

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE d'ADRAR
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE



RAPPORT DE STAGE PRATIQUE

En vue de l'obtention du diplôme de Licence en GENIE CIVIL

Option : Infrastructure urbaine

Thème

Etude d'un bataiment a usage administratif au CEM ouled Rached-m
Etude d'un bataiment a usage administratif au CEM ouled Rached-metarfa

Soutenu le :

Présenté par :

ALIOUA FADILA

HORO ZOHRA

Président :

Mr: ABOU MOHAMMED

Encadré par :

Mr : BADA ABD ELMALEK

Examineurs

Mr: HAMOUDA ABD ALAZIZ

Promotion 2014/2015



Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah aza wa djalla, le tout puissant qui nous a donné la force le courage et la volonté avec la bonne santé pour élaborer ce travail.

Nous remercions chaleureusement nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminions nos études et à leurs encouragements et soutiens.

Nous remercier très chers notre encadreur « Mr A. BADA » qui nous a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et qui, par son expérience et sa compétence, Nos a transmis, pas à pas

Nos remerciements vont aussi au Directeur de Cabine d'Ingénierie d'Assistance Technique « CIAT » a leurs efforts fournis durant toute la période de recherche à toute personnes qui nous a présente la main de consolidation pour réaliser nos ambitions, surtout les travaillions dans cette bureau Qui nous a ouvert les portes de son pour la réalisation de nous Etudes

Nous remercions l'ensemble des enseignants de notre département, l'étudiants de la promotion 2015 GC, et reconnaissant à notre université

Nous n'oublions pas Mr LAKHDIMI Ahmed qui est contribué à notre formation

Nous remercions aussi tous nos amis pour leurs aides, leurs Patiences, leurs compréhensions et leurs encouragements
Merci à toutes et à tous

FADILA

ZOHRRA

Résumé

Dans ce travail qui on a étudié est une structure en béton armé (R+1), Le projet sera implanté à CEM Ouled Rached- Metarfa « Adrar » qui est classé comme une zone 0 .

La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement (portiques). La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99version2003, D.T.R, BAEL91) .Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel SAP2000 version 7 du fait qu'il soit disponible et présente plus de facilité d'exécution et de vérification.

Finalement, l'étude de l'infrastructure du bâtiment a été faite par le calcul des fondations ,et tout sa résumé on trois chapitres :

Chapitre 1: dans ce chapitre on fait la présentation de l'entreprise.

Chapitre 2: dans ce chapitre on fait la description du projet.

Chapitre3: dans ce chapitre on fait les tâches effectuées et résultats obtenus.

ملخص

في هذا العمل قمنا بدراسة المنشأ المتواجد بمتوسطة أولاد راشد المطارفة ولاية أدرار التي تصنف في المنطقة 0. المنشأ يتكون من طابق أرضي + طابق علوي

تمت الدراسة وفقا لأنظمة البناء التالية: (RPA99version2003، D.T.R، BAEL91). و كذلك باستعمال برنامج SAP2000.

وأخيراً، دراسة البنية التحتية لمنشأ ما : تتطلب دراسة و حساب الأساسات، و كل هذا ملخص في ثلاث محاور:

المحور الأول: في هذا المحور قمنا بتعريف بالمؤسسة.

المحور الثاني: في هذا المحور قمنا بشرح و وصف موجز للمشروع.

المحور الثالث: في هذا المحور قمنا بدراسة أبعاد وتسليح كل من العناصر الهيكلية : الأعمدة و الروافد و السقفيات إلخ و دراسة أبعاد وتسليح عناصر غير هيكلية منها السلالم.

SOMMAIRE

CHAPITRE 1:PRESENTATION DE L'ENTREPRISE

- 1) Historique.....(1)
- 2) L'entreprise.....(1)
- 3) Organigramme de l'entreprise.....(1)

CHAPITRE 2 : DESCRIPTION DU PROJET

- 1) Concepts structuraux de bâtiment.....(2)
- 2) Structure porteuse.....(2)
- 3) Caractéristiques des matériaux.....(3)

CHAPITRE 3 :LES TACHES EFFECTUEES ET RESULTATS OBTENUS

- 1) Pré dimensionnement des éléments et descente de charge.....(6)
- 2) Pré dimensionnement des planchers.....(9)
 - Etude des planches a corps creux(9)
 - Etude des dalles pleines.....(9)
- 3) Etudes des poutrelles.....(10)
 - planches a corps creux(10)
 - Plancher dalle pleine.....(14)
- 4) Etude de Portique(17)
 - Ferraillage des poteaux(18)
 - Ferraillage des poutres(20)
- 5) Calcul des escaliers.....(24)
- 6) Etude des fondations(29)
 - Calcul des semelles isolées(29)
 - Calcul des semelles jumelles.....(29)

Liste des figures

Figure 1 :Diagramme contraintes- déformations d'acier.....	(5)
Figure 2 :coupe de plancher à corps (terrasse).....	(6)
Figure 3 :coupe de plancher à dalle pleine (terrasse).....	(6)
Figure 4 :coupe de plancher à corpscreux (étages courants).....	(6)
Figure 5 :coupe de plancher à dalle pleine (étages courants).....	(6)
Figure 6 : La surface afférente du poteau.....	(8)
Figure 7 : section de poutrelle.....	(10)
Figure 8 :schéma statique de types de panneau dalle.....	(15)
Figure 9 : Section de calcul en travée de dalle pleine.....	(15)
Figure 10 : Section de calcul en appuis de dalle pleine	(16)
Figure 11 :zone nodale.....	(18)
Figure 12 : section réduite de béton	(18)
Figure 13 :ferrallaige des armatures.....	(19)
Figure 14 : disposition de la zone nodale.....	(19)
Figure 15 : section de ferrailage.....	(22)
Figure 16 : schéma d'escalier	(24)
Figure 17 : Schéma de poutre palier	(26)
Figure 18 : Schéma de semelle isolée.....	(29)
Figure 19 : ferrailage de longrine	(32)

liste des tableaux

Tableau 1 :valeurs de la limite d'élasticité garantie, F_e	(4)
Tableau 2 :sections des poutres.....	(7)
Tableau 3 :sections des poteaux.....	(9)
Tableau 4 : panneaux de dalle pleine.....	(10)
Tableau 5 : évaluation des charges sur les poutrelles.....	(10)
Tableau 6 :Moment fléchissant en appui et travée.....	(12)
Tableau 7 :évaluation des charges sur dalle pleine.....	(15)
Tableau 8 :Moment a sens x et y de panneau.....	(15)
Tableau 9 : Moment fléchissant en appui et travée de panneau.....	(15)
Tableau 10 : Ferrailage de dalle pleine.....	(17)
Tableau 11 :Le résultat de Ferrailage des poteaux.....	(20)
Tableaux 12 :valeurs de sollicitations des poutres.....	(20)
Tableaux 13 :Le résultat de Ferrailage des poutres.....	(21)
Tableaux 14 : les efforts tranchant.....	(22)
Tableaux 15 :Ferrailage des semelles.....	(32)

Notations

- A** Aire d'une section d'acier.
- A'** Section d'aciers comprimées
- Ar** Section d'un cours d'armature transversal ou d'âme
- Aser** Section d'aciers pour l'ELS
- Au** Section d'aciers pour l'ELU
- B** Aire d'une section de béton
- Br** Section réduite
- CV** Condition vérifié
- C n V** Condition non vérifié
- D** Diamètre
- E** Module d'élasticité longitudinale
- ELS** Etat limite de service
- ELU** Etat limite ultime
- F** Flèche due à une charge considérée (g, j, p)
- G** Action permanente
- I** Moment d'inertie
- L** Longueur ou portée
- Lx** La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine
- Ly** La plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine
- M** Moment en général
- Ma** Moment sur appui
- Mt** Moment en travée
- Mu** Moment de calcul ultime
- Mser** Moment de calcul de service
- N** Effort normal
- Nu** Effort normal en ultime
- Nser** Effort normal en service
- P** Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU)
- PP** poutre principale
- PS** Poutre secondaire
- PPO** poutre portique
- Q** Action ou charge variable
- S** Section
- T** Effort tranchant
- a** Une dimension transversale
- b** Une dimension longitudinale
- b0** Epaisseur brute de l'arme d'une section
- d** Hauteur utile
- e** Excentricité, épaisseur, Enrobage
- fe** Limite d'élasticité de l'acier
- fcj** Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours
- ftj** Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour
- fc28** Résistance à la compression du béton calculé à 28 jours
- ft28** Résistance de la traction du béton calculé à 28 jours.

h Hauteur totale d'une section de béton armé.
k Coefficient en général
l_f Longueur de flambement
l_s Longueur de scellement
n Coefficient d'équivalence acier-béton
dt Espacement des armatures transversales
α Angle en général, coefficient
γ Coefficient
ε Déformation relative
θ Coefficient
λ Elancement
μ Coefficient
ν Coefficient de poisson
σ Contrainte normale
σ_b Contrainte de compression du béton.
σ_s Contrainte de compression dans l'acier
τ Contrainte tangente
ξ_{bc} Raccourcissement relatif du béton comprimé.
ξ Déformation relative

Introduction

Ce travail consiste à étudier et à calculer les éléments d'un bâtiment (RDC + 01 étage) est consacré à usage d'administration.

Tous les calculs de ce projet sont entrepris conformément aux règles B.A.E.L 91 et les règles Parasismiques Algériennes " R.P.A 99 " et D.T.R.

Dans le cadre du présent travail, nous avons tenté de prendre un logiciel de calcul Sap2000 parmi ces logiciels pour faire une description de logiciel suivi d'une application. Le but principal de ce travail est de faire une présentation des différentes étapes de modélisation des structures par Sap 2000.

Notre rapport est structuré en trois chapitres. Le premier chapitre est réservé à la présentation de l'entreprise et le troisième chapitre est consacré à l'étude d'une application d'un bâtiment en R+01 en utilisant les résultats donnés par Sap 2000.

Le projet sera implanté à «Adrar » qui est classé comme une zone "0".



Chapiter 01

présentation générale de l'entreprise

présentation générale de l'entreprise

CHAPITRE1 : présentation de l'entreprise

1. Historique :

CIAT : Bureau d'étude prive.

CIAT (Cabinet Ingénieure Assistance Technique)

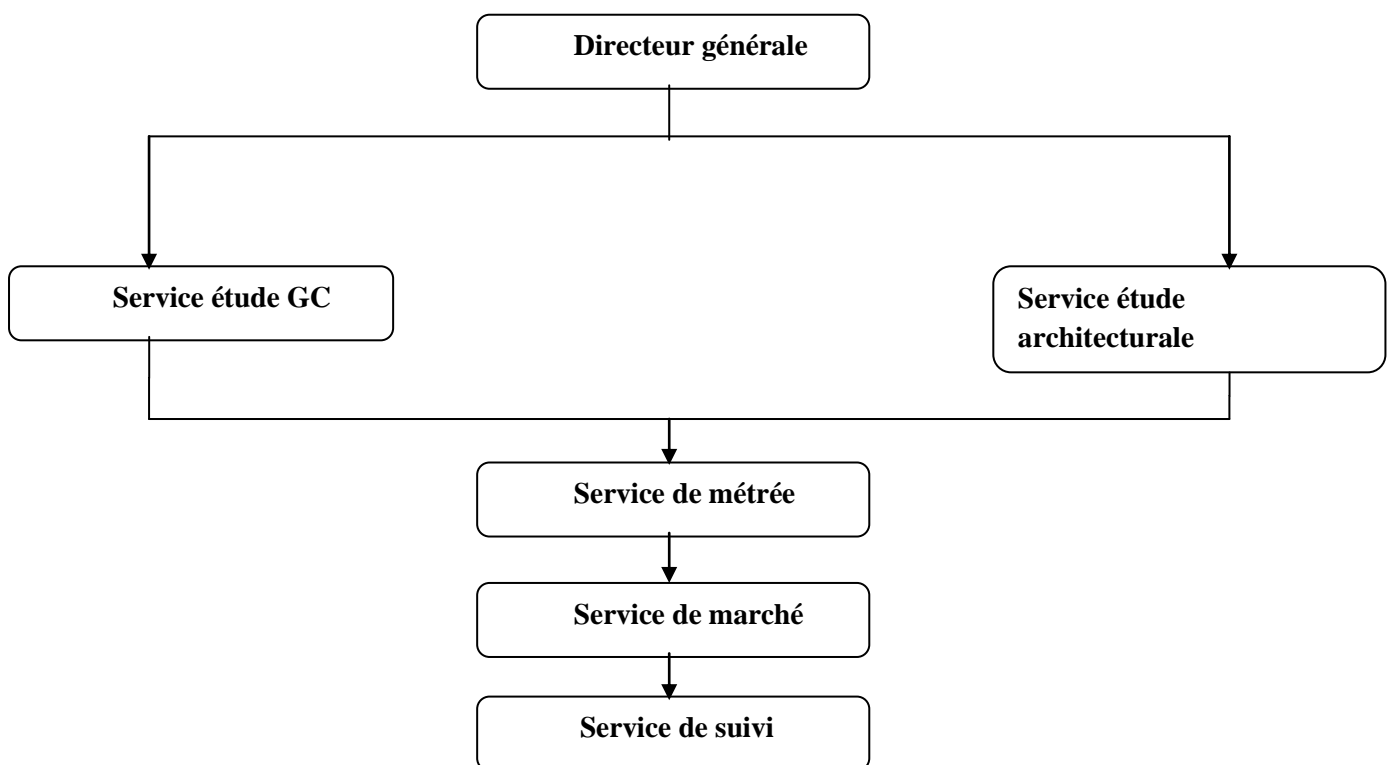
Est un bureau étude prive en construction de béton arme et VRD, à été créé en 2000, il est classée dans ancienne bureau au niveau de la wilaya d'Adrar.

