

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Ecole Nationale Polytechnique
Département de génie civil

PROJET DE FIN D'ETUDE

*Dans le cadre d'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en
Génie civil*

THEME

**ETUDE D'UN HOTEL A OSSATURE
AUTOSTABLE (R+11+SS)**

Proposé et Dirigé par :
M^r:R. BLOUD

Etudié par :
**FADENE Belkhir
TOUMI Abdelali**

Année : 1998/1999

E.N.P 10, AENUE HASSEN BADI EL-HARRACH- ALGER

الكلمات المفتاحية.

- | | | |
|--------------|------------|----------------|
| - منشأة. | - معمد. | - مستقر ذاتيا. |
| - أرضية | - بساط. | - مقاوم. |
| - الزلزالية. | - متناظرة. | - هيكل. |

Key words

- | | | |
|----------------------|--------------|--------------|
| - Autostable. | - Porch. | - Sémitique. |
| - against ventement. | - Sismicité. | - Structure. |
| - Skeleton. | - The plot | - footing |

LES MOTS CLES:

- | | | |
|--------------------|--------------|--------------|
| - Autostable. | - Trame. | - Sémitique. |
| - contreventement. | - Portique. | - Structure. |
| - Ossature. | - Sismicité. | - Semelle. |

يتلخص بحثنا في دراسة منشأة معمارية سياحية معقدة تحتوي على عدة أجزاء متناظرة بالنسبة لمحور وتحتوي أيضا على أجزاء دائرية الشكل وغير منتظمة. مستخدمين في ذلك طريقة حديثة للحساب وهي برنامج أوتوماتيكي

لحساب المنشآت MAGE 92

RESUME

Notre travail consiste à étudier une structure (R+11+SS) représentant un complexe touristique, elle se compose de plusieurs parties (blocs) séparées par des joints de rupture. Ce complexe est globalement symétrique par rapport à un axe et présente certaines difficultés ; telles que les formes de ses parties et les grandes portées de leurs poutres; ceux qui nous rendre l'étude classique très difficile. C'est pour cela, on a utilisé la méthode développée à l'aide du logiciel MAGE.92.

ABSTRACT

Our work consists to study a (R+11 +SS) tourist construction which is a very complex. It contains many parts symmetrical and has a disorder circular and irregular forms. We have used a new method of calculation to obtain a good results which is automatically program of calculate MAGE 92.

AVANT PROPOS

Cette thèse n'aurait jamais vu le jour sans la contribution de notre encadreur **Mr : BIOUD** et de nos amis **Mr : Mebarek** et **Naamen** nous les remercions pour l'environnement agréable dans lequel nous avons mené nos travaux.

Nous sommes très honorés de la présence de tous les membres de jury nous les remercions d'avoir accordé un intérêt à nos travaux et accepté d'examiner cette thèse. Qu'ils trouvent ici le témoignage de notre profond respect.

Nos remerciements vont également à toute la famille de l'ENP, tout particulièrement : nos enseignants et le personnel de la bibliothèque et de centre du documentation.

Enfin, il nous est agréable de remercier tous ceux qui ont contribué à notre formation de près ou de loin, depuis les premières lettres de l'alphabet Arabe.

A/A. TOUMI & B. FADENE

الإهداء

أهدي هذا العمل المتواضع إلى أمي الحبيبة
وإلى أبي العزيز راجيا من الله أن يحفظهما كما رباني صغيرا .
وإلى اخوتي وأخواتي وأسرهم
وإلى كل الأصدقاء والأحباب ومن ساهم في تكويني من قريب أو من بعيد
وإلى كل الأساتذة وإلى كل من يحبه قلبي وإلى الصديق والعدو أيضا وإلى كل
المخلصين في هذه الأرض والحمد لله رب العالمين .

فادن بلخير

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à mes chers parents .

A mes frères, mes soeurs et leurs familles, à mes amis, à toute personne que je l'aime, à mes enseignants, à mes ennemis, à toute personnes fidèle dans cette planète, en fin ELHAMDOU LILAHY RABBI EL ALAMINE.

FADENE Belkhir

DEDICACE

Je dédie ce travail à

Mes très chers parents

Mes frères

Ma seule sœur

Mes amis

Abdelali TOUMI
Abdelali TOUMI

SOMMAIRE

CHAPITRE 0 : *Introduction générale*

❖ Introduction.....	1
❖ Présentation de l'ouvrage.....	2

CHAPITRE I : *Caractéristiques mécaniques des matériaux*

I.1- Béton.....	5
I.2- Acier.....	8

CHAPITRE II : *Charges et surcharges.*

Calcul des charges et des surcharges revenant à chaque élément.....	11
---	----

CHAPITRE III : *Prédimensionnement des éléments*

III.1- Prédimensionnement.....	16
III.1.1- Les poutres.....	16
III.1.2- Les poteaux.....	17
III.2- Classification.....	22
III.2.1- Les différents types des poteaux.....	22
III.2.2- Prédimensionnement des dalles pleines en B.A.....	25
III.2.3- Prédimensionnement des poutrelles.....	26

CHAPITRE IV : *Calcul des éléments*

IV.1- L'acrotère.....	28
IV.2- Les escaliers.....	31
IV.3- La cage d'ascenseur.....	39
IV.4- Le balcon.....	41

CHAPITRE V : *Etude préliminaire*

V.1- Introduction.....	43
V.2- Description des blocs.....	43

V.3- Introduction des données initiales.....	44
--	----

CHAPITRE VI : *Efforts dans la super structure et ferrailage*

VI.1- Les poutres.....	59
VI.2- Les poteaux.....	74

CHAPITRE VII : *Les fondations*

VII.1- résistance des fondations.....	83
VII.2- Classification.....	83
VII.3- calcul des semelles.....	86

Conclusion

- ❖ ***Bibliographie***
- ❖ ***Annexe A (Bloc 1)***
- ❖ ***Annexe B (Bloc 2)***
- ❖ ***Annexe C (Bloc 3)***
- ❖ ***Annexe D (Ferrailage automatique)***

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

INTRODUCTION

MAGE SYSTEME D'ANALYSE DES STRUCTURES :

Objectif :

MAGE est conçu pour l'analyse, modélisation et conception sur l'ordinateur des structures appliquées dans le domaine de **Génie civil**, de travaux publics et de construction mécanique.

MAGE assure l'approche du comportement d'une large gamme de structures : constructions spatiales composées de barres, de plaques, de coques ou d'éléments volumiques, de dalles nervurées sur base élastique ainsi que d'éléments multicouches. Le calcul de ces structures peut s'effectuer pour des charges statiques ou dynamiques. Les charges statiques simulent les sollicitations causées par des effets et moments concentrés ou répartis, champs thermiques ou déplacements composés.

Les charges dynamiques ont pour l'origine le séisme, vent pulsatoire, vibration de l'équipement technologique, chocs et impulsions.

Les structures étudiées peuvent avoir une géométrie curviligne, des affaiblissements locaux, des conditions d'appui les plus diverses.

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Notre projet portant sur l'étude d'un hôtel situé a **BOUMERDES (AFIR^o)** est caractérisé par un **groupe d'usage 3**.

D'après le de masse d'architecture, on constate que ce Bâtiment est composé de huit blocs symétriques par rapport à l'axe (**OY**) dont nous intéresserons à l'étude des blocs **A**, **B** et **C** représentés respectivement par (**R+12**), (**R+12**) et (**R+2**) voir **Figure (1)**.

Toute fois, le **bloc A (R+12)** présente certains difficultés d'ordre architectural (Forme complexe, grandes dimensions, poutres inclinées, poutres obliques... etc.) pouvant engendrées des problème particulièrement au niveau des calcul pour palier à ce problème, nous avons adopté une solution qui consiste à créer un joint de rupture permettant de partager le bloc concerné en deux petits blocs dont le premier présente la forme circulaire alors que le deuxième a une forme proche d'un rectangle **figure (2)**.

Cette solution ne modifie en aucun cas la forme géométrique générale et architecturale du plan **figure (3)**.

Enfin, et dans le but d'élaborer la modélisation de ce projet, nous avons employé une méthode de génération automatique en utilisant le logiciel. **MAGE**.

Remarque :

Le **bloc C (R+2)** de forme circulaire présente des inconvénients non seulement sur le plan architectural, mais également sur le plan de sa fonction touristique.

On remarque ainsi, que la salle des fêtes comporte un nombre important de poteaux qui gênent souvent le fonctionnement de la salle la raison pour laquelle que l'on a pas prise en considération dans ce travail. A ce sujet on propose une solution que nous considérons adéquate permettant de réduire au maximum le nombre de poteaux pour pallier à ces inconvénients.

VUE EN PLAN :
LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU PROJET

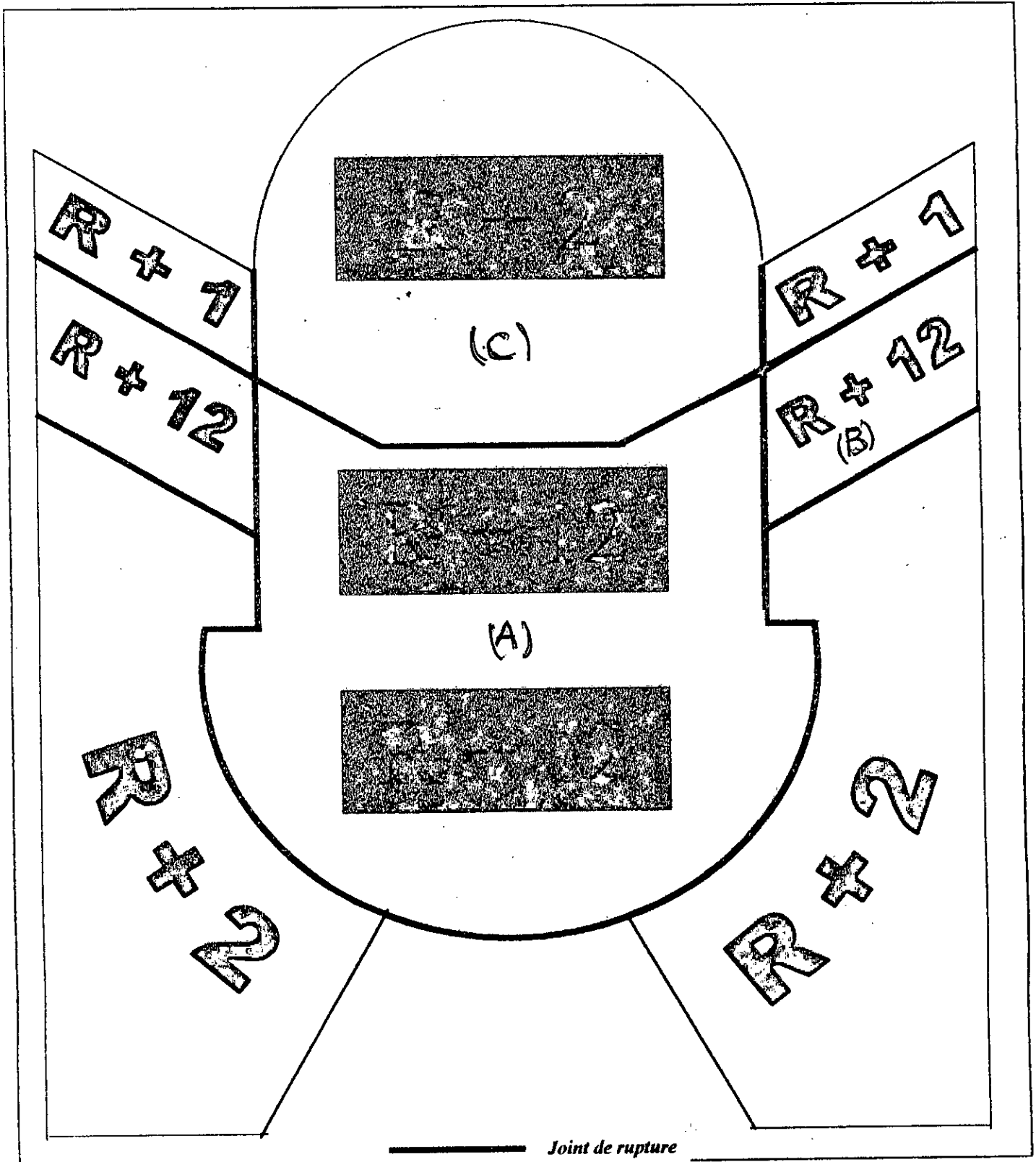


FIGURE (1)

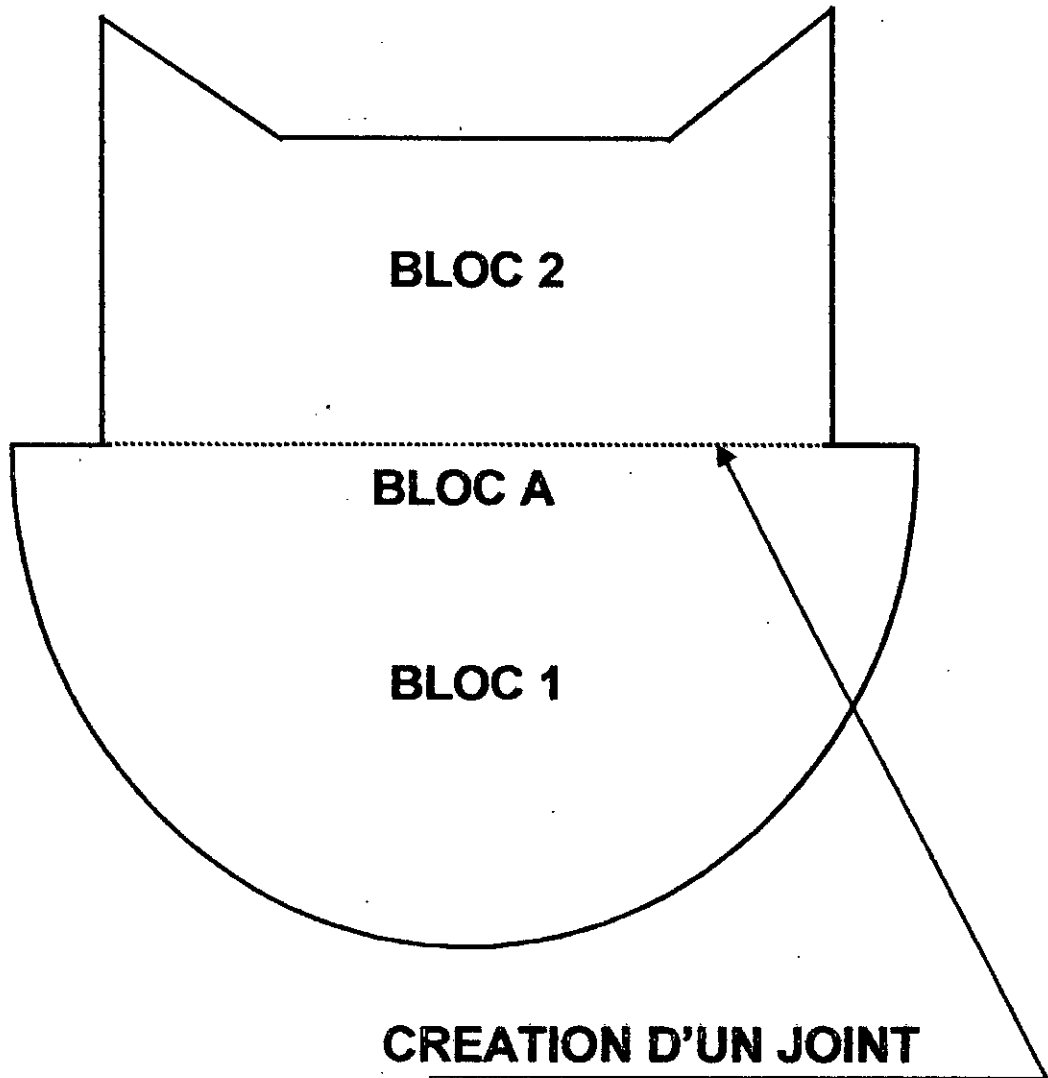


FIGURE 2

VUE EN PLAN :
LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU PROJET

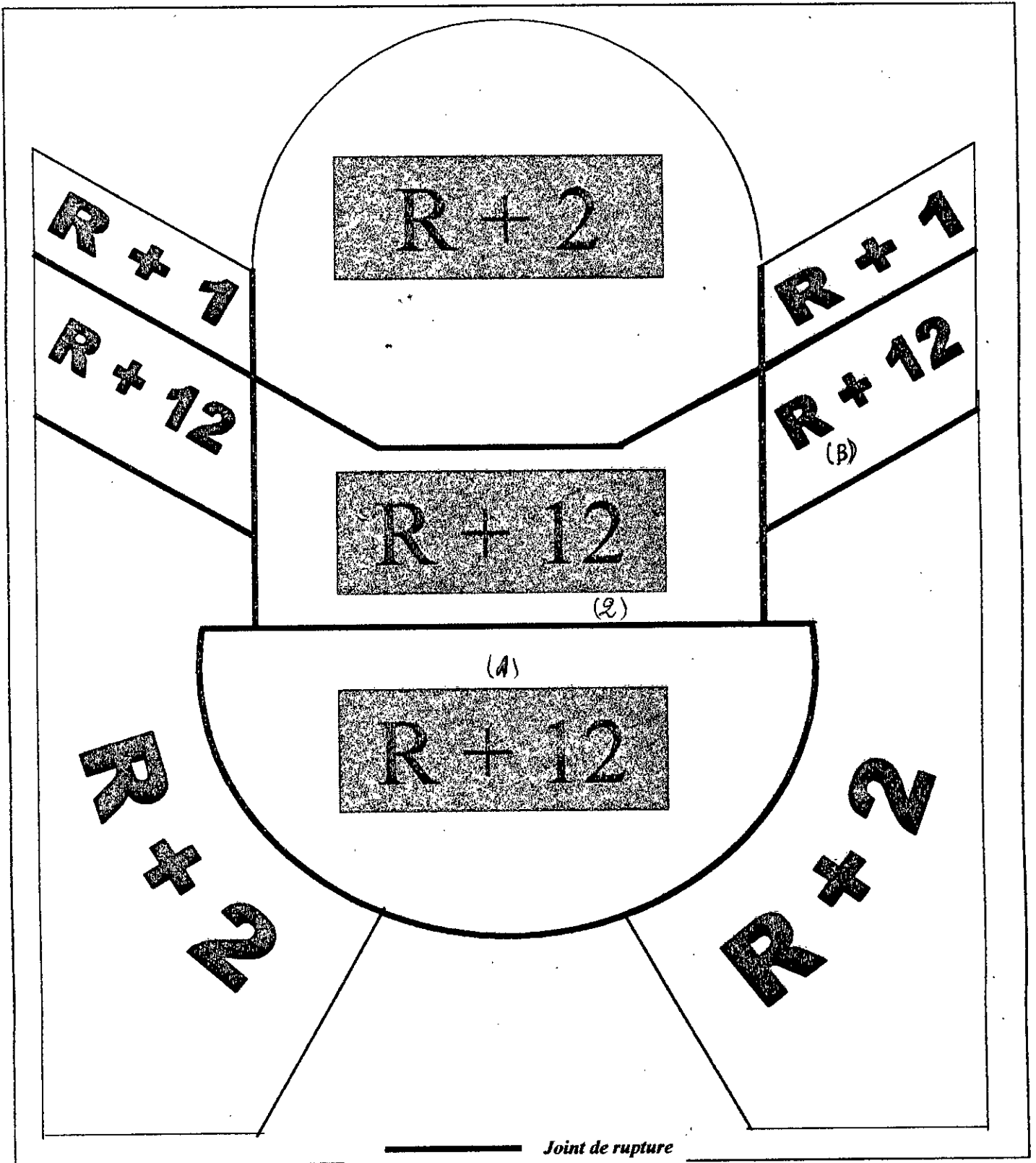


FIGURE (3)

Chapitre I
CARACTERISTIQUES MECANIKES
DES MATERIAUX

CHAPITRE I

CARACTERISTIQUE MECANIQUE DES MATEREAUX UTILISEES

1- BETON

1.1) RESISTANCE MECANIQUE DE BETON

a- Résistance à la compression

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge noté par " f_{c28} ". Cette caractéristique est déterminé par essais sur éprouvettes cylindriques normalisées (16 cm de diamètre, 32 cm de hauteur), pour déterminer la résistance à la compression a un âge $j < 28$ jours, on utilise la formule suivante :

$$f_{cj} = 0,685 \log(j + 1)$$

Un béton dosé de 350 kg de ciment présente une résistance moyenne de compression voisine de 25 MPa ($f_{cj}=25$ MPa).

b- Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à " J " jours désigné par f_{ij} est déterminé a partir de la relation suivante :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ exprimé en MPa}$$

En particulier pour (J= 28jours) $f_{ij} = 2,1$ Mpa .

1.1- CONTRAINTES LIMITES.

Les règles B.A.E.L. donnent les contraintes suivantes les états limites comme suit :

a : Contraintes à l'état limite ultime (E.L.U.)

L'ELU correspond à l'équilibre entre les sollicitations majorées, en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées la contrainte du béton en compression

est :

$$f_{bt} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma}$$

Le coefficient 0,85 est en coefficient réducteur défini par les sections régulières et qui fait compte du risque d'attraction du béton sur les aciers .

$$\gamma_b = 1,15 \quad \text{action accidentelle}$$

$$\gamma_b = 1,5 \quad \text{action courante}$$

b- contraintes ultimes de cisaillement

$$\bar{\tau}_n = \min(0,13f_{c28}, 4Mpa) = 3,25Mpa \quad \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_n = \min(0,10f_{c28}, 3Mpa) = 2,5Mpa \quad \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

Sachant que la contrainte de cisaillement à l'E.L.U. est défini par $\tau_n = \frac{v_u}{b_o \cdot d}$

Où : v_u est la valeur de l'effort tranchant.

c- Contrainte à l'état limite de service « E.L.S. » :

L'état limite de service correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles et les sollicitations résistantes cumulées sans dépasser les contraintes limites.

En supposant que les matériaux se déforment dans le domaine élastique, on doit vérifier :

- *- La contrainte du béton comprimé maximale.
- *- La fissuration.
- *- Les déformations.

La contrainte limite à l'E.L.S. de béton comprimé est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15Mpa \quad \text{Pour J = 28 jours.}$$

1-3- DIAGRAMME CONTRAINTES – DEFORMATIONS

Les règles françaises préconisent un diagramme parabole – rectangle à l'ELU et à l'E.L.S. en supposant que les matériaux travaillent dans le domaine élastique.

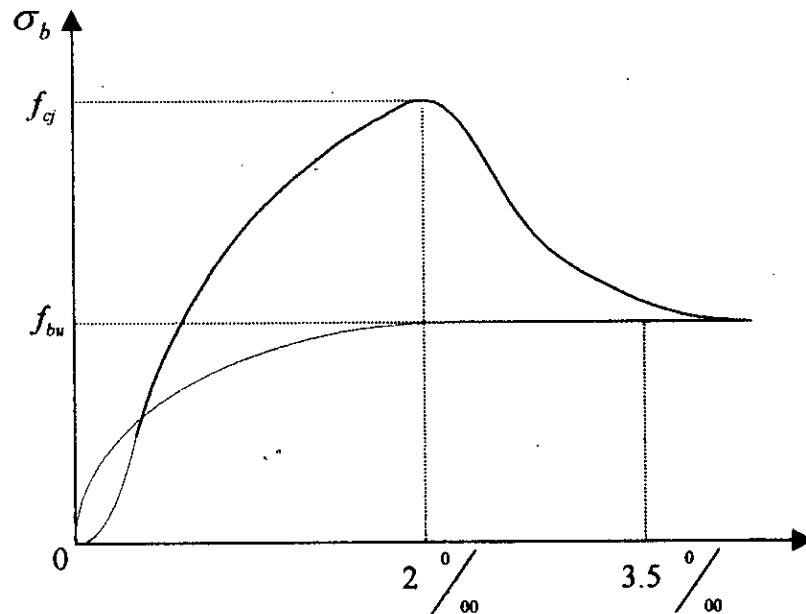


Figure I.1 : diagramme parabol rectangle

1-4- MODELE DE DEFORMATION LONGITUDINALE

Pour un changement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton âgé de « j » jours est déterminé à partir de la formule suivante :

$$E_{ij} = 1100 (f_{ij})^{\frac{1}{3}} \quad E_{ij} \text{ exprimé en Mpa.}$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différé du béton à « j » jours E_{vj} est pris égale à : $E_{vj} = 3700 (f_{ij})^{\frac{1}{3}}$ E_{vj} exprimé en Mpa.

Pour une valeur de $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

$$E_{ij} = 32164,195 \text{ Mpa}$$

$$E_{vj} = 10721,4 \text{ Mpa}$$

1-5- COEFFICIENT DE POISSON « ν » :

$$\nu = \frac{\left(\frac{\Delta a}{a}\right)}{\left(\frac{\Delta l}{l}\right)}$$

Les règles B.A.E.L préconisent, pour le coefficient de poisson, les valeurs suivantes :

$$\nu = 0,2 \text{ à l'ELU}$$

$$\nu = 0 \text{ à l'ELS}$$

2- LES ACIERS :

Les aciers de construction en béton armé se différencient les uns des autres suivant leurs nuances, leurs états de surface (rond lisse, haute adhérence, nuance ...)

2-1- NUANCES DES ACIERS UTILISES***a-Acier Rond Lisse :***

*- Acier naturel f_e, E_{24} caractérisé par :

- La limite élastique : 235 Mpa.
- La contrainte de rupture : 410 à 490 Mpa.
- Allongement de l'ordre $\xi = 1,175 \%$.

*- Acier f_e, E_{22} caractérisé par :

- La limite élastique : 215 Mpa.
- La contrainte de rupture : 380 Mpa.
- Allongement de l'ordre $\xi = 1,175 \%$.

b-Acier à haute adhérence « H, A » :

Ce sont des aciers de type 1 de nuance $f_e E_{40}$ caractérisés par :

- La limite élastique : $f_e = 400$ Mpa.
- La contrainte de rupture : 480 Mpa.
- Allongement de l'ordre $\xi = 2 \%$.

c-Module d'élasticité de l'aciers « E_s » :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa.}$$

2-2- CONTRAINTES LIMITES

a-Contrainte à l'état limite ultime :

On adopte un diagramme contraintes déformations de calcul déduit du diagramme représenté ci-dessous par une affinité parallèle à la tangente de l'origine dans le rapport $\left(\frac{1}{\gamma_s}\right)$

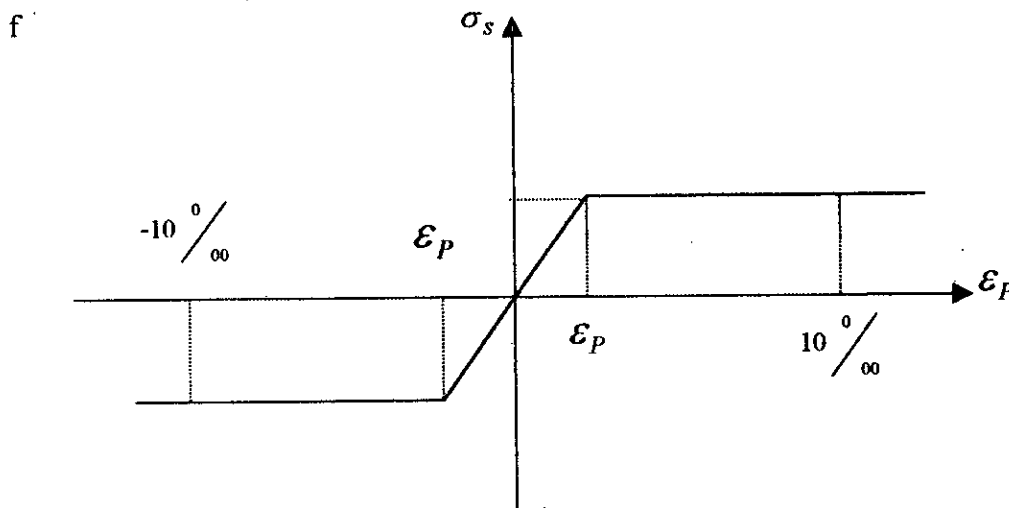


Figure I.2 : diagramme contraintes déformations

γ_s : coefficient de sécurité:

$$\gamma \begin{cases} 1 & \text{cas accidentel} \\ 1,5 & \text{cas non accidentel} \end{cases}$$

$$\xi = \frac{\Delta L}{L} \text{ Allongement unitaire.}$$

$$\gamma_s = \text{contrainte de l'acier} \quad \delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad , \quad \epsilon_e = \frac{f_e}{\gamma_s} \times E_s$$

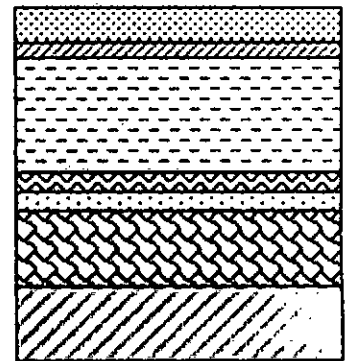
Chapitre II
CHARGES ET SURCHARGES

CHAPITRE II

CHARGES ET SURCHARGES

II.1) PLANCHER TERRASSE

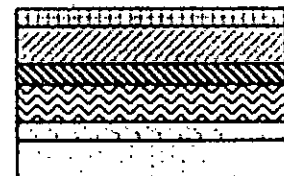
- | | | |
|--------------------------------|---|--|
| 1- Protection gravillons (5cm) | → | $0.05 \times 1700 = 85 \text{kg/m}^2$ |
| 2- Etanchéité multicouches | → | $= 10 \text{kg/m}^2$ |
| 3- Forme de pente (emoy = 8cm) | → | $0.08 \times 2200 = 175 \text{kg/m}^2$ |
| 4- Dalle en béton armé | → | $0.16 \times 2500 = 400 \text{kg/m}^2$ |
| 5- Isolation thermique à liège | → | $0.04 \times 400 = 15 \text{kg/m}^2$ |
| 6- Ecran par vapeur | → | 5kg/m^2 |
| 7- Enduit de plâtre (2cm) | → | $0.02 \times 1000 = 20 \text{kg/m}^2$ |



$$\begin{cases} G_T = 710 \text{kg/m}^2 \\ Q_T = 100 \text{kg/m}^2 \end{cases} \quad \Sigma = 710 \text{kg/m}^2$$

II.2) PLANCHER COURANT

- | | | |
|---|---|---------------------------------------|
| 1- Revêtement en carrelage (2cm) | → | $0.02 \times 2200 = 44 \text{kg/m}^2$ |
| 2- Mortier de pose | → | $0.02 \times 2000 = 40 \text{kg/m}^2$ |
| 3- Sable de pose | → | $0.08 \times 1800 = 54 \text{kg/m}^2$ |
| 4- cloisons | → | $= 75 \text{kg/m}^2$ |
| 5- Dalle pleine en corps creux (e=20cm) | → | $= 280 \text{kg/m}^2$ |
| 6- Enduit de plâtre (2cm) | → | $0.02 \times 1000 = 20 \text{kg/m}^2$ |



$$\Sigma = 515 \text{kg/m}^2$$

$$\begin{cases} G_c = 515 \text{kg/m}^2 \\ Q_c = 175 \text{kg/m}^2 \end{cases}$$

pour le 3^{ieme} étage → 12^{ieme} étage

II.3) Plancher RDC et 1,2 étages

$$\begin{cases} G_{RDC} = 515kg/m^2 \\ Q_{RDC} = 400kg/m^2 \end{cases}$$

Les même couches donc même résultats Mais pour les salles des fêtes et conférences
 $Q=600kg/m^2$

II.4) PLANCHER SOUS - SOL

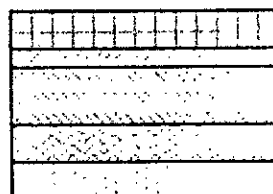
1- Chape en ciment	→	100kg/m ²	$\begin{cases} G_{ss} = 600kg/m^2 \\ Q_{ss} = 250kg/m^2 \end{cases}$
2- Dalle en béton armé	→	$0.2 \times 2500=kg/m^2$	

II.5) HALLE :

$$\begin{cases} G = 440kg/m^2 \\ Q = 400kg/m^2 \end{cases}$$

II.6) LE BALCON

1- Carrelage(2cm)	→	44kg/m ²
2- Mortier de pose	→	40kg/m ²
4- Sable de pose	→	54kg/m ²
5- Dalle en béton armé (15cm)	→	375kg/m ²
5- Enduit de plâtre	→	20kg/m ²



$$\sum 535kg/m^2$$

Donc :

$$\begin{cases} G = 535kg/m^2 \\ Q = 350kg/m^2 \end{cases}$$

II.7)- LE REMPLISSAGE

1- Enduit de ciment (1.5cm) $\rightarrow 0.015 \times 2000=30\text{kg/m}^2$

2- Briques creuses (10cm) $\rightarrow 0.1 \times 900=90\text{kg/m}^2$

3- Vides d'air.

