

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE « M'HAMED BOUGARA »

BOUMERDES



FACULTE DES SCIENCES ET
TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

MEMOIRE DE FIN DE CYCLE

En vue de l'obtention du diplôme de Master II en Génie Civil

Option : STRUCTURES ET CONSTRUCTION

Thème :

*Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation, commercial
contreventé par des voiles porteurs.*

Réalisé par :

KICHE YAHIA

TOUIL MOHAMED

Suivi par :

Docteur: Daoui Hakim

Promotion : 2020/2021



REMERCIEMENT

Au terme de ce travail, nous remercions le bon Dieu de nous avoir accordé la force et la volonté pour réaliser ce projet.

Nous remercions également nos parents pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Nous tenons à exprimer notre gratitude à notre encadreur Mr DAOUI HAKIM pour ses conseils, orientation et surtout sa disponibilité.

Nous adressons nos sincères remerciements à tous les enseignants de GENIE CIVIL, qui ont contribué à notre formation.

Nos vifs remerciements à tous ce qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet, qui se sont dévoué pour venir à notre aide.

Enfin, nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail

MERCI

Dédicaces

Je dédie ce travail :

A ma chère mère et mon père Kiche Rabah qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis,

A ma sœur et mes frères Bilal, Hamza et Zakaria

A mes oncles Kiche Brahim, Mohamed

A toute la famille KICHE et HAMMADACHE,

A tous mes amis sans aucune exception,

A toutes les personnes qui m'ont aidé à poursuivre mes études,

A tous ceux qui ont collaboré dans la réalisation de ce mémoire,

A l'ensemble des étudiants et étudiantes de la promotion de master 2 de génie civil,

Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.

« **KICHE YAHIA** ».

Dédicaces

Je dédie ce travail :

A ma chère mère qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis

A mon père qui j'ai le trouvé toujours dans les dures moments

A mon très cher frère qui m'a soutenue et encouragée

A toute la famille SAADA et TOUIL,

A tous mes amis sans aucune exception,

A toutes les personnes qui m'ont aidé à poursuivre mes études,

A tous ceux qui ont collaboré dans la réalisation de ce mémoire,

A l'ensemble des étudiants et étudiantes de la promotion de master2 de génie civil.

Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.

« **TOUIL MOHAMED** ».

Sommaire

Introduction générale

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage

1- . Introduction.....	1
2- . Présentation de l'ouvrage d'étude.....	1
3- . La réglementation.....	3
4- . Définition des éléments de la structure	3
5- . Caractéristiques des matériaux	5
6- . Protection des armatures.....	9

Chapitre 2 : pré-dimensionnement des éléments

1- . Introduction.....	11
2- . pré-dimensionnement des éléments secondaires	11
3- . Pré dimensionnement des éléments porteurs principaux.....	16
4- . Descente de charges	18
5- . Pré dimensionnement des poteaux	23
6- . Vérifications.....	26

Chapitre 3: Etude des éléments secondaires

1- .Introduction.....	29
2- .Acrotère.....	29
3- .Balcon	37
4- .Escalier.....	41
5- .Poutre palière.....	49
6- .Salle machine	54
7- .Plancher en corps creux	62

Chapitre 4 : Étude dynamique et sismique

1- .Introduction étude dynamique	76
2- .Etude sismique de bâtiment	78
3- .Etude sismique	98
4- .Conclusion	107

Chapitre V : ferrailage des éléments structuraux

1- .Ferrailage des poteaux.....	109-119
2- .Ferrailage des poutres	119-128
3- .Ferrailage des voiles	128-140

Chapitre VI : Fondation 142-157

Liste des figures

Chapitre I

Figure 1 : Diagramme contrainte déformation du béton a l'ELU	7
Figure 2 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS.....	7
Figure 3 : Diagramme des contraintes-déformations de l'acir	8

Chapitre II

Figure 1: Plancher en corps creux.....	12
Figure 2: Acrotère.....	13
Figure 3: Différent éléments d'un escalier.....	14
Figure 4: Vue en élévation d'escalier	15
Figure 5: L'ascenseur.....	16
Figure 6: Coupe de voile en plan.....	17
Figure 7: Terrasse inaccessible.....	19
Figure 8: Charge permanente de l'étage courant.....	20
Figure 9: Poteau central	24

Chapitre III

Figure 1 : Schéma statique de l'acrotère	29
Figure 2 : Schéma statique de l'acrotère et diagrammes sollicitations internes.....	30
Figure 3 : Détermination des actions externes.....	31
Figure 4 : Position du centre de pression à l'ELU	32
Figure 5 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	37
Figure 6 : Schéma statique du balcon à L'ELU (a), à L'ELS (b)	38
Figure 7 : Ferrailage du balcon.....	41
Figure 8 : Schéma statique à L'ELU.....	42
Figure 9 : Schéma statique a l'ELS	42
Figure 10 : Diagramme des moments fléchissante à l'ELU.....	42
Figure 11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	43
Figure 12 : Diagramme des moments fléchissante à l'ELS	43
Figure 13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS	44
Figure 14 : Schéma de Ferrailage de l'escalier	49
Figure 15 : Schéma ferrailage de la poutre de palière.....	54
Figure 16 : Schéma de l'ascenseur	55
Figure 17 : Répartition de la charge localisée sur la dalle.....	55
Figure 18 : Ferrailage de la salle machines.....	61
Figure 19 : Poutrelle	62
Figure 20 : Corps creux.....	62
Figure 21 : Treillis soudé de 15x15cm.....	63
Figure 22 : Dimensionnement de la Poutrelle	63
Figure 23 : Section de plancher.....	69
Figure 24 : Schéma de ferrailage des poutrelles.....	74

Chapitre IV

Figure 1 : Schéma de la structure en 3D	79
Figure 2 : Géométrie de base.....	80
Figure 3 : Modification des longueurs des trames suivant x-x et y-y	81
Figure 4 : Modification des hauteurs d'étage	81
Figure 5 : définir un nouveau matériau	82
Figure 6 : Introduction des propriétés Mécanique du béton	82
Figure 7 : Dimension des éléments.....	83
Figure 8 : Définition de l'épaisseur de voile	84
Figure 9 : Définition de l'épaisseur des éléments plaque.....	84
Figure 10 : Disposition des voiles	85
Figure 11 : Encastrement	86
Figure 12 : les efforts maximaux en appuis et en travées a L'ELS.....	86
Figure 13 : Les charges statiques G et Q.....	87
Figure 14 : Masse source.....	88
Figure 15 : Chargement surfacique uniforme.....	88
Figure 16 : Chargement linéaire	89
Figure 17 : Premier mode de vibration : Translation X	97
Figure 18 : Deuxième mode de vibration : Translation Y.....	98
Figure 19 : Troisième mode de vibration : rotation	99

Chapitre V

Figure 1 : Section transversale.....	111
Figure 2 : montre la nature de flexion.....	112
Figure 3 : résultat de ferraillage.....	113
Figure 4 : saisie les informations de poteau	118
Figure 5 : les résultats des contraintes	118
Figure 6 : diagramme des moments dans les poutres.....	121
Figure 7 : montre la flexion	120
Figure 8 : résultat de ferraillage.....	122
Figure 9 : la longueur de barre	124
Figure 10 : la zone	124
Figure 11 : sollicitations des voiles	129

Chapitre VI

Figure 1 : schéma des Fondations superficielles.....	139
Figure 2 : Schéma d'un radier	142
Figure 3 : Composante du la dalle du radier.....	142
Figure 4 : Schéma de transmission des charges.....	143
Figure 5 : Schéma de transmission des charges.....	144
Figure 6 : Diagramme des contraintes normal.....	146
Figure 7 : Select story to delete	151
Figure 8 : Rectangulaire section	152
Figure 9 : Slab section.....	152

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau 1 : Caractéristiques du béton utilisé.....	6
Tableau 2 : Caractéristiques des aciers utilisés.....	8

Chapitre II

Tableau 1: Dimension des escaliers.....	15
Tableau 2: Evaluation des charges dans la terrasse inaccessible	19
Tableau 3: Evaluation des charges dans l'étage courant	20
Tableau 4: Evaluation des charges dans les balcons	20
Tableau 5: Evaluation des charges dans les murs extérieurs	21
Tableau 6: Evaluation des charges dans les murs intérieurs.....	21
Tableau 7: escalier.....	21
Tableau 8: volée	22
Tableau 9: Charge d'exploitation.....	22
Tableau 10: Sections des poteaux centraux.....	25
Tableau 11: pré-dimensionnement du poteau plus sollicité (central).....	25
Tableau 12: Vérification des exigences du « RPA99/art7.4.1	26
Tableau 13: Vérification selon BAEL 91 révisée 99	27

Chapitre III

Tableau 1 : caractéristiques géométriques d'une section rectangulaire.....	32
Tableau 2 : espacement des barres.....	35
Tableau 3 : Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés	37
Tableau 4 : Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés	40
Tableau 5 : Vérification des contraintes dans le béton aux travées.....	48
Tableau 6 : Vérification des contraintes dans le béton aux appuis.....	48
Tableau 7 : Vérification des contraintes dans le béton aux travées.....	54
Tableau 8 : Vérification des contraintes dans le béton aux appuis.....	54
Tableau 9 : Combinaisons de charges pour le système de levage.....	57
Tableau 10 : Moments fléchissant dus au système de levage	57
Tableau 11 : Combinaisons de charge dus au poids propre de la dalle	58
Tableau 12 : Combinaisons de charge dus au poids propre de la dalle	58
Tableau 13 : Superposition des moments fléchissant	68
Tableau 14 : Charges et surcharges	65
Tableau 15 : des efforts tranchants et moments fléchissant (ELU).....	68
Tableau 16 : des efforts tranchants et moments fléchissant (ELS)	69
Tableau 17 : Les efforts maximaux en appuis et en travées a L'ELU.....	69
Tableau 18 : es efforts maximaux en appuis et en travées a L'ELS.....	69

Chapitre IV

Tableau 1 : Facteur de Pénalité.....	90
Tableau 2 : Centre de masse, Centre de rigidité	94
Tableau 3 : Participation massique	94
Tableau 4 : Charge verticale.....	101
Tableau 5: Charge horizontale.....	101

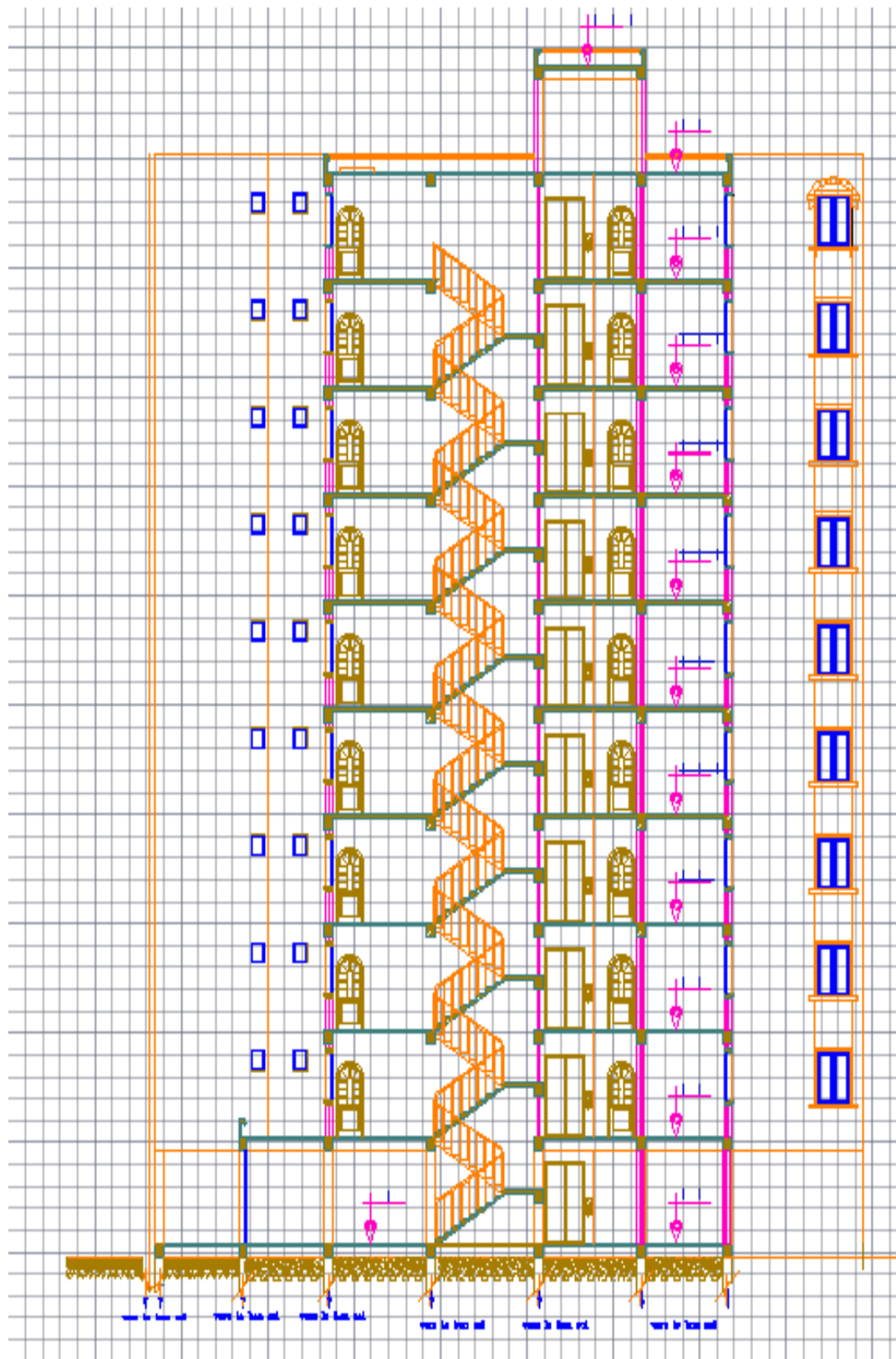
Tableau 6 : Valeurs des pénalités.....	103
Tableau 7 : Déplacement inter-étage dans le sens YY	104
Tableau 8 : Déplacement inter-étage dans le sens YY	105
Tableau 9 : vérification de l'effet P-Delta suivant X-X.....	106
Tableau 10 : Vérification de l'effet P-Delta suivant Y-Y.....	107
Tableau 11 : Vérification des poteaux à l'effet de l'effort normal réduit.....	108

Chapitre V

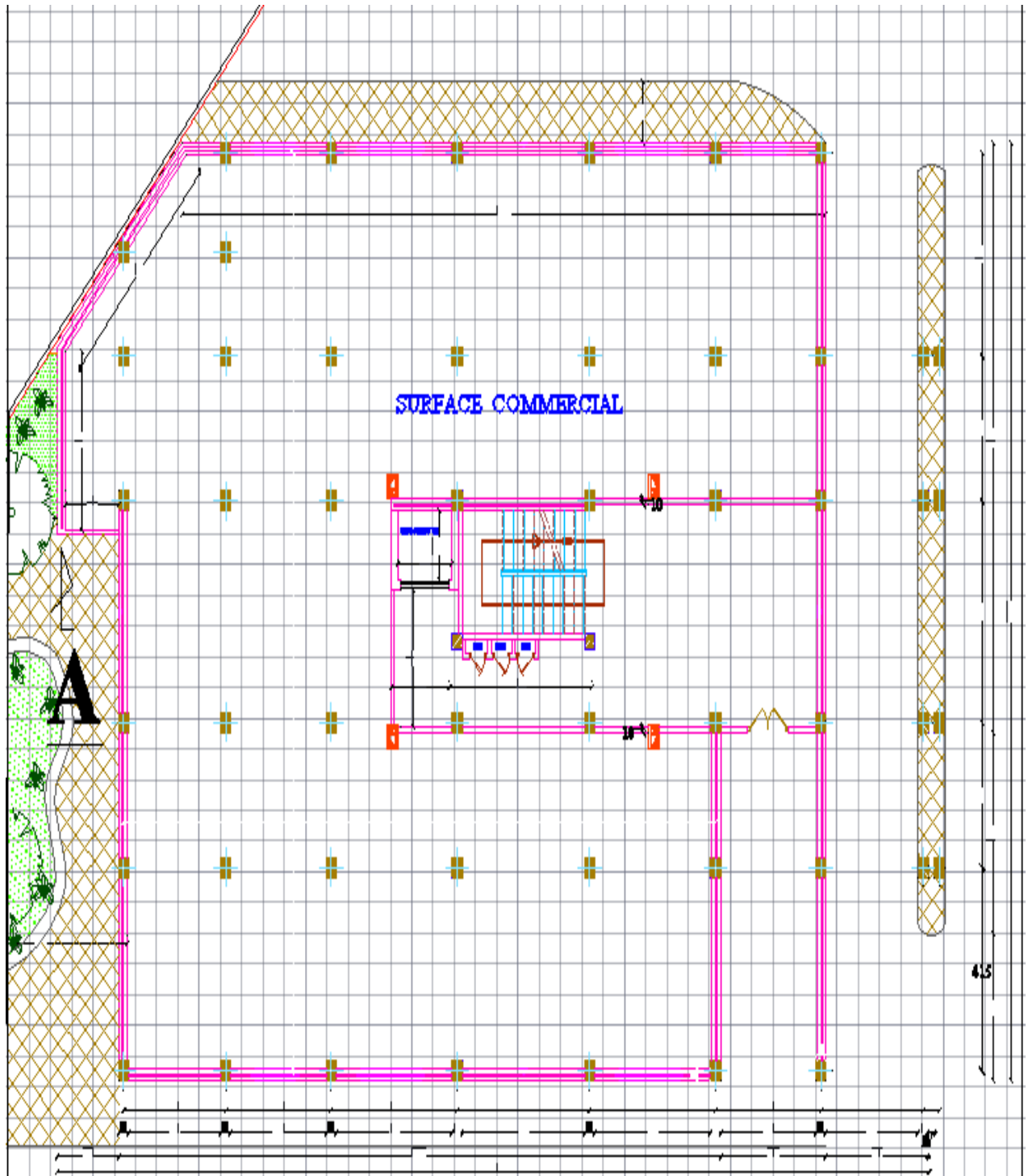
Tableau 1 : Coefficients de sécurité et caractéristiques de matériaux.....	111
Tableau 2 : Ferrailage maximal et minimal.....	112
Tableau 3 : Ferrailages longitudinal des poteaux.....	113
Tableau 4 : Choix des armatures transversales	115
Tableau 5 : Vérification de la condition de non fragilité.....	115
Tableau 6 : Vérification de l'effort tranchant.....	115
Tableau 7 : Vérification de l'effort normal ultime	117
Tableau 8 : Vérification des contraintes normales de compression du béton	117
Tableau 9 : Armatures longitudinales des poutres principales non liées aux voiles.....	120
Tableau 10 : Armatures longitudinales des poutres secondaire non liées aux voiles.....	120
Tableau 11 : Armatures longitudinales des poutres principales liées aux voiles	121
Tableau 12 : Armatures longitudinales des poutres secondaire liées aux voiles.....	121
Tableau 13 : Vérification du cisaillement du béton	124
Tableau 14 : Vérification Contrainte de compression dans le béton.....	124
Tableau 15 : Vérification de la flèche	125
Tableau 16 : Ferrailage des voiles de zoneII	133
Tableau 17 : Ferrailage des voiles de zoneIII	134
Tableau 18 : vérification des contraintes de cisaillement zone I.....	135
Tableau 19 : vérification des contraintes de cisaillement zone II	135
Tableau 20 : vérification des contraintes de cisaillement zone II	137

