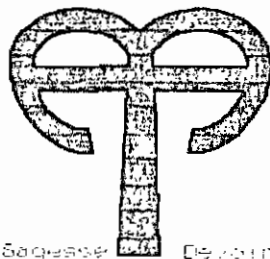


REPUBLIQUE DU SENEGAL

UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP DE DAKAR

ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES



GC. 0213

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur de conception

Titre: ETUDE ET CONCEPTION DE L'IMMEUBLE DE L'AGENCE PATTE D'OIE
DE LA SENELEC DANS LA NORME FRANCAISE.

Auteur : Vladimir Serge OKEY

Directeur : El Hadj M. THIAM

Date : Juillet 1993

*A tous ceux qui me sont
chers*

REMERCIEMENTS

Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à Monsieur El Hadj THIAM, professeur de béton armé à l'Ecole Polytechnique de Thiès; Sachez Mr que vous avez allumé en nous un feu, de part votre disponibilité et vos conseils. Nous remercions également Monsieur Ndiaye Diouf NDIAYE, pour sa collaboration.

SOMMAIRE

Le projet de fin d'étude qui fait l'objet de ce rapport technique s'intitule: **Etude et conception de l'immeuble de l'agence Patte d'Oie de la SENELEC.**

Au début nous avons rappelé les concepts fondamentaux du BAEL, après, nous avons fait le dimensionnement des différents éléments: dalle, poutres, poteaux...

Les résultats sont compilés sous forme de schémas et de tableaux récapitulatifs, présentés en fin de chapitre ou en annexe.

TABLE DES MATIERES

Remerciement	I
Sommaire	II
Table des matières	III
Liste des tableaux	V
Liste des figures	VI
CHAPITRE 1	
Introduction	1
CHAPITRE 2	
Rappels des notions fondamentales du calcul aux états limites	2
2.1 Les différents états limites	3
2.1.1 Etat limite ultime	3
2.1.2 Etat limite de service	4
2.2 Les actions et les sollicitations	4
2.2.1 Les actions	4
2.2.2 Les sollicitations	4
2.2.3 Les coefficients de pondérations	5
2.3 Application du BAEL	10
2.3.1 Poutres	10
2.3.1.1 Schéma d'une poutre	10
2.3.1.2 Efforts à considérer	10
2.3.1.3 Prédimensionnement	11
2.3.1.4 Procédure de calcul	11
2.3.2 Poteaux	13
2.3.2.1 Schéma d'un poteau	13
2.3.2.2 Efforts à considérer	13
2.3.2.3 Prédimensionnement	13
2.3.2.4 Procédure de calcul	13
2.3.3 Semelles	16
2.3.3.1 Schéma d'une semelle	16
2.3.3.2 Efforts à considérer	16
2.3.3.3 Prédimensionnement	16
2.3.3.4 Procédure de calcul	17
CHAPITRE 3	
Dimensionnement des dalles.....	19

CHAPITRE 4	
Dimensionnement des poutres.....	20
4.1 Poutres sur appui simple ..	20
4.1.1 Exemple de calcul de moment ultime	20
4.1.2 Récapitulation	21
4.1.3 Dimensionnement des poutres	23
4.1.3.1 Poutre série S3	23
4.1.3.2 Poutre série S2	26
4.1.3.3 Poutre série S1	29
CHAPITRE 5	
Dimensionnement des poteaux	32
5.1 Exemple de descente de charges.....	32
5.2 Dimensionnement	34
5.2.1 Poteaux de la série S1	34
5.2.2 Poteaux de la série S2	37
5.2.3 Poteaux de la série S3	38
5.3 Récapitulation	39
CHAPITRE 6	
Dimensionnement des semelles	41
6.1 Dimensionnement	42
6.1.1 Semelles de la série S1	42
6.1.2 Semelles de la série S2	45
6.1.3 Semelles de la série S3	47
6.2 Récapitulation	48
CHAPITRE 7	
Conclusion et recommandation	52
ANNEXES	
A.1 Annexe	
A.2 Annexe	
A.3 Annexe	
A.4 Annexe	
A.5 Annexe	
BIBLIOGRAPHIE	

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU 2.1	Charges. Toit : panneaux D1,D2,D3,D4,D6	6
2.2	Charges. Toit : panneaux D5	7
2.3	Charges. Plancher de l'étage et RDC	8
2.4	Charges. Poids des murs	9
2.5	Charges de l'escalier	9
4.1	Poutres du toit	21
4.2	Poutres du plancher de l'étage et du RDC	22
6.1	Récapitulation	49
A.4.1	Valeurs du moment réduit critique μ_c	A.4
A.4.2	Valeurs des contraintes σ_s vs ε_e	A.4
A.5.1	Dimensionnement des poteaux	A.5
A.5.2	Dimensionnement des semelles	A.5

LISTE DES FIGURES

FIGURE	4.1	ferraillage des poutres de la série S3.....	25
	4.2	ferraillage des poutres de la série S2.....	28
	4.3	ferraillage des poutres de la série S1.....	31
	5.1	ferraillage des poteaux de la série S1.....	36
	5.2	ferraillage des poteaux de la série S2.....	38
	5.3	ferraillage des poteaux de la série S3.....	38
	6.1	ferraillage des semelles la série S1.....	44
	6.2	ferraillage des semelles la série S2.....	46
	6.3	ferraillage des semelles la série S3.....	48

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

Lorsque les premiers hommes montèrent leurs premiers abris, il cherchaient essentiellement à s'isoler, à se protéger contre les dangers sans nombres qui les guettaient: le froid, la pluie, le vent, la chaleur, l'humidité, les bêtes..., puis le feu, les voleurs...

Depuis une période relativement récente les problèmes du bâtiment sont plus que jamais posés avec acuité, étant donné que chaque construction doit s'inscrire dans un cadre environnemental de plus en plus exigeant sur toutes les formes de sécurités et d'harmonie.

Il est alors du devoir de l'Ingénieur Civil d'associer ses acquis académiques pour relever le double défi de la beauté et de la sécurité. C'est dans ce sens que nous avons choisi pour projet de fin d'étude la construction d'un immeuble, plus précisément le projet de construction de l'agence Patte d'Oie de la SENELEC. Le but du projet est la conception et le dimensionnement des divers éléments structuraux de l'immeuble qui notons le, a une vocation administrative; Les différents éléments qui feront l'objet du dimensionnement sont: les dalles, les poutres, les poteaux, la fondation, etc... Le dimensionnement se fera dans la norme française avec utilisation des méthodes forfaitaire du BAEL.

CHAPITRE 2

RAPPELS DES NOTIONS FONDAMENTALES DU CALCUL AUX ETATS LIMITES.

Pendant près d'un siècle, le béton armé a été calculé "aux contraintes admissibles". Pour cela on détermine pour le béton et l'acier des contraintes dites admissibles définies à partir des coefficients de performances inférieurs à 1 (0.28 sur la résistance moyenne de rupture à 90 jours du béton, et 0.60 de la limite élastique de l'acier). On calculait les contraintes de ces matériaux sous l'effet le plus défavorable des charges exactement prévues, et elle ne devaient pas dépasser ces contraintes admissibles.

La sécurité globale d'une construction n'était donc assurée que par ces coefficients, comme si le seul facteur d'insécurité était la résistance intrinsèque des matériaux utilisés. Cette façon de voir la sécurité a évolué et on tend de plus en plus à prendre en compte tous les facteurs d'insécurité comme par exemple:

- * La valeur la plus probable des charges permanentes;
- * La valeur des actions variables appliquées;
- * L'action défavorable ou favorable de charges;
- * Les approximations du calcul des sollicitations;
- * Les défauts géométriques dans les divers dimensions;
- * Les fissurations plus ou moins favorables...

On tient compte de tous ces facteurs en leur appliquant individuellement un facteur de sécurité supérieur à 1.

C'est donc ce principe basé sur une théorie semi-probabiliste qui est à la base du calcul aux états limites, définit comme étant l'état pour lequel une condition requise d'une construction est strictement satisfaite, et cesserait de l'être en cas de modification d'une action.

2.1 Les différents états limites

On distingue deux états limites:

2.1.1 Etat limite ultime.

Elle correspond à la valeur maximale de la capacité portante, dont le dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage:

- Equilibre statique;
- Résistance de la structure ou de l'un de ses éléments;
- Stabilité de forme...

2.1.2 Etat limite de service.

Elle constitue la frontière au delà de laquelle les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de l'un de ses éléments ne sont plus satisfaites:

- Ouvertures excessives des fissures;
- Déformation excessives des éléments porteurs;
- Vibrations inconfortables pour les usagers...

2.2 Les actions et les sollicitations

2.2.1 Les actions

Les actions sont les forces et les couples dus aux charges appliquées:

Les actions permanentes G,

- _ Le poids propre des éléments de la construction;
- _ Le poids des équipements fixes (cloisons ...);
- _ Les poussés, les pressions..
- _ Les déformations permanentes imposées à la construction

Les actions variables Q,

- _ Les charges d'exploitation;
- _ Les poussés et les pressions variables;
- _ Charges non permanentes appliquées en cours d'exécution;
- _ Les charges climatiques..

Les actions accidentelles sont entre autres Le séisme, les cyclônes tropicaux, glissement de terrain, les explosions...

2.2.2 Les sollicitations

Les sollicitations sont : effort normal et effort tranchant le moment fléchissant et moment de torsion, calculés à partir des valeurs des actions, généralement en employant un modèle élastique et linéaire et en utilisant les procédés de la résistance des matériaux.

2.2.3 Les coefficients de pondérations

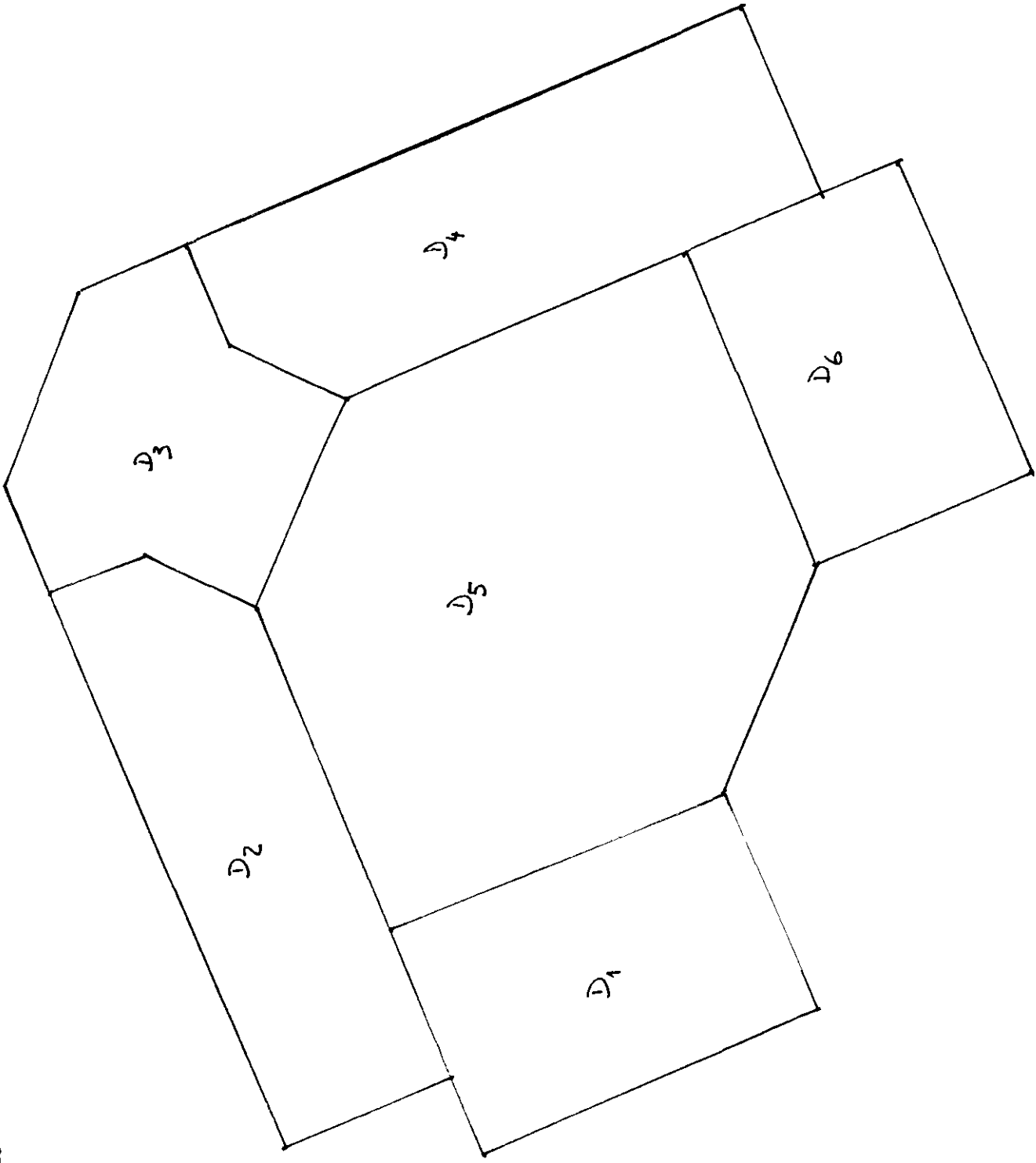
On utilise des coefficients de pondération pour les différentes actions. Ainsi on a suivant le type d'action les coefficients:

Charge permanente G	1.35
Charges d'exploitation	1.50
Vent, séisme	1.20
Température	0.80

Nous présentons sur les pages suivantes, les charges qui seront prises en comptes dans les calculs de sollicitations.

Pour les calculs à l'état limite ultime on utilise les charges pondérées ($1.35G + 1.5Q$) et pour les calculs à l'état limite de service ($G + Q$).

Disposition des dalles



CHARGES

TABLEAU 2.1

TOIT PANNEAUX D1, D2, D3, D4, D6

DESCRIPTION DU TYPE DE CHARGES	CHARGES (kPa)		
	NON PONDEREES	COEFFICIENT DE PONDERATION	PONDEREES
SURCHARGES	1.00	1.50	1.50
PERMANENTES (hourdis 16+4)			
* Table de compression	1.00		
* âme	0.67		
* entrevous (16 cm)	0.95		
* mortier de ciment (15 cm)	0.30		
* forme de pente (ép 5cm, p=1/100)	0.80		
* étanchéité	0.50		
* protection étanchéité	0.60		
	4.82	1.35	6.51
			8.01

TABLEAU 2.2

TOIT PANNEAUX D5

DESCRIPTION DU TYPE DE CHARGES	CHARGES (kPa)		
	NON PONDEREES	COEFFICIENT DE PONDERATION	PONDEREES
SURCHARGES	1.00	1.50	1.50
PERMANENTES * couverture * structure de couverture en bois * charpente * faux plafond (céramique) â = 18.85, 18.15	0.40/cosâ 0.20/cosâ 0.25 0.52		
	1.38	1.35	1.86
			3.36

TABLEAU 2.3

PLANCHER DE L'ETAGE

DESCRIPTION DU TYPE DE CHARGES	CHARGES (kPa)		
	NON PONDEREES	COEFFICIENT DE PONDERATION	PONDEREES
SURCHARGES			
* bureau et toilettes	2.40		
* cloisons en briques creuses enduit plâtre 15cm, 2 faces épaisseur nom 100mm	1.35		
	3.75	1.50	5.63
PERMANENTES (hourdis 16+4)			
* Table de compression	1.00		
* âme= 0.1(0.24-0.04)/0.6	0.84		
* entrevous (20 cm)	1.10		
* enduit de ciment (15 cm)	0.30		
* carrelage	0.33		
* faux plafond fibreuse, léger	0.15		
	3.72	1.35	5.02
			10.65

TABLEAU 2.4

POIDS DES MURS

DESCRIPTION DU TYPE DE CHARGES	CHARGES (kPa)		
	NON PONDEREES	COEFFICIENT DE PONDERATION	PONDEREES
PERMANENTES Murs intérieurs de remplissage briques creuses, enduit sur les deux faces, épaisseur nominale 20 cm	2.54	1.5	3.81
PERMANENTES Murs extérieurs de façade avec vide des baies = 30% briques creuses, enduit sur les deux faces, épaisseur nominale 20 cm	3.24	1.35	4.37

TABLEAU 2.5

CHARGE DE L'ESCALIER

DESCRIPTION DU TYPE DE CHARGES	CHARGES (kPa)		
	NON PONDEREES	COEFFICIENT DE PONDERATION	PONDEREES
SURCHARGES	4.80	1.50	7.20
PERMANENTES	4.03	1.35	5.44

2.3 Application du BAEI

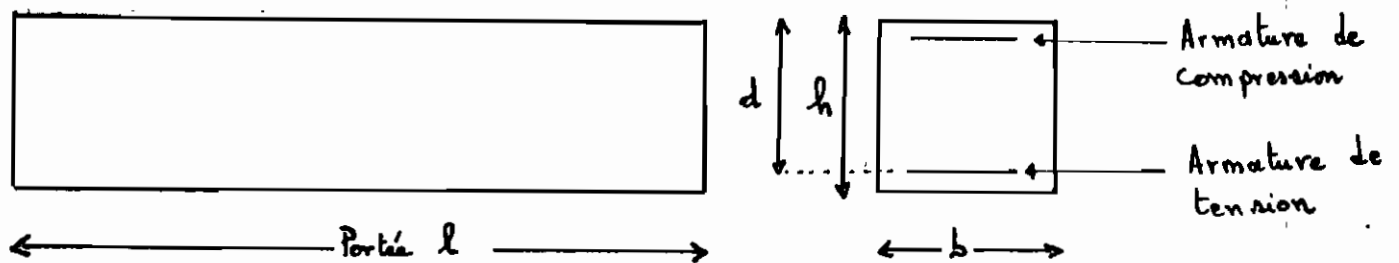
2.3.1 POUTRES

Définition : La poutre est l'élément de l'ossature qui reprend les efforts transmises par la dalle.

On distingue les poutres appuyées simplement, et les poutres continues.

La section des poutres est rectangulaire. On suppose donc que les poutres sont soumises à la flexion simple.

2.3.1.1 Schéma d'une poutre



2.3.1.2 Efforts à considérer :

- * M_u = moment fléchissant ultime, supposé supérieur à 0 car la fibre supérieure est comprimée;
- * M_{ser} = moment fléchissant ultime en service;
- * N = effort normal supposé nul ce qui permet de faire le design à l'état limite ultime de résistance en flexion;

Ces trois efforts sont utilisés pour la détermination de l'armature longitudinale.

* V = effort tranchant : Sous l'effet de cet effort la poutre se fissure et se décompose en bielle inclinée de 45°. On tient compte de l'effort tranchant pour déterminer l'armature transversale.

2.3.1.3 Prédimensionnement

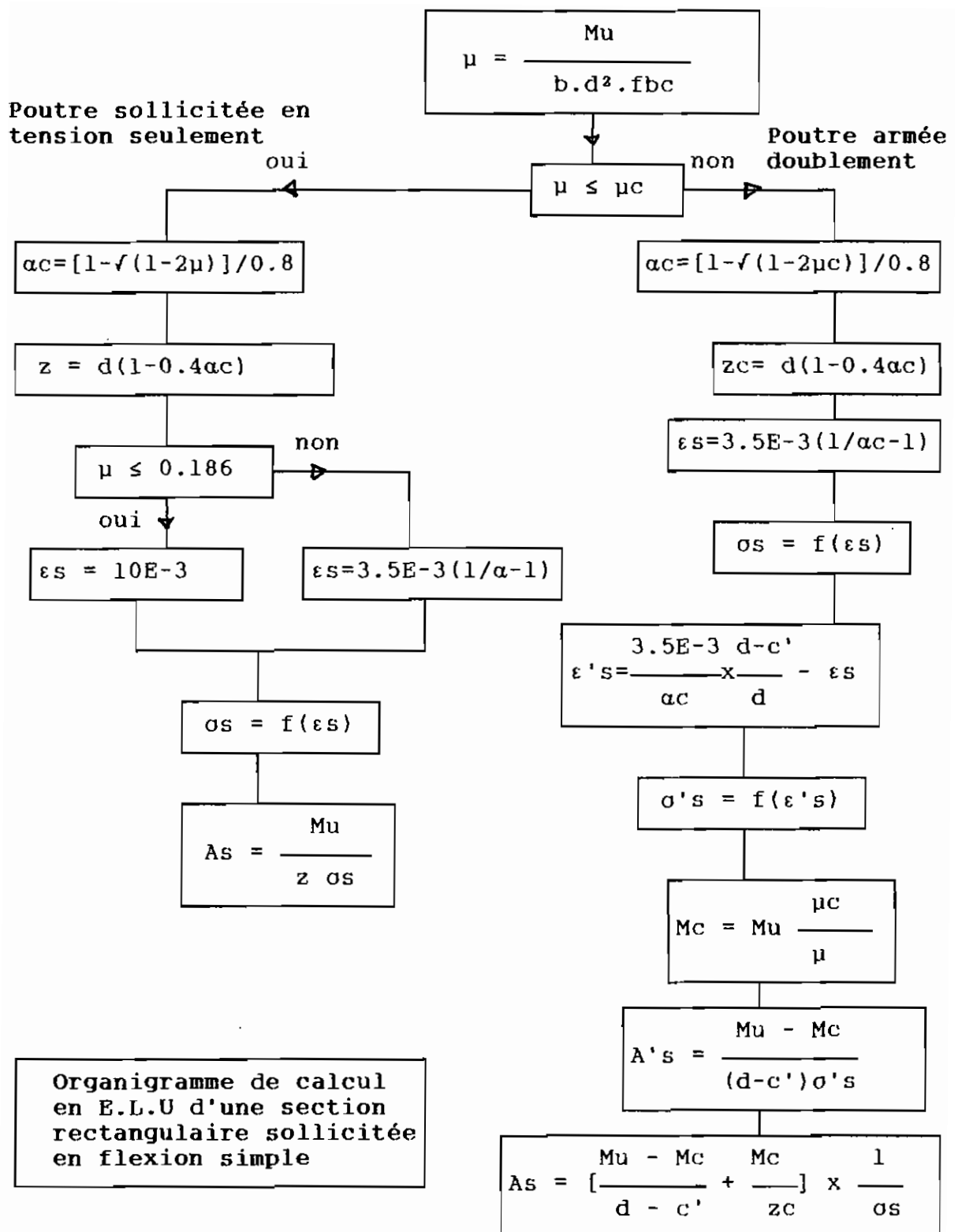
$h = [1/12 ; 1/16]$ de la portée l .

