a^2 / E \cdot h^3$ pour avoir la flèche

$q \cdot a^2$ pour avoir le moment dans le sens x

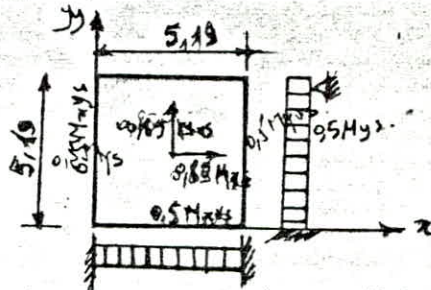
$q \cdot b^2$ pour avoir le moment dans le sens y .

Repartition des moments :

En appui : $M_{ay} = 0,5 M_{y0}$ et $M_{ax} = 0,5 M_{x0}$

en travée : $M_{ty} = 0,85 M_{ys}$ dans le sens y

$M_{tx} = 0,85 M_{xs}$ dans le sens x , $M_{ax} = 0,5 M_{x0}$.



Application : On donnera un calcul détaillé pour un seul panneau de ce type les autres résultats c'est semblable

$$a = 5,19 ; b = 5,19 \rightarrow \gamma = \frac{a}{b} = 1 \rightarrow \begin{aligned} \omega_s &= 0,0184 \\ \mathcal{M}_{xs} &= 0,0202 \\ \mathcal{M}_{ys} &= 0,0252 \\ \mathcal{M}_{xvs} &= 0,0546 \\ \mathcal{M}_{yvs} &= 0,0617 \end{aligned}$$

charge et surcharge :

béton de pente	0,41 t/m ²
étanchéité auto-protégé	0,1 t/m ²
Dalle en béton armé	0,35 t/m ²
surcharge 1,2 x 200	0,24 t/m ²
	1,125 t/m ²

Calcul de la flèche :

Puisque la portée est supérieure à 5 m donc "f" sera donnée par :

$$f = 0,5 + \frac{a}{1000} \text{ avec } a \text{ la plus grande portée}$$

$$f = 1,019 < \bar{f} = 1,038 \text{ cm.}$$

$$M_x = \mathcal{M}_{xvs} \cdot q \cdot a^2 = 1,654 \text{ t.m}$$

$$\rightarrow M_{tx} = 0,85 M_x = 1,406 \text{ t.m}$$

$$M_{ax} = 0,827 \text{ t.m.}$$

Calcul des armatures:

$$M_{tx} = K_M \cdot b \cdot h^2 \rightarrow K_M = 8,31$$

$$\rightarrow \omega = 0,35 \%$$

$$\rightarrow A_t = 4,29 \text{ cm}^2 \rightarrow 10 \text{ TB} = 5,03 \text{ cm}^2 \text{ espacés de } 10 \text{ cm}$$

$$M_{ax} = 0,827 \text{ t.m} \rightarrow K_M = 4,89 \rightarrow \omega = 0,19\%$$

$$\rightarrow A = 2,47 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T8 \approx 2,513 \text{ cm}^2 \text{ espacés de } 20 \text{ cm}$$

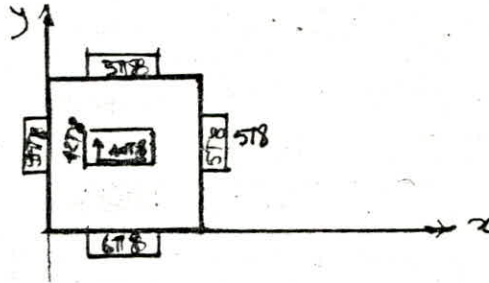
$$M_Y = 1,848 \text{ t.m}$$

$$\rightarrow M_{tY} = 0,85 \cdot M_Y = 1,570 \text{ t.m}$$

$$M_{Y2} = 0,5 \cdot M_Y = 0,924 \text{ t.m}$$

$$\rightarrow K_{M_t} = 9,29 \rightarrow \omega = 0,38\% \rightarrow A_{Yt} = 4,94 \rightarrow 12T8 = 6,09 \text{ cm}^2 \text{ esp de } 10 \text{ cm}$$

$$K_{M_2} = 5,46 \rightarrow \omega = 0,21\% \rightarrow A_{Y2} = 0,21 \cdot 10^2 \cdot 100 \cdot 13 = 2,73 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T8 = 3,01 \text{ cm}^2 \text{ espacés de } 17 \text{ cm}.$$



Condition de non fragilité : (CCBA 68 Art 52)

$$- \forall \text{ la valeur de } f : \frac{A_x}{b \cdot h_x} \geq \frac{\psi}{2} (2-f) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_x} \right)^2$$

et pour $0,4 \leq f \leq 1$:

$$\frac{A_y}{b \cdot h_y} \geq \frac{\psi}{4} (1+f) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_y} \right)^2$$

ces conditions s'appliquent dans tous les cas aux armatures en travée et aux appuis :

$$b \cdot h_x \cdot \frac{\psi}{2} (2-f) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_x} \right)^2 = 100 \cdot 13 \cdot \frac{0,54}{2} \cdot 1 \cdot \frac{5,9}{2800} \left(\frac{15}{13} \right)^2 = 0,98$$

$$b \cdot h_y \cdot \frac{\psi}{4} (1+f) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_y} \right)^2 = 100 \cdot 13 \cdot \frac{0,54}{4} \cdot 2 \cdot \frac{5,9}{2800} \left(\frac{15}{13} \right)^2 = 0,98$$

$$A_{x1} = 3,01 \text{ cm}^2 > 0,98 \text{ cm}^2$$

$$A_{x2} = 2,513 \text{ cm}^2 > 0,98 \text{ cm}^2$$

$$A_{Y1} = 5,05 \text{ cm}^2 > 0,98 \text{ cm}^2$$

$$A_{Y2} = 3,01 \text{ cm}^2 > 0,98 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$T + \frac{M}{3} \leq A \cdot \bar{\sigma}_a$$

Calcul de T :

au milieu de l_y : $T = \frac{P}{2l_y + l_x}$ avec $P = q \cdot l_x \cdot l_y$

au milieu de l_x : $T = \frac{P}{2l_y + l_x}$

$$q = 1,125 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^2 \quad l_x = l_y = 5,19 \quad \rightarrow P = 1,125 (5,19)^2 = 30,3 \text{ t}$$

armatures principales (aux appuis) : $T = \frac{30,3 \cdot 10^3}{3 \cdot 5,19} = 1,94 \text{ t/ml}$

$$T + \frac{M}{3} = 1,94 - \frac{0,924 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 13} = -6183 < 8400 = A \cdot \bar{\sigma}_a$$

armatures secondaires (aux appuis) : $T = \frac{P}{3 l_y} = \frac{1,125 \cdot 10^3}{3 \cdot 5,19} = 72,25 \text{ kg/ml}$

$$T + \frac{M}{3} = 72,25 - \frac{0,827}{\frac{7}{8} \cdot 13} = -0,46 < A \bar{\sigma}_a$$

Panneau de rive :

1/ flèche vérifier

2/ Calcul des moments

$$dB_{xs} = 0,0269$$

$$dB_{ys} = 0,0269$$

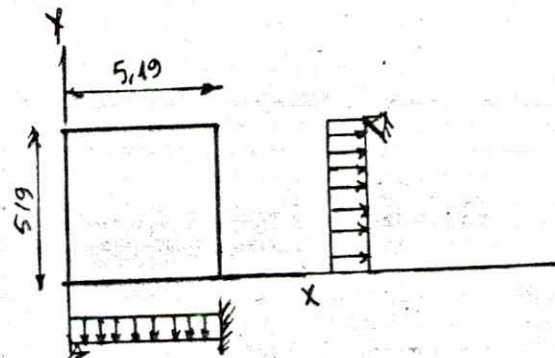
$$dB_{xys} = -0,0699$$

$$dB_{yxs} = -0,0699$$

$$\rightarrow M_x = 2,11 \text{ t}\cdot\text{m} = M_y$$

$$M_{xt} = 1,8 \text{ t}\cdot\text{m} = M_{yt}$$

$$M_{xa} = 1,055 \text{ t}\cdot\text{m} = M_{ya}$$



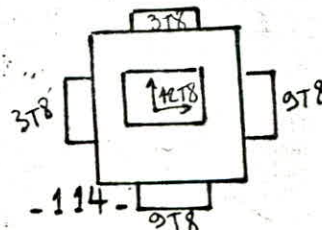
Ferraillage du panneau :

$$K_{M_t} = 10,65 \rightarrow \omega\% = 0,73\% \rightarrow A_t = 5,59 \text{ cm}^2 \rightarrow 12T8 = 6,03 \text{ cm}^2$$

$$K_{M_a} = 6,24 \rightarrow \omega\% = 0,27\% \rightarrow A_a = 3,51 \text{ cm}^2 \rightarrow 9T8 = 4,55 \text{ cm}^2$$

12T8 espacés de 8 cm

9T8 espacés de 11,5 cm.



Condition de non fragilité:

Verifier idem que precedemment

Verification de l'effort tranchant:

$$T + \frac{M}{3} = 1,94 \cdot 10^3 - \frac{1,055 \cdot 10^5}{\frac{1}{8} \cdot 13} = -7354,7 < 4 \cdot 2800$$

Condition de non fissuration:

$$\omega_f \% = 1,07$$

$$\sigma_1 = \kappa \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} = 2900 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta \cdot \kappa \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 3165 \text{ kg/cm}^2$$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) > \sigma_{en}$ donc c'est verifier

Espacement admissible:

- Dans les deux sens (puisque c'est une dalle carré)

$$t \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \text{ donc verifier}$$

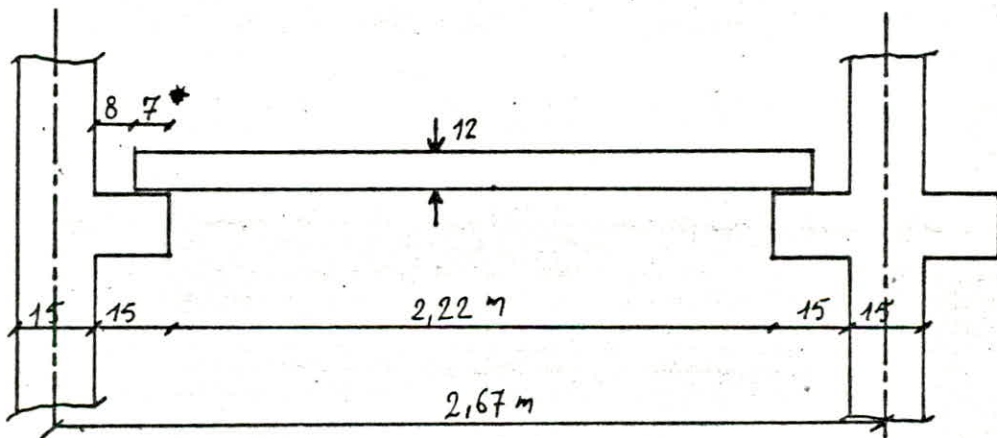
1.2. Dalles du toit de cellules:

Definition et calcul des pedalles:

Les pedalles sont des plaques prefabriquees en BA, destinees à former la partie inferieure armee d'un plancher du type « dalles pleines », une lame de beton coulee sur place permet un fonctionnement monolithique ; ses avantages sont:

- suppression des coffrages
- prefabrication aisee.
- temps d'execution, et de livraison reduit.

Les dalles sont carrees et simplement appuyees sur les corbeaux.



* On a laissé 7 cm car
2 cm ce qui donne 7 cm

à laisser est 5 cm, plus l'enrobage

Principe de calcul:

Les pedalles se calculent en 2 phases :

- Dalles appuyees sur 2 appuis:

- 1°) Phase : sous son poids propre et une surcharge forfaitaire correspondant aux poids des ouvriers et du materiel, elle sera prise egale à 100 kg/m^2 .
- 2° phase : La pedalle est à pleine resistance sous la combi-

raison $G + 1.2P$.

les pedalles ont une épaisseur de 12 cm, elles prennent appuis sur les corbeaux sur une distance de 7 cm. Une couche de béton de 3 cm est coulé sur les pedalles, l'ensemble constitue une dalle de 15 cm. Le levage est assuré par 4 crochets incorporés lors du coulage à l'aide de 4 longues élingues, ces crochets sont en acier doux $F_e E 24$, et cela afin d'éviter tout problème de fissuration.

1° phase :

- poids propre de la dalle : $0,12 \times 2500$ 300 kg/m^2
- surcharge de chantier 100 kg/m^2

$$q_1 = 450 \text{ kg/m}^2$$

$$M_1 = \frac{q_1 \cdot l^2}{8} = \frac{450 (2,22)^2}{8} = 277,22 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$(h = 10 \text{ cm}, d = 2 \text{ cm}) ; K_M = 2,77 \rightarrow A_1 = 0,12 \cdot 10 = 1,2 \text{ cm}^2$$

2° phase :

- poids propre de la dalle 300 kg/m^2
- dallage en béton 3 cm : 66 kg/m^2
- surcharge 600 kg/m^2

$$q_2 = 966 \text{ kg/m}^2$$

$$M_2 = \frac{q_2 \cdot l^2}{8} = \frac{966 (2,22)^2}{8} = 595,10 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$(h = 10 \text{ cm}, d = 2 \text{ cm}) ; A_2 = 2,43 \text{ cm}^2$$

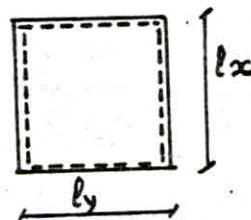
Dalle appuyée sur 4 appuis :

Le moment au centre de la dalle, pour une bande de largeur unité, a

pour valeur : $\frac{l_x}{l_y} = 1$

$$M_x = M_y = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$l_x = l_y = 1$$



- Calcul de la surcharge :

- poids propre de la dalle
- surcharge ; $1,2 \cdot 500$

$$366 \text{ kg/m}^2$$

$$600 \text{ kg/m}^2$$

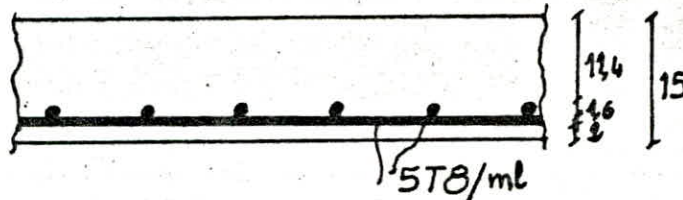
$$q = 966 \text{ kg/m}^2$$

$$M_x = M_y = 0,0368 \cdot 0,966 \cdot (2,22)^2 = 0,175 \text{ t.m.}$$

$$(h = 10 \text{ cm}, d = 2 \text{ cm}) ; A = 0,714 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage adopté sera : $A = 1,87 \text{ cm}^2$.

On prend 5T8 ($2,513 \text{ cm}^2$) ; $e = 20 \text{ cm}$ dans les deux sens.



Condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_{\text{ext}}} \left(\frac{2-f}{f} \right) = 1,14 \text{ cm}^2 \quad (\text{vérifier})$$

Condition de non fissuration :

$$K = 1,5 \cdot 10^6 \quad (\text{fissuration non préjudiciable})$$

$$\eta = 1,6$$

$$\varnothing = 8 \text{ mm}$$

$$\sigma_1 = K \cdot \frac{\eta}{\varnothing} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 3190 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{vérifier})$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\varnothing} K \cdot \bar{\sigma}_b} = 3166 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{vérifier})$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) > 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

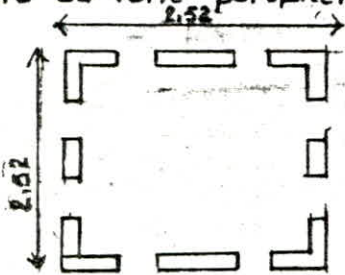
Espacement admissible : $t \leq \min(3h_0, 55 \text{ cm}) = 55 \text{ cm}.$

Ouvertures dans les dalles :

On place des barres sur le contour du trou.

1-2 Dalles de fond de cellules:

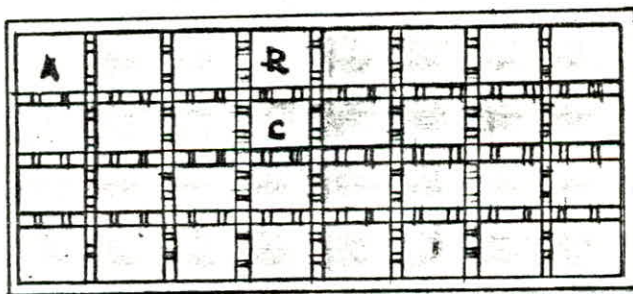
Le plancher de fond de cellule est en dalle pleine, la liaison entre ces dalles se fait, en faisant sortir des barres de part et d'autre de ces dalles; on a prévu des corbeaux dans la face intérieure du voile périphérique où on vient couler notre dalle,



dalle coulé sur place
 $l_x = l_y = 2,52$;
Portée théorique, $l_x = l_y = 2,67$
 $h = 0,23$

Pour le calcul des armatures on a considéré les cas suivants:

- 1- Les armatures en travées; on considère que notre dalle s'appuie simplement sur 4 appuis.
- 2- Les armatures aux appuis: on considère que notre dalle est encastree sur 4 côtés.



Panneau d'angle:

$$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{2,52}{2,52} = 1$$

Calcul d'armature en travée:

On a un panneau appuyé seulement sur les 4 côtés:

$$\omega_s = 0,0476$$

$$\alpha_{xs} = 0,0423$$

$$\alpha_{ys} = 0,0423$$

$$\rightarrow M = \alpha_{xs} \cdot q \cdot a^2$$

Charge et surcharge à considérées :

a/ La pression verticale exercée par la matière au niveau inférieur des parois ainsi que la pression horizontale.

b/ Le poids propre des dalles ainsi que les appareils qui y sont fixés.

Pression exercée sur le fond :

Suivant les règles SNTATI, l'action qui s'exerce sur la dalle est l'action verticale : $v_1 = 4,922 \text{ t/m}^2$

Poids de la dalle :

$$P = 2,5 \cdot 0,23 = 0,575 \text{ t/m}^2$$

$$\rightarrow M = 0,423 \cdot 5,497 \cdot (2,67)^2 = 1,657 \text{ t.m}$$

$$\rightarrow K_M = 4,17 \rightarrow \omega\% = 0,16\% \rightarrow A = 3,2 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = 50 \text{ bars.}$$

Calcul des armatures aux appuis :

On considère que la dalle est parfaitement encastree sur ses cotés

$$\begin{aligned} \rightarrow \omega_s &= 0,0149 \\ \alpha_{bx} &= 0,0202 \\ \alpha_{by} &= 0,0202 \\ \alpha_{bx} &= \alpha_{by} = 0,0515 \end{aligned}$$

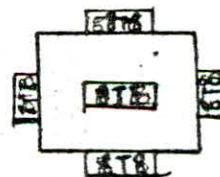
$$M = \alpha_{bx} \cdot q \cdot a^2 = 1,797 \text{ t.m}$$

$$M = \alpha_{by} \cdot q \cdot a^2 = 0,583 \text{ t.m}$$

$$\rightarrow K_M = 4,49 \rightarrow \omega\% = 0,19\% \rightarrow A = 3,8 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend un ferrailage}$$

$A = 8\text{TB} = 4,02 \text{ cm}^2$ en travées et aux appuis dans les deux sens, espacés de 13 cm.

On n'a pas considéré le fait que les grains descendent par gravité sur la dalle, le seul cas considéré est celui où la cellule est pleine.



En tenant compte de la pression dynamique des grains au cours du remplissage sur les dalles de fond de cellules nous obtiendrons les résultats suivants :

Pression verticale suivant la théorie de Janssen :

$$P_v = \gamma \cdot h \cdot j$$

γ = masse volumique des grains

h = hauteur de remplissage

j = coefficient donné par la formule : $\frac{1-e^{\xi}}{\xi}$ avec $\xi = \frac{K \cdot \mu \cdot h}{r_h}$

$$K = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,39$$

$$r_h = 0,63 \text{ m} ; \mu = \operatorname{tg} \delta = 0,364 \rightarrow \xi = 4,642$$

$$\text{d'où } j = 0,213 \rightarrow P_v = 0,85 \cdot 20,60 \cdot 0,213 = 3,73 \text{ t/m}^2$$

selon cette théorie le coefficient dynamique pour une ouverture excentrée d'où notre cas, et pour une vitesse de grain $v = 1 \text{ mm/s}$, ce coefficient $m = 1,5 \div 1,6 \rightarrow P'_v = 1,6 \cdot P_v = 5,968 \text{ t/m}^2$.

Donc en prenant en compte cette poussée, les efforts qui agissent sur la dalle de fond de cellule deviennent :

$$\text{blé : } q_1 = 5,968 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Poids propre de la dalle } q_2 = 0,575 \text{ t/m}^2 =$$

$$q = 6,543 \text{ t/m}^2$$

après calcul on trouve $A^* = 4,4 \text{ cm}^2$ donc on adopte cette section ; on prend alors $6T10 = 4,71 \text{ cm}^2$ $e = 15 \text{ cm}$ dans les 2 sens.

1.4 Dalles de la tour:

On utilise pour les planchers de la tour des predalles prefabriquées en beton armé, pour faciliter l'exécution de celle-ci parcequ'on leurs a prévu plusieurs vides et tours.

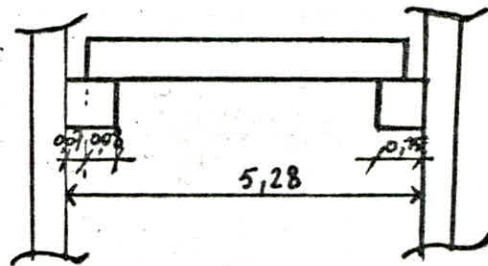
Sur chaque niveau on a 4 dalles de dimension 5,07.2,67, sauf pour le panneau D de l'étage courant, et les deux panneaux centraux et même le 3^{ème} du plancher 0,00, et aussi le panneau de la terrasse.

Exemple de calcul:

1. Plancher étage courant:

- Panneau de rive:

1^{ère} phase:



sous son poids propre plus une charge forfaitaire

$$\text{P.P de la dalle} : 0,12 \cdot 2500 = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{surcharge} : 100 \cdot 1,2 = 120 \text{ kg/m}^2$$

$$420 \text{ kg/m}^2$$

$$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{2,67}{5,23} = 0,51$$

$$\omega_s = 0,1087, \omega_{xs} = 0,0908, \omega_{ys} = 0,0084, \omega_{ys} = -0,0305$$

Le moment dans le sens γ est plus important au bord de la dalle.

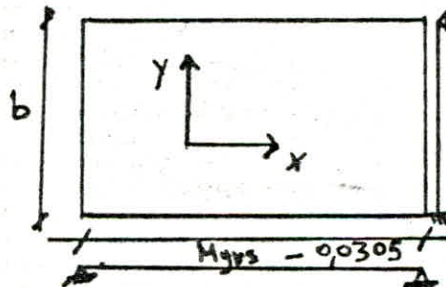
Pour cela on considère: $\omega_s, \omega_{xs}, \omega_{ys}$

$$\omega_{xs} = 0,0908 \cdot 0,420 (5,23)^2 = 1,043 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\rightarrow M_{xt} = 0,85 \omega_{xs} = 0,885 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{xa} = 0,521 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{ys} = 0,0305 \cdot 0,420 (2,67)^2 = 0,0913 \text{ t}\cdot\text{m}$$



$$M_{ly} = 80,776 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{xy} = 0,0456 \text{ t}\cdot\text{m} \rightarrow K_M = \frac{88500}{100 \cdot 10^2} = 8,85 \rightarrow \omega = 0,33\%$$

$$\rightarrow A_{tx} = 0,33 \cdot 10^2 \cdot 100 \cdot 10 = 3,3 \text{ cm}^2 \quad (h=12 \text{ cm}, d=3 \text{ cm}, b=100 \text{ cm})$$

$$K_{M_{x2}} = \frac{0,521 \cdot 10^5}{100 \cdot 100} = 5,21 \rightarrow \omega\% = 0,2\% \rightarrow A = 0,20 \cdot 10^2 \cdot 100 \cdot 10 = 2 \text{ cm}^2$$

$$K_{M_{yt}} = \frac{0,776 \cdot 10^5}{100 \cdot 100} = 7,76 \rightarrow \omega\% = 0,18\% \rightarrow A_{y2} = 1,8 \text{ cm}$$

2^{ème} phase:

Poids de la dalle	: 0,15 x 2,5	= 0,375 t/m ²
surchargée	: 500 - 1,2	= 0,600 t/m ²
		= 0,975 t/m ²

$$\rightarrow M_{xs} = 2,42 \text{ t}\cdot\text{m} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{xt} = 2,057 \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{x2} = 1,41 \text{ t}\cdot\text{m} \end{array} \right.$$

$$\rightarrow M_{ys} = 0,21 \text{ t}\cdot\text{m} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{yt} = 0,178 \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{y2} = 0,105 \text{ t}\cdot\text{m} \end{array} \right.$$

$$K = \frac{2,057 \cdot 10^5}{100 \cdot 169} = 12,17 \text{ t}\cdot\text{m} \rightarrow \omega = 0,48\% \rightarrow A = 0,48 \cdot 10^2 \cdot 13 \cdot 400 = 6,24 \text{ cm}^2$$

$$K_{m_{2x}} = \frac{1,41 \cdot 10^5}{100 \cdot 169} = 8,34 \rightarrow \omega = 0,32\% \rightarrow A = 4,24 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{1,78}{1,06} \quad \omega\% = 0,07\% \rightarrow A = 0,7 \text{ cm}^2$$

on prend le ferrailage minimal:

$$A_i = \max \{ A_{i1}, A_{i2} \}$$

Donc suivant x on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_1 = 6,24 \text{ cm}^2 \rightarrow 14\text{T}8 = 6,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_2 = 4,24 \text{ cm}^2 \rightarrow 10\text{T}8 = 5,03 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

espacés de 8 cm

suivant y on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} 4\text{T}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \\ 4\text{T}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Condition de non fragilité :

- Suivant le sens porteur : $A \geq 0,69 b \cdot h \frac{f_b}{f_{cm}} \left(\frac{2-f}{2} \right)$

$$= 0,69 \cdot 523 \cdot 15 \cdot \frac{5,8}{4200} \left(\frac{2-0,51}{2} \right) = 5,5 \text{ cm}^2$$

- suivant le sens de répartition :

$$A \geq 0,69 \cdot 523 \cdot 15 \cdot \frac{5,8}{4200} \left(\frac{1+0,51}{4} \right) = 2,82 \text{ cm}^2$$

Condition de non fissuration :

$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\omega_f}{1+10\omega_f} = 2900 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi} K \bar{\sigma}_b} = 2831 \text{ kg/cm}^2$$

Espacement admissible :

sens de la petite portée : $t \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$
 " " " grande " : $t \leq \min(4h_0, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

Calcul de flèche :

$$f = 0,5 + \frac{523}{1000} = 1,023 < \bar{f} = 1,046 \text{ cm}$$

Panneau central

$$\gamma = \frac{2,67}{5,23} = 0,51$$

$$\omega = 0,00990 ; \omega_{x26} = 0,0835 ; \omega_{y5} = 0,0088$$

$$\omega_{y6} = -0,0297$$

Vérification de la flèche :

$$f = 1,023 < \bar{f} = 1,046$$

Calcul des moments :

1^{ère} phase : $q = 0,420 \text{ t/m}^2$

sens porteur :

$$M_x = 0,0835 \cdot 0,420 \cdot (5,23)^2 = 0,959 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{xt} = 0,719 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$= 0,383 \text{ t}\cdot\text{m}$$

sens répartiteur :

$$M_y = 0,0305 \cdot 0,420 \cdot (2,67)^2 = 0,091 \text{ t}\cdot\text{m}$$

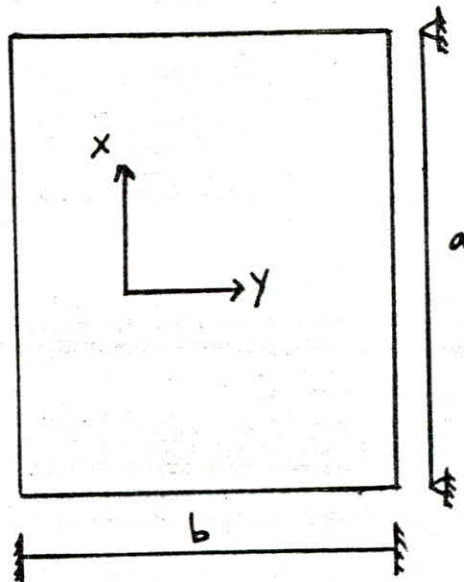
2^{ème} phase : $q = 0,975 \text{ t/m}^2$

sens porteur :

$$M_x = 0,0835 \cdot 0,975 \cdot (5,23)^2 = 2,226 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$1,670 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$0,890 \text{ t}\cdot\text{m}$$



$K_{nat} = 9,88 \rightarrow \omega\% = 0,39\% \rightarrow A = 5,07$ 12TB = 6,03 cm² espacés de 8 cm
 $K_{m2} = 5,26 \rightarrow \omega\% = 0,21\% \rightarrow A = 2,73$ 6TB = 3,01 cm² " " 25 cm

Sens repartiteur:

$M_T = 0,0305 \cdot 0,975 (2,67)^2 = 0,212 \text{ t.m}$ 4158 t.m
 $K_{myt} = 0,93 \rightarrow \omega\% = 0,07 \rightarrow A = 0,91 \text{ cm}^2$ 0,084 t.m
 4TG = 1,13 cm² aux appuis et en travée.