CIAT est spécialisée on les ouvrages en béton arme étude et suivi depuis 2000.

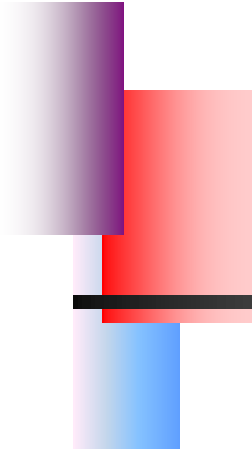
2. L'entreprise :

Cette entreprise emploie une 12 personnes répartie enter les architectes, ingénieurs et les techniciens, elle se situe à route 16 plustinie Adrar.

3. Organigramme de l'entreprise :



Chapitre 02



description du projet

CHAPITRE2 : description du projet

1. CONCEPTS STRUCTURAUX DE BATIMENT :

1.1. Objectif :

L'objectif du présent chapitre est de fournir la liste des données du bâtiment analysé en se qui concerne le type de structure, des éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

1.2. Modèle structural :

On propose dans ce rapport de projet de fin d'étude, l'étude complète des éléments résistants et secondaires d'un bâtiment à usage (commerce).

1.3. Dimensions géométriques :

Notre bâtiment a une forme irrégulière. Il se compose de 1 étage.

1.3.1. Dimensions en élévation :

- hauteur totale (sans acrotère) est de : 8,16 m
- hauteur du rez de chaussée est de : 4,08 m
- hauteur de l'étage courant est de : 4,08 m

1.3.2. Dimensions en plan :

- longueur totale (sens longitudinal) : $L = 29,77$ m
- largeur total (sens transversal) : $l = 17,22$ m

2. Structure porteuse :

2.1. Ossature

D'après le règlement parasismique algérien (RPA99ver.03), notre structure comporte des portiques auto-stables (poteaux-poutres) en béton armé suivant les deux directions, Les charges verticales et horizontales seront reprises simultanément par les portiques et cela proportionnellement à leurs rigidités relatives.

2.2. Les Planchers

Notre structure comporte deux types de planchers :

- Plancher en corps creux pour les panneaux de forme régulière.
- Plancher en dalle pleine pour les panneaux de forme irrégulière.

2.3. Escaliers

Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages. Notre structure comporte 1 type d'escalier:

- Escalier droit (palier / volée).

CHAPITRE2 : description du projet

2.4. Terrasse

Il existe 01 type de terrasse :

- Terrasse inaccessible.

2.5. Maçonnerie

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- **Murs extérieurs** : ils sont constitués d'une double cloison de 30 cm d'épaisseur.
Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour la parois externe du mur
L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur
Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la parois interne du mur
- **Murs intérieurs** : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et interne).

)Caractéristiques des matériaux :

3.1. Béton :

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux inertes appelés "Granulats" (sable, gravier, pierres cassées, ...), du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés.

Composition du béton :

La composition moyenne pour un mètre cube de béton est la suivante :

- 350 kg/m² de ciment de classe CPA 325.
- 400 litres de sable de diamètre 0 à 5mm.
- 800 litres de gravier de diamètre 15 à 25mm.
- 175 litres d'eau de gâchage.

a) Masse Volumique :

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³. cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de 2500Kg/m³.

b) Résistance caractéristique à la compression et à la traction :

$$F_{cj} = \frac{j \times F_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{pour : } F_{c28} \leq 40 \text{MPa}$$

CHAPITRE2 : description du projet

$$F_{cj} = \frac{j \times F_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{pour : } F_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

Dans notre cas on prendra les données suivantes :

- Compression : $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Traction : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

c) Module de déformation longitudinale au béton :

Les règles **CBA93** le fixe à la valeur suivante pour Module de déformation longitudinale au béton :

- **Module instantané** : (pour les charges d'une durée d'application < 24 h)

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{F_{c28}} = 32164.195 \text{ MPa}$$

- **Module différé** : pour les charges de longue durée

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{F_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

3.2. Les Aciers

3.2.1 Définition

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion

3.2.2. Caractéristiques mécaniques

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e sont données par le tableau suivant :

Types	Nuances	f_e (MPa)	Emplois
Ronds lisses	FeE22	215	Emploi courant Epingle de levage des pièces préfabriquées
	FeE24	235	
Barres HA Type 1 et 2	FeTE 40	400	Emploi courant
	FeTE 50	500	
Fils tréfilés HA (type 3)	FeTE 40	400	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
	FeTE 50	500	
Treillis soudés Lisses et HA	TSL	500	Emploi courant
	TSHA		

Tableau 1: Les valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e

Contrainte limite des Aciers

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ε (Figure 1.2).

CHAPITRE2 : description du projet

a) Etat Limite Ultime (E.L.U)

F_e (limite d'élasticité de l'acier) = 400 MPa

E_s (module d'élasticité de l'acier) = 2×10^5 MPa

γ_s (coefficient de sécurité) = 1.15 (généralement)

= 1 (situation accidentelle)

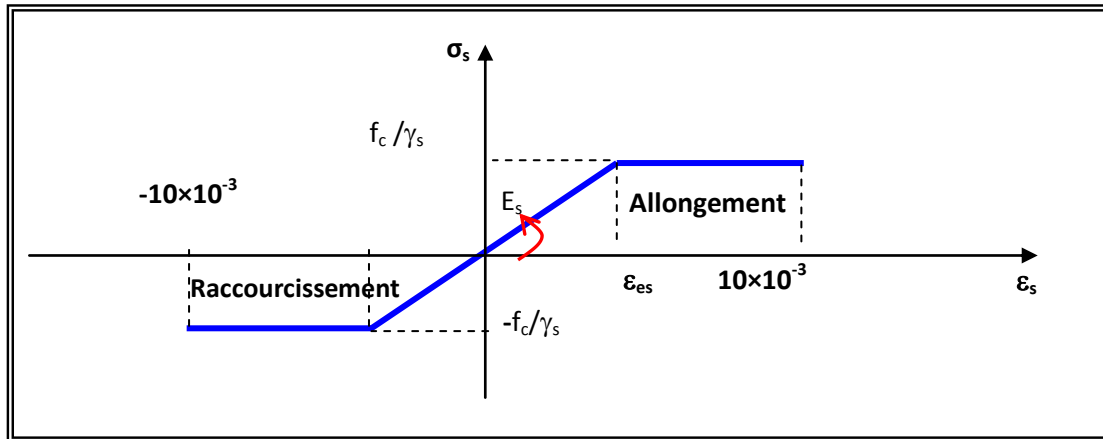


Fig. 1- diagramme contrainte-déformation d'acier

$$\varepsilon_{es} = \frac{(f_e / \gamma_s)}{E_s} = \frac{400 / 1.15}{200000} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\text{Si : } \varepsilon_s \geq \varepsilon_{es} \Rightarrow \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

$$\text{Si : } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{es} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

b) Etat Limite Service (E.L.S)

Selon les règles BAEL91 modifié 99 les contraintes admissibles de l'acier sont données comme suite:

- Cas où la fissuration est considérée comme **peunuisible**: pas de limitation.
- Cas où la fissuration est considérée comme **préjudiciable**: la contrainte de traction σ_{st} des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5f_e, 110\sqrt{\eta F_{tj}}) \right\}$$

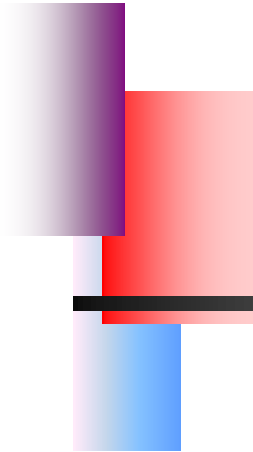
- Cas où la fissuration est considérée comme **très préjudiciable** : la contrainte de traction σ_{st} des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_{st} = 0.8 \times \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5f_e, 110\sqrt{\eta F_{tj}}) \right\}$$

Avec : η : coefficient de fissuration $\Rightarrow \begin{cases} \eta = 1 & \text{pour Rond Lisse} \\ \eta = 1.6 & \text{pour Haute Adhérence} \end{cases}$



Chapitre 03



CHAPITRE3: Les tâches effectuées et résultats obtenus

1)Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

1-1) Charges permanentes

a)

creux) : (fig : 02)

- 1- Protection lourde ($e_p = 5\text{cm}$)..... 1,00 KN /m²
- 2- Etanchéité multiple ($e_p = 2\text{cm}$).....0,12 KN /m²
- 3- Forme de pente ($e_p = 7\text{cm}$)..... 1,54 KN /m²
- 4- Para vapeur (Feuille polyane)..... 0,01 KN/m²
- 5- Isolation thermique en liège ($e_p = 5\text{cm}$) 0,16 KN /m²
- 6- Plancher corps creux (16 + 4 cm)..... 2,80 KN /m²
- 7- Enduit de plâtre ($e_p = 2\text{cm}$) 0,20KN /m²

G = 5,83 KN /m²

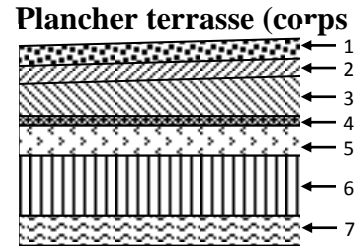


Fig : 02

b) **Plancher terrasse (dalle pleine) : (fig : 03)**

- 1- Protection lourde ($e_p = 5\text{ cm}$)..... 1,00 KN /m²
- 2- Etanchéité multiple ($e_p = 2\text{ cm}$).....0,12 KN /m²
- 3- Forme de pente ($e_p = 7\text{cm}$).....1,54 KN /m²
- 4- Para vapeur (Feuille polyane)..... 0.01 KN/m²
- 5- Isolation thermique en liège ($e_p = 5\text{ cm}$) ... 0,16 KN /m²
- 6- Dalle pleine en béton armé ($e_p = 16\text{ cm}$)... 4,00 KN /m²
- 7- Enduit de plâtre ($e_p = 2\text{ cm}$) 0,20 KN /m²

G = 6,87 KN /m²

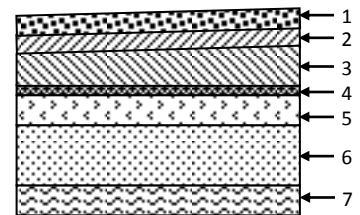
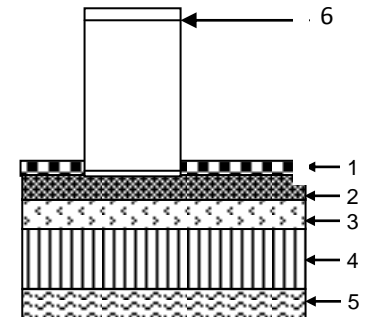


Fig : 03

c)**Plancher étages courants (corps creux) :(fig : 04)**

- 1-Revêtement en carrelage ($e_p = 2\text{cm}$).....0,40 KN /m²
- 2-Mortier de pose ($e_p = 3\text{cm}$)..... 0,60 KN /m²
- 3-Couche de sable ($e_p = 3\text{cm}$)..... 0,66 KN /m²
- 4-Plancher corps creux (16 +4 cm)..... 2 ,80 KN /m²
- 5-Enduit de plâtre ($e_p = 2\text{cm}$)..... 0,20 KN /m²
- 6-Maçonnerie en brique creuse ($e_p = 10\text{cm}$)..... 0,90 KN /m²

