

TABLE DES MATIERES

Introduction.....	1
-------------------	---

Première partie : étude comparative de types de plancher de bâtiment

Introduction.....	2
-------------------	---

Chapitre I : Plancher à corps creux (hourdis traditionnels)

I.1. Description.....	4
I.2. Caractéristiques des matériaux.....	4
I.2.1. La dalle en compression.....	4
a. Le béton.....	4
b. Les aciers.....	6
I.2.2. Les nervures.....	8
I.2.3. Les corps creux ou hourdis traditionnels.....	8
I.3. Etude technique.....	9
I.4.1. Méthodes de calculs.....	9
I.4.2. Mise en œuvre.....	13
I.4. Avantages et inconvénients.....	13
I.4.1. Avantages.....	13
I.4.2. Inconvénients.....	14
I.5. Domaine d'utilisation.....	14

Chapitre II : Plancher à corps creux type Béton France

II.1. Description.....	15
II.2. Caractéristiques des matériaux.....	15
II.2.1. Poutrelles.....	15
II.2.2. Les corps creux ou entrevois.....	20

II.2.3. Dalle de compression.....	22
II.3. Etude technique.....	22
II.3.1. Méthode de calcul.....	22
II.3.2. Méthodologie.....	23
II.3.3. Procédure de mise en œuvre.....	24
II.4. Avantages et inconvénients.....	26
II.4.1. Avantages.....	26
II.4.2. Inconvénients.....	26
II.5. Domaine d'utilisation.....	27

Chapitre III : Plancher « COFRADAL » ou plancher collaborant

III.1. Généralités et définition.....	28
III.2. Caractéristiques des matériaux.....	28
III.2.1. Les bacs.....	28
III.2.2. La dalle en béton.....	32
III.2.3. Les aciers complémentaires.....	33
III.3. Etude technique.....	33
III.3.1. Procédé de calcul.....	33
III.3.2. Mise en œuvre.....	34
III.4. Avantages et inconvénients.....	36
III.4.1. Avantages.....	36
III.4.2. Inconvénients.....	37
III.5. Domaine d'utilisation.....	38

Chapitre IV : Plancher à dalle pleine et avec pré dalle

IV.1. Généralités et définition.....	39
IV.1.1. Dalle pleine.....	39
IV.1.2. Pré dalle.....	39
IV.2. Caractéristiques des matériaux.....	39
IV.2.1. Le béton.....	39
IV.2.2. Les armatures.....	41
IV.3. Etude technique.....	43

IV.3.1. Méthodes de calcul.....	43
IV.3.2. Mise en œuvre des planchers à dalle pleine.....	57
IV.3.3. Mise en œuvre des planchers avec prédalles.....	57
IV.4. Avantages et inconvénients.....	58
IV.4.1. Avantages.....	58
IV.4.2. Inconvénients.....	58
IV.5. Domaine d'utilisation.....	58

Chapitre V : Planchers mixtes

V.1. Généralités.....	59
V.1.1. Description.....	59
V.1.2. Principe.....	59
V.2. Caractéristiques des matériaux.....	59
V.2.1. Les poutrelles métalliques.....	59
V.2.2. La dalle en béton armé.....	64
V.3. Etude technique.....	64
V.3.1. Méthode de calcul.....	64
V.3.2. Mise en œuvre.....	66
V.4. Avantages et inconvénients.....	66
V.4.1. Avantages.....	66
V.4.2. Inconvénients.....	67
V.5. Domaine d'utilisation.....	67
Conclusion.....	69

Deuxième partie : Application à un bâtiment à usage de bureaux

Introduction.....	70
--------------------------	-----------

Chapitre I : Environnement du projet

I.1. cadre du projet.....	71
---------------------------	----

I.1.1. Généralités.....	71
I.1.2. Destination du projet.....	71
I.2. Environnement architectural.....	71
I.2.1. Description du bâtiment.....	71
I.2.2. Les espaces de bureaux.....	72
I.2.3. Sécurité et protection du bâtiment.....	73
I.3. Etude de l'avant-projet.....	74
I.3.1. L'ossature du bâtiment.....	74
I.3.2. Description des éléments de la superstructure.....	74
I.4. Etudes techniques préliminaires.....	76
I.4.1. Prédimensionnement.....	76
I.4.2. Effet du vent.....	77
I.4.3. Etude de la toiture.....	84

Chapitre II : Proposition de la variante « plancher à dalle pleine »

II.1. Prédimensionnement du plancher.....	89
II.2. Descente des charges.....	89
II.2.1. Inventaire des charges.....	89
II.2.2. Sollicitations dues aux charges verticales.....	90
II.2.3. Sollicitations dues aux charges horizontales.....	99
II.3. Dimensionnement.....	103
II.3.1. Dimensionnement des fondations.....	103
II.3.2. Dimensionnement des poteaux.....	108
II.3.3. Dimensionnement des poutres.....	111
II.3.4. Dimensionnement de la dalle pleine.....	123
II.3.5. Calcul de l'escalier.....	148

Chapitre III : Proposition de la variante « plancher de type Béton France »

III.1. Prédimensionnement du plancher.....	153
III.2. Descente des charges.....	153
III.2.1. Inventaire des charges.....	153
III.2.2. Sollicitations dues aux charges verticales.....	153

III.2.3. Sollicitations dues aux charges horizontales.....	156
III.3. Dimensionnement.....	156
III.3.1. Dimensionnement des fondations.....	156
III.3.2. Dimensionnement des poteaux.....	157
III.3.3. Dimensionnement des poutres.....	159
III.3.4. Dimensionnement du plancher à entrevois.....	169

Chapitre V : Proposition de la variante « plancher collaborant »

IV.1. Prédimensionnement du plancher.....	178
IV.1.1. Profil du bac acier.....	178
IV.1.2. Dalle en béton armé.....	178
IV.2. Descente des charges.....	178
IV.2.1. Inventaire des charges.....	178
IV.2.2. Sollicitations dues aux charges verticales.....	178
IV.2.3. Sollicitations dues aux charges horizontales.....	181
IV.3. Dimensionnement.....	181
IV.3.1. Dimensionnement des fondations.....	181
IV.3.2. Dimensionnement des poteaux.....	183
IV.3.3. Dimensionnement des poutres.....	185
IV.3.4. Dimensionnement du plancher collaborant.....	194

Chapitre V : Etude du second œuvre*

V.1. Adduction d'eau.....	196
V.2. Assainissement.....	197
V.2.1. Eaux pluviales.....	197
V.2.2. Eaux usées et eaux vannes.....	198
V.3. Fosse septique.....	198
V.4. Eclairage.....	199
V.4.1. Eclaircement moyen.....	199
V.4.2. Choix du système d'éclairage.....	199
V.4.3. Choix de la source lumineuse.....	199
V.4.4. Teinte.....	199

V.4.5. Indice du local.....	199
V.4.6. Facteur de dépréciation.....	199
V.4.7. Rapport de suspension.....	200
V.4.8. Facteur d'utilance.....	200
V.4.9. Flux lumineux total.....	200

Chapitre VI : Etude financière

VI.1. Devis descriptif des travaux.....	201
VI.2. devis estimatif du projet.....	209

Chapitre VII : Choix de la variante adéquate

VII.1. Justification du choix de la solution à adopter.....	219
VII.1.1. Point de vue technique et mise en œuvre.....	219
VII.1.2. Point de vue économique.....	219
VII.1.3. Choix de la variante à adopter.....	219
VII.2. Optimisation du choix de type de plancher à adopter.....	220

Conclusion.....	223
------------------------	------------

<i>Conclusion générale</i>	224
---	------------

Bibliographie

Annexes

LISTE DES FIGURES

N°	Titre des figures
1	Diagramme déformations-contraintes
2	Hourdis traditionnels
3	travées indépendantes
4	travées de poutre continue
5	Profil du COFRASTRA 40
6	Diagramme déformations-contraintes
7	panneau de dalle isostatique
8	forme de l'abaque de PIGEAUD
9	rectangle d'impact (1er cas)
10	rectangle d'impact (2 ^{ème} cas)
11	abaques donnant M1 et M2
12	charges localisées
13	charges à rectangle d'impact quelconque
14	dalles de grande longueur
15	flexion dans le sens l_x
16	flexion dans le sens l_y
17	coefficients forfaiteurs pour les moments sur appuis
18	moments sur appuis
19	cas de charge concentrée
20	forme du diagramme de l'effort tranchant
21	effort tranchant par unité de longueur
22	effort tranchant (charge répartie sur un rectangle centré)
23	poutrelle avec armatures longitudinales et étriers
24	principe des cages universelles et refouleuses
25	différents profils de même hauteur intérieure
26	poutre mixte avec dalle coulée sur place
27	pré dalle en béton armé et chape en béton
28	poutre mixte avec dalle coulée sur bacs en acier
29	plancher en construction mixte
30	poutrelle IPE 400

N°	Titre des figures
31	valeurs de C_e-C_i (vent normal à S_a)
32	valeurs de C_e-C_i (vent normal à S_b)
33	modélisation de la couverture
34	panne en IPE
35	répartition des charges dues au plancher
36	charges permanentes à répartition trapézoïdale
37	charges uniformisées
38	réactions aux appuis pour les poteaux
39	travée A1-A3
40	réactions aux appuis de la travée A1-A3
41	poutre continue B1-B6
42	semelle de liaison
43	diagramme des moments fléchissants et efforts tranchants à l'ELU dans les poutres (dalle pleine)
44	diagramme des moments fléchissants et efforts tranchants à l'ELS dans les poutres (dalle pleine)
45	schématisation de la dalle pour le calcul de résistance au feu
46	moments résistants aux appuis de dalle
47	modélisation de l'escalier
48	diagramme des moments fléchissants et efforts tranchants à l'ELU (entrevois)
49	diagramme des moments fléchissants et efforts tranchants à l'ELS (entrevois)
50	poutrelles continues à trois travées
51	poutrelles continues à deux travées
52	diagramme des moments fléchissants et efforts tranchants dans les poutrelles continues à trois travées (ELU)
53	diagramme des moments fléchissants et efforts tranchants dans les poutrelles continues à deux travées (ELU)
54	diagramme des moments fléchissants et efforts tranchants à l'ELU (COFRASTRA 70)
55	diagramme des moments fléchissants et efforts tranchants à l'ELS (COFRASTRA 70)

LISTE DES TABLEAUX

N°	Titre des tableaux
1	Caractéristiques géométriques des armatures des poutrelles
2	Poids des poutrelles
3	Caractéristiques des poutrelles de renfort
4	Liste des montages les plus courants
5	Distance d'étalement pour plancher à poutrelles type Béton France
6	Caractéristiques utiles du profil du bac COFRASTRA 40
7	Caractéristiques utiles du profil du bac COFRASTRA 70
8	Caractéristiques utiles du profil du bac COFRADAL 60
9	Utilisation des planchers collaborants
10	COFRASTRA 40
11	COFRASTRA 70
12	COFRADAL 60
13	Armatures à utiliser en fonction de la portée
14	Caractéristiques géométriques des treillis soudés (dalle pleine)
15	Aire de la section Ar des profilés IPE, en cm ²
16	Distance au centre de gravité z ₀ des profilés IPE, en cm
17	Aire de la section Ar des profilés HE, en cm ²
18	Distance au centre de gravité z ₀ des profilés HE, en cm
19	Synthèse de l'étude comparative
20	Pression dynamique de base
21	Récapitulatif des valeurs de coefficients correcteurs
22	Vent normal en [daN/m ²] avec q= 50 daN/m ²
23	Vent extrême en [daN/m ²] avec q= 50 daN/m ²
24	Valeurs de β
25	Pressions dynamiques (vent normal)
26	Pressions dynamiques (vent extrême)
27	Valeurs de V _{cr}
28	Valeurs de la flèche
29	Charges de calculs
30	Récapitulatif des charges dues au plancher d'étage courant

N°	Titre des tableaux
31	Descente des charges pour les poteaux A1 et A6
32	Récapitulatif des charges aux fondations
33	Moments dus aux forces horizontales
34	Efforts normaux pour chaque poteau
35	Armatures dans les poutres calculées à l'ELU (dalle pleine)
36	Armatures dans les poutres calculées à l'ELS (dalle pleine)
37	Armatures réelles dans les poutres (dalle pleine)
38	Répartition des cadres (dalle pleine)
39	Valeurs de σ_s ($\alpha = 0,2$)
40	Valeurs de σ_s ($\alpha = 0,2$)
41	Valeurs de σ_s ($\alpha = 0,5$)
42	Valeurs de Ω_R
43	Dimensions des panneaux
44	Moment résistant M en travée
45	Valeurs de K1 et K2
46	Moment résistant sur appuis
47	Récapitulatif des charges dues au plancher d'étage courant (entrevois)
48	Descente des charges du poteau B4 (entrevois)
49	Récapitulatif des charges aux fondations (entrevois)
50	Armatures dans les poutres calculées à l'ELU (entrevois)
51	Armatures dans les poutres calculées à l'ELS (entrevois)
52	Armatures réelles dans les poutres (entrevois)
53	Répartition des cadres (entrevois)
54	Vérification des moments résistants (poutrelles à trois travées)
55	Vérification des moments résistants (poutrelles à deux travées)
56	Vérification de l'effort tranchant (poutrelles à trois travées)
57	Vérification de l'effort tranchant (poutrelles à deux travées)
58	Récapitulatif des charges dues au plancher d'étage courant (COFRASTRA 70)
59	Descente des charges du poteau B4 (COFRASTRA 70)
60	Récapitulatif des charges aux fondations (COFRASTRA 70)
61	Armatures dans les poutres calculées à l'ELU (COFRASTRA 70)

N°	Titre des tableaux
62	Armatures dans les poutres calculées à l'ELS (COFRASTRA 70)
63	Armatures réelles dans les poutres (COFRASTRA 70)
64	Répartition des cadres (COFRASTRA 70)
65	Débit de base des appareils
66	Diamètre de branchement des appareils
67	Diamètre des conduites desservant chaque étage
68	Diamètre des conduites desservant tous les étages
69	Diamètre de chaque DEP
70	Diamètre des collecteurs
71	Diamètre des tuyaux de chute
72	Eclairement suivant les types de locaux
73	Appareils utilisés

LISTE DES ABREVIATIONS

ACOR : Aciers de Construction Rationalisée

ADETS : Association technique pour le Développement de l'Emploi des Treillis Soudés

AFNOR : Association Française des Normes

BAEL : Béton Armé à l' Etat Limite

CPA : Ciment Portland Artificiel

DEP : Descente d'Eau Pluviale

DTU : Documents Techniques Unifiés

ELS : Etat Limite de Service

ELU : Etat Limite Ultime

EP : Eaux Pluviales

EU : Eaux Usées

EV : Eaux Vannes

HA : Haute Adhérence

LNTPB : Laboratoire National des Travaux Publics et du Bâtiment

Min : Minimum

NV 65 : Neige Vent 65

Sup : Supérieur

TCI : Table de Compression Incorporée

REMERCIEMENTS

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude envers tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation du présent mémoire.

En particulier, nous adressons nos sincères remerciements à :

- Notre Seigneur Tout Puissant
- Monsieur RANDRIANOELINA Benjamin, Directeur de l'Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo
- Monsieur RABENATOANDRO Martin, Chef du département « Bâtiments et Travaux Publics »
- Madame RAVAOHARISOA Lalatiana, enseignant chercheur à l'Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo, qui nous a dirigé tout au long de ce mémoire
- Monsieur RAMAROSAONA William Lily, Chef de bureau d'études de la Société de Constructions et de Bâtiments (SCB), qui nous a apporté son aide et qui nous a donné de précieux conseils
- Tous les membres du jury, qui ont bien voulu évaluer notre modeste projet
- Tous les enseignants ainsi que le personnel de l'Ecole Supérieure polytechnique d'Antananarivo
- Toute la famille et les amis pour leur présence et leur soutien.

SOMMAIRE

Introduction

Première partie : Etude comparative de divers types de planchers

Introduction

Chapitre I : Plancher à corps creux (hourdis traditionnels)

Chapitre II : Plancher à corps creux type Béton France

Chapitre III : Plancher « COFRADAL » ou plancher collaborant

Chapitre IV : Plancher à dalle pleine et avec pré dalle

Chapitre V : Planchers mixtes

Conclusion

Deuxième partie : Application à un bâtiment à usage de bureaux

Introduction

Chapitre I : Environnement du projet

Chapitre II : Proposition de la variante « plancher à dalle pleine »

Chapitre III : Proposition de la variante « plancher type béton France »

Chapitre IV : Proposition de la variante « plancher collaborant »

Chapitre V : Etude du second œuvre

Chapitre VI : Etude financière

Chapitre VII : Choix de la variante adéquate

Conclusion

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

INTRODUCTION

Le domaine du Bâtiment et des Travaux Publics est actuellement en plein essor à Madagascar. Cependant, quelle que soit la nature de la construction envisagée, la prise en compte de toute variante possible y afférente n'est pas à négliger. En effet, le coût, la qualité, ainsi que la durabilité de l'ouvrage à construire dépendent beaucoup du choix de la solution de variante adoptée. Une construction se doit d'être économique tout en étant capable de procurer une longue durée de service.

En particulier, dans la construction de bâtiments, les éléments de la structure (notamment ceux de l'ossature) devraient être constitués de matériaux à la fois résistants et économiques.

De là découle l'idée de base du présent mémoire.

Dans cet ouvrage, nous avons effectué l'étude comparative de quelques types de plancher. Le bon choix de la solution de plancher à mettre en œuvre est important du fait du rôle prépondérant de ce dernier dans un bâtiment (celui de délimiter les divers étages et d'augmenter la surface habitable).

Il s'avère alors nécessaire d'avoir des notions sur l'utilisation optimale de chaque type de plancher.

C'est pour cela que dans notre ouvrage, nous avons essayé de comparer divers types de planchers, dont ceux qui sont les plus couramment utilisés à Madagascar. Ensuite, nous avons étudié un projet de construction de bâtiment afin d'approfondir cette étude comparative, tant du point de vue technique que du point de vue économique. Notre travail comporte deux grandes parties :

- la première partie comprend l'étude comparative plus ou moins théorique de divers types de plancher ; dans cette partie, nous avons étudié les matériaux constitutifs, les méthodes de calcul et de mise en œuvre, ainsi que le domaine d'utilisation optimale de chaque cas de plancher considéré.
- La deuxième partie concerne l'étude complète d'un projet de construction de bâtiment à usage de bureaux. Nous avons essayé d'évaluer le coût du projet pour chaque solution de plancher possible. Nous avons ainsi pu en déduire la solution la plus adéquate, en considérant toutes les contraintes techniques et économiques y afférentes.

PREMIÈRE PARTIE :

*Etude comparative de divers types
de planchers*

Introduction

Les planchers de bâtiment constituent l'une des plus importantes parties de la superstructure. Ce sont des aires horizontales ou présentant une légère pente délimitant les divers niveaux. Les planchers ont la propriété d'augmenter la surface habitable d'un bâtiment, tout en augmentant la même emprise de celui-ci.

Les planchers ont pour principal rôle de transmettre les charges et les surcharges d'exploitation vers les organes d'appui tels que les poutres, les chaînages, les murs.

Les planchers sont composés de trois parties :

- Le revêtement : il définit le niveau du sol fini ; il est choisi en fonction de la résistance à l'exploitation, de l'esthétique, de la possibilité d'entretien, d'isolation phonique et thermique.
- Le support : c'est la partie portante ; il doit supporter les charges (poids propre, revêtement, plafond, cloison) et les surcharges (d'exploitation, du contreventement et des autres contraintes latérales) en présentant les stabilités requises et le minimum de flèche. Les matériaux constitutifs varient d'un type de plancher à un autre.
- Le plafond : c'est la partie inférieure du support ; il est destiné pour la décoration, la protection des ossatures ainsi que l'isolation phonique et thermique. Il peut être enduit de plâtre ou de ciment, ou formé de plaques préfabriquées en matériaux divers, ou encore constitué par des lamelles de bois.

Le plancher doit avoir un certain nombre de qualités pour être fonctionnel :

- présenter une très bonne résistance au feu (1/4 d'heure au moins de coupe-feu)
- être thermiquement isolant, c'est-à-dire lutter contre les variations de température

Première partie

- être isolant du point de vue acoustique, c'est-à-dire empêcher ou limiter les bruits d'impact
- avoir une certaine aisance de mise en œuvre
- être facile à entretenir.

Dans la présente étude comparative, nous nous limiterons à l'étude de la partie principale constituant le plancher, autrement dit le support.

Nous allons définir tous les matériaux constitutifs des divers types de planchers étudiés, puis déterminer les techniques et les étapes de mise en œuvre.

Etant donné que les coûts ne pourront être comparables qu'après avoir déterminé la quantité de matériaux mis en œuvre pour chaque cas de plancher et pour un même bâtiment donné, et que par ailleurs cette dite quantité varie avec l'intensité des charges appliquées et la portée du plancher concerné, nous ne pourrons étudier le point de vue économique que dans la deuxième partie.

Chapitre I : Plancher à corps creux (hourdis traditionnels)

I.1. Description

Les planchers à corps creux sont constitués d'une dalle en béton armé nervurée réalisée avec des corps creux en terre cuite formant coffrage perdu entre les nervures et sous la dalle de compression.

Généralement, la dalle de compression située au-dessus des hourdis est monolithe ; il en est de même pour les nervures.

I.2. Caractéristiques des matériaux

I.2.1 La dalle de compression

Elle est nécessaire pour les efforts de compression. Elle est en béton armé d'un treillis soudé ou d'un ferraillage monté sur place.

a. Le béton

a.1. Dosage

Le béton est généralement dosé à 350Kg/m³ de CPA 45.

a.2. Caractéristiques mécaniques du béton

- Résistance à la compression

La résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16 cm (section 200 cm²) et de hauteur 32 cm.

- Résistance à la compression à 28 jours :

Dans les cas courants, le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite « valeur caractéristique requise ». Celle-ci est notée par f_{c28} .

Pour le béton fabriqué dans des conditions courantes, elle est égale à 20 MPa.

- Résistance à la compression d'un béton d'âge inférieur à 28 jours :

Première partie

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}$$

- Résistance à la traction

- Résistance à 28 jours :

$$f_{t28} = 1,8 \text{ MPa.}$$

- Résistance à j jours :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}.$$

- Module de déformation longitudinale du béton

- Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané du béton à j jours est :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}$$

- Pour des déformations dues au retrait et aux fluages, c'est-à-dire provoquées par une sollicitation de longues durée d'application, le module de déformation différé du béton à j jours est :

$$E_{ij} = 3700 f_{cj}^{1/3}$$

- Contrainte de calcul

La contrainte de calcul du béton notée σ_b est donnée par la relation :

$$\sigma_b = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

où γ_b est le coefficient de sécurité du béton

$\theta = 1,5$ si la durée d'application des charges $t < 1h$

$= 0,9$ si $1h < t < 24h$

$= 1$ si $t > 24h$

$\gamma_b = 1,5$ en combinaisons fondamentales

$= 1,15$ en combinaisons accidentelles.

Première partie

D'où, pour une durée d'application des charges supérieure à 24h et en combinaisons fondamentales, on a :

$$\sigma_b = 11,3 \text{ MPa.}$$

b. Les aciers

b.1. Dimensions

Les treillis soudés sont constitués par des aciers dont le diamètre varie de 3 à 5mm. Les chaînes forment les aciers principaux tandis que les trames forment les aciers de répartition. Les chaînes (suivant le sens de la longueur des treillis) sont orientées sur la plus petite dimension de la pièce à couvrir. Les treillis soudés se trouvent dans le commerce :

- soit sous forme de panneau de 2,25m de large et 4,5m de long
- soit sous forme de rouleau de 2,25m de large.

Le treillis soudé le plus utilisé pour le cas des planchers à corps creux est 4/3 maille 15x30, c'est-à-dire :

- Chaîne ø 4, distance entre chaînes = 15cm
- Trame ø 3, distance entre trames = 30cm.

Ces armatures sont mises en œuvre pour éviter les fissures.

D'une manière générale, les mailles doivent être de dimension inférieure à 20x 30cm, et les aciers distants de moins de 33cm sont montés parallèlement aux nervures.

b.2. Caractéristiques mécaniques des aciers

■ Limite d'élasticité

Les aciers généralement utilisés ici sont de nuance FeE400 caractérisés par leur limite d'élasticité $f_e = 400 \text{ MPa.}$

Première partie

- Module d'élasticité longitudinale

Il est admis que la valeur moyenne du module d'élasticité longitudinal E_s est égale à 200 000 MPa. Cette valeur est la même en traction et en compression.

- Diagramme déformations-contraintes

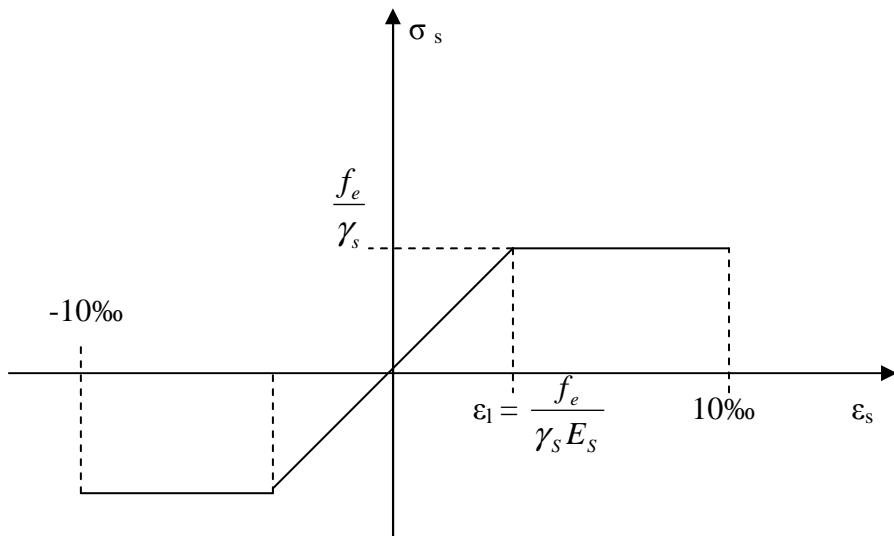


Figure 1: diagramme déformations-contraintes

ε_l : allongement limite de l'acier pour que la contrainte σ_s soit atteinte telle que :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s}$$

où : γ_s : coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1,15$ dans le cas général

= 1 en combinaisons accidentielles.

$E_s = 200 000 \text{ MPa}$: module d'élasticité longitudinale de l'acier.

I.2.2 Les nervures

Les nervures sont en béton armé à armatures longitudinales et étriers (ou épingle). Elles constituent avec la dalle de compression un ensemble qui forme l'élément de résistance du plancher. Les caractéristiques du béton et des aciers utilisés pour les nervures sont les mêmes que pour la dalle de compression. Dans le cas des bâtiments industriels, le plancher sera constitué de deux poutrelles entre les corps creux. La nervure étant généralement étroite, il ne faut pas utiliser des aciers de grande dimension ; il est plus indiqué d'utiliser le minimum de diamètre.

I.2.3 Les corps creux ou hourdis traditionnels

Ils constituent l'élément de remplissage. Ils sont en terre cuite et sont identiques pour chaque type de plancher. Leur dimension varie selon leur utilisation et la portée du plancher, et leur forme dépend du mode et du procédé de construction. On utilisera donc des hourdis d'autant plus épais que la portée est grande. Les hourdis ne travaillant donc pas mécaniquement, on pourrait éventuellement les casser ; toutefois cela est rare car l'utilisation des hourdis en coffrage perdu est jugée plus esthétique.

Mode de fabrication des hourdis

Les hourdis sont fabriqués à partir de l'argile et de la latérite.

Ces deux matériaux sont mélangés puis passés à la « brise-motte » afin de dégrossir les matières premières. Le mélange passe ensuite dans un malaxeur, puis dans un broyeur finisseur pour obtenir un mélange humide, lequel sera soumis à l'extradeur à vide afin d'enlever l'air ou les vides.

Le mélange sera uniformisé puis moulé et coupé à la machine pour obtenir la forme des hourdis.

La durée de séchage des produits varie d'une semaine à 15 jours, mais peut aller jusqu'à trois semaines en hiver.

La porosité du produit ainsi obtenu est de 22% en moyenne.

I.3. Etude technique

I.3.1. Méthodes de calculs

Les hourdis ne constituent pas des éléments porteurs. Ce sont les nervures qui portent les charges. Celles-ci sont calculées comme des sections rectangulaires et ne peuvent être calculées en tant que sections en Té car cela engendrerait des sollicitations en traction. Chaque nervure supporte une zone de charge de largeur égale à $N = 33$ cm en général.

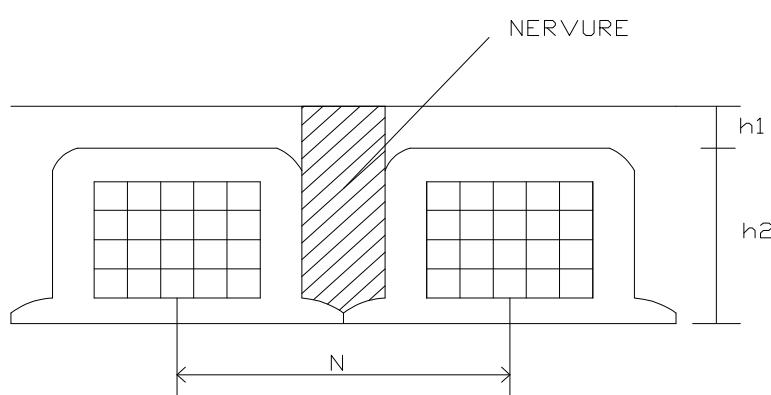


figure 2 : hourdis traditionnels

h_1 : épaisseur de la dalle de compression

h_2 : épaisseur du hourdis

Les dimensions des nervures et la largeur de la zone supportée par chacune d'elles dépendent des dimensions des hourdis considérés.

- **Moments aux appuis**

La méthode de calcul consiste d'abord à déterminer les moments aux appuis. Soit par exemple les travées indépendantes suivantes :

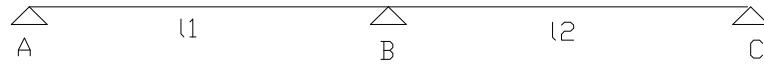


figure 3 : travées indépendantes

En commençant par la travée extrême AB, on a :

$M_A = 0$: le moment aux appuis de rive est nul

$$M_B = \frac{q(l_1^3 + l_2^3)}{8,5(l_1 + l_2)}$$

où :

q : charge totale à l'ELU appliquée sur la largeur de zone concernée et par mètre linéaire

l_1 : longueur de la travée AB

l_2 : longueur de la travée BC.

▪ Efforts tranchants

Pour la même travée AB désignée précédemment, la formule donnant l'effort tranchant est la suivante :

- Effort tranchant en A à droite :

$$T_{Ad} = \frac{ql_1}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_1}$$

Où :

q est la charge totale par mètre linéaire

Première partie

M_A et M_B sont les moments aux appuis respectifs A et B.

l_1 est la longueur de la travée AB.

- Effort tranchant en B à gauche :

$$T_{Bg} = \frac{ql_1}{2} - \frac{M_A - M_B}{l_1}$$

- Moments en travée

Si l'on désigne par M_{A-B} le moment en travée AB, on a :

$$M_{A-B} = T_{Ad} \cdot x_0 - \frac{qx_0^2}{2} - M_A$$

Avec $x_0 = \frac{T_{Ad}}{q}$

Une fois tous les moments et efforts tranchants de la travée extrême AB déterminés, on passe à la travée suivante et on procède de la même façon. Si l'on prend pour exemple la travée BC on a :

$M_C = 0$ car c'est un appui de rive

$$T_{Bd} = \frac{ql_2}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_2}$$

$$T_{Cd} = \frac{ql_2}{2} - \frac{M_B - M_C}{l_2}$$

- Moments pour le cas des poutres continues

Si les nervures peuvent être considérées comme des poutres continues, on peut appliquer la méthode suivante :

Soit le cas de continuation de poutres suivant :

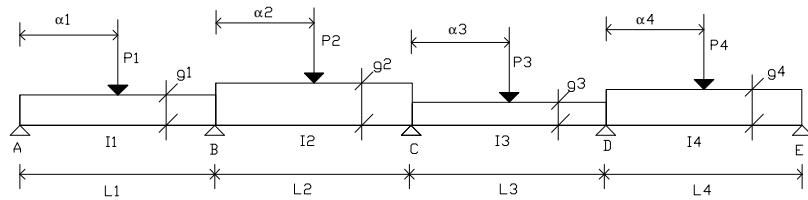


Figure 4 : travées de poutre continue

I_i : Inertie de la travée i

l_i : longueur réelle de la travée i

g_i : charge uniformément répartie sur la travée i

P_i : charge ponctuelle sur la travée i

α_i : distance d'application de la charge ponctuelle par rapport à l'appui de gauche.

- Les moments aux appuis de rive sont nuls.
- Les moments aux appuis intermédiaires sont calculés par :

$$M_1 = \frac{\frac{g_1 l_1^3}{I_1} + \frac{g_2 l_2^3}{I_2}}{8,5 \left(\frac{l_1}{I_1} + \frac{l_2}{I_2} \right)} + \sum \frac{k_1 P_1 l_1'}{1 + \beta} + \sum \frac{\beta k_2 P_2 l_2'}{1 + \beta}$$

$$\beta = \frac{l_2'}{l_1'} \frac{I_1}{I_2}$$

pour chaque force concentrée :

$$x = \frac{\alpha}{l'} \text{ et } k = \frac{x(x-1)(x-2)}{2,125}$$

Pour les travées intermédiaires, les longueurs réelles sont remplacées dans le calcul par des longueurs fictives :

Première partie

$$l' = 0,8l$$

l' : longueur fictive

l : longueur réelle.

Les efforts tranchants sont calculés de la même façon que pour le cas des travées indépendantes.

I.3.2. Mise en œuvre

La méthodologie de mise en œuvre comprend par les étapes suivantes :

1. vérification des arases supérieures des poutres
2. pose des étais et pose des coffrages de la sous-face des hourdis
3. mise en place des hourdis
4. coffrages des rives
5. coffrage des raccords entre murs et poutres
6. coffrage des trémies et des réservations
7. mise en place des armatures des nervures et des aciers en chapeau de rive
8. pose des aciers en attente éventuels
9. pose des treillis soudés et calage
10. arrosage des hourdis avant coulage
11. bétonnage et vibration
12. talochage du dessus de dalle
13. décoffrage des rives de dalle
14. enlèvement des files d'étais.

I.4. Avantages et inconvénients

I.4.1. Avantages

- L'utilisation des hourdis entraîne une économie du béton et une légèreté du poids propre du plancher.
- La présence des hourdis dans le plancher entraîne un phénomène anti-vibratoire.
- Tous les matériaux constituant ce type de plancher existent sur le marché local, donc on n'a pas à les importer.
- Le corps creux en terre cuite est un mauvais conducteur thermique.

I.4.2. Inconvénients

- Le plancher à hourdis traditionnels est un mauvais isolant phonique.
- Les hourdis de ce type de plancher ont une faible durée de vie.

I.5. Domaine d'utilisation

Les planchers à corps creux ou hourdis traditionnels peuvent être utilisés dans plusieurs types de bâtiments tels que les maisons individuelles, les immeubles, les bâtiments industriels. Mais la courte durée de vie de ces hourdis explique la préférence des constructeurs pour les autres types de planchers, notamment quand il s'agit des immeubles et des bâtiments industriels.

Chapitre II : Plancher à corps creux type Béton France

II.1. Description

Le plancher à corps creux du type Béton France est un plancher nervuré en béton armé, à poutrelles préfabriquées en treillis métalliques soudés à base pré enrobée, avec entrevous en béton ou en terre cuite qui peuvent être soit de coffrage avec table de compression coulée en œuvre, soit porteurs à table de compression incorporée (TCI) avec seulement le béton des nervures coulé en œuvre.

Les treillis métalliques des poutrelles existent en toutes hauteurs de 9 à 25 cm. Les montages de plancher les plus courants ont 16 à 35cm de hauteur et leur entraxe pour les montages à poutrelles simples est généralement de 60cm.

II.2. Caractéristiques des matériaux

II.2.1. Poutrelles

L'armature métallique est constituée par un système résistant en treillis comportant :

- Un rond lisse ou fil à haute adhérence QUATRO ou FeE500 en membrure supérieure, de diamètre 8, 10, ou 12 mm.
- Une membrure inférieure de deux fils à haute adhérence QUATRO ou FeE500 . Le diamètre varie de 6 à 14 mm.
- Un double treillis de type WARREN reliant les deux membrures auxquelles il est soudé, de diamètre 4 ou 4,5 et 5mm, et de pas de 18cm ou 20cm.Lorsqu'il y a lieu d'utiliser des renforts, on utilise le treillis ø6.

La membrure inférieure de l'armature est enrobée dans un talon en béton de section rectangulaire ou en forme de Té renversé.

Le béton des talons de poutrelles est un béton de sable et de granulats courants, roulés ou concassés de 8mm de granulométrie au maximum ; le béton est dosé au minimum à 350kg de ciment de classe 45 par mètre cube de béton. Lorsque les poutrelles sont associées à des entrevous en terre cuite, le talon en béton comporte une semelle en terre cuite.

- Dimensions du talon

Largeur du talon :

- 120 mm s'il est tout en béton
- 120, 130 ou 135 mm avec semelle en terre cuite.

Hauteur du talon :

Première partie

- 45 mm en hauteur standard, éventuellement 40 ou 70 mm ou des hauteurs obtenues en surélévation centrale d'un talon de 40 ou 45 mm sur 8 cm de largeur.
- Résistance à la compression du béton pour talon
La résistance nominale du béton au talon de la poutrelle à 28 jours est au moins égale à 25 MPa.
- Résistance à la traction du béton pour talon
La résistance à 28 jours est :

$$f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

- Module de déformation longitudinale du béton pour talon

Les formules utilisées pour le calcul du module de déformation sont les mêmes que pour le cas du béton pour plancher à hourdis traditionnels.

- Contrainte de calcul du béton pour talon

A 28 jours, pour une résistance minimale égale à 25 MPa, la contrainte de calcul du béton du talon est égale à 14,2 MPa.

- Caractéristiques des armatures

Les tableaux ci-dessous donnent les caractéristiques géométriques des armatures métalliques ainsi que le poids des poutrelles selon les dimensions du talon et la hauteur des poutrelles :

Tableau 1: caractéristiques géométriques des armatures des poutrelles

Types	Hauteur hors tout (cm)	Pas des treillis (cm)	Angle entre treillis et membrures (en degré)	Diamètre d'acières en membrure supérieure (mm)	Treillis (diamètre en mm)
10/18	10	18	48	8	4
10/18	10	18	48	10	4,5
10/18	10	18	48	10	5
10/18	10	18	48	12	5
14/18	14	18	57	8	4
Types	Hauteur hors tout (cm)	Pas des treillis (cm)	Angle entre treillis et membrures (en degré)	Diamètre d'acières en membrure supérieure (mm)	Treillis (diamètre en mm)

Première partie

	tout (cm)	treillis (cm)	treillis et membrures (en degré)	d'acières en membrure supérieure (mm)	(diamètre en mm)
14/18	14	18	57	10	4,5
14/18	14	18	57	10	5
14/18	14	18	57	12	5

Types	Hauteur hors tout (cm)	Pas de treillis (cm)	Angle entre treillis et membrures (degré)		Diamètre d'acières en membrure supérieure (mm)	Diamètre en treillis (mm)
			Pas 18	Pas 20		
9/18	9	18	45		8	4
10/18 ou 20	10	18 ou 20	48	45	8	4
11/18 ou 20	11	18 ou 20	51	48	8	4
12/18 ou 20	12	18 ou 20	53	50	8	4
13/18 ou 20	13	18 ou 20	55	52	8	4
14/18 ou 20	14	18 ou 20	57	54	8	4
15/18 ou 20	15	18 ou 20	59	56	8	4
16/18 ou 20	16	18 ou 20	61	58	8	4
17/18 ou 20	17	18 ou 20	62	60	8	4
18/18 ou 20	18	18 ou 20	63	61	8	4
19/18 ou 20	19	18 ou 20	65	62	8	4
20/18 ou 20	20	18 ou 20	66	63	8	4
21/18 ou 20	21	18 ou 20	67	65	8	4
22/18 ou 20	22	18 ou 20	68	66	8	4
23/18 ou 20	23	18 ou 20	69	67	8	4
Types	Hauteur	Pas de	Angle entre		Diamètre	Diamètre

	hors tout (cm)	treillis (cm)	treillis et membrures (degré)			d'aciers en membrure supérieure (mm)	en treillis (mm)
				Pas 18	Pas 20		
24/18 ou 20	24	18 ou 20	69	67	8	4	
25/18 ou 20	25	18 ou 20	70	68	8	4	

Tableau 2: poids des poutrelles

Dimensions des talons en béton (mm)	Poids des poutrelles (daN/m) selon hauteur treillis de 10 à 25 cm
40x120	12 à 13
45x120	13 à 14
45x120 avec relevé jusqu'à 50	15 à 16
45x120 avec relevé jusqu'à 60	17 à 18
45x120 avec relevé jusqu'à 70	19 à 20

Cas des talons avec semelle en terre cuite :	
45x120	13 à 14
50x130	15 à 16
50x135	16 à 17

○ Renforcement des poutrelles à la flexion

Les barres de renfort éventuel en flexion sont disposées :

- Soit de flanc au contact des tirants de la poutrelle
- Soit au centre, et le positionnement de ces barres est assuré pour garantir le même enrobage que celui des armatures de base
- Soit calées au-dessus du talon en béton avec des cales de 15 mm d'épaisseur minimale. Dans ce dernier cas (renfort sur talon), la section d'armatures doit être calculée en tenant compte des bras de levier réels.

○ Renforcement des poutrelles à l'effort tranchant

Les renforcements à l'effort tranchant peuvent être :

Première partie

- Des étriers verticaux $\varnothing 6$ FeTE500 à deux brins, entourant un acier longitudinal pré enrobé dans le talon, espacés de 10, 15 ou 20 cm.
- Des grecques $\varnothing 6$ FeTE500 avec rond soudé en tête et en pied des boucles, au pas de 10 cm ; ces grecques, placées contre une ou deux nappes des treillis de la poutrelle, sont soit posées sur le talon, soit enrobées en partie basse dans le talon.
- Une superposition d'une armature métallique du type TR, dont la membrure inférieure est soit posée sur le talon de la poutrelle, soit enrobée dans le talon. La membrure supérieure et les deux nappes de treillis seront alors en $\varnothing 6$.

Les caractéristiques de ces poutrelles de renfort sont données dans le tableau suivant :

Tableau 3 : caractéristiques des poutrelles de renfort

Désignation	H [m]	Tirants	Rond en tête	\varnothing du treillis	Angle α (degré)	Pas du treillis (cm)	Poids (daN/m)
TR1	12	2 $\varnothing 5$	1 $\varnothing 6$	6	50	20	1,23
TR2	14	2 $\varnothing 5$	1 $\varnothing 6$	6	54	20	1,30
TR3	16	2 $\varnothing 5$	1 $\varnothing 6$	6	58	20	1,38
TR4	18	2 $\varnothing 5$	1 $\varnothing 6$	6	61	20	1,46
TR5	20	2 $\varnothing 5$	1 $\varnothing 6$	6	63	20	1,54
TR6	22	2 $\varnothing 5$	1 $\varnothing 6$	6	66	20	1,62
TR7	24	2 $\varnothing 5$	1 $\varnothing 6$	6	67	20	1,71

En outre, des clips en $\varnothing 5$ de classe FeTE500 peuvent être placés tous les pas des poutrelles (18 ou 20 cm) autour des aciers longitudinaux inférieurs de manière à armer le talon lorsqu'il y a renforcement des poutrelles à l'effort tranchant par grecques ou treillis superposés ancrés dans le talon.

o Identification des poutrelles

Les poutrelles, de marque ACOR, fabriquées en France, sont identifiées par des étiquettes métalliques ou plastiques ancrées généralement dans le talon de béton de chaque poutrelle. Chaque étiquette comporte la marque ACOR, le repérage des poutrelles par rapport au plan de pose.

- Fabrication des poutrelles

L'assemblage des armatures des poutrelles se fait en France. La partie métallique des poutrelles est fabriquée par la Société AFBA, dans son usine de Woippy, de la manière suivante :

- Des machines automatiques effectuent en continu le pliage des deux plans de treillis et les soudures aux nœuds de jonction entre ce dernier et les membrures longitudinales. La pression, l'intensité et le temps de soudure sont réglés et contrôlés automatiquement. L'armature complète est ainsi fabriquée en longueur à la demande ou en éléments de 12 à 24 mètres.
- L'enrobage de la membrure inférieure est effectué chez les concessionnaires du procédé. Les armatures sont coupées à la longueur voulue, munies de leurs aciers de renfort en flexion et à l'effort tranchant, le cas échéant. Elles sont ensuite enfoncées dans le béton contenu dans les moules, souvent avec l'aide d'un vibreur. Le démolage a lieu après prise du béton dans un délai qui dépend du mode de traitement (séchage naturel ou étuvage).

II.2.2. Les corps creux ou entrevois

Les entrevois permettent, tout comme les corps creux traditionnels ou hourdis, l'économie du béton. Ils peuvent être des éléments porteurs ou non. On distingue deux types :

- Les entrevois en béton
- Les entrevois en terre cuite.
- Entrevois de coffrage en béton
Ce sont des corps creux en béton de granulats courants de hauteur variant de 8 à 30 cm, à une ou plusieurs alvéoles. Il existe une « plaque négative » pleine de 6 cm de hauteur.
- Entrevois porteurs en béton à table de compression incorporée
Ils sont en béton de granulats courants. Ils ont une ou plusieurs rangées d'alvéoles et des hauteurs variant de 14 à 22 cm. Leur paroi supérieure, d'une épaisseur de 4 cm au minimum, comporte une rainure transversale d'un côté sur les 2/3 de l'épaisseur de la paroi afin de permettre leur rejointoient sur chantier.
- Entrevois de coffrage en terre cuite

Première partie

Ils existent en deux versions : entrevous longitudinaux ou entrevous transversaux. Ils ont une ou plusieurs rangées d'alvéoles et une hauteur variant de 10 à 30 cm. Il existe également une plaque négative de 5 cm d'épaisseur, renforcée aux becquets d'appui.

- Entrevois porteurs en terre cuite, à table de compression incorporée

Ce sont des entrevois longitudinaux, de hauteur entre 14 et 22 cm, à double paroi supérieure chanfreinée sur un côté pour permettre le rejointoiement sur chantier.

- Fabrication des entrevois

Ils sont fabriqués soit par l'entreprise concessionnaire qui réalise le talon de pré enrobage, soit par des usines extérieures (cas général des entrevois en terre cuite).

Le tableau ci-après indique la liste des montages les plus courants avec leur poids :

Tableau 4: liste des montages les plus courants

Types de plancher	Entraxes (cm)	Epaisseurs des planchers (cm)	Poids (daN/m ²)
Plancher à poutrelles et entrevois de coffrage en béton	60	10+4 12+4 16+4 17+4 20+4 22+4 25+4 30+4 ou 5	240 250 280 285 310 325 340 375 ou 400
Plancher à poutrelles et entrevois porteurs en béton	60	14+0 16+0 18+0 20+0 22+0	205 220 240 255 275
Plancher à poutrelles et entrevois de coffrage en terre cuite, longitudinaux	60	10+4 12+4 16+4 17+4	180 195 235 240

Types de plancher	Entraxes (cm)	Epaisseurs des planchers (cm)	Poids (daN/m ²)
Plancher à poutrelles et entrevois de coffrage en terre cuite, longitudinaux	60	20+4 25+4 30+4 ou 5	255 310 340 ou 365
Plancher à poutrelles et entrevois de coffrage en terre cuite, transversaux	50 ou 60	10+4 12+4 15+4 17+4 20+4 25+4 30+4 ou 5	240 260 300 310 355 450 500
Plancher à poutrelles et entrevois porteurs longitudinaux en terre cuite	60	14+0 16+0 18+0 20+0 22+0	145 155 175 190 205

II.2.3. Dalle de compression

C'est un béton de sable et de granulats courants, roulés ou concassés, ne dépassant pas 12 mm de granulométrie ; le béton est dosé au minimum à 350kg de ciment de classe 45 par m³ de béton.

- Résistance à la compression du béton

La résistance nominale du béton au talon de la poutrelle à 28 jours est au moins égale à 25 MPa.

- Résistance à la traction du béton

La résistance à 28 jours est :

$$f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

- Module de déformation longitudinale du béton

Les formules utilisées pour le calcul du module de déformation sont les mêmes que pour le cas du béton pour plancher à hourdis traditionnels.

- Contrainte de calcul du béton

A 28 jours, pour une résistance minimale égale à 25 MPa, la contrainte de calcul du béton du talon est égale à 14,2 MPa.

- Caractéristiques du treillis soudé pour dalle de compression

Les caractéristiques des aciers utilisés en treillis soudé de la dalle de compression sont les mêmes que pour ceux utilisés en dalle de compression des planchers à hourdis traditionnels.

II.3. Etude technique

II.3.1. Méthode de calcul

- Moments fléchissants et efforts tranchants

Les moments et efforts tranchants réels sont calculés de la même façon que pour le cas des hourdis traditionnels.

- Moments fléchissants résistants des planchers

Les moments ainsi obtenus précédemment sont à comparer avec les moments fléchissant résistants. Ces derniers sont calculés à l'ELU par l'expression :

$$M_{ru} = A_s \left(\frac{f_e}{1,15} \right) d \left[\frac{1 - 0,5 A_s \left(\frac{f_e}{1,15} \right)}{X d \left(\frac{0,85 f_{cj}}{\theta 1,5} \right)} \right]$$

$$\text{Soit } M_{ru} = 0,87 A_s f_e d \left[\frac{1 - 0,767 A_s f_e}{X d f_{cj}} \right]$$

Où :

A_s : section totale des armatures de flexion tendues dont nous verrons le mode de détermination dans la deuxième partie relative aux planchers de type béton France.

f_e : limite d'élasticité des armatures ; en général, elle est égale à 500 MPa, mais on prend la plus petite des limites d'élasticité lorsqu'il y a coexistence d'armatures de nuances différentes.

d : hauteur utile de montage

X : entraxe des poutrelles

$f_{cj} = 25$ MPa pour les montages avec dalle de compression complète coulée en

œuvre

= 14 MPa pour les montages avec entrevois porteurs en béton à table de

compression incorporée et poutrelles simples
= 15,7 MPa pour ces montages avec poutrelles jumelées
= 17 MPa pour ces montages avec poutrelles triplées
= 15 MPa pour les montages avec entrevoûts porteurs en terre cuite à table de compression incorporée et poutrelles simples
= 16,7 MPa pour ces montages avec poutrelles jumelées
= 17,8 MPa pour ces montages avec poutrelles triplées.

II.3.2. Méthodologie

Les étapes à suivre pour la réalisation de ce type de plancher sont :

1. Exécution des arases de pose sur maçonnerie
2. Mise en place et réglage des étais sans contre flèche : le niveau supérieur du madrier doit se situer au niveau de l'arase
3. Mise en place des poutrelles
4. Mise en place des entrevoûts
5. Mise en place de la poutrelle de chaînage
6. Mise en place des treillis soudés
7. Mise en place des chapeaux
8. Bétonnage

II.3.3. Procédure de mise en œuvre

- Pose des poutrelles

Les poutrelles sont posées à l'entraxe généralement de 60 cm (50 à 60 cm pour les montages à entrevoûts transversaux en terre cuite) assuré par la pose des entrevoûts de rive ou entrevoûts borgnes.

Il faut s'assurer que les structures qui vont recevoir les poutrelles soient d'équerre. La chape d'arasement ou l'exécution des arases de pose sur maçonnerie doit être au même niveau pour tout l'ensemble de la construction, afin de permettre la facilité de pose :

- Il faut placer convenablement et intercaler successivement les poutrelles et les entrevoûts borgnes.
- Leur pose se fait de la manière suivante : soit on commence par une poutrelle d'extrême, soit on commence par une poutrelle et on finit à l'extrême par une rangée d'entrevoûts, ou bien enfin, on peut commencer par une rangée d'entrevoûts, et on termine à l'extrême par une rangée d'entrevoûts.

Première partie

Cette mise en place varie suivant la grandeur de la pièce à revêtir.

- Pose des étais

Après avoir posé les poutrelles et les rangées d'entrevois borgnes, on pose les étais.

L'étalement s'effectue par des files de bastaings disposées perpendiculairement au sens des poutrelles, et d'une équidistance de 0,50 m au minimum, suivant l'importance de la charge, des surcharges supportées et de la grandeur de la pièce.

L'écartement de ces files d'étais est donné ci-dessous en fonction des performances des poutrelles et des poids des montages :

Tableau 5: distance d'étalement pour plancher à poutrelles type Béton France

Type de poutrelles	Epais. Talon (cm)	Rond en tête Ø _{sup.} (mm)	Ø treillis (mm)	Distance maximale (en m) entre rangées d'étais pour un poids propre des montages de (kN/m ²)								
				1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	
10/18	4	8	4	230	220	210	195	170	150	135	115	
		10	4,5	275	260	245	235	205	180	160	140	
		10	5	300	285	270	245	220	200	180	160	
		12	5	325	305	285	265	235	200	180	160	
	4,5	8	4	235	225	215	205	190	165	145	130	
		10	4,5	295	280	265	255	225	200	180	160	
		10	5	300	285	270	260	245	220	200	180	
		12	5	335	320	305	285	250	220	200	180	
	7	10	5	330	320	305	295	285	255	230	210	
		12	5	350	335	320	310	295	280	255	230	

Première partie

Type de poutrelles	Epais. Talon (cm)	Rond en tête Ø _{sup.} (mm)	Ø treillis (mm)	Distance maximale (en m) entre rangées d'étais pour un poids propre des montages de (kN/m ²)								
				1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	
	4	8	4	215	205	190	175	160	135	120	105	
		10	4,5	270	255	240	215	190	165	140	125	
		10	5	280	270	250	235	210	185	165	145	
		12	5	320	300	280	250	215	190	170	150	
	4,5	8	4	220	210	200	190	175	150	135	120	
		10	4,5	290	275	260	230	200	175	155	140	
		10	5	290	275	260	250	230	205	185	165	
		12	5	330	315	2300	265	230	205	185	165	
	7	10	5	320	310	295	285	270	245	220	200	
		12	5	345	330	315	305	290	265	240	220	
20/18	4	8	4	190	170	150	125	105	95	85	75	
25/18	4	8	4	180	160	140	120	100	85	75	70	
20/18	4,5	8	4	200	185	170	155	130	115	100	90	
25/18	4,5	8	4	190	180	170	150	125	105	95	85	
10/20	4	8	4	220	210	195	180	155	130	115	90	
15/20				200	180	160	130	110	90	80	70	
20/20					165	135	115	95	80	70	60	
25/20					160	130	105	85	70	602	55	
10/20	4,5	8	4	225	215	205	190	160	140	125	110	
15/20				205	195	185	165	140	120	105	95	
20/20					175	145	120	100	90	80	70	
25/20					170	140	110	95	80	70	65	

Ces valeurs correspondent à un entraxe de poutrelle de 60 cm.

Une fois la pose des étais terminée, il faut vérifier impérativement que les hourdis sont bien logés dans les poutrelles et qu'il n'y a pas de jeu, pour éviter toute granulométrie pouvant provoquer une dénivellation du plancher.

Première partie

▪ Montage à entrevois porteurs en béton ou sans dalle de compression

Une nervure transversale (raidisseur) armée de 2Φ8 est réalisée tous les deux mètres pour les montages sans dalle de compression coulée en œuvre. Son coffrage est réalisé par des plaques négatives ou des entrevois de faible épaisseur placés en fond et par des entrevois borgnes de chaque côté. Seule cette nervure est remplie de béton coulé en œuvre et les parois supérieures des entrevois porteurs TCI (Table de Compression Incorporée) sont rejointoyées au béton fin.

▪ Montage avec dalle de compression ou à entrevois non porteurs

On pose les treillis soudés sur toute la surface du plancher en prenant soin du calage de 2 cm au-dessus des entrevois de coffrage et les armatures en chapeau sont placées au-dessus des appuis, en partie haute du plancher (sur le treillis soudé). Ces armatures en chapeau permettront le raccordement des poutrelles au chaînage.

