

Sommaire

Chapitre I : Introduction

I-1. Présentation générale:.....	1
I-2. Description de l'ouvrage :.....	1
I-2-1 . Caractéristiques géométriques :.....	1
I-3 .Eléments de l'ouvrage:	1
I-3-1 .Ossature :	1
I-3-2 . Planchers :.....	1
I-3-3 . Escalier :.....	1
I-3-4 . Balcons :	1
I-3-5 . Acrotère :	2
I-3-6 . Maçonnerie :.....	2
I-3-6-1 . Les murs extérieurs :.....	2
I-3-6-2. les murs intérieurs:.....	2
I-3-7 . Revêtement :.....	2
I-3.8 . Système de coffrage :	2
I-3.9 . Isolation :	2
I-4 . Elément composant l'infrastructure :	2
I-5 .Caractéristiques mécaniques des matériaux :.....	3
I-5-1 . Béton :	3
I-5-1-1. Résistance caractéristique du béton à la compression :.....	3
I-5-1-2. La résistance caractéristique du béton à la traction :	3
I-5-1-3. Module de déformation longitudinale :.....	4
I-5-1-4. Module de déformation transversale :	4
I-5-1-5. Etats limites :	5
I-5-1-6. Contrainte limite de cisaillement à l'E.L.S :	6
I-5-2 . Acier :	6
I-5-2-1 . Généralités :	6
I-5-2-2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :	7
I-5-2-3. Coefficient de poisson des aciers :	7
I-5-2-4. Contraintes limites :	7
I-5-3 . Protection des armatures :	8

Chapitre II : Pré-dimensionnement et Descente des charges

II-1. Epaisseur du plancher :	9
II-2. Détermination des charge et surcharges (DTR B.C2-2) :.....	9
II-2-1. Charges permanentes :	9

II-2-1-1. Plancher « terrasse » :	9
II-2-1-2. Plancher « étage – courant » :	10
II-2-1-3. Dalle pleine :	11
II-2-1-4. Maçonnerie :	12
II-2-1-5. L’acrotère :	13
II-2-1-6. Balcon en dalle pleine :	13
II-2-2 : Surcharges d’exploitations:	14
II-3. Pré-dimensionnement :	14
II-3-1.Poutres :	14
II-3-1-1.poutre secondaire :	15
II-3-1-2.poutre principale :	15
II-3-2. poteau :	15
II-3-2-1. poteau RDC (n=10) :	16
II-3-2-2. Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):	17
II-3-2-3. Vérification du poteau au flambement :	17
II-3-3. Récapitulation de pré dimensionnement :	18
II-3-4. Pré dimensionnement des voiles :	18
Chapitre III : Etude des éléments secondaire	
III-1.Introduction :	20
III-2. Calcul des éléments non structuraux :	20
III-2-1. Calcul de l’acrotère :	20
III-2-1-1. Introduction :	20
III-2-1-2. Poids propre de l’acrotère :	20
III-2-1-3.Détermination du ferrailage :	21
III-2 -2.Calcul d’escaliers :	24
III-2-2-1. Définition :	24
III-2-2-2. Terminologie :	24
III-2-2-3. Pré-dimensionnement :	24
III-2-2-4.Déterminations du ferrailage :	30
III-2-2-4.Etude de la poutre paliere :	33
III-3. Etude du plancher :	38
III-3-1. Introduction :	38
III-3-2. Dimensionnement des poutrelles:	39
III-3-3.Les différents types des poutrelles :	40

III-3-4. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :	40
III-3-5. Rappel sur la méthode des trois moments:	41
III-3-6. Calcul des efforts :	42
III-3-7. Ferrailage des poutrelles:	45
III-3-7-1. Armature longitudinales :	45
III-4. Calcul des dalles pleines :	50
III-4-1. 1 ^{er} type (balcon) :	50
III-4-1-1. pré dimensionnement de la dalle pleine :	50
III-4-1-2. Schéma statique de calcul:	50
III-4-1-3. Combinaisons de charges:	51
III-4-1-4. ferrailage:	51
III-4-1-4-3. Calcul des armatures à L'ELU :	52
III-4-1-4-4. Calcul à l'ELS :	53
III-4-1-4-5. Vérification au cisaillement :	53
III-4-2. dalle plane type 2 :	54
III-5. Calcul de l'ascenseur :	55
III-5-1. Introduction :	55
III-5-2 : Etude de l'ascenseur:	55
III-5-3. Vérification au poinçonnement :	57
III-5-4 : Calcul du ferrailage de la dalle:	60
III-5-5 : Vérifications à L'E.L.S :	63

Chapitre IV: Etude sismique

IV-1. Introduction :	67
IV-2. Modélisation de la structure étudiée :	67
IV-2-1. Modélisation des éléments structuraux :	67
IV-2-2. Modélisation de la masse :	67
IV-3. Présentation de méthode de calcul :	68
IV-3-1. Méthode statique équivalente :	68
IV-3-2. Méthode d'analyse modale spectrale:	68
IV-4. Choix de la méthode de calcul :	68
IV-5. Méthode dynamique modale spectrale :	69
IV-5-1. Spectre de réponse de calcul :	69

IV-5-2. Classification du site :	69
IV-5-3. Détermination des facteurs :	69
IV-5-3-1. Coefficient d'accélération de zone:	69
IV-5-3-2. Facteur d'amplification dynamique moyen (D):	69
IV-5-3-3. Coefficient de comportement (R):	70
IV-5-3-4. Facteur de qualité (Q) :	71
IV-6. Les dispositions des voiles :	71
IV-7. Poids total de la structure :	73
IV-8. Résultante Des Forces Sismiques De Calcul :	74
IV-9. Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :	74
IV-8. Vérification des déplacements.....	75
IV-8-1. Justification vis-à-vis des déformations :	75

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V-1. Introduction :	77
V-2. Les poteaux :	77
V-2-1. Combinaisons des charges :	77
V-2-2. Vérification spécifique sous sollicitations normales réduites:	77
V-2-3. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes:	78
V-2-4. Calcul du ferrailage longitudinal :	80
V-2-5. Calcul des armatures transversales :	82
V-2-6. Dessin de ferrailage de poteau de RDC :	83
V-3. Les poutres :	84
V-3-2. Exemple d'étude de la poutre principale (30x40) :	84
V-3-2-1. Ferrailage en travée :	85
V-3-2-2. Ferrailage en appuis :	86
V-3-2-3. Vérification de l'effort tranchant :	87
V-3-2-4. Détermination des armatures transversales :	87
V-3-2-5. L'espacement des armatures transversales :	88
V-3-3. Exemple d'étude de la poutre secondaire (30x35) :	89
V-3-3-1. Ferrailage en travée :	89
V-3-3-2. Ferrailage en appui :	90
V-3-3-3. Diamètre des armatures transversales :	91

V-3-3-4. Recouvrement :	91
V-3-3-5. L'espacement des armatures transversales :	92
V-3-3-6. Dessin de ferrailage des poutres secondaire :	92
V-4. Etude des voiles :	93
V-4-1 . Introduction :	93
V- 4-2 . Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales :	93
V-4-3. Rôle du contreventement :	93
V-4-4. Ferrailage des voiles :	93
V-4-4-1. Combinaison :	93
V-4-4-2. Pré Dimensionnement des voiles :	94
V-4-4-3. les sollicitations des voiles :	94
V-4-4-4. Vérification des contraintes tangentielle :	95
V-4-4-5. calcul des armatures des voiles :	95
V-4-5. Etude des linteaux.....	97
V-4-5-1. Introduction :	97
V-4-5-2. Sollicitations dans les linteaux :	97
V-4-5-3. Ferrailage :	97

Chapitre VI : fondations

VI-1. Introduction :	101
VI-2 .ETUDE DE RADIER GENERAL :	101
VI-2-1. pré-dimensionnement :	101
VI-2.1 les différentes sollicitations :	102
VI-2-2. Calcul des armatures :	102
VI-2-3. Vérification au poinçonnement (B.A.E.L99modifié99) :	105
VI-2-4. Vérification de la contrainte du sol :	105
VI-3 . Etude de la longrine :	106
VI-3-1. Introduction :	106
VI-3-2. Calcul du ferrailage :	107

Chapitre VII : étude économique

VII-1-1. Introduction projet :	108
VII-1-2. Définitions d'un projet :	108
VII-1-3. Phases de gestion de projet :	108

1. Conception : Quel objectif, projet avant le projet :	109
2. Phase de Planification : Planifier la réalisation	109
3. Phase de Réalisation : Réaliser la planification... ..	109
4. Phase de Terminaison : Préparer les futures planifications.....	109
VII-1-4. Cycle de vie :	109
VII-1-4-1. Le cycle de vie du projet :	109
VII-1-4-2. Caractéristiques du cycle de vie du projet :	110
VII-1-5 :Les différents intervenants du projet:	111
VII-1-6.Gestion economique d'un projet :	111
VII-1-6-1. les differents intervenants charges des couts dans une operation:.....	111
VII-1-6-1-1. les principaux intervenants concernes directement par l'aspect economique des projets :	111
VII-1-6-2. Les intervenants non concernes directement par l'aspect economique des projets de la construction,mais qui,par leurs missions,influencent les couts et,bien souvent,de façon importante :	112
VII-2.planification :	113
VII- 2-1. Introduction :	113
VII-2-2. Planification De Projet :	113
VII-2-2-1. Définition :	113
VII- 2-2-2. Procédure de planification :	114
2-2-1. Créer un nouveau projet :	114
2-2-2. Procédure pour modifier le calendrier du projet:	115
2-2-3. Vérifier et modifier les options du calendrier :	116
2-2-4. Organiser les tâches (Activités) :	117
2-2-6. Identifier le chemin critique :	119
VII-2-3-3. courbe en « S »	120

Liste des Tableaux

Tableau I.1 : contrainte d'élasticité de l'acier.....	7
Tableau II-1 : Descente de charge du plancher terrasse.....	10
Tableau II-2 : Descente de charge du plancher étage – courant	10
Tableau II-3 : Descente de charge du dalle pleine.....	11
Tableau II-4 : Descente de charge de la maçonnerie extérieure.....	12
Tableau II-5 : Descente de charge de la maçonnerie intérieur.....	12
Tableau II-6 : Descente de charge de balcon en dalle pleine.....	13
Tableau II-7 : tableau récapitulatif de surcharge.....	14
Tableau III-1 : récapitulatif ferrailage des poutrelles.....	50
Tableau III-2 : récapitulative de 2 ^{eme} type	54
Tableau III-3 : moment isostatique des rectangles	59
Tableau III-4 : moment isostatique des rectangles.....	63
Tableau IV-1 : poids des différents niveaux.....	71
Tableau IV-2 : distribution de la résultante des forces sismique.....	72
Tableau IV-3 : calcule des déplacements dans le sens longitudinal.....	76
Tableau IV-4 : calcule des déplacements dans le sens transversal.....	76
Tableau V-1 : Vérification des poteaux sous sollicitations normales.....	78
Tableau V-2 : Vérification spécifique sous sollicitation tangentes	79
Tableau V-3 : sollicitation de poteaux suivant la combinaison plus sollicitée.....	80
Tableau V-4 : Récapitulation du ferrailage des poteaux.....	82
Tableau V-5 : Longueur de la zone nodale.....	83
Tableau V-6 : sollicitation de la poutre principale.....	84
Tableau V-7 : Récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre principale.....	88
Tableau V-8 : Sollicitation de la poutre secondaire.....	89
Tableau V-9 : récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre secondaire.....	92
Tableau V-10 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres.....	92
Tableau V-11 : pré dimensionnement des voiles.....	94
Tableau V-2 : Tableau récapitulatif des sollicitations.....	94
Tableau V-3 : Vérification des contraintes.....	95
Tableau VI-1 : Sollicitations du radier.....	102

Liste des figures

Figure I.1: murs extérieurs.....	2
Figure I.2 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	3
Figure I.3: Evolution de la résistance a la traction f_{tj} en fonction de celle a la compression.....	4
Figure I.4 : Diagramme de « contrainte –déformation » du béton a L'ELU.....	5
Figure I.5 : Diagramme de « contrainte – déformation »du béton a L'ELS.....	6
Figure I.6 : diagramme "contrainte - déformation" d'acier.....	8
Figure II-1 : Elément constituant le « Plancher –terrasse ».....	10
Figure II-2 : Elément constituant le Plancher « étage – courant ».....	11
Figure II-3 : Elément constituant la « Dalle pleine ».....	11
Figure II-4 : Coup verticale d'un mur extérieur.....	12
Figure II-5 : Coup verticale d'un mur intérieur.....	13
Figure II-6 : Coup vertical de l'acrotère.....	13
Figure II-7 : Elément constituant la dalle pleine.....	14
Figure III-1 : l'acrotère.....	20
Figure III.2 : section à considérer dans les calculs.....	21
Figure III-3: Schéma de l'escalier.....	24
Figure III-4 : vue en plan d'escalier.....	25
Figure III-5 : schéma statique du 1 ^{er} type d'escalier.....	26
Figure III-6 : schéma statique de calcul ELU	28
Figure III-7 : schéma statique de calcul ELS	28
Figure III-8 : Schéma statique	33
Figure III-9 : Schéma de plancher.....	39
Figure III-10 : coupe transversale du plancher.....	39
Figure III-11 : poutrelle sur six appuis.....	41
Figure III-11 : Schéma statique de poutrelle type 1.....	42
Figure III-12: Schéma statique de balcon.....	50
Figure III-13 : Schéma d'un ascenseur mécanique.....	55
Figure III.14: Evaluation de sollicitations appliqué à la dalle.....	60
Figure IV.1 : Disposition 1.....	71
Figure IV.2 : Disposition 2.....	72
Figure IV.3: Disposition 3.....	72

Figure IV.4: Disposition 4.....	73
Figure V-1: Ferrailage des poteaux de RDC.....	83
Figure V-2 : Ferrailage de la poutre principale en travée	88
Figure V-3 : Ferrailage de la poutre principale en appuis	88
Figure VI-1 : Ferrailage de la longrine.....	107
Figure VII-1-1 : Facteur principal d'un projet.	108
Figure VII-1-2 : Phases de gestion de projet.....	108
FigureVII-1-3 : Coût du projet et niveau des ressources humaines pendant le cycle de vie d'unprojet (modèle général)	110
Figure VII-1-4 : Cycle de vie / Processus de management.....	110
FigureVII- 2-1: Planification de projet	114
Figure VII-2-2 : Créer un nouveau projet.	114
Figure VII-2-3: information sur projet.....	115
Figure VII-2-4 : modifier le calendrier du projet.....	115
Figure VII- 2-5 : modification le temps de travail.....	116
Figure VII-2-6: modifier le calendrier du projet.....	116
Figure VII-2-7: Vérifier et modifier les options du calendrier :	117
Figure VII-2-8: affectation des ressource.....	119
Figure VII-2-9 : le chemin critique.....	120

NOTATIONS

G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
E	Action accidentelle
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton
$\overline{\sigma}_{st}$	Contrainte admissible d'acier
$\overline{\tau}_u$	Contrainte ultime de cisaillement
σ_{bc}	Contrainte du béton
σ_{st}	Contrainte d'acier
τ_u	Contrainte de cisaillement
f_{bc}	Contrainte de calcul
f_{cj}	Résistance à la compression
f_{tj}	Résistance à la traction
f_{c28}	Résistance caractéristique a 28 jours
A_{st}	Section d'armature
A_r	Armature de répartition
γ_b	Coefficient de sécurité béton
γ_s	Coefficient de sécurité d'acier
θ	Coefficient d'application
η	Facteur de correction d'amortissement
I_x, I_y	Moment d'inertie
i_x, i_y	Rayon de giration
μ_u	Moment ultime réduit
α	Position relative de la fibre neutre
z	Bras de levier
d	Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures
d'	Distance entre les armatures et la fibre neutre
C_p	Facteur de force horizontal
B_r	Section réduite
M	Moment fléchissant
T	Effort tranchant
N	Effort normal
A	Coefficient d'accélération de zone
D	Facteur d'amplification dynamique
R	Coefficient de comportement global de la structure
Q	Facteur de qualité
W	Poids total de la structure
V	Force sismique total
W_i	Poids sismique au niveau « i »
C_T	Coefficient de période
β	Coefficient de pondération

I-1. Présentation générale:

Notre travail consiste à étudier un bâtiment relativement élancé (R+9) à usage multiple (commerces, bureaux et habitation); ce bâtiment est situé à ***Draa El Mizan Tizi ousou*** et est classé, selon le ***(RPA 99 version 2003)***, comme étant une zone de moyenne sismicité ***(Zone II-a)***.

Le bâtiment est implanté dans un site Meuble, formée d'argile brune et verdâtre, et des petits lits de gré cette formation constitue l'essentiel de la sédimentation de la dépression de ***DRAA EL MIZAN***.

I-2. Description de l'ouvrage :

I-2-1 . Caractéristiques géométriques :

Les dimensions de l'ouvrage sont :

Longueur totale du Bâtiment : 21,57 m

Largeur totale du bâtiment : 13,90 m

Hauteur totale du bâtiment : 31,62 m

Hauteur du RDC : 4,08 m

Hauteur d'étage : 3,06

I-3 .Eléments de l'ouvrage:

I-3-1 .Ossature :

La stabilité transversale et longitudinale de ce bâtiment est assurée par des portiques autostables constitués de poutres et de poteaux ainsi que des voiles de contreventement permettant ainsi une bonne rigidité de l'ouvrage capable de reprendre les efforts horizontaux et verticaux.

I-3-2 . Planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux dits "diaphragme" qui assurent la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permettent la transmission des efforts aux éléments de contreventement.

- Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.
- Un plancher doit assurer une isolation phonique et thermique des différents étages.

Pour notre cas, le plancher est de type corps creux avec poutrelles coulées sur place

I-3-3 . Escalier :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier de type droit.

I-3-4 . Balcons :

Les balcons seront réalisés en dalle pleine

I-3-5 . Acrotère :

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de 50 cm.

I-3-6 . Maçonnerie :**I-3-6-1 . Les murs extérieurs :**

- Brique creuse de 15 cm pour les faces extérieurs.
- Brique creuse de 10 cm pour les faces intérieurs.
- Un vide d'air de 5 cm.

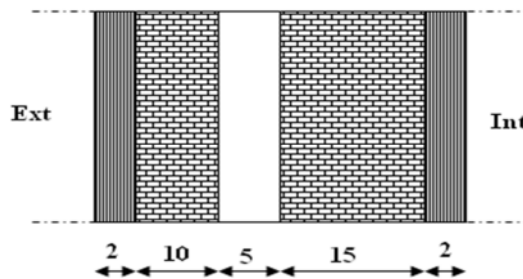


Figure I.1:murs extérieurs

I-3-6-2. les murs intérieurs:

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur

I-3-7 . Revêtement :

Ils seront réalisés :

- En carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I-3.8 . Système de coffrage :

On opte un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles.

I-3.9 . Isolation :

- L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois, et par la minimisation des ponts thermique en cours de réalisation.
- L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

I-4 . Elément composant l'infrastructure :

Le choix de mode de fondations est fonction de l'importance de l'ouvrage (ou des surcharges et de la nature du sol).

I-5 .Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I-5-1 . Béton :

Le béton est un matériau constitué par mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau; il est caractérisé, du point de vue mécanique, par sa résistance à la compression à 28 jours.

Cette résistance varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles **BAEL91** et le **RPA99 modifié en 2003**.

I-5-1-1. Résistance caractéristique du béton à la compression :

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1-11 BAEL 91):

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \text{ Mpa} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \text{ Mpa} \quad \text{pour } 40 \text{ Mpa} \leq f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{pour } j > 60 \text{ jours}$$

Pour le présent projet on adoptera : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

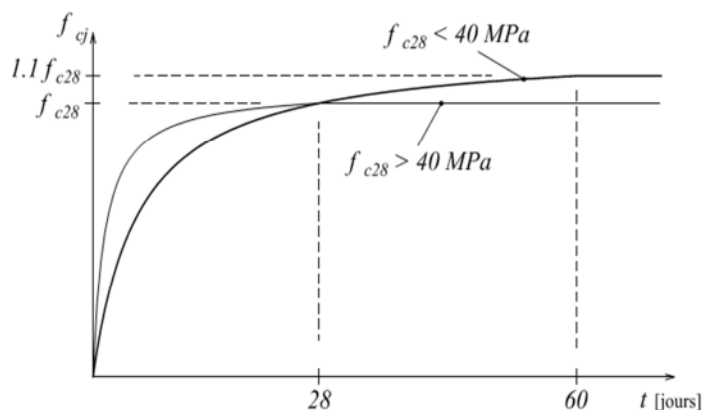


Figure I.2 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

I-5-1-2. La résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est faible. Elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression. Conventionnellement elle est définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ (BAEL 91)}$$

Pour $j = 28j$, on a : $f_{ij} = 0.6 + 0.06 (25) = 2.1 \text{ MPa}$

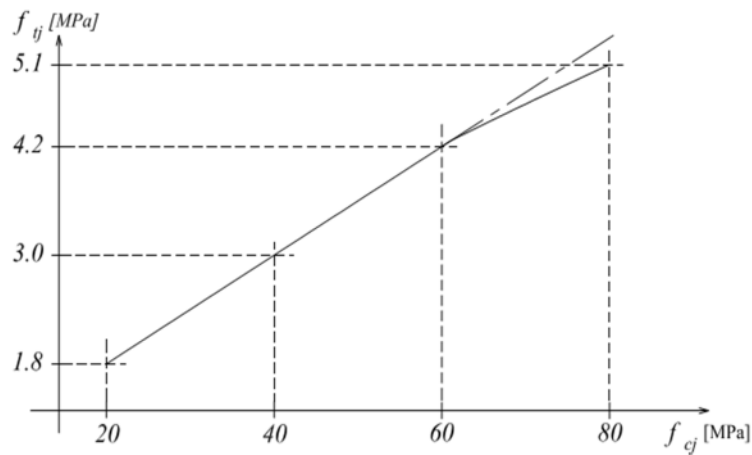


Figure I.3: Evolution de la résistance à la traction f_{ij} en fonction de celle à la compression

I-5-1-3. Module de déformation longitudinale :

Il existe deux modules de déformation longitudinale.

- **Module de déformation instantanée :**

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24h à l'âge de j (jours)

$$E_{ij} = 11000 (F_{cj})^{1/3} \text{ MPa.}$$

Pour $F_{cj} = 25 \text{ MPa}$, on a : $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$

- **Module de déformation différée :**

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).

$$E_{vj} = 3700 * F_{cj}^{1/3} \text{ MPa,}$$

Pour $F_{cj} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$

I-5-1-4. Module de déformation transversale :

Sa formule est :

$$G = \frac{E}{2(1 + \vartheta)}$$

E : module de Young

ϑ : Coefficient de poisson

- **Coefficient de poisson ϑ :**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale pris égal à :

$\eta = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré.

$\eta = 0.2$ (à l'LES) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

I-5-1-5. Etats limites :

Ils correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service pour lesquelles une structure est calculée; ils se classent en deux catégories :

- **Etats limites ultimes :**

Correspond à la limite :

- Soit, de la perte d'équilibre statique (basculement)
- Soit, de la perte de stabilité de forme (flambement)
- Et surtout de la perte de résistance mécanique (rupture) qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$F_{bc} = \frac{0.85 F_{cj}}{\gamma_b \theta}$$

γ_b : coefficient de sécurité

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 & \text{Situation accidentelle} \\ \gamma_b = 1,5 & \text{Situation courante} \end{cases}$$

0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

θ : Coefficient d'application des actions considérées :

$$\begin{cases} \theta = 1, & \text{si la durée d'application des actions est supérieur à 24h} \\ \theta = 0,9, & \text{si la durée d'application des actions est inférieure à 24h} \end{cases}$$

à 28j, on a : $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

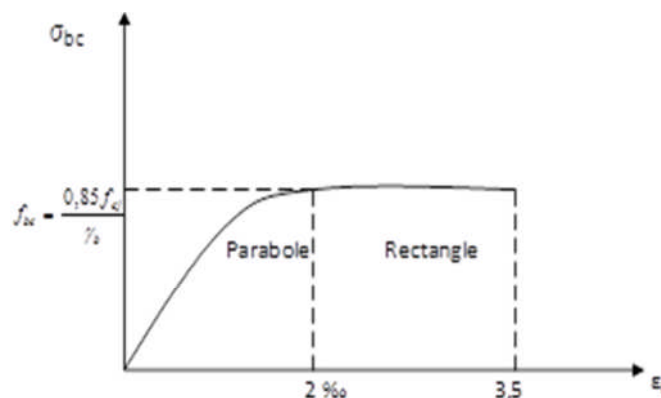


Figure I.4 : Diagramme de « contrainte –déformation » du béton à l'ELU.

- **Etats limites de services :**

Ce sont les états au delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites; ils comprennent les états limites de fissuration et de déformation de service à la compression donnée comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} .$$

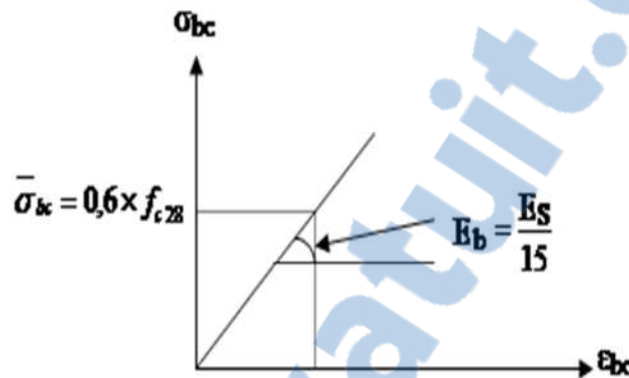


Figure I.5 : Diagramme de « contrainte – déformation » du béton à l'ELS

I-5-1-6. Contrainte limite de cisaillement à l'E.L.S :

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

Cette contrainte doit respecter les conditions limites suivantes :

- Cas de fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min(0.20f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa})$$

- Cas de fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min (0.15f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$$

I-5-2 . Acier :

I-5-2-1 . Généralités :

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces (RL, HA)

- Les ronds lisses FeE215 et FeE 235 correspondent, respectivement, à des limites d'élasticités garanties de 215 MPa et 235 MPa.

- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent, respectivement, à des limites d'élasticités garanties de 400 MPa et 500 MPa.
- Treillis soudé de type TS520.

I-5-2-2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPA}$$

I-5-2-3. Coefficient de poisson des aciers :

Il est pris égal à : $\nu = 0.3$

I-5-2-4. Contraintes limites :

- **Contrainte limite à l'ELU :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec σ_{st} : contrainte d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$

Exemple :

Tableau I.1 : contrainte d'élasticité de l'acier.

	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_s = 1.00$
Fe = 400 MPA	$\sigma_{st} = 348 \text{ MPA}$	$\sigma_{st} = 400 \text{ MPA}$
Fe = 520 MPA	$\sigma_{st} = 450 \text{ MPA}$	$\sigma_{st} = 520 \text{ MPA}$

- **Contrainte limite à l'ELS :**

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures. Pour limiter l'ouverture de ces dernières, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

D'après les règles BAEL 91 (A, 4, 5,3), on distingue trois cas de fissures :

Fissuration peu nuisible : aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

Fissuration préjudiciable : c'est le cas des éléments exposés aux intempéries, il y a risque d'infiltration .

$$\sigma_{st} = \min \left\{ 2/3 f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}$$

Fissuration très préjudiciable : milieu agressif

$$\sigma_{st} = 0,8 \min \left\{ 2/3 f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}$$

Où η = coefficient de fissuration qui dépend de type d'acier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,3 \text{ pour les HA } < 6\text{mm} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les HA } > 6\text{mm} \\ \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses} \end{array} \right.$$

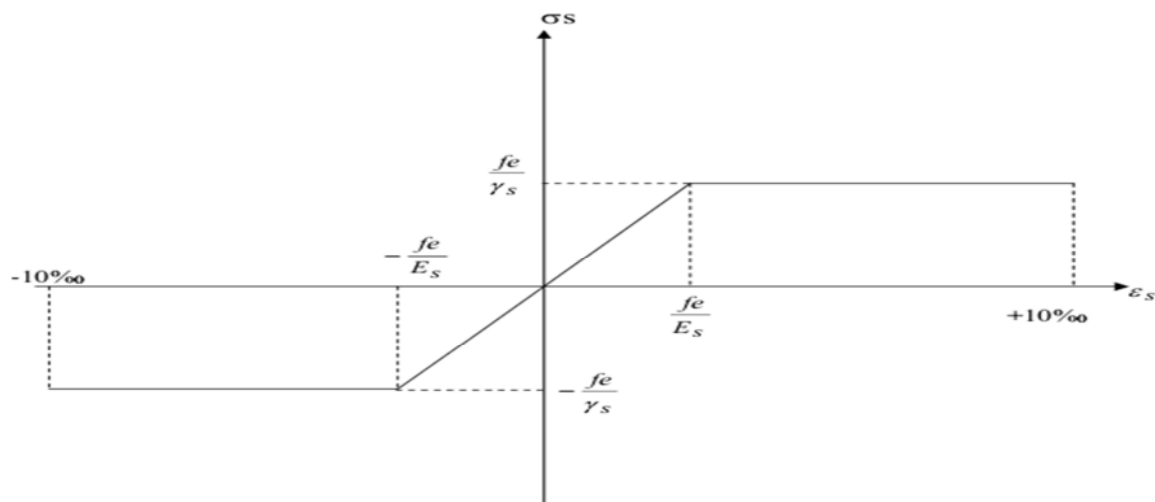


Figure I.6 : diagramme "contrainte - déformation" d'acier

I-5-3 . Protection des armatures :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, nous devons respecter à ce que l'enrobage « c » des armatures et au moins égale à :

$c \geq 5\text{cm} \Rightarrow$ les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.

$c \geq 3\text{cm} \Rightarrow$ les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation)

$c > 1\text{cm} \Rightarrow$ les parois situées dans les locaux condensés

Les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.



II-1. Epaisseur du plancher :

Les planchers sont constitués de corps creux reposant sur les poutrelles qui seront à leur tour disposées suivant les petites portées.

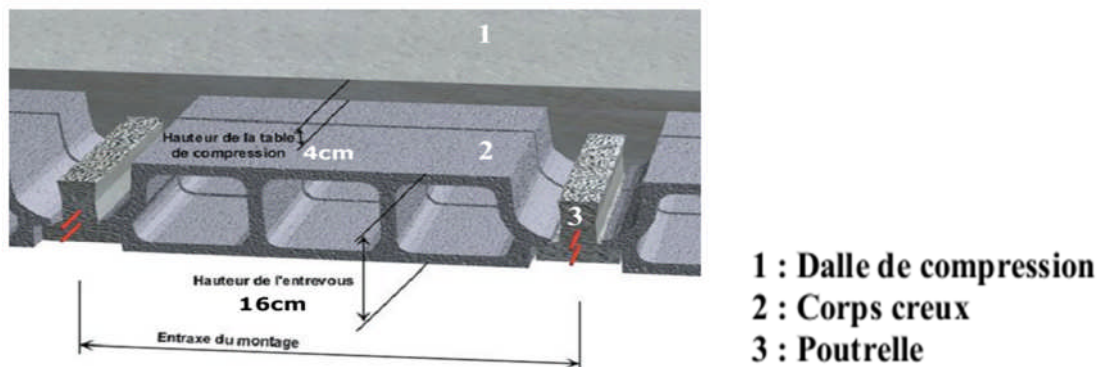
Ils assurent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

On utilise la condition de la flèche pour déterminer l'épaisseur des planchers ht :

$$\frac{1}{23} \leq \frac{ht}{l} \leq \frac{1}{22}$$

$$\frac{475}{23} \leq \frac{ht}{l} \leq \frac{475}{22} \quad \Longrightarrow \quad 20.65 \text{ cm} \leq \frac{ht}{l} \leq 21.59 \text{ cm}$$

$ht=21$ cm (16 cm pour le corps creux et 5cm pour la dalle de compression).



II-2. Détermination des charge et surcharges (DTR B.C2-2) :

Pour pré dimensionner les éléments (planchers, acrotères, poteaux...), on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement.