G = 5,56 KN/m²



d)**Plancher étages courants (Dalle pleine) :(fig : 05)**

- 1-Revêtement en carrelage ($e_p = 2\text{cm}$)..... 0,40 KN/m²
- 2-Mortier de pose ($e_p = 3\text{cm}$)..... 0,60 KN /m²
- 3-Couche de sable ($e_p = 3\text{cm}$)..... 0,66 KN /m²
- 4-Dalle pleine en béton armé ($e_p = 16\text{cm}$)..... 4,00 KN /m²
- 5-Enduit de plâtre ($e_p = 2\text{cm}$)..... 0,20 KN /m²
- 6-Maçonnerie en brique creuse ($e_p = 10\text{cm}$).....0,90 KN /m²

G = 6,76 KN /m²

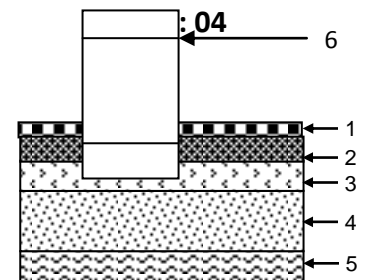


Fig:05

1-2) Surcharges d'exploitation :

- Plancher terrasse..... 1,00 KN /m²
- Plancher étages courants 1,50 KN /m²
- Plancher du RDC..... 1,50 KN /m²
- Escalier 2,50 KN /m²

CHAPITRE3: Les tâches effectuées et résultats obtenus

2) Pré dimensionnement :

2-1) les Poutres :

Les poutres sont des pièces fléchées à ligne moyenne droite de section rectangulaire en (T), elles sont destinées supporter les charges verticales et à la transmettre aux poteaux sous de forme réaction d'appuis, leur pré dimensionnement est basé essentiellement sur la condition de la flèche qui est donnée comme suit :

$$L / 15 \leq h \leq L / 10 \quad [\text{B.A.E.L}]$$

L : la porte de la poutre

h : la hauteur de la poutre

b : la largeur de la poutre

et selon les règles RPA99 (version 2003) les dimensions doivent vérifier les conditions de la zone 0 suivantes :

a. $b \geq 20 \text{ cm}$

b. $h \geq 30 \text{ cm}$

c. $h / b \leq 4$

et la largeur est pré dimensionnée comme suit :

$$0.4 h \leq b \leq 0.7 h$$

2-1-1) Poutres principales : L = 5.88 m

$$588/15 \leq h \leq 588/10 \quad 39.2 \leq h \leq 58.8 \text{ cm on prend } h = 50 \text{ cm et } 20 \text{ cm} \leq b \leq 35 \text{ cm.}$$

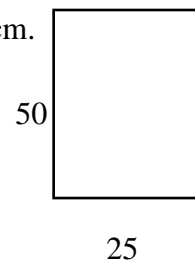
Remarque : Pour la non condensation des armatures on prend $b = 25 \text{ cm}$

Vérification des conditions imposées par le RPA99 :

1. $b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots$ condition vérifiée

2. $h = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots$ condition vérifiée

3. $h/b = 50 / 25 = 2 \leq 4 \dots \dots$ condition vérifiée



Donc la section retenue pour la poutre principale est $(25 \times 50) \text{ cm}^2$

Type de poutre	Section
Poutre principale	25 x 50
Poutre secondaire	25 x 35
Poutre portique	25 x 75

Tableau2 :la section de poutres

2-2) les Poteaux :

Méthode de calcul :

Pour le pré dimensionnement des poteaux on suppose que ces derniers sont Soumis à une Compression Centrée.

Le redimensionnement se Fait pour le poteau le plus sollicité et la section Obtenue Sera généralisée pour les autres poteaux du même niveau.

Comme le nombre d'étage de ce Bâtiment est 01 étages, l'évaluation des charges D'exploitation sera effectuée à l'aide de la loi dégression.

CHAPITRE3: Les tâches effectuées et résultats obtenus

Leur pré dimensionnement doit respecter les trois conditions suivantes :

- a. Conditions de résistance.
- b. Conditions de stabilité.
- c. Conditions imposée par le RPA 99.

a. Conditions de résistance :

On sait que : $N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots (*)$

D'après BAEL 91. On Prend $A_s/Br=1\% =0,01$ avec

B_r : Section Net du béton ; ($B_r= (a-2) (b-2)$ m²).

$N_u = 1.35 N_g + 1.5 N_q$.

N_g : Effort normal du aux charges permanentes.

N_q : Effort normal du aux charges d'exploitations

$f_e / \gamma_s = 348$ Mpa : résistance de calcul des aciers à L'ELU.

La formule (*) est simplifiée et devient : $B_r = \frac{N_u \times 0.9 \gamma_b}{\alpha_s f_{c28}}$ Donc $B_r \geq 0,0064 \times N_u$ (Unité (cm²)) $N_u =$

$\Sigma q = q_1 + q_2 + q_3 + q_4$

Ou : q_1 : Poids de la poutre principale.

q_2 : Poids de la poutre secondaire

q_3 : Poids de la poutre du plancher

q_4 : Charge d'exploitation

Poteau :

$q_1 : b \times h \times \rho_b \times L_0 + L_1 / 2$

$q_2 : b \times h \times \rho_b \times L_2 + L_3 / 2$

$q_3 : G_p \times S_p$

$S_p : 1/4 (L_0 + L_1) \times (L_2 + L_3)$

$q_4 : G_p \times S_p$

Ou :

b : Largeur de la poutre considérée.

h : Hauteur de la poutre considérée.

H : Hauteur du mur de remplissage.

ρ_b : masse volumique de béton.

S_p : surface du plancher.

L_1, L_2 : L'entre axe de deux poteaux contigus.

b. Conditions de stabilité de forme :

On sait que : $\lambda = L \rho / i \leq 35$ avec $i = \sqrt{I / B}$

I : moment d'inertie de la section du poteau

B : section du béton.

λ : l'élancement.

$i = b / \sqrt{12}$; $\lambda = 3.46 \times l_f$; $l_f = 0.7 \times l_o$

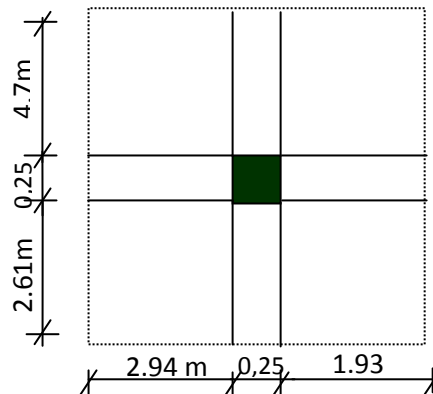


Fig06: La surface afférente du poteau

CHAPITRE3: Les tâches effectuées et résultats obtenus

c. Conditions imposées par le RPA 99 :

Pour Zone0 : On a.

1- $\min (h_1, b_1) \geq 25 \text{ cm}$

2- $\min (h_1, b_1) = h_e / 20$

3- $1/4 \leq b_1 \leq 4$.

Avec h_e : la hauteur libre d'étage

Poteaux	Section
Poteau portique	25*45
Poteau	25*30

Tableau3 :la section de poteaux

2.3) Pré dimensionnement des planchers : Les planchers sont des aires limitants les différents niveaux d'un bâtiment. Leur rôle principale est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

2.3.1) Plancher en corps creux : L'épaisseur de ce type de planchers doit être calculer pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soit pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante : $h_t \geq \frac{L}{22.5}$

Avec :

L : longueur entre nus d'appuis.

h_t : hauteur totale du plancher.

Conclusion

On adoptera un plancher de 20 cm d'épaisseur composés d'un hourdis de 16cm et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

2.3.2) Plancher dalle pleine : Les dalles assurent la transmission des charges aux différents éléments, comme elles constituent une séparation entre les différents niveaux.

Leur pré-dimensionnement est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

Condition de résistance à la flexion

a) Épaisseur minimale requise h_0 :

$$h_0 \geq \frac{l_x}{25} \text{ Si } \alpha < 0.4$$

$$h_0 \geq \frac{l_x}{40} \text{ Si } \alpha > 0.4$$

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

Avec :

l_x : Petit coté du panneau de dalle

l_y : Grand coté du panneau de dalle

CHAPITRE3: Les tâches effectuées et résultats obtenus

Panneau 1 : $\alpha = \frac{5,48}{9,4} = 0,58$, $l_x = 5,48m$ $h_0 \geq \frac{548}{40} = 13,7cm$

Panneaux	Lx	α	h_0
Panneau1	5,48	0,58	13,7
Panneau2	3,86	0,41	9,65
Panneau3	3,49	0,37	13,96

Tableau4 : panneaux de dalle pleine

Résistance au feu :

Pour deux heures de coupe feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11 cm.

3-Etudes des poutrelles :

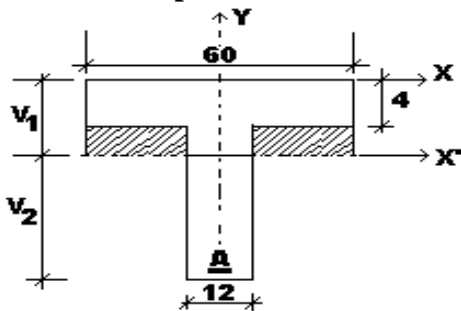


Fig 7: Section de de la poutrelle

Dimensions

ht= 20 cm.

$h_{\square} = 4$ cm.

$b_{\square} = 12$ cm.

b = 60 cm.

Les charges sur poutrelles sont évaluées comme suite :

Terrasse : G = 583 kg/m² ; Q= 100kg/m²

Etage courant : G = 556 kg/m² ; Q= 150kg/m²

Les charges sont récapitulées dans le tableau suivant :

	Terrasse [kg/ml]	Etage courant [kg/ml]
ELU	$(1.35 \times 583 + 1.5 \times 100) \times 0.6 = 562.23$	$(1.35 \times 556 + 1.5 \times 150) \times 0.6 = 585.36$
ELS	$(583 + 100) \times 0.6 = 409.8$	$(556 + 150) \times 0.6 = 423.6$

Tableau 5: évaluation des charges sur les poutrelles

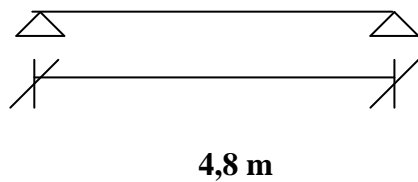
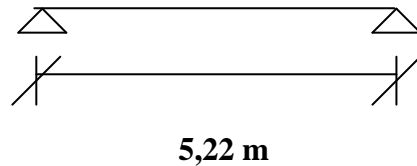
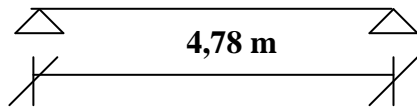
Type des poutrelles :

a/ Plancher etage courant:

CHAPITRE3: Les tâches effectuées et résultats obtenus

Le plancher etage courant à corps Creux present types poutrelles

Type1:



Condition d'application de la méthode forfaitaire :BAEL 91(art 8.6.22.10)

Pour la détermination des moments fléchissent et des efforts tranchants.

On utilise la méthode forfaitaire et pour cela les conditions suivantes doivent être vérifiées.

1. Deux fois la charge permanent doit être supérieur ou égale à la charge d'exploitation($2G \geq P$)
 $.2G+P=1112 > 150 \text{kg/m}^2 \dots \text{CV.}$

2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différent travées.....CV.

3. Le rapport entre deux portées successives doit être compris entre 0,8 et 1,25 :

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

4. La fissuration est considérée comme peu nuisible.

Remarque : La méthode forfaitaire applicable de la type 1 .