4- Briques creuses (10cm) $\rightarrow 0.1 \times 900=90\text{kg/m}^2$

5- Enduit de plâtre (2cm) $\rightarrow 0.02 \times 1500=20\text{kg/m}^2$

$$\Sigma = 230\text{kg/m}^2$$

$\Rightarrow G=230\text{kg/m}^2$

Pour les étages courant $\rightarrow h= 3,00.(3^{\text{étage}} \rightarrow 12\text{étage})$

II.8) ESCALIER :

❖ Volée d'escalier

1-Paillasse en béton armé (e=12cm) $\frac{2500 \times 0.12}{\cos \alpha} = 345\text{kg/m}^2$

2-Marches : $\frac{2200 \times 0.16}{2} = 175\text{kg/m}^2$

3- Revêtement de carrelage 44kg/m^2

4- Mortier de pose 40kg/m^2

5- Sable de pose 54kg/m^2

6- Garde- corps 100kg/m^2

$$\Sigma 760\text{kg/m}^2$$

$$\begin{cases} G = 760\text{kg/m}^2 \\ Q = 250\text{kg/m}^2 \end{cases}$$

❖ Les tableaux de charges et surcharges

t/ml	Trame réguliers I				Trame circulaire III			Trame régulière II	
	G	p. centrale	p. rives	p. r. hall	rayon	(C ₁) ₂	(C ₁) ₃	p. centrale	p. r. vechons
Terrasse		3.99	2.535	2.715	4.86	1.96	1.96	3.99	2.535
	Q	0.575	0.325	0.350	0.75	0.275	0.275	0.575	0.325
Etages courants	G	2.96	2.36	1.765	2.27	1.22	1.22	2.96	2.36
	Q	1.01	0.57	1.4	1.32	1.1	1.1	1.01	0.57
RDC 1,2 étages	G	2.96	2.36	1.765	3.39	1.22	1.22	2.96	2.36
	Q	2.3	1.3	1.4	3	1.1	1.1	2.3	1.3
S. sol	G	3.45	1.96	2.11	4.04	1.66	1.66	3.45	1.96
	Q	1.44	0.82	0.875	1.88	0.69	0.69	1.44	0.82

❖ Poids propres des poteaux

Poteaux classes		p. centrale		Poteaux de vive	Poteaux circulaires
Classe 1	Etages RDC	Dimension	a=90	a=70	D=65
	1-2	Poids propres	P=2.025	P=1.225	P=0.83
Classe 2	3-4-5-6	Dimension	a=80	a=60	D=55
		Poids propres	P=1.6	P=0.9	P=0.61
Classe 3	7-8-9-10-11-12	Dimension	a=60	a=45	D=45
		Poids propres	P=0.9	P=0.50	P=0.40

❖ Tableaux des poids propres des poutres

La longueur de poutres L(m)		La hauteur H (cm)	Largueur B (cm)
2.0	→ 3.00	25	15
3.0	→ 4.20	25	15
4.20	→ 5.50	40	20
5.5	→ 7.00	50	25
7.00	→ 9.00	70	45

Les poutres qu'on a utilisé sont :

Poutre. centrale (principale) B=45 et H=70cm

⇒ P. propres ⇒ P=0.79t/ml

Poutre. secondaire B=30cm et H= 50cm

⇒ P. propres ⇒ P=0.375t/ml

Chapitre III

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

CHAPITRE III

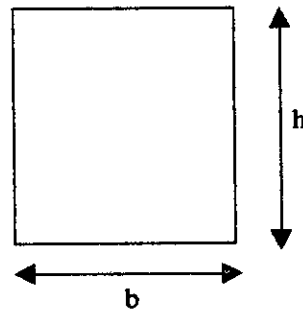
PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

III.1- PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

III.1.1-LES POUTRES

Selon les règles B.A.E.L.91 et R.P.A.88 on a calculé :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ \text{ou} \\ \frac{h}{L_{\max}} < \frac{M_0}{10M_0} \end{array} \right.$$



La longueur maximale est de $L = 800\text{cm}$

$$\text{Donc : } h = \frac{L}{12} = \frac{800}{12} = 66.66 \Rightarrow h = 65\text{cm}$$

$$\frac{800}{15} \leq h \leq \frac{800}{10} \Rightarrow 53.33 \leq h \leq 80\text{cm}$$

Donc on prendra :

$h = 65\text{cm}$

$$b \in [0.3h, 0.7h] \Rightarrow 19.5 \leq b \leq 45.5\text{cm}$$

$$\text{Par vérification : } \begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ h \geq 20\text{cm} \end{cases}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 \leq 3 \quad \text{donc } \begin{cases} h = 70\text{cm} \\ b = 45\text{cm} \end{cases} \text{ sont les dimensions choisies}$$

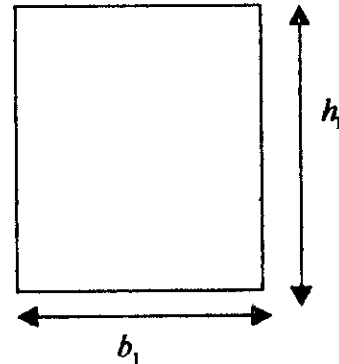
III.1.2- LES POTEAUX

Dans notre structure deux types de poteaux :

- Poteaux de section carrée
- Poteaux de section circulaire.

D'après le R P A 88 on a :

$$\begin{cases} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \frac{1}{3} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 3 \end{cases} \quad \text{en zone II}$$



D'après ces deux formules (conditions)

Telle que :

$$N = 1.1N_u$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

G : charge permanente revient au poteau le plus sollicité de côté « a ».

Q : charge d'exploitation revient au même poteau

On suppose $a = 60 \text{ cm} \Rightarrow$ poteau carré 60x60.

Dimensionnement des poteaux :

- poteaux de section carré
- poteaux de section circulaire

$$\begin{cases} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \frac{1}{3} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 3 \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \end{cases} \quad \text{en zone II}$$

Pour déterminer le coté « a » de section de béton de poteau « a »

Donc

$$S = a^2 = \frac{N}{\delta_b}$$

Donc on va calculé N en fonction de « a ».

Pour les poteaux circulaires : les conditions doivent vérifier

$$\left\{ \begin{array}{l} D \geq 30\text{cm} \\ D \geq \frac{h_e}{15} \\ \bar{\tau}_b = \rho_a \cdot f_{c25} \end{array} \right. \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 0.075 \quad \text{si } \lambda \geq 5 \\ \rho_a = 0.05 \quad \text{si } \lambda < 5 \end{array} \right.$$

$$S = a^2 = \frac{N}{\delta_b}$$

- terrasse (12) :

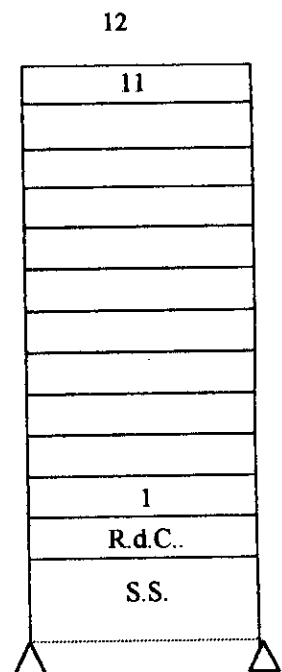
- * p.dalle = $2.5 \times 51.3 \times 0.20 = 25.65 \text{ t}$
- * revêtement = $51(3 \times 0.012 + 0.020 + 2 \times 0.05) = 6.77 \text{ t}$
- * poutres = $(2.5 \times 0.7 \times 0.45) \times (9+3.4+2.2) = 11.22 \text{ t}$

$$\text{Total} = 43.91 \text{ t}$$

- terrasse (11) : jusqu'au (1)

- * p.dalle = $0.280 \times 51.3 = 14.304 \text{ t}$
- * p.poutre = $(0.7 \times 0.45) \times 2.5 \times (9+3.4+2.2) = 11.5 \text{ t}$
- * p.poteaux = $2.5 \times 300 \times a^2 = 7.5 a^2$
- * revêtement = $0.075 \times 51.3 = 3.8475 \text{ t}$
- * cloisons = $0.245 \times 51.3 = 12.56 \text{ t}$

$$\text{Total} = 42.27 \text{ t}$$



$$\text{Niveaux (10)} = 28.71t, \Sigma = 29.71 \times 12 = 356.52 t$$

$$G = 356.62 t + 99.5 a^2 + 43.39 t$$

$$G = (99.5 a^2 + 399.91) t$$

$$Q_{\text{total}} = 557.637 t$$

Evaluation des surcharges Q :

<u>Habitation</u>	Terrasse	$Q_{12} = 0.100 \text{ t/m}^2$
	Niveau (11)	$Q_{11} = 0.250 \text{ t/m}^2$
	Niveau (10)	$Q_{10} = 0.385 \text{ t/m}^2$
	Niveau (09)	$Q_{09} = 0.505 \text{ t/m}^2$
	Niveau (08)	$Q_{08} = 0.610 \text{ t/m}^2$
	Niveau (07)	$Q_{07} = 0.700 \text{ t/m}^2$
	Niveau (06)	$Q_{06} = 0.775 \text{ t/m}^2$
	Niveau (05)	$Q_{05} = 0.850 \text{ t/m}^2$
<u>Habitation</u>	Niveau (04)	$Q_{04} = 0.925 \text{ t/m}^2$
	Niveau (03)	$Q_{03} = 1.000 \text{ t/m}^2$
	Niveau (02)	$Q_{02} = 1.150 \text{ t/m}^2$
<u>Bureau</u>	Niveau (01)	$Q_{01} = 1.150 \text{ t/m}^2$
<u>Réception</u>	Niveau (00)	$Q_{00} = 1.381 \text{ t/m}^2$
<u>Parc</u>	Niveau (SS)	$Q_{SS} = 1.515 \text{ t/m}^2$

Calcul de la charge permanente qui revient au poteau le plus sollicité :

Niveau (12)	43.91
Niveau (11)	Niv.(12) + 42.27+7.5 a ² = 86.18 +7.5 a ²
Niveau (10)	Niv.(11) + 42.27+7.5 a ² = 128.45+15 a ²
Niveau (09)	Niv.(10) + 42.27+7.5 a ² = 170.72+22.5 a ²
Niveau (08)	Niv.(09) + 42.27+7.5 a ² = 212.99+30 a ²
Niveau (07)	Niv.(08) + 42.27+7.5 a ² = 255.26+37.5 a ²
Niveau (06)	Niv.(07) + 42.27+7.5 a ² =297.53+45 a ²
Niveau (05)	Niv.(06) + 42.27+7.5 a ² = 339.8+52.5 a ²
Niveau (04)	Niv.(05) + 42.27+7.5 a ² = 382.07+60a ²
Niveau (03)	Niv.(04) + 42.27+7.5 a ² = 424.34 +67.5 a ²
Niveau (02)	Niv.(03) + 42.27+7.5 a ² =466.61+75 a ²
Niveau (01)	Niv.(02) + 42.27+7.5 a ² =508.88+86.75 a ²
Cloison (-) (00)	Niv.(01) + 42.27+7.5 a ² = 547.3+99.5 a ²
N(SS)	Niv.(00) + 42.27+7.5 a ² =585.72+109.5 a ²

On suppose que : $\begin{cases} a= 70 \text{ cm} \\ Q=575.637\text{t} \end{cases}$

$$N_U=1.35G+1.5Q \dots N=1.1N_U$$

$$S = a^2 = \frac{N}{\delta_b} = \frac{N}{67}$$

Calcul de la charge permanente qui revient au poteau le plus sollicité :

$$N_u = 1.35 \times G + 1.5 Q \Rightarrow N = 1.1(1.35 G + 1.5 Q)$$

$$N = 1.1 N_u$$

$$N_U=1.35G+1.5Q \dots N=1.1N_U$$

$$G=585.72 +109.5 a^2$$

$$G=639.375 \text{ t}$$

$$Q=11.221t \Rightarrow N= 967.986 t.10^3 \Rightarrow(\text{en Kg.})$$

$$S=(N/150)=6.45324.10^3 \text{ cm}^2=a^2$$

$$\Rightarrow a = 84 \text{ cm}$$

Donc on prend $a = 90 \text{ cm}$ l'état plus défavorable

On calcul

$$D = ?$$

$$S = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{N}{6} = 6453.24$$

$$D^2 = (4/\pi) \times 6453.24 \Rightarrow D = 90 \text{ cm}$$

Dimensionnement des poteaux en fonction de la hauteur :

Catégorie (1) { SS-00-niv.1,niv.2. } → Groupe I

Catégorie (2) { niv.3,niv.4,niv.5 niv.6 } → Groupe II

Catégorie (3) { niv.7,..... niv.12 } → Groupe III

* (a) du S.S et de R.DC →Groupe I : $a = 90 \text{ cm}$

* pour le dixième groupe $a = ?$ $G = 457.415 \text{ t}, Q = 7.175 \text{ t.}$

$$N_u = (1.35 \times 457.415 + 1.5 \times 7.175) \Rightarrow N = 1.1 N_u = 691t.$$

$$a^2 = 691 \times 10^3 / 150 = 4607.334 \text{ cm}^2 \Rightarrow a = 67\text{cm} \Rightarrow a = 80 \text{ cm}$$

* pour le troisième groupe : $a = ?$ $G = 273.635 \text{ t}, Q = 2.55 \text{ t}$

$$N = 1.1 (1.35 \times 2.73.635 + 1.5 \times 2.55) = 410.55 \text{ T}$$

$$a^2 = 2737.0 \text{ cm}^2, a = 52 \text{ cm}, \quad a = 60 \text{ cm.}$$

III.2- CLASSIFICATION

III.2.1- LES DIFFERENTS TYPE DES POTEAUX :

* Catégorie 1 : Les poteaux centraux.

Les plus sollicités, on a déjà étudié un cas donc $a = 90$ cm.

* Catégorie 2 : Les poteaux de rive.
On va calculer les charges et les surcharges.

D'après les calculs on obtient $S = 32$ m²

→ *Terrasse (12)* :

$$\begin{aligned}
 * \text{ p.dalle} &= 2.5 \times 32 \times 0.16 = 12.8 \text{ t} \\
 * \text{ revêtement} &= (0.012 + 0.020 + 2 \times 0.05) \times 32 = 4.22 \text{ t} \\
 * \text{ poutres} &= \underline{(2.5 \times 0.7 \times 0.45)} \times (4.5 + 4.5 + 3.5) = 9.84 \text{ t} \\
 \text{Total} &= 26.86 \text{ t}
 \end{aligned}$$

→ *Niveau (11) : jusqu'à*

$$\begin{aligned}
 * \text{ p.dalle} &= (0.28 \times 32 + 2.5 \times 2 \times 0.1) \\
 * \text{ poutre} &= (0.7 \times 0.45 \times 2.5) \times (4.5 + 4.5 + 3.5) = 9.84 \text{ t} \\
 * \text{ p.poteaux} &= (2.5 \times 3 \times 0.25) = 1.88 \text{ t} \\
 * \text{ revêtement} &= 0.075 \times 32 = 2.55 \text{ t} \\
 * \text{ cloisons} &= 0.245 \times 32 = \underline{7.84 \text{ t}} \\
 \text{Total} &= 31.75
 \end{aligned}$$

II) Pour les Balcons :

12	$Q_0 = 0 \text{ t/m}^2$
11	$Q_0 + Q_1 = 0.35 \text{ t/m}^2$
10	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 0.665 \text{ t/m}^2$
09	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 0.945 \text{ t/m}^2$
08	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 1.19 + 0.61 \text{ t/m}^2$
07	$Q_0 + \{(5+3)/(5+2)\}(5 \times 0.35) = 1.4 \text{ t/m}^2$
06	$Q_0 + \{(6+3)/(6+2)\}(6 \times 0.35) = 1.576 \text{ t/m}^2$
05	$Q_0 + \{(7+3)/(7+2)\}(7 \times 0.35) = 1.75 \text{ t/m}^2$
04	$Q_0 + \{(8+3)/(8+2)\}(8 \times 0.35) = 1.925 \text{ t/m}^2$
03	$Q_0 + \{(9+3)/(9+2)\}(9 \times 0.35) \quad Q_0 = 2.1 + 1 \text{ t/m}^2$
02	$Q_0 + \{(10+3)/(10+2)\}(10 \times 0.35) \quad Q_0 = 2.275 \text{ t/m}^2$
01	$Q_0 + \{(11+3)/(11+2)\}(11 \times 0.35) = 2.45 \text{ t/m}^2$
RDC	$Q_0 + \{(12+3)/(12+2)\}(11 \times 0.35 + 0.4) = 2.66 + 1.38 \text{ t/m}^2$
SS	$Q_0 + \{(12+3)/(12+2)\}(11 \times 0.35 + 0.4 + 0.2) = 2.77 \text{ t/m}^2$

$$Q_{SS, Balcon} = 2.77 \times 2 = 5.54 \text{ t}$$

$$Q_{Total} = 48.48 + Q_{SS, Balcon} = 54.02 \text{ t} \Rightarrow Q_{Tot} = 54.02 \text{ t}$$

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 408.32 + 1.5 \times 54.02 = 632.262 \text{ t}$$

$$N = 1.1 N_u = 695.4882 \cdot 10^3 \text{ Kg.}$$

$$S = a^2 = \frac{N}{\delta_{bc}} = 4636.58 \text{ cm}^2 \Rightarrow a = 68.09 \text{ cm}$$

$a = 70 \text{ cm} \rightarrow$ pour SS et RDC + 1 étage.

$$\text{Pour : 2 étage + 3 + 4 + 5 étage} \Rightarrow G = 310.99 + Q = 2.275 \times 2 + 1.075 \times 32 = 38.95 \text{ t}$$

$$\Rightarrow (1.35 G + 1.5) \times 1.1 = 526 \text{ t} \Rightarrow a^2 = \frac{N}{\delta_{bc}} = \frac{526 \text{ t}}{150} \times 10^3 = 3507.25 \text{ t}$$

$$\Rightarrow a = 59.22 \text{ cm} \Rightarrow a = 60 \text{ cm}$$

Pour [6 étage9 étage] : $G = 184.75 \text{ t}$

$$Q = 1.576 \times 20 + 0.775 \times 32 = 27.952 \text{ t}$$

$$N = 1.1 (1.35 \times 184.716 + 1.5 \times 27.95) = 320.42 \text{ t}$$

$$\Rightarrow a = \frac{N}{\delta_{bc}} = 46 \text{ cm}$$

Donc étage : 6 → 12 ⇒ a = 415 cm

Catégorie 03 : Les poteaux circulaires :

La section chargée est donnée par : 21.6 m²

On calcul la charge G :

Terrasse (12) :

- P.dalle = 2.5 x 21.6 x = 8.64 t
 - P.revêtement = (0.012 + 0.012 + 2 x 0.05) x 21.6 = 2.8512 t
 - Poutre = (2.5 x 0.7 x 0.45) x (9.0 + 2.4) = 8.9775 t
- Total : 20.468 t

Niveaux (11) jusqu'à SS :

- p.dalle = 0.28 x 21.6 = 6.04 t
- p.poutre = (0.7 x 0.45 x 2.05) x (9 + 2.4) = 8.9775 t
- p.poutre = (2.5 x 3 x 0.28 = 2.11 t
- p.revêtement = 0.075 x 21.6 = 1.62 t
- cloisons = 0.245 x 21.6 = 5.292 t

Niveau (12) :terrasse	20.468 t
Niveau (11)	20.468 + 24.04 = 44.5 t
Niveau (10)	68.54 t
Niveau (09)	92.5487 t
Niveau (08)	116.5887 t
Niveau (07)	140.6287 t
Niveau (06)	164.6687 t
Niveau (05)	188.70 t
Niveau (04)	212.74 t
Niveau (03)	236.78 t
Niveau (02)	260.82 t
Niveau (01)	284.86+ 2.5 x 1.7 x 0.28 = 286.058 t
RDC	311.5687 t
SS	336.30 t
SS (sans cloison)	281.30 t

$G = 336.3 \text{ t} ; \quad Q = 2.090 \times 21.6 / 2.09 = 45.144 \text{ t}$

$N = 1.1 (1.35 \times 281.30 \times +1.5 \times 45.144) = 491.98 \text{ t}$

$$\frac{\pi D^2}{4} = \frac{N}{\delta_{bc}} \Rightarrow D = 64 \text{ cm} \Rightarrow D = 65 \text{ cm}$$

pour (SS + RDC + 1) → D = 65 cm ; (2.....6) étage ; D = 55....D₆₋₁₂ = 45 cm

III.2.2 :PREDIMENSIONNEMENT DES DALLES PLEINES EN B.A :

Pour des dalles pleines (plancher du sous-sol) ; d'après les règles B.A.E.L.91. Art.

A5.2,42 :

$$Q_u = (0.05 + 1.5\rho) \times \frac{d \times U_c}{\gamma_b} f_{c28}$$

Avec :

- * $\rho = 0.015$ (en général) pourcentage moyen d'armatures horizontales
- * U_c : le paramètre du contour
- * d : hauteur utile de la dalle

$$U_c = (5 + 9) \times 2 = 28 \text{ m}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa.}$$

$$Q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times q = 1.35 \times 126 + 1.50 \times 67.5 = 271.35 \text{ KN.}$$

$$Q_u = 271.35 \text{ KN.}$$

Donc :

$$d = \frac{Q_u \times \gamma_b}{f_{c28} (0.05 + 1.5 \rho_l) U_c} \Rightarrow d \cong 15.53 \text{ cm}$$

On prend $d = 16 \text{ cm}$

III.2.3 : PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRELLES :

Pour les dalles à table de compression d'après les règles

BAEL 91 Art. B.7.2, 2; l'épaisseur minimale d'un hourdis coulé en place et de 4 cm, s'il est associé à des entrevous résistants (en béton).5 cm pour les autres cas.

Donc :

$$\text{on adopte } 4 \text{ cm} \Rightarrow h = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$$

$$l_{\text{(poutrelle)}} = 60 \text{ cm} \Rightarrow b = 2 \times b_1 + b_0 = 60 \text{ cm}$$

Selon B.A.E.L 91 art A.51,1 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

V_u : l'effort tranchant .

$$d = h$$

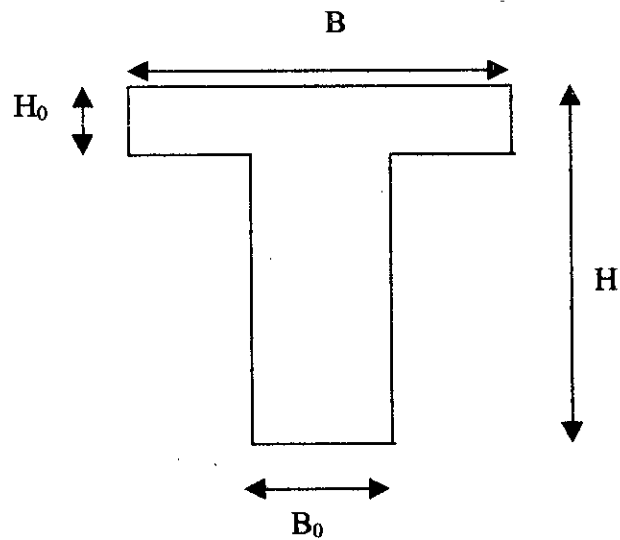
$$V_u = 1.35 G + 1.5 Q = 18.09 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_u = 18.09 \text{ KN.}$$

$$b_{o\min} = \frac{V_u}{\tau_u \times d} \Rightarrow b_{o\min} = \frac{1.809 \times 10^3}{20 \tau_u} = \frac{90.45}{\tau_u}$$

$$\tau_{u\max} = 1.5_{\min} \text{ MPa. ; } b_0 = 90.45 / 1.5 \times 10 = 6.03 \text{ cm}$$

On prend : $b_0 = 8 \text{ cm}$



Chapitre IV
CALCUL DES ELEMENTS

CHAPITRE IV

CALCUL DES ELEMENTS

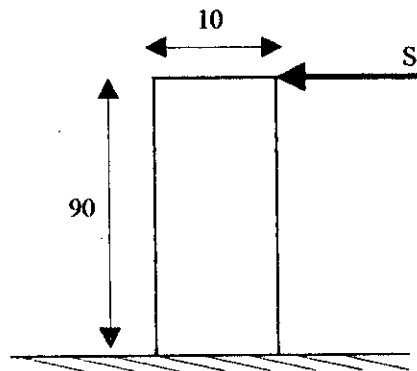
IV-1 CALCUL DE L'ACROTÈRE

L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans la dalle du plancher terrassé .

La hauteur : $H = 90 \text{ cm}$

Son épaisseur : $e = 10 \text{ cm}$

* poids propre de l'acrotère :



$$\begin{cases} G = H \times 2500 \times 1 \\ G = 225 \text{ kg / ml} \end{cases}$$

* la surcharge P est due à l'application de la main courante de 100 kg.

$$S = 1.2.P = 1.2.100 = 120 \text{ kg}$$

$$S = 120 \text{ kg}$$

La console sera calculée en flexion composée sous l'effet d'un effort normal :

$$N = G = 225 \text{ kg/ml}$$

Et un moment M d'encastrement :

$$M = S.H = 120 \times 0.9 = 108 \text{ kg.m}$$

L'excentricité :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{108}{225} = 0.48m$$

$$\frac{h_i}{6} = \frac{10}{6} = 1.66cm = 0.016m$$

$$\Rightarrow e_0 > \frac{h_i}{6}$$

Donc la section est partiellement comprimée

IV.1.1- FERRAILLAGE

Le ferrailage calculé à partir des efforts M et N est inférieur à la section d'acier minimum prescrite par les règlement CCBA68 alors on ferraille par la condition de non fragilité (C.C.B.A.68. Art52).

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

$$h = h_t - d = 10 - 2 = 8$$

$$\bar{\sigma}_b = 5.8 \text{ Kg} \setminus \text{m}^2 \text{ contrainte admissible de traction du section}$$

$$A \geq 0.69 \times 100 \times 8 \times (5 \times 8) / 4200 = 0.76 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A = 4 \text{ HA } 6 / \text{ mL} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < S_t = 33 \text{ cm}$$

a- condition de non-fissuration :

$$\bar{\sigma}_a = \min [2/3 \sigma_{om}, \max (\sigma_1, \sigma_2)], \text{ ou } \sigma_1, \sigma_2 \text{ les contraintes de traction :}$$

$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{(1 + 10 \bar{\omega}_f)}, \sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{K}{\phi} \bar{\sigma}_b}$$

$$K = 1 \times 10^6$$

$$\eta = 1.6$$

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

$$\sigma = 492.08 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$\sigma = 2984.75 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$\text{Min} (2800, 2984.76)$$

Pas de risque de fissuration

b-Verificaton à l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante : A

Donc les armatures tendues ne sont pas soumises à l'effort de traction, donc aucune justification n'est nécessaire pour l'ancrage des barres

c vérification au séisme local :

L'acrotère est soumise à une force horizontale de direction quelconque due au séisme local, cette force est supposée agir seul (P.S 69 Art 8.33).

$$F_H = \sigma \times W$$

σ : coefficient local sismique uniforme

$$\sigma = 0.2 + 0.1 \times \alpha; \quad \alpha = 1 \text{ zone II}$$

W : poids total de l'acrotère soumise à l'action sismique

$$W = G = 225 \text{ Kg/ml}$$

$$F_H = (0.2 + 0.1 \times 1) = 67.5 \text{ Kg/ml}$$

d- Calcul des armatures :

$$A = \frac{r b^M}{\gamma h \bar{\sigma}_a} - \frac{H^F}{\bar{\sigma}_a}; \quad \text{Mrb : moment résistant du béton.}$$

$$\text{Mrb} = 0.5 \bar{\alpha} \bar{\gamma} \bar{\sigma} b h^2$$

$$= 0.5 b y \bar{\sigma} \left(h - \frac{y}{3} \right)$$

avec

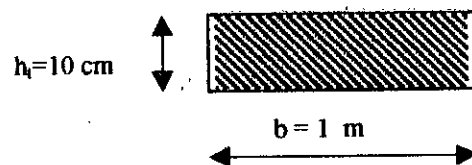
$$\bar{\sigma} = 137.5 \text{ Kg/cm}^2$$

et

$$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma} + n \bar{\sigma}_b}; \quad \bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}; \quad y = \frac{n \bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a + n \bar{\sigma}_b} h$$

$$n = 15 \rightarrow y = 4.24 \text{ cm}$$

$$\text{Mrb} = 2.5 \text{ t.m}$$



*** Calcul du moment par rapport aux aciers tendus :**

$$M = M + N \times F = 0.115 \text{ t.m}$$

$$M_{rb} = 2.5 \text{ t.m} > M = 0.115 \text{ t.m}$$

Alors les armatures comprimées ne sont pas nécessaires. Mais dans la pratique on prend le minimum (R.P.A.88) $A_{sc} = 0.10 \%$

*** Détermination des armatures tendues :**

On calcule la section en flexion simple sous l'effet du moment M par rapport aux aciers tendus, puis on déduit la section en flexion composée.

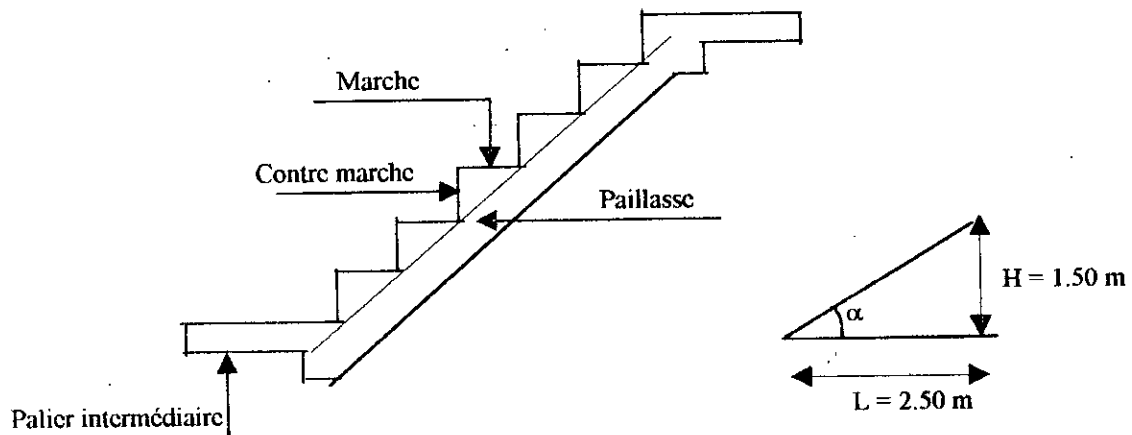
$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} = 0.00616$$

$$\mu = 0.00616 \begin{cases} \rightarrow \varepsilon = 0.9653 \\ \rightarrow K = 135.6 \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon K} = 0.31 \text{ cm}^2$$

En flexion composée $A = A_1 - \frac{M}{\sigma_a} = 0.31 \text{ cm}^2$

Cette section calculée est très faible, on adoptera une section imposée par la condition de non-fragilité.

IV-2- CALCUL DES ESCALIERS



IV 2-1 DIMENSIONNEMENT

g : giron de marche

$$g = 1/n = 3/10 = 30 \text{ cm}$$

h : contre marche

Etant donné : h = 15.3 donc le nombre de marche :

$$n = 1.55/0.153 = H/h = 10$$

* L'angle d'inclinaison est : $\text{tg} \alpha = H/h = 1.55/3 = 0.516$.