II-2-1. Charges permanentes :

II-2-1-1. Plancher « terrasse » :

On a, la charge $\Longrightarrow G = \rho * e$

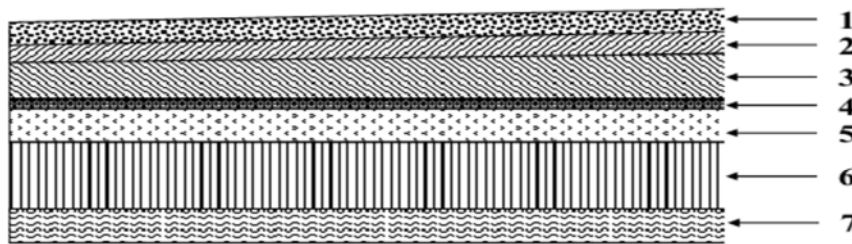
ρ : Poids volumique .

e : l'épaisseur de l'élément d'où le tableau suivant .

d'où le tableau suivant :

Tableau II-1 : Descente de charge du plancher terrasse.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Couche de gravier	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Béton en forme de pente	0,06	22	1,32
4	Feuille de polyrène	/	/	0,01
5	Isolation thermique	0,04	4	0,16
6	Dalle en corps creux	(16+5)	14	2 ,94
7	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				G = 5,6 KN/m²

**Figure II-1 : Elément constituant le « Plancher –terrasse »****II-2-1-2. Plancher « étage – courant » :****Tableau II-2 : Descente de charge du plancher étage – courant .**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle en corps creux	0,2	/	2,94
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
6	Cloisons de séparation interne	0,1	9	0,9
				G = 5,2KN/m²

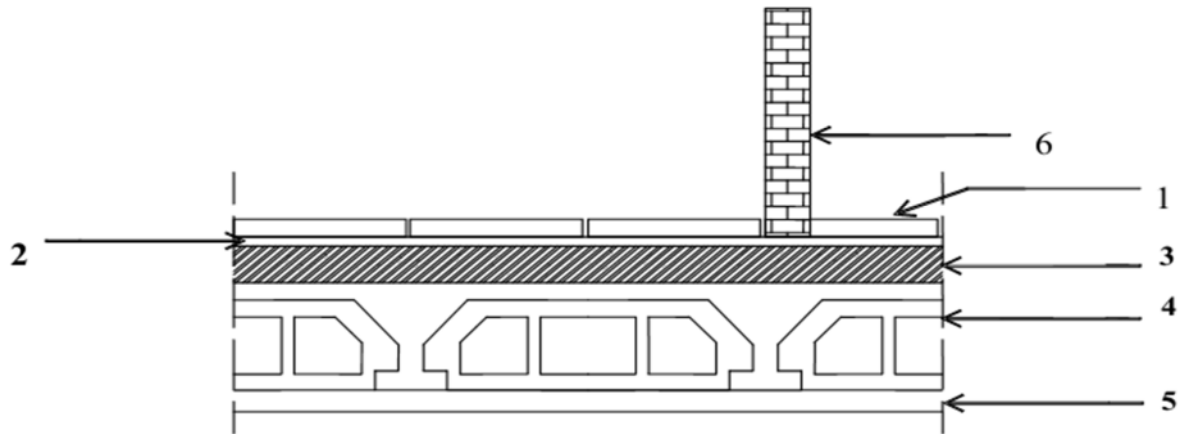


Figure II-2 : Elément constituant le Plancher « étage – courant » .

II-2-1-3. Dalle pleine :

Tableau II-3 : Descente de charge du dalle pleine.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine en béton	0,15	25	3,75
5	Enduit en mortier ciment	0,02	22	0,44
				G = 5,35KN/m²

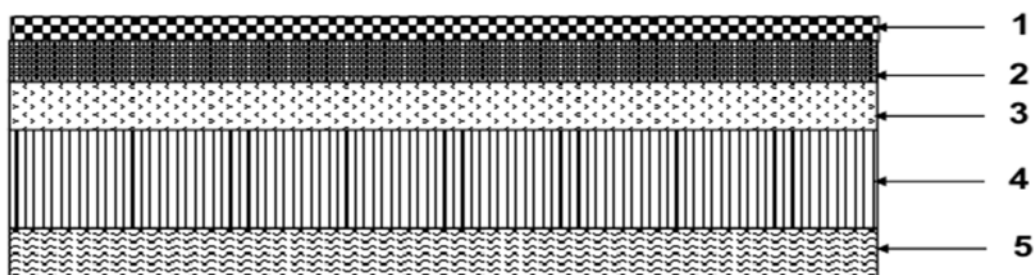


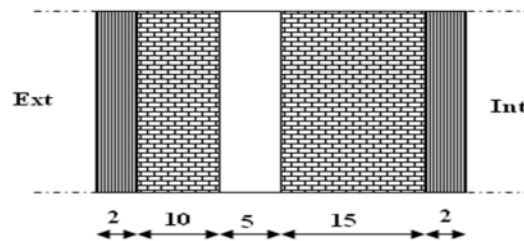
Figure II-3 : Elément constituant la « Dalle pleine » .

II-2-1-4. Maçonnerie :

- **Murs extérieurs :**

Tableau II-4 : Descente de charge de la maçonnerie *extérieure*.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
2	Briques creuses	0,1	9	0,9
3	Lame d'air	0,05	-	-
4	Briques creuses	0,1	9	0,9
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				G = 2,44 KN/m²

**Figure II-4 :** Coup vertical d'un mur extérieur.

- **Murs intérieurs :**

Tableau II-5 : Descente de charge de la maçonnerie *intérieure*.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
2	Briques creuses	0,1	9	0,9
3	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
				G = 1,3 KN/m²

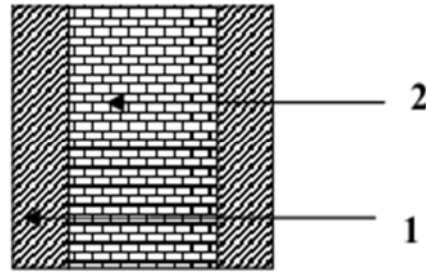


Figure II-5 : Coup verticale d'un mur intérieur .

II-2-1-5. L'acrotère :

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

$$S = (0.5 \times 0.1) + (0.10 \times 0.1) - (0.03 \times 0.10) / 2$$

$$S = 0.0585 \text{ m}^2$$

$$G_{ac} = \rho \times S = 25 \times 0.0585 \quad \Rightarrow \quad G_{ac} = 1.462 \text{ KN/m}$$

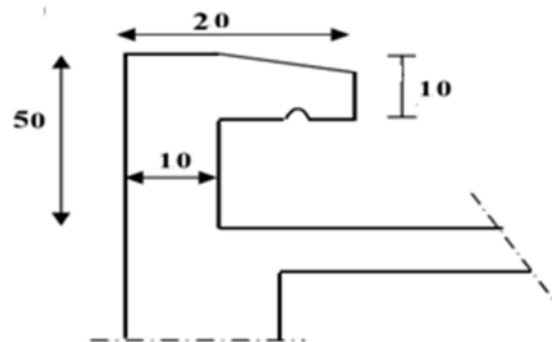


Figure II-6 : Coupe vertical de l'acrotère

II-2-1-6. Balcon en dalle pleine :

Tableau II-6: Descente de charge de balcon en dalle pleine.

N°	Éléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine en béton	0,15	25	3,75
5	Enduit en mortier ciment	0,02	22	0,44
				G = 5,35KN/m²

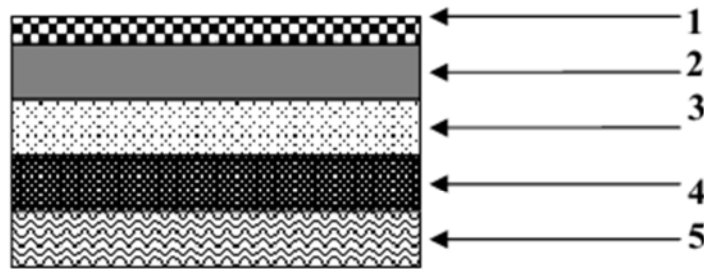


Figure II-7 : Elément constituant la dalle pleine .

II-2-2 : Surcharges d'exploitations:

Tableau II-7: tableau récapitulatif de surcharge.

Eléments	Surcharges
♦ Acrotère	1KN/m ²
♦ Plancher terrasse inaccessible	1KN/m ²
♦ Plancher étage courant (habitation)	1,5 KN/m ²
♦ Plancher étage courant (Bureaux)	2,5 KN/m ²
♦ Les escaliers	2,5 KN/m ²
♦ balcons	3,5 KN/m ²

II-3. Pré-dimensionnement :

II-3-1.Poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

D'après le BAEL 91, les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

- **Hauteur :**

$$\frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10}$$

Avec : 'L' la portée libre de la poutre .

- **Largeur :**

$$\frac{ht}{5} \leq b \leq \frac{ht}{2}$$

II-3-1-1.poutre secondaire :

- **Hauteur**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{10} \implies L_{max} = 475$$

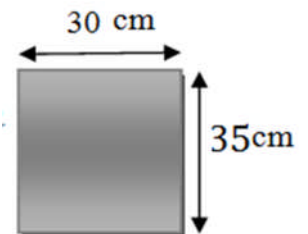
$$31.67 \text{ cm} \leq ht \leq 47.5 \text{ cm} \implies \text{on prend : } ht = 35 \text{ cm}$$

- **Largeur :**

$$\frac{ht}{5} \leq b \leq \frac{ht}{2} \implies 07 \leq b \leq 17.5$$

$$\text{On prend le mini de RPA} \implies b = 30 \text{ cm}$$

$$b > 20 ; ht > 30 ; ht/b > 4 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$



II-3-1-2.poutre principal :

- **Hauteur**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{10} \implies L_{max} = 490 \text{ cm}$$

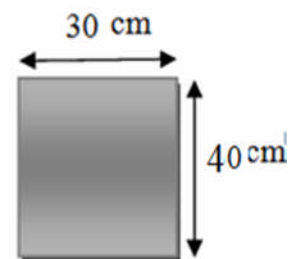
$$32.67 \text{ cm} \leq ht \leq 49 \text{ cm} \implies \text{on prend : } ht = 40 \text{ cm}$$

- **Largeur :**

$$\frac{ht}{5} \leq b \leq \frac{ht}{2} \implies 8 \leq b \leq 20$$

$$\text{On prend le mini de RPA} \implies b = 30 \text{ cm}$$

$$b > 20 ; ht > 30 ; ht/b > 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$



II-3-2. poteau :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 2.45 \times 2.25 = 5.5125 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.45 \times 2.25 = 4.95 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2.2 \times 2.225 = 4.895 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2.45 \times 2.225 = 5.45125 \text{ m}^2$$

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 20.809 \text{ m}^2$$

Le poteau le plus sollicité de cet ouvrage ; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface $S = 20.809 \text{ m}^2$

Avec : S surface supporté par le poteau le plus défavorable

On suppose une charge moyenne de

$$Q = 1\text{t/m}^2$$

$$N_u = Q \cdot S \cdot n$$

Q : charge moyenne répartie de 1t/ m²

n : nombre d'étage (plancher)

II-3-2-1. Poteau RDC (n=10) :

$$N_u = 1 \cdot 20.809 \cdot 10$$

$$N_u = 208.09 \text{ t}$$

$$N_u = 2.08 \text{ MN}$$

Soit : $\alpha = \frac{L_f \cdot 2\sqrt{3}}{\lambda}$ avec $\lambda = 35$

$$L_f = 0.7 \cdot l_0 \quad \text{avec } l_0 = 4.08$$

$$L_f = 2.856$$

$$\alpha = \frac{2.856 \cdot 2\sqrt{3}}{35} = 0.2113$$

- section réduit b_r :

selon BAEL 91

$$B_r \geq \frac{\beta N_u}{\left[\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \frac{A_s}{B_r} \frac{f_e}{\gamma_s} \right]}$$

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \Rightarrow \beta = 1.2$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} \Rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

Pourcentage **minimal** des armatures est de 0,8% en zone IIa, on peut prendre:

$$A_s / B_r = 1\%$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\Rightarrow B_r \geq \frac{1.2 \times 2.08}{\left[\frac{14.2}{0.9} + 0.85 \frac{1}{100} \frac{400}{1.15} \right]} = 0.133 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow B_r = (a - 0.02)(b - 0.02) > 0.133 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow a = b \geq 0.345, \text{ on prend : } a = b = 45 \text{ cm}.$$

- **Calcul de section suivant RPA 99 :**

$$\frac{N_u}{B f_{c28}} \leq 0,3 \Rightarrow B \geq \frac{N_u}{0,3 \times f_{c28}}$$

Avec : B : section de poteau

$$\Rightarrow B \geq \frac{2,08}{0,3 \times 25}$$

$$\Rightarrow B \geq 0,277 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow a = b > 0,526 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow a = b = 0,55 \text{ m}$$

$$\Rightarrow a = b = 55 \text{ cm}$$

Soit ; un poteau RDC de (55 x 55) cm²

II-3-2-2. Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

$$\checkmark \min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

$$\checkmark \min(a, b) \geq h_e / 20 = 408 / 20 = 20.40 \text{ cm} \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

$$\checkmark 1/4 < a/b < 4 \Rightarrow 1/4 < 1 < 4 \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

II-3-2-3. Vérification du Poteau au flambement :

Le poteau le plus défavorable est le poteau du 9ème étage parce qu'il a la plus faible section.

- Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = I_y = ab^3 / 12 = 35^4 / 12 = 125052,083 \text{ cm}^4$$

- Rayon de giration i_x, i_y :

$$i_x = i_y = \sqrt{I_x / ab} = \sqrt{125052,083 / 1225} = 10,10 \text{ cm}$$

- Elancements mécanique $\lambda(x, y)$

$$L_f = K \times H_o$$

Avec :

L_f : longueur de flambement.

$H_o = 3,05 \text{ m}$ (La hauteur sur le plafond).

$K = 0,7$; Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

$$\lambda_x = \lambda_y = L_f / i_x = 0.7 \times 3.05 / 0,1010 = 18,48$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 21,14 < 70 \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

II-3-3. Récapitulation de pré dimensionnement :

NIVEAU	POTEAUX	POUTRES PRINCIPALES	POUTRES SECONDAIRES
RDC	(55×55)	(30×40)	(30×35)
1 ^{er} étage	(55×55)	(30×40)	(30×35)
2 ^{ème} étage	(45×45)	(30×40)	(30×35)
3 ^{ème} étage	(45×45)	(30×40)	(30×35)
4 ^{ème} étage	(40×40)	(30×40)	(30×35)
5 ^{ème} étage	(40×40)	(30×40)	(30×35)
6 ^{ème} étage	(35×35)	(30×40)	(30×35)
7 ^{ème} étage	(35×35)	(30×40)	(30×35)
8 ^{ème} étage	(30×30)	(30×40)	(30×35)
9 ^{ème} étage	(30×30)	(30×40)	(30×35)

II-3-4. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme.

On a deux types des voiles :

Voile de contreventement :

Zone de Constantine : - nombre d'étages ≥ 4

- la hauteur ≥ 12 m

Le **R.P.A 99(version 2003)** considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante :

$$\begin{cases} L \geq 4a \\ a \geq h_e/20 \end{cases}$$

Avec : L : longueur du voile

a : épaisseur des voiles (a min =15 cm)

he : hauteur libre d'étage (2,8)

$a \geq 2,8/20=0,14$ m $\Rightarrow a=15$ cm

NIVEAU	Epaisseur a(cm)
RDC,1 ^{er}9 ^{ème} étage	20

III-1.Introduction :

Les éléments structuraux n'apportant pas de conditions significatives à la résistance aux actions sismique d'ensemble, à leurs distributions peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'ils ne soient soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

III-2. Calcul des éléments non structuraux :

III-2-1. Calcul de l'acrotère :

III-2-1-1. Introduction :

On va considérer l'acrotère comme étant une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible. L'étude sera faite sur une bande de **1.00 m**.

Est soumise à la flexion composée, effort normale dû à sa propre poids et un moment de flexion à la base dû à l'effet de la main courante considérée à **0.7 KN/ml**.

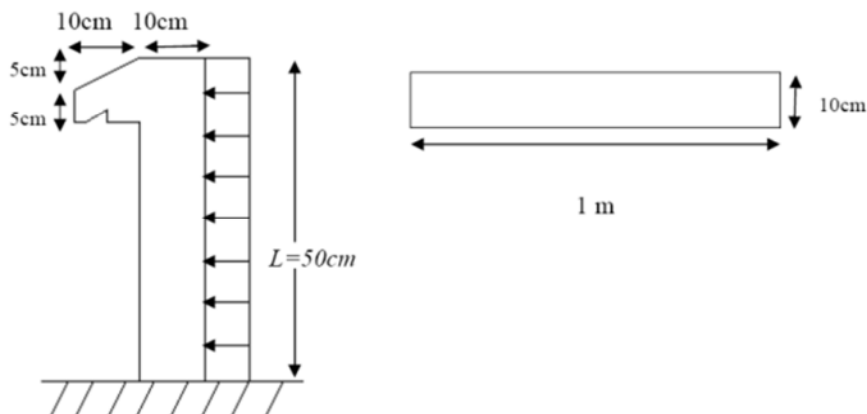


Figure III-1 :l'acrotère

III-2-1-2. Poids propre de l'acrotère :

La section de l'acrotère : $S=0.0575 \text{ m}^2$.

Masse volumique du béton armé : 25 KN/m^3

$$P=0.0575 \times 2500=143.75 \text{ Kg/ml}$$

$$Q=70 \text{ KN/ml.}$$

- **Calcul à l'E.L.U :**

$$N_u=1.35 \times G=1.35 \times 1.4375=1.9406 \text{ KN/ml}$$

-Surcharge: $Q=0.7 \text{ KN/ml}$

$$Q_u=1.5 \times Q=1.5 \times 0.7=1.05 \text{ KN/ml}$$

-Moment : $M_u=Q_u \times h=1.05 \times 0.5$

$$M_u=0.525 \text{ KN.m}$$

(moment d'encastrement)

- **Calcul à l'E.L.S :**

$$N_{ser}=G=1.4375 \text{ KN/ml } (\times 1 \text{ m})$$

$$M_{ser}=Ql^2/2=0.7 \times 0.5^2/2=0.0875 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de l'excentricité:**

c'est la distance "centre de pression-centre de gravité".

$$e=M_u/N_u=0.525/1.9406 \Rightarrow e=0.27 \text{ m}$$

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

$$e=h_t/6=0.10/6=0.0167 \text{ m}=1.67 \text{ cm}$$

$e > h_t/6 \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau centrale.

III-2-1-3.Détermination du ferrailage :

III-2-1-3-1. ELU :

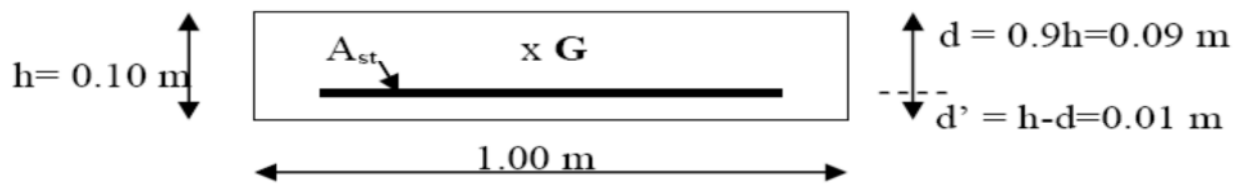


Figure III.2 : section à considérer dans les calculs

- **Moment de flexion fictif :**

$$MA=M_u+N_u(d-h_t/2)=0.525+1.94(0.09-0.10/2)$$

$$MA=0.6026 \text{ KN.m}=60.26 \times 10^{-5} \text{ MN.m}$$

- **Moment réduit (μ_u) :**

$$\mu_u=MA/(bd^2f_{bc})$$

$$\text{On a : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b=1.5$$

$$f_{bc}=f_{c28}/\gamma_b=25/1.5=14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u=60.26 \times 10^{-5}/(0.9^2 \times 14.17)=5.25 \times 10^{-5} \Rightarrow \mu_u < \mu_R \text{ avec } \mu_R=0.392$$

$\Rightarrow$ Donc c'est une section simple armature (armature comprimée n'est pas nécessaire).

$$A_{st} = \frac{\frac{MA}{Z} - N_u}{\sigma_{st}} \quad ; \quad \sigma_{st} = f_e / \gamma_s \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa} \quad ; \quad \gamma_s = 1.15$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.00525})$$

$$\alpha = 0.0065$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.9 \times 0.10((1 - 0.4 \times 0.0065))$$

$$Z = 0.089 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{\frac{60.26 \times 10^{-5}}{0.089} - 1.9406 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_{st} = 0.138 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A_{st}$ est très faible, alors on calcule A_{st} selon la formule de non fragilité.

$$A_{st} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec: } f_{t28} = 0.6 + 0.06 * f_{c28}$$

$$\Rightarrow A_{st} \geq 0.23 * 1 * 0.09 * \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st} = 1.09 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Donc on prend une valeur de } 1.51 \text{ cm}^2 \quad (3\phi 8)$$

III-2-1-3-1. ELS :

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \bar{\sigma}_{st} \text{ choisi selon la fissuration préjudiciable.}$$

$$\sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{sc}$$

$$\text{On a : } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser} Z Y_{ser}}{I} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{N_{ser} Z (d - Y_{ser})}{I} \quad ;$$

$n=15$: coefficient équivalence acier-béton

$$M_{ser} = 8.75 \text{ Kg.m} \quad N_{ser} = 143.75 \text{ Kg}$$

Y_{ser} : distance axe neutre-fibre la plus comprimée

$$e = M_{ser} / N_{ser} = 8.75 / 143.75 = 0.061 \text{ m}$$

$$Y_{ser} = Z + C \quad \text{avec } C = (h/2) - e = (0.10/2) - 2 \Rightarrow C = -0.011 \text{ m}$$

Z se déduit à partir de l'équation de 3^{iem} degrés suivante :

$$Z^3 + PZ + q = 0$$

$$P = -3C^2 - \frac{(c-d') \cdot 6n \cdot A_{sc}}{b} + \frac{(d-c) \cdot 6n \cdot A_{st}}{b} \quad \text{avec } A_{sc}=0$$

$$= -3 \cdot 0.011^2 + \frac{(0.09+0.011) \cdot 6 \times 15 \times 1.51 \times 10^{-4}}{1} \Rightarrow P = 0.0010 \text{ m}^2$$

$$q = -2C^3 - \frac{(c-d') \cdot 6n \cdot A_{sc}}{b} + \frac{(d-c)^2 \cdot 6n \cdot A_{st}}{b} \quad \text{avec } A_{sc}=0$$

$$= -2 \cdot (-0.011)^3 - \frac{(0.09+0.011)^2 \cdot 6 \times 15 \times 1.51 \times 10^{-4}}{1} \Rightarrow q = 0.000141 \text{ m}^3$$

$$\Delta = q^2 + (4P^3 / 27) = (0.000141)^2 + (4 \cdot 0.0010^3 / 27) = 2 \times 10^{-7} \text{ m}^6$$

$$t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q) = 0.00015 \text{ m}^3$$

$$L = t^{1/3} \Rightarrow L = 0.0531$$

$$Z = L \cdot P / 3L$$

$$\text{Alors, } Y_{ser} = Z + C = 0.0468 + (-0.011) = 0.0358 \text{ m}$$

• Calcul d'inertie :

$$I = \frac{bY_{ser}^3}{3} + 15[A_{st}(d - Y_{ser})^2 + A_{sc}(Y_{ser} - d')^2] \quad (A_{sc} = 0)$$

$$= \frac{1 \cdot (0.0358)^3}{3} + 15 \times [1.51 \times 10^{-4} (0.09 - 0.0358)^2]$$

$$I = 2.19 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

• Calcul des contraintes:

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} Z Y_{ser}}{I} = \frac{143.75 \cdot 0.0428 \cdot 0.0358}{2.19 \times 10^{-5}} = 0.11 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 0.11 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{N_{ser} Z (d - Y_{ser})}{I} = \frac{143.75 \cdot 0.0468 (0.09 - 0.0358)}{2.19 \times 10^{-5}} = 0.166 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right) \dots \dots \dots \text{fissuration préjudiciable.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \eta = 1.6 \text{ (HA)} \\ f_{t28} = 2.10 \text{ MPa} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \cdot 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.10} \right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

On garde la section et le ferrailage déjà choisi.

III-2 -2.Calcul d'escaliers :

III-2-2-1. Définition :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Notre structure comporte un escalier à deux volées; il est constitué de paillasse, palier de repos et d'un palier d'étage courant.

Les paillasses sont assimilées dans le calcul à des poutres isostatiques.

III-2-2-2. Terminologie :

g : giron.

h : hauteur de la contre marche.

e : épaisseur de la paillasse et de palier.

H : hauteur d'une volée.

l_1 :longueur de la paillasse projetée.

l_2 : largeur de palier.

L : la somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle des deux paliers.

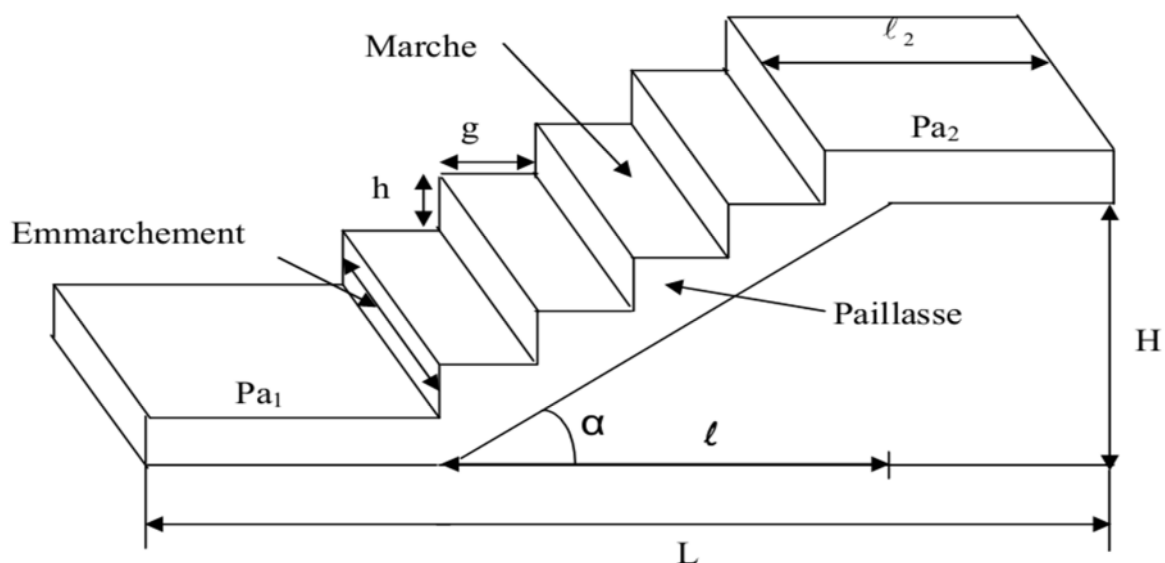


Figure III-3: Schéma de l'escalier

III-2-2-3. Pré-dimensionnement :

L'étude d'un escalier nécessite le respect de certains facteurs :

- Il doit être agréable à l'œil.
- Facilite à gravir sans fatigue.

Pour assurer le confort ; on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet de pré dimensionner convenablement notre escalier.

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

- ***h : hauteur de la contre marche.***

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$$

On prend : $h = 17 \text{ cm}$

$$\text{giron } 28 \leq g \leq 36 \text{ cm}$$

on prend : $g = 30 \text{ cm}$

- ***n : nombre de contre marche (n) : $n = \frac{H}{h}$.***

H' : hauteur total de l'étage .

$$H = H'/2 = 1.53 \text{ m}$$

$$n = 1.35 / 0.17 = 9$$

- ***m : nombre de marche (m) : $m = n - 1$.***

$$m = 8$$

$$g + 2h = 30 + (2 \times 17) = 64 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- ***L'emmarchement*** est de 110 cm .
- ***La longueur de la ligne de foulée : $l = g(n-1) = 30(9-1) = 240 \text{ cm}$***

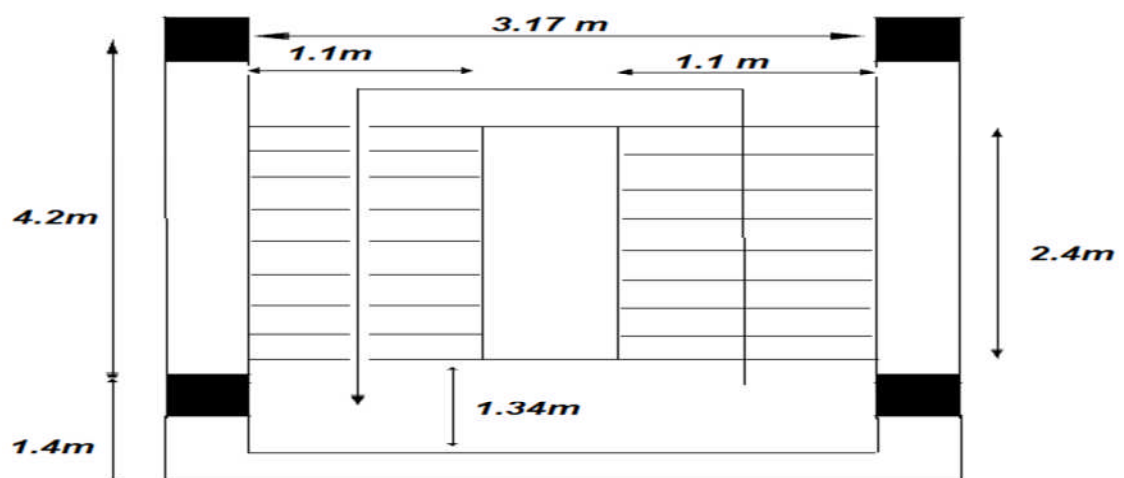


Figure III-4 : vue en plan d'escalier.

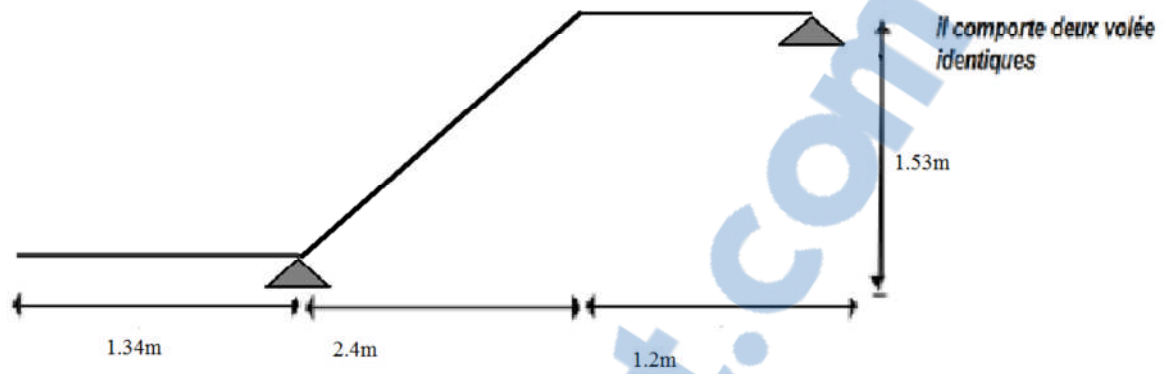


Figure III-5 : schéma statique du 1^{er} type d'escalier .

III-2-2-3-1 : pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur les deux cotés et dont l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{L}{20} \leq ep \leq \frac{L}{15}$$

L : Longueur de la (paillasse ; palier de départ) .