Une fois toutes les armatures disposées, on procède au coulage de la table de compression.

II.4. Avantages et inconvénients

II.4.1. Avantages

- Les corps creux du type béton France présentent une économie et une facilité de pose : la légèreté de la poutrelle est telle que la manutention est aisée. Les moyens nécessaires à sa mise en œuvre sont simplifiés et sa pose est rapide.
- Le béton et l'étalement sont en quantité minimum : la régularité, la planimétrie et la rigidité de la poutrelle conduisent, quel que soit le montage envisagé, à mettre en œuvre un litrage de béton et un étalement réduits au minimum.
- On est assuré de la planéité de la sous face : la régularité et la planéité de la poutrelle permettent de laisser la sous face à l'état brut, ou de réaliser un habillage économique facilement mis en œuvre.

II.4.2. Inconvénients

- Les planchers à poutrelles et entrevois alvéolés procurent une isolation acoustique aux bruits aériens inférieure à celle apportée par les dalles pleines de même masse.
- La partie métallique des poutrelles ne peut être fabriquée qu'en France. Ceci oblige donc à l'importation des treillis soudés des poutrelles.

II.5. Domaine d'utilisation du plancher à entrevois type Béton France

Ce domaine englobe les utilisations courantes telles que les planchers sur vides sanitaires, hauts de cave, sous-sols, étages courants, planchers terrasse et planchers de comble.

Ce type de plancher peut être utilisé en toutes zones géographiques, sismiques ou non, dans les cas suivants :

Première partie

- En maisons individuelles
- En immeubles collectifs
- En bâtiments scolaires
- En bâtiments hospitaliers
- En bureaux
- En bâtiments de commerce etc...

Les utilisations en planchers soumis à des sollicitations dynamiques importantes, comme ce peut être le cas des locaux industriels, nécessitent des études cas par cas.

Chapitre III : Plancher « COFRADAL » ou plancher collaborant

III.1. Généralités et définition

Les planchers collaborants sont des planchers sur bac en acier réalisés avec du béton coulé sur des bacs rigides nervurés, galvanisés et destinés à servir de coffrage auto-porteur entre appuis. L'épaisseur nominale de la tôle nue est de 0,71 mm. La hauteur des nervures des bacs est de 40 mm, et l'épaisseur totale du plancher est comprise entre 8 cm et 20 cm.

Ces planchers sont dits à coffrage perdu dans le cas où la tôle n'est pas associée à la résistance composite de la dalle. Par contre, lorsque le bac en acier participe à la résistance intrinsèque et composite de la dalle, on parle alors de plancher collaborant.

La conception d'une dalle collaborante comprend deux étapes qui sont :

- La phase de coulage
- La phase de service

Le cas du plancher sur coffrage est un cas particulier du plancher collaborant, et le bac en acier résiste ainsi uniquement aux charges de chantier et au poids du béton liquide lors de la construction.

Mais dans le cas d'une application collaborante, le bac en acier doit, de par ses propriétés, être apte à assurer un comportement dual, c'est-à-dire à la fois coffrage et collaboration avec le béton.

III.2. Caractéristiques des matériaux

Il est à noter que nous nous intéresserons ici plus particulièrement aux planchers collaborants PAB, produits par l'usine PAB Est de Strasbourg (France).

III.2.1. Les bacs

a) Identification des bacs

Les bacs sont identifiés par une étiquette sur chaque colisage de bacs. Cette étiquette porte la dénomination de la gamme des bacs et le nom de « PAB Est ».

b) Caractéristiques des bacs

Les bacs sont des tôles en acier doux laminé à froid de limite d'élasticité minimale garantie égale à 330 MPa, et de limite de rupture supérieure à 400 MPa. Ces tôles sont galvanisées en continu ou prélaquées. Les bacs pour plancher collaborant sont des produits fabriqués en usine. Il existe trois gammes de plancher collaborant PAB :

- COFRASTRA 40

Il convient aux planchers d'étages courants et terrasses de bâtiments d'habitation, de bureaux et de bâtiments industriels. Il se distingue par ses réponses exclusives apportées en planchers très minces (8 cm) comme en dalle épaisse (20 cm), couvrant ainsi plusieurs domaines de la construction, tant en cas de faibles charges qu'en cas de fortes charges.

Le COFRASTRA 40 est en tôle galvanisée suivant la norme NF P 34 310.

Les bacs COFRASTRA 40 comportent un revêtement de zinc de 275 g/m² pour l'ensemble des deux faces de l'acier, selon la classification Z 275 de la norme NF P 34 310. Dans le cas de mise de zinc différenciée, on prévoit 137,5 g/m² pour la sous face et 50 à 70 g/m² pour la face bétonnée. Les bacs présentent des nervures en forme de Oméga. La largeur utile des bacs est de 750 mm. Les rives latérales présentent des plis complémentaires permettant l'accrochage par emboîtement des bacs lors de la pose.

Les sommets des nervures présentent des bosses régulièrement espacées de 50 mm, pour améliorer l'adhérence tôle-béton.

Les parties entre les nervures sont munies d'un pli de raidissement.

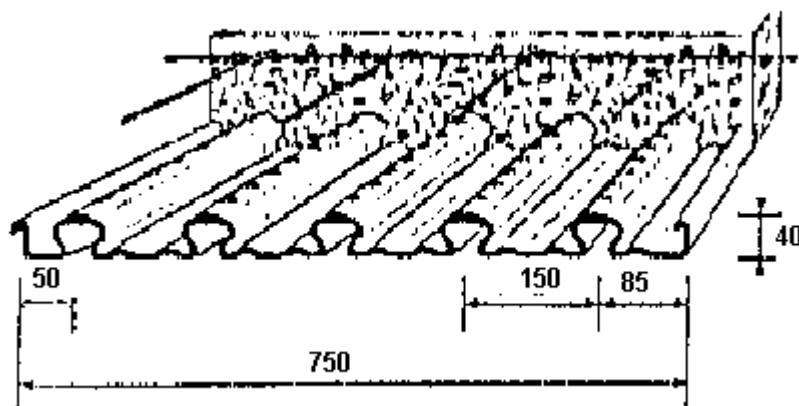


Figure 5 : profil du COFRASTRA 40

Le tableau ci-dessous donne les caractéristiques du bac COFRASTRA 40 :

Tableau 6: caractéristiques utiles du profil du bac COFRASTRA 40

Epaisseur nominale de la tôle t (mm)	0,75	0,85
Masse au mètre carré utile (kg/m ²)	9,97	11,19
Section active d'acier : A (cm ² /ml)	12,02	13,59
Inertie propre du profil : i (cm ² /ml)	27,55	31,43
Position fibre neutre : v _i (cm)	1,42	1,42
Module d'inertie : i/v _i (cm ³ /ml)	19,40	22,13

Première partie

o COFRASTRA 70

Il convient aux planchers des étages courants et terrasses de bâtiments d'habitation, de bureaux et de bâtiments industriels. Sa particularité réside dans sa capacité d'adaptation aux grandes portées sans étais.

Le COFRASTRA 70 est associable à des dalles de 11 à 30 cm d'épaisseur, et peut supporter de très fortes charges. Les bacs COFRASTRA 70 sont des tôles en acier galvanisé prélaqué, suivant les spécifications des normes NF P 34 401. Le procédé de revêtement de zinc suit les normes de revêtement de zinc de l'acier galvanisé pré laqué spécial, selon la classification B 15/E de la norme NF P 34 401.

La largeur utile de la tôle est de 732 mm.

Les caractéristiques techniques du COFRASTRA 70 sont spécifiées dans le tableau suivant :

Tableau 7: caractéristiques utiles du profil du bac COFRASTRA 70

Epaisseur nominale de la tôle t (mm)	0,75	1,00
Masse au mètre carré utile (kg/m^2)	10,05	13,40
Section active d'acier : A (cm^2/ml)	11,95	16,22
Inertie propre du profil : i (cm^2/ml)	92,50	125,53
Position fibre neutre : v_i (cm)	3,14	3,14
Module d'inertie : i/v_i (cm^3/ml)	29,47	39,99

o COFRADAL 60

Il est spécialement conçu pour les ouvrages à surcharges modérées et de portées moyennes. Le COFRADAL 60 est en profil ouvert nervuré et cranté latéralement, destiné à la construction de dalles en béton. Les bacs sont en acier galvanisé prélaqué, selon la norme NF P 34 401, avec un revêtement de zinc dont le procédé est spécifié par la classification B 15/E dans la norme NF P 34 401.

La largeur utile de la tôle est de 1000 mm.

Les caractéristiques techniques du COFRADAL 60 sont les suivantes :

Tableau 8: caractéristiques utiles du profil du bac COFRADAL 60

Epaisseur nominale de la tôle t (mm)	0,75	1,00
Masse au mètre carré utile (kg/m^2)	8,83	11,77
Section active d'acier : A (cm^2/ml)	10,65	14,40

Première partie

Inertie propre du profil : i (cm^2/ml)	52,38	69,35
Position fibre neutre : v_i (cm)	3,36	3,38
Module d'inertie : i/v_i (cm^3/ml)	15,59	20,52

L'utilisation de ces trois gammes de plancher collaborant varie selon l'intensité des charges et l'importance de la portée. Ces conditions d'utilisation sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 9: utilisation des planchers collaborant

Très forte charge (1200 daN/m ² et plus)	C40/C70/C60*	C40*/C70/C60**	C40*/C70*/C60**	C70**
Forte charge (800daN/m ²)	C40/C70/C60	C40*/C70/C60**	C40*/C70/C60**	C40**/C70*
charge moyenne (500daN/m ²)	C40/C70/C60	C40*/C70/C60*	C40*/C70*/C60*	C40*/C70*
Charge faible (250daN/m ² et moins)	C40/C70/C60	C40*/C70/C60*	C40*/C70*/C60*	C40*/C70*/C60**
portée	Faible ($\leq 2,5\text{m}$)	Moyenne(3,5m)	Forte(4,5m)	Très forte($\geq 6,00\text{m}$)

Notation :

C40: Cofrastra 40 sans étais

C40* : Cofrastra 40 avec un ou plusieurs étais

C40** : Cofrastra 40 avec un ou plusieurs étais et avec renforts nécessaires

Les épaisseurs totales étudiées sont :

C40 : de 8 à 20 cm

C70 : de 11 à 30 cm

C60 : de 10 à 20 cm.

III.2.2. La dalle en béton

Première partie

La dalle est constituée de béton de sable et de granulats courants, dosé à 350 à 400 kg de ciment de classe 45 par m^3 de béton. Le poids spécifique du béton ainsi mis en œuvre est considéré comme égal à 2400 daN/m^3 . L'épaisseur de la dalle à mettre en œuvre dépend de la charge d'exploitation appliquée, de l'épaisseur du bac et de la portée du plancher.

La consommation nominale de béton, de poids spécifique 2450 daN/m^3 , varie pour chaque gamme de plancher collaborant, suivant les tableaux ci-dessous :

Tableau 10 : COFRASTRA 40

Epaisseur d (cm)	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Litrage (l / m^2)	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190
Poids($t=0,75 \text{ mm}$)(daN/m^2)	178	202	226	250	274	298	322	346	370	394	418	442	466

Tableau 11 : COFRASTRA 70

Epaisseur d (cm)	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	22	25	30
Litrage (l / m^2)	84	94	104	114	124	134	144	154	164	174	194	224	274
Poids($t=0,75 \text{ mm}$)(daN/m^2)	211	236	260	283	308	332	356	380	404	428	476	548	668

Tableau 12 : COFRADAL 60

Epaisseur d (cm)	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Litrage (l / m^2)	65	75	85	95	105	115	125	135	145	155	165
Poids($t=0,75 \text{ mm}$)(daN/m^2)	165	189	213	237	261	285	309	333	357	381	405

III.2.3. Les aciers complémentaires

Ce sont des treillis soudés et des aciers ronds à haute adhérence. Il est nécessaire de prévoir dans les dalles coulées au-dessus des bacs, un faible treillis soudé qui sert à reprendre les efforts éventuels dus au séchage du béton et de ce fait à empêcher la fissuration. Des armatures en chapeau sont nécessaires, comme pour toute dalle en béton armé traditionnel, sur appui intermédiaire, pour la reprise des moments négatifs, lorsque la continuité est prise en compte ou lorsqu'un revêtement de sol fragile est prévu.

Des armatures supplémentaires peuvent être éventuellement utilisées. Ce sont des treillis soudés de répartition, en lit inférieur, disposés au-dessus des sommets des nervures. Ils sont utilisés en cas de charges concentrées ou de charges linéaires, ou bien pour améliorer le comportement du plancher en cas d'incendie. On obtient ainsi une dalle très résistante.

III.3. Etude technique

III.4.1. Procédés de calcul

Un avis technique est fourni aux constructeurs ou aux concepteurs pour la détermination de l'épaisseur de dalle en béton à mettre en œuvre et des armatures nécessaires, et aussi pour le calcul des moments résistants. A titre d'exemple, le tableau suivant donne l'épaisseur utile de dalle en béton et les armatures nécessaires, pour une charge d'exploitation de 350 daN/m² et une portée de 3,50 m, dans le cas où l'on emploie le COFRAASTRA 40 :

Tableau 13 : armatures à utiliser en fonction de la portée

Portée (m)	Treillis soudé général	Epaisseur totale d de la dalle (cm)	Armatures en chapeaux
Jusqu'à 2,60	P 80 R	8	P 80 R
2,60-2,8	P 80 R	8	P 188 R
2,8-3,00	P 80 R	9	P 188 R
3,00-3,20	P 80 R	9	P 221 R
3,20-3,40	P 80 R	10	P 221 R
3,40-3,60	P 80 R	10	P 283 R
3,60-3,80	P 80 R	11	P 283 R
3,80-3,90	P 80 R	11	P 283 R
3,90-4,00	P 80 R	12	P 385 R
4,00-4,10	P 80 R	12	P 283 R
4,10-4,30	P 80 R	12	P 385 R
4,30-4,60	P 80 R	13	P 385 R
4,60-4,70	P 80 R	14	P 385 R
4,70-5,00	P 80 R	14	P 503 R

Notation:

P 385 R: panneau rectangulaire avec 3,85cm²/m de section d'armatures.

III.3.2. Mise en œuvre

a) méthodologie

La méthodologie comprend les étapes suivantes :

1. vérification des arases supérieures de poutres
2. implantation des tours pales d'étalement
3. vérification de niveau des profils et contre-fiches
4. vérification de niveau de fond du plancher collaborant
5. mise en place d'étalement
6. coffrage des rives, des trémies et des réservations
7. pose des armatures et calages
8. coulage de la dalle du plancher puis vibration
9. talochage de dessus de dalle
10. décoffrage de rive de dalle
11. décoffrage de la sous-face de dalle à 15 jours en laissant des étais en place

b) étapes de mise en œuvre

La mise en œuvre, rapide, simple et pratique, peut se résumer en 6 phases principales :

1. stockage provisoire des fardeaux : si la résistance de la structure est suffisante, les fardeaux peuvent être stockés à proximité du lieu de pose.
Il faut veiller à ne pas charger les dalles déjà coulées en phase de durcissement.
2. Mise en place des costières
3. Mise en place des bouchons et des réservations : il faut veiller à une mise en place des bouchons aux bords des nervures. L'étanchéité est assurée par la mise en place de rubans adhésifs. Les réservations s'effectuent par des coffrages tôles.
4. Mise en place de la feuille
5. Fixation et couture du bac : il s'agit de fixer les bacs sur la structure porteuse et de fixer les coutures et les accessoires de raccords. La pose et la fixation peuvent se faire aussi bien sur une ossature métallique que sur une ossature en béton armé.
 - Pose sur ossature métallique

Les éléments sont posés et fixés sur les poutres porteuses de la structure par des clous à percussion ou encore une connexion par soudure bouchon effectuée à l'arc électrique ou au pistolet.

En cas de continuité, les tôles sont seulement fixées sur les appuis de rive. Par mesure de sécurité, elles doivent être fixées au fur et à mesure de la pose, à raison de deux points de fixation au minimum par bac sur chaque appui d'extrémité. Ce nombre doit être augmenté si les sollicitations l'exigent.

- Pose sur ossature en béton armé

Il est nécessaire d'assurer aux extrémités, pour la bonne tenue des bacs pendant le coulage du béton, une largeur d'appui de 5 cm au minimum. Comme dans le cas des ossatures métalliques, les tôles doivent être fixées sur les appuis au fur et à mesure de la pose. Sur poutraison en béton, on utilise généralement des chevilles de type Tapdur ou similaire, placées dans les deux nervures de rive, aux extrémités de chaque bac. La fixation peut aussi s'effectuer par soudure sur des platines métalliques scellées dans les poutres d'appui en béton armé.

La fixation des coutures et des accessoires, tels les bandes de raccord en tôle pliée et les bandes de rappel des costières, est exécutée à l'aide de technique de fixation adaptée. On peut citer deux techniques universelles : les rivets aveugles et les vis auto-taraudeuses ou même auto-perceuses taraudeuses à pointe fine.

Pour le cas du COFRADAL 60, le serrage des plages en recouvrement s'obtient par la mise en place des rivets sur la plage ou de vis de couture sur les flancs.

6. Coulage du béton

c) *Précautions et dispositions particulières*

- Etalement

L'étalement, lorsqu'il est imposé par les conditions d'exécution de l'ouvrage, est réalisé avec des étais traditionnels utilisés pour les dalles en béton armé. Toutefois, il faut s'assurer, dans le cas d'étais métalliques, du non poinçonnement de la tôle, en utilisant des protections telles que planches ou poutres de bois offrant une largeur minimale d'appui de 8 cm. Les étais doivent rester en place au moins 8 jours après le coulage. Les contre-flèches artificielles ne sont pas recommandées.

- Coffrage des rives

Dans le cas d'ossatures métalliques, il faut placer des cornières en tôle d'acier galvanisé glissées sous les bacs en rives longitudinales et transversales de plancher et clouées en même temps que les tôles. Dans le cas d'ossatures en béton, les rives sont coffrées soit par les cornières précédentes, soit par des coffrages classiques en bois.

- Armatures

Le maintien en position des aciers de renfort prévus dans les calculs doit être assuré par toutes dispositions permettant de respecter les enrobages prévus dans les projets. Le treillis soudé prévu dans la dalle doit satisfaire aux conditions minimales suivantes :

- l'espacement minimal des armatures perpendiculaires aux ondes est de 20 cm et la section (en cm^2/m) est égale à :

$$\text{Sup } \{0,1h_C; 2160/\sigma_{en}\}$$

où h_C est l'épaisseur de béton de dalle au-dessus des ondes, elle est limitée supérieurement pour ce calcul à 6 cm.

σ_{en} est la limite élastique des aciers en daN/cm^2

- L'espacement minimal des armatures parallèles aux ondes est de 30 cm et la section (en cm^2/m) est égale à la moitié des valeurs citées précédemment.

- Joints

Les joints aux raccordements entre bacs sur locaux humides ou à atmosphère corrosive doivent être obturés.

- Pose de revêtement

La pose de revêtement de sol scellés ou collés étanches à la vapeur ne doit être effectuée qu'après la vérification de la siccité du béton.

III.4. Avantages et inconvénients

III.4.1. Avantages

Les planchers collaborants offrent de multiples avantages décisifs :

- Contreventement horizontal de la structure : la fixation des bacs, dès la pose, peut assurer le contreventement de la structure porteuse, solives et poutres de planchers. Cet emploi de l'effet diaphragme permet ainsi de supprimer le contreventement de montage des structures de plancher après vérification.
- Plate-forme de travail : avant la mise en œuvre du béton, le bac acier mis en place et fixé sur les appuis constitue une plate-forme de travail garantissant de bonnes conditions de sécurité.
- Coffrage permanent : les bacs aciers définitivement en place présentent en sous-face un aspect fini propre avec possibilité de prélaquage.
- Armature basse : la forme fermée ou crantée des nervures scelle le bac acier dans le béton. L'armature naturelle produite par le bac permet de supprimer les armatures basses de la

Première partie

dalle traditionnelle. Dans les applications courantes, il suffit de compléter le bac acier par un treillis soudé en lit supérieur de la dalle.

- Economie de béton et d'acier : les vides des nervures en sous face économisent le béton jusqu'à 40 l/m² par rapport à une dalle pleine traditionnelle. L'allègement moyen du poids propre du plancher de 100 kg/m² conduit à une réduction importante du poids mort sur la structure et les fondations. L'économie équivalente d'armature oscille entre 3 et 6 kg d'acier par m² de plancher.
- Avance rapide de chantier : la nature du produit permet d'assurer le transport, la manutention et le stockage sur le chantier de façon aisée. La pose sur la structure se fait dans des délais réduits.
- Construction mixte : La solidarisation de la dalle collaborante et des poutres (mise en place de connecteurs cloués ou soudés) permet de réaliser une économie substantielle de béton et d'acier. Dans ce cas, la réduction peut aller jusqu'à 30% du poids de poutraison.
- Systèmes évolutifs : la technique collaborante permet d'anticiper facilement les évolutions des bâtiments. L'accrochage facile des faux plafonds dans les nervures des chemins de câbles permet d'envisager une circulation de câblages supplémentaires, flexible et rapide.

III.4.2. Inconvénients

- La gamme de planchers collaborant est importée de France, et de ce fait le coût de la construction augmente.
- L'importation peut présenter des problèmes de délais de livraison.
- Le volume de béton mis en œuvre pour la dalle de compression est aussi important que celui d'une dalle pleine traditionnelle ; cela implique des dépenses assez conséquentes.

III.5. Domaine d'utilisation des planchers collaborants

Les planchers collaborants sont largement employés comme complément naturel de l'ossature (métallique, béton ou autre) dans les bâtiments industriels, de stockage, ou de bureaux. Ils y trouvent des applications multiples (sauf dans le cas de vides sanitaires non visitables) notamment comme planchers de stockage ou planchers de mezzanines, planchers séparatifs ou encore planchers spéciaux à déformabilité réduite recevant des équipements de métrologie comme des lasers. Du fait des avantages qu'il offre, le système COFRASTRA-COFRADAL est aujourd'hui largement utilisé pour la construction de planchers dans des domaines aussi variés que les bureaux, le logement, l'industriel, les parkings, le scolaire, les grandes surfaces, etc.

Chapitre IV : Plancher à dalle pleine et avec pré dalle

IV.1. Généralités et définitions

IV.1.1. Dalle pleine

La dalle pleine est une dalle en béton armé portant dans les deux directions, constituant le support du plancher. Elle a une épaisseur constante et faible au regard des dimensions de ses côtés, et peut reposer sur 2, 3 ou 4 appuis.

Elle est coulée sur place sur un coffrage plan.

Dans le cas des planchers les plus courants, la dalle repose sur un système de poutres secondaires et de poutres principales ; approximativement, l'espacement des poutrelles est généralement compris entre 1,5 m et 2,5 m, et celui des poutres entre 5 et 6 m. Les panneaux de dalle reçoivent des charges statiques et dynamiques et transmettent aux poutrelles et aux poutres, qui reçoivent en outre ponctuellement, les actions des poutrelles.

IV.1.2. Pré dalle

Une pré dalle est un coffrage perdu constitué par une dalle préfabriquée destinée à former la partie inférieure armée d'une dalle pleine dont la partie supérieure est coulée sur place. En phase finale, la dalle ainsi constituée présente un fonctionnement monolithique.

L'épaisseur minimale doit être de 5 cm, afin de satisfaire les conditions d'enrobage et de mise en œuvre. Une épaisseur de la pré dalle égale à 4 cm ne peut être acceptée que dans des cas exceptionnels.

IV.2. Caractéristiques des matériaux

IV.2.1. Le béton

- *Définition*

Le béton pour dalle pleine est un béton de granulats normaux, dont la masse volumique, après séchage au four à 105°C, est supérieure à 2000kg/m^3 et inférieure à 2800kg/m^3 . Généralement, pour les calculs en béton armé, on prend la valeur égale à 2500 kg/m^3 .

Le béton pour dalle pleine est dosé entre 300 et 350 kg de ciment de classe 45 par mètre cube de béton.

- *Résistance caractéristique à la compression*

- Résistance à la compression à 28 jours :

Pour le béton fabriqué dans des conditions courantes, elle est aux moins égale à 20 MPa.

- Résistance à la compression d'un béton d'âge inférieur à 28 jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}.$$

- *Résistance à la traction*

- Résistance à 28 jours :

$$f_{t28} = 1,8 \text{ MPa au minimum.}$$

- Résistance à j jours :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}.$$

- *Module de déformation longitudinale du béton*

- Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané du béton à j jours est :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}$$

- Pour des déformations dues au retrait et aux fluages, c'est-à-dire provoquées par une sollicitation de longue durée d'application, le module de déformation différé du béton à j jours est :

$$E_{ij} = 3700 f_{cj}^{1/3}$$

- *Contrainte de calcul*

La contrainte de calcul du béton notée σ_b est donnée par la relation :

$$\sigma_b = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

avec $\theta = 1$ si la durée d'application des charges $t \geq 24h$

$$= 0,9 \text{ si } 1h < t < 24h$$

$$= 0,85 \text{ si } t < 1h$$

γ_b est le coefficient de sécurité du béton

$\gamma_b = 1,5$ dans le cas général

$= 1,15$ en combinaisons accidentelles.

IV.2.1. Les armatures

- *Dimensions*

La dalle pleine comporte deux catégories d'armatures : les armatures de répartition (trame a') et les armatures principales (chaîne a). Les armatures principales sont placées suivant la largeur de la dalle, tandis que les armatures de répartition sont placées suivant la longueur. Les armatures de répartition reposent sur les armatures principales et toutes deux forment un canevas indéformable grâce à des ligatures métalliques (fil recuit).

Les caractéristiques géométriques sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 14 : caractéristiques géométriques des treillis soudés (dalle pleine)

Armatures de répartition (trame a')	Armatures principales (chaîne a)
<p>Distantes de (norme AFNOR) :</p> <p>$a' = 4h$ (charges uniformément réparties)</p> <p>$a' = 3h$ (charges concentrées)</p> <p>$a'_{max} = 45cm$</p> <p>h : épaisseur de la dalle</p>	<p>Distantes de :</p> <ul style="list-style-type: none"> - norme suisse : $a = 10 + h/4$ - norme AFNOR : $a = 3h$ (charges uniformément réparties) $a = 2h$ (charges concentrées) $a_{max} = 33cm$

- *Limite d'élasticité*

Les aciers sont ici de nuance FeE400 caractérisés par leur limite d'élasticité $f_e = 400MPa$.

- *Module d'élasticité longitudinale*

La valeur moyenne du module d'élasticité longitudinale est égale à $E_s = 200\,000MPa$.

Cette valeur est la même en traction et en compression.

- *Diagramme déformations-contraintes*

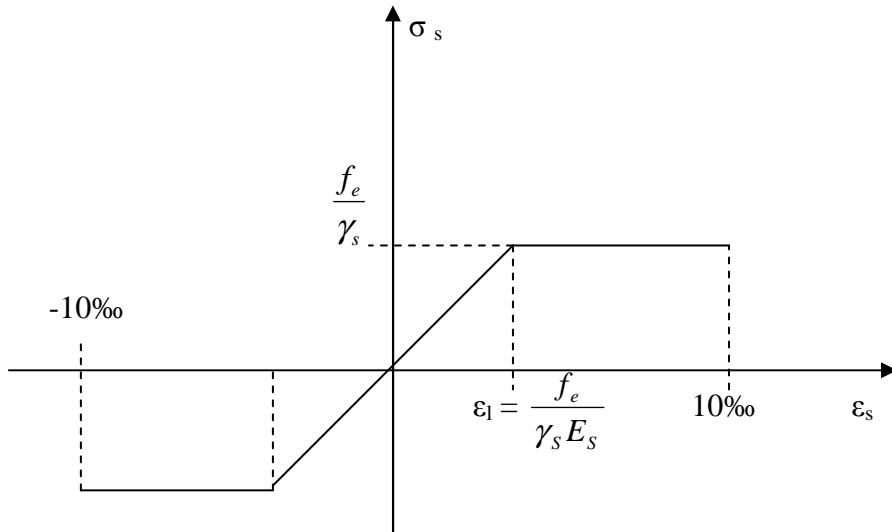


Figure 6: Diagramme déformations-contraintes

ϵ_l : allongement limite de l'acier pour que la contrainte σ_s soit atteinte telle que :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\epsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s}$$

où : $\gamma_s = 1,15$ dans le cas général (combinaison durable ou transitoire)

= 1 en combinaisons accidentelles.

$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$: module d'élasticité longitudinale de l'acier.

IV.4. Etude technique

IV.4.1. Méthodes de calcul

Le calcul des dalles s'effectue par des procédés approchés déduits de la théorie des plaques minces. On utilise les abaques de PIGEAUD retracés à l'ordinateur par Jean Pierre MOUGIN (voir annexes A-9 et A-10).

a) Moments dans les dalles rectangulaires appuyées sur leur contour

Soient l_x et l_y les portées entre nus des appuis. On suppose que $l_x \leq l_y$ et l'on pose $l_x/l_y = \alpha$,
Donc $\alpha \leq 1$.

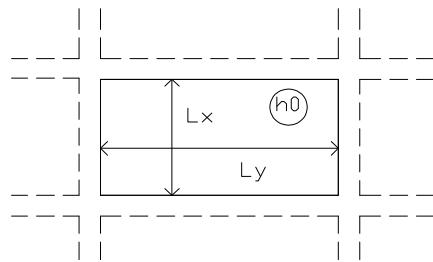


Figure 7 : panneau de dalle isostatique

▪ *Dalles complètement chargées*

On désigne par p la charge par unité d'aire. Deux cas sont à considérer :

- Pour $\alpha \leq 0,40$:

On ne tient compte que de la flexion dans le sens l_x . Cependant, la méthode exposée au paragraphe suivant est également applicable.

Pour une bande de largeur unité, on a :

$$M_{xo} = \frac{pl_x^2}{8}$$

$$M_{yo} = 0$$

- Pour $0,40 \leq \alpha \leq 1$:

Dans ce cas, on calcule les moments à la fois suivant le sens l_x et le sens l_y .

L'abaque de PIGEAUD donne, pour une charge uniforme totale unité ($pl_x l_y = 1$), les valeurs de :

M_1 : le moment dans une bande de largeur unité fléchie dans le sens l_x en fonction de

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

M_2 : le moment dans une bande de largeur unité fléchie dans le sens l_y en fonction de

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{l_y}{l_x}$$

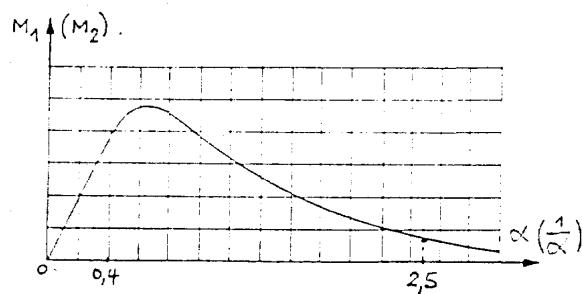


figure 8 : forme de l'abaque de PIGEAUD

Les moments de flexion au centre de la dalle, dans une bande de largeur unité, dus à la charge totale $p_{l_x l_y}$, sont :

- Dans le sens l_x :

$$M_{ox} = M_1 \cdot p \cdot l_x \cdot l_y \quad (1)$$

- Dans le sens l_y :

$$M_{oy} = M_2 \cdot p \cdot l_x \cdot l_y \quad (2)$$

L'abaque étant établi pour $0 \leq \alpha \leq 3$, on peut donc l'utiliser pour le calcul des moments dans les dalles telles que $\alpha \leq 0,40$, si l'on désire plus de précision que celle procurée par la méthode indiquée au paragraphe précédent. Les formules (1) et (2) peuvent s'écrire :

$$M_{ox} = \frac{M_1}{\alpha} \cdot p \cdot l_x^2 = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$$

$$M_{oy} = \frac{M_2}{M_1} \cdot M_{ox} = \mu_y M_{ox} \quad \text{où } \frac{1}{4} \leq \mu_y \leq 1$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés dans un tableau (voir annexe A-9).

- *Dalles supportant une charge localisée sur un rectangle centré*

- *Rectangle « d'impact »*

Toute charge localisée appliquée à la face supérieure d'une dalle d'épaisseur h_0 sur un rectangle de dimensions a_0 parallèle à l_x et b_0 parallèle à l_y agit uniformément au niveau du plan moyen de la dalle sur un rectangle de dimensions a et b .

- Si la charge est appliquée directement sur la dalle :

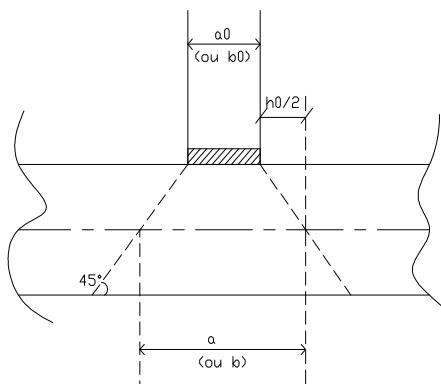


figure 9 : rectangle d'impact (1er cas)

$$a = a_0 + h_0 \text{ et } b = b_0 + h_0$$

- S'il existe un revêtement d'épaisseur h_1 :

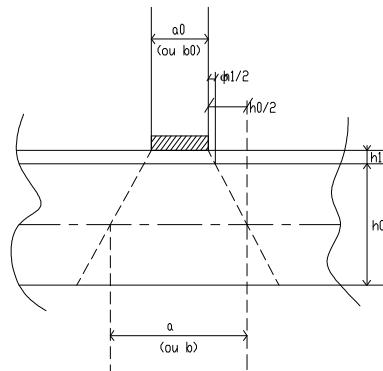


figure 10 : rectangle d'impact (2^{ème} cas)

$$A = a_0 + h_0 + \xi \cdot h_1$$

$$B = b_0 + h_0 + \xi \cdot h_1$$

où $\xi = 2$ pour un revêtement en béton ou en matériau analogue
 $\xi = 1,5$ pour un revêtement moins résistant que le béton, tel que l'asphalte coulé, le béton bitumineux ou les enrobés.

- Evaluation des moments

Pour diverses valeurs de α , PIGEAUD a établi des groupes de deux abaques (figure ci-dessous) qui donnent les moments M_1 et M_2 dans des bandes de largeur unité dus à une charge $p = 1$ appliquée dans le plan moyen, sur un rectangle centré et de dimensions a parallèle à l_x et b parallèle à l_y .

M_1 et M_2 sont donnés en fonction de $\frac{a}{l_x}$ et $\frac{b}{l_y}$

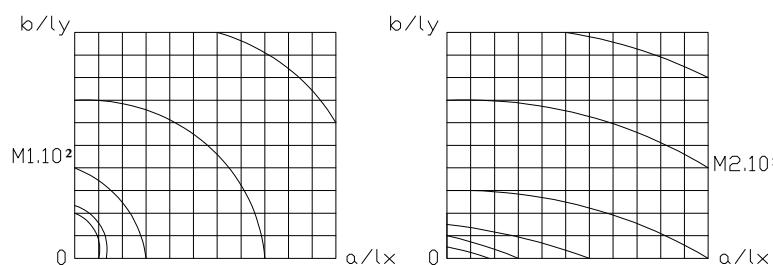


figure 11 : abaques donnant M_1 et M_2

Si α est différent des valeurs d'abaques, M_1 et M_2 seront obtenus par interpolation. Ainsi, les moments de flexion au centre de la dalle, dans une bande de largeur unité, dus à la charge totale P appliquée sur le rectangle d'impact, sont :

Première partie

- Dans le sens l_x :

$$M_{ox} = M_1 \cdot P$$

- Dans le sens l_y :

$$M_{oy} = M_2 \cdot P$$

- *Dalles supportant une charge localisée agissant sur un rectangle centré*

On se ramène à des rectangles centrés supportant tous la même charge unitaire.

- Premier cas : le rectangle d'impact $A_1B_1C_1D_1$ possède un axe de symétrie coïncidant avec un des axes de la dalle.

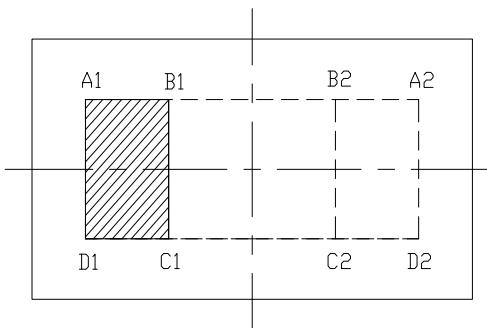


figure 12 : charges localisées

En considérant le rectangle symétrique de $A_1B_1C_1D_1$ par rapport à l'autre axe, on peut écrire (pour une même charge unitaire p appliquée à tous les rectangles

$p = \text{charge totale sur } A_1B_1C_1D_1 / \text{aire } A_1B_1C_1D_1$:

$$M_{A_1B_1C_1D_1} + M_{A_2B_2C_2D_2} = M_{A_1A_2D_2D_1} - M_{B_1B_2C_2C_1}$$

Par raison de symétrie, on peu écrire :

$$M_{A_1B_1C_1D_1} = M_{A_2B_2C_2D_2}$$

Donc on a :

$$M_{A_1B_1C_1D_1} = \frac{1}{2} [M_{A_1A_2D_2D_1} - M_{B_1B_2C_2C_1}]$$

- Deuxième cas : le rectangle d'impact $A_1B_1C_1D_1$ occupe une position quelconque

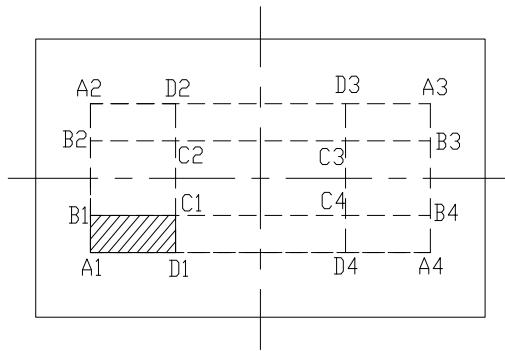


figure 13 : charges à rectangle d'impact quelconque

En raisonnant comme précédemment, on a :

$$M_{A1B1C1D1} = \frac{1}{4} [M_{A1A2A3A4} - M_{B1B2B3B4} + M_{C1C2C3C4} - M_{D1D2D3D4}]$$

▪ *Cas des dalles de grande longueur*

On considère que la longueur de dalle intéressée par la charge dans le sens l_y est l_1 et que la largeur intéressée par les moments transversaux dans le sens l_x est l_2 .

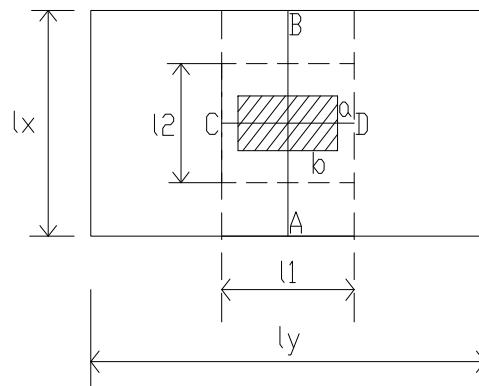


Figure 14 : dalles de grande longueur

- Flexion dans le sens l_x

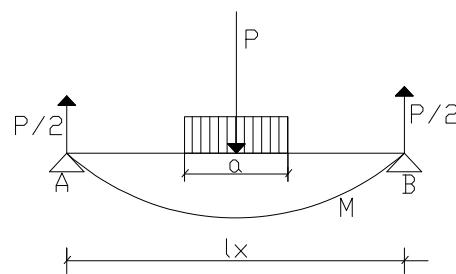


figure 15 : flexion dans le sens l_x

Première partie

Le moment total intéressant la longueur l_1 , dans le sens longitudinal, est donné par la formule :

$$M_1 = \frac{P}{2} \cdot \frac{l_x}{2} - \frac{P}{2} \cdot \frac{a}{4} = \frac{P}{4} \left(l_x - \frac{a}{2} \right)$$

- Flexion dans le sens l_y

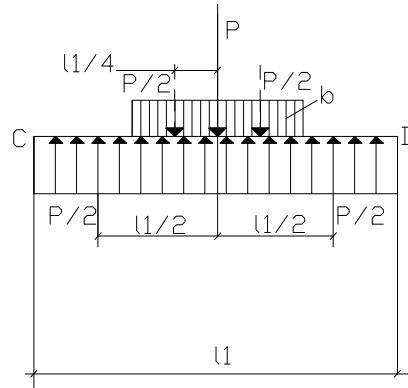


figure 16 : flexion dans le sens l_y

Le moment total longueur l_2 , dans le sens transversal, est :

$$M_2 = \frac{P}{2} \cdot \frac{l_1}{4} - \frac{P}{2} \cdot \frac{b}{4} = \frac{P}{8} (l_1 - b)$$

Des essais montrent que l'on a à peu près :

- $l_1 = l_x$
- $l_2 = \frac{l_x + a}{2}$

D'où :

- par unité de longueur dans le sens l_y :

$$M_{ox} = \frac{M_1}{l_1} = \frac{P}{4} \left(1 - \frac{a}{2l_x} \right)$$

- par unité de longueur dans le sens l_x :

$$M_{oy} = \frac{M_2}{l_2} = \frac{P}{4} \frac{\left(1 - \frac{b}{l} \right)}{\left(1 + \frac{a}{l_x} \right)}$$

b) Moments dans les dalles rectangulaires continues ou semi encastrées sur leur contour

On considère des bandes porteuses (ou poutres) continues de largeur $b_0 = 1\text{m}$.

- Si $\alpha \leq 0,40$ et la dalle est uniformément chargée, on peut appliquer deux méthodes, soit la méthode forfaitaire, soit la méthode de CAQUOT, que nous développerons ci-après.
- Si $\alpha \leq 0,40$ mais avec des charges concentrées, ainsi que pour toute dalle telle que $\alpha > 0,40$, que les charges soient concentrées ou uniformes, on adopte des valeurs telles que l'on ait :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25M_0$$

Avec :

$M_0 = M_{ox}$ ou $M_0 = M_{oy}$ selon le cas

M_w et M_e : valeurs absolues des moments sur appuis respectifs de gauche et de droite.

M_t : moment maximal en travée pris en compte dans le calcul de l'élément considéré.

Le calcul des moments s'effectue de la manière suivante :

On commence par déterminer, par la méthode indiquée dans le cas de moments dans les dalles appuyées sur leur contour, les moments de flexion qui se développeraient dans chaque panneau si elles étaient isostatiques ou simplement appuyées sur leur contour. Ces moments seront notés M_{ox} et M_{oy} .

Les moments dans les panneaux réels sont pris égaux à ces moments « isostatiques » multipliés par des coefficients forfaits :

- Panneau courant (continu sur ses quatre bords)

Dans le sens de la petite portée on a :

- Au centre : $M_{tx} = 0,75M_{ox}$
- Sur le bord : $M_{ax} = -0,5M_{ox}$

Dans le sens de la grande portée :

- Au centre : $M_{ty} = 0,75M_{oy}$
- Sur le bord : $M_{ay} = -0,5M_{oy}$

M_{ay} est pris égal à 50% du moment M_{ox} , c'est-à-dire égal, par continuité, au moment M_{ax} .

Première partie

- Panneau de rive (à l'extrémité de la dalle)

Dans le sens de la petite portée :

- Au centre : $M_{tx} = 0,85M_{ox}$
- Sur le bord extrême : $M_{aex} = -0,3M_{ox}$
- Sur le bord extrême : $M_{acx} = -0,5M_{ox}$

Dans le sens de la grande portée :

- Au centre : $M_{ty} = 0,85M_{oy}$
- Sur le bord extrême : $M_{aey} = -0,3M_{ox}$
- Sur le bord continu : $M_{acy} = -0,5M_{ox}$

Le moment sur l'appui commun à deux panneaux est le plus grand en valeur absolue des moments déterminés pour chacun des deux panneaux.

○ Méthode forfaitaire applicable aux planchers à charges d'exploitation modérée

La méthode forfaitaire s'applique aux constructions courantes où la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5000 N/m^2 .

Elle ne s'applique qu'aux éléments fléchis (poutres ou dalles calculées en flexion dans un seul sens) remplissant les conditions suivantes :

- les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successives ont un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé et de ses revêtements.

Application de la méthode :

Soient :

- ∇ le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation, en valeurs non pondérées :

$$\nabla = \frac{Q}{G + Q}$$

- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison ; dans une travée de portée L (entre nus d'appuis) supportant une charge uniformément répartie q , ce moment vaut :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Première partie

M_w et M_e les valeurs absolues des moments aux appuis de gauche (w) et de droite(e) dans la travée considérée ;

- M_t le moment maximal en travée de la travée considérée.

Les valeurs de M_t , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$1 : M_t \leq \text{Max} \{ 1,05M_0 ; (1+0,3\alpha)M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$2 : M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée de rive}$$

3 : la valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

0,6 M_0 pour une poutre à deux travées

0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées

0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Dans la pratique, on calcule dans chaque travée le moment isostatique équivalent M_0 ; on détermine pour chaque appui le coefficient (0,4-0,5-0,6) à appliquer selon sa position, puis le moment sur appui en multipliant par ce coefficient le plus grand des deux moments M_0 dans les travées encadrant cet appui ; enfin, on calcule le moment en travée M_t par application des conditions 1 et 2 ci-dessus.

La condition 3 peut être représentée par les schémas ci-dessous selon le nombre de travées :

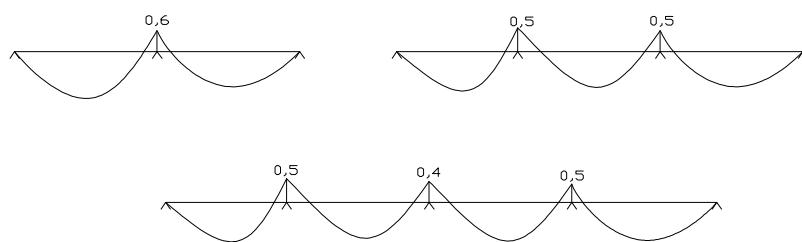


Figure 17 : coefficients forfaitaires pour les moments sur appuis

- Méthode de CAQUOT applicable aux planchers à charges d'exploitation élevée

Cette méthode s'applique essentiellement aux planchers des constructions industrielles.

Mais elle s'applique également à des planchers à charge d'exploitation modérée, où les hypothèses y afférentes ne sont pas vérifiées ; cependant, dans ce cas, les moments sur appuis seront atténués par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et 2/3, et les valeurs des moments en travée seront majorées en conséquence.

➤ Moments sur appuis

- Charge uniforme

Considérons dans une bande porteuse continue à section constante deux travées l_i et l_{i+1} respectivement soumises à des charges P_i et P_{i+1} .

Les moments négatifs sur appuis sont liés par l'équation des trois moments qui, après multiplication par $6EI$ des deux membres, donne :

$$M_{i-1}l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1} = -\frac{P_il_i^3 + P_{i+1}l_{i+1}^3}{4}$$

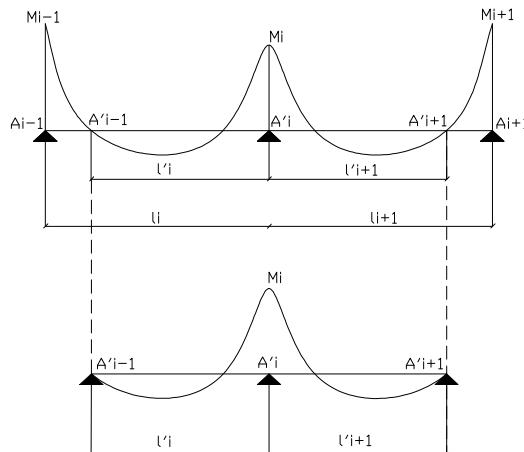


Figure 18 : moments sur appuis

Assimilons les points A'_{i-1} et A'_{i+1} , où la courbe des moments coupe la ligne des appuis, à des appuis fictifs libres. L'étude peut alors se ramener à celle d'une succession de poutres à deux travées de portées l'_i et l'_{i+1} , dont les moments sont nuls au droit des appuis extrêmes. Pour cette poutre :

$$M_{i-1} = 0 ; M_{i+1} = 0$$

$$\text{D'où } M_i = -\frac{P_il_i^3 + P_{i+1}l_{i+1}^3}{8(l'_i + l'_{i+1})}$$

Mais on remplace 8 au dénominateur par 8,5 pour tenir compte de la variation de l'inertie I le long de la ligne moyenne.

- Charges concentrées

Pour une charge concentrée P appliquée à la distance b de l'appui A_{i-1} , l'équation des trois moments s'écrit :

$$\begin{aligned}
 M_{i-1} l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} &= -\frac{Pb}{l_i} (l_i^2 - b^2) \\
 &= Pl_i^2 \frac{b}{l_i} \left(1 - \frac{b}{l_i}\right) \left(1 + \frac{b}{l_i}\right) = Pl_i^2 \frac{a}{l_i} \left(1 - \frac{a}{l_i}\right) \left(2 - \frac{a}{l_i}\right)
 \end{aligned}$$

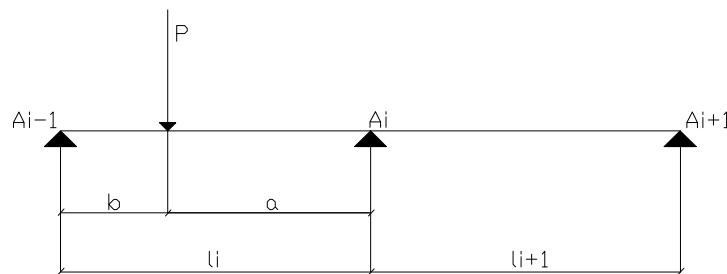


Figure 19 : cas de charge concentrée

Appliquée à la poutre à deux travées fictives l'_i et l'_{i+1} , cette équation donne :

$$M_i = -\frac{1}{2} \frac{a}{l'_i} \left(1 - \frac{a}{l'_i}\right) \left(2 - \frac{a}{l'_i}\right) \frac{Pl_i^2}{l'_i + l'_{i+1}} = -k \frac{Pl_i^2}{l'_i + l'_{i+1}}$$

2 au dénominateur est remplacé par 2,125 pour tenir compte de la variation d'inertie des sections transversales.

L'étude des poutres continues montre que dans une travée intermédiaire de portée 1, les points de moment nul sont situés sensiblement à 0,21 des appuis.

Pour la détermination des moments aux appuis, on détache tout d'abord à gauche (indice w) et à droite (indice e) de l'appui étudié deux travées fictives de longueurs l'_w et l'_e avec :

- $l' = 1$: portée libre de la travée si celle-ci est simplement posée sur l'autre appui
- $l' = 0,8l$ si elle continue au-delà de l'autre appui.

Une charge uniforme P_w sur la travée de gauche et P_e sur la travée de droite donnent un moment d'appui égal, en valeur absolue, à :

$$\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)}$$

Pour des charges concentrées P_{wj} (ou P_{ej}) appliquées à des distances a_{wj} (ou a_{ej}) des nus de l'appui i, le moment d'appui vaut, en valeur absolue :

$$M_i = \left[\frac{l_w^2}{l_w + l_e} \sum_{a_{wj}=0}^{a_{wj}=l_w} k_{wj} P_{wj} + \frac{l_e^2}{l_w + l_e} \sum_{a_{ej}=0}^{a_{ej}=l_e} k_{ej} P_{ej} \right]$$

Les valeurs de k (k_{wj} ou k_{ej}) sont données en fonction du rapport $x = \frac{a_{wj}}{l_w}$ (ou $\frac{a_{ej}}{l_e}$), et on a :

$$k = \frac{x(x-1)(x-2)}{2,125}$$

➤ Moment maximal en travée

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme x_0 l'abscisse à partir de l'appui gauche (w) :

- Si la travée ne comporte pas de forces concentrées, mais uniquement une charge répartie constante q , il est évident que :

$$x_0 = \frac{-V_w}{q}$$

- Si la travée comporte des forces concentrées, il faut construire le diagramme de l'effort tranchant pour déterminer s'il coupe l'axe en un point courant ou au niveau d'une force concentrée (cas de la figure ci-dessous) ; les valeurs successives de l'effort tranchant sont :

$$V_1 = V_w + q \cdot a_1 - V'_1 = V_1 + P_1$$

$$V_2 = V'_1 + q \cdot a_2 - V'_2$$

Le moment maximal en travée vaut :

$$M_t = M_w - V_w \cdot x_0 - \dots$$

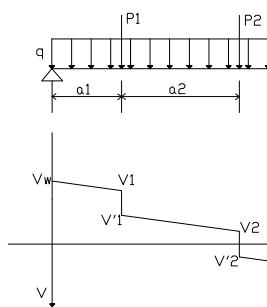


Figure 20 : forme du diagramme de l'effort tranchant

c) Efforts tranchant par unité de longueur

On utilise les formules approchées de PIGEAUD.

- Charge totale $P_{ulx}l_y$ uniformément répartie avec $0,40 \leq \alpha \leq 1$:

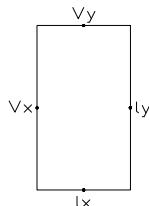


Figure 21 : effort tranchant par unité de longueur

- Au milieu du grand côté l_y :

$$V_x = \frac{P_u l_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{P l_x l_y}{(2l_y + l_x)}$$

- Au milieu du petit côté l_x :

$$V_y = \frac{P_u l_x}{3}$$

- Charge totale $P_{ulx}l_y$ uniformément répartie avec $\alpha \leq 0,40$:

$$V_x = \frac{P_u l_x}{2}$$

$$V_y = 0$$

- Charge P_u uniformément répartie sur un rectangle centré :

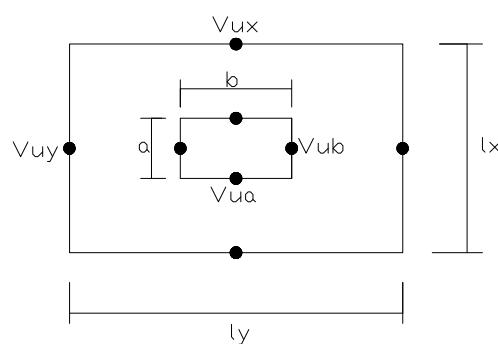


Figure 22 : effort tranchant (charge répartie sur un rectangle centré)

avec : V_a l'effort tranchant au milieu de b

V_b l'effort tranchant au milieu de a

On a le tableau suivant, à l'état ultime :

	$a \leq b$	$a > b$
V_a	$\frac{P_u}{2b+a}$	$\frac{P_u}{3a} \text{ (max)}$
V_b	$\frac{P_u}{3b} \text{ (max)}$	$\frac{P_u}{2a+b}$

Sur le pourtour, on admet :

$$V = V_x + V_a \quad \text{ou} \quad V = V_y + V_b$$

IV.3.2. Mise en œuvre des planchers à dalle pleine

La méthodologie à appliquer est la suivante :

1. Vérification des arases supérieures des poutres ;
2. vérification du trait de niveau
3. mise en place des étais et du coffrage de sous face
4. coffrage des trémies et des réservations
5. pose des armatures et des calages. Avant le coulage la surface doit être propre
6. coulage du plancher et vibration
7. talochage du dessus de dalle
8. décoffrage des rives de dalle
9. décoffrage de sous-face de dalle à 15 jours en laissant des étais en place.

IV.3.3. Mise en œuvre des planchers avec prédalles

Les prédalles sont posées côte-à-côte sur leurs appuis. Les files d'étais sont placées parallèlement aux appuis, à des distances variables selon la portée et l'épaisseur de béton complémentaire coulé en œuvre.

Les appuis sont réalisés soit sur des étais préalablement réglés et de niveau, soit sur une lisse en bois placée contre l'appui. Dans la pratique, cette dernière est recommandée.

Avant le bétonnage, les éléments sont dépoussiérés et humidifiés. On pose les armatures complémentaires (chapeaux, renforts et bandes de treillis soudés au droit des joints) ; puis le bétonnage complémentaire (table de compression, chaînages) est effectué en une seule opération.

Le décoffrage est pratiqué dans les délais habituels, mais les lisses seront enlevées rapidement.

Les trémies et les réservations sont prévues et réalisées à la fabrication.