On vérifie la relation de BLONDEL : $60 \leq g+2h \leq 64$

$$G+2h = 60.6 < 64$$

Paillasse :

$$L/30 < e < L/20 ; \text{ avec } L = 3.37 \text{ m}$$

$$0.11 < e < 0.168 \Rightarrow 11 \text{ cm} < e < 16.8 \text{ cm}$$

On prend e = 12 cm

Predimensionnement de l'escalier :

a) Etage courant : 2 → 12

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 25 \text{ cm.}$$

$$25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm.}$$

$$l' = 2.50 \text{ cm}$$

$$n h = h e / 2 ; (n-1)g = l'$$

$$54 \leq 2h+g \leq 66$$

Et la longueur de palier de repos $\geq 1.20 \text{ m}$

$$\Rightarrow n = E\left(\frac{he}{2h}\right) \text{ pour } h = 16 \text{ cm} \Rightarrow n = E(300/9) = 9$$

Donc il y a marche de largeur $g = 2.50 / 8 = 31.5$ m

Vérification :

$$2h + g = 32 + 31.5 = 63.5 \leq 66 \Rightarrow 54 \leq 2h + g \leq 66$$

L'inclinaison de la paille :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow \operatorname{Arctg} \left(\frac{h}{g} \right) = ? \Rightarrow \alpha = 26,92 = 27^\circ$$

Epaisseur de la paille :

$$\cos \alpha = \frac{l'}{l} \Rightarrow l = \frac{l'}{\cos \alpha} \Rightarrow l = 280 \text{ cm}$$

$$l / 30 \leq e \leq l / 20 \Rightarrow 9.33 \leq e \leq 14 \text{ cm} \Rightarrow e = 12 \text{ cm}$$

Vérification: $h = 2 n h + \text{palier} (12 + 6)$

$$= 288 + 18 = 300 \text{ cm}$$

b)- Etage : l

$$h = 16$$

$$n = \left(\frac{he}{2h} \right) = E(470 / 2 \times 16) = 14 \Rightarrow n = 14$$

$$g = 31.5 \text{ cm}$$

Donc il y a 13 marche de largeur $g = 2.50 / 13 = 19.23$ ne vérifie pas la condition donc dans ce cas on change $g = 31.5$ cm $n = E(470 / 31.5) = +1$

$$n = 15$$

$$\text{Donc dans ce cas } h = (470 / 2.15) = 15$$

Vérification :

$$54 \leq 2h + g \leq 66$$

$$54 \leq 2 \times 15 + 31.5 = 61.5 \leq 66.$$

L'inclinaison de la paille :

$$\operatorname{tg} \alpha = h/g \quad \operatorname{Arctg}(h/g) = \alpha \Rightarrow \operatorname{Arctg}(15/31.5)$$

$$\Rightarrow \alpha = 25^{\circ}, 46$$

Epaisseur de la paille :

$$\cos \alpha = \frac{l'}{l} \Rightarrow l = \frac{l'}{\cos \alpha} \Rightarrow l = 250/0.90 = 276.89 \text{ cm}$$

$$276.89/30 \leq e \leq 276.9/20 \Rightarrow 9/23 \leq e \leq 13.84$$

$$\Rightarrow e = 12 \text{ cm}$$

* Etage SS, $l = 2.50 \text{ m}$ - $h = 4 \text{ m}$

$$h = 18 \text{ cm} \Rightarrow n = E(400/218) = 11$$

$$(n-1) \times g = l'$$

$$54 \leq 2h + g \leq 66$$

$$nh = he/2 \Rightarrow nh = 200 \text{ cm}, n = 12 \Rightarrow h = 200/12 = 16 \text{ cm}$$

$$g = 250/10 = 25$$

$$\left. \begin{array}{l} 25 \leq g \leq 32 \\ 14 \leq h \leq 25 \end{array} \right\} \Rightarrow 54 \leq 36 + 25 \leq 66$$

$$54 \leq 61 \leq 66 \text{ est vérifiée}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = 18 / 25 \Rightarrow \alpha = 35^{\circ}.75$$

Épaisseur de la paille :

$$\cos \alpha = l' / l \Rightarrow l = l' / \cos \alpha = 250 / 0.81 = 308 \text{ cm}$$

$$l / 30 \leq e \leq l / 20 \Rightarrow 10.27 \leq e \leq 15.4$$

$$\Rightarrow e = 12 \text{ cm}$$

Étage RDC :

$$h_e = 5.20 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow n = E (h_e / 2h) = 520 / h = 26$$

$$h = 20, n = 26$$

$$(n-1)g = l' \Rightarrow 25g = 650 \Rightarrow g = 26 \text{ cm}$$

Donc :

$$\operatorname{tg} \alpha = 20 / 26 \Rightarrow \alpha = 35^{\circ}.57$$

Vérification :

$$54 \leq 2 \times 20 + 25 \leq 66$$

Épaisseur de la paille :

$$\cos \alpha = l' / l \Rightarrow l = l' / \cos \alpha = 658 / \cos \alpha = 820 \text{ cm}$$

$$820 / 30 \leq e \leq 820 / 20 \Rightarrow 27.33 \leq e \leq 41$$

$$\Rightarrow e = 30 \text{ cm}$$

Etude des inclinaisons :

G = giron de la marche

$$G = 250 / 8 = 31.5 \text{ cm}$$

H : contre marche.

$$H = 150 / 9 = 16 \text{ cm}$$

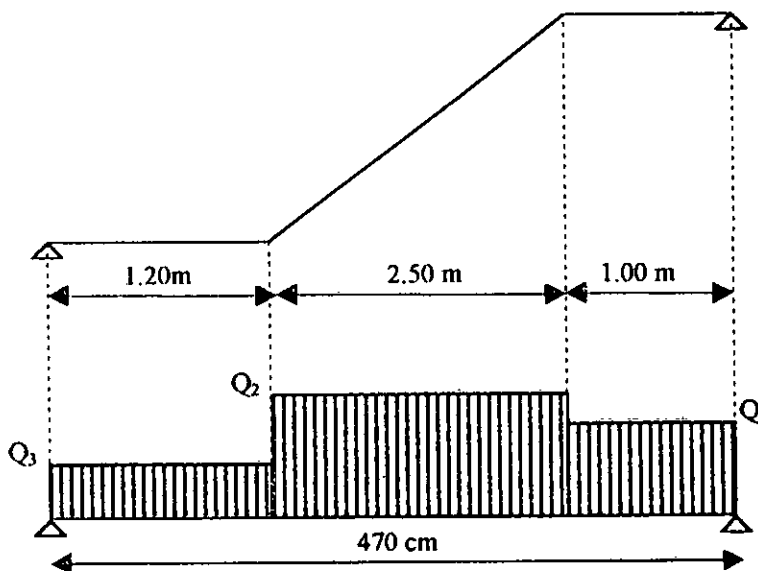
L'angle de l'inclinaison :

$$\text{tg} \alpha = h / g = 16 / 31.5$$

$$\Rightarrow \alpha = 26^{\circ}.92 \cong 27^{\circ}$$

On calcule avec la méthode statistique de RDM. (avant le calcul on donne les sollicitations maximales pour les escaliers).

• Calcul des sollicitations :



Evaluation des charges et surcharges :**1- charges :**

$$* \text{ Poids de la pailleuse d'épaisseur } e = 2500 \times 0.12 / \cos \alpha = 0.336 \text{ t/m}^2$$

$$* \text{ Poids des marches : } 200 \times h / 2 = 0.176 \text{ t/m}^2$$

$$* \text{ Mortier de pose + enduit plâtre } = 0.068 \text{ t/m}^2.$$

2 – Surcharges :

$$P = 0.25 \text{ t/m}^2$$

$$Q = G + 1.5 q = 0.955 \text{ t/m}^2$$

*** Calcul des efforts :**

$$R_1 = R_2 = q L / 2 = 0.955 \times 2.5 / 2 = 1.4375 \text{ t/ml.}$$

$$T_{\max} = Q L / 2 = 2.4 \text{ t/ml}$$

$$M_{\max} = Q L^2 / 8 = 2.66 \text{ t/m}$$

$$M_t = 0.85 M_{\max} = 2.24 \text{ t.m / m.l.}$$

$$M_{ap} = 0.2 M_{\max} = 0.52 \text{ t.m / m.l}$$

*** Ferrailage :**

$$\text{En travée } \mu = 0.022 \rightarrow \begin{cases} \xi = 0.9351 \\ K = 62 \end{cases}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\bar{\delta} \times \xi \times h} = 1.88 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A_s = 4.2 \text{ cm}^2 = 5HA12$$

$$M_{ab} = 0.5 \times b \times \bar{\delta}_b \times \left(h - \frac{X}{3} \right) = 3.53 \text{ t.m / m.l} > M_t$$

→ Pas d'armature de compression.

Armature de répartition :

$$A_r = A_t / 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 2.85 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}10 \text{ appuis}(3\text{HA}10)$

Aux appuis :

$$\mu = 0.0049 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0.9071 \\ K = 38.8 \end{cases}$$

$$A_{op} = 2.437 \text{ cm}^2$$

$$A_{ap} = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 2.35 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\text{HA}10$$

Vérification du cisaillement :

$$T_{max} = 1,4 \text{ t/ml.}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times Z} = 1,33 \text{ Kg/m} \Rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

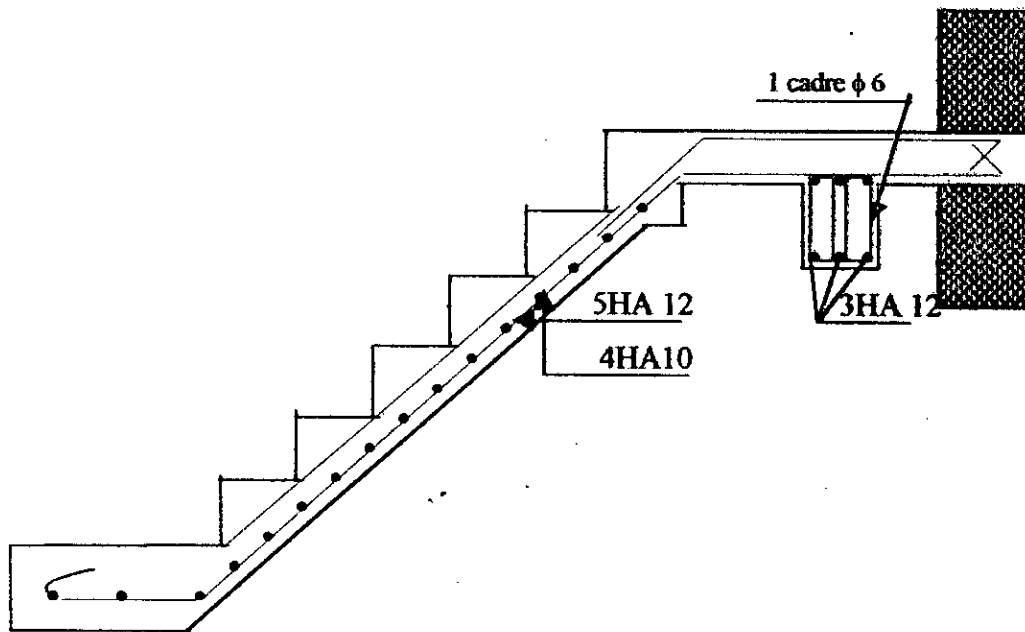
Condition de non fragilité :

$$A_l \geq 0.69bh \frac{\bar{\delta}}{\delta_{2n}} 1.14 > A_{op}$$

Pour les appuis, on prend :

$$A_{ap} = A_f \quad 5\text{HA}10 = 2.41 \text{ cm}^2$$

- Les armatures longitudinales : $A_l = 5\text{HA}12$
- Les armatures de répartition : $A_r = 4\text{HA}10$ aux appuis $3\text{HA}10$
- Pour les appuis on prend : $A_p = A_f = 5\text{HA}10$



IV-3-CAGE D'ASCENSEUR

Les ascenseurs ont été normalisés sur le plan international. trois types ont été définis basés sur la charge transportée (400Kg, 630Kg, 1000Kg), associée d'une gamme de vitesses (0.63 ; 1 ; 1.60 ; 2.5 m/s). Donc on prend une cage d'ascenseur la norme N.F.82-201 (donne les caractéristiques - feu de la cage, la charge nominale 700Kg).

L'épaisseur $\geq 20 \text{ cm}$. $e = 22 \text{ cm}$

la charge $Q' = 700 \text{ Kg}$

contre poids $Q'' = 700 \text{ Kg}$

Donc :

$$Q = Q' + Q'' = 1400 \text{ Kg}$$

A la base :

$$G = 0.22 \times 2500 \times (4.08 + 2.72 + 6 \times 3.06)$$

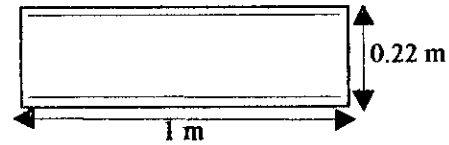
$$G = 13838 \text{ Kg / ml}$$

$$Q = 1400 / 1.4 = 1000 \text{ Kg / ml,}$$

Donc

$$N_u = 20181.3 \text{ Kg}$$

Compression simple :



1-BAEL 83

$$A_{smax} = 5/100 ab = 110 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin} = \max (4.4 ; 0.2 / 100ab) = \max (9.76 ; 4.4) = 9.76 \text{ cm}^2$$

2 -R.P.A.88 (Article 4; 3; 2; 3) :

Les armatures sont constituées de deux nappes le pourcentage minimum est de 0.10% dans le sens vertical (zone courante) et égale 0.15%(globalement dans la section verticale).

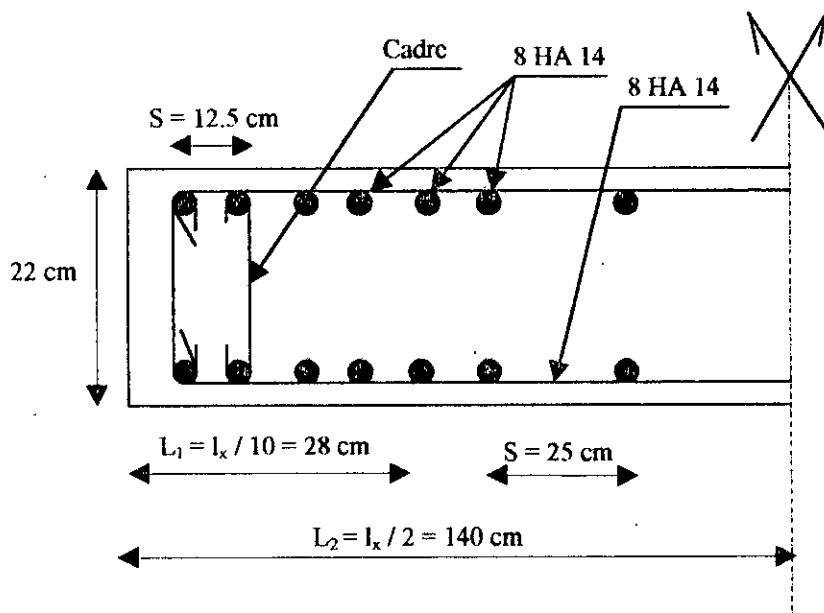
$$A_{Smin} = 0.15\% Ab = 3.3 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Donc on prend : $A / \text{ml} = 8\text{HA}14 (12.32 \text{ cm}^2)$

Les armatures dans le sens longitudinal :

$$A_{Smin} = 2. \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{Smin} = 4.02 \text{ cm}^2$



Coupe longitudinale

Balcon :

*- Calcul des sollicitations :

$$Q_u = 1247.25 \text{ Kg/ml}$$

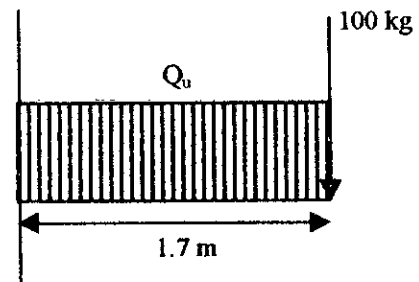
$$Q_s = 885 \text{ Kg/ml}$$

$$M_u = 1972.28 \text{ Kg.ml}$$

$$M_s = 1448.825 \text{ Kg.ml}$$

$$V_u = 2220.325 \text{ Kg}$$

$$V_s = 1604.5 \text{ Kg}$$



*Ferrailage :

$$A_s = 4.37 \text{ cm}^2 \text{ ml} \dots 4\text{HA}12 (A_s = 4.52 \text{ cm}^2 \text{ ml})$$

*Espacement :

$$e < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$e = 100 / 4 = 25 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 ; \quad A_r = 1.165 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc :

$$A_r = 5HA6 = 1.21 \text{ cm}^2$$

Vérification au cisaillement :

$$V_u = 2220.325 \text{ Kg}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} = 0.164 \text{ MPA} < \tau'_u = 0.25 f_c = 1.25 \text{ MPA}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Mais dans la pratique on prend en considération ces armatures

Vérification de la condition de non-fragilité :

$$A_{min} > 0.23 b_0 d f_c \quad A_{Smin} = 1.63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{Smin} < A_s \text{ vérifié}$$

Vérification des contraintes :

$$\delta_{bc} = M_s Y / I = 3.75 \text{ MPA} < \delta'_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

$$\delta_s = 15 M_s / I (d - Y) = 149.16 \text{ MPA} < \delta'_s = 240 \text{ MPA}$$

Chapitre V
ETUDE PRELIMINAIRE

CHAPITRE V

ETUDE PRELIMINAIRE

V.1) INTRODUCTION

Dans ce chapitre nous essayons de passer en revue une description générale des différents blocs envisagés dans cette étude. Une autre partie a été également, consacrée pour montrer les démarches les plus importantes dans la saisie des données initiales.

V.2) DESCRIPTION DES BLOCS

bloc1 :

Il a la forme circulaire, présentant des rayons sous forme de poutres qui se rencontrent dans un point central et commun. Ce point constitue également, un centre commun de quatre cercles de poutres qui peuvent être, soit principales ou secondaires selon leur longueur ainsi de leur position.

Ce bloc multiservices, renferme un sous-sol réservé pour le parking, un RDC pour réception, ainsi que d'autres salles et étages dont on trouve une partie des gestionnaires de l'hôtel. *(voir les schémas)*

bloc2 :

Sa forme ressemble beaucoup à un rectangle. Il a des poutres inclinées et des poutres de liaisons implantées sur une surface de 18.5 m et de largeur de 46m de longueur. Il est caractérisé par de grandes portées dont la hauteur est de l'ordre de 43.9m c.a.d (R+12) a la base, le sous-sol sert de parking, le RDC est utilisée pour servir à différents services, le premier étage est réservé pour la gestion administrative

bloc3°:

Il assure une fonction commune avec les autres blocs, distingués par sa forme parallélépipède

V.3) INTRODUCTION DES DONNEES INITIALES

V.3.1) ETUDE STATIQUE :

- *Repérage des blocs (numérotation des nœuds et des éléments barreaux).
- *Création des sous schémas (portiques).
- *Création des schémas principaux.
- *Assemblage (sous schémas avec des schémas principaux).
- *Formation du squelette.
- *Introduire les charges permanentes et les charges d'exploitation.
- *Introduire la rigidité sous forme de sections (rectangulaires, carrées, en T...etc.).
- *Création des liaisons au niveau des fondations.
- *Génération globale.

V.3.2) ETUDE DYNAMIQUE :

Il existe plusieurs méthodes, nous avons choisi seulement deux :

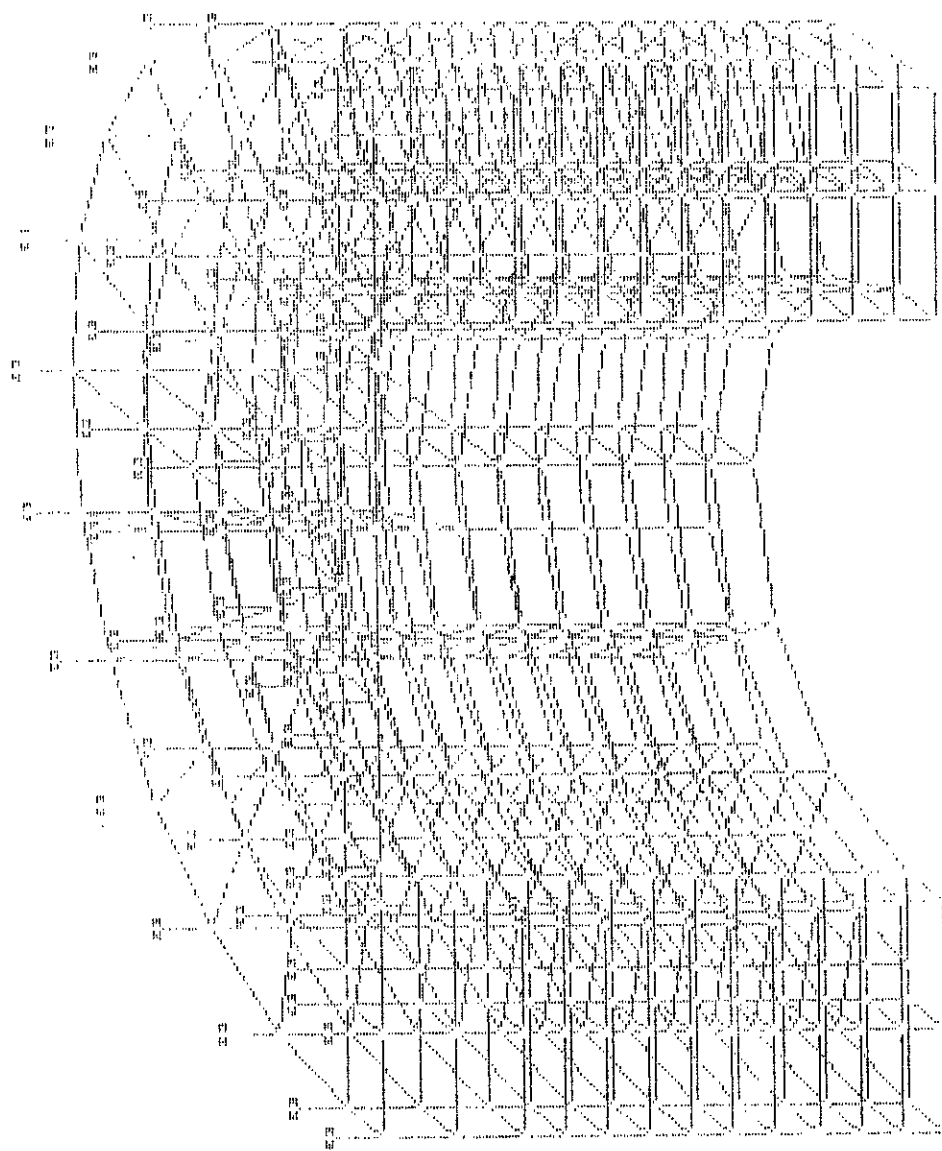
La première, consiste à calculer les forces sismiques dans les trois directions (X, Y, Z), puis les introduire avec les efforts verticaux de l'étude statique pour former les différentes combinaisons de charge.

La deuxième méthode (automatique). Il s'agit d'une série des programmes du logiciel (MAGE) donnant un nombre de tableaux à remplir.

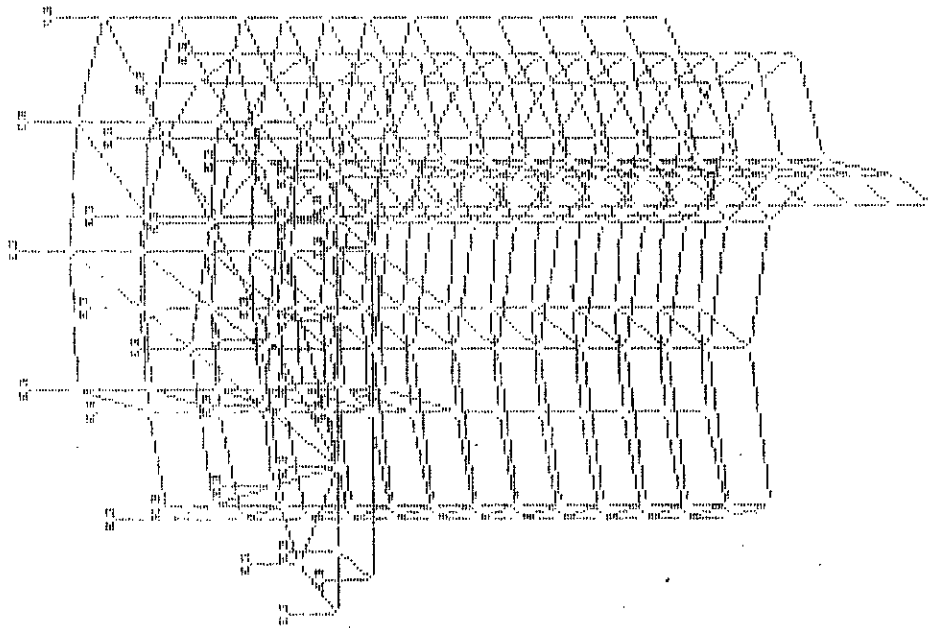
Après cette opération, en se basant sur les règlements parasismiques algériens à partir des charges verticales (poids propre et surcharge) le programme transforme automatiquement ces chargement en chargement dynamique et donne à la fin les résultats de calcul.

(Voir les annexes)