• Epaisseur du paillasse :

$$L=240 \text{ cm} = 2.40 \text{ m}$$

$$\frac{240}{20} \leq ep \leq \frac{240}{15} \longrightarrow 12 \leq ep \leq 15$$

On prend $ep = 12\text{cm}$

• Epaisseur du palier :

$$L=134 \text{ cm} = 1.34 \text{ m}$$

$$\frac{134}{20} \leq ep \leq \frac{134}{15} \longrightarrow 6.7 \leq ep \leq 8.93$$

On prend $ep = 12\text{cm}$

Calcul de l'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg } a = h/g = 17/30 = 0.57$$

$$a = \text{arctg}(0.57) = 29.54^\circ$$

III-2-2-3-2 : détermination des charges est surcharge :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leurs poids sont uniformément repartis sur la paillasse; le calcul se fera en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

III-2-2-3-2-1 : charge permanent « G » :**paillasse :**

- Poids propre de la paillasse : $(e=12 \text{ cm}) (0.12*25*1.1) /(\cos a=0.87)=3.79\text{KN/ml}$.
- Poids propre de la contre marche : $(e=17 \text{ cm})(0.17*1.1/2)*25=2.33 \text{ KN/ml}$.
- Poids de revêtement :
 Carrelage horizontal $(e=2\text{cm}) : 22*0.02*1.1=0.48 \text{ KN/ml}$.
 Carrelage vertical $(e=2 \text{ cm}) : 22*0.02*1.1=0.48 \text{ KN/ml}$.
 Mortier de pose horizontal $(e=2\text{cm}) : 20*0.02*1.1= 0.44 \text{ KN/ml}$.
 Mortier de pose verticale $(e=2\text{cm}) : 20*1.1*0.02 = 0.44\text{KN/ml}$.
- Lite de sable $(e=2\text{cm}) : 0.02*17*1.1= 0.374 \text{ KN/ml}$.
- En duit de ciment $(e=2\text{cm}) : 0.02*10*1.1=0.22\text{KN/ml}$.

Charge permanent G total =8.114KN/ml

Palier :

- Poids propre $(e=2\text{cm}) : 0.12*25*1.1=3.3\text{KN/ml}$.
- Revêtement (mortier +carrelage) : $(22+20)*0.02*1.1=0.924\text{KN/ml}$.
- Enduit de ciment $(e=2\text{cm}) : 0.02*10*1.1= 0.22\text{KN/ml}$.
- Lit de sable 2cm : $0.02*17*1.1=0.374\text{KN/ml}$.

Charge permanent G total =4.818KN/ml

III-2-2-3-2-2. charge d'exploitation :

Palier : $Q_1= 2.5\text{KN/m}^2=2.5*1.1=2.75 \text{ KN/ml}$.

Paillasse : $Q_2=2.5\text{KN/m} =2.5*1.1=2.75 \text{ KN/ml}$.

III-2-2-3-2-3. combinaison d'action :

- **Combinaison a l'état limite ultime « ELU » :**

$$Q_u=1.35G+1.5Q$$

Palier : $q_{u1}= 1.35*4.818+1.5*2.75 = 10.62\text{KN/ml}$.

Paillasse : $q_{u2}= 1.35*8.114+1.5*2.75 = 15.07 \text{ KN/ml}$.

- **Combinaison a l'état limite servies « ELS » :**

$$Q_s = G + Q$$

Palier : $q_{s1}= 4.818+2.75=7.57\text{KN/ml}$.

Paillasse : $q_{s2}= 8.114+2.75= 10.86 \text{ KN/ml}$.

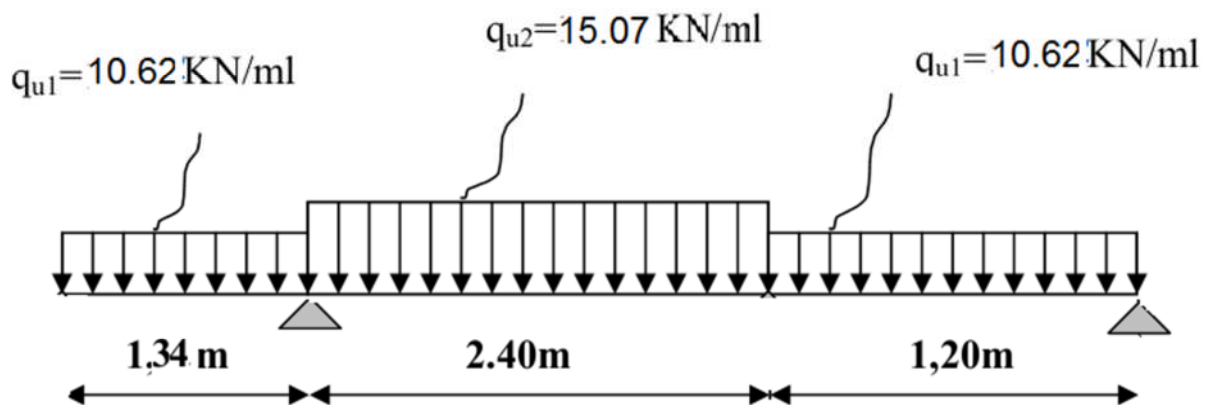


Figure III-6 : schéma statique de calcul ELU .

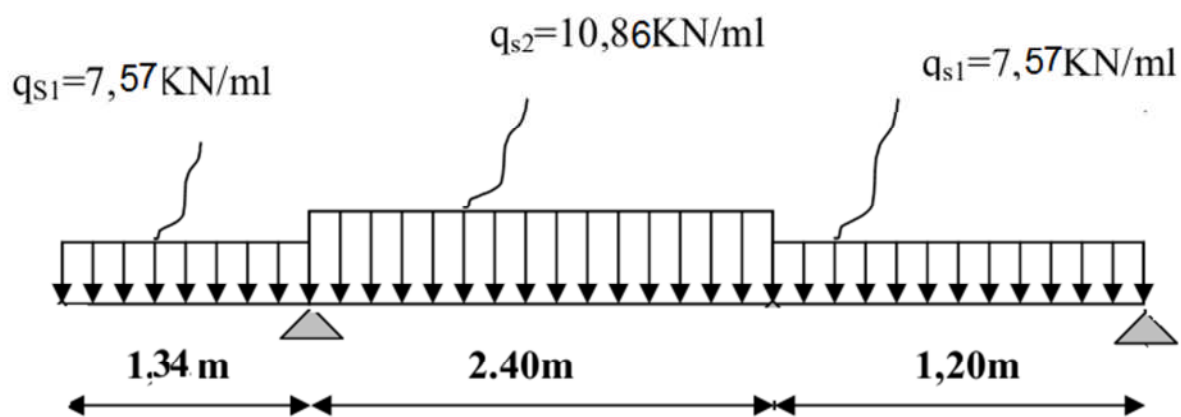


Figure III-7 : schéma statique de calcul ELS .



III-2-2-3-2-4.diagramme des sollicitations :

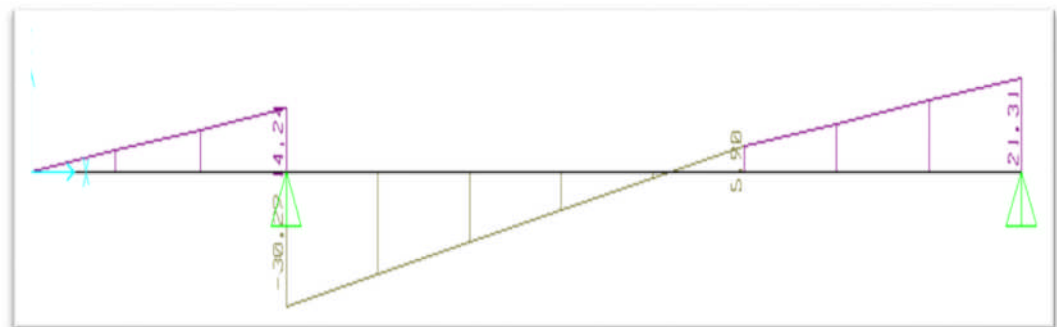
Les résolutions de ce système se fait par le logiciel SAP 2000les résultats sont les suivant

ELU :

M
(KN .m)

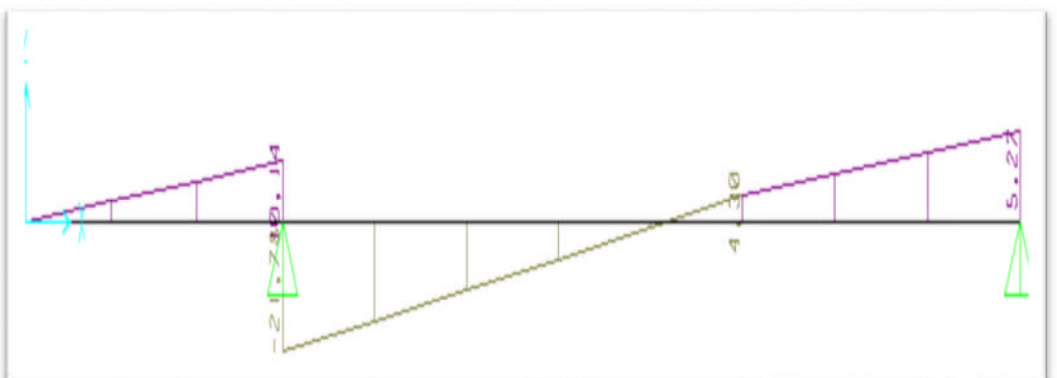


T (KN)

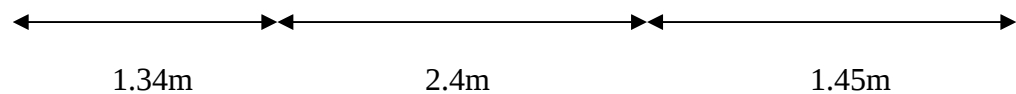
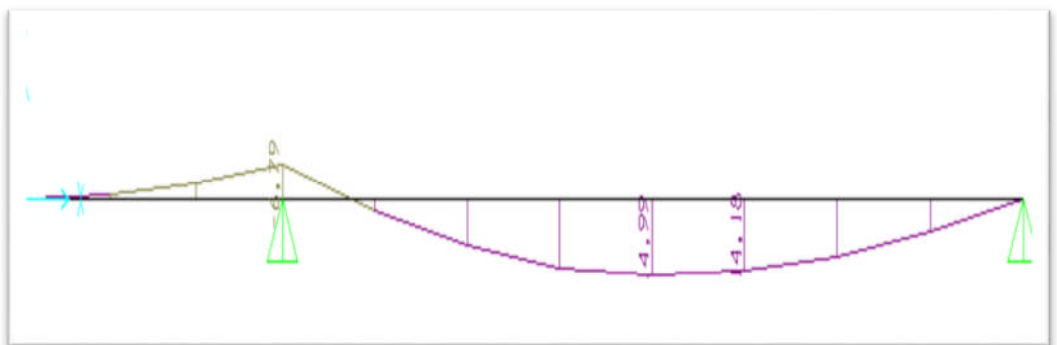


ELS :

T (KN)

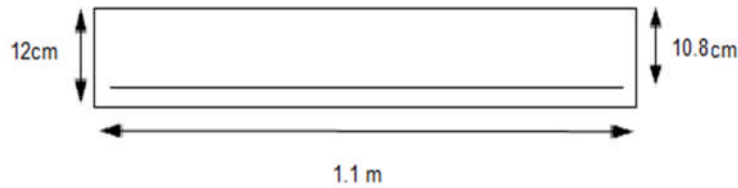


M(KN.m)



III-2-2-4.Déterminations du ferrailage :

Le calcul se fait pour une bande 1.1



$$d = 0,9 \times h$$

$$d = 0,9 \times 12$$

$$d = 10,8 \text{ cm}$$

$$b = 1,35 \text{ m}$$

III-2-2-4-1.Armeture longitudinales « ELU » :

Les contraintes : $f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}$ et $\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$

• **En travée :** $M_{max} = 20,82 \text{ KN.m}$

$$M_{Ut} = 0,85 \times M_{max}$$

$$\Rightarrow M_{Ut} = 0,85 \times 20,82 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{Ut} = 17,69 \text{ KN}$$

1. Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\Rightarrow \mu_u = \frac{17,69 \times 10^{-3}}{1,1 \times (0,108)^2 \times 14,2}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,097$$

$$\mu_u = 0,098 < 0,186$$

$\Rightarrow$ Pivot A : donc les armatures de compression ne sont pas nécessaire.

$$\mu_u = 0,098 < \mu_r = 0,392$$

$\Rightarrow$ Section a simple armature.

2. Section d'armature :

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,13 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,10 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{17,69 \times 10^{-3}}{0,1 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{st \text{ travée}} = 5,08 \text{ cm}^2$$

3. Condition de non fragilité :

on prend la section minimale :

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 1,1 \times 0,108 \times \frac{2,1}{400} = 1,43 \text{ cm}^2$$

(Condition vérifier $A_{st \text{ travée}} \geq 1,43 \text{ cm}^2$)

Donc le ferrailage choisi est :

$$A_{st \text{ travée}} = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2.$$

4 . Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.4 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte :

$$A_r = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

• En appuis

$$M_{ua} = 0,50 \times M_{\max}$$

$$\Rightarrow M_{ua} = 0,50 \times 20.82$$

$$\Rightarrow M_{ua} = 10.41 \text{ KN.m}$$

1. Moment ultime réduit

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\Rightarrow \mu_u = \frac{10.41 \times 10^{-3}}{1,1 \times (0,108)^2 \times 14,2}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,006$$

$$\mu_u = 0,006 < 0,186$$

$\Rightarrow$ Pivot A : donc les armatures de compression ne sont pas nécessaire.

$$\mu_u = 0,006 < \mu_r = 0,392$$

$\Rightarrow$ Section a simple armature.

2. Section d'armature

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{z \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,08 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,102 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{10.41 \times 10^{-3}}{0,102 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{st \text{ appui}} = 2.93 \text{ cm}^2.$$

3. Condition de non fragilité :

En prend la section minimale :

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 1,1 \times 0,108 \times \frac{2,1}{400} = 1,43 \text{ cm}^2$$

(Condition vérifier $A_{st \text{ appui}} \geq 1,43 \text{ cm}^2$)

Donc le ferrailage choisi est :

$$A_{st \text{ appui}} = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2.$$

4. Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte :

$$A_r = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

III-2-2-4-2.Calcul à l'ELS :

Ce type d'escalier est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

Le type d'acier utilisé est : Fe :400MPa.

Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{C28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

• En travée

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} \quad \Rightarrow \gamma = \frac{20.82}{14.99}$$

$$\Rightarrow \gamma = 1.39$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} \quad \Rightarrow \alpha_{travée} = 0.13 < 0.445 \quad \text{C.V}$$

$$\Rightarrow \alpha_{appui} = 0.08 < 0.445 \quad \text{C.V}$$

Condition est vérifiée, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton en travée et l'appuis.

III-2-2-4-3. Vérification au cisaillement :

$$T_{\max} = 30.29 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \quad \Rightarrow \tau_u = \frac{30.29 \times 10^{-3}}{1.1 \times 0.108}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.255 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.20 \times f_{C28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right) \quad \text{Fissuration peut nuisible } (\gamma_b = 1.5 \text{ cas générale})$$

$$\overline{\tau_u} = 3,33 \text{ Mpa}$$

Donc on a :

$$\tau_u = 0,255 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

III-2-2-4-4. Vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche

h : hauteur de la cage d'escalier = 3,06 m

l : distance entre appuis = 4,10 m

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{3,06}{3,47} > \frac{1}{16} \quad \Rightarrow 0,88 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u} \quad \Rightarrow \quad \frac{3,06}{3,47} > \frac{1}{18} \times 1,39 \quad \Rightarrow 0,88 > 0,077 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st \text{ appui}}}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{3,14 \times 10^{-4}}{1,1 \times 0,108} \leq \frac{4,20}{400} \quad \Rightarrow 0,0026 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc la flèche est vérifiée.

III-2-2-4. Etude de la poutre palière :

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier avec une longueur de 3.47m ; son schéma statique est le suivant :

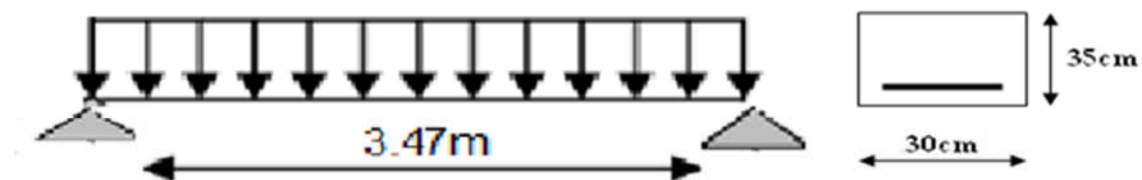


Figure III-8 : Schéma statique .

III-2-2-4-1. Pré dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{avec : - } L : \text{distance entre axe de poteaux (} L = 3,47 \text{ m).}$$

- h : hauteur de la poutre.

$$\Rightarrow \frac{3.47}{15} \leq h \leq \frac{3.47}{10}$$

$$\Rightarrow 23.1 \text{ cm} \leq h \leq 35 \text{ cm}$$

on prend : $h = 35 \text{ cm}$

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

$$d = 0,9 \times h \Rightarrow d = 0,9 \times 35 \Rightarrow d = 31,5 \text{ cm}$$

III-2-2-4-2. Évaluation des charges :

- **Charge permanente (G) :**

$$\text{Poids propre de la poutre} \Rightarrow 0,35 \times 0,3 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids du mur situé sur la poutre} \Rightarrow 1.75 \times 3,06 = 5.355 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Réaction provenant du palier} \Rightarrow 44.5/1.1 = 40.45 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{G = 48.43 \text{ KN/ml.}}$$

- **Charge d'exploitation (Q) :**

$$\mathbf{Q = 0 \text{ kg/ml}}$$

- **Combinaison d'action :**

ELU :

$$Q_u = 1.35G = 65.38 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = q l^2 / 8 = (65.38 \times 3.47^2) / 8 = 98.40 \text{ KN/m}$$

$$Q_s = 48.43 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = q l^2 / 8 = (48.43 \times 3.47^2) / 8 = 72.89 \text{ KN/m}$$

III-2-2-4-3. Détermination du ferrailage :**III-2-2-4-3-1 . Calcul a l'ELU :**

- **En travée**

$$M_{\max} = q_u \times \frac{l^2}{8} \Rightarrow M_{u \max} = 98.40 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = 0,85 \times M_{u \max} \Rightarrow M_{ut} = 0,85 \times 98.40$$

$$\Rightarrow M_{ut} = 83.64 \text{ KN.m}$$

1. Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad \Rightarrow \mu_u = \frac{83.64 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,315)^2 \times 14,2}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,197$$

$$\mu_u = 0,197 < \mu_r = 0,392 \quad \Rightarrow \text{Section a simple armature.}$$

2. Section d'armature :

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{z \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,276 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,28m \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{83.64 \times 10^{-3}}{0,28 \times 348} \quad \Rightarrow A_{st \text{ travée}} = 7.75 \text{ cm}^2$$

3. Condition de non fragilité :

En prend la section minimale :

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times 0,30 \times 0,315 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ travée}} = 7.75 \geq 1.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc le ferrailage choisi est :

$$A_{st \text{ travée}} = 4T16 = 8.04 \text{ cm}^2.$$

• En appuis :

$$M_{\max} = q_u \times \frac{l^2}{8} \quad \Rightarrow M_{u \max} = 72.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = 0,50 \times M_{u \max} \quad \Rightarrow M_{ua} = 0,50 \times 72.89$$

$$\Rightarrow M_{ua} = 49.2 \text{ KN.m}$$

1. Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{Ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad \Rightarrow \mu_u = \frac{49.2 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,315)^2 \times 14,2}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,116$$

$$\mu_u = 0,116 < 0,186 \quad \Rightarrow \text{Pivot A : donc les armatures de compression ne sont pas nécessaire.}$$

$$\mu_u = 0,116 < \mu_r = 0,392 \quad \Rightarrow \text{Section a simple armature.}$$

2. Section d'armature :

$$A_{st} = \frac{M_{Ua}}{Z \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,154 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,296m \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{49,2 \times 10^{-3}}{0,296 \times 348} \Rightarrow A_{st \text{ appui}} = 4,87 \text{ cm}^2$$

3. Condition de non fragilité :

En prend la section minimale :

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times 0,30 \times 0,225 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ appui}} = 4,87 \text{ cm}^2 \geq 1,14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc le ferrailage choisi est :

$$A_{st \text{ appuis}} = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2.$$

III-2-2-4-3-2 . Calcul à l'ELS :

Puisque la fissuration peu nuisible et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton. Le type d'acier utilisé est Fe E400 .Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec :} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{98,40}{72,89}$$

$$\Rightarrow \gamma = 1,35$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,378 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{travée} = 0,425 < 1,35 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton en travée.

- En appui :

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} \quad \Rightarrow \gamma = \frac{98.4}{72.89}$$

$$\Rightarrow \gamma = 1,35$$

$$\alpha_{appui} \leq \frac{1,35-1}{2} + \frac{25}{100} \quad \Rightarrow \alpha_{appui} = 0,276 < 1.35 \dots\dots\dots C.V$$

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton en appui.

Le **R.P.A 99 V2003** exige que :

$$A_{st \min} = 0,5\% \times (b \times h) \quad \text{dans toute la section.}$$

On a :

$$A_{st \min} = 0,5 \frac{0,30 \times 0,35}{100} = 5.25 \text{ cm}^2$$

Doù :

$$A_{st \text{ travée}} = 8.04 \text{ cm}^2 > A_{st \min} = 5.25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V$$

$$A_{st \text{ appui}} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{st \min} = 5.25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V$$

III-2-2-4-3-3. Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_{\min}, \frac{b}{10}\right) \quad \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}, 1,2, \frac{30}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(10, 12, 30)$$

$$\Rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm}$$

III-2-2-4-3-4. Calcul d'espacement des cadres :

D'après le **R.P.A 99 V2003** on a :

- Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l \text{ min}, 30 \text{ cm}\right) \quad \Rightarrow S_t \leq \min(8.75, 14.4, 30)$$

$$\Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est : $L = 2 \times h$.

- Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2}$$

$$\Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

III-2-2-4-3-5. Vérification au cisaillement :

$$T_{\max} = \frac{q_u \times l}{2} \quad \Rightarrow T_{\max} = \frac{65,38 \times 3,47}{2}$$

$$\Rightarrow T_{\max} = 113,44 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \quad \Rightarrow \tau_u = \frac{113,44 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 1,2 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}\right) \quad \text{Fissuration peu nuisible } (\gamma_b = 1,5 \text{ cas générale}).$$

$$\overline{\tau_u} = 2,5 \text{ Mpa}$$

Donc on a :

$$\tau_u = 1,2 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

III-2-2-4-3-4. Vérification de la flèche :

h : hauteur de la poutre palière = 35 cm

l : la longueur de la poutre palière = 3,47 m

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \frac{0,35}{3,47} > \frac{1}{16}$$

$$\Rightarrow 0,1 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u} \quad \Rightarrow \frac{0,35}{3,47} > \frac{1}{18} \times \frac{98,38}{72,89}$$

$$\Rightarrow 0,1 > 0,075 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st \text{ appui}}}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \quad \Rightarrow \frac{5,65 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,315} \leq \frac{4,20}{400}$$

$$\Rightarrow 0,0059 \leq 0,0105 \quad \text{C.V}$$

Donc la flèche est vérifiée.

III-3. Etude du plancher :**III-3-1. Introduction :**

Notre structure présente des planchers à corps creux associés à des poutrelles fabriquées sur chantier disposées suivant la petite portée, ces dernières possèdent des armatures d'attentes qui seront liées à celles de la dalle de compression.

En raison de la différences des surcharges entre le plancher Bureaux et l'étage courant ($Q=2,5 \text{ KN/m}^2$) et celui d'habitation ($Q =1,5 \text{ KN/m}^2$) nous jugeons plus économique d'effectuer deux calculs différents.

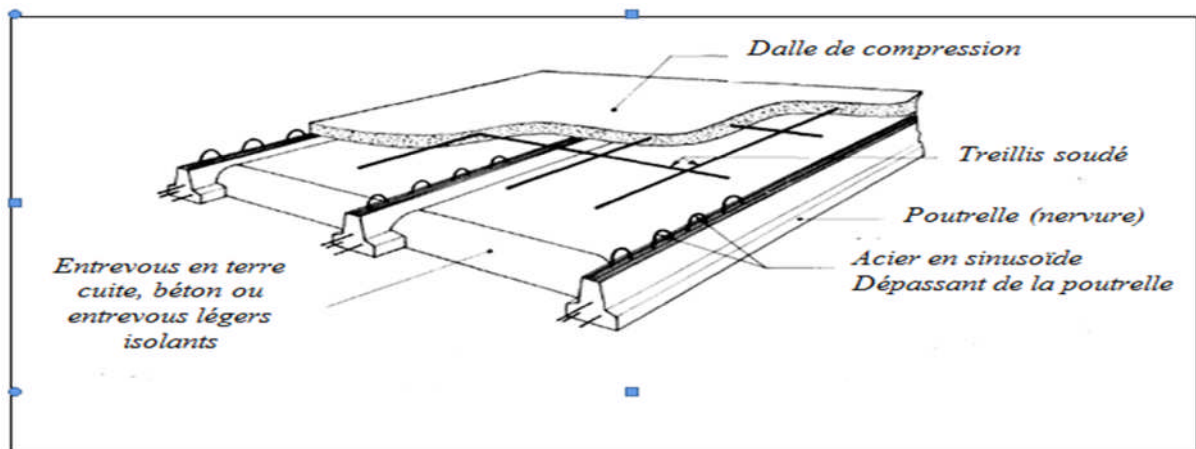


Figure III-9 : Schéma de plancher

III-3-2. Dimensionnement des poutrelles:

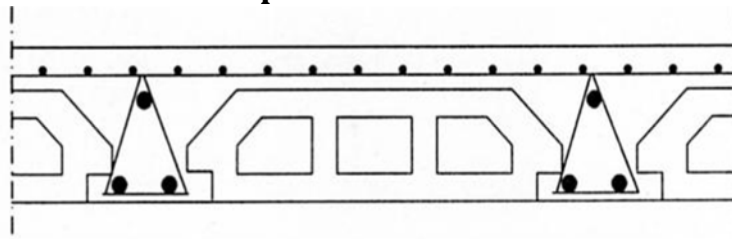


Figure III-10 : coupe transversale du plancher

$h=16+5\text{cm}$; la hauteur de la poutrelle.

$h_0= 5\text{cm}$; hauteur de la dalle de compression.

$b_0=12\text{cm}$; la largeur de la nervure.

$$b_1 \leq \left\{ \frac{l_0}{2}, \frac{l}{10}, 8h_0 \right\}$$

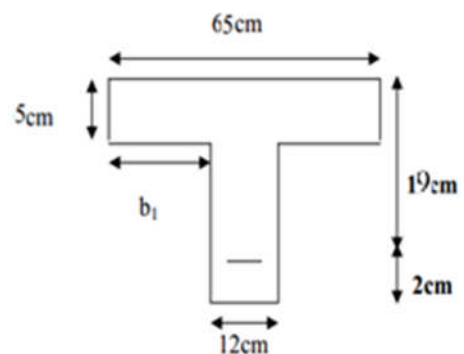
l_0 : la distance entre deux poutrelle

$$l_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

l : largeur de la plus grande travée

$$l: 475\text{cm}$$

$$\text{d'où : } b_1 \leq \min\{26,5 ; 47,5 ; 32\} = 26,5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b = 2b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$$



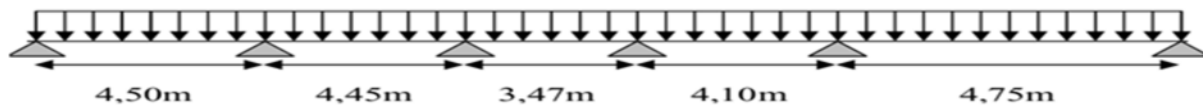
- charges et surcharge :

$$\text{poids propre du plancher : } g = 5.2 \times 0.65 = 3.38 \text{ KN/ml}$$

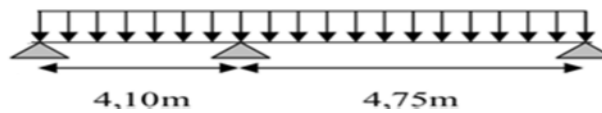
surcharge : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$

III-3-3. Les différents types des poutrelles :

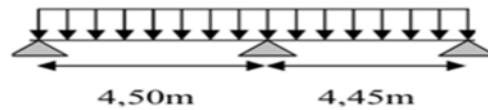
Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :



III-3-4. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Condition 1 :

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2

$$Q \leq \{2G \text{ ou } 5 \text{ KN/ml}\}$$

$$2G = 2 \times 5,20 = 10,4 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \{10,4 ; 5 \text{ KN/ml}\} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Condition 2 :

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées.

(Condition est vérifiée)

Condition 3 :

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

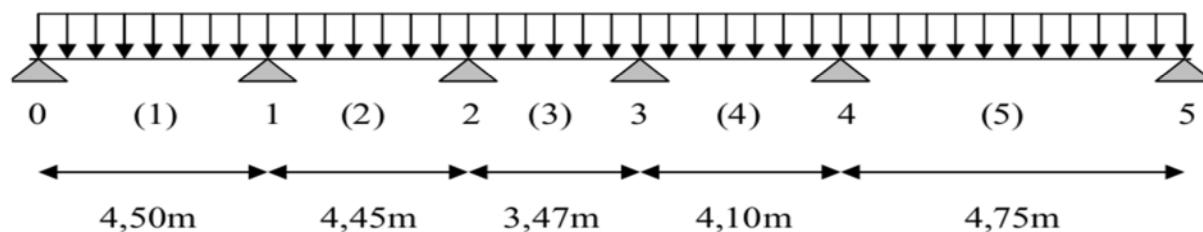


Figure III-11 : poutrelle sur six appuis

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Li}{Li+1} = \frac{450}{445} = 1.011 \\ \frac{Li}{Li+1} = \frac{445}{347} = 1.28 \\ \frac{Li}{Li+1} = \frac{347}{410} = 0.84 \\ \frac{Li}{Li+1} = \frac{410}{475} = 0.86 \end{array} \right.$$

⇒ La condition n'est pas vérifiée

Condition 4 :

La fissuration est non préjudiciable ⇒ (Condition vérifiée)

Conclusion : la méthode forfaitaire n'est pas applicable pour nos calculs ; pour cela on choisit la méthode de trois moments pour la résolution de ce plancher car cette méthode est générale.

III-3-5. Rappel sur la méthode des trois moments:

1. Moment aux appuis :

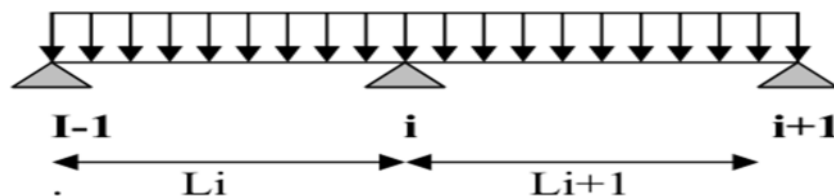
$$M_{i-1}.L_i + 2M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}(L_{i+1}) + 6.E. (W_i^g + W_i^d) = 0$$

$$M_{i-1}.L_i + 2M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}(L_{i+1}) = - 6.E. (W_i^g + W_i^d)$$

$$\text{Avec : } W_i^g = \frac{Q_i \times L_i^3}{24 \times E \times I_i}, \quad W_i^d = \frac{Q_{i+1}^2 \times L_{i+1}^3}{24 \times E \times I_{i+1}}$$

W_i^d, W_i^g : respectivement les rotations à gauche et à droite de l'appui considéré.

M_{i-1}, M_{i+1}, M_i : sont les moments aux appuis respectifs $i-1, i, i+1$ pris avec leurs signes.