Le jointoientement entre les dalles peut être réalisé de deux manières :

- soit par une feuillure de 5x40mm, réservée dans la prédalle : le joint sera recouvert par des armatures pouvant transmettre le même effort de traction que les armatures de répartition. Dans le cas de quadrillages soudés en fils tréfilés lisses, un recouvrement de trois soudures est nécessaire.
- Soit par un chanfrein d'où sortent les armatures transversales de la prédalle. Les armatures de répartition sortent latéralement et sont recouvertes par l'ancrage total au-delà de leur point de croisement. Cette disposition n'est pas réalisable avec les treillis soudés.

IV.4. Avantages et inconvénients

IV.4.1. Avantages

- La dalle pleine en béton armé présente une bonne résistance au feu, surtout avec un bon enrobage des armatures.
- Son monolithisme assure une bonne liaison avec les éléments porteurs.
- La dalle pleine procure une meilleure isolation acoustique par rapport aux corps creux.

IV.4.2. Inconvénients

- Pour les planchers d'étage, une dalle pleine peut provoquer des contraintes importantes notamment au niveau des murs extérieurs (traction par retrait, rotation sur les appuis) et des cloisons (flèches entraînant des fissurations).
- La dalle pleine présente un coût relativement élevé par rapport aux hourdis ou aux entrevois (coût du ciment, de l'acier et du coffrage).

La mise en œuvre de la dalle pleine demande beaucoup plus de temps, notamment en ce qui concerne le ferraillage, le coffrage et le décoffrage.

IV.5. Domaine d'utilisation des planchers à dalle pleine ou avec prédalle

Ce domaine concerne les utilisations courantes telles que les planchers d'étages courants, les planchers terrasses, les planchers de comble, de sous-sols, dans les maisons individuelles, les immeubles collectifs, les établissements scolaires, les bureaux, les hôpitaux ou les bâtiments de commerce.

Chapitre V : Planchers mixtes

V.I. Généralités

V.I.I. Description

Les planchers mixtes sont des planchers réalisés avec des matériaux différents que l'on utilise pour leurs caractéristiques les plus favorables. Ils concernent les constructions à ossature porteuse métallique avec dalle en béton armé reposant sur des poutrelles et des voliges en acier sans solidarisation.

Selon le type de poutrelles, de charges et de surcharges, les portées peuvent varier de 6 à 10 m, et ce, grâce à la forte inertie des poutrelles.

V.I.2. Principe

A chaque élément porteur est affectée une fonction particulière. Les éléments sont utilisés de façon complémentaire en fonction des propriétés spécifiques des matériaux. Toutefois, on n'obtient un résultat optimum que lorsque le béton et l'acier sont intégrés et collaborent dans un seul élément de construction. La réalisation de cette action collaborante consiste dans le soudage de l'aile supérieure de la poutrelle métallique de goujons connecteurs qui sont noyés dans le béton de la dalle.

La dalle en béton, qui reprend déjà les charges de surface, assure ainsi une fonction supplémentaire : elle forme la membrure comprimée de la section mixte. Les contraintes de traction résultant du moment de flexion sont absorbées par la poutrelle métallique. La haute rigidité assure alors une flèche peu importante.

V.2. Caractéristiques des matériaux

V.2.1. Les poutrelles métalliques

Ce sont des profilés H laminés à chaud. Conformément à l'Euro norme, la dénomination d'un profilé se compose de la désignation de la série du profilé et de sa hauteur nominale en mm (ex : IPE 160).

Généralement, pour assurer la protection anti-feu de l'ouvrage, du béton est coulé entre les ailes de la poutrelle. Ce béton sera armé de barres longitudinales maintenues dans des étriers, l'ensemble du béton armé étant connecté mécaniquement à la poutrelle (figure ci-après).

L'armature insérée dans le profilé et protégée thermiquement par le béton est dimensionnée de façon à compenser, suivant la classe de résistance au feu requise, l'aile

inférieure de la poutrelle affaiblie par l'échauffement.



Figure23: poutrelle avec armatures longitudinales et étriers

- Procédé de laminage

Les profilés H à ailes parallèles sont laminés à chaud suivant le procédé de laminage universel.

Un train universel se compose d'une cage universelle à quatre cylindres et d'une cage refouleuse à deux cylindres.

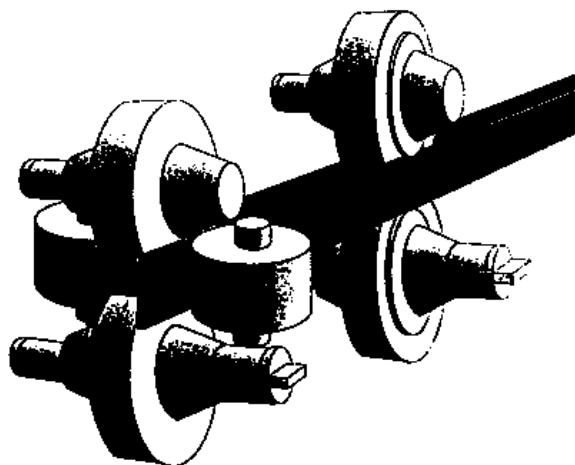


Figure24: principe des cages universelles et refouleuses

Le produit laminé passe plusieurs fois dans ce train de laminage, les cylindres étant resserrés entre chaque passe, de sorte que les ailes et l'âme s'amincissent. En modifiant le

réglage des cylindres, on peut fabriquer plusieurs types de profilés à l'aide des mêmes cages (figure ci-dessous).

Par exemple, une poutrelle à larges ailes HE 300B se distingue d'une HE 300A par l'épaisseur de l'âme et des ailes ainsi que par la hauteur de la poutrelle. Cependant, les rayons du congé de raccordement r , ainsi que les hauteurs intérieures c , restent les mêmes. L'espace c entre les ailes est déterminé par la largeur des cylindres qui pénètrent dans cet espace.

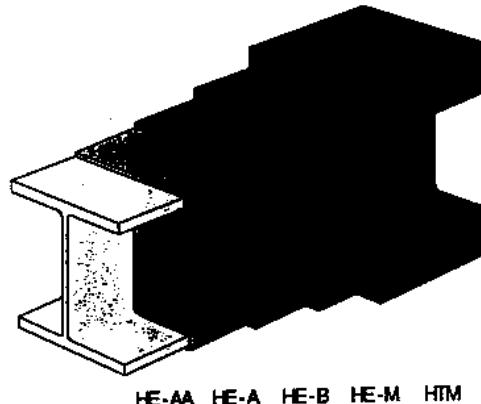


Figure25: différents profilés de même hauteur intérieure

- Caractéristiques géométriques des profilés

Les tableaux suivants comportent les sections des profilés H valables pour le système de poutres mixtes.

Tableau 15: aire de la section A_r des profilés IPE, en cm^2

Profilé	IPE A	IPE B
200	13.90	17.00
220	17.10	20.20
240	20.20	23.90
270	24.20	28.60
300	29.30	34.00
330	34.70	39.90
360	40.50	46.80
400	46.90	55.10
450	56.00	65.90
500	67.20	78.20
550	78.80	92.20
600	92.90	108.00

Tableau16: distance au centre de gravité z_0 des profilés IPE, en cm

Profilé	IPE A	IPE B
200	3.68	3.92
220	4.27	4.45
240	4.71	4.92
270	5.57	5.83
300	6.57	6.78
330	7.42	7.64
360	7.99	8.50
400	9.27	9.86
450	11.00	11.70
500	12.80	13.50
550	14.40	15.40
600	16.10	17.20

Tableau17: aire de la section Ar des profilés HE, en cm^2

Profilé	HE AA	HE A	HE B
200	24.40	29.80	43.50
220	28.90	36.00	51.20
240	34.20	43.30	60.00
260	39.20	49.00	67.20
280	44.80	55.40	75.10
300	51.80	64.30	85.50
320	55.30	71.60	93.30
340	59.60	77.70	99.80
360	64.10	83.90	107.00
400	72.10	95.40	119.00
450	79.80	109.00	133.00
500	88.00	122.00	148.00
550	101.00	133.00	161.00
600	110.00	145.00	174.00

Tableau18: distance au centre de gravité z_0 des profilés HE, en cm

Profilé	HE AA	HE A	HE B
200	2.36	2.48	2.83
220	278	2.86	3.22
240	3.18	3.21	3.58
260	3.45	3.49	3.87
280	3.91	3.93	4.30
300	4.32	4.28	3.65
320	4.91	4.76	5.16
340	5.55	5.33	5.74
360	6.22	5.92	6 ?31
400	7.45	7.23	7 .66
450	9.17	8.62	9.16
500	11.00	10.20	10.70
550	13.00	11.90	12.40
600	15.14	13.75	14.30

notation :

A_R : valeur de la section réduite

Z_0 : distance au centre de gravité

▪ Caractéristiques mécaniques des profilés

Pour des raisons de coût, il est plus judicieux d'utiliser de l'acier à haute limite d'élasticité (Fe 510 ou Fe 460).

La caractéristique mécanique de base est la limite d'élasticité garantie. Le tableau ci-dessous donne la valeur de calcul pour la limite d'élasticité de l'acier du profilé (selon Eurocode 3) noté $f_{y,a}$:

Nuance d'acier	$F_{y,a}$ [N/mm ²]
Fe 360	235
Fe 510	355
Fe E 460	460

V.2.2. La dalle en béton armé

La dalle reposant sur les poutrelles est une dalle en béton armé pour laquelle les caractéristiques du béton et de l'acier sont les mêmes que pour celles de la dalle pleine traditionnelle. Cependant, la construction à ossature métallique donne une possibilité d'avoir un plancher à grande portée et sous de fortes charges pour une épaisseur relativement réduite de la dalle.

Une multitude de techniques diverses peut être employée pour la fabrication des dalles en béton de planchers mixtes (suivant les figures ci-dessous).

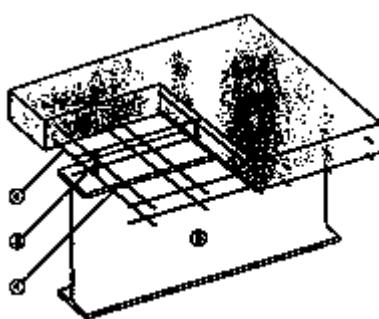


Figure 26: poutre mixte avec dalle coulée sur place

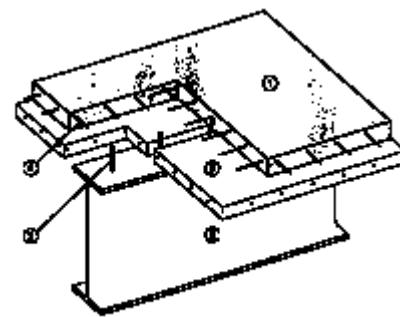


Figure 27: pré dalle en béton armé et chape en béton

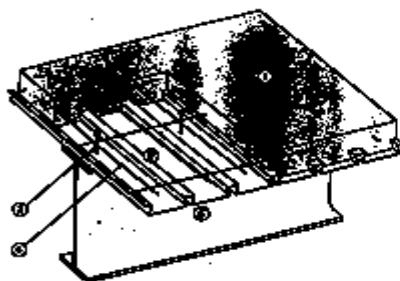


Figure 28: poutre mixte avec dalle coulée sur bacs en acier

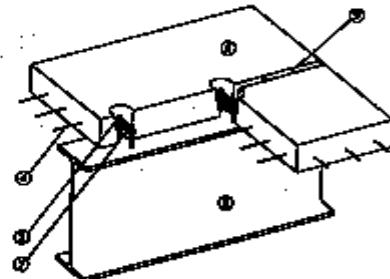


Figure 29: plancher en construction mixte

V.3. Etude technique

V.3.1. Méthode de calcul

Les méthodes et données de base sont répertoriées dans l'Eurocode 4 et dans les normes et recommandations correspondantes.

- ***Calcul de la capacité portante limite***

Dans les calculs, on ne tient pas compte du béton de remplissage utilisé dans un but de résistance au feu, ni de l'armature employée pour la même raison. Cependant, les éléments

peuvent être pris en compte pour les calculs de flèche. En outre, l'axe neutre des poutrelles est supposé être localisé dans la dalle en béton armé.

Pour effectuer le calcul précis de la section mixte, il faut effectuer des vérifications complémentaires (telles que résistance au cisaillement, stabilité, résistance des connecteurs, etc). Ces vérifications relèvent des recueils mentionnés ci-dessus. Lorsqu'il s'agit d'une poutre mixte dans un bâtiment multi étages, des considérations de résistance au feu s'imposent.

L'exemple suivant montre comment doit être dimensionnée une poutre mixte pour être classée 90mn de résistance au feu (classe F 90-A) :

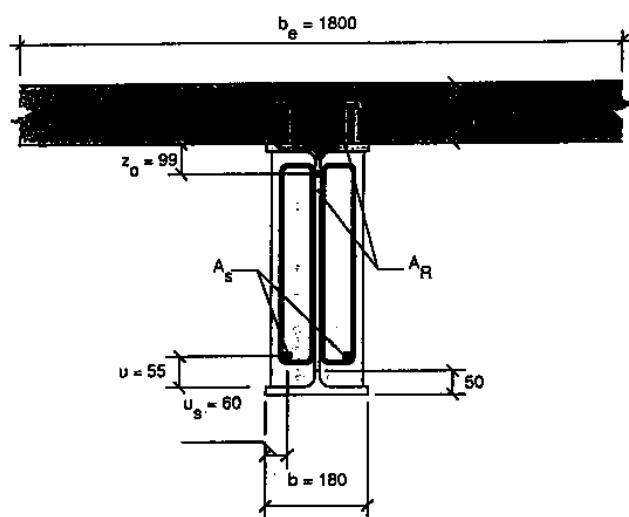


Figure 30: poutrelle IPE 400

- Force de traction dans le profilé :

$$T_a = A_a \cdot f_{y,a}$$

A_a : aire de la section du profilé

$f_{y,a}$: valeur de calcul pour la limite d'élasticité de l'acier du profilé.

- Force de compression du béton

$$h_n = T_a / R_{dc} \cdot b_e \quad \text{où } R_{dc} = 0,85 f_{ck} / \gamma_c \quad (\gamma_c = 1,5)$$

b_e : largeur collaborante de la membrure en béton

R_{dc} : valeur de calcul pour la résistance à la compression du béton

f_{ck} : résistance caractéristique du béton à la compression

h_n : distance de l'axe neutre du bord supérieur de la dalle. Dans le cas de prédalles ou de bacs en acier, la hauteur utile à prendre en compte ne saurait être plus grande que la section pleine du béton coulé.

$$N_c = R_{dc} \cdot b_e \cdot h_n$$

N_c : force de compression du béton.

- Moment de flexion plastique de la section mixte

$$M_{pl} = T_a(h_{a,d} - h_n/2)$$

$h_{a,d}$: distance du centre de gravité du profilé au bord supérieur de la dalle

M_{pl} : moment de flexion plastique de la section mixte

$$\text{D'où } M_{adm} = \frac{M_{pl}}{\gamma}$$

γ : facteur de sécurité.

V.3.2. Mise en oeuvre

- **Assemblage ou raccordement**

Les assemblages de poutres mixtes ne diffèrent que très peu des assemblages des poutres classiques. Les assemblages boulonnés permettent un ajustage de l'alignement pendant le montage.

Il faut distinguer les assemblages couverts et découverts. Les figures en annexes décrivent le mode d'assemblage des ossatures selon le cas.

Le système de poutres mixtes n'empêche nullement la mise en place de conduites dans les bâtiments multi étages. Si besoin est, l'âme des poutres mixtes peut être percée sans aucun problème.

Par ailleurs, les conduites et les autres installations peuvent être également fixées par serrage ou par soudage sur l'aile visible du profilé en acier. Cette solution est intéressante pour les bâtiments industriels.

V.4. Avantages et inconvénients

V.4.1. Avantages

- La forte inertie des poutrelles en acier permet de réaliser des planchers à grande portée et soumises à des charges importantes.
- Lorsque les dalles de plancher sont coulées sur place, les profilés en acier déjà montés peuvent faire fonction de support de coffrage.
- Les propriétés spécifiques des matériaux de construction acier et béton sont employées de façon optimale.
- Les poutres mixtes présentent une grande rigidité. Les déformations sous charges sont limitées.

Première partie

- On a une possibilité d'exécution relativement rapide grâce à l'emploi des profilés standard.

V.3.2. Inconvénients

- L'utilisation des poutrelles en acier entraîne un coût relativement élevé dans le cas de constructions soumises à des charges peu importantes.

V.5. Domaine d'utilisation

Les planchers mixtes, à ossature métallique, sont surtout utilisés dans le cas de grandes portées et de charges importantes. Ils peuvent très bien être employés en plancher d'étages courants dans des bâtiments multi étages.

Leur utilisation la plus fréquente et la plus avantageuse réside dans les bâtiments industriels.

Première partie

Tableau : synthèse de l'étude comparative

Type de plancher	Plancher à corps creux traditionnels	Plancher à entrevois type Béton France	Plancher collaborant	Plancher à dalle pleine	Plancher mixte
Matériaux constitutifs	<ul style="list-style-type: none"> - hourdis en terre cuite - dalle de compression en béton armé (de faible épaisseur) - nervures en béton armé 	<ul style="list-style-type: none"> - entrevois en terre cuite ou en béton - dalle de compression en béton armé (de faible épaisseur) - poutrelles préfabriquées 	<ul style="list-style-type: none"> - dalle de compression en béton armé - bac en acier nervuré 	<ul style="list-style-type: none"> - dalle massive en béton armé 	<ul style="list-style-type: none"> - dalle en béton armé - poutrelles en acier (profilés)
Avantages décisifs	<ul style="list-style-type: none"> - économie de béton et de coffrage - légèreté de la structure - utilisation de matériaux locaux 	<ul style="list-style-type: none"> - économie de béton - mise en œuvre facile et rapide - étaiement en quantité minimale - légèreté de la structure 	<ul style="list-style-type: none"> - coffrage permanent - système évolutif - économie de béton et d'acier 	<ul style="list-style-type: none"> - bonne liaison entre les éléments porteurs - bonne résistance au feu 	<ul style="list-style-type: none"> - possibilité de réalisation de plancher à grande portée - utilisation optimale des matériaux constitutifs - exécution assez rapide
Inconvénients	faible durée de vie des hourdis	Importation des poutrelles	<ul style="list-style-type: none"> - Importation des matériaux (bacs en acier) - Contraintes importantes arrivant aux fondations 	<ul style="list-style-type: none"> - contraintes importantes arrivant aux fondations - mise en œuvre moins aisée et entraînant une perte de temps 	<ul style="list-style-type: none"> - coût élevé dû à l'utilisation de poutres en acier - contraintes importantes arrivant aux fondations
Domaine d'utilisation optimale	habitations individuelles	<ul style="list-style-type: none"> - habitations individuelles - immeubles de bureaux - immeubles collectifs - bâtiments scolaires ou hospitaliers - bâtiments de commerce 	<ul style="list-style-type: none"> - immeubles de bureaux ou collectifs - bâtiments industriels ou scolaires - parkings - grandes surfaces 	<ul style="list-style-type: none"> - habitations individuelles ou collectives - immeubles de bureaux - hôpitaux - bâtiments de commerce 	<ul style="list-style-type: none"> - bâtiments industriels - buildings

Conclusion

Nous avons pu effectuer une analyse comparative de différents types de planchers en étudiant les propriétés des matériaux constitutifs et les procédés de mise en œuvre.

Nous avons également pu voir les inconvénients et les avantages procurés par chaque type de plancher.

Cependant, le point de vue économique est aussi un critère de choix important.

Pour cela, nous faire l'étude complète d'un bâtiment à usage de bureaux en appliquant les diverses variantes possibles du plancher.

DEUXIÈME PARTIE :

*Application à un bâtiment à usage
de bureaux*

Deuxième partie

Introduction

L'étude comparative effectuée dans la première partie du présent mémoire nous a permis de déterminer le domaine d'utilisation optimale de chaque type de plancher. Afin de pouvoir considérer le critère économique, il nous faut une étude plus concrète.

Nous avons donc choisi de faire l'étude d'un bâtiment à usage de bureaux et de considérer les variantes possibles de plancher.

D'après ce qu'on a vu dans la première partie et tenant compte de la destination de notre bâtiment (bureaux), trois types de plancher peuvent être utilisés :

- plancher à corps creux de type béton France
- plancher à dalle pleine
- plancher collaborant.

Ainsi nous allons considérer ces trois variantes dans l'étude de notre bâtiment.

Chapitre I : Environnement du projet

I.4.1 Cadre du projet

I.1.1. Généralités

La ville d'Antananarivo est actuellement en plein essor en ce qui concerne le domaine du Bâtiment et des Travaux publics. La modernisation des constructions fait peu à peu surface. Par ailleurs, il y a insuffisance d'espace d'implantation. Les infrastructures existantes restent insatisfaisantes face au besoin. Cependant, le besoin d'évolutivité, la mobilité dans et de l'entreprise et, par conséquent, la flexibilité et la modularité sont devenus des règles auxquelles l'aménagement des espaces tertiaires doit se plier.

De là découle le principe de base de ce projet : construction d'un bâtiment de bureaux « blancs » (c'est-à-dire livré sans cloisons) ou « paysagés », avec étude des divers procédés modernes éventuels de conception du plancher d'étage courant.

I.1.2. Destination du projet

Cet immeuble à usage de bureaux, destiné particulièrement à la location, représente un secteur très hétérogène quant aux activités qui peuvent y être exercées :

- auxiliaires de transport et agences de voyages
- télécommunication et postes
- holdings
- activités d'études, de conseil et d'assistance
- auxiliaires financiers et d'assurance
- promotions et sociétés immobilières
- assurances
- organismes financiers
- prévoyance et sécurité sociale
- administration centrale et locale
- établissement de bureaux des entreprises industrielles, etc.

I.4.1 Environnement architectural

I.2.1. Description du bâtiment

Le bâtiment a une forme rectangulaire, avec des débords de consoles trapézoïdales sur chaque façade. Ses façades sont essentiellement caractérisées par la prédominance des espaces vitrés et d'éléments porteurs en voile de béton.

En outre, sa forme et ses caractéristiques architecturales découlent des éventuelles exigences (norme, confort, sécurité) et de sa destination.

L'immeuble comporte un rez-de-chaussée et trois niveaux destinés aux bureaux.

Chaque niveau comprend :

- 509 m² de surface de bureaux (à cloisonner)
- deux locaux sanitaires pour homme et pour femme
- un espace réservé aux cages d'escalier et d'ascenseur.

L'entrée principale se trouve au rez-de-chaussée, côté façade principale.

I.2.2. Les espaces de bureaux

a. *organisation des espaces de bureaux*

L'aménagement des espaces de travail se doit de répondre rapidement à tous les besoins de l'entreprise. Les bureaux blancs sont souvent livrés non cloisonnés suivant les programmes, les surfaces offertes doivent pouvoir être cloisonnées à la demande des occupants ou rester en bureaux paysagers.

Pour la distribution des surfaces, chaque occupant et/ou entreprise doit disposer obligatoirement :

- d'une prise en local de circulation pour les entrées et sorties
- d'une prise de jour en façade de façon à permettre d'avoir un éclairage naturel suffisant
- d'une prise d'air frais
- d'une prise en électricité

L'organisation générale de partage doit être fixée de façon claire avant toute installation de cloisonnement.

b. *Le cloisonnement*

La cloison mise en œuvre ultérieurement selon les besoins a pour mission essentielle de distribuer les locaux à occupations diverses. Elle doit assurer l'intimité des occupants et faciliter la vie courante.

Deuxième partie

Les murs maçonnés constituent des éléments coupe-feu nécessaires et sont indispensables pour séparer les locaux bruyants des autres ou pour ceux dans lesquels la discréction est de rigueur (direction, conseil d'administration).

En outre, ils assurent, avec des épaisseurs conséquentes, la protection des secrets ou richesses monétaires de l'entreprise.

Les qualités auxquelles les cloisons doivent répondre sont les suivantes :

- la résistance mécanique : c'est l'aptitude à résister aux chocs de la vie courante. Pour vérifier la solidité de la cloison aux chocs, un certain nombre d'essais ont été normalisés :
 - choc d'une bille de 5mm tombant d'une chute libre de 1m de hauteur
 - choc d'un sac de sable de 50Kg tombant d'un mouvement pendulaire d'une hauteur déterminée.
 - Choc d'un sac de sable de 5Kg tombant d'une hauteur de 1,20m.Sous ces efforts, la cloison et son revêtement ne doivent pas présenter des dégradations et la cloison ne doit pas être chassée de ses appuis.
- La protection contre le bruit et le feu :
 - La brique ou les agglomérés de ciment sont totalement incombustibles, donc préférables pour éviter l'incendie.
 - Par contre, la double cloison légère sera préférable pour l'isolation contre les bruits aériens. Le plus souvent, on utilise des produits de doublage constitués d'un panneau de plâtres de bois ou tout autre produit mince étanche associé à un matelas souple de désolidarisation.

c. Ambiance intérieure

L'utilisation de la lumière naturelle est très recherchée pour le confort visuel qu'elle procure, pour des aspects psychologiques et pour son intérêt énergétique.

C'est pourquoi les façades sont caractérisées par la prédominance des surfaces vitrées.

Dans le cas où les apports solaires importants risquent de créer des conditions d'inconfort, les protections mobiles telles que les rideaux sont plus efficaces, et on pourrait aussi éventuellement se rafraîchir en ouvrant les fenêtres. Des climatiseurs seront installés selon les besoins.

Afin d'isoler les bruits venant de l'extérieur, nous opterons pour les parois vitrées en verre double pour chaque façade.

Deuxième partie

I.2.3. Sécurité et protection du bâtiment

Afin d'assurer la sécurité des personnes et éviter les pertes des biens, plusieurs mesures seront prises :

- Sécurité contre l'incendie
 - Disposition des extincteurs à chaque niveau
 - Emplacement de bornes d'incendie à l'extérieur
 - Protection et sectionnement des circuits électriques avec des disjoncteurs divisionnaires
 - En cas d'incendie, l'évacuation des personnes sera assurée par les escaliers de secours métallique.
- Protection contre la foudre par disposition de paratonnerres
- Protection contre d'éventuels cambriolages par blindage des ouvertures au rez-de-chaussée et par gardiennage
- Les escaliers seront protégés par des rampes, et dimensionnés de façon à assurer la sécurité des usagers
- Des éclairages de sécurité seront installés de façon à assurer l'évacuation des personnes en cas de sinistre. Après disparition de la source normale, ces éclairages seront alimentés par un groupe électrogène. Ils doivent répondre aux objectifs :
 - Eclairage de circulation
 - Reconnaissance des obstacles
 - Signalisation des issues.

I.3 Etude de l'avant-projet

I.3.1. L'ossature du bâtiment

La fonction de l'ossature est une fonction de résistance. Elle est destinée à assurer la tenue de l'ensemble du bâtiment sollicité par deux natures d'efforts : les efforts verticaux et les efforts horizontaux.

Il existe plusieurs modes de construction possibles, et nous opterons pour le type à ossature en béton armé, dans lequel nous pourrons étudier les trois types de planchers applicables à ce bâtiment, étant donnée sa destination :

- plancher à dalle pleine
- plancher à corps creux du type Béton France
- plancher COFRADAL.

Deuxième partie

I.3.2. Description des éléments de la superstructure

1) Toiture

Nous utiliserons une toiture à charpente métallique et à couverture en tôle Galvabac.

2) Plancher

Comme nous l'avons mentionné précédemment, nous étudierons chacun des trois types de plancher pouvant être utilisé pour le cas de ce bâtiment :

- plancher à dalle pleine
- plancher à corps creux du type Béton France
- plancher COFRADAL.

3) Dallage

Le dallage du rez-de-chaussée sera constitué par :

- un hérissonnage de Tout-venant 40/70 sur 10cm d'épaisseur, surmonté d'une couche de sable
- une couche de béton ordinaire dosé à 250Kg de CPA, sur 8cm d'épaisseur
- des joints de retrait tous les 6m dans les deux sens, de largeur égale à 1cm
- une chape d'usure de 3cm d'épaisseur en mortier dosé à 450Kg de CPA.

3) Murs

Les murs constituant la façade seront des voiles en béton armé porteurs, dosés à 350Kg de ciment CPA classe 45 par mètre cube de béton.

Pour les murs intérieurs, nous opterons pour les murs en parpaings de 10cm ou de 20cm d'épaisseur, hourdés au mortier de ciment dosé à 300Kg de ciment CPJ, enduits sur les deux faces de 1,5cm d'épaisseur.

4) Escalier

C'est un escalier en béton armé, à paillasses adjacentes de 12cm d'épaisseur, constitué de deux volées et d'un palier intermédiaire.

5) Revêtements

On aura un revêtement en grès de cérame pour les escaliers et les sanitaires, et un revêtement en grès de cérame marbré pour les espaces de bureaux.

6) Equipements sanitaires

Il est constitué par les éléments suivants :

- alimentation en eau par canalisation en PVC
- appareils sanitaires : WC, lavabos,...
- tuyaux de descente en PVC pour les eaux pluviales (EP)

Deuxième partie

- tuyaux en PVC pour chute des eaux usées (EU) et chutes des eaux vannes (EV)
- reprise des siphons de sol de sanitaires
- reprise des chutes des EV et des EP avec regards au pied de chaque EP.

7) *Equipements électriques*

Ils sont constitués par :

- un tableau général d'électricité et un tableau de répartition avec disjoncteurs divisionnaires
- des conducteurs en cuivre canalisés par des tubes oranges
- des prises de terre constituées de plusieurs piquets verticaux reliés entre eux
- des foyers lumineux.

Pour les surfaces de bureaux, le choix peut consister à laisser tout l'équipement énergétique, téléphonique, à la charge du futur occupant. Donc les raccords électriques et téléphoniques sont laissés en gaine technique, afin de permettre une flexibilité des installations s'adaptant aux modifications fréquentes d'implantation. Des réserves seront prévues pour la mise en place des compteurs.

8) *Menuiserie- vitrerie- peinture*

- Porte d'accès principal en châssis aluminium vitré
- Porte bois à un vantail, pare flamme 1/2h pour les portes des paliers d'escaliers
- Vitres à châssis aluminium vitrés en façade
- Peinture à l'huile, peinte en deux couches pour tous murs et plafonds.

9) *Assainissement*

- Fosse septique de type Makiplast pour les EV, et canalisations par buses en ciment comprimé après traitement.
- Regards pour EP et EU : en béton armé dosé à 350KG de CPA par mètre cube de béton, radier d'épaisseur 10cm, parois de 12cm, couverture par dalle en béton armé de 5cm d'épaisseur avec anneau de levage.

I.4.1 Etudes techniques préliminaires

I.4.1.1 Prédimensionnement

a. *Poutres*

a.1. Poutres principales

Le bâtiment comporte deux poutres principales intermédiaires. De ce fait, il est évident qu'elles supporteront d'importantes charges, notamment dues au plancher. A priori, nous

Deuxième partie

adopterons une largeur des poutres $b=60\text{cm}$. Par ailleurs, la hauteur des poutres doit satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{1}{15} P \frac{h_t}{L} P \frac{1}{10}, \text{ où } L \text{ est la portée des poutres.}$$

Pour les portées de $L=6,00\text{m}$, on obtient : $40Ph_tP60$.

Pour les portées de $L=6,50\text{m}$, on obtient : $43P h_t P65$.

D'où nous adopterons dans les deux cas une hauteur totale de la poutre $h_t= 60\text{cm}$.

a.2. Poutres de rive

Pour les poutres de rive, nous adopterons une largeur égale à l'épaisseur des voiles de béton, soit $b=20\text{cm}$. Comme précédemment, la condition à satisfaire est :

$$L=6,00\text{m} : 40Ph_tP60$$

$$L=6,50\text{m} : 43P h_t P65.$$

Nous prendrons dans les deux cas la valeur $h_t=60\text{cm}$.

b. Poteaux

Pour les poteaux, étant donné que les charges q'elles supporteront seront assez importantes, il faut donc adopter une dimension conséquente.

Nous adopterons au préalable des poteaux aux dimensions suivantes :

- $b=20\text{cm}$
- $h=80\text{cm}$.

Pour les poteaux de rive, leurs dimensions seront généralement celles des voiles de béton comprises entre les ouvertures.

I.4.2 Effet du vent

I.4.2.1 Pression dynamique de base

a. Définition

La pression dynamique de base est la pression qui s'exerce à une hauteur de 10m au-dessus du sol pour un site normal, sans effet de masque, sur un élément dont la plus grande dimension est de $0,50\text{m}$.

Dans les calculs, il faut considérer le vent normal et le vent extrême.

La pression dynamique de base est donnée par la formule suivante, d'après la règle NV 65 :

$$q = \frac{V^2}{16} [\text{Kg/m}^2]$$

où V est la vitesse du vent.

Deuxième partie

Mais le fascicule concernant les dispositions constructives applicables aux travaux de bâtiments donne les valeurs de pression dynamique de base (q) suivantes :

Tableau 20 : pression dynamique de base

Vent normal	Vent extrême
50 Kg/m ²	87,5 Kg/m ²

b. Coefficients correcteurs

Pour les constructions qui ne respectent pas les conditions énumérées dans la définition ci-dessus, les valeurs des pressions dynamiques doivent être affectées de coefficients correcteurs.

□ Coefficient de hauteur C_H

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

Cette formule est valable pour un bâtiment ayant une hauteur $H < 500$ m.

q_H : pression dynamique à la hauteur H

q_{10} : pression dynamique à une hauteur de 10m

H : hauteur du bâtiment.

Dans notre cas, $H=13,76$ m, d'où $C_H=1,08$.

□ Coefficient de site

Notre site est supposé se trouver sur les hauts plateaux, nous avons par conséquent un site normal :

$$C_S=1.$$

□ Coefficient de masque

Aucun bâtiment ne masque partiellement ou totalement notre construction, donc il n'y a pas d'effet de masque. D'où :

$$C_m=1.$$

□ Coefficient de dimension

Le coefficient de réduction des pressions dynamiques ${}^{\text{TM}}$ est donné, en fonction de la plus grande dimension a et de la hauteur H de la surface offerte au vent, par l'abaque RIII2 des règles NV65 :

Dans notre cas, $H=13,76$ m et $a=30,70$ m, donc ${}^{\text{TM}}=0,77$

Deuxième partie

c. Actions statiques exercées par le vent

c.1. Actions extérieures

Quelle que soit la construction, la face extérieure de ses parois est soumise à :

- des succions, si les parois sont dites « sous le vent »
- des pressions ou à des succions, si elles sont « face au vent ».

Ces actions dites « actions extérieures » sont caractérisées par le coefficient C_e .

Détermination de C_e

- Sur les parois verticales

Face au vent : $C_e=+0,8$ (quel que soit β_0)

Face sous le vent : $C_e= -(1,3\beta_0-0,8)$

β_0 est déterminé à l'aide de l'abaque RIII5 des règles NV65.

□ Rapport de dimension

En désignant par a et b les dimensions du bâtiment ($a>b$), on a dans notre cas :

$$a=30,70\text{m}$$

$$b=18,20\text{m}$$

$$H=13,76\text{m}$$

$$\Leftrightarrow_a = \frac{H}{a} = 0,45$$

$$\Leftrightarrow_b = \frac{H}{b} = 0,76$$

$$\frac{b}{a} = 0,59$$

□ Valeurs de β_0

En lisant sur l'abaque (voir annexe), avec $\Leftrightarrow_a=0,45$ et $\Leftrightarrow_b=0,76$, on obtient :

- Vent normal à la face S_a :

$$\Leftrightarrow_a < 0,5 \text{ d'où } \beta_0 = 1$$

- Vent normal à la face S_b :

$$\Leftrightarrow_b < 1 \text{ d'où } \beta_0 = 0,97$$

□ Valeurs de C_e

- Vent normal à la face S_a :

- face au vent : $C_e=+0,8$

- face sous le vent : $C_e=-0,5$

Deuxième partie

- Vent normal à la face S_b :
 - face au vent : $C_e = +0,8$
 - face sous le vent : $C_e = -0,401$
- Sur les toitures
 - $f = 1,76m < H/2$ et $\neg\Psi = 8,53^\circ$
 - Vent normal à la face S_a :
 - face au vent : $\mathcal{C}_0 = 1$ et $\neg\Psi = 8,53^\circ$, d'où $C_e = -0,66$
 - face sous le vent : $\mathcal{C}_0 = 1$ et $\neg\Psi = 8,53^\circ$, d'où $C_e = -0,37$
 - Vent normal à la face S_b :
 - On prend dans ce cas $\neg = 0$, avec $\mathcal{C}_0 = 0,97$, d'où $C_e = -0,44$.

c.2. Actions intérieures

Les actions intérieures sont caractérisées par des coefficients « C_i » calculés au moyen des formules valables pour chaque cas selon la perméabilité des parois. Nous ne pouvons pas considérer que plus de 5% des ouvertures restent ouvertes pendant le passage des perturbations, par conséquent nous supposerons que nos parois sont fermées. Ainsi, dans notre cas nous avons un coefficient de perméabilité $\mathcal{C} < 5$.

- face au vent ou surpression : $C_i = +0,6(1,8 - 0,3\mathcal{C}_0)$
- face sous le vent ou dépression: $C_i = -0,6(1,3\mathcal{C}_0 - 0,8)$
- Vent normal à la face S_a :
 - On a $\mathcal{C}_0 = 1$ d'où :
 - face au vent : $C_i = +0,3$
 - face sous le vent : $C_i = -0,3$
- Vent normal à la face S_b :
 - face au vent : $C_i = +0,32$
 - face sous le vent : $C_i = -0,28$

c.3. Calcul de $C_e - C_i$

- Vent normal à la face S_a

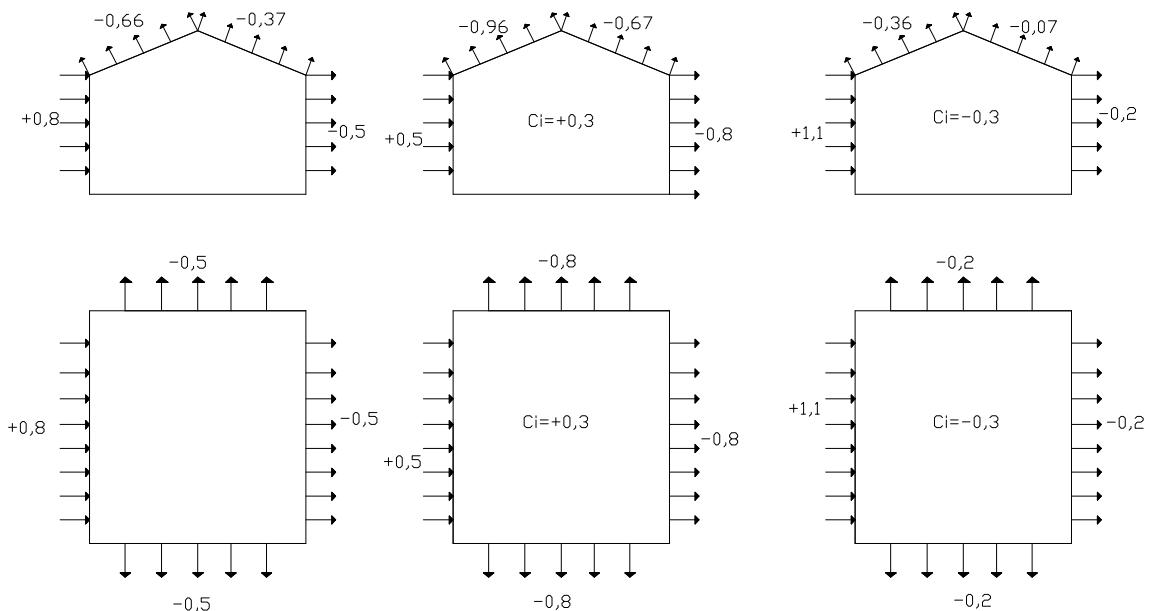


Figure 31 : valeurs de $C_e - C_i$ (vent normal à S_a)

- Vent normal à la face S_b

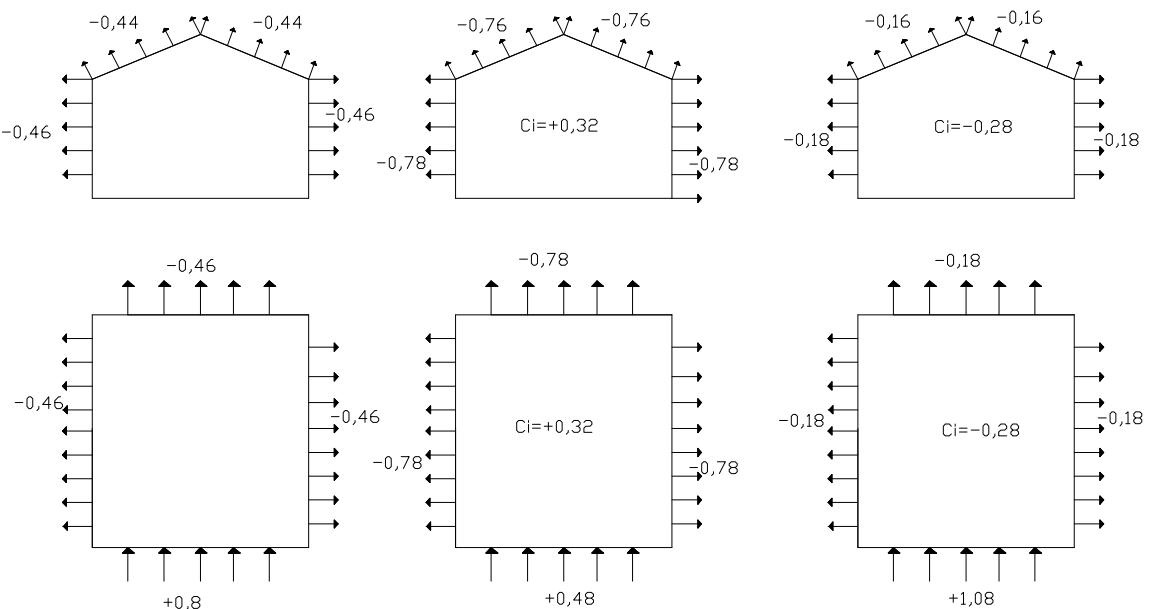


Figure 32 : valeurs de $C_e - C_i$ (vent normal à S_b)

Tableau 21 : récapitulatif des valeurs de coefficients correcteurs

	Façade	Pignon	Toiture
Pression	1,1	1,08	
Dépression	-0,8	-0,8	-0,96

Deuxième partie

c.4. Valeurs définitives des actions statiques

$$q_c = q \cdot C_H \cdot C_S \cdot C_m \cdot C_{e-i} \cdot (C_e - C_i)$$

Tableau 22 : vent normal en [daN/m²] avec q= 50 daN/m²

	Façade	Pignon	Toiture
Pression	45,74	44,91	
Dépression	-33,26	-33,26	-39,92

Tableau 23 : vent extrême en [daN/m²] avec q= 50 daN/m²

	Façade	Pignon	Toiture
Pression	80,05	78,59	
Dépression	-58,22	-58,22	-69,86

d. Actions dynamiques exercées par le vent

Aux effets statiques précédents s'ajoutent des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques mécaniques et aérodynamiques de la construction.

d.1. Cas de surcharges normales

Les pressions dynamiques normales servant de calcul de l'action d'ensemble sont multipliées à chaque niveau par un coefficient de majoration donné par :

$$\mathbb{R} = \mathbb{r} (1 + \mathbb{C}) > 1$$

\Rightarrow : coefficient de réponse donné en fonction de la période T du mode fondamental d'oscillation et pour des ouvrages de divers degrés d'amortissement (RIII3, Annexe)

\mathbb{C} : coefficient de pulsation déterminé à chaque niveau considéré en fonction de sa côte H au-dessus du sol (RIII4)

\mathbb{r} : coefficient global dépendant du type de construction. Pour les constructions à usage d'habitation ou de bureau, \mathbb{r} est donné en fonction de la côte de leur sommet :

- $\mathbb{r} = 0,7$ pour $H_s < 30m$
- $\mathbb{r} = 0,7 + 0,01(H_s - 30)$ pour $30 < H_s < 60m$
- $\mathbb{r} = 1$ pour $H_s > 60m$.

- Détermination de T

Elle est déterminée par des formules forfaitaires de l'annexe 4 des règles NV65.

Deuxième partie

Contreventement par ossature en béton armé :

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

h : hauteur totale du bâtiment, soit $h = 13,76m$

l_x : dimension en plan dans la direction considérée (a ou b).

- vent normal à S_a : $l_x = 30,70m$, donc $T = 0,223s$
- vent normal à S_b : $l_x = 18,20m$, donc $T = 0,290s$

- Coefficient de pulsation \odot

Pour $H < 10m$, on a $\odot = 0,36$

$$H = 13,76m \quad \odot = 0,355.$$

- Coefficient de réponse \Rightarrow

- Vent normal à S_a : $T = 0,223 \quad \Rightarrow = 0,25$
- Vent normal à S_b : $T = 0,290 \quad \Rightarrow = 0,30$.

Tableau 24 : valeurs de β

	\neg	T	\Rightarrow	\odot	\mathbb{R}
Vent normal à S_a	0,7	0,223	0,25	0,355	0,76
Vent normal à S_b	0,7	0,290	0,30	0,355	0,77

Ici, $\mathbb{R} < 1$, donc $\mathbb{R} = 1$

d.2.cas de surcharges extrêmes

Les pressions dynamiques extrêmes servant au calcul sont multipliées par l'expression :

$$\mathbb{R} (0,5 + \neg/2) > 1$$

$\neg = 0,7$ et $\mathbb{R} = 1 \quad \mathbb{R} (0,5 + \neg/2) = 0,85$, donc prenons la valeur 1.

D'où les pressions dynamiques normales et extrêmes :

Tableau 25 : pressions dynamiques (vent normal)

	Façade	Pignon	Toiture
Pression	45,74	44,91	
Dépression	-33,26	-33,26	-39,92

Tableau 26 : pressions dynamiques (vent extrême)

	Façade	Pignon	Toiture
Pression	80,05	78,59	
Dépression	-58,22	-58,22	-69,86

e. Actions perpendiculaires à la direction du vent

- Détermination de la vitesse critique :

D'après la théorie de Karmar exposée dans la règle NV65, paragraphe 8.3.1, la vitesse critique est obtenue par la formule suivante :

$$V_{cr} = \frac{d}{ST} \text{ [m/s]}$$

où: d: largeur du maître couple [m]

S : nombre de Strouhal égal à 30

T : période de vibration propre [s].

Tableau 27 : valeurs de V_{cr}

Direction du vent	d	S	T	V_{cr}
Parallèle à la façade principale	18,2	0,30	0,290	209
Parallèle à la façade latérale	30,7	0,30	0,223	459

Lorsque $V_{cr} > 25 \text{ m/s}$, il est inutile de faire le calcul à la résonance, ce qui est notre cas ici car les vitesses calculées sont largement supérieures à 25 m/s.

I.4.3 Etude de la toiture

a. Vérification de la couverture

Il s'agit de vérifier deux conditions :

- condition de résistance : $\sigma = \frac{Mv}{I} < \sigma_{adm}$
- condition de déformation : flèche = $l/200$ de la portée.

- Caractéristiques du matériau

- tôle galvabac 63/100è
- Poids = 10 Kg/m²
- Moment d'inertie $I = 15,44 \text{ cm}^4$
- $\frac{I}{v} = 4,65 \text{ cm}^3$

Deuxième partie

- $\mathbb{R}_{adm} = 1600 \text{ daN/cm}^2$

• Entraxes

- entraxe des pannes = 1m
- entraxe des fermes = 6,5m (entraxe maximal).

□ Détérioration des actions :

- poids de la couverture : 10 Kg/m^2
- poids de l'isolation et de l'étanchéité : 10 Kg/m^2

$$G = 20 \times 6,5 = 130 \text{ Kg/ml} = 130 \text{ daN/ml}$$

- surcharge climatique :
 - vent normal: $W_n = 39,92 \times 6,5 = 259 \text{ daN/ml}$
 - vent extrême: $W_e = 69,86 \times 6,5 = 454 \text{ daN/ml}$.
- surcharge de montage:
 - Pente du versant = 15% : $Q = 100 \text{ dN/ml}$.

□ Combinaisons d'actions :

- pour la condition de résistance :

$$G - W_e = -324 \text{ daN/ml}$$

$$1,2(G+Q) = 276 \text{ daN/ml}$$

- pour la condition de déformation:

$$G - W_n = 129 \text{ daN/ml}$$

□ Vérification de la résistance de la couverture :

Considérons la première combinaison qui constitue le cas le plus défavorable.

- moment fléchissant maximal :

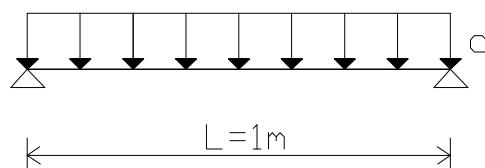


Figure 33 : modélisation de la couverture

$$q = 324 \cdot \cos \nabla = 320,41 \text{ daN/ml.}$$

$$\nabla = 8,53^\circ$$

$$M = qL^2/8.$$

Deuxième partie

- Contrainte de flexion :

$$\mathbb{R} = \frac{Mv}{I} < \mathbb{R}_{\text{adm}} = 1600 \text{ daN/cm}^2$$

- Vérification de la flèche:

$$f = \frac{5qL^4}{384EI} < \frac{L}{200} = 0,5$$

Tableau 28 : valeurs de la flèche

∇ [degrés]	q [daN/ml]	M [daNm]	\mathbb{R} [daN/cm 2]	flèche
8,53	320,41	40,05	861,33	0,13

Les deux conditions (résistance et flèche) sont vérifiées, donc le choix de la couverture est justifié.

b. Calcul des pannes

Les pannes ont pour rôle de supporter la couverture. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faîte, dans le plan des versants. Elles sont posées sur les fermes à versant, et inclinées d'un angle ∇ . Elles sont soumises :

- aux poids propres de la panne et de la couverture
- à une charge due au vent.

b.1.principe de dimensionnement

Elles sont dimensionnées pour satisfaire simultanément :

- aux conditions de résistance
- aux conditions de flèche.

b.2.Inventaire des charges

- Charges permanentes

- poids propre des pannes estimé à 6Kg/m 2
- poids de la couverture : 10Kg/m 2
- isolation et étanchéité : 10Kg/m 2

$$\text{soit } G = 26 \text{ Kg/m}^2$$

- Charges variables

- vent extrême : $W_e = -69,86 \text{ Kg/m}^2$

b.3.Combinaison d'actions

$$P = \frac{4G}{3} = 34,67 \text{ Kg/m}^2 = 34,67 \text{ daN/m}^2$$

Deuxième partie

$$P=G \cdot W_e = -33,86 \text{ daN/m}^2$$

Dans ce qui suit, nous allons considérer la première combinaison qui est la plus défavorable.

b.4. Condition de résistance

- Charges maximales sur les pannes

Compte tenu de la continuité de la couverture, la charge maximale sur la pente est :

$$n = 1,25 \times P_{xd} = 1,25 \times 34,67 \times 1 = 43,34 \text{ daN/ml}$$

La décomposition suivant les axes de coordonnées (x'x) et (y'y) donne:

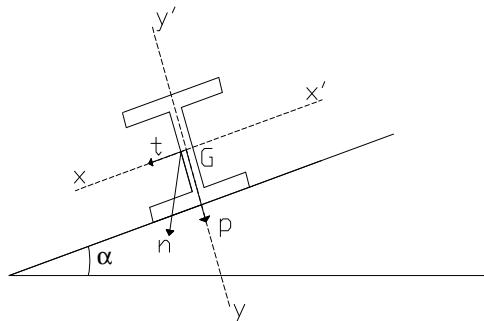


Figure 34 : pente en IPE

$$p = n \cos \nabla = 43,34 \times \cos 8,53^\circ = 42,86 \text{ daN/ml}$$

$$t = n \sin \nabla = 43,34 \times \sin 8,53^\circ = 6,43 \text{ daN/ml.}$$

- Moments de flexion maximaux

Les pannes étant considérées isostatiques, les valeurs des moments fléchissants sont donc :

$$M_x = \frac{pL^2}{8} = 42,86 \times 6,5/8 = 226,35 \text{ daNm}$$

$$M_y = \frac{tL^2}{8} = 6,43 \times 6,5/8 = 33,96 \text{ daNm.}$$

La section des pannes est donnée par les conditions de résistance:

$$\frac{M_x}{\left(\frac{I}{v}\right)_x} \leq P \otimes_e 1 \left(\frac{I}{v}\right)_x \Sigma \frac{M_x}{\sigma_e}$$

$$\frac{M_y}{\left(\frac{I}{v}\right)_y} \leq P \otimes_e 1 \left(\frac{I}{v}\right)_y \Sigma \frac{M_y}{\sigma_e}$$

D'où la section des pannes imposée par les conditions de résistance:

$$\left(\frac{I}{v}\right)_x \Sigma \frac{M_x}{\sigma_e} = 14,15 \text{ cm}^3$$

Deuxième partie

$$\left(\frac{I}{v} \right)_y \Sigma \frac{My}{\sigma_e} = 2,12 \text{cm}^3$$

b.5. Condition de flèche

- Si f désigne la flèche maximale au niveau de la section, on doit avoir :

$$f < \frac{L}{200}$$

- Les charges maximales pondérées à prendre en compte pour le calcul de la flèche sont :

$$p = 1,25Gd \cos \nabla$$

$$t = 1,25Gd \sin \nabla$$

où d est l'entraxe des pannes :

$$p = 1,25 \times 26x \cos 8,53 = 32,14 \text{daN/ml}$$

$$t = 1,25 \times 26x \sin 8,53 = 4,82 \text{daN/ml}$$

- Flèche suivant ($y'y$):

$$\frac{f}{1} = \frac{5pL^3}{384EI_x} < \frac{L}{200}$$

$$1 I_x > \frac{1000pL^3}{384E} = 108,98 \text{cm}^4$$

- Flèche suivant ($x'x$):

$$\frac{f}{1} = \frac{5tL^3}{384EI_y} < \frac{L}{200}$$

$$1 I_y > \frac{1000tL^3}{384E} = 17,04 \text{cm}^4$$

Donc la section adoptée pour les pannes est l'IPE 100.

Chapitre II : Proposition de la variante « plancher à dalle pleine »

II.1. Prédimensionnement du plancher

Dans cette variante, où l'on considère le plancher à dalle pleine, la hauteur totale est donnée par la condition suivante :

$$h_t \Psi \frac{L_x}{30}$$

où $L_x = 6m$: la plus grande portée.

Ainsi, pour une valeur de la portée L_x égale à 6m, nous avons :

$$h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{6}{30} = 0,2m$$

donc la valeur de l'épaisseur de la dalle sera égale à 20cm.

II.2. Descente des charges

II.2.1. Inventaire des charges

a. Charges permanentes

Pour le calcul des descentes des charges, nous définissons les charges de calcul de base. Ainsi, nous récapitulons dans le tableau suivant les charges utilisées comme base de calcul des descentes des charges.