Chapitre IV

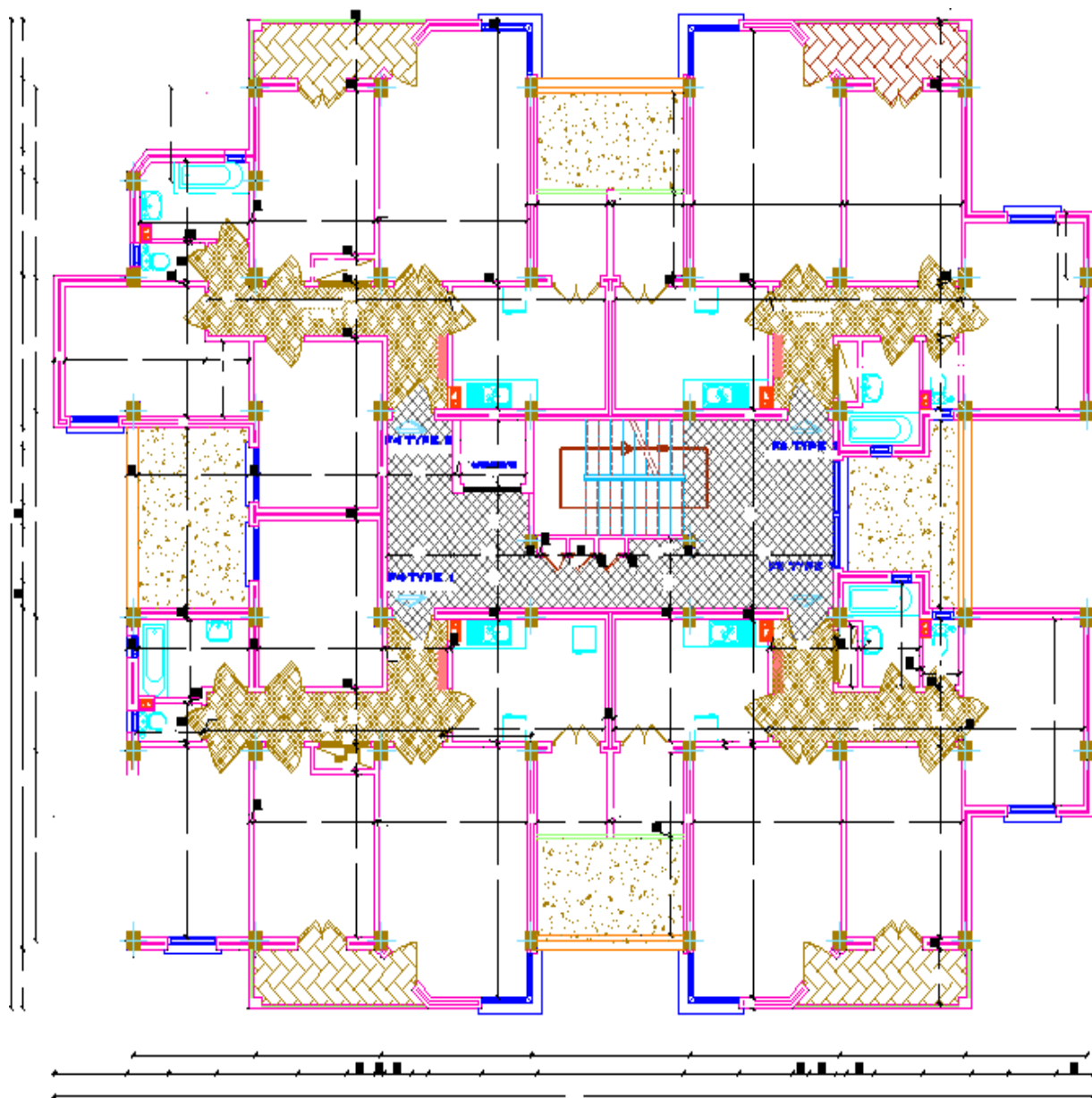
Tableau 1 : vérification au cisaillement.....	143
Tableau 2 : Vérification des contraintes sous le radier.....	146
Tableau 3 : Vérification de soulèvement.....	147
Tableau 4 : Vérification de la stabilité	147
Tableau 5 : Résultats des Calcul du ferrailage de la dalle du radier.....	149
Tableau 6 : Résultats des Calcul du ferrailage de la dalle du radier.....	150
Tableau 7 : Ferrailage des nervures longitudinales et transversales.....	153
Tableau 8 : Vérification des contraintes à l'ELS (sens longitudinal).....	154
Tableau 9 : Vérification des contraintes à l'ELS (sens transversal).....	154



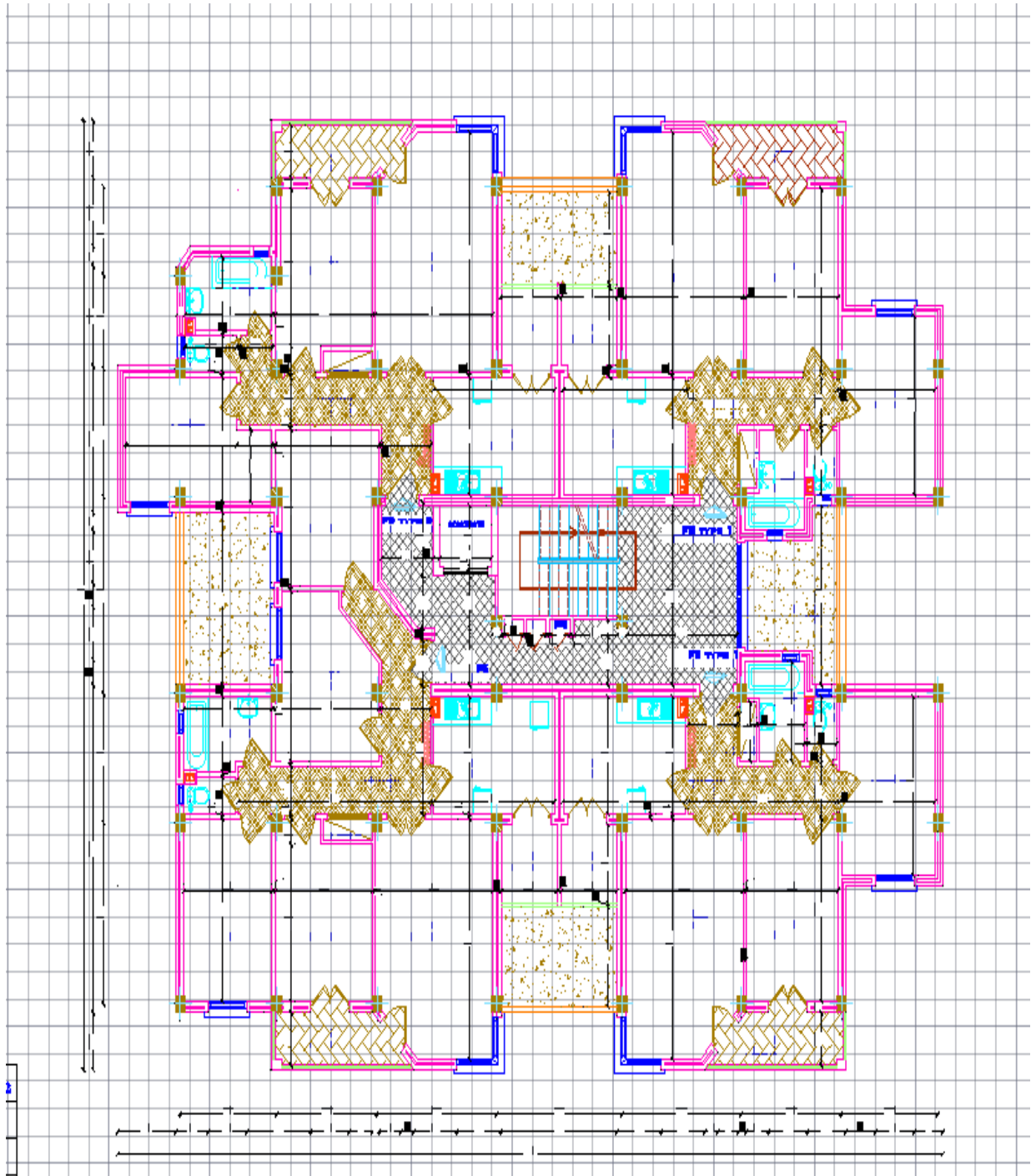
Cope A-A



Plan RDC



Plan RDC a 6ème étage



Plan 7ème étage a 9ème étage

Introduction général

Le domaine de Génie Civil a connu un développement considérable en s'adaptant à l'évolution des techniques et méthodes.

Notre rôle comme étant des étudiants (Master) est de faire adapter nos connaissances théoriques au monde de la pratique.

Dans ce cadre, l'ingénieur ne peut être jugé qu'après une mise en situation professionnelle et lui permettre d'élaborer son travail qui restera son modèle d'échec ou de réussite.

Le présent travail est une étude technique d'une structure en béton armé à usage multiple .Il consiste à dimensionner la structure en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, implanté à Bejaia, classée en zone sismique **IIB**. Le bloc est composé d'un rez-de-chaussée commercial avec et de 9 étages, contreventé par un système mixte, voiles – portiques.

La problématique posée est d'assurer la résistance de la construction aux différents effets tout en prenant le coté économique en considération.

Notre travail est structuré comme suit :

- Etude préliminaire du pré dimensionnement des éléments horizontaux (poutres, planchers) et des éléments verticaux (poteaux, murs voiles).
- Calcul détaillé des différents éléments non structuraux (acrotère, balcon, escalier, ascenseur).
- Etude sismique
- Calcul des éléments contreventements(Le calcul des portiques longitudinaux et transversaux qui constituent le squelette de la structure, calcul des voiles qui sont des éléments de contreventement contre les efforts horizontaux dus au séisme)
- Etude des différents éléments de l'infrastructure (radier général, voile périphérique.)

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction :

Le présent projet consiste à l'étude et au calcul d'un bâtiment en (R+9) à usage multiple (Habitation et commerce) implanté à Bejaia, région classée en zone de moyenne sismicité (**ZONE IIb**) selon le Règlement Parasismique Algérien RPA 99 version 2003

I.2 Présentation de l'ouvrage d'étude :

Le bâtiment est à usage d'habitation, composé d'un Rez-de chaussée commercial et de 09 étages .

- _ Les caractéristiques géométriques de bâtiment sont :
- _ Longueur en plan-----26.05 m
- _ Largeur en plan-----21.71 m
- _ Hauteur du RDC-----3.06 m.
- _ Hauteur étage courant-----3.06 m.
- _ Hauteur totale-----34.83m.

I .3)La réglementation:

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les réglementations suivantes :

• Document technique réglementaire DTR.- B.C.2.2 :

C'est un document qui traite les charges permanentes et les charges d'exploitation des bâtiments, de leurs modes d'évaluation, et leurs valeurs à introduire dans les calculs.

• Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 modifié en 2003 - DTR B.C.2.48):

C'est un document technique réglementaire fixant les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques. Ces règles visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des sollicitations sismiques, par une conception et un dimensionnement approprié.

• Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des Etats Limites (BAEL 91) :

C'est des règles de calcul applicables a tous les ouvrages en béton armé, soumis à des ambiances s'écartant des influences climatiques, et dont le béton est constitué de granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égale à 300 kg/m³ de béton mis en œuvre.

• Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) :

Document technique réglementaire D.T.R B.C 2.41 ayant pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuelles devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et il s'applique plus spécialement aux bâtiments cour.

I.4) Définition des éléments de la structure :

4.1. Superstructure :

➤ Ossature :

C'est une ossature auto-stable réalisé en système de portique (poteaux-poutre).

➤ **Planchers :**

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer les niveaux successifs du bâtiment, dont les deux fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance.
- Une fonction d'isolation acoustique

On distingue deux types :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

- **Plancher a corps creux :**

Les planchers sont des surfaces planes qui limitent les étages. Leur rôle principal est :

- ✓ La transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement.
- ✓ La résistance aux charges permanentes et les surcharges sur les étages.
- ✓ L'isolation thermique et phonique.
- ✓ Support des plafonds et revêtements.

Les planchers de la structure d'étude seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées

- **Dalles pleins en béton armé :**

Des dalles pleins sont prévues dans les balcons, et dans les paliers de repos des escaliers.

➤ **Maçonnerie :**

- Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15cm ; 10cm) séparées par un vide de 5cm.
- Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

➤ **Escalier :**

On a un seul type d'escalier : escalier à deux volées avec deux paliers utilisés pour l'accès du RDC jusqu' au 9^{ème} étage.

➤ **Ascenseur**

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

➤ **Revêtement :**

- Enduit en ciment pour le sous plafond.
- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade, et en plâtre pour les murs intérieurs.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

4.2. Infrastructure :

Le type de la fondation du bâtiment sera défini après l'étude de l'infrastructure

I.5. Caractéristiques des matériaux :

Le bâtiment sera construit en béton armé, matériau composé de béton et de barres d'acier.

5.1. Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposées de manière à équilibrer les efforts de traction.

Les compositions retenues par m³ sont :

- ✓ 400 L.....de sable.
- ✓ 800 L.....de gravier.
- ✓ 175 L.....d'eau.

5.1.1. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

On a :

γ_b : Coefficient de sécurité tel que :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \text{ pour les situations durables.} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

θ : Coefficient relatif à la durée d'application de la charge, tel que :

$$\begin{cases} \theta = 1, \text{ si la durée d'application est supérieure à 24h.} \\ \theta = 0.9, \text{ si la durée d'application est entre 1h et 24h.} \\ \theta = 0.85, \text{ si la durée d'application est inférieure à 1h.} \end{cases}$$

les différentes caractéristiques utilisées dans le dimensionnement de l'ouvrage sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 1 : Caractéristiques du béton utilisé

Paramètre	Formule	Résultat	Unité
Résistance à la compression	f_{c28}	25	MPa
Résistance à la traction	$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$	2.1	MPa
Contrainte à l'état limite ultime	$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$	14.2	MPa
Contrainte à l'état accidentelle	$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$	18.48	MPa
Contrainte à l'état de service	$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$	15	MPa
Contrainte de cisaillement (FPP)	$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$	3.33	MPa
Contrainte de cisaillement (FTP)	$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$	2.5	MPa
Module de déformation longitudinale instantané	$E_{ij} = 11000 f_{c28}^{1/3}$	32164.2	MPa
Module de déformation longitudinale différé	$E_{ij} = 3700 f_{c28}^{1/3}$	10818.9	MPa
Coefficient de poisson à ELU	ν	0	/
Coefficient de poisson à ELS	ν	0.2	/

5.1.2 Diagrammes contraintes-déformation :

➤ A l'ELU

Le diagramme de déformations ε_{bc} par contraintes σ_{bc} du béton pouvant être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit « parabole-rectangle »

- En compression pure : les déformations relatives étant limitées à 2‰ (partie parabolique du graphe : figure-1).
- En compression avec flexion : le diagramme de calcul est dit parabole rectangle.

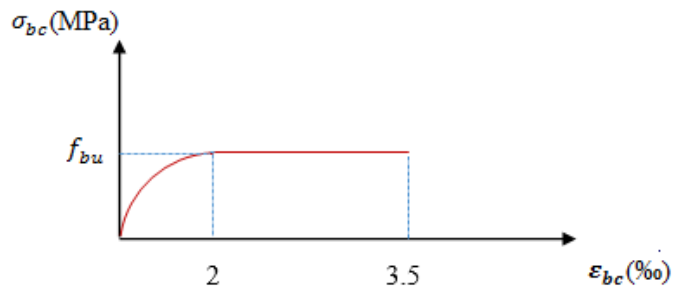


Figure 1 : Diagramme contrainte déformation du béton a l'ELU.

➤ A l'ELS

Le comportement du béton est considéré comme linéairement élastique, donc le diagramme contrainte-déformation à l'ELS sera une droite schématisée comme ci-dessous :

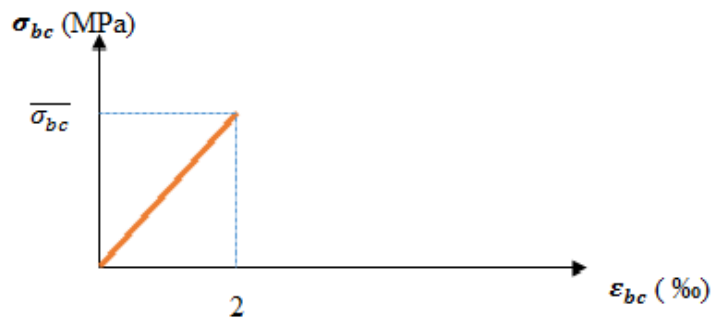


Figure 2 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS

5.2.Acier :

Comme le béton n'a pas une bonne résistance à la traction, on est conduit à associer à ce dernier un matériau possédant une meilleure résistance à la contrainte extensive.

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et à la compression pour des élancements faibles).

Les aciers utilisés sont les suivants :

- Haute adhérence FeE400 pour les armatures des escaliers, des armatures longitudinales des poteaux, des poutres et poutrelles.
- Treillis soudé 06mm 150x150 pour les dalles de compressions.

5.2.1. Caractéristiques des aciers utilisés :

Tableau 1: Caractéristiques des aciers utilisés

Paramètres		Formule	Résultats	Unités
Limite d'élasticité garantie		f_e	400	MPa
Module d'élasticité longitudinale		E_s	200 000	MPa
Contrainte limite ultime à l'ELU	SD	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	347.83	MPa
	SA	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	400	
Contrainte limite service à l'ELS	FPP	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	347.83	MPa
	FP	$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$	201.63	
	FTP	$\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{3} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$	164.97	

Avec :

- η : coefficient de fissuration ayant pour valeur :
 $\eta = 1.6$ pour les armatures à haute adhérence de HA6.
- γ_s : coefficient de sécurité de l'acier tel que :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15, & \text{pour les situations durables.} \\ \gamma_s = 1, & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

5.2.2. Diagramme contrainte déformation de calcul :

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant :

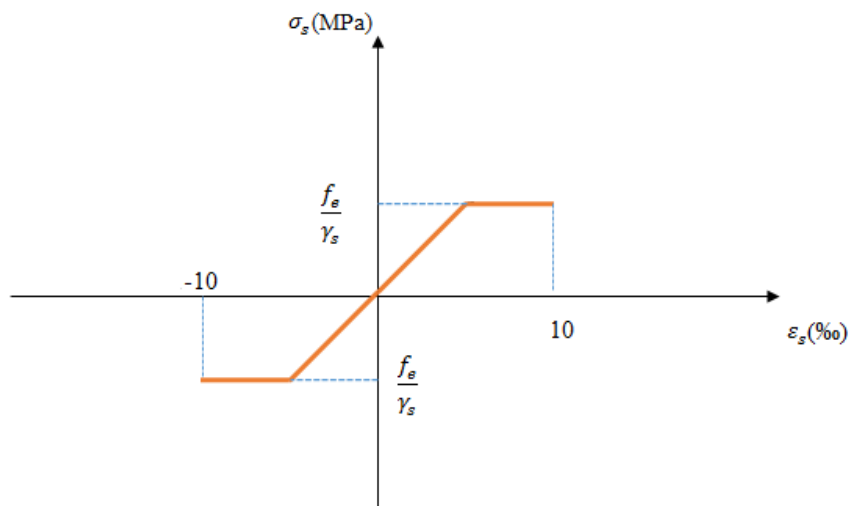


Figure 3 : Diagramme des contraintes-déformations de l'acier ELU, ELS

I.6. Protection des armatures : [Art A.7.1 / BAEL91 modifié 99]

Pour protéger les armatures des effets des intempéries et autres agents agressifs, en plus d'un excellent bétonnage, on doit aussi veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux valeurs suivantes :

$C \geq 5\text{cm}$ pour les ouvrages exposés à la mer aux embruns, brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.

$C \geq 3\text{cm}$ pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou susceptible de l'être) à des actions agressives, à des intempéries, et des condensations, ou encore, en égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux...).

$C \geq 1\text{cm}$ pour les parois qui seront situées dans les locaux couverts et clos et qui seront non exposées aux condensations

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments secondaires

II.1.Introduction :

Après avoir présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous passons au pré-dimensionnement des éléments de notre projet afin d'assurer une bonne résistance de la construction. Le pré-dimensionnement est très important, son but est de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité et déterminer des sections transversales des éléments poutres et les épaisseurs pour les éléments panneaux.

Ce pré-dimensionnement se fait en respectant les recommandations en vigueur à savoir : (le RPA99/2003, le CBA90 et le BAEL91/ 99, DTR B.C .2.2).

II.2.Pré dimensionnement des éléments secondaires**II.2.1.Pré dimensionnement des planchers:**

Les planchers sont des éléments horizontaux qui limitent les niveaux d'un bâtiment. Ils s'appuient avec ou sans continuités sur des éléments porteurs tel que : murs porteurs, poteau et poutre...

Ils transmettent les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Condition de Résistance au feu:

$e = 7$ cm pour une heure de coup de feu.

$e = 11$ cm pour deux heures de coup de feu.

$e = 17,5$ cm pour quatre heures de coup de feu.

Condition de l'isolation phonique:

Pour assurer une isolation phonique minimale l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm, le confort acoustique exige une épaisseur minimale de 16 cm.

***Condition de résistance à la flexion :**

Selon le BAEL (91) : $e \geq \min (L_{x_{\max}}, L_{y_{\max}})/22.5$

$L_{x_{\max}}$: Portée maximale selon la direction x entre nus de nervures.

$L_{y_{\max}}$: Portée maximale selon la direction y entre nus de nervures.

***Dalle en corps creux :**

Les dalles sont composées de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée par treillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé placées suivant le sens le plus petit.

Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire les Conditions ci-après :

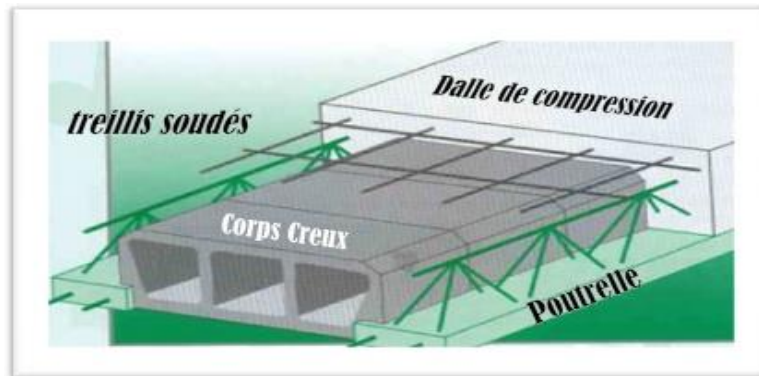


Figure 1: Plancher en corps creux

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \min (L_{x \max}, L_{y \max}) / 22.5$$

$L_{\max}$: distance maximale entre nus d'appuis, selon le sens de disposition des poutrelles :

$$L_{y \max} = 4.5\text{m}$$

$$L_{x \max} = 3.9\text{m}$$

$$\min (L_{x \max}, L_{y \max}) = 3.9 \text{ m} \Rightarrow e \geq 17.33\text{cm}$$

- Donc on prend : $e = (16+4) \text{ cm}$ Avec :

{	16 cm → corps creux.
	4 cm → la dalle de compression.