Condition de non fragilité:

suivant le sens porteur: $A \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 15 \frac{5,8}{4200} \left(\frac{2-0,51}{2} \right) = 1,06 \text{ cm}^2$
 suivant le sens repartiteur: $A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \frac{f_b}{\sigma_{en}} \left(\frac{1+f}{4} \right) = 0,54 \text{ cm}^2$

Condition de non fissuration:

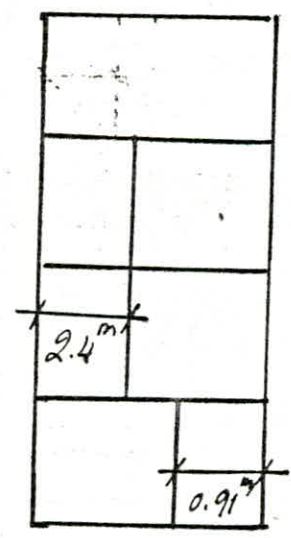
$\sigma_1 = 2600 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_2 = 3165 \text{ kg/cm}^2$ } $\max\{\sigma_1, \sigma_2\} > \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2$

Espacement admissible:

sens de petite portée $t \leq \min(3h_0, 55 \text{ cm}) = 55 \text{ cm}$
 sens de la grande portée $t \leq \min(4h_0, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

plancher 0,00

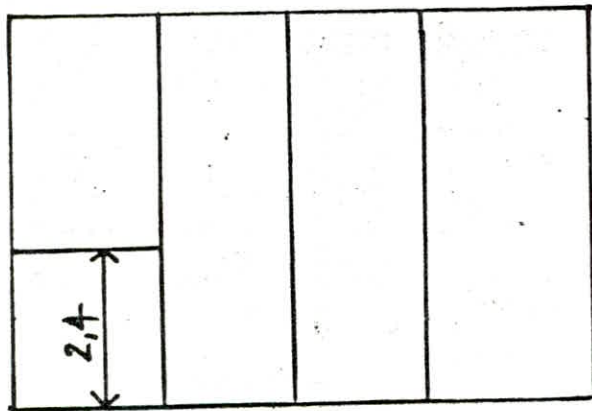
Panneaux	A	B	C	D
Moment iso x-x	2.427	0.20	0.20	0.72
Moment en travée x-x	2.057	0.157	0.157	0.672
Mt sur appui x-x	1.41	0.083	0.083	0.36
Mt iso y-y	0.21	0.59	0.59	0.42
Mt en travée y-y	0.77	0.41	0.41	0.36
Mt sur appui y-y	0.10	0.237	0.237	0.21



	A				B				C				D			
	t_x	a_x	t_y	a_y	t_x	a_x	t_y	a_y	t_x	a_x	t_y	a_y	t_x	a_x	t_y	a_y
Zone																
Section d'acier	6.02	4.12	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
nbra de barre	12	8	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
% d'acier est. l'air	0.48	0.30	0.15	0.15	0.35	0.25	0.75	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15

Plancher terrasse:

$$q = 1,085 \text{ t.m.}$$



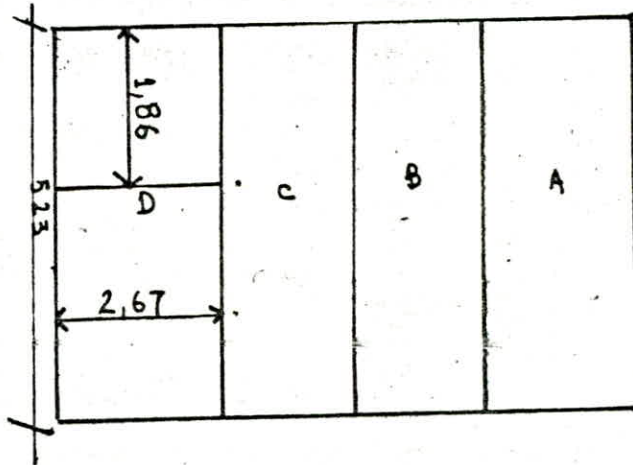
Panneaux	A	B	C	D
Moment isostatique	0,146	2,46	2,47	2,690
Moment en travée $x-x$	0,124	1,85	1,85	2,290
Moment sur appuis $x-x$	0,073	0,99	0,99	1,340
Moment isostatique $y-y$	0,570	0,23	0,23	0,235
Moment en travée $y-y$	0,480	0,17	0,17	0,200
Moment sur appuis $y-y$	0,285	0,10	0,10	0,100

Panneaux (cont) section d'acier	A				B				C				D					
	2,01	2,01	2,01	2,01	6,03	3,01	3,01	3,01	3,01	2,01	2,01	2,01	2,01	7,05	4,02	4,02	2,01	2,01
nombre de bars $\frac{b}{8}$	4	4	4	4	12	6	6	6	6	4	4	4	4	14	8	8	4	4
% d'acier utilisé	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,25	0,25	0,25	0,25	0,15	0,15	0,15	0,15	0,54	0,31	0,31	0,15	0,15
zone:	t_x	t_y	t_x	t_y	t_x	t_x	t_x	t_x	t_x	t_y	t_y	t_y	t_y	t_x	t_x	t_x	t_y	t_y

e'tage courant:

$$q = 0,975 \text{ t/m}^2.$$

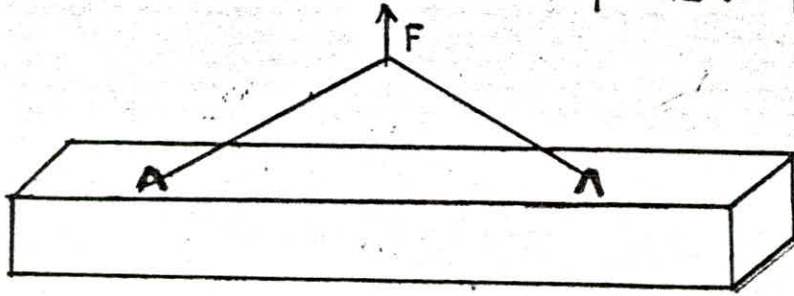
Moment Isostatique x-x	A				B				C				D			
	tx	tx	ty	ty	tx	tx	ty	ty	tx	tx	ty	ty	tx	tx	ty	ty
6,20	5,18	2,01	2,01	2,01	6,03	3,01	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01
14	10	4	4	4	12	6	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
0,18	0,32	0,15	0,15	0,15	0,39	0,21	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
Zone	tx	tx	ty	ty	tx	tx	ty	ty	tx	tx	ty	ty	tx	tx	ty	ty
Panneaux	A				B				C				D			



Panneaux	A	B	C	D
Moment isostatique x-x	2,42	2,22	2,22	0,25
Moment en travée x-x	2,06	1,67	1,67	0,21.
Moment sur appui x-x	1,41	0,89	0,83	0,12
Moment isostatique y-y	0,21	0,21	0,21	0,49
Moment en travée y-y	0,18	0,16	0,16	0,41.
Moment sur appui y-y	0,11	0,08	0,08	0,24

Positionnement des systèmes de levage et d'ancrage:

Chaque panneau de dalle possède quatre boucles, ces boucles de levage doivent être ancrées solidement la poutre ou possédables autres.



Calcul des boucles:

$$\text{Pour une boucle on aura: } \bar{\sigma}_a = \frac{K \cdot f}{2.5} = \frac{2K \cdot f}{\pi \cdot \phi^2}$$

K : coefficient de sécurité : $K = 1,56$

f : tient compte du poids du panneau et des effets parasites

$f = F/4$ pour une dalle.

F : effort global : $F = a \cdot \bar{K} \cdot P$

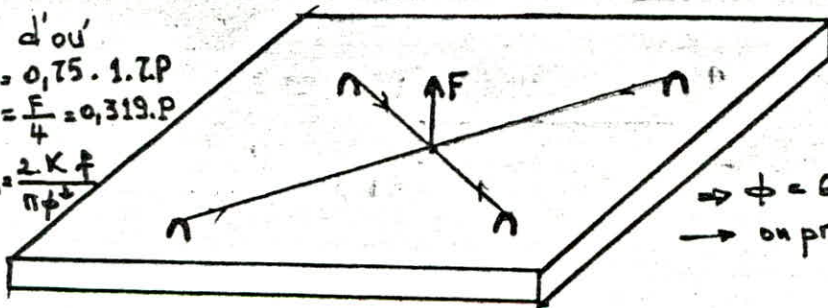
\bar{K} : coefficient de démoulage : $\bar{K} = 1,70$

P : poids du panneau de dalle ; $P = 4761 \text{ kg}$

a : coefficient d'orientation de F par rapport au plan de la pièce.

d'où

$$F = 0,75 \cdot 1,7P$$
$$f = \frac{F}{4} = 0,319 \cdot P$$
$$\bar{\sigma}_a = \frac{2Kf}{\pi \phi^2}$$



$\rightarrow \phi = 6,28 \text{ mm}$
 \rightarrow on prend 4 ϕ 8 FeE24.

2 - CALCUL DES POUTRES

2.1 - CELLULES

Le calcul des poutres se fera en flexion simple par la méthode de P. CHARON sous les sollicitations du 1^{er} genre. On a des poutres seulement au niveau du plancher de la galerie supérieure.

1. Poutre 30-45 : c'est une poutre coudeée sur place, elle comporte 2 travées identiques de portée $l = 5,34$ m.

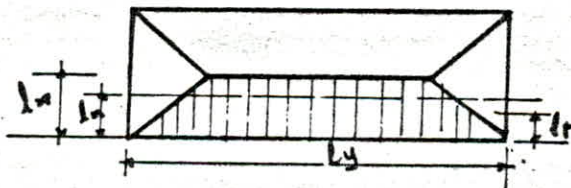
Calcul des charges :

Charge de la dalle trapézoïdale : $q_m = q \cdot l_m$.

$$\text{avec: } l_m = \left(0,5 - \frac{f^2}{6}\right) l_x \quad ; \quad l_y = 534 - 22,5 - 15 = 4,965 \text{ m} \\ l_x = 2,37 \text{ m}$$

$$\rightarrow f = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,37}{4,965} = 0,47 \rightarrow l_m = 1,1 \text{ m} \quad , \quad q = 1,125 \text{ t/m}^2$$

$$\rightarrow q_m = 1,125 \cdot 1,1 = 1,237 \text{ t/ml.}$$



$$\rightarrow M_{01} = 2 \left[q_m \cdot \frac{l_y^2}{8} \right] \quad , \quad \text{avec } M_{01} = q_m \cdot \frac{l_y^2}{8} = \frac{1,237 \cdot (4,965)^2}{8} = 3,81 \text{ t.m}$$

$$\rightarrow M_{01} = 7,62 \text{ t.m.}$$

$$q_t = q \cdot l_t \quad \text{avec } l_t = \left(0,5 - \frac{f}{4}\right) l_x = \left(0,5 - \frac{0,47}{4}\right) 2,37 = 0,90 \text{ m.}$$

$$\rightarrow q_t = 1,0125 \text{ t/m}^2 \rightarrow T_{01} = 2 \left[q_t \cdot \frac{l_y}{2} \right] = 5,02 \text{ t}$$

Charge de la poutre :

$$q = 1,125 \cdot 0,15 + 2,5 \cdot 0,30 \cdot 0,45 = 0,50 \text{ t/ml.}$$

$$\rightarrow T_{02} = q \cdot \frac{l}{2} = 0,50 \cdot \frac{5,34}{2} = 1,335 \text{ t}$$

$$M_{02} = q \cdot \frac{l^2}{8} = 1,78 \text{ t.m.}$$

D'où les efforts isostatiques :

$$M_0 = M_{01} + M_{02} = 940 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$T_0 = T_{01} + T_{02} = 6,355 \text{ t}$$

Étude de la poutre continue :

Calcul des moments :

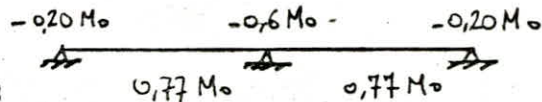
On applique la méthode simplifiée, vu que les hypothèses suivantes sont vérifiées :

- $s = 100 < 2G = (500 \cdot 2) \text{ kg}$.
- $l_i/l_{i+1} = 1$ appartenant à l'intervalle $0,8 + 1,25$
- l'unicité de la poutre est constante sur toute la longueur.
- fissuration préjudiciale.

$$\rightarrow M_1 = M_3 = 0,20 M_0 = 1,88 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_2 = 0,6 M_0 = 5,64 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{12} = M_{23} = 0,77 \cdot 9,40 = 7,298 \text{ t}\cdot\text{m}$$



Calcul des efforts tranchants :

$$T_1^f = T_3^d = T_0 - \frac{0,4 M_0}{l} = 5,65 \text{ t}$$

$$T_2^f = T_2^d = T_0 + \frac{0,4 M_0}{l} = 7,059 \text{ t}$$

Ferrailage :

Armatures longitudinales : en travée.

La section considéré est en T^e, elle sera ferrillée en flexion simple par la méthode de P. CHARON

- Détermination de la largeur de la table de compression :

$$b = 2b_1 + b_0 ; \text{ avec : } b_1 = \min \left\{ \frac{l'}{2}, \frac{l}{10}, (6+8)h_0 \right\}$$

l' : La plus petite distance entre 2 poutres

l : portée de la poutre entre des appuis $l = 4,965 \text{ m}$

h_0 : hauteur de la table de compression = 15 cm.

$$\rightarrow b_1 = 49,6 \text{ cm} \rightarrow b = 2 \cdot 50 + 30 = 130 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre :

$$K = 68,5 ; \alpha = 0,1796 ; \xi = 0,9401.$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0186$$

$h = 40 \text{ cm}$ ($d = 5 \text{ cm}$) $\rightarrow \alpha h = 7,184 < h_0$ donc l'axe neutre tombe dans la table.

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_2}{K} = 40,87 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_2 \cdot e \cdot h} = 6,87 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T20 + 1T16 = 8,29 \text{ cm}^2.$$

Vérification des contraintes :

$$A = 7,57 \text{ cm}^2 \rightarrow \omega = \frac{100 A}{b \cdot h} = 0,145 \rightarrow \left. \begin{array}{l} \varepsilon = 0,931 \\ K = 57,5 \end{array} \right\}$$

Vérification de la fissuration :

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\omega}_f = 0,0314 \\ K = 0,8 \cdot 10^6 \\ \eta = 1,6 \end{array} \right\} \rightarrow \left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 1529 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1462,22 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) < \bar{\sigma}_2.$$

mais avec :

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\omega}_f = 0,0314 \\ K = 1,5 \cdot 10^6 \\ \eta = 1,6 \end{array} \right\} \rightarrow \left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 3058 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2047,10 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_2$$

Condition de non fragilité :

$$A \geq \max \{ A_0, \min(A_1, A_2) \}$$

$$A_0 = 6,87 \text{ cm}^2; A_1 = 1,2 A_0 = 8,244 \text{ cm}^2, A_2 = 0,69 \cdot b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cm}} = 4,95 \text{ cm}^2$$

$$\text{donc } A > 6,87 \text{ cm}^2$$

Vérification de la flèche :

Il n'est pas utile de faire une vérification de la flèche si les trois conditions suivantes sont remplies:

$$- h_t > \frac{l}{16} \rightarrow h_t = 45 \text{ cm} > \frac{534}{16} = 33 \text{ cm}$$

$$- h_t > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \cdot l = 41,11 \text{ cm} < h_t$$

$$- A \leq 45 \cdot \frac{b \cdot h}{\sigma_{cm}} = 12,28$$

Donc les 3 conditions sont remplies.

Armatures longitudinales aux appuis :

$$M_1 = 1,88 \text{ t.m} \rightarrow \mu = 4,84 \cdot 10^{-3} \left. \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9686 \\ \alpha = 0,0943 \\ K = 744 \end{array} \right\}$$

$$\rightarrow \sigma'_b = 19,44 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$$

$$\rightarrow A = 1,73 \text{ cm}^2, \text{ on prend } 3T10 = 2,35 \text{ cm}^2.$$

$$M_2 = 5,64 \text{ t.m} \rightarrow \mu = 0,0145 \rightarrow \left. \begin{array}{l} \epsilon = 0,9787 \\ \kappa = 0,0638 \\ \lambda = 2,20 \end{array} \right\}$$

$$\sigma'_b = 12,72 \ll \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$$

$$A = 5,14 \text{ cm}^2, \text{ on prend } 3T16 = 6,03 \text{ cm}^2$$

On utilise des cadres droits, pour cela, on doit vérifier:

$$\epsilon_b = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot \gamma} < \bar{\epsilon}_b \text{ avec } \bar{\epsilon}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b, \bar{\epsilon}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b$$

$$\text{si } \bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma_b \leq 2 \bar{\sigma}_b$$

$$b_0 = 30, \gamma = \frac{7}{8} \cdot h = \frac{7}{8} \cdot 40 = 35$$

$$T_{\max} = 7059 \text{ kg} \rightarrow \epsilon_b = 6,72 < \bar{\epsilon}_b = 20,3 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \epsilon_b < \bar{\epsilon}_b$$

Calcul de l'espacement t :

$$t = \frac{A_t \cdot \gamma \cdot \sigma_{at}}{T_{\max}}$$

$$A_t = 1,132 \text{ (1 cadre + 1 étrier } \phi 6)$$

$$\sigma_{at} = f_a \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

On suppose qu'on a reprise de bétonnage.

$$\rightarrow t = 9 \text{ cm.}$$

Espacement admissible : (RPA81)

$$\text{à l'appui : } t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi, 30 \text{ cm}\right) = 10 \text{ cm, on prend } 9 \text{ cm.}$$

$$\text{en travée : } t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm on prend } 20 \text{ cm.}$$

Verification aux appuis :

La section d'armatures de traction inférieurs, qui doivent être conduites jusqu'à l'appui et ancrés totalement au delà, doit être susceptible d'équilibrer l'effort: $T + \frac{M}{3}$ ie: $A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{3}$

$$T = 7059 \text{ kg}$$

$$M = -56400 \text{ kg.cm}$$

$$\gamma = 35 \text{ cm}$$

$$A = 6,03 \rightarrow 16884 \text{ kg} > 5447,57 \text{ kg}$$

Condition de non entrainement des barres :

$$\text{On doit vérifier que: } \epsilon_d = \frac{T_{\max}}{n \cdot p \cdot \gamma} < \bar{\epsilon}_d$$

$$\bar{\epsilon}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b \quad (\psi_d = 1,5 \rightarrow 4A)$$

n : nombre de barres = 3 ; périmètre de la barre = $\pi\phi = \pi \cdot 2$

d'où: $\epsilon_d = 10,7$

$$\bar{\epsilon}_d = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,8 = 17,4 \rightarrow \epsilon_d < \bar{\epsilon}_d \text{ vérifier}$$

béton: l'effort tranchant crée des efforts de compression

Dans les bielles de béton inclinées à 45° :

pour que $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0}$ on doit avoir $c \geq \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}'_{b0}} = C_0$

où:

c : distance du nu de l'appui au point où commence l'ancrage de l'armature inférieure.

$$c = a - (d + r)$$

r : rayon de courbure ; $r = 5,5\phi = 11 \text{ cm}$

a : largeur du poteau

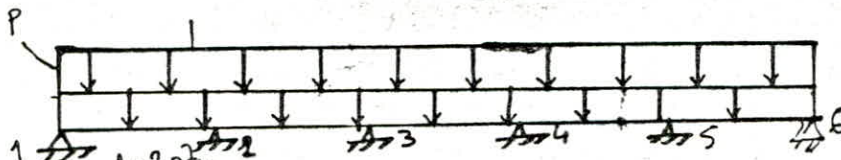
$d = 2 \text{ cm}$

$$c = 30 - (2 + 11) = 17 \text{ cm}$$

$$T = 5650 \text{ kg} \Rightarrow C_0 = 5,58 \text{ cm} \Rightarrow c > C_0$$

Poutre dans le sens longitudinal : 25×30

C'est une poutre continue sur 9 appuis simples de longueur de travée $l = 2,67 \text{ m}$, ce qui revient à étudier une poutre continue sur 5 travées dont les 4 autres travées vont être ferrillées de la manière que la troisième.



$$P = P_1 + P_2 = 1,125 \times \frac{2,37}{2} + 2,5 \cdot 25 \cdot 30 \cdot 10^{-4} = 1,52 \text{ t/ml.}$$

Calcul des moments:

Le calcul s'effectue de la manière suivante:

Moments aux appuis:

$$M_{a5} = M_{a2} = -0,11 \cdot q \cdot l^2 = -0,11 \cdot 1,52 \cdot (2,67)^2 = -0,94 \text{ t.m.}$$

$$M_{24} = M_{25} = -0,08 \cdot q \cdot l^2 = -0,08 \cdot 1,52 \cdot (2,67)^2 = -0,68 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Moments en travées :

$$M_{t5} = M_{t1} = 0,078 \cdot q \cdot l^2 = 0,078 \cdot 1,52 \cdot (2,67)^2 = 0,84 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{t4} = M_{t2} = 0,033 \cdot q \cdot l^2 = 0,28 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M = M_{t3} = 0,046 \cdot q \cdot l^2 = 0,40 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Efforts tranchants :

$$T_1 = 0,395 \cdot q \cdot l = 1,42 \text{ t}$$

$$T_{2d} = 0,53 \cdot q \cdot l = 1,91 \text{ t}$$

$$T_{2q} = 0,61 \cdot q \cdot l = 2,19 \text{ t}$$

$$T_{3d} = 0,5 \cdot q \cdot l = 1,80 \text{ t}$$

$$T_{3q} = 0,47 \cdot q \cdot l = 1,69 \text{ t}$$

Calcul des armatures :

En travées : $M_{t1} = M_{t5} = 0,84$

$$K_M = 4,63 \rightarrow \omega = 0,19$$

$$\rightarrow A = 1,22 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$M_{t4} = M_{t2} = 0,28 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$K_M = 1,55 \rightarrow \omega\% = 0,07$$

$$\rightarrow A = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$M_{t3} = 0,4 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$K_M = 2,21 \rightarrow \omega\% = 0,10$$

$$\rightarrow A = 0,644 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$M_{24} = M_{25} = 0,94 \text{ t}\cdot\text{m} \rightarrow K_M = 5,21 \rightarrow \omega\% = 0,21$$

$$\rightarrow A = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2 \text{ (car } A_{\sigma_2} > T + \frac{M}{\sigma} \text{ ne vérifi par T10)}$$

$$\rightarrow A = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$M_{14} = M_{15} = 0,68 \text{ t}\cdot\text{m} \rightarrow A = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille aux appuis et en travées notre poutre continue en 2T10.

Armatures transversales :

$$\epsilon_b = \frac{T_{max}}{b \cdot s} = 3,57 < \bar{\epsilon}_b ; \text{ on prend un cadre de } \phi 6 = 0,565 \text{ cm}^2.$$

Espacement t entre les armatures :

$$t = \frac{A_t \cdot \sigma_{at}}{T_{max}} = 10,11 \approx 10 \text{ cm.}$$

D'après l'RPA l'espace admissible à l'appui :

$$t \leq \min (h/4, 12\phi, 30 \text{ cm}) \leq 7, \text{ on prend } t = 6 \text{ cm.}$$

En travée :

$$t \leq \frac{h}{2} = \frac{28}{2} = 14 \text{ cm on prend } 12 \text{ cm.}$$

Vérification aux appuis :

$$T + \frac{M}{9} \leq A \cdot \bar{\sigma}_a$$

$$6026 \leq 6328 \text{ kg}$$

Condition de non entraînement des barres :

$$n = 2$$

$$\bar{\epsilon}_d = 17,4 ; \text{ et } \epsilon_d = 10,16$$

$$\rightarrow \epsilon_d < \bar{\epsilon}_d$$

2.2 - TOUR

Vu le nombre de poutres identiques, nous avons pensé à une préfabrication de ces éléments, toutes ces poutres ont même section et même portée.

Le calcul se fait en 2 phases. La 1^{ère} pour une partie isostatique simplement appuyée de section 30-30, la 2^{ème} phase pour une poutre de 30x45 à un certain pourcentage d'encastrement aux appuis:

1^{ère} phase:

Système de charge:

- dalle 0,375 x 2,67	2,60 t/ml
- poids propre ; 0,30 . 0,30 . 2,5	0,225 t/ml
- surcharge de chatier 0,100 . 0,30	0,03 t/ml
	$q_1 = 2,855 \text{ t/ml}$

Moment isostatique :

$$M = q_1 \cdot \frac{l^2}{8} = 2,855 \cdot \frac{(5,23)^2}{8} = 9,76 \text{ t.m.}$$

2^{ème} phase:

- dalle 0,375 x 2,67	1,00 t/ml
- poids propre 0,30 . 0,45 . 2,5	0,33 t/ml
- surcharge 1,2 . 500 . (0,30 + 2,67)	1,78 t/ml
	$q_2 = 3,01 \text{ t/ml}$

Moment isostatique:

$$M_2 = q_2 \cdot \frac{l^2}{8} = 11,50 \text{ t.m} \quad \text{avec: } l = 5,53$$

$$M_{2pp} = 0,5 M_0 = 5,75 \text{ t.m}$$

$$M_{tr2} = 0,85 M_0 = 9,78 \text{ t.m}$$

$$A_{1t} = 15,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{1app} = 0$$

$$A_{2t} = 9,73 \text{ cm}^2$$

$$A_{2app} = 6,71 \text{ cm}^2$$

$$A_{2pp} = \max(A_{1pp}, A_{2pp}) = 6,71 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{1t}, A_{2t}) = 15,32 \text{ cm}^2$$

On adopte donc: $A_{tr} = 6T20$ en 2 nappes = $18,85 \text{ cm}^2$

$$A_{app} = 5T16 = 6,03 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité:

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 30 \cdot 41 \cdot \frac{5,8}{4200} = 1,17 \text{ cm}^2$$

- Condition de flèche:

$$A \leq \frac{43 \cdot b \cdot h}{\sigma_{en}} = 12,59 \text{ cm}^2$$

- Vérification des contraintes:

$$A = 18,85 ; \bar{\omega}_f = 1,53 ; K = 15,9 ; \varepsilon = 0,8382$$

$$\rightarrow \sigma_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = 1509 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 94,9 < \bar{\sigma}_b'$$

- Contraintes de fissuration:

$$A = 18,85 \text{ cm}^2 ; \left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 7629,62 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1648 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

- Armatures transversales:

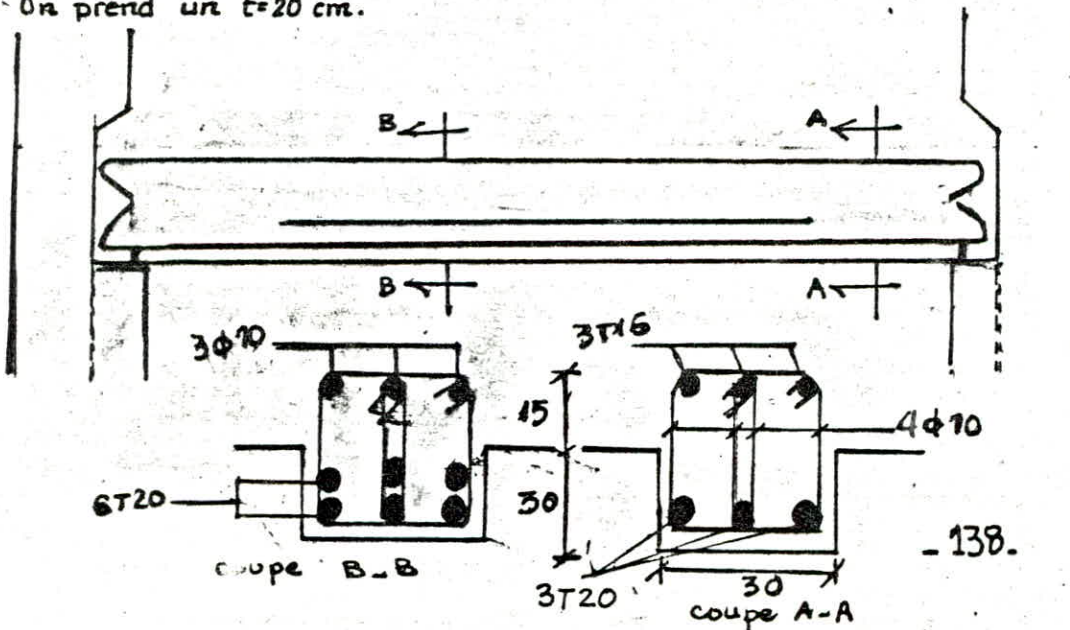
$$T = \frac{q_2 \cdot l}{2} = 8,32 \text{ t}$$

$$E_b = \frac{T}{b \cdot s} = 7,73 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,3 \text{ kg/cm}^2$$

- Espacement

$$t = 24,6 \quad t \leq \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = 24,6 \text{ cm}$$

On prend une $t = 20 \text{ cm}$.