Tableau 29 : charges de calculs

élément de structure	désignations	charges	unité
toiture	couverture en galvabac	20	kg/m ²
	charpente métallique (pannes et ferme)	30	kg/m ²
	total (ramené à l'horizontal)	50,5	kg/m ²
plafond	plafond en USG	12	kg/m ²
Chéneau	chéneau+acrotère	438	kg/ml
	étanchéité	46	kg/ml
	forme en pente	22	kg/ml
	Total	506	kg/m

Deuxième partie

élément de structure	désignations	charges	unité
acrotère	acrotère en BA(e=20cm)	500	kg/m ²
plancher courant	dalle pleine(e=20cm)	500	kg/m ²
	enduit pour plafond(e=10mm)	22	kg/m ²
	revêtement y compris mortier de pose	30	kg/m ²
	total	552	kg/m ²
mur(e=20cm)	parpaing creux de remplissage	230	kg/m ²
	enduit sur les 2 faces	66	kg/m ²
	total	296	kg/m ²
voile	voile en BA	2500	kg/m ³
façade	vitrage double en verre(e=6mm)	100	kg/m ²
façade	lamelle de béton	2500	kg/m ³
poteaux	poteau 20x80	400	kg/ml
poutres	poutre 20x60	300	kg/ml
	poutre 20x50	250	kg/ml
	poutre 60x60	900	kg/ml
escalier(l=1,25)	palier(e=12cm)	300	kg/m ²
	chape+revêtement	100	kg/m ²
	total palier	400	kg/m ²
	paillasse(e=12cm)	300	kg/m ²
	marche	187	kg/m ²
	chape+revêtement	100	kg/m ²
	total(ramené à l'horizontal)	671	kg/m ²
	garde-corps	50	kg/ml
RDC	béton de forme(e=8cm)+chape(e=20mm)	250	kg/m ²

b. Surcharges

type	désignations	charges	unité
bureau	bureau paysager	350	kg/m ²
	salle de réunion	250	kg/m ²
cheneau	escalier	400	kg/m ²
cheneau	eau	10	kg/ml
toiture	poussière	20	kg/m ²
	entretien	100	kg/m ²
	total	120	kg/m ²

II.2.2. sollicitations dues aux charges verticales

a. répartition des charges dues au plancher d'étage courant

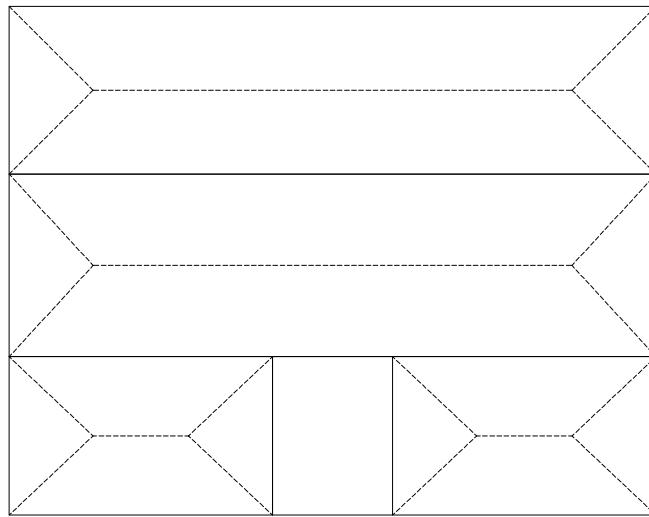


Figure 35 : répartition des charges dues au plancher

a.1.charges permanentes

- Files 1 et 6

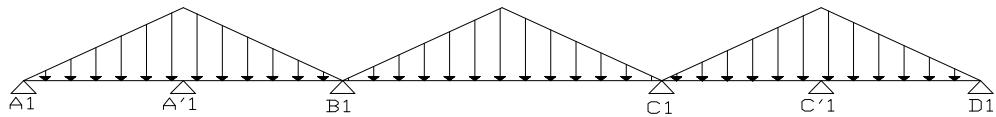


Figure 36 : charges permanentes à répartition trapézoïdale

Les charges triangulaires peuvent être ramenées à des charges uniformément réparties :

$$P_{eq} = p \frac{\sum l_{xi}^2}{4 \sum l_{xi}}$$

L_{xi} =constante= l_x =6m, donc :

$$P_{eq} = p \frac{l_x}{4}$$

$P = 620 \text{ daN/m}^2$: charge par unité de surface

D'où $p_{eq} = 930 \text{ daN/ml}$

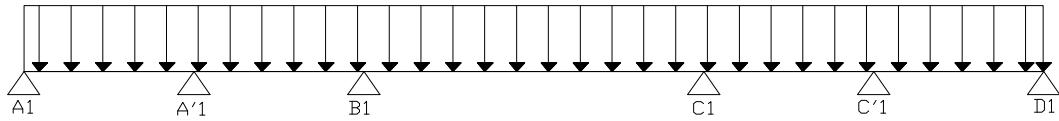


Figure 37 : charges uniformisées

Méthode de calcul :

L'étude statique des éléments supportés par les poteaux n'ayant pas été faite préalablement, on appliquera les règles forfaitaires suivantes pour la détermination des sollicitations à considérer :

- on évalue les charges supportées par chaque poteau en supposant que la poutre continue supportée par la file de poteaux est constituée de travées indépendantes isostatiques ;
- les charges ainsi obtenues sont majorées forfaitairement de :
 - 15% pour les poteaux centraux dans le cas de poutres continues à trois travées,
 - 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive pour les poutres continues à plus de trois travées.

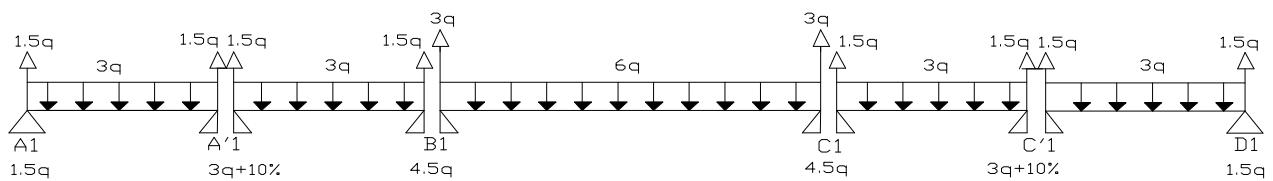


Figure 38 : réactions aux appuis pour les poteaux

D'où :

Poteau A1=poteau D1=poteau A6=poteau D6 :

$$1,5 \times 930 = 1395 \text{ daN}$$

Deuxième partie

Poteau A'1=poteau C'1=poteau A'6=poteau C'6 :

$$3,3 \times 930 = 3069 \text{ daN}$$

Poteau B1=poteau C1=poteau B6=poteau C6 :

$$4,5 \times 930 = 4185 \text{ daN.}$$

■ Axe A

Pour les travées (A1-A3) et (A4-A6) :

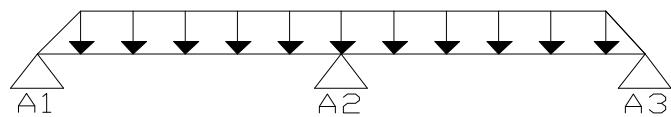


Figure 39 : travée A1-A3

Les charges trapézoïdales peuvent être ramenées à des charges uniformément réparties :

$$p_{eq} = \frac{1}{2} p l_x \left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \quad \text{où} \quad \alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

ici : $l_x = 6\text{m}$

$$l_y = 12\text{m} \Rightarrow \alpha = 0,5$$

d'où : $p_{eq} = 1705 \text{ daN/ml}$

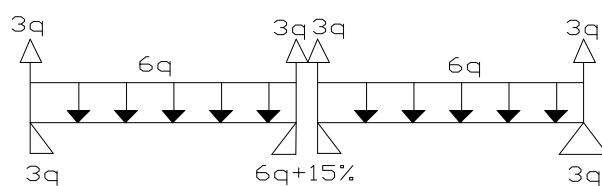


Figure 40 : réactions aux appuis de la travée A1-A3

Poteau A1=poteau A6 :

$$3 \times 1705 = 5115 \text{ daN}$$

Poteau A2=poteau A5 :

$$6,9 \times 1705 = 11765 \text{ daN}$$

Poteau A3=poteau A4 :

$$3 \times 1705 = 5115 \text{ daN.}$$

Deuxième partie

■ Entre axes A et B

On a une charge à répartition triangulaire ramenée à une charge uniformément répartie :

$$p_{eq} = p \frac{l_x}{4} = 620x \frac{6}{4} = 930 \text{ daN / ml}$$

poteau A3=poteau A4=poteau B3=poteau B4 :

$$3 \times 930 = 2790 \text{ daN.}$$

■ Axe B

En raisonnant comme pour le cas de l'axe A, on obtient :

poteau B1=poteau B6 : 5115 daN

poteau B2=poteau B : 11765 daN

poteau B3=poteau B4 : 5115 daN.

D'autre part, on a la répartition des charges suivante :

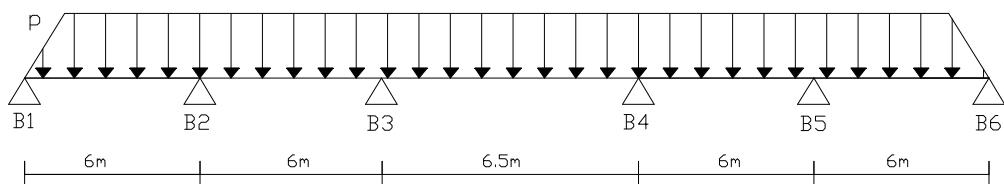


Figure 41 : poutre continue B1-B6

$$p_{eq} = \frac{1}{2} p l_x \left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \text{ avec } l_x = 6 \text{ m et } l_y = 30,5 \text{ m} \Rightarrow \alpha = 0,2$$

$$\text{d'où } p_{eq} = 1835 \text{ daN/ml}$$

poteau B1=poteau B6 :

$$3 \times 1835 = 5505 \text{ daN}$$

poteau B2=poteau B5 :

$$6,6 \times 1835 = 12111 \text{ daN}$$

poteau B3=poteau B4 :

$$6,25 \times 1835 = 11469 \text{ daN.}$$

■ Axe C

En raisonnant comme ci-dessus on a :

Deuxième partie

poteau C1=poteau C6 :

$$2 \times 5505 = 11010 \text{ daN}$$

poteau C2=poteau C5 :

$$2 \times 12111 = 24222 \text{ daN}$$

poteau C3=poteau C4 :

$$2 \times 11469 = 22938 \text{ daN.}$$

■ Axe D

poteau D1=poteau D6 : 5505 daN

poteau D2=poteau D5 : 12111 daN

poteau D3=poteau D4 : 11469 daN.

- charges dues aux consoles :

poteaux A1,A6,D1,D6 :

surface :

$$1,45 \times \frac{0,4}{2} + 0,75 \times 0,4 = 0,59 \text{ m}^2$$

d'où $p = 620 \times 0,59 = 366 \text{ daN.}$

poteaux A2,A5,D2,D5 :

surface :

$$0,59 \times 2 = 1,18 \text{ m}^2$$

$$p = 732 \text{ daN}$$

poteaux A3,A4,D3,D4 :

surface :

$$1,45 \times \frac{0,4}{2} + 0,75 \times 0,4 = 0,59 \text{ m}^2$$

$$p = 366 \text{ daN.}$$

a.2. surcharges

Le procédé de calcul étant le même que précédemment, mais avec $p = 350 \text{ daN/m}^2$, on trouve :

- charges triangulaires :

$$p_{\text{eq}} = 525 \text{ daN/ml}$$

- charges trapézoïdales :

$$p_{\text{eq}} = 963 \text{ daN/ml pour } \alpha = 0,5$$

Deuxième partie

$$p_{eq}=1036 \text{ daN/ml pour } \alpha=0,2$$

■ Axe A

poteau A1=poteauA6 :

$$1,5 \times 525 + 3 \times 963 + 0,59 \times 350 = 3883 \text{ daN}$$

poteau A2=poteauA5 :

$$6,9 \times 963 + 1,18 \times 350 = 7058 \text{ daN}$$

poteau A1=poteauA6 :

$$3 \times 963 + 3 \times 525 + 0,59 \times 350 = 4671 \text{ daN}$$

poteau A'1=poteauC'1=poteau A'6=poteau C'6 :

$$3,3 \times 525 = 1733 \text{ daN.}$$

■ Axe B

poteau B1=poteau B6 :

$$1,5 \times 525 + 3 \times 525 + 3 \times 1036 + 3 \times 963 = 8360 \text{ daN}$$

poteau B2=poteau B5 :

$$6,9 \times 963 + 6,6 \times 1036 = 13483 \text{ daN}$$

poteau B3=poteau B4 :

$$3 \times 525 + 3 \times 963 + 6,25 \times 1036 = 10939 \text{ daN.}$$

■ Axe C

poteau C1=poteau C6 :

$$1,5 \times 525 + 3 \times 525 + 2 \times 3 \times 1036 = 8579 \text{ daN}$$

poteau C2=poteau C5 :

$$2 \times 6,6 \times 1036 = 13675 \text{ daN}$$

poteau C3=poteau C4 :

$$2 \times 6,25 \times 1036 = 12950 \text{ daN.}$$

■ Axe D

poteau D1=poteau D6 :

$$3 \times 1036 + 1,5 \times 525 + 0,59 \times 350 = 4102 \text{ daN}$$

poteau D2=poteau D5 :

$$6,6 \times 1036 + 1,18 \times 350 = 7251 \text{ daN} = 13675 \text{ daN}$$

poteau D3=poteau D4 :

$$6,25 \times 1036 + 0,59 \times 350 = 6682 \text{ daN.}$$

Tableau 30 : récapitulatif des charges dues au plancher d'étage courant

Poteau	Charges permanentes (daN)	Surcharges (daN)
A1-A6	6876	3883
A'1-A'6	3069	1733
A2-A5	12527	7058
A3-A4	8271	4671
B1-B6	14805	8360
B2-B5	23876	13483
B3-B4	19374	10939
C1-C6	15195	8579
C'1-C'6	3069	1733
C2-C5	24222	13675
C3-C4	22938	12950
D1-D6	7266	4102
D2-D5	12843	7251
D3-D4	11835	6682

b. Descente des charges aux fondations

Tableau 31 : descente des charges pour les poteaux A1 et A6

niveau N1						
nature de charge	L(m)	l(m)	h(m)	surface(m ²)	charges permanentes G(daN)	surcharges(daN)
toiture	3	1,6		4,8	243	576,0
plafond	3	1,6		4,8	58	
poutre longitudinale	2				480	
poutre transversale	3				930	
cheneau	3				1569	31
acrotère				1,15	575	
total					3855	607,0
niveau N2						
poutre longitudinale	2				480	
poutre transversale	3				930	
voile en BA	2	0,2	2,4		2100	
poteau						
plancher				11,09	6876	3883
vitrage	2	1,5			338	

Deuxième partie

niveau N2					
allège	2	0,2	1,5		1688
palier escalier					
marches+paillasse escalier					
garde-corps escalier					
total				12412	3883
niveau N3					
poutre longitudinale	2				480
poutre transversale	3				930
voile en BA	2	0,2	2,4		2100
poteau					
plancher				11,09	6876
vitrage	2	1,5			338
allège	2	0,2	1,5		1688
palier escalier					
marches+paillasse escalier					
garde-corps escalier					
total				12412	3883
niveau N4					
poutre longitudinale	2				480
poutre transversale	3				930
voile en BA	2	0,2	2,4		2100
poteau					
plancher				11,09	6876
vitrage	2	1,5			338
allège	2	0,2	1,5		1688
palier escalier					
marches+paillasse escalier					
garde-corps escalier					
total				12412	3883
niveau N5					
poutre longitudinale	2				480
poutre transversale	3				930
voile en BA	2	0,2	2,4		2100
poteau					
plancher					
vitrage	2	1,5			338
allège	2	0,2	1,5		1688
palier escalier					
marches+paillasse escalier					
garde-corps escalier					
total				5536	
total charges aux fondations				46627	12256,0

Deuxième partie

Descentes des charges aux fondations pour les autres poteaux : voir annexes.

Tableau 32 : récapitulatif des charges aux fondations

Poteau	charges permanentes (daN)	surcharges (daN)
A1-A6	46627	12256
A'1-A'6	27148	6279
A2-A5	74694	23399
A3	87832	26371
A4	88661	27621
B1-B6	75764	26700
B2-B5	104718	44769
B3	115165	44856
B4	118057	47748
C1-C6	74234	27357
C'1-C'6	27148	6279
C2-C5	105756	45345
C3-C4	103123	43350
D1-D6	47797	12913
D2-D5	88485	23978
D3-D4	74959	22359

II.2.3. sollicitations dues aux charges horizontales

Le calcul des efforts normaux dus aux forces horizontales dans les éléments porteurs (poteaux, voiles) se fait en supposant ces éléments jouant le rôle de contreventement encastré au niveau des fondations.

Nous ne considérons que l'effet du vent sur la plus grande face. Le bâtiment est symétrique et le vent soufflant dans la même direction engendre les mêmes efforts.

On a :

$$N_i = \sigma_i S_i = \frac{M}{I} d_i S_i \text{ avec } \sigma_i = \frac{M}{I} d_i$$

N_i : effort de compression sur le poteau i au niveau n_i

M : moment fléchissant au niveau n_i

I : moment d'inertie de ces sections de poteaux par rapport à l'axe central

$$I = \sum S_i d_i$$

Deuxième partie

G : centre de gravité des sections de chaque poteau au niveau ni

d_i : position du centre de gravité de chaque poteau par rapport à G .

Calcul du centre de gravité G :

$$e = \frac{\sum S_i x_i}{\sum S_i}$$

- file 1 et 6 :

Section des poteaux :

$$A_1=D_1 : S=0,2 \times 0,5=0,1 \text{m}^2$$

$$B_1=C_1 : S=0,2 \times 0,8=0,16 \text{m}^2$$

$$A'_1=C'_1 : S=1,5 \times 0,2=0,3 \text{m}^2.$$

$$e = \frac{(0,16 \times 6) + (0,16 \times 12) + (0,1 \times 18) + (0,3 \times 3) + (0,3 \times 15)}{(2 \times 0,16) + (2 \times 0,1) + (2 \times 0,3)} = 9 \text{m.}$$

- file 2 et 5, file 3 et 4 :

Section des poteaux :

$$A_2=D_2 : S=1,61 \times 0,2=0,322 \text{m}^2$$

$$B_2=C_2 : S=0,2 \times 0,8=0,16 \text{m}^2$$

$$e = \frac{(0,16 \times 6) + (0,16 \times 12) + (0,322 \times 18)}{(2 \times 0,16) + (2 \times 0,322)} = 9 \text{m.}$$

Moment d'inertie pour chaque file de poteaux

$$I = \sum S_i d_i$$

- file 1 et 6 : $I=40,68 \text{ m}^4$
- file 2 et 5: $I=55,04 \text{ m}^4$
- file 3 et 4 : $I=61,2 \text{ m}^4$.

Largeur d'impact pour chaque file

- file 1 et 6 : $L=3 \text{m}$
- file 2 et 5: $L=6 \text{m}$
- file 3 et 4 : $L=6 \text{m.}$

Moment fléchissant pour chaque file

$$M = \frac{q L h_i^2}{2} \text{ avec } q=80,05 \text{ daN/m}^2$$

Tableau 33 : moments dus aux forces horizontales

Files 1 et 6			
niveaux	H_i (m)	L (m)	M (daNm)
n5 (RDC)	3,5	3	1470,92
n4	6,5	3	5073,17
n3	9,5	3	10836,72
n2	12,5	3	18761,72

Files 2 et 5			
niveaux	H_i (m)	L (m)	M (daNm)
n5 (RDC)	3,5	6	2941,84
n4	6,5	6	10146,34
n3	9,5	6	21673,54
n2	12,5	6	37523,44

Files 3 et 4			
niveaux	H_i (m)	L (m)	M (daNm)
n5 (RDC)	3,5	6,25	3064,41
n4	6,5	6,25	10569,1
n3	9,5	6,25	22576,6
n2	12,5	6,25	39086,91

Tableau 34 : efforts normaux pour chaque poteau

poteau A1=A6					
niveaux	S (m^2)	d (m)	M (daN.m)	I (m^4)	N (daN)
n2	0,1	9	18761,72	40,68	415,08
n3	0,1	9	10836,77	40,68	239,75
n4	0,1	9	5073,17	40,68	112,24
n5	0,1	9	1470,92	40,68	32,54
poteau A'1=A'6					
niveaux	S (m^2)	d (m)	M (daN.m)	I (m^4)	N (daN)
n2	0,3	6	18761,72	40,68	830,16
n3	0,3	6	10836,77	40,68	479,50
n4	0,3	6	5073,17	40,68	224,48
n5	0,3	6	1470,92	40,68	65,08

Deuxième partie

poteau B1=B6					
niveaux	S (m ²)	d (m)	M (daN.m)	I (m ⁴)	N (daN)
n2	0,16	3	18761,72	40,68	221,38
n3	0,16	3	10836,77	40,68	127,87
n4	0,16	3	5073,17	40,68	59,86
n5	0,16	3	1470,92	40,68	17,36
poteau C1=C6					
niveaux	S (m ²)	d (m)	M (daN.m)	I (m ⁴)	N (daN)
n2	0,16	3	18761,72	40,68	221,38
n3	0,16	3	10836,77	40,68	127,87
n4	0,16	3	5073,17	40,68	59,86
n5	0,16	3	1470,92	40,68	17,36
poteau C'1=C'6					
niveaux	S (m ²)	d (m)	M (daN.m)	I(m ⁴)	N (daN)
n2	0,3	6	18761,72	40,68	830,16
n3	0,3	6	10836,77	40,68	479,50
n4	0,3	6	5073,17	40,68	224,48
n5	0,3	6	1470,92	40,68	65,08
poteau D1=D6					
niveaux	S (m ²)	d (m)	M (daN.m)	I(m ⁴)	N (daN)
n2	0,1	9	18761,72	40,68	415,08
n3	0,1	9	10836,77	40,68	239,75
n4	0,1	9	5073,17	40,68	112,24
n5	0,1	9	1470,92	40,68	32,54
poteau A2=D2=A5=D5					
niveaux	S (m ²)	d (m)	M (daN.m)	I (m ⁴)	N (daN)
n2	0,322	9	37523,44	55,04	1975,71
n3	0,322	9	21673,54	55,04	1141,17
n4	0,322	9	10146,34	55,04	534,23
n5	0,322	9	2941,84	55,04	154,89
poteau B2=C2=B5=C5					
niveaux	S (m ²)	d (m)	M (daN.m)	I (m ⁴)	N (daN)
n2	0,16	3	37523,44	55,04	327,23
n3	0,16	3	21673,54	55,04	189,01
n4	0,16	3	10146,34	55,04	88,49
n5	0,16	3	2941,84	55,04	25,66
poteau A3=D3=A4=D4					
niveaux	S (m ²)	d (m)	M (daN.m)	I (m ⁴)	N (daN)
n2	0,36	9	39086,91	61,2	2069,31
n3	0,36	9	22576,6	61,2	1195,23
n4	0,36	9	10569,1	61,2	559,54
n5	0,36	9	3064,41	61,2	162,23
poteau B3=C3=B4=C4					
niveaux	S (m ²)	d (m)	M (daN.m)	I (m ⁴)	N (daN)
n2	0,16	3	39086,91	61,2	306,56
n3	0,16	3	22576,6	61,2	177,07
n4	0,16	3	10569,1	61,2	82,89
n5	0,16	3	3064,41	61,2	24,03

II.3. Dimensionnement

II.3.1. Dimensionnement des fondations

a. Généralités

La fondation est l'élément de la structure en interaction avec le sol. C'est l'une des parties les plus importantes d'une construction.

Son rôle essentiel est d'assurer :

- la transmission des charges venant de la superstructure au sol de fondation
- la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

La fondation doit en outre répondre aux exigences suivantes :

- stabilité de la construction vis-à-vis du poinçonnement et du tassement au niveau de la fondation
- durabilité de l'ouvrage
- assurer l'ancrage du bâtiment en évitant les glissements horizontaux et le renversement.

b. Choix du type de fondation

Les charges arrivant aux fondations sont importantes.

Les couches de terrain susceptibles de supporter notre ouvrage sont à une profondeur supérieure à 2m. Par conséquent, nous allons recourir aux fondations semi profondes, et nous allons donc adopter la fondation sur puits.

c. Etude de la fondation sur puits

Les puits sont les fondations qui satisfont la relation :

$$4 \leq \frac{D}{B} \leq 10 \text{ m}$$

D : profondeur d'ancrage

B : Diamètre du puits.

Les puits sont réalisés en gros béton dosé à 250Kg de CPA, et ils sont surmontés de semelles reliées entre elles par des longrines.

■ Pré dimensionnement

- diamètre du puits :

Nous utiliserons les deux relations suivantes :

$$1 \leq B \leq 3m$$

Deuxième partie

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{f_{c28}}{6} = 2,67 MPa \text{ avec } f_{c28}=16 \text{ MPa pour le gros béton dosé à } 250 \text{ Kg/m}^3.$$

N= 166110 daN en ELS

$$S = \frac{\pi B^2}{4} \text{ où } B \text{ est le diamètre du puits.}$$

Nous obtenons ainsi la relation :

$$B \geq \sqrt{\frac{4N}{\pi \overline{\sigma}_{bc}}}$$

d'où $B \geq 89 \text{ cm.}$

Pour le gainage des puits, on utilise des buses en béton non armé dont les diamètres (intérieur) standard sont 100cm, 120cm, 150cm...

Nous allons fixer le diamètre des puits à $B= 1,00 \text{ m.}$

- profondeur d'ancrage :

Les résultats des essais pressiométriques effectués par le LNTPB montrent que nous avons du sol meuble sur 5m de profondeur. Au-delà de ces 5m, nous observons un refus ; cela signifie que nous avons de la roche compacte à partir de cette profondeur.

Par conséquent, étant donné que l'on est sûr qu'au niveau de la roche compacte la portance admissible du sol est assez élevée, nous allons ancrer notre fondation à 5m de profondeur.

■ Dimensions de la semelle

Nous allons opter pour une semelle à section rectangulaire, étant donné que la section des poteaux est rectangulaire.

La semelle de dimensions A et B telles que $A \leq B$ doit être homothétique du poteau.

Nous allons considérer la semelle sous le poteau B4 qui est le plus sollicité. Ainsi, on doit avoir :

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

où a et b sont les dimensions du poteau ($a \leq b$)

D'autre part, pour une semelle rectangulaire reposant sur puits de section circulaire, il faut que les côtés de la semelle circonscrivrent le contour du puits, soit :

$$A^2 + B^2 = D^2$$

Deuxième partie

D : diamètre du puits

La combinaison de ces deux relations donne :

$$- A = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{b}{a}\right)^2}}$$

$$- B = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{a}{b}\right)^2}}$$

$$D = 1,00\text{m}$$

$$a = 0,2\text{m}$$

$$b = 0,8\text{m}$$

d'où on obtient A= 0,28m et B=0,97m.

Nous allons prendre :

- A= 0,25m
- B= 1,00m

La hauteur utile d de la semelle doit vérifier les relations suivantes :

$$- \frac{B-b}{4} \leq d \leq B-b$$

Nous prendrons d= 0,20m.

Il faut en outre que l'enrobage des armatures de la semelle soit au moins égale à 5cm.

D'où $h_t = 25\text{cm}$.

■ *Vérifications*

○ *Vérification vis-à-vis du poinçonnement*

Notre ouvrage repose sur de la roche compacte. L'expérience montre que la contrainte admissible pour les roches compactes est au moins égale à 10 bars, d'où on pourra prendre $q_{ad}=10\text{bars}$.

Les charges totales transmises au sol de fondation sont constituées par :

- les charges totales venant de la superstructure N
- le poids propre de la semelle Q_{sem}
- le poids propre du puits Q_{puits}

$$N = 166110\text{daN}$$

$$Q_{sem} = 1,00 \times 0,25 \times 0,20 \times 2500 = 125\text{daN}$$

Deuxième partie

$$Q_{puits} = \frac{\Pi x l^2}{4} \times 4,8 \times 2200 = 8293 \text{ daN}$$

$$Q = N + Q_{sem} + Q_{puits} = 174528 \text{ daN}$$

La contrainte transmise est :

$$q = \frac{Q}{S}$$

$$\frac{17,45}{\Pi x 1} \times 4 = 22,22 \text{ T/m}^2 = 2,22 \text{ bars} \leq q_{ad} = 10 \text{ bars}$$

La condition de non poinçonnement est vérifiée.

- o *Vérification vis-à-vis de la résistance du béton à la compression*

Le puits travaille en compression simple. Par conséquent, nous devons vérifier la capacité portante du béton constituant le puits à la force de pression qu'il supporte et déterminer l'éventuelle section d'armatures à y placer.

La capacité portante du puits est donnée par :

$$N_{uc} = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A f_e}{\gamma_s} \right]$$

A : section d'armatures principales ; nous allons à priori supposer que le puits n'est pas armé et que l'effort de compression est donc supportée en totalité par le béton, soit A=0

Br : section du béton réduite de 1cm sur la périphérie.

$$B_r = \frac{\Pi(B - 0,02)^2}{4} = 0,75 \text{ m}^2$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$f_{c28} = 16 \text{ MPa}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} : élancement$$

$l_f = 2l_0$: longueur de flambement

i : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

$$I = \frac{\Pi R^4}{4} \text{ et } S = \Pi R^2$$

$$i = \sqrt{\frac{R^2}{4}}$$

Deuxième partie

soit $i = 25\text{cm}$

$$\lambda = 40 < 50$$

$$\text{d'où } \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,84$$

$$N_{uc} = 7,467 \text{ MPa} = 746,7 \text{ T} > 231 \text{ T} \text{ (charge totale à l'ELU)}$$

Le béton résiste bien à la compression et les armatures ne sont pas nécessaires. Toutefois, on mettra des armatures en attente en tête du puits.

- **Détermination des armatures de la semelle**

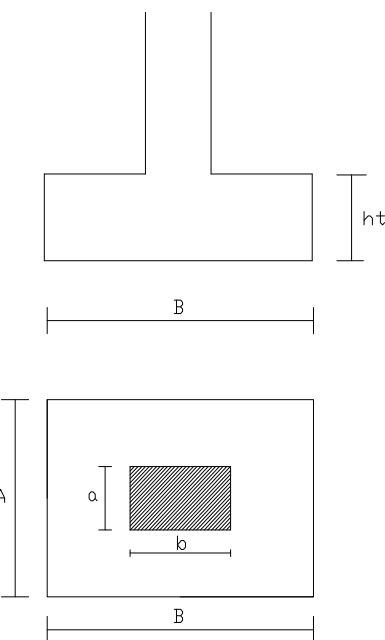


Figure 42 : semelle de liaison

- ELU :

$$1,35G + 1,5Q + W = 2,31 \text{ MN}$$

$$P_u = 2,31 \text{ MN}$$

$$A_a = \frac{P(A-a)}{8d_a \frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ et } A_b = \frac{P(B-b)}{8d_b \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{prenons } d_b = h_t - e - \frac{\phi}{2}$$

e : enrobage

$$\phi = 14 \text{ mm} \Rightarrow d_b = 19 \text{ cm} \text{ et } d_a = d_b - 2 = 17 \text{ cm}$$

Deuxième partie

d'où :

$$A_a = 2,44 \text{ cm}^2$$

$$A_b = 8,73 \text{ cm}^2$$

- ELS :

$$G+Q+W = 1,66 \text{ MN}$$

$$P = 1,66 \text{ MN}$$

$$A_a = \frac{P(A-a)}{8d_a \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_b = \frac{P(B-b)}{8d_b \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

d'où :

$$A_a = 3,03 \text{ cm}^2$$

$$A_b = 10,80 \text{ cm}^2$$

Nous retiendrons :

$$A_a = 3,93 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5T10$$

$$A_b = 12,06 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6T16$$

- Entraînement des armatures

➤ armatures parallèles à B :

$$A_b = 6T16$$

$$\frac{l_s}{\phi} = 35,3 \text{ cm} \Rightarrow l_s = 56,48 \text{ cm} \geq \frac{B}{4} = 25 \text{ cm}$$

Les armatures doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle, et comporter des crochets.

➤ armatures parallèles à A :

$$A_a = 5T10$$

$$\frac{l_s}{\phi} = 35,3 \text{ cm} \Rightarrow l_s = 35,3 \text{ cm} \geq \frac{A}{4} = 6 \text{ cm}$$

Les armatures doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle, et comporter des ancrages courbes.

II.3.2. Dimensionnement des poteaux

Les poutres étant considérées comme simplement appuyées sur les poteaux (poutres non solidaires des poteaux), il n'existe donc pas de moments créés par la solidarité de ces poteaux avec les poutres.

Deuxième partie

Par ailleurs, étant donné que nous allons dimensionner le poteau le plus sollicité qui se trouve au rez-de-chaussée, le moment de flexion dû aux effets du vent ne conduit qu'à une faible excentricité de l'effort normal de compression.

Notre dimensionnement se fera donc en compression simple.

Nous considérerons le poteau B4 du rez-de-chaussée.

a. Inventaire des charges

- Charges permanentes

$$G = 1,04 \text{ MN}$$

- Surcharges d'exploitation

$$Q = 0,44 \text{ MN}$$

- Surcharges dues au vent

$$W = 0,00177 \text{ MN}$$

b. Combinaison d'actions

$$1,35G + 1,5Q + W = 2,07 \text{ MN}$$

$$1,35G + 1,5W + Q = 1,85 \text{ MN}$$

Nous considérerons la première combinaison qui est la plus défavorable.

c. Détermination des armatures

- Longueur de flambement

Lorsqu'un poteau est soumis à un effort de compression axial, les imperfections de réalisation du poteau et d'application de cet effort conduisent à un risque de flambement : le poteau subit une flexion « parasite » et risque la ruine sous un effort de compression supérieur à la résistance théorique à la compression : ce phénomène est appelé flambement.

La longueur de flambement est évaluée en fonction de la longueur libre L_0 du poteau.

La longueur libre L_0 d'un poteau appartenant à un bâtiment à étages multiples est comptée entre faces supérieures de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du premier plancher.

Dans le cas de bâtiments courants, la valeur de la longueur de flambement est fixée par le règlement :

$$L_f = 0,7L_0$$

$$L_0 = 3,6 \text{ m}$$

$$L_f = 2,52 \text{ m}$$

- Elancement

Deuxième partie

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

l_f : longueur de flambement

i : rayon de giration

I : inertie du poteau

S : section du poteau

$$\lambda = 45$$

- Coefficient α

Dans notre cas $\lambda \leq 50$, d'où :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0,64.$$

- Section réduite Br

Br est la surface du poteau réduite de 1cm de chaque face :

$$Br = 0,78 \times 0,18 = 0,14m^2$$

- Détermination des armatures longitudinales

$$A \geq \frac{\beta N_u - Br \frac{f_{bc}}{0,9}}{0,85 \frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ avec } \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

$$\beta = 1,33$$

$$A_u \geq 18,4cm^2$$

Pour les sections rectangulaires, la distance maximale entre barres voisines doit respecter :

$$c \leq \min\{a + 10cm; 40cm\} \text{ soit } c \leq 30 \text{ cm.}$$

On doit donc avoir aux moins 3 barres sur le grand côté b.

Choisissons $A = 18,85cm^2$ soit 6T20.

- Armatures minimales et maximales

$$A \geq \max\{4u; 0,2\% B\}$$

$$A \leq 5\% B$$

u : périmètre de la section

B : section du poteau.

$$4u = 8cm^2$$

Deuxième partie

$$0,2\%B = 3,2\text{cm}^2$$

$$5\%B = 80\text{cm}^2$$

Les conditions sont vérifiées, on peut retenir les sections d'armatures choisies.

- Détermination des armatures transversales

- diamètre

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \approx 7\text{mm}$$

$$\phi_t = 8\text{mm}$$

- espacement

$$s_t = \min\{15\phi_t; a + 10\text{cm}; 40\text{cm}\} \text{ d'où } s_t = 30\text{cm}.$$

II.3.3. Dimensionnement des poutres

Nous dimensionnerons la poutre continue de l'axe C qui est la plus sollicitée.

a. Détermination des sollicitations

- charges permanentes

- poids propre de la poutre : 900daN/ml
- poids du plancher :

La répartition des charges dues au plancher est trapézoïdale, mais celles-ci peuvent être ramenées à des charges uniformément réparties, en utilisant la formule :

$$p_{eq} = pl_x \left(1 - \frac{\alpha^2}{3} \right)$$

où p est la charge par unité d'aire, $p = 620 \text{ daN/m}^2$.

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y}, \alpha = 0,2$$

$$p_{eq} = 3671 \text{ daN/ml.}$$

$$\text{D'où } g = 4571 \text{ daN/ml.}$$

- Surcharges

- surcharges dues au plancher : 350 daN/m²

$$p_{eq} = 2072 \text{ daN/ml.}$$

Méthode de calcul

On se place dans le cas d'une fissuration compromettant la tenue du béton et de ses revêtements, ainsi la méthode forfaitaire n'est pas applicable. Nous utiliserons la méthode de

Deuxième partie

CAQUOT, en réduisant par le coefficient 2/3 les moments aux appuis dus aux charges permanentes.

D'autre part, nous nous plaçons dans le cas où les poutres sont considérées comme non solidaires des poteaux, soit simplement appuyées sur ceux-ci.

- Combinaison d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer sont :

- ELU :

- moments aux appuis : $1,35 \left(\frac{2G}{3} \right) + 1,5 Q$

- autres : $1,35G + 1,5Q$

- ELS :

- moments aux appuis : $\frac{2G}{3} + Q$

- autres : $G + Q$

- Moments aux appuis

Comme il n'y a pas de charges concentrées, la formule donnant les moments aux appuis se réduit à :

$$M = \frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8,5(L_w + L_e)}$$

$L' = L$ pour une travée de rive

$L' = 0,8L$ pour une travée intermédiaire

L_w et L_e : longueurs fictives respectivement à gauche et à droite de l'appui considéré

q_w et q_e : charges linéaires à gauche et à droite de l'appui considéré.

- Efforts tranchants

Les efforts tranchants d'appuis (V_w sur l'appui gauche et V_e sur l'appui droit) sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres continues en faisant état des moments de continuité :

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2} - \sum P_i \left(1 - \frac{a_i}{L} \right)$$

$$V_e = V_w + qL + \sum P_i$$

P_i : charges concentrées appliquées sur la travée aux abscisses x_i à partir de l'appui gauche (ici, $P_i=0$)

- Moment maximal en travée

Deuxième partie

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme x_0 l'abscisse à partir de l'appui gauche :

$$x_0 = \frac{-V_w}{q}$$

Le moment maximal en travée vaut :

$$M_t = M_w - V_w x_0 - \frac{qx_0^2}{2}$$

- Calculs
- ELU

$$q_{réel} = 92,79 \text{ kN/m}$$

$$q_{réduit} = 72,22 \text{ kN/m}$$

- travée C_1-C_2

$$M_w = 0$$

$$M_e = \frac{(72,22x6^3) + (72,22x4,8^3)}{8,5(6+4,8)} = 257 \text{ kNm}$$

$$V_w = \frac{257}{6} - \frac{92,79x6}{2} = -236 \text{ kN}$$

$$V_e = -236 + 92,79x6 = 321 \text{ kN}$$

$$x_0 = 2,54 \text{ m}$$

$$M_t = 236x2,54 - \frac{92,79x2,54^2}{2} = 300 \text{ kNm.}$$

- travée C_2-C_3

$$M_w = 257 \text{ kNm}$$

$$M_e = \frac{(72,22x5,2^3) + (72,22x4,8^3)}{8,5(5,2+4,8)} = 213 \text{ kNm}$$

$$V_w = \frac{-257 + 213}{6} - \frac{92,79x6}{2} = -286 \text{ kN}$$

$$V_e = -286 + 92,79x6 = 271 \text{ kN}$$

$$x_0 = 3,08 \text{ m}$$

$$M_t = -257 + 286x3,08 - \frac{92,79x3,08^2}{2} = 184 \text{ kNm.}$$

- travée C_3-C_4

$$M_w = 213 \text{ kNm}$$

Deuxième partie

$$M_e = \frac{(72,22x5,2^3) + (72,22x4,8^3)}{8,5(5,2 + 4,8)} = 213 \text{ kNm}$$

$$V_w = \frac{92,79x6}{2} = -302 \text{ kN}$$

$$V_e = -302 + 92,79x6 = 302 \text{ kN}$$

$$x_0 = 3,25 \text{ m}$$

$$M_t = -213 + 302x3,25 - \frac{92,79x3,25^2}{2} = 278 \text{ kNm.}$$

o ELS

$$q_{réel} = 66,43 \text{ kN/m}$$

$$q_{réduit} = 51,19 \text{ kN/m}$$

- travée C₁-C₂

$$M_w = 0$$

$$M_e = \frac{(51,19x6^3) + (51,19x4,8^3)}{8,5(6 + 4,8)} = 182 \text{ kNm}$$

$$V_w = \frac{182}{6} - \frac{66,43x6}{2} = -169 \text{ kN}$$

$$V_e = -169 + 66,43x6 = 230 \text{ kN}$$

$$x_0 = 2,54 \text{ m}$$

$$M_t = 169x2,54 - \frac{66,43x2,54^2}{2} = 215 \text{ kNm.}$$

- travée C₂-C₃

$$M_w = 182 \text{ kNm}$$

$$M_e = \frac{(51,19x5,2^3) + (51,19x4,8^3)}{8,5(5,2 + 4,8)} = 151 \text{ kNm}$$

$$V_w = \frac{-182 + 151}{6} - \frac{66,43x6}{2} = -204 \text{ kN}$$

$$V_e = -204 + 66,43x6 = 195 \text{ kN}$$

$$x_0 = 3,08 \text{ m}$$

$$M_t = -182 + 204x3,08 - \frac{66,43x3,08^2}{2} = 131 \text{ kNm.}$$

- travée C₃-C₄

$$M_w = 151 \text{ kNm}$$

Deuxième partie

$$M_e = \frac{(51,19 \times 5,2^3) + (51,19 \times 4,8^3)}{8,5(5,2 + 4,8)} = 151 \text{ kNm}$$

$$V_w = \frac{66,43 \times 6,5}{2} = -216 \text{ kN}$$

$$V_e = -216 + 66,43 \times 6,5 = 216 \text{ kN}$$

$$x_0 = 3,25 \text{ m}$$

$$M_t = -151 + 216 \times 3,25 - \frac{66,43 \times 3,25^2}{2} = 200 \text{ kNm.}$$

Les moments et efforts tranchants pour les travées C₄-C₅ et C₅-C₆ sont déduits par symétrie par rapport à l'axe central.

- Diagrammes
- ELU

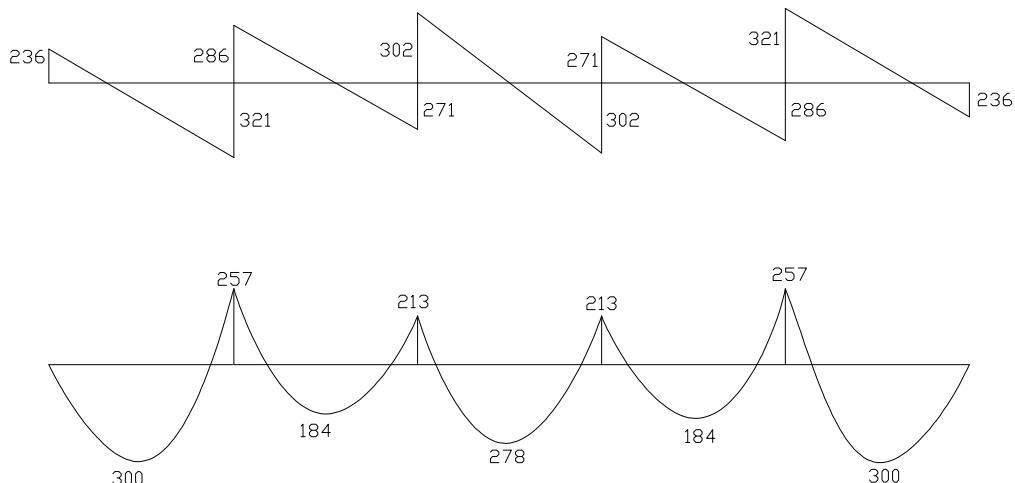


Figure 43 : diagramme des moments fléchissants et efforts tranchants à l'ELU dans les poutres (dalle pleine)

Deuxième partie

o ELS

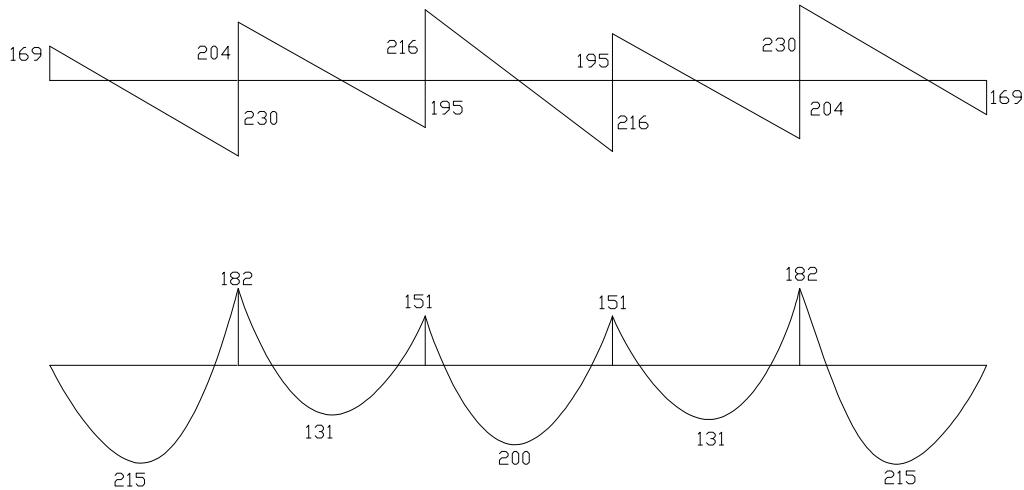


Figure 44 : : diagramme des moments fléchissants et efforts tranchants à l'ELS dans les poutres (dalle pleine)

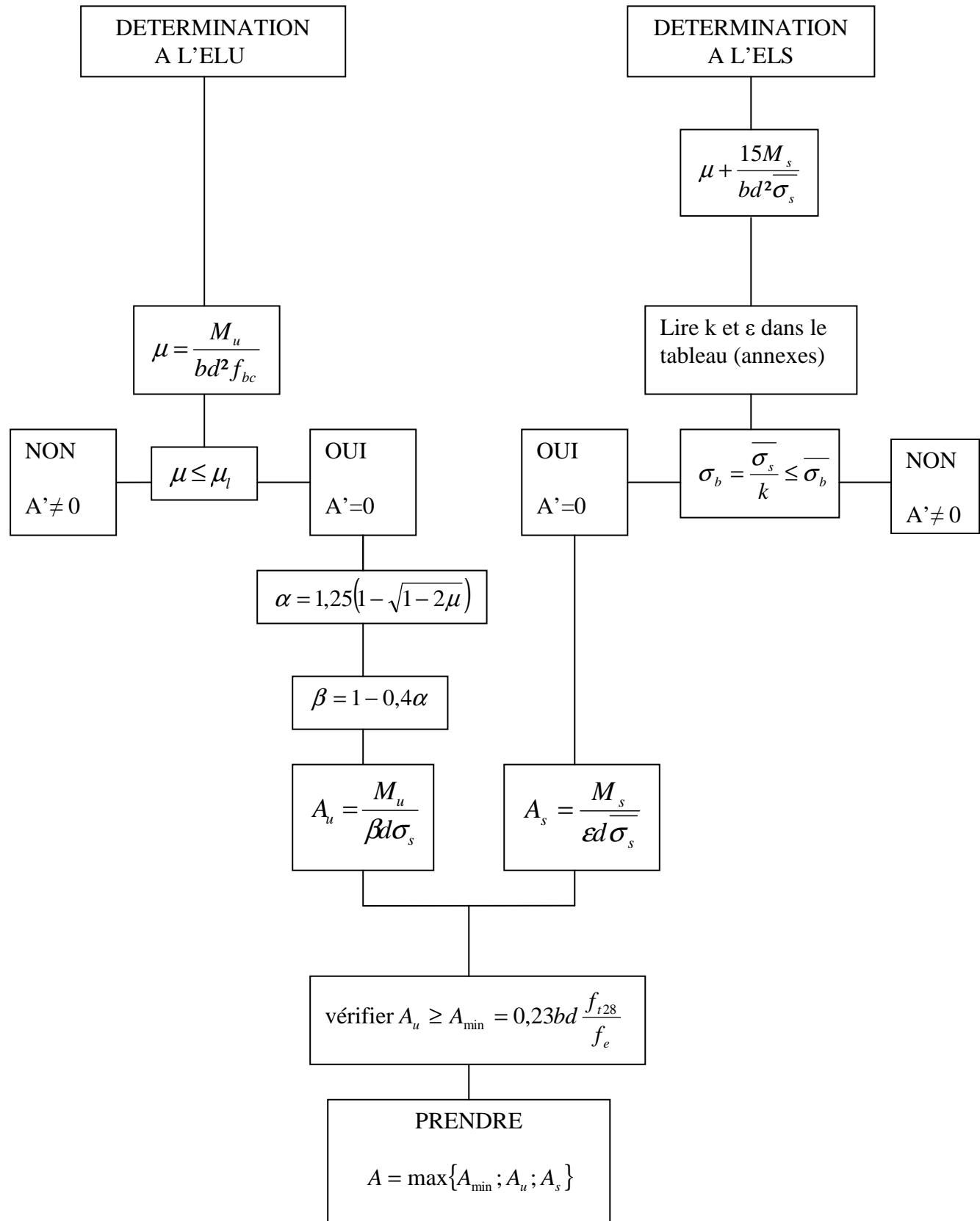
b. Détermination des armatures

Les sections des poutres sont sollicitées en flexion simple. Les moments de flexion sont déduits des courbes obtenues précédemment.

Données utiles de calcul :

- $b = 60\text{cm}$
- $h = 60\text{cm}$
- $d = 0,9h = 54\text{cm}$
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$
- $f_e = 400 \text{ MPa}$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$
- $\overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPa}$ (fissuration préjudiciable)
- $\overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$

ORGANIGRAMMES RECAPITULATIFS POUR LA DETERMINATION DES ARMATURES EN FLEXION SIMPLE EN FISSURATION PREJUDICIALE



Deuxième partie

■ Résultats

Tableau 35 : armatures dans les poutres calculées à l'ELU (dalle pleine)

travée	dimensions			ELU				
	b	h	d	Mu[Tm]	μ	α	β	$A_u(cm^2)$
C1-C2	60	60	54	30	0,121	0,162	0,935	17,07
	60	60	54	25,7	0,104	0,137	0,945	14,47
C2-C3	60	60	54	18,4	0,074	0,097	0,961	10,18
	60	60	54	21,3	0,086	0,112	0,955	11,87
C3-C4	60	60	54	27,8	0,112	0,149	0,940	15,73
	100	12	10,5	3,18	0,204	0,288	0,885	9,83

Tableau 36 : armatures dans les poutres calculées à l'ELS (dalle pleine)

travée	dimensions			ELS					
	b (cm)	h (cm)	d (cm)	Ms[Tm]	μ	k	ϵ	σ_b (bars)	A_s (cm ²)
C1-C2	60	60	54	21,5	0,0914	26,23	0,8787	76,87	22,47
	60	60	54	18,2	0,0774	29,18	0,8868	69,099	18,85
C2-C3	60	60	54	13,10	0,0557	35,84	0,9017	56,26	13,34
	60	60	54	15,1	0,0642	32,8	0,8954	61,47	15,49
C3-C4	60	60	54	20	0,0850	27,48	0,8823	73,37	20,82
	60	60	54	15,1	0,0642	32,8	0,8954	61,47	15,49

Tableau 37 : armatures réelles dans les poutres (dalle pleine)

armatures réelles	
choix	$A(cm^2)$
4T25+1T20	22,78
6T20	18,85
3T20+2T16	13,45
5T20	15,71
3T25+2T20	21,01
5T20	15,71

c. Vérifications

■ Vérification du béton

L'effort tranchant maximal a pour valeur $V_u = 32100$ daN, d'où :

$$\tau_{u0} = \frac{V_{u0}}{b_0 d} \text{ avec , } p_u = 9279 \text{ daN/ml}$$

$$\tau_{u0} = 0,848 MPa$$

Deuxième partie

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

On prévoit une section minimale d'armatures transversales.

- Armatures transversales

- section minimale d'armatures d'âme

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{0,4 b_0}{f_e}$$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0,06 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

- diamètre des armatures d'âme

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \frac{\phi_l}{3} \right\}$$

$$\phi_t \leq 8 \text{ mm}$$

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

- Condition de non fragilité

$$\rho_t \geq \rho_{t \min} = \frac{1}{f_e} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\rho_t \geq \rho_{t \min} = 0,001 \text{ cm}^2$$

- Espacements

$$st_{\text{adm}} = \min \{0,9d; 40\}$$

$$st_{\text{adm}} = 40 \text{ cm.}$$

$$st \leq \frac{0,8 f_e A_t}{b_0 (\tau_{u0} - 0,3 f_{tj})}$$

En prenons $A_t = 0,85 \text{ m}^2$ (3T6) :

$$st \leq 21 \text{ cm}$$

Nous retiendrons donc comme écartement initial $st_0 = 20 \text{ cm}$ et les armatures transversales seront distribuées selon la méthode de Caquot.

Deuxième partie

- Répartition des armatures transversales

$$l'_0 = 1 + \left(L_0 - \frac{h}{2} \right) \left(1 - \frac{0,5k}{\tau_{u0}} \right)$$

l_0 : demi portée de la poutre

$k=1$.

$$l'_0 = 2,1m$$

Tableau 38 : répartition des cadres (dalle pleine)

Nombre de répétition l'_0	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1
Nombre cumulé	2,1	4,2	6,3	8,4	10,5
Nombre arrondi	2	4	6	8	11
Nombre pratique	2	2	2	2	3

Le premier plan d'armatures sera placé à $\frac{st_0}{2} = 10cm$ de l'appui et comme nous avons la demi

portée $\frac{5,8}{2} = 2,9m$, on a $n_0=3$. Par suite, nous utiliserons les nombres de répétition déterminés

précédemment. Les répartitions des cadres seront ainsi les suivantes :

10-5x20-2x25-2x35-3x40-2x35-2x25-5x20-10.

- Vérification de compression du béton

- longueur d'appui a :

$$\frac{3,75V_u}{b_0 f_{cj}} \leq a \leq 0,9d$$

$$\Rightarrow 7,5 \leq a \leq 0,9d$$

prenons $a=0,15m$

A l'appui nous devons avoir :

$$V_u \leq 0,4 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ab_0 \text{ et } A \geq \frac{1,15V_u}{f_e}$$

$$V_u = 302100N \leq 0,267 \times 25 \times 150 \times 600 = 600750N$$

et $A \geq 8,69cm^2$.

On prolongera jusqu'à l'appui $2T25=9,82cm^2$.

- Etat limite de service vis-à-vis de la déformation

On doit vérifier :

Deuxième partie

$$- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$- \frac{h}{L} \geq 0,1 \frac{M_t}{M_0}$$

$$- \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$h = 60\text{cm}$: hauteur de la poutre

$L = 6\text{m}$: portée des poutres

M_t : moment maximal en travée

M_0 : moment isostatique

$$M_0 = \frac{qL^2}{8} = 29894\text{daNm}$$

$b = 60\text{cm}$

$d = 54\text{cm}$

$f_e = 400\text{MPa.}$

D'où :

$$\frac{h}{L} = 0,097 \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} = 0,097 \geq 0,1 \frac{M_t}{M_0} = 0,072$$

$$\frac{A}{bd} = 0,009 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$$

Les conditions pour qu'il n'y ait pas lieu de calculer la flèche sont vérifiées.

- Condition de non-fragilité

$A \geq 0,001bh$ en section rectangulaire

donc $A \geq 3,6\text{cm}^2$

Nous pouvons alors retenir les sections d'armatures calculées.

- Longueur de scellement droit

Elle est donnée par :

$$l_s = \frac{f_e \phi}{4\tau_{su}} \text{ où } \tau_{su} = 0,6\psi_s^2 f_{t28}$$

$\psi_s = 1,5$ pour les HA

$l_s = 88\text{cm.}$

Deuxième partie

On a un paquet de deux barres superposées.

Aux appuis extrêmes, la longueur d'ancrage l_s est supérieure à la longueur d'appui qui vaut 0,16 m. Il faut alors prévoir des armatures munies de crochets normaux sur une longueur d'appui de $l_a=0,4l_s$.

- Vérification des conditions aux appuis
 - appui de rive
 - armatures longitudinales

V_u désignant l'effort tranchant à l'appui et H_u la force horizontale transmise par l'appui, la condition à vérifier est :

$$A_s \geq \frac{V_u + H_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \quad H_u = 0$$

$$A_s \geq 8,85 \text{ cm}^2$$

- appuis voisins de l'appui de rive
 - armatures longitudinales

$$A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0,9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_s < 0 : \text{vérifié.}$$

- Contrainte moyenne de compression du béton

$$\sigma_{bcmoyen} = \frac{2V_u}{ab} \leq 1,3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bcmoyen} = \frac{2V_u}{ab} = 7,13 \text{ MPa} \leq 21,7 \text{ MPa} : \text{vérifié.}$$

- appuis de la travée centrale
 - armatures longitudinales

$$A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0,9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_s < 0 : \text{vérifié.}$$

Deuxième partie

- contrainte moyenne de compression du béton

$$\sigma_{bcmoyen} = \frac{2V_u}{ab} \leq 1,3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bcmoyen} = \frac{2V_u}{ab} = 6,02 MPa \leq 21,7 MPa : \text{vérifié.}$$

II.3.4. Dimensionnement de la dalle pleine

a. Dalle rectangulaire avec $\alpha = 0,2$

$\alpha \leq 0,4$: on ne tient compte que de la flexion dans le sens L_x .