II.2.2.Les nervures:

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) dont les caractéristiques géométriques suivantes :

La largeur de de la poutrelle est égale à : $b = b_0 + 2b_1$

• $b = 65 \text{ cm}$.

• $h = 20 \text{ cm}$.

• $h_0 = h_t - 16 = 4 \text{ cm}$.

• $0.3h \leq b_0 \leq 0.8h = 0.3 \times 20 \leq b_0 \leq 0.8 \times 20 \rightarrow 6\text{cm} \leq b_0 \leq 16\text{cm} \rightarrow b_0 = 12 \text{ cm}$.

$$\bullet L_0 = b - b_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm.}$$

$$\bullet b_1 = b - b_0 = 26.5 \text{ cm.}$$

II.2.3. Acrotère :

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.

$$S = [(0.15 * 0.60) + (0.03 * 0.1) / 2 + (0.1 * 0.1)]$$

$$S = 0.1015 \text{ m}^2$$

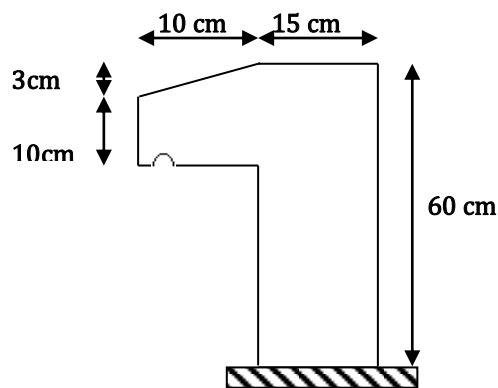


Figure 2: Acrotère

II.2.4. Balcons :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, il travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.

L'épaisseur de dalle du balcon est donnée par la formule suivante

$$e_p \geq \frac{L}{10}$$

Avec : L : largeur de balcon = 180 cm.

$$e_p \geq \frac{180}{10} = 18 \text{ cm.}$$

On prend : **e = 20 cm.**

II.2.5.Escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins et permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

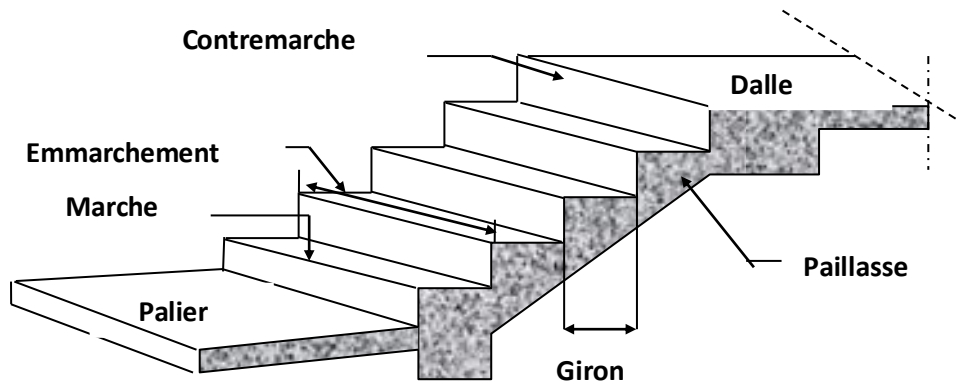


Figure 3: Différent éléments d'un escalier

* Caractéristiques techniques

Un escalier est caractérisé par :

1-**g** : largeur de la marche (giron).

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

3-**n** : nombre de marches.

4-**L** : largeur de la volée

On a trois types d'escaliers

❖ Pour les étages courants (1.2.3.4.5.6.7.8.9) et le RDC, les escaliers comportent deux volées avec palier intermédiaire.

❖ Pour les étages les escaliers comportent deux volées

Le pré dimensionnement s'effectue à l'aide de la formule suivante :

-formule de BLONDEL :

$$59 \leq g + 2 h \leq 66 \text{ cm.}$$

$$14.5 \leq h \leq 18$$

$$14.5 \leq h \leq 18$$

-Hauteur de la marche : **h = 17cm.**

-En pratique on prend : **g = 30cm.**

-Hauteur d'étage : **H = 3.06m**

- Détermination du nombre de contre marches : $n = H/2h = 306/17(2) \Rightarrow n = 9$ contre marches
- Nombre de marche : $n-1=9-1=8$ marches
- Hauteur de la paillasse : $H'=0,17*9=1.53 \Rightarrow H' = 1.53m$
- détermination de la longueur projetée de la paillasse : $L = g (n-1) = 2.40m$
- Détermination de l'inclinaison de la paillasse : $tg \alpha = H'/L \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$.
- Détermination de la longueur de la paillasse : $L_p = H'/\sin \alpha = 2.85m$.
- Détermination de l'épaisseur de la paillasse : $L_p/30 \leq e \leq L_p/20 \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$.
- L'épaisseur du palier : $e = 15cm$.

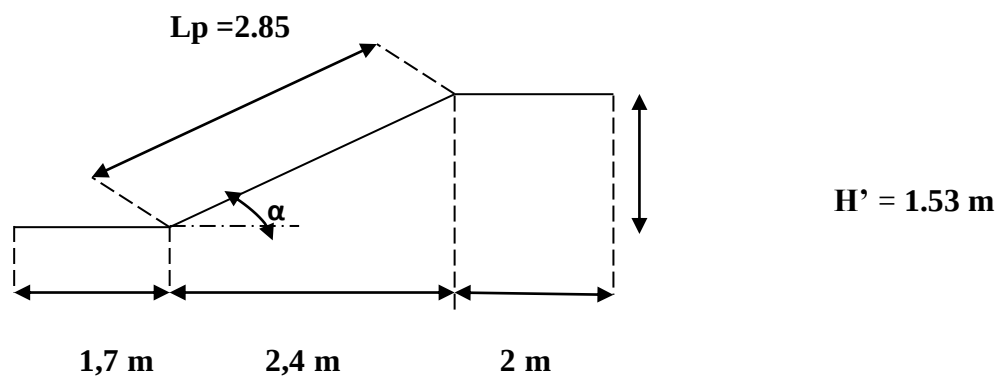


Figure 4: Vue en élévation d'escalier

Tableau 1: Dimension des escaliers

	H(m)	H'(m)	α°	L(m)	N	Lp(m)	Paillasse	Palier
RDC	3.06	1.53	32.52	2.40	8	2.84	15	15
Etage 1 à 9	3.06	1.53	32.52	2.40	8	2.84	15	15

→Locale d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement par sa cabine et sa machinerie.

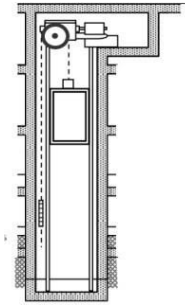


Figure 5: L'ascenseur

II.3. Prédimensionnement des éléments porteurs principaux :

II.3.1. les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon le RPA99-2003.

→ Selon BAEL91

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{1}{10}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

→ Vérification d'après RPA99 version 2003 :

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

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

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

Avec: L : La portée de la poutre.

h: la hauteur de la poutre.

b: la largeur de la poutre.

a) Les poutres principales :

$$L = L_{1\max} = 4.5 \text{ m}$$

→ Selon le BAEL 91 on a :

$$L = 4.5 - 0.3 = 4.2 \text{ m}$$

$$28 \text{ cm} \leq h \leq 42 \text{ cm}$$

on prend :

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$11 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

on prend :

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

On opte pour les poutres de section (b, h) = (30 , 35)

→ Vérification des conditions du RPA :

$$H \geq 30 \quad \rightarrow 35 > 30 \text{ cm vérifié}$$

$$B \geq 20 \quad \rightarrow 30 > 20 \text{ cm vérifié}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \quad \rightarrow 1.166 < 4 \text{ vérifié}$$

b) Les poutres secondaires :

$$L = L_{2 \text{ max}} = 3.9 \text{ m}$$

→ Selon le BAEL 91 on a :

$$L = 3.9 - 0.3 = 3.6 \text{ m}$$

$$24 \text{ cm} \leq h \leq 36 \text{ cm} \quad \text{on prend :} \quad h = 35 \text{ cm}$$

$$11 \text{ cm} \leq b \leq 25 \text{ cm} \quad \text{on prend :} \quad b = 30 \text{ cm}$$

On opte pour les poutres de section (b, h) = (30, 35)

Vérification des conditions du RPA :

$$H \geq 30 \quad \rightarrow 35 > 30 \text{ cm vérifié}$$

$$B \geq 20 \quad \rightarrow 25 > 20 \text{ cm vérifié}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \quad \rightarrow 1.4 < 4 \text{ vérifié.}$$

II.3.2. Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés à reprendre une partie des charges verticales mais aussi principalement d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

Le R.P.A. 99/2003 considère comme voile de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

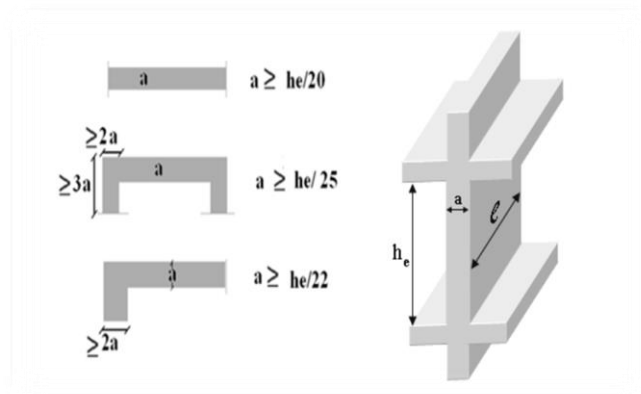


Figure 6: Coupe de voile en plan

$$e \geq \text{Max} \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right)$$

• Pour RDC : ($h_e = 3.06 \text{ m}$)

$$e \geq \text{Max} \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right) = (12.08, 13.72, 15.1)$$

Donc on prend comme épaisseur : **e = 15cm**

• Pour l'étage courant : ($h_e = 3,06 \text{ m}$)

$$e \geq \text{Max} \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right) = (12.08, 13.72, 15.1)$$

Donc on prend comme épaisseur : **e = 15cm**

Ainsi, on adopte l'épaisseur des voiles : **e = 15cm** sur toute la hauteur de la structure.

$$L \geq 4e = 60\text{cm}.$$

→ Disposition des voiles :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- * Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- * Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- * Minimiser les effets de torsion.

II.4. Descente de charges :

II.4.1. Les planchers :

Les charges réglementaires sont en général de deux types :

- Les charges permanentes représentant le poids propre de la structure.
- Les charges d'exploitation ou surcharges.

La descente des charges a pour objet la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

G : Charges permanente.

Q : Charges d'exploitation.

Les charges permanentes G et les surcharges d'exploitations Q sont évaluées selon le DTRB.C.2.2.

a- Plancher terrasse inaccessible :

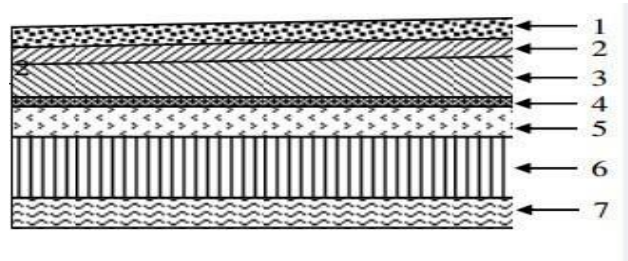
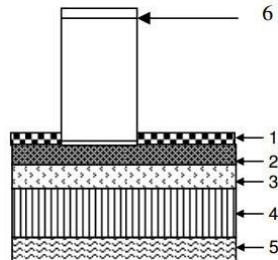


Figure 7: Terrasse inaccessible

Tableau 2: Evaluation des charges dans la terrasse inaccessible

Matériaux	Épaisseur (m)	d (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1- Protection en gravillon	0.05	17	0.85
2- Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3- Forme de pente	0.1	22	2.2
4- Papier Kraft (2feuilles).	/	/	/
5- Isolation thermique	0.04	0.4	0.16
6- Plancher corps creux (16 + 4)	0.2	14	2.85
7- Enduit plâtre	0.02	10	0.20
			G = 6.38 KN/m²

b-Plancher étage courant (corps creux) :**Figure 8: Charge permanente de l'étage courant****Tablea.3: Evaluation des charges dans l'étage courant :**

Matériaux	Épaisseur (m)	d (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Chape en mortier de ciment	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle de compression + corps creux	16+4	14	2.85
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
cloison de distribution	0.1	10	1
			G = 5.25 KN/m²

II.4.2.Balcon :**Tableau 4: Evaluation des charges dans les balcons :**

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit de ciment	2	18	0.36
Poids propre de la dalle en BA	15	25	3.75
Lit de sable	2	18	0.36
Mortier de pose	2	20	0.40
Carrelage en granito	3	22	0.44
Garde-corps	/	/	1.00
			G = 6.31 KN/m²

II.4.3.Murs extérieurs:

Tableau .5: Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

Matériaux	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.2
Brique creuse	1.3
Lame d'aire	/
Brique creuse	0.9
Enduit de ciment	0.4
G = 2.8 KN/ m²	

II.4.4.Murs intérieurs :

Tableau.6: Evaluation des charges dans les murs intérieurs.

Matériaux	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.4
Brique creuse	0.9
G = 1.3 KN/ m²	

II.4.5.Escalier :

Tableau 7: escalier

Elément	Charges permanente G (kN/m)	
Paillasse	- Marbre	0,70
	-Mortier de ciment	0,40
	-Lit de sable	0,36
	-Dalle en béton armé	4,26
	-Poids des marches	2,18
	-Enduit de ciment	0,451 (kN/m)
	-Garde de corps	Gt = 8,35
Palier	-Marbre	0,70
	- Mortier de ciment	0,40
	-Lit de sable	0,36

	-Dalle en béton armé	3,75
	-Enduit de ciment	0,40
	Gt = 5,61	

II.4.6.volée :**Tableau 8: volée.**

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	2	20	0,4
2-Mortier de pose	2	20	0,4
3-Dalle en béton armé	20	25	5,8
4- Marche	17/2	25	2,125
5-Enduit de plâtre	2	10	0,2
6-Cloison de séparation	/	/	1
TOTAL=	G=9,93KN/m ²		

II.4.7.Charges d'exploitations :

Elles sont définies en fonction des servitudes futures des locaux. D'après DTR B.C2.2 :

Tableau II.9: Charge d'exploitation.

Eléments	Surcharges
Plancher terrasse	1,00 KN/m ²
Plancher à usage d'habitation	1.5 KN/m ²
Balcon	3,50 KN/m ²
Escalier	2.5 KN/m ²

II.4.8.Dégression des charges :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitations agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2.n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Avec :

- n : Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").
- Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q1, Q2, ..., Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise $\frac{3+n}{2.n}$ à partir du cinquième étage.

9ème étage : $Q_{cum} = Q_0$

8ème étage : $Q_{cum} = Q_0 + Q_1$

7ème étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$

6ème étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

5ème étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

4ème étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

3ème étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

2ème étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

1ère étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

RDC : $Q_{cum} = Q_0 + 0,67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$

Avec :

$Q_0 = 1 \text{ kn/m}^2$

$Q_1 = 1,5 \text{ kn/m}^2$

II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

II-5-1. Principe de calcul :

Les poteaux se sont des éléments verticaux qui composent le squelette du bâtiment, ils se caractérisent par leurs longueurs et leurs sections.

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

Leur pré-dimensionnement s'effectue à l'ELU pour le poteau le plus sollicité en compression simple.

La section des poteaux est donnée par l'Art 7.4.3.1 RPA 99/ version 2003

Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

- La condition de la descente des charges.

- Les conditions R.P.A

On prend une section de **(30*30)**

II.5.2. Les étapes de calcul :

- On considère le poteau le plus sollicité.
- On calcule la surface reprise par le poteau.
- On détermine Charge Permanente : $N_G = G \times S$

G : charge Permanente.

S : surface offerte majorée.

- On détermine Charge d'exploitation : $N_Q = Q \times S$

Q : Charge d'exploitation

- S : surface offerte majorée.

Calcul de la charge limite ultime N_{ul} : $N_{ul} = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$

Calcul la section Br :

D'après le critère de résistance du BAEL 91 on a :

$$Br \geq \frac{k \times b \times Nu}{\frac{\theta \times f_{bu}}{0,9} + \frac{0,85 f_{ed}}{100}} \text{ avec : } \begin{cases} K = 1 \\ \theta = 1 \end{cases}$$

$$\text{Tel que : } F_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$F_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 384 \text{ Mpa}$$

$Br \geq (a-0,02)(b-0,02)$ = section réduite

Pour une section carrée : $B_r = (a - 0,02)^2$ d'où : $a = b = \sqrt{B_r} + 2$ (en cm).

Le calcul se fait en compression centrée, on fixe

l'élanement mécanique forfaitairement à

$\lambda = 35$ (pour que toutes les armatures participent à la résistance)

$$B = \begin{cases} 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0,85 * \frac{\lambda^2}{1500} & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \beta = 1 + 0.2 = 1.2$$

→ Poteau centrale :

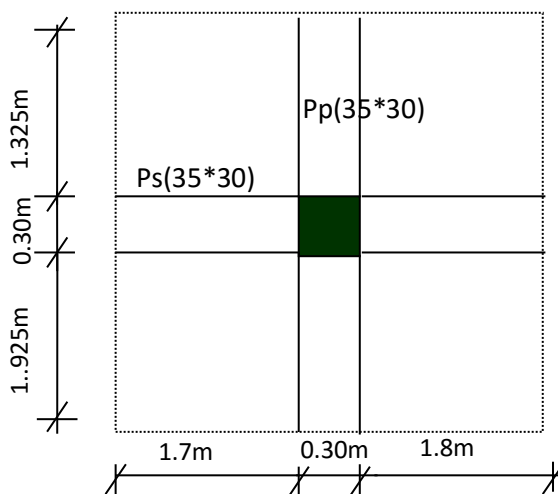


Figure 9: Poteau central

Majoration de 15 % (poteau central)

II.5.3.Détermination de la charge permanente :

$$G_{\text{terrasse}} = 6.38 \text{ kn/m}^2 \quad Q_{\text{terrasse}} = 1.00 \text{ kn/m}^2$$

$$G_{\text{ec}} = 5.25 \text{ kn/m}^2 \quad Q_{\text{ec}} = 1.50 \text{ kn/m}^2$$

$$S_{\text{plancher}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_{\text{plancher}} = (1.925 + 1.325) \times (1.7 + 1.8) = 11.375$$

$$S_{\text{majorée}} = 11.375 \times 1.15 = 13.09 \text{ m}^2$$

Terrasse:

$$N_G^{\text{plancher}} = 13.09 \times 6.38 = 83.52 \text{ kn}$$

$$N_G^{\text{POUTRES}} = [((b \times h)_{pp} \times L_{pp}) + (b \times h)_{ps} \times L_{ps}] \times \rho$$

$$N_G^{\text{poutres}} = [(0.35 \times 0.3 \times 3.25) + (0.35 \times 0.3 \times 3.5)] \times 25 = 17.72 \text{ kn}$$

$$N_G^{\text{terrasse}_{\text{tot}}} = 83.52 + 17.72 = 101.24 \text{ kn}$$

étage courant :

$$N_G^{\text{plancher}} = 13.09 \times 5.25 = 68.73 \text{ kn}$$

$$N_G^{\text{poutres}} = [(0.35 \times 0.3 \times 3.25) + (0.35 \times 0.3 \times 3.5)] \times 25 = 17.72 \text{ kn}$$

$$N_G^{\text{pouteaux}} = [(0.3 \times 0.3 \times 3.06)] \times 25 = 6.89 \text{ kn}$$

$$N_G^{\text{ec}_{\text{tot}}} = 68.73 + 17.72 + 6.89 = 93.34 \text{ kn}$$

N	G (KN/m²)	NG plancher (KN)	NG PP (KN)	NG PS (KN)	NG poteau (KN)	NG (KN)	NG commulé (KN)	Q (KN /m²)	NQ (KN)	NU (KN)
ET9	6.38	83.52	8.53	9.188	0	101.24	101.24	1	13.09	156.4
ET8	5.25	68.73	8.53	9.188	6.885	93.33	194.57	2.5	32.73	311.8
ET7	5.25	68.73	8.53	9.188	6.885	93.33	287.9	3.85	50.4	464.3
ET6	5.25	68.73	8.53	9.188	6.885	93.33	381.23	5.05	66.11	613.9
ET5	5.25	68.73	8.53	9.188	6.885	93.33	474.56	6.1	79.85	760.5
ET4	5.25	68.73	8.53	9.188	6.885	93.33	567.89	7	91.63	904.1
ET3	5.25	68.73	8.53	9.188	6.885	93.33	661.22	7.75	101.45	1044.8
ET2	5.25	68.73	8.53	9.188	6.885	93.33	754.55	8.445	110.55	1184.5
ET1	5.25	68.73	8.53	9.188	6.885	93.33	847.88	9.28	121.48	1326.9
RDC	5.25	68.73	8.53	9.188	6.885	93.33	941.21	10.04 5	131.49	1467.9

Tableau 10 : pré-dimensionnement du poteau plus sollicité (central)

Niveaux	Br	A	a*b
ET9	100.1	12	40
ET8	199.6	16.13	40
ET7	297.2	19.24	40
ET6	392.9	21.83	40
ET5	486.8	24.07	45
ET4	578.7	26.06	45

ET3	668.6	27.86	45
ET2	758.1	29.54	50
ET1	849.3	31.15	50
RDC	939.5	32.66	50

II.6. vérifications :

$$\text{Min (b1, h1)} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots 1$$

$$\text{Min (b1, h1)} \geq \frac{he}{20} \dots\dots\dots 2$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b1}{h1} < 4 \dots\dots\dots 3$$

Tableau11: Vérification des exigences du « RPA99/art7.4.1 ».