$b = [1/2 ; 1/5]$ de la hauteur h .

$d = 0.9 \cdot h$

2.3.1.4 Procédure de calcul

Voir l'organigramme de la page suivante

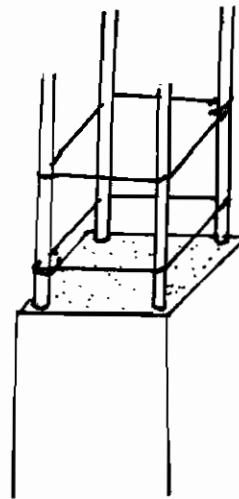
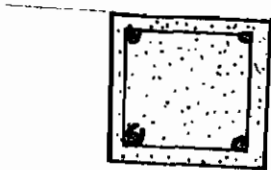


2.3.2 POTEAUX

Définition : Les poteaux sont les éléments verticaux de l'ossature qui transmettent aux fondations les charges transmises par les poutres.

On détermine par l'opération de la descente de charge les charges supportées par un poteau à chaque niveau.

2.3.2.1 Schéma d'un poteau



2.3.2.2 Efforts à considérer

* N_u = Effort normal ultime

2.3.2.3 Prédimensionnement

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

2.3.2.4 Procédure de calcul

* Calcul à l'état limite de résistance

L'aire totale des armatures est donnée par :

$$A = \frac{N_u - 0.85 \frac{f_{c28} \cdot B}{\tau_b}}{\frac{f_e}{\tau_s}}$$

Si on trouve A négative on prend A = 0

Toutefois, en pratique c'est par l'état limite de stabilité de forme qu'on détermine l'armature nécessaire.

Dans le cas où le poteau est soumis à une compression centrée l'Article B.8.4 donne une méthode qui stipule que:

si - l'élançement j est inférieur ou égal à 100

- l'imperfection de rectitude est inférieure ou égal à la plus grande des deux valeurs 1 cm et 1/500, alors on procède au calcul à l'état limite de stabilité de forme de la façon suivante.

*** Calcul à l'état limite de stabilité de forme.**

On calcul la détermine la longueur de flambement l_f

on calcul l'élançement $j = 3.46 \cdot l_f / b$

On calcul $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \cdot (j/35)^2}$ pour $j \leq 50$

$\alpha = 0.60 \cdot (50/j)^2$ pour $50 \leq j \leq 100$

$$A_s = \frac{\tau_s}{f_e} \cdot \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{f_{c28} B_f}{1.35} \right)$$

On calcul l'armature minimale requise.

$$A_{min} = \begin{cases} 0.2 \cdot b \cdot h / 100 \\ 8 \cdot (b+h) / 100 \end{cases}$$

L'armature de la section rectangulaire, de dimension b, h est le max entre A_s et A_{min}

*** L'armature transversale**

Le diamètre de l'armature transversal est donné par la correspondance suivante :

Le diamètre de l'armature transversale ne doit pas dépasser 12 mm pour un façonnage facile. Le diamètre doit être environ le 1/3 de l'armature longitudinale. Nous avons les correspondances suivantes:

Armature longitudinale	12	14	16	20	25
Armature transversale	5	5	6	6	8

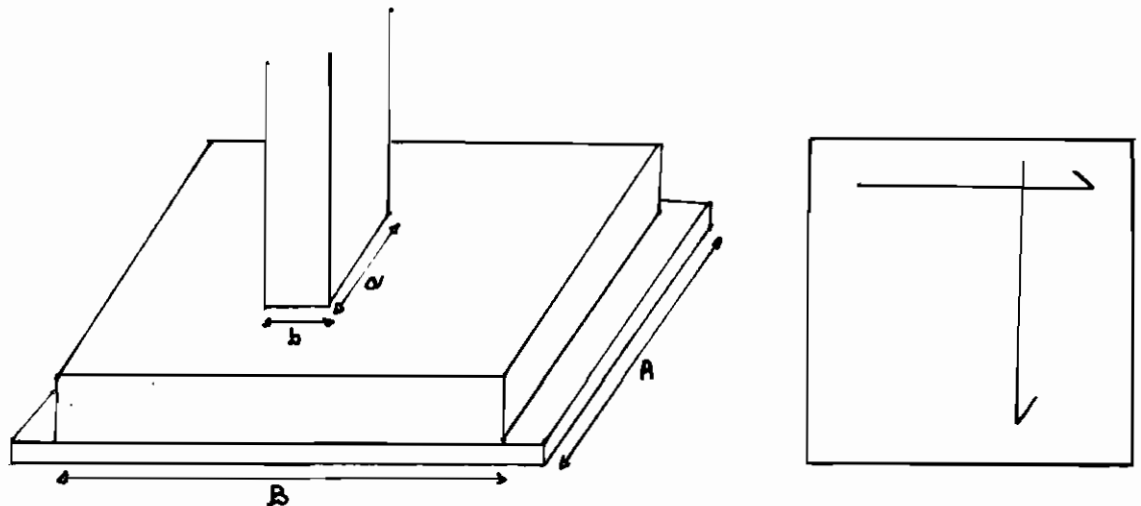
2.3.3 SEMELLES

Définition: La fonction de la fondation est de transmettre correctement au sol les efforts apportés par la structure. Le schéma de la descente de charge est la suivante :

Dalle —> Poutres —> Poteaux —> Fondation —> Sol

Nous optons pour une fondation superficielle, ce qui est généralement le cas le plus fréquent dans les types de constructions de bâtiments de faibles portées et les semelles seront des semelles sous appuis isolés rectangulaires pour les poteaux rectangulaires et carrées pour les poteaux carrés .

2.3.3.1 Schéma d'une semelle



2.3.3.2 Efforts à considérer :

- * N_u = Effort normal ultime
- * σ_{sol} = contrainte de rupture du sol
- * N = Effort normal ultime de service

2.3.3.3 Prédimensionnement

On détermine directement les dimensions en fonction de la contrainte de rupture du sol.

2.3.3.4 Procédure de calcul

* Calcul à l'état limite ultime

$$a/b = A/B$$

$$A \times B = N_u / \sigma_{sol}$$

$$d_b \leq A-a \quad d_a \geq B-b/4$$

Armature suivant A

$$A_a = \frac{N_u (A - a)}{8 * d_a * \sigma_s}$$

Armature suivant B

$$A_b = \frac{N_u (B - b)}{8 * d_b * f_e / \tau_s}$$

$$\sigma_s = f_e / \tau_s$$

* Calcul à l'état limite de service

L'armature trouvée doit être inférieure à celle donnée à l'état limite ultime

Armature suivant A

$$A_a = \frac{N (A - a)}{8 * d_a * \sigma_s}$$

Armature suivant B

$$A_b = \frac{N_u (B - b)}{8 * d_b * \sigma_s}$$

La valeur de σ_s est = {
348 MPa à l'état limite ultime
240 MPa à l'état limite de service

On détermine l'épaisseur par la relation

$e = 6\phi + 6$, ϕ étant le diamètre de la barre ayant le plus grand diamètre.

La longueur de scellement droit.

La longueur de scellement droit est la longueur de scellement nécessaire pour qu'une barre rectiligne de diamètre ϕ soumise à une contrainte égale à sa limite élastique f_e soit convenablement ancrée. La longueur de scellement droit est donnée par la relation:

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s}$$

Suivant la valeur de la contrainte limite du béton on la tableau suivant:

fe28 (MPa)	20	25	30	35
Barres à haute adhérence Fe E 40	42 ϕ	36 ϕ	31 ϕ	28 ϕ

La valeur de l_s est ensuite comparée à celle de A/4 et B/4. Si la l_s est supérieure à l'une de ces valeurs alors les armatures suivant cette direction seront munies de crochets.

CHAPITRE 3

DIMENSIONNEMENT DES DALLES

Définition : Les dalles sont les éléments plans, d'épaisseur faible par rapport à ses deux autres dimensions.

Il existe plusieurs systèmes structuraux correspondant à différents types de charpentes:

- * Système composite
- * Système préfabriqué
- * Système coulé sur place...

Nous optons pour le système préfabriqué qui comporte deux options:

- Dalle coulée sur place sur des entrevous en béton qui prennent appui sur les poutrelles
- Dalle préfabriquée à liaison par clavetage coulé sur place.

Nous optons pour la première option qui a l'avantage d'obtenir un plafond uni à l'étage. Ce système présente aussi l'avantage d'éviter les calculs de dalle portant dans les deux directions, en ce sens que les charges ponctuelles des poutrelles sur les poutres principales sont considérées du fait de leur rapprochement comme uniformément réparties.

Nous présentons en annexe le système de dalle préfabriquée à entrevous et poutrelles.

Voir Annexe A.3

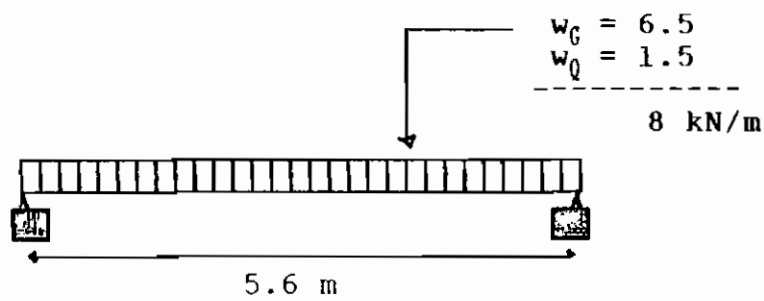
CHAPITRE 4

DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

4.1 Poutres sur appui simple

4.1.1 Exemple de calcul de moment ultime :

Poutre P-39



$$w_G = 6.5 * 3.6/2 + 2.1 * 1 = 13.8 \text{ kN/m}$$

$$M_G = 13.8 * 5.6^2/8 = 54.1 \text{ kN.m}$$

$$w_Q = 1.5 * 3.6/2 = 2.7 \text{ kN/m}$$

$$M_Q = 2.7 * 5.6^2/8 = 10.6 \text{ kN.m}$$

$$M_G + M_Q = 54.1 + 10.6 = 64.7 \text{ kN.m}$$

4.1.2 Récapitulation

Nous récapitulons les différents moments ultimes dans les tableaux suivant :

Tableau 4.1 POUTRES DU TOIT

Poutres	wG	MG	wQ	MQ	Mu	Ms	Pm	Série
39, 25	13.8	54.1	2.7	10.6	64.7	47.1	1.37	2
40, 41	15.6	61.2	3.6	14.1	75.3	54.7	1.37	2
5, 20	13.8	34.9	2.7	6.8	41.7	30.4	1.37	2
43, 44	23.4	59.2	5.4	13.7	72.9	46.3	1.57	2
53, 54	23.4	59.2	5.4	13.7	72.9	46.3	1.57	2
45, 42	18.2	46.1	4.2	10.6	56.7	41.2	1.38	2
46, 51	17.6	8.8	4.1	2.1	10.9	6.6	1.65	3
47, 50	13	6.5	3	1.5	8	5.8	1.38	3
32, 49	9.1	46.6	2.1	10.8	57.4	41.7	1.38	2
55, 56	13	12.7	3	2.1	14.8	10.8	1.0	3
12	8.6	19	1.5	3.3	22.3	16.3	1.37	3
48	9.8	15	2.3	3.5	18.5	13.4	1.38	3
58	14	35.4	3.2	8.1	43.5	31.6	1.38	2
59	20.5	51.9	4.7	11.8	63.8	46.3	1.38	2

w_G = charge uniforme permanente kN/m

w_Q = charge uniforme permanente kN/m

M_G = moment flechissant dû à la charge permanente kN.m

M_Q = moment flechissant dû à la charge d'exploitation kN.m

M_u = $M_G + M_Q$ Moment ultime

M_s = $M_G/1.35 + M_Q/1.5$ Moment ultime de service

P_m = M_u/M_s

Tableau 4.2 POUTRES DU PLANCHER DE L'ETAGE ET DU RDC

Poutres	wG	MG	wQ	MQ	Mu	Ms	Pm	Série
39, 2'	29.5	53.2	10.1	18.2	71.4	51.4	1.39	2
1, 24'	14	22.7	15.7	25.2	48.1	33.6	1.43	2
5, 20	29.5	74.6	10.2	25.8	100.4	72.5	1.38	1
43, 44	27.2	68.9	20.2	51.1	120	85.1	1.41	1
53, 54	27.2	68.9	20.2	51.1	120	85.1	1.41	1
45, 42	23.2	58.7	15.7	39.7	98.7	70	1.41	1
46, 51	22.7	11.4	15.2	7.6	19	13.5	1.41	3
47, 50	19.2	9.5	11.2	5.6	15.2	10.8	1.41	3
49	20.2	103.	12.3	63	166.4	18.6	1.40	1
55, 56	13	12.7	3	2.1	14.8	10.8	1.37	3
12	28	61.7	8.4	18.5	79.2	58	1.37	2
48	18.2	27.9	10.1	15.5	43.4	31	1.40	2
58	20.5	80.5	14.5	55.7	136.2	96.8	1.41	1
59	25.6	46.2	19.8	35.7	82	58	1.41	1
57	25.3	41	17.1	27.7	68.7	48.8	1.41	2
32	16.2	83	7.8	40	123	88.1	1.4	1
40	12	39.1	13.4	24.2	63.3	45.1	1.40	2
41	10.8	42.3	12	47	89.3	62.7	1.42	1

4.1.3 Dimensionnement des poutres

4.1.3.1 Poutre Série S3

* Calcul de l'armature longitudinale

$$M_u = 40 \text{ kN.m}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

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

$$d = 27 \text{ cm}$$

Pour ces poutres on a en moyenne $P_m = 1.38$

d'où à partir du tableau A.4 $\mu_c = 0.29$

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{40 \text{ E3}}{20 \cdot 27^2 \text{ E-6} \cdot 14.2 \text{ E6}}$$
$$= 0.2$$

$$\mu = 0.2 < \mu_c = 0.29$$

donc la poutre sera armée simplement.

$$\alpha = \frac{1 - (1 - 2 \cdot \mu)^{1/2}}{2} = \frac{1 - (1 - 2 \cdot 0.2)^{1/2}}{2}$$
$$= 0.28$$

$$z = 27 \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 27 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.28)$$
$$= 24 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.2 > 0.186$$

$$\epsilon_s = 3.5 \text{ E-3} \cdot \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right) = 3.5 \text{ E-3} \cdot \left(\frac{1}{0.28} - 1 \right)$$
$$= 9 \text{ \%}$$

du tableau A.4.2 on a $\sigma_s = 379 \text{ MPa}$ pour $\epsilon_s = 9 \text{ \%}$.

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{40 \text{ E3}}{24 \text{ E-2} \cdot 379 \text{ E6}}$$
$$= 4.4 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend 4 \# 12}$$

* Calcul de l'armature transversale

La poutre type de cette série est la poutre P-12

$$w_G = 8.6 \text{ kN/m}$$

$$w_Q = 1.5 \text{ kN/m}$$

$$10.1 \text{ kN/m}$$

L'effort tranchant ultime est

$$V_u = \frac{w_t \cdot l}{2} = \frac{10.1 \cdot 2.8}{2}$$
$$= 14.14 \text{ kN}$$

La contrainte tangentielle est

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{14.14 \text{ E}3}{20 \cdot 27 \text{ E-}4}$$
$$= 0.26 \text{ MPa}$$

L'espacement s_t entre armatures transversales est le minimum entre 40 cm et $0.9 \cdot 27 = 24.3$

On adopte pour s_t la valeur 24 cm.

L'armature est donnée par

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot s_t} \geq \frac{\tau_u}{2} \text{ et } 0.4 \text{ MPa}$$

Puisque $\tau_u/2 = 0.13$ la condition doit être justifiée pour :

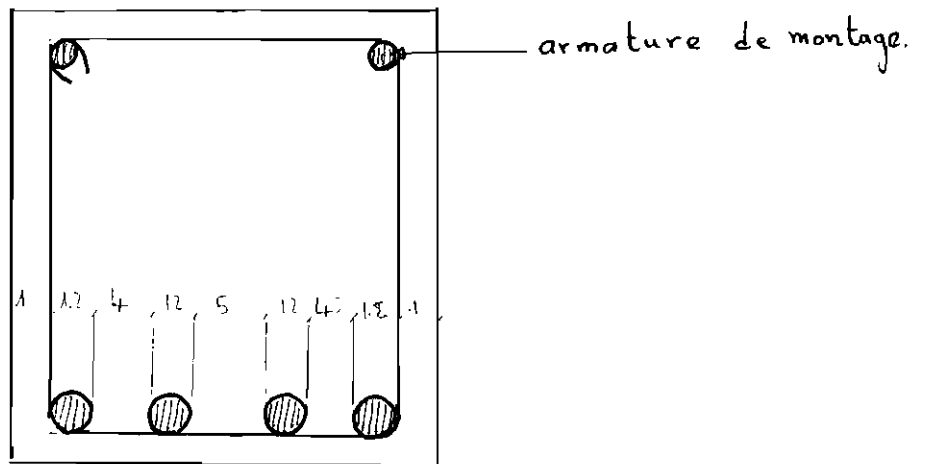
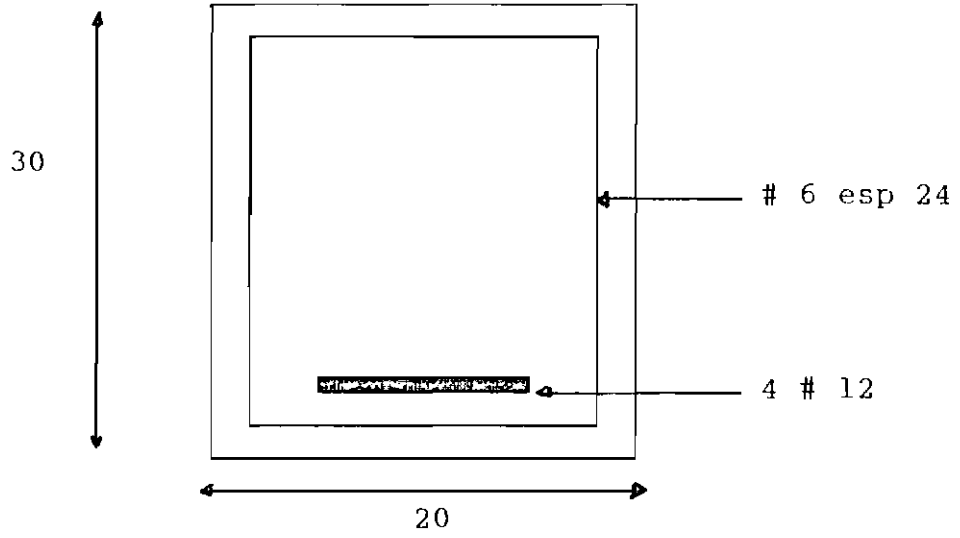
$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot s_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

soit

$$A_t \geq 0.4 \cdot \frac{20 \cdot 25}{400} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.5 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend des } \phi 6$$

Schéma 4.1 POUTRE DE LA SERIE S3



4.1.3.2 Poutre Série S2

* Calcul de l'armature longitudinale

$$M_u = 80 \text{ kN.m}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

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

$$d = 36 \text{ cm}$$

Pour ces poutres on a en moyenne $P_m = 1.39$

d'où à partir du tableau A.4.1 $\mu_c = 0.295$

$$\begin{aligned}\mu &= \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{80 \text{ E3}}{20 \cdot 36^2 \text{ E-6} \cdot 14.2 \text{ E6}} \\ &= 0.22\end{aligned}$$

$$\mu = 0.22 < \mu_c = 0.295$$

donc la poutre sera armée simplement.

$$\begin{aligned}\alpha &= \frac{1 - (1 - 2 \cdot \mu)^{1/2}}{0.8} = \frac{1 - (1 - 2 \cdot 0.22)^{1/2}}{0.8} \\ &= 0.315\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}z &= 36 \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 36 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.315) \\ &= 31.5 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$\mu = 0.22 > 0.186$$

$$\begin{aligned}\epsilon_s &= 3.5 \text{ E-3} \cdot \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right) = 3.5 \text{ E-3} \cdot \left(\frac{1}{0.315} - 1 \right) \\ &= 7.6 \text{ \%}.\end{aligned}$$

du tableau A.4.2 on a $\sigma_s = 372 \text{ MPa}$ pour $\epsilon_s = 7.6 \text{ \%}$.

$$\begin{aligned}A_s &= \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{80 \text{ E3}}{31.5 \text{ E-2} \cdot 376 \text{ E6}} \\ &= 6.75 \text{ cm}^2 \text{ On prend } 4 \# 14\end{aligned}$$

* Calcul de l'armature transversale

La poutre type de cette série est la poutre P-12

$$w_G = 28 \text{ kN/m}$$

$$w_Q = 8.4 \text{ kN/m}$$

$$w_f = 36.4 \text{ kN/m}$$

l'effort tranchant ultime est

$$V_u = \frac{w_f \cdot l}{2} = \frac{36.4 \cdot 2.8}{2}$$
$$= 50.96 \text{ kN}$$

La contrainte tangentielle est

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{50.96 \text{ E}3}{20 \cdot 36 \text{ E}4}$$
$$= 0.71 \text{ MPa}$$

L'espacement s_t entre armatures transversales est le minimum entre 40 cm et $0.9 \cdot 36 = 32.4$ cm;

On adopte pour s_t la valeur 30 cm.