Pour une bande de largeur unité, on a :

$$M_{0x} = \frac{pl_x^2}{8} \text{ et } M_{0y} = 0$$

où p : charge par unité d'aire.

- charges permanentes :

$$g = 620 \text{ daN/m}^2$$

- surcharges :

$$p = 350 \text{ daN/m}^2$$

a.1.calcul à l'ELU

- o Combinaison d'actions

$$1,35g + 1,5p = 1362 \text{ daN/m}^2$$

- o Données utiles de calcul

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$f_{bc} = 14,7 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$d_x = 18 \text{ cm}$$

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

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

- o Détermination des armatures

$$\mu = \frac{M_u}{bd_x^2 f_{bc}} \text{ avec } M_u = \frac{ql_x^2}{8} = 6129 \text{ daNm}$$

$$\mu = 0,133 \leq \mu_l = 0,392$$

Deuxième partie

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right)$$

$$\alpha = 0,179$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,928$$

$$A_x = \frac{M_u}{\beta d_x \sigma_s}$$

$$A_x = 10,54 \text{ cm}^2$$

a.2.calcul à l'ELS

- o Combinaison d'actions

$$g+p = 970 \text{ daN/m}^2$$

- o Données utiles de calcul

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$f_{bc} = 14,7 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$d_x = 18 \text{ cm}$$

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

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

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}; \max \left(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\}, \text{ fissuration préjudiciable}$$

pour FeE400 : $\eta = 1,6$

$$\Rightarrow \overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{15M_{0x}}{bd_x^2 \sigma_s} \text{ avec } M_{0x} = \frac{ql_x^2}{8} = 4365 \text{ daNm}$$

$$\mu = 0,1002$$

$$\Rightarrow k = 24,717$$

$$\varepsilon = 0,8742$$

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k} = 8,16 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

Deuxième partie

$$A_x = \frac{M_{0x}}{\varepsilon d_x \sigma_s}$$

$$A_x = 13,76 \text{cm}^2$$

L'ELS est déterminant, donc $A \geq 13,76 \text{cm}^2$.

Prenons 7T16, soit $A_x = 14,07 \text{cm}^2$.

- Armatures de répartition

$$A_y = \frac{A_x}{3} = 4,69 \text{cm}^2, \text{ prenons 5T12 soit } A_y = 5,65 \text{cm}^2.$$

a.3. Vérifications

- o Section minimale d'armatures

- Armatures parallèles à l_y :

$$\text{FeE400} \Rightarrow A_{\min} \geq 8h_0$$

$$A_{\min} \geq 8 \times 20 = 1,6 \text{cm}^2$$

- Armatures parallèles à l_x :

$$A_{\min} \geq 8h_0 x \frac{3-\alpha}{2}$$

$$A_{\min} \geq 2,24 \text{cm}^2$$

d'où les conditions sont vérifiées.

- o Diamètre maximal des armatures

$$\phi \leq \frac{h_0}{10} = 20 \text{cm}$$

La condition est vérifiée.

- o Espacements maximaux

$$E_{\max} = \min[2h_0; 25 \text{cm}] = 25 \text{cm}$$

Dans notre cas :

$$e = 14 \text{cm} < E_{\max}$$

- o Efforts tranchants

$$\alpha \leq 0,4 \Rightarrow V_x = \frac{p_u l_x}{2} et V_y = 0$$

$$p_u = 1362 \text{daN/m}^2$$

$$V_x = 4086 \text{daN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_{xu}}{bd_x} = 0,227 \text{MPa}$$

Deuxième partie

Le diagramme $h - \tau_u$ en fissuration préjudiciable du BAEL91(modifié 99) indiquant la nécessité éventuelle des armatures transversales(annexe A-11) montre que pour $h= 20\text{cm}$ et $\tau_u=0,227\text{MPa}$, les armatures transversales sont inutiles, τ_u étant largement inférieur à la valeur limite ($1,2\text{MPa}$).

o Vérification des flèches

Les conditions à vérifier sont :

$$- \frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_{0x}}$$

$$- \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

Notre dalle étant isostatique, on a $M_t=M_{0x}$

$$\frac{h}{l_x} = 0,03 \text{ et } \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_{0x}} = 0,05$$

$$\frac{h}{l_x} \leq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_{0x}}$$

$$\frac{A}{bd} = 0,008 \geq \frac{2}{f_e} = 0,005$$

Les conditions n'étant pas vérifiées, il faut donc procéder au calcul des flèches :

Appelons j : charge permanente avant la mise en place des cloisons

g : charge permanente après la mise en place des cloisons

p : charge permanente + charge d'exploitation

$$j = 620 \text{ daN/m}^2$$

$$g = 720 \text{ daN/m}^2$$

$$p = 970 \text{ daN/m}^2$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = 0,008 \text{ (A=14,07cm}^2\text{)}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \text{ avec } f_{t28}=2,1 \text{ MPa et } b=b_0=100\text{cm}$$

$$\Rightarrow \lambda_i = 2,6$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$$

Deuxième partie

$$\lambda_v = 1,05$$

- calcul de σ_s sous les charges à considérer :

$$M_j = \frac{6200x6^2}{8} = 27900 \text{ Nm / ml}$$

$$M_g = \frac{7200x6^2}{8} = 32400 \text{ Nm / ml}$$

$$M_p = \frac{9700x6^2}{8} = 43650 \text{ Nm / ml}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{\beta_1 dA} \text{ où } \beta_1 = 0,8730$$

Tableau 39 : valeurs de σ_s ($\alpha=0,2$)

M	M_j	M_g	M_p
σ_s [MPa]	126,2	146,5	197,4

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t_{28}}}{4 \rho \sigma_s + f_{t_{28}}}$$

$$\mu_j = 0,40$$

$$\mu_g = 0,458$$

$$\mu_p = 0,563$$

$$E_i = 11000 f_{c28}^{1/3} = 32164 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 f_{c28}^{1/3} = 10819 \text{ MPa}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d_1 \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - d_2 \right)^2 \right]$$

$$A_s = 14,07 \text{ cm}^2 \text{ et } A_s' = 0$$

$$d_1 = 2 \text{ cm} \Rightarrow I_0 = 80174 \text{ cm}^4$$

- flèche due à g :

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \text{ et } I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + 0,4 \lambda_i \mu}$$

$$\mu_g = 0,458 \Rightarrow I_{fi} = 40255 \text{ cm}^4 \text{ et } \Rightarrow I_{fv} = 59737 \text{ cm}^4$$

$$f_{gi} = \frac{M_g l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Deuxième partie

$$f_{gi} = 0,9 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g l^2}{10E_v I_{fv}}$$

$$f_{gv} = 1,8 \text{ cm}$$

- flèche due à j :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$\mu_j = 0,4 \text{ et } \Rightarrow I_{fi} = 43231 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_j l^2}{10E_i I_{fi}}$$

$$f_{ji} = 0,72 \text{ cm}$$

- flèche due à p :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$\mu_p = 0,563 \text{ et } \Rightarrow I_{fi} = 35795 \text{ cm}^4$$

$$f_{pi} = \frac{M_p l^2}{10E_i I_{fi}}$$

$$f_{pi} = 1,47 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{pi} - f_{ji} + f_{gv} - f_{gi} = 1,65 \text{ cm}$$

or la flèche admissible est :

$$f_{adm} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,1 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t \geq f_{adm}$$

Il faut alors prévoir une contre flèche lors de la construction de l'ouvrage.

b. Dalle rectangulaire comportant des cloisons avec $\alpha = 0,2$

Entre les files 3 et 4, la dalle C₃D₃D₄C₄ comporte les cloisons pour sanitaires. Il est alors nécessaire de faire un calcul particulier des armatures sur cette section.

La charge permanente due aux cloisons vaut :

- briques creuses (e=10cm) : 115 daN/m²
- enduit s les deux faces : 66 daN/m²

Deuxième partie

- total : 181 daN/m^2

d'où $g = 620 + 181 \text{ daN/m}^2$

$p = 250 \text{ daN/m}^2$

c.3. calcul à l'ELU

- Combinaison d'actions

$$1,35g + 1,5p = 1456 \text{ daN/m}^2$$

- Données utiles de calcul

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$f_{bc} = 14,7 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$d_x = 18 \text{ cm}$$

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

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

- Détermination des armatures

$$\mu = \frac{M_u}{bd_x^2 f_{bc}} \text{ avec } M_u = \frac{ql_x^2}{8} = 6552 \text{ daN/m/ml}$$

$$\mu = 0,143 \leq \mu_l = 0,392$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right)$$

$$\alpha = 0,194$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,922$$

$$A_x = \frac{M_u}{\beta d_x \sigma_s}$$

$$A_x = 11,34 \text{ cm}^2$$

c.4. calcul à l'ELS

- Combinaison d'actions

$$g + p = 1051 \text{ daN/m}^2$$

- Données utiles de calcul

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$f_{bc} = 14,7 \text{ MPa}$$

Deuxième partie

$f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$d_x = 18 \text{ cm}$

$b = 100 \text{ cm}$

$h = 20 \text{ cm}$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}; \max \left(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\}, \text{ fissuration préjudiciable}$$

pour FeE400 : $\eta = 1,6$

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{15M_{0x}}{bd_x^2 \sigma_s} \text{ avec } M_{0x} = \frac{ql_x^2}{8} = 4730 \text{ daN/m/ml}$$

$$\mu = 0,1086$$

$$\Rightarrow k = 23,44$$

$$\varepsilon = 0,8699$$

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma}_s}{k} = 8,6 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$A_x = \frac{M_{0x}}{\varepsilon d_x \sigma_s}$$

$$A_x = 14,98 \text{ cm}^2$$

L'ELS est déterminant, donc $A \geq 14,98 \text{ cm}^2$.

Prenons 8T16, soit $A_x = 16,08 \text{ cm}^2$.

- Armatures de répartition

$$A_y = \frac{A_x}{3} = 5,36 \text{ cm}^2, \text{ prenons 5T12 soit } A_y = 5,65 \text{ cm}^2.$$

c.5. Vérifications

o Section minimale d'armatures

- Armatures parallèles à l_y :

$$\text{FeE400} \Rightarrow A_{\min} \geq 8h_0$$

$$A_{\min} \geq 8 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

- Armatures parallèles à l_x :

$$A_{\min} \geq 8h_0 x \frac{3-\alpha}{2}$$

Deuxième partie

$$A_{\min} \geq 2,24 \text{ cm}^2$$

d'où les conditions sont vérifiées.

- o Diamètre maximal des armatures

$$\phi \leq \frac{h_0}{10} = 20 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée.

- o Espacements maximaux

$$E_{\max} = \min[2h_0; 25 \text{ cm}] = 25 \text{ cm}$$

Dans notre cas :

$$e = 12,5 \text{ cm} < e_{\max}$$

- o Efforts tranchants

$$\alpha \leq 0,4 \Rightarrow V_x = \frac{p_u l_x}{2} \text{ et } V_y = 0$$

$$p_u = 1456 \text{ daN/m}^2$$

$$V_x = 4368 \text{ daN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_{xu}}{bd_x} = 0,243 \text{ MPa}$$

Le diagramme $h - \tau_u$ en fissuration préjudiciable du BAEL91(modifié 99) indiquant la nécessité éventuelle des armatures transversales(annexe A-11) montre que pour $h = 20 \text{ cm}$ et $\tau_u = 0,243 \text{ MPa}$, les armatures transversales sont inutiles, τ_u étant largement inférieur à la valeur limite (1,2MPa).

- o Vérification des flèches

Les conditions à vérifier sont :

$$- \frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_{0x}}$$

$$- \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

Notre dalle étant isostatique, on a $M_t = M_{0x}$

$$\frac{h}{l_x} = 0,03 \text{ et } \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_{0x}} = 0,05$$

$$\frac{h}{l_x} \leq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_{0x}}$$

Deuxième partie

$$\frac{A}{bd} = 0,009 \geq \frac{2}{f_e} = 0,005$$

Les conditions n'étant pas vérifiées, il faut donc procéder au calcul des flèches :

j : charge permanente avant la mise en place des cloisons

g : charge permanente après la mise en place des cloisons

p : charge permanente + charge d'exploitation

$$j = 620 \text{ daN/m}^2$$

$$g = 801 \text{ daN/m}^2$$

$$p = 1051 \text{ daN/m}^2$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = 0,009 \text{ (A=16,08cm}^2\text{)}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \text{ avec } f_{t28}=2,1 \text{ MPa et } b=b_0=100\text{cm}$$

$$\Rightarrow \lambda_i = 2,3$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$$

$$\lambda_v = 0,93$$

- calcul de σ_s sous les charges à considérer :

$$M_j = \frac{6200x6^2}{8} = 27900 \text{ Nm / ml}$$

$$M_g = \frac{8010x6^2}{8} = 36045 \text{ Nm / ml}$$

$$M_p = \frac{10510x6^2}{8} = 47295 \text{ Nm / ml}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{\beta_1 dA} \text{ où } \beta_1 = 0,8604$$

Tableau 40 : valeurs de $\sigma_s(\alpha=0,2)$

M	M _j	M _g	M _p
$\sigma_s \text{ [MPa]}$	112	144,7	189,9

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

Deuxième partie

$$\mu_j = 0,4$$

$$\mu_g = 0,497$$

$$\mu_p = 0,589$$

$$E_i = 11000 f_{c28}^{1/3} = 32164 Mpa$$

$$E_v = 3700 f_{c28}^{1/3} = 10819 Mpa$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d_1 \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - d_2 \right)^2 \right]$$

$A_s = 16,08 \text{ cm}^2$ et $A_s' = 0$

$$d_1 = 2 \text{ cm} \Rightarrow I_0 = 82103 \text{ cm}^4$$

- flèche due à g :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \text{ et } I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + 0,4\lambda_i \mu}$$

$$\mu_g = 0,497 \Rightarrow I_{fi} = 42141 \text{ cm}^4 \text{ et } \Rightarrow I_{fv} = 61976 \text{ cm}^4$$

$$f_{gi} = \frac{M_g l^2}{10E_i I_{fi}}$$

$$f_{gi} = 0,96 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g l^2}{10E_v I_{fv}}$$

$$f_{gv} = 1,94 \text{ cm}$$

- flèche due à j :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$\mu_j = 0,4 \text{ et } \Rightarrow I_{fi} = 47038 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_j l^2}{10E_i I_{fi}}$$

$$f_{ji} = 0,66 \text{ cm}$$

- flèche due à p :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

Deuxième partie

$$\mu_p = 0,589 \text{ et } \Rightarrow I_{fi} = 38354 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_p l^2}{10E_i I_{fi}}$$

$$f_{pi} = 1,38 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{pi} - f_{ji} + f_{gv} - f_{gi} = 1,7 \text{ cm}$$

or la flèche admissible est :

$$f_{adm} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,1 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t \geq f_{adm}$$

Il faut alors prévoir une contre flèche lors de la construction de l'ouvrage.

c. Dalle rectangulaire avec $\alpha = 0,5$

Etant donné que $0,4 \leq \alpha \leq 1$, on utilisera les abaques de Pigeaud pour le dimensionnement.

Les abaques de Pigeaud (annexes) donnent les valeurs de μ_x et μ_y en fonction de α .

Soit :

- ELU

$$p_u = 1362 \text{ daN/m}^2$$

$$\mu_x = 0,0966$$

$$\mu_y = 0,25$$

$$M_{oxu} = \mu_x l_x^2 p_u = 4736 \text{ daN/ml}$$

$$M_{oyu} = \mu_y M_{oxu} = 1184 \text{ daN/ml}$$

- ELS

$$p_s = 1362 \text{ daN/m}^2$$

$$\mu_x = 0,1$$

$$\mu_y = 0,3671$$

$$M_{oxs} = \mu_x l_x^2 p_s = 3492 \text{ daN/ml}$$

$$M_{oys} = \mu_y M_{oxs} = 1282 \text{ daN/ml}$$

c.1. calcul à l'ELU

o Sens l_x

$$\mu = \frac{M_{ux}}{bd_x^2 f_{bc}}$$

$$\mu = 0,103 \leq \mu_l = 0,392$$

Deuxième partie

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

$$\alpha = 0,136$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,946$$

$$A_x = \frac{M_{ux}}{\beta d_x \sigma_s}$$

$$A_{xu} = 7,99 \text{ cm}^2$$

o Sens l_y

$$\mu = \frac{M_{uy}}{bd_y^2 f_{bc}} \quad d_y = d_x - \phi_x \text{ avec } \phi_x = 1,6 \text{ cm.}$$

$$\mu = 0,031 \leq \mu_l = 0,392$$

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

$$\alpha = 0,136$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,984$$

$$A_{yu} = \frac{M_{uy}}{\beta d_y \sigma_s}$$

$$A_{yu} = 2,11 \text{ cm}^2$$

c.2.calcul à l'ELS

$$\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}; \max \left(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{ij}} \right) \right\}, \text{ fissuration préjudiciable}$$

pour feE400 : $\eta = 1,6$

$$\Rightarrow \overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPa}$$

o Sens l_x

$$\mu = \frac{15M_{xs}}{bd_x^2 \overline{\sigma_s}}$$

$$\mu = 0,0802$$

$$\Rightarrow k = 28,53$$

$$\varepsilon = 0,8852$$

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k} = 7,08 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

Deuxième partie

$$A_{xs} = \frac{M_{xs}}{\varepsilon d_x \sigma_s}$$

$$A_x = 10,87 \text{ cm}^2$$

o Sens l_y

$$\mu = \frac{15M_{ys}}{bd_y^2 \sigma_s}$$

$$\mu = 0,0355$$

$$\Rightarrow k = 47$$

$$\varepsilon = 0,0194$$

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma}_s}{k} = 4,29 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$A_{ys} = \frac{M_{ys}}{\varepsilon d_y \sigma_s}$$

$$A_{ys} = 4,22 \text{ cm}^2$$

L'ELS est déterminant, donc choisissons :

$$A_x = 12,06 \text{ cm}^2 \text{ soit 6T16}$$

$$A_y = 4,52 \text{ cm}^2 \text{ soit 4T12.}$$

c.3. Vérifications

o Section minimale d'armatures

- Armatures parallèles à l_y :

$$\text{FeE400} \Rightarrow A_{\min} \geq 8h_0$$

$$A_{\min} \geq 8 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

- Armatures parallèles à l_x :

$$A_{\min} \geq 8h_0 x \frac{3-\alpha}{2}$$

$$A_{\min} \geq 2 \text{ cm}^2$$

d'où les conditions sont vérifiées.

o Diamètre maximal des armatures

$$\phi \leq \frac{h_0}{10} = 20 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée.

Deuxième partie

- o Espacements maximaux

$$E_{\max} = \min[2h_0; 25\text{cm}] = 25\text{cm}$$

Dans notre cas :

$$e = 25\text{cm} \leq e_{\max}$$

- o Efforts tranchants

$$0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow V_x = \frac{p_u l_x l_y}{2l_y + l_x} \text{ et } V_y = \frac{p_u l_x}{3}$$

$$p_u = 1362 \text{ daN/m}^2$$

$$V_x = 3300 \text{ daN/ml}$$

$$V_y = 2700 \text{ dN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_{xu}}{bd_x} = 0,183 \text{ MPa}$$

Le diagramme h- τ_u en fissuration préjudiciable montre que pour $h = 20\text{cm}$ et $\tau_u = 0,183 \text{ MPa}$, les armatures transversales sont inutiles.

- o Vérification des flèches

Notre dalle étant isostatique, on a $M_t = M_{0x}$, $A_x = 12,06\text{cm}^2$.

$$\frac{h}{l_x} = 0,03 \text{ et } \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_{0x}} = 0,05$$

$$\frac{h}{l_x} \leq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_{0x}}$$

$$\frac{A}{bd} = 0,007 \geq \frac{2}{f_e} = 0,005$$

Les conditions n'étant pas vérifiées, il faut donc procéder au calcul des flèches :

j : charge permanente avant la mise en place des cloisons

g : charge permanente après la mise en place des cloisons

p : charge permanente + charge d'exploitation

$$j = 620 \text{ daN/m}^2$$

$$g = 720 \text{ daN/m}^2$$

$$p = 970 \text{ daN/m}^2$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = 0,007$$

Deuxième partie

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \text{ avec } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa et } b = b_0 = 100 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \lambda_i = 3$$

- calcul de σ_s sous les charges à considérer :

$$M_j = \frac{6200x6^2}{8} = 27900 \text{ Nm / ml}$$

$$M_g = \frac{7200x6^2}{8} = 32400 \text{ Nm / ml}$$

$$M_p = \frac{9700x6^2}{8} = 43650 \text{ Nm / ml}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{\beta_1 dA} \text{ où } \beta_1 = 0,8803$$

Tableau 41 : valeurs de σ_s ($\alpha=0,5$)

M	M _j	M _g	M _p
σ_s [MPa]	146	169,6	228,5

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_j = 0,41$$

$$\mu_g = 0,463$$

$$\mu_p = 0,568$$

$$E_i = 11000 f_{c28}^{1/3} = 32164 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 3700 f_{c28}^{1/3} = 10819 \text{ Mpa}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d_1 \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - d_2 \right)^2 \right]$$

$$A_s = 12,06 \text{ cm}^2 \text{ et } A_s' = 0$$

$$d_1 = 2 \text{ cm} \Rightarrow I_0 = 78244 \text{ cm}^4$$

- flèche due à g :

Deuxième partie

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_i\mu} \text{ et } I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1+0,4\lambda_i\mu}$$

$$\mu_g = 0,463 \Rightarrow I_{fi} = 36027 \text{ cm}^4 \text{ et } \Rightarrow I_{fv} = 55328 \text{ cm}^4$$

$$f_{gi} = \frac{M_g l^2}{10E_i I_{fi}}$$

$$f_{gi} = 1,01 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g l^2}{10E_v I_{fv}}$$

$$f_{gv} = 1,05 \text{ cm}$$

- flèche due à j :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_i\mu}$$

$$\mu_j = 0,41 \text{ et } \Rightarrow I_{fi} = 38805 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_j l^2}{10E_i I_{fi}}$$

$$f_{ji} = 0,81 \text{ cm}$$

- flèche due à p :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_i\mu}$$

$$\mu_p = 0,568 \text{ et } \Rightarrow I_{fi} = 31830 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_p l^2}{10E_i I_{fi}}$$

$$f_{pi} = 1,53 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{pi} - f_{ji} + f_{gv} - f_{gi} = 1,66 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,1 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t \geq f_{adm}$$

Il faut alors prévoir une contre flèche lors de la construction de l'ouvrage.

d. Détermination des armatures en chapeaux

Elles sont calculées avec $M=0,15M_0$

Deuxième partie

$$M_u = 0,15M = 983 \text{ daN/ml}$$

$$M_s = 0,15M = 709,5 \text{ daN/ml}$$

$$\text{D'où } A = 2,1 \text{ cm}^2.$$

Choisissons $A = 2,51 \text{ cm}^2$ soit 5T8.

- o Longueur des panneaux supérieurs sur appuis

$$l_1 \geq \max\{\lambda l_x; l_s\}$$

$$\lambda = 0,05 + 0,3 \frac{M_a}{M_x} \text{ où } M_a = 0,15M_x : \text{moment sur appui}$$

$$\lambda = 0,095$$

l_s : longueur d'ancrage en scellement droit

dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\frac{l_s}{\phi} = 35,3 \Rightarrow l_s = 28,24 \text{ cm} \text{ et } \lambda l_x = 0,57 \text{ m} \text{ donc prenons } l_1 = 1,00 \text{ m.}$$

e. Résistance au feu

En cas d'incendie, les caractéristiques mécaniques des matériaux constituant la dalle (béton, acier) varient en fonction des températures auxquelles ils sont portés. Il est alors nécessaire de vérifier la stabilité au feu du plancher.

La justification de la stabilité au feu des éléments de structure en béton suppose l'apparition de rotules plastiques conduisant à la transformation de l'élément en un mécanisme instable. Des essais ont montré les limites de déformation des rotules plastiques sur appuis des dalles.

Aussi le DTU impose pour les dalles la prise en compte des déformations des rotules sur appuis, en particulier sous l'effet du moment provoqué par le gradient de température. Trois méthodes de justification peuvent être utilisées :

- méthode générale
- méthode dite « solution de coffrage »
- application des règles simples.

Dans notre cas, nous allons appliquer la méthode générale.

i. théorie de calcul

Il faut tout d'abord choisir la durée d'exposition (en heures) au feu supposée appliquée à la structure. On peut choisir parmi les valeurs suivantes :

$$0,5 - 1 - 1,5 - 2 - 3 - 4 - 6$$

Deuxième partie

Il faut ensuite définir les charges appliquées sur le panneau de dalle à considérer et sur les panneaux ayant un appui commun avec celui-ci (figure ci-dessous) :

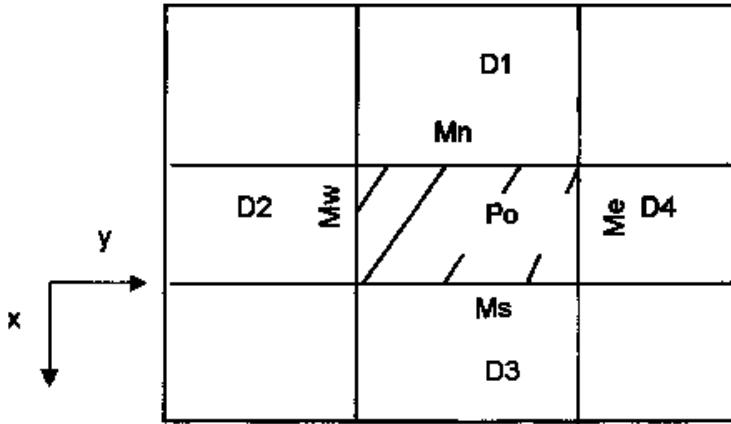


Figure 45 : schématisation de la dalle pour le calcul de résistance au feu

1. Distance utile u (cm)

$$u = c + \frac{\phi_x}{2}$$

c : enrobage

Φ_x : diamètre des armatures du panneau considéré suivant x .

2. Hauteur utile d (cm)

$$d = h - u$$

h : épaisseur totale de la dalle considéré

3. Température de l'acier θ ($^{\circ}\text{C}$)

Elle est fonction de u et de la durée d'exposition choisie.

4. Coefficient d'affaiblissement Φ_s

Il est donné en fonction de θ .

5. Section réduite d'acier A_θ (cm^2)

Soit une section d'armatures constituée de n barres, l'aire d'une barre est désignée par A_i , sa température par θ_i , le coefficient d'affaiblissement correspondant par Φ_{si} . On peut faire l'hypothèse que tous les aciers subissent le même allongement ε_s ; à cet allongement correspond à froid une contrainte σ_s . Pour la barre i portée à la température θ_i correspond une contrainte $\Phi_{si} \sigma_s$; ainsi l'effort total équilibré par ces n barres s'écrit :

$$N_s = \sum_1^n \phi_{si} \sigma_s A_i = \sigma_s A_\theta$$

La section réduite s'écrit donc :

$$A_\theta = \sum_1^n \phi_{si} A_i$$

6. Pourcentage mécanique p

$$p = \frac{1,3 A_\theta f_e}{b d f_{c90}}$$

A_θ : section réduite d'acier

f_e : limite d'élasticité des armatures (MPa)

b : largeur du panneau calculé (cm)

d : hauteur utile (cm)

f_{c90} : résistance à la compression à 90 jours telle que :

$$f_{c90} = 1,1 f_{c28}$$

f_{c28} : résistance à la compression à 28 jours.

Dans la plupart des cas où $p < 0,36$, on évalue le coefficient k tel que :

- $k=1$ pour les HA de type 1, 3 ou 4

Pour les rond lisses et HA de type 2 :

- $k=1,1$ si $p \leq 0,19$

- $k=1,2-0,55p$ si $p > 0,19$.

7. Moment réduit μ

$$\mu = \frac{kp}{1 + 0,6kp}$$

8. Moment résistant en travée M_R

$$M_R = \mu b d^2 \frac{f_{c28}}{1,3}$$

9. Moment sollicitant sur appuis M

Sur un appui intermédiaire, le moment sollicitant peut s'écrire :

$$M = M_a + M_\theta - M_\Omega$$

M_a : moment dû aux charges verticales (charges permanentes, charges d'exploitation)

$$M_a = \frac{k_1 l_g p_g l_d^3 + k_1 l_d p_d l_d^3}{k_{2g} l_g + k_{2d} l_d}$$

p_g et p_d représentent respectivement les charges appliquées sur les panneaux à gauche et à droite de l'appui considéré, avec :

Deuxième partie

$$p = \frac{2}{3}g + q$$

p : charge permanente

q : charge d'exploitation

Pour chaque panneau, les coefficients k_1 et k_2 sont donnés en fonction des rapports α des portées et selon qu'il s'agisse d'un petit ou d'un grand côté pour le panneau considéré.

l'_d et l'_g sont des portées telles que :

$$l' = Xl_x$$

où l_x représente le petit côté du panneau considéré et X un coefficient lu dans un tableau(annexes).

M_θ : moment de gradient de température qui peut s'écrire :

$$M_\theta = \frac{\alpha \Delta \theta (l_g' + l_d') Ei}{2h(k_{2g} l_g' + k_{2d} l_d')}$$

$\alpha = 10^{-5}$: coefficient de dilatation du béton

h : épaisseur de la dalle

E : module instantané à froid du béton en MPa :

$$E = 12000 \sqrt[3]{f_{c90}}$$

i : inertie d'une bande de dalle de largeur unité et de hauteur réduite h' ; cette hauteur réduite est donnée en fonction de la durée d'exposition au feu et de l'épaisseur h.

$\Delta\theta$: gradient de température en °C.

M_Ω : moment « libéré » par la rotation Ω de la rotule plastique, tel que :

$$M_\Omega = k\Omega$$

$$\text{avec } k = \frac{Ei}{k_{2g} l_g' + k_{2d} l_d'}$$

10. Moment résistant sur appuis M_R

- le moment résistant sur un appui peut être calculé comme suit :

$$N_s = A\sigma_s (MN) ; \text{ en général } \sigma_s = f_e \quad k = \frac{1,3N_s 10^4}{f_{c90}} (\text{cm}^2)$$

$$c = akb$$

$$a = 0,027t \quad \text{où } t \text{ est la durée d'exposition exprimée en heures}$$

$$b = 0,85^{e-0,073t}$$

$$z = d - c$$

Deuxième partie

le moment résistant est :

$$M_R = N_s z.$$

- on peut évaluer la rotation Ω comme suit :

$$M_R = M_a + M_\theta - k \Omega$$

$$\text{d'où} \quad \Omega = \frac{M_a + M_\theta - M_R}{k}$$

Par ailleurs, des essais montrent qu'au-delà d'un certain angle Ω_R , l'acier atteint son allongement de rupture et se casse. Les valeurs limites proposées par le DTU sont les suivantes :

Tableau 42 : valeurs de Ω_R

Types d'acier	Aciers lisses en barres	Aciers HA en barres	Aciers en treillis soudés
Ω_R	0,25	0,10	0,08

Si $\Omega < \Omega_R$: l'acier ne casse pas ; par conséquent le moment résistant M_R calculé est bien

Mobilisé

Si $\Omega \geq \Omega_R$: l'acier casse ; le moment mobilisé sur appui est donc nul.

Le calcul des moments résistants est entrepris pour les différents appuis ; ils seront désignés par M_w , M_e , M_n , M_s (figure ci-après).

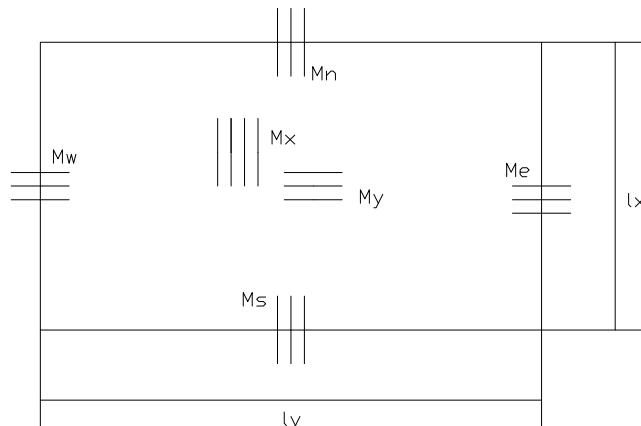


Figure 46 : moments résistants aux appuis de dalle

11. Charges admissibles

On calcule d'abord les expressions suivantes :

Deuxième partie

$$m_x = M_x + \frac{M_n + M_s}{2}$$

$$m_y = M_y + \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$\alpha = \frac{l_y}{l_x} \quad \text{et} \quad \varphi = \frac{m_y}{m_x}$$

$$\lambda = -\alpha\varphi + \sqrt{\alpha^2\varphi^2 + 3\varphi}$$

$$\bar{p} = \frac{24m_x}{l_x^2} \frac{1 + \frac{\alpha\varphi}{\lambda}}{3 - \alpha\varphi}$$

On conclut que :

- si $\bar{p} \geq g + q$ la dalle est stable
- si $\bar{p} < g + q$ il y a ruine de la dalle.

ii. Résultats numériques

Considérons d'abord le panneau de dalle comportant des cloisons ($\alpha=0,2$).

1. Hypothèses et données

Béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$f_{c90} = 27,5 \text{ MPa}$

Acier : $f_e = 400 \text{ MPa}$

Largeur de calcul : $b = 1,00 \text{ m}$

Epaisseur de la dalle : $h = 0,2 \text{ m}$

Enrobage : $c = 0,01 \text{ m}$

Tableau 43: dimensions des panneaux

panneaux	$l_x \text{ (m)}$	$l_y \text{ (m)}$	α
P0	6	30,3	
D1			
D3	6	30,3	
D2			
D4			

Durée d'exposition au feu : 0,5heures

Deuxième partie

2. chargements

sur le panneau P0 : $g = 0,801 \text{ T/m}^2$ et $q = 0,25 \text{ T/m}^2$

suivant x : D1 : $g = 0,62 \text{ T/m}^2$ et $q = 0,25 \text{ T/m}^2$

d'où $P_{0ELS} = 1,051 \text{ T/m}^2$.

3. Armatures

En travée :

$A_x = 16,08 \text{ cm}^2$ soit 8T16 avec $e = 12,5 \text{ cm}$

$A_y = 4,52 \text{ cm}^2$ soit 4T12 avec $e = 25 \text{ cm}$.

Sur appuis

$A_x = 2,51 \text{ cm}^2$ soit 5T8 avec $e = 20 \text{ cm}$

$A_y = 2,51 \text{ cm}^2$ soit 5T8 avec $e = 20 \text{ cm}$

4. Moments résistants en travée

Tableau 44: moment résistant M en travée

	Suivant x	Suivant y
Distance utile u (cm)	1,8	3,20
Hauteur utile d (cm)	18,2	16,8
Température dans l'acier θ ($^{\circ}\text{C}$)	316	201
Coefficient d'affaiblissement Φ_s	0,832	1
Section d'acier réduite A_θ (cm^2)	13,383	4,624
Pourcentage mécanique p	0,139	0,051
Valeur de k	1	1
Moment réduit μ	0,128	0,049
Moment résistant M (Tm)	8,992	2,95

5. Moments résistants sur appuis

- caractéristiques des panneaux

Tableau 45: valeurs de k_1 et k_2

	Suivant x		Suivant y		Panneau P0	
	D3	D1	D2	D4	Suivant x	Suivant y
$P = 2/3g + q$ (T/m^2)	0,76	0	0	0	0,78	0,78
	0,2	0	0	0	0,2	0,2

	Suivant x		Suivant y		Panneau P0	
	D3	D1	D2	D4	Suivant x	Suivant y
X	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
l'(m)	4,8	0	0	0	4,8	4,8
k1	0,0409	0,0409	0,0203	0,0203	0,0203	0,0409
k2	0,323	0,323	0,367	0,367	0,367	0,323

Tableau 46: moment résistant sur appuis

	Ms	Mn	Mw	Me
Ma (Tm)	2,257	0	0	0
E (MPa)	36221			
h' (cm)	16,6			
i (m ⁴)	3,81.10 ⁻⁴		3,81.10 ⁻⁴	
Δθ	320		320	
M _θ (Tm)	34,2	34,2	30,1	30,1
K (Tm/rad)	445,275	890,55	783,78	783,78
A (cm ²)	2,51		2,51	
Ns (T)	10,05		10,05	
k (cm ²)	47,524		47,524	
a = 0,027t	0,014			
b (T)	0,820			
c (cm)	0,32		0,32	
z (cm)	17,88		16,48	
M _R (Tm)	1,798		1,657	
Ω	0,078	0,036	0,036	0,036
Ω _R	0,1	0,1	0,1	0,1
m _x	10,121		2,95	

$$\varphi = \frac{m_y}{m_x} = 0,291$$

$$\lambda = 0,879$$

$$\text{d'où } \bar{p} = 2,548T / m^2 > P_{0ELS}$$

On conclut que la dalle est stable au feu 0,5h.

Deuxième partie

En raisonnant de la même manière pour les autres panneaux de dalle, on trouve :

- $\bar{p} = 2,524T / m^2 > P_{0ELS} = 0,970T/m^2$ pour le panneau avec $\alpha = 0,5$
- $\bar{p} = 2,570T / m^2 > P_{0ELS} = 0,970T/m^2$ pour le panneau (sans cloisons) avec $\alpha = 0,2$.

II.3.5. Calcul de l'escalier

a. Caractéristiques

Nous avons un escalier composé de deux volées droites identiques et d'un palier intermédiaire. L'élément porteur de l'escalier sera la paillasse.

Les dimensions de l'escalier sont les suivantes :

- Giron : 30cm
- Hauteur de marche : 17cm
- Pente : 29°
- Epaisseur de la paillasse : 12cm
- Emmarchement : 125cm

Les dimensions de l'escalier doivent vérifier la relation de Blondel :

$$60 \leq 2h + g \leq 64 \text{cm}$$

où h : hauteur de marche

g : giron

Dans notre cas $2h+g = 64\text{cm}$, donc la relation de Blondel est bien vérifiée.

b. Détermination des charges

- Charges permanentes
 - marches avec paillasse, chape et revêtement : 839daN/ml
 - palier intermédiaire : 500daN/ml
 - garde-corps : 50daN/ml
- surcharges
 - marches : $400x\frac{1}{\cos 29}x1,25 = 572\text{daN / ml}$
 - palier : $400x1,25 = 500\text{daN/ml}$

c. Modélisation de la structure

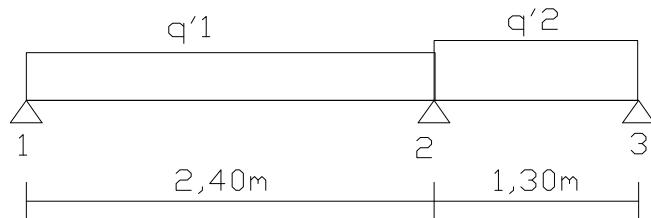


Figure 47: modélisation de l'escalier

L'escalier peut donc être soumis à une poutre continue à deux travées. Ainsi, pour déterminer les moments et efforts tranchants, nous pourrons appliquer la méthode de Caquot.

d. Détermination des armatures à l'ELU

■ Combinaison d'actions

La combinaison d'actions à considérer est :

$$1,35G + 1,5Q$$

d'où :

$$q_1 = 1,35(839+50) + 1,5(572) = 2058 \text{ daN/ml} = 2,06 \text{ T/ml}$$

$$q_2 = 1,35(500) + 1,5(500) = 1430 \text{ daN/ml} = 1,43 \text{ T/ml}$$

■ Moments fléchissants et efforts tranchants

$$M_1 = M_3 = 0$$

$$M_2 = \frac{q_1 l_1^3 + q_2 l_2^3}{8,5(2,4 + 1,3)} = 1,01 \text{ Tm}$$

- travée 1-2 :

$$V_{1d} = \frac{2,06 \times 2,4}{2} + \frac{0 - 1,01}{2,4} = 2,05T$$

$$V_{2g} = \frac{2,06 \times 2,4}{2} + \frac{1,01}{2,4} = 2,89T$$

$$x_0 = \frac{2,05}{2,06} = 1,00m$$

$$M_{1-2} = 2,05 \times 1 - \frac{2,06 \times 1^2}{2} = 1,02Tm$$

Deuxième partie

- travée 1-2 :

$$V_{2d} = \frac{1,43x1,3}{2} + \frac{1,01}{1,3} = 1,74T$$

$$V_{3g} = \frac{1,43x1,3}{2} - \frac{1,01}{1,3} = 0,15T$$

$$x_0 = \frac{1,74}{1,43} = 1,22m$$

$$M_{2-3} = 1,74x1,22 - \frac{1,43x1,22^2}{2} - 1,01 = 0,05Tm$$

■ calcul des armatures

- poutre palière de l'appui 2 :

Les dimensions de la poutre palière au niveau de l'appui 2 sont :

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

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

$$M_2 = 1,01Tm \text{ d'où on trouve } A_u = 1,1\text{cm}^2$$

- paillasse :

$$M_{1-2} = 1,02Tm \text{ donc on a } A_u = 3\text{cm}^2$$

- palier intermédiaire :

$$M_{2-3} = 0,05Tm \text{ donc on a } A_u = 0,1\text{cm}^2.$$

e. Détermination des armatures à l'ELS

■ Combinaison d'actions

La combinaison d'actions à considérer est :

$$G+Q$$

d'où :

$$q_1 = (839+50) + (572) = 1460\text{daN/ml} = 1,46T/\text{ml}$$

$$q_2 = (500) + (500) = 1000\text{daN/ml} = 1T/\text{ml}$$

■ Moments fléchissants et efforts tranchants

$$M_1 = M_3 = 0$$

$$M_2 = \frac{q_1 l_1^3 + q_2 l_2^3}{8,5(2,4 + 1,3)} = 0,71Tm$$

- travée 1-2 :

$$V_{1d} = 1,46T$$

$$V_{2g} = 2,04T$$

Deuxième partie

$$x_0 = 1,00m$$

$$M_{1-2} = 0,73Tm$$

- travée 1-2 :

$$V_{2d} = 1,2T$$

$$V_{3g} = 0,1T$$

$$x_0 = 1,22m$$

$$M_{2-3} = 0,01Tm$$

■ calcul des armatures

- poutre palière de l'appui 2 :

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

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

$$M_2 = 1,01\text{Tm} \text{ d'où on trouve } A_s = 1,4\text{cm}^2$$

- paillasse :

$$M_{1-2} = 1,02\text{Tm} \text{ donc on a } A_u = 4\text{cm}^2$$

- palier intermédiaire :

$$M_{2-3} = 0,05\text{Tm} \text{ donc on a } A_u = 0,1\text{cm}^2.$$

L'ELS est donc déterminant.

f. Condition de non-fragilité

Les armatures calculées doivent vérifier la condition de non-fragilité :

$$A \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

avec $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$

$f_e = 400\text{MPa}$.

- Armatures de la poutre palière (appui 2) :

$$A \geq 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,8\text{cm}^2$$

La condition est vérifiée, donc nous retiendrons la section d'armatures déterminée à l'ELS, soit $A \geq 1,4\text{cm}^2$.

Nous choisirons $A = 1,57\text{cm}^2$ soit 2T10.

- Armatures de la paillasse:

$$A \geq 0,23 \times 100 \times 10,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,2\text{cm}^2$$

Deuxième partie

Nous pouvons donc retenir les armatures calculées à l'ELS, soit $A \geq 4\text{cm}^2$.

Prenons $A=4,52\text{cm}^2$ soit 4T12/ml.

- Armatures du palier intermédiaire:

$$A \geq 0,23 \times 100 \times 10,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,2\text{cm}^2$$

Les armatures déterminées à l'ELS ne vérifient pas cette condition, nous retiendrons alors :

$$A \geq 1,2\text{cm}^2$$

Prenons $A= 1,51\text{cm}^2$ soit 3T8/ml.

Chapitre III : Proposition de la variante « plancher type béton France »

III.1. Prédimensionnement du plancher

La hauteur totale du montage des planchers à entrevois varie selon la portée. Le tableau de prédimensionnement de la dalle de compression (voir annexe A-32) indique la hauteur du plancher en fonction de la portée. Pour notre cas on a une portée de 6m, donc nous adopterons un plancher à entrevois de coffrage, avec :

- hauteur des entrevois : 20cm
- hauteur de la dalle de compression : 4cm.

III.2. Descente des charges

IV.2.1 Inventaire des charges

a. Charges permanentes

Les charges permanentes de calcul sont les mêmes que celles utilisées dans le chapitre précédent. Seules les charges permanentes dues au plancher varient, dont :

- charges dues au plancher à entrevois (20+4): 255 daN/m²
- plafond en plâtre : 20 daN/m²
- revêtement et chape : 100daN/m²

b. Surcharges

Les surcharges d'exploitation, y compris celles dues au plancher sont les mêmes que celles du chapitre précédent.

IV.2.2 Sollicitations dues aux charges verticales

a. Charges dues au plancher

En adoptant les mêmes hypothèses et méthodes de calcul que pour le cas de plancher à dalle pleine, on obtient les résultats suivants :

Tableau 47 : récapitulatif des charges dues au plancher d'étage courant (entrevois)

Poteau	Charges permanentes (daN)	Surcharges (daN)
A1-A6	4159	3883
A'1-A'6	1857	1733
A2-A5	7560	7056
A3-A4	5003	4669
B1-B6	9409	8358

Poteau	Charges permanentes (daN)	Surcharges (daN)
B2-B5	14442	13479
B3-B4	12000	11200
C1-C6	9657	8579
C'1-C'6	1857	1733
C2-C5	15390	13675
C3-C4	14625	12950
D1-D6	4620	4102
D2-D5	8160	7252
D3-D4	7519	6682

b. Descente des charges aux fondations

Les charges sous le poteau B4 sont les plus importantes. Nous obtenons après calcul le tableau suivant:

Tableau 48 : descente des charges du poteau B4 (entrevois)

niveau N1						
nature de charge	L (m)	l (m)	h (m)	surface (m ²)	charges permanentes (kg)	surcharges (kg)
toiture	6	6,25		37,5	1894	4500
plafond				37,5	450	
poutre longitudinale						
poutre transversale	6,25				5625	
total					7969	4500
niveau N2						
poutre longitudinale						
poutre 20x50	6,4				1600	
poutre transversale	3				2700	
mur	6,4		2,4		4547	
voile en BA						
poteau			2,4		960	
plancher				32	12000	11200
total					21807	11200
niveau N3						
poutre longitudinale						
poutre 20x50	6,4				1600	
poutre transversale	3				2700	
mur	6,4		2,4		4547	
voile en BA						
poteau			2,4		960	
plancher				32	12000	11200

Deuxième partie

niveau N3					
palier escalier			6,51	2602	2602
Marches+paillasse escalier	1,75	1,25		1469	875
garde-corps escalier	3,5			175	
total				26053	14677
niveau N4					
poutre longitudinale					
poutre 20x50	6,4			1600	
poutre transversale	3			2700	
mur	6,4		2,4		4547
voile en BA					
poteau			2,4		960
plancher				32	12000
palier escalier				6,51	2602
Marches+paillasse escalier	1,75	1,25		1469	875
garde-corps escalier	3,5			175	
total				26053	14677
niveau N5					
poutre longitudinale					
poutre 20x50	6,4			1600	
poutre transversale	3			2700	
mur	6,4		2,4		4547
voile en BA					
poteau			2,4		960
palier escalier				6,51	2602
Marches+paillasse escalier	1,75			1469	875
garde-corps escalier	3,5			175	
total				14053	3477
total charges aux fondations				95935	48531

Les valeurs des descentes de charges aux fondations dues aux sollicitations verticales peuvent être résumées dans le tableau ci-après :

Tableau 49 : récapitulatif des charges aux fondations (entrevois)

n° poteau	charges permanentes (daN)	surcharges (daN)
A1-A6	38476	12253
A'1-A'6	23512	6279
A2-A5	59793	23393
A3	78028	26365
A4	78857	27615
B1-B6	59576	26694
B2-B5	76416	44757
B3	93043	45639
B4	95935	48531

n° poteau	charges permanentes (daN)	surcharges (daN)
C1-C6	57620	27357
C'1-C'6	23512	6279
C2-C5	79260	45345
C3-C4	78184	43350
D1-D6	39859	12913
D2-D5	69753	23981
D3-D4	62011	22359

IV.2.3 Sollicitations dues aux charges horizontales

Etant donné que la variation de la charge permanente due au plancher n'intervient pas dans le calcul des forces horizontales, les résultats sont donc les mêmes que ceux obtenus dans le chapitre précédent.

III.3. Dimensionnement

III.3.1. Dimensionnement des fondations

Les charges totales aux fondations restent importantes même si elles sont inférieures à celles observées pour le cas du plancher à dalle pleine. Nous devrons donc aussi envisager des fondations semi profondes.

Les dimensions du puits et de la semelle de liaison resteront les mêmes, mais nous allons modifier la section des armatures en fonction des résultats des calculs effectués ci-après.

La semelle sous poteau B4 est la plus sollicitée.

$$1,35G + 1,5Q + W = 2,03 \text{ MN}$$

$$P = 2,03 \text{ MN}$$

$$A_a = \frac{P(A-a)}{8d_a \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_b = \frac{P(B-b)}{8d_b \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$d_b = h_t - e - \frac{\phi}{2}$$

e : enrobage

$$\phi = 14 \text{ mm} \quad \Rightarrow d_b = 19 \text{ cm} \quad \text{et} \quad d_a = d_b - 2 = 17 \text{ cm}$$

d'où :

$$A_a = 2,14 \text{ cm}^2$$

$$A_b = 7,67 \text{ cm}^2$$

- ELS :

$$G+Q+W=1,45 \text{ MN}$$

$$P=1,45 \text{ MN}$$

$$A_a = \frac{P(A-a)}{8d_a \frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ et } A_b = \frac{P(B-b)}{8d_b \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

d'où :

$$A_a=2,44\text{cm}^2$$

$$A_b=9,46\text{cm}^2$$

Nous retiendrons :

$$A_a=3,93\text{cm}^2 \text{ soit } 5\text{T10}$$

$$A_b=10,78\text{cm}^2 \text{ soit } 7\text{T14}$$

- Entraînement des armatures

➤ armatures parallèles à B :

$$A_b=7\text{T14}$$

$$\frac{l_s}{\phi} = 35,3\text{cm} \Rightarrow l_s = 49,42\text{cm} \geq \frac{B}{4} = 25\text{cm}$$

Les armatures doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle, et comporter des crochets.

➤ armatures parallèles à A :

$$A_a=5\text{T10}$$

$$\frac{l_s}{\phi} = 35,3\text{cm} \Rightarrow l_s = 35,3\text{cm} \geq \frac{A}{4} = 6\text{cm}$$

Les armatures doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle, et comporter des ancrages courbes.

III.3.2. Dimensionnement des poteaux

Les hypothèses restant les mêmes que celles du chapitre précédent, le dimensionnement se fera en compression simple.

Nous considérerons le poteau B4 du rez-de-chaussée.

a. Inventaire des charges

■ Charges permanentes

$$G= 0,82 \text{ MN}$$

Deuxième partie

- Surcharges d'exploitation

$$Q = 0,45 \text{ MN}$$

- Surcharges dues au vent

$$W = 0,00177 \text{ MN}$$

b. Combinaison d'actions

$$1,35G + 1,5Q + W = 1,78 \text{ MN}$$

$$1,35G + 1,5W + Q = 1,56 \text{ MN}$$

Nous considérons la première combinaison qui est la plus défavorable.

c. Détermination des armatures

- Longueur de flambement

La valeur de la longueur de flambement est:

$$L_f = 0,7L_0$$

$$L_0 = 3,6 \text{ m}$$

$$L_f = 2,52 \text{ m}$$

- Elancement

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec } i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

l_f : longueur de flambement

i : rayon de giration

I : inertie du poteau

S : section du poteau

$$\lambda = 45$$

- Coefficient α

On a $\lambda \leq 50$, d'où :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0,64.$$

- Section réduite B_r

$$B_r = 0,78 \times 0,18 = 0,14 \text{ m}^2$$

- Détermination des armatures longitudinales

Deuxième partie

$$A \geq \frac{\beta N_u - Br \frac{f_{bc}}{0,9}}{0,85 \frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ avec } \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

$$\beta = 1,33$$

$$A_u \geq 5,36 \text{ cm}^2$$

Pour les sections rectangulaires, la distance maximale entre barres voisines doit respecter :

$$c \leq \min\{a + 10\text{cm}; 40\text{cm}\} \text{ soit } c \leq 30 \text{ cm.}$$

On doit donc avoir aux moins 3 barres sur le grand côté b.

Choisissons $A = 6,09\text{cm}^2$ soit 4T12+2T10.

- Armatures minimales et maximales

$$A \geq \max\{4u; 0,2\% B\}$$

$$A \leq 5\% B$$

u : périmètre de la section

B : section du poteau.

$$4u = 8\text{cm}^2$$

$$0,2\% B = 3,2\text{cm}^2$$

$$5\% B = 80\text{cm}^2$$

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées ; on doit donc modifier les sections d'armatures choisies.

Nous devons prendre $A \geq 8\text{cm}^2$. Prenons alors $A = 8,42\text{cm}^2$, soit 4T14 et 2T12.

- Détermination des armatures transversales

- diamètre

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$$

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

- espacement

$$s_t = \min\{15\phi_l; a + 10\text{cm}; 40\text{cm}\} \text{ d'où } s_t = 21\text{cm.}$$

III.3.3. Dimensionnement des poutres

Nous dimensionnerons la poutre continue de l'axe C qui est la plus sollicitée.

a. Détermination des sollicitations

- charges permanentes
 - poids propre de la poutre : 900daN/ml

Deuxième partie

- poids du plancher :

La valeur des charges dues au plancher (ramenées à des charges uniformément réparties) est :

$p=375 \text{ daN/m}^2$: charge par unité d'aire

$$\alpha = 0,2$$

$$p_{\text{eq}} = 2220 \text{ daN/ml.}$$

$$\text{D'où } g = 3120 \text{ daN/ml.}$$

- Surcharges

- surcharges dues au plancher : 350 daN/m^2

$$p_{\text{eq}} = 2072 \text{ daN/ml.}$$

Méthode de calcul

Nous adopterons la méthode de calcul utilisée pour le dimensionnement de la poutre continue du chapitre précédent (méthode de Caquot).