Type 1:

➤ **Moments en travées :**

*ELU:qu= 585.36 kg/ml

$$M_{01} = q_s L^2 / 8$$

$$= [585.36 \times (4.78)^2] / 8 = 1671,81 \text{ kg.m}$$

$$M_{t1u} = 0.86(1671,81) = 1437,75 \text{ kg.m.}$$

*ELS : qs= 423.6 kg/ml

$$M_{02} = q_s L^2 / 8$$

$$= 423.6 \times (4.78)^2 / 8 = 1209.82 \text{ Kg.m}$$

CHAPITRE3: Les tâches effectuées et résultats obtenus

$$M_{t2s} = 0.86 M_{02} = 1040.44 \text{ Kg.m}$$

➤ Moments en appuis

*ELU: $q_u = 585.36 \text{ kg/ml}$

$$M_{02} = q_u L^2 / 8$$

$$= 585.36 \times (4.78)^2 / 8 = 1671.81 \text{ Kg.m}$$

$$M_{a2u} = 0.2 M_{02} = 334.36 \text{ Kg.m}$$

*ELS : $q_s = 441.6 \text{ kg/ml}$ $M_{02} = 1209.82 \text{ Kg}$ $M_{a2s} = 0.2 M_{02} = 241,96 \text{ Kg.m}$

	ELU		ELS	
TYPE	Travée	Appuis	Travée	Appuis
1	1437,75	334,36	1040,44	241,96
	1714,63	390,75	1240,80	288,56
	1449,81	337,16	1049,16	243,99
MMAX	1714,63	390,75	1240,80	288,56

Tableau6: les moments en travée et en appuis a l'ELU ET l'ELS

Détermination du ferrailage :

En travée:

ELU : $M_{tu} = 1714,63 \text{ kg.m} = 1714,63 \text{ N.m}$

calcul des moments de la table: $M_o = \sigma_b \cdot b \cdot h_o \cdot (d - h_o/2) = 14,16 \cdot 60 \cdot 4 \cdot (18 - 4/2) = 54374,4 \text{ N.m}$

$M < M_o \Rightarrow$ l'axe neutre se trouve dans la table et la section de calcul sera un rectangle de dimension $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{17146,3}{14,16 \cdot 60 \cdot 18^2} = 0,062 \quad \mu = 0,062 < \mu_1 = 0,186$$

$\Rightarrow A'$ n'existe pas et $1000 \xi_s > 1000 \xi_1$ et $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348$

$Mpa \alpha = 0,080 \quad \beta = 0,967$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{17146,3}{348 \cdot 0,967 \cdot 18} = 2,83 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 3T14 / ml $\Rightarrow A = 4,62 \text{ cm}^2/\text{ml}^*$

ELS :

Fissuration peu nuisible ($\sigma_s \leq \sigma_{s1}$)

Flexion simple

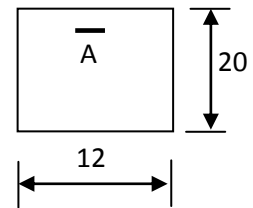
$$\text{si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_c 28}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_{b1} = 0,6 f_{c28}$$

CHAPITRE3: Les tâches effectuées et résultats obtenus

Section rectangulaire

FeE400

$$\alpha = 0,080 < \frac{1,381-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,440 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$



Donc les armatures calculées à L'ELUR conviennent.

➤ **En appuis :**

ELU : $M_{au} = 390,75 \text{ kg.m}$

Comme la table se trouve dans la partie tendue \Rightarrow la section de calcul sera donc un rectangle de dimension $(b \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{3907,5}{14,16 \cdot 12 \cdot 18^2} = 0,070$$

$$\mu = 0,070 < \mu_{AB} = 0,186 \text{ et } \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 0,090 \qquad \qquad \beta = 0,964$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 0,64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : T12 / M $\Rightarrow A = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

ELS : Même chose qui en travée ,les armatures de ELU sont conviennent

Ferraillage transversal :

$$T_u = 82,46 \text{ KN} \quad \tau_u = \frac{T_u}{b_o \cdot d} = 0,38 \text{ Mpa} \quad ; \quad \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,38 < \bar{\tau} \Rightarrow$ les armatures transes sol sont perpendiculaires à la ligne moyenne .

$$\phi \leq \min\left(\phi_l^{\max}; \frac{h}{35}, \frac{b_o}{10}\right) = 5,71 \text{ mm}$$

$$A_t = 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

Vérification des flèches :

L'article (B-6-8-4-24) des règles BAEL 91 ; nous montre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si cette dernière est associée à un hourdi et si toutes les i1. $1. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$

CHAPITRE3: Les tâches effectuées et résultats obtenus

$$2. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_{tser}}{M_{aser}}$$

$$3. \frac{A}{b_o \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e}$$

Avec L :portée entre nus d'appuis.

H :hauteur totale de la poutre.

D :hauteur utile de la section.

B :largeur de la nervure.

M_{tser} : moment maximale dans la travée supposée indépendante et reposant sur deux appuis simples.

A: section de armatures tendues.

f_e : limite élastique de l'acier utilisé (en Mpa).

$$1. \frac{h}{L} = \frac{20}{522} = 0,038 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

$$2. \frac{h}{L} = 0,038 \geq \frac{1}{15} \left(\frac{17146,3}{9911,3} \right) = 0,115 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

$$3. \frac{A}{b_o \cdot d} = \frac{1,13}{12 \cdot 18} = 0,005 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La condition (1) et (2) n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire (article B .6.5.2 BAEL91)

g :charge permanente après mise en place des cloisons.

P : charge totale (P=G+charge d'exploitation).

j : charge permanente avant mise en place des cloisons($j = g - 90 \text{ kg/m}^2$).

Calcul de la flèche :

On a : $g = g' \cdot b$ avec: $b = 0,6 \text{ m}$.

$$g = 556 \cdot 0,6 = 333,6 \text{ kg/ml}$$

$$P = (556 + 150) \cdot 0,6 = 423,6 \text{ kg/ml}$$

$$j = (556 - 90) \cdot 0,6 = 279,6 \text{ kg/ml}$$

Calcul des moments fléchissant :

$$M_g = 0,75 \frac{gL^2}{8} = 0,75 \frac{3336(5,22)^2}{8} = 8521,93 \text{ N.m}$$

CHAPITRE3: Les tâches effectuées et résultats obtenus

$$M_p = 0,75 \frac{pL^2}{8} = 0,75 \frac{4236.(5,22)^2}{8} = 10821,02 \text{ N.m}$$

$$M_j = 0,75 \frac{jL^2}{8} = 0,75 \frac{2796.(5,22)^2}{8} = 7142,48 \text{ N.m}$$

négalités suivantes sont vérifiées :

4) Etude des dalles pleines :

4.1 Evaluation des charges:

- Les charges sur poutrelles sont évaluées comme suite :

Terrasse : $G = 687 \text{ kg/m}^2$; $P = 100 \text{ kg/m}^2$

Etage courant : $G = 676 \text{ kg/m}^2$; $P = 250 \text{ kg/m}^2$

Les charges sont récapitulées dans le tableau suivant :

	Terrasse [kg/ml]	Etage courant [kg/ml]
ELU	$(1.35 \times 687 + 1.5 \times 100) = 1077.45$	$(1.35 \times 676 + 1.5 \times 250) = 1137.60$
ELS	$(687 + 100) = 787$	$(676 + 250) = 826$

Tableau7 : évaluation des charges sur les poutrelles

ELU: $M_{xu} = \mu_{xu} \cdot PL_x^2$ $M_{yu} = \mu_{yu} \cdot M_{xu}$ ELS: $M_{xs} = \mu_{xs} \cdot PL_x^2$ $M_{ys} = \mu_{ys} \cdot M_{xs}$

Panneaux	$L_x(m)$	$L_y(m)$	$\alpha=L_x/L_y$	μ_{xu}	μ_{yu}	ELU(kg.m)		ELS(kg.m)	
						μ_{xs}	μ_{ys}	M_{xu}	M_{yu}
I.	3,86	9,4	0,41	0,0401	0,25	1737,84	434,46	1298,94	432,54
				0,0474	0,333				

Tableau8 : moment a sens x et y de panneau

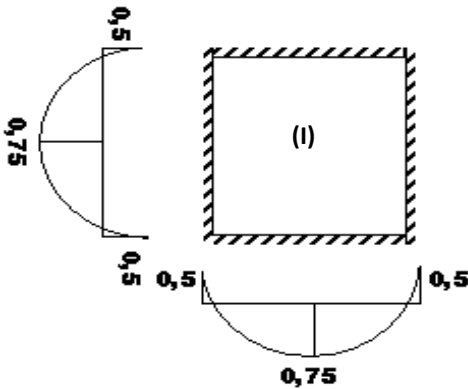


Fig:8 schéma statique de type de panneaute dalle.

Panneaux	$M_{tx}(N.m)$		Max(N.m)				$M_{ty}(N.m)$		May(N.m)			
	ELU	ELS	ELU		ELS		ELU	ELS	ELU		ELS	
	M_{txu}	M_{xts}	EP	ET	EP	ET	M_{tyu}	M_{tys}	EP	ET	EP	ET
1	13033,8	9742,05	8689,2	8689,2	6494,7	6494,7	3244,05	3244,05	2172,3	2172,3	2162,7	2162,7

Tableau9 : Moment fléchissant en appui et travée des panneaux

4.2 Détermination de la sollicitation :

**Calcul du ferrailage :*

Sens x.x :

En travée : ELU

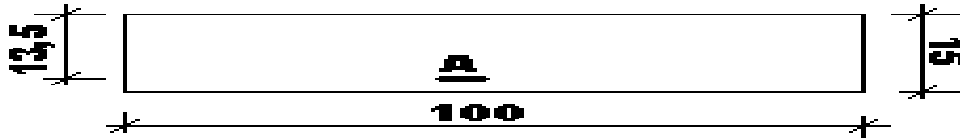


Figure 9: Section de calcul en travée

$$M_{tu} = 13033,8 \text{ N.m}$$

$$\mu = M_{tu} / \sigma_b \times b \times d^2 = 13033,8 / 14,16 \times 100 \times 13,5^2 = 0,05$$

$$\mu = 0,05 < \mu_1 = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,074)}) = 0,064 \quad \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,974$$

$$A = M_{tu} / \sigma_b \times \beta \times d = 13033,8 / 348 \times 0,974 \times 13,5 = 2,84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**condition de non fragilité:*

$$F_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot F_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1 / 400 = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(A_{min}; A_{cal}) = 2,84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : A=4T10 $\rightarrow A=3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

ELS:

$$M_{ts} = 9742,05 \text{ N.m}$$

-Section rectangulaire } si $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6\bar{f}_{c28}$

FeE400

-flexion simple

fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification

pour σ_s ($\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$)

$$\gamma = M_u / M_s = 13033,8 / 9742,05 = 1,33$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,415 > \alpha = 0,0974 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

donc les armature calculées à l'ELU conviennent

En appuis ELU :

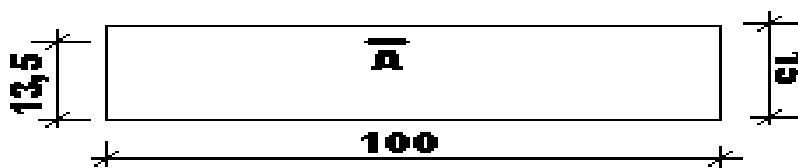


fig10:Section de calcul en appui

CHAPITRE3: Les tâches effectuées et résultats obtenus

Mau = 8689,2 N.m

$\mu = \text{Mau} / \sigma_b \times b \times d^2 = 8689,2 / 14.16 \times 100 \times 13.5^2$

$\mu = 0,037 < \mu_1 = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_1$

$\Rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$

$\alpha = 0,047 \quad \beta = 0,981 \quad A = 1,88 \text{ cm}^2$

***condition de non fragilité :**

$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 1.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$\text{Max}(A_{cal}, A_{min}) = 1,88 \text{ cm}^2 \quad \text{choix : } A = 4T8/\text{ml} \rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

ELS : Mas = 6494,7 N.m

-section rectangulaire

-feE400

si $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0.6 f_{c28}$

-Flexion simple

fissuration peu r



\Rightarrow aucune versificatrice pour $\sigma_s (\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s)$

$\alpha = 0,015 < \dots \rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b \rightarrow$ condition vérifiée.

les armature calcules a l'ELU conviennent

Sens x.x				Sens y.y			
Mtu	Achoix	Mau	Achoix	Mtu	Achoix	Mau	Achoix
13033,8	3,14	8689,2	2,01	3258,45	2,01	2172,3	1,57

Tableau 10:ferrailage de dalle pleine

vérification de la condition de cisaillement :

$\tau_u = \frac{Tu \max}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_c 28 = 1.25 \text{ Mpa} ; Tu = 22,85 \text{ kn} \quad , \quad d = 13.5$

sens y.y : $Tu = \frac{Tu}{3Ly + Lx} = 8450 \text{ k N}$ **sens x.x** : $Tu = \frac{Tu}{3Ly} = 4478 \text{ N}$

$\tau_{u y} = \frac{8450}{100 \times 13.5 \times 100} = 0,06 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ condition vérifiée

$\tau_{u x} = \frac{4478}{100 \times 13.5 \times 100} = 0,03 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ condition vérifiée

Vérification de la flèche :

si les conditions suivants sont vérifiées il n'est pas nécessaire de calculer la flèche (Art A-4-6 et B-6-5) :

1. $\frac{h}{Lx} \geq \frac{Mt}{20Max}$

2. $\frac{A}{b \cdot d} < \frac{4.2}{f_e}$

on vérifie le panneau le plus défavorable (centrale) :

CHAPITRE3: Les tâches effectuées et résultats obtenus

$$1. \frac{h}{Lx} = \frac{15}{940} = 0.01 < \frac{1}{20} \times \frac{0.85Max}{Max} = 0.04 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$2. \frac{A}{b.d} = \frac{2.01}{100 \times 13.5} = 0.0014 < 0.01 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

5) Etude de Portique :

*Ferrailage :

Pour le calcul du ferrailage des éléments résistants de notre structure, on doit tenir compte de combinaisons suivantes :

- Combinaisons fondamentales : $\left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 P \\ G + P \end{array} \right.$
- Les sollicitations M, N et T dans les poteaux et les poutres sont donnés par le logiciel « SAP2000 ».