L'armature est donnée par

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot s_t} \geq \frac{\tau_u}{2} \text{ et } 0.4 \text{ MPa}$$

Puisque $\tau_u/2 = 0.355$ la condition doit être justifiée

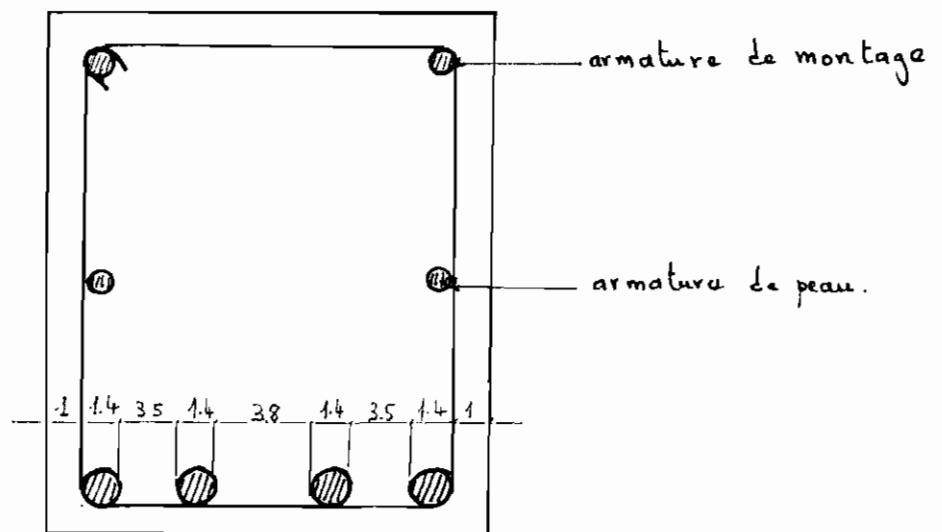
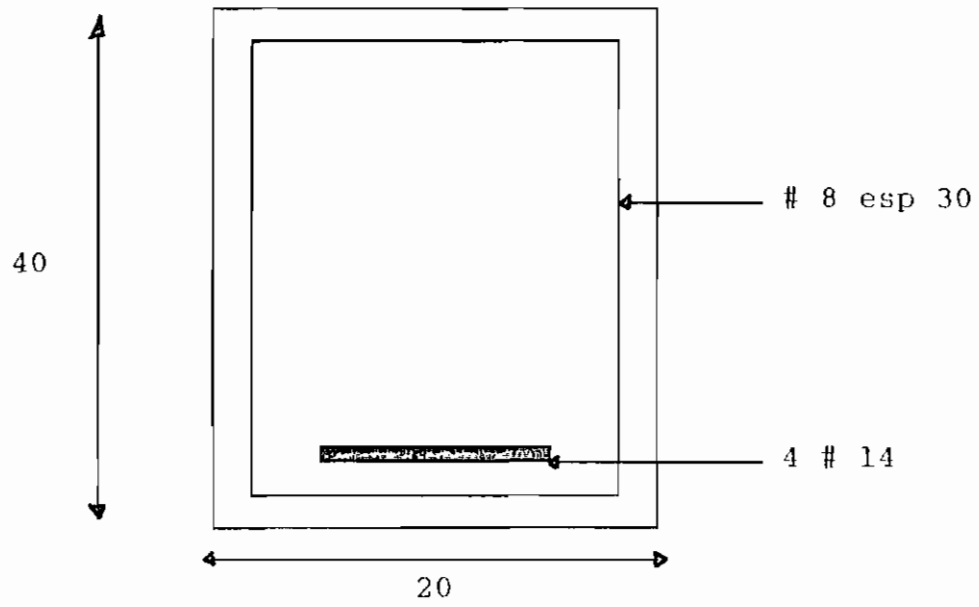
$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot s_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

soit

$$A_t \geq 0.4 \cdot \frac{20 \cdot 36}{400} = 0.72 \text{ cm}^2$$

$A_t = 0.72 \text{ cm}^2$ on prend des barres de $\phi 8$

Schéma 4.2 POUTRE DE LA SERIE S2



4.1.3.3 Poutre Série S1

* Calcul de l'armature longitudinale

$$M_u = 120 \text{ kN.m}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

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

$$d = 54 \text{ cm}$$

Pour ces poutres on a en moyenne $P_m = 1.41$

d'où à partir du tableau A.4.1 $\mu_c = 0.298$

$$\begin{aligned} \mu &= \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{120 \text{ E}3}{20 \cdot 54^2 \text{ E}-6 \cdot 14.2 \text{ E}6} \\ &= 0.145 \end{aligned}$$

$$\mu = 0.145 < \mu_c = 0.295$$

donc la poutre sera armée simplement.

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{1 - (1 - 2 \cdot \mu)^{1/2}}{0.8} = \frac{1 - (1 - 2 \cdot 0.145)^{1/2}}{0.8} \\ &= 0.197 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} z &= 54 \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 54 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.145) \\ &= 50.9 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\mu = 0.145 < 0.186$$

$$\varepsilon_s = 10 \text{ \%}$$

du tableau A.4.2 on a $\sigma_s = 381.5 \text{ MPa}$ pour $\varepsilon_s = 10 \text{ \%}$.

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{120 \text{ E}-3}{50.9 \text{ E}-2 \cdot 381.5 \text{ E}6} \\ &= 6.2 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend 4 \# 14} \end{aligned}$$

* Calcul de l'armature transversale

La poutre type de cette série est la poutre P-49

$$w_G = 20.2 \text{ kN/m}$$

$$w_Q = 12.3 \text{ kN/m}$$

$$32.5 \text{ kN/m}$$

L'effort tranchant ultime est

$$V_u = \frac{w_{f.l}}{2} = \frac{32.5 \cdot 6.2}{2}$$
$$= 100.75 \text{ kN}$$

La contrainte tangentielle est

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{100.75E3}{20 \cdot 54 \text{ E-4}}$$
$$= 0.93 \text{ MPa}$$

L'espacement entre armatures transversales est le minimum entre 40 cm et $0.9 \cdot 54 = 48.6 \text{ cm}$

On adopte pour s_t la valeur 40 cm.

L'armature est donnée par

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot s_t} \geq \frac{\tau_u}{2} \text{ et } 0.4 \text{ MPa}$$

Puisque $\tau_u/2 = 0.355$ la condition doit être justifiée

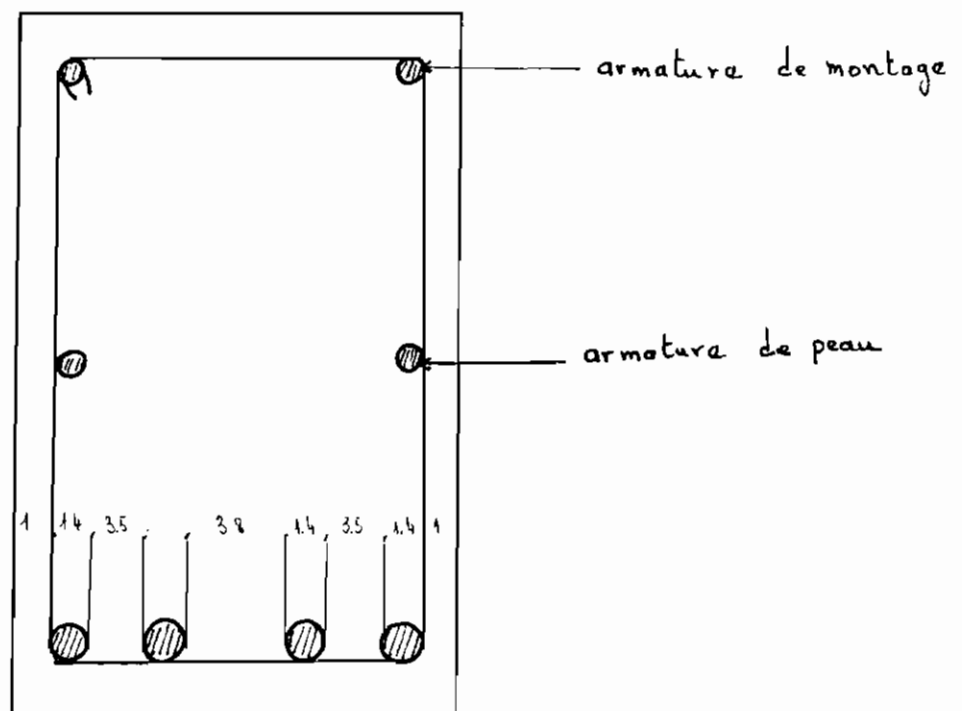
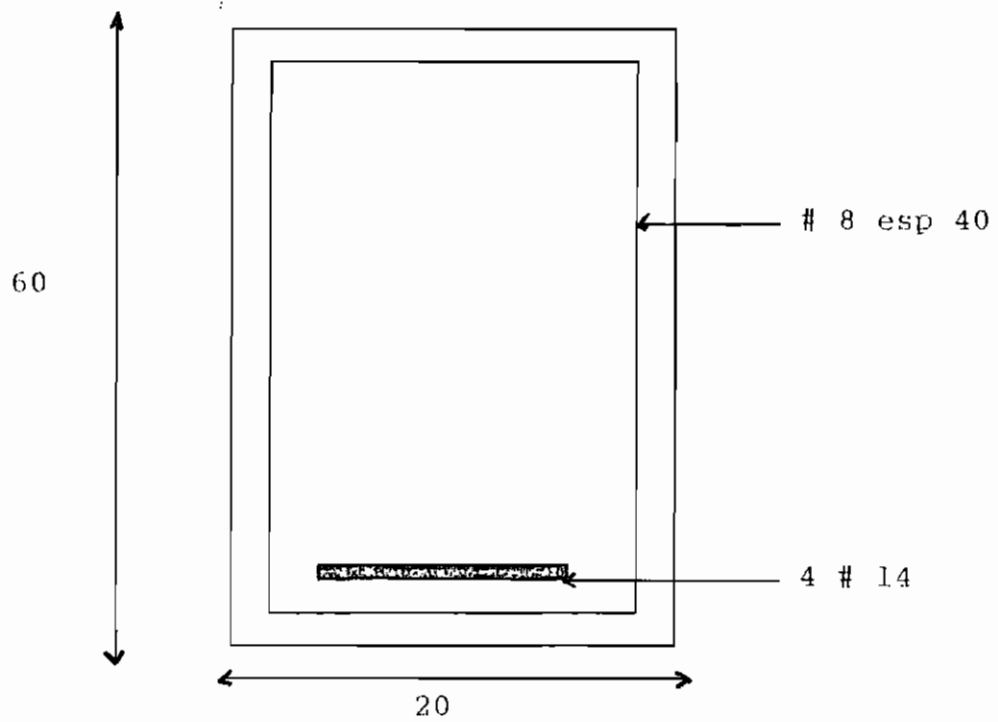
$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot s_t} \geq 0.465 \text{ MPa}$$

soit

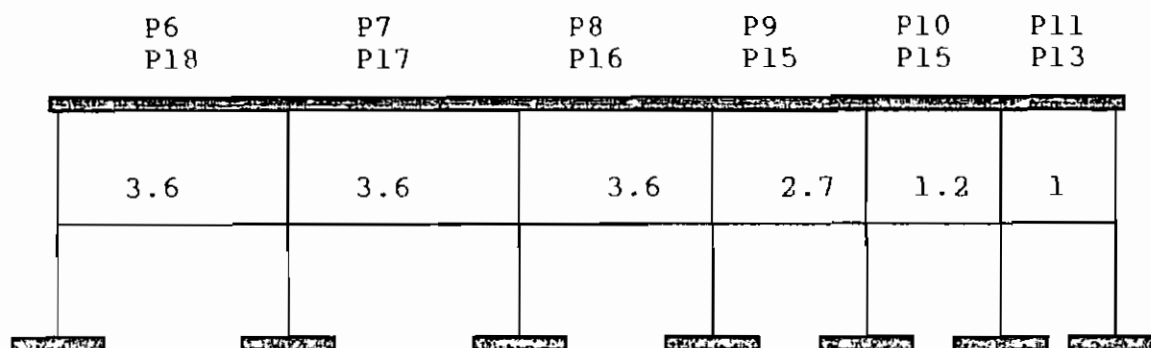
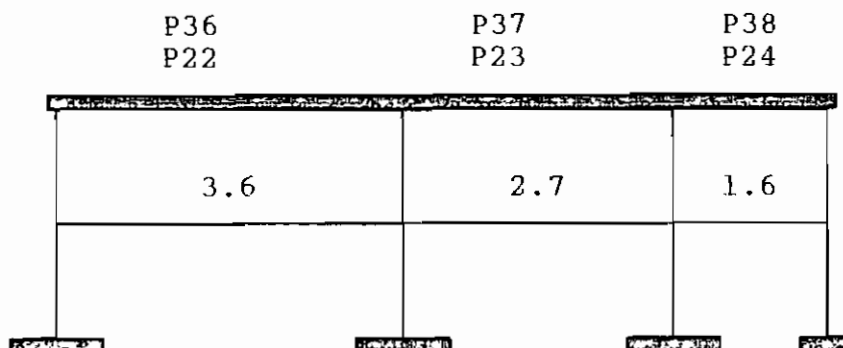
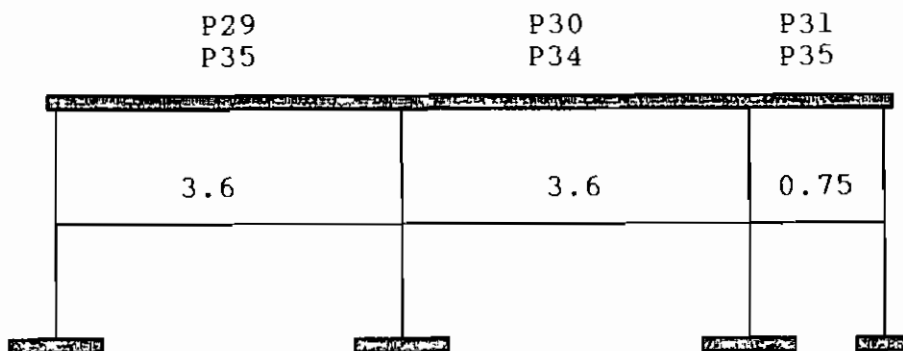
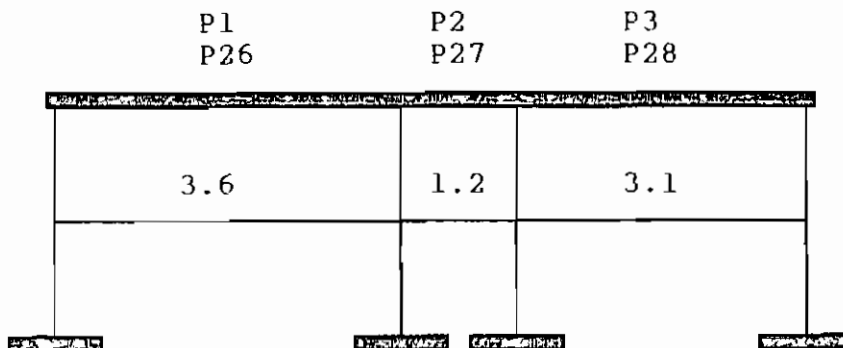
$$A_t \geq 0.465 \cdot \frac{20 \cdot 54}{400} = 1.25 \text{ cm}^2$$

$A_t = 1.25 \text{ cm}^2$ On prend une barre de $\phi 8$

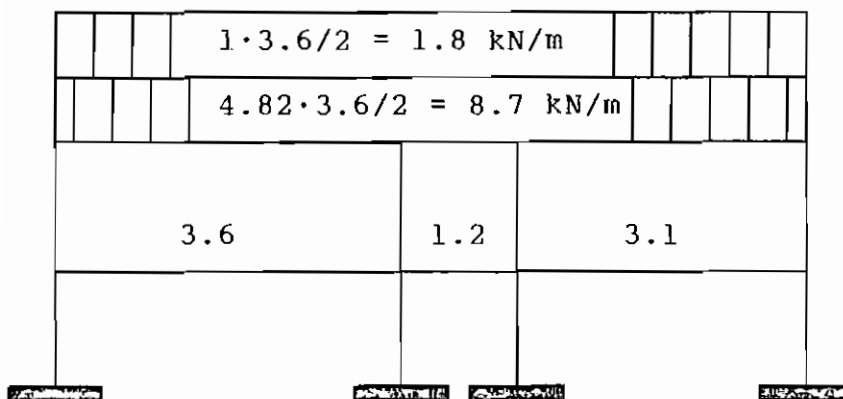
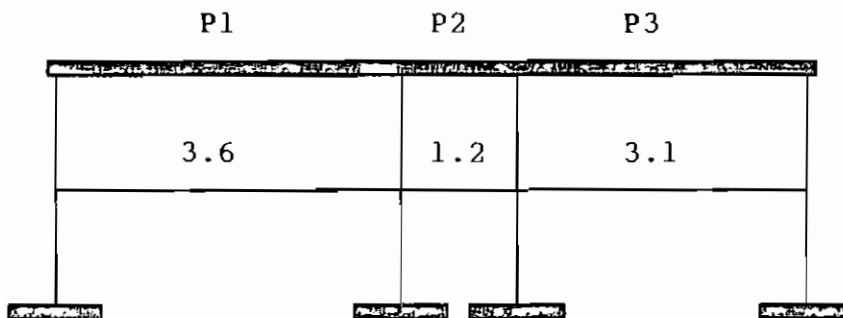
Schéma 4.3 POUTRE DE LA SERIE S1



a.2.1 DIMENSIONNEMENT DES POUTRES CONTINUES : TOIT



Poutre continue : application de la méthode forfaitaire



$$M_G = 8.7 \cdot 3.6^2 / 8 = 14.1 \text{ kN.m}$$

$$M_Q = 1.8 \cdot 3.6^2 / 8 = 2.9 \text{ kN.m}$$

$$M_U = 14.1 \cdot 1.35 + 2.9 \cdot 1.5 = 23.4 \text{ kN.m}$$

$$M_S = 14.1 + 2.9 = 17 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} \alpha &= w_Q / (w_G + w_Q) \\ &= 1.8 / (1.8 + 8.7) \\ &= 0.17 \sim 1/6 \end{aligned}$$

On peut donc appliquer la méthode forfaitaire

$$(1.2 + 0.3 \cdot \alpha) / 2 = 0.625$$

$$(1 + 0.3 \cdot \alpha) / 2 = 0.525$$

$$(1 + 0.3 \cdot \alpha) = 1.05$$

$$M_{trive} = \geq 0.625 \cdot 23.4 = 14.6$$

$$M_{linte} = \geq 0.525 \cdot 23.4 = 12.3$$

$$0.5M_0$$

$$0.5M_0$$

$$M_v = 0.5M_0 = 0.5 \cdot 23.4 = 11.7$$

$$M_v = 0.5M_0 = 0.5 \cdot 23.4 = 11.7$$

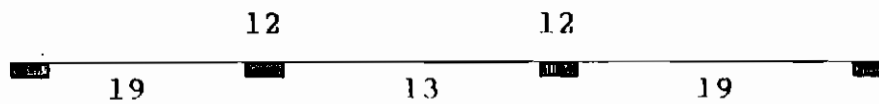
Travée de rive

$$\begin{aligned} M_{trive} &= \geq (1+0.3\alpha)M_0 - (M_v + M_e)/2 \\ &= 1.05 \cdot 23.4 - (0+11.7)/2 \\ &= 18.7 \geq 14.6 \end{aligned}$$

On prend $M_{trive} = 19 \text{ kN.m}$

$$\begin{aligned} M_{linte} &= \geq (1+0.3\alpha)M_0 - (M_v + M_e)/2 \\ &= 1.05 \cdot 23.4 - (11.7+11.7)/2 \\ &= 12.9 \geq 12.3 \end{aligned}$$

On prend $M_{linte} = 13 \text{ kN.m}$



Amature pour les poutres de rives P1

On adopte des poutres 20 x 20

$$M_0 = 19 \text{ kN.m}$$

$$P_m = 1.38 \quad \mu_c = 0.29$$

On a $b = 20 \text{ cm}$

Pour $h = 20 \text{ cm}$ on a $d = 18 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{19E3}{20 \cdot 18^2 \cdot 14.2} = 0.21$$

$$\mu = 0.21 \leq \mu_c = 0.29$$

donc la poutre sera armée simplement.

$$\alpha = \frac{1 - (1 - 2 \cdot \mu)^{1/2}}{0.8} = \frac{1 - (1 - 2 \cdot 0.21)^{1/2}}{0.8}$$
$$= 0.3$$

$$z = 18 \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 18 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.3)$$
$$= 15.8 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.21 > 0.186$$

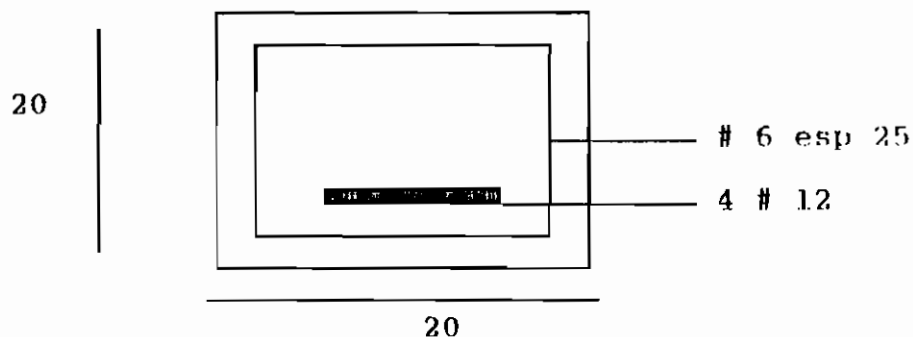
$$\epsilon_s = 3.5E-3 \cdot \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right) = 3.5E-3 \cdot \left(\frac{1}{0.3} - 1 \right)$$
$$= 8.6 \%$$

du tableau A.4.2 on a $\sigma_s = 364 \text{ MPa}$ pour $\epsilon_s = 8.6 \%$.

$$A_s = \frac{M_0}{z \cdot \sigma_s} = \frac{19E3}{15.8E-2 \cdot 364.4E6}$$

$$= 3.3 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend 3 \# 12}$$

et des barre $\phi 6$ comme armature transversale.



Amature pour les poutres intermédiaire P2

On adopte des poutres 20 x 20

$M_u = 13 \text{ kN.m}$

$P_m = 1.38 \quad \mu_c = 0.29$

On a $b = 20 \text{ cm}$

Pour $h = 20 \text{ cm}$ on a $d = 18 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{13E3}{20 \cdot 18^2 \cdot 14.2} = 0.13$$

$\mu = 0.14 \leq \mu_c = 0.29$

donc la poutre sera armée simplement.

$$\alpha = \frac{1 - (1 - 2 \cdot \mu)^{1/2}}{0.8} = \frac{1 - (1 - 2 \cdot 0.14)^{1/2}}{0.8}$$

 $= 0.19$

$$z = 18 \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 18 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.19)$$

 $= 16.6 \text{ cm}$

$\mu = 0.14 > 0.186$

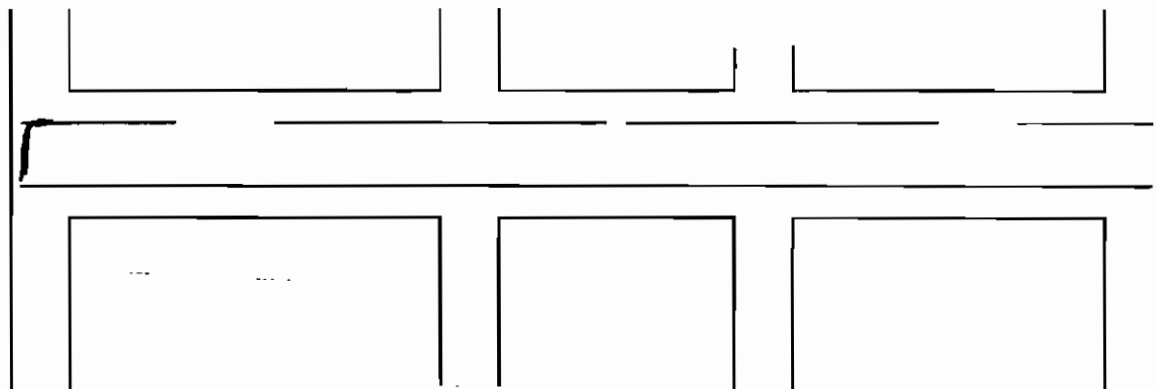
$\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$

du tableau A.4.2 on a $\sigma_s = 382 \text{ MPa}$ pour $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$.