Niveau	(a×b) cm	Min (b1,h1)	Min (b1,h1) $\geq \frac{he}{20}$	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	Condition
Zone3	(40*40)	Min(40x40)≥25cm	Min (40x40)≥14.3	$\frac{1}{4} \leq 1 \leq 4$	C.V
Zone2	(45*45)	Min(45x45)≥25cm	Min (45x45)≥ 14.3	$\frac{1}{4} \leq 1 \leq 4$	C.V
Zone1	(50*50)	Min(50x50)≥25cm	Min (50x50)≥ 14.3	$\frac{1}{4} \leq 1 \leq 4$	C.V

Selon BAEL 91 révisée 99 :

➤ Vérification de contrainte :

$$\sigma_{ser} = \frac{NS}{B+n.As} \leq \sigma_{bc} = 0,6 \times F_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

B : section de béton du poteau

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \text{ (coefficient d'équivalence)}$$

As : section d'armature, supposée égale à 1%.B

Ns : effort normal a l'ELS.

Alors :

$$\sigma_s = \frac{Ns}{B+15 \times 0.01.B} = \frac{Ns}{1.15.B}$$

➤ Vérification du flambement :

$$\lambda = \frac{Lf\sqrt{12}}{a} < 35.$$

Avec :

$$L_f = 0,7 \times l_0$$

$$\text{RDC : } L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m} \quad , \quad \text{EC : } L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

Tableau 12 : Vérification selon BAEL 91 révisée 99.

Niveaux	a * b	Ns	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\sigma_s \leq \sigma_{bc}$	λ	$\lambda < 35$
9	40×40	114.33	0.07	C.V	18.62	C.V
8	40×40	227.3	0.13	C.V	18.62	C.V
7	40×40	338.3	0.19	C.V	18.62	C.V
6	40×40	447.34	0.25	C.V	18.62	C.V
5	45×45	554.41	0.2	C.V	14.9	C.V
4	45×45	659.52	0.23	C.V	14.9	C.V
3	45×45	762.67	0.27	C.V	14.9	C.V
2	50×50	865.1	0.21	C.V	12.42	C.V
1	50×50	969.36	0.24	C.V	12.42	C.V
RDC	50×50	1072.7	0.26	C.V	12.42	C.V

CHAPITRE III

Etude des éléments secondaires

III.1. INTRODUCTION:

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment ; nous citons les escaliers, les planchers, l'acrotère et les balcons.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99/2003**.

III.2.Calcul de l'acrotère :

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère, assimilé à une console verticale encastrée au niveau du plancher terrasse. La section dangereuse est celle qui se trouve au niveau de l'encastrement.

Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- Son poids propres sous forme d'efforts normaux verticaux.
- Une charge d'exploitation horizontale égale à 1 kN/ml due à la main courante.
- Actions climatiques (gradient thermique).
- Action sismique.

L'acrotère sera étudiée en flexion composée, et puisqu'elle est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

III.2.1.Dimension de l'acrotère

On prend en considération l'effet de la main courante

D'où $Q = 1 \text{ kN/m}$

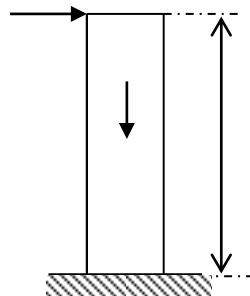


Figure 1 : Schéma statique de l'acrotère.

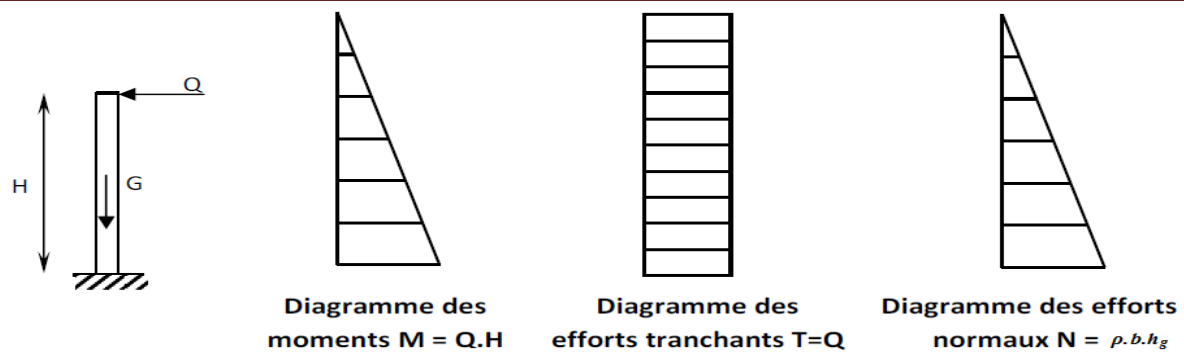


Figure 2 : Schéma statique de l'acrotère et diagrammes sollicitations internes

→ **la charge permanente :**

- Poids propre: $G = \rho \times S$.

• $\rho = 25 \text{ kn/ml}$

$$W_p = 25 * [(0.15 * 0.60) + (0.03 * 0.1)/2 + (0.1 * 0.1)] = 1.931 \text{ kn/ml.}$$

- $G = (0.47 + 0.1 + 0.104 + 0.15 + 0.13 + 0.12) \times 0.02 \times 20 = 0.422 \text{ KN/ml.}$

$$G_{\text{acrotère}} = G_{\text{béton}} + G_{\text{enduit}} = 1.931 + 0.422$$

$$G_{\text{acrotère}} = 2.353 \text{ KN/m}$$

→ **la charge d'exploitation :**

$$Q = \max (F, Q_p).$$

- $Q_p = 1 \text{ kn/ml}$

- La force sismique : (RPA Art 6.2.3)

$$F \text{ est Donnée selon le RPA99 : } F_p = 4.A.C_p.W_p.$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone donne par le tableau 4.1 du RPA99V2003

$$\text{Zone II, Groupe d'usage 2} \Rightarrow A = 0.20.$$

- C_p : Facteur de force horizontale donne par le tableau 6.1 du RPA99V2003 : $C_p = 0.8$.

- W_p : Poids de l'acrotère $W_p = 2.353 \text{ kn.}$

$$\text{D'où } F_p = 4 \times 0.20 \times 0.8 \times 2.353 = 1.51 \text{ kn.}$$

Donc la surcharge d'exploitation est donnée par

$$Q = \max \{1 ; 1.51\} \Rightarrow Q = 1.51 \text{ kn/ml.}$$

III.2.2. Combinaison des charges :

A l'ELU :

- Effort normal de compression dû à G

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 2,353 = 3,117 \text{ kn.}$$

- Moment de renversement dû à Q

$$M_u = 1,5.MQ = 1,5 \times 0,6 \times 1,51 = 1,359 \text{ kn.m}$$

A l'ELS :

- Effort normal de compression dû à G

$$N_s = G = 1 \times 2,353 = 2,353 \text{ kn}$$

- Moment de renversement dû à Q

$$M_s = MQ = 0,6 \times 1,51 = 0,91 \text{ kn.m}$$

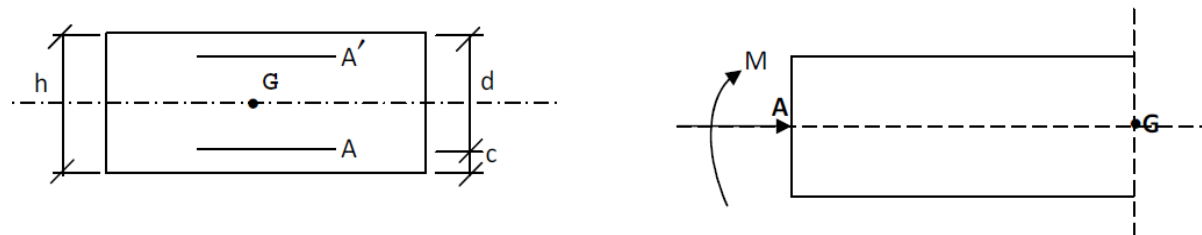


Figure 3 : Détermination des actions externes

- Poids propre de l'acrotère : $G = 2,353 \text{ kN/ml}$
 - Charge d'exploitation : $Q = 1,51 \text{ kN /ml}$
 - Effort normal dû au poids propre G : $N = G \times 1 = 2,353 \text{ kN}$
 - Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1,51 \text{ kN}$

III.2.3. Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné pour un mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section ($b \times h$) cm^2 soumise à la flexion composée.

Tableau 1: caractéristiques géométriques d'une section rectangulaire

b (cm)	h (cm)	c' (cm)	d (cm)	f_{c28} (MPa)	f_e (MPa)
100	10	2	$h - c' = 10 - 2 = 10$	25	400

h : épaisseur de la section soumise à la flexion composée.

cet **c'** : Enrobage : 2cm

d= **h-c** : hauteur utile.

e : Excentricité

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues

3.1. Calcul des armatures à L'ELU

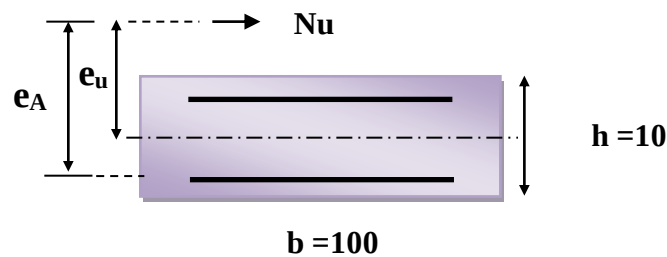


Figure 4 : Position du centre de pression à l'ELU

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.359}{3.117} = 0.436 \text{ m} \approx 44 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$(h/2) - c < e_u \rightarrow 3 < 44 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

L'acrotère donc calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle préalablement déjà calculée.

3.2. Calcul en flexion simple

❖ Moment fictif

$$M_f = N_u \times e_f = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 3.117 \left(0.44 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 1.465 \text{ kN.m.}$$

❖ **Moment réduit**

$$U_{bu} = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.465 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.016$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$U_{lu} = (3440 \gamma + 49. f_{c28} - 3050) \cdot 10^{-4}$$

$$\gamma = \frac{M_f}{M_s} = \frac{1.465}{0.91} = 1.609$$

$$\mu_{lu} = 0.370$$

$$U_{bu} = 0.016 < U_{lu} = 0.370 \text{ (tableau des moments réduits BAEL)} \Rightarrow A' = 0$$

$$Z_b = 0.08 [1 - 0.6 U_{bu}] = 0.08 [1 - 0.6 \times 0.016] = 0.0723 \text{ m} = 7.232 \text{ cm}$$

3.3. Les armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_F}{Z_b f_{ed}} \quad \text{avec} \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{1.465 \times 10^{-3}}{0.0723 \times 348} = 5.82 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.582 \text{ cm}^2$$

3.4. Calcul des sections d'aciers en flexion composé

$$\text{La section réelle des armatures : } A_s = A_f \frac{N_u}{f_{ed}}$$

$$A_s = 0.582 \times \frac{3.117 \times 10}{348} = 0.49 \text{ cm}^2$$

3.5. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \left[\frac{e_s - 0.455(d)}{e_s - 0.185(d)} \right] \cdot b \cdot d$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{39 - 0.455 \times 8}{39 - 0.185 \times 8} = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_s = A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } 4\text{HA}8 (2.01 \text{ cm}^2) \text{ avec espacement de } 20 \text{ cm}$$

3.6. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2.$$

Soit: 4HA8 = 2.01cm² répartie sur 60cm de hauteur, avec un espacement St = 20cm

III.2.4. Vérification:**a) À L'ELU :****4.1. Vérification de l'effort tranchant: (cisaillement)**

D'après l'article A.5.1, 1 du BAEL 91 : $\tau_u = \frac{v_u}{b_0 d}$,

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement.

V_u = effort tranchant ultime à prendre en compte à l'ELU.

$v_u = T = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1.51 = 2.265 \text{ KN}$.

b_0 : Largeur de la bande considérée.

d : hauteur utile de la section $d = h - c$.

$$\tau_u = 283 \text{ MPa}$$

$\frac{2.265 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.0$ Comme la fissuration est considérée comme étant préjudiciable, il est nécessaire de vérifier

la condition suivante [article A.5.3, 21 du BAEL 91] :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

Et : $\gamma_b = 1.5$ situation courante.

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \text{Min} \{ 2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}.$$

$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4.2. Calcul de l'ancrage des barres verticales : (BAEL 91/Art, A, 6, 1, 22)

Les barres rectilignes de diamètre Φ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,83} = 28,27 \text{ cm} < h = 35 \text{ cm}$$

4.3. Vérification des espacements des barres : (BAEL91/Art A, 8, 2,42)

Tableau 2 : espacement des barres

Directions	Charge répartiesseulement	Charge concentrées
Direction la plus sollicitée	3h et 33cm	2h et 25 cm
Direction perpendiculaire à la plus sollicité	4h et 45cm	3h et 33cm

➤ Armature principale :

$$S_p \leq \min (3 \times h, 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_p \leq \min (3 \times 10 ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$S_p = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Armature de montage :

$$S_p \leq \min (4 \times h, 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_p \leq \min (40, 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_p = 20 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

4.4. Vérification de l'adhérence dans les barres :(Art, A, 6,1, 3 / BAEL)

Le béton armé est composé de béton et d'acier, donc il est nécessaire de connaître le comportement à l'interface entre ces deux matériaux.

Pour cela on doit vérifier l'inégalité suivante : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de scellement égale à 1,5 pour les barres HA.

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

n : nombre de barre.

$$\sum U_i = n \pi d = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,53 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{2,265 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 100,53} = 0,35 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,35 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres

b) À l'ELS :

4.5. Vérifications des contraintes de compression dans le béton :

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

Contraintemaximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$).

Avec :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d)^2].$$

$$\frac{by^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(Ad - A'd) = 0$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \quad I : \text{Moment d'inertie.} \quad y : \text{Position de l'axe neutre.} \quad \rightarrow \eta = 15$$

$$A'_s = A_s$$

$$\begin{cases} 50y^2 + 15 \times (2 \times 2.01)y - 15 \times (2.01 \times 2 \times 8) = 0 \\ I = 100 \times \frac{(2.56)^3}{3} + 15 \times 2 \times 2.01(8 - 2.56)^2 \end{cases} \quad \begin{cases} y = 2.56 \text{ cm} \\ I = 2343.7346 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$K = \frac{0.91 \times 10^6}{23437346} = 0.039 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.039 \times 25.6 = 0.9984 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.9984 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau 3 :Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

Ms (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K ($\frac{\text{N}}{\text{mm}^3}$)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Condition
0.91	2,01	2,56	2343,73	0.039	0.9984	15	C.V

4.6. Vérification des contraintes maximales dans l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

n=1,6 pour les barres HA.

$$\overline{\sigma_{st}} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; \max(0,5 \times 400, 110\sqrt{1,6 \times 2,1}) \right\} = \min \{266,67; 201,63\} \text{MPa.}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 202 \text{MPa.} \quad \sigma_{st} = nK(d - y). \quad \sigma_{st} = 15 \times 0,039(80 - 25,6) = 31,82 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 31,82 \text{MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 202 \text{MPa.} \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

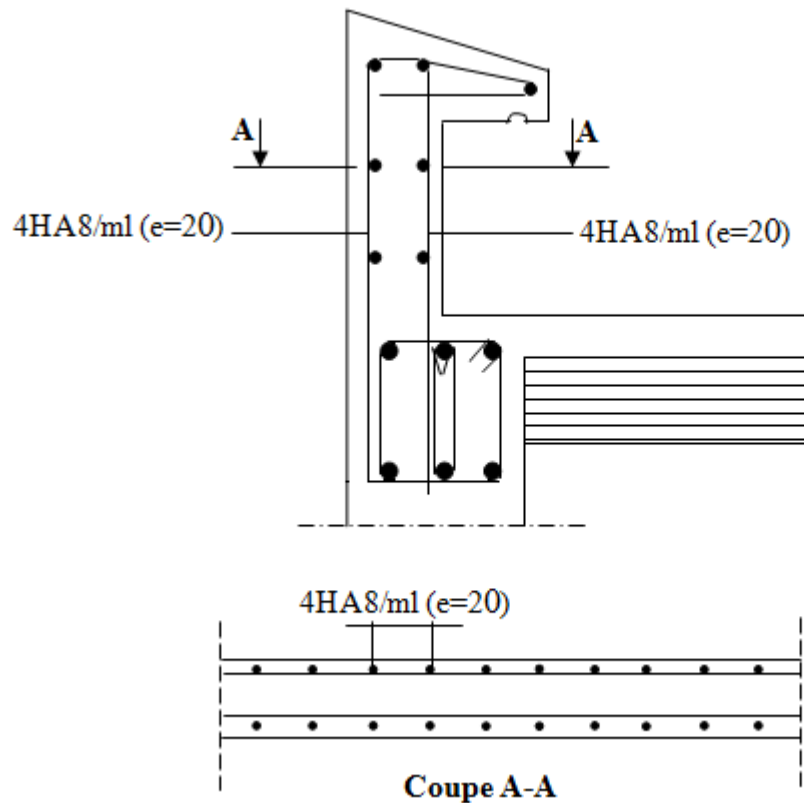


Figure 5 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III. 3 Calcul des balcons

III.3.1 Introduction

Les balcons sont des éléments de structure qui vont subir des charges particulières, ils sont également soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des dispositions constructives spéciales.

Dans notre cas ces derniers seront réalisés en dalle pleine,

III.3.2 Les charges

❖ Charges verticales

Les balcons sont soumis à des charges d'exploitations plus importantes que dans les locaux courant, du fait de la concentration possible des personnes. La valeur de la charge d'exploitation est prise égale à 3.5KN/m²

❖ Des sollicitations

Ces éléments sont calculés soit en continuité avec les planchers, par la méthode de CAQUOT, le rapport des portées étant généralement inférieure à 0,8, soit séparément. Ils sont calculés en fissurations préjudiciable.

❖ Les charges permanentes et surcharges :

- Charges permanentes : $G_1 = 5.31 \text{ kN/m}^2$
- Surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3.5 \text{ kN/m}^2$
- Charges de garde de corps : $G_2 = 1 \text{ kN/m}^2$
- Surcharges dus à la main courante : $Q_2 = 1.00 \text{ kN/m}$

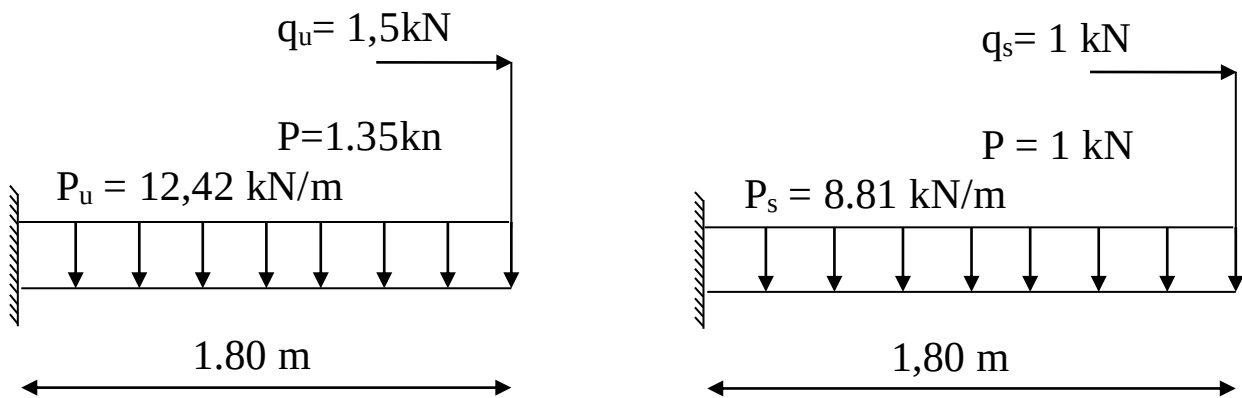


Figure 6 : Schéma statique du balcon à L'ELU (a), à L'ELS (b)

À ELU

$$P_u = 1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 3.5 = 12.42 \text{ kN/m}$$

$$P = 1.35 \times G_2 = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ kN/m}$$

$$Q_u = 1.5 \times Q_2 = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN/m}$$

$$M_u = p_u \times l^2/2 + p \times l + q_u = 12.42 \times 1.8^2/2 + 1.35 \times 1.8 + 1.5 = 24.05 \text{ kN.m}$$

$$V_u = P_u \cdot L + p = 12.42 \times 1.8 + 1.35 = 23.71 \text{ kN}$$

À L'ELS

$$P_s = 5.31 + 3.5 = 8.81 \text{ kN/m}$$

$$P = 1 \times G_2 = 1 \text{ kN/m}$$

$$q_s = 1 \times Q_2 = 1 \text{ kN/m}$$

$$M_s = p_s \times l^2/2 + p \times l + q_s = 8.81 \times 1.8^2/2 + 1 \times 1.8 + 1 = 17.07 \text{ kN.m}$$

$$V_s = p_s \times l + p = 8.81 \times 1.8 + 1 = 16.86 \text{ kN}$$

III.3 Calcul du Ferrailage :

3.1 Armatures principales :

$b=100\text{cm}$, $h=20\text{cm}$, $d=0.9 h = 18\text{cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{0.02405}{1 \times (0.18)^2 \times 14,2} = 0,052 \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{24.05}{17.07} = 1,41$$

$$\mu_{lu} = [3440(1,41) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0,3025$$

$$\mu_{bu} = 0,052 < \mu_{lu} = 0,3025 \Rightarrow A' = 0$$

$\Rightarrow$ On utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.18[1 - 0.6(0,052)] = 17.4\text{cm} = 0.174\text{m}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{24.05 \times 10^{-3}}{0.174 \times 348} \times 10^4 = 3.97\text{cm}^2$$

3.2 Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 2.17 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 2.17\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.17\text{cm}^2 < A_l = 3.97\text{cm}^2$$

On prend $A = A_l = 3.97\text{cm}^2$

Soit : 5T12 $A_s = 5.65\text{cm}^2$ avec $S_t = 20\text{cm}$.