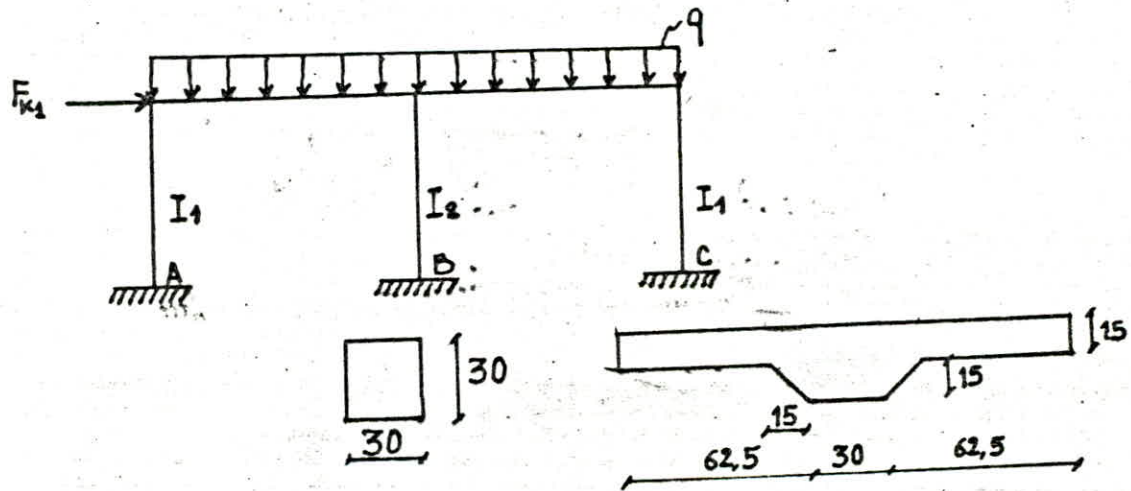
3.1 - CALCUL DES POTEAUX

Les poteaux supportant le plancher terrasse sont formés de 2 types

- 1- Poteau central : section carrée 30x30
- 2- Poteau incorporé dans les voiles.

Les poteaux seront calculés en considérant le portique le plus défavorable.

Le portique transversal est constitué par 2 poteaux d'inertie I_1 égaux incorporés dans les voiles, et un poteau central d'inertie I_2 .



Calcul des inerties :

- Poteau incorporé dans les voiles : $I_1 = \frac{30^4}{12} + \frac{(125,15)^3}{12} = 102656,25 \text{ cm}^4$
- Poteau central : $I_2 = \frac{30^4}{12} = 67500 \text{ cm}^4$

$$I_1 = 1,52 I_2.$$

Efforts sollicitants les poteaux :

Les forces sont sollicitées par les charges amenées par les poutres et la force sismique.

- Charge:

- Charge du plancher	$1 \times 0,15 \times 2,5 \times 2,67$	= 1	t/ml
- " de la poutre	$1 \times 2,5 \times 0,30 \times 0,45$	= 0,34	t/ml
- Surcharge d'exploitation	$0,2 \times 2,67$	= 0,53	t/ml
		$q = 1,87$	t/ml

- Force sismique: On suppose que la force sismique est portiques:

par 7

$$F_{K1} = \frac{1}{7} 113,39 = 16,20 \text{ t}$$

- Effort normal:

- Poteau central : $N_2 = 5,34 \cdot 0,625 \cdot 1,87 = 6,24 \text{ t}$ = 6,24 t
Poids propre du poteau = $0,30 \cdot 0,30 \cdot (2,5)^2 = 0,56 \text{ t}$
1,68 t

- Poteau incorporé dans le voile:

$$N_1 = 5,34 \cdot 0,5 \cdot 1,87 = 4,99 \text{ t}$$

poids propre du poteau : $1,5 \cdot 0,15 \cdot 2,5 = 0,58 \text{ t}$
 $0,45 \cdot 0,15 \cdot 2,5 = 0,17 \text{ t}$
= 5,74 t

- Moments flechissants:

$$M_1 = M_A = 4,67 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_2 = M_B = 3,79 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Les poteaux seront calculés en flexion composée.

- Calcul au flambement:

$$\frac{l_c}{a} = \frac{0,9 \cdot l_0}{0,30} = \frac{0,9 \cdot 2,5}{0,30} = 7,5 < 14,4$$

Le flambement n'est pas à craindre pour les 2 types de poteaux.

- Calcul des armatures:

Le ferrailage sera calculé en utilisant le tableau 4-49 donné par l' aide mémoire béton armé.

- Poteau central (30.30):

$$N = 6,80 \text{ t}$$
$$M = 3,79 \text{ t}\cdot\text{m}$$
$$h_t = 30 \text{ cm.}$$

$$K_e = \frac{N}{M} h_t = \frac{6,80 \cdot 10^3}{3,79 \cdot 10^5} \cdot 30 = 0,538$$

$$K_a = \frac{M}{b h_t^2 \bar{\sigma}_2} = \frac{3,79 \cdot 10^5}{30 \cdot 30^2 \cdot 2800} = 0,005$$

$$A = A' = \frac{\bar{\omega} \cdot b \cdot h_t}{100} = 4,5 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \bar{\omega} = 0,50\% \quad ; \quad K = 27,81.$$

On choisi 3T16 = 6,03 cm².

- Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma'_b = \frac{1}{K} \bar{\sigma}_2 = \frac{2800}{27,81} = 100,68 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \quad (\text{Véifié})$$

- Armatures transversales :

La quantité d'armature transversale minimale donnée par : RPA 81 est :

$$A_t = 0,004 \cdot S \cdot b_s \quad \text{article : 4.2-3-1}$$

S : l'espacement entre cours successifs d'armatures transversales.

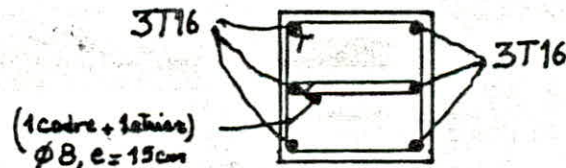
$$S \leq 12 \phi_{\min} = 12 \cdot 1,6 = 19,2 \text{ cm} \rightarrow S = 15 \text{ cm}$$

$$b_s = 50 \text{ cm}$$

$$A_t = 0,004 \cdot 15 \cdot 30 = 1,8 \text{ cm}^2$$

On choisira ; 1 cadre + 1 étrier $\phi 8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$.

* On utilisera 7 (cadres + étriers) $\phi 8$ par mètre.



- Poteau incorporé dans le voile :

$$N = 5,74 \text{ t}$$

$$M = 4,67 \text{ t} \cdot \text{m}$$

On considère une section de 30x30, on adoptera pour le voile

$$K_e = \frac{N}{M} h_t = \frac{5,74 \cdot 10^3}{4,67 \cdot 10^5} \cdot 30 = 0,369$$

$$K_a = \frac{M}{b h_t^2 \bar{\sigma}_2} = \frac{4,67 \cdot 10^5}{30 \cdot 30^2 \cdot 2800} = 0,006$$

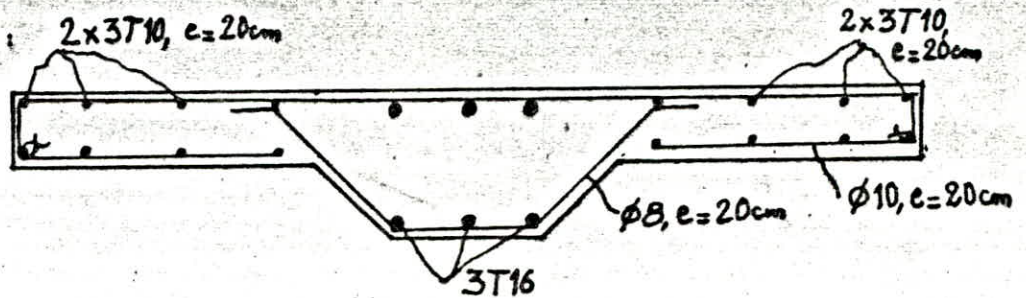
$$A = A' = \frac{\bar{\omega} \cdot b \cdot h_t}{100} = \frac{0,66 \cdot 30 \cdot 30}{100} = 5,94 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \bar{\omega} \% = 0,66 \quad ; \quad K = 27,30.$$

On choisi 3T16 = 6,03 cm².

- Verification de la contrainte dans le beton :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{1}{K} \bar{\sigma}_s = \frac{2800}{27,30} = 102,56 \text{ kg/m}^2 < \bar{\sigma}_b' \text{ (verifié)}$$

Les armatures transversales seront disposées comme l'indique le schéma suivant :



3.2 - CALCUL DES COLONNES

Les colonnes sont conçues à supporter les cellules, et sont calculées en compression simple.

La colonne la plus chargée est celle qui se trouve au centre, sa charge est :

1) Reaction de poteau du toit de la galerie	9000	kg
2) Dalle prefabriquée de toit de cellule $2500 \cdot 2,67^2 \cdot 12 \cdot 10^3$	2138,6	kg
3) Voiles des cellules $21,00 \times 0,15 \times 2,67 \times 2 \cdot 2500$	42035	kg
4) Dalle du fond $(2,52)^2 \cdot 25 \cdot 0,23$	3691	kg
5) sur charge du blé $21,00 \cdot 2,52^2 \cdot 850$	113355	kg
6) Poids de colonne $(1,14 \cdot 1,67) \cdot 2500 \cdot 0,15 \cdot 25$	2606,25	kg
	172845	kg

$$N = 173 \text{ t}$$

La contrainte de la section non ferrillée est donnée par $\sigma = \frac{N}{S}$

$$S = 1,11 \cdot 0,15 + (1,67 - 0,15) \cdot 0,15 + 2 \cdot 0,15^2 = 0,4395 \text{ m}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{173}{0,3950} = 438 \text{ t/m}^2$$

$$43,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 67,5 \text{ kg/cm}^2$$

Le ferrailage n'est pas nécessaire, même pour le poteau le plus sollicité, on adopte alors le ferrailage constructif suivant le RPA

En raison d'économie on peut prendre :

- 1/ Des barres T14 comme ferrailage des voiles et de colonnes espacés de 25 cm.
- 2/ Des barres et des cadres simultanément les cadres et les voiles espacés de 20 cm.

Calcul du flambement :

$$\frac{l_c}{a} = \frac{0,5 \cdot 25}{0,15} < 14,4 \quad ; \quad \text{donc le flambement n'est pas à craindre.}$$

4 - CALCUL DES ESCALIERS

On a 3 types d'escalier :

- 1° - escalier d'étage de la tour
- 2° - " qui fait rentrer à la tour
- 3° - " qui mène du sous sol au niveau RDC.

1/ escalier qui mène à la tour :

D'après le plan architectural la hauteur du sol à la porte est égale à 1,30 m. pour cela on a prévu un escalier à paillasse simple, prefabriquée, s'appuyant en haut sur le mur (rentrée de la tour) et en bas sur une fondation en gros béton.

Caractéristiques géométriques :

- On prend la hauteur de contre marche $h = 18$ cm.
- largeur d'une marche $g = 24$ cm.
- nombre de marche 7.

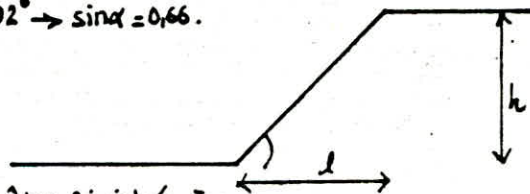
Vérification de la condition de Blondel :

$$60 \leq g + 2h \leq 64$$
$$24 + 36 = 60 \quad (\text{condition vérifiée})$$

La paillasse est inclinée à un angle α par rapport à l'horizontal, égale à :

$$\tan \alpha = \frac{h}{l} = \frac{1,30}{1,68} = 0,77 \rightarrow \alpha = 41,92^\circ \rightarrow \sin \alpha = 0,66.$$

$$l = \frac{1,30}{0,66} = 1,96 \text{ m.}$$



l'épaisseur de la paillasse doit être limitée à :

$$\frac{l}{20} \leq e \leq \frac{l}{20} \Leftrightarrow 6,53 \leq e \leq 9,8 \text{ cm, on prend } 9 \text{ cm.}$$

Évaluation des charges et surcharges :

- a/ charge permanente : (par 1 m de projection horizontale et par 1 m d'embranchement).

- Poids propre de la pailleasse : $\frac{0,09 \cdot 2500}{\cos \alpha} = 302,3 \text{ kg/ml}$.
 - Poids propre des marches : $\frac{0,18 \cdot 2200}{2} = 198 \text{ kg/ml}$
 - Poids de revêtement (moïtier carrelage) = 120 kg/ml
- $G = 620,3 \text{ kg/ml}$.

b/ surcharge : escalier pour bâtiment industriel: 500 kg/ml

La charge de la pailleasse sera donc égale à : $q = G + 1,2P = 1,22 \text{ t/ml}$.

Determination des efforts:

On considère 1m de pailleasse, comme étant chargé uniformément, chargé appuyé sur 2 appuis simples d'épaisseur 9 cm et de portée

$$l = 1,68 \text{ m.}$$

$$R_A = R_B = \frac{q \cdot l}{2} = 1,02 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = 0,43 \text{ t.m.}$$

ferraillage de la poutre (methode de F. CHARON)

- Armatures longitudinales : $d = 20 \text{ cm}$; $h = 7 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 0,43 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 49} = 0,047 \rightarrow \left. \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9084 \\ K = 39,6 \end{array} \right\}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 70,7 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2.$$

(Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires)

- Aciers tendues : $A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 2,41 \text{ cm}^2.$

On prendra 5T8 /ml ; $e = 20 \text{ cm}$.

a/ Contraintes:

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = 0,358 \rightarrow \left. \begin{array}{l} K = 138 \\ \varepsilon = 0,9673 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_a = \frac{0,43 \cdot 10^5}{2,51 \cdot 0,9673 \cdot 7} = 2530 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2530}{138} = 18,33 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2.$$

Condition de non fragilité:

$$A = 2,51 \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot b \cdot h = 0,67 \text{ cm}^2$$

Condition de non fissuration :

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{8} \cdot \frac{0,0035}{1 + 0,0035} = 1014 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{k \cdot \eta \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{8} \cdot 5,9} = 3192,9 \text{ kg/cm}^2$$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_2$

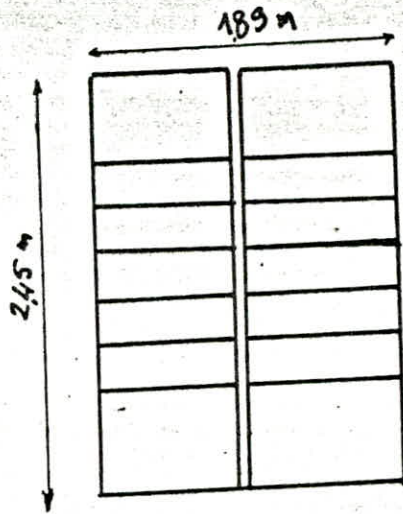
Condition d'appui :

$$\frac{T + M/z}{\bar{\sigma}_2} = \frac{1,02 \cdot 10^3 - (0,43 \cdot 10^5 / 7/8 \cdot 7)}{2800} = -2,14$$

Donc l'ancrage des armatures inférieures n'est pas nécessaire.

- Escaliers intérieurs de la tour:

Ces escaliers sont prefabriqués sous forme de paillasse à double palier simplement appuyer sur les 2 côtés.



$$t_{gx} = \frac{1,54}{1,00} = 1,54 \rightarrow \alpha = 63,83^\circ ; \cos \alpha = 0,448$$

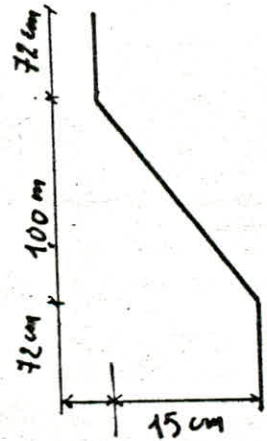
on prend : $\delta = 27 \text{ cm}$

Verification de la relation de Blondel :

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm} \rightarrow 60 \text{ cm} < 27 + 2 \cdot 18 = 63 < 64 \text{ cm}$$

Determination des charges:

- Paillasse ($e = 16 \text{ cm}$) : $\frac{2500 \cdot 0,16 \cdot 100}{\cos \alpha} = 892 \text{ kg/m}^2$
- poids propre des marches : $\frac{2200 \cdot 0,18}{2} = 198 \text{ kg/m}^2$
- revêtement = 120 kg/m^2
- garde corps = 100 kg/m^2
- = 1310 kg/m^2
- surcharges = 240 kg/m^2
- = 1550 kg/m^2



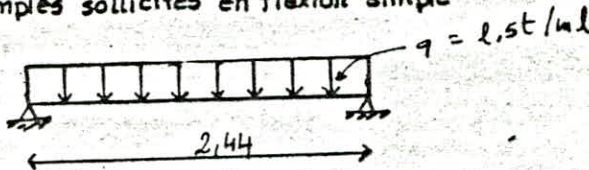
Palier:

$0,16 \cdot 2500 \cdot 1,00 = (\text{P.P. du palier})$	400 kg/m^2
chape $1,00 \cdot 1,00$	20 kg/m^2
Dallage pierre 1,5	30 kg/m^2
surcharges : 200 kg/m^2	$q = 450 \text{ kg/m}^2$
	240 kg/m^2
	690 kg/m^2

On calcul l'escalier avec $q = 1,5 \text{ t/m}^2$.

Calcul du ferrillage :

L'escalier est considéré comme une poutre uniformément chargée sur 2 appuis simples sollicités en flexion simple



$$M_t = M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = 1,15 \text{ t}\cdot\text{m} \quad (d = 2 \text{ cm}; h = 14)$$

$$R_1 = R_2 = 1,89 \text{ t}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 1,15 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (14)^2} = 0,031 \rightarrow \left. \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9237 \\ \kappa = 50,5 \end{array} \right\}$$

$\sigma'_b = 55,44 < \bar{\sigma}'_b$ donc pas d'armatures de compression

$$A = \frac{M}{\sigma_2 \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{1,15 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9237 \cdot 14} = 3,17 \text{ cm}^2; \text{ on adopte } 5T10 = 3,925 \text{ espacés de } 20 \text{ cm.}$$

On adopte le même ferrillage pour les 2 paliers

Vérification :

$$\text{contraintes : } \bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = 0,28 \rightarrow \left. \begin{array}{l} \kappa = 44,6 \\ \varepsilon = 0,9164 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_2 = \frac{1,15 \cdot 10^5}{3,925 \cdot 0,9164 \cdot 14} = 2283,7 < \bar{\sigma}_2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_2}{\kappa} = 51,20 < \bar{\sigma}'_b$$

Condition de non fragilité :

$$A = 3,925 \geq 1,357 \text{ cm}^2 = 0,69 \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} \cdot b \cdot h$$

Condition de non fissuration :

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega} \cdot f}{1 + 10 \bar{\omega} \cdot f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{10} \cdot \frac{0,019}{1,019} = 3831,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,14 \sqrt{k \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_b}{\phi}} = 2855,89; \quad \max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_2 \text{ (vérifier)}$$

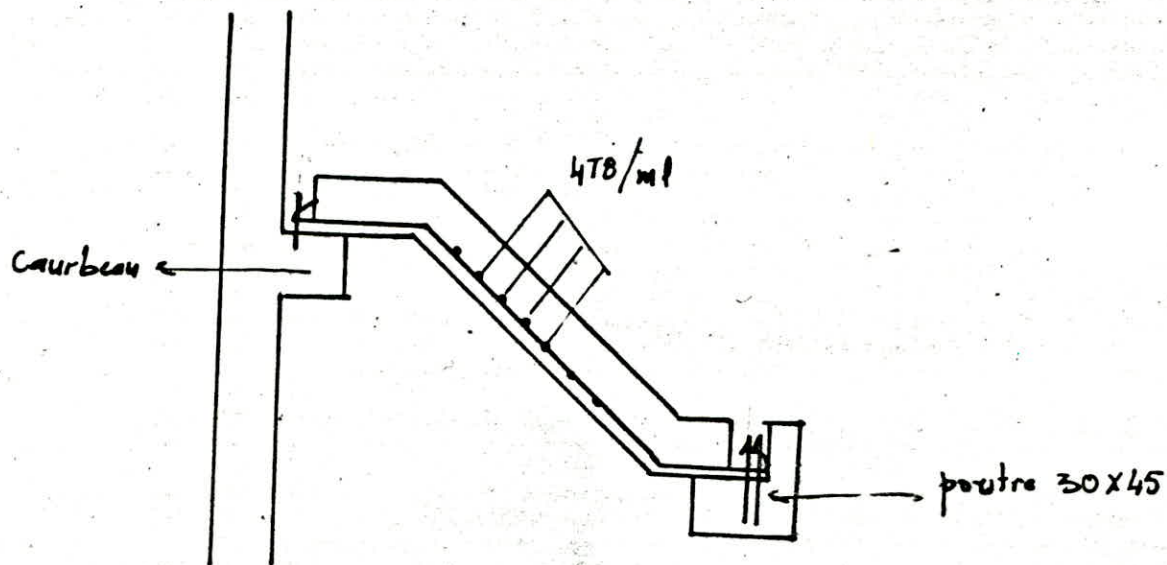
Condition d'appuis :

$$\frac{T + M/\varepsilon}{\bar{\sigma}_2} = \frac{1,89 \cdot 10^3 + 1,15 \cdot 10^5 / 1/8 \cdot 14}{2800} = 4,02 > A = 3,925$$

donc l'ancrage des armatures inferieures est necessaire.

Armature de repartition:

$$A_1 = \frac{A}{H} = 0,98 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{TB/ml } e=25 \text{ cm.}$$



5 - CALCUL DES CORBEAUX

Les corbeaux sont des petites consoles périphériques. Ils seront coulés au même temps que les voiles, les efforts qu'ils sont appelés à soutenir sont le poids de la dalle et les surcharges.

1- Corbeaux des planchers de la tour

- Condition de coffrage:

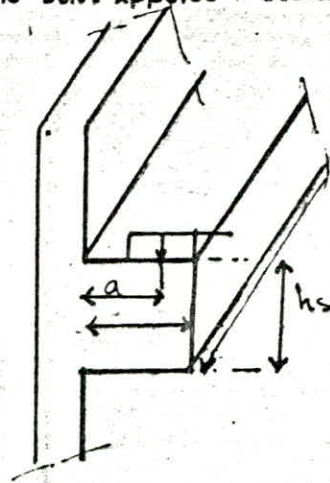
$$\bar{\sigma}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 40 \text{ kg/cm}^2 \\ 0,03 \cdot 1,1 (\sigma'_{cm} - 30)(2+f) \end{array} \right.$$

$$h_s = 20 \text{ cm}, a = 10 \text{ cm}, \sigma'_{cm} = 270 \text{ bars}, \sigma_u = \frac{T}{b \cdot h}$$

$$f = \frac{h_s}{a} = 1,33; b = 2,37 \text{ m}; l = 15 \text{ cm}$$

$$T = (1,335)^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,15 \cdot 2,5 \cdot (1 + 0,6) = 3,56 \text{ T}$$

$$\rightarrow \sigma_u = \frac{3560}{2,37 \cdot 20} = 0,75 \text{ kg/cm}^2 \ll \min \bar{\sigma}_u$$



Section d'acier:

$$M = T \cdot a = 0,28 \text{ t.m}$$

$$Z = 16 \text{ cm}, A = 2800 / 15 \cdot (8)^2 = 5,76 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 12\text{TB} = 6,03 \text{ cm}^2, \text{ en 2 nappes}$$

sous forme de cadres

$$A_{\text{coulure}} \quad A_c = \frac{A}{4} (f + 12 \frac{\sigma_u}{\sigma'_{c28}} - 1) ; \sigma_u = 1 \text{ kg/cm}^2, \sigma'_{c28} = 264 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{\text{coulure}} = 1,525 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\text{TB} = 3,02 \text{ cm}^2, \text{ on prend 6TB dans le sens du voile.}$$

2- Corbeaux de fond de cellule:

Même processus de calcul, sauf la valeur de T qui change, le ferrailage trouvé est:

CHAPITRE _12

CALCUL DES FONDATIONS

- Introduction :

L'infrastructure de l'ouvrage est constituée par une fosse sous le tour de travail et les fondations qui doivent assurer la transmission des efforts de la superstructure au sol.

- Étude du sol :

a/ Reconnaissance des sols :

Le site est formé de marnes indurées recouvertes par des alluvions anciennes très caillouteuses, plus ou moins limoneuses. Le sondage par forage rotatif, nous a permis de distinguer 2 couches, la 1^{ère} couche des marnes brun-beige et la 2^{ème} couche d'un substratum.

b/ Propriétés géotechniques des sols rencontrés :

D: marnes brun-beige :

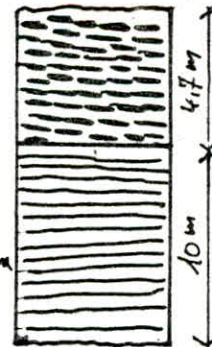
densité = 1,7 à 1,9 t/m³, sol moyennement plastique surconsolidé, peu gonflant. $C = 0,4$ bars ; $\varphi = 17^\circ$

2) marnes substratum :

ce sont des semi-roches, de densité $> 2,20$ t/m³ formé par des carbonates de calcium, résistance à la compression élevée.

marnes brun
beige

Marnes
substratum



c) Régime hydraulique :

- Aucune nappe phréatique n'a été repérée.
- la teneur en eau augmente en hiver sans pour autant saturer les matériaux.

d/ Calcul du taux de travail

On détermine la contrainte admissible du sol, dans le cas d'un

radier par la formule suivante:

$$\bar{\sigma}_s = \frac{0,8 Y_h B N \gamma + Y_R D (N_q - 1) + 1,2 C N_c}{F_s} + Y_R \cdot D$$

F_s : coefficient de sécurité

D : profondeur d'ancrage $D = 2,2 \text{ m}$

B : largeur du radier $B = 10,83 \text{ m}$

γ_h : $1,9 \text{ t/m}^3$

$\varphi = 17^\circ \rightarrow N_\gamma = 3,14$, $N_q = 4,77$; $N_c = 12,3$

$C = 4 \text{ t/m}^2$

$$\bar{\sigma}_s = 2,8 \text{ kg/cm}^2$$

La contrainte admissible adopté pour les calculs est $\bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ kg/cm}^2$.

- Choix du type de fondations:

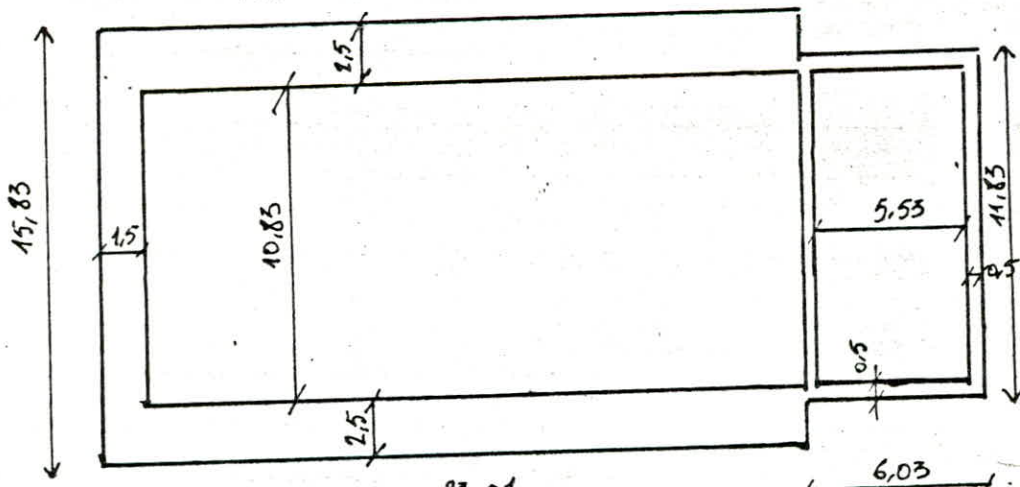
Vu que les caractéristiques géotechniques du sol sont bonnes et que les charges verticales et les efforts à la base de la structure sont importants, on a opté pour un radier général.