2. Moment en travée :

$$M(x) = \mu(x) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} x \quad (\text{moment à l'abscisse } x \text{ de la travée hyperstatique}).$$

Avec $\mu(x)$: élément de réduction isostatique tel que :

$$\mu(x) = \frac{q \times L_{i+1}}{2} x - q \times \frac{x^2}{2}$$

$M(x)$: prend la valeur maximale quand $T(x) = 0$ c'est-à-dire :

$$x = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \times l_i}$$

3. Efforts tranchants :

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{q \times l_{i+1}}{2} - qx + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}}$$

Pour $x=i \Rightarrow T(i) = \frac{q \times l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}}$

Pour $x=i+1 \Rightarrow T(i+1) = -\frac{q \times l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}}$

III-3-6. Calcul des efforts :

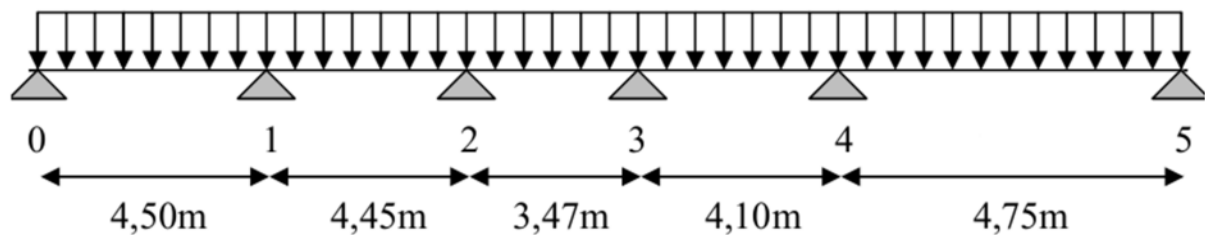


Figure III-11 :Schéma statique de poutrelle type 1

1. Combinaison de charges :

A L'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 (3,38) + 1,5 (0,975) = 6.03 \text{KN/ml}$

A L'ELS : $q_s = G + Q = 3,38 + 0,975 = 4,355 \text{KN/ml}$

2. Calcul à l'ELU : $q_u = 6,03 \text{KN/m}$

• Moments aux appuis :

Travée 0-1-2 :

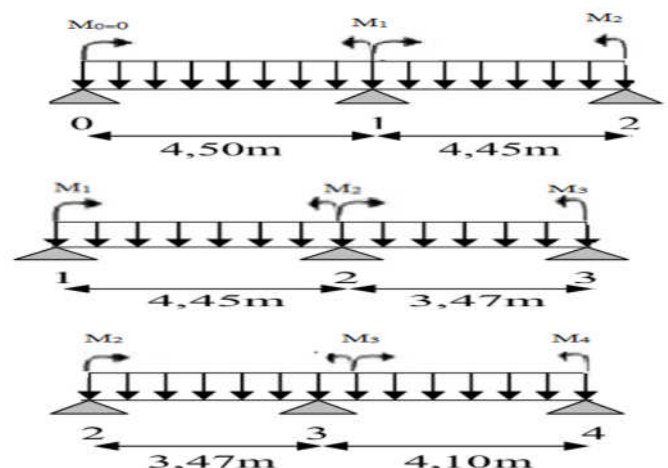
$$(1) \dots M_0 l_1 + 2M_1(L_1 + L_2) + M_2 L_2 = -6(R_{g1} + R_{d1})$$

Travée 1-2-3 :

$$(2) \dots M_1 l_2 + 2M_2(L_2 + L_3) + M_3 L_3 = -6(R_{g2} + R_{d2})$$

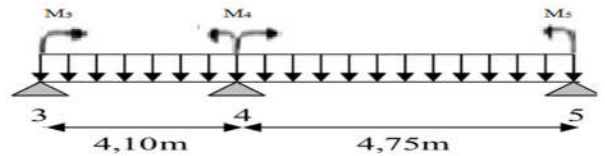
Travée 2-3-4 :

$$(3) \dots M_2 l_3 + 2M_3(L_3 + L_4) + M_4 L_4 = -6(R_{g3} + R_{d3})$$



Travée 3-4-5 :

$$(4).....M_3l_4 + 2M_4(L_4 + L_5) + M_5L_5 = -6(R_{g4} + R_{d4})$$



On sait que : M_5 et $M_0 = 0$

$$(1).....17,9 M_1 + 4,45M_2 = -6(R_{g1} + R_{d1})$$

$$(2).....4,45 M_1 + 15,84 M_2 + 3,47M_3 = -6(R_{g2} + R_{d2})$$

$$(3).....3,47M_2 + 15,14M_3 + 4,1M_4 = -6(R_{g3} + R_{d3})$$

$$(4).....4,1M_3 + 17,7M_4 = -6(R_{g4} + R_{d4})$$

$$R_{gi} = \frac{q_u \times l_i^3}{24}; \quad R_{di} = \frac{q_u \times l_i^3}{24}$$

$$R_{g1} = 22,89\text{KN}; \quad R_{g2} = 22,14\text{KN}; \quad R_{g3} = 10,50\text{KN}; \quad R_{g4} = 17,316\text{KN}$$

$$R_{d1} = 22,14\text{KN}; \quad R_{d2} = 10,50\text{KN}; \quad R_{d3} = 17,316\text{KN}; \quad R_{d4} = 26,927\text{KN}$$

$$(1).....17,9 M_1 + 4,45M_2 = 270,18$$

$$(2).....4,45 M_1 + 15,84 M_2 + 3,47M_3 = 195,84$$

$$(3).....3,47M_2 + 15,14M_3 + 4,1M_4 = 166,896$$

$$(4).....4,1M_3 + 17,7M_4 = 265,458$$

les résultats sont les suivantes :

$$M_0 = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -13,11 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -7,44 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -5,73 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -13,517 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0 \text{ KN.m}$$

• **Moments aux travée :**

Travée 0-1 :

$$\sum F = 0 \implies R_0 + R_1 = 27,4 \text{ KN}$$

$$\sum M = 0 \implies R_0 \times 4,5 + q_u \times 4,5^2/2 + M_1 = 0$$

$$R_0 = (6,03 \times 4,5^2/2 + 13,11)/4,5 = 10,65\text{KN}$$

$$R_0 = 10,65\text{KN}; \quad R_1 = 16,45\text{KN}$$

$$M(x) = -R_0X + 6.03 X^2/2 \implies \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(4,5) = 13.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_0 - 6,03X \implies \begin{cases} T(0) = 10.65\text{KN} \\ T(4,5) = 16,48 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 16,45 - 6,03X \implies X = 1,77 \text{ m}, \quad M(1,77) = 9,40 \text{ KN.m}$$

Travée 1-2 :

$$\sum F = 0 \implies R_1 + R_2 = 26,83 \text{ KN}$$

$$\sum M = 0 \implies R_1 \times 4,45 + M_2 - M_1 + q_u \times 4,45^2 / 2 = 0$$

$$R_0 = (-7,44 - 6,03 \times 4,45^2 / 2 + 13,11) / 4,45 = 14,69 \text{ KN}$$

$$R_0 = 14,69 \text{ KN} \quad ; \quad R_1 = 12,13 \text{ KN}$$

$$M(x) = -R_1 X + 6,03 X^2 / 2 - M_1 \implies \begin{cases} M(0) = -13,12 \text{ KN.m} \\ M(4,45) = -7,45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -R_0 + 6,03 X \implies \begin{cases} T(0) = 14,68 \text{ KN} \\ T(4,5) = -12,14 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 16,45 - 6,03 X \implies X = 2,44 \text{ m} \quad , \quad M(2,44) = 4,77 \text{ KN.m}$$

Travée 2-3 :

$$\sum F = 0 \implies R_2 + R_3 = 20,92 \text{ KN}$$

$$\sum M = 0 \implies R_3 \times 3,47 + q_u \times 3,47^2 / 2 - M_2 + M_3 = 0$$

$$R_3 = (6,03 \times 3,47^2 / 2 - 7,44 + 5,73) / 3,47 = 9,96 \text{ KN}$$

$$R_3 = 9,96 \text{ KN} \quad ; \quad R_2 = 10,95 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_2 X - 6,03 X^2 / 2 + M_2 \implies \begin{cases} M(3,47) = -5,73 \text{ KN.m} \\ M(0) = -7,44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_2 - 6,03 X \implies \begin{cases} T(0) = 10,95 \text{ KN} \\ T(3,47) = -9,97 \text{ KN} \end{cases}$$

$$X = 1,80 \text{ m} \quad , \quad M(1,80) = 2,5 \text{ KN.m}$$

Travée 3-4 :

$$\sum F = 0 \implies R_3 + R_4 = 24,72 \text{ KN}$$

$$\sum M = 0 \implies R_3 \times 4,1 + q_u \times 4,1^2 / 2 - M_3 + M_4 = 0$$

$$R_3 = (6,03 \times 4,1^2 / 2 - 13,517 + 5,73) / 4,1 = 9,96 \text{ KN}$$

$$R_3 = 9,96 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M(0) = -5,73 \text{ KN.m} \\ M(4,1) = -13,52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(0) = 10,46 \text{ KN} \\ T(4,1) = -14,26 \text{ KN} \end{cases}$$

$$X = 1,73 \text{ m} , \quad M(1,73) = 3,34 \text{ KN.m}$$

Travée 4-5 :

$$\sum F = 0 \implies R_4 + R_5 = 28,64 \text{ KN}$$

$$\sum M = 0 \implies R_4 \times 4,75 + q_u \times 4,75^2 / 2 - M_4 + M_5 = 0$$

$$R_4 = 17,16 \text{ KN} ; R_5 = 11,47 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M(0) = -13,517 \text{ KN.m} \\ M(4,75) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(0) = -17,16 \text{ KN} \\ T(4,1) = -11,48 \text{ KN} \end{cases}$$

$$X = 2,84 \text{ m} , \quad M(2,84) = 10,90 \text{ KN.m}$$

III-3-7. Ferrailage des poutrelles:

On va faire le ferrailage de poutrelle d'étage courant (habitation) et les planchers terrasse et 9^{iem} étage dans un tableau récapitulatif

III-3-7-1. Armature longitudinales :

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,21 = 0,189 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} , f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} , \sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$$

III-3-7-1-1. ELU:**En travée:**

$$M_{ut} = 10,91 \text{ KN.m} = 10,91 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

- **Le moment d'équilibre par la table :**

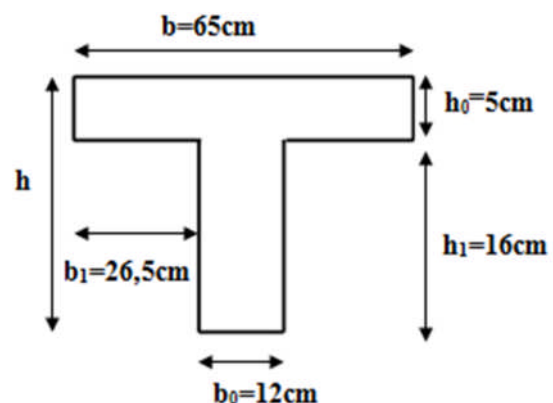
$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \left(0,189 - \frac{0,05}{2} \right)$$

$$M_t = 0,0756 \text{ MN.m}$$

$$\text{On a : } M_t = 0,0756 > M_{ut} = 0,01091$$

Donc, l'axe neutre est dans la table, et le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire ($b \times h$).



$$\mu_u = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,01091 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,189)^2 \times 14,2} = 0,03309.$$

$$\mu_u = 0,03309 < \mu_r = 0,392$$

Donc La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25.(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25.(1 - \sqrt{1 - 2.(0,03309)})$$

$$\alpha = 0,042.$$

$$Z = d.(1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,189.(1 - 0,4.0,042)$$

$$Z = 0,186 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{10,91 \times 10^{-3}}{0,186 \times 348}$$

$$A_{st} = 1,68 \text{ cm}^2$$

On choisit : 2T12 de section 2,26 cm²/ml.

• **Condition de non fragilité :**

$$\text{La section minimale : } A_{st} \min \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \min \geq 1,48 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

En appuis:

$$M_{u \text{ app}} = 13,52 \text{ KN.m} = 13,52 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Uapp}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13,52 \times 10^{-3}}{0,12 \times (0,189)^2 \times 14,2}$$

$$\mu_u = 0,222 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{La section est de simple armature}$$

$$\alpha = 1,25.(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25.(1 - \sqrt{1 - 2.(0,222)}) \Rightarrow \alpha = 0,318$$

$$Z = d.(1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,189.(1 - 0,4.0,318) \Rightarrow Z = 0,165 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{13,52 \times 10^{-3}}{0,165 \times 348}$$

$$A_{st} = 2,35 \text{ cm}^2$$

On choisit : **1T12+1T14** de section **2,67 cm²/ml.**

• **Condition de non fragilité :**

$$\text{La section minimale : } A_{st} \min \geq 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 0,12 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \min \geq 0,27 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

III-3-7-1-2. ELS:

En travée:

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes a l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} :$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{13,52}{9,77} = 1,38$$

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,042 < 0,4 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

En appuis:

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{13,52}{9,77} = 1,38$$

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\left. \begin{array}{l} \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{13,52}{9,77} = 1,38 \\ \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha = 0,318 < 0,44 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton ($\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$).

III-3-7-1-3. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{U_{Max}}}{b_0 \times d}, \quad \tau_u = \frac{17.16 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.189} = 0.75 \text{ MPa}$$

Pour des fissurations peu nuisible : $\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right)$

$$\overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

Donc on a : $\tau_u < \overline{\tau}_u$ C.V

III-3-7-1-4. Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales:

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{21}{35}; 1.2; \frac{12}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(0.71; 1.2; 1.2)$$

On prend : $\phi_t = \Phi 6 \text{ mm.}$

III-3-7-1-5. Calcul d'espacement des cadres :

D'après le RPA 99 version 2003, on a :

$$\text{Zone nodale } S_t \leq \min\left(\frac{h_t}{4}, 12\phi_l, 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{21}{4}; 12 \times 1.00; 30 \text{ cm}\right)$$

On prend: $S_t = 5 \text{ cm}$

$$\text{Zone courante } S_t' \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t' \leq \frac{21}{2}$$

On prend : $S_t' = 10 \text{ cm}$

Le choix de la section d'un seul corps transversal sera : $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

III-3-7-1-6. Condition de non fragilité :

$$\frac{f_e \cdot A_t}{b_0 \cdot S_t'} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right).$$



L'acier utilisé pour les armatures transversales est le :FeE215.

$$\frac{215.0,57}{12.10} \geq \max \left(\frac{0,6}{2}; 0,4 \text{MPa} \right).$$

$$1,02 \geq 0,4 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

III-3-7-1-7. Vérification au glissement :

En appui

$$T_u - \frac{M_u}{0,9.d} \leq 0 \quad \text{Avec : } \begin{cases} T_u = 13,65 \text{KN} \\ M_u = 17,16 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow -60,44 \leq 0 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

III-3-6-1-8. Vérification de la flèche :

D'après BAEL91modifié 99, il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$f \leq f_{adm} = \frac{L_{\max}}{500} \quad \text{Avec : } L_{\max} : \text{La portée maximale des poutrelles.}$$

$$\text{Dans notre cas, on a : } L_{\max} = 4,75 \text{m} \Rightarrow f_{adm} = \frac{475}{500} = 0,95 \text{m.}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_{st} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$I_0 = \frac{0,65 \cdot (0,21)^3}{12} + 15 \cdot 2,26 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{0,21}{2} - 0,021 \right)^2 \quad [\text{car : } d' = 0,1, h = 0,21 \text{m}]$$

$$I_0 = 5,25 \cdot 10^{-4} \text{m}^4$$

$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 \cdot d} = \frac{2,26 \cdot 10^{-4}}{0,12 \cdot 0,189} = 0,00996$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{0,12}{0,65} \right) \cdot 0,00996} = 4,13.$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot \rho \cdot \sigma_{st}) + f_{t28}} = 0,769.$$

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu)} = \frac{1,1 \cdot 5,25 \cdot 10^{-4}}{(1 + 4,13 \cdot 0,769)}$$

$$I_{Fi} = 1,38 \cdot 10^{-4} \text{m}^4.$$

$$f = \frac{M_{st} L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{Fi}} = \frac{17,16 \cdot 10^{-3} \times 4,75^2}{10 \times 32164,2 \times 1,38 \cdot 10^{-4}} = 8,27 \times 10^{-3} \text{m.}$$

Avec: $E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,195 \text{ MPa}$.

Donc : $f = 0,827 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0,95 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

III-3-6-1-9. Les Tableaux récapitulatifs :

Tableau III-1 : récapitulatif ferrailage des poutrelles

Type	Niveau	M _{appuis}	M _{travée}	A _{st}		Ferrailage	
				T	a	A _{st} travée	A _{st} appuis
1	9 ^{ème} étage	13,52	10,91	1,69	2,37	Ast=2T12=2,26	Ast=1T12+1T14 =2,67
	Terrasse	13,21	10,66	1,65	2,31	Ast=2T12=2,26	Ast=1T12+1T14 =2,67
	Etage crn	15,70	12,67	1,97	2,84	Ast=2T12=2,26	Ast=2T14=3,08
2	9 ^{ème} étage	14,89	8,59	1,32	2,66	Ast=2T10=1,57	Ast=1T12+1T14 =2,67
	Terrasse	14,55	8,40	1,30	2,27	Ast=2T10=1,57	Ast=1T12+1T14 =2,67
	Etage crn	17,30	9,99	1,54	3,20	Ast=2T10=1,57	Ast=1T14+1T16 =3,55
3	9 ^{ème} étage	15,65	11,01	1,70	2,82	Ast=2T12=2,26	Ast=2T14=3,08
	Terrasse	14,45	10,16	1,57	2,56	Ast=2T12=2,26	Ast=1T12+1T14 =2,67
	Etage crn	17,18	12,08	1,87	3,17	Ast=2T12=2,26	Ast=1T14+1T16 =3,55

III-4. Calcul des dalles pleines :

On a 2 type des dalles pleines

III-4-1.1^{er} type (balcon) :

Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher.

III-4-1-1. pré dimensionnement de la dalle pleine :

Largeur : 1,5m

Longueur : 3,10m

$ep < L/10 = 150/10 = 15 \text{ cm}$

ep doit être au moins égale à 12cm (RPA99version 2003)

On adopte $ep = 15 \text{ cm}$

III-4-1-2. Schéma statique de calcul:

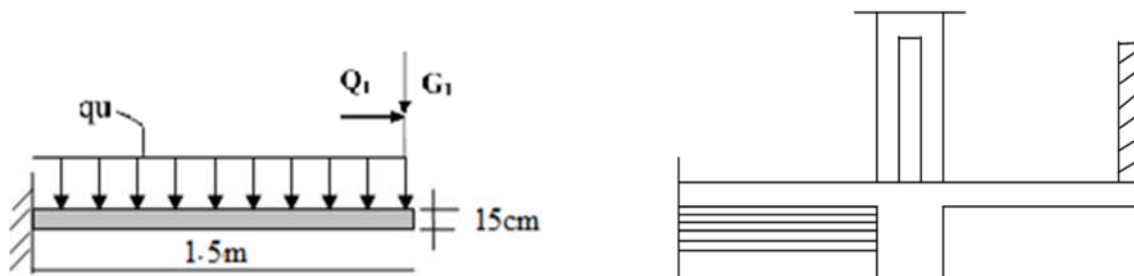


Figure III-12: Schéma statique de balcon

q_u :charge et surcharge pondérées de la dalle.

Q_1 : surcharge exercée sur le garde-corps.

G_1 : poids du garde-corps.

$$G = 5,39 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_1 = 1,78 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_1 = 1 \text{ KN/m}^2$$

III-4-1-3. Combinaisons de charges:

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur

A l'ELU:

$$\text{La dalle : } q_u = (1,35G + 1,5Q)1\text{ml} = [1,35(5,39) + 1,5(3,5)] 1\text{ml} = 12,47 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Garde corps : } q_{u1} = (1,35G_1 + 1,5Q_1)1\text{ml} = [1,35(1,78) + 1,5(1)] 1\text{ml} = 3,86 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS:

$$\text{La Dalle: } q_s = (G + Q)1\text{ml} = (5,39 + 3,5) 1\text{ml} = 8,85 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Garde corps: } q_{s1} = (G_1 + Q_1)1\text{ml} = 2,75 \text{ KN/ml}$$

III-4-1-4. ferrailage:

III-4-1-4-1. Calculs des moments d'encastrement :

a- l'ELU:

$$\text{dalle pleine: } q_u = 12,47 \text{ KN/ml}$$

$$M_{qu} = q_u L^2 / 2 = 12,47 (1,5)^2 / 2 = 14,028 \text{ KN/ml}$$

$$\text{garde corps: } q_u = 3,86 \text{ KN/ml}$$

$$M_{qu1} = q_{u1} L^2 / 2 = 3,86 (1,5)^2 / 2 = 4,342 \text{ KN/ml}$$

• **Le moment total est:**

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu} = 14,028 + 4,342 = 18,37 \text{ KN.m}$$

b- l'ELS:

$$\text{dalle pleine: } q_s = 8,85 \text{ KN/ml}$$

$$M_{qs} = q_s L^2 / 2 = 8,85 (1,5)^2 / 2 = 9,96 \text{ KN/ml}$$

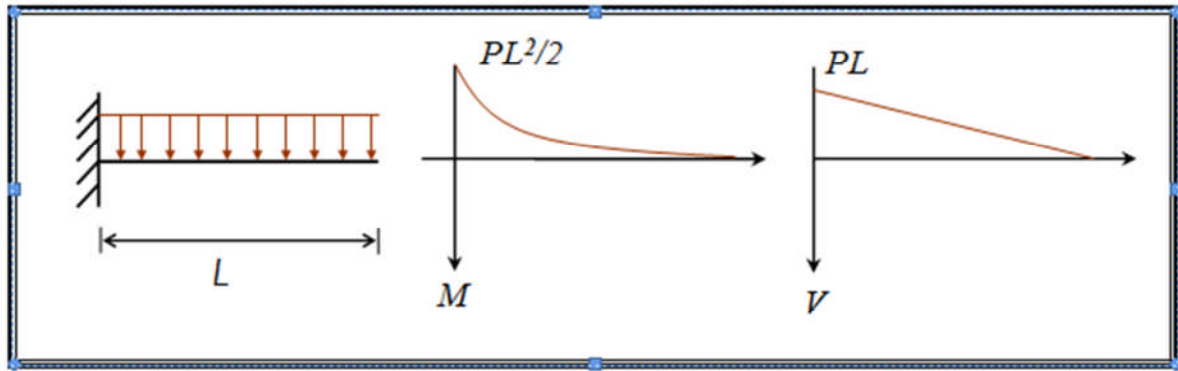
$$\text{garde corps: } q_s = 2,75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{qs1} = q_{s1} L^2 / 2 = 2,75 (1.5)^2 / 2 = 3,093 \text{ KN/ml}$$

- **Le moment total est:**

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs} = 9,96 + 3,093 = 13,053 \text{ KN.m}$$

III-4-1-4-2. Diagramme de sollicitations:



III-4-1-4-3. Calcul des armatures à L'ELU :

Section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple :

$$b=1,00\text{m} ; h=0,15\text{m} ; d=0,135\text{m} ; \sigma_{sc}=348\text{MPa} ; f_{bc}=14,2\text{MPa} ; f_{c28}=25\text{MPa}$$

1. Moment ultime réduit :

$$M_u = 18,37 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad \Rightarrow \mu_u = \frac{18,37 \times 10^{-3}}{1 \times (0,135)^2 \times 14,2}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,0709$$

$$\mu_u = 0,0709 < 0,186$$

$\Rightarrow$ Pivot A : donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,0709 < \mu_r = 0,392$$

$\Rightarrow$ Section à simple armature.

2. Section d'armature

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,092 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,13\text{m} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{18,37 \times 10^{-3}}{0,13 \times 348} \quad \Rightarrow A_{st} = 4,06 \text{ cm}^2.$$

3. Condition de non fragilité :

En prend la section minimale :

$$A_{st} \min = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} \min = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$(\text{Condition vérifier } A_{st} = 4,06 \geq A_{st \min} = 1,63 \text{ cm}^2)$$

Donc le ferrailage choisi est :

$$A_{st} = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2.$$

4. Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte :

$$A_r = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

5- Calcul de l'espacement :

$$St = \min(1,5d ; 40 \text{ cm}) = \min(0,20 ; 40 \text{ cm}) = 0,20 \text{ cm}$$

En prend $St = 25 \text{ cm}$

III-4-1-4-4. Calcul à l'ELS :

Ce type d'escalier est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

Le type d'acier utilisé est : Fe : 400 MPa.

Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{6,289}{4,71}$$

$$\Rightarrow \gamma = 1,33$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,33 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha = 0,03 < 0,415 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Condition est vérifiée, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton

III-4-1-4-5. Vérification au cisaillement :

$$T_{\max} = q_u \cdot l + q_{u1} \cdot l = 14,69 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{14,69 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,113 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{Mpa}\right) \quad \text{Fissuration peut nuisible } (\gamma_b = 1,5 \text{ cas générale})$$

$$\overline{\tau}_u = 3,33\text{Mpa}$$

Donc on a : $\tau_u = 0,113\text{Mpa} < \overline{\tau}_u = 3,33\text{Mpa}$ C.V

III-4-2.dalle plane type 2 :

Tableau III-2 : récapitulative de 2^{ème} type

	M11	M22	Ferrailage		Choix de Ferrailage	
			X (cm ²)	Y(cm ²)	X (cm ²)	Y(cm ²)
appuis	14.27	18.67	3.13	4.14	5T10=3.93cm2	5T12=5.65cm2
Travée	11.14	6.03	2.43	1.3	5T10=3.93cm2	5T10=3.93cm2

III-5. Calcule de l'ascenseur :

III-5-1.Introduction :

L'ascenseur est un appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement des personnes ou des chargements, aux différents étages d'un bâtiment. Il représente un avantage car il permet la facilité de la circulation verticale dans les bâtiments supérieurs à cinq étages.

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettent l'accès des personnes et de matériel.

III-5-2 : Etude de l'ascenseur:

L'épaisseur de la dalle :

Il y a deux conditions à vérifier :

✦ **Résistance à la flexion :**

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow 3,04 \leq e \leq 5,06.$$

✦ **Condition de l'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) :**

Le minimum exigé est de : $e \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow e = 25 \text{ cm}$.

L'ascenseur est composé de trois constituants essentiels :

- ✓ le treuil de levage et sa poulie.
- ✓ la cabine ou la benne.
- ✓ Le contre-poids.

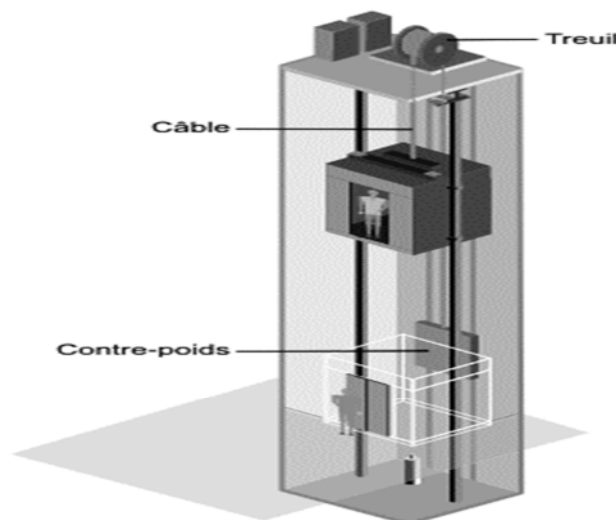


Figure III-13 : Schéma d'un ascenseur mécanique

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie (Le treuil)

soit :

- P_m « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.

- Q : la charge en cabine

- P_p : le poids du contre poids tel que $P_p = P_m + Q/2$

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes.

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m².

Ses dimensions selon (NFP82-22).

- Largeur : 1,4 m

- longueur : 1,4 m

- Hauteur : 2,2 m

- La largeur de passage libre: 0.80 m

- La hauteur de passage libre: 2.00m

- La hauteur de la course : 31.62m

- L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : $h_0 = 25\text{cm}$.

- Treuil du haut + moteur = 1200 kg

- Le poids mort total est : $P_m = \sum M_i = 2342,5 \text{ Kgm}$

- Le contre poids $P_p = P_m + Q/2 = 2342,5 + 675/2 = 2680 \text{ Kg}$

a) calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de la sécurité C_s est de 10 et le rapport $\frac{D}{d}$; est d'au moins de 40 (D: diamètre de la poulie et d: diamètre du câble) qu'elle que soit le nombre des tirons.

On prend $\frac{D}{d} = 45$ et $D = 550\text{mm} \Rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$

On à: $C_r = C_s.M$ (I)

$M = Q + P_m + M_g$ (II)

Avec :

M : charge statique nominale portée par la nappe.

M_g : Poids du câble.

C_s : Coefficient de sécurité du câble.

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$:

$$C_r = C_s.M = C_s.(Q + P_m) = 10(675 + 2342.5) = 36210 \text{ Kg}$$

⇒ On doit diviser le C_r par le coefficient de cablage qui est de 0.85

$$C_r = \frac{36210}{0.85} = 42600 \text{ Kg.}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_r (1 \text{ câble}) \times m \times n$

Avec : m : type de moulage (2brins, 3brins, ...)

N : nombre des câbles.

$$\text{Pour } \begin{cases} d = 12.22 \text{ mm} \\ m = 3 \text{ brins} \end{cases} \Rightarrow C_r (1 \text{ câble}) = 8152 \text{ Kg}$$

$$n = \frac{C_r}{C_r (1 \text{ câble}) \times m} = \frac{42600}{8152 \times 3} = 1.74 \Rightarrow n = 2 \text{ câbles. Le nombre de câbles doit être pair et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.}$$

b).Le poids des câbles (Mg) :

$$M = m \times n \times L$$

m : la masse linéaire du câble $m = 0.512 \text{ Kg/m.}$

L : longueur du câble = 27.84

n : nombre des câbles = 2. Pour notre cas 4

$$M_g = m \times n \times L = 0.512 \times 2 \times 27.84 = 28.51$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 2342.5 + 28.51 = 3046.01$$

c).Vérification de C_r :

$$C_r = C_r (1 \text{ câble}) \times m \times n = 8152 \times 3 \times 2 \times 0.85 = 41575.2 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s.M \rightarrow C_s = C_r/M = \frac{41575.2}{3046.52} = 13.65 > 12 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

d).Calcul de la charge permanente total G:

$$G = P_m + P_p + \overline{P_{treuil}} + M_g$$

$$\text{- La charge permanente totale : } G = 2342.5 + 2680 + 1200 + 28.51 = 6251.01 \text{ Kg}$$

$$\text{- la surcharge : } Q = 675 \text{ Kg}$$

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 9451.36 \text{ Kg}$$

III-5-3. Vérification au poinçonnement :

Le moteur de l'ascenseur qui est supposé appuyé sur 4 appuis risque de nous créer le poinçonnement au niveau de la dalle machine. La charge totale ultime du moteur est de 9451.36Kg.

$$\text{Soit } q_0 : \text{la charge appliquée sur chaque appuis} \Rightarrow q_0 = \frac{9451.36}{4} = 2362.84 \text{ Kg.}$$

Selon le B.A.E.L 91 la condition de non poinçonnement à vérifier est :

$$q'_0 \leq 0.045 \times \mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} q_0$$

Avec :

q'_0 : charge de poinçonnement

h_0 : Epaisseur totale de la dalle.

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet Moyen.

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un Carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$.

$$\mu_c = 2(U + V) ; h_0 = 25 \text{ cm.}$$

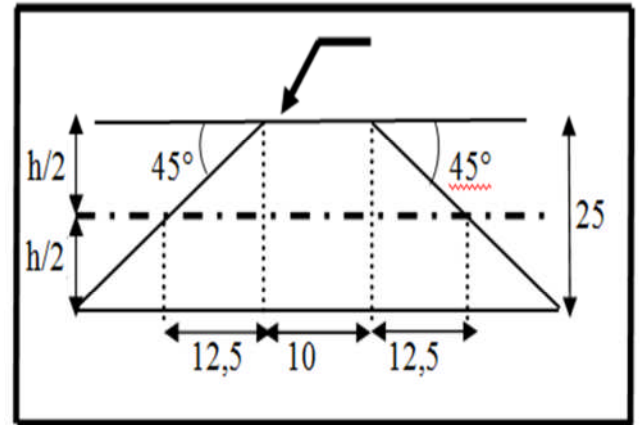
$$U = a + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm.}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm.}$$

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(35 + 35) = 140 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow 0.045 \times 140 \times 25 \times \frac{25 \times 10}{1.5} = 26250 \text{ kg} > 2362,84$$

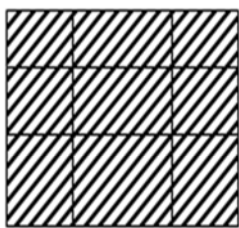
$\Rightarrow$ Donc il n'y a pas un risqué de poinçonnement.



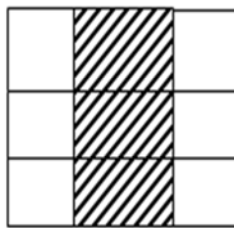
a).Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

A l'absence d'une fiche technique concernant le moteur mécanique d'un ascenseur, on a supposé que le moteur a une dimension de $(130 \times 120) \text{ cm}^2$ posée sur 4 appuis de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$.