3.3 Armature de répartition

$A_r = A_l / 4 = 1.41\text{cm}^2$ Soit : 5T10 = 3.93 cm² avec $S_t = 25\text{cm}$.

III.4 Vérifications:

a) Vérification à l'ELU :

4.a.1. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = v_u / b_0 d = 23.71 \times 10^{-3} / (1 \times 0.18) = 0.132\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \min(0,15 \bar{f}_{c28} / \gamma_b, \bar{4}\text{MPa}) = 2.5\text{MPa} (\gamma_b = 1,5).$$

$$\tau_u \leq \tau_u \quad \dots\dots\dots \text{CV}.$$

4.a.2. Contrainte d'adhérence :

$$\tau_{su} = v_u / 0,9 \times d \times \Sigma U_i \quad \text{avec : } \Sigma U_i = 5 \times 3,14 \times 12 = 188.4\text{mm}.$$

$$\tau_{su} = 23.71 \times 10^3 / 0,9 \times 180 \times 188.4 = 0.776\text{MPa}.$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = \Psi_s \bar{f}_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3.15\text{MPa}, \Rightarrow \tau_{su} \leq \tau_{su} \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

b)Vérification des contraintes à L'ELS**4.b.1.Dans le béton**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$by^2 + 30 (A+A') y - 30 (dA + d'A') = 0 \Rightarrow Y = 4.74 \text{ cm}$$

4.b.2.Calcul de Moment d'inertie I

$$I = \frac{by^3}{3} + 15. [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2] \Rightarrow 18451.2699 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y = \frac{17.07 \times 10^{-3}}{18451.269 \times 10^{-8}} \times 4.74 \times 10^{-2} = 4.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.88 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots \dots \dots \text{ La condition est vérifiée}$$

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

Ms (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K ($\frac{\text{KN}}{\text{cm}^3}$)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Condition
17.07	5.65	4.74	18451.26	0.092	4.88	15	C.V

4.b.3.dans l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

n = 1,6 pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; \text{max}(0.5 \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\} = \min \{266,67; 201,63\} \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = nK(d - y).$$

$$\sigma_{st} = 15 \times 0,092(18 - 4.74) = 18.3 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 18.3 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

C) Vérification de disposition d'armature**4.c.1.Armature longitudinale :**

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Avec : h : l'épaisseur du balcon h = 20 cm

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

4.c.2. Armature de répartition :

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(80\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm}$$

C.V

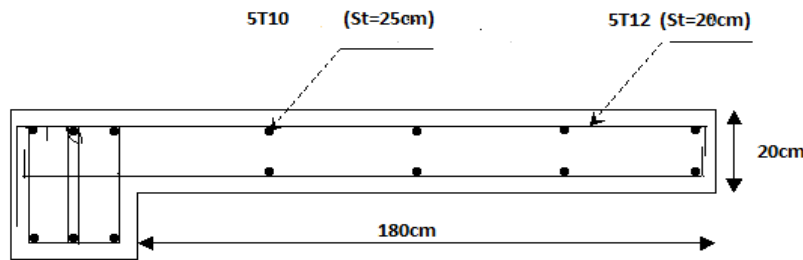


Figure 7 : Ferrailage du balcon

III.4. Etude de l'escalier

III.4.1. Définition

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession régulière de plans horizontaux qui permettent l'accès aux différents niveaux. Il peut être en béton armé ou en bois. Notre ouvrage est composé d'une seule cage d'escalier de type droit à deux volées avec palier intermédiaire.

III.4.2. Détermination des efforts

4.2.1. Les sollicitations de calcul

- Pour le palier : $G = 5.61\text{kN/m}^2$.
 $Q = 2,50\text{ kN /m}^2$.
- Pour la volée : $G = 8,35\text{kN /m}^2$.
 $Q = 2,50\text{ kN /m}^2$.

Le calcul se fera en considérant la paillasse et le palier comme une poutre simplement appuyée sur les deux côtés.

4.2.2. Combinaison des charges

- L'état limite ultime (ELU)

Palier : $q_{u1} = 1,35 \times 5.61 + 1,5 \times 2,5 = 11.32\text{kN/m}^2$.

Paillasse : $q_{u2} = 1,35 \times 8,35 + 1,5 \times 2,5 = 15.02\text{kN /m}^2$.

- L'état limite de service (ELS) : $(G+Q)$

Palier : $q_{s1} = 5.61 + 2,5 = 8.11 \text{ kN/m}^2$, Paillasse : $q_{s2} = 8,35 + 2,5 = 10,85 \text{ kN/m}^2$.

4.2.3. Schéma statique de calcul :

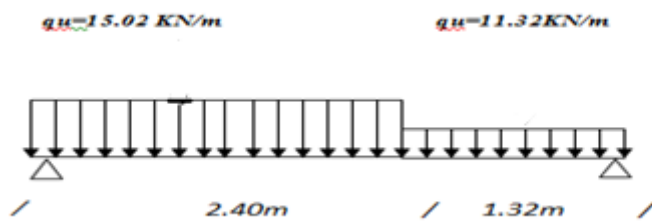


Figure 8 : Schéma statique à l'ELU

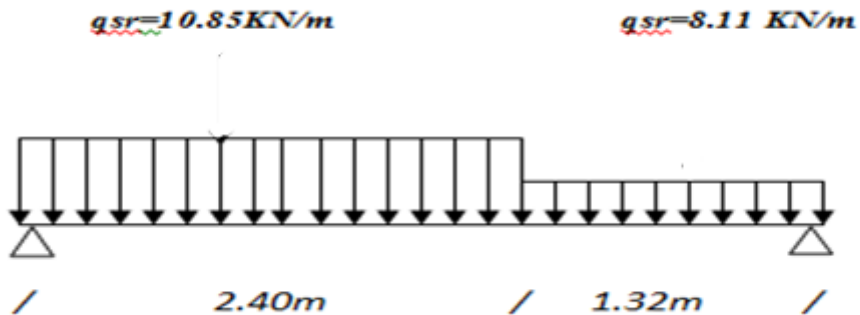


Figure 9 : Schéma statique à l'ELS

4.2.4 Diagrammes des moments et des efforts tranchants

ELU

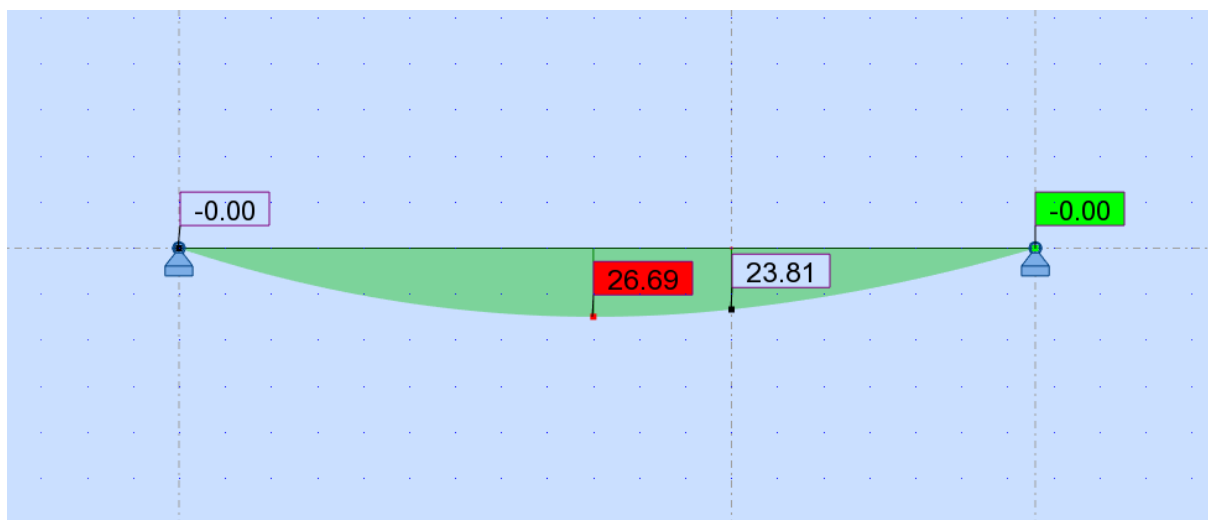
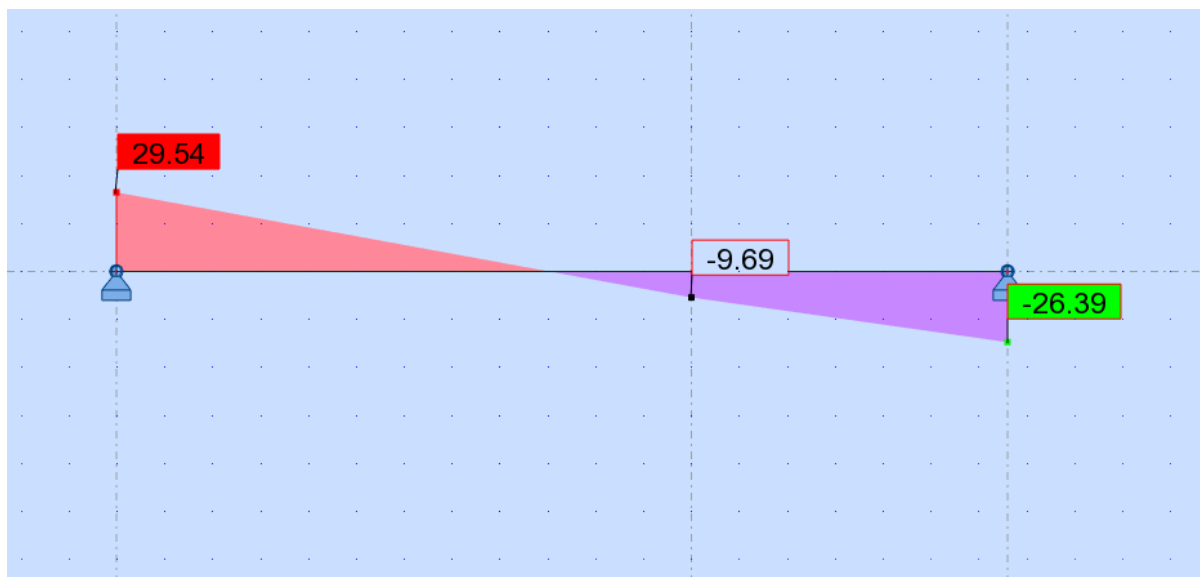
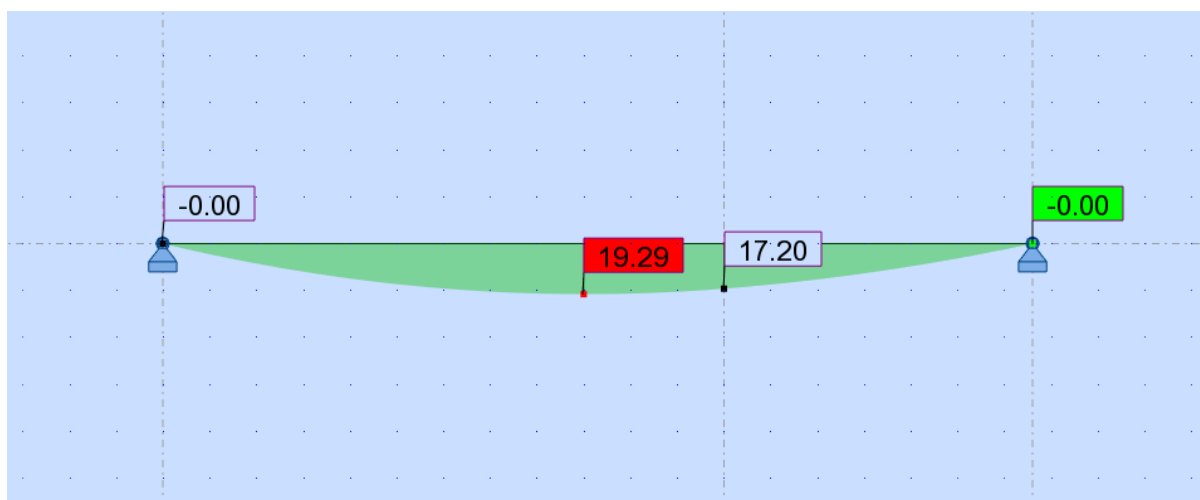


Figure 10 : Diagramme des moments fléchissante à l'ELU**Figure 11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU**

ELS

**Figure 12 : Diagramme des moments fléchissante à l'ELS**

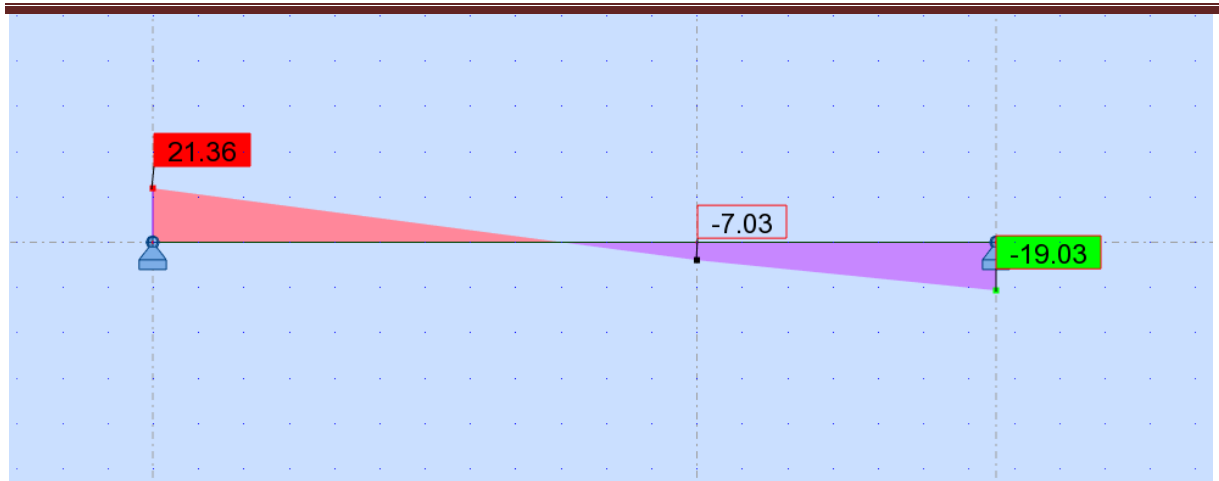


Figure 13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

En tenant compte du semiencastrément au niveau des appuis, nous obtiendrons les résultats suivants :

$$M_{\text{appuis}} = -0,3M_{\text{max}}$$

$$M_{\text{travée}} = 0,85M_{\text{max}}$$

À L'ELU

$$M_a = -0,3 \times 26,69 = -8,007 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times 26,69 = -22,686 \text{ kN.m}$$

À L'ELS

$$M_a = -0,3 \times 19,29 = -5,787 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times 19,29 = 16,396 \text{ kN.m}$$

III.4.3. Calcul de Ferrailage

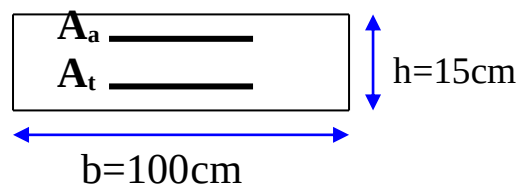
4.3.1 Armatures longitudinales

Le calcul se fera à l'ELU, On considère une section rectangulaire soumise à la flexion simple, en prenant une bande de largeur $b=1\text{m}$

❖ **En travée**

$$M_t = 22,686 \text{ kN.m}$$

$$b=1\text{m} \quad h=15\text{cm} \quad d=13,5\text{cm} \quad c=2\text{cm}$$



$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{22,686 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,2} = 0,08$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{22.686}{16.396} = 1,38$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050$$

$$\mu_{lu} = 0.29$$

D'où : $\mu_{bu} = 0,08 < \mu_{lu} = 0,29 \Rightarrow A' = 0$ (section simplement armée SSA).

$\mu_{bu} < 0,275 \Rightarrow$ méthode simplifiée.

$$Z_b = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 0.135 [1 - (0,6 \times 0,08)] = 12,85 \text{ cm.}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{22.686 \times 10^{-3}}{0.1285 \times 348} = 5.07 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{Fe} = \frac{(0.23) \cdot 1 \cdot (0.135) \cdot (2.1)}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2 < A_{calcul} = 5.07 \text{ cm}^2 \quad \text{donc} \quad A_s = 5.07 \text{ cm}^2$$

Soit : **A_u = 6HA12 = 6.79 cm²** Avec : **St = 15 cm**

❖ En appuis

$$b=1\text{m} \quad h=15\text{cm} \quad d=13.5\text{cm} \quad c=2\text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{8.007 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,2} = 0,031$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050$$

$$\mu_{lu} = 0.29$$

$\mu_{bu} = 0,031 < \mu_{lu} = 0,29 \Rightarrow A' = 0$ (section simplement armée –SSA-)

$\mu_{bu} < 0,275 \Leftrightarrow$ méthode simplifiée

$$z_b = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 0.135 (1 - 0,6 \times 0,031) = 13.25 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{z_b f_{ed}} = \frac{8.007 \times 10^{-3}}{0.1325 \times 348} = 1.74 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{Fe} = \frac{(0.23) \cdot 1 \cdot (0.135) \cdot (2.1)}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 < A_{calcul} = 1.74 \text{ cm}^2 \quad \text{donc} \quad A_s = 1.74 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA12 = 6.79 cm²** Avec **St = 15cm**

4.3.2. Armatures de répartitions

❖ En travée

$$A_{rt} = A_t / 4 = 6.79 / 4 = 1.7 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8=2.51cm² Avec S_t =20cm

❖ En appuis

$$A_{ra} = A_a / 4 = 6.79 / 4 = 1.98 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8=2.51cm² Avec S_t =20cm

III.4.4. Répartition des barres

4.4.1 Armatures longitudinales

$$S_t < \min(3h, 33\text{cm}) = 33[\text{cm}]$$

S_t = 15 [cm] < 33 cm ⇒Condition vérifiée.

4.4.2. Armatures de répartition

$$S_t < \min(4h, 45\text{cm}) = 45 [\text{cm}]$$

S_t = 20 [cm] < 45 [cm] ⇒Condition vérifiée

III.4.5. Vérification

➤ Vérifications à l'ELU

4.5.1. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :(BAEL91Art6.1.3)

$$\tau_{se} = \frac{V_{u \max}}{0.9 d \sum_{i=1}^n U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Avec : } \psi = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$V_{u \max} = 29.54 \text{ kN}$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \times \pi \times \emptyset = 6 \times 3.14 \times 1.2 = 22.62 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{29.54 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.135 \times 0.2262} = 1.07 \text{ Mpa} < 3.15 \text{ Mpa} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

4.5.2. Vérification des efforts tranchants (BAEL91.ArtA5.1.2)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{U \max}}{b \times d} = \frac{29.54 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,21 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérifications à l'ELS

4.5.3. Vérification des contraintes de compression dans le béton

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{b \cdot y^2}{2} + n(A + A')y - n(Ad - A'd) = 0 \\ I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot \left[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2 \right] \end{array} \right.$$

Avec : $n=15$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Aux travées

Tableau1 :Vérification des contraintes dans le béton aux travées

Mser (kN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K KN/m ³	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
16.396	6.79	11270.52	4.32	145483.6	6.2	15	Vérifier

Aux appuis

TableauIII .2 :Vérification des contraintes dans le béton aux appuis

Mser (kN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K KN/m ³	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
5.787	6.79	11270.52	4.32	61579	2.6	15	Vérifier

4.5.4. Vérification des contraintes dans l'acier

$$\sigma_{st} = n.k.(d-y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110. \sqrt{n.f_{t28}} \right) = 202 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

❖ **En travée**

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 200.33 \text{ MPa} < 202 \text{ MPa} \rightarrow CV$$

❖ **Aux appuis:**

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 84.79 \text{ MPa} < 202 \text{ MPa} \rightarrow CV$$

4.5.5. Etat limite de déformation (vérification de la flèche)

Nous pouvons passer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{3,85} = 0,040 < 0,0625 \rightarrow CNV$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,15}{3,8} = 0,0400 < \frac{1}{10} \times \frac{16.396}{5.787} = 0.28 \rightarrow CNV$$

$$3) \frac{A_T}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{6.79}{100 \times 135} = 0,005 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow CV$$

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

4.5.6. Calcul de la flèche

$$f = \frac{5 q_s L^4}{348 E_v I}$$

Avec : $q_s = \max(\text{palier}, \text{volée}) = 10.85 \text{ kN/ml}$.