- Dimensionnement du radier:

1. Surface du radier: la surface du radier sans débord est telle

que:
$$S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s}$$

$$N = 9791,7 \cdot 10^3 = 392 \text{ m}^2$$



la surface S est: $S = 435,58 \text{ m}^2$.

2. Epaisseur du radier:

On détermine l'épaisseur de la dalle du radier par les deux condi-

tions suivantes:

- Condition de cisaillement: On vérifie que la contrainte de cisaillement du béton reste admissible:

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$$

$$T_{max} = q \cdot \frac{l}{2}$$

où: q : pression sous le radier; $q = \frac{N}{S}$.
 l_{max} : portée maximale entre deux voiles.

On fait le calcul pour une bande de 1m

$$T_{max} = 16,36 \cdot \frac{2,67}{2} \cdot 1 = 21,84 \text{ t.}, \quad z = \frac{7}{8} h.$$

d'où:

$$h \geq \frac{8 \cdot T_{max}}{7 \cdot b \cdot \bar{\tau}_b} = \frac{8 \cdot 21,84 \cdot 10^3}{7 \cdot 100 \cdot 1,15 \cdot 5,8} = 37,42 \text{ cm.}$$

- Condition forfaitaire:

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{10} = \frac{267}{10} = 26,7 \text{ cm.}$$

On prendra une hauteur $h_t = 70 \text{ cm}$.

Vérification de la condition de non poinçonnement (CCBA art 39.54)

$$1,5 \cdot \frac{N}{P_c \cdot h_t} \leq \bar{\tau}_b \text{ avec: } P_c$$

P_c : périmètre du contour cisailé diffusé à 45° (sur la ligne moyenne du radier)

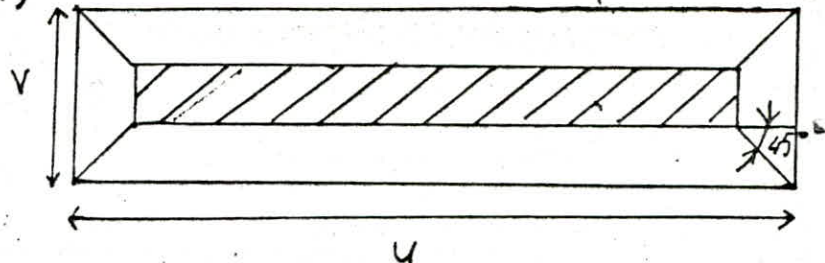
$$P_c = 2(U + V)$$

$$V = 15 + h_t = 85 \text{ cm}$$

$$U = 100 + h_t = 170 \text{ cm}$$

$$P_c = 510$$

$$N = 61,65 \text{ t/m}$$



$$\frac{1,5 \cdot 61,65}{510 \cdot 70} = 0,026 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\tau}_b = 3,9 \text{ kg/cm}^2$$

- Caractéristiques géométriques du radier:

a/ Centre géométrique:

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot x_i}{\sum S_i}$$

$$Y_G = \frac{15,83 \cdot 23,01 \cdot \left(\frac{23,01}{2} - 1,5\right) + 6,05 \cdot 11,83 \cdot 24,53}{435,58} = 12,38 \text{ m.}$$

$$Y_G = 12,38 \text{ m}$$

La figure est symétrique par rapport à l'axe X.

Le centre de gravité de l'aire du radier doit, dans la mesure du possible, coïncider avec le point du passage de la résultante des charges.

b/ Centre de masse:

$$Y_M = \frac{\sum N_i \cdot x_i}{\sum N_i}$$

- Cellules pleines :

$N_1 = 46,30 \text{ t}$	$x_1 = -0,75$	$N_1 x_1 = -34,72 \text{ t}\cdot\text{m}$
$N_2 = 2.163,95 \text{ t}$	$x_2 = 10,005$	$N_2 x_2 = 3280,54 \text{ t}\cdot\text{m}$
$N_c = 6752 \text{ t}$	$x_c = 10,755$	$N_c x_c = 72617,76 \text{ t}\cdot\text{m}$
$N_t = 810,33 \text{ t}$	$x_t = 24,28$	$N_t x_t = 19666,80 \text{ t}\cdot\text{m}$
$N_3 = 2.40,1 \text{ t}$	$x_3 = 24,58$	$N_3 x_3 = 1971,29 \text{ t}\cdot\text{m}$
$N_4 = 78,7 \text{ t}$	$x_4 = 27,34$	$N_4 x_4 = 2150,8 \text{ t}\cdot\text{m}$

$$\sum N_i = 8095,40 \text{ t}$$

$$Y_M = 12,31 \text{ m}$$

$$\sum N_i x_i = 99652,5 \text{ t}\cdot\text{m}$$

L'excentricité $e = 0,07 \text{ m} \rightarrow e = 7 \text{ cm}$, on peut la négliger.

- Cellules vides:

$$\sum N_i = 4595,40 \text{ t}$$

$$\sum N_i x_i = 62010 \text{ t}\cdot\text{m}$$

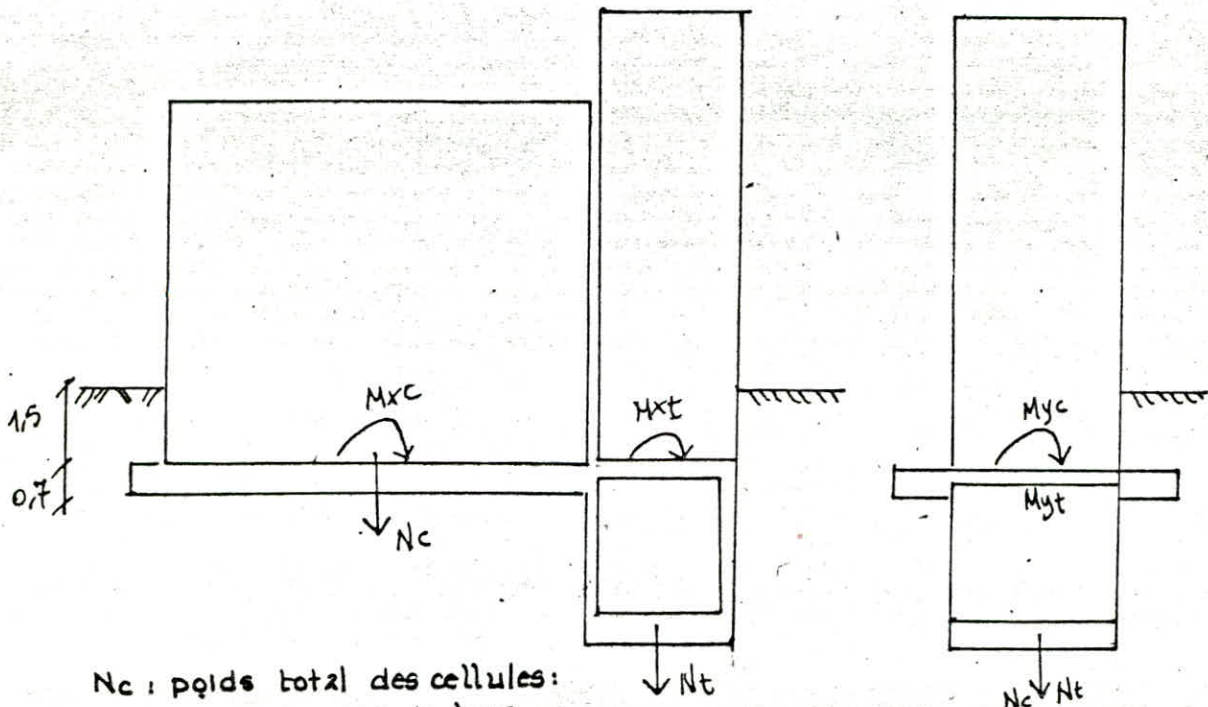
$$Y_M = 13,49 \text{ m}$$

L'excentricité $e = 1,11 \text{ m}$, d'où on a un moment dû à l'excentricité e : $M = N \cdot e$

c/ Moment d'inertie:

$$I_x = 8438,32 \text{ m}^4$$

$$I_y = 28872,62 \text{ m}^4$$



N_c : poids total des cellules :
 N_t : " " de la tour
 M_c : moment de la base des cellules.
 M_t : " " " de la tour .

Stabilité du radier

La vérification des contraintes sera faite avec les sollicitations du 1^{er} genre et 2^{es} genre.

a/ sollicitation du 1^{er} genre : $G + 1,2 P$.

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} \pm \frac{Mv}{I}$$

On vérifie que : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}_s$.

b/ sollicitation du 2^{es} genre : $G + P + 6I$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} \pm \frac{Mv}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,5 \bar{\sigma}_s$$

$G = G_1 + G_2 = \text{charge} + \text{poids du radier}$

$P = \text{surchARGE}$

$G_2 = \text{poids du radier} = 435,58 \cdot 0,7 \cdot 2,5 = 762,27 \text{ t.}$

$S = 407,57 \text{ m}^2$

$G_1 = \text{poids de la structure} + \text{poids des terres.}$

Sollicitation du 2^{er} genre: $\sigma_m \leq \bar{\sigma}_s \times 1.5 = 3.7 \text{ kg/cm}^2$

	Sens	N [t]	M [t.m]	V [cm]	σ_1 [kg/cm ²]	σ_2 [kg/cm ²]	σ_m [kg/cm ²]
cellule pleine	X	9036.9	2112.4	13.88	3.1	1.1	2.60
	Y		2112.4	7.92	4.1	0.92	3.31
cellule vide	X	5536.9	1857.0	13.88	2.16	0.30	1.72
	Y		12563.6	7.92	2.45	0.92	2.07
3 ^e cas	X	7286.9	23430.3	13.88	2.80	0.55	2.24
	Y		15791.2	7.92	3.16	0.19	2.24
4 ^e cas	X	7286.9	23430.3	13.88	2.80	0.55	2.24
	Y		15791.2	7.92	3.16	0.19	2.24

Exemple de calcul:

- Cellules vides:

$G_1 = 4595,40 \text{ t}$
 $G_2 = 762,25 \text{ t}$
 $1,2 P = 0$
 $N = 5357,7 \text{ t}$

L'excentricité produit un moment $M_x = 1,11 \cdot 5357,7 = 5947,1 \text{ t.m.}$

$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M_y \cdot V}{I_y}$; $\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M_y \cdot V}{I_y}$

sens X : $M_y = 5947,1 \text{ t.m.}$
 sens Y : $M_x = 0$

$I_y = 28872,62 \text{ m}^4$

$\sigma_1 = \frac{5357,7}{435,58} + \frac{5947,1 \cdot 13,88}{28872,62} = 1,52 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = \frac{5357,7}{435,58} - \frac{5947,1 \cdot 7,92}{28872,62} = 0,94 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_m = (3 \cdot 1,52 + 0,94) / 4 = 1,38 \text{ kg/cm}^2$

Sollicitation du 2^e genre:

$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_s = 2,5 \cdot 1,5 = 3,7 \text{ kg/cm}^2$

Cas		N	M	v	σ_1	σ_2	σ_m
cellule pleine	sens X	9557.7	0	13.88	2.19	2.19	2.19
	sens Y		0	7.92	2.19	2.19	2.19
cellule vide	sens X	5357.7	5947.1	13.88	1.52	0.94	1.38
	sens Y		0	7.92	1.23	1.23	1.23
3 ^e Cas de charge	sens X	7457.7	5947.1	13.88	2.0	1.43	1.86
	sens Y		0	7.92	1.71	1.71	1.71
4 ^e Cas de chargement	sens X		5947.1	13.88	2.0	1.23	1.81
	sens Y		0	7.92	1.71	1.71	1.71

Exemple de calcul:

- Cellules pleines:

$$G = 4595,40 + 762,25 = 5357,65 \text{ t}$$

$$P = 3500 \text{ t}$$

$$S = 179 \text{ t}$$

$$N = 9036,9 \text{ t}$$

$$M_x = 21124 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$I_x = 8438,32 \text{ m}^4$$

$$\text{sens y: } \sigma_1 = \frac{9036,9}{435,58} + \frac{21124 \cdot 7,92}{8438,32} = 4,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{9036,9}{435,58} - \frac{21124 \cdot 7,92}{8438,32} = 0,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot 4,1 + 0,92}{4} = 3,31 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \cdot 2,5 \text{ kg/cm}^2$$

Determination de la sollicitation la plus défavorable:

Le radier sera calculé sous la sollicitation la plus défavorable définie par la comparaison des rapports suivants:

$$\frac{q_{sp1}}{\sigma_2} \text{ et } \frac{q_{sp2}}{\sigma_m}$$

q_{sp1} , q_{sp2} sont respectivement les contraintes maximales produites sous le

radier par les sollicitations du 1^{er} genre et 2^{es} genre.

Sens X :

$$q_{sp1} = \sigma_{sp1} - q_{rad} = 2,19 - 0,7 \cdot 0,25 = 2,015 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{sp2} = \sigma_{sp2} - q_{rad} = 3,16 - 0,7 \cdot 0,25 = 2,985 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{q_{sp1}}{\sigma_a} = \frac{2,015}{2800} = 7,2 \cdot 10^{-4} > \frac{q_{sp2}}{\sigma_{en}} = \frac{2,985}{4200} = 7,11 \cdot 10^{-4}$$

Sens Y :

$$q_{sp1} = 2,015$$

$$q_{sp2} = 3,925$$

$$\frac{q_{sp1}}{\sigma_a} = 7,2 \cdot 10^{-4} < \frac{q_{sp2}}{\sigma_{en}} = 9,35 \cdot 10^{-4}$$

Le calcul sera fait en considérant la sollicitation la plus défavorable

dans le sens X : sollicitation du 1^{er} genre

dans le sens Y : sollicitation du 2^{es} genre.

Calcul du radier :

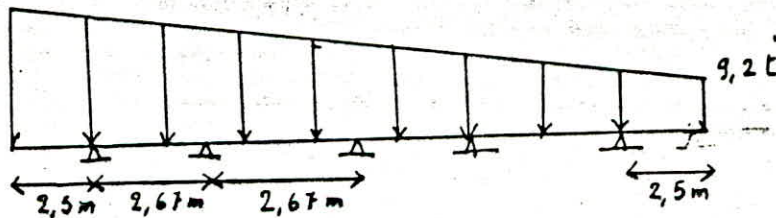
Le radier sera considéré comme un plancher renversé s'appuyant sur les voiles et chargé par du sol.

On considère une bande de 1 m, ce qui revient à calculer une poutre de section 1 x 0,70 m appuyée sur plusieurs appuis

Le calcul se fera dans les deux sens

sens transversal : sens Y

41t



- calcul des efforts

- sur appuis : $M_{max} = -118 \text{ t}\cdot\text{m}$

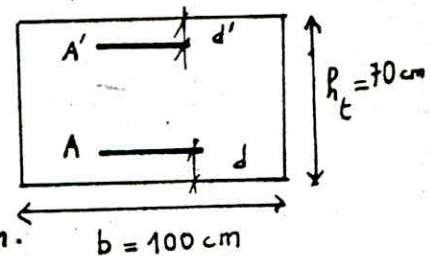
$T_{max} = 94,4 \text{ t}$

- en travée : $M_{max} = 15,43 \text{ t}\cdot\text{m}$

$T = 0$

- calcul du ferrillage :

$h = h_t - d$ $h_t = 70 \text{ cm}$; $d = 5 \text{ cm}$; $h = 65 \text{ cm}$.



La section d'acier nécessaire est donnée par :

$$A = \frac{M_t}{\sigma(1,5\sigma_a)}$$

$$Z = \frac{1}{8}h$$

$$A = \frac{118 \cdot 10^5}{1,5 \cdot 65 \cdot 1,5 \cdot 2800} = 49,4 \text{ cm}^2$$

On prend 6T32 $\rightarrow A = 56,30 \text{ cm}^2 \cdot e = 15 \text{ cm}$

Les aciers de compression doivent reprendre le moment en travée ; $h_f = 70 \text{ cm}$

$$d = 3 \text{ cm}$$

$$d'ou : A' = \frac{M_t}{\sigma(1,5\sigma_a)}$$

$$M_t = 13,43 \text{ t.m}$$

$$A' = \frac{13,43 \cdot 10^5}{1,5 \cdot 67 \cdot (1,5 \cdot 2800)} = 6,25 \text{ cm}^2$$

On prend : 4T16 = 8,04 cm² $e = 25 \text{ cm}$

Vérification des contraintes

$$\text{position de l'axe neutre : } \frac{b}{2}x^2 - 15(A+A')x - 15(A \cdot h + A'D') = 0$$

$$\frac{100}{2}x^2 + 15(56,30 + 8,04)x - 15(36,30 \cdot 65 + 8,04 \cdot 3) = 0$$

$$x = 24,96 \text{ cm}$$

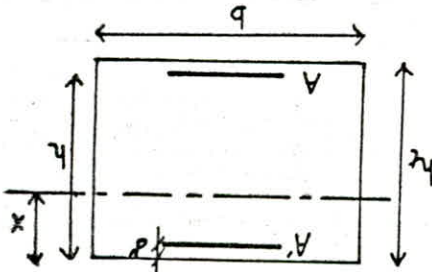
- Moment d'inertie : $I = 100x^3 +$

$$15A'(x-d')^2 + 15A(h-x)^2$$

$$I = \frac{100 \cdot (24,96)^3}{3} + 15 \cdot 8,04 \cdot (24,96 - 3)^2 +$$

$$15 \cdot 56,3(65 - 24,96)^2$$

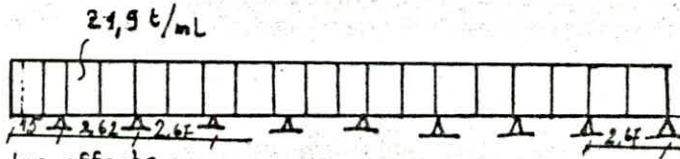
$$I = 1930399,42 \text{ cm}^4$$



$$\sigma'_b = M \cdot x = \frac{118 \cdot 10^5 \cdot 24,96}{1930399,42} = 153 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \sigma'_a$$

$$\sigma_b = \frac{I}{15M(h-x)} = \frac{I}{15M(h-x)} = 3670 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \sigma_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Sens longitudinal : sens X.



Calcul des efforts :

- sur appuis : $M_{max} = -24,64 \text{ t}\cdot\text{m}$ $T_{max} = 47 \text{ t}$
- en travée : $M_{max} = 11,27 \text{ t}\cdot\text{m}$ $T = 0$

Calcul du ferraillage :

$$h = h_t - d \quad ; \quad d = 5 \text{ cm} \quad ; \quad h_t = 70 \text{ cm}$$

La section d'acier sur appui est donnée par :

$$A = \frac{M_A}{Z(\bar{\sigma}_a)}$$

$$A = \frac{24,64 \cdot 10^5}{\frac{1}{8} \cdot 65 \cdot (2800)} = 15,47 \text{ cm}^2$$

On prend 8T16 = 16,13 cm² e = 15 cm

Les aciers de compression doivent reprendre le moment en travée :

$$A' = \frac{11,27 \cdot 10^5}{\frac{1}{8} \cdot 67 \cdot (2800)} = 6,87 \text{ cm}^2$$

On prend 4T16 = 8,04 cm² c = 25 cm

Vérification des contraintes :

- position de l'axe neutre :

$$\frac{100 \cdot x^2}{2} + 15(16,13 + 8,04)x - 15(16,13 \cdot 65 + 8,04 \cdot 3) = 0$$

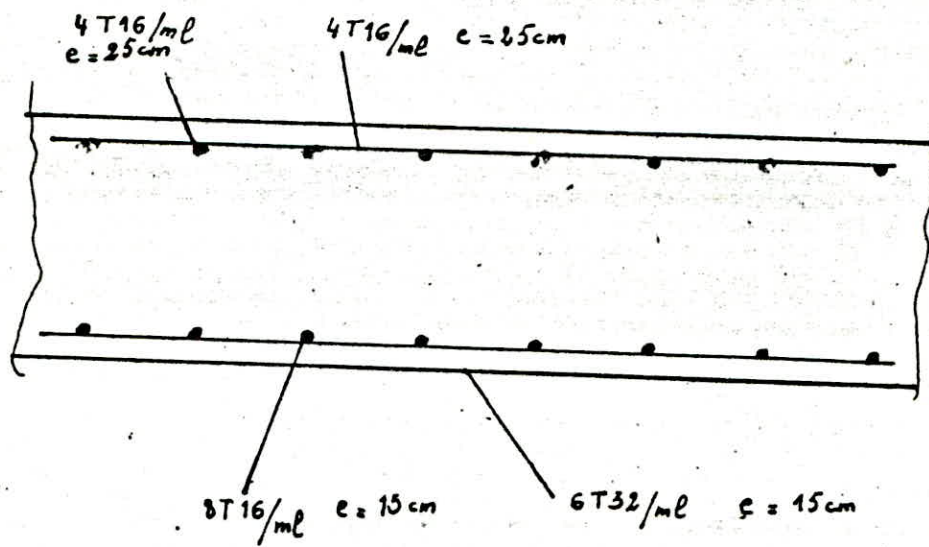
$$x = 14,68 \text{ cm.}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{100 \cdot (14,68)^3}{3} + 15 \cdot 8,04 \cdot (14,68 - 3)^2 + 15 \cdot 16,13 \cdot (65 - 14,68)^2 = 734547,22 \text{ m}^4$$

$$\sigma'_b = \frac{M \cdot x}{I} = \frac{24,64 \cdot 10^5 \cdot 14,68}{734547,22} = 49,24 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \frac{15 M (h - x)}{I} = \frac{15 \cdot 24,64 \cdot 10^5 \cdot (65 - 14,68)}{734547,22} = 2532 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_2 = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

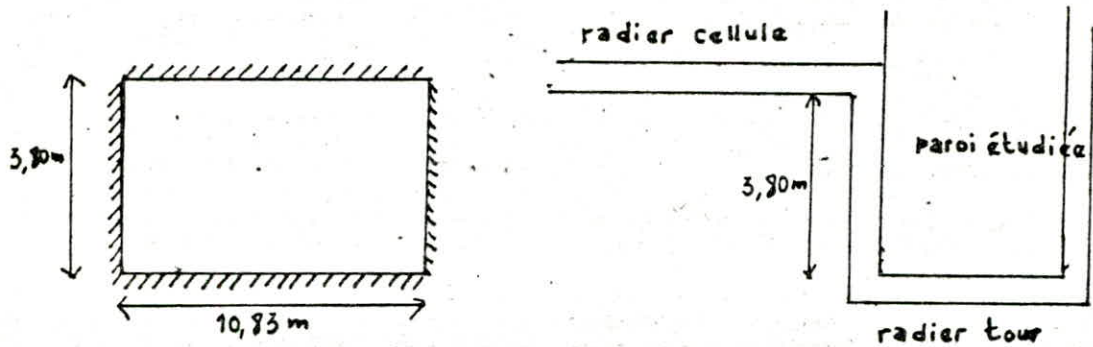


COUPE trasversale
du radier.

1. Calcul de la paroi reliant les deux radiers:

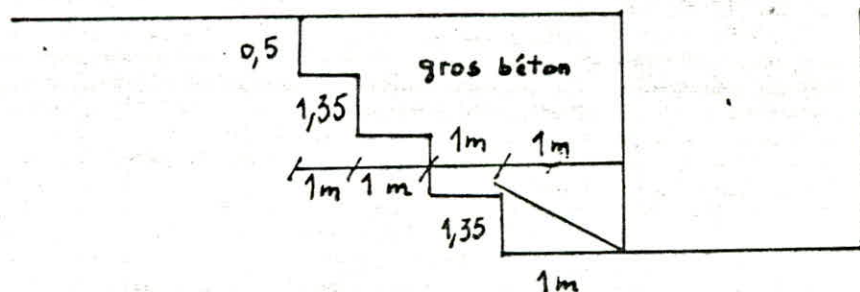
Cette paroi est soumise aux efforts suivants:

- poussée des terres
- poussée due au radier des cellules q
- effort amené par le voile.



a/ poussée des terres:

Pour éliminer la poussée des terres sur la paroi, on a enlevé la partie de terre qui s'appuie sur le mur jusqu'à l'angle $\frac{\pi}{4} - \frac{\gamma}{2}$, on réalise une tranchée



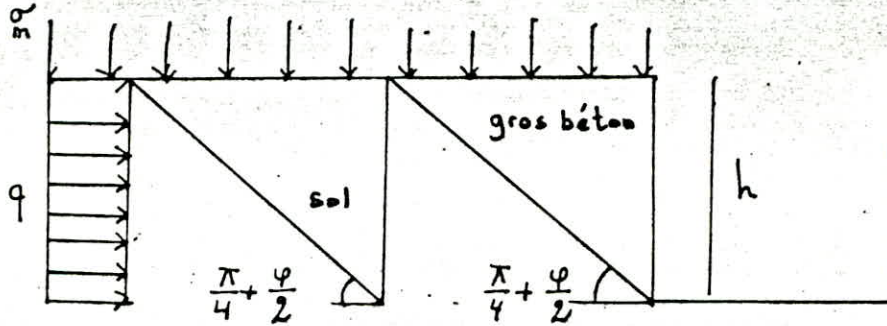
On remplace la terre enlevée par du gros béton ayant la même densité que les matériaux constituant le terrain. Le gros béton à un angle de frottement très élevé, il n'exerce aucune poussée sur la paroi.

b/ Poussée due au radier des cellules:

La partie de la surcharge qui se trouve au-dessus du gros béton est

transmise directement au sol par le bloc du gros béton.

La partie de la surcharge qui se trouve à gauche du bloc de béton crée une poussée linéaire sur la paroi (voir fig ci-dessous).



La partie de la surcharge qui crée cette poussée est :

$$P = \Gamma_m h \cdot t_g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

La poussée en un point quelconque de la paroi est :

$$q = K_a \cdot \Gamma_m$$

$$\text{où : } K_a = t_g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

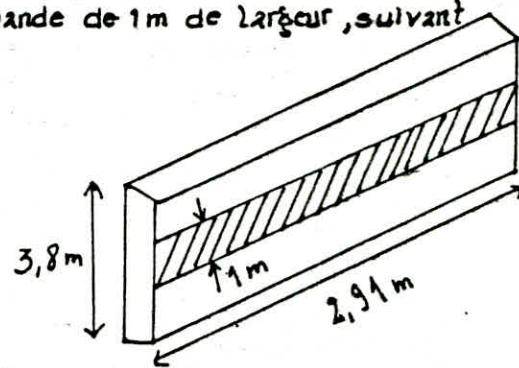
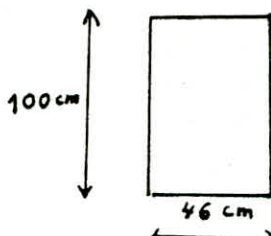
$$\Gamma_m = \frac{41 + 9,2}{2} = 25,1 \text{ t/m}^2$$

$$K_a = t_g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{17,2}{2} \right) = 0,548$$

$$q = 0,548 \cdot 25,1 = 13,75 \text{ t/m}^2$$

Le rapport de la petite sur la grande dimension est très petit, la paroi travaille suivant la plus grande portée.

L'étude sera faite, en considérant une bande de 1 m de largeur, suivant la grande portée.



La charge uniformément répartie sur la poutre est :

$$q = 13,75 \text{ t/m}^2 \cdot 1 \text{ m} = 13,75 \text{ t/m}$$

$$M_{max} = \frac{P.l}{24} = \frac{13,75 \cdot 10,83}{12} = 12,41 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 12,41 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (44)^2} = 0,0343$$

Tableau 5 (exercice béton armé . P. CHARON . annexe) nous donne pour $\mu = 0,0343$

$$E = 0,9206 \quad K = 48 \quad A = \frac{M}{\sigma_a \cdot e \cdot h}$$

d'où:
$$A = \frac{12,41 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9206 \cdot 43} = 11,2 \text{ cm}^2$$

On prendra 6T16 $A = 12,10 \text{ cm}^2$, $e = 15 \text{ cm}$.

Le RPA (art 33-8.5) préconise une ferrailage minimal

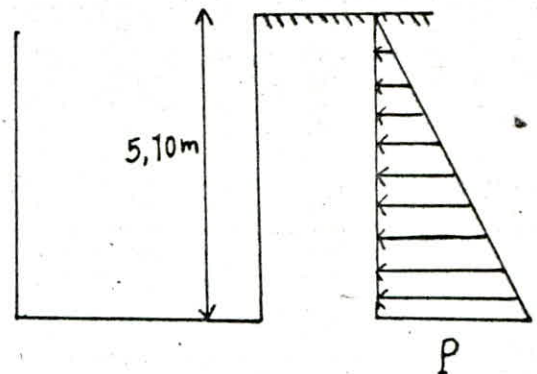
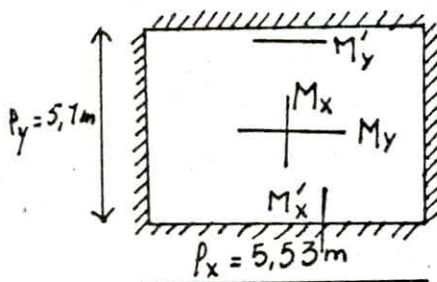
- Armature longitudinal : $A \geq 0,20\%$ de la section du béton
- Armature longitudinal de peau $A \geq 2 \text{ cm}^2$.