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{13E3}{16.6E-2 \cdot 382.4E6}$$

$= 2.1 \text{ cm}^2$ On prend 3 # 10

et des barre $\phi 6$ comme armature transversale.



CHAPITRE 5

DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

5.1 EXEMPLE DE DESCENTE DES CHARGES

POTEAU P Cl.

	C-P	C-E
Niveau 1		
Dalle...4.82*1/4*5.6*3.6	24.3	
Poutres..1/2*(5.6+3.6)*2	4.6	
Garde corps (5.6/2+3.6/2)*1*2.1	9.7	

	38.6	
1*1/4*5.6*3.6.....		5.04
Niveau 2 Venant de N1..	38.6	
Colonne.....	3.3	

	41.9	
Niveau 3 Venant de N2.....	41.9	
Dalle..3.72*1/4*1.8*3.6	6	
Poutres..2*1/2*(1.8+3.6)	2.7	
mur de façade 4.6*1/2*(1.8+3.6)*3.3	41	
mur de remplissage..		

	91.6	
Venant de N2.....		5.04
3.75*1/4*1.8*3.6.....		6.08

		11.12
Niveau 4 Venant de N3.....	91.6	
Colonne.....	3.3	

	94.9	
Niveau 5		
Venant de N4..	94.9	
Longrines..	4.6	
mur de façade 4.6*1/2*(3.6+5.6)*3.3	69.8	
mur de remplissage..		

	169.3	
Venant de N4.....		11.1
1.35*1/2*(3.6+5.6)*3.3.....		20.5

		31.6

Pour les autres poteaux nous présentons en récapitulation les charges appliquées aux niveaux N3 et N5. Ces charges serviront aux dimensionnements des poteaux et des semelles respectivement.

Voir tableau A.5.1 et tableau A.5.2 en annexe.

Après avoir déterminé par l'opération de la descente des charges les différentes charges s'appliquant aux divers niveaux du bâtiment nous catégorisons les charges en trois séries en vue de rendre uniforme les poteaux ainsi que les semelles.

Nous allons donc dimensionner les poteaux avec les efforts s'appliquant au niveaux N3 et nous allons uniformiser avec les poteaux de l'étage.

On fait l'hypothèse que les poteaux sont soumis à un effort de compression centrée au centre de gravité de la section à l'exclusion de tout moment fléchissant qui pourrait être engendré soit par une action extérieure (vent par exemple) soit par un excentrement de l'effort normal. Ces moments sont supposés faibles et leur existence n'est pas pris en compte dans la justification à l'état limite. Toutefois les coefficients de sécurité prennent en compte leur existence.

Pour le design des poteaux la justification se fait vis à vis de l'effort normal ultime pour la résistance ultime et la stabilité de forme.

Mais en pratique c'est la stabilité de la forme qui fait le plus souvent l'objet de justification.

5.2 DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX.

5.2.1 POTEAU DE LA SERIE S1

Charge non pondérée $P_f = 400 \text{ kN}$

Longueur de flambement $l_f = l_0 = 350 \text{ cm}$

Coefficient de sécurité du béton $\tau_b = 1.5$

Coefficient de sécurité de l'acier $\tau_s = 1.15$

Limite élastique de l'acier $f_e = 400 \text{ MPa}$

Largeur du poteau $b = 20 \text{ cm}$

*** Calcul de l'armature longitudinale.**

Calcul à l'état ultime limite de résistance

La section d'armature est donnée par la formule

$$A_s = \frac{f_e}{\tau_s} * \left(P_f - \frac{0.85 * f_{c28} * B}{\tau_b} \right)$$
$$A_s = \frac{1.15}{400E6} * \frac{400E3 - 0.85 * 25E6 * 20 * 25 E-4}{1.5}$$
$$= -12.7 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc pour la résistance il faut prévoir l'armature minimale.

Toutefois en pratique l'armature est déterminée par le calcul à l'état ultime de stabilité de forme dont la Procédure de calcul est la suivante:

Calcul à l'état ultime de stabilité de forme

Calcul de l'élanement j

$$l_f = l_0 = 350 \text{ double articulation}$$

$$j = 3.46 * l_f/b = 3.46 * 350/20$$

$$= 60.55$$

$$\alpha = 0.6 * (50/\tau)^2 = 0.6 * (50/60.55)^2$$

$$= 0.41$$

$$A_s = \frac{\tau_s}{f_e} * \left(\frac{P_f}{\alpha} - \frac{f_{c28} * B_f}{1.35} \right)$$

$$A_s = \frac{1.15}{400E6} * \left(\frac{400E3}{0.41} - \frac{25E6 * 19 * 24^2E-4}{1.35} \right)$$

$$= 3.8 \text{ cm}^2 \text{ On prend } 4 \# 12 = 4.52 \text{ cm.}$$

Armature longitudinale minimale

$$A_{min} = \frac{0.2 * b * a}{100} = 0.2 * 20 * 25/100$$

$$= 1 \text{ cm}^2 < A_s$$

Armature par m de parement

$$A_{sp} = \frac{8 * (a + b)}{100} = 8 * (20 + 25)/100$$

$$= 3.6 \text{ cm}^2$$

L'armature pour le parement est nécessaire lorsque la distance entre axe de deux armatures voisines est au plus égale à $b+10$ et 40 cm. Dans notre cas on ne peut pas avoir d'armatures intermédiaires puisque déjà b est plus petite que ces deux valeurs.

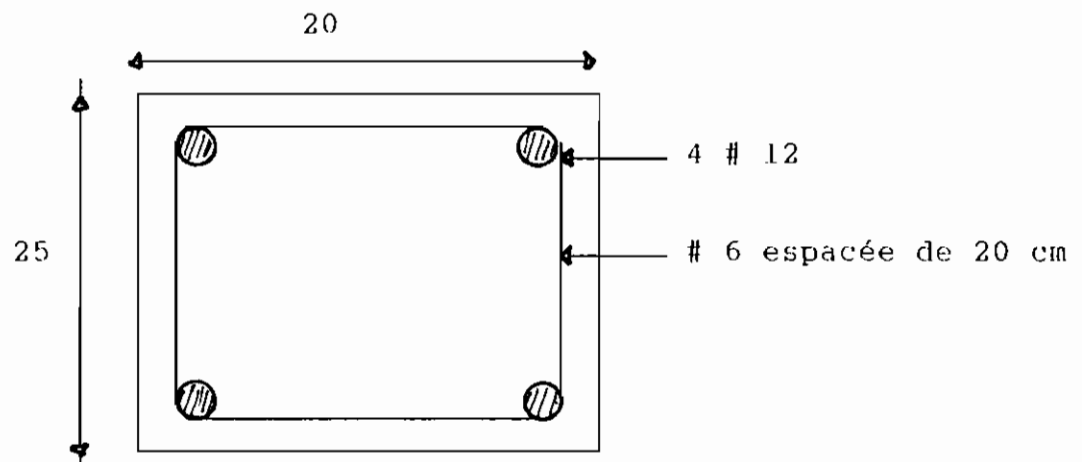
* Calcul de l'armature transversale

L'armature transversale est déterminée de façon à ce que le diamètre de la barre soit le tiers de celui de la plus petite barre de l'armature longitudinale.

On prend # 6

La distance entre les barres transversale est la plus petite entre les valeurs suivantes : $15 * \phi_1$; 40 cm ; $b+10$, ϕ_1 étant la plus grande des barres longitudinales. On prend 18 cm.

Schéma 5.1 ferrailage poteau Série S1



5.2.2 POTEAU DE LA SERIE S2

* Calcul à l'état ultime de stabilité de forme

Calcul de l'élanement τ

$$l_f = l_0 = 350 \text{ double articulation}$$

$$\begin{aligned}\tau &= 3.46 * l_f/b = 3.46 * 350/20 \\ &= 60.55\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\alpha &= 0.6 * (50/\tau)^2 = 0.6 * (50/60.55)^2 \\ &= 0.41\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s &= \frac{\tau_s}{f_e} * \left(\frac{P_f}{\alpha} - \frac{f_{c28} * B_r}{1.35} \right) \\ A_s &= \frac{1.15}{400E6} * \left(\frac{300E3}{0.41} - \frac{25E6 * 19 * 19^2E-4}{1.35} \right) \\ &= 1.8 \text{ cm}^2 \text{ On prend } 4 \# 10 \text{ cm.}\end{aligned}$$

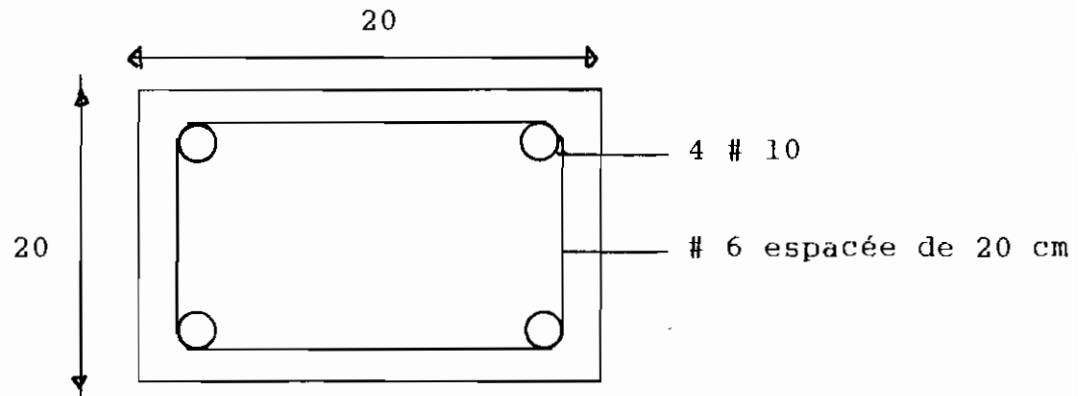
Armature longitudinale minimale

$$\begin{aligned}A_{min} &= \frac{0.2 * b^2}{100} = 0.2 * 20 * 20/100 \\ &= 0.8 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Armature par m de parement

$$\begin{aligned}A_s &= \frac{8 * (a + b)}{100} = 8 * (20 + 20)/100 \\ &= 3.2 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

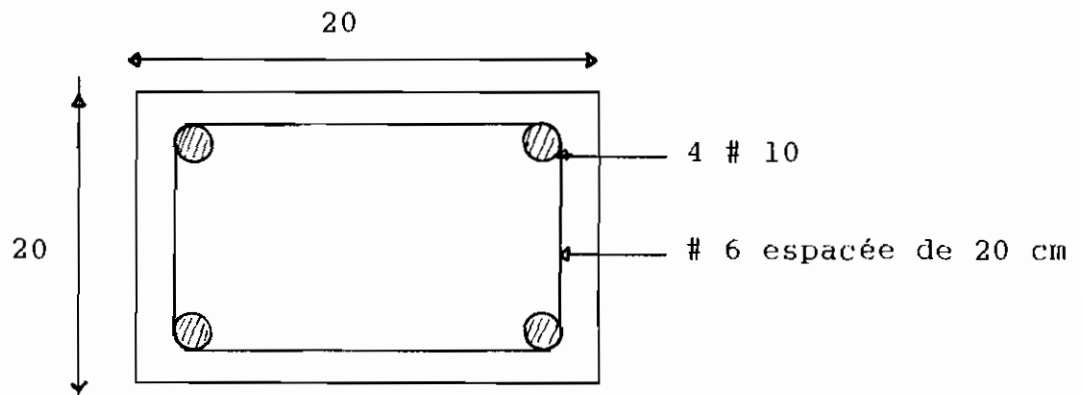
Schéma 5.2 ferrailage poteau Série S2



5.2.3 POTEAU DE LA SERIE S3

Nous adoptons le même design que les poteaux de la Série S2.

Schéma 5.3 ferrailage poteau Série S3



Nous présentons le tableau récapitulatif pour les différents poteaux, les sections ainsi que l'armature adéquat.

5.3 RECAPITULATION

POTEAUX	Série	CHARGE	SECTION			ARMATURE	
			b	h		Long	Transv
1	2	150	20	20		4 #10	#6-20
2	2	150	20	20		***	***
3	2	300	20	20		***	***
4	2	150	15	15		***	***
5	2	300	20	20		***	***
6	2	300	20	20		***	***
7	2	300	20	20		***	***
8	2	300	20	20		***	***
9	1	400	20	20		4# 12	#6-20
10	3	150	15	15		***	***
11	3	150	15	15		***	***
12	2	300	20	20		***	***
13	2	300	20	20		***	***
14	3	150	15	15		***	***
15	3	150	15	15		***	***
16	1	400	20	20		4# 12	#6-20
17	2	300	20	20		***	***
18	2	300	20	20		***	***
19	2	300	20	20		***	***
20	2	300	20	20		***	***
21	3	150	15	15		***	***
22	2	300	20	20		***	***
23	2	300	20	20		4 #10	#6-20
24	3	150	15	15		***	***
25	2	300	20	20		**	**

26	2	300	20	20		**	**
27	2	300	20	20		**	**
28	1	400	20	20		4# 12	#6-20
29	1	400	20	20		*	*
30	2	300	20	20		***	***
31	2	300	20	20		***	***
32	2	300	20	20		***	***
33	2	300	20	20		***	***
34	1	400	20	20		*	*
35	1	400	20	20		*	*
36	1	400	20	20		*	*
37	1	400	20	20		*	*
38	2	300	20	20		***	***
39	2	300	20	20		***	***
40	2	300	20	20		***	***
41	2	300	20	20		***	***
42	2	300	20	20		***	***
43	2	300	20	20		***	***
44	2	300	20	20		***	***
45	2	300	20	20		***	***
46	2	300	20	20		***	***

CHAPITRE 6

DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES

Définition: La fonction de la fondation est de transmettre correctement au sol les efforts apportés par la structure. Le schéma de la descente de charge est la suivante :

Dalle —> Poutres —> Poteaux —> Fondation —> Sol

Nous optons pour une fondation superficielle, ce qui est généralement le cas le plus fréquent dans les types de constructions de bâtiments de faibles portées et les semelles seront des semelles sous appuis isolés.

Le tableau A.5.2 de l'annexe donnent les différentes charges qui s'exercent sur les semelles.

6.1 DIMENSIONNEMENT

6.1.1 Semelle de la Série Sl

- Hypothèses :
- Semelle sous poteaux.
 - Poteaux rectangulaire 20 x 25
 - Fissuration préjudiciable
 - Contrainte admissible du sol σ_{sol} 1.5 kPa

Charge pondérée $N_{||} = 720$ kN

Charge non pondérée $P = 520$ kN

Etat limite ultime

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{20}{15}$$

$$B \cdot B \cdot 20 / 25 = \frac{720000}{1.5} = 480000 \text{ mm}^2$$

$$B^2 = 6000 \text{ cm}^2$$

$$B = 77.5 \text{ cm et } A = 62 \text{ cm}$$

On adopte une semelle de 80 x 64

$$d_{\lambda} = \frac{80 - 25}{4} = 13.75 \text{ cm}$$

On prend $d_{\lambda} = 25$ cm

$$d_{\beta} = 64 - 20 = 44 \text{ cm}$$

On prend $d_{\beta} = 40$ cm

Armature

$$A_{sB} = \frac{720000 * (80 - 25)}{8 * 40 * 348E6} = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{sA} = \frac{720000 * (64 - 20)}{8 * 30 * 348E6} = 3.8 \text{ cm}^2$$

d'où $4 \phi 12 = 4.5 \text{ cm}^2$

Etat limite de service

$$A_{sB} = \frac{520000 * (80 - 25)}{8 * 40 * 240E6} = 3.7 \text{ cm}^2 < 4.5 \text{ cm}^2 \text{ O.K}$$

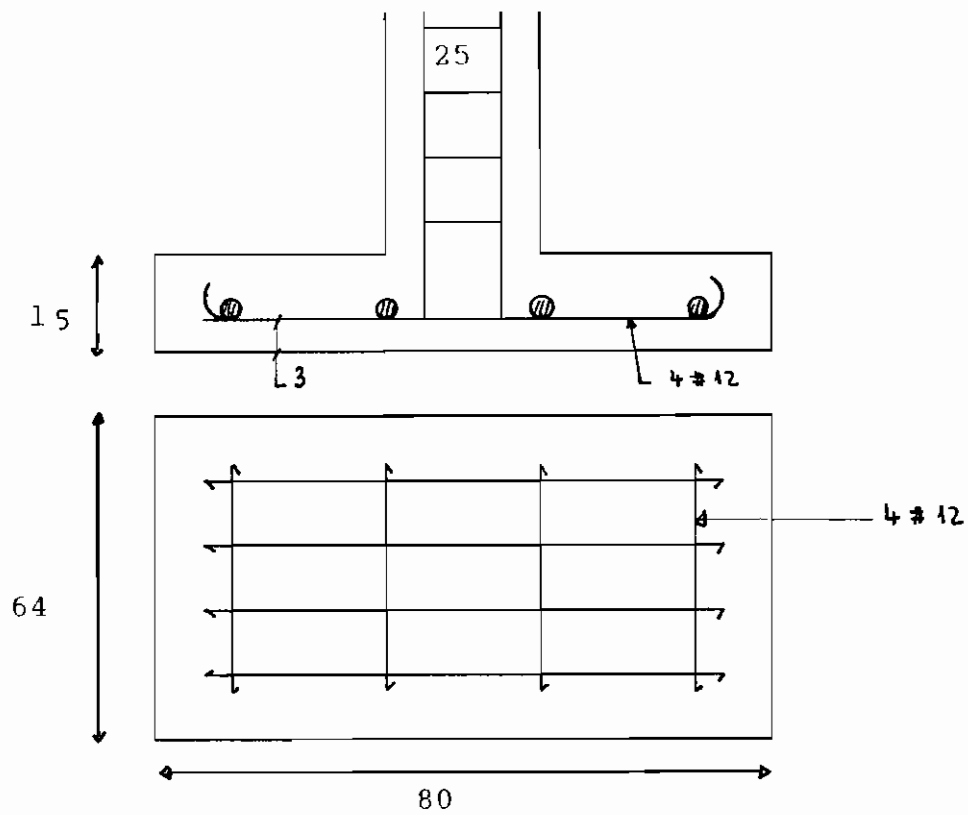
$$A_{sA} = \frac{520000 * (64 - 20)}{8 * 30 * 240E6} = 4 \text{ cm}^2 < 4.5 \text{ cm}^2 \text{ O.K}$$

La longueur de scellement l_s est égale $36 \cdot l_{cm} = 36 \text{ cm}$

$B/4 = 80/4 = 20 \text{ cm} < l_s = 36 \text{ cm}$ donc les armatures parallèles à B seront munies de crochets.

$A/4 = 64/4 = 16 \text{ cm} < l_s = 36 \text{ cm}$ donc les armatures parallèles à A seront munies de crochets.

Schéma 6.1 ferrailage des semelles de la série S1



6.1.2 Semelle de la Série S2

- Hypothèses :
- Semelle sous poteaux.
 - Poteaux carrés 20 x 20
 - Fissuration préjudiciable
 - Contrainte admissible sol σ_{sol} 1.5 kPa

Charge pondérée $N_u = 480$ kN

Charge non pondérée $P = 345$ kN

Etat limite ultime

$$A^2 = \frac{480000}{1.5} = 320000 \text{ mm}^2$$
$$= 3200 \text{ cm}^2$$

$A = 56.6$ cm d'où semelle 60 x 60

$$d_h \leq 60 - 20 = 40$$

$$d_h \geq (60 - 20) / 4 = 10$$

On prend $d_h = 30$ cm

Armature

$$A_s = \frac{480000 * (600 - 200)}{8 * 200 * 348} = 3.4 \text{ cm}^2$$

d'où 4 ϕ 12 soit 4.5 cm²

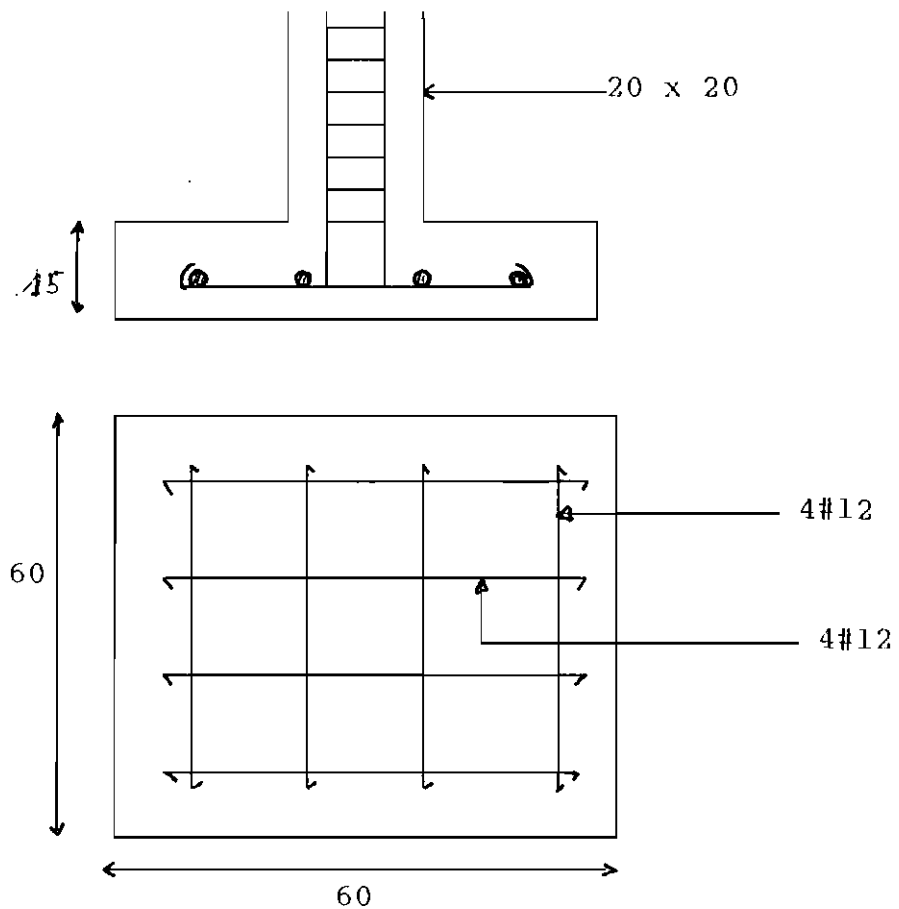
Etat limite de service

$$A_s = \frac{345000 \times (600 - 200)}{8 \times 200 \times 240} = 3.6 \text{ cm}^2 < 4.5 \text{ OK}$$

La longueur de scellement l_s est égale $36 \cdot 1 \text{ cm} = 36 \text{ cm}$

$A/4 = 60/4 = 20 \text{ cm} < l_s = 36 \text{ cm}$ donc les armatures parallèles à A seront munies de crochets. Il en est ainsi pour les deux sens.