*Ferrailage des poteaux :

On a un seul type de poteaux à étudier : Type (25 × 30) cm²

a. Armatures minimales imposés par BAEL :

$$A_{min} = \max (0,2 \cdot b \cdot h/100 ; 4 \text{ cm}^2)$$

b. Détermination de la zone nodale :

- La zone nodale est constituée par le nœud poutre – poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.
- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure 11

$$h' = \max (he/6 ; b/1 ; h/1 ; 60 \text{ cm})$$

$$h' = \max (408/6 ; 25 ; 30 ; 60 \text{ cm})$$

$$h' = 68 \text{ cm}$$

$$L' = 2 h' \text{ poutre} = 136 \text{ cm}$$

Poteau (RDC):

$$S = (25 \times 30) \text{ cm}^2$$

On calcul le ferrailage par rapport à l'axe 2 – 2 et l'axe 3 – 3 car existe deux moments M_{22}

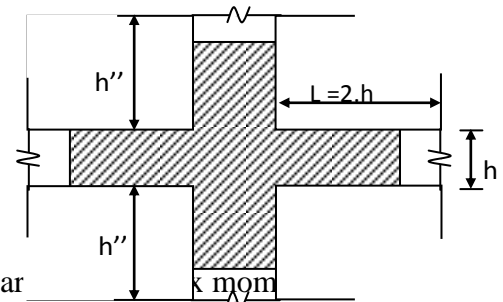


Figure 11 :Zone nodale

et M_{33} . ou ferrailage totale symétrique par rapport à ces deux axes.

1er cas : poteaux

ELUR : (1,35 G + 1,5 P)

Les sollicitations prises en compte

$$N_{max} = 395,62 \text{ KN}$$

$$M_{22} = 21,60 \text{ KN.m}$$

$$M_{33} = 1,74 \text{ KN.m}$$

$$e_{G33} = \frac{M_{33}}{N} = \frac{1,74}{395,62} = 0,004 \text{ cm}$$

$$e_{G22} = \frac{M_{22}}{N} = \frac{21,60}{395,62} = 0,054 \text{ cm}$$

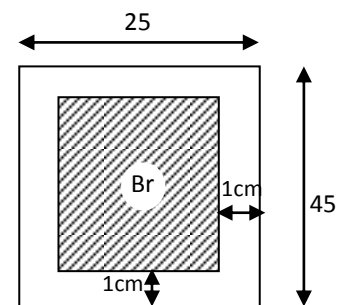


Figure 12 Section réduite du béton

CHAPITRE3: Les tâches effectuées et résultats obtenus

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$A_1' = \frac{N' - 100 \sigma_b \cdot B'}{\sigma_s \cdot 100} = \frac{395,62 \cdot 10^3 - 100 \cdot 14,16 \cdot 30^2}{348 \cdot 100} \quad A_1' = -25,25 < 0 \Rightarrow A_1' = 0 \text{ cm}^2$$

ELS_F :

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{L_f}{b} = 3,46 \cdot \frac{0,7 \cdot 408}{30} = 32,93 \quad \lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,25 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,25 \left(\frac{32,93}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0,69 Br = (h - 2) (b - 2) = (30 - 2) (25 - 2) = 784 \text{ cm}^2$$

$$A_2' = \frac{\gamma_s}{f_e} \left[\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right] \quad A_2' = \frac{1,15}{400} \left[\frac{395,62 \cdot 10^3}{0,76} - \frac{784 \cdot 25 \cdot 100}{0,9 \cdot 1,5} \right] \frac{1}{100}$$

$$A_2' = -25,25 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_2' = 0 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales :

1. Suivant les règles BAEL 91 :

$$A_{1 \min} = \max (0,2 \cdot b \cdot h / 100 ; 4 \text{ cm}^2) = \max (1,8 ; 4) \text{ cm}^2 \quad A_{1 \min} = 4 \text{ cm}^2$$

2. Suivant RPA 99 version 2003 :

$$A_{2 \min} = 0,80 \% \cdot b \cdot h \Rightarrow A_{2 \min} = 0,80 \% \cdot 25 \cdot 30 = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\max} = \max (A_1; A_2; A_{1 \min}; A_{2 \min}) \text{ cm}^2 \quad A_{\max} = \max (0 ; 0 ; 4 ; 7,2), \quad A_{\max} = 7,2 \text{ cm}^2$$

Donc la section des armatures adoptée pour les poteaux $(25 \times 30) \text{ cm}^2$: $A = 7,2 \text{ cm}^2$

Choix : 4T16 $\rightarrow A = 8,04 \text{ cm}^2$

Vérification de l'effet tranchant :

Tu max = 1,19 KN

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} = \frac{1,19 \cdot 10^3}{25 \cdot 27 \cdot 100}, \quad \tau_u = 0,01 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\overline{\tau_u} < \min (0,13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

Donc $\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow$ d'après le calcul de l'effort tranchant la condition de

Cisaillement est vérifié

Détermination des armatures transversales :

$$\varnothing_t \geq \varnothing_{\max} \Rightarrow \varnothing_t \geq \frac{1}{3} \cdot 16 = 5,33 \text{ mm} \quad \text{on prend } \varnothing_t = 6 \text{ mm}$$

Espacement des armatures transversales :

1. Suivant les règles BAEL 91 :

$$St = \min (15 \varnothing_{\min} ; 40 \text{ cm} ; b + 10 \text{ cm})$$

$$= \min (15 \cdot 1,6 ; 40 \text{ cm} ; 35 \text{ cm})$$

$$St = 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante : $St \leq 15 \varnothing_{L \min} = 15 \cdot 1,6 = 24 \text{ cm}$

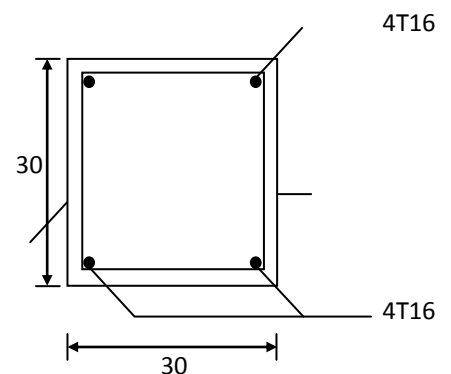


Figure13:ferrailage des armatures

CHAPITRE3: Les tâches effectuées et résultats obtenus

$St = 15 \text{ cm}$

Détermination de la zone nodale :

Selon RPA99 article 7.5.22. RPA 99 version 2003

$$L' = 2 \cdot h = 2 \cdot 30 = 60 \text{ cm}$$

$$h' = \max \left(\frac{he}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \max \left(\frac{306}{6} ; 25 ; 30 ; 60 \right) \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

Donc : $h' = 60 \text{ cm}$

$$L' = 60 \text{ cm}$$

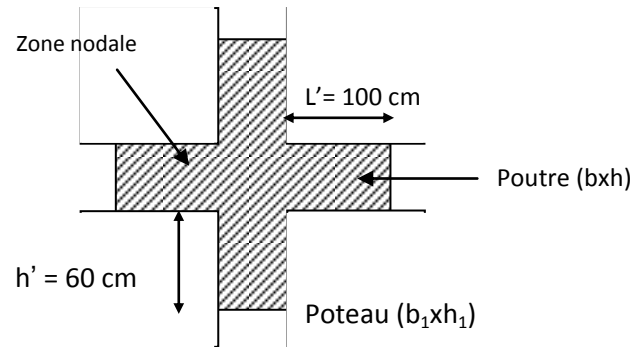


Figure14: Disposition de la zone nodale

Recouvrement les barres longitudinales :

$L_R = 40 \varnothing_{\max} = 40 \cdot 1,6 = 64 \text{ cm}$ On prend $L_R = 70 \text{ cm}$

POTEAUX	Nmax	M22	M33	A1min	A2min	Amax	Achoix	Tumax
POTEAUX	295,62	21,60	1,74	4	7,2	7,2	8,04	1,19
POTEAUX PORTIQUE	1235,33	20,71	10,69	4	10,8	10,8	12,32	4,09

Tableau11 : Ferrailage des poteaux

*Ferrailage des poutres :

On a 3 types de poutres à étudier :

- Poutre principale (25×50)
- Poutre secondaire (25×35)
- Poutre portique (25× 75)

Pour le ferrailage des poutres, on doit respecter les pourcentages extrêmes d'acier donné par le RPA99.

1. Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en section.
2. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.

Vue que les efforts normaux sont nuls, les poutres seront calculées en flexion simple.

Calcul du ferrailage :

Détermination des efforts : Les combinaisons prises en compte :

Situation durable et transaction :

ELUR : 1,35 G + 1,5 P ; ELS : G + P

A l'aide du fichier des résultants donnée par le SAP 2000 portant le nom EFL SBD on aura les résultats suivants :

CHAPITRE3: Les tâches effectuées et résultats obtenus

Type	Niveau	ELU		ELS		Effort tranchant
		Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	
poutre Principale	1 ^{er} Etage	55,99	91,40	41,21	55,64	126,44
poutre Secondaire		5,83	14,06	4,32	10,41	10,93
Poutre Portique		39,31	41,17	29,14	30,72	30,88

Tableau12:Sollicitations des poutres

Exemple de calcul : poutre (25× 50) cm²

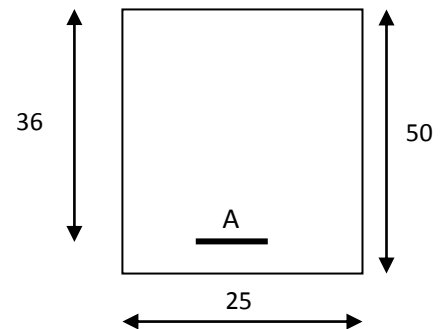
➤ **En travée :**

ELU_R : M_{tu} = 55,99KN.m

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$\mu = \frac{55990}{14,16 \cdot 25 \cdot 36^2} = 0,12 < \mu_L = 0,186 \Rightarrow A' \exists \text{ existe pas}$$

$$\alpha = 0,16 \quad ; \quad \beta = 0,936 \quad A = \frac{55990}{348 \cdot 0,936 \cdot 36} = 4,77 \text{ cm}^2$$



ELS : M_{t ser} = 41,21KN.m

Fissuration peu nuisible \Rightarrow Il n'est pas nécessaire

De vérifier la contrainte de l'acier (σ_s)

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{t ser}} = \frac{55,99}{41,21} = 1,35$$

Vérification de σ_b

$$\alpha = 0,16 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,425 \Rightarrow \text{CV}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont retenues

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 25 \cdot 36 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,08 \text{ cm}^2 \text{ (BAEL 91)}$$

$$A_{\min} = 0,5 \% \cdot b \cdot d = 0,005 \cdot 25 \cdot 36 = 4,5 \text{ cm}^2 \text{ (RPA 99)}$$

$$A_{\text{adop}} = \max (4,77 ; 1,30 ; 4,5) = 4,77 \text{ cm}^2$$

Choix : 5T12 $\rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2$

CHAPITRE3: Les tâches effectuées et résultats obtenus

	ELU		ELS							
	Travée	appuis	Travée				Appuis			
	A	A	Amin	Amin	Aadop	Achoix	Amin	Amin	Aadop	Achoix
Pp	4,77	8,16	1,08	4,5	4,77	5,65	1,08	4,5	8,16	9,24
Ps	0,46	1,13	1,08	4,5	4,77	5,65	1,08	4,5	8,16	9,24
ppo	1,69	1,77	2,03	8,43	8,43	9,24	2,03	8,43	8,43	9,24

Tableau13:Ferailage des poutres

Vérification de l'effort tranchant :

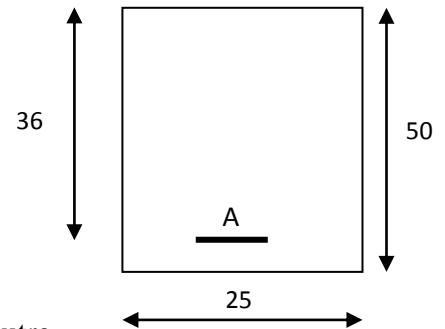
$$T_{\alpha \max} = 126,44 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} = \frac{126440}{25 \cdot 36 \cdot 100} = 1,40 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u \leq \min (0,13 f_{c28} ; 4 \text{MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

Donc les armatures sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.