Dans notre cas, vu la poussée importante du radier, et la poussée que peut subir le mur de l'intérieur de la fosse, on prendra le même ferrailage 6T16, dans le sens vertical en 2 nappes et dans le sens horizontal en 2 nappes.

2. Calcul de l'autre paroi :

Cette paroi est soumise à :

a/ Poussée des terres :



La poussée des terres en tout point quelconque de la paroi est:

$$P = K_a \cdot \gamma \cdot h$$

$$K_a = 0,548$$

$$\gamma = 1,9 \text{ t/m}^3$$

$$h = 5,70 \text{ m}$$

$$P = 5,935 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{5,53}{5,7} = 0,97$$

Cette paroi sera calculée comme une plaque; Les tables de Barres nous donnent:

$$M_x = 0,0104 \cdot 5,935 \cdot (5,7)^2 = 2 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_y = 0,0103 \cdot 5,935 \cdot (5,7)^2 = 1,99 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_x' = -0,0331 \cdot 5,935 \cdot (5,7)^2 = -6,38 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Le ferrailage est:

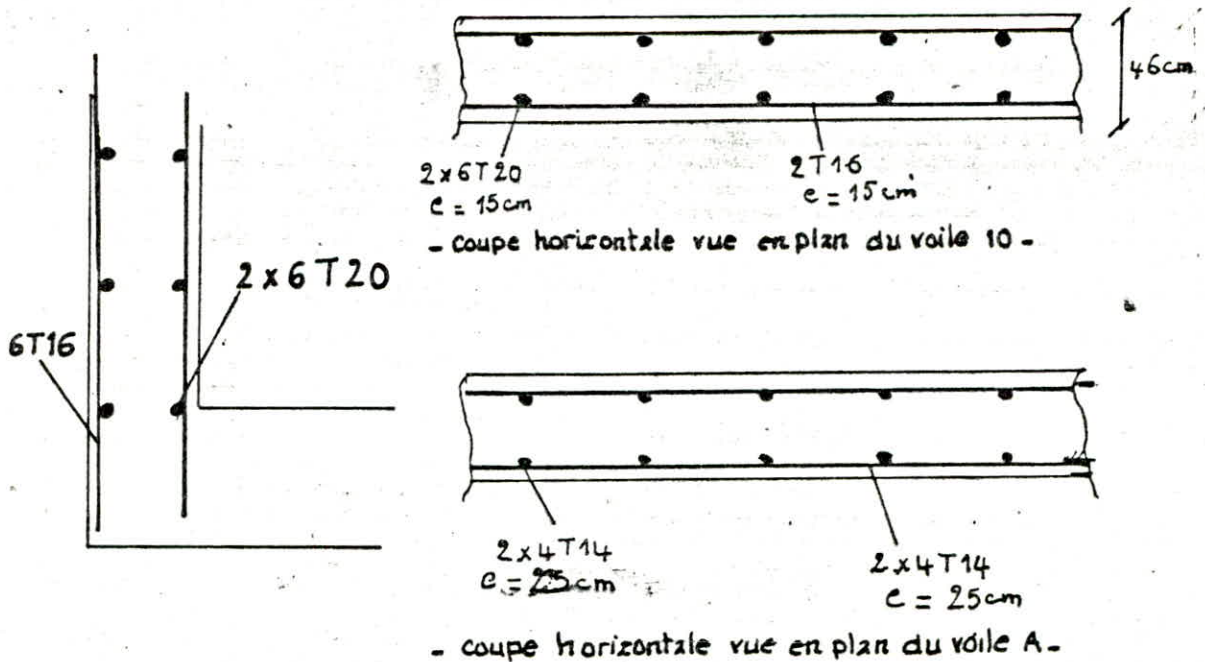
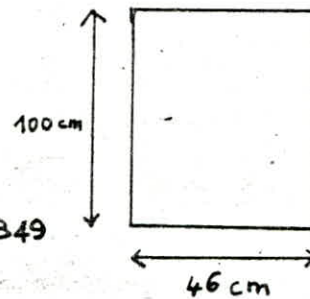
$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_s \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 6,38 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (43)^2} = 0,01849$$

$$\varepsilon = 0,9401 ; K = 68,5$$

$$A = 5,76 \text{ cm}^2$$

On prendra 4T14 $A = 6,16 \text{ cm}^2$; $e = 5 \text{ cm}$

On prend 4T14 en deux nappes, verticalement et horizontalement.



- Epaisseur du radier:

On détermine l'épaisseur du radier par les deux conditions suivantes:

a/ condition forfaitaire:

Un radier ne peut efficacement jouer son rôle de répartiteur de charge que si il est assez raide vis à vis du sol sous-jacent pour cela on doit avoir: $h_t \geq \frac{l}{10}$ où:

l : longueur de travée entre nus des appuis: $l = 9,91$ m

$$h_t \geq \frac{991}{10} = 99,1 \text{ cm.}$$

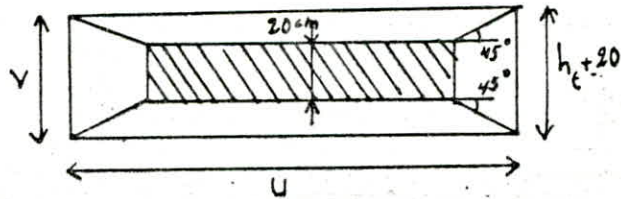
b/ condition de non poinçonnement: (art 39-54 CCBA68)

On doit vérifier $\frac{1,5 N}{P_c \cdot h_t} \leq \bar{\sigma}_b$

$$P_c = 20 + h_t$$

$$V = 100 + h_t$$

$$N = 32,87 \text{ t/ml}$$



$$h_t \cdot P_c \geq \frac{1,5 N}{\bar{\sigma}_b}$$

$$h_t (2h_t + 120) \geq \frac{1,5 N}{\bar{\sigma}_b}$$

On trouve $h_t = 41,18$ cm

On prend h_t épaisseur du radier $h_t = 100$ cm.

- Stabilité du radier:

a/ sollicitation du 1^{er} genre: $N = G + 1,2 P$.

G = poids de la tour et des terres + poids du radier.
poids du radier = $0,25 \cdot 4 \cdot 71,33 = 17,83$ t.

$$\sigma = \frac{N}{S} ; \text{ on vérifie que } \sigma \leq \bar{\sigma}_s.$$

b/ sollicitations du 2^{es} genre: $N = G + P + SI$

$$N = 641 + 214 + 76,83 = 931,83 \text{ t}$$

$$M = 1692,44 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\sigma_x = \frac{N}{S} \pm \frac{M_y \cdot y}{I_y} \quad v = 3,02 \text{ m}$$

$$\sigma_y = \frac{N}{S} \pm \frac{M_x \cdot x}{I_x} \quad v = 5,92 \text{ m}$$

On vérifie que $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,5 \bar{\sigma}_s$

	A m^2	I_x m^4	I_y m^4	$G(t)$	$P(t)$	$E(t)$	$N(t)$	$M(t\cdot m)$	σ_{1x} kg/cm^2	σ_{2x} kg/cm^2	σ_{1y} kg/cm^2	σ_{2y} kg/cm^2
1 ^{er} genre $N = G + 1.2P$	71.33	831.91	246.5	777.63	1.2x214	0	1034.4	0	1.45	1.45	1.45	1.45
2 ^e genre $N = G + P + E$					214	76.83	10685	1692.4	3.57	-0.58	2.70	0.29

La contrainte admissible du sol à 6 m est prise égale à $\bar{\sigma}_s = 3 \text{ bars}$, la contrainte moyenne est vérifiée.

$$q_{sp1} = \sigma_{sp1} - q_{rad} = 1,45 - 10,25 = 1,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{sp2} = \sigma_{sp2} - q_{rad} = 2,68 - 10,25 = 2,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{q_{sp1}}{\sigma_2} < \frac{q_{sp2}}{1,5\sigma_2}$$

On calcule le radier sous la sollicitation du 2^e genre.

Ferraillage du radier:

Le radier sera considéré comme un plancher, renversé, s'appuyant sur les 4 voiles.

Le calcul se fera avec la contrainte du sol sous les sollicitations du 2^e genre. $q = 2,68 \text{ t/m}^2$.

$$\beta = \frac{l_x}{l_y} = 0,49$$

$$\mu_x = 0,0975$$

$$\mu_y = 0,320$$

Calcul du tassement

Le calcul moyen sous le radier se calcule par :

$$\Delta = I B q \frac{(1-\nu^2)}{E}$$

où :

- $I = f\left(\frac{L}{B}\right)$ coefficient de forme, dépend de la forme de la semelle.
- B : largeur du radier
- q : pression appliquée sur le sol
- E : module de Young.

a/ Tassement des cellules :

Le tassement des terres sous le radier n'est pas nuisible, s'il ne dépasse pas le tassement admissible du sol. Vu l'importance du poids de l'ouvrage, on calcule le tassement moyen sous le radier, et on s'assure que la stabilité de l'ouvrage est vérifiée. Le chargement dissymétrique des cellules peut produire des tassements différentiels préjudiciables.

En pratique, pour la mise en service du silo, le 1^{er} chargement doit s'effectuer d'une façon uniforme sur toutes les cellules pour avoir une consolidation uniforme du sol.

- Tassement moyen

$$B = 15,83 \text{ m} ; L/B = 1,45 \rightarrow I = 1,04, \nu = 0,3, E = 2000 \text{ kg/cm}^2$$
$$q = 2,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta = 1,9 \text{ cm}$$

Le tassement des cellules n'est pas important.

b/ Tassement de la tour :

Un tassement important du radier de la tour peut provoquer des effets négatifs à l'ouvrage, déstabilise la jonction entre le radier cellule et le radier tour. Après vérification, le tassement sous radier tour peut être négligé pour les deux raisons :

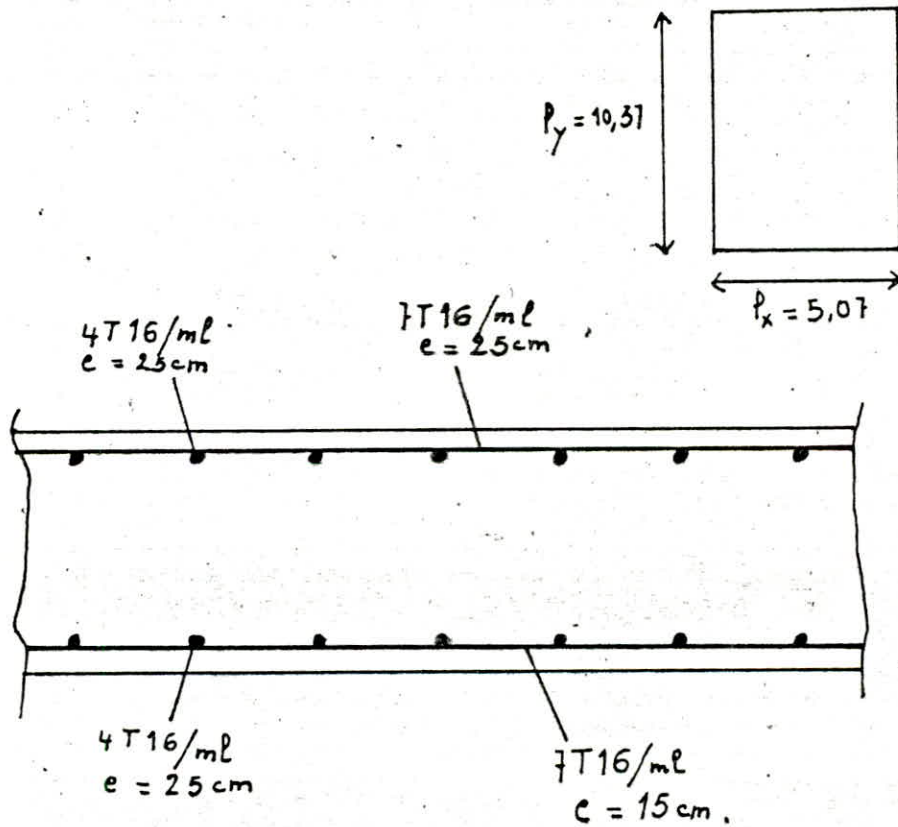
- Le poids des terres est équivalent au poids de la tour.
- Le radier tour repose sur des marnes substratum.

$$M_x = 0,0975 \cdot 26,8 \cdot (5,07)^2 = 67,17 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_y = 0,320 \cdot 67,17 = 21,49 \text{ t}\cdot\text{m}$$

sens longitudinal γ : $A = 6,19 \text{ cm}^2$; on prend 2. 4T16 = $8,04 \text{ cm}^2$, $e = 25 \text{ cm}$

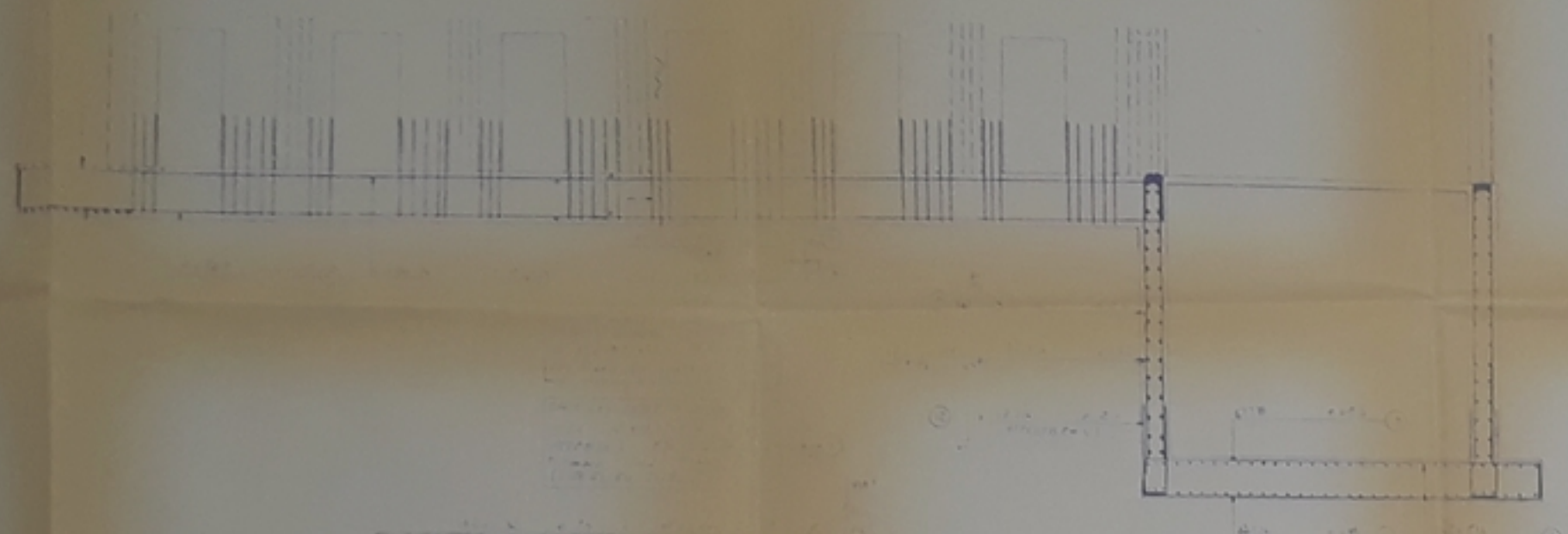
.. transversal x : $A = 19,24 \text{ cm}^2$; on prend 7T20 = $21,99 \text{ cm}^2$, $e = 15 \text{ cm}$.



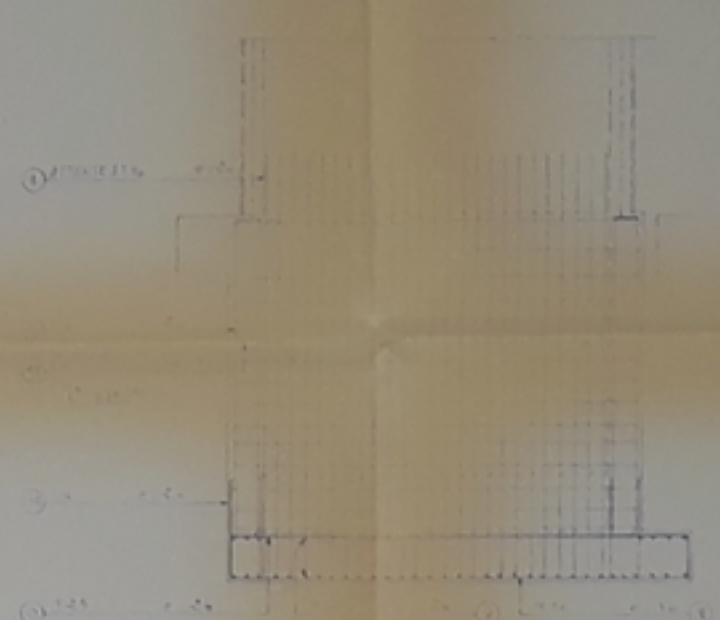
BIBLIOGRAPHIE

- Traité de béton armé t:11; t:4 (A.GUERRIN)
- Calcul des structures parasismiques (TZENOV & BONNEVILLE)
- Dynamique des structures
- Sismologie de l'Ingénieur
- RPA 81
- Règles de conception et de calcul des silos en béton SNBATI Années IT8Tp
- Comparaison des différentes méthodes de calcul des silos en béton (RIGOUT)
- Calcul des tours en béton armé (M.DIVER)
- Cours et exercices de béton armé (P.CHAPON)
- Tables pour le calcul des dalles et des poutres - BARES
- Aide mémoire RDM : (GOLLET)
- " " BA : (")
- Règles CCBA 68 DTV
- " NV65
- Silo (REIMBER)
- Fondation et ouvrage en terre (PHILLIPONNAT)
- Cours pratique de MDS (COSTET - SANGLERAT)
- Contreventement des bâtiments (ALBIGES et GOLLET)

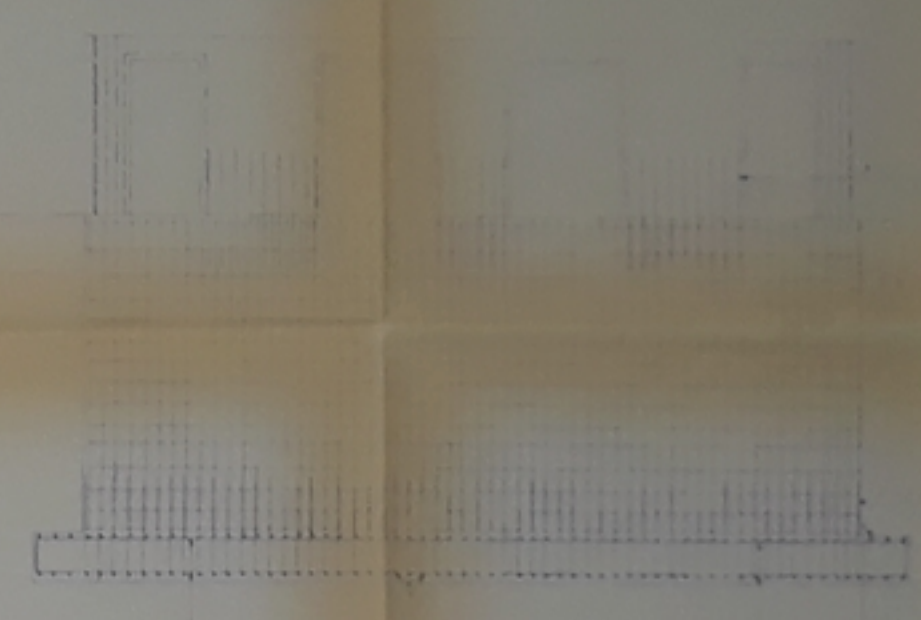
COUPE A-A



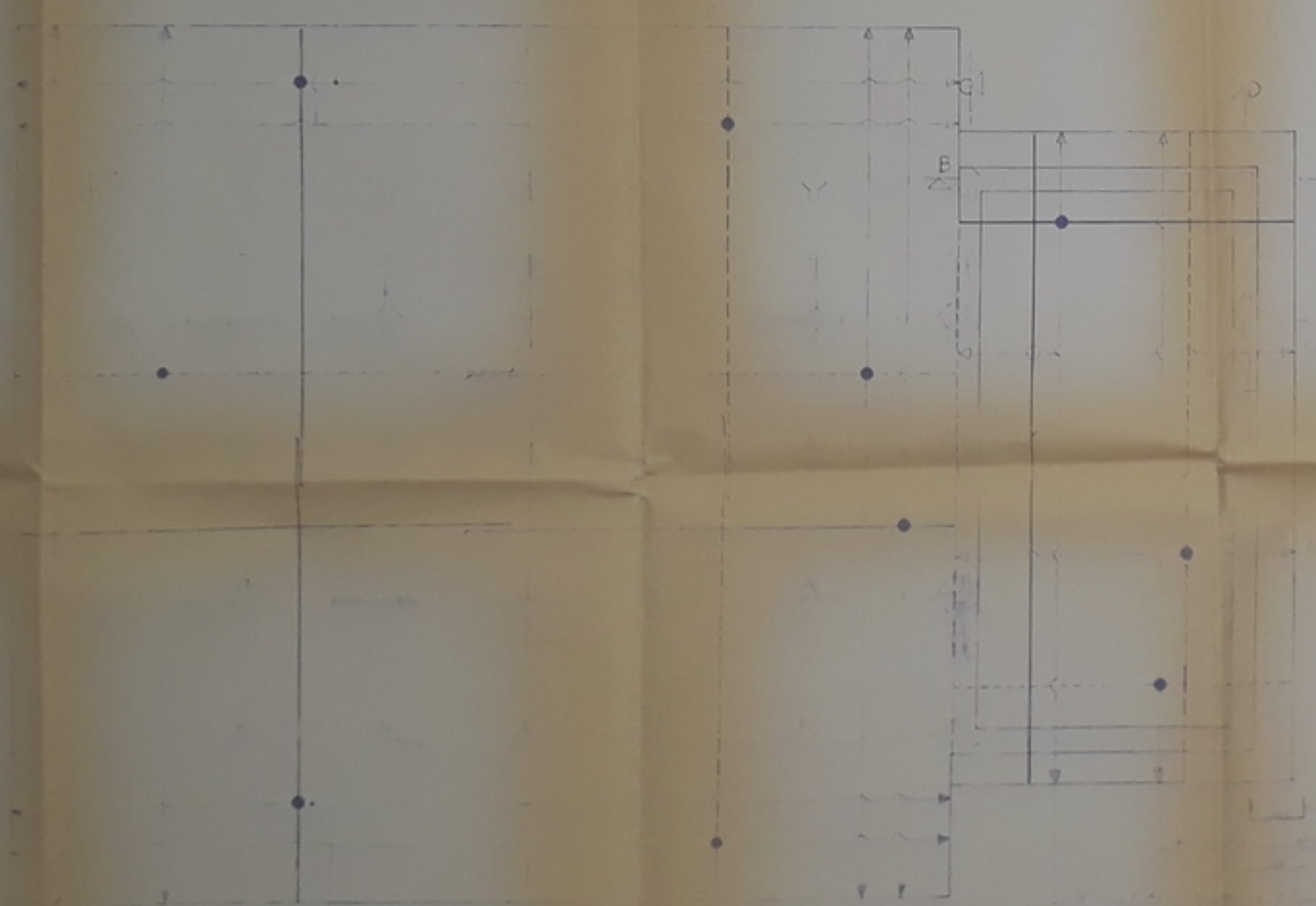
COUPE B-B



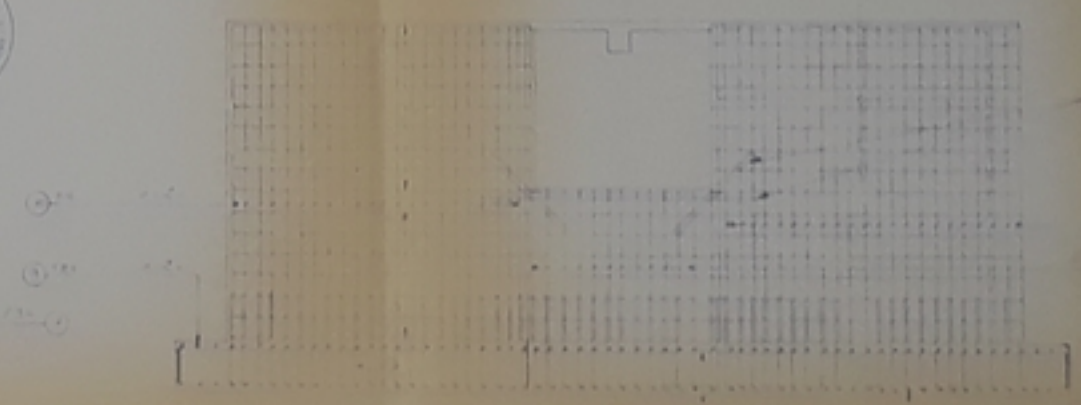
COUPE C-C



PLAN (RADERS)



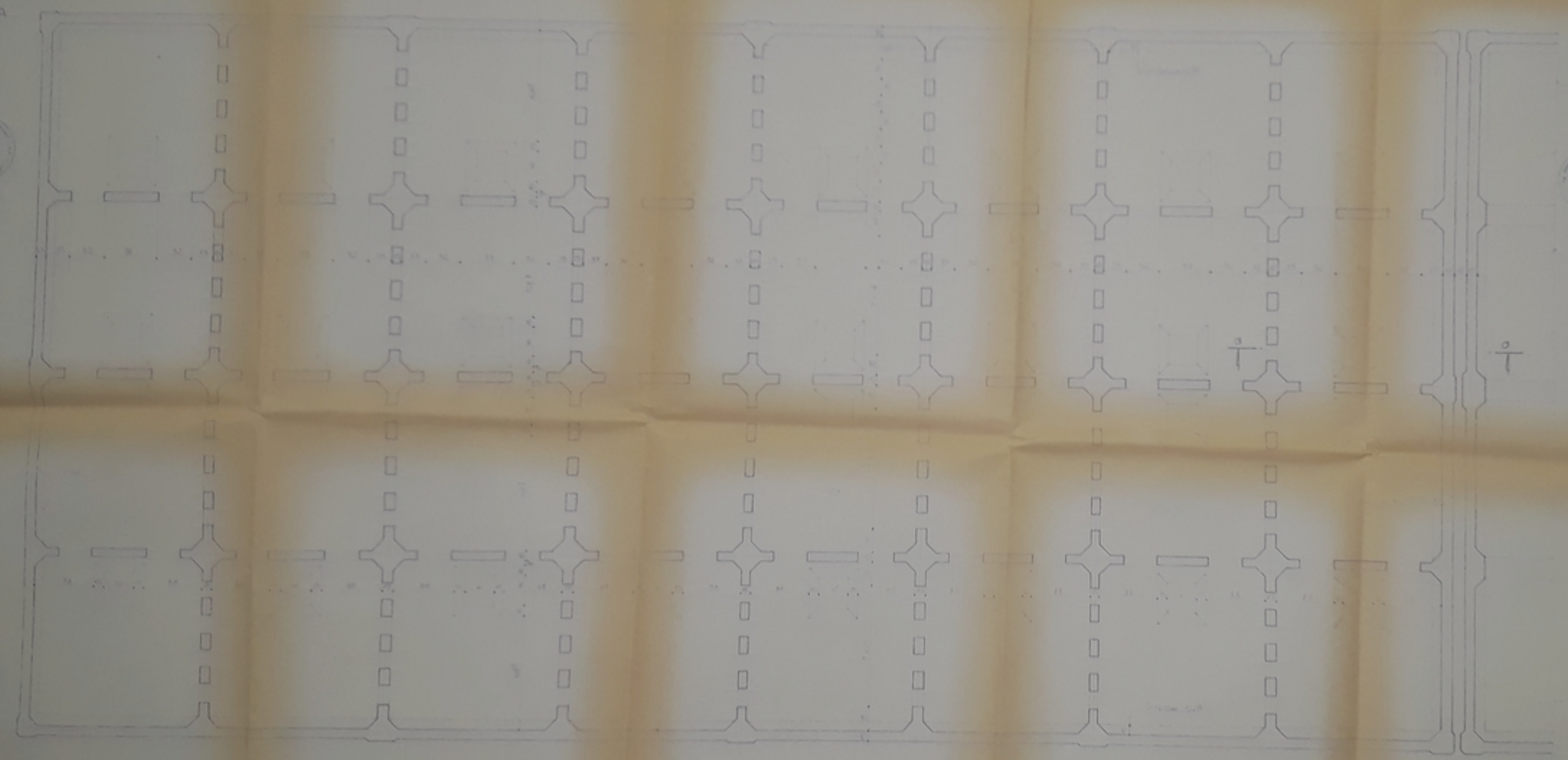
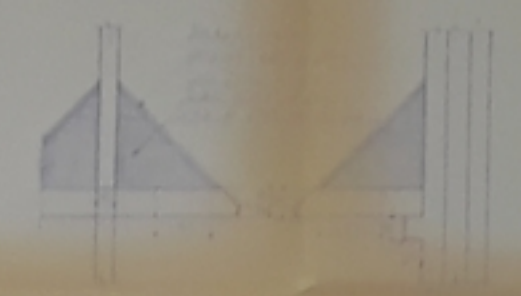
COUPE D-D



projet.
 Station de
 Semences
 design.
 Jan 87
 12/01/87
 PB 00334

Architectural drawing of a building with a large 'X' structure in the foreground. The drawing includes a small figure of a person and some text. There are some handwritten annotations and a small circular stamp at the top center of the page.