Schéma 6.2 ferrailage des semelles de la série S2



6.1.3 Semelle de la Série S3

Hypothèses : - Semelle sous poteaux.

- Poteaux carrés 20 x 20

- Fissuration préjudiciable

- Contrainte admissible sol σ_{sol} 1.5 kPa

Charge pondérée $N_u = 240$ kN

Charge non pondérée $P = 170$ kN

Etat limite ultime

$$A^2 = \frac{240000}{1.5} = 160000 \text{ mm}^2$$
$$= 1600 \text{ cm}^2$$

$A = 40$ cm d'où **semelle 40 x 40**

$$d_A \leq 40 - 20 = 20$$

$$d_A \geq (40 - 20) / 4 = 5$$

On prend $d_A = 10$ cm

Armature

$$A_s = \frac{240000 \cdot (400 - 200)}{8 \cdot 100 \cdot 348} = 1.7 \text{ cm}^2$$

d'où **4 ϕ 8** soit 2.1 cm²

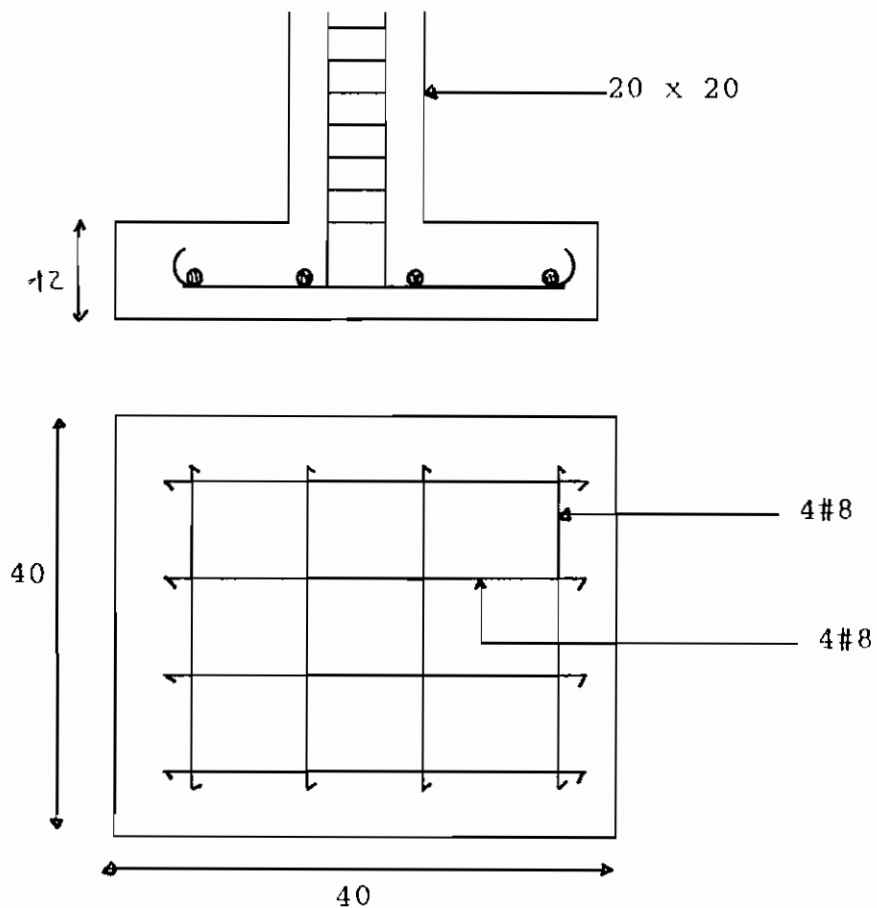
Etat limite de service

$$A_s = \frac{170000 \cdot (400 - 200)}{8 \cdot 100 \cdot 240} = 1.8 \text{ cm}^2 < 2.1 \text{ OK}$$

La longueur de scellement l_s est égale $36 \cdot 0.8 \text{ cm} = 28.8 \text{ cm}$

$A/4 = 40/4 = 10 \text{ cm} < l_s = 28.8 \text{ cm}$ donc les armatures parallèles à A seront munies de crochets. Il en est ainsi pour les deux sens.

Schéma 6.3 ferrailage des semelles de la série S3



6.2 Récapitulation

Nous résumons les semelles par série dans le tableau A.6

POTEAUX							
N°	Charge kN	Série	Charge kN requis	Dimensions		Armatures	
				b	h	longitudinale	transversale
1	102.2	3	150	20	20	4 # 10	6 esp 20
2	122.1	3	150	20	20	4 # 10	6 esp 20
3	219.5	2	300	20	20	4 # 12	6 esp 20
4	101.3	3	150	20	20	4 # 10	6 esp 20
5	279.1	2	300	20	20	4 # 12	6 esp 20
6	196.3	2	300	20	20	4 # 12	6 esp 20
7	292.1	2	300	20	20	4 # 12	6 esp 20
8	292.1	2	300	20	20	4 # 12	6 esp 20
9	263.6	1	400	20	25	4 # 12	6 esp 20
10	123.5	3	150	20	20	4 # 10	6 esp 20
11	106	3	150	20	20	4 # 10	6 esp 20
12	146.1	2	300	20	20	4 # 12	6 esp 20
13	146.1	2	300	20	20	4 # 12	6 esp 20
14	106	3	150	20	20	4 # 10	6 esp 20
15	123.5	3	150	20	20	4 # 10	6 esp 20
16	263.6	1	400	20	25	4 # 12	6 esp 20
17	292.1	2	300	20	20	4 # 12	6 esp 20
18	292.1	2	300	20	20	4 # 12	6 esp 20
19	196.3	2	300	20	20	4 # 12	6 esp 20
20	244.3	2	300	20	20	4 # 12	6 esp 20
21	66.7	3	150	20	20	4 # 10	6 esp 20
22	261.6	2	300	20	20	4 # 12	6 esp 20
23	209.9	2	300	20	20	4 # 12	6 esp 20
24	102.2	3	150	20	20	4 # 10	6 esp 20
25	301.3	2	300	20	20	4 # 12	6 esp 20
26	289.3	2	300	20	20	4 # 12	6 esp 20
27	256.6	2	300	20	20	4 # 12	6 esp 20
28	402.7	1	400	20	25	4 # 12	6 esp 20
29	354.5	1	400	20	25	4 # 12	6 esp 20
30	310.9	2	300	20	20	4 # 12	6 esp 20
31	318.1	2	300	20	20	4 # 12	6 esp 20
32	318.1	2	300	20	20	4 # 12	6 esp 20
33	310.9	2	300	20	20	4 # 12	6 esp 20
34	354.5	1	400	20	25	4 # 12	6 esp 20
35	403.8	1	400	20	25	4 # 12	6 esp 20
36	409.5	1	400	20	25	4 # 12	6 esp 20
37	386.3	1	400	20	25	4 # 12	6 esp 20
38	301.3	2	300	20	20	4 # 12	6 esp 20
39	290	2	300	20	20	4 # 12	6 esp 20
40	290	2	300	20	20	4 # 12	6 esp 20
41	221.1	2	300	20	20	4 # 12	6 esp 20
42	221.1	2	300	20	20	4 # 12	6 esp 20
43	147.5	2	300	20	20	4 # 12	6 esp 20
44	183.3	2	300	20	20	4 # 12	6 esp 20
45	147.5	2	300	20	20	4 # 12	6 esp 20
46	183.3	2	300	20	20	4 # 12	6 esp 20

SEMELLES										
N°	Charge kN	Série	Charge kN requis	Dimensions		Armatures		Espacement des barres		Epaisseur cm
				SUIVANT B cm	SUIVANT A cm	SUIVANT B	SUIVANT A	SUIVANT B	SUIVANT A	
1	178.3	3	240	40	40	4 # 8	4 # 8	9	9	12
2	233.4	3	240	20	20	4 # 8	4 # 8	9	9	12
3	336.6	2	480	60	60	4 # 12	4 # 12	16	16	15
4	170.4	3	240	20	20	4 # 8	4 # 8	9	9	12
5	415.3	2	480	60	60	4 # 12	4 # 12	16	16	15
6	317.4	2	480	60	60	4 # 12	4 # 12	16	16	15
7	452.7	2	480	60	60	4 # 12	4 # 12	16	16	15
8	452.7	2	480	60	60	4 # 12	4 # 12	16	16	15
9	666.2	1	720	80	64	4 # 12	4 # 12	23	18	15
10	200.2	3	240	20	20	4 # 8	4 # 8	9	9	12
11	176.9	3	240	20	20	4 # 8	4 # 8	9	9	12
12	241.2	2	480	60	60	4 # 12	4 # 12	16	16	15
13	241.2	2	480	60	60	4 # 12	4 # 12	16	16	15
14	172.9	3	240	20	20	4 # 8	4 # 8	9	9	12
15	200.16	3	240	20	20	4 # 8	4 # 8	9	9	12
16	666.2	1	720	80	64	4 # 12	4 # 12	23	18	15
17	452.7	2	480	60	60	4 # 12	4 # 12	16	16	15
18	452.7	2	480	60	60	4 # 12	4 # 12	16	16	15
19	317.4	2	480	60	60	4 # 12	4 # 12	16	16	15
20	380.6	2	480	60	60	4 # 12	4 # 12	16	16	15
21	114.6	3	240	20	20	4 # 8	4 # 8	9	9	12
22	420.5	2	480	60	60	4 # 12	4 # 12	16	16	15
23	321.2	2	480	60	60	4 # 12	4 # 12	16	16	15
24	178.3	3	240	20	20	4 # 8	4 # 8	9	9	12
25	440.7	2	480	60	60	4 # 12	4 # 12	16	16	15
26	420.9	2	480	60	60	4 # 12	4 # 12	16	16	15
27	378.5	2	480	60	60	4 # 12	4 # 12	16	16	15
28	709.3	1	720	80	64	4 # 12	4 # 12	23	18	15
29	515.3	1	720	80	64	4 # 12	4 # 12	23	18	15
30	444.1	2	480	60	60	4 # 12	4 # 12	16	16	15
31	473.3	2	480	60	60	4 # 12	4 # 12	16	16	15

32	473.3	2	480	60	60	4 # 12	4 # 12	16	16	15
33	444.1	2	480	60	60	4 # 12	4 # 12	16	16	15
34	515.3	1	720	80	64	4 # 12	4 # 12	23	18	15
35	659.2	1	720	80	64	4 # 12	4 # 12	23	18	15
36	656.1	1	720	80	64	4 # 12	4 # 12	23	18	15
37	714.1	1	720	80	64	4 # 12	4 # 12	23	18	15
38	440.7	2	480	60	60	4 # 12	4 # 12	16	16	15
39	434.6	2	480	60	60	4 # 12	4 # 12	16	16	15
40	434.6	2	480	60	60	4 # 12	4 # 12	16	16	15
41	331.1	2	480	60	60	4 # 12	4 # 12	16	16	15
42	331.1	2	480	60	60	4 # 12	4 # 12	16	16	15
43	264	2	480	60	60	4 # 12	4 # 12	16	16	15
44	329.3	2	480	60	60	4 # 12	4 # 12	16	16	15
45	264	2	480	60	60	4 # 12	4 # 12	16	16	15
46	329.3	2	480	60	60	4 # 12	4 # 12	16	16	15

CONCLUSION

Nous avons fait le dimensionnement des différents éléments structuraux et les résultats sont compilés dans différents tableaux.

A terme de ce travail il convient de faire une évaluation des résultats de design que fourni la norme française. Nous jugeons que les résultats obtenus sont ceux que l'on trouve dans la pratique. Aussi par comparaison avec les résultats du design effectué dans la norme canadienne on trouve que les résultats sont approximativement les mêmes.

A partir de ce moment le bâtiment de l'agence Patte d'Oie de la SENELEC peut faire l'objet de construction.

Nous recommandons que pour les prochaines design, l'on prenne pour la valeur de la protection 2 ou 4 cm.

Nous recommandons aussi que les dimensions des semelles soient augmentées pour tenir compte d'une extension futur de l'immeuble.

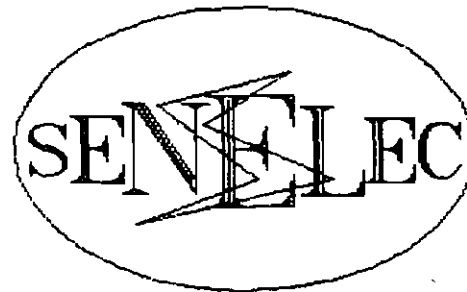
ANNEXES

- A.1 Esquisse
 Plan de situation
 Plan de masse
 Vue en plan RDC
 Coupe A.A
 Façade principale.

REPUBLIQUE DU SENEGAL

SOCIETE NATIONALE D'ELECTRICITE

28, RUE VINCENS DAKAR



AGENCE PATTE-D'OIE

ESQUISSE



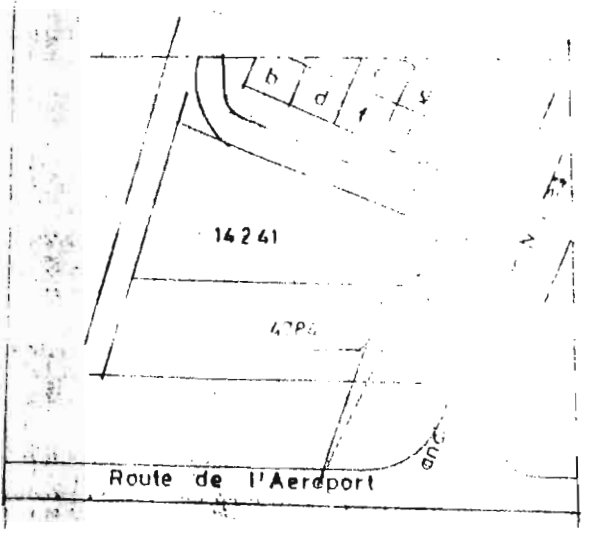
DIRECTION DES ETUDES DES REALISATIONS

ET DE LA FORMATION

SERVICE GENIE CIVIL

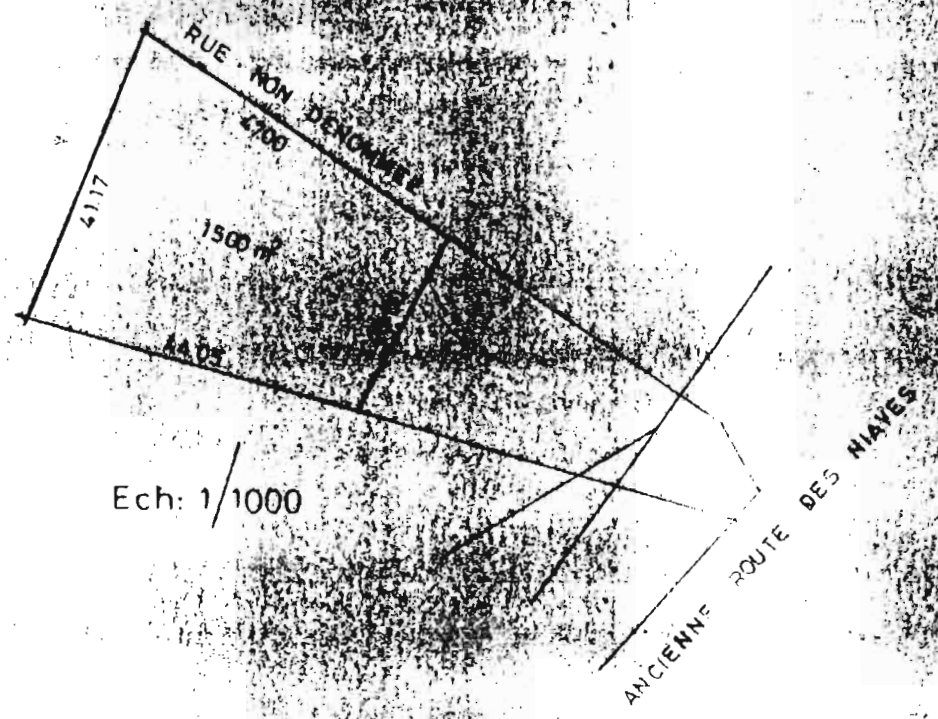
ROUTE DES PERES MARISTES A HANN - DAKAR (SENEGAL)

Tel: 32.88.40



Ech: 1/2000

NORD

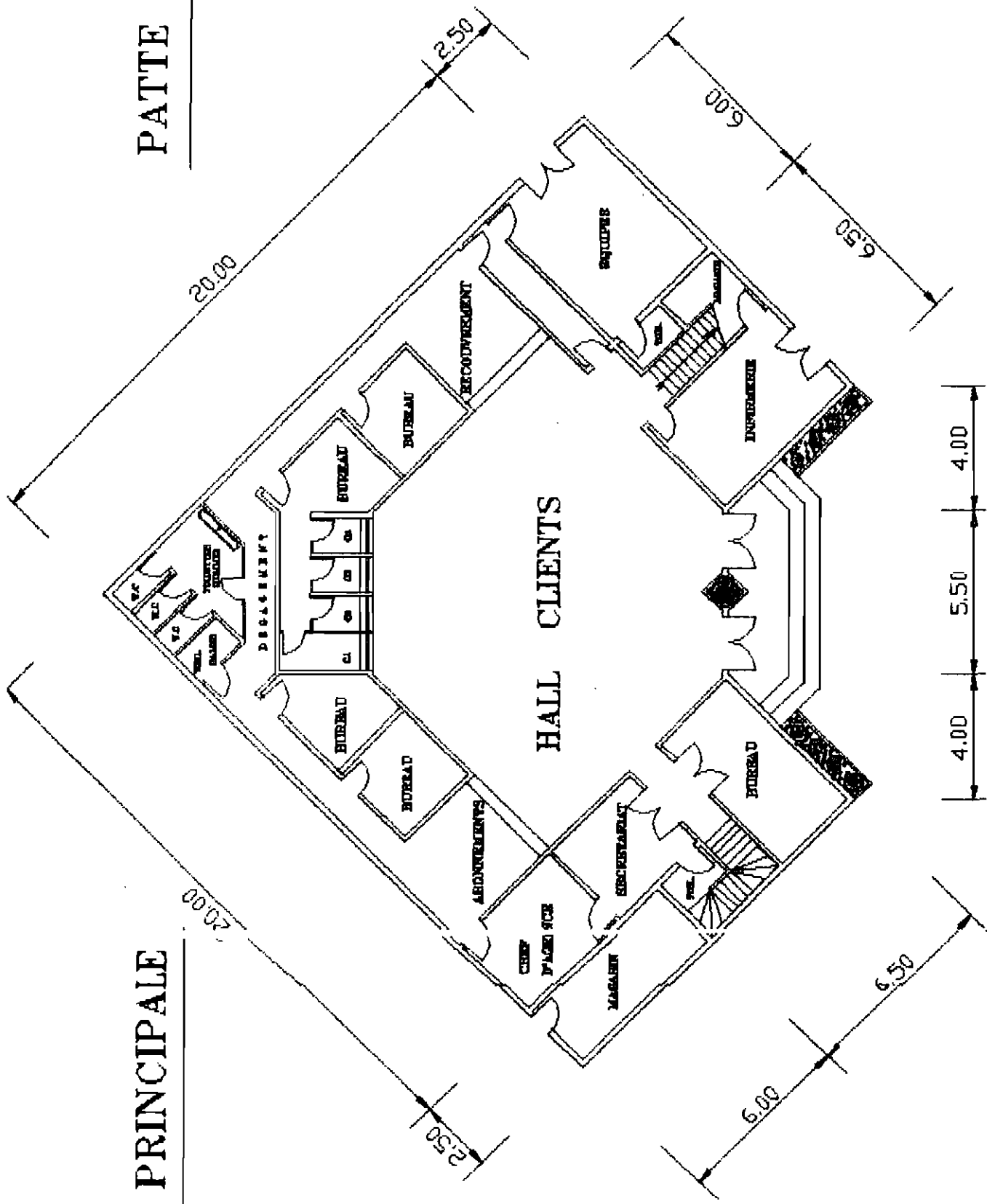


Ech: 1/1000

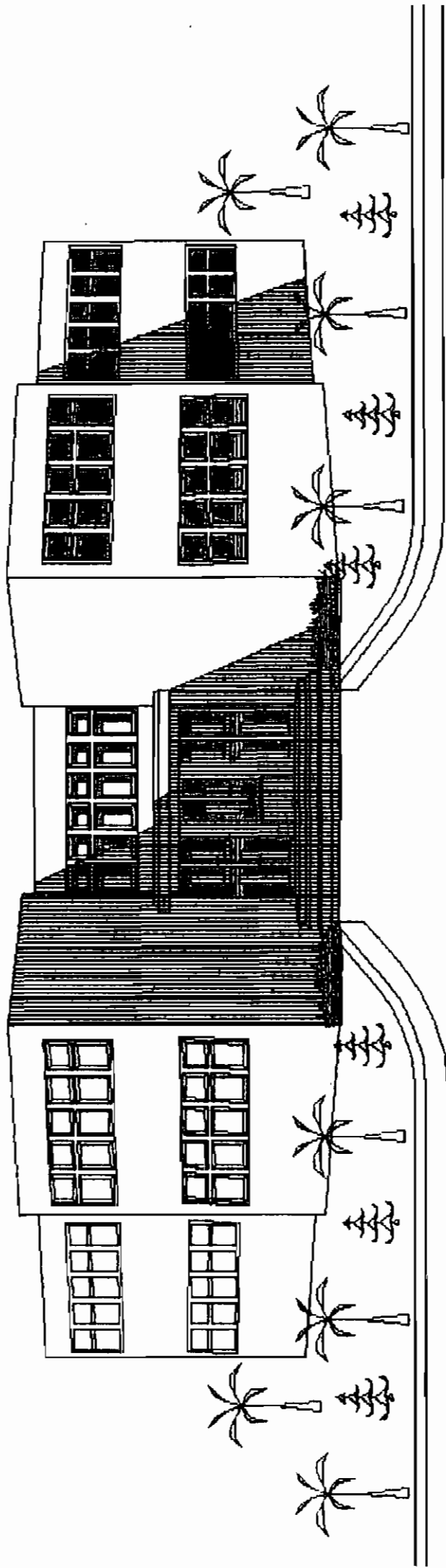
DE SITUATION 1. 01

AGENCE PRINCIPALE

PATTE D'OIE



VUE EN PLAN R.D.C.