- Combinaison d'actions

- ELU :

- moments aux appuis : $1,35 \left(\frac{2G}{3} \right) + 1,5 Q$

- autres : $1,35G + 1,5Q$

- ELS :

- moments aux appuis : $\frac{2G}{3} + Q$

- autres : $G + Q$

- Calculs

- o ELU

$$q_{\text{réel}} = 73,20 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{réduit}} = 59,16 \text{ kN/m}$$

- travée $C_1 - C_2$

$$M_W = 0$$

$$M_e = \frac{(59,16 \times 6^3) + (59,16 \times 4,8^3)}{8,5(6 + 4,8)} = 210 \text{ kNm}$$

$$V_W = \frac{210}{6} - \frac{73,20 \times 6}{2} = -185 \text{ kN}$$

$$V_e = -185 + 73,20 \times 6 = 254 \text{ kN}$$

Deuxième partie

$$x_0=2,53\text{m}$$

$$M_t = 254 \times 2,53 - \frac{73,20 \times 2,53^2}{2} = 234 \text{ kNm.}$$

- travée C₂-C₃

$$M_w=210 \text{ kNm}$$

$$M_e = \frac{(59,16 \times 5,2^3) + (59,16 \times 4,8^3)}{8,5(5,2 + 4,8)} = 175 \text{ kNm}$$

$$V_w = \frac{-210 + 175}{6} - \frac{73,20 \times 6}{2} = -225 \text{ kN}$$

$$V_e = -225 + 73,20 \times 6 = 214 \text{ kN}$$

$$x_0=3,08\text{m}$$

$$M_t = -210 + 225 \times 3,08 - \frac{973,20 \times 3,08^2}{2} = 136 \text{ kNm.}$$

- travée C₃-C₄

$$M_w=175 \text{ kNm}$$

$$M_e = \frac{(59,16 \times 5,2^3) + (59,16 \times 4,8^3)}{8,5(5,2 + 4,8)} = 175 \text{ kNm}$$

$$V_w = \frac{73,20 \times 6}{2} = -238 \text{ kN}$$

$$V_e = -238 + 73,20 \times 6 = 238 \text{ kN}$$

$$x_0=3,25\text{m}$$

$$M_t = -175 + 238 \times 3,25 - \frac{73,20 \times 3,25^2}{2} = 212 \text{ kNm.}$$

o ELS

$$q_{réel} = 51,92 \text{ kN/m}$$

$$q_{réduit} = 41,52 \text{ kN/m}$$

- travée C₁-C₂

$$M_w=0$$

$$M_e = \frac{(41,52 \times 6^3) + (41,52 \times 4,8^3)}{8,5(6 + 4,8)} = 148 \text{ kNm}$$

$$V_w = \frac{148}{6} - \frac{61,92 \times 6}{2} = -131 \text{ kN}$$

$$V_e = -131 + 51,92 \times 6 = 181 \text{ kN}$$

$$x_0=2,53\text{m}$$

Deuxième partie

$$M_t = 131 \times 2,53 - \frac{51,92 \times 2,53^2}{2} = 165 \text{ kNm}$$

- travée C₂-C₃

$$M_w = 148 \text{ kNm}$$

$$M_e = \frac{(41,52 \times 5,2^3) + (41,52 \times 4,8^3)}{8,5(5,2 + 4,8)} = 123 \text{ kNm}$$

$$V_w = \frac{-148 + 123}{6} - \frac{51,92 \times 6}{2} = -160 \text{ kN}$$

$$V_e = -160 + 51,92 \times 6 = 152 \text{ kN}$$

$$x_0 = 3,08 \text{ m}$$

$$M_t = -148 + 160 \times 3,08 - \frac{51,92 \times 3,08^2}{2} = 99 \text{ kNm.}$$

- travée C₃-C₄

$$M_w = 123 \text{ kNm}$$

$$M_e = \frac{(41,52 \times 5,2^3) + (41,52 \times 4,8^3)}{8,5(5,2 + 4,8)} = 123 \text{ kNm}$$

$$V_w = \frac{51,92 \times 6}{2} = -169 \text{ kN}$$

$$V_e = -169 + 51,92 \times 6,5 = 169 \text{ kN}$$

$$x_0 = 3,25 \text{ m}$$

$$M_t = -123 + 169 \times 3,25 - \frac{51,92 \times 3,25^2}{2} = 152 \text{ kNm.}$$

■ Diagrammes

Les moments et efforts tranchants pour les travées C₄-C₅ et C₅-C₆ ayant été déduits par symétrie, on obtient les diagrammes suivants :

Deuxième partie

- o ELU

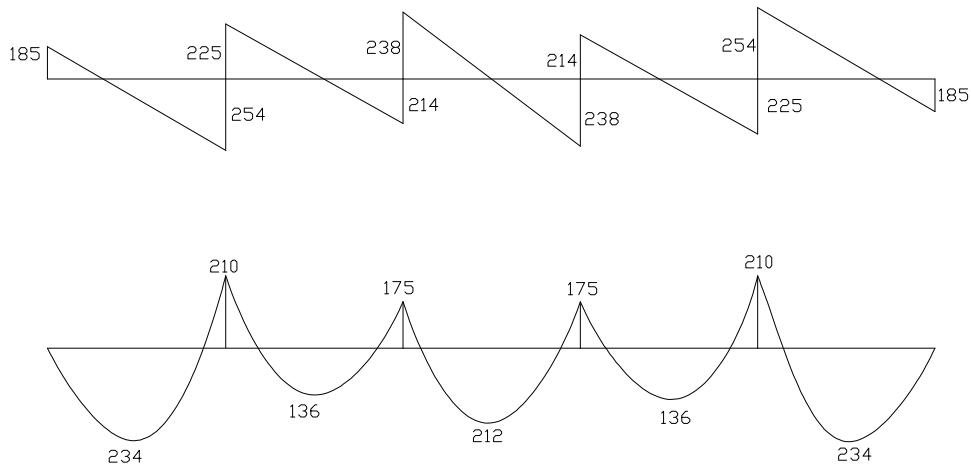


Figure 48 : diagramme des moments fléchissants et efforts tranchants à l'ELU (entrevois)

- o ELS

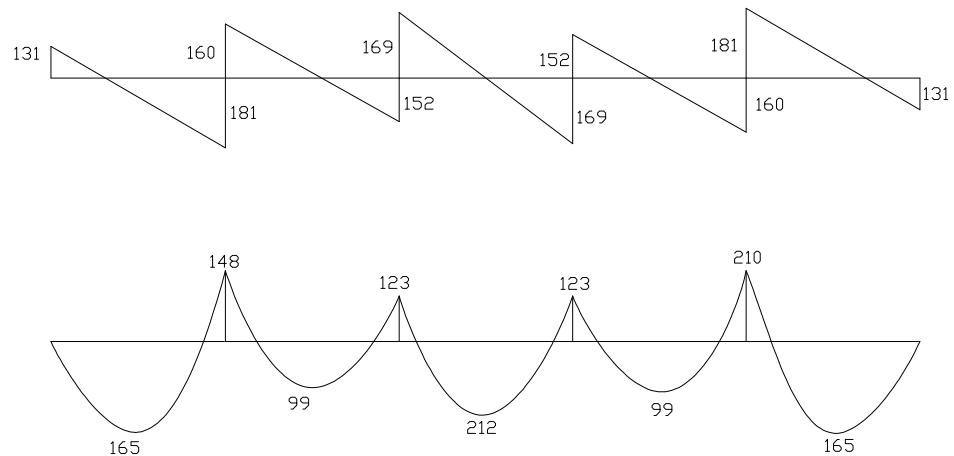


Figure 49 : diagramme des moments fléchissants et efforts tranchants à l'ELS (entrevois)

b. Détermination des armatures

Les sections des poutres sont sollicitées en flexion simple. Les moments de flexion sont déduits des courbes obtenues précédemment.

Données utiles de calcul :

- $b = 60\text{cm}$

Deuxième partie

- $h = 60\text{cm}$
- $d = 0,9h = 54\text{cm}$
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$
- $f_e = 400 \text{ MPa}$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$
- $\overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPa}$ (fissuration préjudiciable)
- $\overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$

■ Résultats

Tableau 50 : armatures dans les poutres calculées à l'ELU (entrevois)

travée	dimensions			ELU				
				Mu[Tm]	μ	α	β	$A_u(\text{cm}^2)$
C1-	60	60	54	23,4	0,094	0,124	0,950	13,10
C2	60	60	54	21	0,085	0,111	0,956	11,69
C2-	60	60	54	13,6	0,055	0,071	0,972	7,45
C3	60	60	54	17,5	0,071	0,092	0,963	9,67
C3-	60	60	54	21,2	0,086	0,112	0,955	11,81
C4	60	60	54	17,5	0,071	0,092	0,963	9,67

Tableau 51 : armatures dans les poutres calculées à l'ELS (entrevois)

travée	dimensions			ELS				
				Ms[Tm]	μ	k	ϵ	$\sigma_b(\text{bars})$
C1-C2	60	60	54	16,5	0,0702	31	0,8914	65,04
	60	60	54	14,8	0,0629	33,23	0,8964	60,68
C2-C3	60	60	54	9,90	0,0421	42,45	0,9130	47,50
	60	60	54	12,3	0,0523	37,24	0,9043	54,14
C3-C4	60	60	54	15,2	0,0646	32,7	0,8952	61,66
	60	60	54	12,3	0,0523	37,24	0,9043	54,14

Tableau 52 : armatures réelles dans les poutres (entrevois)

armatures longitudinales	
choix	$A(\text{cm}^2)$
3T25+2T16	18,75
3T20+3T16	15,46
5T16	10,05

choix	A(cm ²)
3T20+2T16	13,45
5T20	15,71
3T20+2T16	13,45

c. Vérifications

■ Vérification du béton

L'effort tranchant maximal a pour valeur $V_u = 25400$ daN, d'où :

$$\tau_{u0} = \frac{V_{u0}}{b_0 d} \text{ avec } p_u = 7320 \text{ daN/ml}$$

$$\tau_{u0} = 0,671 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

On prévoit une section minimale d'armatures transversales.

■ Armatures transversales

- section minimale d'armatures d'âme

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{0,4b_0}{f_e}$$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0,06 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

- diamètre des armatures d'âme

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \frac{\phi_l}{3} \right\}$$

$$\phi_t \leq 8 \text{ mm}$$

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

- Condition de non-fragilité

$$\rho_t \geq \rho_{t \min} = \frac{1}{f_e} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\rho_t \geq \rho_{t \min} = 0,001 \text{ cm}^2$$

- Espacements

$$s_{t \text{ adm}} = \min \{0,9d; 40\}$$

Deuxième partie

$st_{\text{adm}} = 40\text{cm}$.

$$\rho_{t0} \geq \frac{\tau_{u0} - 0,3k f_{t28}}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,13\%$$

$$\rho_t = \max\{\rho_{t0}; \rho_{t \text{ min}}\}$$

$$\Rightarrow \rho_t = 0,001$$

$$s_t \leq \frac{A_t}{b_0 \rho_t}$$

En prenant $A_t=0,85\text{m}^2$ (3T6) :

$st \leq 14\text{cm}$

Nous retiendrons donc comme écartement initial $st_0=13\text{cm}$ et les armatures transversales seront distribuées selon la méthode de Caquot.

- Répartition des armatures transversales

$$l'_0 = 1 + \left(L_0 - \frac{h}{2} \right) \left(1 - \frac{0,5k}{\tau_{u0}} \right)$$

L_0 : demi portée de la poutre

$k=1$.

$$l'_0 = 1,7\text{m}$$

Tableau 53 : répartition des cadres (entrevois)

Nombre de répétition l'_0	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7
Nombre cumulé	1,7	3,4	5,1	6,8	8,5
Nombre arrondi	2	3	5	7	9
Nombre pratique	2	1	2	2	2

Le premier plan d'armatures sera placé à $\frac{st_0}{2} = 7\text{cm}$ de l'appui et comme nous avons la demi

portée $\frac{5,8}{2} = 2,9\text{m}$, on a $n_0=3$. Par suite, nous utiliserons les nombres de répétition déterminés

précédemment. Les répartitions des cadres seront ainsi les suivantes (sur la demi portée) :

7-5x13-1x16-2x20-2x25-2x35.

Deuxième partie

Il reste encore 42cm, on peut donc encore réaliser deux intervalles de 13cm et un intervalle de 16cm :

7-7x13-2x16-2x20-2x25-2x35.

- Vérification de compression du béton

- longueur d'appui a :

$$\frac{3,75V_u}{b_0 f_{cj}} \leq a \leq 0,9d$$

$$\Rightarrow 7cm \leq a \leq 49cm, \text{ prenons } a=0,15m$$

A l'appui nous devons avoir :

$$V_u \leq 0,4 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ab_0 \text{ et } A \geq \frac{1,15V_u}{f_e}$$

$$V_u = 254000N \leq 0,267x25x150x600 = 600750N$$

$$\text{et } A \geq 7,3cm^2.$$

On prolongera jusqu'à l'appui 2T25=9,82cm².

- Etat limite de service vis-à-vis de la déformation

On doit vérifier :

$$- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$- \frac{h}{L} \geq 0,1 \frac{M_t}{M_0}$$

$$- \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

h= 60cm : hauteur de la poutre

L=6m : portée des poutres

M_t : moment maximal en travée

M₀ : moment isostatique

$$M_0 = \frac{qL^2}{8} = 23364daNm$$

b= 60cm

d= 54cm

f_e= 400MPa.

Deuxième partie

D'où :

$$\frac{h}{L} = 0,097 \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} = 0,097 \geq 0,1 \frac{M_t}{M_0} = 0,0706$$

$$\frac{A}{bd} = 0,006 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$$

Les conditions pour qu'il n'y ait pas lieu de calculer la flèche sont vérifiées.

- Condition de non fragilité

$A \geq 0,001bh$ en section rectangulaire

donc $A \geq 3,6cm$

Nous pouvons alors retenir les sections d'armatures calculées.

- Longueur de scellement droit

Elle est donnée par :

$$l_s = \frac{f_e \phi}{4\tau_{su}} \text{ où } \tau_{su} = 0,6\psi_s^2 f_{t28}$$

$\psi_s = 1,5$ pour les HA

$l_s = 88cm$.

On a un paquet de deux barres superposées.

Aux appuis extrêmes, la longueur d'ancrage l_s est supérieure à la longueur d'appui qui vaut 0,16 m. Il faut alors prévoir des armatures munies de crochets normaux sur une longueur d'appui de $l_a = 0,4l_s$.

- Vérification des conditions aux appuis
 - appui de rive
 - armatures longitudinales

V_u désignant l'effort tranchant à l'appui et H_u la force horizontale transmise par l'appui, la condition à vérifier est :

$$A_s \geq \frac{V_u + H_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \quad H_u = 0$$

$$A_s \geq 6,93cm^2$$

Deuxième partie

- appuis voisins de l'appui de rive
 - armatures longitudinales

$$A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0,9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$A_s < 0$: vérifié.

- Contrainte moyenne de compression du béton

$$\sigma_{bcmoyen} = \frac{2V_u}{ab} \leq 1,3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bcmoyen} = \frac{2V_u}{ab} = 5,64 MPa \leq 21,7 MPa : \text{vérifié.}$$

- appuis de la travée centrale
 - armatures longitudinales

$$A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0,9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$A_s < 0$: vérifié.

- contrainte moyenne de compression du béton

$$\sigma_{bcmoyen} = \frac{2V_u}{ab} \leq 1,3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bcmoyen} = \frac{2V_u}{ab} = 4,76 MPa \leq 21,7 MPa : \text{vérifié.}$$

III.3.4. Dimensionnement du plancher à entrevois

Nous utiliserons un plancher à poutrelles et entrevois de coffrage en terre cuite. Les charges assez importantes dues à la grande portée nous conduisent à utiliser des poutrelles jumelées.

a. Type de poutrelles

Nous adopterons à priori des poutrelles de type 12/20, c'est-à-dire :

- hauteur hors tout de l'armature en treillis : 12cm
- Pas du treillis : 20cm.

Deuxième partie

b. Inventaire des charges

■ Charges permanentes

- poids propre du plancher : 255daN/m²
 - chape et revêtement : 100daN/m²
 - plafond en plâtre : 20daN/m²
- g= 375daN/m².

■ Surcharges

- surcharges dues au plancher : 350daN/m².

c. Combinaison d'actions

Les calculs et vérifications se feront à l'état limite ultime :

$$1,35 \frac{2G}{3} + 1,5P = 863 \text{daN / m}^2$$

$$1,35G + 1,5P = 1031 \text{daN / m}^2$$

d. Détermination des moments et efforts tranchants dans les poutrelles

Etant donné que avons des poutrelles jumelées, leur entraxe sera donc de 72cm au lieu de 60cm.

$$q_{réel} = 1031 \times 0,72 = 742 \text{daN / ml}$$

$$q_{réduit} = 863 \times 0,72 = 621 \text{daN / ml}$$

Pour la détermination des moments et efforts tranchants, nous utiliserons la méthode de Caquot.

$$q_{réel} = 7,42 \text{kN/m}$$

$$q_{réduit} = 6,21 \text{kN/m.}$$

Deuxième partie

- Poutrelles continues à trois travées



Figure 50 : poutrelles continues à trois travées

- travée AB

$$M_W=0$$

$$M_e = \frac{(6,21x6^3) + (6,21x4,8^3)}{8,5(6+4,8)} = 22,09 \text{ kNm}$$

$$V_W = \frac{22,09}{6} - \frac{7,42x6}{2} = -18,58 \text{ kN}$$

$$V_e = -18,58 + 7,42x6 = 25,94 \text{ kN}$$

$$x_0 = 2,5 \text{ m}$$

$$M_t = 18,58x2,5 - \frac{7,42x2,5^2}{2} = 23,26 \text{ kNm.}$$

- travée BC

$$M_W = 22,09 \text{ kNm}$$

$$M_e = \frac{(6,21x6^3) + (6,21x4,8^3)}{8,5(6+4,8)} = 22,09 \text{ kNm}$$

$$V_W = \frac{7,42x6}{2} = -22,26 \text{ kN}$$

$$V_e = -22,26 + 7,42x6 = 22,26 \text{ kN}$$

$$x_0 = 3 \text{ m}$$

$$M_t = -22,09 + 22,26x3 - \frac{7,42x3^2}{2} = 11,3 \text{ kNm.}$$

La travée CD est symétrique à la travée AB.

Deuxième partie

- Poutrelles continues à deux travées

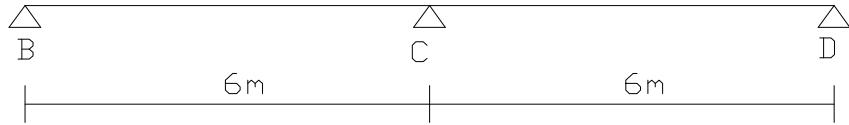


Figure 51 : poutrelles continues à deux travées

- travée BC

$$M_W=0$$

$$M_e = \frac{(6,21x6^3) + (6,21x6^3)}{8,5(6+6)} = 26,3 \text{ kNm}$$

$$V_W = \frac{26,3}{6} - \frac{7,42x6}{2} = -17,88 \text{ kN}$$

$$V_e = -17,88 + 7,42x6 = 26,64 \text{ kN}$$

$$x_0 = 2,41 \text{ m}$$

$$M_t = 17,88x2,41 - \frac{7,42x2,41^2}{2} = 21,54 \text{ kNm.}$$

La travée CD est symétrique à BC.

Deuxième partie

e. Diagrammes

- Poutrelles continues à trois travées

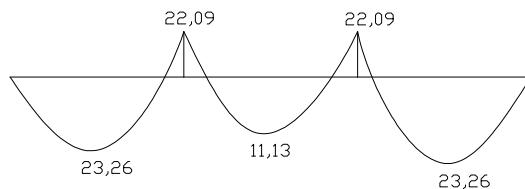
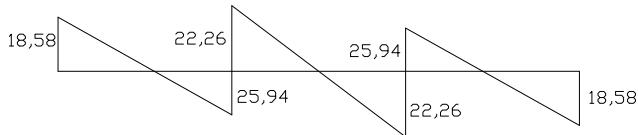


Figure 52 : diagramme des moments fléchissants et efforts tranchants dans les poutrelles continues à trois travées (ELU)

- Poutrelles continues à deux travées

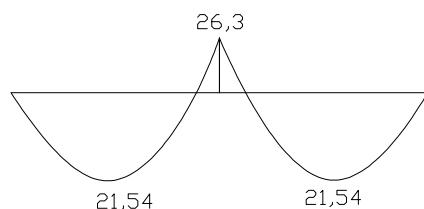
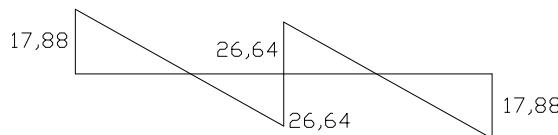


Figure 53 : diagramme des moments fléchissants et efforts tranchants dans les poutrelles continues à deux travées (ELU)

f. Sections d'armatures

- Armatures tendues

La section d'armatures (armatures de base et renforts) à utiliser est donnée par les fiches techniques correspondantes aux planchers à poutrelles (Béton France) sous forme de tableau.

Deuxième partie

Cette section d'armatures est fonction de la portée des poutrelles (annexes). Ainsi, pour une portée maximale de 6,5m, on a :

- armatures de tirant : $2\Ø 10$ soit $A=1,57\text{cm}^2$
- armatures de renfort : $2\Ø 10$ soit $A_r=1,57\text{cm}^2$.
- Rond en tête

Dans le même tableau indiqué précédemment, on a pour $L=6,5\text{m}$:

- armatures en chapeau : $1 \Ø 8$.

g. Vérifications

- Moment fléchissant

Les moments fléchissant résistants des poutrelles (à l'ELU) sont calculés par l'expression :

$$\text{Soit } M_{ru} = 0,87 A_s f_e d \left[\frac{1 - 0,767 A_s f_e}{X d f_{cj}} \right]$$

Où : A_s : section totale des armatures de flexion tendues

$f_e = 500 \text{ MPa}$: limite d'élasticité des armatures

d : hauteur utile de montage

X : entraxe des poutrelles

$f_{cj} = 25 \text{ MPa}$.

On vérifie $M_{ru} \geq M_{t \max}$

$M_{t \max}$: moment en travée calculé précédemment.

$A_s = A + A_r = 3,14\text{cm}^2$.

- poutrelles continues à trois travées

Tableau 54 : vérifications des moments résistants (poutrelles à trois travées)

	AB	BC	CD
L=portée[m]	6	6	6
Nb. étages	3	3	3
hauteur utile du montage [cm]	22	22	22
entraxe des poutrelles X[cm]	72	72	72
$f_{cj}[\text{MPa}]$	25	25	25
$f_e(\text{limite d'élasticité des armatures})[\text{MPa}]$	500	500	500
f_{ti}	2,1	2,1	2,1
$A[\text{cm}^2]$: armatures de tirant	1,57	1,57	1,57
$A_r[\text{cm}^2]$: armatures de renfort	1,57	1,57	1,57
$A_s=\text{total des armatures tendues}[\text{cm}^2]$	3,14	3,14	3,14

	AB	BC	CD
$M_{ru}[\text{Tm}]$	2,91	2,91	2,91
$M_{\max \text{ calculé}}[\text{Tm}]$	1,16	0,56	1,16
résultats	$M_{ru} \geq M_{tmax}$	$M_{ru} \geq M_{tmax}$	$M_{ru} \geq M_{tmax}$

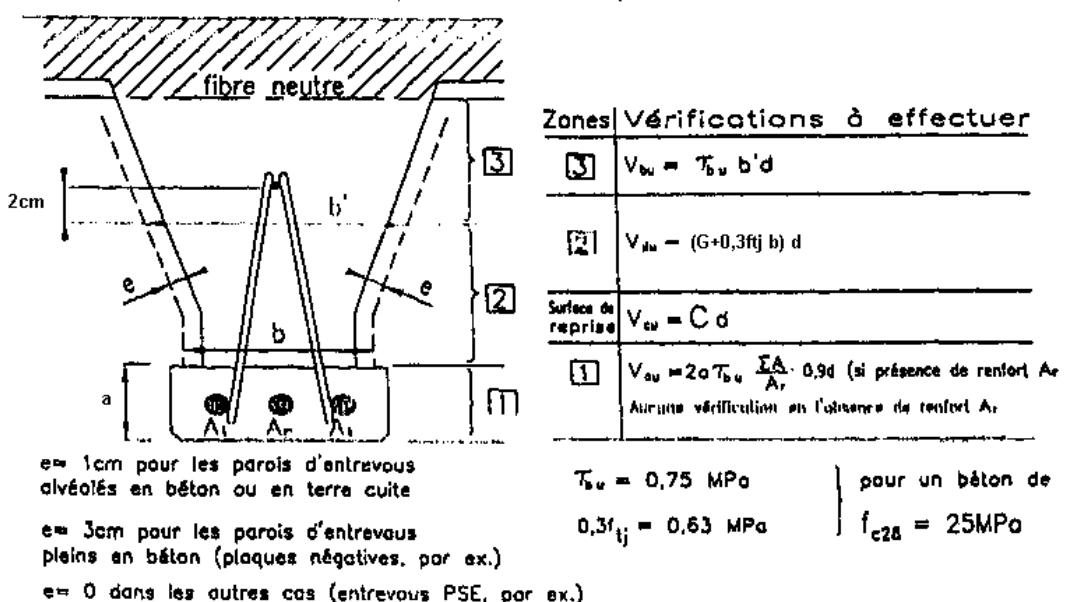
- poutrelles continues à deux travées

Tableau 55 : vérifications des moments résistants (poutrelles à deux travées)

	BC	CD
$L=\text{portée}[\text{m}]$	6	6
Nb.étais	3	3
hauteur utile du montage [cm]	22	22
entraxe des poutrelles X[cm]	72	72
$f_{ci}[\text{MPa}]$	25	25
fe(limite d'élasticité des armatures)[MPa]	500	500
f_{ti}	2,1	2,1
$A[\text{cm}^2]$: armatures de tirant	1,57	1,57
$A_r[\text{cm}^2]$: armatures de renfort	1,57	1,57
$A_s=\text{total des armatures tendues}[\text{cm}^2]$	3,14	3,14
$M_{ru}[\text{Tm}]$	2,91	2,91
$M_{\max \text{ calculé}}[\text{Tm}]$	1,08	1,08
résultats	$M_{ru} \geq M_{tmax}$	$M_{ru} \geq M_{tmax}$

- Effort tranchant

Cas1 – poutrelle de base sans renforcement d'effort tranchant



Deuxième partie

G et C sont des grandeurs intrinsèques des poutrelles et fonction de la géométrie des treillis, de la résistance mécaniques des armatures constitutives et de la résistance de soudure.

Leurs valeurs sont données dans un tableau (annexe A-31) en fonction des types de poutrelles utilisées. Pour les poutrelles 12/20, on a :

- $C = 83,43 \text{ daN/cm}$
- $G = 69,46 \text{ daN/cm}$.

Tableau de calculs :

- poutrelles continues à trois travées

Tableau 56 : vérification de l'effort tranchant (poutrelles à trois travées)

	AB	BC	CD
dénomination des poutrelles	12.20	12.20	12.20
$b'[\text{cm}]$	23	23	23
$b[\text{cm}]$	14	14	14
a: hauteur du talon[cm]	4	4	4
$C: [\text{daN/cm}]$	83,43	83,43	83,43
$G: [\text{daN/cm}]$	69,46	69,46	69,46
$T_{bu}[\text{MPa}]$	0,75	0,75	0,75
$V_{bu}=T_{bu} b' d[\text{T}]$	3,795	3,795	3,795
$V_{du}=(G+0,3f_{ti} b)d [\text{T}]$	1,72	1,72	1,72
$V_{au}=2a T_{bu} A_s/A_r,0,9d [\text{T}]$	2,376	2,376	2,376
$V_{cu}=Cd [\text{T}]$	1,84	1,84	1,84
$V_{max}[\text{T}]$	0,93	1,11	1,3

- poutrelles continues à deux travées

Tableau 57 : vérification de l'effort tranchant (poutrelles à deux travées)

	BC	CD
dénomination des poutrelles	12.20	12.20
$b'[\text{cm}]$	23	23
$b[\text{cm}]$	14	14
a: hauteur du talon[cm]	4	4
$C: [\text{daN/cm}]$	83,43	83,43
$G: [\text{daN/cm}]$	69,46	69,46
$T_{bu}[\text{MPa}]$	0,75	0,75
$V_{bu}=T_{bu} b' d[\text{T}]$	3,795	3,795
$V_{du}=(G+0,3f_{ti} b)d [\text{T}]$	1,72	1,72
$V_{au}=2a T_{bu} A_s/A_r,0,9d [\text{T}]$	2,376	2,376
$V_{cu}=Cd [\text{T}]$	1,84	1,84
$V_{max}[\text{T}]$	0,89	1,33

Deuxième partie

h. Armatures de la dalle de compression

La dalle en béton armé de 4cm d'épaisseur a pour rôle de reprendre les efforts de compression dues aux sollicitations. Celle-ci sera armé de treillis soudés dont la section est déterminée suivant BAEL.B6.8.42, tel que :

- la distance entre fils de panneaux de treillis soudés ne doit pas dépasser :
 - 20 cm pour les fils perpendiculaires aux nervures
 - 33cm pour les fils parallèles aux nervures
- dans notre cas où l'entraxe des nervures est comprise entre 50cm et 80cm, la section A (en cm^2/m) des fils perpendiculaires aux nervures doit être telle que :

$$A \geq \frac{l}{125} = 0,576.$$

où l : entraxe des nervures en cm.

- Dans le sens parallèle aux nervures, la section à prévoir doit être au moins égale à $A/2$.
Ainsi, nous pouvons donc choisir le panneau P80R (voir les caractéristiques en annexe A-33) pour des sections de 0,80 et $0,53\text{cm}^2$.

i. Résistance au feu

Selon les fiches techniques des produits « plancher à entrevous », l'estimation des degrés coupe-feu minimaux des montages est de :

- une demi-heure pour les planchers à poutrelles sans enduit de plâtre
- 1h30mn pour les planchers à poutrelles avec enduit plâtre d'au moins 13mm d'épaisseur.

Dans notre cas où nous considérons un degré de coupe-feu égal à $1/2\text{h}$, le plancher pourra donc à lui seul assurer la stabilité au feu.

Chapitre IV : Proposition de la variante « plancher collaborant »

IV.1. Pré dimensionnement du plancher

IV.1.1. Profil du bac en acier

Etant donné que nous avons des charges assez élevées et une très grande portée ($L=6,5m$) nous allons utiliser le COFRASTRA 70. En effet, ce profil est le plus adapté à notre cas (grande portée sans étais), outre le fait qu'il peut supporter de très fortes charges.

IV.1.2. Dalle en béton armé

L'épaisseur de la dalle est fonction de la portée. Un tableau figurant dans les fiches techniques du produit (annexe A-34) indique l'épaisseur totale de la dalle à mettre en œuvre en fonction de la portée L et de l'intensité de la charge d'exploitation. Ainsi :

- $L= 6,5m$
 - $Q=350\text{daN/m}^2$
- ⇒ $d= 21\text{cm}$: épaisseur totale de la dalle .

IV.2. Descente des charges

IV.2.1 Inventaire des charges

a. Charges permanentes

Les charges permanentes dues au plancher sont :

- charges dues au plancher collaborant (COFRASTRA 70) : 452 daN/m^2
- plafond en plâtre : 20 daN/m^2
- revêtement et chape : 100daN/m^2

c. Surcharges

Toutes les surcharges d'exploitation sont les mêmes que celles du chapitre précédent.

IV.2.2 Sollicitations dues aux charges verticales

b. Charges dues au plancher

En adoptant les mêmes hypothèses et méthodes de calcul que pour le cas de plancher à dalle pleine, on obtient les résultats suivants :

Deuxième partie

Tableau 58 : récapitulatif des charges dues au plancher d'étage courant (COFRASTRA 70)

Poteau	Charges permanentes (daN)	Surcharges (daN)
A1-A6	6343	3883
A'1-A'6	2831	1733
A2-A5	11529	7056
A3-A4	7630	4669
B1-B6	13659	8358
B2-B5	22028	13479
B3-B4	18144	11200
C1-C6	14019	8579
C'1-C'6	2831	1733
C2-C5	22348	13675
C3-C4	21162	12950
D1-D6	6703	4102
D2-D5	11849	7252
D3-D4	10918	6682

c. Descente des charges aux fondations

Les charges sous le poteau B4 sont les plus importantes. Nous obtenons après calculs le tableau suivant:

Tableau 59 : descente des charges du Poteau B4 (COFRASTRA 70)

niveau N1						
nature de charge	L(m)	l(m)	h(m)	surface (m ²)	charges permanentes (kg)	surcharges (kg)
toiture	6	6,25		37,5	1894	4500
plafond				37,5	450	
poutre longitudinale						
poutre transversale	6,25				5625	
cheneau						
acrotère						
total					7969	4500
niveau N2						
poutre longitudinale						
poutre 20x50	6,4				1600	
poutre transversale	3				2700	
mur	6,4		2,4		4547	

Deuxième partie

niveau N2					
voile en BA					
poteau		2,4		960	
plancher			32	18144	11103
vitrage					
allège					
palier escalier					
marches+paillasse escalier					
total				27951	11103
niveau N3					
poutre20x50	6,4			1600	
poutre transversale	3			2700	
mur	6,4	2,4		4547	
voile en BA					
poteau		2,4		960	
plancher			32	18144	11103
vitrage					
allège					
palier escalier			6,505	2602	2602
marches+paillasse escalier	1,75	1,25		1469	875
garde-corps escalier	3,5			175	
total				32197	14580
niveau N4					
poutre longitudinale					
poutre20x50	6,4			1600	
poutre transversale	3			2700	
mur	6,4	2,4		4547	
voile en BA					
poteau		2,4		960	
plancher			32	18144	11103
vitrage					
allège					
palier escalier			6,505	2602	2602
marches+paillasse escalier	1,75	1,25		1469	875
garde-corps escalier	3,5			175	
total				32197	14580
niveau N5					
poutre longitudinale					
poutre20x50	6,4			1600	
poutre transversale	3			2700	
mur	6,4	2,4		4547	
voile en BA					
poteau		2,4		960	
plancher					
vitrage					
allège					
palier escalier			6,505	2602	2602
marches+paillasse escalier	1,75			1469	875
garde-corps escalier	3,5			175	
total				14053	3477
total charges aux fondations				114367	48240

Deuxième partie

Les valeurs des descentes de charges aux fondations dues aux sollicitations verticales sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau 60 : récapitulatif des charges aux fondations

n° poteau	charges permanentes (daN)	surcharges (daN)
A1-A6	45031	12253
A'1-A'6	26434	6279
A2-A5	71700	23390
A3	85909	26365
A4	86738	27615
B1-B6	72326	26700
B2-B5	99174	44757
B3	111475	45348
B4	114367	48240
C1-C6	70706	27357
C'1-C'6	26434	6279
C2-C5	91578	45345
C3-C4	97795	43350
D1-D6	46108	12913
D2-D5	84509	23978
D3-D4	72208	22356

IV.2.3 Sollicitations dues aux charges horizontales

Les résultats sont les mêmes que ceux obtenus dans le chapitre précédent.

III.4. Dimensionnement

III.3.1. Dimensionnement des fondations

Les charges totales aux fondations sont aussi importantes que celles du plancher à dalle pleine. Nous allons garder les mêmes dimensions du puits et de la semelle (chapitre précédent), mais nous allons calculer les sections d'armatures dans la semelle.

La semelle sous poteau B4 est la plus sollicitée.

- ELU :

$$1,35G + 1,5Q + W = 2,27 \text{ MN}$$

$$P = 2,27 \text{ MN}$$

Deuxième partie

$$A_a = \frac{P(A-a)}{8d_a \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_b = \frac{P(B-b)}{8d_b \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$d_b = h_t - e - \frac{\phi}{2}$$

e : enrobage

$$\phi = 14\text{mm} \quad \Rightarrow d_b = 19\text{cm} \quad \text{et} \quad d_a = d_b - 2 = 17\text{cm}$$

d'où :

$$A_a = 2,40\text{cm}^2$$

$$A_b = 8,58\text{cm}^2$$

- ELS :

$$G+Q+W = 1,63 \text{ MN}$$

$$P = 1,63 \text{ MN}$$

$$A_a = \frac{P(A-a)}{8d_a \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_b = \frac{P(B-b)}{8d_b \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

d'où :

$$A_a = 2,97\text{cm}^2$$

$$A_b = 10,63\text{cm}^2$$

Les résultats diffèrent peu de ceux obtenus dans le chapitre relatif à la variante « dalle pleine », donc nous retiendrons :

$$A_a = 3,93\text{cm}^2 \text{ soit } 5\text{T10}$$

$$A_b = 10,78\text{cm}^2 \text{ soit } 7\text{T14}$$

- Entraînement des armatures

➤ armatures parallèles à b :

$$A_b = 7\text{T14}$$

$$\frac{l_s}{\phi} = 35,3\text{cm} \Rightarrow l_s = 49,42\text{cm} \geq \frac{B}{4} = 25\text{cm}$$

Les armatures doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle, et comporter des crochets.

➤ armatures parallèles à b :

$$A_a = 5\text{T10}$$

$$\frac{l_s}{\phi} = 35,3\text{cm} \Rightarrow l_s = 35,3\text{cm} \geq \frac{A}{4} = 6\text{cm}$$

Les armatures doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle, et comporter des ancrages courbes.

III.3.2. Dimensionnement des poteaux

Le dimensionnement se fera en compression simple.

Nous considérerons le poteau B4 du rez-de-chaussée.

d. Inventaire des charges

- Charges permanentes

$$G = 1 \text{ MN}$$

- Surcharges d'exploitation

$$Q = 0,45 \text{ MN}$$

- Surcharges dues au vent

$$W = 0,00177 \text{ MN}$$

e. Combinaison d'actions

$$1,35G + 1,5Q + W = 2,03 \text{ MN}$$

$$1,35G + 1,5W + Q = 1,80 \text{ MN}$$

Nous considérerons la première combinaison qui est la plus défavorable.

f. Détermination des armatures

- Longueur de flambement

La valeur de la longueur de flambement est:

$$L_f = 0,7L_0$$

$$L_0 = 3,6\text{m}$$

$$L_f = 2,52\text{m}$$

- Elancement

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

l_f : longueur de flambement

i : rayon de giration

I : inertie du poteau

S : section du poteau

$$\lambda = 45$$

Deuxième partie

■ Coefficient α

On a $\lambda \leq 50$, d'où :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0,64.$$

■ Section réduite Br

$$Br = 0,78 \times 0,18 = 0,14 \text{ m}^2$$

■ Détermination des armatures longitudinales

$$A \geq \frac{\beta N_u - Br \frac{f_{bc}}{0,9}}{0,85 \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{avec } \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

$$\beta = 1,33$$

$$A_u \geq 16,6 \text{ cm}^2$$

Pour les sections rectangulaires, la distance maximale entre barres voisines doit respecter :

$$c \leq \min\{a + 10 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} \text{ soit } c \leq 30 \text{ cm.}$$

On doit donc avoir aux moins 3 barres sur le grand côté b.

Choisissons $A = 18,85 \text{ cm}^2$ soit 6T20.

■ Armatures minimales et maximales

$$A \geq \max\{4u; 0,2\% B\}$$

$$A \leq 5\% B$$

u : périmètre de la section

B : section du poteau.

$$4u = 8 \text{ cm}^2$$

$$0,2\% B = 3,2 \text{ cm}^2$$

$$5\% B = 80 \text{ cm}^2$$

Les conditions étant vérifiées, on peut donc retenir les sections d'armatures choisies.

■ Détermination des armatures transversales

- diamètre

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm}$$

Deuxième partie

- espacement

$$s_t = \min\{15\phi_t; a + 10\text{cm}; 40\text{cm}\} \text{ d'où } s_t = 30\text{cm}.$$

III.3.3. Dimensionnement des poutres

Nous dimensionnerons la poutre continue de l'axe C qui est la plus sollicitée.

d. Détermination des sollicitations

- charges permanentes

- poids propre de la poutre : 900daN/ml

- poids du plancher :

La valeur des charges dues au plancher collaborant (ramenées à des charges uniformément réparties) est :

$p=572 \text{ daN/m}^2$: charge par unité d'aire

$\alpha = 0,2$

$p_{eq}=3386 \text{ daN/ml}$.

D'où $g=4286 \text{ daN/ml}$.

- Surcharges

- surcharges dues au plancher : 350 daN/m^2

$p_{eq}=2072 \text{ daN/ml}$.

Méthode de calcul

Nous adopterons la méthode de calcul utilisée pour le dimensionnement de la poutre continue du chapitre précédent (méthode de Caquot).

- Combinaison d'actions

- ELU :

- moments aux appuis : $1,35 \left(\frac{2G}{3} \right) + 1,5 Q$

- autres : $1,35G + 1,5Q$

- ELS :

- moments aux appuis : $\frac{2G}{3} + Q$

- autres : $G + Q$

- Calculs

- ELU

$$q_{réel} = 88,94 \text{ kN/m}$$

$$q_{réduit} = 69,65 \text{ kN/m}$$

Deuxième partie

- travée C₁-C₂

M_W=0

$$M_e = \frac{(69,65x6^3) + (69,65x4,8^3)}{8,5(6+4,8)} = 248 \text{ kNm}$$

$$V_W = \frac{248}{6} - \frac{88,94x6}{2} = -225 \text{ kN}$$

$$V_e = -225 + 88,94x6 = 309 \text{ kN}$$

x₀=2,53m

$$M_t = 225x2,53 - \frac{88,94x2,53^2}{2} = 285 \text{ kNm.}$$

- travée C₂-C₃

M_W=248 kNm

$$M_e = \frac{(69,65x5,2^3) + (69,65x4,8^3)}{8,5(5,2+4,8)} = 206 \text{ kNm}$$

$$V_W = \frac{-248 + 206}{6} - \frac{88,94x6}{2} = -274 \text{ kN}$$

$$V_e = -274 + 88,94x6 = 260 \text{ kN}$$

x₀=3,08m

$$M_t = -248 + 274x3,08 - \frac{88,94x3,08^2}{2} = 174 \text{ kNm.}$$

- travée C₃-C₄

M_W=206 kNm

$$M_e = \frac{(69,65x5,2^3) + (69,65x4,8^3)}{8,5(5,2+4,8)} = 206 \text{ kNm}$$

$$V_W = \frac{88,94x6,5}{2} = -289 \text{ kN}$$

$$V_e = 289 \text{ kN}$$

x₀=3,25m

$$M_t = -206 + 289x3,25 - \frac{88,94x3,25^2}{2} = 264 \text{ kNm.}$$

o ELS

$$q_{réel} = 63,58 \text{ kN/m}$$

$$q_{réduit} = 49,29 \text{ kN/m}$$

- travée C₁-C₂

Deuxième partie

$$M_W=0$$

$$M_e = \frac{(49,29x6^3) + (49,29x4,8^3)}{8,5(6+4,8)} = 175 \text{ kNm}$$

$$V_W = \frac{175}{6} - \frac{63,58x6}{2} = -162 \text{ kN}$$

$$V_e = -162 + 63,58x6 = 219 \text{ kN}$$

$$x_0 = 2,53 \text{ m}$$

$$M_t = 162x2,53 - \frac{63,58x2,53^2}{2} = 206 \text{ kNm.}$$

- travée C₂-C₃

$$M_W = 175 \text{ kNm}$$

$$M_e = \frac{(49,29x5,2^3) + (49,29x4,8^3)}{8,5(5,2+4,8)} = 146 \text{ kNm}$$

$$V_W = \frac{-175 + 146}{6} - \frac{63,58x6}{2} = -196 \text{ kN}$$

$$V_e = -196 + 63,58x6 = 186 \text{ kN}$$

$$x_0 = 3,08 \text{ m}$$

$$M_t = -175 + 196x3,08 - \frac{63,58x3,08^2}{2} = 127 \text{ kNm.}$$

- travée C₃-C₄

$$M_W = 146 \text{ kNm}$$

$$M_e = \frac{(49,29x5,2^3) + (49,29x4,8^3)}{8,5(5,2+4,8)} = 146 \text{ kNm}$$

$$V_W = \frac{63,58x6,5}{2} = -207 \text{ kN}$$

$$V_e = 207 \text{ kN}$$

$$x_0 = 3,25 \text{ m}$$

$$M_t = -146 + 207x3,25 - \frac{63,58x3,25^2}{2} = 191 \text{ kNm.}$$

■ Diagrammes

Les moments et efforts tranchants pour les travées C₄-C₅ et C₅-C₆ ayant été déduits par symétrie, on obtient les diagrammes suivants :

Deuxième partie

- o ELU

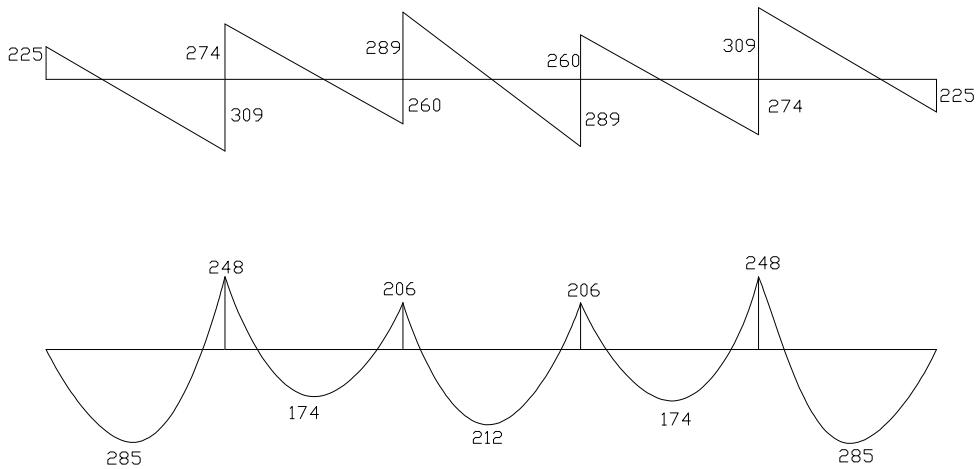


Figure 54 : diagramme des moments fléchissants et efforts tranchants à l'ELU (COFRASTRA 70)

- o ELS

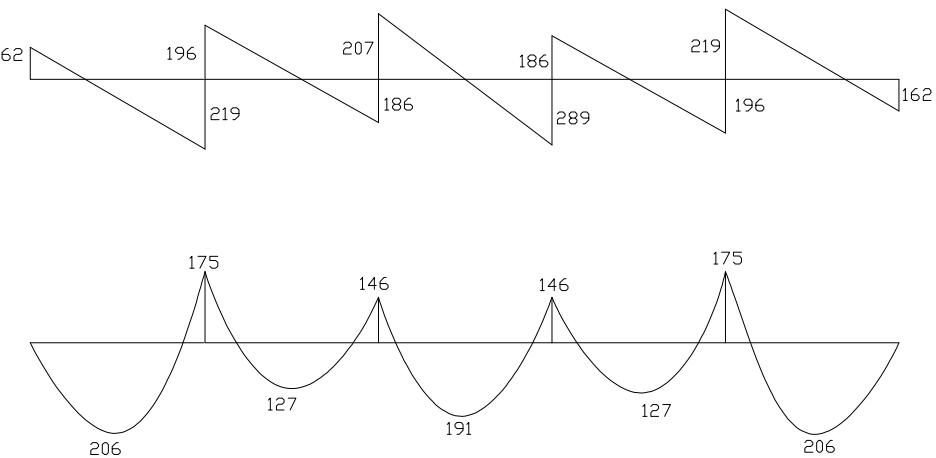


Figure 55 : diagramme des moments fléchissants et efforts tranchants à l'ELS (COFRASTRA 70)

e. Détermination des armatures

Les sections des poutres sont sollicitées en flexion simple.

Données utiles de calcul :

- $b = 60\text{cm}$

Deuxième partie

- $h = 60\text{cm}$
- $d = 0,9h = 54\text{cm}$
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$
- $f_e = 400 \text{ MPa}$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$
- $\overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPa}$ (fissuration préjudiciable)
- $\overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$

■ Résultats

Tableau 61 : armatures dans les poutres calculées à l'ELU (COFRASTRA 70)

travée	dimensions			ELU				
				Mu[Tm]	μ	α	β	$A_u(\text{cm}^2)$
C1-	60	60	54	28,5	0,115	0,153	0,939	16,16
	60	60	54	24,8	0,100	0,132	0,947	13,93
C2-	60	60	54	17,4	0,070	0,091	0,964	9,61
	60	60	54	20,6	0,083	0,109	0,957	11,46
C3-	60	60	54	26,4	0,107	0,141	0,944	14,89
	60	60	54	20,6	0,083	0,109	0,957	11,46

Tableau 62 : armatures dans les poutres calculées à l'ELS (COFRASTRA 70)

travée	dimensions			ELS				
				Ms[Tm]	μ	k	ε	σ_b (bars)
C1-C2	60	60	54	20,6	0,0876	26,96	0,8809	74,79
	60	60	54	17,5	0,0744	29,9	0,8886	67,43478261
C2-C3	60	60	54	12,70	0,0540	36,52	0,9029	55,21
	60	60	54	14,6	0,0621	33,5	0,8969	60,19
C3-C4	60	60	54	19,1	0,0812	28,3	0,8845	71,25
	60	60	54	14,6	0,0621	33,5	0,8969	60,19

Tableau 63 : armatures réelles dans les poutres (COFRASTRA 70)

armatures longitudinales	
choix	$A(\text{cm}^2)$
2T25+4T20	22,38
3T25+2T16	18,75
choix	$A(\text{cm}^2)$

3T20+2T16	13,45
3T20+3T16	15,46
3T25+3T16	20,76
3T20+3T16	15,46

f. Vérifications

- Vérification du béton

L'effort tranchant maximal a pour valeur $V_u = 30900$ daN, d'où :

$$\tau_{u0} = \frac{V_{u0}}{b_0 d} \text{ avec } p_u = 8894 \text{ daN/ml}$$

$$\tau_{u0} = 0,816 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

On prévoit une section minimale d'armatures transversales.

- Armatures transversales

- section minimale d'armatures d'âme

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{0,4b_0}{f_e}$$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0,06 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

- diamètre des armatures d'âme

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \frac{\phi_l}{3} \right\}$$

$$\phi_t \leq 8 \text{ mm}$$

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

- Condition de non fragilité

$$\rho_t \geq \rho_{t \min} = \frac{1}{f_e} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\rho_t \geq \rho_{t \min} = 0,001 \text{ cm}^2$$

Deuxième partie

- Espacements

$$st_{\text{adm}} = \min \{0,9d ; 40\}$$

$$st_{\text{adm}} = 40\text{cm.}$$

$$\rho_{t0} \geq \frac{\tau_{u0} - 0,3k f_{t28}}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,59 \text{ \%}$$

$$\rho_t = \max\{\rho_{t0}; \rho_{t \text{ min}}\}$$

$$\Rightarrow \rho_t = 0,001$$

$$s_t \leq \frac{A_t}{b_0 \rho_t}$$

En prenant $A_t=0,85\text{m}^2$ (3T6) :

$$st \leq 14\text{cm}$$

Nous retiendrons donc comme écartement initial $st_0=13\text{cm}$ et les armatures transversales seront distribuées selon la méthode de Caquot.

- Répartition des armatures transversales

$$l'_0 = 1 + \left(L_0 - \frac{h}{2} \right) \left(1 - \frac{0,5k}{\tau_{u0}} \right)$$

L_0 : demi portée de la poutre

$k=1$.

$$l'_0 = 2\text{m}$$

Tableau 64 : répartition des cadres (COFRASTRA 70)

Nombre de répétition l'_0	2	2	2	2	2
Nombre cumulé	2	4	6	8	10
Nombre pratique	2	2	2	2	2

Le premier plan d'armatures sera placé à $\frac{st_0}{2} = 7\text{cm}$ de l'appui et comme nous avons la demi

portée $\frac{5,8}{2} = 2,9\text{m}$, on a $n_0=3$. Par suite, nous utiliserons les nombres de répétition déterminés

précédemment. Les répartitions des cadres seront ainsi les suivantes (sur la demi portée) :

7-5x13-2x16-2x20-2x25-2x35.

Il reste encore 26cm, on peut donc encore réaliser deux intervalles de 13cm :

Deuxième partie

7-7x13-2x16-2x20-2x25-2x35.

- Vérification de compression du béton

- longueur d'appui a :

$$\frac{3,75V_u}{b_0 f_{cj}} \leq a \leq 0,9d$$

$$\Rightarrow 7\text{cm} \leq a \leq 49\text{cm}$$

prenons a=0,15m

A l'appui nous devons avoir :

$$V_u \leq 0,4 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ab_0 \text{ et } A \geq \frac{1,15V_u}{f_e}$$

$$V_u = 309000N \leq 0,267x25x150x600 = 600750N$$

$$\text{et } A \geq 8,88\text{cm}^2.$$

On prolongera jusqu'à l'appui 2T25=9,82cm².

- Etat limite de service vis-à-vis de la déformation

On doit vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

- $\frac{h}{L} \geq 0,1 \frac{M_t}{M_0}$

- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$

h= 60cm : hauteur de la poutre

L=6m : portée des poutres

M_t : moment maximal en travée

M₀ : moment isostatique

$$M_0 = \frac{qL^2}{8} = 28611\text{daNm}$$

b= 60cm

d= 54cm

f_e= 400MPa.

Deuxième partie

D'où :

$$\frac{h}{L} = 0,01 \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} = 0,01 \geq 0,1 \frac{M_t}{M_0} = 0,0706$$

$$\frac{A}{bd} = 0,007 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$$

Les conditions pour qu'il n'y ait pas lieu de calculer la flèche sont vérifiées.

- Condition de non fragilité

$A \geq 0,001bh$ en section rectangulaire

donc $A \geq 3,6cm$

Nous pouvons alors retenir les sections d'armatures calculées.

- Longueur de scellement droit

Elle est donnée par :

$$l_s = \frac{f_e \phi}{4\tau_{su}} \text{ où } \tau_{su} = 0,6\psi_s^2 f_{t28}$$

$\psi_s = 1,5$ pour les HA

$l_s = 88\text{cm.}$

On a un paquet de deux barres superposées.

Aux appuis extrêmes, la longueur d'ancrage l_s est supérieure à la longueur d'appui qui vaut 0,16 m. Il faut alors prévoir des armatures munies de crochets normaux sur une longueur d'appui de $l_a = 0,4l_s$.

- Vérification des conditions aux appuis
 - appui de rive
 - armatures longitudinales

V_u désignant l'effort tranchant à l'appui et H_u la force horizontale transmise par l'appui, la condition à vérifier est :

$$A_s \geq \frac{V_u + H_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \quad H_u = 0$$

$$A_s \geq 8,44\text{cm}^2$$

Deuxième partie

- appuis voisins de l'appui de rive
 - armatures longitudinales

$$A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0,9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$A_s < 0$: vérifié.

- Contrainte moyenne de compression du béton

$$\sigma_{bcmoyen} = \frac{2V_u}{ab} \leq 1,3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bcmoyen} = \frac{2V_u}{ab} = 6,87 \text{ MPa} \leq 21,7 \text{ MPa} : \text{vérifié.}$$

- appuis de la travée centrale
 - armatures longitudinales

$$A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0,9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$A_s < 0$: vérifié.

- contrainte moyenne de compression du béton

$$\sigma_{bcmoyen} = \frac{2V_u}{ab} \leq 1,3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bcmoyen} = \frac{2V_u}{ab} = 5,78 \text{ MPa} \leq 21,7 \text{ MPa} : \text{vérifié.}$$

III.3.4. Dimensionnement du plancher collaborant

a. Armatures

Les armatures d'un plancher collaborant sont données par un tableau dans les fiches techniques du produit (annexe A-34).

Ainsi, pour une portée maximale de 6,5m, en utilisant le COFRASTRA 70, on a les armatures suivantes :

- treillis soudé général :

P80R : panneau rectangulaire de section $S = 0,80 \text{ cm}^2/\text{m}$

- armatures en chapeaux :

2 x 385R : panneaux rectangulaires de section $S = 3,85 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Deuxième partie

b. Caractéristiques de la tôle

Les caractéristiques de la tôle COFRASTRA 70 sont données dans le chapitre III, paragraphe III.2.1.

c. Résistance au feu

Les planchers collaborants sont classés coupe-feu 30mn sans protection particulière.

Au-delà, il serait nécessaire de justifier la tenue en ajoutant des barres d'acier enrobées dans les nervures.

Lorsque le coupe-feu dépasse 120mn, il est judicieux d'appliquer une protection projetée ou de mettre en œuvre des plafonds coupe-feu du degré demandé.

Dans notre cas où l'on considère une durée d'exposition au feu égale à 0,5h, aucune disposition particulière n'est nécessaire.

Chapitre V : ETUDE DU SECOND ŒUVRE

V.1. Addiction d'eau

La canalisation d'eau est composée de trois types de branchement :

- branchement primaire : provenant du branchement général du réseau de distribution de la JIRAMA
- branchement secondaire : venant du branchement primaire et desservant chaque étage du bâtiment
- branchement tertiaire : venant du branchement secondaire et desservant directement les différents appareils.