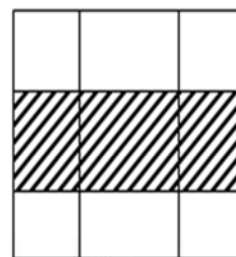
On utilise la méthode de Pigeand



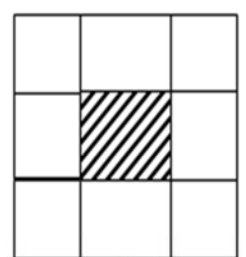
(I)



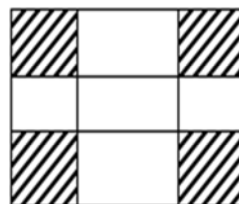
(II)



(III)



(VI)



b) distance des rectangles :

✓ Rectangle (I) :

$$\begin{cases} U = 120 + 25 = 145 \text{ cm.} \\ V = 130 + 25 = 155 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$v_1 = 0.35$$

✓ Rectangle (II) :

$$\begin{cases} U = 145 - 70 = 75 \text{ cm.} \\ V = 155 \text{ cm.} \end{cases} \quad L_y = 1.56 \text{ m}$$

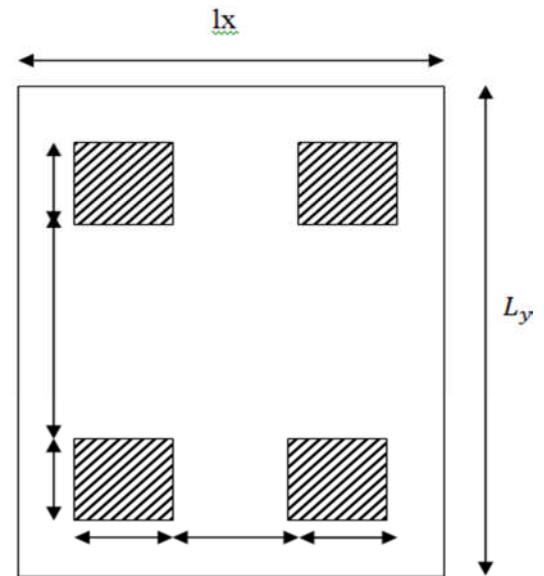
$$V_3 = 0.85$$

✓ Rectangle (III) : $\begin{cases} U = 145 \text{ cm.} \\ V = 155 - 70 = 85 \text{ cm.} \end{cases}$

$$v_2 = 0.35$$

✓ Rectangle (VI) : $\begin{cases} U = 75 \text{ cm.} \\ V = 85 \text{ cm.} \end{cases}$

$$u_1 = 0.35, u_2 = 75, u_3 = 0.35$$

**c).Les moments suivant les deux directions :(E.L.U)**

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P \quad \text{Avec } \nu : \text{coefficient de poisson.}$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

$$\text{A l'E.L.U on a: } \nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_x = M_1 \cdot P \\ M_y = M_2 \cdot P \end{cases}$$

$P = P' \times S$ avec P' : la charge surfacique appliquée sur le rectangle A (35×35) cm².

$$P' = \frac{q_u}{U \cdot V} = \frac{2362.84}{0.35^2} = 19288.49 \text{ Kg/m}^2.$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (I),(II),(III)et (IV) sont résumés dans le tableau suivant: $L_x = 1.52 \text{ m}$; $L_y = 1.56 \text{ m}$

Tableau III-3:des moments isostatiques des rectangles

Rectangle	$\frac{U}{L_x}$	$\frac{V}{L_y}$	M1	M2	Surface S (m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P'.S (Kg)	Mx (Kg.m)	My (Kg.m)
I	0.95	0.99	0.038	0.039	2.24	19288.49	43206.21	1641.83	1685.04
II	0.49	0.99	0.061	0.052	1.16	19288.49	22374.64	1364.85	1163.48
III	0.95	0.54	0.054	0.063	1.23	19288.49	23724.84	1281.14	1494.66
VI	0.49	0.54	0.089	0.085	0.63	19288.49	12151.75	1081.51	1032.89

d).Les moments dues aux charges concentrées :

$$M_{X1} = M_{x(I)} - M_{x(II)} - M_{x(III)} + M_{x(VI)} = 77.35 \text{ Kg. m.}$$

$$M_{Y1} = M_{y(I)} - M_{y(II)} - M_{y(III)} + M_{y(VI)} = 59.79 \text{ Kg. m.}$$

e).Moments dues aux charges reparties (poids propre):**✓ Chargement :**

$$L_x=1.52 \text{ m} ; \quad L_y=1.56 \text{ m} ; \quad h_0=25 \text{ cm.}$$

$$- \text{ Poids propre : } G = 0.25 \times 2500 = 625 \text{ Kg/ml.}$$

$$- \text{ Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ Kg/ml.}$$

$$\text{Charge ultime : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 993,75 \text{ Kg/ml}$$

✓ Sollicitations :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.97 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille suivant les deux sens.}$$

$$- \text{ Méthode B.A.E.L : } \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.97 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0392 \\ \mu_y = 0,9322 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 90.00 \text{ Kg.m} \\ M_{y2} = 83.89 \text{ Kg.m} \end{cases}$$

✓ Les moments appliqués à la dalle:

$$M_{0X} = M_{x1} + M_{x2} = 77.35 + 90 = 167.35 \text{ Kg.m}$$

$$M_{0Y} = M_{y1} + M_{y2} = 59.79 + 83.89 = 143.68 \text{ Kg.m}$$

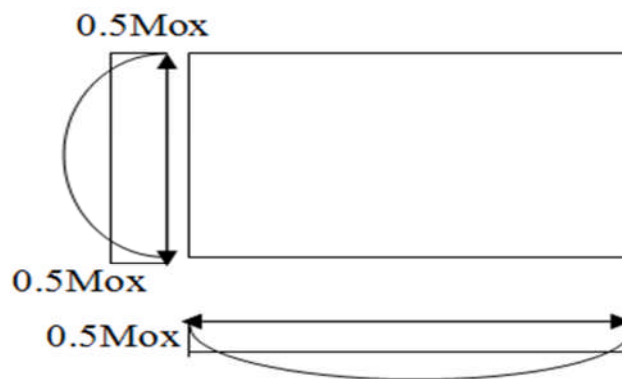


Figure III.14: Evaluation de sollicitations appliqué à la dalle.

✓ Moments retenus : 0.75Mox

En travée : 0.75 M0X

$$M_{tx} = 0.75 \cdot M_{0X} = 125.512 \text{ kgm}$$

$$M_{ty} = 0.75 \cdot M_{0Y} = 107.76 \text{ kgm}$$

En appuis : 0.5 M0x 0.75 M0x

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{0x} = 83.675 \text{ kg.m}$$

III-5-4 : Calcul du ferrailage de la dalle:

On va faire l'étude sur une bande de 1 m de largeur.

✓ Largeur de la poutre b=100cm.

- ✓ Hauteur de la section $h=25\text{cm}$
- ✓ Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9h=22,5\text{ cm.}$
- ✓ Contrainte des aciers utilisés $f_e=400\text{ MPa, } \sigma_s=348\text{MPa.}$
- ✓ Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25\text{ MPa, } f_{bc}=14,17\text{MPa.}$
- ✓ Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1\text{MPa.}$
- ✓ Fissuration préjudiciable.

❖ **En travée :**

✓ **Suivant L_x :**

Le moment ultime: $M_{tx}=1255.12\text{N.m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2f_{bc}} = \frac{1255.12}{100 \times 22.5^2 \times 14.17} = 0.00175 < 0.392 \Rightarrow \text{section simple armature}$$

$$\mu = 0.005 \xrightarrow{\text{tablea}} \beta = 0,998$$

$$\text{La section d'acier : } A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1255.12}{0.998 \times 22.5 \times 348} = 0.16 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

❖ **En appuis :**

Le moment ultime: $M_{ax} = M_{ay} = 836.75 \text{ N.m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{bd^2f_{bc}} = \frac{836.75}{100 \times 22.5^2 \times 14.17} = 0.0011 < 0.392 \Rightarrow A_{sc} = 0.$$

$$\mu = 0.002 \xrightarrow{\text{tablea}} \beta = 0,998$$

$$\text{La section d'acier : } A_{sx} = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{836.75}{0.998 \times 22.5 \times 348} = 0.108 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

❖ **Section minimal des armatures:**

Puisque $h_0=25\text{ cm}$ ($12\text{ cm} < h_0 < 30\text{ cm}$).

On peut appliquée la formule suivante:

• **Sens L_y :**

$$A_y = 8 \cdot h_0(m) = 8 \times 0.25 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0.138 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} < A_{ymin} = 2 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \rightarrow \text{on prend } A_{ty} = 2 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}. \\ A_{ay} = 0.108 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} < A_{aymin} = 2 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \rightarrow \text{on prend } A_{ay} = 2 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}. \end{cases}$$

• **Sens L_x :**

$$A_{xmin} = A_{ymin} \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) = 2 \left(\frac{3 - 0.9}{2} \right) = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 0,16 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x \min} = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ A_{ax} = 0,108 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x \min} = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml}. \end{cases}$$

❖ **Choix des aciers :**

Le diamètre: $h_0 = 25 \text{ cm} = 250 \text{ mm}$.

$$\text{On a : } \phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \phi = 25 \text{ mm}.$$

❖ **En travée :**

• **Sens L_x :**

$$\begin{cases} A_{tx} = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ S_{tx} \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm}). \Rightarrow \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm}. \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ par } 1\text{m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ S_{tx} = 30 \text{ cm}. \end{cases}$$

• **Sens L_y :**

$$\begin{cases} A_{tx} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ S_{tx} \leq \min(4h_0, 45 \text{ cm}). \Rightarrow \\ S_{tx} \leq 45 \text{ cm}. \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ par } 1\text{m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ S_{tx} = 30 \text{ cm}. \end{cases}$$

❖ **En appuis : (chapeau)**

$$\begin{cases} A_a = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ S_t \leq 33 \text{ cm}. \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ S_t = 30 \text{ cm}. \end{cases}$$

❖ **Nécessité de disposer des armatures transversales :**

1) La dalle est bétonnée sans reprise.

$$2) \tau_u < \overline{\tau_u} \quad \text{avec : } \tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b.d} \quad ; \quad \overline{\tau_u} = \frac{10.h_0}{3} \min(0.13f_{c28}; 5 \text{ MPa}).$$

$$\begin{cases} V_{u \text{ tot}} = V_x + V_y & \text{sens } L_x \\ V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u & \text{sens } L_y \end{cases}$$

➤ **On calcule V_x et V_y (efforts tranchants dus aux charges réparties):**

$$\rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2(1 + \frac{\rho}{2})} \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases} \quad V_x > V_y$$

$$V_x = 9,93 \frac{1,52}{2(1 + \frac{0,9}{2})} = 5,20 \text{ KN}.$$

$$V_y = 9,93 \frac{1,52}{3} = 5,03 \text{ KN}.$$

➤ **On calcule V_v et V_u (efforts tranchants dus aux charges localisées):**

$$V_v = \frac{q_0}{2U+V} = \frac{2362,84}{2 \times 0,35 + 0,35} = 22,50 \text{ KN}$$

$$\frac{q_0}{3U} = \frac{2359,88}{3 \times 0,35} = 22,50 \text{ KN} \quad \Rightarrow V_v = \frac{q_u}{3.U} \leq V_u$$

$$\text{On a : } U = V = 35 \text{ cm.} \Rightarrow V_v = V_u = 22,47 \text{ KN}.$$

$$\begin{cases} V_{u \text{ tot}} = V_x + V_y = 5,20 + 22,50 = 27,70 & \text{sens } L_x \\ V_{u \text{ tot}} = V_y + V_x = 5,03 + 22,50 = 27,53 & \text{sens } L_y \end{cases}$$

D'où: $V_{u \text{ tot}} = \max(V_{x \text{ tot}}; V_{y \text{ tot}}) \Rightarrow V_{u \text{ tot}} = 27,70 \text{ KN}$.

Donc : $\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b.d} = \tau_u = \frac{27,70 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0,123 \text{ MPa}$.

$$\tau_u < \overline{\tau_u} ;$$

$$\overline{\tau_u} = \frac{10 \cdot h_0}{3} \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0,25}{3} \min(0,13 \times 25; 5 \text{ MPa}) = 2,70 \text{ MPa}.$$

Alors $\tau_u < \overline{\tau_u}$ condition vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III-5-5 : Vérifications à L'E.L.S :

a). Calcul des sollicitations:

❖ Charge localisée :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P \text{ Avec } \nu : \text{coefficient de poisson.}$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)P \quad \nu = 0,2 \text{ (E.L.S).}$$

$$P_{ser} = P'_{ser} \cdot S = \frac{P'_{0ser}}{U \times V} \cdot S \quad \text{Avec } P'_{0ser} = (G + Q) \times 1/4.$$

$$P'_{0ser} = (G + Q) \times \frac{1}{4} = (6251,01 + 675) \times 0,25 = 1731,502 \text{ Kg./m}^2$$

$$\text{Donc : } P'_{ser} = 1731,502 / 0,35^2 = 14134,71 \text{ Kg.}$$

$$P_{ser} = 14134,71 \times S \text{ Kg.}$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (I),(II),(III)et (IV) sont résumés dans le tableau suivant: $L_x=1,52\text{m}$; $L_y=1,56\text{m}$

Tableau III-4 : moment isostatique des rectangles.

Rectangles	$\frac{U}{L_x}$	$\frac{V}{L_y}$	M1	M2	Surface S (m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P'.S (Kg)	Mx (Kg.m)	My (Kg.m)
(I)	0.95	0.99	0.038	0.039	2.24	14134.71	31661.75	1450,11	1475,43
(II)	0.49	0.99	0.061	0.052	1.16	14134.71	16396.26	1170,69	1052,64
(III)	0.95	0.54	0.054	0.063	1.23	14134.71	17385.69	1157,88	1283,06
(VI)	0.49	0.54	0.089	0.085	0.63	14134.71	8904.86	943,91	915,42

❖ Moment due aux charges localisées :

$$M_{x1} = M_{x(I)} - M_{x(II)} - M_{x(III)} + M_{x(VI)} = 65,45 \text{ Kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y(I)} - M_{y(II)} - M_{y(III)} + M_{y(VI)} = 55,15 \text{ Kg.m}$$

e).Moments dues aux charges reparties (poids propre):

$$L_x=1.52 \text{ m} \quad ; \quad L_y=1.56 \text{ m} \quad ; \quad h_0=25 \text{ cm.}$$

- Poids propre : $G = 0.25 \times 2500 = 625 \text{ Kg/ml.}$
- Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ Kg/ml.}$
- $Q_{ser} = G + Q = 725 \text{ Kg/ml.}$

✓ Sollicitations:

- Méthode B.A.E.L : $\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot P \cdot L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_x \end{cases}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,8502 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 88,44 \text{ Kg.m} \\ M_{y2} = 75,19 \text{ Kg.m} \end{cases}$$

✓ Les moments appliqués à la dalle:

$$M_{0X} = M_{x1} + M_{x2} = 65,67 + 88,44 = 153,89 \text{ Kg.m}$$

$$M_{0Y} = M_{y1} + M_{y2} = 55,33 + 75,19 = 130,34 \text{ Kg.m}$$

✓ Moments retenus :En travée :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 115.41 \text{ Kg m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 97.75 \text{ Kg m}$$

En appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{0x} = 76.94 \text{ Kg m}$$

b).Vérification des contraintes dans le béton :**✓ Suivant L_x :**En travée :

$$M_{tx} = 1154,1 \text{ N.m} \quad ; \quad A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad A_{sc} = 0$$

➤ Position de l'axe neutre (Y) :

$$Y = \frac{by^2}{2} + \eta A_{sc}(y-d) - \eta A_{st}(d-y) = 0$$

$$50y^2 + 47,1y - 1059,75 = 0 \quad \Rightarrow Y = 4,15 \text{ cm.}$$

➤ Calcul d'inertie:

$$I_G = by^3/3 + \eta A_{sc}(y - c') + \eta A_{st}(d - y)^2$$

$$= 100 \times (4,15)^3/3 + 15 \times 3,14(22,5 - 4,15)^2$$

$$I_G = 18242,07 \text{ cm}^4$$

➤ Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y = \frac{1154,1}{18252,07} \times 4,15 = 2,62 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Donc on a : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée.

↪ Les armatures calculées à l'E.L.U sont suffisantes.

En appuis :

La contrainte admissible du béton σ_{bc} : $\text{Max} < M_{tx}$

⇒ donc il est sur que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée.

↪ Les armatures calculées à l'E.L.U sont suffisantes.

✓ **Suivant L_y :**

En travée :

$M_{ty} = 977,5 \text{ N m}$; $A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $A_{sc} = 0$

➤ **Position de l'axe neutre (Y) :**

$$Y = \frac{by^2}{2} + \eta A_{sc}(y-d) - \eta A_{st}(d-y) = 0$$

$$50y^2 + 47,1y - 1059,75 = 0 \Rightarrow Y = 4,15 \text{ cm.}$$

➤ **Calcul d'inertie:**

$$I_G = by^3/3 + \eta A_{sc}(y - c') + \eta A_{st}(d - y)^2$$

$$= 100 \times (4,15)^3/3 + 15 \times 3,14(22,5 - 4,15)^2$$

$$I_G = 18242,07 \text{ cm}^4.$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y = \frac{977,5}{18252,07} \times 4,15 = 2,22 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Donc on a : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée.

↪ Les armatures calculées à l'E.L.U sont suffisantes.

c). Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e_p}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 M_{0x}} \\ \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{25}{152} \geq \frac{1154,1}{201541,1} \\ \frac{3,14}{100 \times 22,5} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,164 \geq 0,00572 \\ 0,00139 \leq 0,005 \end{array} \right\} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

d). Disposition du ferrailage:

➤ **Arrêt des barres :**

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total.

Fe400 ; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Donc : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm.}$

➤ **Arrêt des barres sur appuis :**

$$L_1 = \max\left(L_s; \frac{1}{4} \times \left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}}\right) \cdot L_x\right) = \max(40 ; 30,39) \text{ cm}$$

$$L_1 = 40 \text{ cm.}$$

$$L_2 = \max(L_s; L_1/2) = \max(40\text{cm} ; 20\text{cm}).$$

➤ **Armatures finales :**

Suivant L_x : $A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$; soit 4T10 /ml avec $St = 30 \text{ cm}$.

$A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$; soit 4T10 /ml avec $St = 30 \text{ cm}$.

Suivant L_y : $A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$; soit 4T10 /ml avec $St = 30 \text{ cm}$.

$A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$; soit 4T10 /ml avec $St = 30 \text{ cm}$.

VI-1. Introduction :

L'objectif visé dans ce chapitre est l'étude de la structure sollicitée par une charge dynamique (séisme).

Une charge dynamique est caractérisée par la variation dans le temps de :

- Son intensité.
- Sa position.
- Sa direction.

Il existe deux types de sollicitations dynamiques :

- Sollicitations périodiques (charge harmoniques).
- Sollicitations non périodiques (séisme, vent...).

Le but principal de l'étude est la détermination des efforts et des déplacements qui communiqueraient à notre structure.

VI-2. Modélisation de la structure étudiée :

VI-2-1. Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres- poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « *Shell* » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

VI-2-2. Modélisation de la masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ [RPA99/version 2003] , (dans notre cas $\beta = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées. L'estimation de l'effort sismique est

faite par diverses méthodes de calcul qui ont été proposées parmi les quelle on distingue deux méthodes très couramment utilisées.

Méthode statique équivalente.

Méthode dynamique modale spectrale.

VI-3. Présentation de méthode de calcul :

VI-3-1. Méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents a ceux de l'action sismique.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

VI-3-2. Méthode d'analyse modale spectrale:

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

VI-4. Choix de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, Tizi ouzou est classée dans une zone de moyenne sismicité '**ZONE II**', ainsi que notre ouvrage étant un bâtiment classé en '**Groupe2**'.

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment **ne répond pas** aux critères (4.1.2.b) exigés par le **RPA99V2003**, quand à l'application de la méthode statique équivalente.

-La hauteur de la structure est : $h = 31.62\text{m} > 23\text{m}$.

VI-5. Méthode dynamique modale spectrale :

VI-5-1. Spectre de réponse de calcul :

Selon le **RPA99V2003** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

R : coefficient de comportement global de la structure dépend du mode de contreventement.

W : poids de la structure.

Q : facteur de la qualité.

VI-5-2. Classification du site :

Selon le **RPA99V2003** Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble (Catégorie S_3).

VI-5-3. Détermination des facteurs :

VI-5-3-1. Coefficient d'accélération de zone:

Il dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique (donner par le tableau 4-1 RPA2003).

$$\left. \begin{array}{l} \text{zone IIa} \\ \text{Habitation, commerce : groupe 2} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,15$$

VI-5-3-2. Facteur d'amplification dynamique moyen (D):

Il dépend de la classification du sol et de la période T de la structure avec :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Périodes caractéristiques T_1 ; T_2 :

Pour un site type S_3 : $T_1 = 0.15 \text{ s}$; $T_2 = 0.5 \text{ s}$ (tab 4.7)

Coefficient de correction d'amortissement η :

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0,763 \dots (\xi = 10 \%)$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 10 \%$ pour un contreventement mixte ($\eta = 0.76$). (tab 4.7)

Période fondamentale (T) :

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99v2003.

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h_n = 31.62 \text{ m}$

L: Étant la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

D'où :

$$T_x = 0.09 \times 31.62 / \sqrt{21.57} \quad \text{avec} \quad L_x = 21.57 \text{ m} \quad \Rightarrow T_x = 0.61 \text{ s}$$

$$T_y = 0.09 \times 31.62 / \sqrt{16.3} \quad \text{avec} \quad L_y = 16.3 \text{ m} \quad \Rightarrow T_y = 0.70 \text{ s}$$

On a : $T_2 = 0.5 \text{ sec} \leq T_x = 0.61 \text{ sec} \leq 3.0 \text{ sec}$

$T_2 = 0.5 \text{ sec} \leq T_y = 0.70 \text{ sec} \leq 3.0 \text{ sec}$

On a : $T = C_T \times h_N^{3/4} \quad T = 0,05 \times (31.62)^{3/4} = 0.67 \text{ s}$

En prend : $T = 0.61 \text{ s}$

Donc : $D = 2.5\eta (T_2/T_x)^{2/3} \quad D_x = 1.66$

VI-5-3-3. Coefficient de comportement (R):

Il dépend du type et de la nature du contreventement (donner par le tableau 4-3 du RPA 2003)

On à un système de Mixte portiques / voiles avec interaction, donc $R = 5$

VI-5-3-4. Facteur de qualité (Q) :

Il dépend de l'observation et non des critères de qualité

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : valeur de pénalité donner par le tableau 4-4 RPA 2003 donc

- Condition minimales (observé) 0
- Redondance en plan (n /observé) 0,05
- Régularité en plan (observé) 0
- Régularité en élévation (observé) 0
- Contrôle de qualité des matériaux (n/observé) 0,05
- Contrôle de qualité de l'exécution (observé) 0

$$Q = 1,1$$

IV-6. Les dispositions des voiles :

Les différentes variantes sons les suivants :

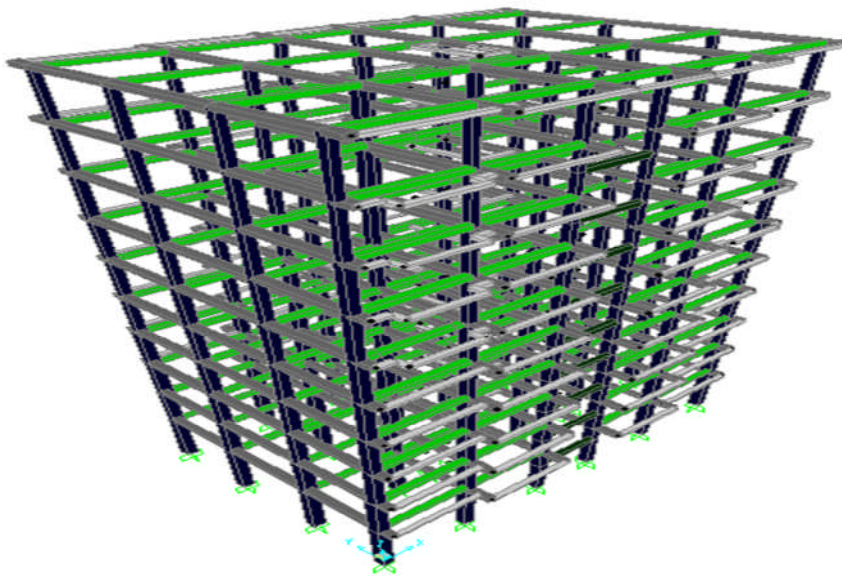


Figure VI.1 : Disposition 1

$$\left\{ \begin{array}{l} T = 1.84763 \text{ s} \\ w = 2933.326406 \end{array} \right.$$

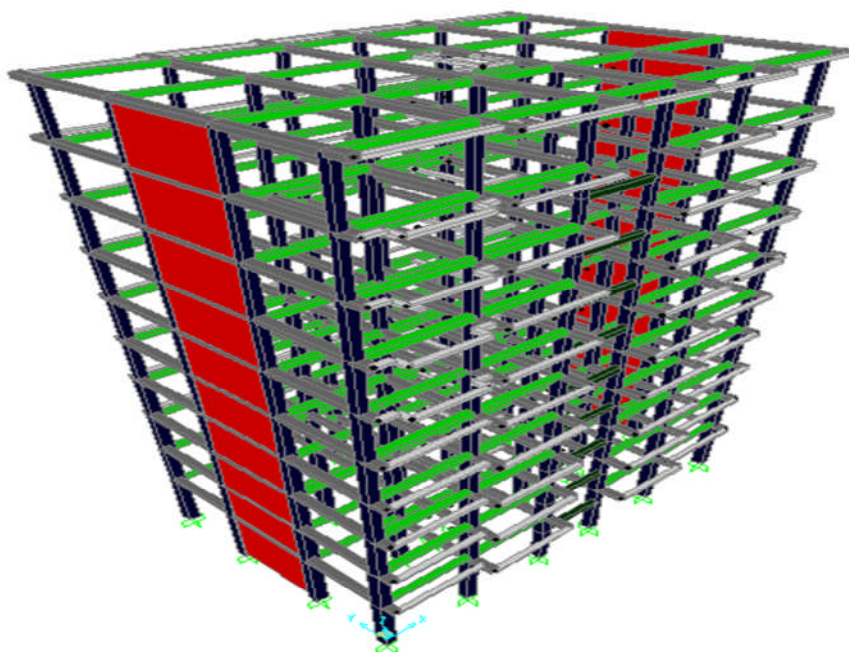


Figure VI.2 :Disposition 2

$$\begin{cases} T = 1.71744 \text{ s} \\ W = 3081.126112 \text{ t} \end{cases}$$

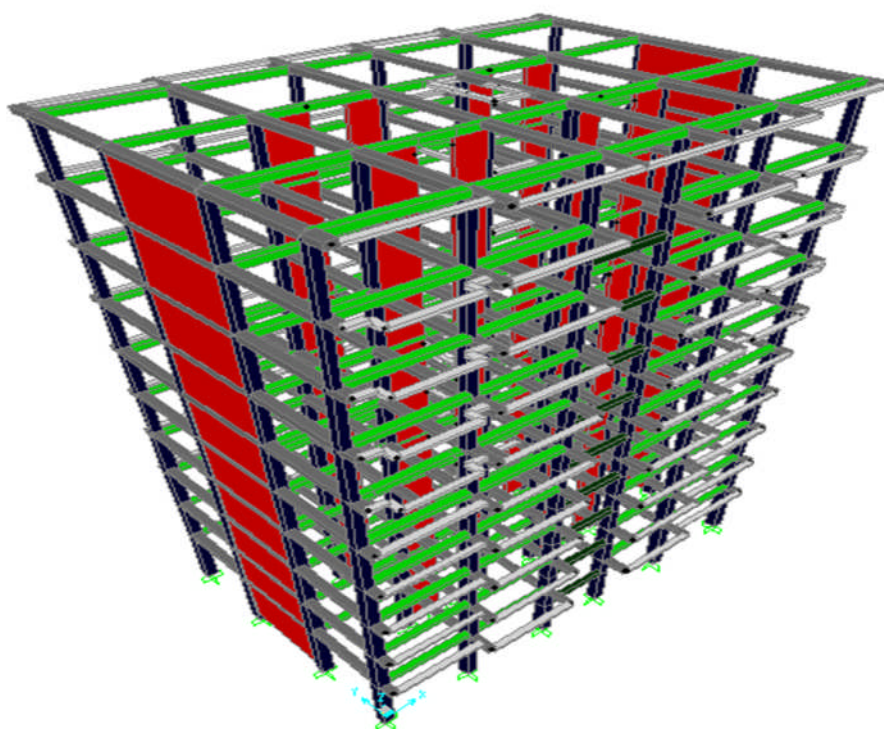


Figure VI.3: Disposition 3

$$\begin{cases} T = 0.99282 \text{ s} \\ W = 3242.794542 \text{ t} \end{cases}$$

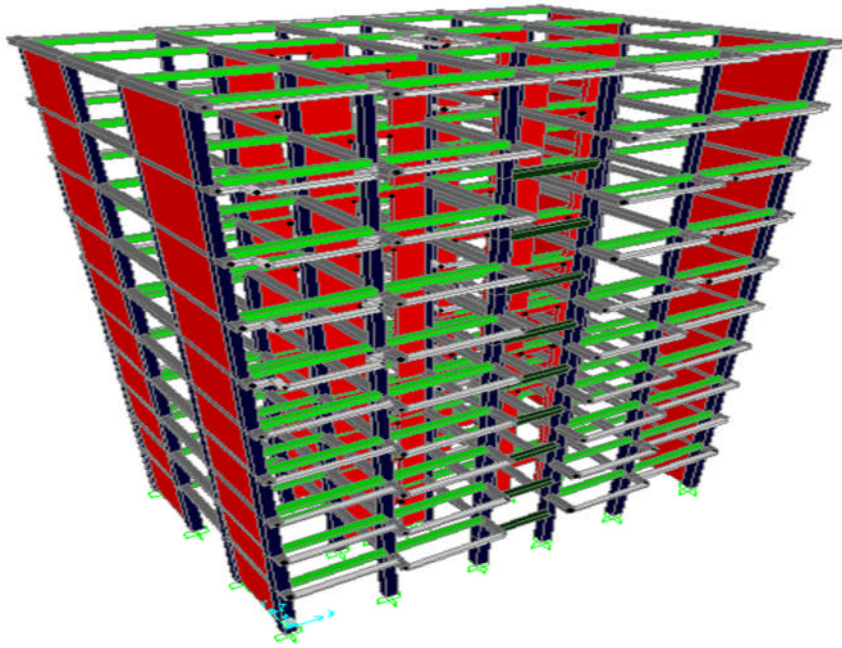


Figure VI.4 : Disposition 4.

$$\begin{cases} T=0.8231s. \\ W=3642.574 \text{ t} \end{cases}$$

IV-7. Poids total de la structure :

Selon le RPA il faut prendre la totalité des charge permanente avec une fraction des charges d'exploitation d'après le tableau (4.5 RPA 99 version 2003 .44) .

$$W_t = G + \beta.Q$$

β : coeff de pondération . $\beta = 0,20$pour les bâtiments d'habitations.

W_t :poids total de bâtiment .

Pour le calcul des poids différents niveaux de la structure on a le tableau suivant qui est donnée par le logiciel SAP2000 .

Tableaux IV.1: poids des différents niveaux.

<i>Niveaux</i>	<i>Hauteur (m)</i>	<i>Masse (t)</i>
09	3.06	311.921
08	3.06	337.020
07	3.06	344.128
06	3.06	348.751
05	3.06	354.112
04	3.06	367.653
03	3.06	373.228
02	3.06	399.061
01	3.06	383.115
RDC	4.08	423.585
Masse totale		3642.574

IV-8. Résultante Des Forces Sismiques De Calcul :

L'une des 1^{ère}s vérifications préconisées par le **RPA99** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,

moments,...) dans le rapport $r = \frac{0.8V}{V_t}$.