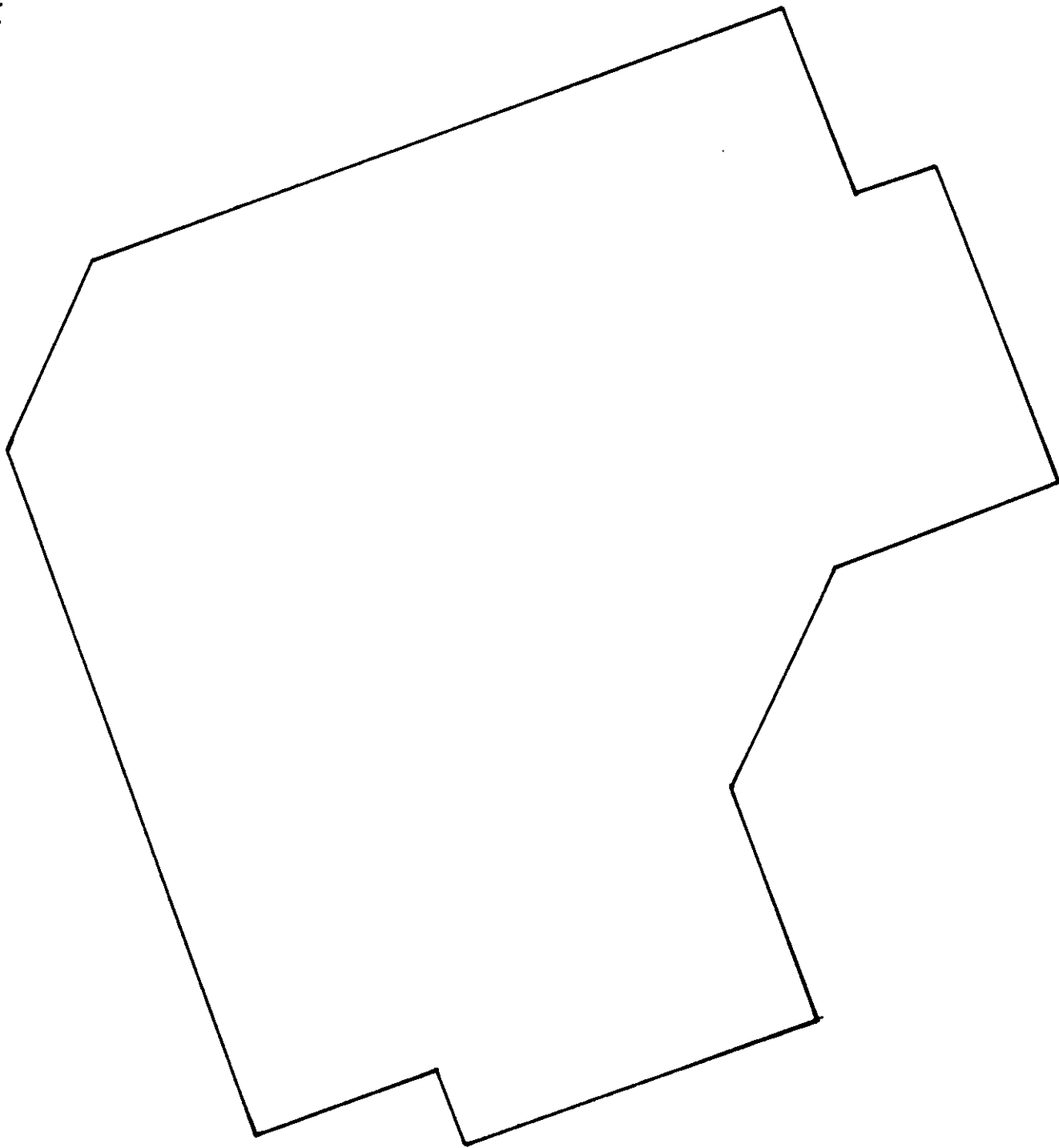
FACADE PRINCIPALE

ANNEXES

- A.2 Plan de masse
 - dimensions
 - Plan de masse
 - Disposition des poteaux et des poutres N1
 - Disposition des poteaux et des poutres N2-N3
 - Disposition des poteaux et des poutres N4-N5
 - Surfaces tributaires des poteaux N1
 - Surfaces tributaires N2-N3, N4-N5
 - Désignation des poutres
 - Surfaces tributaires des poutres N1
 - Surfaces tributaires des poutres N2-N3

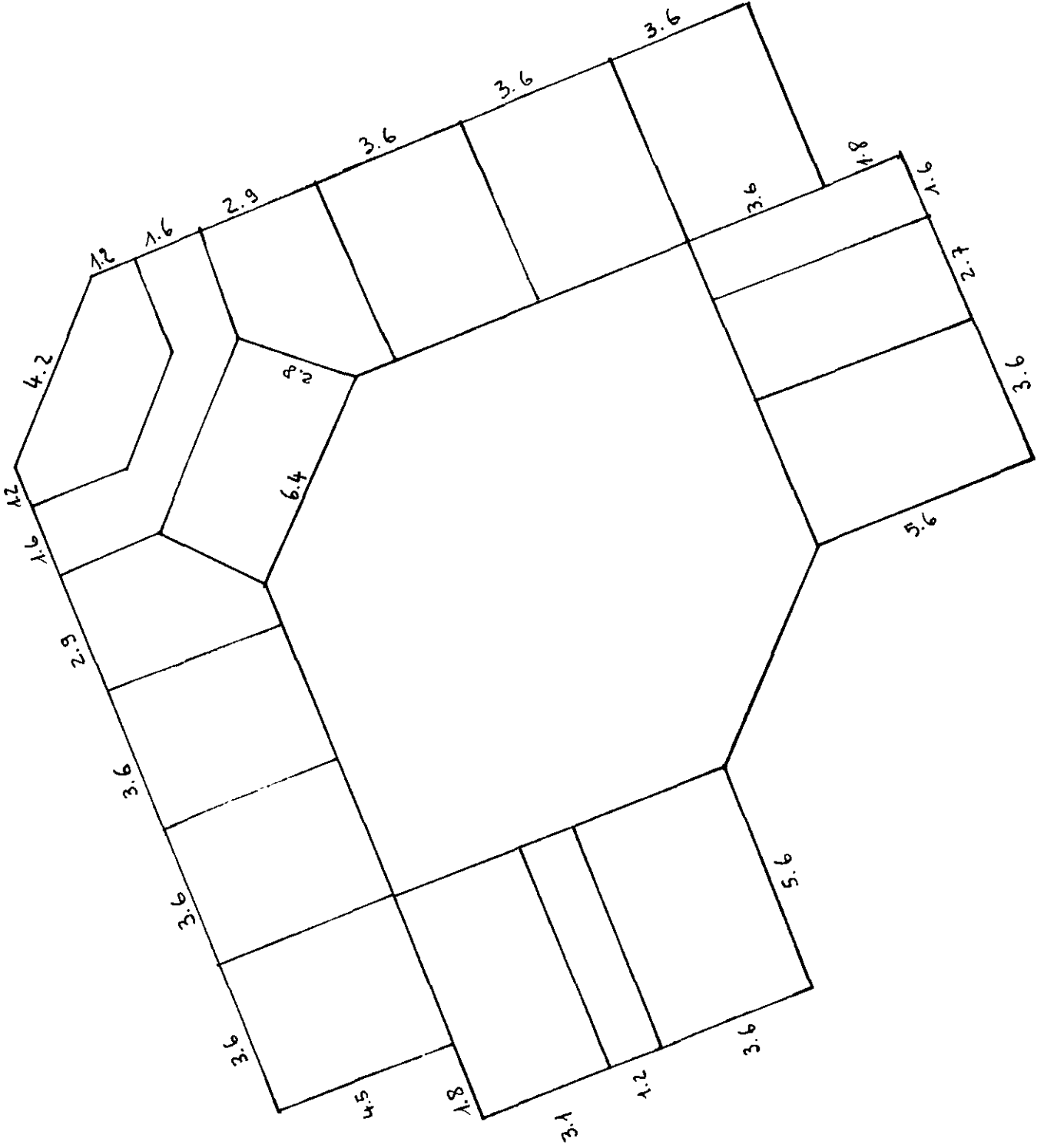
ANNEXE

Plan de masse



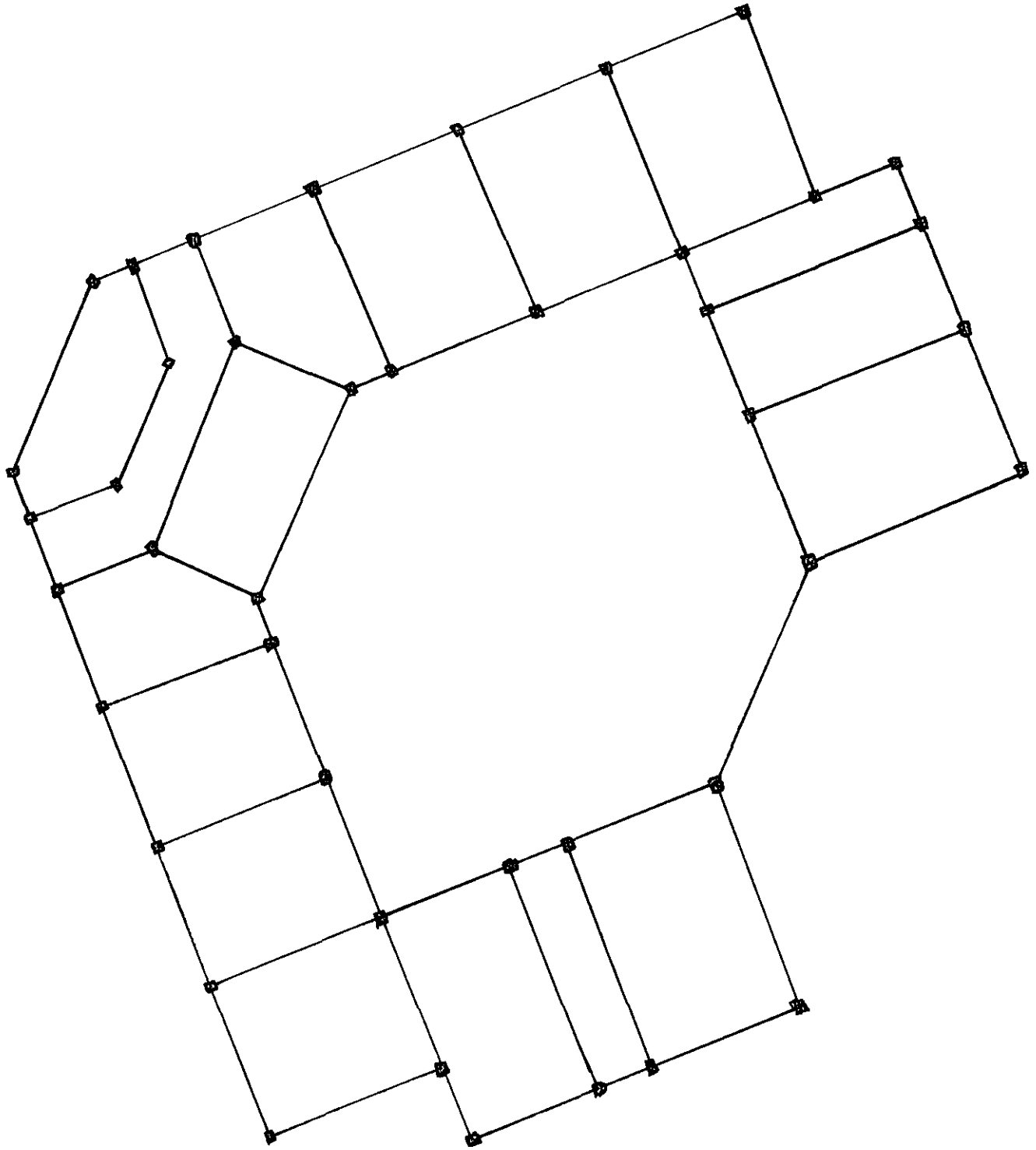
ANNÈXE

Dimensions (m).



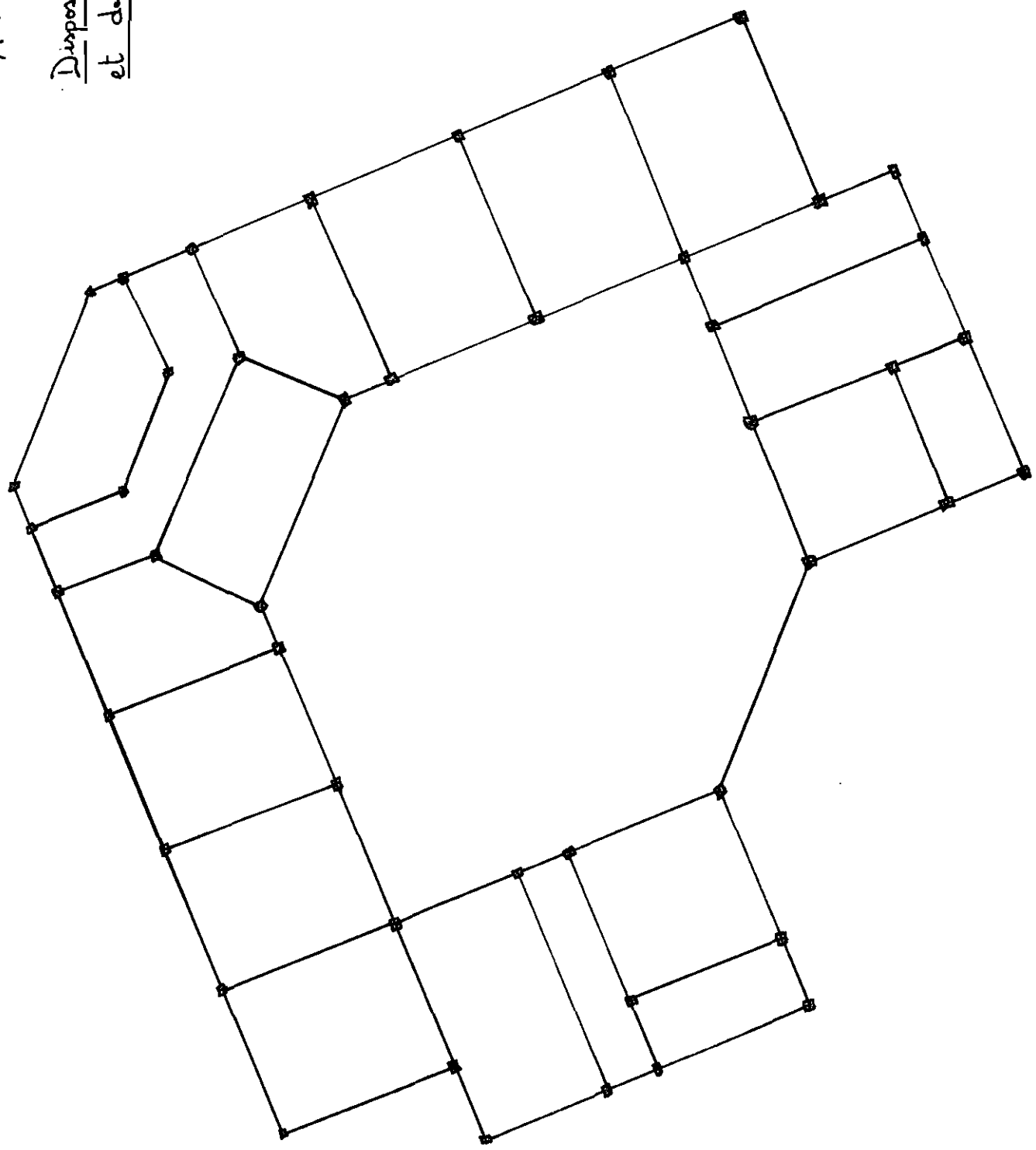
ANNEXE

Disposition des poteaux et des poutres : Niveau N₁



ANNEXE

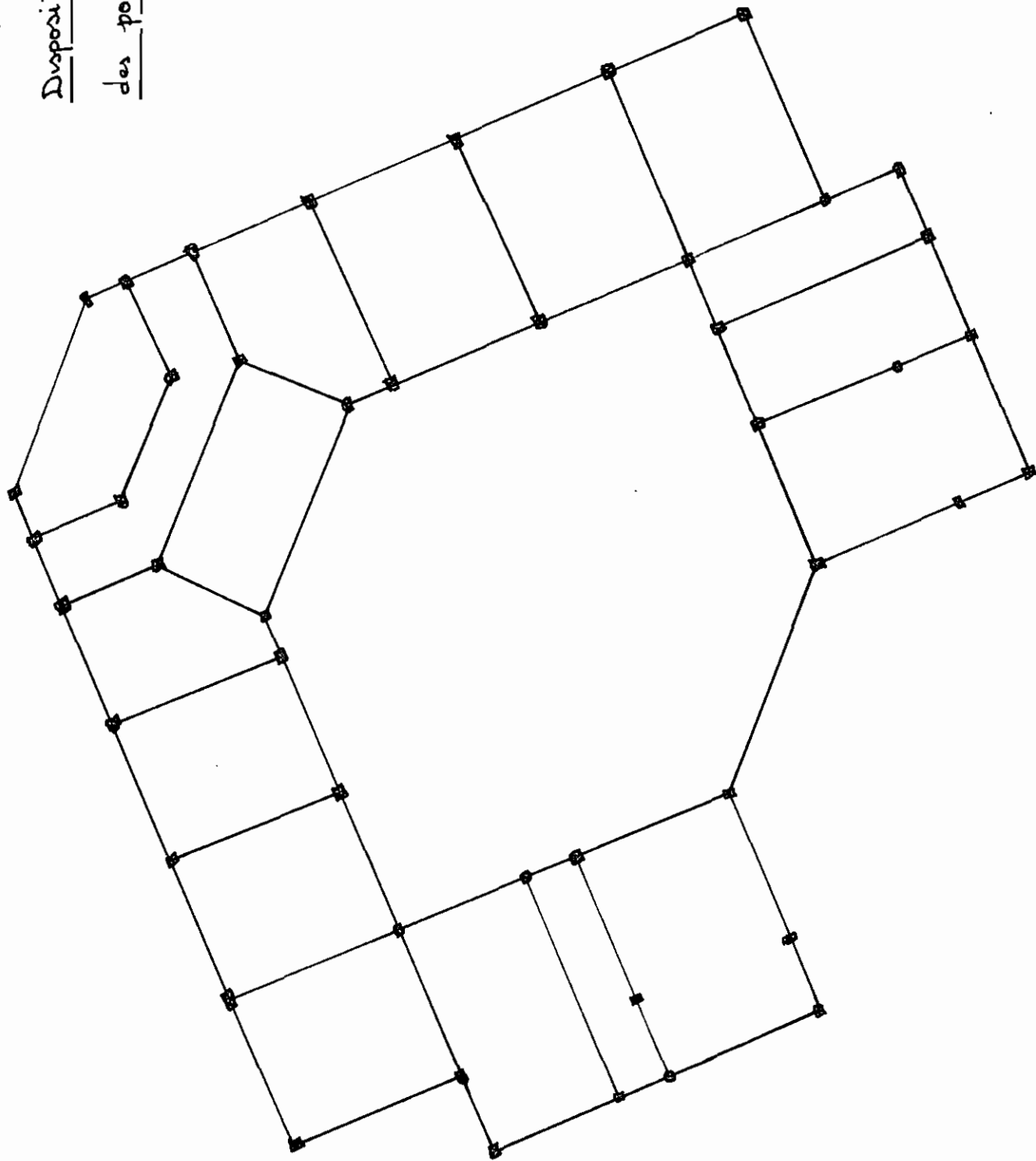
Disposition des poteaux
et des poutres: Niveau N₂, N₃