COUPE



1 2 3 4 5 6 7 8 9 10

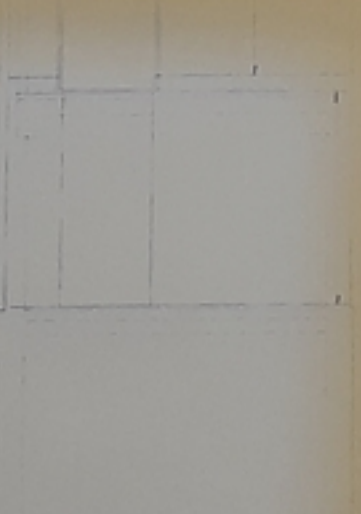
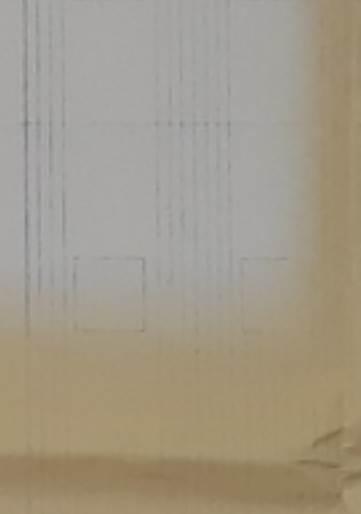
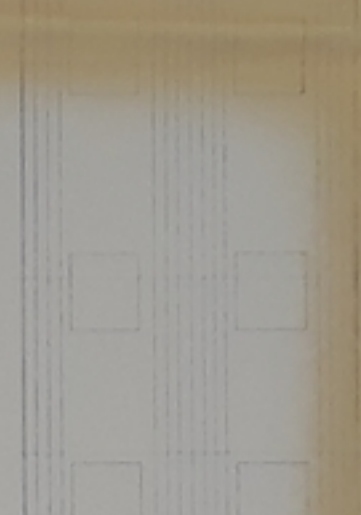
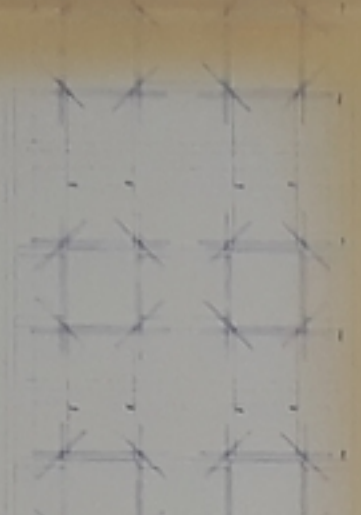
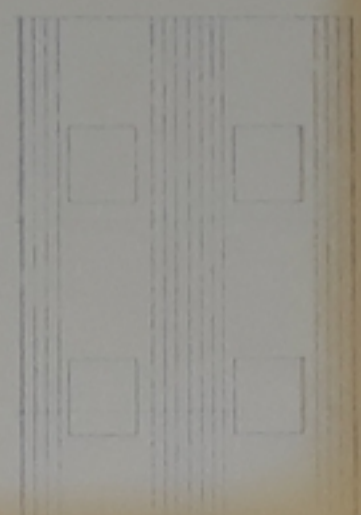
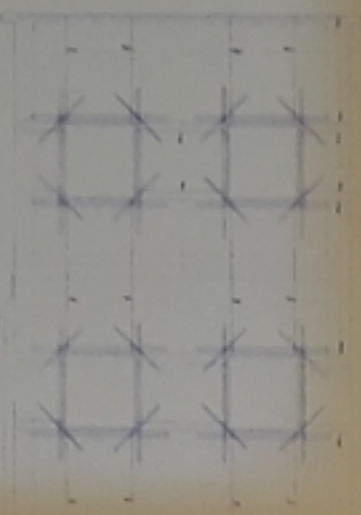
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
 جامعة الجزائر
 المعهد الوطني للدراسات والبحوث المعمارية
 المعهد الوطني للدراسات والبحوث المعمارية
 المعهد الوطني للدراسات والبحوث المعمارية

projet.
 Station de
 Semences
 design.
 Jan 87

1/25
 D'2
 01 87

PB 0033

(les deux armatures identiques à file 6)



Caractéristiques des matériaux
Béton dose à 300kg/m³
Acier Tor. ST. 420
Dureté C. 2500
Sécheresse Z. 1

Logo of the National Institute of Agricultural Research (INRA) featuring a plow and a sheaf of wheat.

PROJET
Station de Semences

design Armature
à File 4

PROJET
Jan 87

00/02

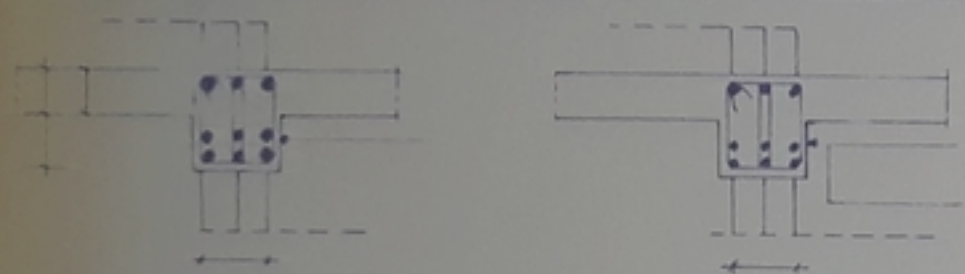
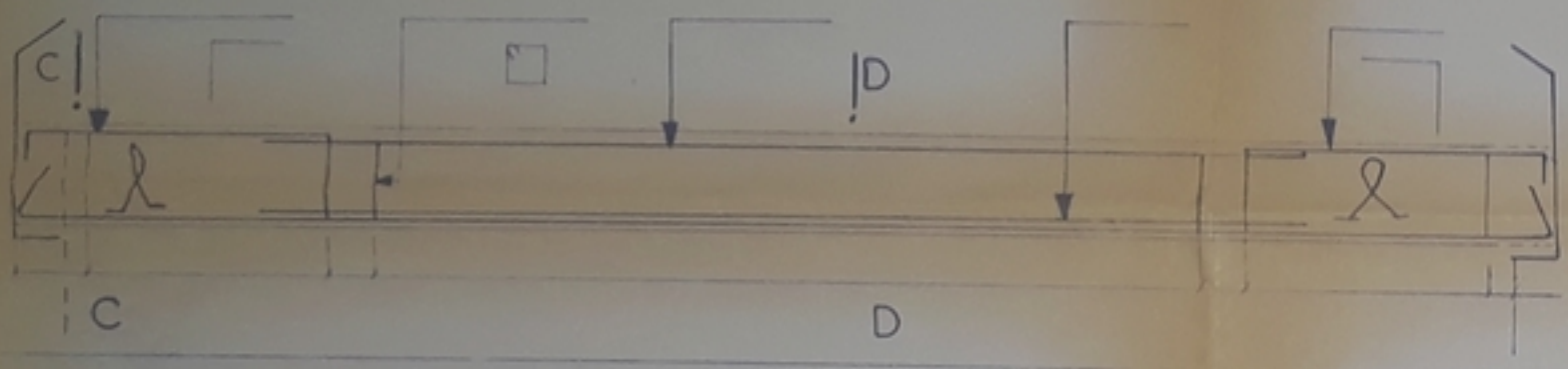
0/50

0/3

01/87

980087

-3-



PB00887

-4-

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE & POPULAIRE
 وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
 MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
 المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



مشروع:
 محطة تخزين
 البعثة الزراعية

PROMOTEUR

projet:
 Station de
 Semences

PROMOTION:
 Jan 87

design: Poutres
 prefabricées
 de la tour
 ferrailage

BAGHDADI
 ABOENACER
 TINICHA
 AMAR

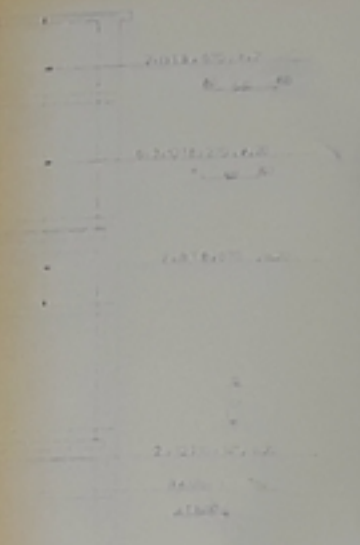
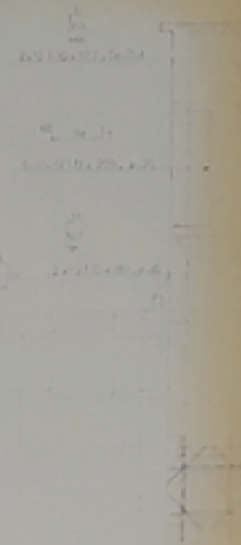
ANNEE:
 80/81

ECHELLE: 1/1

PLANCHES: n°4

DATE: 17/01/87

[Faint, illegible text and diagrams on the left and middle pages of the notebook.]



P30038
-5-



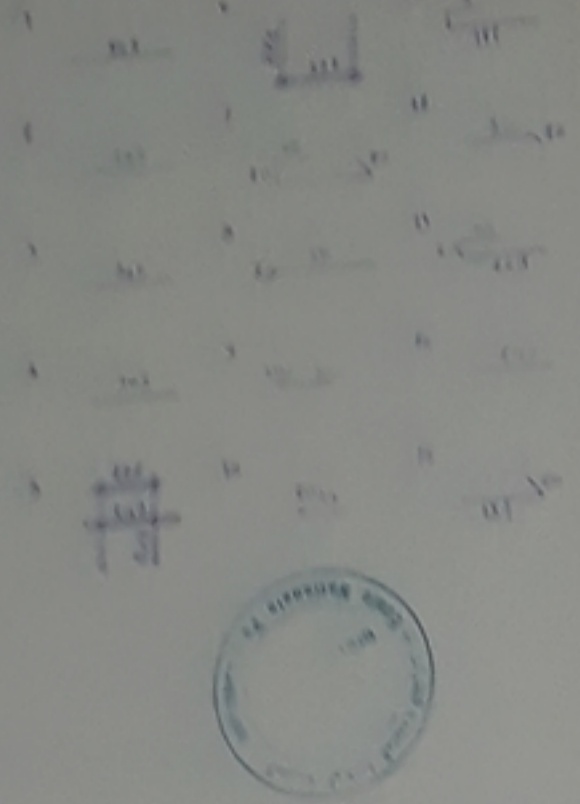
Cratère de la ville
Béton armé à 300 kg/m³
400 kg/m³ de D=4 mm
D=10 mm de D=10 mm
Sismique Zone 2



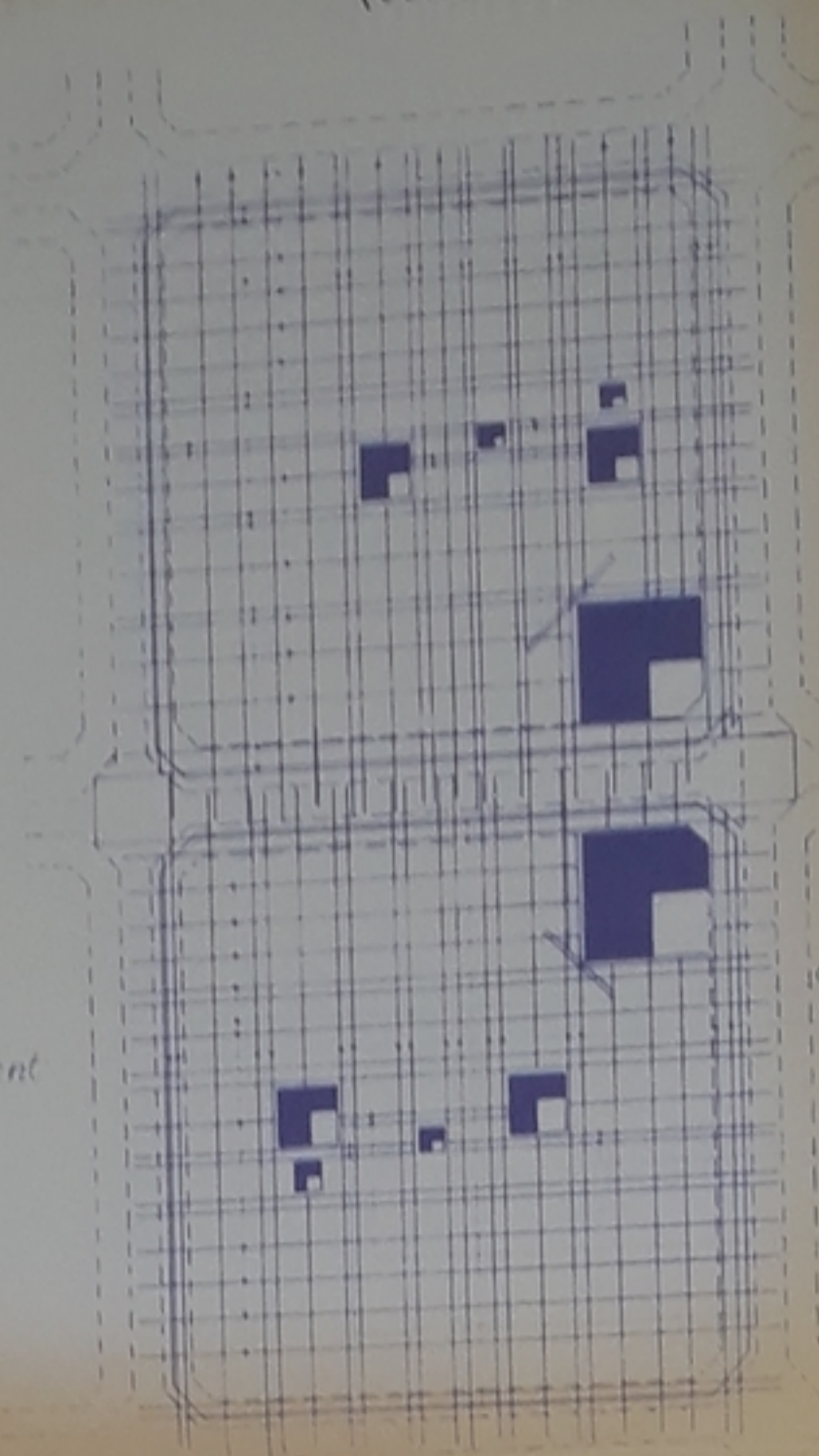
الجمهورية العربية السورية
 وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
 جامعة دمشق
 كلية الهندسة
 قسم الميكانيكا
 مشروع
 Station de Semences
 Design
 1987
 19.01.87

dalles à préfabriquer pour le niveau +2378 (cellules)

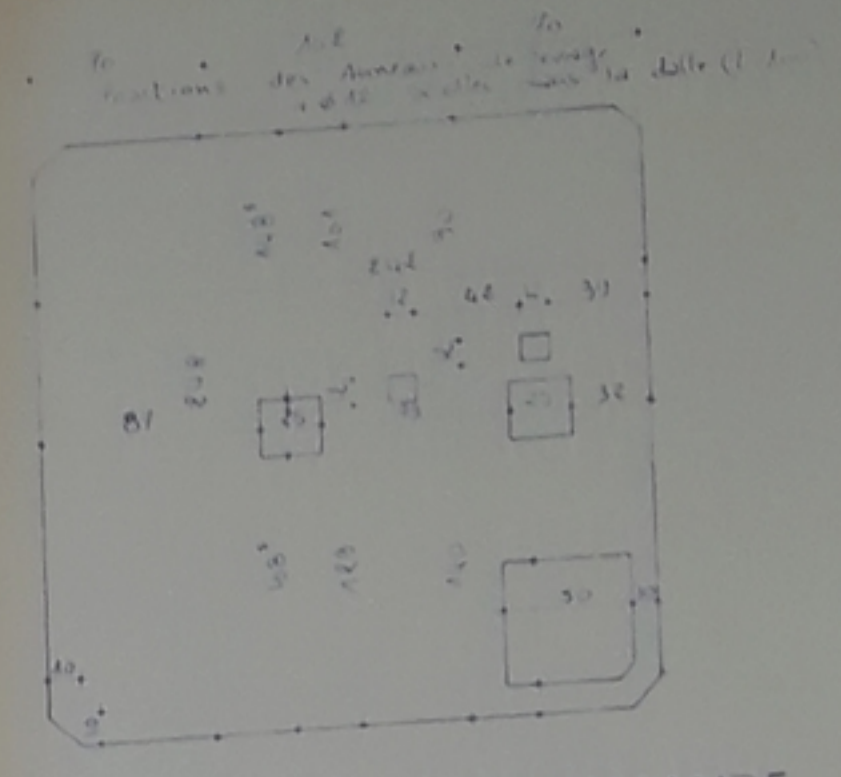
nomencleture des fond de cellules



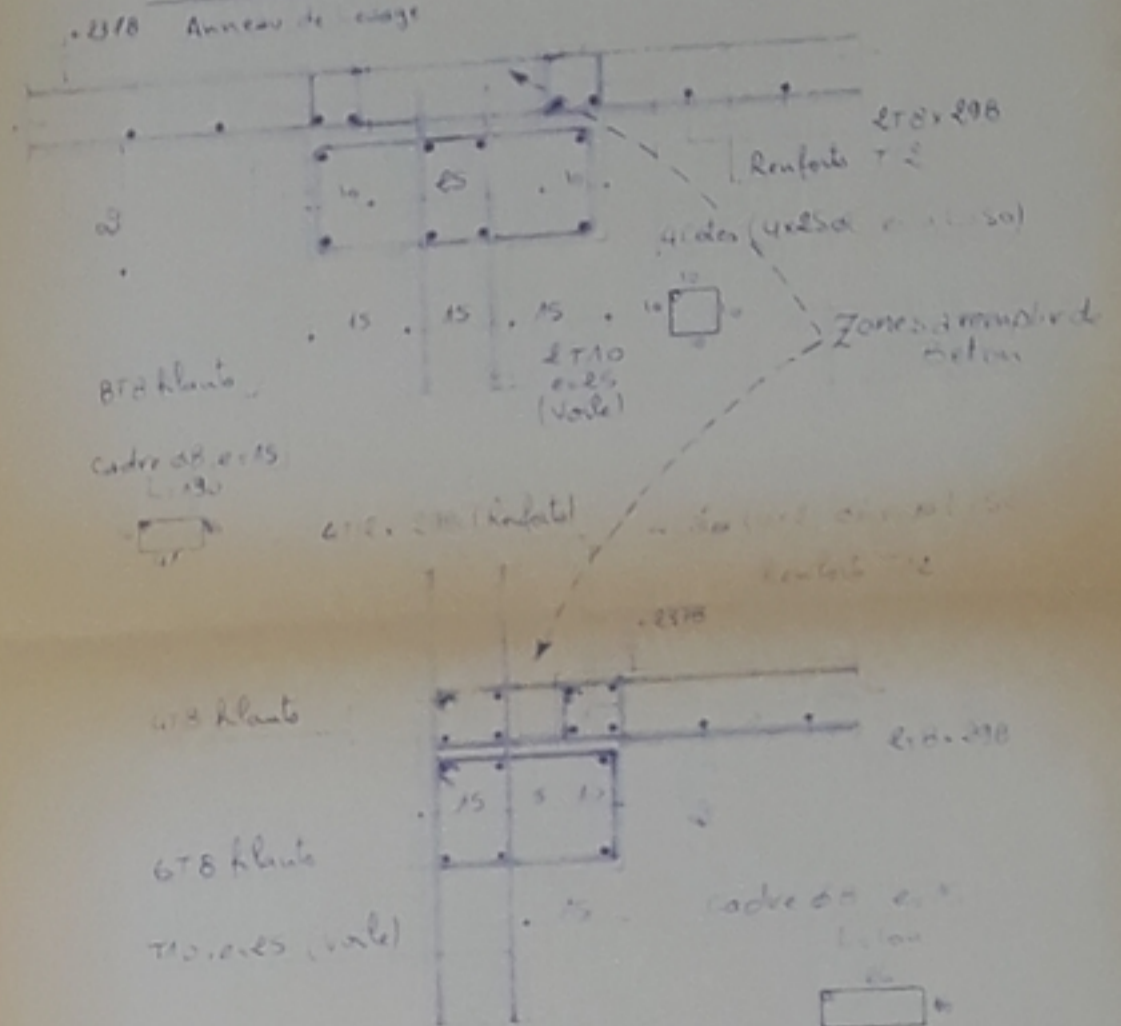
- Complément 198-1 (cellule)
- Complément 198-2 (cellule)
- Complément 198-3 (cellule)
- Complément 198-4 (cellule)
- Complément 198-5 (cellule)
- Complément 198-6 (cellule)
- Complément 198-7 (cellule)
- Complément 198-8 (cellule)
- Complément 198-9 (cellule)
- Complément 198-10 (cellule)
- Complément 198-11 (cellule)
- Complément 198-12 (cellule)
- Complément 198-13 (cellule)
- Complément 198-14 (cellule)
- Complément 198-15 (cellule)
- Complément 198-16 (cellule)
- Complément 198-17 (cellule)
- Complément 198-18 (cellule)
- Complément 198-19 (cellule)
- Complément 198-20 (cellule)



Element 198-1



CORBEAU INTERMEDIAIRE

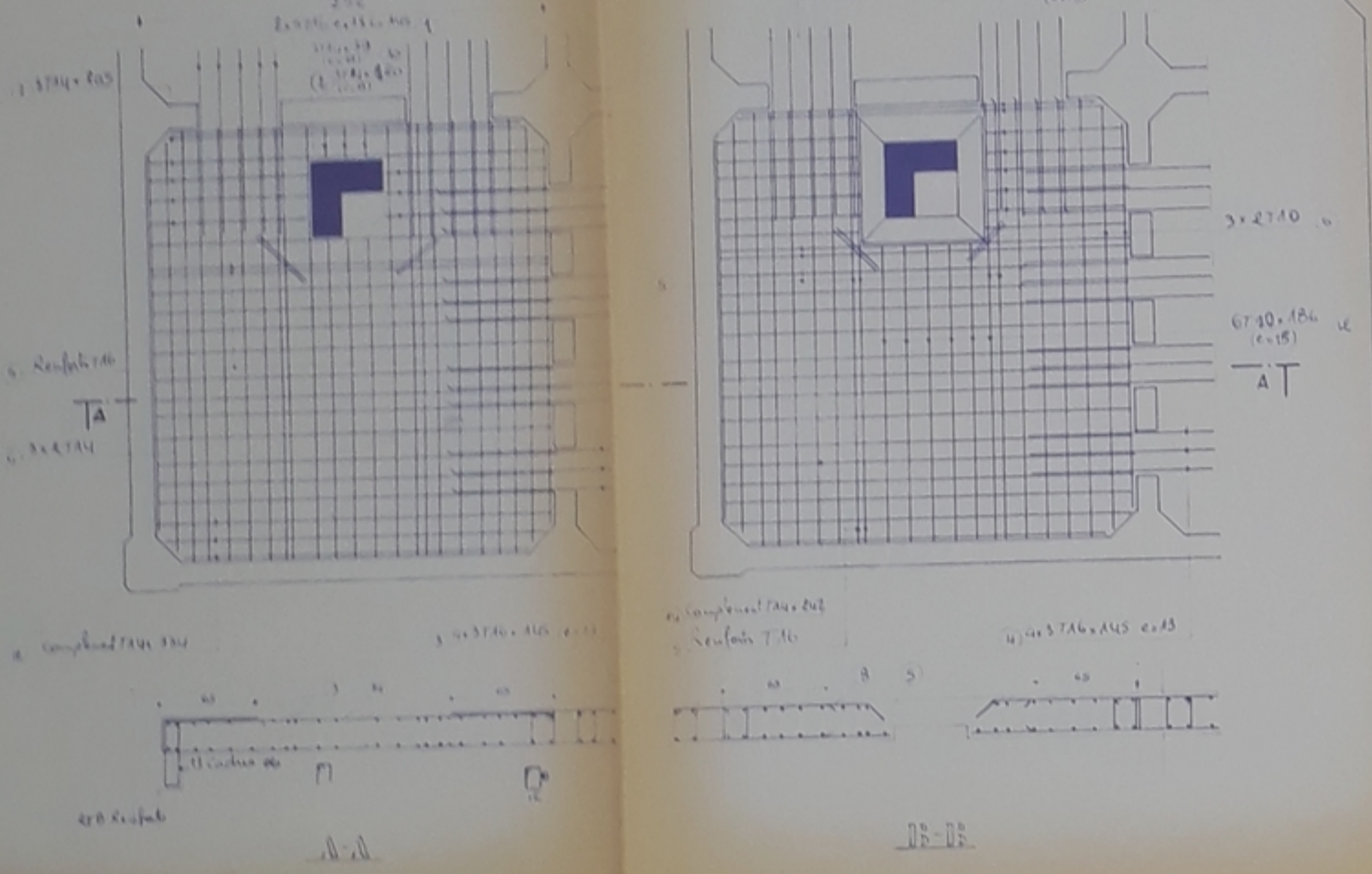


CORBEAU DE RIVE

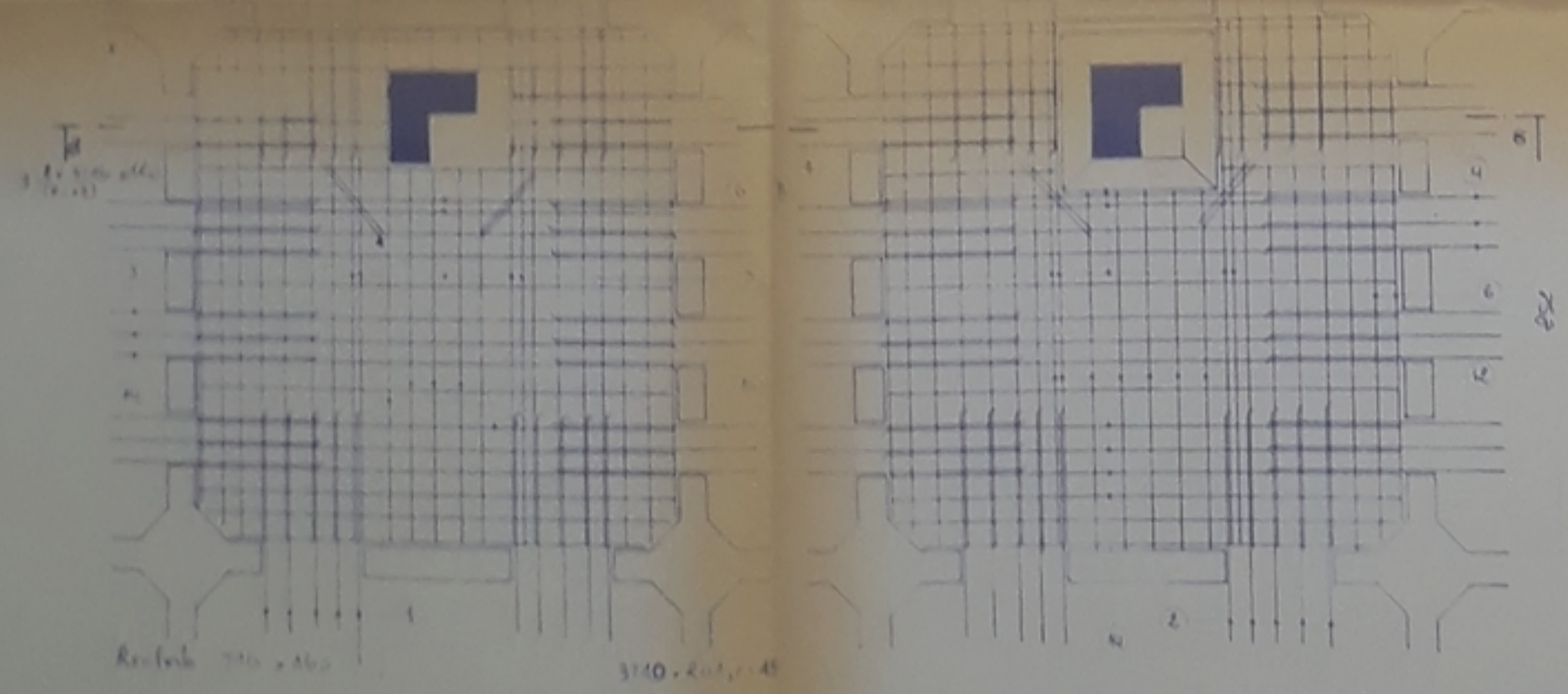
Prevoir epingles $\phi 6$ 4/m

- CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX
- BETON DOSE 350 kg/m³
 - ACIER TORST. Or = 4200 kg/cm²
 - DOUX $\phi < 8$ Or = 2500 kg/cm²
 - SEISMICITE : ZONE II