E_v : Module de la déformation diffère.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$q_s = 9.77 \text{ KN/ml}$.

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

$$B_0 = B + nA = b \cdot h + 15 \cdot A = 100 \cdot 15 + 15 \cdot 6.79 = 1601.85 \text{ cm}^2$$

S_{xx} : Moment statique

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 6.79 \times 13.5 = 12624.975 \text{ cm}^3$$

$$V_1 \geq \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{12624.975}{1601.85} = 7.881 \text{ cm} \quad V_2 = h - V_1 = 15 - 7.881 = 7.11 \text{ cm}$$

$$I = 30956.704 \text{ cm}^4$$

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

On a: $\bar{f} = \frac{L}{500}$

$$F = 0.01 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{395}{500} = 0.79 \text{ cm} \text{ La condition est vérifiée.}$$

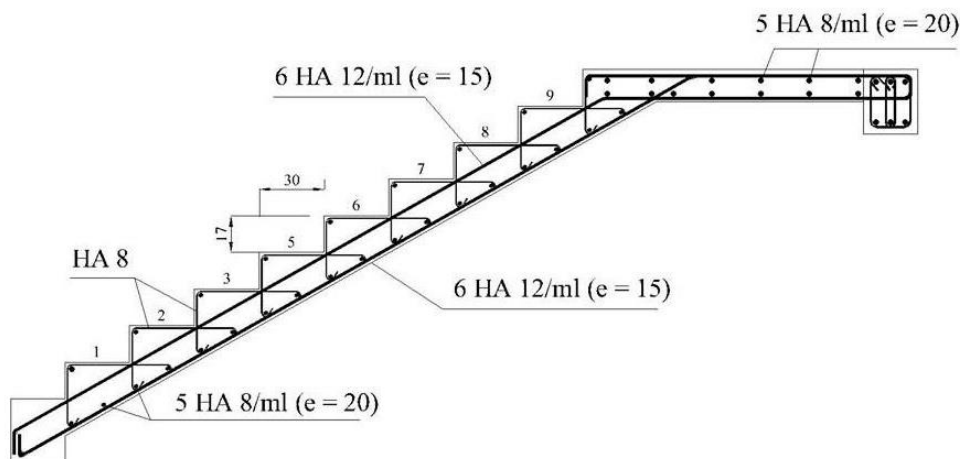


Figure 14 : Schéma de Ferrailage de l'escalier

III.5. Etude de la poutre de palier :

h = hauteur de la poutre.

Soit : b = largeur de la poutre.

L = portée max entre nus d'appuis

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \text{ et } 0.3h \leq b \leq 0.8h$$

$$\frac{285}{15} \leq h \leq \frac{285}{10} \Rightarrow 20 \leq h \leq 30 \text{ on prend } h = 30 \text{ cm}$$

$$0.3 \times 30 \leq b \leq 0.8 \times 30 \Rightarrow 10.5 \leq b \leq 28.5$$

on prend $b = 25 \text{ cm}$

Vérification de l'article 7+5+1 du RPA2003

$$h \geq 30\text{cm} \longrightarrow 30\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

$$b \geq 20\text{cm} \longrightarrow 25\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

$$h/b \leq 4 \longrightarrow 30/25 = 1.4 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

III.5.1. Les charges :

Les escaliers sont sollicités par les actions suivantes :

5.1.1. La charge permanente :

$$\text{Poids propre : } G_{pp} = 0,3 \times 0,25 \times 25 = 1.875 \text{ kn/m}^2$$

$$\text{Maçonnerie : } G_M = 2.5 \times (1.53 - 0.3) = 2.952 \text{ kn/m}^2$$

$$R_{Au} = 29.54 \text{ kn}$$

$$R_{As} = 21.36 \text{ kn}$$

$$G = G_{pp} + G_M = 4.827 \text{ kn/m}^2$$

5.1.2. La charge d'exploitation :

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

III.5.2. Combinaison de charges

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q + R_u = 1.35 \times 4.827 + (1.5 \times 2.5) + 29.54 = 39.8 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q + R_s = 4.827 + 2.5 + 21.36 = 28.69 \text{ KN/ml}$$

➤ Calcul du moment et l'effort tranchant :**• ELU**

$$\text{Moment isostatique : } M_u = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{39.8 \times 2.85^2}{8} = 40.4 \text{ kN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T_u = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{39.8 \times 2.85}{2} = 56.7 \text{ kN}$$

• ELS

$$\text{Moment isostatique : } M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{28.69 \times 2.85^2}{8} = 29.13 \text{ kN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{28.69 \times 2.85}{2} = 40.88 \text{ kN}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$\bullet \text{ ELU } M_{uap} = -0.3.M_u = -0.3 \times 40.4 = 12.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{utr} = 0.85.M_u = 0.85 \times 40.4 = 34.34 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \text{ ELS } M_{sap} = -0.3.M_u = -0.3 \times 29.13 = 8.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{str} = 0.85.M_u = 0.85 \times 29.13 = 24.76 \text{ KN.m}$$

III.5.3.Calcul de Ferrailage

5.3.1. Armatures longitudinales

❖ En travée

$$M_t = 34.34 \text{ kN.m}$$

$$b = 25 \text{ cm} \quad h = 30 \text{ cm} \quad d = 27 \text{ cm} \quad c = 3 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{34.34 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.27^2 \times 14.2} = 0.13$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{SR}} = 1.39$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050) = (3440 \times 1.39 + 49 \times 25 - 3050) = 0.295$$

$$\mu_{bu} = 0.13 < \mu_{lu} = 0.295 \Rightarrow A' = 0 \text{ (section simplement armée – SSA-)}$$

$$\mu_{bu} < 0.275 \Leftrightarrow \text{méthode simplifiée}$$

$$z_b = d (1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.27(1 - 0.6 \times 0.13) = 0.248 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z_b f_{ed}} = \frac{34.34 \times 10^{-3}}{0.248 \times 348} = 3.9 \text{ cm}^2$$

Soit: **3HA14** **A=4.62 cm²**

• Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{F_e} = \frac{0.23 \times 0.25 \times 0.27 \times 2.1}{400} = 0.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.82 \text{ cm}^2 < A_s = 4.62 \text{ cm}^2 \quad \text{donc} \quad A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

❖ En appuis

$$M_a = 12.12 \text{ kN.m}$$

$$b = 25 \text{ cm} \quad h = 30 \text{ cm} \quad d = 27 \text{ cm} \quad c = 3 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.12 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.27^2 \times 14.2} = 0.046$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{SR}} = 1.39$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050) = (3440 \times 1.39 + 49 \times 25 - 3050) = 0.295$$

$$\mu_{bu} = 0.046 < \mu_{lu} = 0.295 \Rightarrow A' = 0 \text{ (section simplement armée – SSA-)}$$

$$\mu_{bu} < 0.275 \Leftrightarrow \text{méthode simplifiée}$$

$$z_b = d (1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.32(1 - 0.6 \times 0.046) = 0.263 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z_b f_{ed}} = \frac{12.12 \times 10^{-3}}{0.263 \times 348} = 1.32 \text{ cm}^2$$

Soit: 3HA14 $A=4.62\text{cm}^2$

- Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0.23 \times 0.25 \times 0.27 \times 2.1}{400} = 0.82\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.97\text{ cm}^2 < A_s = 4.62\text{cm}^2 \quad \text{donc} \quad A_s = 4.62\text{cm}^2$$

5.3.2. Armatures de répartitions

- ❖ En travée

$$A_{rt} = A_t / 4 = 4.62 / 4 = 1.15\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA8} = 2.01\text{cm}^2$$

- ❖ En appuis

$$A_{ra} = A_a / 4 = 4.62 / 4 = 1.15\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA8} = 2.01\text{cm}^2$$

D'après l'article de RPA

- ❖ Le RPA99 exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit de 0,5% sur toute la section.

$$4.62 + 4.62 = 9.24\text{ cm}^2 > \frac{0.5 \cdot b \cdot h}{100} = \frac{0.5 \times 30 \times 25}{100} = 3.72\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

5.3.3. Armature transversale

- Diamètre des armatures

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right), \phi_t \leq \min \left\{ \frac{25}{35}, \frac{30}{10}, 12 \right\} = 8.5\text{cm}$$

$$\text{On choisi : } \phi_8 = 0.8\text{ cm}$$

- Espacement des barres D'après (RPA99 Art7.5.2.2)

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h_t}{4}, 12 \phi_L \right) \leq \min (7.5, 14.4) = 7.5 \text{ on prend : } S_t = 7\text{cm}$$

$$\text{En zone courante : } S_t' \leq \frac{h_t}{2} = 15\text{cm en prend : } S_t = 15\text{cm}$$

III.5.4. Les Vérifications

- Les Vérifications À l'ELU

5.4.1. Vérification à l'effort tranchant (BAEL91 Art 5.1.2)

On doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (Fissuration. P.P) (τ_u : contrainte de cisaillement)

$$V_u = 56.7 \times 10^{-3} \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{56.7 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.27} = 0.84 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(0.20 \frac{25}{1.5}, 5\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} \geq \tau_u \dots\dots\dots \text{condition est vérifié}$$

5.4.2. Vérification de l'adhérence aux appuis

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28}$ $\Psi_s = 1,5$ pour FeE400

$$\overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ Mpa} \quad \tau_{se} = \frac{T_U}{0,9d \times \sum U_i}$$

Avec : $\tau_{se} = \frac{56 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,27 \times 3 \times \pi \times 1,4}$

$$\tau_{se} = 1,77 < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

• Vérification à L'ELS

5.4.3. Contrainte de compressions dans le béton

La fissuration est peu préjudiciable, on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \quad I = \frac{by^3}{3} + 15 \left[A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2 \right] \quad Y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Les tableaux suivant récapitulé les résultats trouvés :

Aux travées :

Tableau3 :Vérification des contraintes dans le béton aux travées

Mser (kN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K N/cm ³	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
24.76	4.62	30307.83	7.18	81.695	5.86	15	Vérifier

Aux appuis :

Tableau4 Vérification des contraintes dans le béton aux appuis

Mser (kN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K N/cm ³	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
8.74	4.62	30307.83	7.18	28.83	2.02	15	Vérifier

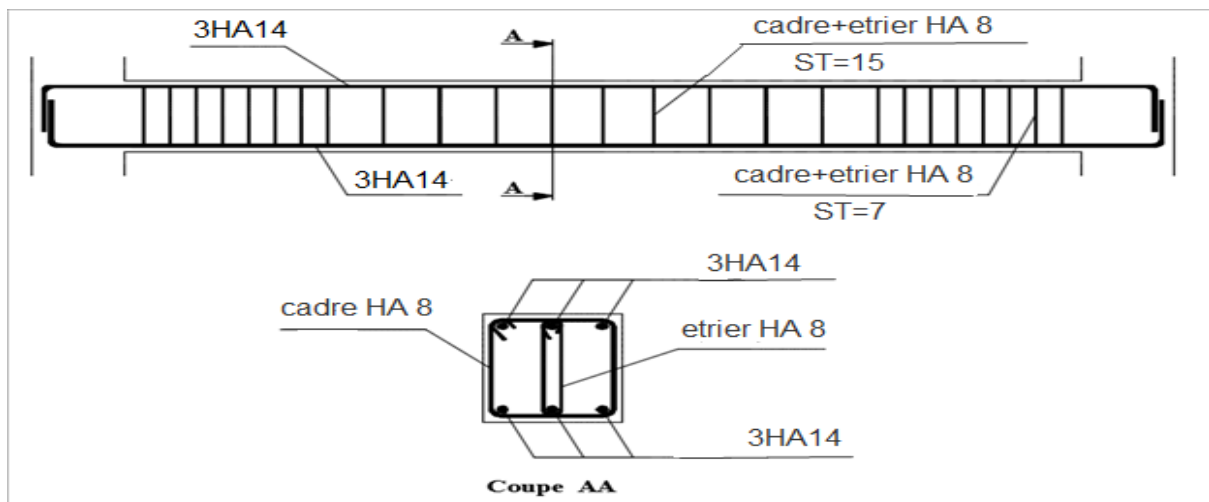


Figure 15 : Schéma ferrailage de la poutre de palière

III.6. Etude de la salle machines :

Notre bâtiment comporte d'une cage d'ascenseur, La cabine a une vitesse d'entraînement $V = 1\text{m/s}$

- * La surface de la cabine est : **5,2cm² (2.60x2)**
- * La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de : **9tonnes.**
- * La hauteur de la cabine est de 2.20 m
- * La surcharge d'exploitation $Q = 1\text{ kn/m}^2$

Le calcul se fait à l'aide des abaques de Pigeaud, qui permettent d'évaluer les moments dans les deux directin en plaçant la charge centrée au milieu du panneau.

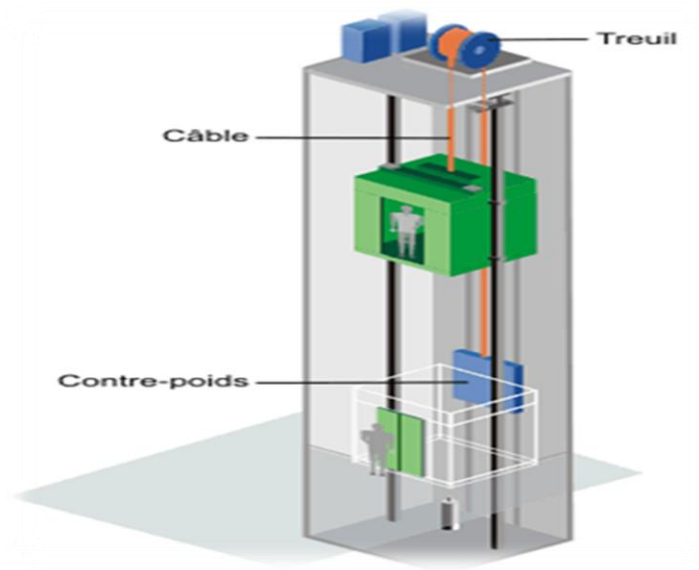


Figure 16 : Schéma de l'ascenseur

III.6.1.Dimensionnement

La dalle est une dalle pleine, h_t doit être au moins égale à 12cm (RPA 2003).

On prend : $h_t = 15\text{cm}$.

La dalle repose sur quatre côtés, elle est soumise à une charge localisée.

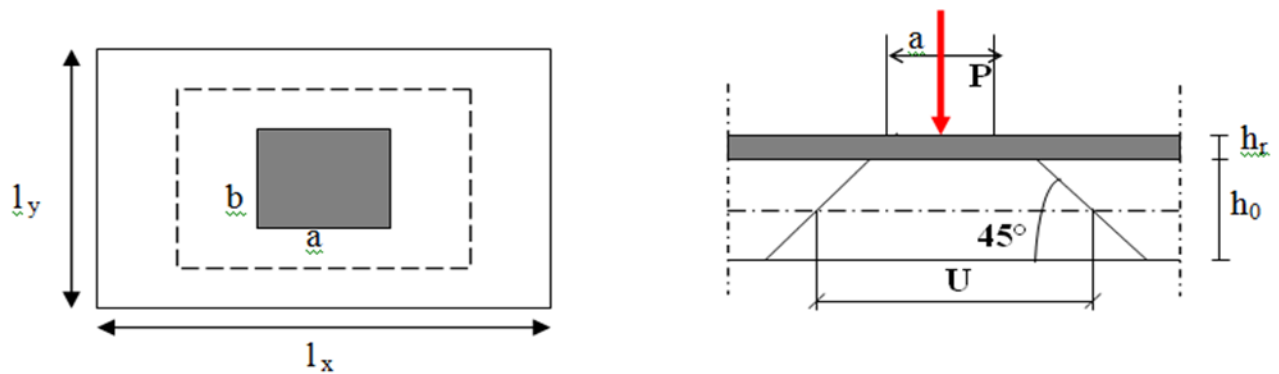


Figure 17 : Répartition de la charge localisée sur la dalle

On a:

$$\alpha = L_x / L_y = 200 / 260 = 0,77 \Rightarrow 0,4 \leq \alpha = 0,77 \leq 1.$$

Donc :

La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le revêtement en béton on a :

$$U = U_0 + 2\varepsilon \cdot e + h_0$$

$$V = V_0 + 2\varepsilon \times e + h_0$$

Avec : h_0 : épaisseur de la dalle ($h_0 = 15\text{ cm}$).

h_r : épaisseur du revêtement ($e = 5\text{cm}$).

ε : coefficient de remplissage égale à 1 pour un remplissage en béton ou analogue

$U_0 = V_0 = 80\text{ cm}$ (coté du rectangle sur lequel q est concentrée).

D'où :

$$u = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{ cm.}$$

$$v = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{ cm.}$$

Les moments M_{x1} , M_{y1} du système de levage

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) q$$

$$M_{y1} = (M_1 + \nu M_2) q$$

Avec :

$$\nu : \text{Coefficient de Poisson} \Rightarrow \begin{cases} \nu = 0 & \text{à L'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{à L'ELS} \end{cases}$$

M_1, M_2 : Coefficients donnée en fonction de $(\rho, \frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD

(Annexe II).

$$\text{On a: } \begin{cases} \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,77 \\ \frac{u}{l_x} = \frac{1,05}{2} = 0,53 \rightarrow M_1 = 0,108, M_2 = 0,079 \text{ (après interpolation)} \\ \frac{v}{l_y} = \frac{1,05}{2,60} = 0,4 \end{cases}$$

Les moments dus au système de levage M_{x1} , M_{y1}

SystemE de levage : $P = 90\text{ kN}$

Tableau .8: Combinaisons de charges pour le système de levage

Charges	ELU	ELS
P = 90 kN	1.35 G +1.5 Q = 121.5 kN	G + Q = 90 kN

Tableau 9: Moments fléchissant dus au système de levage

	ELU	ELS
$M_x=0.108$	$M_{x1} = (0.108+0) \times 121.5 = 13.122$	$M_{x1} = (0.108+0.2 \times 0.078) \times 90 = 11.14$
$M_y=0.079$	$M_{y1} = (0.079+0) \times 121.5 = 9.60$	$M_{y1} = (0.078+0.2 \times 0.108) \times 90 = 8.96$

CHARGES	ELU	ELS
$G = \rho \times h \times t$ $G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ kN.m}^2$ $Q = 1 \text{ kN/m}^2$	$Q_u = 1,35g + 1,5q$ $Q_u = 6,56 \text{ kN/ml}$	$Q_s = G + Q$ $Q_s = 4,75 \text{ kN/ml}$

Les moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} , M_{y2}

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont données en fonction de rapport ρ et v

À l'ELU

$$\rho = 0,77 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0608 \\ \mu_y = 0,5274 \end{cases}$$

$$\text{À l'ELS } \rho = 0,8 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0772 \\ \mu_y = 0,6585 \end{cases}$$

$\rho = 0,77$ la dalle travaille dans les deux sens

Tableau .11: Combinaisons de charge dus au poids propre de la dalle.

MOMENT	ELU	ELS
$M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2$	$M_{x2} = 0,0608 \times 6,56 \times 1,6^2 = 1,02$	$M_{x2} = 0,0772 \times 6,56 \times 1,6^2 = 0,807$
$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$	$M_{y2} = 0,5274 \times 1,02 = 0,042$	$M_{y2} = 0,6585 \times 0,807 = 0,052$

Tableau 12: Superposition des moments fléchissant

MOMENT	ELU	ELS
$M_x = M_{x1} + M_{x2}$	$13,122 + 1,02 = 14,14$	$11,14 + 0,807 = 11,95$
$M_y = M_{y1} + M_{y2}$	$9,60 + 0,042 = 9,64$	$8,96 + 0,052 = 9,012$

.

Correction des moments

• À l'ELU

Sens L_x et L_y

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_x^t = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 14,14 = 10,61 \text{ kN.m.} \\ M_y^t = 0,75 \times M_y = 0,75 \times 9,64 = 7,23 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

$$\text{Sur appuis : } \begin{cases} M_x^a = -0,5 \times M_x = -0,5 \times 14,14 = -7,07 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

$$M_y^a = -0,5 \times M_x = -0,5 \times 9.64 = -4.84 \text{ kN.m}$$

- À l'ELS

Sens l_x et L_y

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_x^t = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 11.95 = 8.96 \text{ kN.m} \\ M_y^t = 0,75 \times M_y = 0,75 \times 9.012 = 6.76 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} \text{sur appuis : } M_x^a &= -0,5 \times M_x = -0,5 \times 11.95 = -5.97 \text{ kN.m} \\ M_y^a &= -0,5 \times M_y = -0,5 \times 9.012 = -4.51 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

III.6.2.Ferraillage

En tenant compte des semi encastresments, les moments en travée et sur appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement.