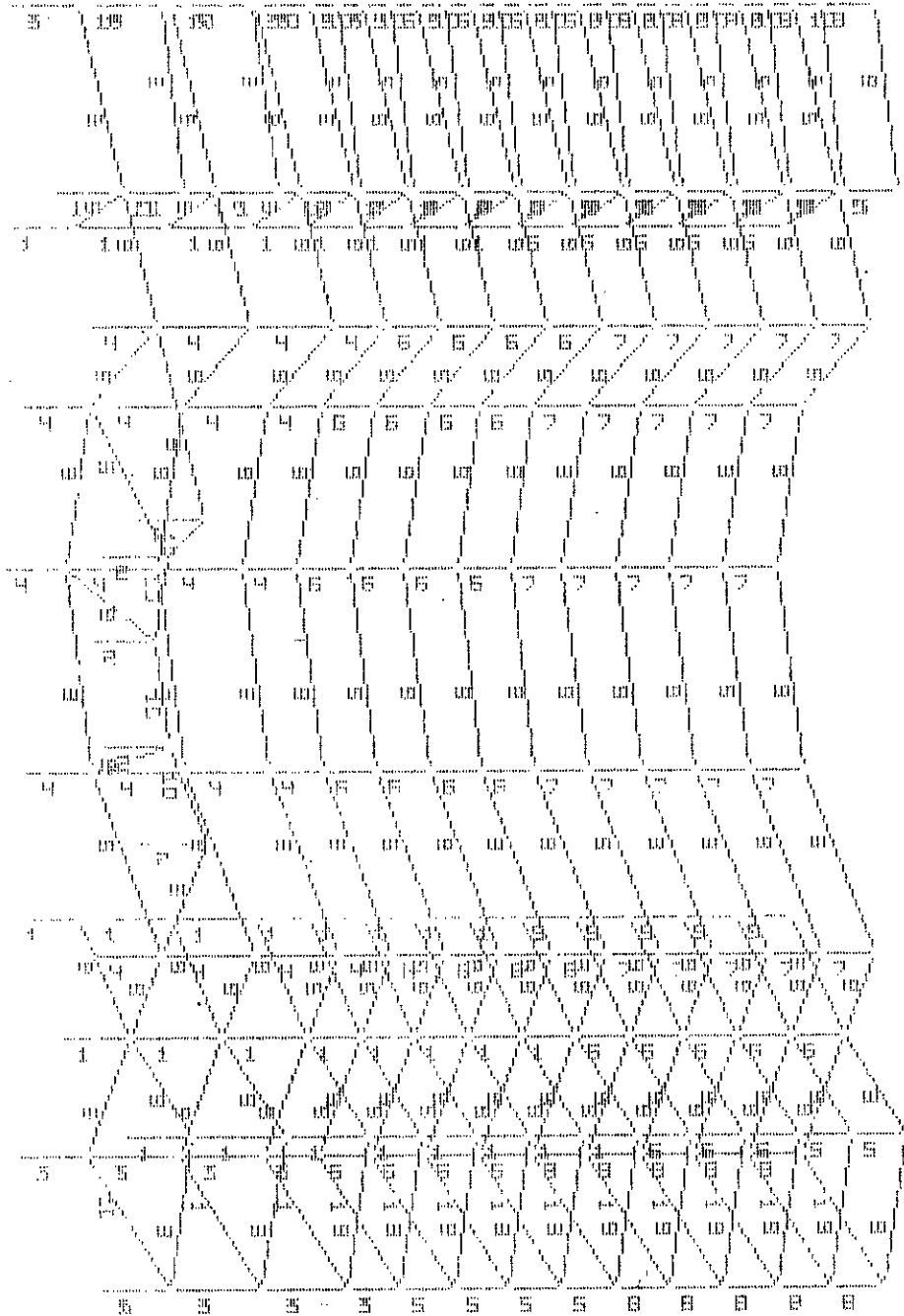
PROJET

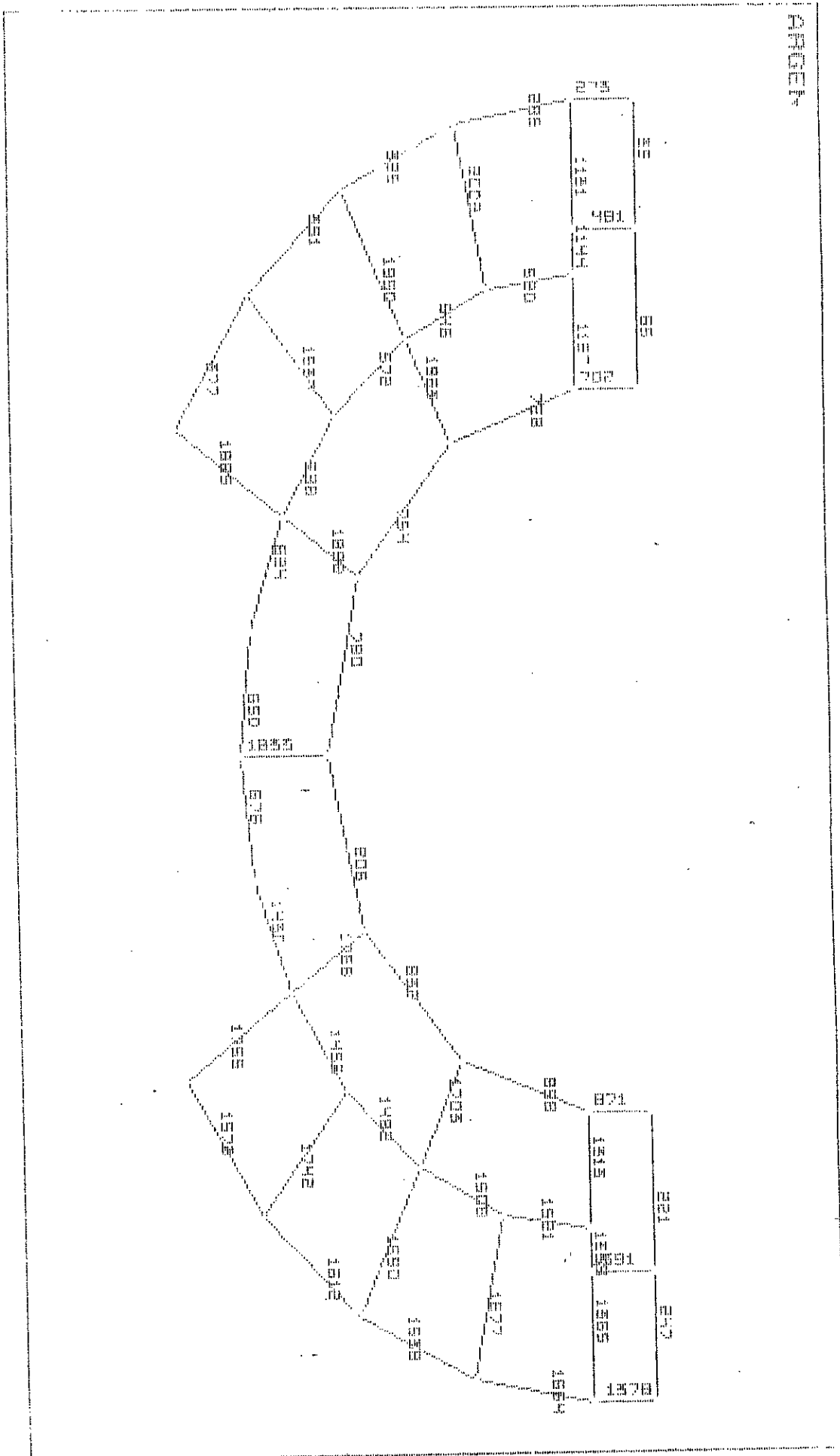


0.00
0.00
0.00
0.00
0.00
0.00

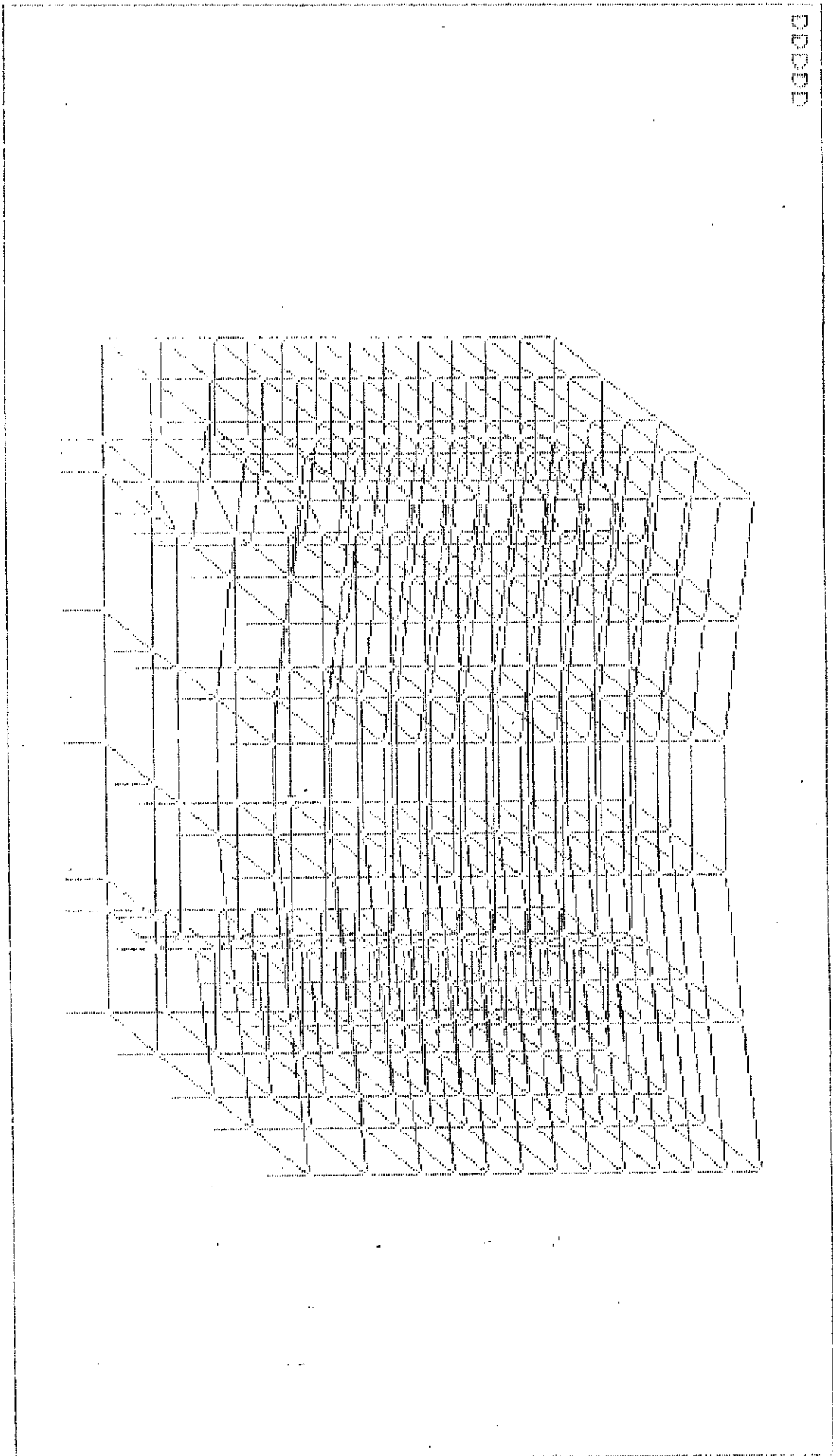


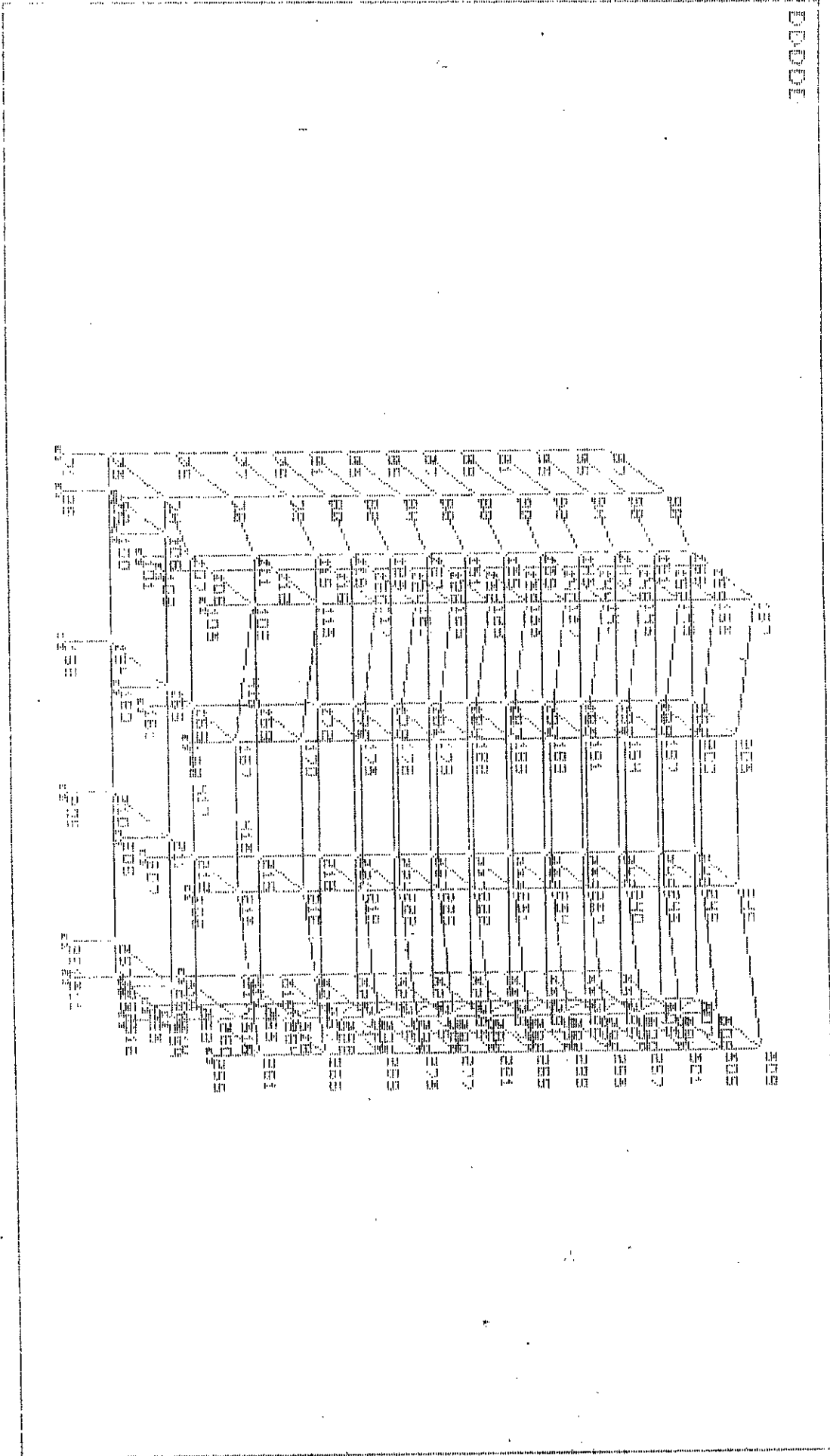
30000

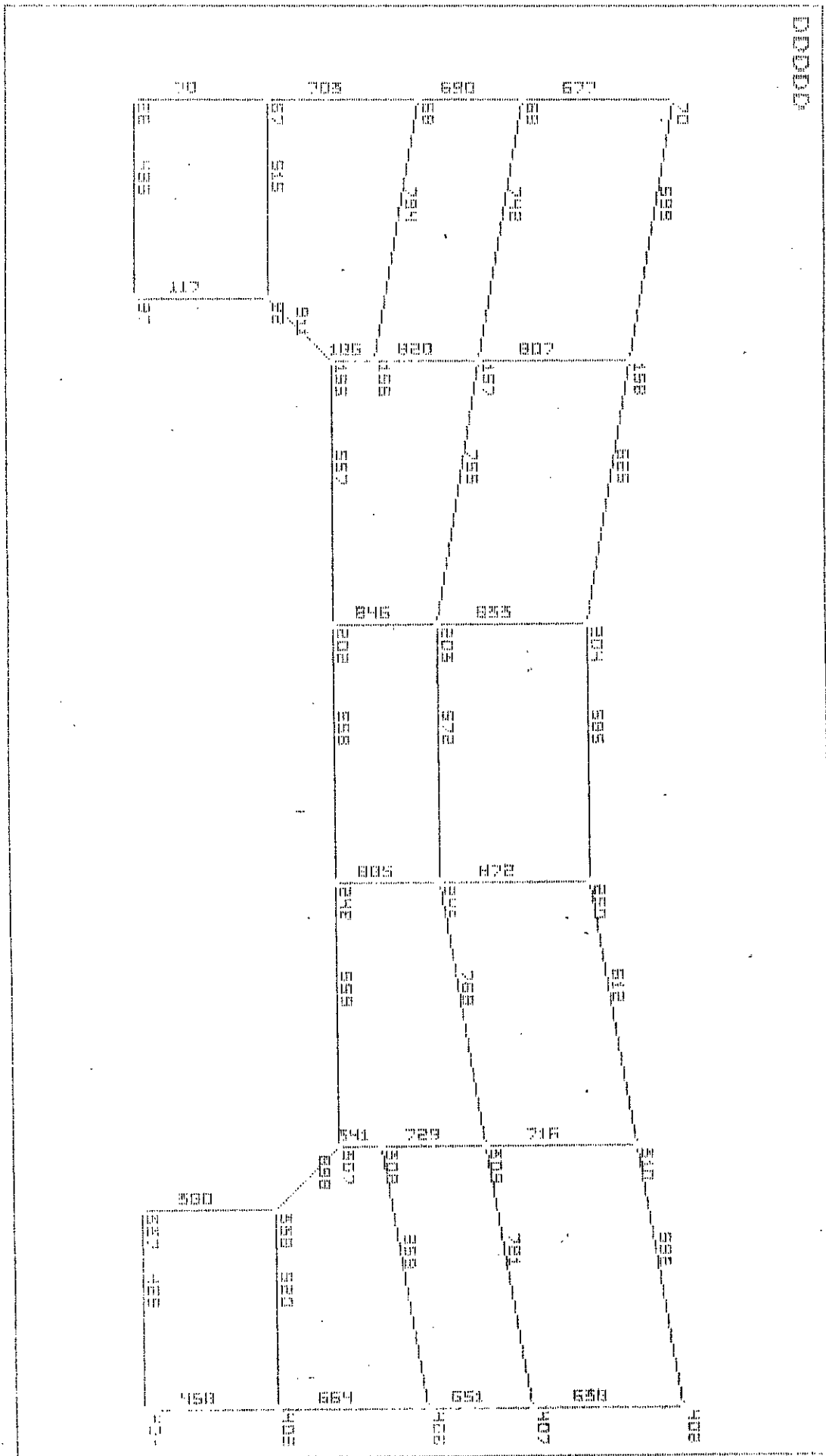




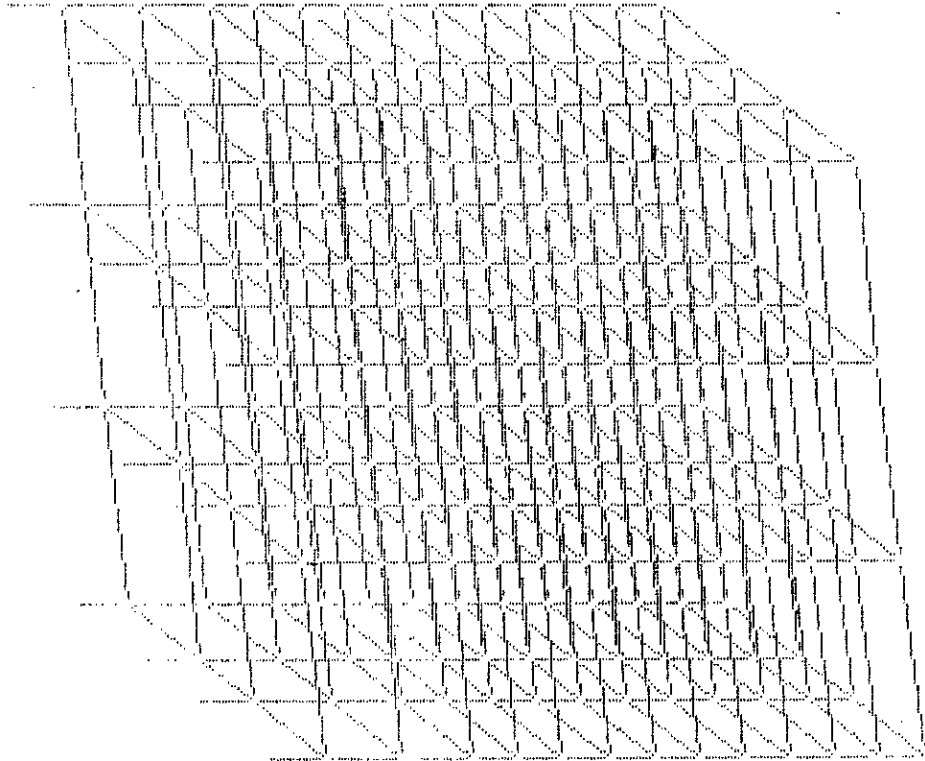
														D E S C R I P T
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
	00	00	00	00	00	00	00	00	00	00	00	00	00	
14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26		
	00	00	00	00	00	00	00	00	00	00	00	00	00	
40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52		
56														
117														
148														
144														
170	171	172	173	174	175	176	177	178	179	180	181	182		
196	197	198	199	200	201	202	203	204	205	206	207	208		
222	223	224	225	226	227	228	229	230	231	232	233	234		

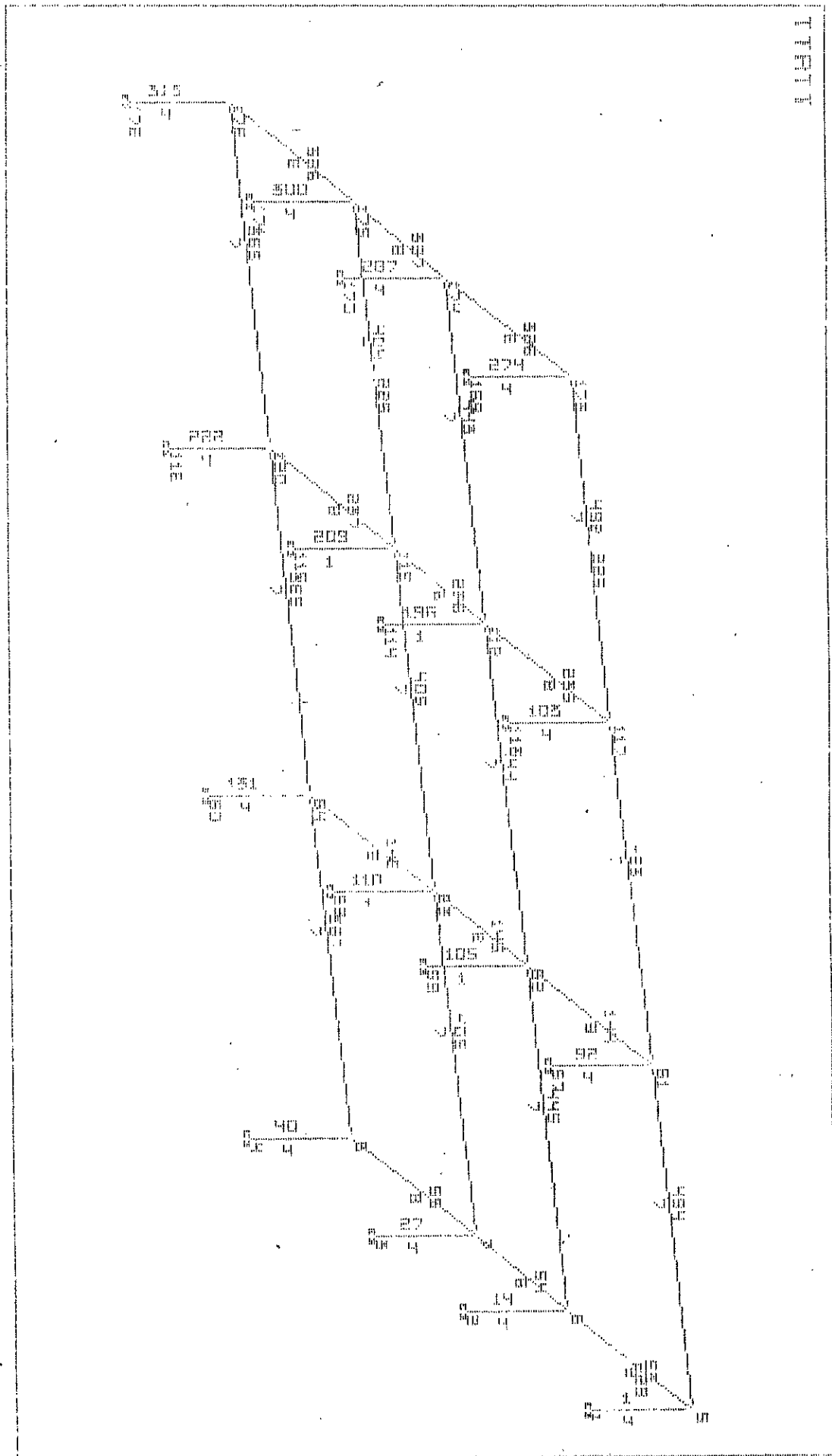


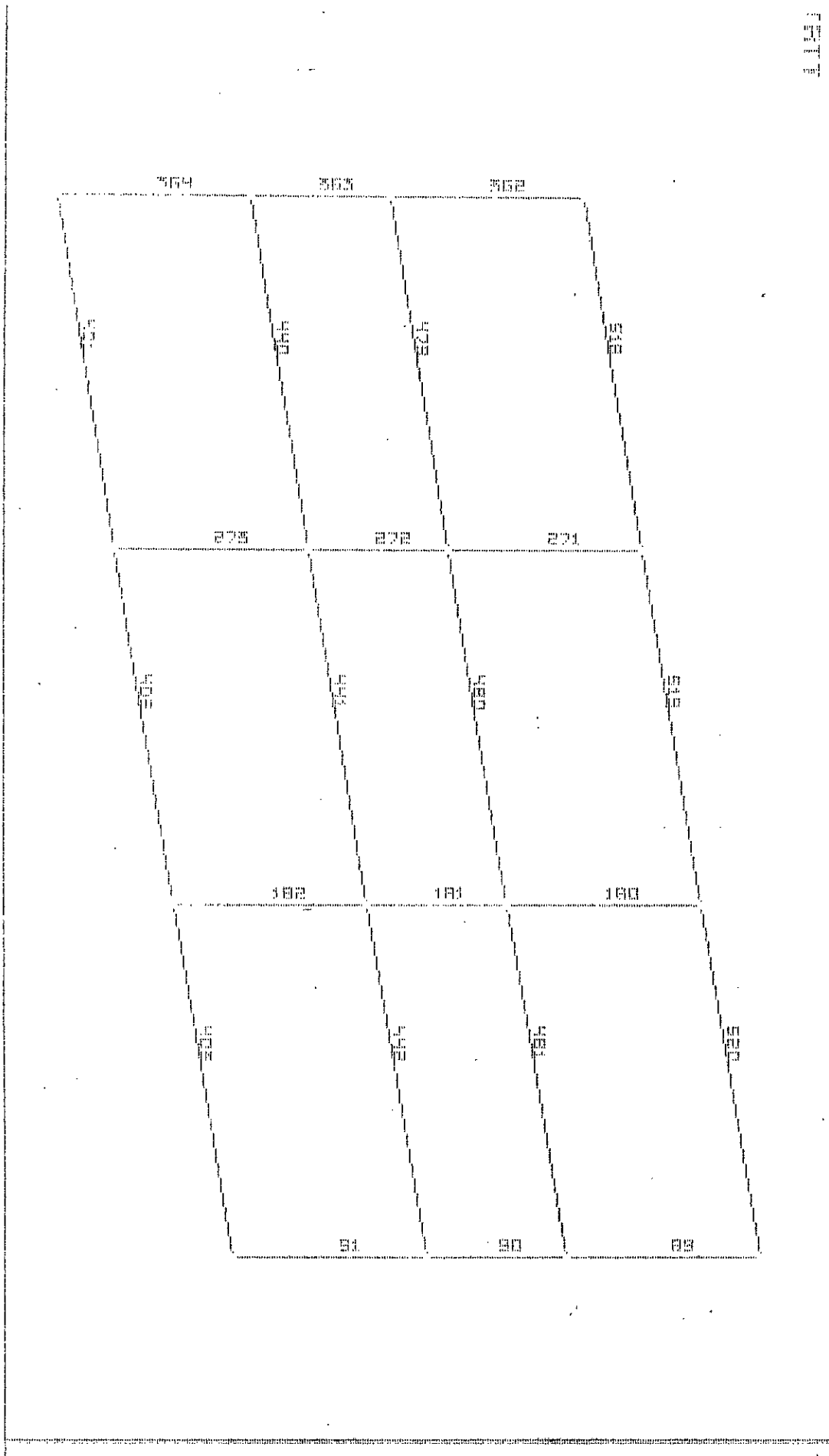




11111







264	265	266	267	268	269	270	271	272	273	274	275	276	277
00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00
277	278	279	280	281	282	283	284	285	286	287	288	289	290
00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00
291	292	293	294	295	296	297	298	299	300	301	302	303	304
00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00
305	306	307	308	309	310	311	312	313	314	315	316	317	318
00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00	00 00 00

Chapitre VI
EFFORTS DANS LA SUPER STRUCTURE
ET FERRAILLAGE

CHAPITRE VI

EFFORTS DANS LA SUPERSTRUCTURE ET FERRAILLAGE

VI-1 LES POUTRES

Les poutres soumises à une flexion simple seront ferrillées en concédant une section rectangulaire.

VI-1.2- Choix de la section rectangulaire

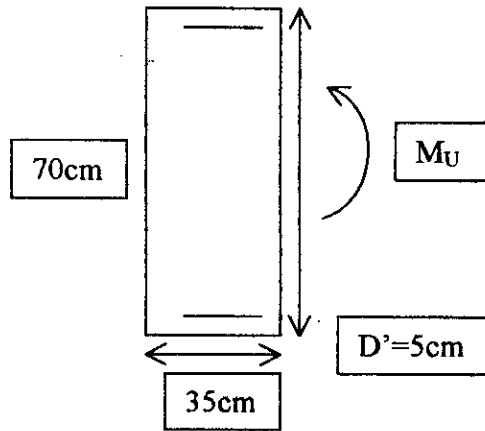
La section rectangulaire est caractérisé par sa largeur b et sa hauteur h ses dimensions déterminée à partir des règles de BAEL 91, le RPA 88 et les règles de predimensionnement .

VI-1-3 Les Résultats du calcul

Bloc(1) COR

Les moments fléchissants :

Combinaison Catégories	$M_{1,35G+1,5Q}$ (KNm)			M_{G+Q+E} (KNm)			M_{G+Q-E} (KNm)		
	M_w	M_{tr}	M_c	M_w	M_{tr}	M_c	M_w	M_{tr}	M_c
Poutres principales centrales	644,68	200,28	234,5	462,6	143	173,7	466,6	145,4	164,9
Poutres de rive principales	214,7	118,37	216,66	149,67	86,23	162,54	160,67	85,97	157
Poutres secondaires	136,4	57,31	75,10	88,66	37,24	48,815	68,2	28,682	37,55



$$\Rightarrow \mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0,096 < 0,3 = \mu_{eu} \Rightarrow A'_{su} = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,195 < 0,259 \\ Z_b = (1 - 0,4\alpha) = 61 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \text{pivot A donc } \begin{cases} \epsilon_s = 10\% \text{ et } \epsilon_{bc} < 3,5\% \\ \epsilon_{bc} = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \cdot 10\% = 1,54\% \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A'_{su} = 0 \\ A_{su} = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{su}} = \frac{200.28}{0,61 \cdot 348 \cdot 10^3} = 9,42 \text{ cm}^2 = A_{su} = 3HA16 + 3HA12 \end{cases}$$

b- Calcul des armatures transversales :

D'après le tableau des efforts tranchants on a $T_{\max} = 424.09 \text{ KN}$ pour la poutre centrale la plus sollicitée, donc le ferrailage sera comme suit :

$$\bar{\tau}_n = 0,10 f_{c28} = 6,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Fiss. prej.}$$

$$\bar{\tau}_n = [0,10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}] = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_n = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_n ? \quad \tau_u = \frac{424.30}{0,45 \times 0,65} = 1,449 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$ Est vérifiée. Donc

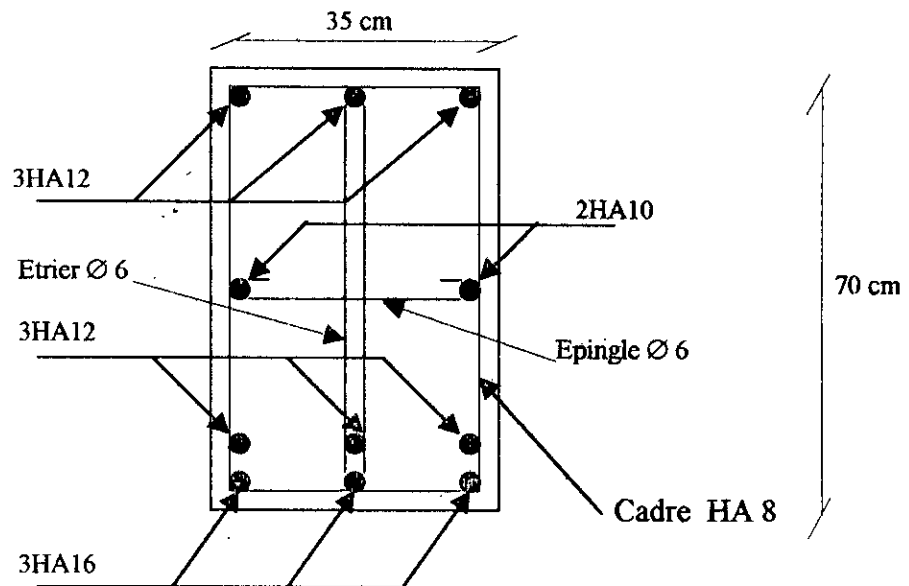
$$\frac{S_{t0}}{A_{st}} \leq \frac{0,9 f_{su}}{\frac{V_u}{d} - 0,3 k f_{tj} b} = \frac{0,9 \times 348 \cdot 10^3}{\frac{424.093}{0,65} - 0,3 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 0,45}$$

$$\frac{S_{t0}}{A_{st}} \leq 1759,17 \Rightarrow A_{st} \geq \frac{S_{t0}}{1759,17}$$

$$S_{t0} = 15\text{cm} \Rightarrow A_{st} = 0,000142\text{m}^2 \Rightarrow A_{st} = 1,85\text{cm}^2$$

Donc : un cadre HA 10 avec $s_{t0} = 15\text{cm}$:

$$\begin{cases} A'_{su} = 3\text{HA}12 \rightarrow \text{montage} \\ A_{su} = 3\text{HA}16 + 3\text{HA}12 \\ \text{un cadre } \Phi 10 \end{cases}$$

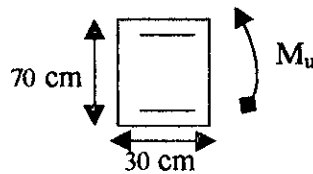


2- Poutre de rive :

a-les armatures longitudinales

$$\begin{cases} M_u = 118.37 \\ N_u = 20.83. \end{cases}$$

Le ferrailage de cette section est equivalent au ferrailage d'une poutre de section rectangulaire



$$\Rightarrow \mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0,0658 < 0,3 = \mu_{eu}$$

$$\Rightarrow A'_{su} = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,084 < 0,259 \Rightarrow \text{pivots A} \Rightarrow A_{su} = \frac{M_u}{z_b \cdot f_{bu}}$$

$$\Rightarrow A_{su} = 5,31 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{su} = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}10$$

La section de montage : $A'_{su} = 3HA12$

Les armatures de peaux : 2HA10

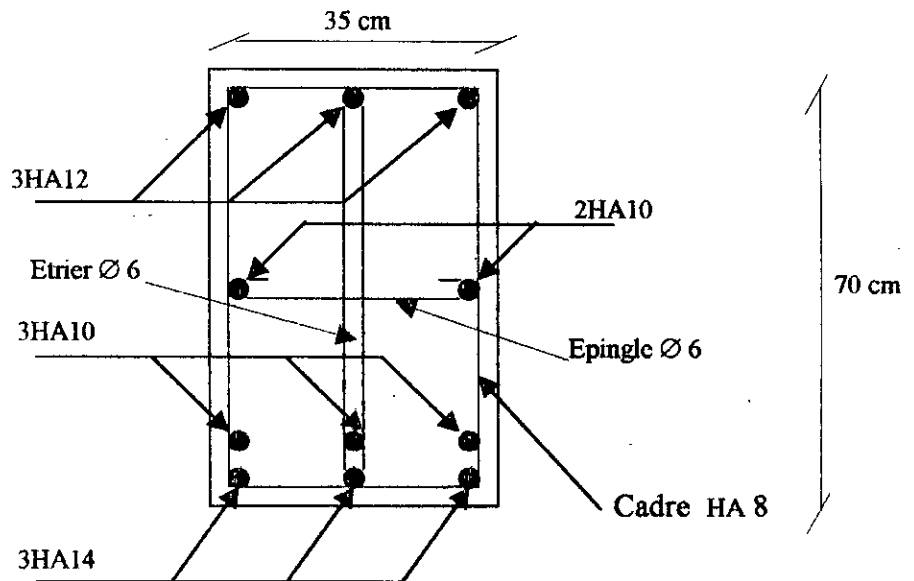
b- Les armatures transversales (poutre de rive principale) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{189}{0,45 \times 0,65} = 0,645 \text{ MPa} < 2,5$$

$$\Rightarrow \frac{A_{st}}{S_{t0}} \geq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{t,K}) \times b}{0,9 f_{su}} = \frac{(0,645 - 0,63) \times 0,45}{313,2} = 0,0000215$$

$$\Rightarrow S_{t0} = 25 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_{st} \geq 0,053 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{un cadre de T 8.}$$

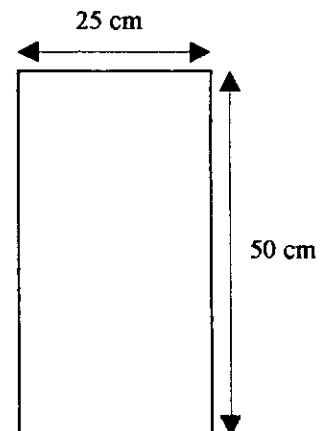


3- Les poutres secondaires :

a- Les armatures longitudinales :

$$\begin{cases} h = 50 \text{ cm} \\ b = 25 \text{ cm} \\ d' = 5 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{cases} M_n = 166,1 \text{ KN.m} \\ N_n = 15,3 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0,231 < 0,3 = \mu_{eu} \Rightarrow A'_{su} = 0 \text{ et } y < 20 \text{ cm.}$$



Donc : $\begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,334 \geq 0,259 \\ Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 38,5\text{cm} \Rightarrow \text{pivot } B. \end{cases}$

$Y = \alpha d = 0,1503\text{m}$

$F_B = F_s \Rightarrow A_{su} = \frac{F_b}{f_{su}} \Rightarrow A_{su} = 12,23\text{cm}^2$

$\begin{cases} \varepsilon_s = 10\% \quad \text{et} \quad \varepsilon_{bc} < 3,5\% \\ \varepsilon_{bc} = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \cdot 10\% = 0,34\% \end{cases}$

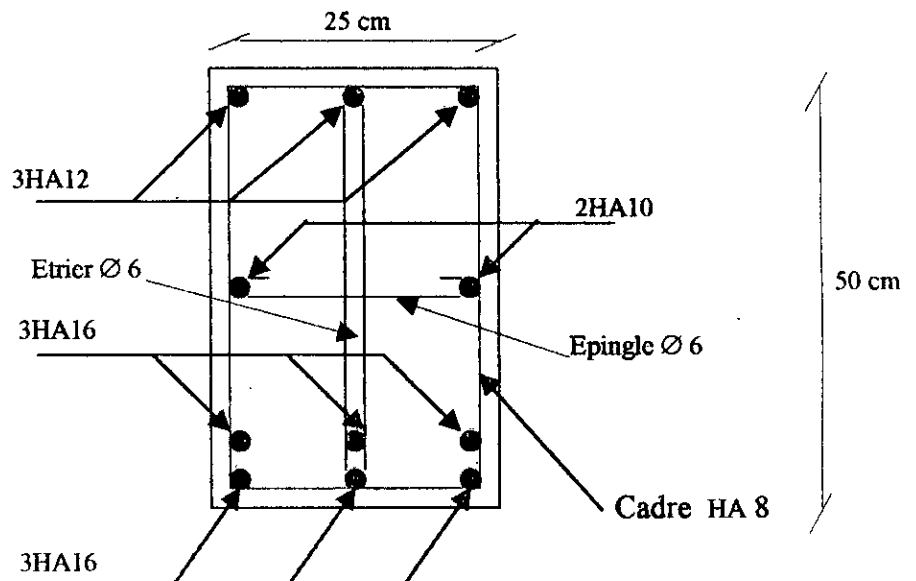
$A'_{su} = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{su}} = \frac{166,2}{0,385 \cdot 348 \cdot 10^3} = 12,25\text{cm}^2$

$\Rightarrow \begin{cases} A'_{su} = 3\Phi 12 \rightarrow \text{montage} \\ A_{su} = 6\text{HA}16 \end{cases}$

Les armatures transversales pour les poutres secondaires :

Même calcul avec espacement de $s_{t0} = 20\text{cm}$

Donc on obtient $A_{s_{t0}} \geq 0,042\text{ cm}^2$ donc un cadre de $\Phi 6$



Bloc (2) TOM

Les moments fléchissants :

Combinaison Catégories	$M_{1,35G+1,5Q}$ (KNm)			M_{G+Q+E} (KNm)			M_{G+Q-E} (KNm)		
	M_w	M_{tr}	M_e	M_w	M_{tr}	M_e	M_w	M_{tr}	M_e
Poutres principales centrales	347	206,1	332,20	225,55	133,965	215,93	173,5	103,5	166,1
Poutres de rive principales	282,7	145,8	221,3	183,755	94,77	143,845	141,35	72,9	110,65
Poutres secondaires	146,4	87,35	93,31	95,16	56,775	60,65	73,2	43,675	46,66

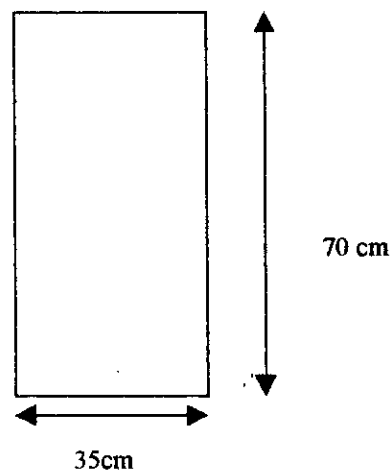
• *Les efforts tranchants :*

Combinaison Catégories	$M_{1,35G+1,5Q}$ (KNm)		M_{G+Q+E} (KNm)		M_{G+Q-E} (KNm)	
	T(1)	T(2)	T(1)	T(2)	T(1)	T(2)
Poutres principales centrales	300	294,6	195	191,49	150	147,3
Poutres de rives principales	213,46	189,4	138,749	128,96	106,73	99,2
Poutres secondaires	138,71	114,20	90,15	74,23	69,355	57,10

Remarque : l'effet des efforts normaux est négligeable par rapport à l'effet des moments fléchissants donc on ferraillera avec les moments comme une section rectangulaire soumise à une flexion simple

1- *Les poutres principales centrales*

• *a-les armatures longitudinales:*



$$\begin{cases} M_u = 20,61 \text{ t.m} \\ N_u = 2,03 \text{ t} \end{cases} \Rightarrow M_n = \text{section T} \Rightarrow \text{section rectangulaire.}$$

$$\text{Donc } \mu_{bn} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0,144 < 0,3 = \mu_{eu} \Rightarrow A'_{su} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bn}}) = 0,152 < 0,259 \text{ pivot A} \Rightarrow Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 60 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} A'_{su} = 0 \\ A_{su} = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{su}} = 10,95 \text{ cm}^2 = 5 \text{ HA16} \end{cases}$$

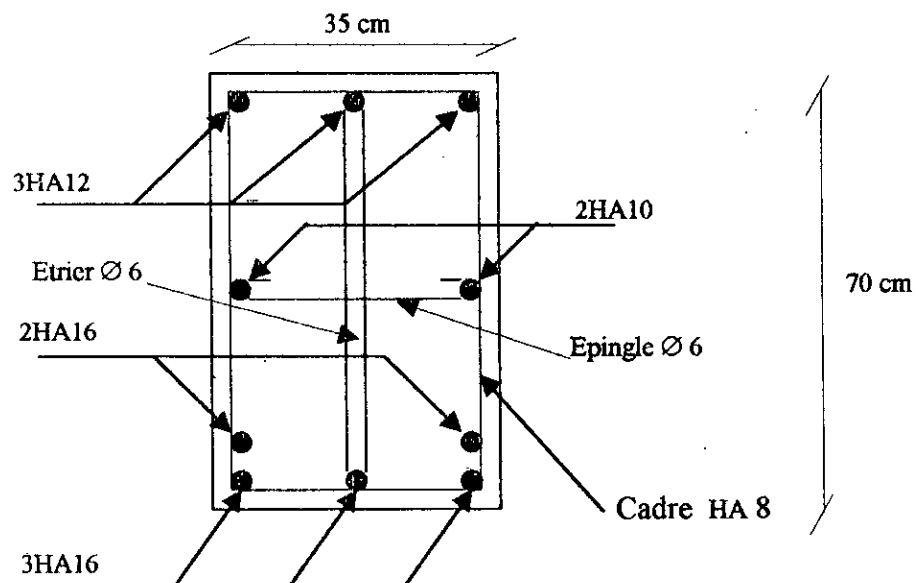
$$\{A'_{su} = 3\Phi 12 \rightarrow \text{montage}$$

b- Les armatures transversales :

$$\tau_n = \frac{V_u}{bd} = 1,025 \leq 0,13 f_{c28} = \bar{\tau}_n$$

$$\frac{A_{st}}{S_{t0}} \geq \frac{b \times (\tau_n - 0,3 f_{y,K}) \times b}{0,9 f_{su}} \Rightarrow V_n = 300 \text{ KN}$$

Même cas que premier bloc (1) \Rightarrow un cadre de $\Phi 8$ avec $S_{t0} = 15 \text{ cm}$.