ANNEXE

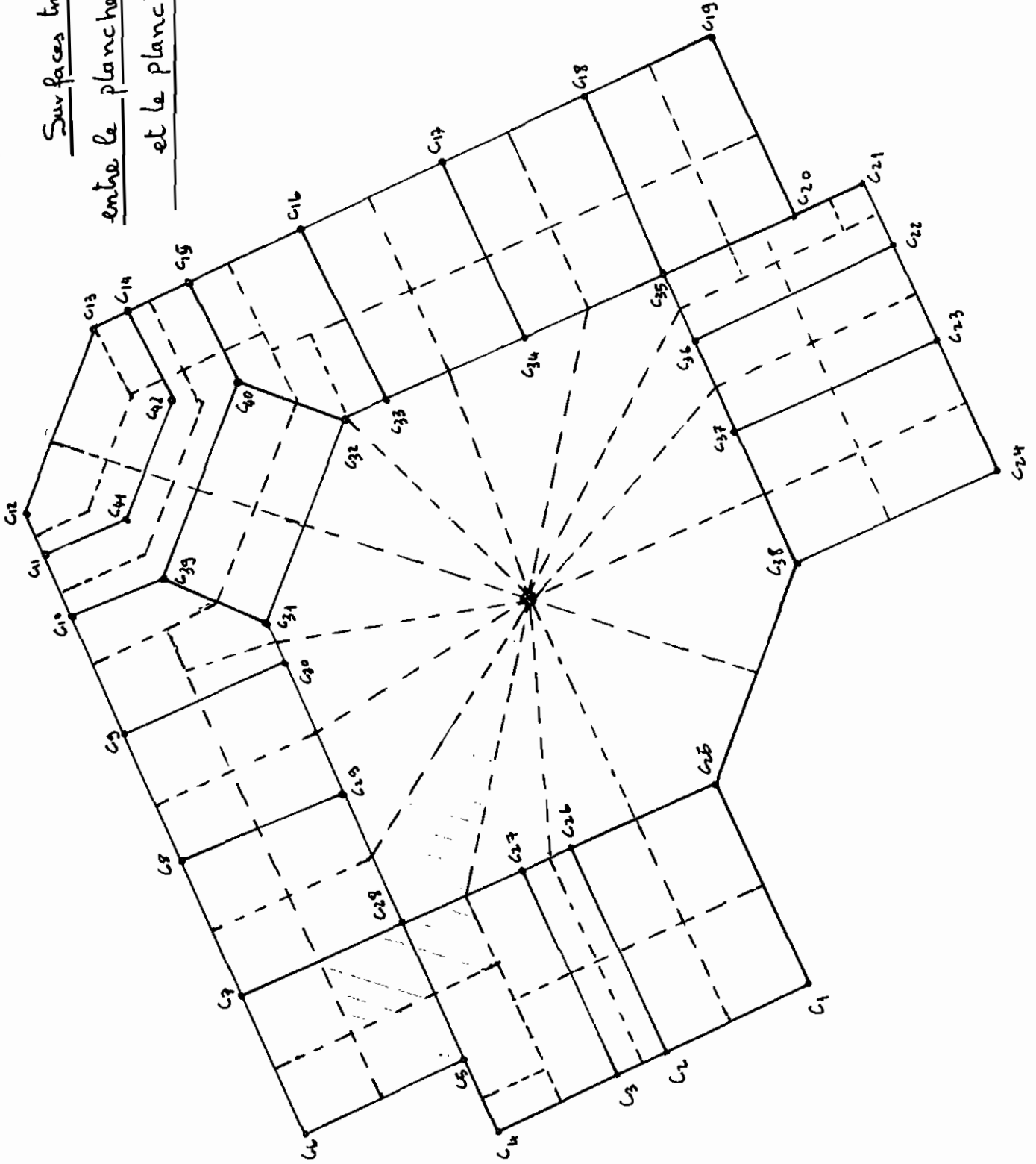
Disposition des poteaux et

des poutres : Niveaux N4, N5



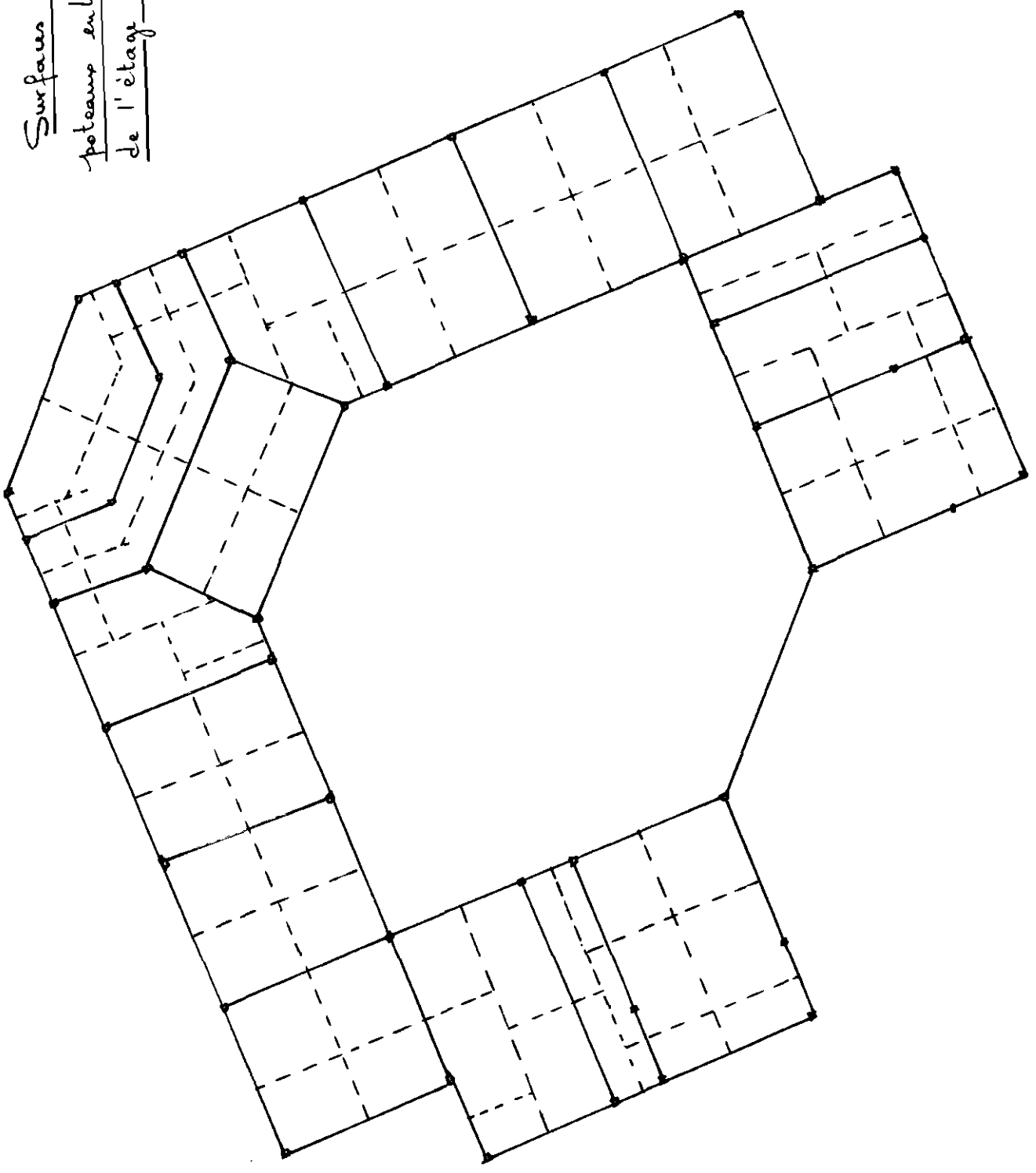
ANNEXE

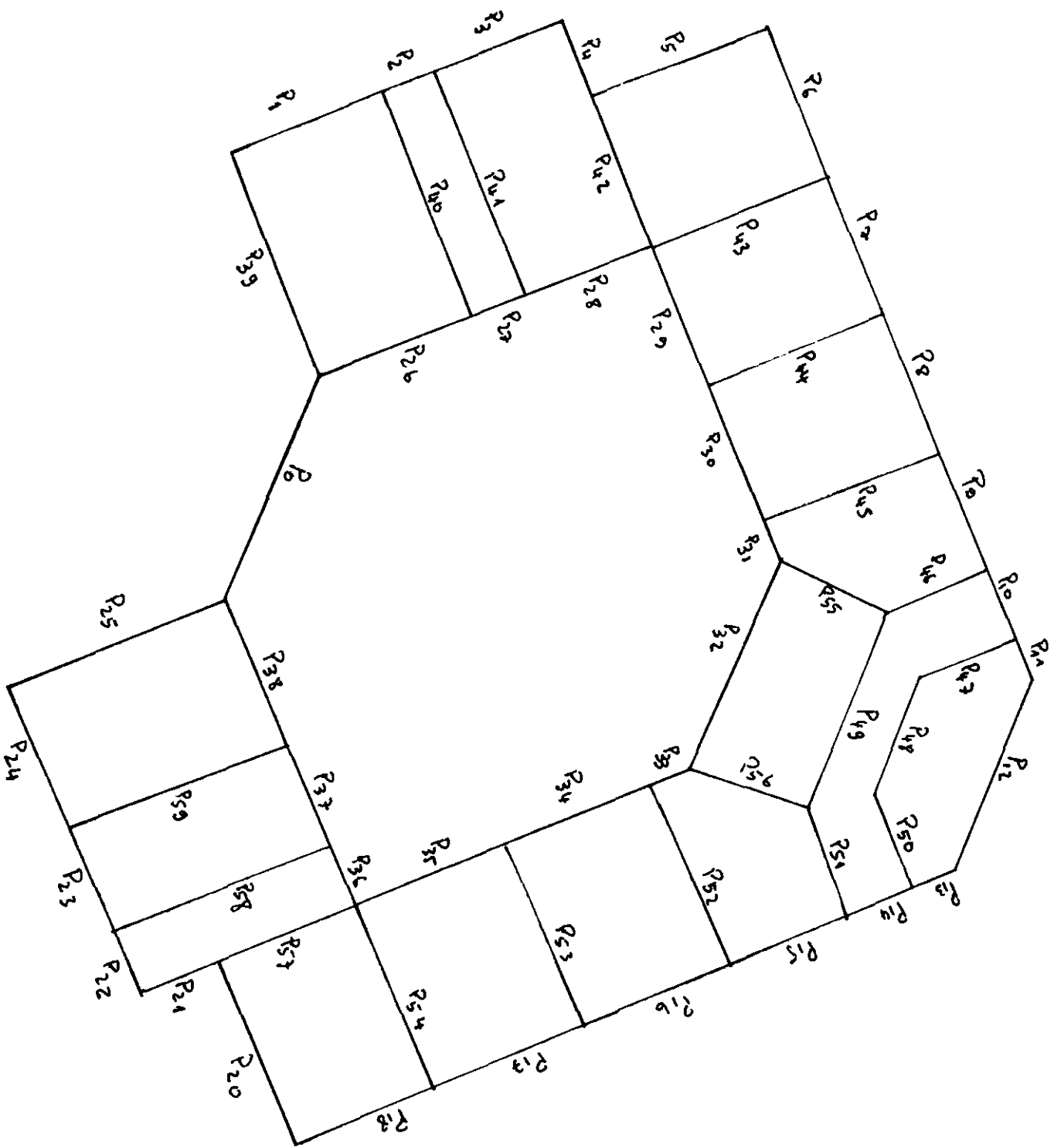
Surfaces tributaires des poteaux
entre le plancher bas du Toit N1
et le plancher haut de l'étage N2

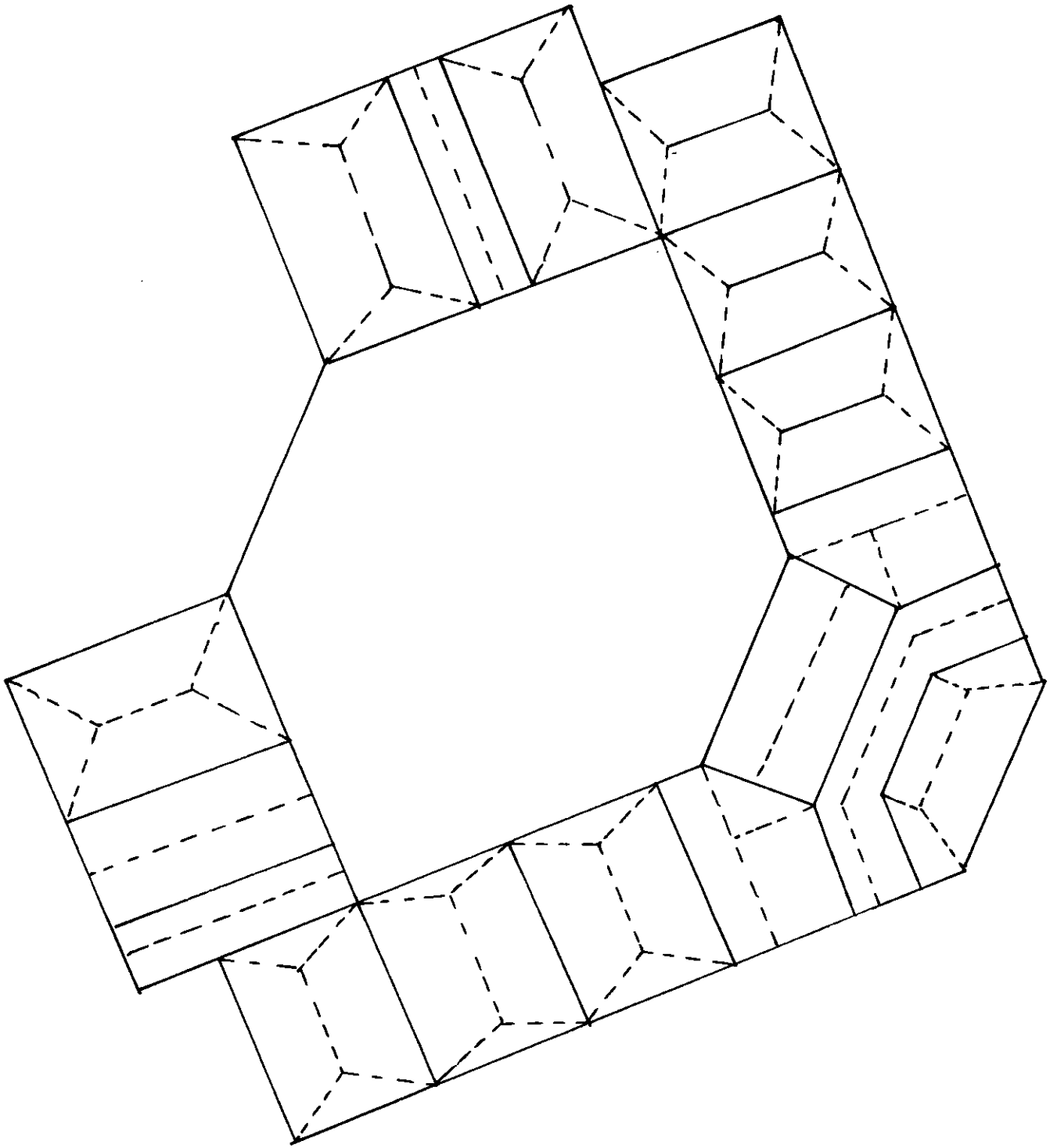


ANNEXE

Surfaces tributaires des poteaux en l'air de plancher bas de l'étage N₃ et de RDC





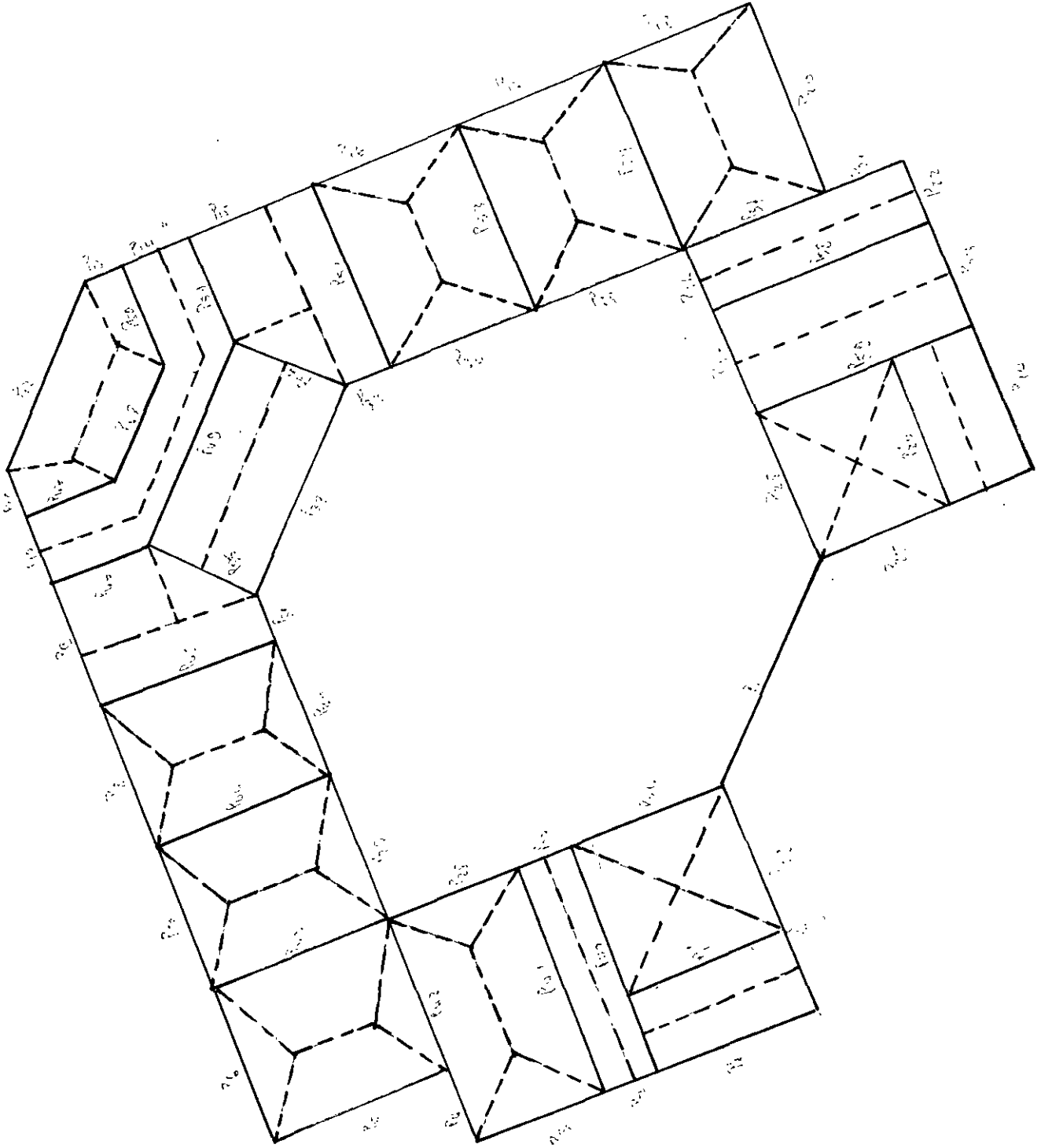


ETAGE

N₂

N₃

Poutres et surfaces habités



ANNEXES

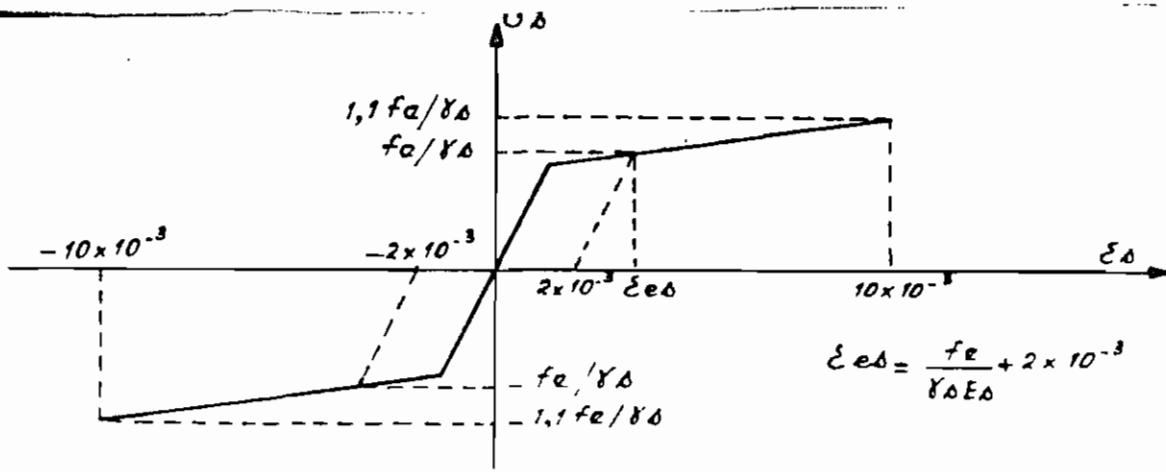
- A.3 Diamètres nominaux des aciers.
contrainte en fonction des déformations unitaires.
Valeurs du moment réduit critique.

Les diamètres nominaux utilisés sont (en mm) :

6 . 8 . 10 . 12 . 14 . 16 . 20 . 25 . 32 . 40 . 50.