Armatures longitudinales

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; d = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

Sens-X-X**Sur appuis**

$$M_a = 4.24 \text{ kN.m}$$

$$h_t - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4.24 \times 10^3}{100 \times 13 \times 14,2} = 0,018$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4.24 \times 10^3}{1 \times 13 \times 348} = 0.94$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}8 = 3.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

En travée

$$M_t = 12.02 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{12.02 \times 10^3}{100 \times 13 \times 14,2} = 0,050$$

Donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$A_t = \frac{12.02 \times 10^3}{1 \times 13 \times 348} = 2.66 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 6\text{HA}8 = 3.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

Sens-y-y**Sur appuis**

$$M_a = 2.90 \text{ kN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2.90 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,012 < \mu_r = 0,392$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$A_a = \frac{Ma}{\beta \times d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2.90 \times 10^3}{1 \times 13 \times 348} = 0,64 \text{ cm}^2.$$

Soit : **6HA8= 3.02 cm²avec St = 25cm.**

En travée

$$M_t = 8.20 \text{ kN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{8.20 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,034 < \mu_r = 0,392$$

$$A_t = \frac{M_t}{Zb \times f_e / \gamma_s} = \frac{8.20 \times 10^3}{100 \times 13 \times 348} = 1,81 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA8= 3.02 cm²avec St = 25 cm²**

II.6.4. Les Vérifications

❖ Vérification de la condition de non fragilité : (Art 4,21/BAEL 91)

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_t \times \frac{(3-\alpha)}{2} \alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,77$$

Avec :

ρ_0 : Taux d'acier minimal réglementaire dans chaque direction ($\rho_0 = 0,0008$ pour l'acier de HA, feE400).

$$A_s = 3.02 \text{ cm}^2 > 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3-0,77)}{2} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Espacement des barres : (Art A, 8,2, 42 BAEL 91)

L'espacement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (charges concentrées)

Armatures $A_x // l_x$

Armatures $A_x // \text{à } l_x$: $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$

Armatures $A_y // \text{à } l_y$: $St = 25 \text{ cm} \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \longrightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

❖ Diamètre minimal des barres : (Art A-7,21/ BAEL91)

Le diamètre des barres employées comme armatures des dalles ou des voiles doit être au plus égal au dixième de l'épaisseur totale de ces éléments,

On doit vérifier que : $\phi_{\max} \leq \frac{h_t}{10}$

$$\phi_{\max} = 8 \text{ mm} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \rightarrow \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Condition de non poinçonnement : (Art A, 5,2, 42/ BAEL91)

Dans le cas d'une charge localisée éloignée des bords de la dalle, on admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise, si la condition suivante est satisfaite :

$$P \leq 0,045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

P: Charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime.

h_t : Epaisseur totale de la dalle,

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen,

$$\mu_c = 2(u + v) = 4.2 \text{ m.}$$

$$P = 121,5 \leq 0,045 \times 4.2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472.5 \text{ kN}$$

$$P = 121,5 \text{ kN} \leq 472,5 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc aucune armature transversale n'est nécessaire.

❖ Vérification des contraintes tangentielles :(BAEL91/Art A.5.1.1)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Pour les fissurations peu nuisibles : $\bar{\tau}_u = 0.7 \times \frac{f_{tj}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa.}$

$$\text{Au milieu de U : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2U+V} = \frac{121.5}{2 \times 1.05 + 1.05} = 28,93 \text{ kN.}$$

$$\text{Au milieu de V: } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{121.5}{3 \times 1,05} = 38.57 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,30 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification des contraintes de compression dans le béton (A4.5.2.BAEL91)

On peut vérifier simplement (α) position de l'axe neutre

$$\alpha = \frac{\gamma}{d} < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \longrightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens-X-X**Sur appuis**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{4.24}{3.62} = 1.18 \text{ avec } U = 0.01$$

$$\alpha = 0.0126 < \frac{1.18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.34 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

En travée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{12.01}{10.17} = 1.19 \text{ avec } U = 0.04$$

$$\alpha = 0.0510 < \frac{1.19-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.345 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens-Y-Y**Sur appuis**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{2.90}{2.73} = 1.06 \text{ avec } U = 0.010$$

$$\alpha = 0.0126 < \frac{1.06-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.28 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

En travée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{8.20}{7.74} = 1.06 \text{ avec } U = 0.030$$

$$\alpha = 0.0381 < \frac{1.06-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.28 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Etat limite d'ouverture des fissurations

La fissuration est non préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire

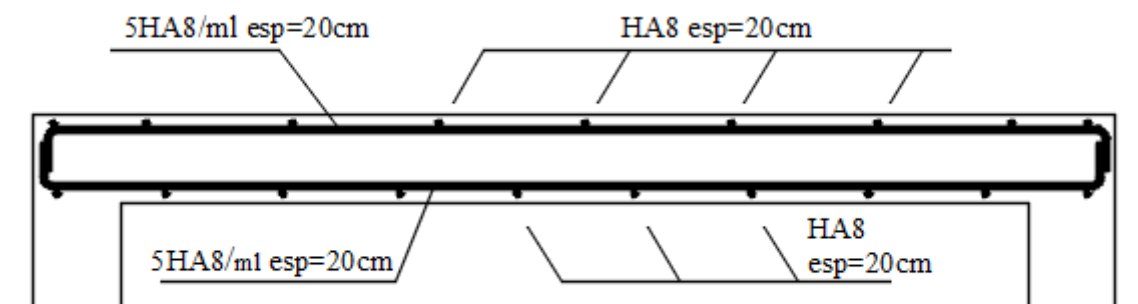


Figure 18 : Ferrailage de la salle machines

III.7.Plancher en corps creux

Planchers sont des éléments plans horizontaux constituant une séparation entre deux niveaux, supposés être infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle :

- transmettre les charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Les planchers de (16+4) sont constitués de corps creux et de la dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées qui sont disposées dans le sens de la petite portée.

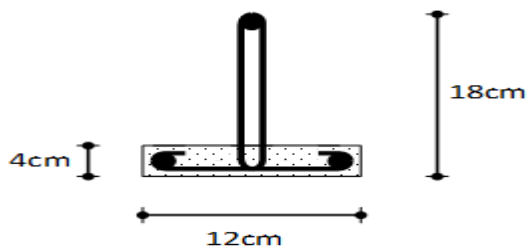


Figure 19 : Poutrelle

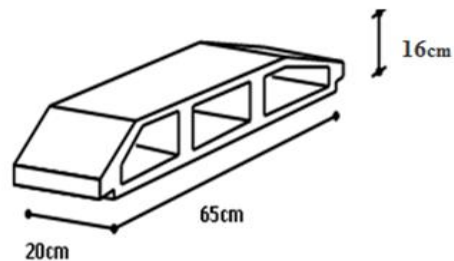


Figure 20 : Corps creux

III.7.1 Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04 cm d'épaisseur, armée D'un quadrillage de barres (treillis soudés) de TS520.

L'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

III.7.1.1 Calcul des armatures

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = 4. L / f_e = 4 \times 65 / 520 = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

L : Distance entre axes des poutrelles (L = 65cm).

Nous adaptons :

$$6\Phi 5 / \text{ml} \Rightarrow A = 1,18 \text{ cm}^2 \quad St = 15 \text{ cm}$$

Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 1,18 / 2 = 0,59 \text{ cm}^2$$

$$6\Phi 5/\text{ml} \Rightarrow A = 1,18 \text{ cm}^2$$

$$St = 15\text{cm}$$

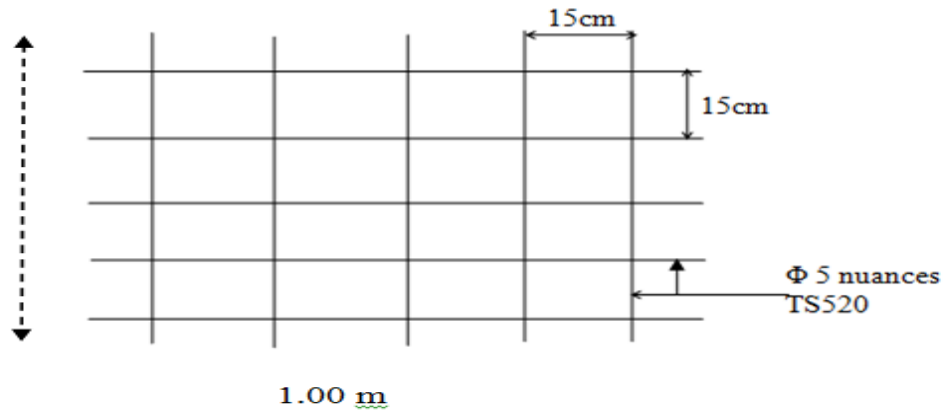


Figure 21 : Treillis soudé de 15x15cm

III.7.1.2. Conclusion

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé TS520 de dimension (5x 150x150) mm².

III.7.2 Calcul de la poutrelle

III.7.2.1 Dimensionnement de la poutrelle

$$b_1 \leq \min (L/2 ; L_1/10 ; 40\text{cm})$$

Avec :

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles. ($65 - 12 = 53 \text{ cm}$)

L_1 : longueur de la plus grande travée. ($L_1 = 390 \text{ cm}$)

b_0 : largeur de la nervure. ($b_0 = 12 \text{ cm}$)

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4 \text{ cm}$).

$$b_1 \leq \min (26,5 ; 43,5 ; 40)$$

$$b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b = 2 b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$$

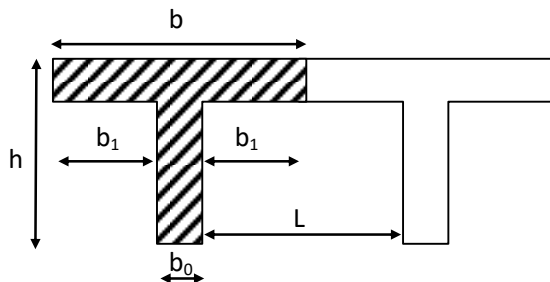


Figure 22 : Dimensionnement de la Poutrelle

La hauteur de la poutrelle est deh = 20cm

La hauteur de la dalle de compression... $h_0 = 4$ cm

La largeur de la nervure $b_0 = 12$ cm

Enrobage $c = 2$ cm

La hauteur utile $d = 18$ cm

La largeur de la dalle de compression ... $b = 65$ cm

1) Charges et surcharges

Tableau 13: Charges et surcharges :

Plancher	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)
Terrasse	6.38	1
Etage courant	5.25	2.5

2) Sollicitations combinées

❖ Terrasse

$$\begin{cases} E.L.U : q_u = 10.11 \text{ kN / ml} \\ E.L.S : q_{ser} = 7.38 \text{ kN / ml} \end{cases}$$

❖ étage courant

$$\begin{cases} E.L.U : q_u = 10.83 \text{ kN / ml} \\ E.L.S : q_{ser} = 7.75 \text{ kN / ml} \end{cases}$$

Le cas le plus défavorable est le chargement de l'étage courant

3) choix de la méthode de calcul

Les poutrelles sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour le calcul de leurs efforts internes, on utilise l'une des deux méthodes simplifiées :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

4) Méthode forfaitaire

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

- 1) $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier : $0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$

4) Fissuration peu nuisible.

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

❖ Plancher terrasse

▪ Applications numériques et vérifications des conditions citées précédemment

$$1) Q = 1 \text{ kN/m}^2 \leq \max \begin{cases} 5 \text{ kN/m}^2 \\ 2G = 12.76 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

$$3a) \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.9}{3.7} = 1.07 \Rightarrow 0,8 < 1.07 < 1,25 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$3b) \frac{L_n}{L_{n-1}} = \frac{3.10}{3} = 1.03 \Rightarrow 0,8 < 1.03 < 1,25 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

4) la fissuration est considérée comme peu nuisiblecondition vérifiée

⇒ Alors la méthode forfaitaire est applicable.

➤ Principe de la méthode forfaitaire :

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

Cas d'une poutre avec plus de deux travées :

○ Les moments :

-Appui de rive : $Ma_1 = 0,20 M_{01}$, $Ma_4 = 0,20 M_{t4}$.

-Appui voisin de rive : $Ma_2 = \max 0,5 (M_{01} , M_{02})$;

-Les travées de rive : $M_t = \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$

-Les travées intermédiaires : $M_t = \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$

○ Applications :

$$\text{Tel que : } \alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 6.38} = 0.13$$

M_0 : moment maximal en travée de référence d'une poutre isostatique soumise aux mêmes charges que la travée étudiée.

$$M_{01} = \frac{p_{ul}^2}{8} = \frac{10.11 \times (3)^2}{8} = 11.37 \text{ KN.m}$$

Les moments aux appuis :

$$M_{a1} = 0.2 M_{01} = 0.20 (11.37) = 2.274 \text{ KN.m}$$

$$M_{a8} = 0.2 M_{07} = 0.20 (11.37) = 2.274 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2} = 0.5 \max (M_{01}, M_{02}) = 0.5(12.14) = 6.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{a7} = 0.5 \max (M_{06}, M_{07}) = 0.5 (12.14) = 6.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3} = 0.4 \max (M_{02}, M_{03}) = 0.4(17.30) = 6.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{a4} = 0.4 \max (M_{03}, M_{04}) = 0.4(19.22) = 7.68 \text{ K N.m}$$

$$M_{a5} = M_{a4}$$

$$M_{a6} = 0.4 \max (M_{05}, M_{06}) = 0.4(17.3) = 6.9 \text{ KN.m}$$

- **Les moments en travées sont donnés par :**

On a deux conditions :

$$\checkmark \text{ 1}^{\text{ère}} \text{ condition : } M_1 \geq \max \left\{ 1, 05 M_0, (1 + 0, 3\alpha) M_0 \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$\checkmark \text{ 2}^{\text{ème}} \text{ condition : } M_2 \geq \left(\frac{1 + 0, 3\alpha}{2} \right) M_0 \quad \text{Dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_2 \geq \left(\frac{1, 20 + 0, 3\alpha}{2} \right) M_0 \quad \text{Dans une travée de rive.}$$

$$\text{Et } M_t = \max (M_1, M_2)$$

M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w; M_e)$: valeur absolue des moments sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : moment maximal dans la travée considérée.

Travée de rive :

$$M_1 \geq \max \left\{ 1, 05 M_0, (1 + 0, 3\alpha) M_0 \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_1 = \max(11.93, 11.83) - \frac{2.274 + 6.07}{2} = 7.758 \text{ kn.m}$$

$$M_{t1}' = \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} M_{01} = 7.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1} = \max(M_1; M_{t1}') = 7.758 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1} = M_{t7} = 7.758 \text{ KN.m}$$

Travée intermédiaire :

$$M_2 = \max(12.742, 12.61) - \frac{6.9 + 6.07}{2} = 6.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2}' = \frac{1 + 0.3 \alpha}{2} M_{02} = 8.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = 8.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = \max(M_2; M_{t2}') = 8.52 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = \max(20.181, 19.96) - \frac{7.68 + 7.68}{2} = 12.501 \text{ KN.m}$$

$$M_{t4}' = \frac{1 + 0.3 \alpha}{2} M_{04} = 9.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{t4} = 12.501 \text{ KN.m}$$

Calcul des efforts tranchants :

$$\begin{cases} V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} \\ V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b} \end{cases} \text{ avec : } a = l \cdot \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \quad \text{et} \quad b = l - a$$

a : la distance entre l'appui et le point où l'effort tranchant est nul ($V = 0$)

Les calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.14 des efforts tranchants et moments fléchissant(ELU)

Travée	1	2	4		
l (m)	3	3.10	3.9		
M_0 (KN.m)	11.37	12.14	19.22		
N° d'appuis	1	2	3	4	5
Coeff forfaitaire	0,2	0,50	0,4	0,4	0.4
Ma (KN.m)	2.274	6.07	6.9	7.68	7.68
$Mt = \max(M_1, M_2)$ (KN.m)	7.758	8.52	12.501		
V_w (KN)	-18.19	-23.34	-27.58		
V_e (KN)	23.25	24.72	27.58		
a (m)	1.5	1.56	1.95		
b (m)	1.5	1.54	1.95		

Tableau III.15des efforts tranchants et moments fléchissant (ELS)

Travée	1	2	4		
l (m)	3	3.10	3.9		
M_0 (KN.m)	8.30	8.86	14.03		
N° d'appuis	1	2	3	4	5
Coeff forfaitaire	0,2	0,50	0,4	0,4	0.4
Ma (KN.m)	1.66	4.43	5.05	5.61	5.61
$Mt = \max(M_1, M_2)$ (KN.m)	5.67	4.56	9.12		
V_w (KN)	-8.97	-11.45	-15.10		
V_e (KN)	12.93	12.56	15.10		
a (m)	1.61	1.57	1.95		
b (m)	1.39	1.53	1.95		

III.7.2.2.Calcul du Ferrailage

Le calcul se fait à ELU en flexion simple, pour la poutrelle la plus sollicitée. Le tableau ci dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées.

À L'ELU

Tableau 16 Les efforts maximaux en appuis et en travées à L'ELU

$M^a_{u(max)} (KN.m)$	$M^t_{u(max)} (KN.m)$	$V_w(max) (KN)$	$V_e(max) (KN)$
7.68	12.501	-27.58	27.58

À L'ELS

Tableau 17 les efforts maximaux en appuis et en travées à L'ELS

$M^a_{s(max)} (KN.m)$	$M^t_{s(max)} (KN.m)$	$V_w(max) (KN)$	$V_e(max) (KN)$
5.61	9.12	-15.10	15.10

a) Armatures longitudinales

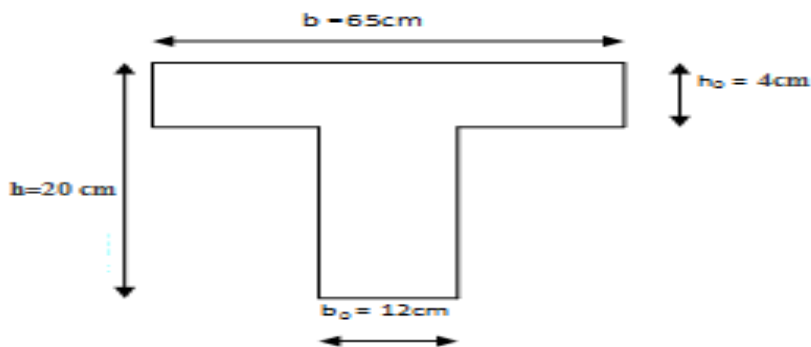


Figure 23 : Section de plancher

En travée

$$M^t_{max} = 7.68 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table :

$$M_o = f_{bu} \times b \times h_0 \times (d - 0,5 h_0)$$

$$M_o = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,5 \times 0,04)$$

$$M_o = 59.07 \text{ KN.m} > M_{\max}^t = 7.68 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression,
on aura à calculer une section rectangulaire (b x h)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7.68 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.025$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 \times f_{c28} - 3050) \times 10^{-4} \gamma = \frac{M_u^t}{M_S^T} = \frac{7.68}{5.61} = 1.36$$

$$\mu_{lu} = 0.28$$

$$\mu_{bu} = 0.025 < \mu_{lu} = 0.28 \text{ Alors } A' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$\mu_{bu} < 0.275 \text{ on utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6 \times \mu_{bu}) \quad Z_b = 0.18(1 - 0.6 \times 0.025) = 0.177 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t u}{z_b f_{ed}} = \frac{7.68 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 1.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } \quad \mathbf{A_t = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2}$$

Sur appuis

$$M_a^{\max} = 5.61 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5.61 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.018$$

$$\mu_{bu} = 0.018 < \mu_{lu} = 0.28 \text{ Alors } A' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$\mu_{bu} < 0.275 \text{ on utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6 \times \mu_{bu})$$

$$Z_b = 0.18(1 - 0.6 \times 0.018) = 0.17 \text{ m}$$

$$= \frac{M_a}{z_b f_{ed}} = \frac{5.61 \times 10^{-3}}{0.17 \times 348} = 0.95 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } \quad \mathbf{A_a = 1HA12 = 1.13 \text{ cm}^2}$$

b) Armatures transversales (Art. A.7.2.2 / BAEL91)

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence de nuance.

$$\Phi_t \leq \min(h/35, b_0/10, \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min(20/35, 12/10, 1.2)$$

$$\Phi_t = 0.57 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } \Phi_t = 8 \text{ mm (2HA8 = 1.01 cm}^2\text{)}$$

c) Espacement des armatures (Art. A .5 .1, 22, BAEL 91)

$$St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (16.2 \text{ cm} , 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

d) Calcul de l'ancrage (Art A.5.1, 22 /BAEL91)

Les barres rectilignes de diamètre Φ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.33 \text{ cm}$$

Vu que L_s dépasse la largeur de la poutre on adoptera un crochet normal dont la longueur de recouvrement d'après le BAEL est fixée parfaitement pour les aciers à haute adhérence à

$$L_r = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,33 = 16.93 \text{ cm} \quad (L_r : \text{longueur d'ancrage}) \quad \text{Soit : } 20 \text{ cm}$$

III.7.2.3. Vérifications À L'ELU

III.7.2.3.1 Condition de non fragilité (BAEL91 A4.2)

En travée

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 65 \cdot 18 \cdot 2,1 / 400$$

$$A_t = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$ Condition vérifiée

Sur appuis

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot 2,1 / 400$$

$$A_a = 1,13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$ Condition vérifiée