- 2-Poutre de rives :
- a-Les armatures longitudinales

$$\begin{cases} M_u = 14,58 \text{ t.m} \\ N_u = 1,96 \text{ t} \end{cases}$$

La section est une section rectangulaire

$$\mu_{bn} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0,0832 < 0,3 \Rightarrow A'_{su} = 0$$

$$\alpha = 0,106 < 0,259 \text{ pivot } A \left\{ A_{su} = \frac{M_u}{Z_b \cdot 348 \cdot 10^3} \Rightarrow Z_b = 64 \text{ cm} \right.$$

$$\Rightarrow A_{su} = 6,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{su} = 3\text{HA}16 + 2\text{HA}10 \text{ et } A'_{su} = 3\text{HA}12$$

b- Les armatures transversales :

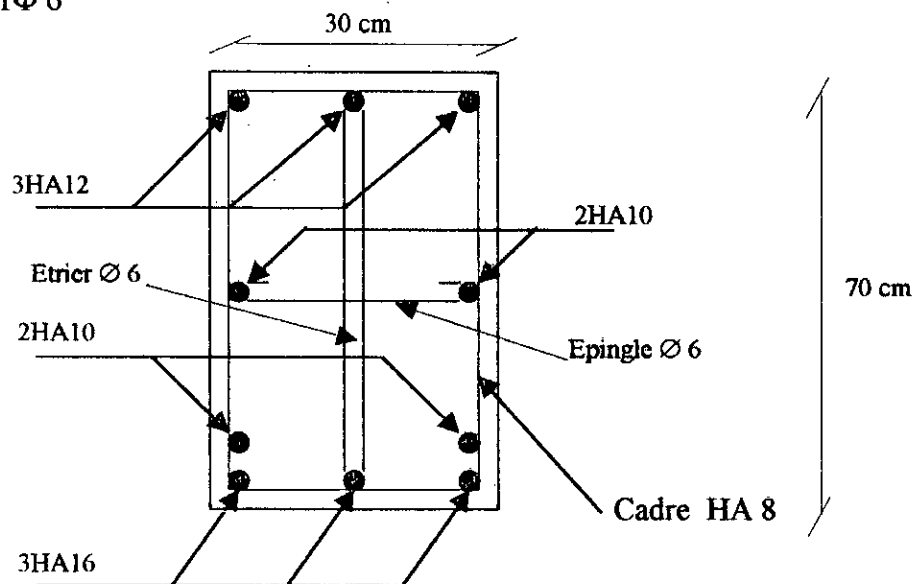
$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{213,46}{0,45 \times 0,65} = 0,729 \text{ MPa} < 2,5 \text{ vérifiée}$$

$$\Rightarrow \frac{A_{st}}{S_{t0}} \geq \frac{b \times (\tau_u - 0,3 f_{tj,k}) \times b}{0,9 f_{su}}$$

$$\Rightarrow S_{t0} = 25 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_{st} = \text{un cadre de } \Phi 6.$$

$$A_{st} = 1 \Phi 6$$



3- les poutres secondaires

a- Les armatures longitudinales:

$$\begin{cases} M_u = 87,359 \text{ KN} \\ N_u = 9,7 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} h = 50 \text{ cm} \\ b_0 = 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{donc } b = 25 \text{ cm, } d = 5 \text{ cm, } h = 50 \text{ cm}$$

\Rightarrow section rectangle.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0,122 \leq 0,3$$

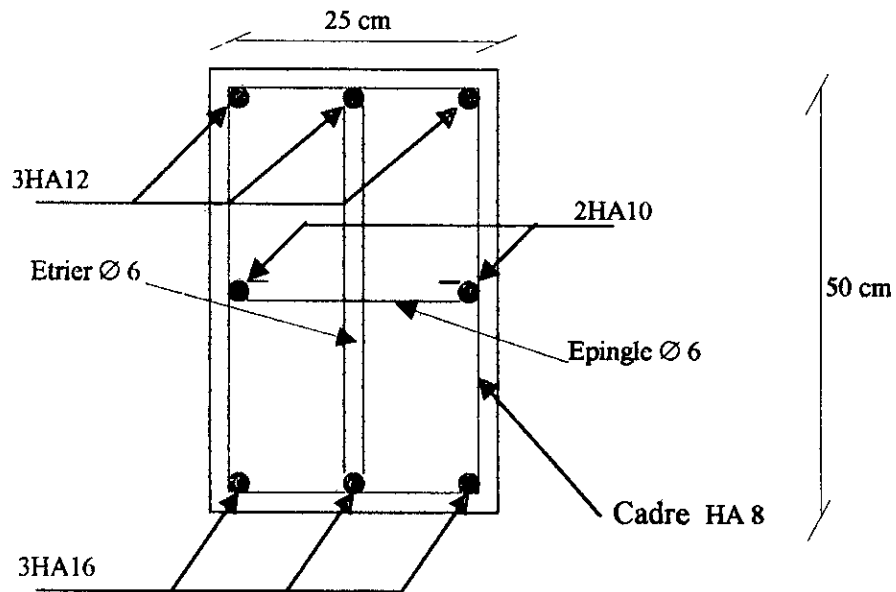
$$\Rightarrow A'_{su} = 0.$$

Donc : $\alpha = 0,163 < 0,259 \Rightarrow Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 45(1 - 0,4\alpha) = 42\text{cm}$

$$\left\{ A_{su} = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{su}} = 5,96 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{su} = 3\text{HA}16 \text{ et } A'_{su} = 3\text{HA}12 \text{ montage.} \right.$$

b-Les armatures transversales:

$S_{10} = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_{ST} = \text{un cadre de } \Phi 6$



Bloc (3) OUH

• *les moments fléchissants :*

Combinaison Catégories	$M_{1,35G+1,5Q}$ (KNm)			M_{G+Q+E} (KNm)			M_{G+Q-E} (KNm)		
	M_w	M_{tr}	M_c	M_w	M_{tr}	M_c	M_w	M_{tr}	M_c
Poutres principales centrales	533,74	456.65	459.39	319.6	222.5	337.3	324.3	208.2	311.3
Poutres de rive principales	347.4	340	341.35	225.879	221	221.89	173.75	150	170.67
Poutres secondaires	200.2	184	177.5	88.66	37,24	48,815	68,2	28,68	37,55

- Les efforts tranchants :

Combinaison Catégories	N _{1,35G+1,5Q} (KNm)		N _{G+Q+E} (KNm)		N _{G+Q-E} (KNm)	
	T(1)	T(2)	T(1)	T(2)	T(1)	T(2)
Poutres principales centrales	356.4	339.4	231.66	220.61	178.2	169.7
Poutres dérivées principales	218.6	218.36	142.025	141.08	109.3	108.6
Poutres secondaires	173	162.3	112.45	105.5	86.5	81.15

1- poutre centrale

a-les armatures longitudinales

$$\begin{cases} h = 70\text{cm} \\ b = 13\text{cm} \end{cases} \quad \begin{cases} M_u = 456.65 \text{ KN.m} \\ N_u = 1,53 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0.254 \leq 0.3$$

$$\Rightarrow A'_{su} = 0$$

Donc : $\alpha = 0,3753 < 0,259$ pivot B $\Rightarrow Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 55,5\text{cm}$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_{su} = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{su}} = 20.98\text{cm}^2 \Rightarrow A_{su} = 3\text{HA}20 + 3\text{HA}16 \text{ et } A'_{su} = 3\text{HA}16 \end{cases}$$

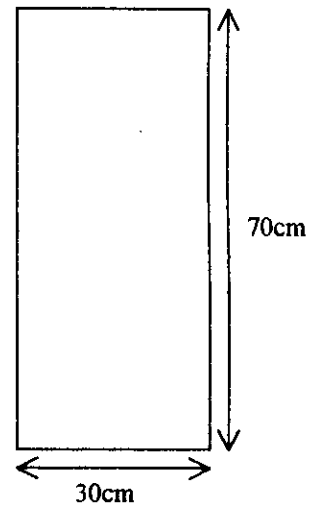
- b-Les armatures transversales

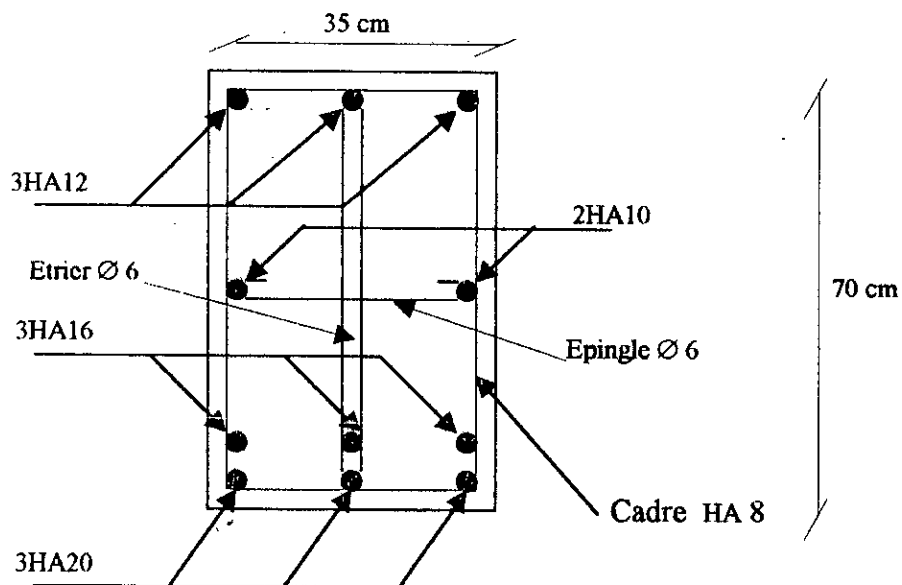
$$V_n = 356.4 \quad b = 0,45 \quad d = 0,65$$

$$\tau_n = \frac{356,42}{0,45 \times 0,65} = 1,462\text{MPa} \quad \langle \bar{\tau}_n = 2,5$$

$$\frac{A_{st}}{S_{t0}} \geq \frac{b \times (\tau_n - 0,3 f_{y,K}) \times b}{0,9 f_{su}} \text{ avec espacement } S_{t0} = 15\text{cm}$$

$$\Rightarrow A_{st0} = 2 \text{ cadres de } \Phi 8$$





1- Les poutres de vive

a- Les armatures Longitudinales:

$$M_u = 34,00 \text{ t.m} \Rightarrow M_u = 340 \text{ KN} \quad \begin{cases} h = 70 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A'_{su} = 0.$$

$$\left\{ A_{su} = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{su}} \right.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{su}} = 0.189 < 0.3$$

$$\left\{ Z_b = 65(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \right.$$

$$\mu_{bu} = 0.189 < 0.3 \Rightarrow \alpha = 0.264 \Rightarrow Z_b = 63 \text{ cm.} \Rightarrow A_{su} = 8 \text{ HA16}$$

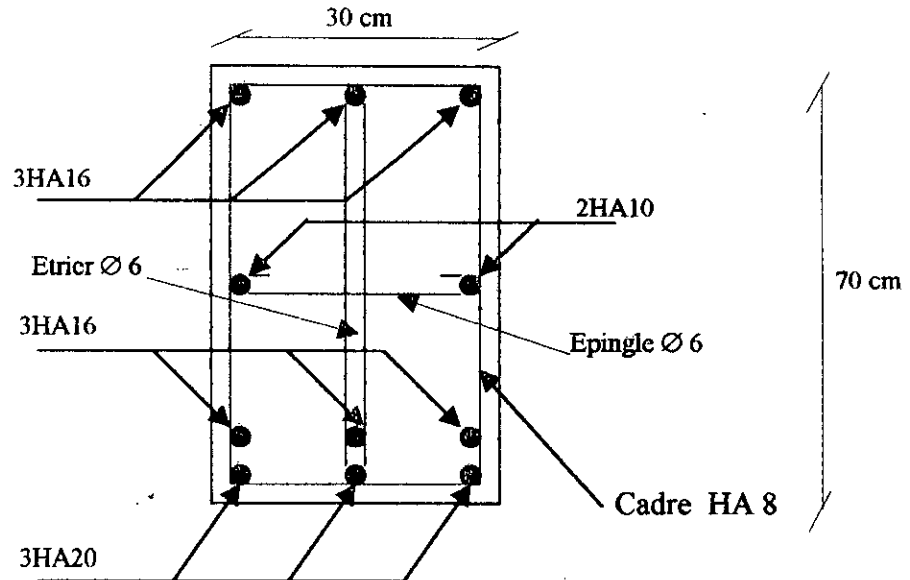
$$\left\{ A_{su} = 8 \text{ HA16} \quad A'_{su} = 4 \text{ HA16 pour montage.} \right.$$

• b- Les armatures transversales

$$V_u = 376.34 \Rightarrow$$

$$\tau_n = \frac{217.34}{0.45 \times 0.65} = 0.743 \text{ MPa} < 2.5$$

$$\frac{A_{st}}{S_{t0}} \geq \frac{(\tau_n - 0.3 f_{y,k}) \times b}{0.9 f_{su}} \Rightarrow A_{st} = 2 \Phi 6 \text{ avec } S_{t0} = 25 \text{ cm.}$$



3- Les poutres secondaires :

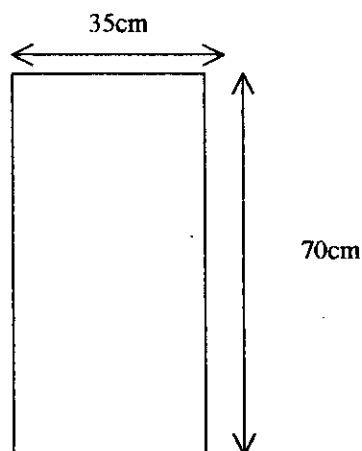
Même ferrailage que les poutres secondaires du bloc (1)

$$A_{SU}=12.26\text{cm}^2 \quad (M_U=184 \text{ KN.m}) \Rightarrow A_{SU}=4\text{HA16}$$

Remarque : le ferrailage sur les appuis est comme suit :

- * On prend un exemple pour les poutres centrales.
 - * Rayon de bloc (1) COR : donc le moment positif au niveau des appuis.
- $\Rightarrow M_{\max} = M_w = 644.68 \text{ KN.m}$ les armatures supérieures sont tendues.

Donc



$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{644.68}{0.35 \times 0.65 \cdot 14,16} = 0.302 \leq 0,3 = \mu_{eu}$$

On remarque que la section est une section rectangulaire de largeur $b=35\text{cm}$ et de hauteur $h=70\text{cm}$

$$\Rightarrow A'_{su} = 0 \text{ zone inférieure } y < 20\text{cm.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

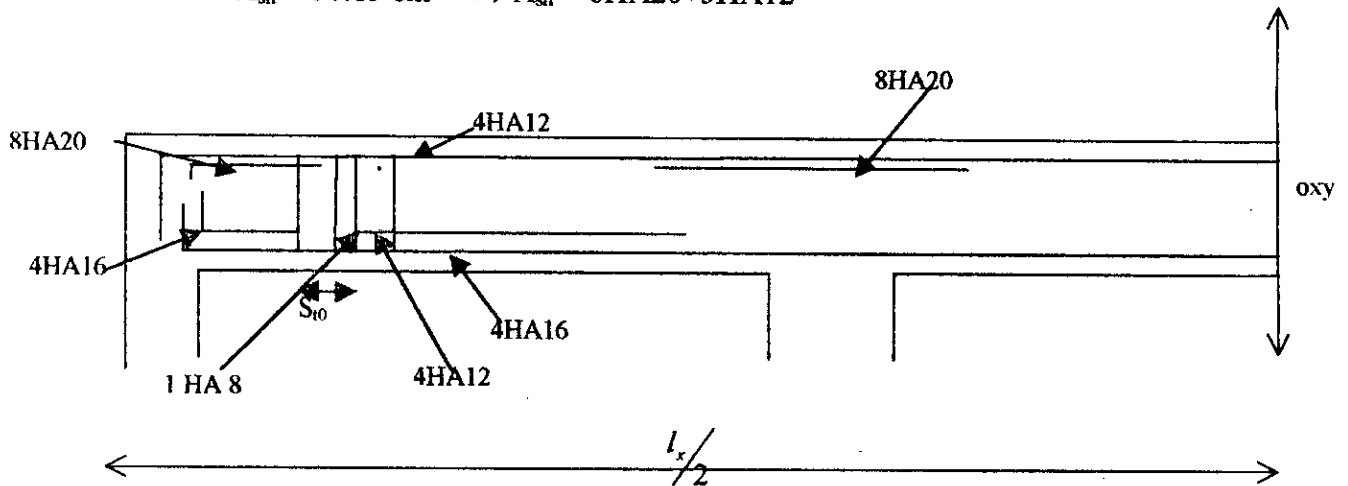
$$\Rightarrow Z_b = 65(1 - 0,4\alpha)$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,302 < 0,259 \text{ pivot B}$$

$$\Rightarrow Z_b = 65(1 - 0,4 \cdot 0,044) = 52 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } \left\{ A_{su} = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{su}} = \frac{644,68}{0,52 \times 348 \cdot 10^3} \right.$$

$$A_{sn} = 30,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{sn} = 8\text{HA}20 + 3\text{HA}12$$



VI.1.4) VERIFICATION DES ARMATURES

1- Les armatures longitudinales

$$0,2\% \text{ de la section du béton comprimé } S = y \cdot b \Rightarrow S = 20,45 = 900\text{cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{\min} = 1,8\text{cm}^2$$

$$\text{BLOC1 } \left\{ \begin{array}{l} P_{\text{cent}} = 13,59\text{cm}^2 \\ P_{\text{rive}} = 10,11\text{cm}^2 \\ P_{\text{sec}} = 9,12\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{BLOC2 } \left\{ \begin{array}{l} P_{\text{cent}} = 10,95\text{cm}^2 \\ P_{\text{rive}} = 6,52\text{cm}^2 \\ P_{\text{sec}} = 5,66\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{BLOC3} \quad \left\{ \begin{array}{l} P.\text{cent} = 20.97 \text{ cm}^2 \\ P.\text{rive} = 15.48 \text{ cm}^2 \\ P.\text{sec} = 9.12 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

D'après ces résultats on constate que toute les sections des armatures longitudinales ont supérieur a la section minimale.

2-Remarque :

$$A_t = 0.0003 \text{ b.s} \quad A_t = 0.227 \text{ cm}^2 \text{ pour } b = 35 \text{ cm}$$

$$A_t = 0.215 \text{ cm}^2 \text{ pour } b = 25 \text{ cm}$$

Dans les trois blocs, la section des armatures la plus faible égale : $A_t = 0.56 \text{ cm}^2$

$A_t \geq A_{t \text{ min}}$ la section des armatures transversales est vérifiée.

Les armatures transversales d'après B A E L91 $Q_t = \frac{Q_l}{6}$

VL2- LES POTEAUX

On distingue deux catégories des poteaux ; il s'agit nombreux cas de ferrailage ; mais ces cas ne diffèrent pas de façon remarquable donc on a adopté le cas la plus défavorable pour chaque catégorie.

❖ Efforts normaux dans les poteaux

		combinaison				
Coté	Classe	$N_{1.35G+1.5Q}$	$N_{G+Q+1.2E}$	$N_{G+Q-1.2E}$	$N_{0.8G-E}$	$N_{0.8G+E}$
Coté 1 constant	1	7182,80	5387,100	5387,100	3591,4	3594,33
	2	4847,90	3635,925	3631,270	2423,95	2427,79
	3	1441,73	1081,297	1078,732	720,87	728,18
Coté de dérive	1	3326,72	2495,04	2494,945	1663,36	1665,02
	2	2030,034	2030,043	1517,70	1015,05	1018,87
	3	1049,20	1049,20	773,081	524,6	527,09

❖ Les moments fléchissants

		combinaison				
Coté	Classe	$M_{1.35G+1.5Q}$	$M_{G+Q+1.2E}$	$M_{G+Q-1.2E}$	$M_{0.8G-E}$	$M_{0.8G+E}$
Coté 1	1	98,19	71,68	71,37	45,16	43,83
	2	101,70	74,24	73,81	46,78	46,01
	3	92,00	67,16	65,42	42,32	41,89
Coté 2	1	96,55	70,48	68,97	44,41	42,93
	2	102,75	75,00	74,03	47,26	45,23
	3	85,00	62,05	61,98	39,1	38,03

❖ Exemples de ferrailage

Poteau (Bloc 3, coté 1, classe 1)

$$A_s = 117,744 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 24 \text{ HA25}$$

$$S = 11.42 < S_{\text{max}} = 25 \text{ cm (RPA)}$$

Selon R.P.A88 l'espacement maximal est 25cm H_e

$$n. a : s = \frac{80}{7} = 11.42\text{cm} < S_{\max}$$

*** Vérification de pourcentage minimal**

D'après RPA88 le pourcentage minimal est 0.8% (zone 2)

On a : $\frac{A_s}{bh} = 0.0145 = 1.45\% > 0.8\%$ - (vérifier)

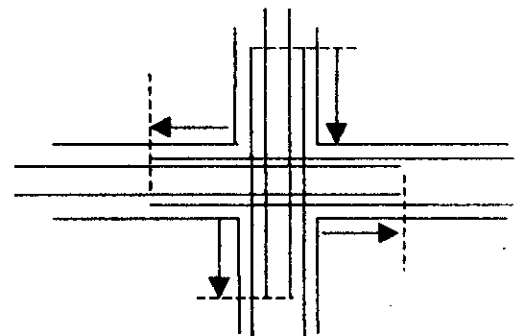
❖ Ferraillage nodal

$$\lambda_g = 3.11 \Rightarrow 3 < \lambda < 5$$

$$\Rightarrow \rho_a = 3.75 \text{ et } A_{t,\min} = \frac{10}{\lambda_g^2 \%}$$

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a T}{h_1 \sigma_{en}} = \frac{3.75 \times 2.53}{0.9 \times 348 \times 10^3} < A_{t,\min}, \quad t_{\min} = 37,5\text{cm}$$

$$= 0,397\text{cm}^2 \quad (t=37,5\text{cm})$$



Donc on a ferrailer par le ferraillage minimal proposé par RPA88 :

$$A_{t,\min} = 5,370\text{cm}^2 \Rightarrow \text{cadre HA10 et 5 épingles HA10 l'espacement 37,5cm}$$

❖ **CL2 : (80x80)**

$$A_s = 78,79 \Rightarrow 24\text{HA20}$$

$$s = 14\text{cm} < s_{\max} = 25\text{cm (RPA88)}$$

❖ **Le pourcentage minimal**

$$\frac{A_s}{bh} = 1,23\% > (\% \text{ minimal} = 0.8\%)(\text{RPA88})$$

❖ Les armatures transversales

$$s_t = s_{tmax} = 37,5$$

$$A_t = 0,315 \text{ cm}^2$$

$$A_{tmin} = 3,925 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5\text{HA}10$$

Remarque :

L'espacement des armatures transversales au niveau des nœuds

$$s_t \leq 25 \text{ cm (RPA)}$$

❖ Classe 3 (60x60)

$$A_s = 23,49 \text{ cm}^2 \quad 24\text{HA}14$$

$$s = 16,67 < s_{max} = 25$$

Le pourcentage minimal

$$\frac{A_s}{bh} = 0,95\% > 0,8\% (\text{minimal})$$

❖ Les armatures transversales

$$s_t = 30 = s_{tmax} = 30 \text{ cm}$$

$$A_t = 0,874 \text{ cm}^2$$

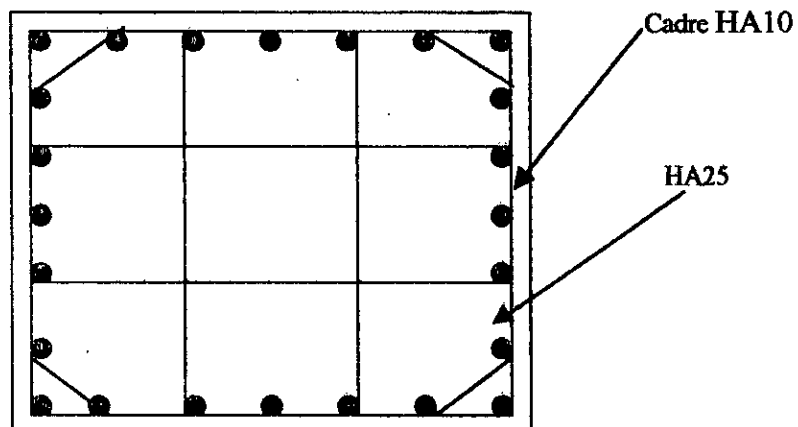
$$A_{tmin} = 2,334 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\text{HA}10 = 2,355 \text{ cm}^2$$

Poteau centrale :

$$\text{Classe 1 : } 90 \times 90 \Rightarrow A_{su} = 24\text{HA}25$$

$$\text{Classe : } 80 \times 80 \Rightarrow A_{su} = 24\text{HA}20$$

$$\text{Classe : } 60 \times 60 \Rightarrow A_{su} = 24\text{HA}16$$



VI.2.2- Ferrailage des poteaux (catégorie 2) :

*** Classe 1 (70 x 70) :**

$$A_s = 57.16 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 16\text{HA}20$$

$$S = 12 < S_{\max} = 25 \text{ cm}$$

* le pourcentage minimal

$$A_s / b \times h = 1.16\% > 0.8\%$$

* les armatures transversales :

$$S_t = 30 \text{ cm} = S_{\max}$$

$$A_t = 1.147 \text{ cm}^2$$

$$A_{t\min} = 4.972 \text{ cm}^2 \Rightarrow 7\text{HA} 10 = 5.495 \text{ cm}^2$$

*** Classe 2 (60 x 60) :**

$$A_s = 31.4 \text{ cm}^2 \Rightarrow 16 \text{ HA}16$$

$$S = 7.14 \text{ cm} < S_{\max} = 25 \text{ cm}$$

Pourcentage minimal :

$$A_s / b \times h = 0.87\% > 0.8\%$$

* les armatures transversales :

$$t = 24 = t_{\max} \text{ (espacement) .}$$

$$A_t = 3.416 \text{ cm}^2$$

$$A_{t\min} = 3.113 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 3.416 \Rightarrow 7\text{HA}8 = 3.517 \text{ cm}^2$$

Classe (45 x 45) :

$$A_s = 22.82 \text{ cm}^2 \Rightarrow 16\text{HA}14$$

$$S = 4.375 \text{ cm}^2 < S_{\max} = 25$$

* pourcentage min : $A_s / b \times h = 1.12\% > 0.8\%$

* Les armatures transversales :

$$A_t = 1.147 \text{ cm}^2$$

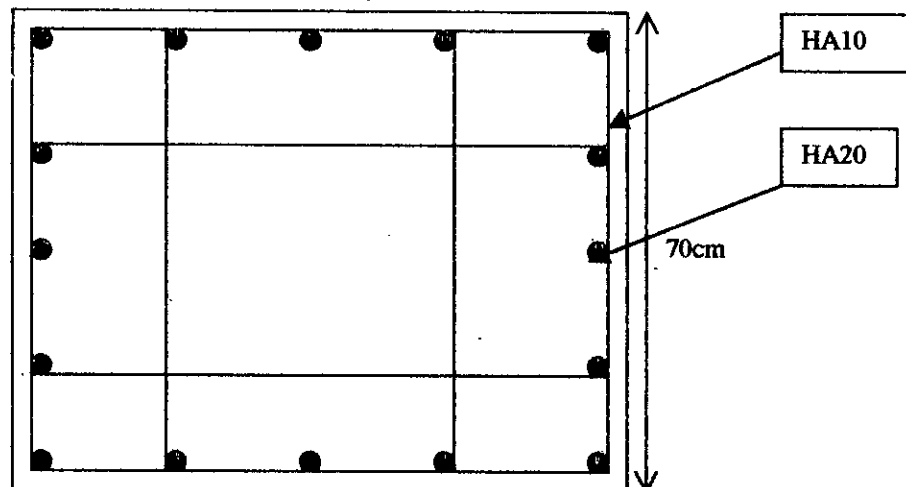
$$A_{t\min} = 1.081 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\phi 8 = 1.5072 \text{ cm}^2$$

Poteau de rive :

Classe1(70*70) $\Rightarrow A_{SU}=16HA20$

Classe2(60*60) $\Rightarrow A_{SU}=16HA16$

Classe3 (45*45) $\Rightarrow A_{SU}=16HA14$



Bloc 1COR) :

Les efforts normaux

Poteaux		Combinaison (kn)				
Catégorie	classe	$N_{1.35G+1.5Q}$	$N_{G+Q+1.2E}$	$N_{G+Q-1.2E}$	$N_{0.8G+E}$	$N_{0.8G-E}$
Poteaux de rive	1	4012.50	2006.25	2004.83	3009.37	3004.58
	2	2343.53	1171.76	1169.47	1757.64	1754.99
	3	1250.16	625.08	624.16	937.62	935.42
Poteaux centraux	1	6005.61	3002.85	3001.82	4504.20	4501.91
	2	3338.73	1669.36	1666.01	2504.04	2501.29
	3	2798.11	1399.05	1397.89	2098.58	2096.47
Poteaux circulaires	1	5904.1	2952.05	2950.90	4428.07	4423.86
	2	3505.4	1752.7	1751.03	2629.08	2627.13
	3	1971.09	985.54	984.74	1478.31	1475.66