Le tableau suivant donne la section nominale et ses multiples en fonction du diamètre nominal :

diamètre nominal (mm)		5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Section nominale et multiples (cm ²)	.x 1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
	.x 2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
	.x 3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
	.x 4	0,79	1,13	2,01	3,11	4,52	6,18	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
	.x 5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
	.x 6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
	.x 7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
	.x 8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
	.x 9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,13	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
	.x 10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66



L'abscisse du point d'intersection des deux droites est :

$$\epsilon_{\Delta} = \frac{f_e}{\gamma_{\Delta} E_{\Delta}} \left(1 - \frac{0,0002}{0,008 - 1,1 \frac{f_e}{\gamma_{\Delta}}} \right)$$

Valeurs de σ_{Δ} pour l'acier Fe E 40 - type 2, avec $\gamma_{\Delta} = 1,15$

$1,217 < \epsilon_{\Delta} \leq 1,36$		$1,36 < \epsilon_{\Delta} \leq 1,60$		$1,60 < \epsilon_{\Delta} \leq 2,30$		$2,30 < \epsilon_{\Delta} \leq 4,60$		$4,60 < \epsilon_{\Delta} \leq 10$	
ϵ_{Δ}	σ_{Δ}	ϵ_{Δ}	σ_{Δ}	ϵ_{Δ}	σ_{Δ}	ϵ_{Δ}	σ_{Δ}	ϵ_{Δ}	σ_{Δ}
1,217	243,4	1,37	273,3	1,62	302,0	2,40	329,3	4,80	356,8
1,23	246,0	1,38	275,0	1,64	303,3	2,50	331,3	5,00	358,2
1,24	248,0	1,39	276,7	1,66	304,6	2,60	333,1	5,20	359,6
1,25	250,0	1,40	278,3	1,68	305,8	2,70	334,8	5,40	360,8
1,26	252,0	1,41	279,9	1,70	306,9	2,80	336,4	5,60	362,1
1,27	254,0	1,42	281,5	1,75	309,5	2,90	337,9	5,80	363,3
1,28	256,0	1,44	284,3	1,80	311,8	3,00	339,3	6,00	364,4
1,29	258,0	1,46	287,0	1,85	313,9	3,20	341,9	6,50	367,1
1,30	260,0	1,48	289,4	1,90	315,8	3,40	344,2	7,00	369,6
1,31	261,9	1,50	291,6	1,95	317,6	3,60	346,4	7,50	371,9
1,32	263,9	1,52	293,7	2,00	319,2	3,80	346,4	8,00	374,0
1,33	265,8	1,54	295,7	2,05	320,9	4,00	350,4	8,50	376,1
1,34	267,7	1,56	297,4	2,10	322,3	4,20	352,1	9,00	378,0
1,35	269,6	1,58	299,0	2,20	324,9	4,40	353,8	9,50	379,8
1,36	271,5	1,60	300,5	2,30	327,2	4,60	355,3	10,00	381,5

ϵ_{Δ} en ‰
 σ_{Δ} en MPa

$\epsilon_{B\delta} = 3,74\%$
 $\frac{f_B}{\gamma_{\Delta}} = 347,8 \text{ MPa}$

VALEURS DE μ_c

$$\rho_M = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

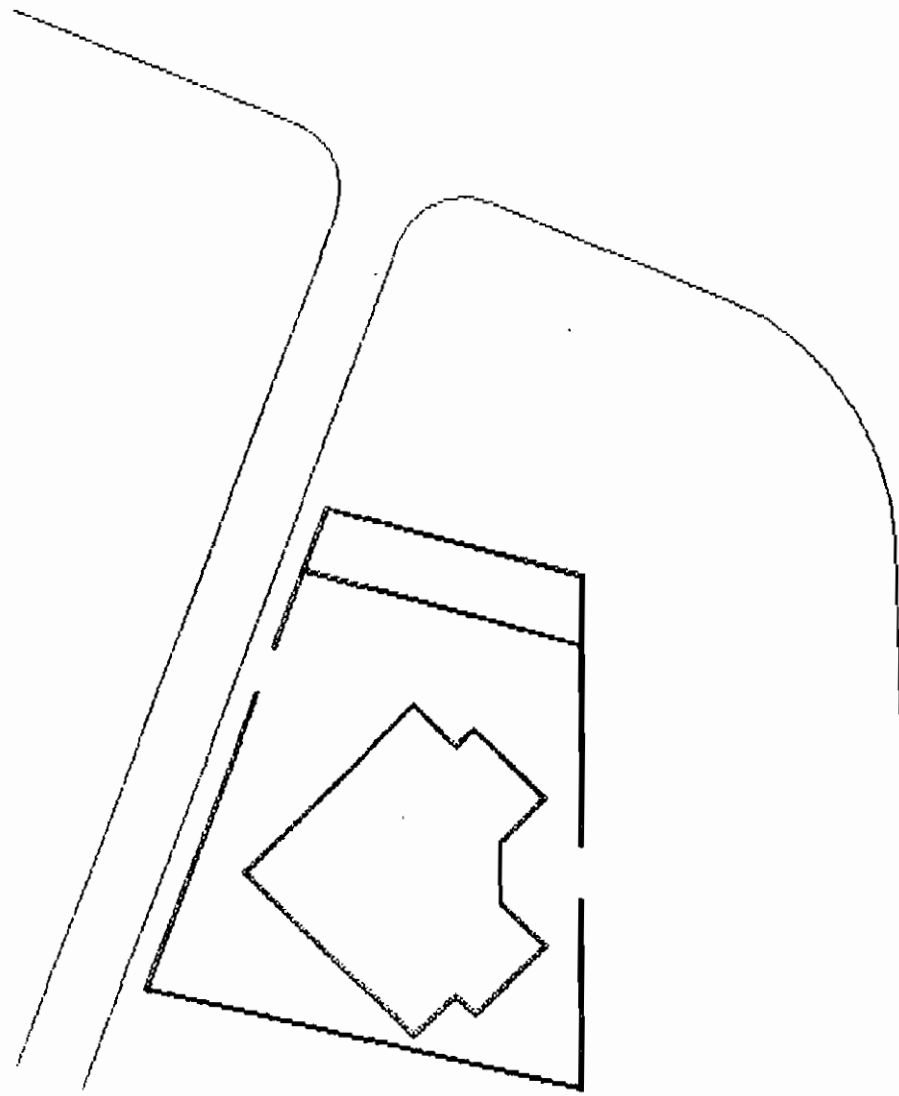
f_c M Pa		15	20	25	30	35	40
Fe E 40 type 1, 3 ou 4	$\rho_M = 1,35$	0,219	0,255	0,283	0,306	0,323	0,338
	$\rho_M = 1,40$	0,233	0,271	0,300	0,323	0,341	0,356
	$\rho_M = 1,45$	0,247	0,286	0,317	0,340	0,359	0,375
	$\rho_M = 1,50$	0,261	0,302	0,334	0,358	0,378	0,392
Fe E 40 type 2	$\rho_M = 1,35$	0,209	0,249	0,280	0,305	0,325	0,341
	$\rho_M = 1,40$	0,224	0,266	0,298	0,324	0,345	0,362
	$\rho_M = 1,45$	0,239	0,283	0,317	0,344	0,367	0,386
	$\rho_M = 1,50$	0,255	0,301	0,337	0,366	0,392	0,392

f_c M Pa		15	20	25	30	35	40
Fe E 50 type 1, 3 ou 4	$\rho_M = 1,35$	0,191	0,227	0,255	0,278	0,297	0,313
	$\rho_M = 1,40$	0,204	0,241	0,271	0,290	0,314	0,331
	$\rho_M = 1,45$	0,216	0,256	0,286	0,307	0,332	0,348
	$\rho_M = 1,50$	0,228	0,270	0,302	0,324	0,349	0,367
Fe E 24 NATUREL	$\rho_M = 1,35$	0,283	0,318	0,342	0,361	0,375	0,386
	$\rho_M = 1,40$	0,300	0,336	0,361	0,379	0,394	0,405
	$\rho_M = 1,45$	0,317	0,354	0,379	0,389	0,413	0,425
	$\rho_M = 1,50$	0,334	0,372	0,398	0,418	0,426	0,426
Fe E 22 NATUREL	$\rho_M = 1,35$	0,294	0,328	0,351	0,369	0,382	0,393
	$\rho_M = 1,40$	0,311	0,346	0,370	0,388	0,401	0,412
	$\rho_M = 1,45$	0,328	0,364	0,365	0,407	0,421	0,431
	$\rho_M = 1,50$	0,346	0,383	0,403	0,427	0,431	0,431

ANNEXES

- A.4 système de Dalle adopté.
Poutrelle préfabriquée et hourdie.
Valeurs du moment réduit critique.

PLAN DE MASSE



AGENCE DE LA PATTE D'OIE

CHEVÊTRE

Poutres Jumelées

Chapeaux

Conduits de fumée

Zone avec Entrevous

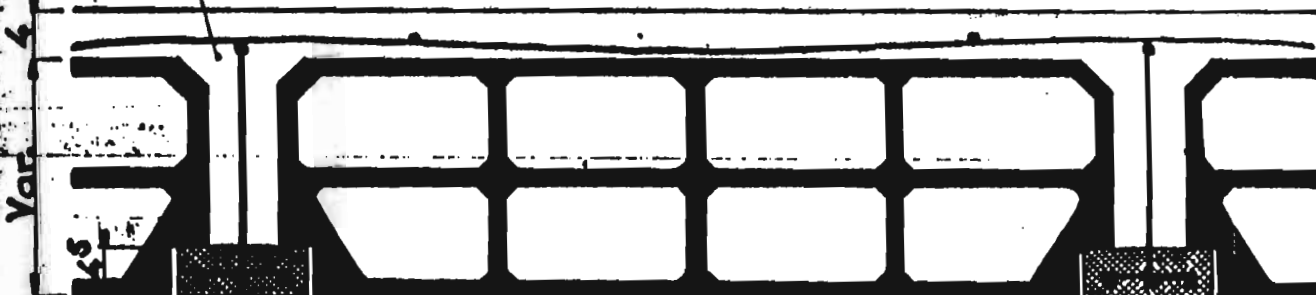
1 Etai central

1.20

PPB

2,4

béton coulé en œuvre

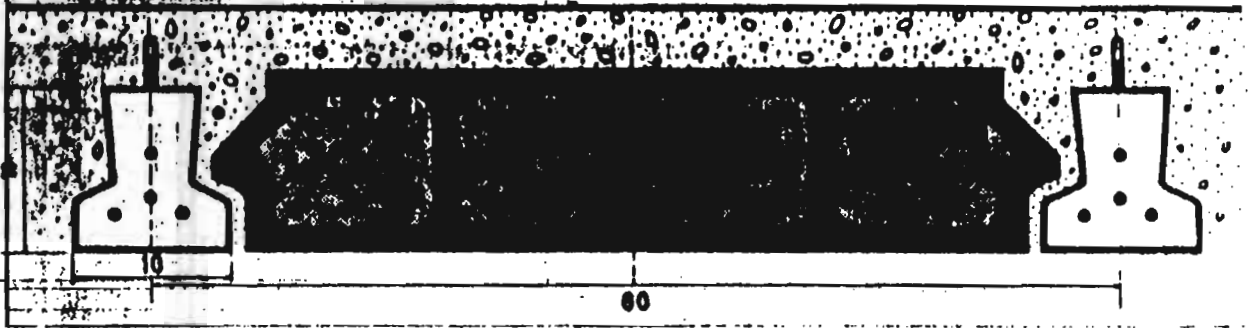


2,451, 1

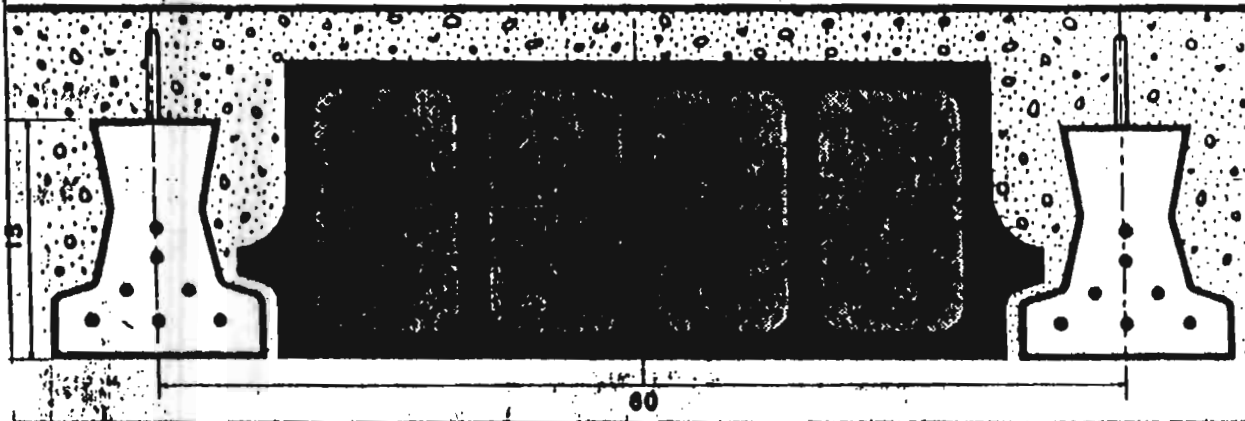
60 au 70

C-9

PPB - " 110 " 2-3-4 Ø 5 HLE - 18 K/ml.



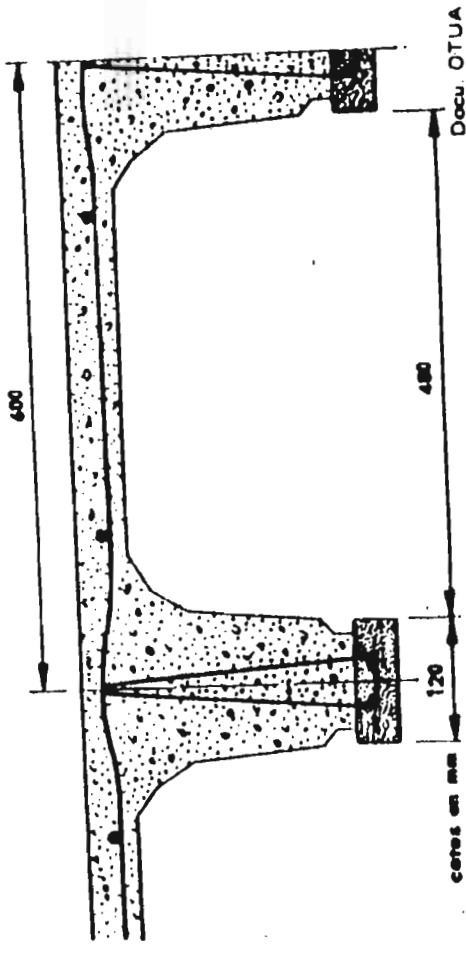
PPB 800 - " 150 " 5-6-7 Ø 5 HLE - 32 K/ml.



2.453

Les hourdis ont des hauteurs de 12, 14, 16, 20 et 25 cm. Epaisseur dalle 4 cm
Un clivage parfait est assuré par le béton coulé entre l'âme en trapèze des poutrelles et les côtés des hourdis. RPF

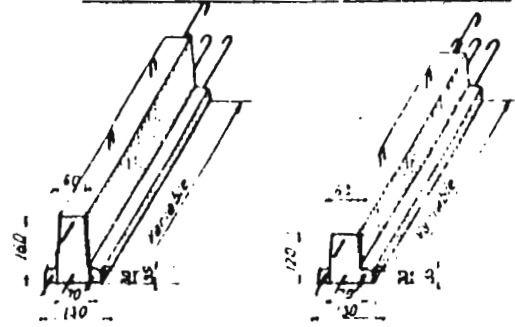
COUPE DU PLANCHER APRES DECOUFRAGE



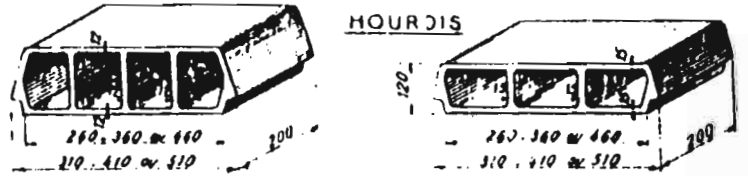
2.453.2

2.452

POUTRELLES PRÉFABRIQUÉES



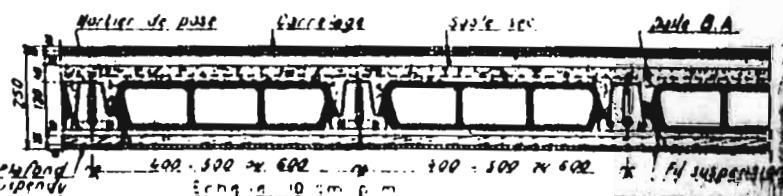
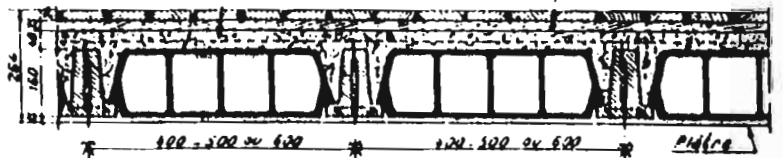
HOURLDIS



COUPES TRANSVERSALES DU PLANCHER

Table 3-A.

lambourdes



2.452

ANNEXES

- A.5.1 charge pour le dimensionnement des poteaux.
- A.5.2 charge pour le dimensionnement des semelles.

TABLEAU A.5.1 : DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Poteaux	CHARGES NON PONDEREES			CHARGES PONDEREES			
	Permanentes	Exploitations	Total	Permanentes	Exploitations	Total	
1	63.5	11	74.5	85.725	16.5	102.225	3
2	74.1	14.7	88.8	100.035	22.05	122.085	3
3	131	28.4	159.4	176.85	42.6	219.45	2
4	66.6	7.6	74.2	89.91	11.4	101.31	3
5	163.6	38.8	202.4	220.86	58.2	279.06	2
6	124.1	19.2	143.3	167.535	28.8	196.335	2
7	173.6	38.5	212.1	234.36	57.75	292.11	2
8	173.6	38.5	212.1	234.36	57.75	292.11	2
9	156.7	34.7	191.4	211.545	52.05	263.595	2
10	77.7	12.4	90.1	104.895	18.6	123.495	3
11	67.4	10	77.4	90.99	15	105.99	3
12	95	11.9	106.9	128.25	17.85	146.1	2
13	95	11.9	106.9	128.25	17.85	146.1	2
14	67.4	10	77.4	90.99	15	105.99	3
15	77.7	12.4	90.1	104.895	18.6	123.495	3
16	156.7	34.7	191.4	211.545	52.05	263.595	2
17	173.6	38.5	212.1	234.36	57.75	292.11	2
18	173.6	38.5	212.1	234.36	57.75	292.11	2
19	124.1	19.2	143.3	167.535	28.8	196.335	2
20	146.1	31.4	177.5	197.235	47.1	244.335	2
21	45.6	3.4	49	61.56	5.1	66.66	3
22	155.1	34.8	189.9	209.385	52.2	261.585	2
23	135.5	18	153.5	182.925	27	209.925	2
24	63.5	11	74.5	85.725	16.5	102.225	3
25	178.5	40.2	218.7	240.975	60.3	301.275	2
26	169.7	40.1	209.8	229.095	60.15	289.245	2
27	148.6	37.3	185.9	200.61	55.95	256.56	2
28	230.4	61.1	291.5	311.04	91.65	402.69	1
29	203.4	53.3	256.7	274.59	79.95	354.54	1
30	174.1	50.6	224.7	235.035	75.9	310.935	2
31	187.5	43.3	230.8	253.125	64.95	318.075	2
32	187.5	43.3	230.8	253.125	64.95	318.075	2
33	174.1	50.6	224.7	235.035	75.9	310.935	2
34	203.4	53.3	256.7	274.59	79.95	354.54	1
35	214	76.6	290.6	288.9	114.9	403.8	1
36	201.1	92	293.1	271.485	138	409.485	1
37	221.6	58	279.6	299.16	87	386.16	1
38	178.5	40.2	218.7	240.975	60.3	301.275	2
39	163.6	46.1	209.7	220.86	69.15	290.01	2
40	163.6	46.1	209.7	220.86	69.15	290.01	2
41	123.1	36.6	159.7	166.185	54.9	221.085	2
42	123.1	36.6	159.7	166.185	54.9	221.085	2
43	88.5	18.7	107.2	119.475	28.05	147.525	2
44	98.1	33.9	132	132.435	50.85	183.285	2
45	88.5	18.7	107.2	119.475	28.05	147.525	2
46	98.1	33.9	132	132.435	50.85	183.285	2

POTEAUX DE LA SERIE N°1 Nu = 400 kN
POTEAUX DE LA SERIE N°2 Nu = 300 kN
POTEAUX DE LA SERIE N°3 Nu = 150 kN

TABLEAU A.5.2 : DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES

Poteaux	CHARGES NON PONDEREES			CHARGES PONDEREES			
	Permanentes	Exploitations	Total	Permanentes	Exploitations	Total	
1	113.2	17	130.2	152.82	25.5	178.32	3
2	147.7	22.7	170.4	199.395	34.05	233.445	3
3	192.9	50.8	243.7	260.415	76.2	336.615	2
4	112	12.8	124.8	151.2	19.2	170.4	3
5	230.5	69.4	299.9	311.175	104.1	415.275	2
6	197	34.3	231.3	265.95	51.45	317.4	2
7	258.8	68.9	327.7	349.38	103.35	452.73	2
8	258.8	68.9	327.7	349.38	103.35	452.73	2
9	374.4	107.2	481.6	505.44	160.8	666.24	1
10	123.6	22.2	145.8	166.86	33.3	200.16	3
11	108.2	17.9	126.1	146.07	26.85	172.92	3
12	155	21.3	176.3	209.25	31.95	241.2	2
13	155	21.3	176.3	209.25	31.95	241.2	2
14	108.2	17.9	126.1	146.07	26.85	172.92	3
15	123.6	22.2	145.8	166.86	33.3	200.16	3
16	374.4	107.2	481.6	505.44	160.8	666.24	1
17	258.8	68.9	327.7	349.38	103.35	452.73	2
18	258.8	68.9	327.7	349.38	103.35	452.73	2
19	197	34.3	231.3	265.95	51.45	317.4	2
20	219.5	56.2	275.7	296.325	84.3	380.625	2
21	78.1	6.1	84.2	105.435	9.15	114.585	3
22	243.4	61.3	304.7	328.59	91.95	420.54	2
23	204.7	29.9	234.6	276.345	44.85	321.195	2
24	113.2	17	130.2	152.82	25.5	178.32	3
25	260.8	59.1	319.9	352.08	88.65	440.73	2
26	239.2	65.3	304.5	322.92	97.95	420.87	2
27	213.8	59.9	273.7	288.63	89.85	378.48	2
28	367.1	142.5	509.6	495.585	213.75	709.335	1
29	288.7	83.7	372.4	389.745	125.55	515.295	1
30	245.6	75	320.6	331.56	112.5	444.06	2
31	274.5	68.5	343	370.575	102.75	473.325	2
32	274.5	68.5	343	370.575	102.75	473.325	2
33	245.6	75	320.6	331.56	112.5	444.06	2
34	288.7	83.7	372.4	389.745	125.55	515.295	1
35	276.5	190.6	467.1	373.275	285.9	659.175	1
36	303.1	164.6	467.7	409.185	246.9	656.085	1
37	423.4	95	518.4	571.59	142.5	714.09	1
38	260.8	59.1	319.9	352.08	88.65	440.73	2
39	230.3	82.5	312.8	310.905	123.75	434.655	2
40	230.3	82.5	312.8	310.905	123.75	434.655	2
41	172.5	65.5	238	232.875	98.25	331.125	2
42	172.5	65.5	238	232.875	98.25	331.125	2
43	154	37.4	191.4	207.9	56.1	264	2
44	168.6	67.8	236.4	227.61	101.7	329.31	2
45	154	37.4	191.4	207.9	56.1	264	2
46	168.6	67.8	236.4	227.61	101.7	329.31	2

SEMELLES DE LA SERIE N°1 Pf = 720 kN

SEMELLES DE LA SERIE N°2 Pf = 480 kN

SEMELLES DE LA SERIE N°3 Pf = 240 kN

BIBLIOGRAPHIE

1. Paul DINNEQUIN. Cours supérieur de béton armé.
Règles BAEL 80, mis à jour selon les règles BAEL 83.
350p. Paris, EYROLLES, 1983
2. Georges DREUX. Calcul pratique du béton armé:
Règle BAEL 83. 249p. Paris, EYROLLES, 1988
3. Pierre CHARON. Calcul du béton armé selon les règles
BAEL 80. 466p. Paris, EYROLLES, 1982.
4. André GUERRIN et Roger-Claude LAVAUUR. Traité de béton
armé. Tome 4. Paris, DUNOD