FOND DE CELLULES ARMATURE DE RIVE



FOND DE CELLULES - ARMATURES INTERMEDIAIRES



PB 00887

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE & POPULAIRE
 وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
 MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
 المدرسة الوطنية للهندسة
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

مشروع: محطة تخزين البذور
 PROMOTEUR: ANSAR

projet: Station de Semences
 design: ANSAR

PROMOTION: Jan 87
 BASHADJI, ABOENACER, FINICHA, ANAR

ARMATURES FOND DE CELLULES
 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62 63 64 65 66 67 68 69 70 71 72 73 74 75 76 77 78 79 80 81 82 83 84 85 86 87 88 89 90 91 92 93 94 95 96 97 98 99 100

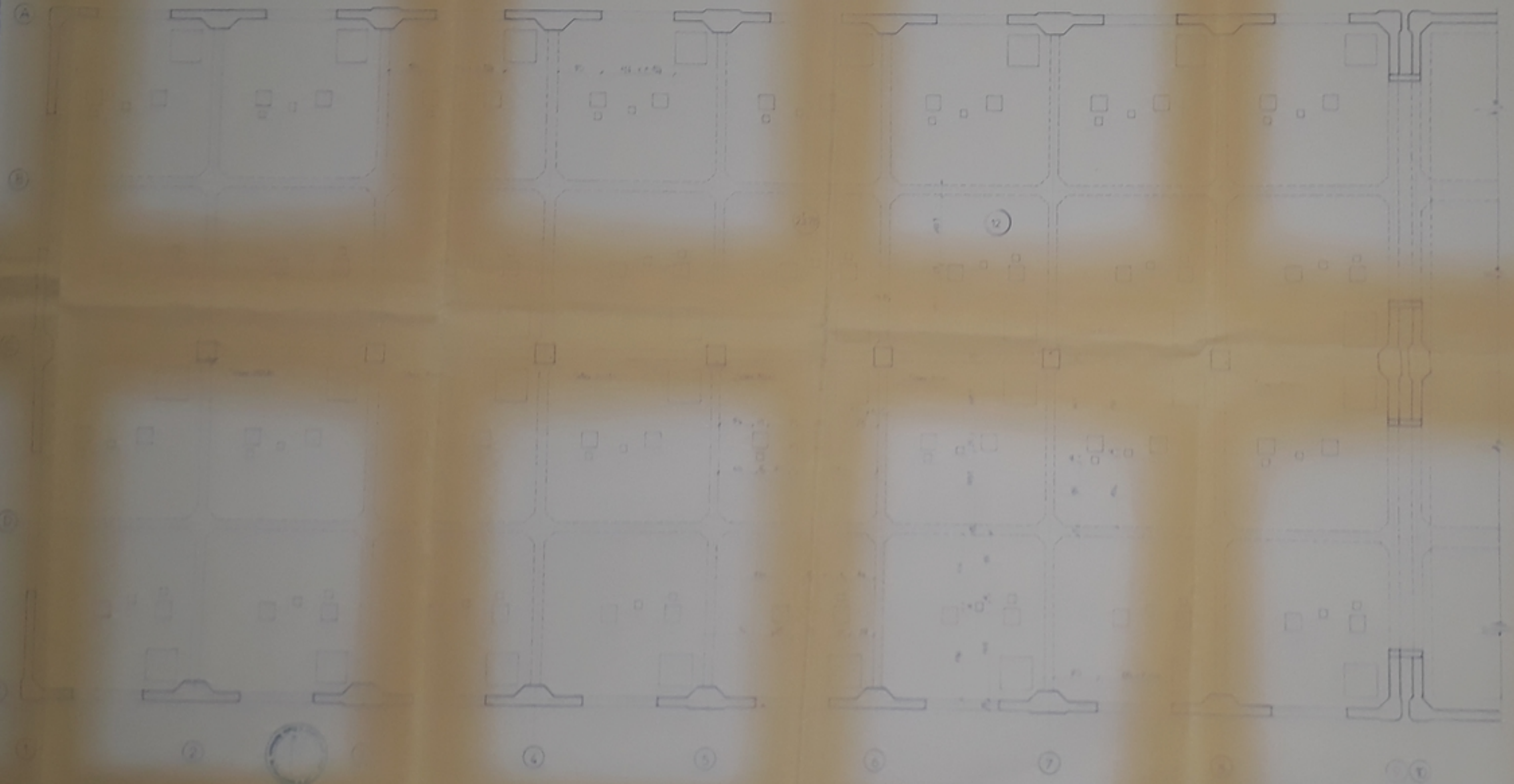
ANNEE: 1987/1988
 ECHELLES: 1/25
 PLANS: n°6
 DATE: 17/01/87

ME A. LARIBI

ANNUAIRE FOND DE CELLULES

ANNUAIRE FOND DE CELLULES

Station des Matériaux
N° 100 100 100
Date 2



projet.
Station de
Semences

Jan 87

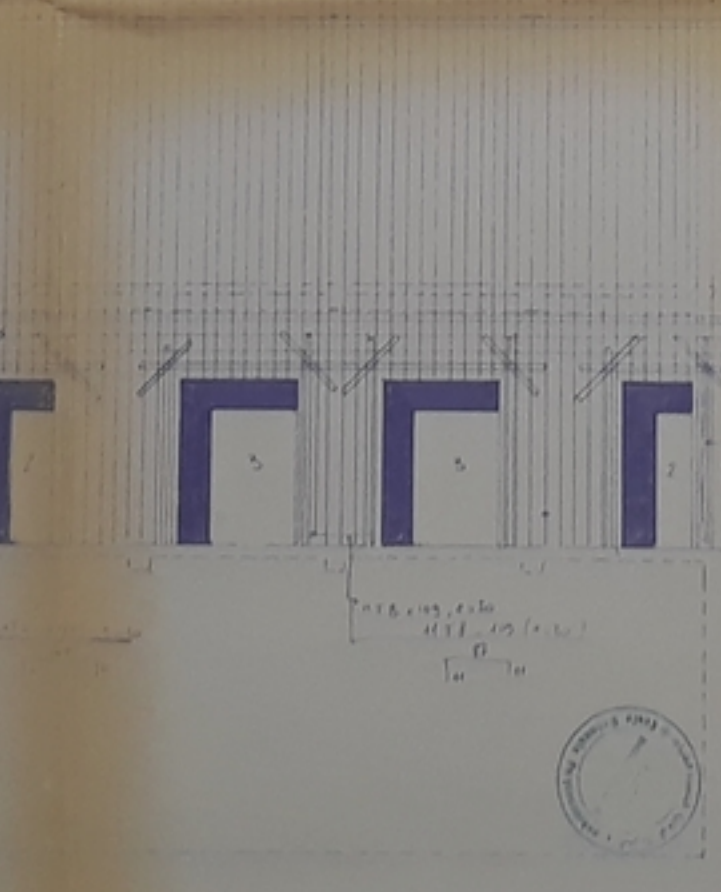
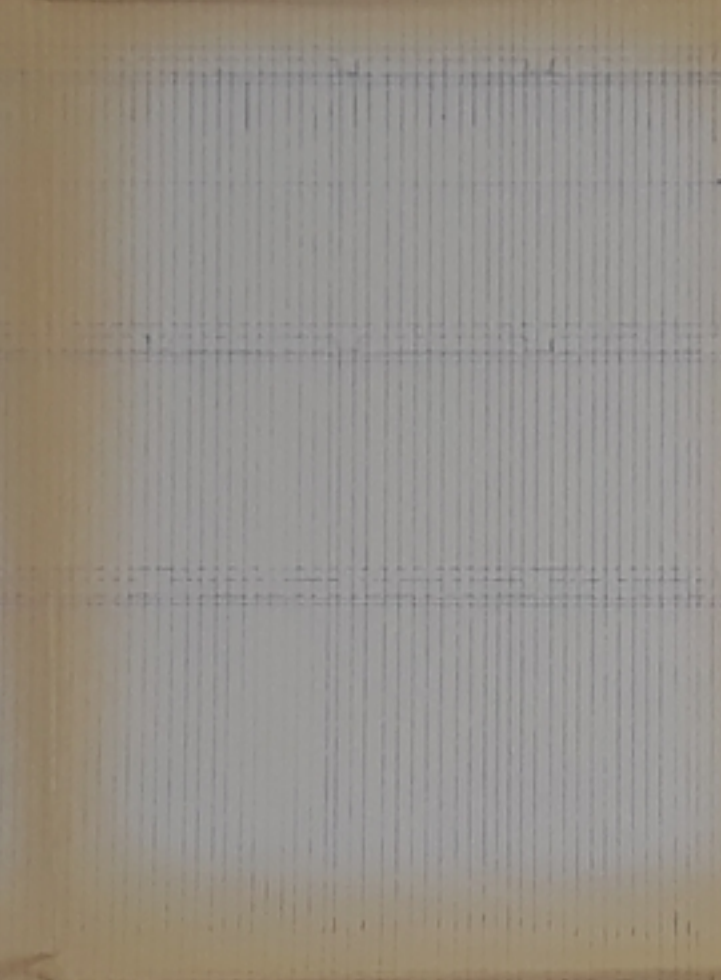
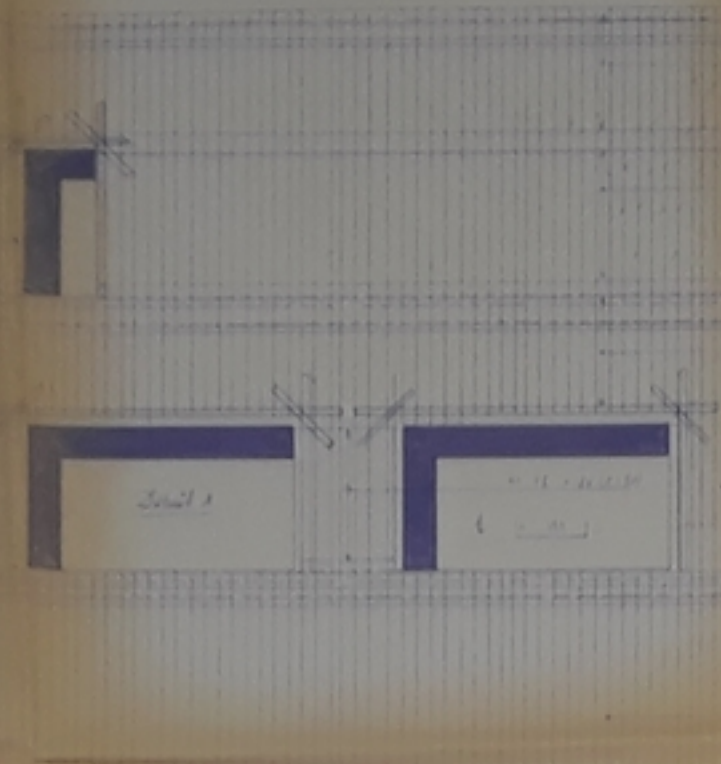
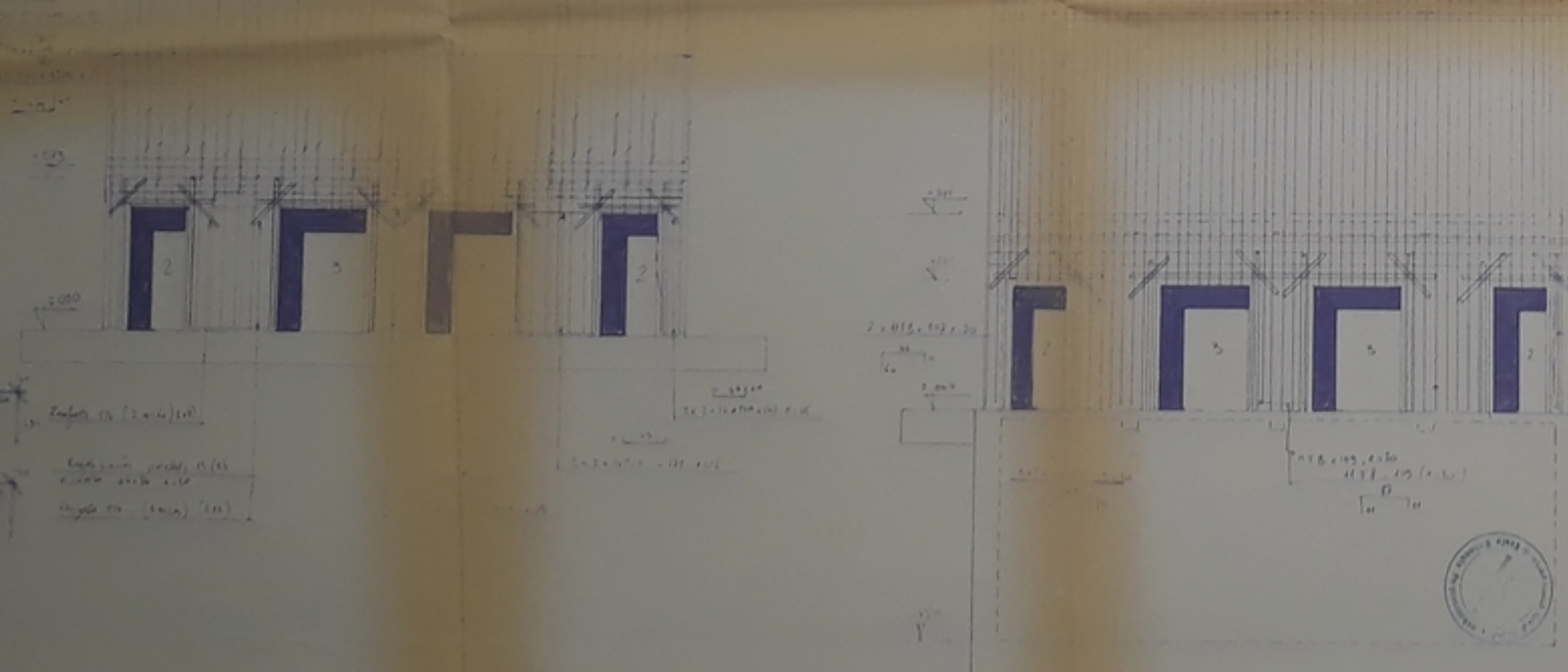
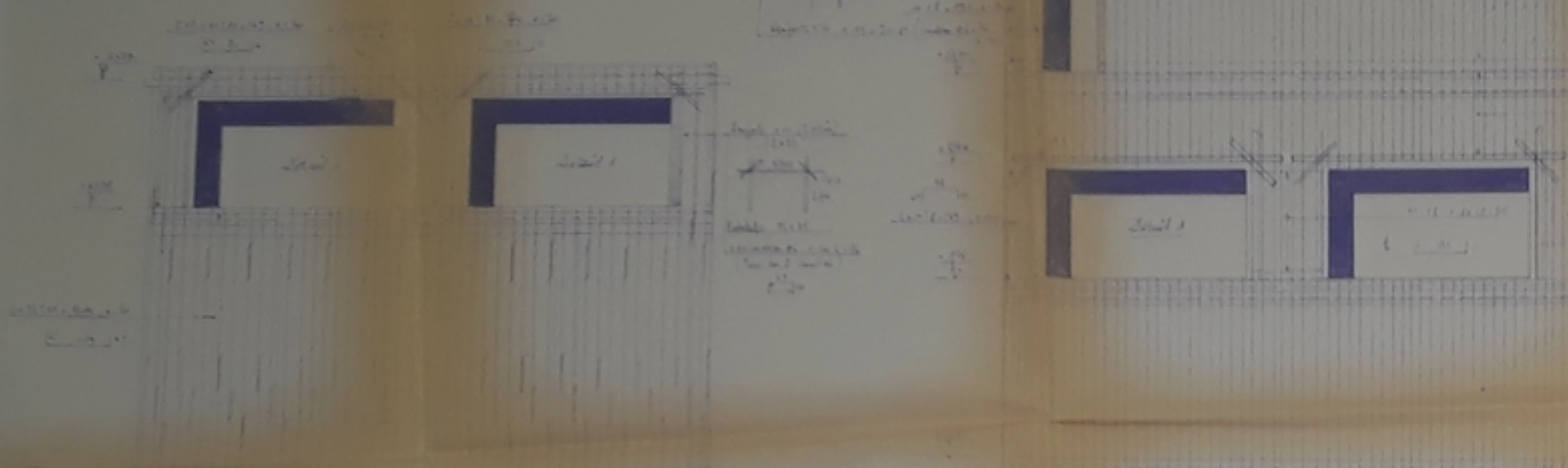
design

10-01-87

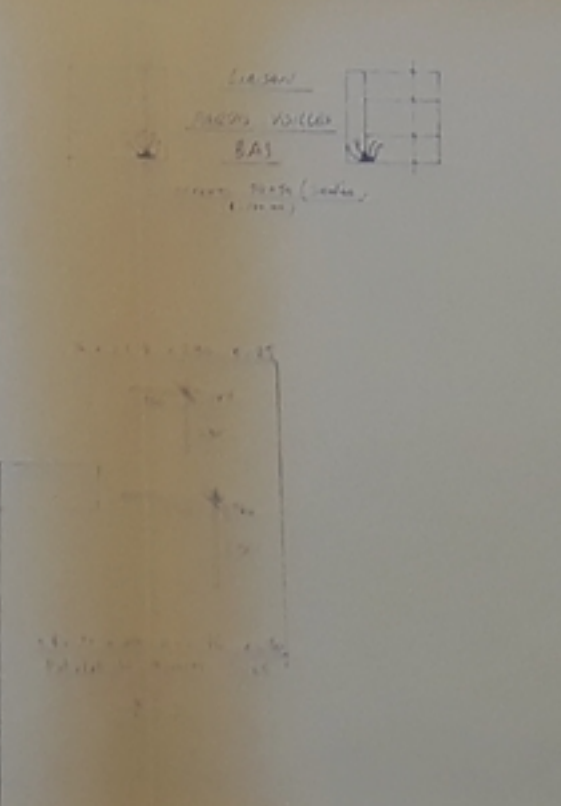
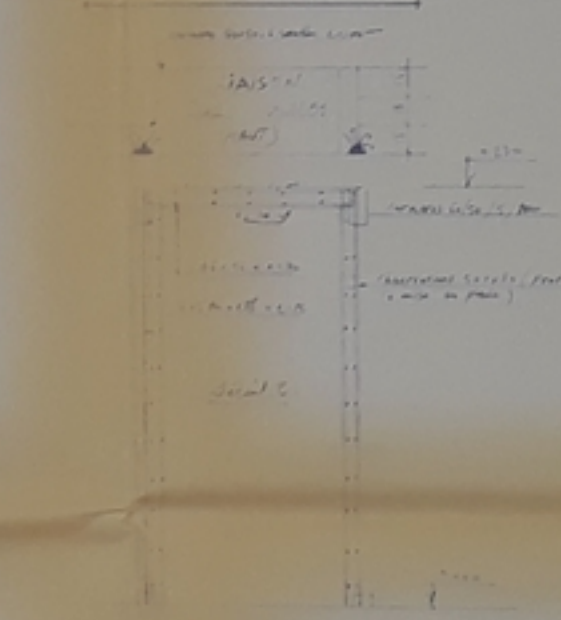
1 Box 27

3

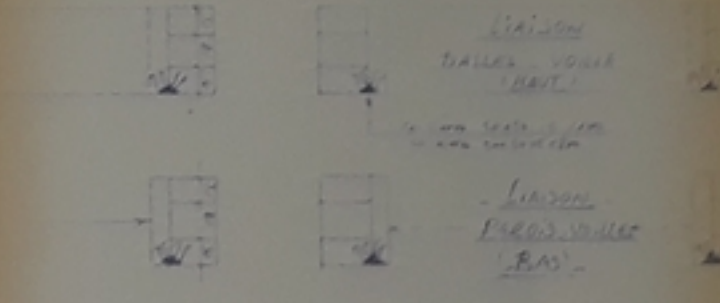
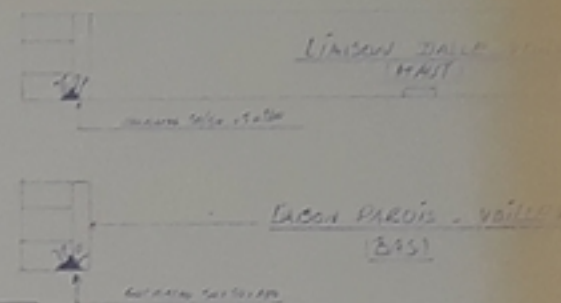
VOILLE FILLE 9



VOILLE FILLE 10



NOTA 1
L'infrastructure sera en béton pour laque sera crevé pour les installations des dattes - semences



NOTA 2

Les dattes couv. joint seront soudées de côté pour pour laisser la possibilité d'un déplacement

CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

Béton classe C20
Acier fer A10
Acier inox A10

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLICAINE ALGERIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTÈRE DE L'ÉDUCATION SUPÉRIEURE
الجامعة الوطنية للزراعة
UNIVERSITÉ NATIONALE D'AGRICULTURE

PROMOTEUR
مؤسسة الزراعة
مؤسسة الزراعة

projet
Station de Semences

PROJET
Jan 87

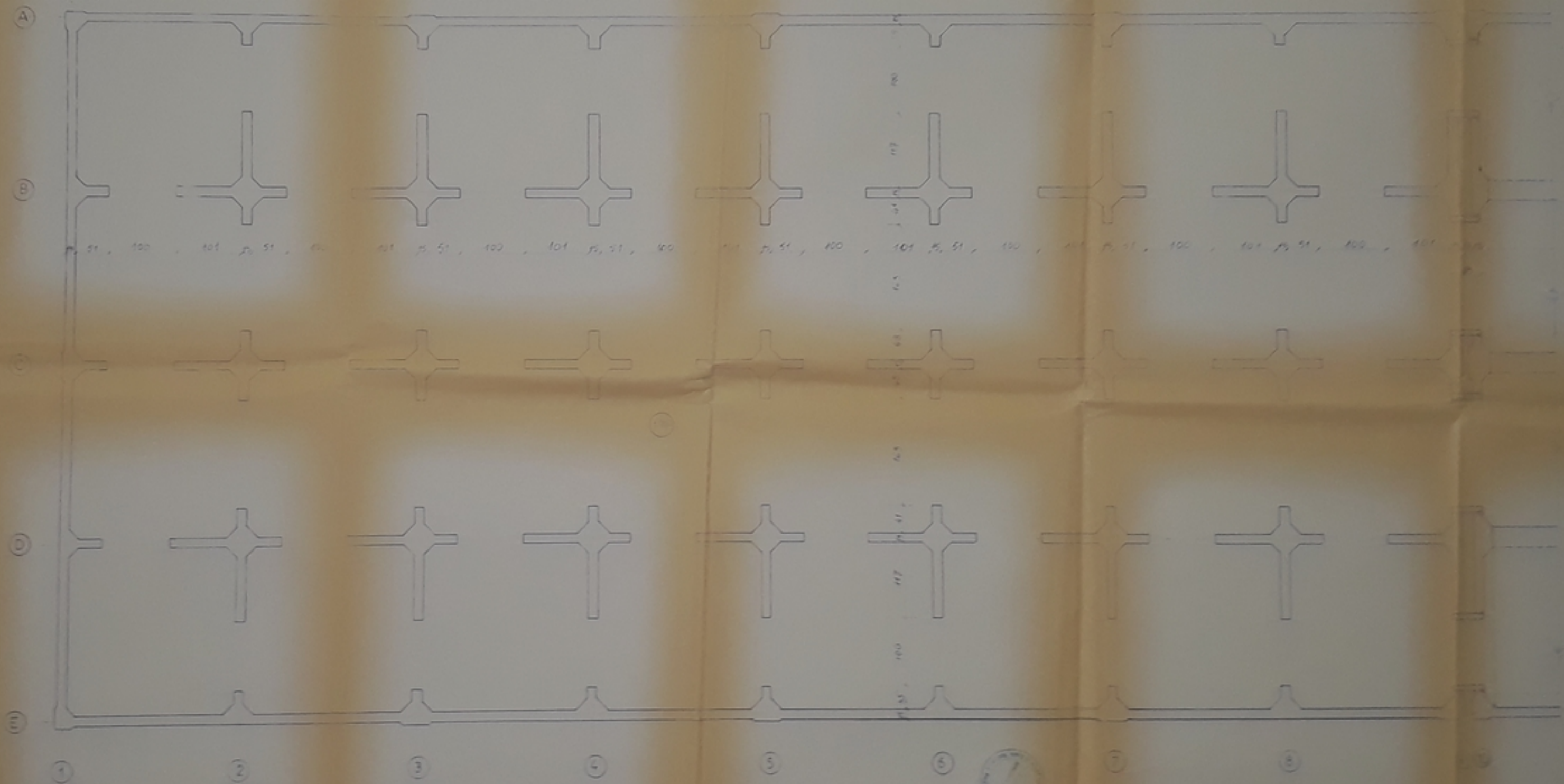
design, wires
d'acier
0 g et 10

REVISÉ
THERIA
01

ARRÊTÉ
01/12

ÉCHELLE 1/50
D'ANCIEN N° 10
DATE 17/01/87

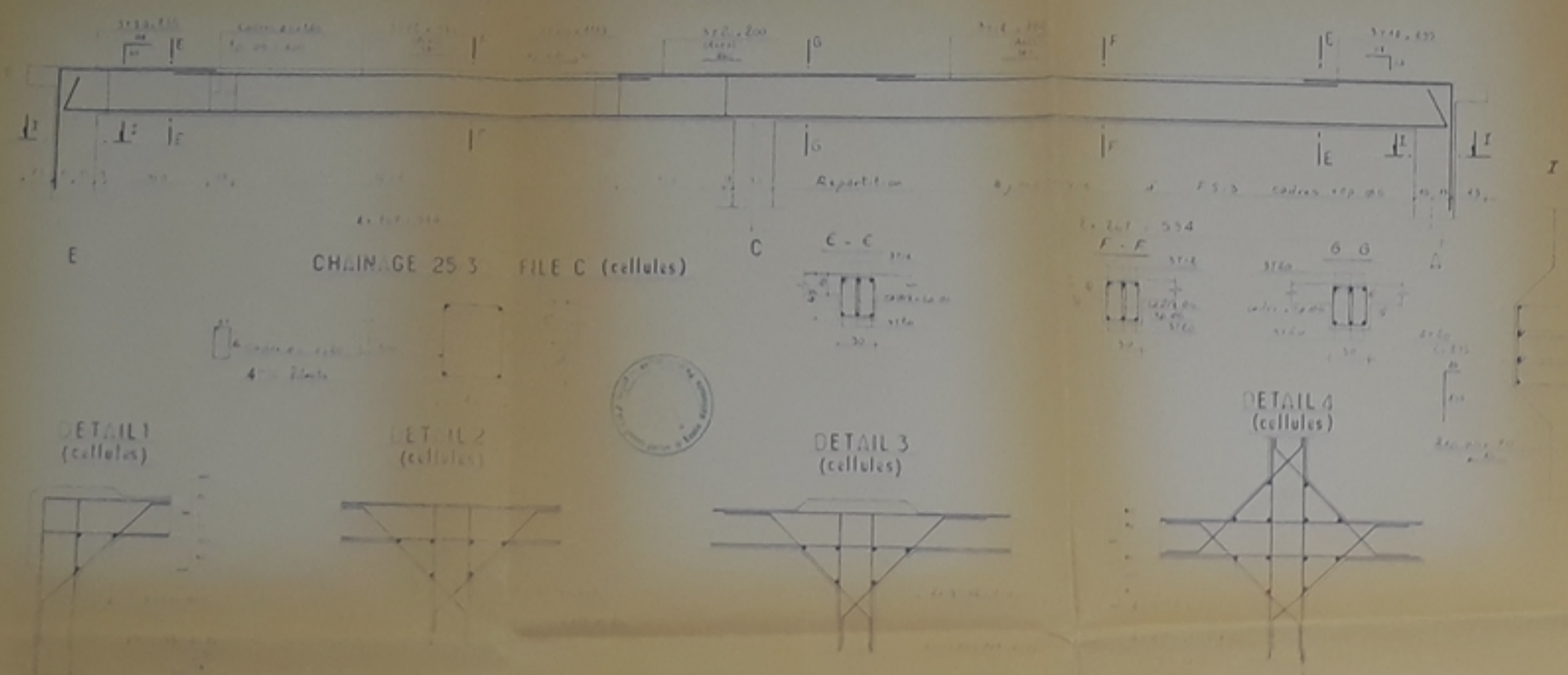
1. Station de Semences
 2. Station de Semences
 3. Station de Semences
 4. Station de Semences
 5. Station de Semences
 6. Station de Semences
 7. Station de Semences
 8. Station de Semences
 9. Station de Semences
 10. Station de Semences