Après analyse on a les résultats suivants :

$$V_{xdyn} = 2910.669 \text{ KN}, V_{y dyn} = 3017.38 \text{ KN}$$

$$V_{sta} = (A.d.Q.W)/R = (0.15 \cdot 1.1 \cdot 1.61 \cdot 3642.574)/5 \Rightarrow V_{x,y sta} = 193.53 \text{ kN.}$$

$$0.8 \cdot V_{x,y sta} = 193.53 \cdot 0.8 = 154.82 \text{ kN.}$$

$$V_t > 0.8 V \dots\dots\dots \text{cv}$$

IV-9. Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :

La résultante des forces sismique « V » à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante : $V = F_t + \sum F_i$

V : la résultante des forces sismique à la base de structure

F_t : la force concentrée au sommet de la structure $F_t = 0.07 T \cdot V$

T : la période fondamentale de la structure

$T = 0.8231s > 0.7$ donc $F_t = 0.25V$ selon l'article (4-10) de RPA 99/2003

F_i : la force sismique dans le niveau « i »

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Tableau IV.2 : distribution de la résultante des forces sismique

Niveau	$h_i(m)$	$W_i \cdot h_i$	$V(t)$	F_t	$f_i(t)$
9	31.62	9862.94	154.82	38.7	32.8056
8	28.56	9625.29	154.82	38.7	32.014
7	25.5	8775.264	154.82	38.7	29.186
6	22.44	7722.23	154.82	38.7	25.684
5	19.38	6862.69	154.82	38.7	22.825
4	16.32	6000.09	154.82	38.7	19.957
3	10.2	3806.92	154.82	38.7	12.66
2	7.14	2849.29	154.82	38.7	9.477
1	4.08	1563.10	154.82	38.7	5.199
RDC	0	0	154.82	38.7	0
Somme		57067.81			189.807

VII-8. Vérification des déplacements

VII-8-1. Justification vis-à-vis des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h)

Calcul des déplacements totaux de chaque niveau :

$$\delta_{ek} = [(F_k \times g) / W_k] \times T^2 / 4\pi^2$$

$$\delta_K = R \cdot \delta_{ek}$$

Avec :

R : coefficient de comportement global de la structure

F_k : force sismique au niveau K

W_k : masse de niveau K.

δ_K : Déplacement de niveau (K) par rapport au sol.

T : la période de la structure

g : accélération

Δ_k :Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad (\text{art 4.2.19 RPA 99}).$$

Tableau IV-3: calcule des déplacements dans le sens longitudinal

Niveaux	Sens longitudinal				
	δ_{c_k}	$\delta_k = \delta_{c_k} * R$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	1%de h	Vérification
10	0.0016	0.008	/	0.0306	Ok
9	0.0012	0.006	0.002	0.0306	Ok
8	0.0012	0.006	0.00	0.0306	Ok
7	0.0012	0.006	0.00	0.0306	Ok
6	0.0012	0.006	0.00	0.0306	Ok
5	0.0012	0.006	0.00	0.0306	Ok
4	0.0012	0.006	0.00	0.0306	Ok
3	0.0012	0.006	0.00	0.0306	Ok
2	0.0012	0.006	0.00	0.0306	Ok
1	0.0012	0.006	0.00	0.0408	Ok

Tableau IV-4: calcule des déplacements dans le sens transversal

Niveaux	Sens transversal				
	δ_{c_k}	$\delta_k = \delta_{c_k} * R$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	1%de h	Vérification
10	0.0018	0.009	/	0.0306	Ok
9	0.0012	0.006	0.003	0.0306	Ok
8	0.0012	0.006	0.00	0.0306	Ok
7	0.0012	0.006	0.00	0.0306	Ok
6	0.0012	0.006	0.00	0.0306	Ok
5	0.0012	0.006	0.00	0.0306	Ok
4	0.0012	0.006	0.00	0.0306	Ok
3	0.0012	0.006	0.00	0.0306	Ok
2	0.0012	0.006	0.00	0.0306	Ok
1	0.0012	0.006	0.00	0.0408	Ok

V-1. Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales

Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable, le calcul de la section d'armature dépend a la fois du moment fléchissant M_f et de l'effort normal N , ces valeurs sont donnée par le logiciel : **SAP 2000**.

- Les poutres seront calculées en flexion simple.
- Les poteaux seront calculés en flexion composée.

V-2. Les poteaux :

V-2-1. Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91 : [Combinaisons fondamentales]

$$\begin{cases} \text{ELU} \dots\dots\dots 1,35 \times G + 1,5 \times Q \\ \text{ELS} \dots\dots\dots G + Q \end{cases}$$

Selon RPA 99/2003 : [Combinaisons accidentelles]

$$\begin{cases} \text{ELA} \dots\dots\dots G + Q \pm 1,2 \times E \\ \text{ELA} \dots\dots\dots 0,8 \times G \pm E \end{cases}$$

V-2-2. Vérification spécifique sous sollicitations normales réduites:

Avant de calculer le ferrailage, il faut d'abord faire les vérifications prescrites par le RPA 99version2003, et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec : N_d : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton.

B_c : L'air (section brute) de cette dernière.

F_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

La Vérification des poteaux sous sollicitations normales pour les combinaisons sismiques est représenté dans le tableau suivant :

Tableau V-1:Vérification des poteaux sous sollicitations normales

Poteaux	N _d [KN]	B _c [cm ²]	F _{c28} [MPa]	$\nu \leq 0.3$	Observation
P1	1609.147	55x55	25	0.21	C.V
P2	1158.241	55x55	25	0.15	C.V
P3	965.989	50x50	25	0.15	C.V
P4	828.086	50x50	25	0.13	C.V
P5	690.436	45x45	25	0.14	C.V
P6	557.399	45x45	25	0.11	C.V
P7	424.021	40x40	25	0.11	C.V
P8	294.475	40x40	25	0.074	C.V
P9	168.692	35x35	25	0.055	C.V
P10	115.339	35x35	25	0.038	C.V

V-2-3. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes:

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \tau_{bu}$$

Avec : τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \dots\dots\dots [\text{RPA 99V2003, P72, §7.4.3.2}]$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_d = 0,075 \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0,04 \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \dots\dots\dots [\text{RPA 99V2003, P71, §7.4.2.2}]$$



Avec : a et b , dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0,7 \times l_0$$

$$L_f (\text{RDC}) = 0,7 \times 4,08 = 2,856$$

$$L_f (\text{étage courant}) = 0,7 \times 3,06 = 2,142$$

Tableau V-2 : Vérification spécifique sous sollicitation tangentes.

Poteaux	V (KN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	Observation
RDC (55x55) cm ²	28,417	0.10437	5,19	0,075	1,875	c.v
1 ^{er} étage(55x55)cm ²	51,15	0.18878	3,89	0,04	1	c.v
2 ^{ème} étage(50x50)cm ²	44,081	0.19591	4,28	0,04	1	c.v
3 ^{ème} étage(50x50)cm ²	42,684	0.18697	4,28	0,04	1	c.v
4 ^{ème} étage(45x45)cm ²	38,148	0.20931	4,76	0,04	1	c.v
5 ^{ème} étage(45x45)cm ²	41,249	0.22633	4,76	0,04	1	c.v
6 ^{ème} étage(40x40)cm ²	36,16	0.25111	5,355	0,075	1,875	c.v
7 ^{ème} étage(40x40)cm ²	38,702	0.26876	5,355	0,075	1,875	c.v
8 ^{ème} étage(35x35)cm ²	31,684	0.28738	6,12	0,075	1,875	c.v
9 ^{ème} étage(35x35)cm ²	25,925	0.23514	6,12	0,075	1,875	c.v

V-2-4 .Calcul du ferrailage longitudinal :**Tableau V-3 :** sollicitation de poteaux suivant la combinaison plus sollicitée

Poteau	M(KN.M)	N(K.N)	V(K.N)
(55x55)	37,607	1382,128	66.1
(50x50)	32,432	990,387	58,568
(45x45)	28,101	637,757	51,93
(40x40)	24,916	383,985	14,896
(35x35)	13,431	213,545	16,08

Notre exemple de calcul sera un poteau qui se trouve en RDC, on a pris ce poteau car il est plus sollicité.

Le calcul du ferrailage est en flexion composée, car le poteau est sollicité par un effort normal N et un moment fléchissant M.

$$b=0.55m$$

$$h=0.55m$$

$$d=0.495m \quad ; \quad d'=0.055m$$

$$\sigma_{sc}=348MPa$$

$$Nu=1382,128 \text{ KN}$$

$$Mu=37,607KNm$$

Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{37,607 * 10^{-3}}{1382.128 * 10^{-3}} \Leftrightarrow e = 0,027m$$

$$ea = e + \frac{h}{2} - d' \Leftrightarrow ea = 2.7 + 27.5 - 5.5 = 24.7cm$$

✓ **Moment fictive (Ma) :**

$$M_a = N_u \times e_a = 1382,128 \times 10^{-3} \times 0,247 = 0,341 \text{ MN m}$$

$$* N_u(d - d') - M_a = 0,267 \dots \dots \dots (1).$$

$$* \left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{h} \right) b d^2 f_{bc} = 0,489 \dots \dots \dots (2)$$

$$0,267 < 0,489$$

$$N_u(d - d') - M_a < \left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{h} \right) b d^2 f_{bc} \dots \dots \dots \text{Donc la section est partiellement comprimée.}$$

$$A_{sc} = 0$$

✓ **Moment réduit μ_u :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{0,341}{0,55 * (0,495)^2 * 14,2} \Rightarrow \mu_u = 0,178 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 0,2468$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,446 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[\frac{M_{ua}}{Z} + N_u \right] = -15,23 \text{ cm}^2$$

Le béton seul a la possibilité de résister sans ferraillage.

Donc on va ferrailler avec $A_{\min}$ (RPA 99 V2003) :

Le bâtiment est implanté dans la zone II (Tizi Ouezou), le ferraillage minimum est de (0,8% de la section)

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V-4:Récapitulation du ferrailage des poteaux

Section (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	Ferrailage Longitudinal		Ferrailage transversal		
		Section (cm ²)	Choix	t(cm)	t'(cm)	A _t
(55x55)	24,2	24,9	4T20+8T14	10	15	φ 10
(50x50)	20	20,34	4T16+8T14	10	15	φ 10
(45x45)	16,2	17,28	4T16+6T14	10	15	φ 10
(40x40)	12,8	12,94	4T14+6T12	10	15	φ 10
(35x35)	9,8	10,68	4T14+4T12	10	15	φ 10

V-2-5. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \dots \dots \dots \text{BAEL 91 modifié 99, page 196.}$$

Avec ϕ_l : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

$$\phi_t \leq \min(1; 3,5; 1,2) \Rightarrow \phi_t \leq 1 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{on adopte: } \phi 10$$

✓ Calcul de l'espacement : « RPA 99 V2003 page 63 »

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_l; 15 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{Zone II}$

Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l \dots \dots \dots \text{Zone II}$

$$\Rightarrow \begin{cases} t \leq (12; 15) \text{ cm} \leq 12 \text{ cm} \\ t' \leq 18 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \text{On adopte un espacement pour tous les poteaux } \begin{cases} t = 10 \text{ cm} \\ t' = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ **Recouvrement :**

La longueur de recouvrement minimale donnée par le **RPA99** est de :

40Φ en Zone II.....RPA99 V2003; page 61

$$\phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}, \text{ alors on adopte : } L_r = 50 \text{ cm}$$

$$\phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}, \text{ alors on adopte : } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm}, \text{ alors on adopte : } L_r = 70 \text{ cm}$$

$$\phi = 2,0 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 2,0 \times 40 = 80 \text{ cm}, \text{ alors on adopte : } L_r = 90 \text{ cm}$$

✓ **La Longueur des zones nodales :**

$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right) \text{ cm} \dots\dots\dots \text{RPA99 V2003; page 49}$$

Tableau V-5 : Longueur de la zone nodale

Niveau	RDC	Etage courant
h'(cm)	70cm	60cm

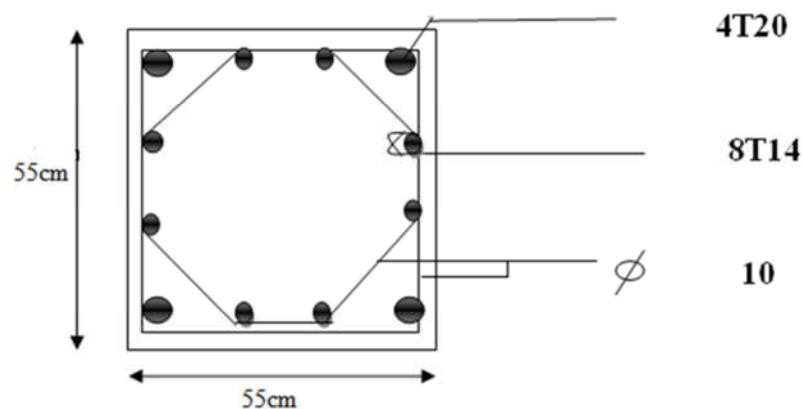
V-2-6.Dessin de ferrailage de poteau de RDC :

Figure V-1: Ferrailage des poteaux de RDC

V-3. Les poutres :**V-3-1. Introduction :**

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux

- le calcul des poutres se fait en flexion simple en considération les combinaisons d'action suivantes
- les travées et les appuis des poutres sont sollicitées défavorablement sous :
 - les combinaisons fondamentales : « 1^{er} genre » **BAEL91**

$$\left\{ 1,35xG+1,5Q \text{ « ELU »} \right.$$
 - par rapport à :
 - combinaisons accidentelles : « 2^{ème} genre » **RPA 99V2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ 0,8xG\pm E \end{array} \right.$$

V-3-2 .Exemple d'étude de la poutre principale (30x40) :

On va prendre comme un exemple de calcul : « Poutre principale intermédiaire situé au plancher haut du 7^{ème} étage ».

Tableau V-6: sollicitation de la poutre principale

SECTION (cm ²)	ELU		ELS		$G + Q + E$		$0,8 \times G + E$	
	M_t	M_a	M_t	M_a	M_t	M_a	M_t	M_a
30x40	53,03	104,68	37,94	75,056	37,944	77,3898	21,17	44,48
V (KN)	128,339		92,01		92,96		52,54	

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement..... RPA99

V-3-2-1 .Ferrailage en travée :**V-3-2-1-1. ELU :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{b * d^2 f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = 0,096$$

$\mu_u = 0,096 < 0,392$ donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaire

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0,126$$

$$Z = d.(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,34 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{53,03 \times 10^{-3}}{0,34 \times 348} = 4,48 \text{ cm}^2$$

On adopte : un ferrailage de **3T14** de section **4,62 cm²**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq (1,08; 1,3) \text{ cm}^2$$

Donc : **A_{st}=4,62 cm²>1,30cm².....C.V**

V-3-2-1-2. ELS :

Le moment maximum en travée $M_{\text{max}} = 37,94 \text{ m}$.

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$:

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{53,03}{37,94} = 1,398$$

$$\Rightarrow \frac{1,398 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,449$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,126 < 0,449 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

V-3-2-2.Ferraillage en appuis :**V-3-2-2-1 . ELU : (1, 35G + 1, 5Q) :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{b * d^2 f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = 0,189$$

$\mu_u = 0,189 < 0,392$ donc; les armatures de compression ne sont pas nécessaire.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,264$$

$$Z = d.(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,32m$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{104,68 \times 10^{-3}}{0,322 \times 348} = 9,34$$

On adopte : un ferraillage de 5T16 de section **10,1 cm²**

1. Armatures minimales :

$A = 0,5\%(b \times h)$ Sur toute la section

$A_{min} = 0,5\%(b \times h)$ Sur toute la section

$$A_{min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st \text{ travée}} + A_{st \text{ appuis}} = 4,62 + 10,1 \text{ cm}^2 > 6 \text{ cm}^2$$

2. Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2$$

Donc : **A_{st} = 9,24 cm² > 1,30 cm² C.V**

V-3-2-2-2 .ELS (G + Q) :

$$M_{Amax} = 75,056 \text{ KN.m}$$

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$:

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{104,68}{75,056} = 1,394$$

$$\Rightarrow \frac{1,394 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,447$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,264 < 0,447 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

V-3-2-3.Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{\max} = 128,339 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{128339}{300 \times 360} = 1,188 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] = 4 \text{ MPa} \rightarrow \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V-3-2-4.Détermination des armatures transversales :

D'après le « **BAEL 91**, modifié **99**, page **196** » on a la condition suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right)$$

Avec ϕ_l : le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(1,14; 3; 1,4) \Rightarrow \phi_t \leq 1,14 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II).....RPA99

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm}, \text{ alors on adopte: } L_r = 70 \text{ cm.}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}, \text{ alors on adopte: } L_r = 60 \text{ cm.}$$

La jonction par recouvrement doivent être faites si possible, a l'extérieure des zones nodales (zones critiques).

Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont :

$$l' = 2 \times h = 80 \text{ cm.} \dots \dots \dots \text{« RPA99 V2003, »}$$

V-3-2-5.L'espacement des armatures transversales :

D'après le RPA 99 page 53:

$$st \leq \min (h / 4, 12 \phi \text{ l min ; } 30\text{cm}) \Rightarrow \text{ zone nodale}$$

ϕ : le diamètre minimale des armatures longitudinale de la poutre considérée.

$$\Rightarrow st \leq 12\text{cm} \quad \text{on prend } st = 10\text{cm} \text{ pour la zone nodale}$$

$$st \leq h / 2 \Rightarrow \text{ zone courant}$$

$$\Rightarrow st \leq 20\text{cm} \quad \text{on prend } st = 15\text{cm} \text{ pour la zone courante}$$

Tableau V-7: Récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre principale.

	Ferrailage calculé (cm ²)	Ferrailage choisi (cm ²)
Travée	4,48	3T14=4,62
Appuis	9,34	5T16=10,1 cm²

✓ **Dessin de ferrailage des poutres principales :**

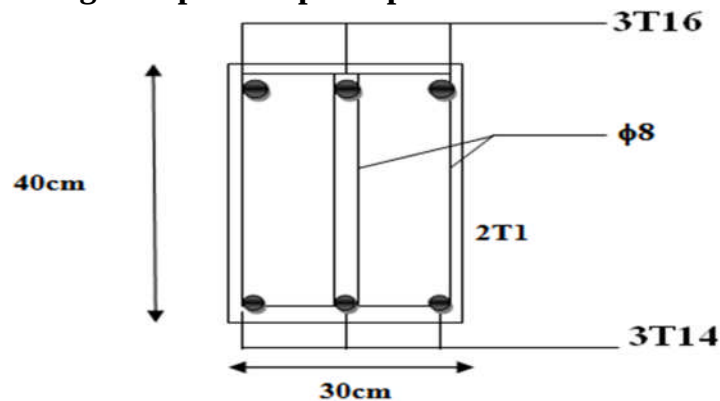


Figure V-2 : Ferrailage de la poutre principale en travée .

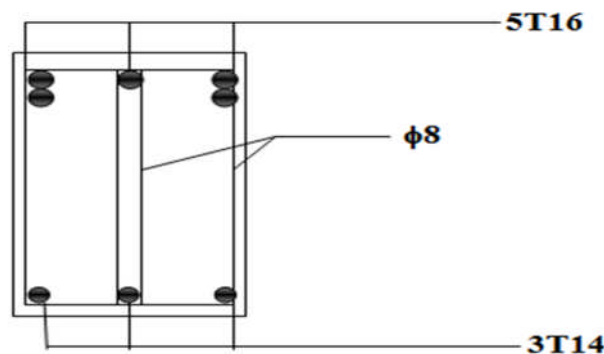


Figure V-3 : Ferrailage de la poutre principale en appui .

V-3-3. Exemple d'étude de la poutre secondaire (30x35) :

On va prendre comme exemple de calcul « la poutre secondaire intermédiaire situé au plancher haut du 8^{ème} étage. »

Tableau V-8: Sollicitation de la poutre secondaire

Section (cm ²)	ELU		ELS		G+Q+E		0,8G+E	
	Ma (KN.M)	Mt (KN.M)	Ma (KNM)	Mt (KN.M)	Ma (KN.M)	Mt (KN.M)	Ma (KN.M)	Mt (KN.M)
30x35	33,57	25,49	24,16	18,34	30,04	19,13	20,08	11,59
T	53,83		38,74		42,44		26,46	

V-3-3-1. Ferrailage en travée :**V-3-3-1-1.ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{25.49 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0.315)^2 \times 14,2}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,060.$$

$$\mu_u = 0,060 < 0,186$$

$\Rightarrow$ Pivot A : donc les armatures de compression ne sont pas nécessaire.

$$\mu_u = 0,060 < \mu_r = 0,392$$

$\Rightarrow$ Section a simple armature.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,081}) \Rightarrow \alpha = 0,077.$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,077) \Rightarrow Z = 0,305.$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{25.49 \times 10^{-3}}{0,305 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 2.40 \text{ cm}^2.$$

On adopte : un ferrailage de 3T12 de section 3,39 cm²

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(1,05 \text{cm}^2; 1,14 \text{cm}^2)$$

Donc 3,39 > 1,14 cm²C.V

V-3-3-1-2.ELS :

-Le moment maximum en travée $M_{\text{tmax}} = 18,34 \text{KN.m.}$

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$:

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{25.49}{18.34} = 1.37$$

$$\Rightarrow \frac{1.27-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.077 < 0.435 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

V-3-3-2. Ferrailage en appui :

V-3-3-2-1. ELU :

$$\bullet \mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{33.57 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.315)^2 \times 14.20}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0.079.$$

$$\mu_u = 0.079 < 0.186$$

$\Rightarrow$ Pivot A : donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.079 < \mu_r = 0.392$$

$\Rightarrow$ Section à simple armature.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.135})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.103$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.27 \times (1 - 0.4 \times 0.103)$$

$$\Rightarrow Z = 0.302$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{33.57 \times 10^{-3}}{0.302 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 3.19 \text{ cm}^2.$$

On adopte : un ferrailage de 3T12 de section **3.39 cm²**

✓ **Armatures minimales :**

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h) \text{ Sur toute la section}$$

$$A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} \text{ travée} + A_{st} \text{ appuis} = 3,39 + 3,39 \text{ cm}^2 > 5,25 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(1,05 \text{ cm}^2; 1,14 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Donc : } 3,39 \text{ cm}^2 > 1,14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

V-3-3-2-2.ELS :

$$M_{A_{\max}} = 24,16 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Il faut vérifier que } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} :$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{33,57}{24,16} = 1,39$$

$$\Rightarrow \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,103 < 0,445 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

V-3-3-3.Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min(h / 35, b / 10, \phi_l \text{ min})$$

$$\phi_t \leq 1 \text{ cm}$$

on prend $\phi_t = \phi_8$

V-3-3-4.Recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II).....RPA99

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}, \text{ alors on adopte: } L_r = 50 \text{ cm.}$$

Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont :

$$l' = 2 \times h = 70 \text{ cm.} \dots\dots\dots \text{« RPA99 V2003, page 49, fig 7.2 »}$$

V-3-3-5. L'espacement des armatures transversales :

D'après le RPA 99 page 53:

$$st \leq \min (h / 4, 12 \phi \text{ l min ; } 30\text{cm}) \Rightarrow \text{zone nodale}$$

ϕ : le diamètre minimale des armatures longitudinale de la poutre considérée.

$$\Rightarrow st \leq 8,75\text{cm} \quad \text{on prend } st = 7\text{cm} \text{ pour la zone nodale}$$

$$st \leq h / 2 \Rightarrow \text{zone courant}$$

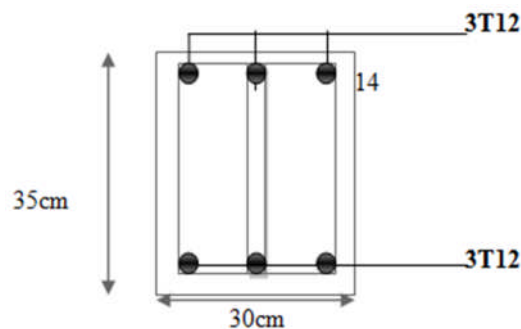
$$\Rightarrow st \leq 17,5\text{cm} \quad \text{on prend } st = 15\text{cm} \text{ pour la zone courante}$$

Tableau V-9:récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre secondaire

	Ferrailage calculé (cm ²)	Ferrailage choisi (cm ²)
Travée	2,40	3T12=3,39cm ²
Appuis	3,19	3T12=3,39cm ²

Tableau V-10 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres

Type de poutre	Travée		Appui		A _{st} choix des armatures	
	A _{cal}	A _{choisi}	A _{Cal}	A _{Cchoisi}	Travée	Appui
Poutre principale	4,48	4,62	9,34	10,1	3T14	5T16
Poutre secondaire	2,90	3,39	3,19	3,39	3T12	3T12

V-3-3-6. Dessin de ferrailage des poutres secondaire :

V-4. Etude des voiles :

V-4-1 . Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique). Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

V- 4-2 . Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto stables
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques appelés contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

V-4-3. Rôle du contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

V-4-4. Ferrailage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet du moment fléchissant et de l'effort normal qui sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armature verticales.
- Armature horizontales.
- Armature transversales.

V-4-4-1.Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 version 2003) les combinaisons à Considérer sont les suivantes :

- 1) $1.35 G + 1.5Q$ (E.L.U)
- 2) $G + Q$ (E.L.S)
- 3) $G + Q \pm 1,2 E$

V-4-4-2.Pré Dimensionnement des voiles :

A : épaisseur du voile

h_e : hauteur d'étage

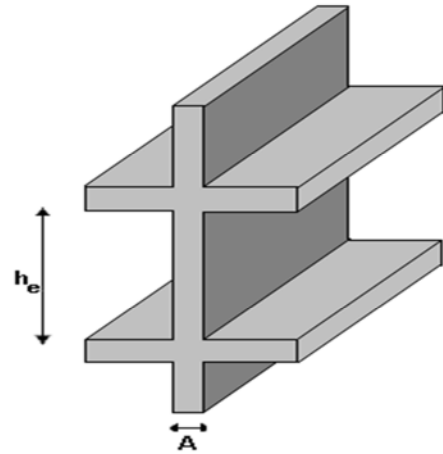


Tableau V-11 : pré dimensionnement des voiles.

Voiles	Hauteur	Epaisseur
RDC-1...9etage	4.08m ; 3.06 m	20 cm

V-4-4-3. les sollicitations des voiles :

Dans le tableau suivant on va regrouper les sollicitations obtenues par le logiciel **SAP2000** :

Tableau V-12 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

Niveau	Combinaison	F_{11} (KN)	M_{11} (KN.m)	F_{22} (KN)	M_{22} (KN.m)	$V_{\max}$ (KN)
RDC-1...9etage	1.35G+1.5Q	572.43	15.06	114.49	3.01	4.1
	G+Q	420.01	11.41	84	2.281	3.09
	G+Q±1.2 ^E	548.29	12.556	109.66	2.511	3.34

V-4-4-4. Vérification des contraintes tangentielle :**Tableau V-13 : Vérification des contraintes**

Niveau	V (KN)	τ_b (MPa)	τ_u (MPa)= $0.2 \times f_{c28} \bar{\tau}$	τ_b (MPa)= $0.06 \times f_{c28} \bar{\tau}$
	ELU	ELU		
RCD.....9 ^{ème} étage	4.1	0.0227	5	1.5

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = 0.0227 \text{ MPa} \leq 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = 0.0227 \text{ MPa} \leq 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

V-4-4-5. calcul des armatures des voiles :

Le calcul se fait en flexion composé d'une bande de section (0,2x1ml).

Après calcul du ferrailage par logiciel « SOCOTEC » on a trouvé que ce dernier est inférieur au de minimum RPA donc le ferrailage choisi est le « minimum RPA ».

Les armatures sont disposées dans les deux sens (verticaux et horizontaux)

- **Ferrailage vertical :**

$$\text{Min RPA} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : **5T12** de section **5,65** cm²/ml.

- **Ferrailage horizontal :**

$$\text{Min RPA} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : **5T12** de section **5,65** cm²/ml.

- **L'espacement :**

Selon BAEL 91 on a :

$$St \leq \min \{2b ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40 ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 33 \text{ cm}$$

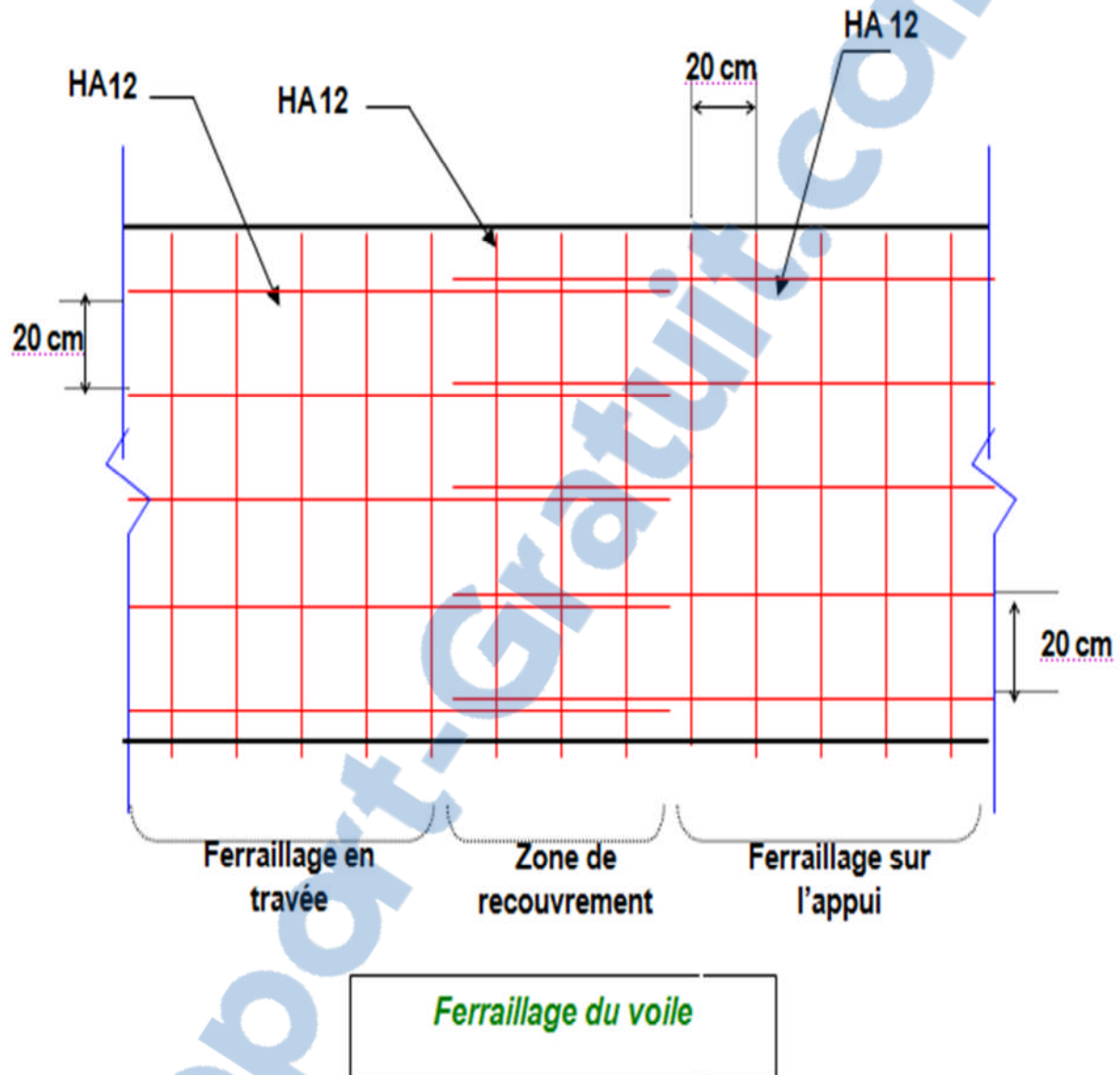
Selon R.P.A 99 (version 2003) page 64 on a :

$$St \leq \min \{1,5a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30 ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

on adopte une espacement $St = 20$ cm pour les aciers verticaux et même pour les aciers horizontaux.



V-4-5. Etude des linteaux

V-4-5-1. Introduction :

Les linteaux seront étudiés comme des poutres encastrées à leurs extrémités.

Les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile et ils doivent être capables de prendre l'effort tranchant et le moment fléchissant .