Chaque branchement est établi en fonction du débit probable :

$$Q_p = K \cdot Q_b$$

K : coefficient de simultanéité

$$K = \frac{1}{\sqrt{n-1}}$$

n : nombre d'appareils à desservir

Les débits de base pris en compte sont (suivant DTU 60-11) :

Tableau 65 : débit de base des appareils

désignation	Débit de base [l/s]
lavabo	0,20
WC et chasse d'eau	0,12

La section des conduites sera déterminée à partir de l'abaque de DRIES, en prenant $v = 1,5 \text{ m/s}$ (vitesse d'écoulement d'eau dans la conduite) :

Tableau 66 : diamètre de branchement des appareils

désignation	diamètre [mm]
Lavabo	12/17
WC et chasse d'eau	12/17

Tableau 67 : diamètre des conduites desservant chaque étage

n	K	Q _b [l/s]	Q _p [l/s]	D calculé [mm]	D réel [mm]
10	0,333	1,52	0,506	21,8	20/27

Tableau 68 : diamètre des conduites desservant tous les étages

n	K	Q _b [l/s]	Q _p [l/s]	D calculé [mm]	D réel [mm]
40	0,160	6,08	0,973	30	26/34

V.2. Assainissement

V.2.1. Eaux pluviales

L'évacuation des eaux pluviales est assurée par des tuyaux dont la section est calculée en fonction de la relation suivante :

$$Q_{\text{à évacuer}} = Q_{\text{évacuable}}$$

a. Débit à évacuer

Le débit à évacuer d'un tuyau de diamètre D a pour expression :

$$Q_p = C \cdot I \cdot A$$

C : coefficient de ruissellement

I = 0,05 l/s/m² : intensité moyenne de précipitation

A : surface de la toiture

b. Débit évacuable

$$Q_p = n \cdot V \cdot S$$

N : nombre de DEP desservant la surface A

V : vitesse des eaux dans la conduite

S : section de la DEP

Nous prenons V = 1 m/s

c. Diamètre de la DEP

De l'égalité des deux débits définis précédemment, nous obtenons :

$$D = \sqrt{\frac{4CIA}{nV}}$$

On a donc le diamètre de chaque DEP spécifié dans le tableau suivant :

Tableau 69 : diamètre de chaque DEP

Nombre de DEP	4
Surface d la toiture [m ²]	559
D [mm]	91,90

Nous choisirons donc des tuyaux au diamètre D= 10cm.

V.2.2. Eaux usées et eaux vannes

a. Diamètre des collecteurs d'appareils

Les diamètres intérieurs minimaux des branchements d'appareils sont :

Tableau 70 : diamètre des collecteurs

désignation	Débit de base [l/s]	Diamètre minimal [mm]
Lavabo	0,75	30
WC avec chasse directe	1,5	80

Le diamètre des tuyaux est déterminé à l'aide des débits probables des eaux usées de chaque appareil.

b. Diamètre des tuyaux de chute

Le tableau suivant donne le débit à évacuer pour chaque tuyau de chute, ainsi que le diamètre :

Tableau 71 : diamètre des tuyaux de chute

Appareils groupés	Nombre total	K	Q _b [l/s]	Q _p [l/s]	Débit total [l/s]	D [mm]
Lavabo	4	0,577	3	1,73	6,92	80
WC	3	0,707	4,5	3,18	12,72	100

V.3. Fosse septique

Avant d'être rejetées, les eaux vannes sont traitées dans une fosse septique dont les dimensions varient selon le nombre d'usagers et la destination du bâtiment.

Dans notre cas, le nombre d'usagers est estimé à plus de 100 personnes.

Deuxième partie

Tenant compte de ce nombre et de la fonction pour laquelle notre bâtiment est destiné (usage de bureaux), nous allons adopter une fosse septique de grande capacité type F11 MAKIPLAST.

V.4. Eclairage

Généralement, le choix de l'éclairage doit correspondre à la destination du local. Nous utiliserons des lampes fluorescentes pour l'éclairage dans les bâtiments.

V.4.1. Eclairage moyen

D'après l'association française d'éclairage, l'éclairage nécessaire pour les différents types de locaux sont :

Tableau 72 : éclairage suivant les types de locaux

Destination du local	Eclairage [lux/m ²]
Bureaux privés	200
Escaliers	150
Toilettes	100

V.4.2. Choix du système d'éclairage

Nous allons opter pour l'éclairage semi direct pour assurer une bonne diffusion de la lumière.

V.4.3. Choix de la source lumineuse

Pour les sources lumineuses, les tubes fluorescents offrent :

- une température de couleur T= 3000 à 6000°K
- une durée de vie élevée, supérieure à 4000h
- une exploitation économique

V.4.4. Teinte

Plafonds : blancs

Murs : jaunes clairs

Sols : clairs

V.4.5. Indice du local

L'indice du local est fonction des dimensions de ce dernier :

$$K = \frac{ab}{h(a+b)}$$

a : largeur de la pièce à éclairer

b : longueur de la pièce à éclairer

Deuxième partie

h : hauteur es luminaires au-dessus du plan utile

V.4.6. facteur de dépréciation

Le facteur de dépréciation moyen à considérer vaut $d= 1,2$.

V.4.7. Rapport de suspension

$$J = \frac{H - h}{H}$$

h : hauteur des luminaires au-dessus du pan utile

H : hauteur sous plafond.

V.4.8. Facteur d'utilance

Il est donné dans des abaques en fonction des paramètres suivants :

- rapport de suspension J
- indice du local K
- facteurs de réflexion.

V.4.9. Flux lumineux total

Il est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$F = \frac{ESd}{\eta U}$$

E : éclairement moyen du local considéré en [lux]

S : surface de la pièce en [m^2]

U : facteur d'utilance

η : rendement

d : facteur de dépréciation.

Le nombre de source à utiliser sera donc :

$$N = \frac{F}{f}$$

f : flux lumineux par source

Nous retiendrons les résultats suivants :

Tableau 73 : appareils utilisés

type	Puissance [watts]	Flux lumineux [lumens]
Lampe à incandescence	100	1300
Tubes difluorescents (L= 120cm)	40	2500

Chapitre VI : ETUDE FINANCIERE

VI.1. Devis descriptif des travaux

N°	DESIGNATION	CONCERNE	UNITES
----	-------------	----------	--------

1- INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER

1-01	Clôture de chantier, mise en place des baraques et des matériels, implantations, sécurité de chantier, nettoyage, repli de chantier	Installation et repli de chantier	Fft
------	---	-----------------------------------	-----

2- TERRASSEMENT

2-01	Décapage et dressage du sol y compris toutes sujétions de mise en oeuvre	Surface à bâtir	Fft
2-02	Forage de puits, y compris dressement des parois et des fonds, épuisement de l'eau et blindage éventuels	Fondation sur puits	M ³
2-03	Fouille en rigole et en tranchée de toutes dimensions exigées, y compris dressement des parois et des fonds, puisement de 'eau et blindage éventuels	Longrines, murs, fosse septique, regards et canalisations	M ³
2-04	Remblai de terre avec reprise, y compris compactage et réglage final	Comblement des fouilles	M ³

3- OUVRAGE EN INFRASTRUCTURE

3-01	Béton dosé à 150Kg/m ³ de CPA, de 5cm d'épaisseur pour forme de propreté	Longrines et regards	M ³
------	---	----------------------	----------------

Deuxième partie

N°	DESIGNATION	CONCERNE	UNITES
3-02	Gros béton dosé à 250Kg/m ³ de CPA, y compris toutes sujétions de mise en oeuvre	Fondation sur puits	M ³
3-03	Béton armé dosé à 350Kg/m ³ de CPA, y compris toutes sujétions de mise en oeuvre	Semelles de liaison, longrines et amorces de poteaux	M ³
3-04	Coffrage en bois ordinaire, y compris traverses et étais, décoffrage et toutes sujétions de mise en oeuvre	Eléments à coffrer dito 3-03	M ²
3-05	Armatures en acier TOR de tout diamètre, y compris fourniture, façonnage et toutes sujétions de mise en oeuvre	Eléments dito 3-02 et 3-03	Kg
3-06	Hérissonnage en TV40/70 sur une épaisseur de 10cm, y compris compactage	dallage	M ³
3-07	Béton ordinaire dosé à 250Kg/m ³ de CPA, de 8cm d'épaisseur	dallage	M ³

4- MACONNERIE ET OUVRAGES EN SUPERSTRUCTURE

4-01	Maçonnerie de parpaings, houddée au mortier de ciment dosé à 300Kg/m ³ de CPJ, de 20cm d'épaisseur, y compris toutes sujétions de mise en oeuvre	Murs de remplissage	M ²
4-02	Maçonnerie de parpaings, houddée au mortier de ciment dosé à 300Kg/m ³ de CPJ, de 10cm d'épaisseur, y compris toutes sujétions de mise en œuvre	Cloisons pour sanitaires	M ²

Deuxième partie

N°	DESIGNATION	CONCERNE	UNITES
4-03	PLANCHERS	Plancher d'étage courant	
	Plancher à dalle pleine : - béton armé dosé à 350Kg/m ³ de CPA, de 20cm d'épaisseur, y compris pervibration et toutes sujétions de mise en œuvre - Armatures en acier TOR de tout diamètre, y compris fourniture, façonnage et toutes sujétions de mise en œuvre		M ³ KG
	Plancher type Béton France : - hourdis en terre cuite (non porteurs) - Béton dosé à 350kg/m ³ de CPA, pour dalle de compression, y compris pervibration et toutes sujétions de mise en œuvre - poutrelles ACOR préfabriquées - Treillis soudés		U M ³ U KG
	Plancher collaborant : - Béton dosé à 350kg/m ³ de CPA, pour dalle de compression, y compris pervibration et toutes sujétions de mise en œuvre - tôle de profil COFRASTRA 70 (L=10m) - Treillis soudés		M ³ M ² KG
4-04	Béton dosé à 350Kg/m ³ de CPA, y compris pervibration et toutes sujétions de mise en œuvre	Ouvrages en béton armé	M ³

Deuxième partie

N°	DESIGNATION	CONCERNE	UNITES
4-05	Coffrage en bois ordinaire, y compris traverses et étais, décoffrage et toutes sujétions de mise en oeuvre	Ouvrages en béton armé	M ²
4-06	Armatures en acier TOR de commerce de tout diamètre, y compris fournitures, façonnage et toutes sujétions de mise en oeuvre	Ouvrages en béton armé	Kg
4-07	Enduit ordinaire au mortier de ciment dosé à 350Kg/m ³ de CPJ, de 1cm d'épaisseur, y compris toutes sujétions de mise en oeuvre	Murs et plafonds	M ²
4-08	Enduit en plâtre de 1,5cm d'épaisseur, y compris toutes sujétions de mise en oeuvre	plafonds	M ²
4-09	Plafond en USG, y compris toutes sujétions de mise en oeuvre	Plafond sous toiture	M ²

5- ASSAINISSEMENT

5-01	Tuyau PVC non plastifié, y compris accessoires et toutes sujétions de mise en oeuvre	Evacuation des eaux usées et des eaux vannes	Ml
5-02	Canalisation en béton comprimé posée sur lit de sable de 10cm d'épaisseur, y compris tous les accessoires de raccordement, de dressement de pente et toutes sujétions de mise en oeuvre	Evacuation des eaux vers l'égout	Ml
5-03	Fosse septique type MAKIPLAST	Fosse septique	U

Deuxième partie

N°	DESIGNATION	CONCERNE	UNITES
5-04	Regard de visite en béton armé dosé à 350Kg/m ³ de CPA, de 12cm d'épaisseur, couvert d'une dalle préfabriquée, y compris toutes sujétions de mise en œuvre Dimensions : - 50x50x50cm - 1,5x1,5x1,2m	Eaux pluviales, eaux usées et eaux vannes	U
5-05	Tuyau PVC pour DEP, y compris fournitures et toutes sujétions de mise en oeuvre	Evacuation des eaux pluviales	Ml

6- CARRELAGE ET REVETEMENT

6-01	Revêtement vertical en carreaux de faïence 15x15cm, posé au mortier de ciment dosé à 400Kg/m ³ de CPA, y compris toutes sujétions de mise en oeuvre	Locaux sanitaires	M ²
6-02	Revêtement horizontal en carreaux de grès cérame 30x30cm posé au mortier de ciment dosé à 400Kg/m ³ de CPA, y compris toutes sujétions de mise en oeuvre	Bureaux paysagers, locaux sanitaires et escaliers	M ²
6-03	Plinthe de grès cérame de 10cm de hauteur, y compris toutes sujétions de mise en oeuvre	Pièces dito 6-02	M ²
6-04	Nez de marche	escaliers	ml

Deuxième partie

7- TOITURE

N°	DESIGNATION	CONCERNE	UNITES
7-01	Tôle Galvabac 63/100è, y compris étanchéité, accessoires de fixation et toutes sujétions de mise en oeuvre	toiture	M ²
7-02	Charpente métallique (pannes et ferme), y compris toutes sujétions de mise en oeuvre	toiture	Fft
7-03	Fournitures et pose de crapaudines en fil de fer galvanisé, y compris accessoires et toutes sujétions de mise en oeuvre	Filtres au départ des descentes d'eaux pluviales	U
7-04	Béton dosé à 350Kg/m ³ de CPA, y compris toutes sujétions de mise en oeuvre	Chéneau et acrotère	M ³

8- MENUISERIE

8-01	Porte isoplane à un vantail en bois dur, y compris quincaillerie et toutes sujétions de mise en œuvre Dimensions :- 90x210cm - 80x210cm	Portes intérieures	U
8-02	Châssis vitrés fixes en aluminium, y compris accessoires et toutes sujétions de mise en oeuvre	Entrée principale	U
8-03	Châssis vitrés en aluminium à deux vantaux, y compris cadre, quincaillerie et toutes sujétions de mise en œuvre Dimensions : 140x210cm	Entrée principale	U
8-04	Châssis vitrés coulissants en aluminium Dimensions : - 150x150cm	fenêtres	U

Deuxième partie

N°	DESIGNATION	CONCERNE	UNITES
8-05	Grilles de fermeture, y compris accessoires et toutes sujétions de mise en oeuvre	Entrée principale	U
8-06	Rampe d'escalier, y compris assemblage ajustage, scellement et toutes sujétions de mise en oeuvre	escaliers	ml

9- PLOMBERIE- SANITAIRE- EQUIPEMENTS

9-01	Alimentation en tuyaux galvanisés, proportionnellement aux débits nécessaires, y compris toutes sujétions de mise en œuvre.	Adduction d'eau	fft
9-02	Installation complète de lavabo en porcelaine émaillée blanche, y compris les accessoires et toutes sujétions de mise en œuvre.	Locaux sanitaires	U
9-03	Installation complète d'un siège W.C. à l'anglaise, y compris chasse d'eau et toutes sujétions de mise en œuvre.	Locaux sanitaires	U
9-04	Installation de distributeur de papier hygiénique.	W.C.	U
9-05	Installation de porte serviettes en laiton chromé de 45cm de longueur	Locaux sanitaires	U
9-06	Fournitures et pose de glace biseauté de dimension 65x60cm, posée sur agrafes en laiton.	Glaces des lavabos	U
9-07	Bouches d'incendie avec tuyaux de raccordement, y compris accessoires, pose et toutes sujétions de mise en œuvre.	Sécurité incendie	fft

Deuxième partie

10- ELECTRICITE

N°	DESIGNATION	CONCERNE	UNITES
10-01	Installation complète de tableau général d'électricité	Tableau compteur	U
10-02	Installation des tableaux de répartition, y compris disjoncteurs divisionnaires de 16 à 38 Ampères	Tableaux compteurs	U
10-03	Installation complète de réglettes dufluos avec vasques de 1,20m de longueur, y compris accessoires et toutes sujétions de mise en œuvre.	Bureaux	U
10-04	Installation complète d'un point lumineux à simple allumage, y compris accessoires et toutes sujétions de mise en œuvre.	W.C.	U
10-05	Installation complète d'un point lumineux à simple allumage va et vient, y compris accessoires et toutes sujétions de mise en œuvre.	Escaliers	U
10-06	Installation complète de prise de courant 2P+T de type encastré.	Source de courant	U
10-07	Installation complète de prise de terre.	Protection	U
10-08	Installation complète de paratonnerre	Protection contre la foudre	U

11- PEINTURE - VITRERIE

11-01	Peinture vinylique, y compris tous les travaux préparatoires et toutes sujétions de mise en œuvre.	Face intérieure et extérieure des murs	M ²
11-02	Peinture glycérophthalique en 2 couches, y compris travaux préparatoires et toutes sujétions de mise en œuvre.	Menuiserie bois	M ²

VI.2. Devis estimatif du projet

N°	DESIGNATION	UNITES	QUANTITE	PU	MONTANT (Fmg)
----	-------------	--------	----------	----	---------------

1- INSTALLATION DE CHANTIER

1-01	Installation et repli de chantier	Fft	1	90 000 000	90 000 000
TOTAL INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER					90 000 000

2- TERRASSEMENT

2-01	Décapage et dressage du sol	m ²	1500	10 200	15 300 000
2-02	Forage de puits	m ³	215,51	243 750	52 530 563
2-03	Fouille en rigole et en tranchée	m ³	84,2	13 838	1 165 160
2-04	Remblai de terre avec reprise	m ³	137,54	10 225	1 406 347
TOTAL TERRASSEMENT					70 402 070

3- OUVRAGE EN INFRASTRUCTURE

3-01	Béton de propreté Q200 de CPA	m ³	3,3	508 815	1 679 099
3-02	Gros béton Q250 de CPA	m ³	109,96	678 915	74 663 493
3-03	Béton armé Q350de CPA	m ³	1,9	885 735	1 682 897
3-04	Coffrage en bois ordinaire	m ²	212,04	23 321	4 944 985

Deuxième partie

N°	DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PU	MONTANT (Fmg)
3-05	Armatures en acier TOR : - dalle pleine - plancher à entrevous ou plancher collaborant	KG	281,12 253,68	18 576	5 222 085 4 712 360
3-06	Hérissonnage en Tout- venant 40/70	m ³	55,87	107 359	5 998 147
3-07	Béton ordinaire Q250 de CPA	m ³	44,70	706 070	31 561 329

TOTAL OUVRAGE EN INFRASTRUCTURE :

- solution dalle pleine 125 792 026
- solution plancher à entrevous ou collaborant 125 282 301

4- MACONNERIE ET OUVRAGES EN SUPERSTRUCTURE

4-01	Maçonnerie agglos 20x20x40	m ²	178,08	137 862	25 550 465
4-02	Maçonnerie agglos 10x20x40	m ²	212,8	102 317	21 773 058
4-03	PLANCHERS				
	Plancher à dalle pleine : - béton armé Q350 de CPA	m ³	303,74	885 735	249 033 149
	Armatures en acier TOR	KG	24 772,68	18 576	460 177 304

Deuxième partie

	DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PU	MONTANT (Fmg)
	Plancher type Béton France : - hourdis en terre cuite (non porteurs) - Béton Q350 de CPA - poutrelles ACOR préfabriquées - Treillis soudés	U m ³ U m ²	4860 107,31 354 1680,54	6750 885 735 77 000 21 100	32 805 000 95 048 223 163 548 000 35 459 816
	Plancher collaborant : - Béton Q350 de CPA - tôle de profil COFRASTRA 70 - Treillis soudés	m ³ m ² m ²	313,61 149,40 8943,51	885 735 275 000 21 100	277 775 353 41 068 500 188 708 061
4-04	Béton Q350 de CPA	m ³	315,40	885 735	279 360 819
4-05	Coffrage en bois ordinaire	m ²	1183,60	23 321	27 602 736
4-06	Armatures en acier TOR : - plancher dalle pleine - plancher Béton France - plancher collaborant	KG	47725,48 19212,96 22921,36	18 576	426 371 213 356 899 945 425 787 183
4-07	Enduit ordinaire au mortier de ciment Q350	m ²	781,76	21 884	17 108 036

Deuxième partie

N°	DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PU	MONTANT (Fmg)
4-08	Enduit en plâtre de 1,5cm d'épaisseur	m ²	1618,02	5562	8 999 068
4-09	Plafond en USG	m ²	539,34	180 200	97 189 068

TOTAL MACONNERIE ET OUVRAGE EN SUPERSTRUCTURE :

- solution dalle pleine 1 515 975 607
- solution plancher à entrevois 1 161 344 593
- solution plancher collaborant 1 293 733 038

5- ASSAINISSEMENT

5-01	Tuyau de chute pour EU et EV	ml	44,76	23 793	1 064 948
5-02	Canalisation en béton comprimé	ml	63	91 425	5 759 775
5-03	Fosse septique type F11 MAKIPLAST	U	1	29 400 000	29 400 000
5-04	Regard collecteur 50x50x50	U	4	307 896	1 231 584
	Regard collecteur 1,50x1,50x1,20	U	4	531 250	2 125 000
5-05	Tuyau PVC de DEP	ml	67,04	56 484	3 786 687
TOTAL ASSAINISSEMENT					43 367 994

6- CARRELAGE ET REVETEMENT

6-01	carreaux de faïence mural 15x15cm	m ²	194,88	140 000	27 283 200
6-02	carreaux de grès cérame 30x30cm	m ²	2196,26	175 000	384 345 500

Deuxième partie

N°	DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PU	MONTANT (Fmg)
6-03	Plinthe en grés cérame 20x10cm	ml	452,80	77 400	35 046 760
6-04	Nez de marche	ml	67,5	23 400	1 579 500
TOTAL CARRELAGE ET REVETEMENT					448 254 920

7- TOITURE

7-01	Tôle Galvabac 63/100è	m ²	584,04	146 475	85 547 259
7-02	Charpente métallique (pannes et ferme)	KG	17 521,20	25 600	448 542 720
7-03	crapaudines en fil de fer galvanisé	U	4	10 645	42 520
7-04	Béton Q350 de CPA	m ³	25,31	885 735	22 417 953
TOTAL TOITURE					556 550 512

8- MENUISERIE

8-01	Porte isoplane 90x210cm	m ²	15,12	464 231	7 019 173
	Porte isoplane 80x210cm	m ²	47,04	464 231	21 837 426
8-02	Châssis vitrés fixes en aluminium				
	- 60x30	U	4	108 000	432 000
	- 120x30	U	1	216 000	216 000
	- 150x210	U	2	1 890 000	3 780 000
8-03	Châssis vitrés en aluminium à deux vantaux	U	1	2 728 026	2 728 026

Deuxième partie

N°	DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PU	MONTANT (Fmg)
8-04	Châssis vitrés coulissants en aluminium	U	168	1 462 500	215 700 000
8-05	Grilles de fermeture	U	1	4 750 000	4 750 000
8-06	Rampe d'escalier	ml	51,6	181 250	9 352 500
TOTAL MENUISERIE					295 815 125

9- PLOMBERIE- SANITAIRE- EQUIPEMENTS

9-01	Tuyau d'alimentation en eau	Fft	1	3 201 830	3 201 830
9-02	lavabo en porcelaine émaillée	U	16	720 000	11 520 000
9-03	W.C. à l'anglaise	U	24	1 520 000	36 480 000
9-04	distributeur de papier hygiénique.	U	24	86 563	2 077 512
9-05	porte serviettes en laiton	U	8	54 000	432 000
9-06	installation de glace biseautée	U	16	198 000	3 168 000
9-07	Bouches d'incendie	Fft	1	988 732	988 732
TOTAL PLOMBERIE-SANITAIRE-EQUIPEMENTS					57 868 074

10- ELECTRICITE

10-01	tableau général de distribution	U	1	2 448 000	2 448 000
10-02	tableaux de répartition	U	20	1 044 000	4 176 000

Deuxième partie

N°	DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PU	MONTANT (Fmg)
10-03	réglettes de dufluorescence avec vasques de 1,20m de longueur	U	160	504 600	80 736 000
10-04	point lumineux à simple allumage	U	32	138 000	4 416 000
10-05	point lumineux à simple allumage va et vient	U	14	147 000	2 058 000
10-06	prise de courant 2P+T	U	12	116 400	1 396 800
10-07	de prise de terre.	U	2	395 000	790 000
10-08	paratonnerre	U	2	3 000 000	6 000 000
TOTAL ELECTRICITE					102 020 800

11- PEINTURE - VITRERIE

11-01	Peinture vinylique	m ²	781,76	17 884	13 980 996
11-02	Peinture glycérophthalique	m ²	68,88	36 126	2 488 359
TOTAL PEINTURE-VITRERIE					16 469 355

RECAPITULATION

a. Solution dalle pleine

N°	Désignation des travaux	Montant en Ariary	Montant en FMG
1	Installation de chantier	18 000 000	90 000 000
2	Terrassement	14 080 414	70 402 070
3	Ouvrage en infrastructure	25 158 405	125 792 026
4	Maçonnerie et ouvrage en superstructure	303 195 121	1 515 975 607
5	Assainissement	8 673 599	43 367 994
6	Carrelage - revêtement	89 650 984	448 254 920
7	Toiture	111 310 102	556 550 512
8	Menuiserie	59 163 025	295 815 125
9	Plomberie - sanitaire - équipements	11 569 615	57 848 074
10	Electricité	20 404 160	102 020 800
11	Peinture	3 293 871	16 469 355
	TOTAL HORS TAXE	664 499 297	3 322 496 483
	TVA	132 899 859	664 499 297
	TOTAL TTC	797 399 156	3 986 995 780

Arrêté le montant du présent devis estimatif à la somme de « *sept cent quatre vingt dix sept millions trois cent quatre vingt dix neuf mille cent cinquante six Ariary* » ou « *trois milliards neuf cent quatre vingt six millions neuf cent quatre vingt quinze mille sept cent quatre vingt Francs Malagasy* ».

Le prix au mètre carré du bâtiment s'élève donc à « *un million quatre cent vingt sept mille cent trente huit Ariary* » (1 427 138 Ar) ou « *sept millions cent trente cinq mille six cent quatre vingt dix Francs Malagasy* » (7 135 690 FMG).

b. Solution plancher à entrevois type Béton France

N°	Désignation des travaux	Montant en Ariary	Montant en FMG
1	Installation de chantier	18 000 000	90 000 000
2	Terrassement	14 080 414	70 402 070
3	Ouvrage en infrastructure	25 056 460	125 282 301
4	Maçonnerie et ouvrage en superstructure	209 774 366	1 048 871 829
5	Assainissement	8 673 599	43 367 994
6	Carrelage - revêtement	89 650 984	448 254 920
7	Toiture	111 310 102	556 550 512
8	Menuiserie	59 163 025	295 815 125
9	Plomberie - sanitaire - équipements	11 569 615	57 848 074
10	Electricité	20 404 160	102 020 800
11	Peinture	3 293 871	16 469 355
	TOTAL HORS TAXE	570 976 596	2 854 882 980
	TVA	114 195 319	570 976 596
	TOTAL TTC	685 171 915	3 425 859 576

Arrêté le montant du présent devis estimatif à la somme de « *six cent quatre vingt cinq millions cent soixante et onze mille neuf cent quinze Ariary* » ou « *trois milliards quatre cent vingt cinq millions huit cent cinquante neuf mille cinq cent soixante seize Francs Malagasy* ».

Le prix au mètre carré du bâtiment s'élève donc à « *un million deux cent vingt six mille deux cent huit Ariary* » (1 286 208 Ar) ou « *six millions cent trente et un mille quatre cent deux Francs Malagasy* » (6 131 402 FMG).

c. Solution plancher collaborant

N°	Désignation des travaux	Montant en Ariary	Montant en FMG
1	Installation de chantier	18 000 000	90 000 000
2	Terrassement	14 080 414	70 402 070
3	Ouvrage en infrastructure	25 056 460	125 282 301
4	Maçonnerie et ouvrage en superstructure	246 469 419	1 232 347 097
5	Assainissement	8 673 599	43 367 994
6	Carrelage - revêtement	89 650 984	448 254 920
7	Toiture	111 310 102	556 550 512
8	Menuiserie	59 163 025	295 815 125
9	Plomberie - sanitaire - équipements	11 569 615	57 848 074
10	Electricité	20 404 160	102 020 800
11	Peinture	3 293 871	16 469 355
	TOTAL HORS TAXE	607 671 650	3 038 358 248
	TVA	121 534 330	607 671 650
	TOTAL TTC	729 205 980	3 646 029 898

Arrêté le montant du présent devis estimatif à la somme de « *sept cent vingt neuf millions deux cent cinq mille neuf cent quatre vingt Ariary* » ou « *trois milliards six cent quarante six millions vingt neuf mille huit cent quatre vingt dix huit Francs Malagasy* ».

Le prix au mètre carré du bâtiment s'élève donc à « *un million trois cent cinq mille quatre vingt neuf Ariary* » (1 305 089 Ar) ou « *six millions cinq cent vingt cinq mille quatre cent cinquante Francs Malagasy* » (6 525 450 FMG).

Chapitre VII: Choix de la variante adéquate

VII.1. Justification du choix de la solution à adopter

VII.1.1. Point de vue technique et mise en œuvre

Nous avons pu conclure, d'après l'étude comparative effectuée dans la première partie, que les trois variantes proposées conviennent bien à la destination de notre ouvrage.

Toutefois, nous avons vu lors du dimensionnement du plancher à dalle pleine (deuxième partie-chapitre II) que la flèche calculée est supérieure à la valeur admissible ; il nous faudrait alors prévoir une contre-flèche lors de la construction de l'ouvrage. Or il serait préférable que la structure présente le moins de déformation possible lors de son état de service.

Par ailleurs, nous remarquons d'après les résultats des calculs de sollicitations que les charges aux fondations dues au plancher à dalle pleine et au plancher collaborant sont importantes par rapport à celles dues au plancher à entrevois. En effet, la dalle pleine et le plancher collaborant constituent un massif lourd.

Du point de vue réalisation, la mise en œuvre de poutrelles préfabriquées et celle du plancher collaborant sont plus aisées et procurent un gain de temps considérable. Néanmoins, l'importation des poutrelles « Béton France » reste l'inconvénient principal engendré par la mise en œuvre du plancher à entrevois du type Béton France.

VII.1.2. point de vue économique

D'après les résultats des devis estimatifs, la différence entre les montants dus à ces trois variantes va de 10 à 12%. Les prix sont donc assez compétitifs. Cependant, compte tenu des résultats, la solution « plancher à entrevois type béton France » est la plus économique.

En effet, pour des surcharges et une portée importante, la variante « dalle pleine » est plus onéreuse car la quantité d'armatures et l'épaisseur de la dalle pleine augmentent avec les surcharges.

VII.1.3. choix de la variante à adopter

Nous pouvons conclure que :

- la variante « plancher à dalle pleine » est déconseillée lorsque la portée est grande car la dalle présente une flèche supérieure à la valeur admissible, or le plancher devrait être conçu pour assurer ses fonctions en présentant le minimum de flèche.

Deuxième partie

- La mise en œuvre du plancher à entrevois est la plus aisée et la plus rapide.
- Les charges les moins importantes arrivant aux fondations sont celles dues au plancher à entrevois.
- La dalle pleine et le plancher collaborant constituent un massif lourd.
- La variante « plancher à entrevois » est la plus économique.

En tenant compte de tous ces critères, nous choisirons donc la variante « plancher à entrevois » qui est la plus compétitive.

VII.2.Optimisation du choix du type de plancher à adopter

D'après notre analyse comparative, nous pouvons déduire que le choix du type de plancher à réaliser dépend de la portée. En effet, lorsque la portée est grande (supérieure à 4m) la flèche observée au niveau de la dalle pleine est importante.

D'autre part, les poutrelles préfabriquées ont une portée maximale limitée à 6,5m, tandis que le plancher collaborant peut avoir une portée allant jusqu'à 7,2m (profil COFRASTRA 70).

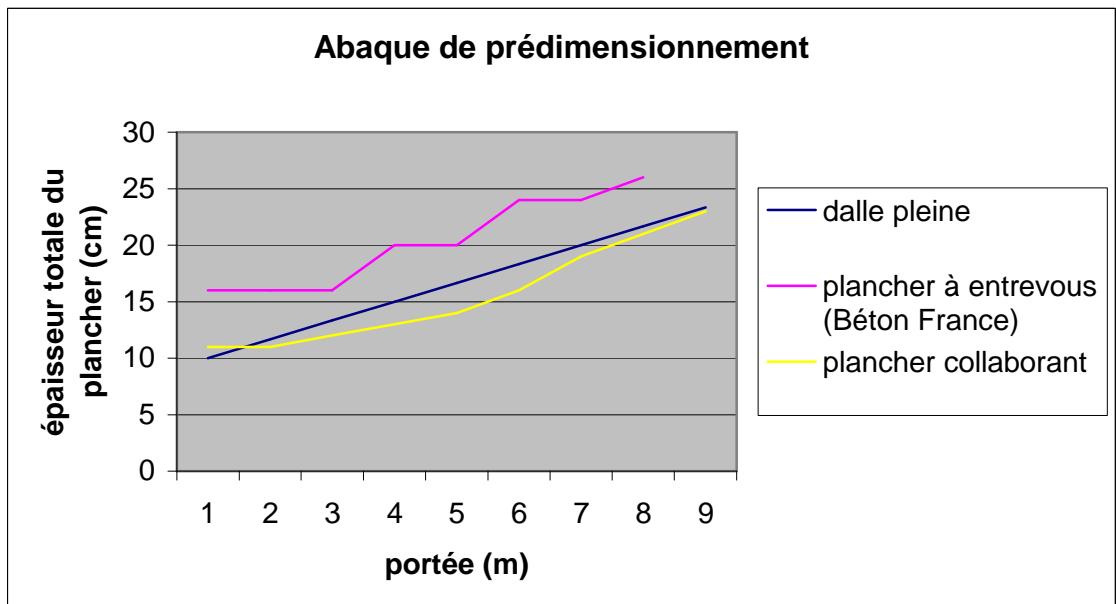
Les critères de choix de la solution de plancher à adopter sont donc liés à la valeur de la portée de l'ouvrage.

Mais nous pouvons aussi optimiser le choix du type de plancher du point de vue économique. Pour cela, nous allons approfondir l'étude de la variation du montant dû à chacun des trois types de plancher suivant la portée à considérer.

Méthode

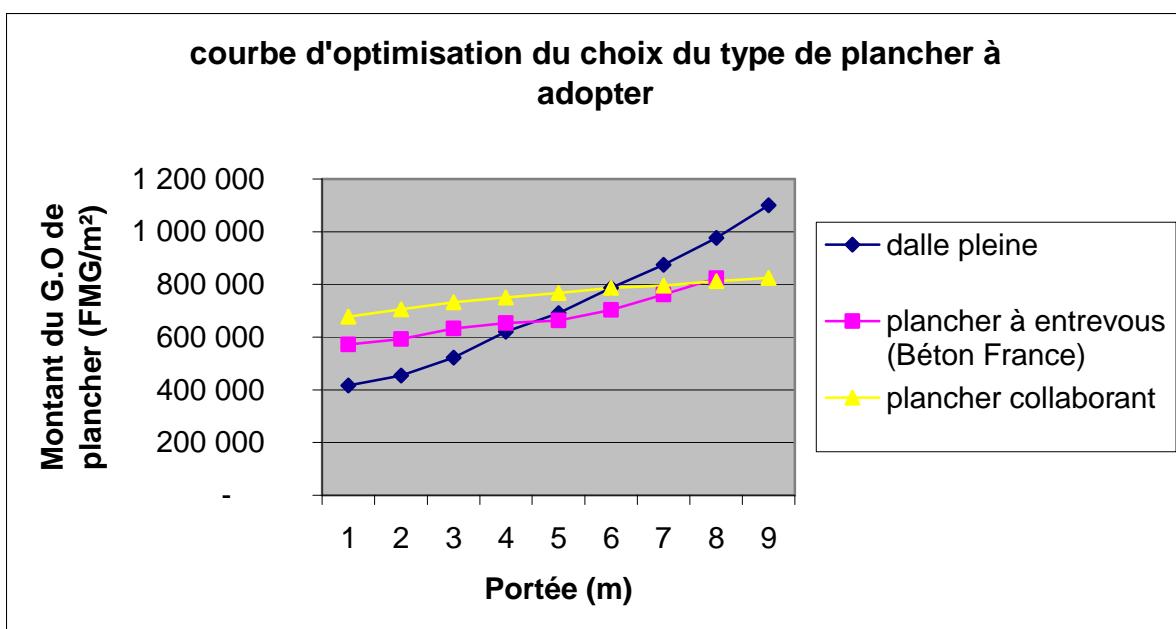
La méthode adoptée afin de déterminer le prix de chaque type de plancher en fonction de la portée consiste à :

- prédimensionner l'épaisseur nominale du plancher considéré. Pour les trois types de plancher étudiés ici, l'épaisseur est uniquement fonction de la portée. Ainsi, nous pouvons prédimensionner chacun des trois types de plancher en utilisant l'abaque suivant :



- déterminer les charges permanentes et fixer une valeur de surcharge pour tous les cas de plancher étudiés ; dans notre cas nous allons prendre une valeur de surcharge égale à 350daN/m^2
- calculer les armatures nécessaires pour chaque type de plancher et pour chaque valeur de la portée considérée
- étudier l'influence de ces variations de charges sur les poutres servant d'appuis du plancher

Ainsi, en faisant varier la portée pour chaque variante de plancher, nous pouvons récapituler les résultats obtenus sous forme de courbe:



Deuxième partie

Nous remarquons alors que pour une portée inférieure à 4m, la dalle pleine reste la solution la plus économique. Mais au-delà de cette valeur, la mise en œuvre du plancher à entrevous (Béton France) est moins onéreuse. Quant au plancher collaborant, son utilisation dans le cas de portée importante serait plus intéressante.

Conclusion

Nous avons ainsi pu approfondir notre étude comparative de quelques types de plancher en considérant des cas concrets.

L'application de notre étude à un projet de construction de bâtiment, dont l'usage est défini à l'avance, nous a permis de considérer les variantes possibles et d'analyser les contraintes techniques et économiques qui nous ont conduite au choix de la solution la plus adéquate.

En particulier, nous avons pu étudier la variation du montant à investir en fonction des solutions adoptées.

Nous avons ainsi pu compléter notre étude comparative par la prise en compte de l'influence du choix de la variante sur le montant estimatif de l'ouvrage.

Par ailleurs, nous avons également pu observer l'influence des sollicitations dues à chaque type de plancher étudié, tant au niveau de l'ossature du bâtiment qu'au niveau de l'infrastructure.

Cette deuxième partie de notre travail nous a donc permis d'apporter un aspect plus concret à l'étude théorique effectuée en première partie.

CONCLUSION GENERALE

Le présent mémoire a permis de mettre en évidence les différents points qui particularisent les types de plancher étudiés.

L'étude théorique effectuée dans la première partie nous a permis d'avoir un aperçu général sur la nature ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés pour chacune des variantes proposées.

Par ailleurs, nous avons pu analyser les points positifs et négatifs apportés par l'utilisation du type de plancher considéré.

L'étude d'un projet de construction de bâtiment effectuée dans la deuxième partie nous a permis de prendre en compte l'aspect économique.

L'étude approfondie du point de vue économique permettra ultérieurement aux concepteurs de faire le choix de la variante de plancher adéquate en fonction de la portée de l'ouvrage à mettre en œuvre, tout en tenant compte de la destination de la construction.

En outre, l'analyse effectuée sur les contraintes techniques et économiques engendrées par la réalisation des divers types de plancher permettra de mettre en évidence les critères de choix décisifs, en considérant en premier lieu l'usage que l'on envisage pour le bâtiment.

Ainsi, les concepteurs et les constructeurs pourraient facilement et rapidement avoir une idée de base sur le type de plancher à réaliser, étant donné la destination de la construction et la portée de l'ouvrage.

L'étude exposée dans la deuxième partie du présent mémoire pourra apporter des critères de choix décisifs sur la solution de plancher la plus intéressante en vue de l'optimisation de la construction, autant du point de vue technique qu'économique.

En particulier, nous avons pu étudier les types de plancher les plus utilisés dans le domaine du bâtiment à Madagascar, dont la dalle pleine et le plancher à entrevous.

Ainsi, nous avons pu voir que malgré l'économie procurée par la mise en œuvre du plancher à entrevous (Béton France), l'importation des matériaux (poutrelles préfabriquées) reste un problème assez important et qu'on ne peut négliger.

Par conséquent, la mise en vente de poutrelles préfabriquées conçues avec des matériaux locaux serait une solution intéressante pour concurrencer les produits importés.

Ceci pourrait constituer un sujet de mémoire intéressant, car l'utilisation des planchers à entrevois est très courante dans notre pays. En effet, la mise en œuvre de poutrelles préfabriquées avec des matériaux locaux serait aussi aisée et aussi rapide que celle des planchers de type Béton France ; les problèmes liés à l'importation, tels que le retard des livraisons ou les problèmes de transports pourraient ainsi être résolus.

En ce qui concerne la variante « dalle pleine », qui est aussi l'une des variantes les plus adoptées à Madagascar, notre étude a permis de constater que cette solution n'est pas recommandée dans le cas de grandes portées ; en effet, la dalle pleine constitue un massif très lourd et son poids propre entraîne une flèche non admissible au niveau du plancher. Pour remédier à ce problème, il serait plus indiqué d'opter pour le plancher collaborant, qui est d'ailleurs plus économique lorsque les charges et la portée sont importantes.

BIBLIOGRAPHIE

1. MOUGIN(Jean Pierre). – Béton armé BAEL 91 modifié 99 et DTU associés – 2^{ème} éd. – Paris : Eyrolles, 2000. – 287p.
2. NICOT (Ronan). – Béton armé, application de l'Eurocode 2. – Paris : Eyrolles Edition Marketing S.A, 2001. – 212p.
3. ADRAIT (R). –Guide du constructeur en Bâtiment. – Paris : Hachette, 1995. – 239p.
4. MITTAG (Martin). – Pratique de la construction des Bâtiments. – 9^{ème} éd. – Paris : Eyrolles, 1978. – 182p.
5. COIN (André). – Ossatures des Bâtiments.–5^{ème} éd. – Paris : Eyrolles, 1983. – 288p.
6. PERCHAT (Jean) et ROUX (Jean) – Maîtrise du BAEL e des DTU associés. – 3^{ème} éd. – Paris : Eyrolles, 1999. – 464p.
7. MINISTÈRE DE L'EQUIPEMENT, DU LOGEMENT ET DES TRANSPORTS. – Règles techniques de conception et de calcul des fondations et ouvrages de Génie Civil, fascicule n°62, titre V.– Paris : 1993.
8. BETON France. – Fiches techniques produits.
9. PAB Groupe Usinor – Les planchers collaborants, guide pratique.
10. ARBED – Les poutres mixtes.

ANNEXES

	page
<u>ANNEXES I : DESSINS D'ARCHITECTURE</u>	
I.1. Plan du rez-de chaussée	A-1
I.2. Plan du 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	A-2
I.3. Plan du 3 ^{ème} étage	A-3
I.4. Coupe transversale	A-4
I.5. Façade principale	A-5
I.6. Façade latérale	A-6
I.7. Façade postérieure	A-7
<u>ANNEXE III : CARACTERISTIQUES DU SOL</u>	A-8
<u>ANNEXE IV : VARIANTE DALLE PLEINE</u>	
IV.1. Abaques de PIGEAUD	A-9
IV.2. Diagramme h- τ_u	A-11
IV.3. Descente des charges	A-12
<u>ANNEXE V : VARIANTE PLANCHER A ENTREVOUS</u>	
TYPE BETON FRANCE	
V.1. Valeurs des glissements unitaires G et C	A-31
V.2. Valeurs de l'épaisseur du plancher en fonction de la portée	A-32
V.3. Fiches techniques des treillis soudés pour dalle de compression	A-33
<u>ANNEXE VI : VARIANTE PLANCHER COLLABORANT</u>	
Tableaux donnant l'épaisseur de la dalle en fonction de la portée	A-34
<u>ANNEXE VII : PLANS DE FERRAILLAGE</u>	
VII.1. Ferraillage de la poutre axe C (C3-C4)	A-35
VII.2. Ferraillage de l'escalier	A-36
VII.3. Dalle nervurée à entrevois	A-37
<u>ANNEXE VIII : MISE EN ŒUVRE</u>	
VIII.1. Mise en œuvre du plancher à entrevois (Béton France).....	A-38
VIII.2. Mise en œuvre e étalement (plancher à entrevois).....	A-39
VIII.3. Mise en œuvre du plancher collaborant.....	A-40

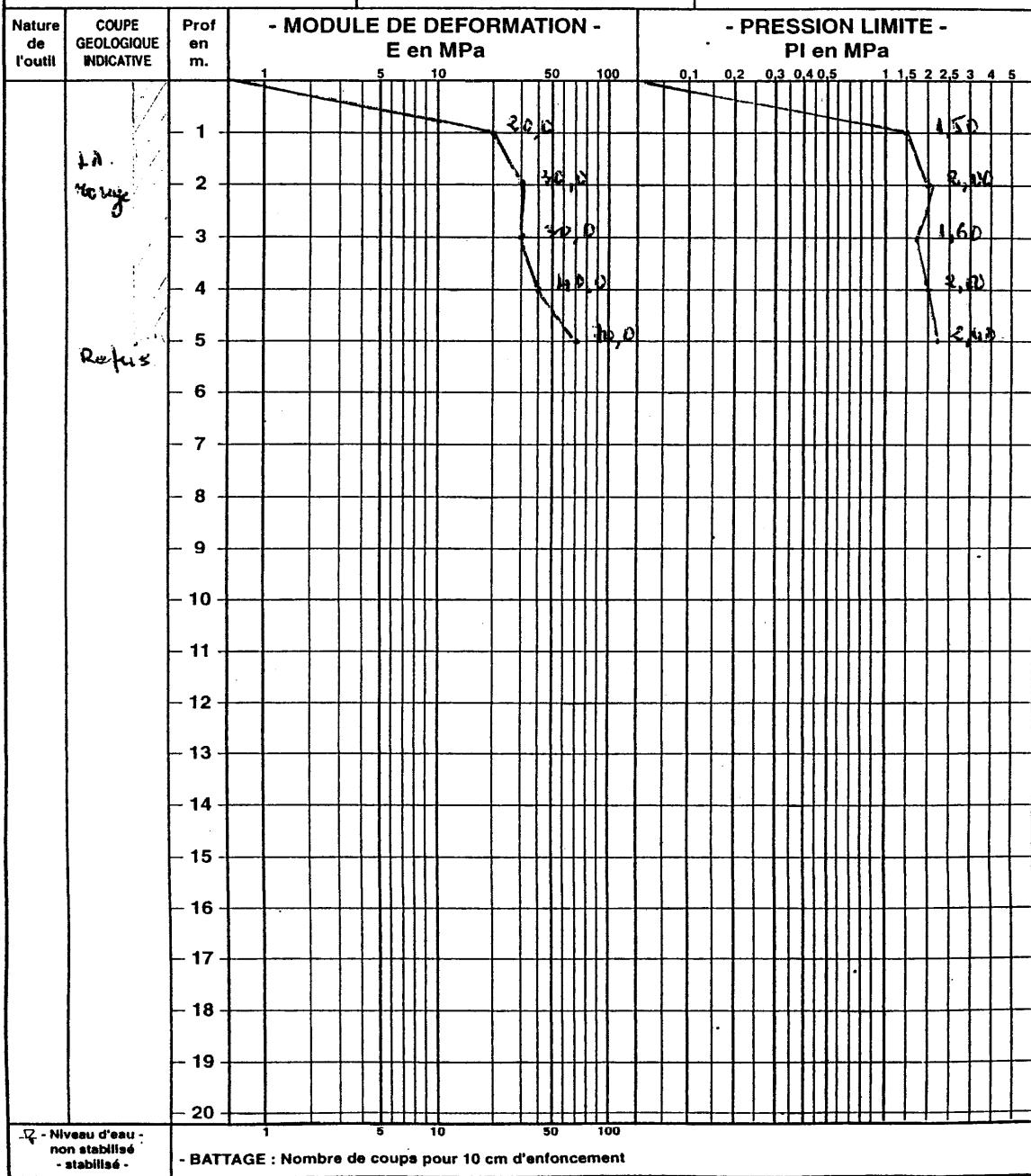
Dossier n° 573

Graphique n° _____

Date _____

SONDAGE PRESSIONMETRIQUE N° PR3/P22

X : _____ Y : _____ Z : _____

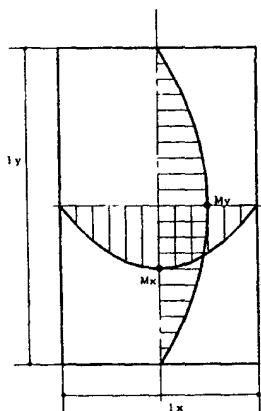


Calcul des moments au centre :

$$0,4 \leq \alpha = \frac{l_x}{l_y} \leq 1$$

$$M_x = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$$

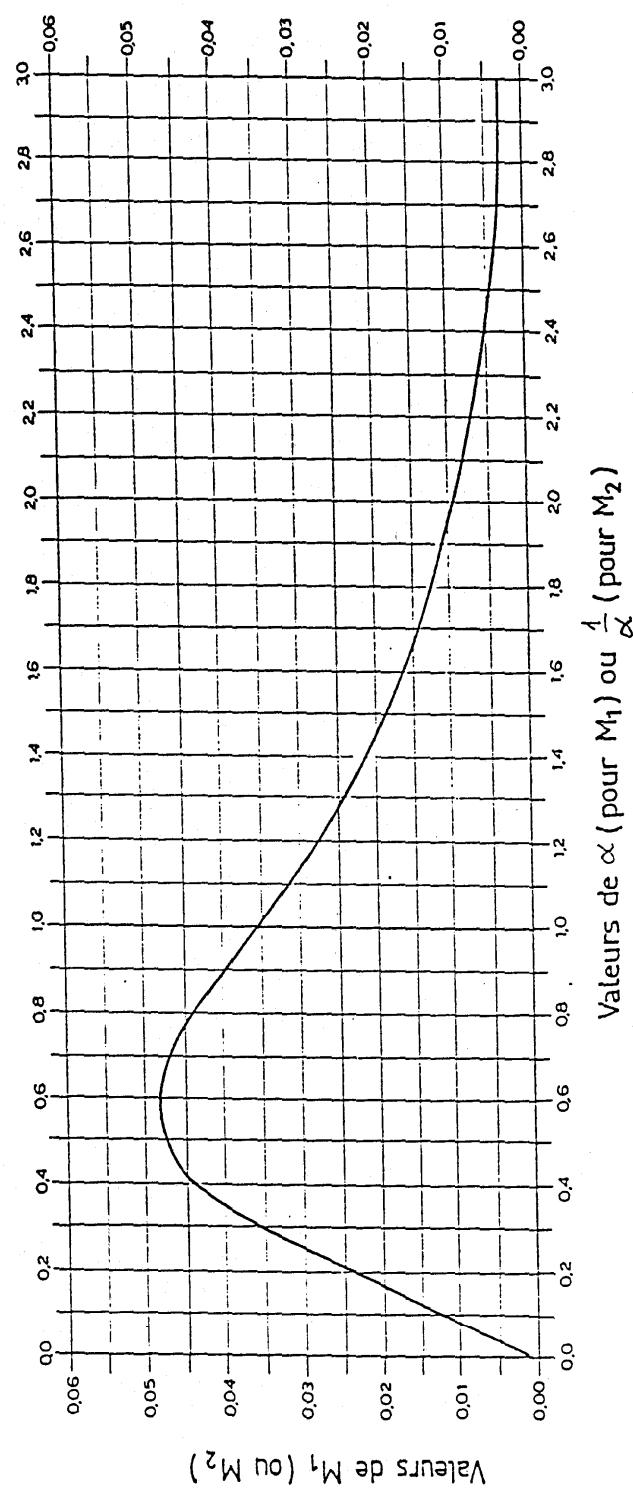
$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$



Dalle uniformément chargée : moments au centre.