Les moments fléchissants

Poteaux		Combinaison (kn.m)				
Catégorie	classe	$M_{1.35G+1.5Q}$	$M_{G+Q+1.2E}$	$M_{G+Q-1.2E}$	$M_{0.8G+E}$	$M_{0.8G-E}$
Poteaux de rive	1	50.52	23.24	22.58	36.87	35.77
	2	108.32	49.82	48.57	79.07	78.32
	3	63.38	29.15	27.85	46.26	45.71
Poteaux centraux	1	37.01	17.02	16.24	27.01	26.49
	2	20.53	9.43	8.22	14.97	13.91
	3	46.50	21.39	20.18	33.94	32.63
Poteaux circulaires	1	68.09	31.32	30.06	49.70	48.06
		67.57	31.08	29.84	49.32	48.14
	2	10046	46.21	45.15	73.33	72.56

Ferrailage des poteaux :

1) Les poteaux centraux :

Classe 1(90*90) :

$A_s=97.78 \text{ cm}^2$ 20HA25

$S=80/6=13.33 \text{ cm} < s_{max}=25 \text{ cm}$ (selon RPA)

- pourcentage des aciers : $A_s/b.h=1.20\% > 0.8\%$

- les armatures transversales : t : espacement $t=15.\phi=37.5 \text{ cm}$, $A_t=1.997\text{cm}^2$

$A_{tmin}=4.18\text{cm}^2$ $6\phi 10=4.71 \text{ cm}^2$ ϕ : diamètre des armatures

longitudinales

Classe 2 (80*80)

$A_s=59.91 \text{ cm}^2$ 20HA20

$t=70/4=17.5 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$

Le pourcentage des armatures : $A_s/b.h=0.93\% > 0.8\%$

Les armatures transversales : $t=37.5 \text{ cm}$

$A_t=1.237 \text{ cm}^2$

$A_{tmin}=2.976 \text{ cm}^2$ $4\phi 10=3.14 \text{ cm}^2$

Classe 3 (60*60) :

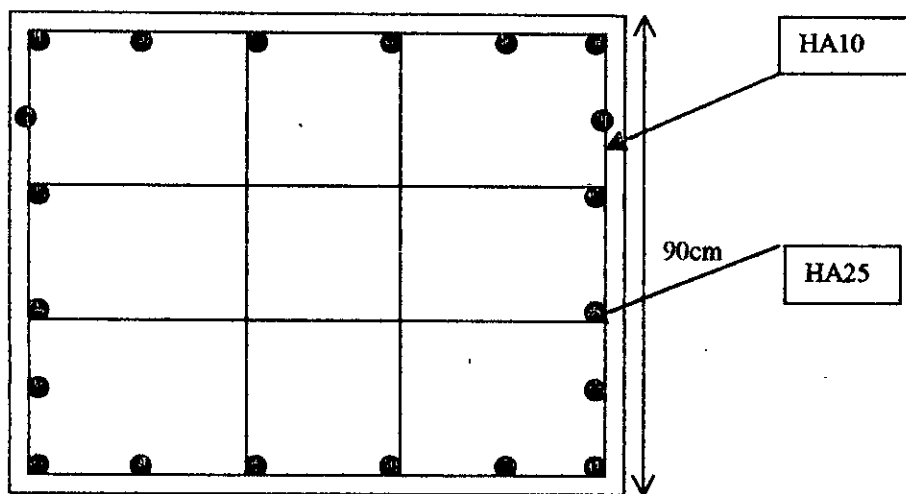
$A_s = 18.52 \text{ cm}^2$ 20HA14

$T = 16.66 \text{ cm}$

Le pourcentage des aciers ; $A_s/b.h = 0.514\% < 0.8\%$

Donc on doit réduire la section du béton $B = b.h$ (max.) = 23.15 cm^2

Vérification de la contrainte du béton ; $\sigma_b = N/b.h = 8.36 \text{ MPa} < 15 \text{ Mpa}$ (vérifiée)



2) Les poteaux de rive :

Classe 1 (70*70)

$A_s = 68.004 \text{ cm}^2$ 20HA20

$t = 10 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$

Pourcentage des armatures ; $t = 30 \text{ cm}$

$A_t = 1.023 \text{ cm}^2$

$A_t = 2.013 \text{ cm}^2$ 4HA8

Classe 2 (60*60)

$A_s = 43.36 \text{ cm}^2$ 20HA16 $t = 10 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$

Pourcentage des armatures ; $A_s/b.h = 1.20\% > 0.8\%$

Les armatures transversales ; $t = 30 \text{ cm}$

$A_t = 1.02 \text{ cm}^2$, $A_{t\min} = 2.013 \text{ cm}^2$ \longrightarrow 4HA8

Classe 3(45*45)

$A_s=24.34 \text{ cm}^2 \longrightarrow 20\text{HA}14$

L'espace t=11.66cm < 25 cm

Pourcentage des armatures ; $A_s/b.h=1.201\% > 0.8\%$

Les armatures transversales ; t=30 cm

$A_T=0.875 \text{ cm}^2$

$A_{\text{min}}=1.384 \text{ cm}^2 \longrightarrow 3\text{HA}8=1.507\text{cm}^2$

3) Les poteaux circulaires :

Classe 1 (D=65 cm) ;

$A_s=56.89 \text{ cm}^2 \Rightarrow 12\text{HA}25$ $t_{\text{courviline}}=5.416 \text{ cm}$

$A_s/B=1.71\% > 0.8\%$ (pourcentage des armatures)

Les armatures transversales t=10 cm

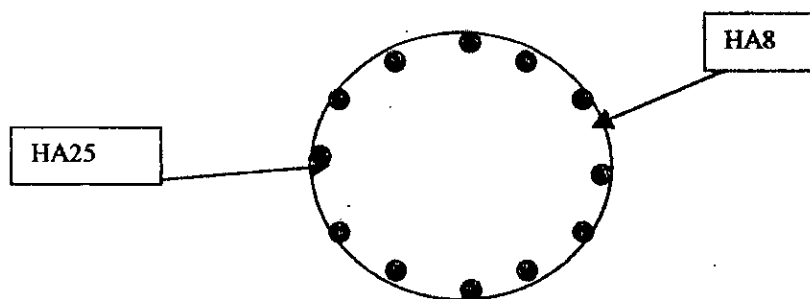
$A_t=0.793 \text{ cm}^2$ $A_{\text{min}}=0.183 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1\phi 10$

Poteau circulaire :

Classe1(65cm diamètre) $\Rightarrow A_{su}=12\text{HA}25$

Classe2(55cm diamètre) $\Rightarrow A_{su}=12\text{HA}20$

Classe3 (45cm diamètre) $\Rightarrow A_{su}=12\text{HA}16$



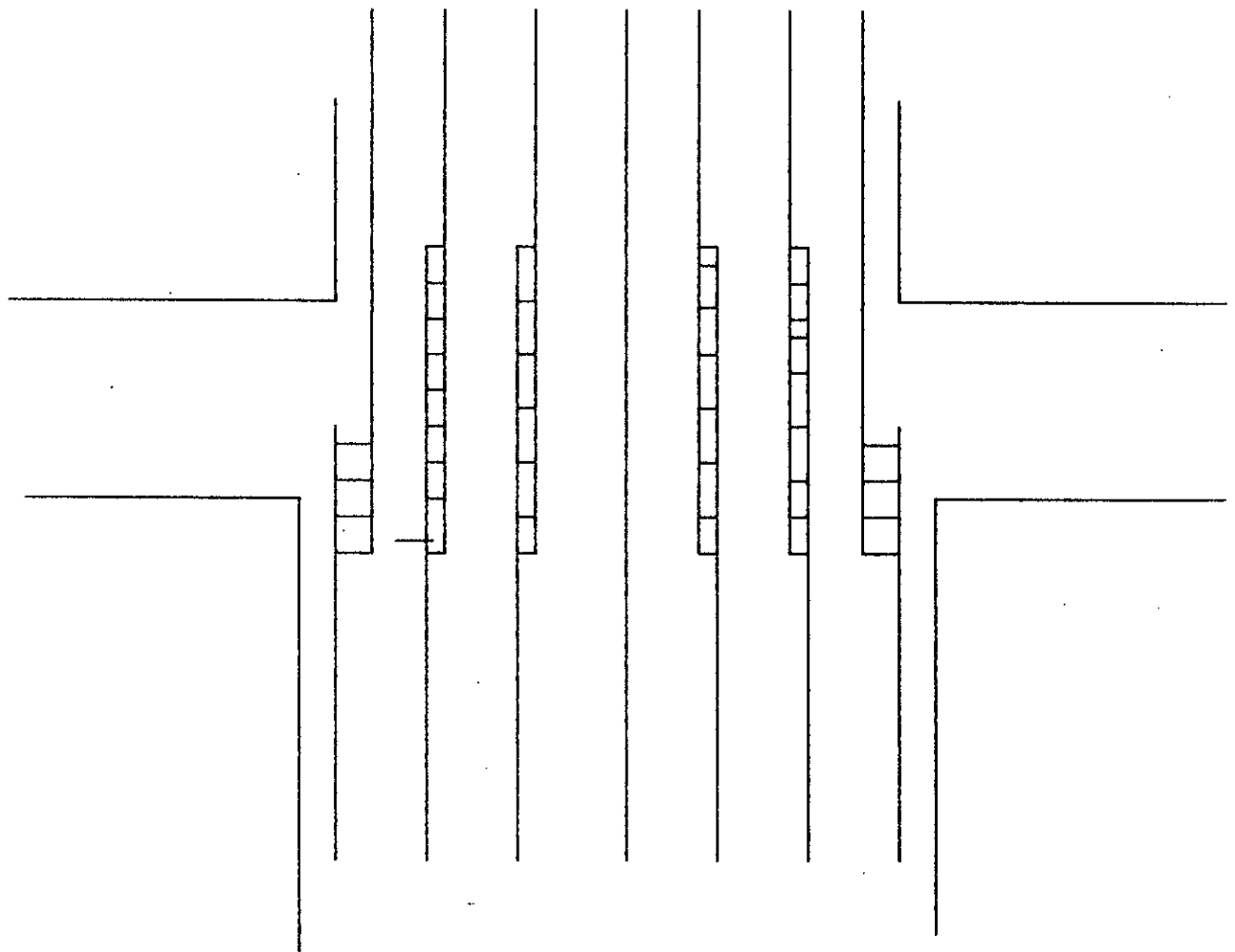
Remarque :

Le ferrailage aux niveaux des nœuds est diffère que celui de la partie courant du poteau

L'espacement minimale des armatures transversales $S_t < \min. (10\phi, 15)$

Pour notre cas ; tous les poteaux sont ferrilles par des barres de $16 < \phi < 25\text{cm}$ donc $t=15\text{ cm}$.

Le pourcentage maximal des aciers longitudinaux est 6% de la section ; toujours vérifie.



**Recouvrement des barres au niveau des nœuds
de deux poteaux ont des sections différentes**

Chapitre VII
LES FONDATIONS

CHAPITRE VII

LES FONDATIONS

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (radier semelle), soit par l'intermédiaire d'autres organes (pieux).

VII.1) RESISTANCE DE FONDATION :

On distingue, suivant leur profondeur, deux types de fondations :

- Les fondations superficielles réalisées par des massifs, des semelles (isolées ou continues), ou des radiers.

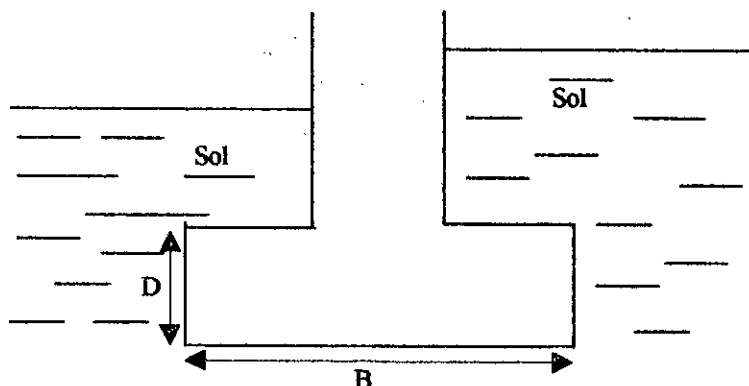
- Les fondations profondes ou semi-profondes réalisées par des puits, des ou des parois en maçonnerie, en béton armé, en métal ou en béton précontraint.

VII.2) CLASSIFICATION :

- Soit B largeur d'une semelle
- Soit L longueur d'une semelle.
- Soit d l'épaisseur minimale des terres au-dessus du niveau de fondation.

Fondation superficielle :

lorsque : $D/B < 4$

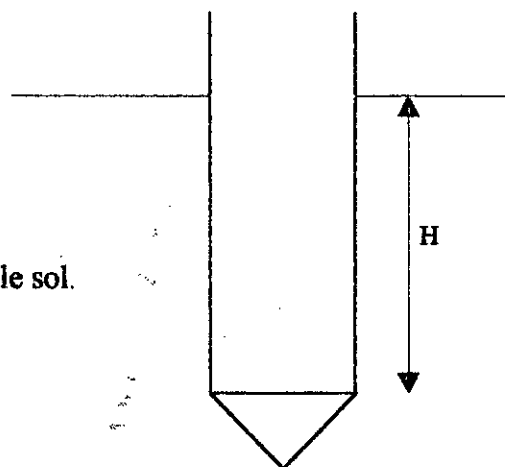


- Des semelles sont dites continue ou filante si
- semelle isolée si
- radier général s'il s'agit de semelles de grandes dimensions : bâtiments fondées sur radier en béton armé-reservoir d'hydrocarbures.

Fondation profonde :

Lorsque $H/B > 10$

Avec H : fiche totale de la fondation dans le sol.



Fondation semi profonde :

Lorsque $4 < H/B < 10$

Notons que cette classification était encore valable il y a encore quelques années.

L'apparition en site urbain de bâtiment à nombre important de sous-sols (4 et plus) ne permet plus de garder ces délimitations 0.

Nous préférons classer les modes ou types de fondations en deux grandes catégories suivants la profondeur à laquelle se trouve le «BON SOL ».

a- Fondations superficielles :

Lorsque les couches portantes du terrain se trouvent à une profondeur voisine de celle des ouvrages de fondations a affaire à des fondations superficielles.

Les couches peuvent avoir:

- Une faible capacité portante (radier).
- Une forte capacité portante (semelle ou massif sur sol rocheux)

b- Fondations profondes :

Lorsque les couches résistantes du sol se trouvent à grande profondeur, on à alors les fondations ponctuelles (pieux ou puits), leur mode de fonctionnement peut être :

- Par appui direct sur la couche portante.
- Par appui latéral sur la couche portante.
- Par combinaison des deux.

Le choix du type de fondation se fait trois paramètres :

- la nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité de type de fondation

Dans notre cas, nous avons opté pour une fondation superficielle par semelles.

Parmi les fondation superficielles par semelles :

- Les fondations ponctuelles: semelles isolées (sous poteaux).
- Les fondations linéaires : semelles continues ou filantes.

Nous rappelons que c'est l'ouvrage ou partie d'ouvrage qui assure la transmission, dans des conditions satisfaisantes, des charges ou efforts d'une superstructure au sol résistant.

Si ce dernier se trouve à faible profondeur , c'est à dire au voisinage immédiat des parties enterrées de l'ouvrage on aura intérêt à réaliser des fondations à proximité.

VII.3) CALCUL DES SEMELLES :

VII.3.1) Choix de la semelle :

Il existe bien des cas où la réalisation de semelles isolées n'est pas possible, ou se heurte à divers inconvénients.

Nous indiquons ci-après, des raisons conduisant à adopter une semelle continue ou un radier général :

- L'hétérogénéité du sol de fondation conduirait à des tassements différentiels importants si on prévoyait des fondations isolées.
- La présence d'un faible portance nécessiterait des grandes largeurs de semelles qui entraîneraient une solution non économique.
- La présence de mur de cave en béton armé répartit les charges au niveau des fondations de sorte que des semelles filantes ou un radier s'imposent.
- Les eaux souterraines exigent l'étanchement des sous-sols nécessité de choisir un radier.
- l'introduction de grands efforts dans le plan de fondation (poussées des terres) nécessite des éléments continus.

En vue de satisfaire les contraintes de notre cas (l'importance des charges), nous allons adopter des semelles continues.

On a des charges indépendantes sollicitent notre semelle, donc les semelles continues sous poteaux intervient. Les dimensions sont telle que l'une prévaut nettement sur l'autre ($l > b$).

VII.3.2) Dimensionnement

$$N = 903.728 \text{ t}$$

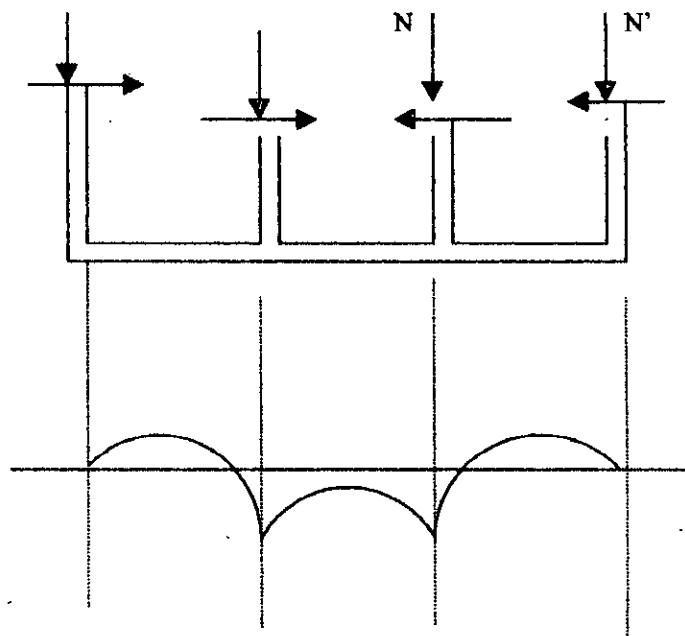
$$M = 0.832 \text{ t.m}$$

$$T = 0.325 \text{ t}$$

$$N' = 688.176 \text{ t}$$

$$M' = 0.781 \text{ t.m}$$

$$T' = 0.374 \text{ t}$$



Calcul de la capacité portante

Pour les semelles continues on a

$$q_{adm} = 1/f (C.N_c + q.N_q + 0.5\gamma.B.N_\gamma)$$

$$q = D_f \gamma$$

D_f : profondeur de la semelle

γ : poids spécifique du sol

C : cohésion du sol et f c'est un coefficient de la sécurité ($f=3$)

N_c, N_q et N_γ sont des coefficients de la capacité portante

Les rapports du sol :

La couche superficielle

$$\gamma_1 = 14.60 \text{Kn/m}^3 = 1.460 \text{t/m}^3$$

$$\phi_1 = 26^\circ$$

$$C_1 = 0.392 \text{t/m}^2$$

$$W_1 = (10 - 25\%)$$

$$H_1 = 0.60 \text{m}$$

La deuxième couche

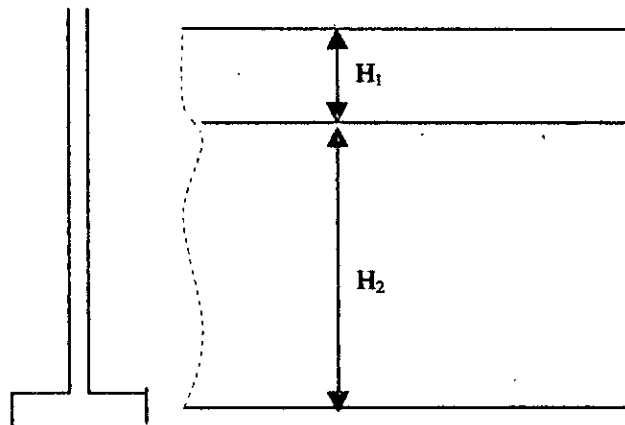
$$\gamma_2 = 1.569 \text{t/m}^3$$

$$\phi_2 = 25,5^\circ$$

$$C_2 = 0.637 \text{t/m}^2$$

$$W_2 = (25 - 45\%)$$

$$H_2 = 4.40 \text{m}$$



On a :

$$q_0 = C.N_c + q.N_q + 0.5\gamma.N_\gamma.B$$

$$N_c = 25.1$$

$$N_q = 12.7$$

$$N_\gamma = 9.7$$

On trouve :

$$q_0 = 115.62 + 7.61B \Rightarrow q_{adm} = 38.54 + 2.536B$$

Il faut que :

$$q < q_{adm} = 38.54 + 2.536B \quad N = 3183.808t \quad L = 26.49m$$

$$3183.808/B.L < 38.54 + 2.536B \quad \Rightarrow \quad B = 2.653m$$

On adopte :

$$B = 2.70m$$

Détermination de h_t

On utilise la méthode des consoles ;

$$\sigma_b = M.v/I \leq 0.6f_{c28}$$

On trouvera $h_t = 1.20m$

On considère la semelle comme une poutre renversée, chargée uniformément par les poussées des terres. En utilisant la méthode de CAQUOT.

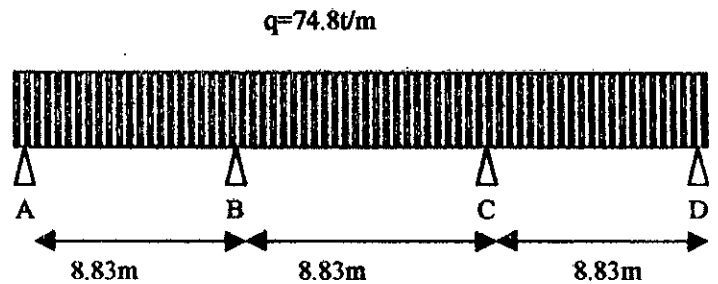
Les moments sur les appuis

$$M_a = M_d = 0.00$$

$$M_b = M_c = M_b = 573.39t.m$$

$$M_{01} = 729.00t.m$$

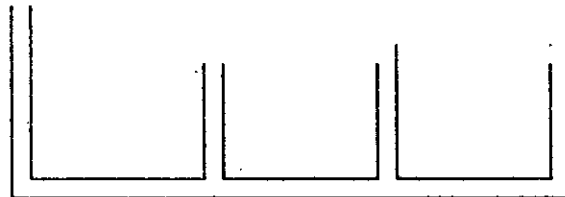
$$M_{02} = 458.15t.m$$



Les moments entravés

$$M_{t1} = 470.49t.m$$

$$M_{t2} = -115.24t.m$$



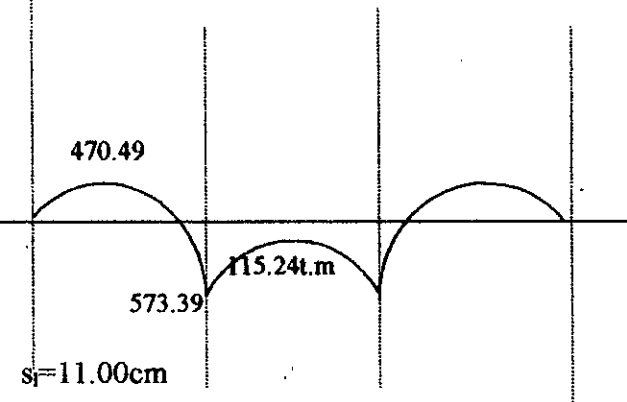
Le ferrailage

Pour la zone tendue (en travée)

$$M_{t1} = 470.49t.m$$

$$A_s = 105.32cm^2$$

$$\Rightarrow A_s = 21T25 \quad \text{et} \quad s_f = 11.00cm$$



*** Les armatures sur appui (sous poteau)**

$$M_a = 573.39 \text{ t.m}$$

$$A_s = 149.92 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad 19\text{T}32$$

*** Calcul aux efforts tranchants**

$$V = 195.43 \text{ t}$$

$$A_t = 6.234 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad 8\text{T}10 = 10.995 \text{ cm}^2$$

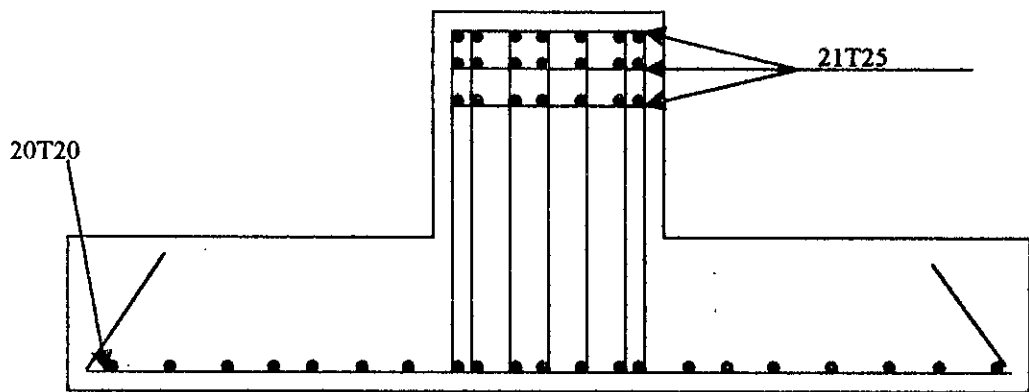
$$S_t = 25 \text{ cm}^2$$

*** Calcul des armatures transversales**

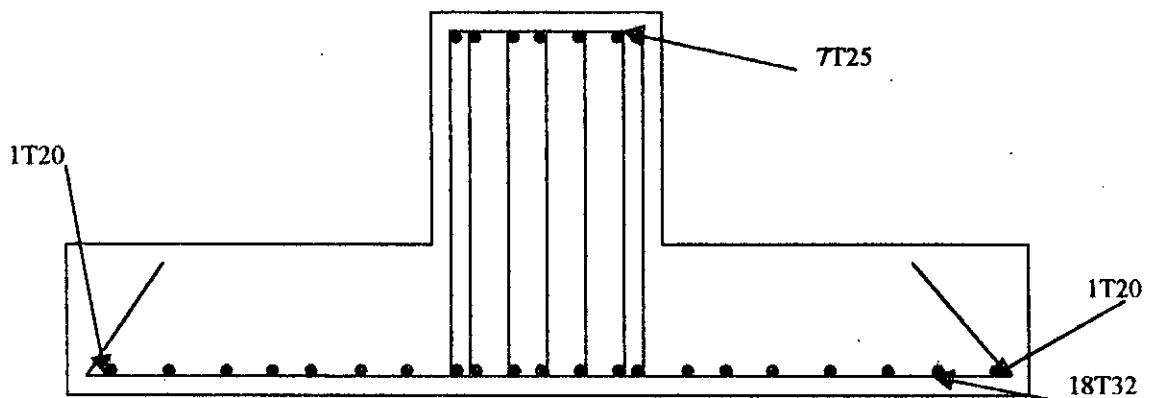
$$M = 30.294 \text{ t.m}$$

$$A_t = 13.48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

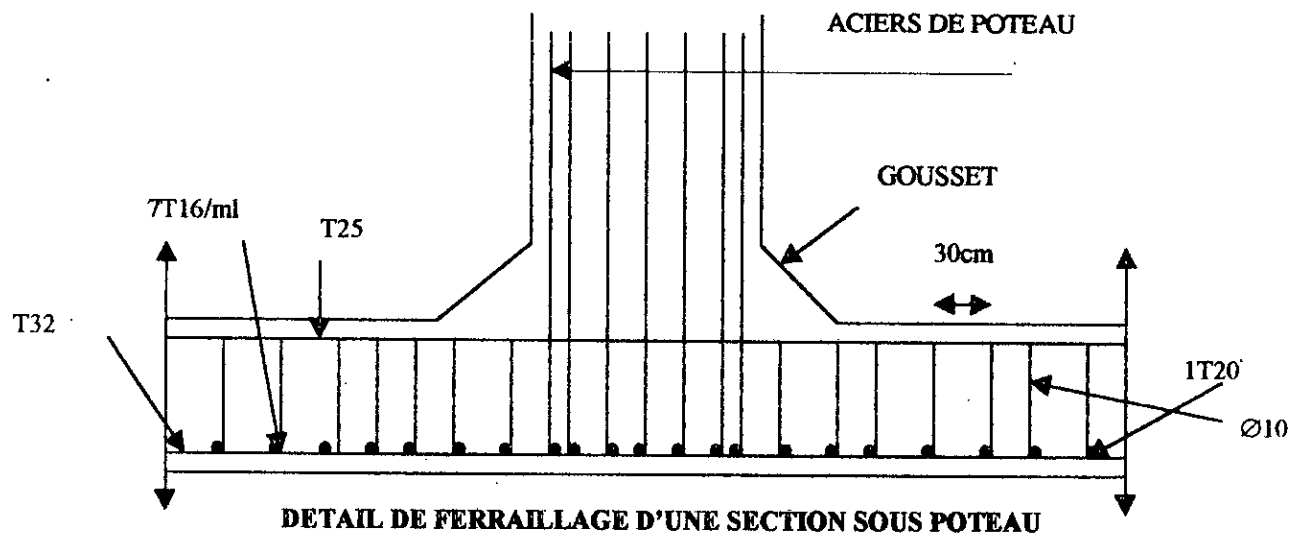
$$\Rightarrow A_t = 7\text{T}16 \quad S_t = 15 \text{ cm}$$



FERRAILLAGE D'UNE SECTION EN TRAVÉE



FERRAILLAGE D'UNE SECTION SOUS POTEAU



CONCLUSION

CONCLUSION

Dans le but de mettre en relief l'importance des méthodes de calcul automatique , nous avons tenté d'étudier par la méthode MAGE l'analyse dynamique et statique d'une structure contreventé par portique en béton armé.

En effet, portant sur l'étude d'une construction est très intéressante pour les ingénieurs car nous avons envisagé différentes structures (poutres inclinées , poutres de liaisons , grade portées...)

Nous sommes parvenue à des très bon résultats sur la base de la solution proposée auparavant, qui concerne le problème du bloc (A).