Détermination des armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min \left(\varnothing_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) = \min \left(12 ; \frac{400}{35} ; \frac{250}{10} \right)$$

$$\varnothing_t \leq \min (12 ; 11,42 ; 25) \text{ mm}$$

$$\varnothing_t \leq 12 \text{ mm} \quad \text{on prend } \varnothing_t = 8 \text{ mm} \quad A_t = 4\varnothing_8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement des armatures transversales :

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0,9 \cdot f_e}{b_o \cdot \gamma_s \cdot (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = \frac{2,01 \cdot 0,9 \cdot 235}{25 \cdot 1,15 \cdot (1,40 - 0,3 \cdot 2,1)} = 19,20 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 32,40 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b} = \frac{2,01 \cdot 235}{0,4 \cdot 25} = 47,23 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3}) \Rightarrow S_t = 19,20 \text{ cm}$$

D'après le RPA 99 version 2003 :

1. En zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\varnothing \right) = \left(\frac{40}{4} ; 12 \cdot 8 \right) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

2. En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

Vérification des armatures selon le RPA99 version 2003 : $A_t = 0,003 S_t \times b$

1. En zone nodale : $A_t = 0,003 \cdot 10 \cdot 25 = 0,75 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

2. En zone courante : $A_t = 0,003 \cdot 15 \cdot 25 = 1,125 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

Longueur de recouvrement : $L_R = 40 \varnothing_{\max} = 40 \cdot 1,4 = 56 \text{ cm}$

On prend $L_R = 60 \text{ cm}$

CHAPITRE3: Les tâches effectuées et résultats obtenus

Poutres	\varnothing_t	At	S _t	L _R
PP	8	2,01	19,20	60
PS	8	2,01	19,20	60
PPO	8	2,01	32,85	50

Tableau14:Les efforts tranchentes

Ferraillage : La section est sollicitée en flexion composée, le ferraillage est calculé à l'ELU en considérant les efforts rapportés au centre de gravité.

$$h = 10\text{cm}, \quad b = 100\text{cm}, \quad d = 8\text{cm}$$

ELU : centre de pression

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{79,88}{248,06} = 0,32 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,32\text{m} > \frac{h}{2} = 0,05\text{m}$$

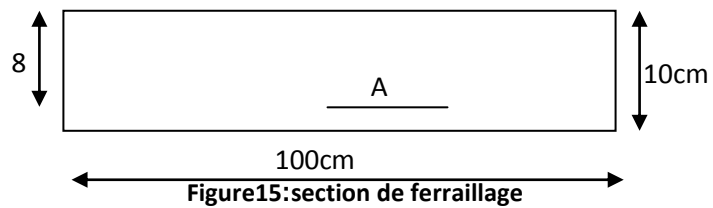
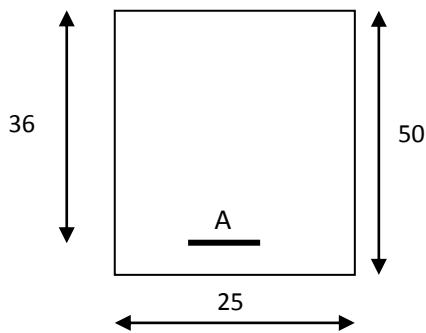


Figure15:section de ferraillage

Section partiellement comprimée, le calcul se fait à la flexion simple avec ce moment fictif M_f égal au moment par rapport aux armatures tendues.

$$M_f = N_u (e_0 + (h/2) - C) M_f = 248,06 (0,32 + 0,05 - 0,02) M_f = 86,82 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{86,82 \cdot 10}{14,17 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,0096 < \mu_l = 0,392 \text{ pas d'armatures comprimés}$$

$$\text{et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \longrightarrow \sigma_s = f_c / \gamma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 0,012 \quad \beta = 0,295$$

$$A = A_t - \frac{N}{100 \sigma_s}$$

$$A_t = - \frac{M_f}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 0,32 \text{ cm}^2 \longrightarrow A = 0,32 - \frac{2480,6}{100 \cdot 348} \quad \mathbf{A = 0.25 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (2,1/400) A_{\min} = 0,97 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad A = \max (A_{\text{cal}}, A_{\min}) = 0,97 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Armatures de répartition : $A_r = A/4 = 0,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Choix : 8T/e = 25cm

CHAPITRE3: Les tâches effectuées et résultats obtenus

Vérification à l'effort tranchant :

$$T_{\max} = 1,5 F_p = 1,5 \cdot 88,2 \quad T_{\max} = 132,3 \text{ kg}$$

$$\tau_u^{\max} = T_{\max} / bd = 1323 / 100 \cdot 8 = 0,02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{B_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \text{BAEL91. Donc : } \tau_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \tau_u. \dots\dots\dots \text{CV}$$

=> les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

ELS : L'acrotère est exposée aux intempéries => la fissuration est préjudiciable.

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{nf_{ij}} \right) = \min \left(\frac{2}{3} \cdot 400; 110 \sqrt{1,6 \cdot 2,1} \right) \sigma_s = 202 \text{ MPa}$$

$e_0 = M_{ser} / N_{ser} = 52,92 / 183,75 = 0,29 e_0 > h/6 = 0,016 \text{ m} \Rightarrow$ section partiellement comprimée

$$M_{s1} = N_s \cdot ((h/2) - e) + M_s = 183,75 \cdot ((0,1/2) - 0,110) + 52,92 M_{s1} = 60,27 \text{ kg.m}$$

$$\mu_l = \frac{M_{s1}}{\sigma_s \cdot b \cdot d} = \frac{6027}{202 \cdot 100 \cdot 8^2}$$

$$\mu_l = 0,00047 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 116,6 \\ B_1 = 0,962 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K_1 = 202 / 116,6 = 1,73 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 14,17 \text{ Pa} \Rightarrow \text{n' pas d'armatures comprimés.}$$

$$1 A_{s1} = \frac{M_{s1}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{602,7}{202 \cdot 0,962 \cdot 8} \Rightarrow A_{s1} = 0,40 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s1} = A_{s1} - \frac{N}{\sigma_s \cdot 100} = 0,40 - \frac{1837,5}{202 \cdot 100} \Rightarrow A_{s1} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc le ferrailage calculé à L'ELU est maintenu.

6) Etude de l'escalier :

* Définition des escaliers :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire de l'escalier. L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant des marches, des paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaires. Celui-ci comporte un seul type d'escalier droit, et qui se compose de deux volées et un palier chacun .

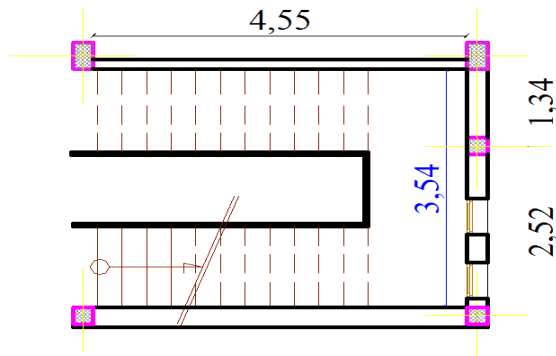


Fig16: Schéma d'escalier

➤ **Dimensionnement :**

Pour le dimensionnement des marches (g) et des contremarches (h) on utilise la formule de **BLONDEL**.

$$59 \leq g + 2 h \leq 66 \quad \dots (1)$$

Dans un escalier bien fait et commode la formule devient :

$$g + 2 h = 64 \quad \dots (2)$$

On obtient le nombre des marches et leurs dimensions par les relations suivantes :

$$n \times h = H_v \quad \dots (3)$$

$$(n - 1) g = L \quad \dots (4)$$

La hauteur de la volée est égale donc à $H_v = H/2$

Avec :

n : nombre de contremarches.

n-1 : nombre de marches.

h : hauteur de la marche.

g : giron (largeur de la marche)

L : longueur de la ligne de foulée : $L = g (n-1)$

H_v : hauteur de la volée.

H : hauteur d'étage.

En remplaçant (3) et (4) dans (2), nous obtenons : $64 n^2 - n (64 + 2 H_v + L) + 2 H_v = 0$

➤ **Pour étage courant**

Hauteur d'étage : $H = 4,08 \text{ m}$

$H_v = H/2 = 2,04 \text{ m}$.

Ceci implique : $64 n^2 - 802 n + 408 = 0$

Le nombre des contremarches : **n = 12** Le nombre des marches : **n-1 = 11**

Alors : $h = \frac{H_v}{n} \quad H_v = 204/12 = 17 \text{ cm}$.

$g = \frac{L}{n-1} \quad g = 330/11 = 30 \text{ cm}$. $59 \leq 30 + (2 \cdot 17) \leq 66 \quad 59 \leq 64 \leq 66 \dots \text{CV}$

L'angle d'inclinaison :

$$\text{Donc : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow \alpha = \operatorname{artg} \frac{h}{g} \quad \alpha = \operatorname{artg} \frac{17}{30} \rightarrow \alpha = 29,54$$

On prend $\alpha = 30^\circ$

CHAPITRE3: Les tâches effectuées et résultats obtenus

Détermination l'épaisseur du volée :

$$L_v/30 \leq e_v \leq L_v/20 \quad 330/30 \cos \alpha \leq e_v \leq 330/20 \cos \alpha \text{ on prend } e_v = 15 \text{ cm}$$

Epaisseur du palier :

$$L_p/30 \leq e_p \leq L_p/20 \quad 11,8 \leq e_p \leq 17,7 \quad \text{On prend } e_p = 15 \text{ cm}$$

➤ Descente de charges :

Charge permanent sur la volée :

Carrelage horizontal (2cm)	2000.0,02=40 Kg /m ²
Mortier de ciment horizontal (2cm).....	2000.0,02=40 Kg /m ²
Carrelage vertical(2cm).....	2000.0,02.17/30=22,67 Kg /m ²
Mortier de ciment vertical(2cm).....	2000.0,02.17/30=22,67 Kg /m ²
Poids propre de la paillasse.....	0,15.2500/ cos α=433,01 Kg /m ²
Poids propre de la marche.....	0,17.2200/2=187 Kg /m ²
Enduit de plâtre.....	<u>1000.0,01/ cos α=11,55 Kg /m²</u>

$$G_v = 756,9 \text{ Kg /m}^2$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : } P_v = 250 \text{ Kg /m}^2$$

➤ Charge permanent sur le palier :

Carrelage (cm).....	2000.0,02=40 Kg /m ²
Mortier de ciment (2cm).....	2000.0,02=40 Kg /m ²
Dalle du palier (BA).....	2500.0,15=375 Kg /m ²
Enduit de plâtre.....	<u>1000.0,01=10 Kg /m²</u>

$$G_p = 465 \text{ Kg /m}^2$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : } P_p = 250 \text{ Kg /m}^2$$