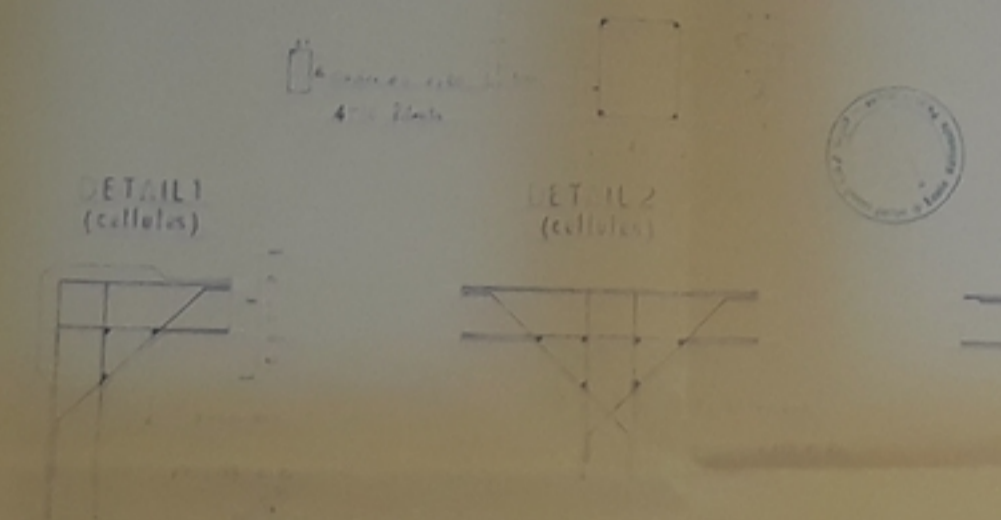
465
 7101-82

projet.
 Station de Semences
 design

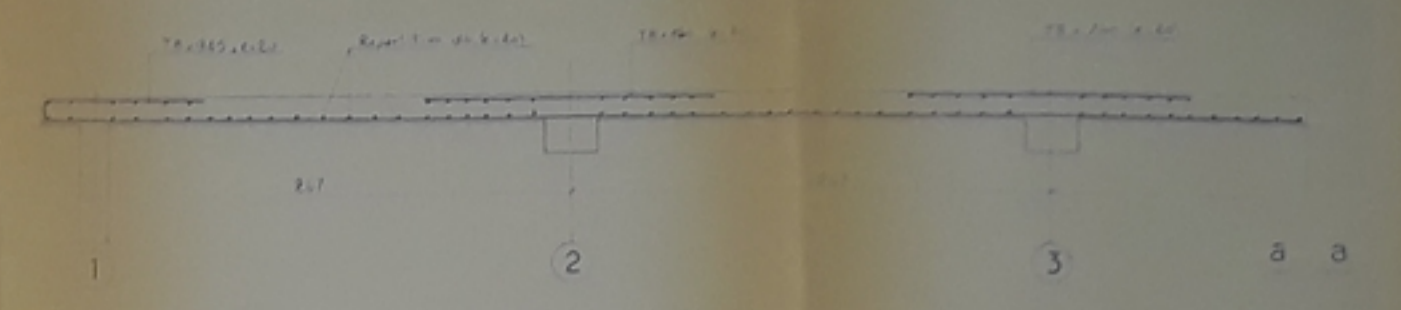
POUTRES 3x45 FILES 2,3,4,5,6,7,8 (cellules)



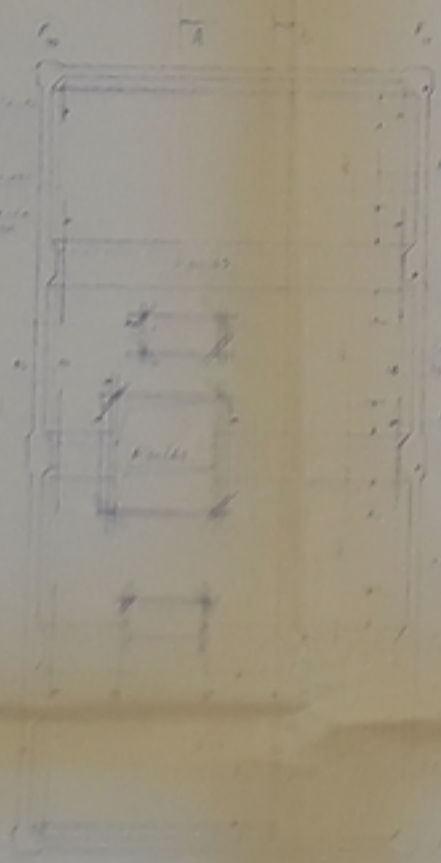
CHÂSSAGE 25x3 FILE C (cellules)



COUPE HH



FERRAILLAGE DE PLANCHERS (l'ur)



FERR. TERRASSE (cellules) 1x2/2



CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX
 BETON DOSE 350kg/m³
 ACIER TOK 20. Q₂₃₅ 4000kg/m²
 BOUYER. C = 2500kg/m³

SEISMICITE ZONE II



1987
 projet
 Station de
 Semences
 Jan 87
 design
 01/87

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

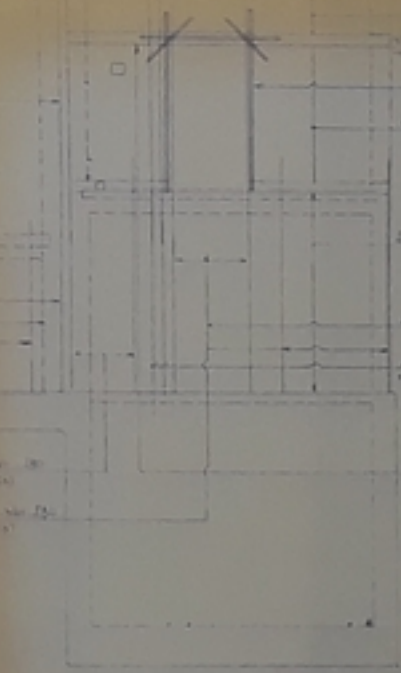
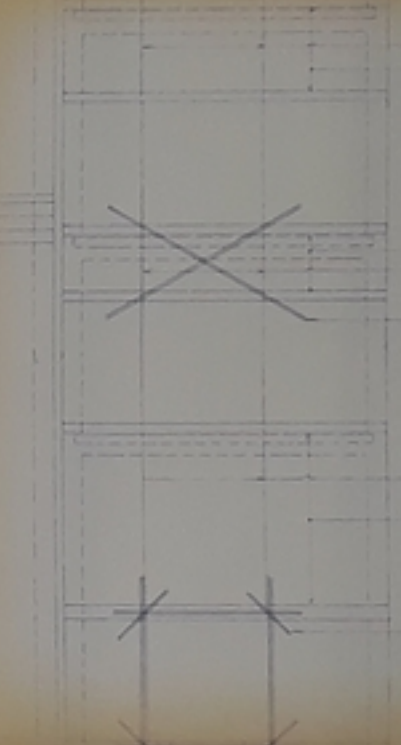
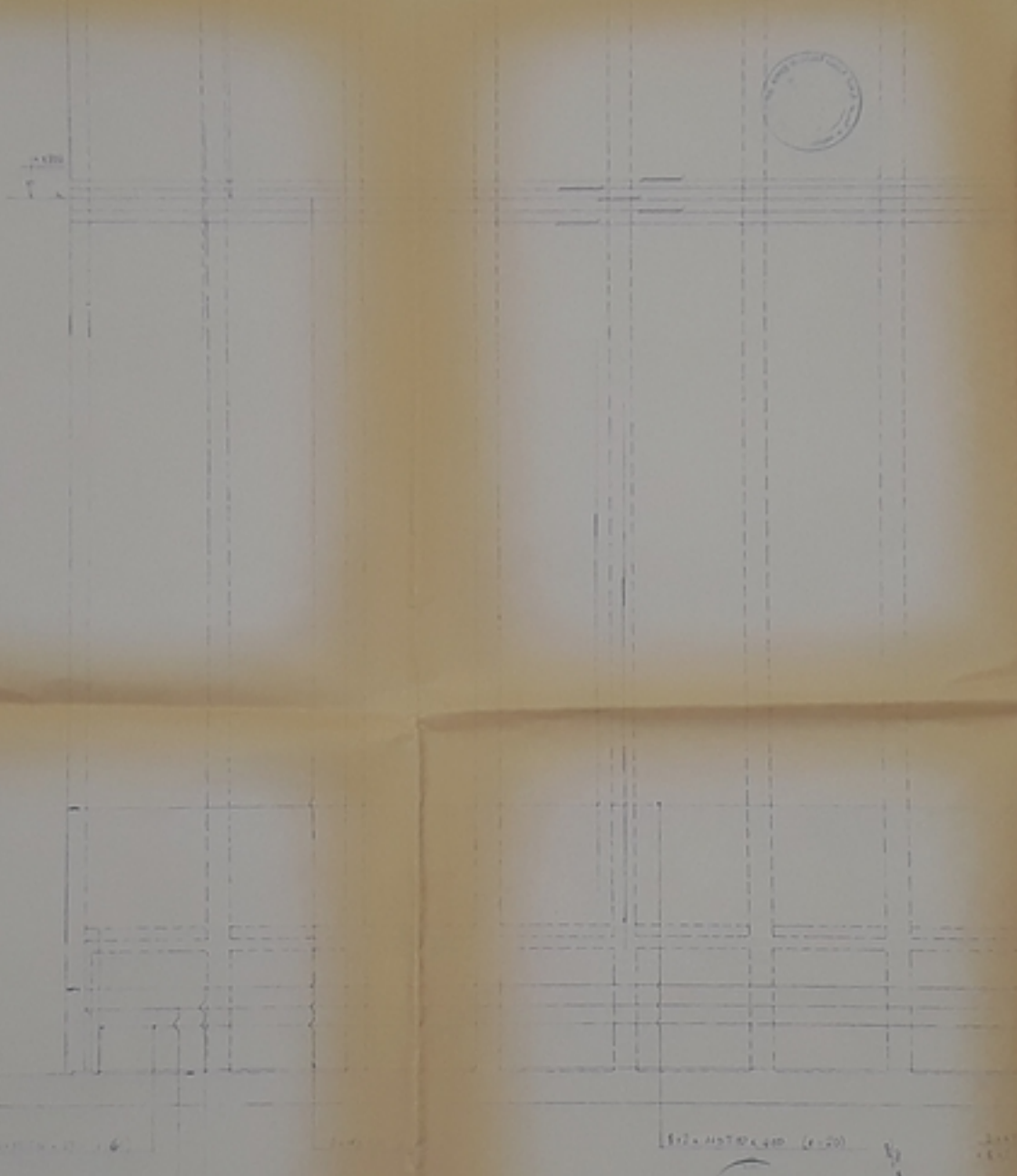
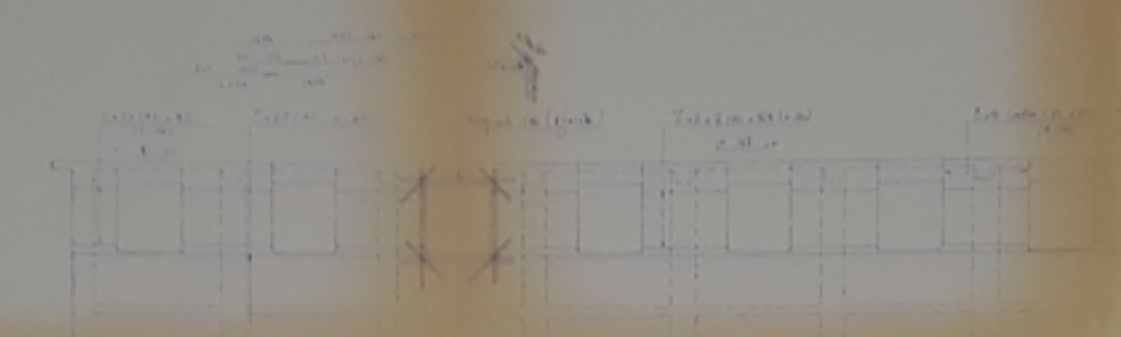
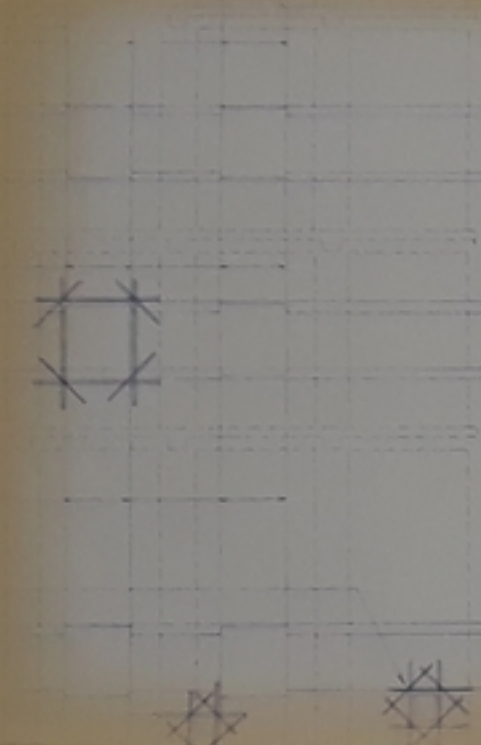
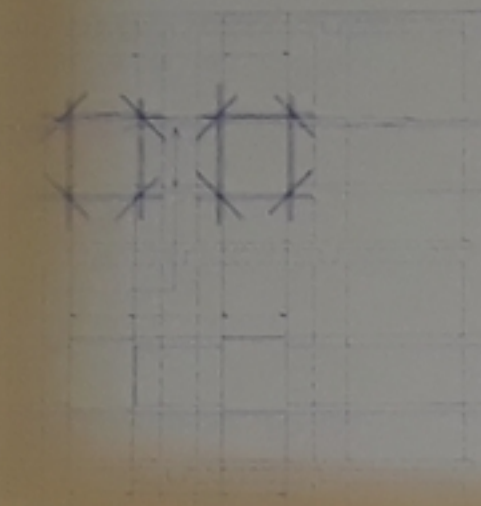
beton dosé à 350 kg/m³
 Acier fer 570 (ou 270 kg/m³)
 avec deux classes de 2000 kg/m²
 Seismicité Zone 1



15
 22003d


 Institut National de la Recherche Agronomique
 projet: Station de Semences
 Jan 87 design: *Parocher*
 0 26 26
 01/87


Faint handwritten notes in the left margin, possibly describing the project or materials used.



Faint handwritten notes in the right margin, possibly describing the project or materials used.

PG 00887
-16-

Caractéristiques des Matériaux
Béton : 200 kg/m³
Sable : 120 kg/m³
Ciment : 100 kg/m³
Sécheresse : 10%

Logo of the National Institute of Agricultural Research (INRA) featuring a rooster and a globe.

projet
Station de
Semences

Jan 87

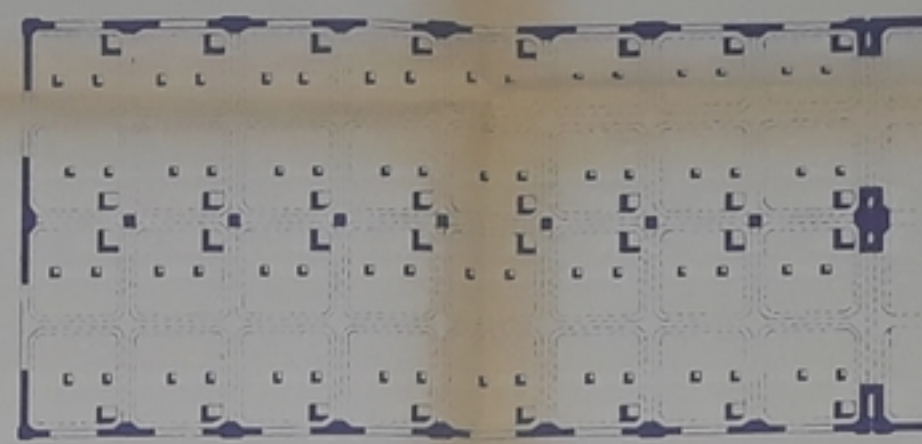
design

7 01 87

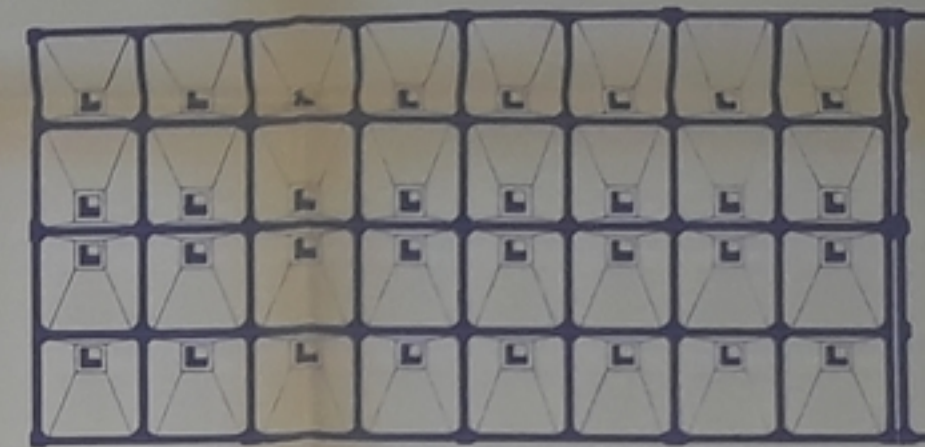
DESSUS CELLULES +245



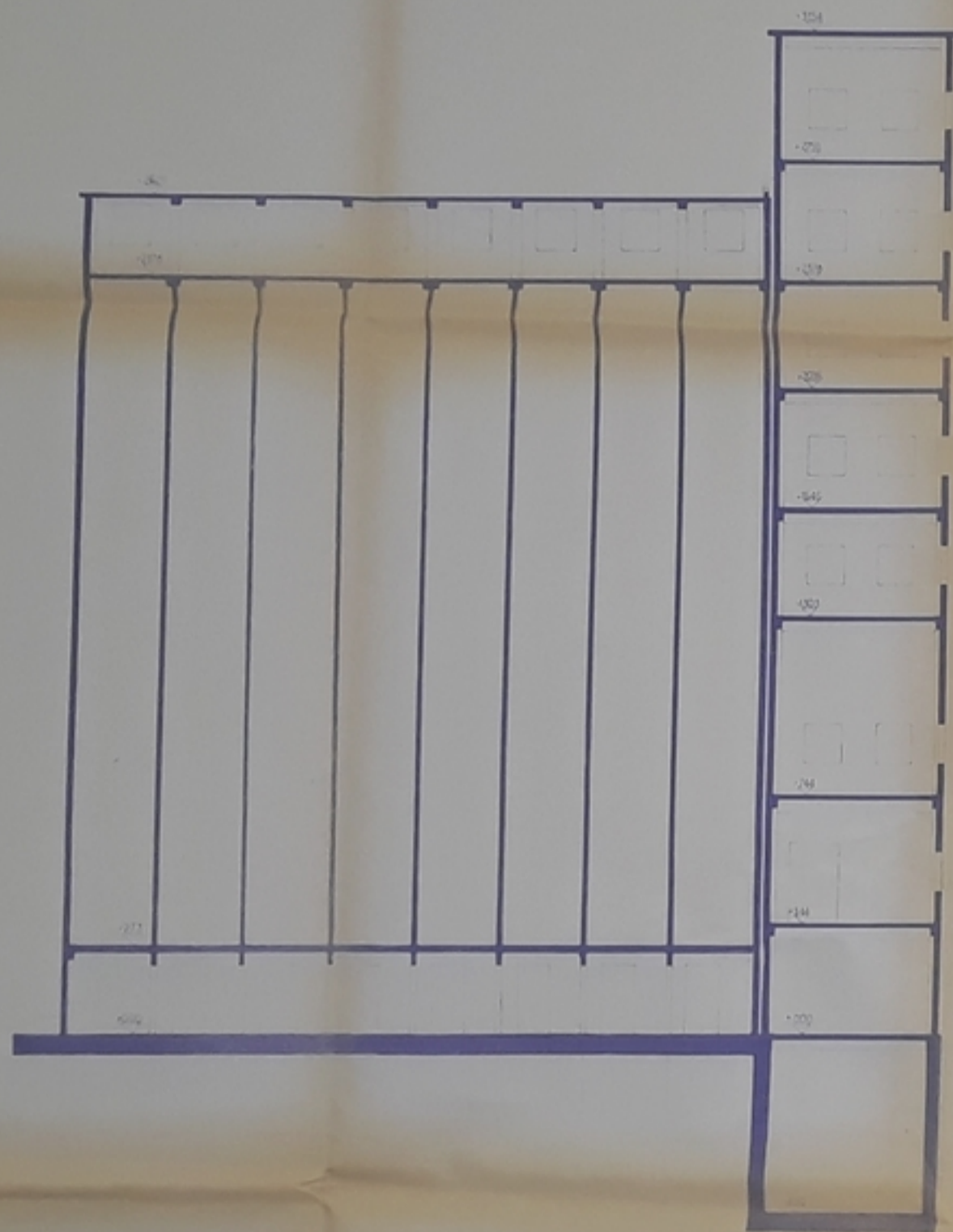
DESSUS CELLULES +245



FOND DE CELLULES +275



COUPE AA



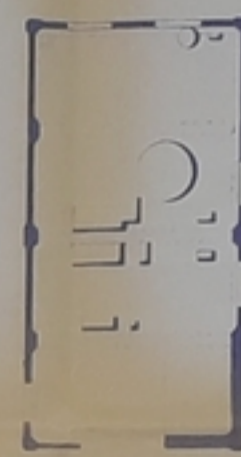
354

AERATION TERRASSE



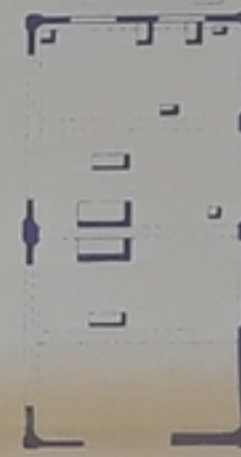
276

TERR. DE LA TOUR

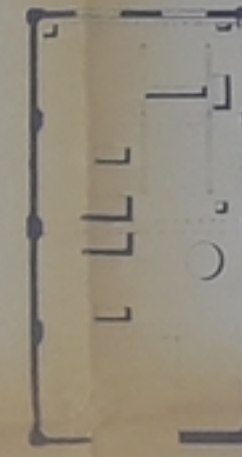


2578

BOULEVARD ENLACE CELLULES

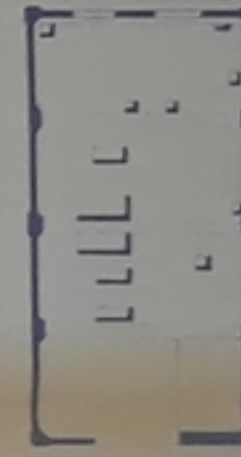


276



276

LEPARATEUR



FLANCHERS TOUR

1003

TABLE DEMOMETRIQUE



244

TALONNIERE



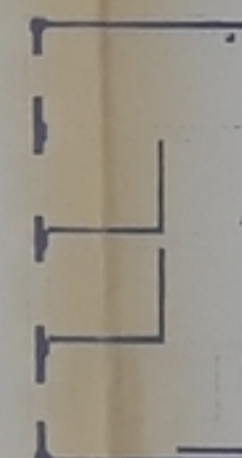
344

ENSAIAGE



276

BOULEVARD

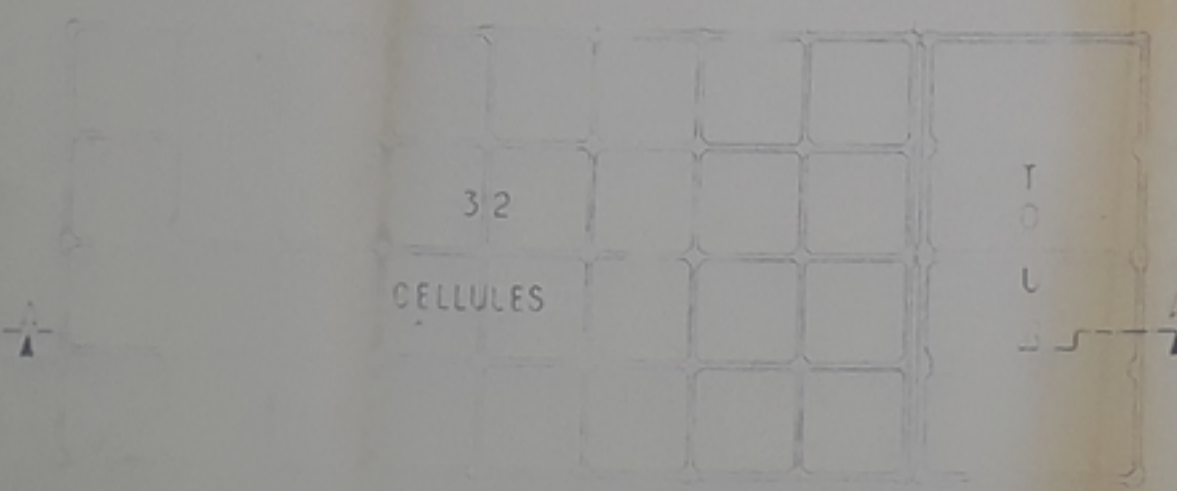


276

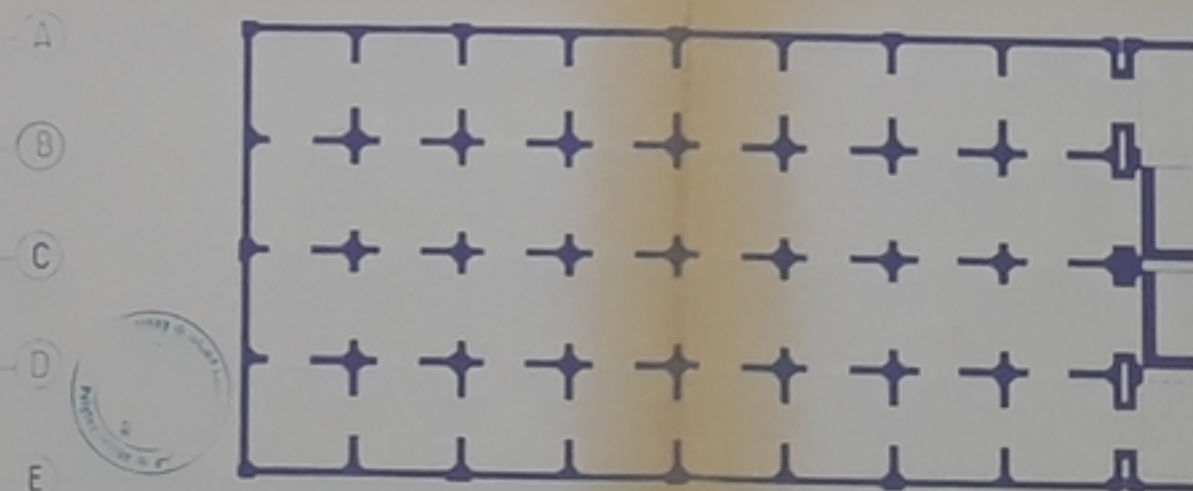
LEPARATEUR



1 2 3 5 6 7 8 9 10 11



VUES ENSEMBLE



PB00882
-17-

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
ROYAUME ALGERIENNE DEMOCRATIQUE & POPULAIRE
وزارة التخطيط والبناء والاسكان
MINISTERE DE L'AMENAGEMENT TERRITORIAL
الجزيرة الوطنية للتخطيط
EGALE NATIONALITE

مشروع
مصلحة تخطيط
التعمير والاسكان
PROJET
Station de Semences
design PLAN
et
Coupe
d'1
0 n
BACHOU AMENAGER
TRUCK AME
ANTS
ANNEXE
200/012
REVELLES 2/1
PLANCHER n°17
DATEL 17/01/87

PROJETEUR
M. A. LABIBI