V-4-5-2. Sollicitations dans les linteaux :

Les linteaux seront calculés en flexion simple, de façon à éviter leur rupture.

Ils reprennent les moments fléchissant, et les efforts tranchants dus aux charges permanentes, aux charges d'exploitations et ceux dus à l'action du séisme.

Les sollicitations dans le linteau seront :

$$T = T_E + T_P$$

$$M = M_E + M_P$$

T_E : Effort tranchant dû au séisme.

T_P : Effort tranchant dû à la charge (G +Q).

M_E : Moment fléchissant dû au séisme

M_P : Moment fléchissant dû à la charge (G +Q).

Selon les prescriptions de RPA99/version2003, les efforts internes dus au séisme seront majorés comme suit :

$$T = 1.4 (\tau + q_{\max} L/2).$$

$$M = 1.4 (M_E + q_{\max} L^2/12).$$

V-4-5-3. Ferrailage :

Contraintes Admissibles De Cisaillement :

a. Premier cas : $\tau_b \leq \tau_b = 0.06 f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple avec M et T, on devra disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion (A_l).

Des aciers transversaux (A_t).

Des aciers aux partis courants (A_c).

1. Aciers longitudinaux : (A_l)

Ils sont donnés par la formule suivante : $A_l \geq M / (Z \times f_e)$

tel que :

M : Moment dû à l'effort tranchant ($T = 1.4 T_{\text{calcul}}$)

$$z = h - 2d$$

h : Hauteur total du linteau.

d : Enrobage.

2. Aciers transversaux : A_t

Linteaux longs ($\lambda_g = L/h > 1$)

$$St \leq At \times f_e \times Z / T$$

St : Espacement des cours d'armatures transversales.

At : Section d'une cour d'armatures transversales.

$$T = 1.4 T_{\text{calcul}}$$

L : Porté du linteau.

Linteaux courts ($\lambda_g = L/h \leq 1$)

$$St \leq At f_e L / (T + A_t \sigma_s)$$

$$T = \min (T1, T2)$$

$$T2 = 2 T_{\text{calcul}}$$

$$T1 = (M_{ii} + M_{ij}) / L_{ij} \quad M_{ii} = A_l f_e Z$$

b. Deuxième cas : $\tau_b \geq \tau_b = 0.06 f_{c28}$

Pour ce cas, il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et de la partie courante suivant le minimum réglementaire.

Les sollicitations (M, T) sont reprises suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (A_D) à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = T / (2 f_e \sin \alpha) \quad \text{avec : } \tan \alpha = (h - 2d) / L$$

T : calcul (sans majoration)

c. Ferrailage minimal :

1. Armatures longitudinales :

$$(A_l, A_r) \geq 0.0015 . b . h$$

Avec :

b : Epaisseur du linteau.

h : Hauteur du linteau.



2. Armatures transversals:

$$\text{Pour } \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \quad A_t \geq 0.0015 .b .s$$

$$\text{Pour } \tau_b > 0.025 f_{c28} \quad A_t \geq 0.0025 .b .s$$

3. Armatures en section courante (armature de peau)

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau (A_c en deux nappes) doivent être au total d'un minimum égale à 0.20%

$$A_c \geq 0.002 .b .h$$

- **Exemple de calcul**

$$h = 1\text{m} ; b = 20\text{cm} ; L = 1.7 \text{ m}$$

Dans le calcul du ferrailage du linteau,

L'effort tranchant par logiciel (**SAP2000**) : V_u (gauche) = 92.14 kN, V_u (droit) = 173.36 kN doit être majoré de 1,4.

$$V = 1,4 V_U$$

$$\text{Soit : } V = 1,4 \times 173.36 = 242.704 \text{ KN}$$

a. Vérification de la contrainte de cisaillement

D'après **RPA99/V2003**, on a :

$$\tau_b = V / b_0 d ; d = 0,9 h = 0.9\text{m}$$

$$\tau_b = 0,242704 / (0.2 \times 0.9) = 1.35\text{MPa}$$

$$\tau_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.35 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

La condition de la contrainte de cisaillement est vérifiée

b . Calcul des armatures

$$f_{c28} = 0.06 \times 25 = 1,5 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 1.35\text{MPa} < 1,5 \text{ MPa}$; le calcul se fait selon le 1^{er} cas ; donc on disposera le ferrailage suivant :

- Des aciers longitudinaux (A_L , A_L') qui sont calculés en flexion simple ;
- Des aciers transversaux (A_t) ;
- Des aciers en partie courante (A_c) ;

Calcul de (A_L) :

Section minimale exigée par le RPA99/03 :

$$(A_L, A_L') \geq 0.0015 \times 0.2 \times 1.07 = 5.1\text{cm}^2$$

Calcul de (A_t) :

$$\tau_b = 1.35\text{MPa} > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

Condition minimale du RPA 99 :

$$A_t \geq 0.0025 .b .s = 0.0025 \times 0.2 \times 0.25 = 1.25 \text{ cm}^2$$

Calcul de (Ac):

$$A_c \geq 0.002 .b .h = 0.002 \times 0.2 \times 1 = 4 \text{ cm}^2$$

• Ferrailage final:

- $A_l = 5.1 \text{ cm}^2$ soit : AS = 5T12 = 5.65 cm²
- $A_t = 1.25 \text{ cm}^2$ soit: AS = 4T8 = 2.01 cm²
- $A_c = 4 \text{ cm}^2$ soit: AS = 4T12 = 4.52 cm²

VI-1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la structure. Un choix judicieux du système de fondation doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service.

L'ingénieur des structures est généralement confronté à plusieurs solutions possibles et doit opérer le choix en fonction de :

- Taux de travail sur le sol
- Genre de structure (souple rigide)

Choix du type de fondations

Le choix de la fondation doit satisfaire

- Stabilité de l'ouvrage (rigide)
- Facilité de l'exécution (coffrage)
- Economie (ferraillage)

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2 bars (sol meuble)

-Le type de fondations préconisé est semelles filantes, mais après le pré-dimensionnement, les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entraxe des poteaux on opte alors pour **un radier général**.

-Dans le cas général, les combinaisons d'action à considérer pour déterminer les efforts transmis par les points d'appui sont celles définies pour les poteaux et les poutres.

VI-2 .ETUDE DE RADIER GENERAL :

VI-2-1. pré-dimensionnement :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature.

Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

a - épaisseur du radier :

La portée la plus grande entre axes des appuis $L=4,9\text{m}$

$$H > L/10 = 4,9/10 = 0,49\text{m} \Rightarrow \text{soit } H=60\text{cm}$$

$$S_{\min} > N_u / \sigma_{\text{sol}}$$

$$\text{Avec : } N_u = 49188,303$$

$$S_{\min} = 49,188303 / 0.2 = 245,94\text{m}^2$$

$$S_{\min} < S_{\text{batiment}} = 299,823$$

$\Rightarrow$ Le débord n'est pas nécessaire.

VI-2.1 les différentes sollicitations :

Après une modélisation du radier avec le logiciel SAP2000, "Elément plaque Sur sol élastique" on a obtenu les résultats suivants :

Les sollicitations sont données dans le tableau suivant :

Tableau VI-1: Sollicitations du radier

	Combinaison	M ₁₁ [KN.m]	M ₂₂ [KN.m]
Appuis	ELU	346,81	534,08
	ELS	256,89	395,61
Travée	ELU	139,78	166,28
	ELS	103,54	123,17

VI-2-2. Calcul des armatures :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de (1x 1) m² et en deux direction, l'une suivant XX' et l'autre suivant YY'.

La partie la plus sollicitée est la partie extrême de bâtiment.

VI-2-2-1. En travée :

- **Ferraillage suivant Lx :**

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{139,78 \times 10^{-3}}{1 \times 0,54^2 \times 14,2} = 0,034$$

$$\mu_u < 0,392 \Rightarrow \text{donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0,043$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,53\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{139,78 \times 10^{-3}}{0,53 \times 348} = 7,6\text{cm}^2$$

Ferraillage choisi est de **5T14** de section **7,7 cm²**

• **Ferraillage suivant Ly :**

$$\mu_u = \frac{M_{22}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{166,28 \times 10^{-3}}{1 \times 0,54^2 \times 14,2} = 0,040$$

$\mu_u < 0,392 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0,051$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,537m$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{166,28 \times 10^{-3}}{0,537 \times 348} = 8,9 cm^2$$

Ferraillage choisi est de **6T14** de section **9,24 cm²**

✓ **Armatures minimales (min RPA):**

$$A_{min} = 0,6\% (b \times h)$$

$$A_{min} = 0,006 \times 100 \times 60 = 36 cm^2$$

$$A_{st} = 7,7 + 9,24 = 16,94 cm^2$$

Donc : $A_{st} \text{ calculé} < A_{st} \text{ min}$

On augmente la section

On prend **9T16** suivant **Lx** et **Ly** de section **18.1cm²**

$$18,1 + 18,1 = 36,2 > 36 cm^2 \dots\dots\dots cv$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) cm^2$$

$$\Rightarrow A_{st} \geq \text{Max}(6; 7,24) cm^2 \dots\dots\dots cv$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

Le moment maximum en travée : **M_s = 123,17KN.m**

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,35 \Rightarrow \frac{1,35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,051 < 0,425$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$.

Les armatures calculées à l'ELU convient pour l'ELS.

VI-2-2-2. En appuis:

➤ **Ferraillage suivant Lx :**

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{346,81 \times 10^{-3}}{1 \times 0,54^2 \times 14,2} = 0,084$$

$\mu_u < 0,392 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0,11$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,516m$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{346,81 \times 10^{-3}}{0,516 \times 348} = 19,31 \text{ cm}^2$$

Ferrailage choisi est de **10T16** de section **20,1 cm²**

➤ **Ferrailage suivant Ly :**

$$\mu_u = \frac{M_{22}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{534,08 \times 10^{-3}}{1 \times 0,54^2 \times 14,2} = 0,128$$

$\mu_u < 0,392 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0,172$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,503m$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{534,08 \times 10^{-3}}{0,503 \times 348} = 30,51 \text{ cm}^2$$

Ferrailage choisi est de **10T20** de section **31,4 cm²**

✓ **Armatures minimales (min RPA):**

$$A_{\min} = 0,6\% (b \times h)$$

$$A_{\min} = 0,006 \times 100 \times 60 = 36 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 20,1 + 31,51 = 51,61 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st} \text{ calculé} > A_{st} \text{ min}$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st} \geq \text{Max}(6; 7,245) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

Le moment maximum en travée : **M_s = 395,61 kN.m**

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,35 \Rightarrow \frac{1,35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,172 < 0,425$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$.

Les armatures calculées à l'ELU conviennent pour l'ELS.

✓ **Vérification des contraintes tangentielle:**

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{603,14 \times 10^{-3}}{1 \times 0,54} = 1,117 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration non préjudiciable.}$$

$$\tau_b = 1,117 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

✓ **Ferraillage transversal :**

$$\Phi_t < \min (h/35 ; \Phi_l ; b_0/10)$$

$$\text{avec : } \Phi_l = 1,60 \text{ cm}$$

$$\Phi_t < \min (1,71 ; 1,6 ; 6)$$

$$\Phi_t < 1,6$$

On adopte : **Φ10**

✓ **Calcul de l'espacement :**

$$St \leq \min (20; 15 \Phi_l) \text{ cm}$$

$$St \leq \min (20; 24) \text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte: } \mathbf{St=8cm}$$

VI-2-3. Vérification au poinçonnement (B.A.E.L99modifié99) :

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_C \times h \times f_{c28} / \gamma_b .$$

$$\text{Avec : } Q_u = 49188,303 \text{ KN.}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5$$

- $h = 60 \text{ cm}$
- $\mu_c = 2(U+V)$
- $\begin{cases} U = a + h_0 = 10 + 60 = 70 \text{ cm} \\ V = b + h_0 = 10 + 60 = 70 \text{ cm} \end{cases}$
- $\mu_c = 2(70+70) = 280 \text{ cm}$
- $Q_u = 0,045 \times 280 \times 60 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 126000 \text{ KN}$
- $Q_u = 49188,303 < 126000 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$

VI-2-4. Vérification de la contrainte du sol :

$$\overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$$

✓ **La condition qu'on doit vérifier est la suivante :**

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_b = \frac{Q_s}{A}$$

$$A = 299,823 \text{ m}^2 \text{ (surface du bâtiment)}$$

$Q_s = 55002,989 \text{ KN}$ (la somme de forces verticales)

$$\Rightarrow \sigma_b = 1,83 \text{ bars}$$

$$\sigma_b = 1,83 < \overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bars} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

✓ **On doit vérifier que :**

$$\sigma_{ELS} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_{ELS} = K \cdot Z_{max}$$

➤ Coefficient de BALLASTE K est estimé à $2\sigma_{sol} \Rightarrow K = 40000 \text{ KN/m}^3$

➤ Après la modélisation du radier par le SAP2000 on a obtenu un déplacement maximum égale à $Z_{max} = 0,0046 \text{ m}$

$$\Rightarrow \sigma_{ELS} = 40000 \times 0,0046 = 184 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_{ELS} = 1,84 \text{ bar} < \overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bar} \dots\dots \text{cv}$$

IV-2.5. Conclusion :

Après avoir fait toutes ces vérifications, on récapitule que l'épaisseur du radier qu'on a choisi (0.6m) est suffisant.

VI-3 . ETUDE DE LA LONGRINE :

VI-3-1. Introduction :

Les points d'appuis d'un bloc doivent être solidarités par un réseau bidirectionnel de longrines qui s'opposent au déplacement relatif de ces points dans le plan horizontal.

D'après le **R.P.A 99 V2003**, le minimum pour les longrines est :

$$(25 \times 30) \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Site de catégorie S2, S3.}$$

$$(30 \times 30) \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Site de catégorie S4.}$$

$\Rightarrow$ Donc on va adopter une longrine de **$(30 \times 35) \text{ cm}^2$** .

Les longrines doivent être calculés pour résister à un effort de traction égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} > 20 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} N = 1943,1 \text{ KN (effort normal maximal du poteau)} \\ \alpha : \text{Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie de site} \end{cases}$$

Zone II ; site 3 $\Rightarrow \alpha = 12$.

$$F = \frac{1943,1}{12} = 161,925 \text{ KN} \quad \Rightarrow F = 161,925 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

VI-3-2. Calcul du ferrailage :

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} \Rightarrow A_{st} = \frac{161,925 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_{st} = 4,65 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité**

En prend la section minimale :

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times 0,30 \times 0,315 \times 2,1 / 400$$

$$\Rightarrow A_{st \min} \geq 1,14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

✓ **Le R.P.A 99 V2003 exige que :**

$$A_{st \min} = 0,5\% (b \times h) = 0,005 (0,3 \times 0,35)$$

$$A_{st \min} = 5,25 \text{ cm}^2.$$

On a :

$$A_{st} = 4,65 \text{ cm}^2 < A_{st \min} = 5,25 \text{ cm}^2.$$

D'où le ferrailage choisi : $A_{st} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$

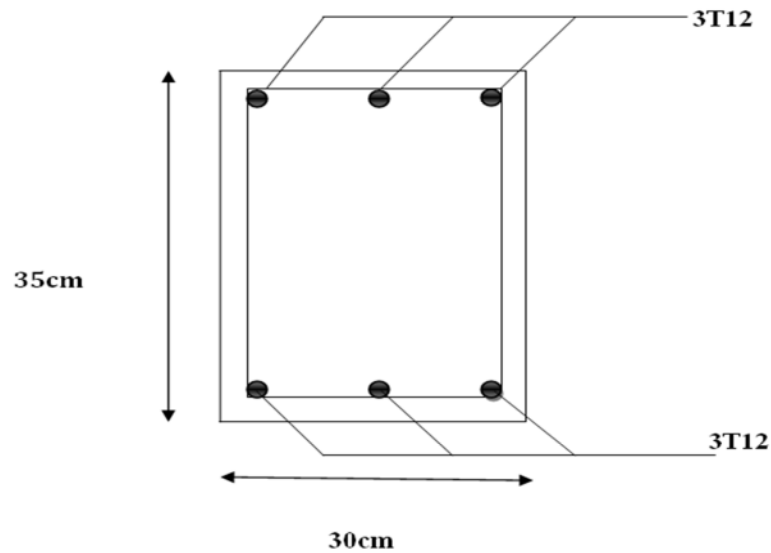


Figure IV-1 : Ferrailage de la longrine

VII-1-1. Introduction projet :

Dans le passe le terme projet de signait surtout la façon de s'organiser pour construire de grandes ouvrages nécessitant d'importants moyens humains et matériels tels que des bâtiments ,des monuments ou des infrastructures. Aujourd'hui la notion de projet s'applique également a toutes les actions inhabituelles et uniques qui vont transformer durablement l'entreprise , comme la création de nouveau produits la modification de l'organisation la construction de nouveaux moyens de production ou encore l'organisation d'un événement important.

VII-1-2. Définitions d'un projet :

un pojet est un processus unique qui consiste en un ensemble d'activités coordonnées et maîtrisées, comportant des dates de début et de fin, entrepris dans le but d'atteindre un objectif conforme à des exigences spécifiques, incluant des contraintes de délais, de coûts et de ressources. ». Définition de l'Organisation Mondiale de Normalisation selon la norme ISO 10006 (version 2003) .[

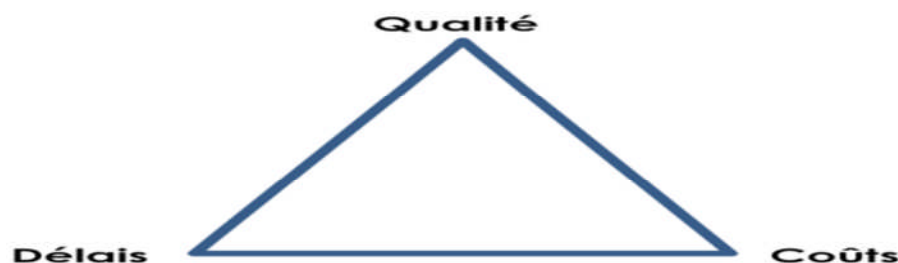


Figure IIV-1-1 : Facteur principal d'un projet.

VII-1-3. Phases de gestion de projet :

Possibilité de découper tout projet en quatre phases
Conception ->Planification ->Réalisation ->Terminaison

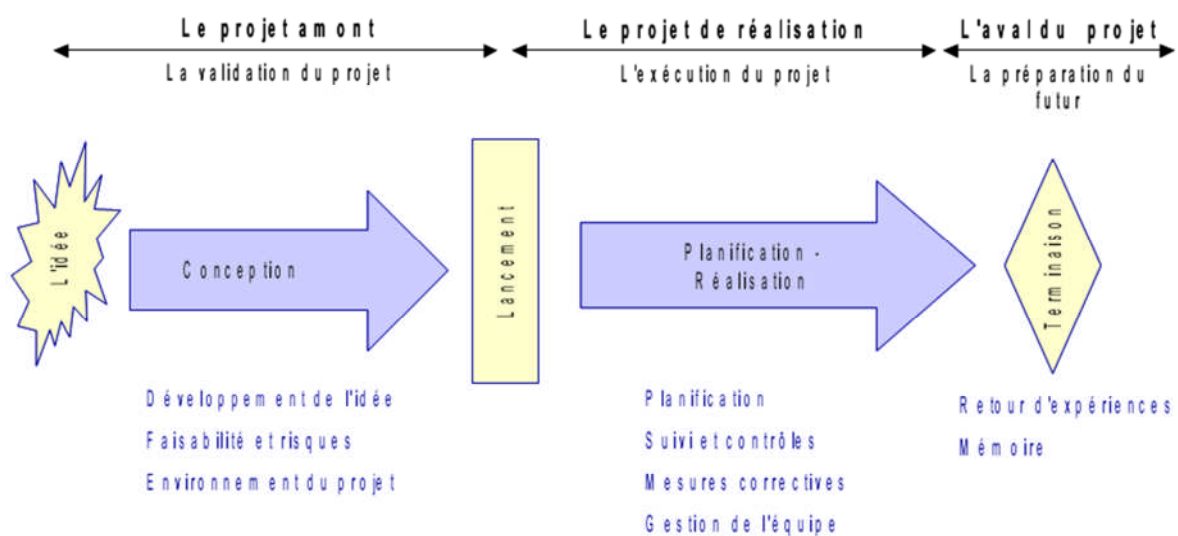


Figure VII-1-2 : Phases de gestion de projet

1. Conception : Quel objectif, projet avant le projet :

- déterminer le but du projet.
- Estimer les ressources, coûts et délais.
- Définir le type d'organisation.
- Choisir le chef de projet.
- Estimation des risques.
- Estimation de la rentabilité.

2. Phase de Planification : Planifier la réalisation

- planification globale.
- détail des coûts et délais.
- engagement des hommes-clés.
- définition des responsabilités.

3. Phase de Réalisation : Réaliser la planification...

Phase générant le plus de coûts

- Mise en place de l'organisation.
- Exécution du travail.
- Pilotage coûts-délais-spécifications.
- Résolution de problèmes.

4. Phase de Terminaison : Préparer les futures planifications...

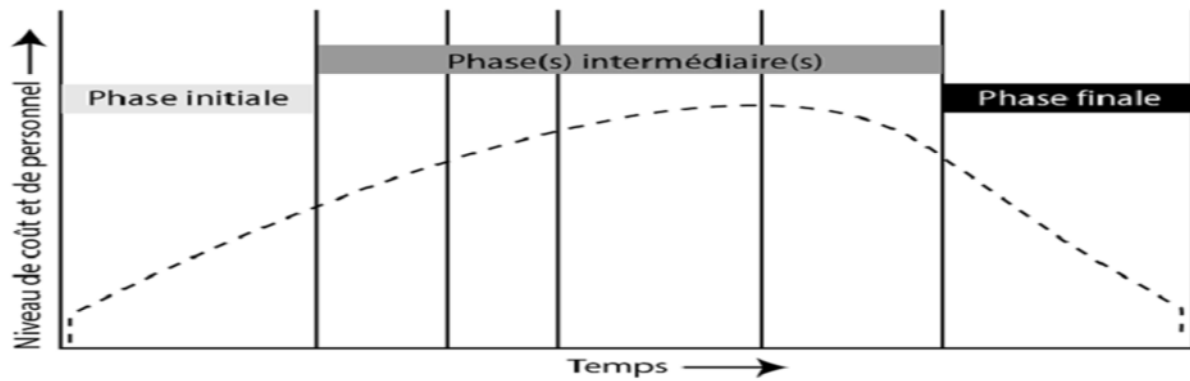
Archivage de l'expérience

- Améliorer le déroulement des projets futurs.
- Analyse des écarts entre planifié et réalisé.
- Mémoire des opérations passées.
- Evaluation du projet.
- Réaffectation du personnel.

VII-1-4. Cycle de vie :**VII-1-4-1. Le cycle de vie du projet :**

Les chefs de projet ou l'organisation peuvent diviser les projets en phases afin d'exercer une meilleure maîtrise, en maintenant les liens appropriés avec les opérations courantes de l'entreprise réalisatrice.

L'ensemble de ces phases est connu sous le nom de cycle de vie du projet. Beaucoup d'organisations définissent un ensemble spécifique de cycles de vie à utiliser dans tous leurs projets.



FigureVII-1-3 : Coût du projet et niveau des ressources humaines pendant le cycle de vie d'unprojet (modèle général)

VII-1-4-2. Caractéristiques du cycle de vie du projet :

Le cycle de vie du projet définit les phases qui relient le début d'un projet à sa fin. Par exemple, lorsqu'une organisation identifie une opportunité à laquelle elle voudrait répondre, elle autorise souvent une étude de faisabilité avant de décider si elle doit entreprendre le projet. La définition du cycle de vie du projet peut aider le chef de projet à déterminer s'il doit traiter l'étude de faisabilité en tant que première phase du projet ou en tant que projet séparé et indépendant. Lorsque l'aboutissement d'un tel effort préliminaire n'est pas clairement identifiable, il vaut mieux traiter cet effort en tant que projet séparé. Les phases du cycle de vie du projet sont tout à fait différentes des groupes de processus de management de projet

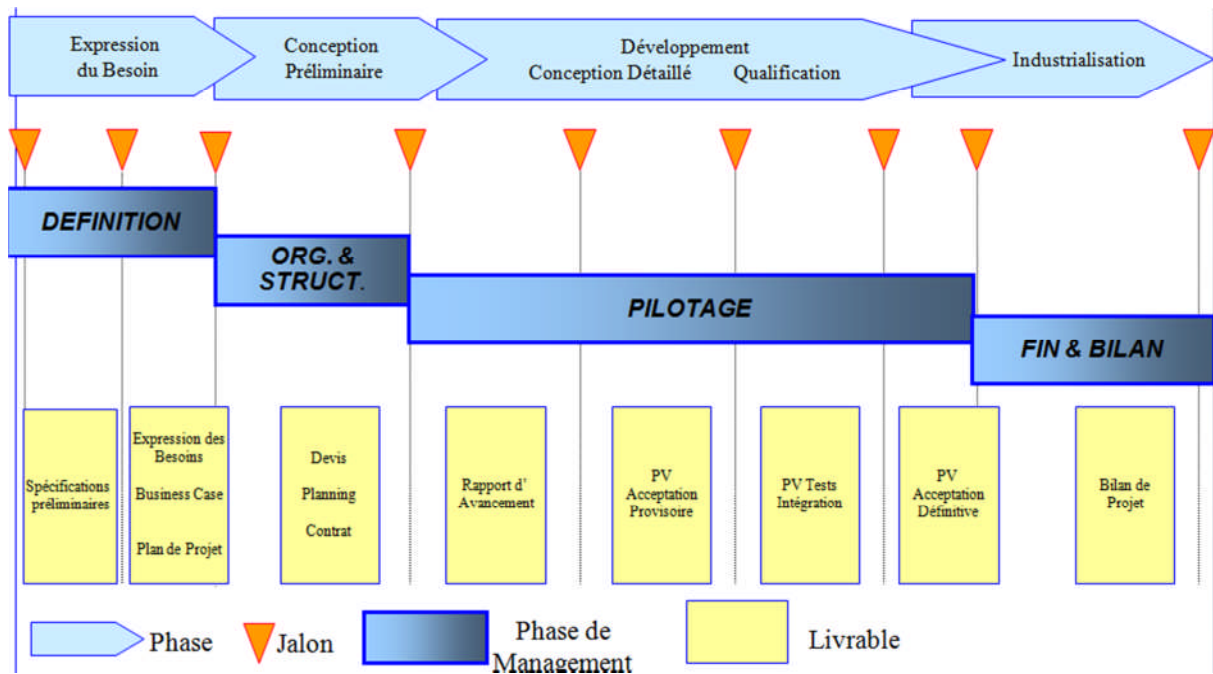


Figure VII-1-4 : Cycle de vie / Processus de management

VII-1-5 :Les différents intervenants du projet:

i-Maître de l'ouvrage:

Le maître de l'ouvrage est la personne physique ou morale pour le compte de qui l'ouvrage ou les travaux sont réalisés, Il représente le directeur de l'établissement et il a obligation d'assurer la faisabilité et de l'opportunité de l'ouvrage tous en définissant le programme et arrêter l'enveloppe financière prévisionnelle.

C'est lui qui fait le choix de processus de réalisation et il conclut les contrats qui y'ont pour objet les études et l'exécution des travaux.

ii-Maître d'œuvre:

Le maître d'œuvre est l'unique responsable de la conception et de l'exécution de l'ensemble des ouvrages à réaliser, selon les missions confiées, il s'agit d'un architecte, d'un ingénieur, d'une équipe constituée d'architectes et d'ingénieurs.

iii-Le contrôle technique:

Le contrôle technique dans un projet est obligatoire, car il doit assurer les conditions de sécurité des personnes, et la solidité des ouvrages.

Il intervient en phase conception et en phase réalisation en fournissant un rapport de contrôle final (lors des opérations de réception), qui sera soumis à la commission de sécurité en vue de l'autorisation d'ouverture au public.

iv- L'entreprise:

L'entreprise est liée par des contrats avec le maître de l'ouvrage, Elle doit exécuter les travaux conformément aux contrats conclus sous la direction exclusive du maître d'œuvre. [3]

Dans notre cas, les différents intervenants dans le projet sont :

- Maître de l'ouvrage: Promoteur
- Maître d'œuvre: Bureaux d'étude.
- Contrôle technique: sera assisté par CTC [Contrôle Technique de Construction].
- Réalisation : Entreprise.
- Etude de sol : sera suivie par le laboratoire [LTPO].

VII-1-6.Gestion économique d'un projet :

Concerne : l'évaluation et la gestion des coûts de construction ainsi que l'ingénierie financière.

Ces missions débutent dès l'idée de réaliser un projet puis tout au long du processus de l'acte de construire.

VII-1-6-1. Les différents intervenants chargés des coûts dans une opération:

VII-1-6-1-1. Les principaux intervenants concernés directement par l'aspect économique des projets :

- Le décideur – Investisseur
- Le Maître de l'ouvrage mandaté
- Le Maître de l'ouvrage direct
- Les assistants :

- A.M.O.
- Conducteurs d'opération
 - Les programmeurs
 - Les conseils
 - La maîtrise d'œuvre :
 - L'architecte
 - Les ingénieurs
 - En structure (béton armé, bois, métal, etc.)
 - En équipement (génie climatique, hydraulique, électrique, etc.)
 - Spécialisés (acousticiens, thermiciens, éclairagistes, façadiers, cuisinistes, etc.),
 - Les techniciens économistes de la construction
 - Le décorateur
 - Les O.P.C. : ordonnancement, pilotage, coordination
 - Les entreprises
 - Le gestionnaire

VII-1-6-2. Les intervenants non concernés directement par l'aspect économique des projets de la construction ,mais qui ,par leurs missions influencent les couts et, bien souvent ,de façon importante :

directement par l'aspect économique des projets de la construction mais qui par leurs missions influencent les coûts et bien souvent de façon importante :

- Les bureaux de contrôle,
- Les bureaux d'études des sols,
- Les coordonnateurs sécurité et protection de la santé,
- Les spécialistes divers,
- Les administrations, les services de sécurité,
- Les concessionnaires,
- Les Bâtiments de France,
- Les Monuments Historiques,
- Les services des carrières.

VII-2Planification :

VII- 2-1. INTRODUCTION :

Nous avons besoins d'une estimation précise des ressources nécessaires pour la planification de notre projet ainsi les couts de chaque tache et le cout total de réalisation de cette structure.

Pour une planification rapide et efficace on a utilisé MICROSOFT OFFICE PROJECT qui nous offre une gamme complète d'outils pour produire les prévisions de notre projet.

Microsoft Project (ou MS Project ou MSP) est un logiciel de gestion de projets édité par Microsoft. Il permet aux chefs de projets et aux planificateurs de planifier et piloter les projets, de gérer les ressources et le budget, ainsi que d'analyser et communiquer les données des projets . Actuellement, Microsoft Project est le logiciel de gestion de projet le plus utilisé au monde.[12]

L'utilité de ce logiciel peut se répartir dans les différentes catégories ci-dessous :

1. Modélisation de projets
2. Plannings
3. Affectation et suivi du travail des ressources
4. Gestion des risques

VII-2-2. Planification De Projet :

VII-2-2-1. Définition :

La planification : est un instrument de représentation d'une prévision dans le temps.

La planification est discipline qui permet :

- D'identifier l'ensemble des tâches nécessaires a la réalisation du projet.
- D'estimer la durée des tâches.
- De prévoir l'enchaînement des tâches .
- De déterminer les « jalons » .
- De déterminer les « livrables » .
- De déterminer le ou les chemin(s) critique(s)
- De prévoir les ressources nécessaires .[11]

La tâche : est le point central de la planification opérationnelle .tout le processus vis a s'assurer que chacune d'entre elles soit réalisée dans les meilleurs conditions en accordant une attention particulière aux paramètres de temps de couts et de contenu (qualité). [10]

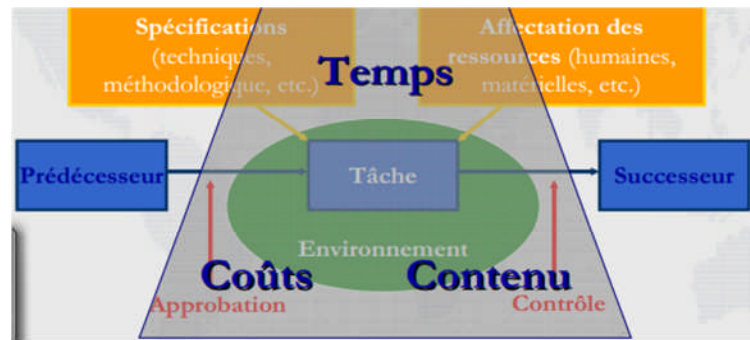


Figure VII-2-1:Planification de projet .[10]

Un jalon : est un événement majeur repère dans le planning par une tâche de durée nulle. Le jalon sera prévu pour signaler le début d'une nouvelle phase du projet (généralement lors d'une revue de projet). A partir de la mise en place d'un jalon sera engagée une action de contrôle ; de vérification ou de validation avant de changer de phase .