Calcul des sollicitations :

$$\text{ELU : } q_v^u = 1,35 \cdot G_v \cdot 1 + 1,5 \cdot p_v \cdot 1 = 1396,81 \text{ Kg /m}^2 \quad q_p^u = 1,35 \cdot G_p \cdot 1 + 1,5 \cdot p_p \cdot 1 = 1002,75 \text{ Kg /m}^2$$

$$\text{ELS : } q_v^{\text{ser}} = G_v \cdot 1 + p_v \cdot 1 = 1006,9 \text{ Kg /m}^2 \quad q_p^{\text{ser}} = G_p \cdot 1 + p_p \cdot 1 = 715 \text{ Kg /m}^2$$

$$M_U = q_v^u \cdot l^2 / 8 = 1396,81 \cdot 4,8^2 / 8 = 4022,81 \text{ Kg} \quad M_S = q_v^{\text{ser}} \cdot l^2 / 8 = 1006,9 \cdot 4,8^2 / 8 = 2899,87 \text{ Kg}$$

Un encastrement partiel des appuis

$$M_t = 0,85M, \quad M_a = -0,40M$$

$$M_t^u = 0,85 \cdot 4022,81 = 3419,38 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad M_a^u = -0,40 \cdot 4022,81 = -1609,11 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_t^s = 0,85 \cdot 2899,87 = 2464,88 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad M_a^s = -0,4 \cdot 2899,87 = -1160,18 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Ferraillage :

An travée : volée

ELU :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{3419,38 \cdot 10}{14,17 \cdot 100 \cdot (13,5)^2} = 0,132$$

$$\mu = 0,132 < \mu_{AB} = 0,186 \mu < 0,186 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimée}$$

$$\Rightarrow \text{Domaine 1, } \sigma_s = 348 \text{ Mpa, } \epsilon_s = 10^{-3}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0,177 \quad \beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0,929$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{3419,38 \cdot 10}{348 \cdot 13,5 \cdot 0,915} = 7,83 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE3: Les tâches effectuées et résultats obtenus

Condition de non fragilité :

$$\text{Armature minimale : } A_{\min} = \frac{0.23b_o d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}$$

$$A_{\text{app}} = \max(A_t, A_{\min}) = 7,83 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 8HA 12 = 9,05 cm²

$$\text{Armatures de répartition : } A_r = \frac{A_t}{4} = 1,95 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 3HA 10 = 2,36 cm²

ELS : MS = 2899,87 dan/m²

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification de contrainte

Flexion simple

Acier en FeE 400

Section rectangulaire

$$\Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} \quad (\sigma_b \leq \bar{\sigma}_s)$$

$$\delta = \frac{M_{\mu}}{M_s} = 1,387 ; \quad \frac{1,387 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,443 ; \quad \alpha = 0,177$$

Donc : $0,177 < 0,443$; $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots cv$

Les armatures calculées à l'ELU conviennent

ELS : MS = 1159,94 Kg.m

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification de contrainte

Flexion simple

Acier en FeE 400

Section rectangulaire

$$\Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} \quad (\sigma_b \leq \bar{\sigma}_s)$$

$$\delta = \frac{M_{\mu}}{M_s} = 1,387 ; \quad \frac{1,387 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,443 ; \quad \alpha = 0,08$$

Donc : $0,08 < 0,443$; $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots cv$

Les armatures calculées à l'ELU conviennent

*Poutre palier :

Ferraillage de la poutre palière :

La poutre palier sert d'encastrement au palier, elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier, la poutre palier à la dimension suivante (30 × 30 × 387)

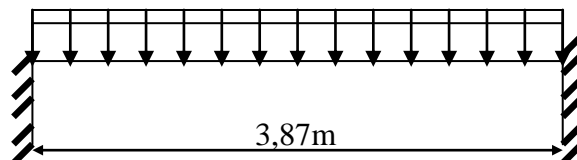


Figure17: schéma de poutre palier

Pré dimensionnement :

La hauteur de la poutre est déterminée par $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

CHAPITRE3: Les tâches effectuées et résultats obtenus

L : portée de la poutre au droit de la cage d'escalier

- condition à respecter (suivant les règles parasismiques algérienne) RPA99.

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \end{cases} \Rightarrow h/b \leq 3$$

Donc : L = 387cm

$$\frac{387}{15} \leq h_t \leq \frac{387}{10} \Rightarrow 25,8 \leq h_t \leq 38,7\text{cm} \quad \text{On prend : } h_t = 40\text{cm} ; \quad b = 30\text{cm}$$

Vérification des conditions :

b = 30cm > 20cm \longrightarrow condition vérifiée

h = 30cm \geq 30cm \longrightarrow condition vérifiée

h/b = 1 < 3 \longrightarrow condition vérifiée

Descentes des charges :

Poids propre de la poutre paliers : $P_p = 0,30 \cdot 0,30 \cdot 2500 = 225\text{kg/ml}$

Réaction de l'escalier

$R_a^u = 3352,34\text{ kg/ml}$ $R_a^s = 2416,56\text{ kg/ml}$

ELUR : $q_u = 1,35 \cdot 225 + 3352,34 = 3656,09\text{kg/ml}$

ELS : $q_s = 300 + 2416,56 = 2716,56\text{ kg/ml}$

*Calcul du ferrailage :

➤ en travée :

ELUR :

$M_t^u = 5817,91\text{kg.m}$

$$\mu = \frac{5817,91 \cdot 10}{14,17 \cdot 30 \cdot (27)^2} = 0,187 \quad \mu_L = 0,186 < \mu = 0,187 < 0,269 \Rightarrow A' \text{ et } \sigma_s = 348\text{ MPa}$$

$$\alpha = 0,26 \quad \beta = 0,896$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{5817,91 \cdot 10}{348 \cdot 0,896 \cdot 27} = 6,91\text{cm}^2$$

Choix des barre : 6T12 = 6,76cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_{c28}} = 0,23 \cdot 30 \cdot 27 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,97\text{cm}^2$$

$A_{\text{cal}} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}}) = 6,76\text{ cm}^2$

ELS : $M_{\text{ser}} = 4203,49\text{kg.m}$

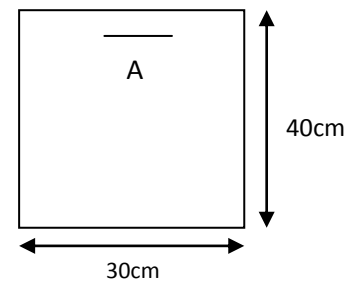
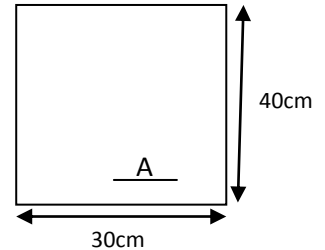
Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \sigma_s$)

$$\left. \begin{array}{l} \text{flexion simple} \\ \text{acier feE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,28 f_{c28}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{section rectangulaire} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{avec } \gamma = \frac{M^u}{M_s} = 1,384$$

$$\alpha = 0,19 < \frac{1,384 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,442 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à L'ELUR conviennent.



CHAPITRE3: Les tâches effectuées et résultats obtenus

➤ **En appui :**

$$\text{ELUR : } M_a^u = 2737,84 \text{ kg.m}$$

$$\mu = 0,088 \leq \mu_L = 0,186 \Rightarrow A' \text{ et } \sigma_s = \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0,11 \quad \beta = 0,956$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{2737,84 \cdot 10}{348 \cdot 0,956 \cdot 27} = 3,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0,97 \text{ cm}^2, \quad A_{\text{Add}} = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}) = 3,04 \text{ cm}^2$$

$$\text{ELS: } M_{\text{ser}}^A = 1978,11 \text{ kg.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification pour $\bar{\sigma}_s$ ($\sigma_s \leq \sigma_s$)

$$\left. \begin{array}{l} \text{flexion simple} \\ \text{Acier feE400} \\ \text{section rectangulaire} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 f_{c28}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{2737,84}{1978,11} = 1,384$$

$$\alpha = 0,11 \leq 0,442 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc

les armatures calculées à L'ELUR conviennent

Armatures transversales :

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

$$\tau_u = \frac{41900}{30 \cdot 27 \cdot 100} = 0,51 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ Fissuration peu nuisible } \Rightarrow \tau_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,51 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaire à la ligne moyenne.

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_L, \frac{b_0}{10}\right) = \min(8,57; 12; 30) \text{ mm} \Rightarrow \phi \leq 8,57 \text{ mm} \quad \text{on prend : } \phi = 8 \text{ mm}$$

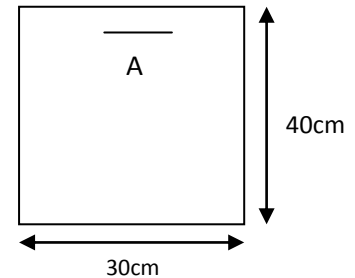
avec une nuance d'acier FeE235 $2\phi 8 \Rightarrow A_t = 1,01 \text{ cm}^2$

$$\text{L'espace des armatures : } \frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u \cdot 0,3 F_{kj} \cdot K}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Flexion simple $K = 1, f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0,9 \cdot f_e}{b_0 \cdot \gamma_s \cdot (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = \frac{1,01 \cdot 0,9 \cdot 235}{30 \cdot 1,15 \cdot (0,51 - 0,3 \cdot 2,1)} \Rightarrow \delta_{t1} = -51,59 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}) = 24,3 \text{ cm} \Rightarrow \delta_{t2} = 24,3 \text{ cm}$$



CHAPITRE3: Les tâches effectuées et résultats obtenus

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} = \frac{1,01 \cdot 235}{0,4 \cdot 30} = 19,78 \text{ cm} \Rightarrow \delta_{t3} = 19,78 \text{ cm}$$

$$\delta_t = \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 15 \text{ cm}$$

Calcul des sollicitations :

ELU : $M_u = 1,5 \cdot F_p \cdot L = 1,5 \cdot 88,2 \cdot 0,6 M_u = 79,38 \text{ kg.m}$ $N_u = 1,35 \cdot N_u = 248,06 \text{ kg}$

ELS : $M_{ser} = F_p \cdot L = 88,2 \cdot 0,6 M_{ser} = 52,95 \text{ kg.m}$ $N_{ser} = W_p = 183,75 \text{ kg}$

6) Etude de fobdation:

***Définition des fondations :** les fondations sont des éléments situés en dessous du niveau de base.

Elles devront être suffisamment rigides pour réaliser l'encastrement de la structure dans

le terrain et transmettre les charges de la superstructure L'étude des fondations se fait sous la combinaison suivante :

Le dimensionnement et le ferrailage se fera sous la combinaison $1,35G \pm 1,5P$

*Calcul des semelles isolées :

➤ **Prédimensionnement :**

$$\text{Semelle } S_1 : N = 395,62 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{22} = 17,95 \text{ KN.m} \\ M_{33} = 0,84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Avec $\overline{\sigma_{sol}} = 1,5 \text{ bars}$

$$\sigma = \frac{N}{A \cdot B} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow \begin{cases} A \cdot B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \end{cases}$$

On a : $a = b = 30 \text{ cm}$ donc $A = \frac{B \cdot A}{B} = \frac{a}{b}$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}} = \sqrt{\frac{395,62 \cdot 10^{-2}}{1,5}} = 2,63 \text{ m} \Rightarrow B \geq 263 \text{ cm} \quad \text{On prend } B = 280 \text{ cm}$$

$$ht \geq \left(\frac{A - a}{4} + c \right) \Rightarrow ht \geq 67,5 \text{ cm}, \text{ On prend } ht = 70 \text{ cm}$$

$$H_2 = ht - h_1$$

$$\frac{ht}{3} \leq h_1 \leq \frac{ht}{2} \Rightarrow \frac{70}{3} \leq h_1 \leq \frac{70}{2} \Rightarrow 23,33 \leq h_1 \leq 35$$

On prend $h_1 = 30 \text{ cm}$, $h_2 = 70 - 30 = 40 \text{ cm}$.