Cette étude nous a permis de constater une légère différence entre les deux ferrailages : manuel et automatique

En revanche, les schémas élaborés ont montré que les valeurs maximums des contraintes, des déformations et les déplacements ne dépassent pas les valeurs limites, ce ci peut s'expliquer par la rigidité de la structure

1910-1911

BIBLIOGRAPHIE

1. [Faint text]

2. [Faint text]

3. [Faint text]

4. [Faint text]

5. [Faint text]

6. [Faint text]

7. [Faint text]

8. [Faint text]

9. [Faint text]

10. [Faint text]

ANNEXE A

Valeurs propres, fréquences, périodes d'oscillations, chargements: 3-cor

```

=====
NUMEROS:   VALEURS   :   F R E Q U E N C E S   :   PERIODES   :
D'ORDRE:   PROPRES   :-----:-----:-----:
          :           :   (1/s)           :   (Hz)       :   (s)        :
-----:-----:-----:-----:-----:
  1   :     2   :           3           :           4           :           5           :
=====
  1   0.52289110           1.9124           0.3045           3.28375
  2   0.48631561           2.0563           0.3274           3.05406
  3   0.40022430           2.4986           0.3979           2.51340
  4   0.34524879           2.8965           0.4612           2.16816
    
```

Valeurs propres, fréquences, périodes d'oscillations, chargements: 3-tom

```

=====
NUMEROS:   VALEURS   :   F R E Q U E N C E S   :   PERIODES   :
D'ORDRE:   PROPRES   :-----:-----:-----:
          :           :   (1/s)           :   (Hz)       :   (s)        :
-----:-----:-----:-----:-----:
  1   :     2   :           3           :           4           :           5           :
=====
  1   0.53878236           1.8560           0.2955           3.38355
  2   0.47128034           2.1219           0.3379           2.95964
  3   0.40491039           2.4697           0.3933           2.54283
  4   0.32635316           3.0642           0.4879           2.04949
  5   0.24663891           4.0545           0.6456           1.54889
    
```

Valeurs propres, fréquences, périodes d'oscillations, chargements: 3-ouh

```

=====
NUMEROS:   VALEURS   :   F R E Q U E N C E S   :   PERIODES   :
D'ORDRE:   PROPRES   :-----:-----:-----:
          :           :   (1/s)           :   (Hz)       :   (s)        :
-----:-----:-----:-----:-----:
  1   :     2   :           3           :           4           :           5           :
=====
  1   0.74727464           1.3382           0.2131           4.69288
  2   0.56653559           1.7651           0.2811           3.55784
  3   0.49201337           2.0325           0.3236           3.08984
  4   0.23818004           4.1985           0.6686           1.49577
  5   0.23212279           4.3081           0.6860           1.45773
    
```

EFFORTS /CONTRAINTE/ DANS LES ELEMENTS

5_	17-2	18-1	18-2	19-1	19-2	20-1	20-
	8	10	10	12	12	14	14
	10	12	12	14	14	16	16
3-	5						
N	-.107615	-.097956	-.097956	-.075338	-.075338	-.059464	-.0594
Mt	.025506	.017771	.017771	.020030	.020030	.025643	.0256
My	-.568163	.485385	-.491988	.479188	-.478101	.467292	-.4640
Qz	-.349248	-.325791	-.325791	-.319097	-.319097	-.310437	-.3104
Mz	.044342	-.032335	.038257	-.039587	.041436	-.043279	.0485
Qy	-.024518	-.023531	-.023531	-.027008	-.027008	-.030602	-.0306
3-	S1						
N	-3.259894	-2.704430	-2.704430	-2.197613	-2.197613	-1.749070	-1.749
Mt	.084960	.045366	.045366	.042470	.042470	.047177	.0471
My	-1.925126	1.578849	-1.624550	1.487543	-1.512689	1.382767	-1.402
Qz	-1.173995	-1.067793	-1.067793	-1.000066	-1.000066	-.928533	-.9285
Mz	-.547856	.237901	-.378845	.267265	-.326889	.252911	-.2953
Qy	.221305	.205495	.205495	.198026	.198026	.182735	.1827
5_	23-1	23-2	24-1	24-2	25-1	25-2	26-
	20	20	22	22	24	24	26
	22	22	24	24	26	26	28
1-							
N	-92.952477	-88.152473	-72.489517	-67.689514	-52.165833	-47.365833	-39.77
Mt	.005314	.005314	-.014550	-.014550	-.045317	-.045317	-.0728
My	-2.555225	2.711844	-2.395950	2.569991	-1.957570	1.866729	-1.582
Qz	1.755690	1.755690	1.655314	1.655314	1.274766	1.274766	1.382
Mz	-.202052	.323988	-.231036	.321999	-.278105	.303402	-.4204
Qy	-.175346	-.175346	-.184345	-.184345	-.193836	-.193836	-.3129
2-							
N	-25.626919	-25.626919	-18.356195	-18.356195	-11.106267	-11.106267	-3.866
Mt	.004034	.004034	-.005145	-.005145	-.017136	-.017136	-.0266
My	-.986185	1.048998	-.902703	.957501	-.791770	.847077	-.5506
Qz	.678394	.678394	.620068	.620068	.546282	.546282	.3610
Mz	-.032949	.071243	-.022218	.047720	-.042585	.042454	-.0946
Qy	-.034731	-.034731	-.023312	-.023312	-.028346	-.028346	-.0594
3-	1						
N	-.508684	-.508684	-.274922	-.274922	-.115545	-.115545	-.0264
Mt	.012925	.012925	.010730	.010730	.008069	.008069	.0043
My	.613473	-.624282	.488568	-.504237	.363752	-.379916	.2502
Qz	-.412585	-.412585	-.330935	-.330935	-.247890	-.247890	-.1755
Mz	.160734	-.194113	.112540	-.151542	.063031	-.100402	.0327
Qy	.118282	.118282	.088027	.088027	.054478	.054478	.0305
3-	2						
N	.287314	.287314	.174294	.174294	.089811	.089811	.0320
Mt	-.000281	-.000281	-.000251	-.000251	-.000273	-.000273	.0000
My	.088104	-.089951	.066712	-.069303	.046147	-.048481	.0301
Qz	-.059352	-.059352	-.045338	-.045338	-.031543	-.031543	-.0211
Mz	-.110332	.129078	-.080881	.102942	-.049399	.071137	-.0271
Qy	-.079803	-.079803	-.061274	-.061274	-.040179	-.040179	-.0241

COMBINAISONS

ELM	NS	CRT	ST	RS	CONTR.	N	Mt	My	Qz	Mz	
		2	3	S	-155.97	B	-65.617188	.070126	-7.662519	5.218693	.885
		6	3	S	-9.9770	B	-52.824326	-.026267	-4.452999	3.025663	1.23
		9	3	S	.99255	B	-67.177582	-.016728	-6.252386	4.249672	1.53
10	2	1	1		16.801	A	-67.768036	.028607	7.619623	4.978984	-1.27
		1	3	S	31.468	B	-64.117188	.070126	7.993576	5.218693	-.824
		2	3	S	-7.1918	B	-51.324326	-.026267	4.623973	3.025663	-1.31
		9	3	S	.99255	B	-65.677582	-.016728	6.496614	4.249672	-1.61
11	1	2	1		-133.86	A	-51.523022	-.000983	-7.313777	4.993490	1.13
		4	3	S	-168.03	B	-49.991619	-.035445	-7.535767	5.151685	1.31
		24	3	S	-37.509	B	-48.968845	.033193	-6.387861	4.356191	.859
11	2	1	1		36.120	A	-50.023022	-.000983	7.666693	4.993490	-1.20
		1	3	S	37.708	B	-48.491619	-.035445	7.919308	5.151685	-1.45
		26	3	S	-36.125	B	-47.468845	.033193	6.680693	4.356191	-.850
12	1	2	1		-114.35	A	-33.987541	-.031175	-6.927612	4.571890	.899
		4	3	S	-139.89	B	-33.046272	-.004548	-7.014162	4.640061	.999
		24	3	S	-22.755	B	-32.468994	-.054623	-6.161649	4.041754	.728
12	2	1	1		43.170	A	-32.487541	-.031175	6.788058	4.571890	-1.11
		1	3	S	43.483	B	-31.546270	-.004548	6.906078	4.640061	-1.27
		26	3	S	-19.565	B	-30.968996	-.054623	5.963555	4.041754	-.855
13	1	2	1		-108.95	A	-18.833759	-.066025	-7.172286	5.583638	.413
		4	3	S	-120.11	B	-18.489935	-.048414	-7.173944	5.600673	.447
		24	3	S	-13.506	B	-18.284960	-.077504	-6.545481	5.136665	.358
13	2	1	1		101.58	A	-17.333759	-.066025	9.578629	5.583638	-.659
		3	3	S	121.20	B	-16.989935	-.048414	9.628131	5.600673	-.736
		26	3	S	-9.5601	B	-16.784960	-.077504	8.864459	5.136665	-.541
14	1	2	1		-508.01	A	-472.41589	.045567	-4.440112	2.773148	.286
		2	3	S	-514.93	B	-441.19671	-.056637	-6.827284	3.575465	-1.77
		6	3	S	-461.20	B	-454.89465	.142051	-1.577623	1.679503	2.31
		9	3	S	.62886	B	-333.04376	.127753	-.389333	.951182	2.22
14	2	2	1		-403.18	A	-467.51586	.045567	6.652481	2.773148	.852
		9	3	S	.62886	B	-328.14373	.127753	3.353570	.951182	.833
		10	3	S	-.68885	B	-436.29669	-.056637	7.536401	3.575465	.469
15	1	2	1		-488.03	A	-419.08850	.052595	-8.361307	3.317242	.317
		9	1		.02675	A	-286.44790	.030225	-5.544189	2.132257	.268
		2	3	S	-494.95	B	-391.17944	-.083473	-10.991165	4.212767	-1.11
		6	3	S	-376.56	B	-402.78399	.181206	-4.792408	2.026723	1.73
		9	3	S	.73848	B	-292.25018	.162564	-2.444810	1.039235	1.69

 D E P L A C E M E N T S N O D A U X E=1000:1

3 4 5 6 7 8 9

1 -								
u	-.073282	-.060218	-.187566	-.195757	-.206359	-.188906	-.038189	-
v	.081603	.036278	.305029	.218828	.592828	.494373	.813652	-
w	-.514991	-.825879	-.876126	-1.758374	-1.354690	-2.503494	-1.623570	-2
θx	-.033402	-.021510	-.046182	-.051377	-.063269	-.073865	-.075247	-
θy	.029895	.048990	.031889	.048964	.109388	.068357	.142912	-
θz	-.007126	-.002641	-.009912	-.006294	-.010651	-.009728	-.008717	-
2 -								
u	-.034257	-.027138	-.072416	-.074249	-.064432	-.054540	.035951	-
v	.035701	.019260	.142945	.107527	.282992	.241783	.399964	-
w	-.173490	-.310844	-.299182	-.677410	-.460694	-.957865	-.546824	-1
θx	-.016470	-.011733	-.022996	-.025825	-.034062	-.037057	-.040894	-
θy	.004702	.016765	.029201	.034622	.063166	.039646	.084505	-
θz	-.003039	-.001329	-.004602	-.003582	-.005441	-.005114	-.005051	-
3 - 1								
u	.127994	.126809	.444666	.445159	.761049	.761332	.911931	-
v	.178483	.127412	.597501	.496455	.993446	.838645	1.192966	1
w	.002500	-.012942	.004389	-.027059	.006963	-.037454	.008396	-
θx	-.070226	-.051450	-.080794	-.069989	-.069219	-.061419	-.059405	-
θy	.048074	.033815	.058408	.042433	.048251	.042755	.042736	-
θz	-.010981	-.006562	-.016806	-.017636	-.027170	-.027881	-.031517	-
3 - 2								
u	.028932	.029055	.084764	.084921	.132110	.132135	.151773	-
v	-.083383	-.074671	-.274881	-.286425	-.450066	-.476341	-.536043	-
w	.006934	.005355	.011534	.011549	.017038	.016188	.019901	-
θx	.032477	.029560	.036609	.039008	.030190	.032745	.025454	-
θy	.009300	.006434	.009499	.006299	.006437	.005536	.005241	-
θz	-.000168	-.000495	-.001550	-.002927	-.004214	-.004848	-.005621	-
3 - 3								
u	.017987	.017870	.062299	.062398	.104845	.104872	.124328	-
v	-.063645	-.038104	-.191663	-.142162	-.287002	-.229197	-.326251	-
w	.004532	.002110	.007484	.004513	.010950	.006251	.012770	-
θx	.022982	.014927	.022815	.018483	.014494	.014274	.011226	-
θy	.006803	.004655	.008045	.005726	.006302	.005566	.005417	-
θz	.004763	.002901	.007332	.007635	.010004	.010490	.010500	-
3 - 4								
u	-.037785	-.033683	-.263665	-.264245	-.512723	-.513020	-.631166	-
v	-.011084	-.002331	-.051159	-.024298	-.100996	-.057595	-.130943	-
w	-.008536	.003301	-.014624	.006958	-.022085	.009733	-.025972	-
θx	.005772	.002153	.008675	.006143	.009883	.007647	.009433	-
θy	-.028376	-.016641	-.044640	-.033029	-.038046	-.033375	-.033354	-
θz	.002228	.001317	.004428	.003652	.009137	.005822	.011411	-
3 - 5								
u	.047738	.047272	.168932	.169190	.291051	.291238	.349285	-
v	.006230	-.003998	.016426	-.014671	.021078	-.025450	.022773	-
w	.005093	-.000698	.008628	-.001265	.013027	-.001638	.015341	-
θx	-.002004	.001373	-.001561	.001833	-.000530	.001630	-.000714	-
θy	.018265	.012538	.022384	.016111	.018529	.016242	.016514	-
θz	-.004530	-.002403	-.007221	-.007014	-.011449	-.010743	-.013433	-

FORMES D'OSCILLATIONS												
	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
3 - 1												
u	-48	-48	-168	-168	-288	-288	-345	-345	-405	-405	-463	-463
v	-67	-48	-226	-188	-376	-317	-452	-385	-522	-447	-589	-505
w		4	-1	10	-2	14	-3	16	-3	18	-4	20
θx	26	19	30	26	26	23	22	20	20	18	19	17
θy	-18	-12	-22	-16	-18	-16	-16	-14	-16	-13	-15	-13
θz	4	2	6	6	10	10	11	12	13	14	15	16
3 - 2												
u	-14	-15	-43	-43	-68	-68	-78	-78	-88	-88	-97	-97
v	43	38	142	148	232	246	277	295	317	338	356	378
w	-3	-2	-5	-5	-8	-8	-10	-9	-11	-11	-13	-12
θx	-16	-15	-18	-20	-15	-16	-13	-14	-12	-12	-11	-11
θy	-4	-3	-4	-3	-3	-2	-2	-2	-2	-1	-2	-1
θz				1	2	2	2	2	3	3	3	3
3 - 3												
u	-19	-19	-66	-66	-112	-112	-133	-133	-154	-154	-174	-174
v	68	40	205	152	308	245	350	289	387	325	422	358
w	-4	-2	-8	-4	-11	-6	-13	-7	-15	-8	-17	-9
θx	-24	-16	-24	-19	-15	-15	-12	-12	-11	-10	-10	-9
θy	-7	-4	-8	-6	-6	-5	-5	-5	-5	-4	-5	-4
θz	-5	-3	-7	-8	-10	-11	-11	-12	-11	-13	-12	-14
3 - 4												
u	20	18	143	143	279	279	343	343	411	411	477	477
v	6	1	27	13	54	31	71	43	88	56	107	70
w	4	-1	7	-3	12	-5	14	-6	16	-7	18	-7
θx	-3	-1	-4	-3	-5	-4	-5	-4	-5	-4	-6	-4
θy	15	9	24	17	20	18	18	15	18	15	17	14
θz	-1		-2	-1	-4	-3	-6	-3	-7	-4	-9	-5
3 - 5												
u	-25	-25	-91	-91	-157	-157	-189	-188	-223	-223	-256	-256
v	-3	2	-8	7	-11	13	-12	16	-14	19	-19	21
w	-2		-4		-7		-8		-9	1	-10	1
θx	1										2	
θy	-9	-6	-12	-8	-10	-8	-8	-7	-9	-7	-9	-7
θz	2	1	3	3	6	5	7	6	8	8	10	9

	23	24	25	26	27	28	30	31	32	33	34	35

3 - 1												
u	-752	-752	-796	-796	-831	-831	-47	-168	-288	-345	-406	-463
v	-915	-783	-962	-823	-1000	-857	-40	-149	-251	-298	-349	-396
w	-5	25	-6	26	-6	26	11	20	27	31	37	41
θx	15	13	12	11	10	9	12	17	15	12	10	10
θy	-11	-8	-9	-7	-8	-6	-7	-22	-18	-15	-12	-12
θz	24	25	25	26	26	27	3	6	10	12	14	15

ANNEXE B

E F F O R T S /CONTRAINTES/ DANS LES ELEMENTS

	5_	1-1	1-2	2-1	2-2	3-1	3-2	4
		1	1	6	6	11	11	16
		6	6	11	11	16	16	21

1-								
N	-12.379749	-7.479749	4.453269	10.823269	-179.07783	-173.32034	-158.1	
Mt	-.026845	-.026845	.020650	.020650	-.292587	-.292587	-.202	
My	-3.462896	7.154279	-5.814250	2.974725	-6.141029	10.075172	-7.82	
Qz	2.654294	2.654294	1.690187	1.690187	3.450256	3.450256	5.91	
Mz	-.466483	1.034129	-.933162	.496511	-3.269820	2.040172	-1.79	
Qy	-.375153	-.375153	-.274937	-.274937	-1.129786	-1.129786	-1.25	
2-								
N	-1.677047	-1.677047	1.290036	1.290036	-31.412846	-31.412846	-26.4	
Mt	-.010369	-.010369	.007976	.007976	-.052801	-.052801	-.032	
My	-.630898	1.573046	-1.633631	.908902	-1.896865	2.833997	-2.81	
Qz	.550986	.550986	.488949	.488949	1.006567	1.006567	2.07	
Mz	-.050055	.124392	-.128734	.071551	-1.280005	.564312	-.424	
Qy	-.043612	-.043612	-.038516	-.038516	-.392408	-.392408	-.311	
3- 1								
N	.006448	.006448	-.004960	-.004960	1.869203	1.869203	1.52	
Mt	-.042994	-.042994	.033072	.033072	-.145921	-.145921	.020	
My	.044070	-.049401	-.014721	.018822	.348731	-.226383	.000	
Qz	-.023368	-.023368	.006451	.006451	-.122365	-.122365	-.042	
Mz	-.057005	.074249	-.003001	-.010263	3.694679	-1.101581	-.128	
Qy	-.032814	-.032814	.001397	.001397	1.020481	1.020481	.120	
3- 2								
N	-.003354	-.003354	.002580	.002580	.083595	.083595	.051	
Mt	.000431	.000431	-.000331	-.000331	-.082359	-.082359	-.077	
My	-.030899	.032523	.014825	-.016074	.461912	-.204898	.089	
Qz	.015855	.015855	-.005942	-.005942	-.141874	-.141874	-.075	
Mz	.008947	-.007390	-.008610	.007412	-.665414	.197187	-.003	
Qy	.004084	.004084	-.003081	-.003081	-.183532	-.183532	-.033	
3- 3								
N	.018257	.018257	-.014044	-.014044	-1.886641	-1.886641	-1.59	
Mt	-.009869	-.009869	.007591	.007591	-.007417	-.007417	.045	
My	.137350	-.150860	-.052493	.062886	-2.063089	.841018	-.475	
Qz	-.072053	-.072053	.022188	.022188	.617895	.617895	.349	
Mz	-.023578	.028698	.003045	-.006984	1.223517	-.348111	-.032	
Qy	-.013069	-.013069	.001929	.001929	.334389	.334389	.037	
3- 4								
N	-.007931	-.007931	.006101	.006101	.657896	.657896	.528	
Mt	.000504	.000504	-.000388	-.000388	-.103151	-.103151	-.105	
My	.003567	.009471	-.029882	.019854	1.119769	-.472712	.247	
Qz	.001476	.001476	.009565	.009565	-.338826	-.338826	-.190	
Mz	.015045	-.013986	-.011157	.010343	-.999034	.287377	-.006	
Qy	.007258	.007258	-.004135	-.004135	-.273704	-.273704	-.046	

COMBINAISONS

ELM	NS	CRT	ST	RS	CONTR.	N	Mt	My	Qz	Mz	
21	2	1	1		28.027	A	-122.95576	.047789	13.321578	8.190131	1.77
		4	1		-13.545	A	-93.833397	-.002629	9.139812	5.605820	1.11
		1	3	S	30.217	B	-117.18174	.139790	12.070386	7.408836	2.66
		3	3	S	6.1464	B	-119.02232	-.061018	13.178847	8.109989	.661
		4	3	S	-28.205	B	-92.913109	.097775	8.585581	5.255243	2.11
		11	3	S	.16376	B	-94.753685	-.103033	9.694042	5.956397	.107
22	1	2	1		-219.71	A	-102.75909	-.044670	-7.787267	5.555382	-.984
		6	1		-1.0217	A	-79.394440	-.056344	-5.283464	3.781161	-.594
		4	3	S	-199.28	B	-99.506859	-.089850	-7.851392	5.589197	-.367
		6	3	S	-2.5972	B	-80.036308	-.099578	-5.764891	4.110679	-.043
		8	3	S	-30.004	B	-78.752571	-.013109	-4.802038	3.451643	-1.14
		10	3	S	-1.0940	B	-98.223122	-.003381	-6.888540	4.930161	-1.47
		29	4	S	.00176	B	-64.050446	-.081104	-4.627960	3.299527	-.016
		22	2	1	1	32.720	A	-101.25909	-.044670	8.878881	5.555382
22	2	4	1		-6.5664	A	-77.894440	-.056344	6.060019	3.781161	.710
		3	3	S	15.430	B	-98.006859	-.089850	8.916235	5.589197	.408
		4	3	S	-21.815	B	-77.252571	-.013109	5.552855	3.451643	1.39
		10	3	S	-1.0940	B	-96.723122	-.003381	7.901905	4.930161	1.77
		11	3	S	.30895	B	-78.536308	-.099578	6.567184	4.110679	.025
		29	4	S	.00164	B	-62.850441	-.081104	5.270653	3.299527	-.002
		23	1	2	1		-214.14	A	-81.680389	-.008824	-9.051657
4	3			S	-194.63	B	-79.121498	-.043160	-8.949619	5.994148	-.285
10	3			S	-.89398	B	-78.292686	.017794	-8.204912	5.471223	-1.34
11	3			S	.24176	B	-64.254990	-.062453	-6.577665	4.409836	.054
27	4			S	.03426	B	-51.417805	-.050978	-5.274544	3.536584	.061
23	2	1	1		54.297	A	-80.180389	-.008824	9.096988	6.049548	.988
		3	3	S	38.587	B	-77.621498	-.043160	9.032888	5.994148	.317
		4	4	S	-.09989	B	-49.527130	-.000183	4.648430	3.100813	.941
		10	3	S	-.89398	B	-76.792686	.017794	8.208693	5.471223	1.51
		11	3	S	.24176	B	-62.754986	-.062453	6.651905	4.409836	-.046
		27	4	S	.03438	B	-50.217804	-.050978	5.335261	3.536584	-.056
24	1	2	1		-189.83	A	-60.622063	.043394	-9.030328	6.065447	-.660
		4	3	S	-173.34	B	-58.316189	.013920	-8.834420	5.946928	-.207
		10	3	S	-.54195	B	-58.811504	.059516	-8.287570	5.554261	-.998
		11	3	S	.11082	B	-48.025108	-.019459	-6.487761	4.372667	.082
		27	4	S	.04264	B	-38.411831	-.016327	-5.199323	3.504678	.079
24	2	1	1		73.870	A	-59.122063	.043394	9.166012	6.065447	.808
		3	3	S	59.729	B	-56.816189	.013920	9.006510	5.946928	.265
		10	3	S	-.54195	B	-57.311504	.059516	8.375067	5.554261	1.22
		11	3	S	.11082	B	-46.525108	-.019459	6.630387	4.372667	-.055
		27	4	S	.04276	B	-37.211830	-.016327	5.314834	3.504678	-.060

Produit de ALGOSOFT (France-Paris) 9
 Tue Jan 09 01:50:30 1996 DDDDD

D E P L A C E M E N T S N O D A U X E=1000:1							
	401	402	403	404	405	406	407
1 -							
u	.579796	-.187085	-.864838	1.152778	1.107760	.398098	-.647675
v	2.660623	2.659229	2.659852	2.919254	2.913956	2.918537	2.928203
w	-3.617745	-3.707339	-4.639646	-3.681112	-4.248320	-3.682258	-3.770326
θx	-.046475	-.056586	.019928	-.147359	-.046612	.041383	-.028223
θy	-.105208	-.195776	-.471188	-.422487	-.452468	-.574744	-.668841
θz	.104714	.098029	.065416	.098043	.138436	.112655	.106599
2 -							
u	-.132708	-.379321	-.505149	.491429	.289248	-.213259	-.527192
v	.052403	.052918	.053250	.062311	.059093	.056183	.056473
w	-.767307	-.750468	-.717202	-.604258	-1.120568	-.774311	-.756985
θx	.011709	.009953	.016721	-.039395	-.008519	.015763	.008148
θy	-.064970	-.085485	-.111922	-.029344	-.036839	-.076234	-.103271
θz	.066256	.045075	.043632	.077799	.088701	.075143	.050725
3 - 1							
u	.365014	.622078	.926728	-.393056	-.055212	.371749	.635154
v	.029080	.028996	.028919	.037289	.037192	.037099	.036981
w	-.005569	-.010120	-.017788	.013756	.002271	-.005589	-.010166
θx	-.002811	-.002761	-.002479	-.002161	-.002226	-.002045	-.001967
θy	.002507	.004750	.005565	-.003297	.001080	.001130	.002739
θz	-.062010	-.053049	-.054347	-.061721	-.060162	-.063396	-.054272
3 - 2							
u	-.394902	-.603108	-.944913	.157092	-.113800	-.410348	-.617051
v	1.413288	1.413301	1.413554	1.458716	1.458684	1.458848	1.458942
w	.009042	-.006637	-.010125	.017507	.004938	.009059	-.006665
θx	-.016927	-.017055	-.016453	-.009467	-.007255	-.010380	-.010533
θy	-.005821	-.005704	-.007145	.000922	.003102	-.005300	-.003858
θz	.039080	.044402	.044353	.040105	.040305	.039187	.044442
3 - 3							
u	-1.005288	-.874834	-.730589	-1.170956	-1.167678	-1.035610	-.894588
v	-.832181	-.832233	-.832404	-.860925	-.860944	-.861041	-.861152
w	.015892	.022077	.026537	.024501	.038281	.015979	.022160
θx	.010431	.010715	.010139	.006759	.004111	.005656	.006289
θy	-.010805	-.007144	-.003457	-.013587	-.012085	-.006501	-.004318
θz	-.015810	-.016898	-.012569	-.009425	-.007619	-.016699	-.017703
3 - 4							
u	.174291	.226411	.209998	-.738671	-.270977	.179247	.231951
v	-.741145	-.741036	-.741260	-.762393	-.762151	-.761569	-.761566
w	-.003704	.004023	.007968	.012019	.008939	-.003704	.004032
θx	.007586	.007727	.007341	.003903	.002259	.004418	.004748
θy	.001927	.002170	.001871	-.007105	-.003236	.001619	.001404
θz	-.059083	-.034781	-.048217	-.070270	-.067475	-.060364	-.035456
3 - 5							
u	.159483	-.094607	-.646665	1.177088	.579039	.173339	-.091848
v	-.018433	-.018521	-.018535	-.031403	-.031752	-.032115	-.032173
w	-.004380	.002455	.012918	-.039570	-.021845	-.004417	.002479
θx	.004964	.004850	.004565	.003414	.003655	.003785	.003529
θy	.004978	.001161	-.002574	.012507	.003654	.003973	.001059
θz	.058557	.070831	.077961	.074407	.078394	.060531	.072902

FORMES D'OSCILLATIONS												
	292	293	294	295	296	297	298	299	300	301	302	303
3 - 2												
u	169	295	496	132	188	322	538	144	203	343	570	153
v	-542	-542	-543	-623	-623	-624	-624	-688	-688	-689	-689	-736
w	16	7	11	-1	16	8	12	-1	16	8	12	-1
θx	24	25	25	11	20	21	21	10	16	16	16	9
θy	7	8	10	-2	5	7	8	-1	4	5	6	-1
θz	-28	-20	-20	-23	-28	-22	-21	-25	-29	-23	-23	-26
3 - 3												
u	540	497	431	617	596	535	458	668	640	565	478	705
v	369	369	370	412	412	412	412	447	447	447	447	473
w	1	-3	-5	13	1	-3	-6	13	1	-3	-6	13
θx	-12	-12	-11	-8	-10	-10	-9	-7	-8	-8	-7	-6
θy	16	9	3	10	13	7	2	8	10	5	1	6
θz	6	8	8	6	9	10	9	8	12	11	10	10
3 - 4												
u	-45	-99	-79	59	-46	-106	-85	66	-47	-111	-90	71
v	148	148	148	171	171	171	171	190	191	190	190	205
w	-4	-2	-3	2	-4	-2	-3	2	-4	-2	-3	2
θx	-7	-7	-7	-4	-6	-6	-5	-4	-4	-4	-4	-4
θy		-2	-1	2		-1	-1	1		-1		1
θz	45	70	78	85	49	76	85	91	52	81	90	96
3 - 5												
u	-145	4	354	-245	-174	-8	369	-276	-199	-19	380	-299
v	290	290	290	348	348	348	348	396	396	396	397	433
w	-11	-4	-6	-2	-11	-5	-6	-1	-11	-5	-7	-1
θx	-16	-17	-15	-4	-14	-15	-13	-4	-12	-12	-11	-4
θy	-9	-4		-2	-8	-3		-1	-6	-3		-1
θz	-34	-25	-26	-34	-39	-28	-29	-37	-43	-30	-31	-39
314 316 317 319 320 321 322 323 324 325 326 327												
3 - 1												
u	-4	-5	26	43	4	62	7	80	10	97	13	112
v				-17	-17	-42	-42	-68	-68	-92	-92	-115
w					-1	1	-3	1	-5	1	-6	1
θx			2	6	3	7	3	6	4	6	3	6
θy			4	4	-1	3	-1	3	-1	3	-1	3
θz		3	3	6	11	9	14	13	17	15	19	18
3 - 2												
u	-2	-7	-35	-54	9	-71	16	-83	24	-91	32	-96
v	1	1	-3	-79	-79	-188	-188	-295	-295	-395	-395	-487
w			-3	-5	-7	-8	-14	-10	-18	-11	-21	-12
θx		1	13	29	15	32	15	30	16	27	16	25
θy			-5	-3	-6	-2	-5	-2	-5	-1	-5	-1
θz	-1	-3	-26	-31	-4	-30	-11	-29	-15	-28	-18	-28

ANNEXE C

E F F O R T S /CONTRAINTES/ DANS LES ELEMENTS

5_	132-2	133-1	133-2	134-1	134-2	135-1	135-
	64	68	68	72	72	76	76
	68	72	72	76	76	80	80

1-							
N	-364.05667	-335.36615	-329.60864	-301.32342	-297.64843	-269.52002	-266.8
Mt	-.024348	-.031393	-.031393	-.035717	-.035717	-.028567	-.0285
My	-.565292	1.223619	-1.500641	1.446107	-1.645511	1.753006	-1.857
Qz	-.192766	-.579630	-.579630	-1.030539	-1.030539	-1.203585	-1.203
Mz	.337236	-.057620	.018362	.138611	-.070221	.314212	-.2832
Qy	-.149578	-.016167	-.016167	.069611	.069611	.199158	.1991
2-							
N	-94.110855	-82.662720	-82.662720	-71.335411	-71.335411	-60.018322	-60.01
Mt	-.013997	-.019079	-.019079	-.018747	-.018747	-.011602	-.0116
My	-.115441	.309259	-.461218	.287948	-.281696	.523684	-.5867
Qz	-.045320	-.163931	-.163931	-.189881	-.189881	-.370130	-.3701
Mz	-.046713	.128309	-.144880	.142726	-.126259	.208778	-.2258
Qy	.019351	.058125	.058125	.089662	.089662	.144869	.1448
3- 1							
N	1.250991	1.076698	1.076698	.903411	.903411	.744528	.7445
Mt	-.002003	.004748	.004748	.009035	.009035	.006934	.0069
My	.163461	-.228390	.242603	-.128194	.213248	-.115436	.1694
Qz	.096963	.100211	.100211	.113814	.113814	.094948	.0949
Mz	-.139704	.353817	-.378143	.118521	-.341427	.117883	-.2710
Qy	.158227	.155736	.155736	.153316	.153316	.129630	.1296
3- 2							
N	-.102578	-.083370	-.083370	-.067358	-.067358	-.053662	-.0536
Mt	.055851	.060208	.060208	.049956	.049956	.030864	.0308
My	.270504	-.242235	.280036	-.152762	.208554	-.146546	.1645
Qz	.110594	.111122	.111122	.120439	.120439	.103714	.1037
Mz	.076386	-.095324	.094332	-.060234	.085677	-.045430	.0639
Qy	-.038086	-.040352	-.040352	-.048637	-.048637	-.036474	-.0364
3- 3							
N	-.166057	-.127785	-.127785	-.101345	-.101345	-.080573	-.0805
Mt	.001187	-.000760	-.000760	-.002197	-.002197	-.001151	-.0011
My	.735262	-.660188	.761161	-.400290	.559382	-.381101	.4348
Qz	.304426	.302415	.302415	.319891	.319891	.271996	.2719
Mz	.211128	-.202780	.226572	-.123512	.182043	-.103739	.1337
Qy	-.092224	-.091351	-.091351	-.101852	-.101852	-.079152	-.0791
3- 4							
N	.990000	1.140774	1.140774	1.240764	1.240764	1.286370	1.286
Mt	-.022732	-.024488	-.024488	-.015898	-.015898	-.003089	-.0030
My	-.224747	.102901	-.282868	-.075291	-.210310	-.119253	-.1002
Qz	-.103628	-.082079	-.082079	-.045006	-.045006	.006348	.0063
Mz	.349586	-.104846	.627454	.319876	.517384	.369934	.2939
Qy	-.190802	-.155809	-.155809	-.065836	-.065836	.025344	.0253

COMBINAISONS

ELM	NS	CRT	ST	RS	CONTR.	N	Mt	My	Qz	Mz
		3	3	S	51.117	B -66.741806	-.052833	12.412609	-8.348076	3.57
		9	3	S	2.6884	B -67.309769	-.021224	12.116726	-8.122646	4.07
11	2	2	1		-293.53	A -68.720551	-.038608	-12.892294	-8.530458	-3.96
		7	3	S	56.482	B -65.241806	-.052833	-12.631911	-8.348076	-3.50
		9	3	S	2.6884	B -65.809769	-.021224	-12.250920	-8.122646	-4.20
12	1	1	1		172.19	A -49.473331	-.042726	12.703793	-8.157120	3.92
		23	1		10.257	A -33.682007	-.034694	10.198061	-6.709238	3.29
		3	3	S	69.470	B -46.691330	-.054599	12.375280	-7.994445	3.66
		9	3	S	2.4840	B -46.991554	-.028177	12.197060	-7.837166	3.97
		23	3	S	12.159	B -33.832119	-.021483	10.108951	-6.630598	3.44
12	2	2	1		-252.02	A -47.973331	-.042726	-11.767566	-8.157120	-3.53
		25	1		8.7903	A -32.182007	-.034694	-9.929651	-6.709238	-3.07
		4	3	S	-157.91	B -45.191330	-.054599	-11.609116	-7.994445	-3.15
		9	3	S	2.4840	B -45.491554	-.028177	-11.313377	-7.837166	-3.76
		25	3	S	12.697	B -32.332119	-.021483	-9.781782	-6.630598	-3.37
13	1	1	1		261.12	A -28.258175	-.066611	16.369854	-13.578535	5.33
13	2	2	1		-442.37	A -26.758175	-.066611	-24.365751	-13.578535	-6.80
14	1	2	1		-285.11	A -368.03216	-.034522	7.937060	-5.940174	1.73
		4	3	S	-327.56	B -351.79522	.018140	6.514274	-5.426113	3.68
		8	3	S	-432.38	B -355.07592	-.083253	8.633082	-5.924707	-.385
14	2	2	1		-524.00	A -363.13220	-.034522	-15.823637	-5.940174	-2.94
		9	3	S	1.6292	B -346.89523	.018140	-15.299719	-5.426113	-2.63
		14	3	S	-6.1031	B -350.17593	-.083253	-14.956207	-5.924707	-2.96
15	1	2	1		-149.70	A -335.46997	-.054062	17.973913	-6.943582	3.69
		2	3	S	-154.52	B -323.55206	-.124695	17.811632	-6.782959	1.90
		4	3	S	-224.94	B -320.66741	.023016	16.207262	-6.278265	5.03
15	2	2	1		-515.73	A -329.09997	-.054062	-18.132713	-6.943582	-3.64
		6	3	S	-153.10	B -314.29742	.023016	-16.432119	-6.278265	-2.37
		8	3	S	-205.16	B -317.18206	-.124695	-17.467348	-6.782959	-4.39
16	1	2	1		-116.42	A -230.59861	-.037560	11.070845	-4.592874	2.24
		4	1		-166.17	A -298.94525	-.060879	19.711784	-8.082891	4.22
		2	3	S	-121.31	B -231.78772	-.114015	11.573544	-4.836619	1.31
		4	3	S	-175.43	B -286.36508	.019462	17.768929	-7.257476	4.82
		20	3	S	-138.82	B -229.40951	.038894	10.568146	-4.349129	3.18
		24	3	S	-263.38	B -288.74325	-.133447	18.774326	-7.744966	2.95
16	2	2	1		-483.08	A -293.18777	-.060879	-18.277800	-8.082891	-3.87
		6	1		-116.53	A -224.84112	-.037560	-10.515664	-4.592874	-2.11