Un livrable : est un résultat qui découle de l'achèvement d'une partie du projet (document, réalisation,.....) ou du projet lui-même.

Le chemin critique : est la série de tâches qui doivent être réalisées sans retard pour ne pas modifier la durée du projet .[11]

VII-2-2.2. Procédure de planification :

La planification de présent projet se réalise par les étapes suivantes :

VII-2-2-2-1. Créer un nouveau projet :

Lors de la création d'un nouveau projet dans Microsoft Project, il faut entrer la date de début ou de fin de votre projet, mais pas les deux. A partir de l'une de ces deux dates et des informations saisies sur les tâches, MS Project calcule l'autre date.[12]

1. Cliquez sur **Nouveau**
2. Cliquez sur **Informations sur le projet dans le menu Projet**

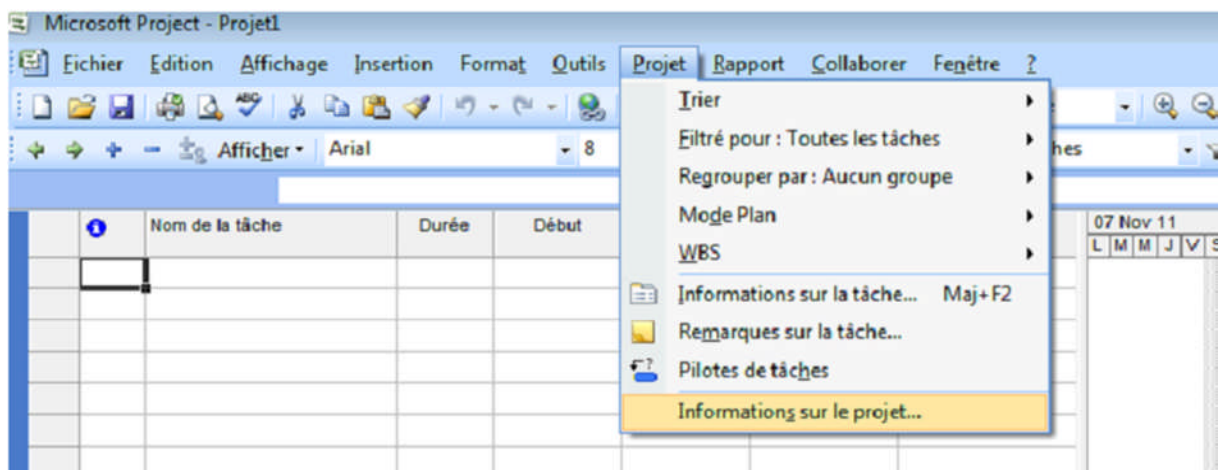


Figure VII-2-2 : Créer un nouveau projet.

3. Tapez ou sélectionnez une date de début ou de fin pour votre projet, puis cliquez sur OK
4. Cliquez sur Enregistrer.
5. Dans la zone Nom du fichier, tapez un nom pour le projet, puis cliquez sur Enregistrer.

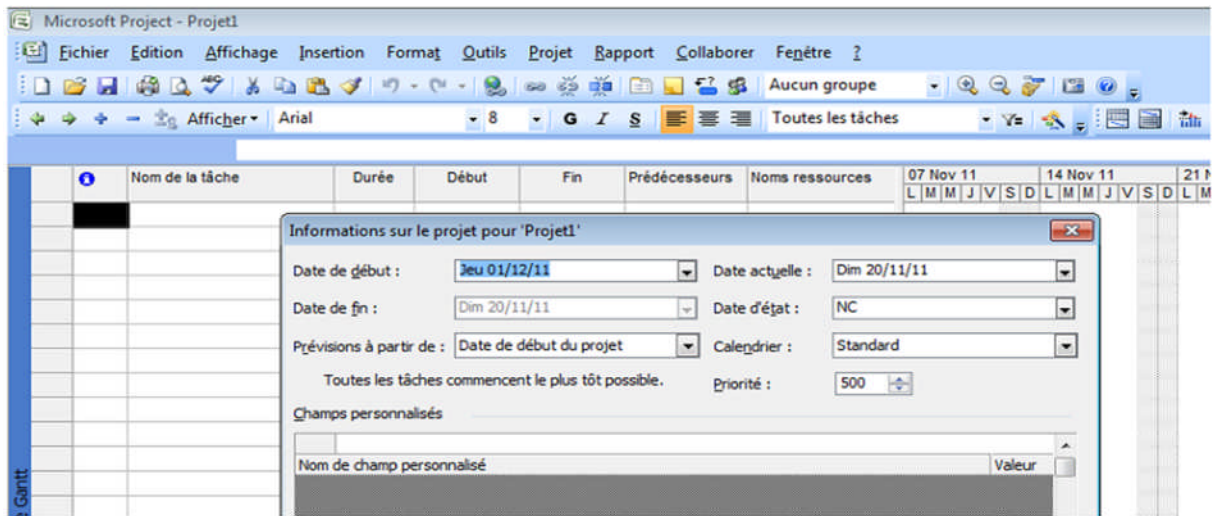


Figure VII-2-3: information sur projet

VII-2-2-2. Procédure pour modifier le calendrier du projet:

Par défaut, trois calendriers (Standard, Equipe de nuit, et 24 heures) sont prédéfinis avec des jours ouvrés et des horaires de travail spécifiés.

Il est possible de spécifier les périodes chômées comme les samedis et vendredis ainsi que des jours de congé spécifiques.[12]

1. Dans le **menu Affichage**, cliquez sur **Diagramme de Gantt**.

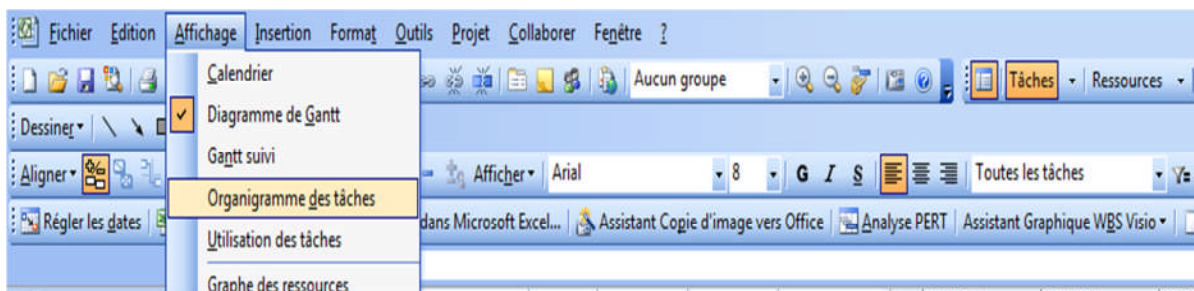


Figure VII-2-4 : modifier le calendrier du projet.

2. Dans le menu **Outils**, cliquez sur **Modifier le temps de travail**.

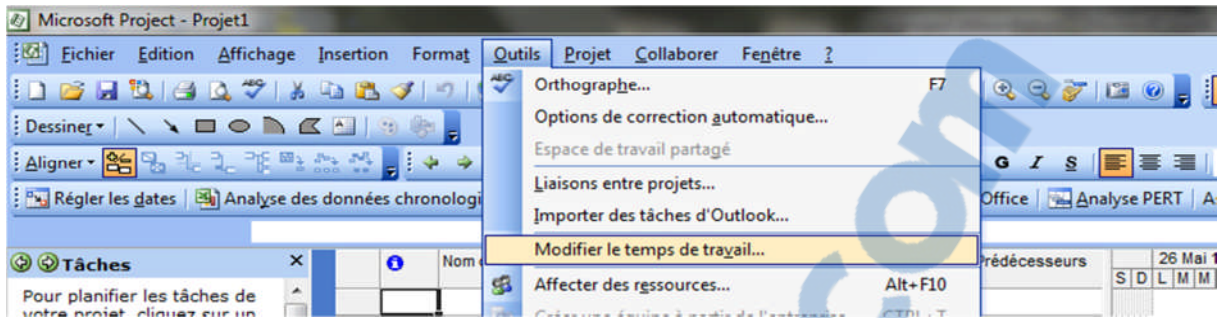


Figure VII-2-5: modifier le calendrier du projet.

3. Cliquez sur l'onglet semaine de travail / détails et sélectionnez les jours de travail.
4. Saisissez les heures aux quelles le travail doit démarrer et se terminer dans les zones de et À.
5. Cliquez sur OK.
6. Cliquez sur l'onglet exceptions et saisissez les jours chômés
7. Cliquez sur OK.

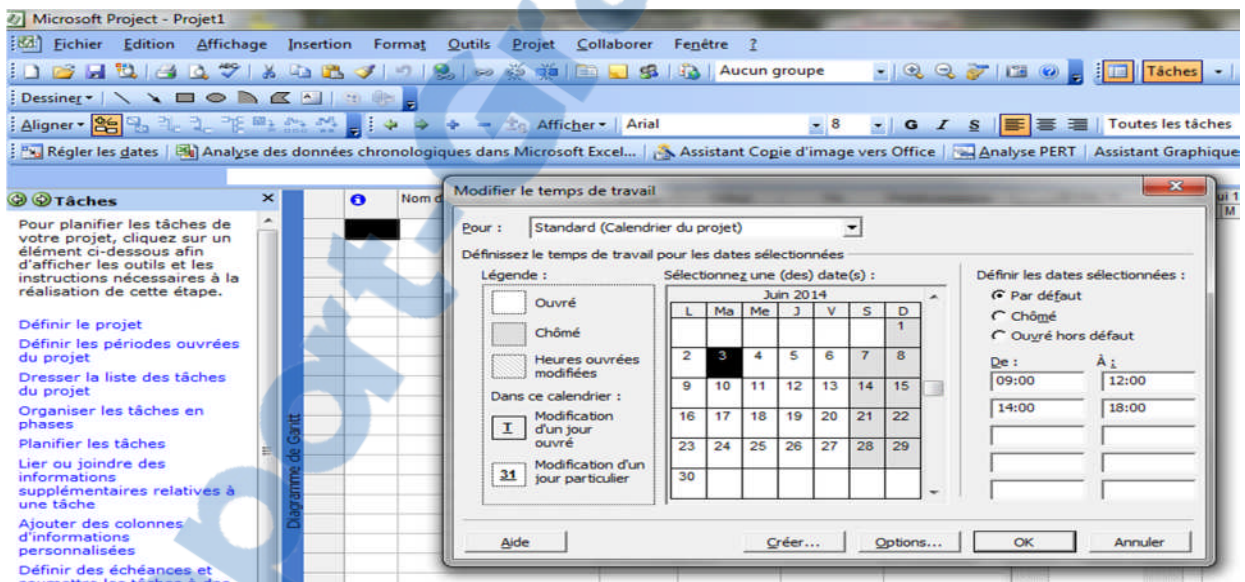


Figure VII- 2-6:modification le temps de travail

VII-2-2-3. Vérifier et modifier les options du calendrier :

1. Dans le menu **Outils**, cliquez sur **options** .
2. Cliquez sur l'onglet **calendrier**
3. Vérifier et modifier les options du calendrier si nécessaire pour se conformer aux durées de travail spécifiques au projet (ou à l'entreprise en général)
4. Si les durées de travail saisies sont applicables en général à l'ensemble des projets, il est recommandé de cliquer sur Définir par défaut. Ainsi, les durées saisies seront appliquées à tous les projets futurs.[12]

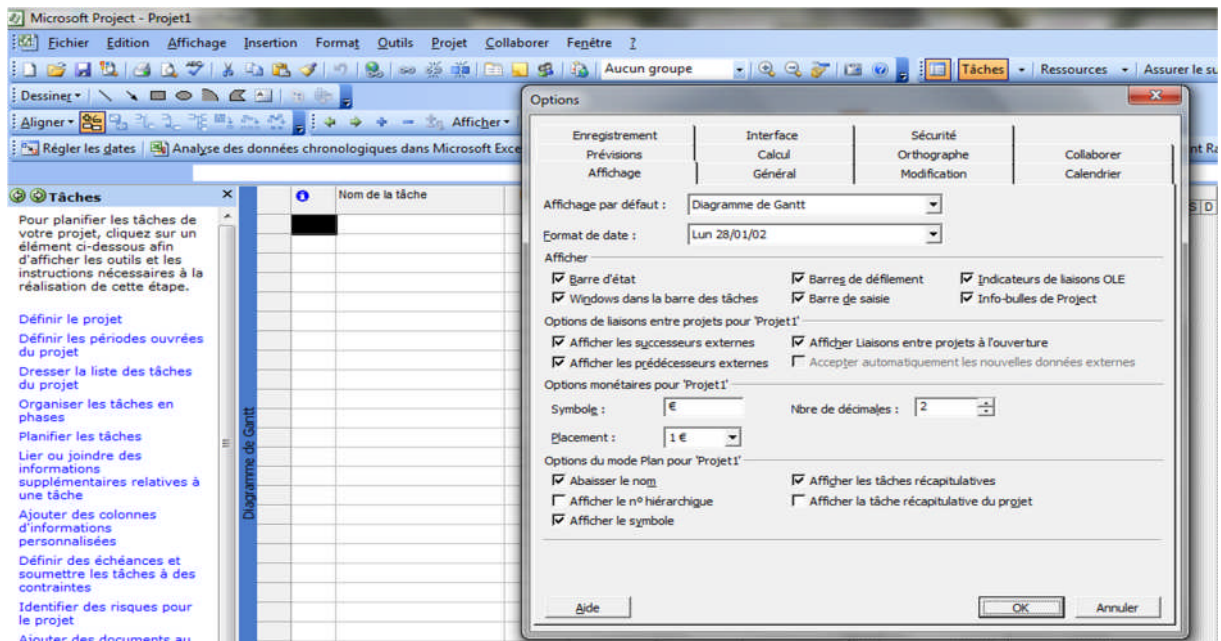


Figure VII-2-7 :Vérifier et modifier les options du calendrier :

VII-2-2-2-4. Organiser les tâches (Activités) :

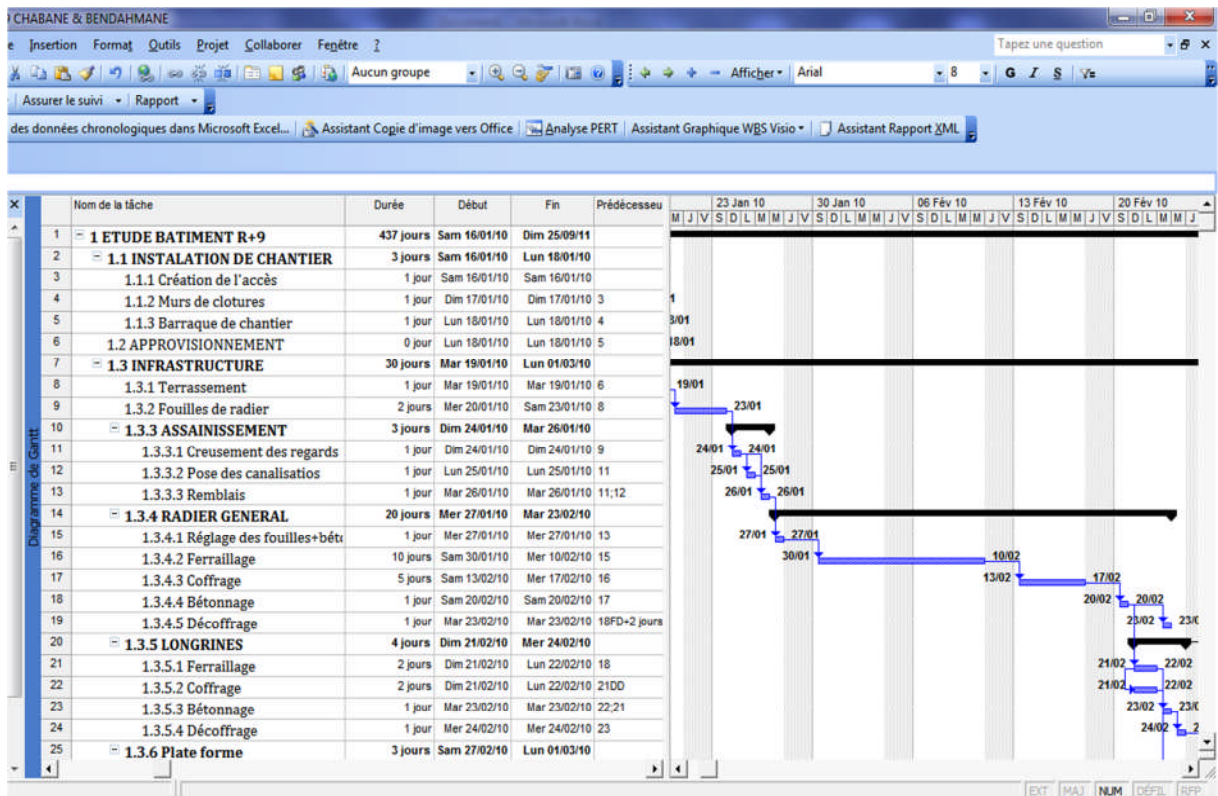
Après avoir créé un nouveau plan de projet (fichier Project), il faut entrer et organiser la liste des tâches du projet :

- Dresser la liste des étapes requises pour atteindre les objectifs du projet.
- Commencer par partager le travail en plusieurs grandes parties,
- Décomposer ensuite ces grandes parties en diverses tâches, chacune ayant trait à un seul élément livrable. [12]

- Ajouter les jalons.
- Collecter et entrer les estimations de durée.

Procédures :

- Entrer les tâches et leur durée
- Structurer le projet en créant des tâches hiérarchisées
- Modifier une liste de tâches



VII-2-2-5. Entrer et affecter des ressources :

Après avoir organisé et planifié les tâches du projet, il est recommandé de leur affecter les ressources nécessaires à leur réalisation.

Avant l'affectation des ressources, MS Project calcule les prévisions du projet en fonction des durées des tâches, et de leurs interdépendances et contraintes éventuelles.

Après l'affectation des ressources, MS Project calcule les prévisions du projet en prenant en compte aussi de la charge de travail et de la disponibilité des ressources.

L'affectation des ressources aux tâches permet de :

- suivre le volume de travail effectué par les ressources affectées aux tâches
- prévoir les tâches de manière plus précise ;
- équilibrer les charges de travail entre les ressources
- suivre le coût des tâches et des ressources. [12]

Procédure :

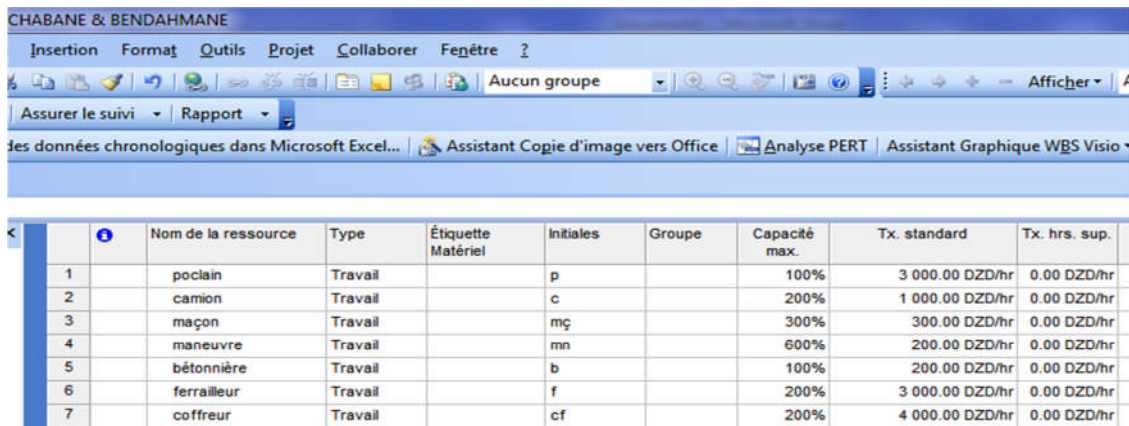
1. Créer une liste de ressources

Il y a trois types de ressources :

- Ressources de type travail : personnes ou équipements
- Ressources de type matériel : le terme matériel est utilisé pour désigner des matériaux ou consommables

Dans le menu **Affichage**, cliquez sur **Tableau des ressources**.

2. Définir (ou modifier) le temps de travail d'une ressource
3. Affecter des ressources à des tâches
4. Vérifier et modifier les affectations de ressources
5. Vérifier l'impact des modifications d'affectations sur les prévisions du projet



		Nom de la ressource	Type	Étiquette Matériel	Initiales	Groupe	Capacité max.	Tx. standard	Tx. hrs. sup.
1		poclain	Travail		p		100%	3 000.00 DZD/hr	0.00 DZD/hr
2		camion	Travail		c		200%	1 000.00 DZD/hr	0.00 DZD/hr
3		maçon	Travail		mç		300%	300.00 DZD/hr	0.00 DZD/hr
4		manœuvre	Travail		mn		600%	200.00 DZD/hr	0.00 DZD/hr
5		bétonnière	Travail		b		100%	200.00 DZD/hr	0.00 DZD/hr
6		ferrailleur	Travail		f		200%	3 000.00 DZD/hr	0.00 DZD/hr
7		coffreux	Travail		cf		200%	4 000.00 DZD/hr	0.00 DZD/hr

Figure VII-8 : affectation des ressource

2-2-6. Identifier le chemin critique :

- Le chemin critique est une série de tâches, reliées entre elles, qu'il est impossible de retarder sans décaler la date de fin du projet.
- Les tâches du chemin critique doivent être achevées selon les prévisions pour que le projet se termine à temps
- Les tâches non critiques d'un projet disposent d'une certaine marge et peuvent donc être retardées sans affecter sa date de fin. Par contre, les tâches critiques ont une marge nulle.
- Lorsqu'on ajuste les prévisions du projet, toute modification concernant une tâche critique risque de modifier :
 - La date de fin du projet.
 - Le chemin critique

Procédure :

1. Dans le menu **Affichage**, cliquez sur **Gantt suivi**.
2. Les tâches du chemin critique sont, par défaut, représentées par des barres en rouge.[12]

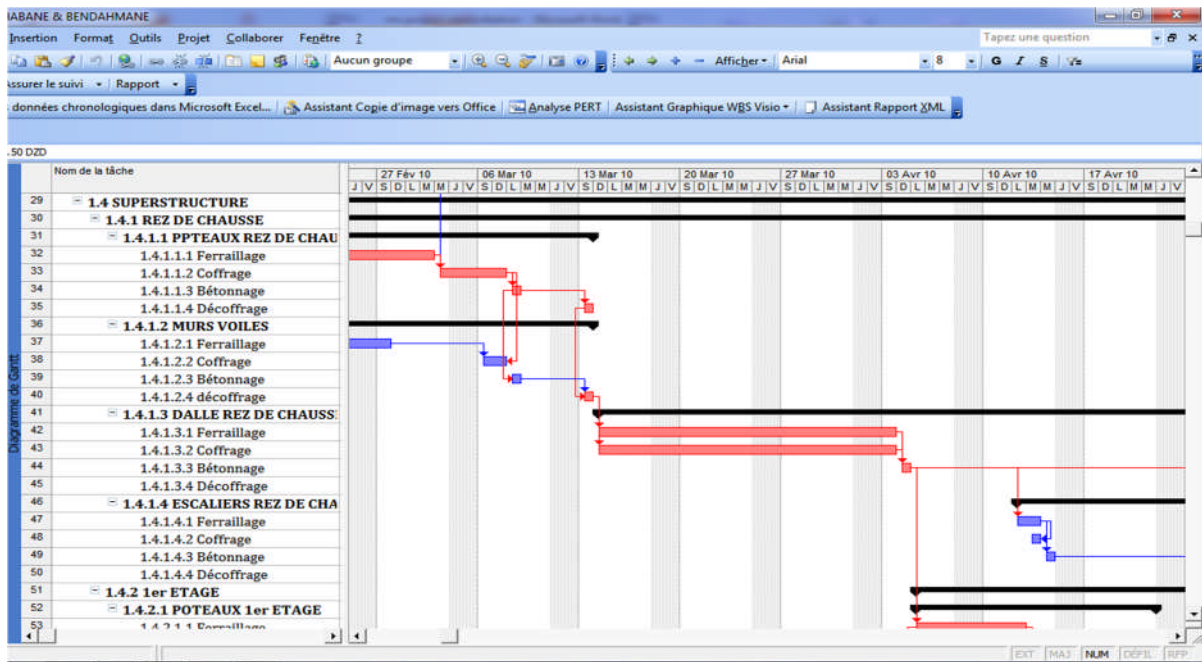


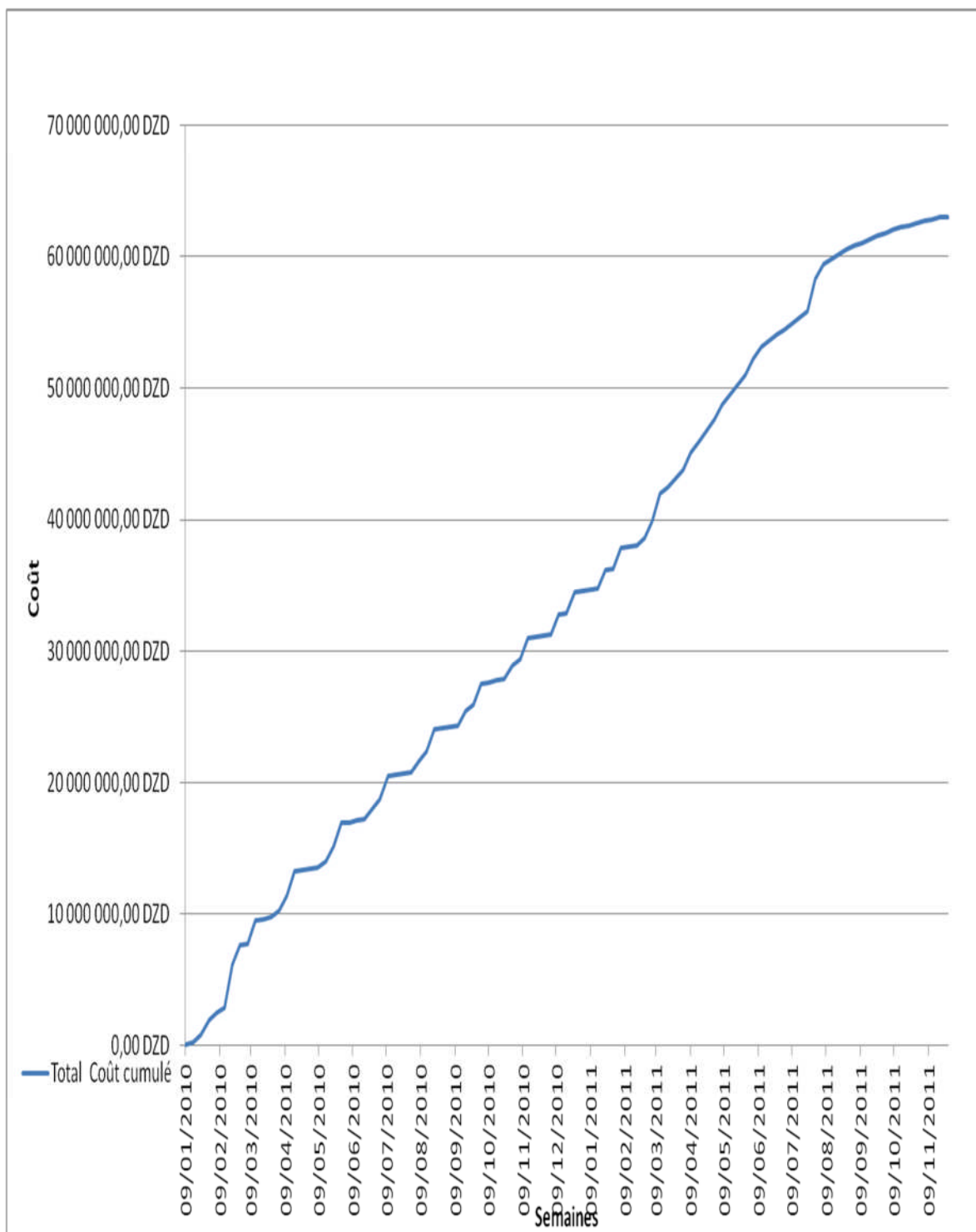
Figure VII-2-9 :le chemin critique

2-2-7. Cout et durée finals :

Une durée de 480 jour est suffisante Pour réalisé ce projet qu'il va coutée 63 229 378.15 DINARS ALGERIEN

3. courbe en « S » :

Les courbes en « S » permettent de suivre l'évolution des couts la courbe initiale est établie a partir du devis. C'est la courbe cumulée des dépenses en fonction de temps. Elle a généralement une forme de « S » due à la montée en puissance initiale et à la diminution progressive des charges en fin de projet.[12]



Conclusion Générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires (RPA 99/version 2003, BAEL91, C.B.A 93...etc.), de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures de bâtiments

Ainsi ce mémoire nous a donné l'avantage de bien maîtriser des logiciels de dessin assisté par ordinateur (Auto Cad) et de calcul (SAP 2000, Socotec) pour l'analyse statique de la structure, qui nous a aidé à déterminer les sollicitations les plus défavorables et ensuite le ferraillement des éléments résistants. Aussi logiciel de gestion des projets (MS Project) pour planifier et piloter le projet et gérer les ressources et le budget.

Dans la partie de ferraillement des éléments résistants nous avons constaté que les sollicitations sont plus importantes sur les combinaisons accidentelles et aussi pour le ferraillement par le minimum RPA est suffisant dans plusieurs cas (poteaux, voiles ...). L'étude de l'infrastructure, est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

L'étude économique et managériale de projet nous a permis de faire une planification qui nous conduira à l'atteinte des objectifs dans les délais et les coûts préétablis.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera un début pour des études beaucoup plus complexes au futur.

Bibliographie

- ▶ [1]. Béton armée B.A.E.L 91 modifié 99 DTU associés (JEAN-PIERRE MOUGIN édition EYROLLES,2000).
- ▶ [2]. Document technique réglementaire DTR B C 2 48 règles parasismique algériennes R.P.A 99 V 2003 (Centre national de recherche parasismique appliquée en Génie parasismique, C.G.S 2002 Houssen day Alger).
- ▶ [3]. Perchat, J et al : « Pratique du B.A.E.L. 91 ». Eyrolles. 1998
- ▶ [4]. Davidovici, D : « Formulaire du béton armé, Volume 2 ». Le Moniteur. 1995
- ▶ [5]. CBA93 : calcul des ouvrages en béton armé.
- ▶ [6]. D.T.R charge permanentes et charge des d'exploitation
- ▶ Management Des Projets Complexes De Génie Civil Et Urbain PDF. SYNTEC-INGENIERIE. janvier 2012.
- ▶ [7]. Y.Soler. Planification Et Suivi D'un Projet. Centre national de la recherche scientifique Direction des systèmes d'information. juin 2001
- ▶ [8]. P.VINARD. Les Grands Principes Du Management .
- ▶ [9]. A .BENNANI. Cours De MS Project .2011- 2012
- ▶ [10]. Gestion du cycle de projet par l'approche du cadre logique .IDEA International 2010.
- ▶ [11]. O.STEPHANE. management des système .gestion de projet .2009-2010
- ▶ [12]. Qualité logistique industrielle et organisation. Gestion de projet technique de planification de projet .
- ▶ [13] D.MARTIAL .Rapport de projet de fin etude spécialité Génie civil .septembre 2010

Logiciel :

- ▶ AUTOCAD 2011.....Dessin
- ▶ SAP 2000.....calcul
- ▶ Socotec.....calcul
- ▶ MS Project 2003..... planification,