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817
0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,5940
0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,6580
0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,6710
0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7933
0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
1,00	0,0368	1,0000	0,0441	1,0000

Cas de $\alpha = \frac{\rho_x}{\rho_y}$ ($\rho_x \leq \rho_y$)



ARMATURES TRANSVERSALES DANS LES DALLES
FISSURATION PRÉJUDICIALE OU TRÈS PRÉJUDICIALE

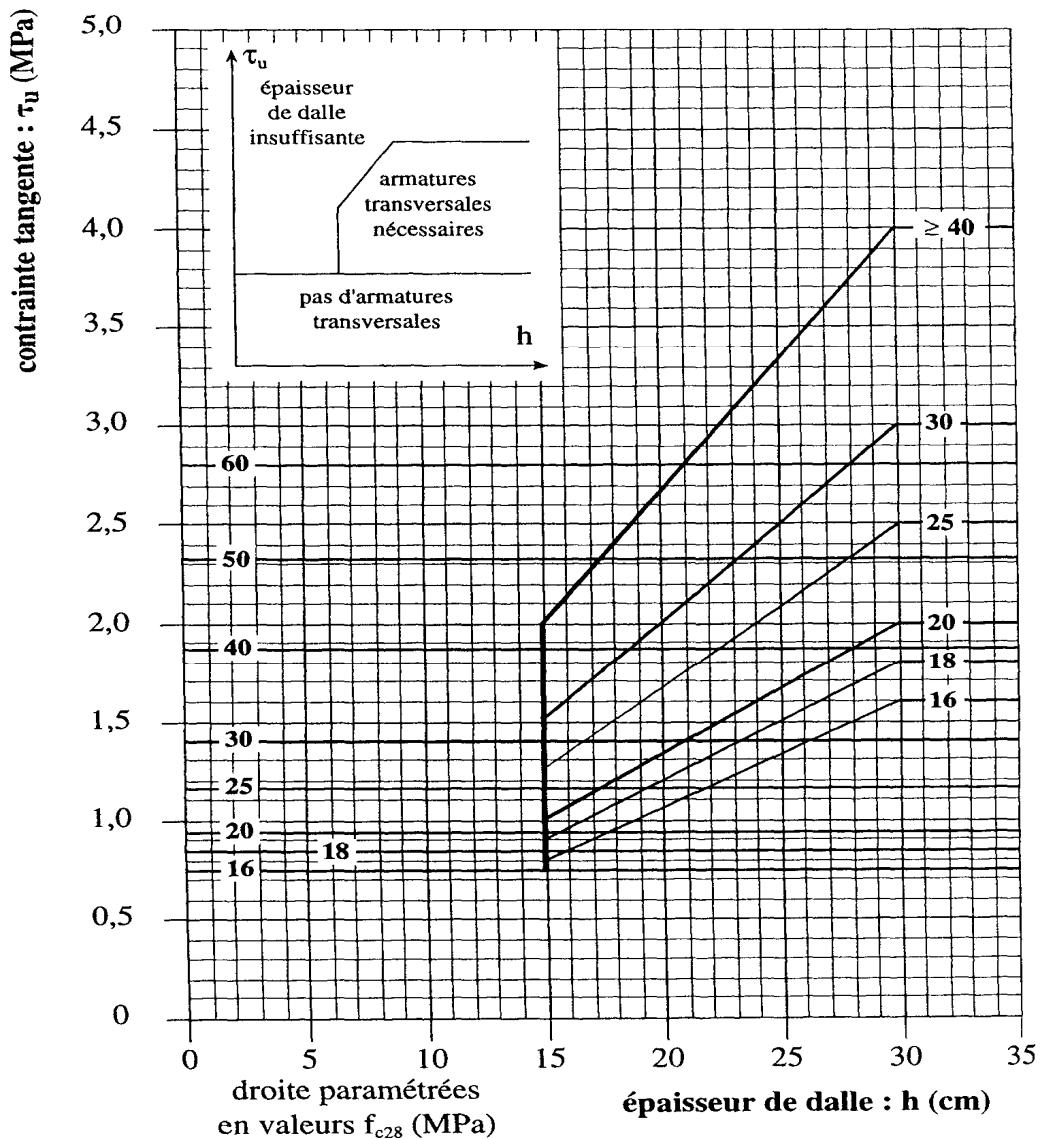


Figure 13-12

descente des charges poteau A1-A6
niveau N1

nature de charge	L(m)	l(m)	h(m)	surface(m ²)	charges permanentes (kg)	surcharges(kg)
toiture	3	1,6		4,8	243	576,0
plafond	3	1,6		4,8	58	
poutre longitudinale	1,6				480	
poutre transversale	3,1				930	
cheneau	3,1				1569	31
acrotère				1,15	575	
	total				3855	607,0

niveau N2

poutre longitudinale	1,6				480	
poutre transversale	3,1				930	
voile en BA	1,8	0,2	2,4		2100	
poteau						
plancher				11,09	6876	3883
vitrage	2,3	1,5			338	
allège	2,3	0,2	1,5		1688	
	total				12412	3883

niveau N3

poutre longitudinale	1,6				480	
poutre transversale	3,1				930	
voile en BA	1,8	0,2	2,4		2100	
poteau						
plancher				11,09	6876	3883
vitrage	2,3	1,5			338	
allège	2,3	0,2	1,5		1688	
	total				12412	3883

niveau N4

poutre longitudinale	1,6				480	
poutre transversale	3,1				930	
voile en BA	1,8	0,2	2,4		2100	
poteau						
plancher				11,09	6876	3883
vitrage	2,3	1,5			338	
allège	2,3	0,2	1,5		1688	
	total				12412	3883

niveau N5

poutre longitudinale	1,6				480	
poutre transversale	3,1				930	
voile en BA	1,8	0,2	2,4		2100	
poteau						
plancher						
vitrage	2,3	1,5			338	
allège	2,3	0,2	1,5		1688	
	total				5536	
	total charges aux fondations				46627	12256,0

descente des charges poteau A2-A5
niveau N1

nature de charge	L(m)	l(m)	h(m)	surface(m ²)	charges permanentes(kg)	surcharges(kg)
toiture	6	3		18,03	911	2164
plafond				18,03	217	
poutre longitudinale						
poutre transversale	6				1803	
cheneau	6				3042	61
acrotère						
	total				5973	2225

niveau N2

poutre longitudinale						
poutre transversale	6				1803	
voile en BA	1,6	0,2	2,4		1932	
poteau						
plancher				20,20	12527	7058
vitrage	4,5	1,5			675	
allège	4,5	0,2	1,5		3375	
	total				20312	7058

niveau N3

poutre longitudinale						
poutre transversale	6				1803	
voile en BA	1,6	0,2	2,4		1932	
poteau						
plancher				20,20	12527	7058
vitrage	4,5	1,5			675	
allège	4,5	0,2	1,5		3375	
	total				20312	7058

niveau N4

poutre longitudinale						
poutre transversale	6				1803	
voile en BA	1,6	0,2	2,4		1932	
poteau						
plancher				20,20	12527	7058
vitrage	4,5	1,5			675	
allège	4,5	0,2	1,5		3375	
	total				20312	7058

niveau N5

poutre longitudinale						
poutre transversale	6				1803	
voile en BA	1,6	0,2	2,4		1932	
poteau						
plancher						
vitrage	4,5	1,5			675	
allège	4,5	0,2	1,5		3375	
	total				7785	
total charges aux fondations					74694	23399

descente des charges poteau A3
niveau N1

nature de charge	L(m)	l(m)	h(m)	surface(m ²)	charges permanentes(kg)	surcharges(kg)
toiture	6,3	3		18,75	947	2250
plafond				18,75	225	
poutre longitudinale						
poutre transversale	6,3				1875	
cheneau	6				3042	61
acrotère						
	total				6089	2311

niveau N2

poutre longitudinale						
poutre 20x50	3,1				763	
poutre transversale	6,3				1875	
mur	3,1		2,4		2167	
voile en BA	3,3	0,2	2,4		3960	
poteau						
plancher				13,34	8271	4671
vitrage	3	1,5			450	
allège	3	0,2	1,5		2250	
palier escalier						
marches+paillasse						
escalier						
garde-corps escalier						
	total				19736	4671

niveau N3

poutre longitudinale						
poutre 20x50	3,1				763	
poutre transversale	6,3				1875	
mur	3,1		2,4		2167	
voile en BA	3,3	0,2	2,4		3960	
poteau						
plancher				13,34	8271	4671
vitrage	3	1,5			450	
allège	3	0,2	1,5		2250	
palier escalier	3,2	2,4			3024	3024
marches+paillasse						
escalier	0,7	1,25			546	325
garde-corps escalier	2,4				120	
	total				23426	8020

niveau N4

poutre longitudinale						
poutre 20x50	3,1				763	
poutre transversale	6,3				1875	
mur	3,1		2,4		2167	
voile en BA	3,3	0,2	2,4		3960	
poteau						
plancher				13,34	8271	4671
vitrage	3	1,5			450	
allège	3	0,2	1,5		2250	
palier escalier	3,2	2,4			3024	3024
marches+paillasse						
escalier	0,7	1,25			546	325
garde-corps escalier	2,4				120	
	total				23426	8020

niveau N5						
poutre longitudinale						
poutre 20x50	3,1				763	
poutre transversale	6,3				1875	
mur	3,1		2,4		2167	
voile en BA	3,3	0,2	2,4		3960	
poteau						
plancher						
vitrage	3	1,5			450	
allège	3	0,2	1,5		2250	
palier escalier	3,2	2,4			3024	3024
marches+paillasse escalier	0,7	1,25			546	325
garde-corps escalier	2,4				120	
total					15155	3349
total charges aux fondations					87832	26371

descente des charges poteau A4
niveau N1

nature de charge	L(m)	l(m)	h(m)	surface(m ²)	charges permanentes(kg)	surcharges(kg)
toiture	6,3	3		18,75	947	2250
plafond				18,75		
poutre longitudinale						
poutre transversale	6,3				1875	
cheneau	6,3				3163	63
acrotère						
total					5985	2313

niveau N2

poutre longitudinale						
poutre20x50	3,1				763	
poutre transversale	6,3				1875	
mur	3,1		2,4		2167	
voile en BA	3,3	0,2	2,4		3960	
poteau						
plancher				13,34	8271	4671
vitrage	3	1,5			450	
allège	3	0,2	1,5		2250	
total					19736	4671

niveau N3

poutre longitudinale						
poutre20x50	3,1				763	
poutre transversale	6,3				1875	
mur	3,1		2,4		2167	
voile en BA	3,3	0,2	2,4		3960	
poteau						
plancher				13,34	8271	4671
vitrage	3	1,5			450	
allège	3	0,2	1,5		2250	
palier escalier				8,6	3440	3440
Marches+paillasse escalier	0,7	1,25			546	325
garde-corps escalier	0,3				15	
total					23737	8436

niveau N4

poutre longitudinale						
poutre20x50	3,1				763	
poutre transversale	6,3				1875	
mur	3,1		2,4		2167	
voile en BA	3,3	0,2	2,4		3960	
poteau						
plancher				13,34	8271	4671
vitrage	3	1,5			450	
allège	3	0,2	1,5		2250	
palier escalier				8,6	3440	3440
Marches+paillasse escalier	0,7	1,25			546	325
garde-corps escalier	0,3				15	

total				23737	8436
-------	--	--	--	-------	------

niveau N5						
poutre longitudinale						
poutre20x50	3,1				763	
poutre transversale	6,3				1875	
mur	3,1		2,4		2167	
voile en BA	3,3	0,2	2,4		3960	
poteau						
plancher						
vitrage	3	1,5			450	
allège	3	0,2	1,5		2250	
palier escalier				8,6	3440	3440
marches+paillasse escalier	0,7	1,25			546	325
garde-corps escalier	0,3				15	
total					15466	3765
total charges aux fondations					88661	27621

descente des charges poteau A'1-C'1
niveau N1

nature de charge	L(m)	l(m)	h(m)	surface(m ²)	charges permanentes(kg)	surcharges(kg)
toiture				9	455	1080
plafond				9	108	
poutre longitudinale	3,3				990	
poutre transversale						
chéneau						
acrotère				3,255	1628	
	total				3181	1080
niveau N2						
poutre longitudinale	3,3				990	
poutre transversale						
voile en BA	1,5	0,2	2,4		1800	
poteau						
plancher				4,95	3069	1733
vitrage	1,5	1,5			225	
allège	1,5	0,2	0,9		675	
	total				6759	1733
niveau N3						
poutre longitudinale	3,3				990	
poutre transversale						
voile en BA	1,5	0,2	2,4		1800	
poteau						
plancher				4,95	3069	1733
vitrage	1,5	1,5			225	
allège	1,5	0,2	0,9		675	
	total				6759	1733
niveau N4						
poutre longitudinale	3,3				990	
poutre transversale						
voile en BA	1,5	0,2	2,4		1800	
poteau						
plancher				4,95	3069	1733
vitrage	1,5	1,5			225	
allège	1,5	0,2	0,9		675	
	total				6759	1733
niveau N5						
poutre longitudinale	3,3				990	
poutre transversale						
voile en BA	1,5	0,2	2,4		1800	
poteau						
plancher						
vitrage	1,5	1,5			225	
allège	1,5	0,2	0,9		675	
	total				3690	
	total charges aux fondations				27148	6279

descentes des charges poteau B1-B6
niveau N1

nature de charge	L(m)	l(m)	h(m)	surface(m ²)	charges permanentes(kg)	surcharges(kg)
toiture				13,5	682	1620
plafond				13,5	162	
poutre longitudinale	4,5				1350	
poutre transversale	3				2700	
cheneau						
acrotère				7,43	3715	
	total				8609	1620
niveau N2						
poutre longitudinale	4,5				1350	
poutre transversale						
voile en BA	1,55	0,2	2,4		1860	
poteau						
plancher				23,88	14805	8360
vitrage	3	1,5			450	
allège	3	0,2	0,9		1350	
	total				19815	8360
niveau N3						
poutre longitudinale	4,5				1350	
poutre transversale	3				2700	
voile en BA	1,55	0,2	2,4		1860	
poteau						
plancher				23,88	14805	8360
vitrage	3	1,5			450	
allège	3	0,2	0,9		1350	
palier escalier						
Marches+paillasse escalier						
garde-corps escalier						
	total				19815	8360
niveau N4						
poutre longitudinale	4,5				1350	
poutre transversale	3				2700	
voile en BA	1,55	0,2	2,4		1860	
poteau						
plancher				23,88	14805	8360
vitrage	3	1,5			450	
allège	3	0,2	0,9		1350	
	total				19815	8360
niveau N5						
poutre longitudinale	4,5				1350	
poutre transversale	3				2700	
voile en BA	1,55	0,2	2,4		1860	
poteau						
plancher						
vitrage	3	1,5			450	
allège	3	0,2	0,9		1350	
	total				7710	
	total charges aux fondations				75764	26700

descente des charges poteau B2-B5
niveau N1

nature de charge	L(m)	l(m)	h(m)	surface(m ²)	charges permanentes(kg)	surcharges(kg)
toiture	6	6		36	1818	4320
plafond				36	432	
poutre longitudinale						
poutre transversale	6				5400	
cheneau						
acrotère						
	total				7650	4320
niveau N2						
poutre longitudinale						
poutre transversale	6				5400	
voile en BA						
poteau			2,4		960	
plancher				38,51	23876	13483
vitrage						
allège						
	total				30236	13483
niveau N3						
poutre longitudinale						
poutre transversale	6				5400	
voile en BA						
poteau			2,4		960	
plancher				38,51	23876	13483
vitrage						
allège						
	total				30236	13483
niveau N4						
poutre longitudinale						
poutre transversale	6				5400	
voile en BA						
poteau			2,4		960	
plancher				38,51	23876	13483
vitrage						
allège						
	total				30236	13483
niveau N5						
poutre longitudinale						
poutre transversale	6				5400	
voile en BA						
poteau			2,4		960	
plancher						
vitrage						
allège						
	total				6360	
	total charges aux fondations				104718	44769

descente des charges poteau B3
niveau N1

nature de charge	L(m)	l(m)	h(m)	surface(m ²)	charges permanentes(kg)	surcharges(kg)
toiture	6	6,3		37,5	1894	4500
plafond				37,5	450	
poutre longitudinale						
poutre transversale	6,25				5625	
chéneau						
acrotère						
	total				7969	4500

niveau N2

poutre longitudinale						
poutre 20x50	6,4				1600	
poutre transversale	3				2700	
mur	6,4		2,4		4547	
voile en BA						
poteau			2,4		960	
plancher				31	19374	10939
vitrage						
allège						
	total				29181	10939

niveau N3

poutre longitudinale						
poutre 20x50	6,4				1600	
poutre transversale	3				2700	
mur	6,4		2,4		4547	
voile en BA						
poteau			2,4		960	
plancher				31	19374	10939
vitrage						
allège						
palier escalier	3,15	1,3			1638	1638
marches+paillasse escalier	1,75	1,3			1469	875
garde-corps escalier	3,5				175	
	total				32463	13452

niveau N4

poutre longitudinale						
poutre 20x50	6,4				1600	
poutre transversale	3				2700	
mur	6,4		2,4		4547	
voile en BA						
poteau			2,4		960	
plancher				31	19374	10939
vitrage						
allège						
palier escalier	3,15	1,3			1638	1638
marches+paillasse escalier	1,75	1,3			1469	875
garde-corps escalier	3,5				175	
	total				32463	13452

niveau N5					
poutre longitudinale					
poutre 20x50	6,4			1600	
poutre transversale	3			2700	
mur	6,4	2,4		4547	
voile en BA					
poteau		2,4		960	
plancher					
vitrage					
allège					
palier escalier	3,15	1,3		1638	1638
Marches+paillasse escalier	1,75	1,3		1469	875
garde-corps escalier	3,5			175	
total				13089	2513
total charges aux fondations				115165	44856

descente des charges poteau B4
niveau N1

nature de charge	L(m)	l(m)	h(m)	surface(m ²)	charges permanentes(kg)	surcharges(kg)
toiture	6	6,3		37,5	1894	4500
plafond				37,5	450	
poutre longitudinale						
poutre transversale	6,25				5625	
cheneau						
acrotère						
total					7969	4500

niveau N2

poutre longitudinale						
poutre20x50	6,4				1600	
poutre transversale	3				2700	
mur	6,4		2,4		4547	
voile en BA						
poteau			2,4		960	
plancher				31	19374	10939
vitrage						
allège						
palier escalier						
marches+paillasse escalier						
garde-corps escalier						
total					29181	10939

niveau N3

poutre longitudinale						
poutre20x50	6,4				1600	
poutre transversale	3				2700	
mur	6,4		2,4		4547	
voile en BA						
poteau			2,4		960	
plancher				31	19374	10939
vitrage						
allège						
palier escalier				6,505	2602	2602
marches+paillasse escalier	1,75	1,3			1469	875
garde-corps escalier	3,5				175	
total					33427	14416

niveau N4

poutre longitudinale						
poutre20x50	6,4				1600	
poutre transversale	3				2700	
mur	6,4		2,4		4547	
voile en BA						
poteau			2,4		960	
plancher				31	19374	10939
vitrage						
allège						
palier escalier				6,505	2602	2602
marches+paillasse escalier	1,75	1,3			1469	875
garde-corps escalier	3,5				175	
total					33427	14416

niveau N5					
poutre longitudinale					
poutre 20x50	6,4				1600
poutre transversale	3				2700
mur	6,4	2,4			4547
voile en BA					
poteau		2,4			960
plancher					
vitrage					
allège					
palier escalier			6,505	2602	2602
marches+paillasse escalier	1,75			1469	875
garde-corps escalier	3,5				175
total				14053	3477
total charges aux fondations				118057	47748

descente des charges poteau C6-C1

niveau N1

nature de charge	L(m)	l(m)	h(m)	surface(m ²)	charges permanentes(kg)	surcharges(kg)
toiture				13,5	682	1620
plafond				13,5	162	
poutre longitudinale	4,5				1350	
poutre transversale	3				2700	
cheneau						
acrotère				7,43	3715	
	total				8609	1620

niveau N2

poutre longitudinale	4,5				1350	
poutre transversale						
voile en BA	1,55	0,2	2,4		1860	
poteau						
plancher				24,51	15195	8579
vitrage	3	1,5			450	
allège	3	0,2	0,9		1350	
	total				20205	8579

niveau N3

poutre longitudinale	4,5				1350	
poutre transversale	3				0	
voile en BA	1,55	0,2	2,4		1860	
poteau						
plancher				24,51	15195	8579
vitrage	3	1,5			450	
allège	3	0,2	0,9		1350	
	total				20205	8579

niveau N4

poutre longitudinale	4,5				1350	
poutre transversale	3				0	
voile en BA	1,55	0,2	2,4		1860	
poteau						
plancher				24,51	15195	8579
vitrage	3	1,5			450	
allège	3	0,2	0,9		1350	
	total				20205	8579

niveau N5

poutre longitudinale	4,5				1350	
poutre transversale	3				0	
voile en BA	1,55	0,2	2,4		1860	
poteau						
plancher						
vitrage	3	1,5			450	
allège	3	0,2	0,9		1350	
	total				5010	
	total charges aux fondations				74234	27357

Descente des charges poteau C2-C5
niveau N1

nature de charge	L(m)	l(m)	h(m)	surface(m ²)	charges permanentes(kg)	surcharges(kg)
toiture	6	6		36	1818	4320
plafond				36	432	
poutre longitudinale						
poutre transversale	6				5400	
cheneau						
acrotère						
total					7650	4320

niveau N2

poutre longitudinale						
poutre transversale	6				5400	
voile en BA						
poteau			2,4		960	
plancher				39,07	24222	13675
vitrage						
allège+linteau						
total					30582	13675

niveau N3

poutre longitudinale						
poutre transversale	6				5400	
voile en BA						
poteau			2,4		960	
plancher				39,07	24222	13675
vitrage						
allège						
total					30582	13675

niveau N4

poutre longitudinale						
poutre transversale	6				5400	
voile en BA						
poteau			2,4		960	
plancher				39,07	24222	13675
vitrage						
allège						
total					30582	13675

niveau N5

poutre longitudinale						
poutre transversale	6				5400	
voile en BA						
poteau			2,4		960	
plancher						
vitrage						
allège						
total					6360	
total charges aux fondations					105756	45345

descente des charges poteau C3-C4
niveau N1

nature de charge	L(m)	l(m)	h(m)	surface(m ²)	charges permanentes(kg)	surcharges(kg)
toiture	6	6,3		37,5	1894	4500
plafond				37,5	450	
poutre longitudinale						
poutre transversale	6,25				5625	
	total				7969	4500
niveau N2						
poutre longitudinale						
poutre transversale	6,25				5625	
voile en BA						
poteau			2,4		960	
plancher				37	22938	12950
vitrage						
allège						
	total				29523	12950
niveau N3						
poutre longitudinale						
poutre transversale	6,25				5625	
voile en BA						
poteau			2,4		960	
plancher				37	22938	12950
vitrage						
allège						
	total				29523	12950
niveau N4						
poutre longitudinale						
poutre transversale	6,25				5625	
voile en BA						
poteau			2,4		960	
plancher				37	22938	12950
vitrage						
allège						
	total				29523	12950
niveau N5						
poutre longitudinale						
poutre transversale	6,25				5625	
voile en BA						
poteau			2,4		960	
plancher						
vitrage						
	total				6585	
	total charges aux fondations				103123	43350

descente des charges poteau D1-D6
niveau N1

nature de charge	L(m)	l(m)	h(m)	surface(m ²)	charges permanentes(kg)	surcharges(kg)
toiture	3	1,6		4,8	243	576,0
plafond	3	1,6		4,8	58	
poutre longitudinale	1,6				480	
poutre transversale	3,1				930	
cheneau	3,1				1569	31
acrotère				1,15	575	
	total				3855	607,0
niveau N2						
poutre longitudinale	1,6				480	
poutre transversale	3,1				930	
voile en BA	1,75	0,2	2,4		2100	
poteau						
plancher				11,72	7266	4102
vitrage	2,25	1,5			338	
allège	2,25	0,2	1,5		1688	
	total				12802	4102
niveau N3						
poutre longitudinale	1,6				480	
poutre transversale	3,1				930	
voile en BA	1,75	0,2	2,4		2100	
poteau						
plancher				11,72	7266	4102
vitrage	2,25	1,5			338	
allège	2,25	0,2	1,5		1688	
	total				12802	4102
niveau N4						
poutre longitudinale	1,6				480	
poutre transversale	3,1				930	
voile en BA	1,75	0,2	2,4		2100	
poteau						
plancher				11,72	7266	4102
vitrage	2,25	1,5			338	
allège	2,25	0,2	1,5		1688	
	total				12802	4102
niveau N5						
poutre longitudinale	1,6				480	
poutre transversale	3,1				930	
voile en BA	1,75	0,2	2,4		2100	
poteau						
plancher						
vitrage	2,25	1,5			338	
allège	2,25	0,2	1,5		1688	
	total				5536	
	total charges aux fondations				47797	12913,0

descente des charges poteau D2-D5
niveau N1

nature de charge	L(m)	l(m)	h(m)	surface(m ²)	charges permanentes(kg)	surcharges(kg)
toiture	6,01	3		18,03	911	2164
plafond				18,03	217	
poutre longitudinale						
poutre transversale	6,01				1803	
cheneau	6,01				3042	61
acrotère						
	total				5973	2225
niveau N2						
poutre longitudinale						
poutre transversale	6,01				1803	
voile en BA	1,61	0,2	2,4		1932	
poteau						
plancher				20,71	12843	7251
vitrage	1,5	4,5			675	
allège	4,5	0,2	1,5		3375	
	total				20628	7251
niveau N3						
poutre longitudinale						
poutre transversale	6,01				1803	
voile en BA	1,61	0,2	2,4		1932	
poteau						
plancher				20,71	12843	7251
vitrage	1,5	4,5			675	
allège	4,5	0,2	1,5		3375	
	total				20628	7251
niveau N4						
poutre longitudinale						
poutre transversale	6,01				1803	
voile en BA	1,61	0,2	2,4		1932	
poteau						
plancher				20,71	12843	7251
vitrage	1,5	4,5			675	
allège	4,5	0,2	1,5		3375	
	total				20628	7251
niveau N5						
poutre longitudinale						
poutre transversale	6,01				1803	
voile en BA	1,61	0,2	2,4		1932	
poteau						
plancher						
vitrage	1,5	4,5			675	
allège	4,5	0,2	1,5		3375	
	total				20628	
total charges aux fondations					88485	23978

descente des charges poteau D3-D4

niveau N1

nature de charge	L(m)	l(m)	h(m)	surface(m ²)	charges permanentes(kg)	surcharges(kg)
toiture	6,25		3	18,75	947	2250
plafond				18,75	225	
poutre longitudinale						
poutre transversale	6,25				1875	
chéneau	6,25				3163	63
acrotère						
	total				6210	2313
niveau N2						
poutre longitudinale						
poutre transversale	6,25				1875	
voile en BA	2,55	0,2	2,4		3060	
poteau						
plancher				19,09	11835	6682
vitrage	3,75	1,5			563	
allège	3,75	0,2	1,5		2813	
	total				20146	6682
niveau N3						
poutre longitudinale						
poutre transversale	6,25				1875	
voile en BA	2,55	0,2	2,4		3060	
poteau						
plancher				19,09	11835	6682
vitrage	3,75	1,5			563	
allège	3,75	0,2	1,5		2813	
	total				20146	6682
niveau N4						
poutre longitudinale						
poutre transversale	6,25				1875	
voile en BA	2,55	0,2	2,4		3060	
poteau						
plancher				19,09	11835	6682
vitrage	3,75	1,5			563	
allège	3,75	0,2	1,5		2813	
	total				20146	6682
niveau N5						
poutre longitudinale						
poutre transversale	6,25				1875	
voile en BA	2,55	0,2	2,4		3060	
poteau						
plancher						
vitrage	3,75	1,5			563	
allège	3,75	0,2	1,5		2813	
	total				8311	
	total charges aux fondations				74959	22359

Dénomination des poutrelles	Hauteurs (cm) hors tout de l'armature en treillis	treillis			Glissements unitaires caractéristiques	
		Diamètre (mm)	Angles (degré)	Pas (cm)	C (daN/cm)	G (daN/cm)
9/18	9	4	45	18	88.08	77.47
10/18	10	4	48	18	90.47	77.32
10/18RA	10	4.5	48	18	114.17	97.63
10/18RB	10	5	48	18	141.02	120.59
11/18	11	4	51	18	94.61	77.05
12/18	12	4	53	18	97.22	76.72
13/18	13	4	55	18	98.49	76.52
14/18	14	4	57	18	102.4	75.71
14/18RA	14	4.5	57	18	129.22	95.53
14/18RB	14	5	57	18	159.61	118.01
15/18	15	4	59	18	104.39	75.16
16/18	16	4	61	18	106.1	74.61
17/18	17	4	62	18	107.59	74.05
18/18	18	4	63	18	108.9	73.49
19/18	19	4	63	18	110.02	72.98
20/18	20	4	63	18	111.02	72.44
21/18	21	4	67	18	111.9	71.94
22/18	22	4	68	18	112.74	71.44
23/18	23	4	69	18	113.52	70.87
24/18	24	4	69	18	113.98	70.53
25/18	25	4	70	18	114.54	70.1
10/20	10	4	45	20	77.48	69.73
11/20	11	4	48	20	81.42	69.63
12/20	12	4	50	20	83.43	69.46
13/20	13	4	52	20	86.34	69.21
14/20	14	4	54	20	88.64	68.87
15/20	15	4	56	20	90.83	68.45
16/20	16	4	58	20	92.91	67.94
17/20	17	4	60	20	94.89	67.35
18/20	18	4	61	20	85.82	67.02
19/20	19	4	62	20	96.71	66.68
20/20	20	4	63	20	97.63	68.31
21/20	21	4	65	20	93.3	65.52
22/20	22	4	66	20	100.1	65.1
23/20	23	4	67	20	100.86	64.65
24/20	24	4	67	20	100.86	64.65
25/20	25	4	68	20	101.58	64.18

REPERES	Longueur béton (m)	Base (armatures)	renfort	Hauteur plancher (cm)	étalement	Chapeaux (armatures)	Litrage béton (m ³ /m ²)
RA10	1	2Φ10	.	12+4	0	Φ6	0.051
RA11	1.1
RA12	1.2
RA13	1.3
RA14	1.4
RA15	1.5
RA16	1.6
RA17	1.7
RA18	1.8	.	.	.	1 FILE	.	.
RA19	1.9
RA20	2
RA21	2.1
RA22	2.2
RA23	2.3
RA24	2.4
RA25	2.5
RA26	2.6
RA27	2.7
RA28	2.8
RA29	2.9
RA30	3
RA31	3.1
RA32	3.2
RA33	3.3
RA34	3.4
RA35	3.5
RA36	3.6
RA37	3.7
RA38	3.8	Φ8	.
RA39	3.9	.	1Φ6L=3m
RA40	4	.	1Φ6L=3m
RA41	4.1	.	1Φ6L=3m
RA42	4.2	.	1Φ6L=3m	12+5	2 FILES	.	0.061
RA43	4.3	.	1Φ8L=3.4m
RA44	4.4	.	1Φ8L=3.4m
RA45	4.5	.	1Φ8L=3.4m	15+5	.	.	0.064
RA46	4.6	.	1Φ10L=3.6m
RA47	4.7	.	1Φ10L=3.6m
RA48	4.8	.	1Φ10L=3.6m
RA49	4.9	.	1Φ12L=4.2m
RA50	5	.	1Φ12L=4.2m	.	.	Φ10	.
RA51	5.1	.	1Φ12L=4.2m
RA52	5.2	.	1Φ12L=4.2m	15+6	.	.	0.074
RA53	5.3	.	1Φ12L=4.2m
RA54	5.4	.	1Φ12L=4.2m	20+4	.	.	0.062
RA55	5.5	.	1Φ12L=4.2m
RA56	5.6	.	1Φ12L=4.2m
RA57	5.7	.	1Φ12L=4.2m	.	3 FILES	.	.
RA58	5.8	.	1Φ12L=4.2m
RA59	5.9	.	1Φ12L=4.2m
RA60	6	.	2Φ10L=4m
RA61	6.1	.	2Φ10L=4m
RA62	6.2	.	2Φ10L=4m	20+5	.	.	0.072
RA63	6.3	.	2Φ10L=4m
RA64	6.4	.	2Φ12L=4.2m
RA65	6.5	.	2Φ12L=4.2m	20+6	.	.	.

ASSOCIATION TECHNIQUE
POUR LE DÉVELOPPEMENT DE L'EMPLOI
DU TREILLIS SOUDÉ

Association déclarée - Loi du 1^{er} juillet 1901
1, rue Paul Cézanne - 75008 Paris - Tél. (1) 49 53 72 41



PRODUITS STANDARD SUR STOCK

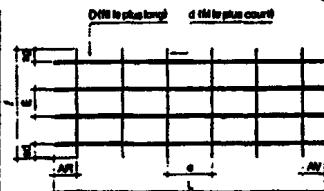
Les produits standard ADETS sont constitués de file à haute adhérence.

Ils comprennent 15 produits sur stock disponibles sur plus de 1000 points de vente en France dont :

- 5 treillis de peau (NF A35 024)
- 10 treillis de structure (NF A35 022)

Ces produits sont conçus pour une utilisation rationnelle et économique dans le cadre de l'application des Règles de calcul du Béton Armé aux Etats Unis (BAEL 91) et du D.T.U. 21, et des Règles Européennes de calcul du Béton Armé. (Norme Expérimentale : ENV 1992).

Ces produits qui sont fabriqués exclusivement par les Sociétés titulaires du droit d'usage du Label ADETS (voir liste des Adhérents et de leurs usines rappelée au verso) bénéficient du droit d'usage de la Marque NF "Armatures pour Béton Armé", accordé par l'A.F.C.A.B., organisme certificateur mandaté par l'A.F.N.O.R. Les caractères mécaniques géométriques et technologiques sont en tous points conformes à ceux décrits dans la Norme NF A35 022.

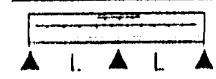
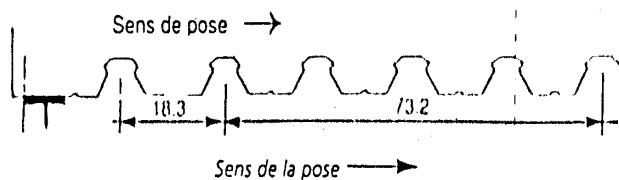


L : Longueur du panneau
W : Largeur unique : 2,40 m
D : Diamètre fil le plus long
d : Diamètre fil le plus court
E : Espacement fil le plus long
e : Espacement fil le plus court

Désignation ADETS	Sect. S cm ² /m	S s cm ² /m	E e mm	D d mm	Abouts AVAR et ag mm/mm	Nb de fils N n	Longueur Largeur L / m	Masse nominale kg/m ²	Surface 1 rouleau ou 1 panneau m ²	Masse 1 rouleau ou 1 panneau kg	Collage nombre d'unités par fardéau	
R80R	0,80	0,80	200	4,5	100.150	12	50,00	1,042	120,00	125,10	1	
		0,53	300	4,5	100.100	167	2,40					
P80R	0,80	0,80	200	4,5	150.150	12	3,60	1,042	8,64	9,00	100	
		0,53	300	4,5	100.100	12	2,40					
R80C	0,80	0,80	200	4,5	100.100	12	40,00	1,250	96,00	120,00	1	
		0,80	200	4,5	100.100	200	2,40					
P80C	0,80	0,80	200	4,5	100.100	12	3,60	1,250	8,64	10,80	100	
		0,80	200	4,5	100.100	18	2,40					
P99V	0,99	0,80	200	4,5	135.25	12	3,20	1,250	9,60	100		
		0,99	160	4,5	100.100	16	2,40					
TREILLIS DE STRUCTURE	P131R	1,31	1,31	150	5	125.125	16	4,75	1,775	11,40	20,23	50
		0,95	250	5,5	75,75	19	2,40					
	P188R	1,88	1,88	150	6	125.125	16	6,00	2,228	14,40	32,08	50
		0,95	250	5,5	75,75	24	2,40					
	P221R	2,21	2,21	150	6,5	125.125	16	6,00	2,481	14,40	35,73	40
		0,95	250	5,5	75,75	24	2,40					
	P283R	2,83	2,83	100	8	125.125	24	6,00	2,968	14,40	42,74	30
		0,95	250	5,5	50,50	24	2,40					
	P385R	3,85	3,85	100	7	150.150	24	6,00	4,177	14,40	60,14	20
		1,47	300	7,5	50,50	20	2,40					
	P503R	5,03	5,03	100	8	125.125	24	6,00	5,338	14,40	76,87	20
		1,77	250	7,5	50,50	24	2,40					
	P636R	6,36	6,36	100	9	150.150	24	6,00	6,653	14,40	95,81	10
		2,12	300	9	50,50	20	2,40					
	P221C	2,21	2,21	150	6,5	100.100	16	6,00	3,468	14,40	49,94	30
			200	7,5	75,75	30	2,40					
	P385C	3,85	3,85	100	7	50,50	24	6,00	6,040	14,40	86,98	20
		3,85	100	7	50,50	60	2,40					
	P636C	6,36	6,36	100	9	50,50	24	6,00	9,960	14,40	143,71	10

* Les fardéaux sont constitués du nombre de panneaux indiqué dans la colonne collage et fermés par des liens qui en aucun cas ne sont prévus pour la manutention.

Cofrastra 70

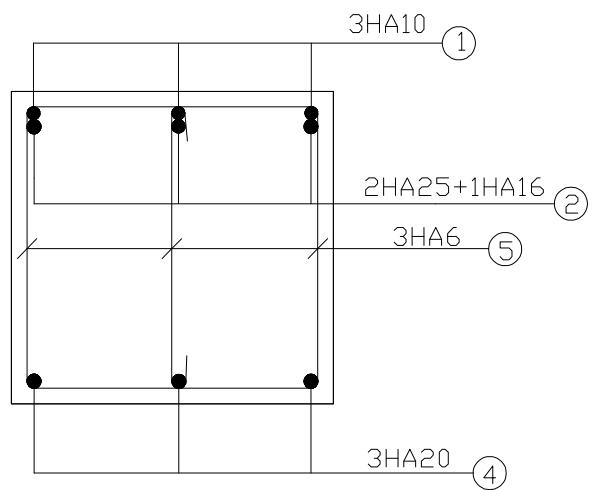
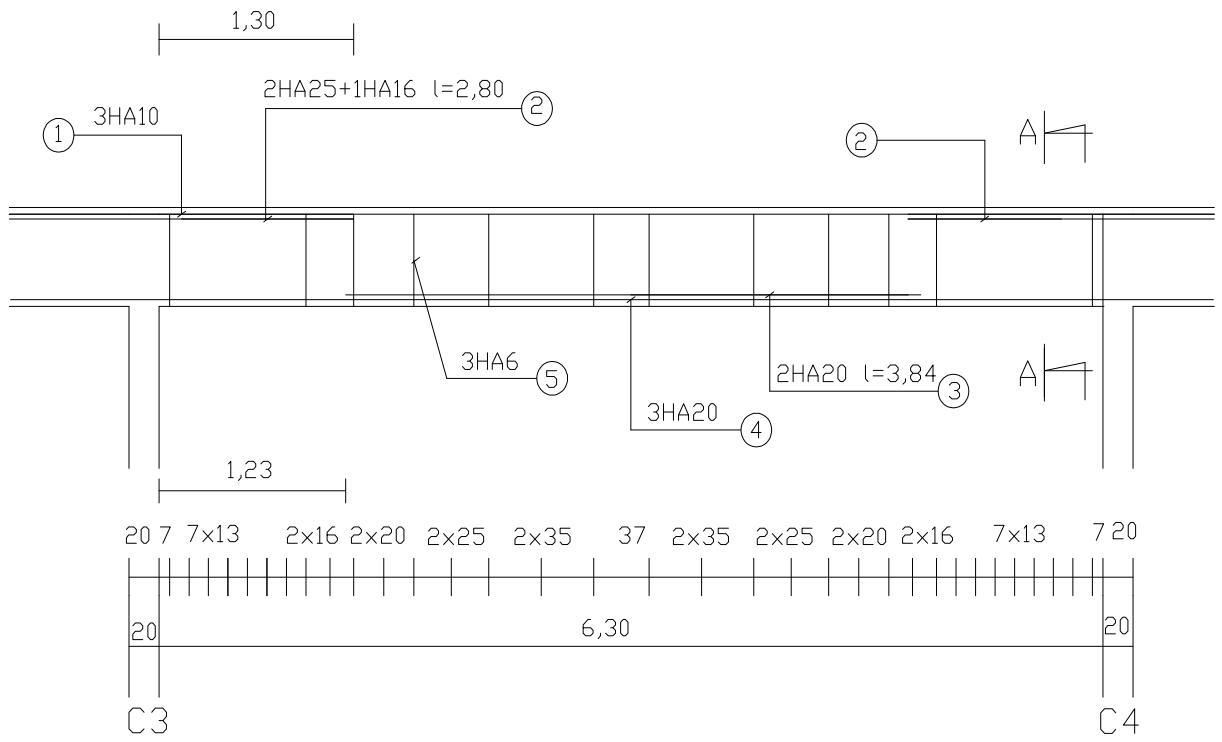


pose en continu

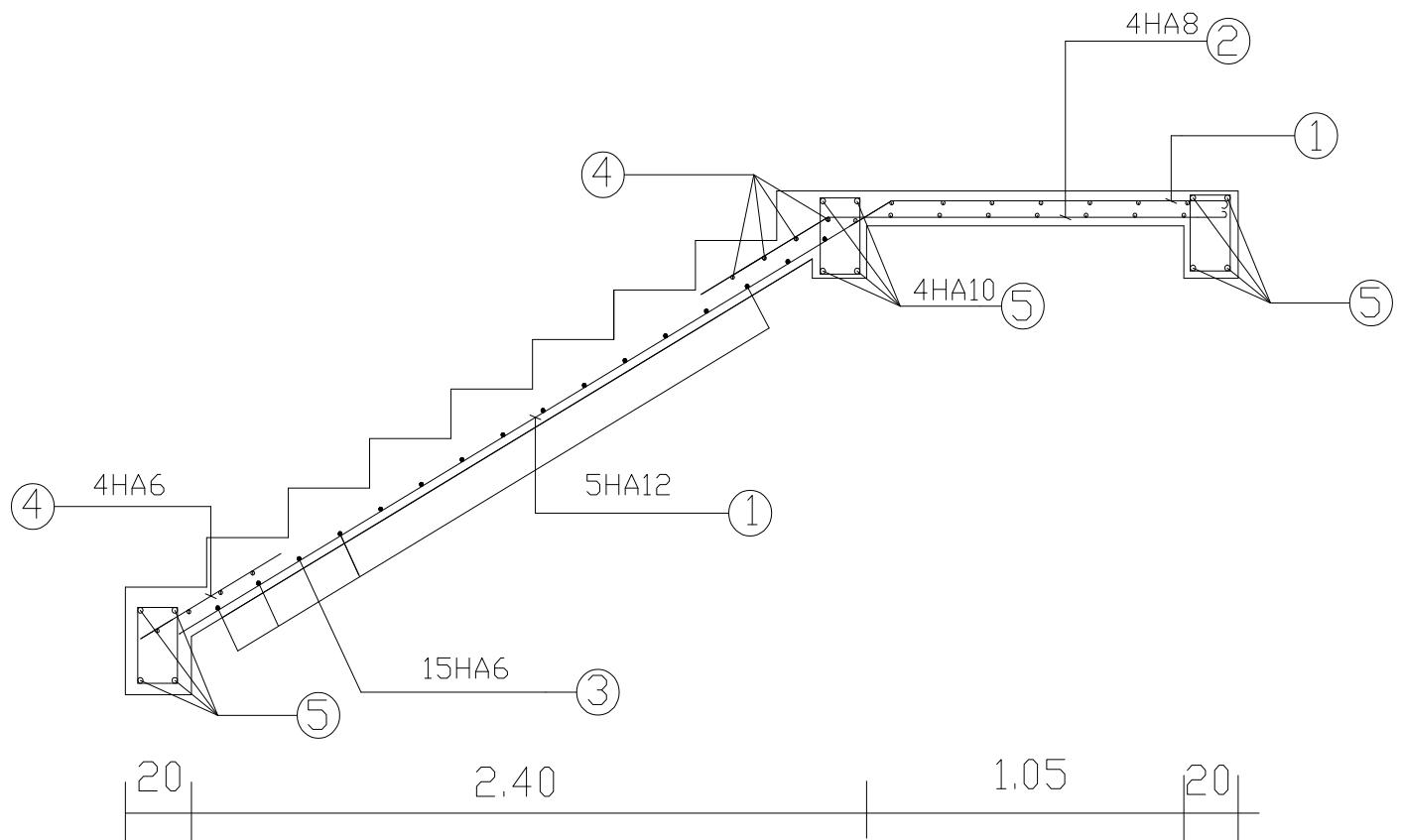
charge d'exploitation : $q = 350 \text{ daN/m}^2$ épaisseur du bac : $t = 0,75 \text{ mm}$ d : épaisseur de la dalle en cm

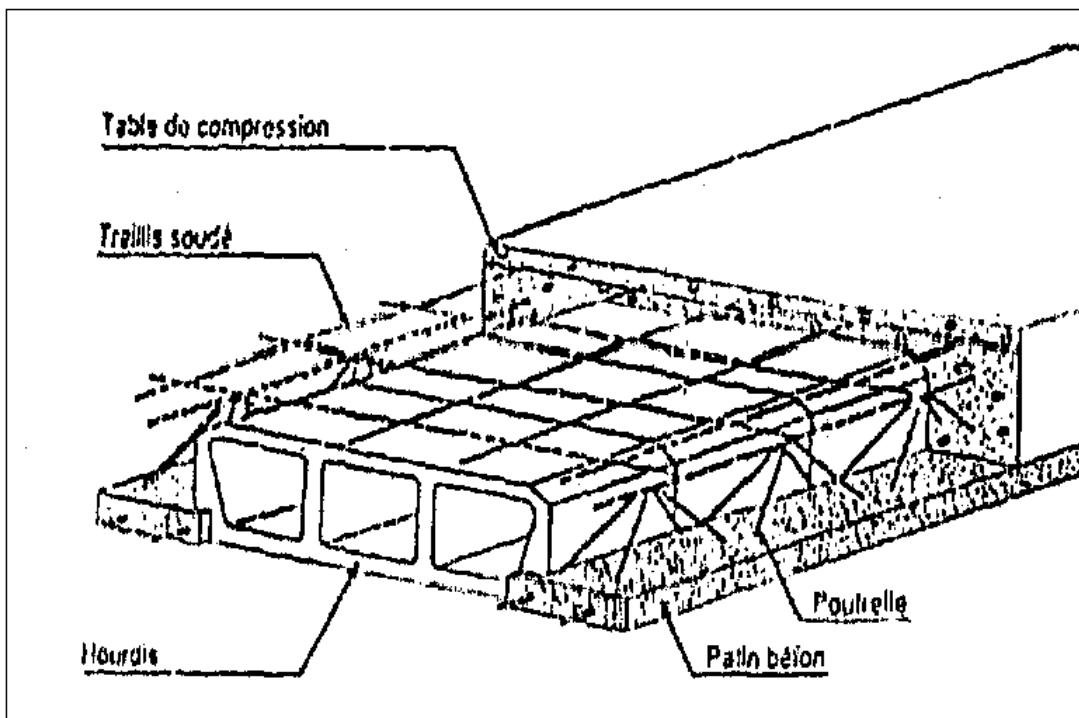
dalle d (cm)	portée L maxi entraxes solives (m)				L (m)	Nombre étai	TS ₀ d _{clipx} (cm)
	0 étai	1 étai	2 étai	3 étai			
11	3,70	3,95	3,95	3,95	jusque 3,20	0	PBOR 11 PBOR
12	3,65	4,30	4,30	4,30	de 3,20 à 3,70	0	PBOR 11 P131R
13	3,50	4,70	4,70	4,70	de 3,70 à 3,90	1	PBOR 11 P131R
14	3,45	4,35	5,05	5,05	de 3,90 à 4,30	1	PRMR 12 P285R
15	3,35	4,25	5,40	5,40	de 4,30 à 4,60	1	PBOR 13 P385R
16	3,25	4,10	5,70	5,75	de 4,60 à 5,00	1	PBOR 14 P385R
17	3,20	4,00	6,00	6,10	de 5,00 à 5,20	1	PBOR 15 P503R
18	3,15	3,90	5,85	6,50	de 5,20 à 5,40	1	PBOR 16 P503R
19	3,05	3,80	5,65	6,85	de 5,40 à 5,50	1	PBOR 16 P503R
20	3,00	3,70	5,55	7,55	de 5,50 à 5,70	1	PBOR 16 P636R
21	2,95	3,60	5,40	7,40	de 5,70 à 5,90	2	PRMR 18 P131R
22	2,90	3,50	5,25	7,25	de 5,90 à 6,00	2	PBOR 19 P636R
23	2,85	3,45	5,15	6,85	de 6,00 à 6,10	2	PRMR 20 P030R
24	2,80	3,35	5,05	6,75	de 6,10 à 6,30	2	PBOR 20 P285R
25	2,75	3,30	4,95	6,60	de 6,30 à 6,40	2	PBOR 21 P285R
26	2,20	3,25	4,85	6,45	de 6,40 à 6,60	2	PBOR 22 P503R
27	2,15	3,15	4,75	6,35	de 6,60 à 6,80	3	PRMR 23 P131R
28	2,10	3,10	4,65	6,25	de 6,80 à 6,90	4	PRMR 23 P131R
29	2,10	3,05	4,60	6,15	de 6,90 à 7,00	4	PRMR 23 P503R
30	2,05	3,00	4,50	6,00	de 7,00 à 7,20	4	PRMR 24 P503R
					de 7,20 à 7,40	4	PRMR 25 P503R

Ferraillage de la poutre axe C (C3-C4)



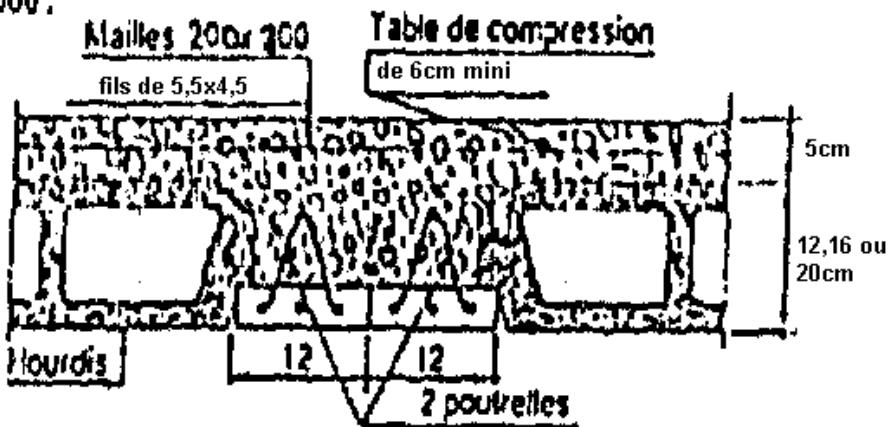
Ferraillage de l'escalier



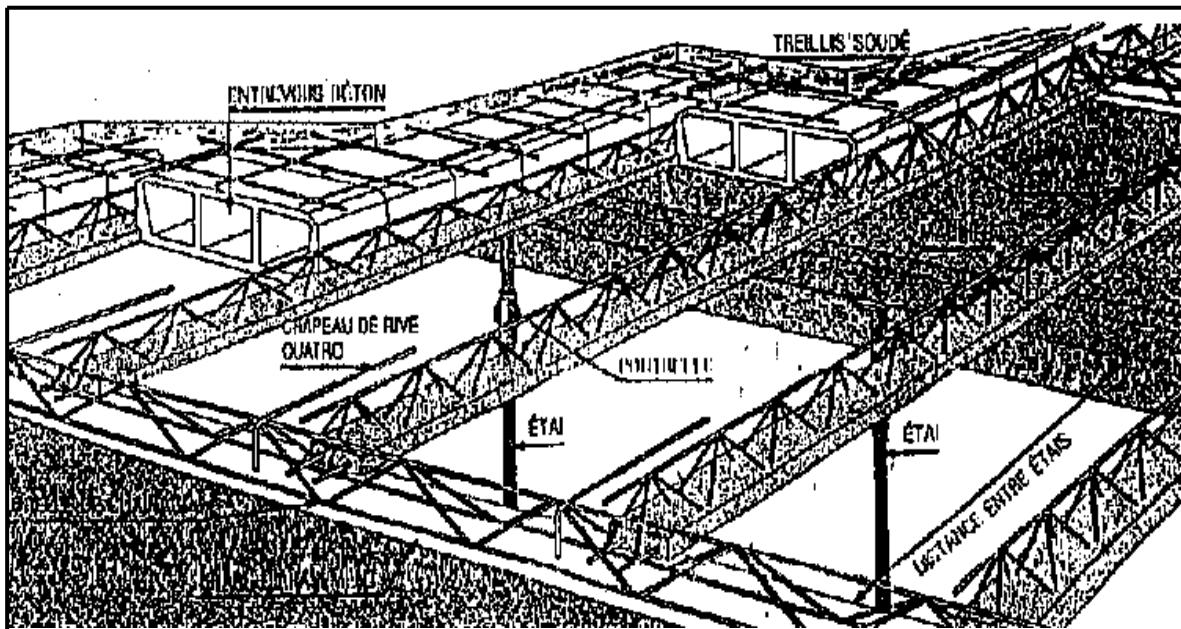


POUTRELLES JUMELÉES

Trillis soudé

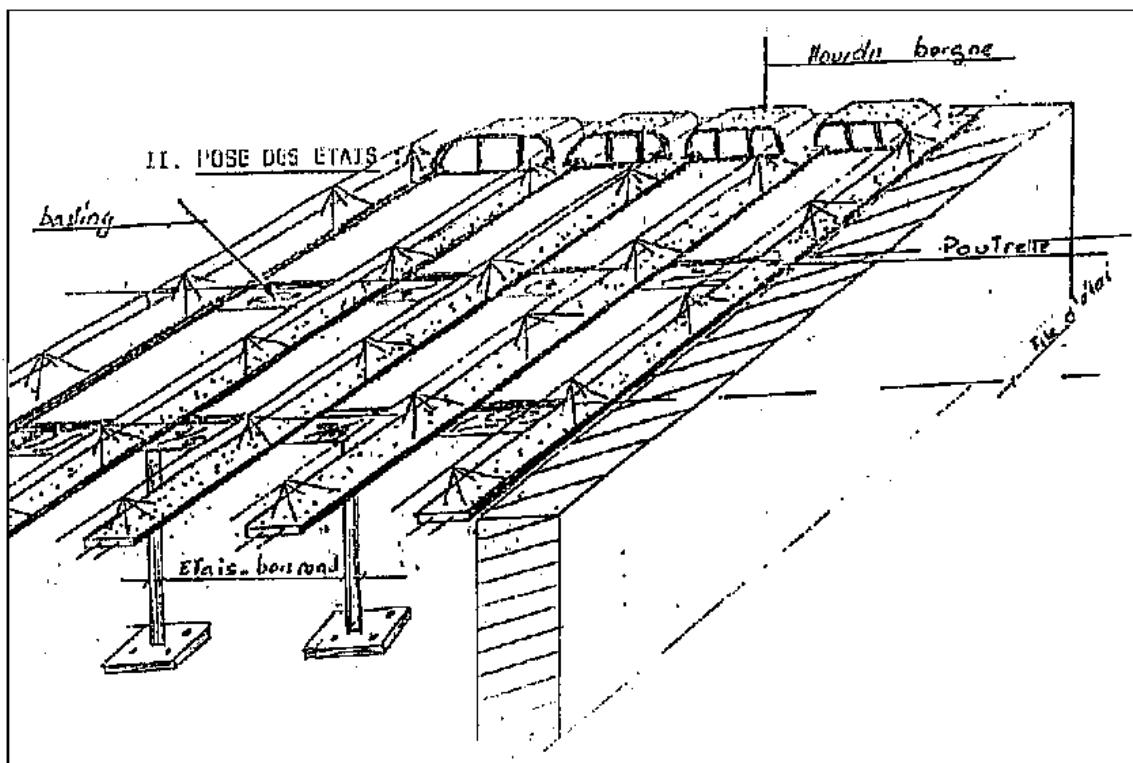


Mise en œuvre du plancher à entrevous (Béton France)



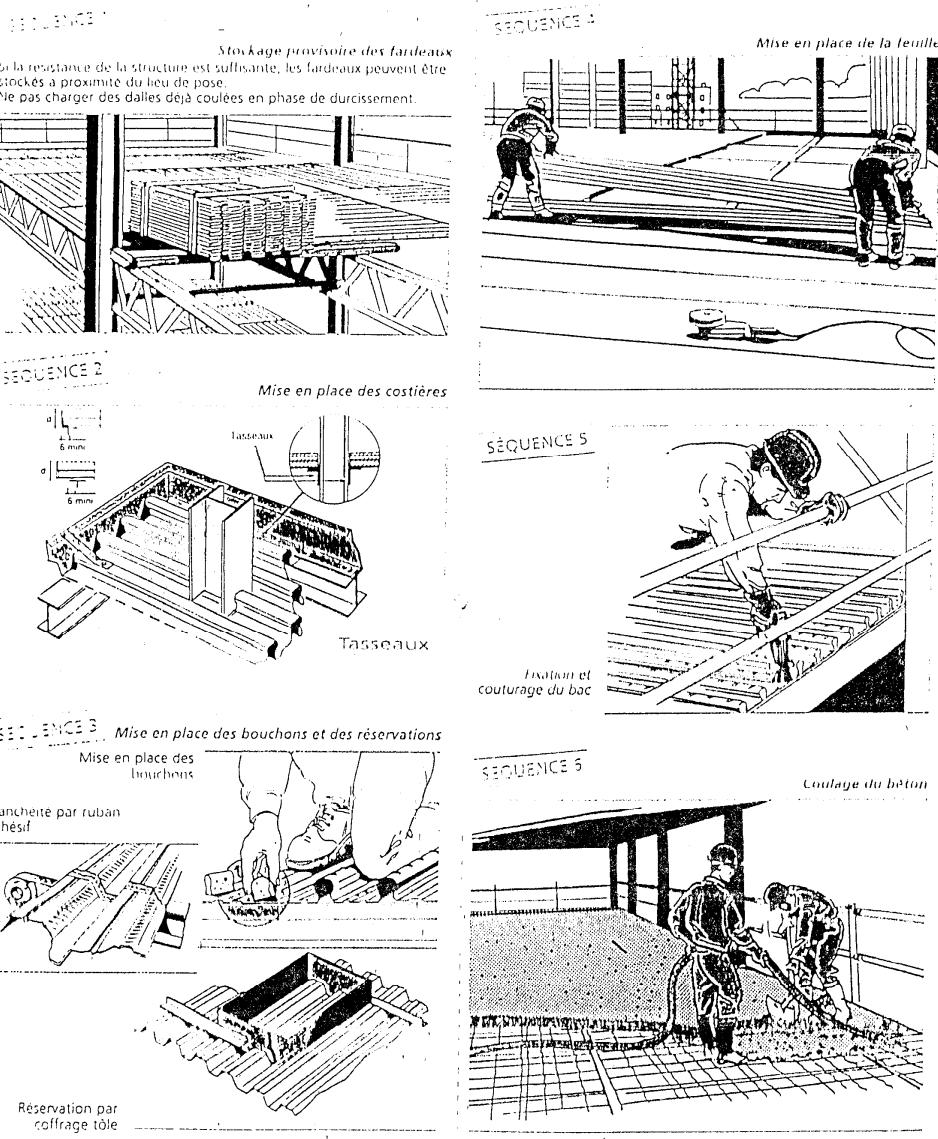
1. Exécution des arases de pose sur maçonnerie
2. mise en place et réglage des étais sans contre-flèche ; le niveau supérieur du madrier droit doit se situer au niveau de l'arase
3. mise en place des poutrelles
4. mise en place des hourdis
5. mise en place de la poutrelle de chaînage
6. mise en place du treillis soudé
7. mise en place des chapeaux
8. coulage du béton (dalle de compression)

Mise en œuvre et étalement



Mise en œuvre du plancher collaborant

Simple, rapide et pratique elle peut se résumer en six phases principales :



*Ecole Supérieure Polytechnique
Département Bâtiments et Travaux Publics*

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur en Bâtiments et Travaux Publics

Nom : RAFITOSON

Prénom : Lauriane

Adresse : Lot IBG 124 B Antsahavola, Antananarivo 101

Téléphone : 22 200 93

Titre :

« Recommandation d'utilisation optimale de différents types de plancher »

Nombre de pages : 225

Nombre de figures : 55

Résumé :

Le présent mémoire fait l'objet d'une étude comparative de quelques types de plancher de bâtiment, y compris ceux qui sont les plus utilisés à Madagascar.

L'évaluation comparative concerne notamment les matériaux constitutifs et le domaine d'utilisation optimale de chaque cas de plancher étudié.

Nous avons également considéré un cas concret, c'est-à-dire l'étude complète d'un projet de construction de bâtiment à usage de bureaux, afin de pouvoir analyser les contraintes techniques et économiques engendrées par la mise en œuvre des diverses variantes de plancher possibles.

En particulier, nous avons pu évaluer le coût du projet pour chaque cas de variante ; nous avons ainsi pu en déduire celle qui s'avère la plus économique.

Rubrique : Bâtiment

Mots clés : bâtiment, plancher, dalle pleine, entrevois, plancher collaborant, hourdis.

Directeur pédagogique : RAVAOHARISOA Lalatiana

Directeur professionnel : RAMAROSAONA William Lily