D E P L A C E M E N T S N O D A U X E=1000:1							
	69	70	71	72	73	74	75
1 -							
u	-.103218	-.016187	.036940	.126686	-.147545	-.044288	.023503
v	.023272	.023337	.025755	.025543	.036892	.037424	.038566
w	-3.224658	-2.636857	-2.660942	-3.230808	-4.002662	-3.228405	-3.133699
θx	.003483	-.006326	-.000687	-.003148	-.000044	-.011176	-.004052
θy	-.026595	-.005411	-.002146	-.009874	-.031329	-.008934	-.003932
θz	.007694	.008180	.008519	.007654	.010792	.011296	.010903
2 -							
u	-.041374	-.007162	.015179	.045862	-.062131	-.026566	.001822
v	.017604	.017953	.018443	.018813	.022308	.022407	.022714
w	-.817091	-.730124	-.735372	-.818431	-1.002417	-.874228	-.850411
θx	-.001465	-.001771	-.001208	-.000129	-.002620	-.003026	-.002133
θy	-.009330	-.004034	-.002933	-.003494	-.008592	-.003180	-.002103
θz	.004381	.004294	.004464	.004442	.005977	.005878	.005696
3 - 1							
u	-.270626	-.264354	-.264160	-.270195	-.338213	-.334063	-.333321
v	.731162	.731137	.731365	.731614	.922037	.921739	.921228
w	-.010767	-.005259	.005408	.010861	-.013076	-.006285	.006251
θx	-.064052	-.064313	-.064216	-.063975	-.057184	-.057879	-.059024
θy	-.021722	-.023485	-.023367	-.021806	-.019100	-.021141	-.021572
θz	.000366	.000100	-.000138	.000077	-.000555	-.000528	-.000564
3 - 2							
u	.164596	.056396	-.020955	-.129374	.196408	.068777	-.024393
v	-.072591	-.072617	-.072696	-.072808	-.090680	-.090576	-.090459
w	.001142	.000473	-.000424	-.000887	.001375	.000563	-.000486
θx	.006713	.006204	.006035	.005580	.005801	.005402	.005402
θy	.009371	.004221	-.001113	-.006588	.007341	.003516	-.000879
θz	-.015988	-.015472	-.016035	-.016563	-.020651	-.019828	-.019311
3 - 3							
u	-.368718	-.361939	-.363443	-.372976	-.436382	-.437007	-.437266
v	-.135258	-.135227	-.135312	-.135434	-.162770	-.162776	-.162639
w	.001327	.001353	-.000133	-.001435	.001623	.001633	-.000125
θx	.008220	.009216	.009252	.008518	.006502	.007494	.007814
θy	-.019079	-.025044	-.024953	-.019978	-.014536	-.020338	-.021203
θz	.000013	-.000016	-.000174	-.000210		-.000030	-.000074
3 - 4							
u	.233945	.220726	.218884	.231592	.262958	.249754	.247756
v	-.636658	-.636000	-.635672	-.636063	-.719747	-.718819	-.718106
w	-.008792	-.004016	.004284	.008926	-.012028	-.005440	.005466
θx	.039017	.038804	.036773	.036534	.013613	.013796	.016450
θy	.013089	.013716	.012802	.012303	.004314	.004768	.005909
θz	.006154	.004631	.005079	.006707	.007632	.005694	.005840
3 - 5							
u	-.131188	-.019190	.040459	.152691	-.154137	-.022571	.048879
v	-.045227	-.045204	-.045181	-.045143	-.056038	-.056107	-.056129
w	.000516	.000400	-.000277	-.000596	.000634	.000479	-.000319
θx	.003069	.003668	.003762	.004088	.002650	.003200	.003364
θy	-.006590	-.001128	.002918	.008584	-.004819	-.000812	.002478
θz	-.004809	-.002145	-.002243	-.004996	-.006352	-.002892	-.002812

CHARGES NODALES

	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
3 - 1												
u	.0004	.0005	.0005	.0004	.0019	.0022	.0022	.0019	.0032	.0038	.0038	.0032
v	-.0011	-.0016	-.0016	-.0011	-.0053	-.0063	-.0063	-.0053	-.0087	-.0105	-.0105	-.0087
3 - 2												
u	-.0006	-.0003		.0003	-.0026	-.0014		.0013	-.0041	-.0022	-.0003	.0019
v	.0006	.0008	.0008	.0006	.0028	.0033	.0033	.0028	.0045	.0054	.0054	.0045
3 - 3												
u	.0015	.0020	.0020	.0015	.0065	.0075	.0075	.0066	.0100	.0119	.0120	.0100
v	.0005	.0008	.0008	.0005	.0024	.0028	.0028	.0024	.0037	.0044	.0044	.0037
w						-.0002	-.0002		-.0002	-.0003	-.0002	
3 - 4												
u	-.0039	-.0050	-.0050	-.0039	-.0165	-.0182	-.0182	-.0164	-.0242	-.0275	-.0272	-.0239
v	.0099	.0140	.0140	.0099	.0418	.0501	.0501	.0418	.0613	.0743	.0743	.0613
w				-.0002	.0003		-.0004	-.0006	.0005		-.0007	-.0010
3 - 5												
u	.0025	.0003	-.0011	-.0030	.0104	.0013	-.0043	-.0129	.0157	.0020	-.0070	-.0198
v	.0011	.0016	.0016	.0011	.0053	.0064	.0064	.0053	.0087	.0106	.0106	.0087
w					-.0003			.0003	-.0004			.0004
	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36
3 - 1												
u	.0046	.0056	.0056	.0046	.0051	.0062	.0062	.0051	.0054	.0066	.0066	.0051
v	-.0126	-.0153	-.0153	-.0126	-.0139	-.0169	-.0169	-.0139	-.0147	-.0179	-.0179	-.0147
w								-.0002				-.0002
3 - 2												
u	-.0055	-.0031	-.0005	.0025	-.0060	-.0034	-.0005	.0027	-.0063	-.0036	-.0006	.0028
v	.0063	.0077	.0077	.0063	.0070	.0085	.0085	.0070	.0073	.0089	.0089	.0073
3 - 3												
u	.0132	.0162	.0163	.0133	.0144	.0178	.0179	.0145	.0150	.0188	.0188	.0151
v	.0049	.0059	.0059	.0049	.0053	.0064	.0064	.0053	.0055	.0068	.0068	.0055
w	-.0003	-.0004	-.0003	-.0002	-.0003	-.0004	-.0003	-.0002	-.0003	-.0004	-.0003	-.0002
3 - 4												
u	-.0213	-.0243	-.0242	-.0211	-.0168	-.0191	-.0188	-.0166	-.0104	-.0113	-.0112	-.0103
v	.0539	.0655	.0655	.0539	.0423	.0513	.0513	.0423	.0258	.0315	.0315	.0258
w	.0010	.0003	-.0014	-.0017	.0011	.0003	-.0017	-.0020	.0012	.0004	-.0018	-.0022
3 - 5												
u	.0199	.0024	-.0096	-.0258	.0216	.0025	-.0105	-.0281	.0222	.0026	-.0110	-.0291
v	.0126	.0153	.0153	.0126	.0140	.0170	.0170	.0140	.0148	.0181	.0181	.0148
w	-.0005	-.0002	.0002	.0005	-.0005	-.0002	.0002	.0006	-.0005	-.0002	.0002	.0006

FORMES D'OSCILLATIONS												
	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
3 - 1												
u	20	19	19	20	81	78	78	81	140	137	137	140
v	-54	-55	-55	-54	-219	-219	-219	-219	-382	-382	-382	-382
w	1		-1	-2	2	1	-3	-4	3	1	-4	-6
θx	23	21	21	23	33	30	30	33	31	29	29	31
θy	8	8	8	8	12	11	11	12	11	11	11	11
θz												
3 - 2												
u	-60	-26	-2	31	-227	-100	-12	114	-375	-170	-23	181
v	61	61	61	61	239	240	240	240	410	411	411	411
w							1			-1	1	
θx	-26	-23	-23	-24	-36	-32	-32	-34	-32	-30	-29	-31
θy	-23	-10	-2	10	-30	-14	-3	12	-25	-12	-2	9
θz	6	6	6	6	19	18	18	18	30	30	30	29
3 - 3												
u	72	66	66	73	267	254	256	270	435	427	429	440
v	26	26	26	26	97	97	97	97	160	160	160	160
w	-3	-3	-3	-2	-7	-8	-6	-5	-10	-11	-9	-7
θx	-9	-8	-8	-9	-12	-11	-11	-12	-10	-9	-9	-10
θy	26	24	24	26	32	32	32	33	27	29	28	26
3 - 4												
u	-42	-38	-38	-41	-155	-143	-143	-154	-242	-227	-225	-239
v	106	106	106	106	393	393	393	393	613	613	613	613
w	1		-1	-2	3		-3	-6	5	1	-6	-10
θx	-43	-40	-40	-43	-53	-48	-48	-53	-32	-31	-31	-32
θy	-17	-15	-15	-17	-20	-19	-19	-20	-12	-12	-12	-12
θz	-2	-1	-1	-2	-6	-4	-5	-7	-11	-7	-8	-11
3 - 5												
u	60	6	-20	-74	221	24	-77	-275	356	38	-131	-449
v	28	28	28	28	114	114	114	114	198	198	198	198
w	-3	-1	1	3	-7	-2	2	7	-9	-3	3	10
θx	-11	-11	-11	-13	-16	-15	-16	-18	-15	-14	-15	-16
θy	21	2	-7	-27	26	2	-10	-35	20	1	-9	-28
θz	-2	-3	-3	-2	-6	-10	-10	-6	-9	-15	-15	-9

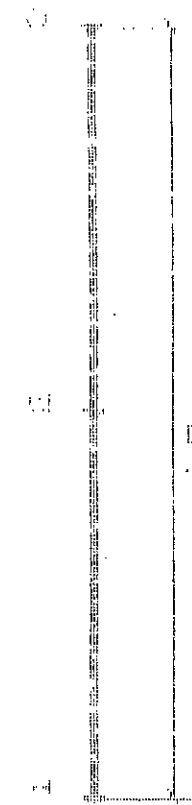
	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36
3 - 1												
u	232	231	231	231	257	257	257	256	280	281	281	279
v	-632	-632	-632	-632	-700	-700	-700	-700	-763	-762	-762	-763
w	5	2	-7	-9	6	2	-7	-10	6	2	-7	-10
θx	22	21	21	22	20	19	19	20	19	16	17	19
θy	8	8	8	8	7	7	7	7	7	7	6	6
θz	1	1	1	1	2	1	1	2	2	2	1	2

ANNEXE D

E L E M E N T	S E C T I O N	ARMATURE LOGITUDINALE							ARMATURE TRANSVERS.				OVER- TURE DES FIS- SURES mm	PROJE CTION DE SE CTION INCLI NEE cm
		ASYMETRIQUE cm ²				SYMETRIQUE cm ²			At1 cm ²	PAS s1 (cm)	At2 cm ²	PAS s2 (cm)		
		AS1	AS2	AS3	%	AS1	AS3	%						
		Taux de ferrailage 1							Beton fc28=25					
		Armature longitudinale FeE40							Armature transversale FeE40					
352	1				6.03	2.01	0.4	0.8	23.3	0.8	23.3		130.0	
	2				6.03	2.01	0.4	0.8	23.3	0.8	23.3		130.0	
353	1				6.03	2.01	0.4	0.8	23.3	0.8	23.3		130.0	
	2				6.03	2.01	0.4	0.8	23.3	0.8	23.3		130.0	
364	1				6.03	2.01	0.9	0.8	15.0	0.8	15.0		80.0	
	2				8.30	2.01	1.1	0.8	15.0	0.8	15.0		80.0	
404	1				6.03	2.01	0.4	0.8	23.3	0.8	23.3		130.0	
	2				6.03	2.01	0.4	0.8	23.3	0.8	23.3		130.0	
405	1				6.03	2.01	0.4	0.8	23.3	0.8	23.3		130.0	
	2				6.03	2.01	0.4	0.8	23.3	0.8	23.3		130.0	
410	1				6.03	2.01	0.5	0.8	20.0	0.8	20.0		110.0	
	2				6.03	2.01	0.5	0.8	20.0	0.8	20.0		110.0	
599	1				6.03	2.01	0.2	1.3	30.0	1.3	30.0		170.0	
	2				6.03	2.01	0.2	1.3	30.0	1.3	30.0		170.0	
600	1				6.03	2.01	0.2	1.3	30.0	1.3	30.0		170.0	
	2				6.03	2.01	0.2	1.3	30.0	1.3	30.0		170.0	
611	1				6.03	2.01	0.5	0.8	20.0	0.8	20.0		110.0	
	2				6.03	2.01	0.5	0.8	20.0	0.8	20.0		110.0	
651	1				6.03	2.01	0.2	1.3	30.0	1.3	30.0		170.0	
	2				6.03	2.01	0.2	1.3	30.0	1.3	30.0		170.0	
652	1				6.03	2.01	0.2	1.3	30.0	1.3	30.0		170.0	
	2				6.03	2.01	0.2	1.3	30.0	1.3	30.0		170.0	
663	1				6.03	2.01	0.5	0.8	20.0	0.8	20.0		110.0	

Code de probleme: MEL Date de calcul: 14.1.1996 Heure de calcul: 0:34:47

E L E M E N T	S E C T I O N	ARMATURE LOGITUDINALE						ARMATURE TRANSVERS.				OVER- TURE DES FIS- SURES mm	PROJE CTION DE SE CTION INCLI NEE cm	
		ASYMETRIQUE cm ²				SYMETRIQUE cm ²			At1 cm ²	PAS s1 (cm)	At2 cm ²			PAS s2 (cm)
		AS1	AS2	AS3	%	AS1	AS3	%						
		Taux de ferrailage 2						Beton fc28=25						
		Armature longitudinale FeE40				Armature transversale FeE40								
443	1*	4.0	4.0		0.5			0.6	16.7			0.1	90.0	
		2.0	0.9		0.2									
	2*	4.0	4.0		0.5			0.0	0.0			0.0		
		0.5	2.0		0.2									
	3*	4.0	4.0		0.5			0.6	16.7			0.1	90.0	
		2.0	2.0		0.3									
768	1*	6.3	9.8		0.5			0.6	23.3			0.3	130.0	
		4.4	6.2		0.3									
	2*	6.3	6.3		0.4			0.0	0.0			0.2		
		4.2	4.4		0.3									
	3*	6.3	9.8		0.5			0.6	23.3			0.3	130.0	
		4.4	6.2		0.3									
794	1*	6.3	9.8		0.5			0.6	23.3			0.3	130.0	
		4.4	6.2		0.3									
	2*	6.3	6.3		0.4			0.0	0.0			0.2		
		4.2	4.4		0.3									
	3*	6.3	9.8		0.5			0.6	23.3			0.3	130.0	
		4.4	6.2		0.3									
1444	1*	6.3	6.3		0.4			0.6	23.3			0.3	130.0	
		4.4	4.2		0.3									
	2*	6.3	6.3		0.4			0.6	23.3			0.2	130.0	
		4.4	4.2		0.3									
1808	1*	6.3	25.1		1.0			1.3	23.3			0.2	216.7	
		4.4	13.3		0.6									
	2*	9.8	6.3		0.5			0.0	0.0			0.3		
		6.7	4.4		0.4									
	3*	6.3	16.1		0.7			1.3	23.3			0.3	216.7	
		4.4	12.1		0.5									
1821	1*	6.3	16.1		0.7			0.6	23.3			0.2	130.0	

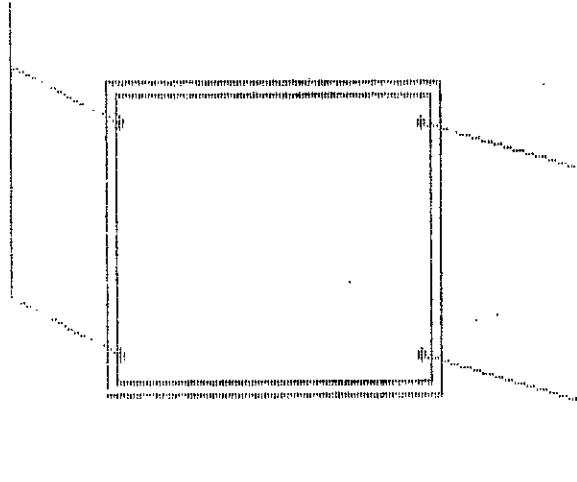


CLASSE DE BETON f_{cd} = 25
 ARMATURE LONGITUDINALE FE E 40
 ARMATURE TRANSVERSALE FE E 40
 TAUX DE FERRAILLAGE 2

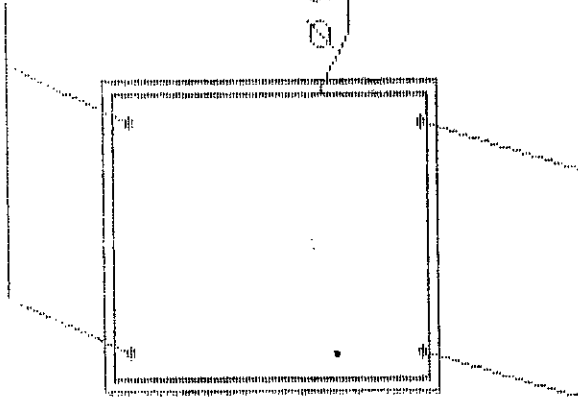
NUMERO D'ORDRE	ARMATURE LONGITUDINALE				ARMATURE TRANSVERSALE (CHACH)				OVERTURE DES FISSURES (mm)	PROJECTION DE SECTION INCLINEE (CH)
	ASYMETRIQUE		SYMETRIQUE		PAS		PAS			
	AS1	AS2	AS3	AS4	AS1	AS2	AS1	AS2		
1*	6.284	25.13	0.99		1.27	23			0.296	216.6
2*	4.987	19.46	0.75		0	0			0.253	
	9.818	6.284	0.51		0	0				
	6.194	4.987	0.33							

* Verifiez la section vis-a-vis de la combinaison d'efforts qui contient N

2 Ø 20



2 Ø 40



Ø 9 pas 23 cm

2 Ø 25

2 Ø 20

Section N2

Section N1

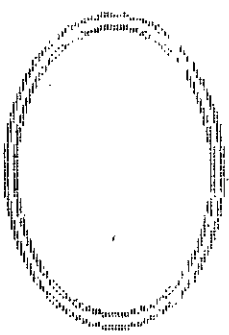
1

2

001

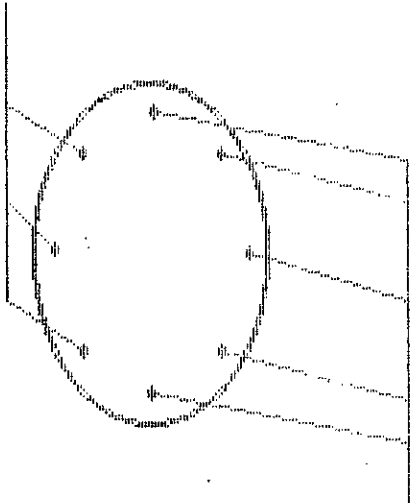
4

CLASSE DE BEIGN (20=25
 ANTIQUE LONGITUDINALE PEE 40
 ANTIQUE TRANSVERSE PEE 40
 TAX DE FERRAILLAGE 1



NUMERO SECTION	ANTIQUE LONGITUDINALE				ANTIQUE TRANSVERSE				PROJEC- TION DE SECTION INDIREE (CM)		
	AS1	AS2	AS3	%	AS1	AS3	%	AS1 (CM)		AS2 (CM)	AS3 (CM)
1					25.130	0	1.060	0	0	0	0
2					25.130	0	1.060	0	0	0	0

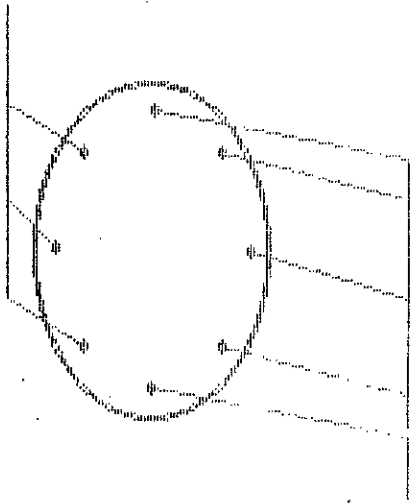
3 20



Section N1

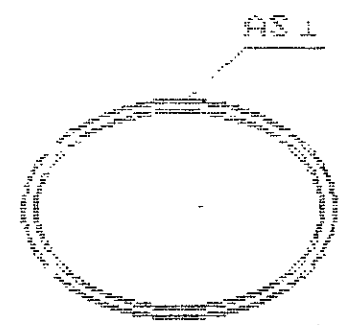
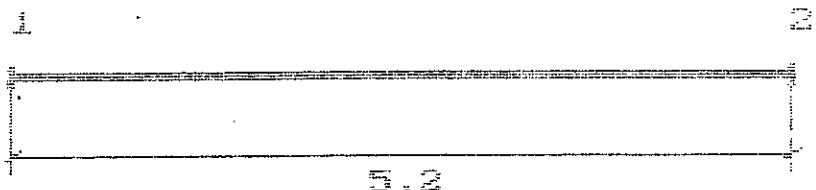
5 20

3 20



Section N2

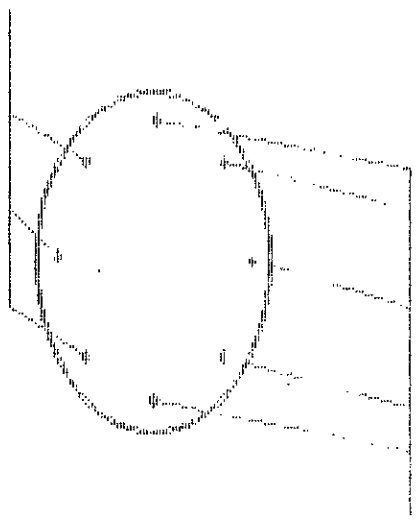
5 20



CLASSE DE BETON $f_{c28}=25$
 ARMATURE LONGITUDINALE F_{AE} 40
 ARMATURE TRANSVERSALE F_{AE} 40
 TAUX DE FERRAILLAGE 1

NUMERO SECTION	ARMATURE LONGITUDINALE							TRANSVERSALE ARMATURE (cm*cm)				OVERTURE DES FLISSURES (mm)	PROJEC- TION DE SECTION INCLINE (cm)
	ASYMETRIQUE				SYMETRIQUE			ASW1	PAS t1 (cm)	ASW2	PAS t2 (cm)		
	AS1	AS2	AS3	%	AS1	AS3	%						
P					16.08	0	0.67	0	0	0	0	0	
					16.08	0	0						
N					16.08	0	0.67	0	0	0	0	0	
					16.08	0	0						

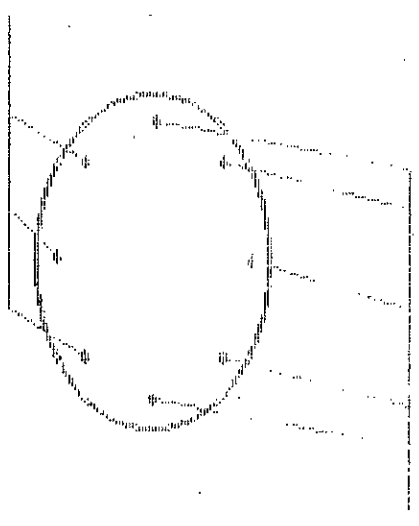
0 0 16



Section M1

0 0 16

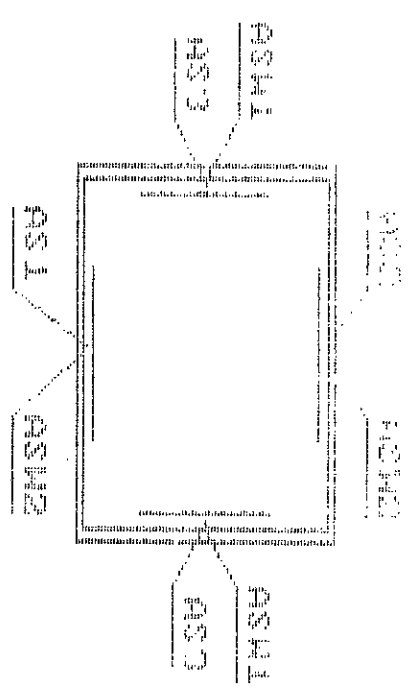
0 0 16



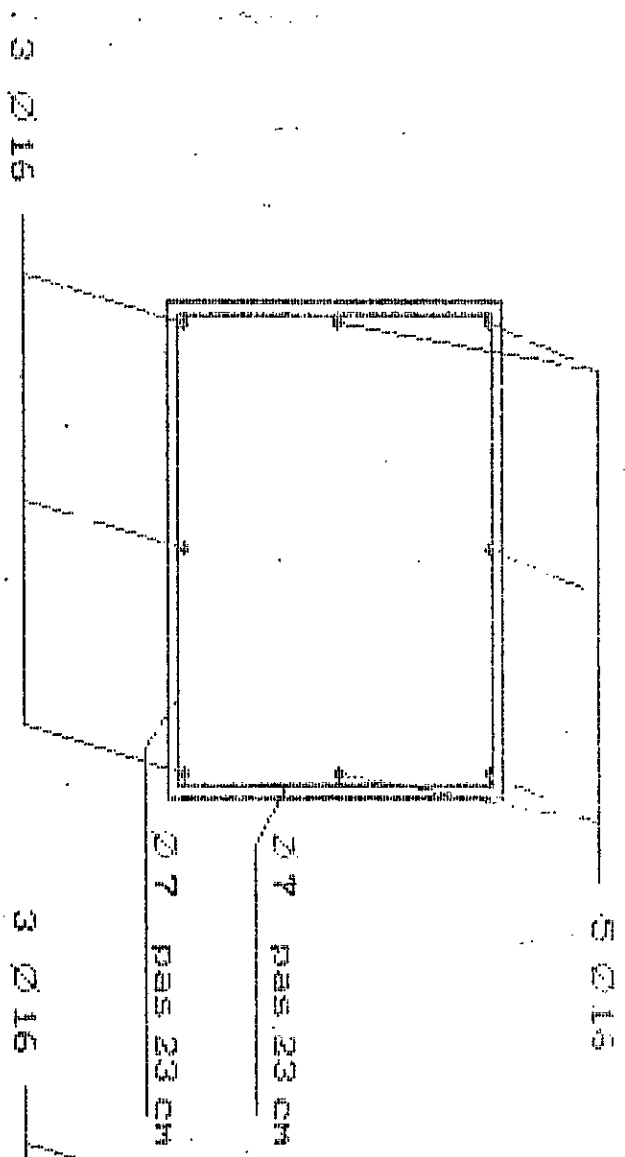
Section M2

0 0 16

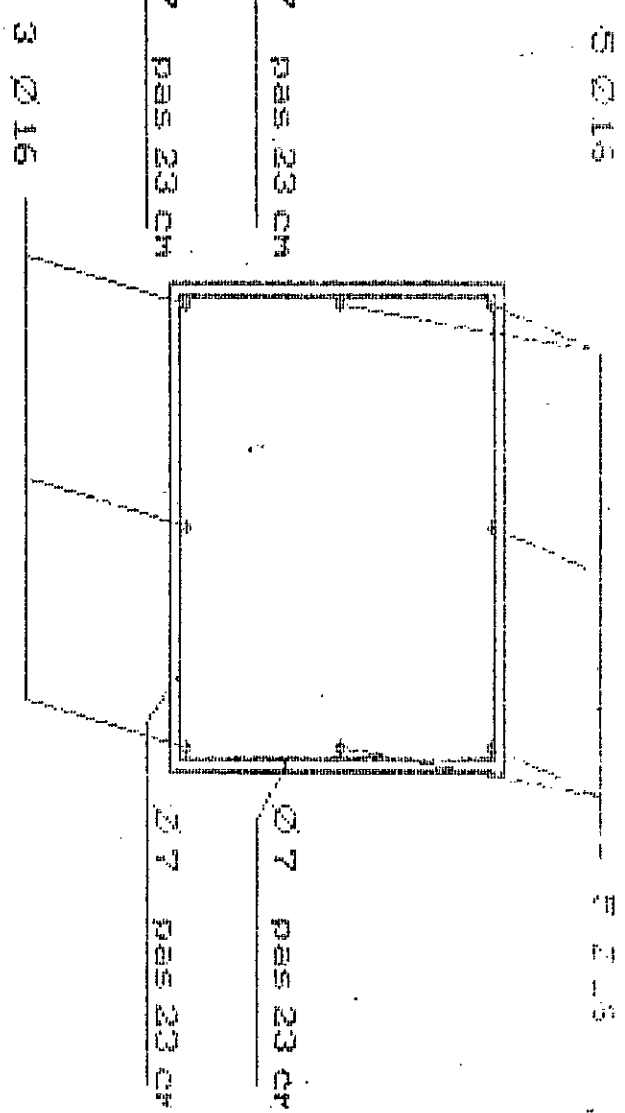
CLASSE DE BETON F200-35
 ARMATURE LONGITUDINALE F6E40
 ARMATURE TRANSVERSALE F6E40
 Taux de ferrailage 1



NUMERO SECTION	ARMATURE LONGITUDINALE				TRANSVERSALE				PROFOND- TEUR DE SECTION (CM)			
	AS1	AS2	AS3	%	ASM1 (CM)	PAS (CM)	ASM2 (CM)	PAS (CM)				
1					8.033	2.011	0.35	0.77	23	0.77	23	190
2					6.033	2.011	0.35	0.77	23	0.77	23	190



Section M1



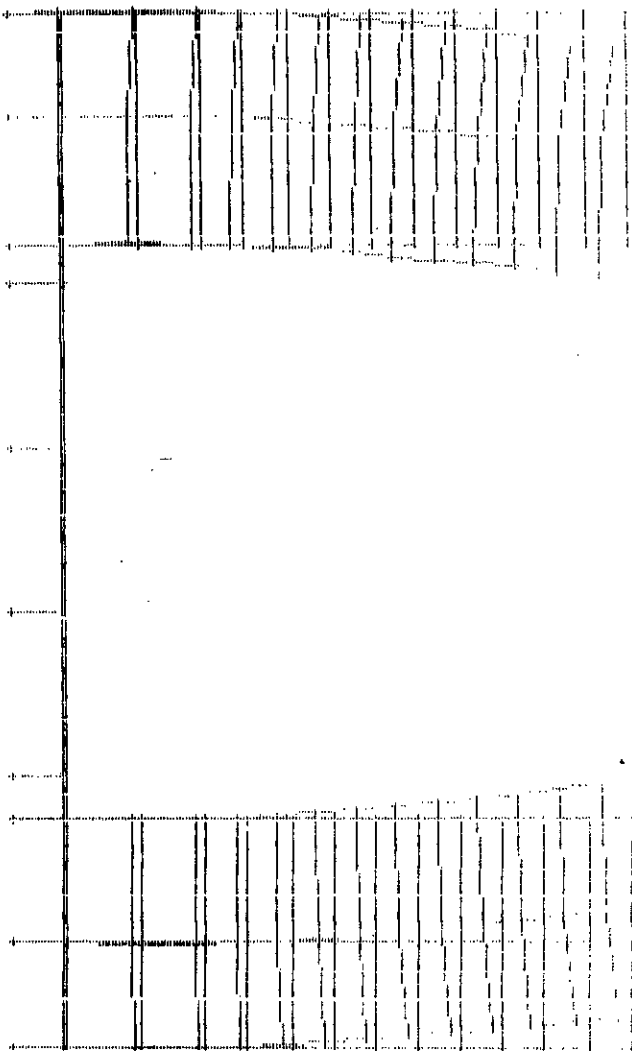
Section M2



Plan Yoz K=53:1000

Projet MEL Charpent 1 Distorsion 0.820463

Plan Xoz Y=3.5000
Projet MEL Chargement 2 Distorsion 0.795592



Project MCL Characteristic 1 Distortion 0.26178