3-Calcul des semelles jumelles :

$$\begin{cases} M_{22} = 0,84 \text{ KN.m} \\ M_{33} = 1,70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

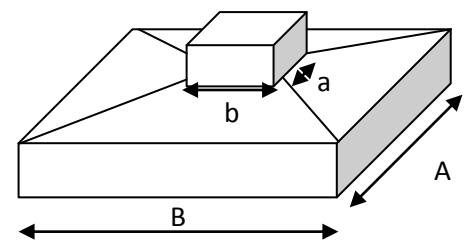


Figure 18 Semelle isolées

CHAPITRE3: Les tâches effectuées et résultats obtenus

Semelle S_{ji} :

$$N_1 = 395,78 \text{ KN} \Rightarrow$$

$$N_2 = 350,24 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{22} = 9,22 \text{ KN.m} \\ M_{33} = 2,63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$N = N_1 + N_2 = 395,78 + 350,24 = 746,02 \text{ KN}$$

Avec $\overline{\sigma}_{sol} = 1,5 \text{ bars}$

$$\sigma = \frac{N}{A \cdot B} \leq \overline{\sigma}_{sol} \quad \begin{cases} A \cdot B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{cases}$$

$$\text{Donc: } A = \frac{a}{b} B$$

$$S = A \cdot B$$

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

$$S = \frac{a \cdot B^2}{b} \quad B = \sqrt{\frac{S \cdot b}{a}}$$

$$A \cdot B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} = \frac{746,02 \times 10^{-2}}{1,5} = 4,97 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{\frac{4,97 \cdot 0,62}{0,30}} = 320,48 \text{ cm}, \text{ on prend } B = 360 \text{ cm}$$

$$A = \frac{30}{62} \cdot 360 = 174,19 \text{ cm}, \text{ on prend } A = 175 \text{ cm}$$

$$ht \geq \left(\frac{B-b}{4} + c; \frac{A-a}{4} + c \right) \Rightarrow ht \geq \left(\frac{360-62}{4} + 5; \frac{175-30}{4} + 5 \right)$$

$\Rightarrow ht \geq 79,5 \text{ cm}$, On prend $ht = 80 \text{ cm}$

4-Etude de la semelle isolé :

➤ Vérification des contraintes

Points propre de la semelle S1

$$P_s = V_s \cdot \gamma_b \Rightarrow \gamma_b = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

CHAPITRE3: Les tâches effectuées et résultats obtenus

$$V_s = h_1 \cdot A \cdot B + \frac{h_2}{2} (A \cdot B + a \cdot b + \sqrt{a \cdot b \cdot A \cdot B})$$

$$V_s = 0,25 \cdot 2,8 \cdot 2,8 + \frac{0,40}{2} (2,8 \cdot 2,8 + 0,30 \cdot 0,30 + \sqrt{0,30 \cdot 0,30 \cdot 2,80 \cdot 2,80}) = 4,10 \text{ m}^3$$

$$P_s = 4,10 \cdot 2500 = 10250 \text{ kg.}$$

$$N_t = N + 1,35 P = 39562 + 1,35 \cdot 10250 = 53399,5 \text{ kg.}$$

$$\sigma = \frac{53399,5}{280 \cdot 280} = 0,68 \text{ kg/m}^2 < 1,5 \text{ Bars} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_{1,2} = \left(\frac{N_t}{A \cdot B} \pm \frac{6M}{A \cdot B^2} \right)$$

$$\sigma_1 = \frac{53399,5}{280 \cdot 280} \pm \frac{6 \cdot 0,84}{280 \cdot 280^2} = 0,68 \text{ kg/m}^2 < 1,5 \text{ Bars} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_2 = \frac{53399,5}{280 \cdot 280} \pm \frac{6 \cdot 1,70}{280 \cdot 280^2} = 0,68 \text{ kg/m}^2 < 1,5 \text{ Bars} \dots\dots\dots \text{CV}$$

On doit vérifier si : $\sigma_m < \sigma_m^-$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0,68 \text{ kg/m}^2 < 1,5 \text{ Bars} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Ferraillage :**

Vérification de l'application de la méthode des bielles modifiées :

$$\sigma_1 = \sigma_2 = 0$$

$$\frac{\sigma_m}{B} = \frac{0,68}{2,80} = 0,242 > 0 \Rightarrow \text{on utilise la méthode de bielles.}$$

***Calcul des armatures :**

Suivant B :

$$Q = \sigma_m \cdot A \cdot B \quad Q = 0,68 \cdot 280 \cdot 280 = 53312 \text{ kg.}$$

$$A_B = \frac{Q(B-b)}{8\sigma_s \cdot d} = \frac{53312 \cdot (280 - 30)}{8 \cdot 348 \cdot 75 \cdot 10} = 6,38 \text{ cm}^2.$$

Le choix : 16T12 $\Rightarrow A = 18,10 \text{ cm}^2$

CHAPITRE3: Les tâches effectuées et résultats obtenus

Suivant A :

$$Q = 0,68 \times 280 \times 280 = 53312 \text{ kg.}$$

$$A_A = \frac{Q(B-b)}{8\sigma_s x d} = \frac{53312.(280-30)}{8.348.75.10} = 6,38 \text{ cm}^2.$$

ELS:

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_{s1} = \min\left(\frac{2}{3} fe; 150\tau\right) \Rightarrow \text{acier } \sigma = 1,6 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_{s1} = \min(266,67; 471,23) \Rightarrow \bar{\sigma}_{s1} = 266,67 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6fc28 = 15 \text{ MPa}$$

$$D = \frac{\bar{\sigma}_b \cdot A_B}{B} = \frac{15 \cdot 6,38}{280} = 0,34 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \cdot 0,34 \cdot 75 = 51 \text{ cm}^2$$

$$Y = -D + \sqrt{0,34^2 + 51} = 6,80 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{B \cdot Y^3}{3} + 15 \cdot A_B (d - y)^2 = \frac{280 \cdot 6,80^3}{3} + 15 \cdot 6,38 (75 - 6,80)^2 = 474470,654 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I} = \frac{0,67 \cdot 10^3}{474470,654} = 0,14$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0,14 \cdot 6,80 = 0,95 \text{ MPa} \quad \sigma_b = 0,95 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K (d - y_1) = 15 \cdot 0,14 (75 - 6,80) = 143,22 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 143,22 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 471,23 \dots\dots \text{CV.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont retenues

Semelles	A	B	AB	Achoix	AA	Achoix	Mser	σ_b	σ_s
Isolée	280	280	6,38	18,10	6,38	6,79	0,67	0,95	143,22
Jumelle	175	360	13,03	13,57	6,34	6,79	6880	0,05	6,98
Portique	240	480	32,28	32,80	16,22	16,96	12960	0,05	4,77

Tableau 15: ferrailage des semelles

Calcul de l'espacement : $S_t \leq \min(20\text{cm}, 15\tau)$

***Les longrines :** $S_t \leq \min(20\text{cm}, 15.1, 2=18\text{cm})$ En prend $S_t = 15,00\text{cm}$

En cas le joint on propose des semelles jumelées de dimension (3,60x1, 7) doivent être des ferrillages en double nappe, une nappe supérieure et une nappe inférieure.

CHAPITRE3: Les tâches effectuées et résultats obtenus

*Définition des longrines :

Les longrines sont des poutres reliant les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un effort de traction.

*Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA99, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

$$(30 \times 30) \text{ cm}^2$$

***Ferrailage des longrines :** La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A = 0,6\% \cdot b \cdot h = 0,006 \cdot 30 \cdot 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

Le choix : 6 T12 ; On prend $A = 6,79 \text{ cm}^2$

Armatures transversales : On prend : 4 $\Phi 6$ ($A = 1,13 \text{ cm}^2$)

avec espacement de : $e = \min(20 \text{ cm}, 15 \tau) = 9 \text{ cm} = 9 \text{ cm}$

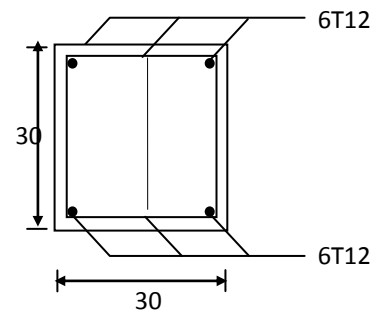


Figure19: Ferrailage de la longrine

CONCLUSION

Cette projet que nous avons étudié est une bon occasion à appliquer les connaissances acquises durant sa formation, elle permet aussi par connait les méthodes de calcul et d'études des structures par l'application des règlements tels que :

- L'utilisation du logiciel « SAP2000 » et l'interprétation des résultats.
- L'utilisation du logiciel « Autocad »
- RPA (99/version 2003).
- BAEL 91.
- D T R.

Pour ce projet, nous avons agis principalement sur :

- la stabilité de structure.
- l'économique l'estimation des quantités du béton et d'aciers nécessaire.

BIBLIOGRAPHIE

- M.LAKHDIMI Ahmed, "*Cours de béton armé BEAL 91*".
- Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
- Document technique règlementaire (DTR).
- Cours 3^{ème} année génie civil Béton armé Université Africaine d'ADRAR.
- Cours 3^{ème} année génie civil SAP 2000 université Africaine d'ADRAR.
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.



Annexes

ORGANIGRAMME -I-

I.1. SECTION RECTANGULAIRE

I.2. A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

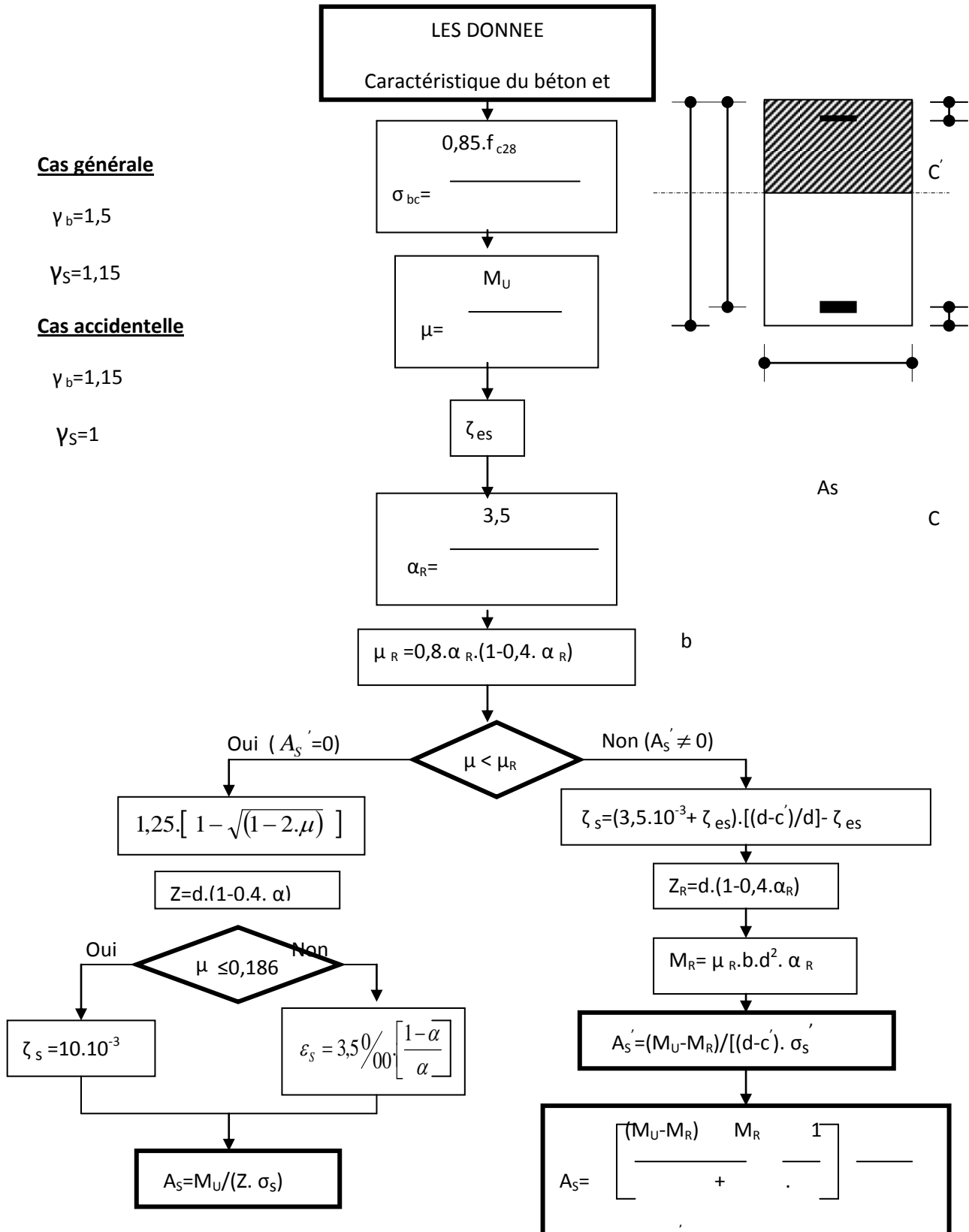


Tableau des sections des barres indépendantes

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
HA 6	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54
HA 8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52
HA 10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07
HA 12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18
HA 14	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85
HA 16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10
HA 20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27
HA 25	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18
HA 32	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38
HA 40	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10