III.7.2.3..2 Vérification de l'effort tranchant (art .A.5, 1.1 /BAEL 91)

$$V_{u\max} = 13.17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0 \cdot d = 27.58 \times 10^{-3} / (0,12 \times 0,18) \Rightarrow \tau_u = 1.2 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = \min \left(0,2 \frac{25}{1,5}; 5MPa \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33MPa$$

$$\tau_u = 1,2 MPa < \bar{\tau}_u = 3,33 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.7.2.3.3 Influence de l'effort tranchant au niveau de l'appui

On doit vérifier :

Appui de rive

$$V_u = 23.25KN, a = 0,9d = 0,9 (0,18) = 0,162m$$

$$V_u^{max} < \bar{V}_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times d \times b_0}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times 10^{-1} \times (0.9 \times 180) \times 120}{1.5} = 129.6kN.$$

Appui intermédiaire

$$V_u = 15.10KN, a = 0,9d = 0,9 (0,18) = 0,162m$$

$$V_u^{max} < \bar{V}_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times d \times b_0}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times 10^{-1} \times (0.9 \times 180) \times 120}{1.5} = 129.6kN.$$

III.7.2.3.4 Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

$$\sum u_i = (2 \times 1,2) \times 3,14 = 7.54 \text{ cm} : \text{somme des périmètres utiles des armatures}$$

$$\tau_{se} = \frac{23.25 \times 10}{0.9 \times 18 \times 7.54} = 1.9$$

$$\tau_{se} = 1.9MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15 MPa$$

$\Rightarrow$ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

III.7.2.4 Vérifications à L'ELS

III.7.2.4.1 Contrainte de compression dans le béton

La fissuration étant peu préjudiciable, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

Avec :, $\sigma_{bc} = \frac{M_{max} ser}{I} y$ et $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

On a:

$$\frac{b \cdot y_1^2}{2} + n(A + A')y_1 - n(Ad + A'd) = 0$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + nA(d - y_1)^2 + nA'(y_1 - d')^2$$

$$K = \frac{M_{max} ser}{I}$$

Aux appuis

$$6y_1^2 + 15 \times 1,13y_1 - 15 \times 1,13 \times 18 = 0$$

$$\Rightarrow 6y_1^2 + 16,95y_1 - 305,1 = 0 \Rightarrow y_1 = 5,86 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + nA(d - y_1)^2 = 3303 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{3,705 \times 10^{-3}}{I} = 112,17 \text{ MN / m}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 112,17 \times 5,86 \times 10^{-2} = 6,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifié}$$

En travée

$$32,5y_1^2 + 15 \times 2,26y_1 - 15 \times 2,26 \times 18 = 0$$

$$\Rightarrow 32,5y_1^2 + 33,9y_1 - 610,2 = 0 \Rightarrow y_1 = 3,84 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + nA(d - y_1)^2 = 8023,97 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{5,285 \times 10^3}{I} = 65,87 \text{ MN / m}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 65,87 \times 3,84 \times 10^{-2} = 2,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifié}$$

III.7.2.4.2 Vérification des contraintes dans l'acier

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \quad \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

En travée

$$\sigma_s = n \frac{M_{\max}^{tr}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \frac{4.56 \times 10^{-3}}{3303 \times 10^{-8}} \times (18 - 5.86) \times 10^{-2} = 189.27 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_s = 189.27 < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$Condition vérifiée

Aux appuis

$$\sigma_s = 15 \frac{5.614.56 \times 10^{-3}}{3303 \times 10^{-8}} \times (18 - 5.86) \times 10^{-2} = 309.2 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_s = 309.2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

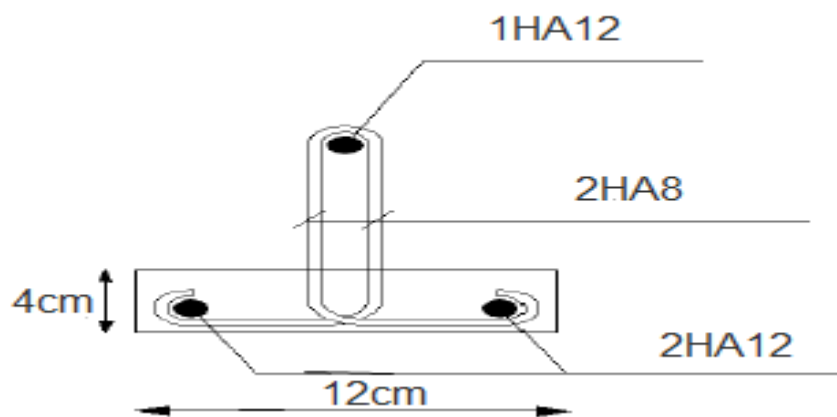


Figure 24 : Schéma de ferrailage des poutrelles en appuis et en travée

Etude dynamique et sismique

IV.1.1.Introduction

Dans ce chapitre on va présenter l'étude dynamique et sismique de notre structure.

Etude dynamique**IV.1.2.Description**

Les secousses sismiques peuvent causer des dégâts matériels et des pertes humaines considérables. Face à ce risque et l'impossibilité de le prévoir, peut être la seule prévention est la construction parasismique. La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères de construction à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

Alors une étude dynamique est indispensable pour réduire au maximum les dégâts sur les éléments structuraux pour éviter l'effondrement de la structure.

IV.1.3. Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres qui nous permettra de connaître son comportement vis-à-vis de l'excitation sismique pour calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.1.4.Modélisation mathématique

La modélisation mathématique revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

IV.1.5.Modélisation de la structure étudiée

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (moments, efforts normaux,...), dans les éléments structuraux, les calculs sont faits en utilisant le logiciel ETABS.

a/. Description du logiciel ETABS

Nom du programmes : **Extended 3D Analysis of Building Systems**

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde.

En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au code de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ses diverses fonctions il permet une décente de charges automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.)

ETABS permet également le transfert des données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

b/.Modélisation des éléments structuraux

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portiques (poutres, poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté 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 introduit selon l'orientation qu'on choisit.

c/.Modélisation de la masse

Selon le RPA 99/V2003, la masse des planchers est calculée d'une manière à inclure la quantité βQ avec $\beta=0.2$ correspondant à la sur charge 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 **25 kN/m³**.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

❖ Présentation de la vue en 3D

La modalisation de notre structure à partir de logiciel ETABS 9.7 nous à donnée la vue en 3D suivante :

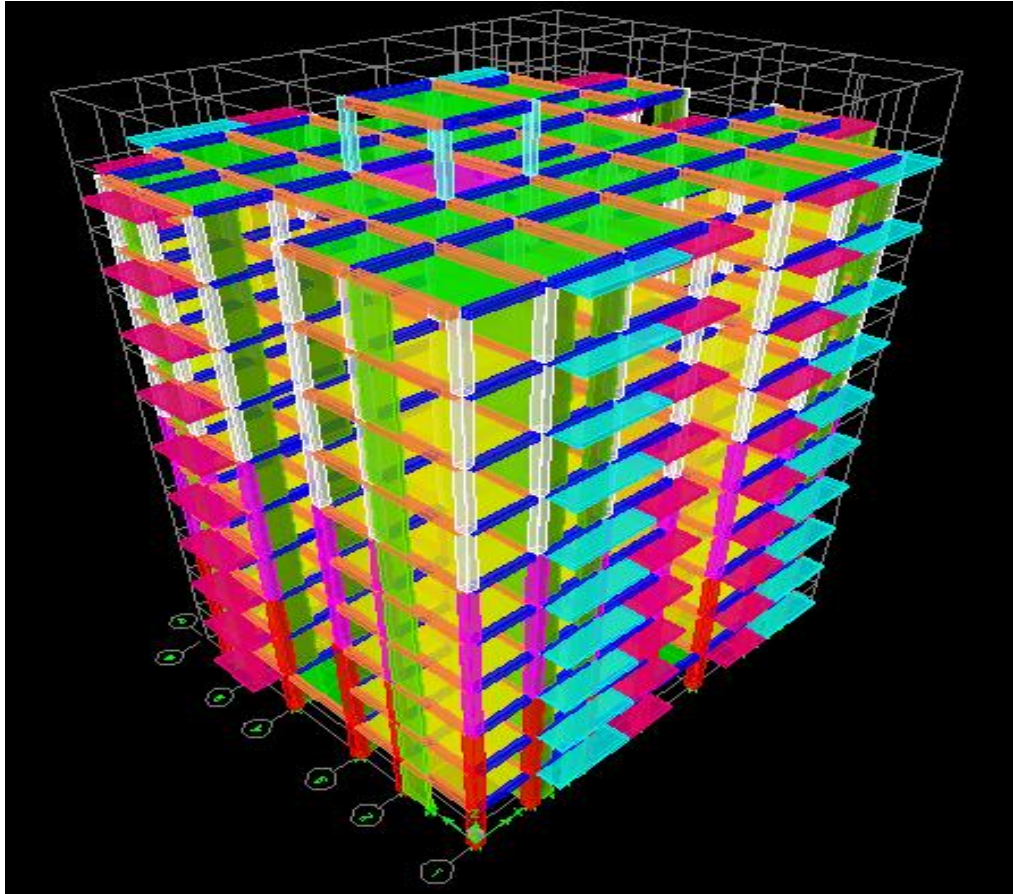


Figure 1 : Schéma de la structure en 3D

IV.2.Etude sismique de bâtiment**IV.2.1.Etapes de modélisation :**

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes :

- 1- Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
- 2-Spécification et assignement des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments.
- 3-Définition des différents cas de charges (statique et dynamique).Assignement de ces charges aux nœuds et aux éléments.
- 4-Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes,...).
- 5-Lancement de l'exécution du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
- 6-Visualisation des résultats (à l'écran, sur fichier, etc.....).
- 7- Interprétation des résultats.

• **Modélisation des éléments structuraux :**

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V.9.7.0. Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS.

❖ **La première étape :**

1)-Choix des unités .

2)-Géométrie de base :

Choix de type file → New Model ou (ctrl+n) → No → Grid only.

- **Number lines in Y direction** : Le nombre des lignes dans la direction Y.
- **Number of bays along Y** : Nombre de travées dans le sens de Y.
- **Story High** : Hauteur d'étage.
- **Spacing in X direction** : Longueur de travée dans le sens de X (Entre axes).
- **Spacing in Y direction** : Longueur de travée dans le sens de Y (Entre axes).
- **Number of stories** : Le nombre d'étage.
- **Typical story Height** : la hauteur d'étage courant.
- **Bottom story height** : La hauteur de RDC.

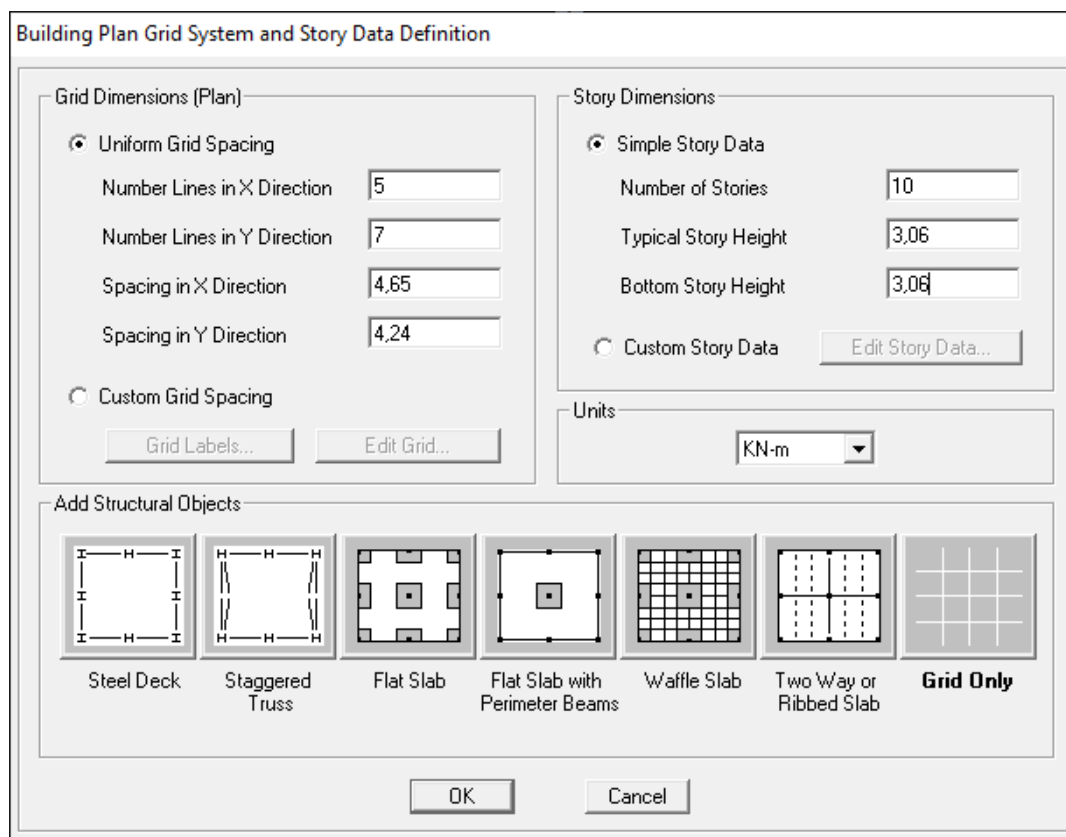


Figure 2 : Géométrie de base.

3)-Modélisation de la géométrie de base :

- Custom Grid spacing → edit Grid → pour modifier les lignes de construction suivant x-x, y-y.
- Activer l'option similar story pour les niveaux identiques.

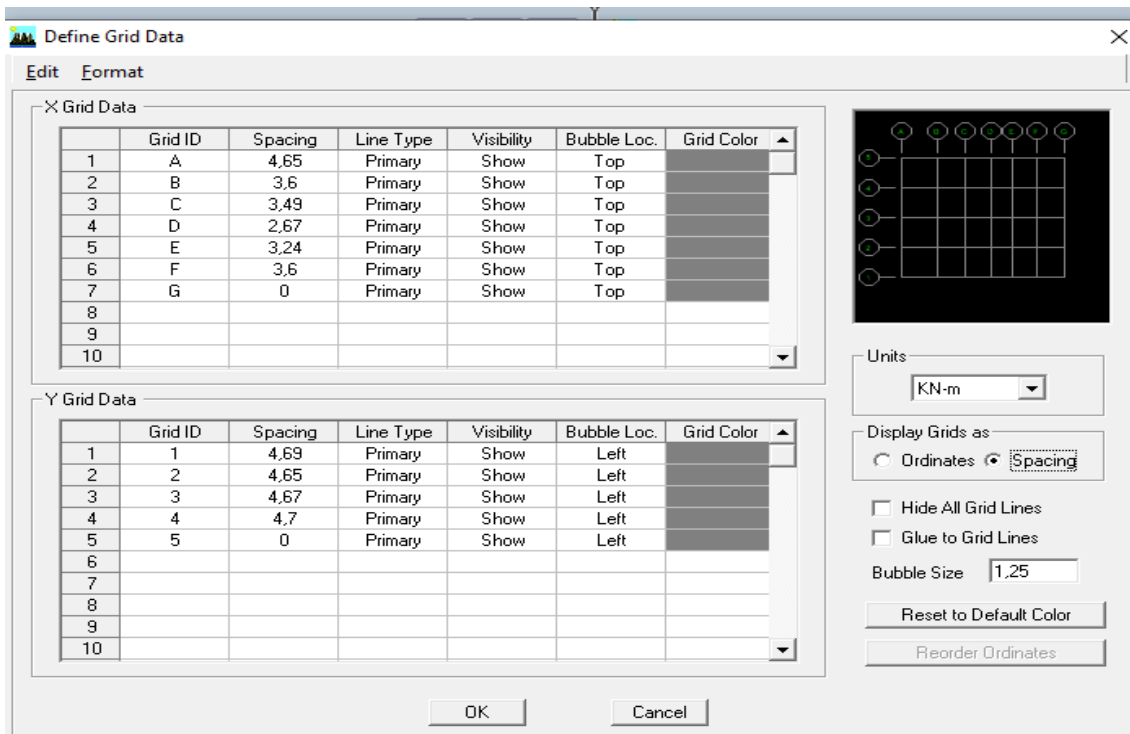


Figure 3 : Modification des longueurs des trames suivant x-x et y-y

Pour modifier les hauteurs d'étage :

Edit → Edit Story Data.

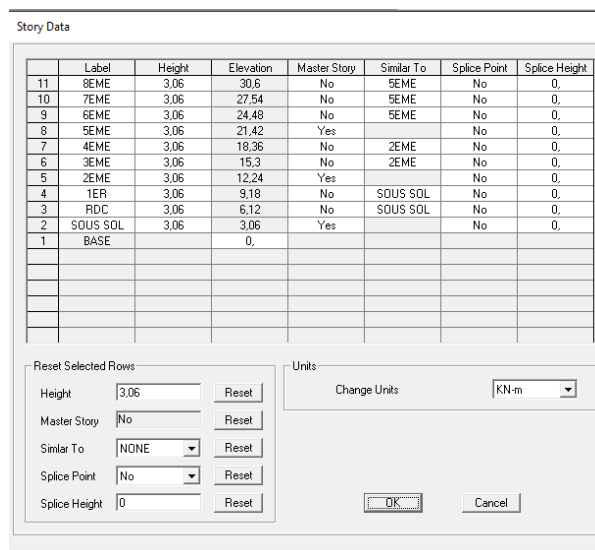


Figure 4 : Modification des hauteurs d'étage

❖ La deuxième étape :

4- Définition des propriétés mécanique de matériaux utilise :

- Define → material properties ou  → Add New material béton.

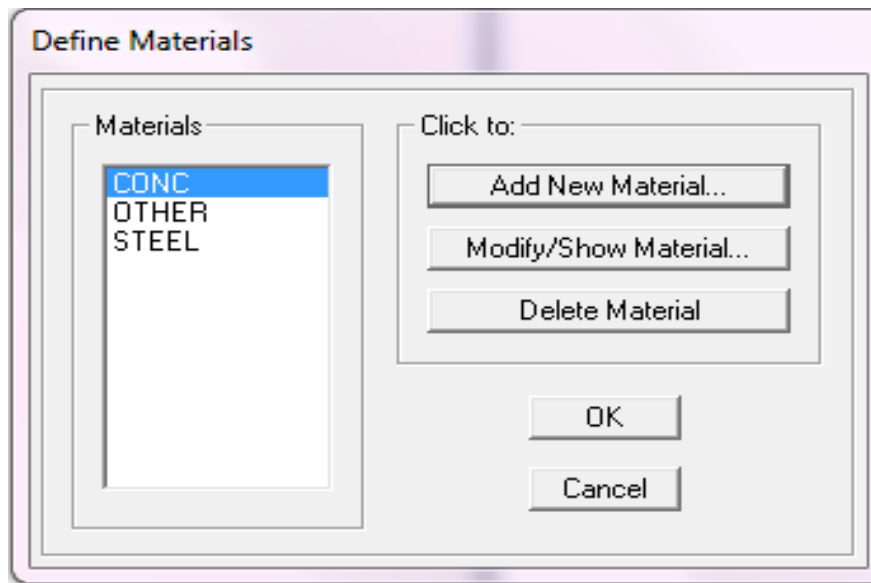


Figure 5 : définir un nouveau matériau

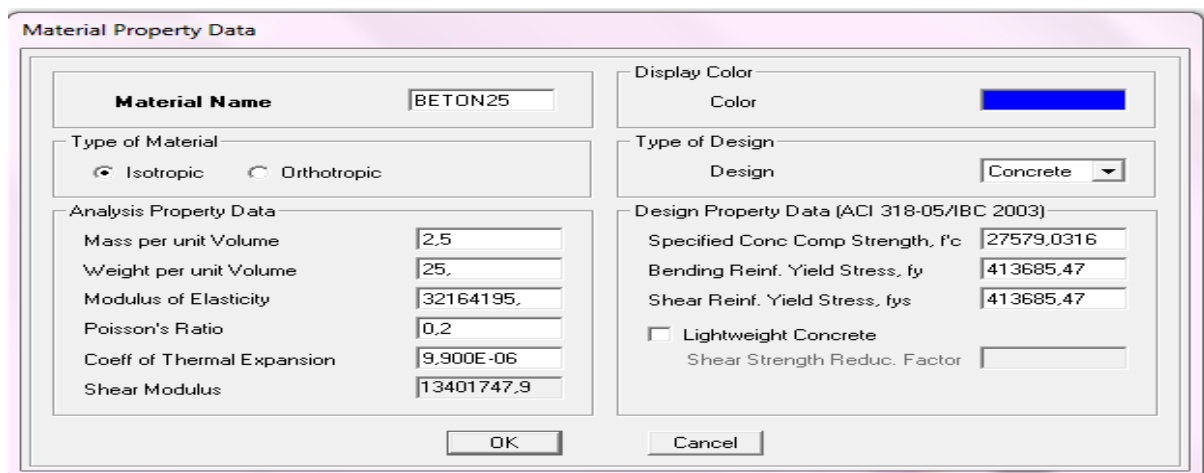


Figure 6 : Introduction des propriétés Mécanique du béton

❖ La troisième étape :

5- Définition des caractéristiques géométriques des éléments :

5- a- les éléments de type frame (élément barre) : poteau, poutre.

Define → frame section ou  → Add Rectangular

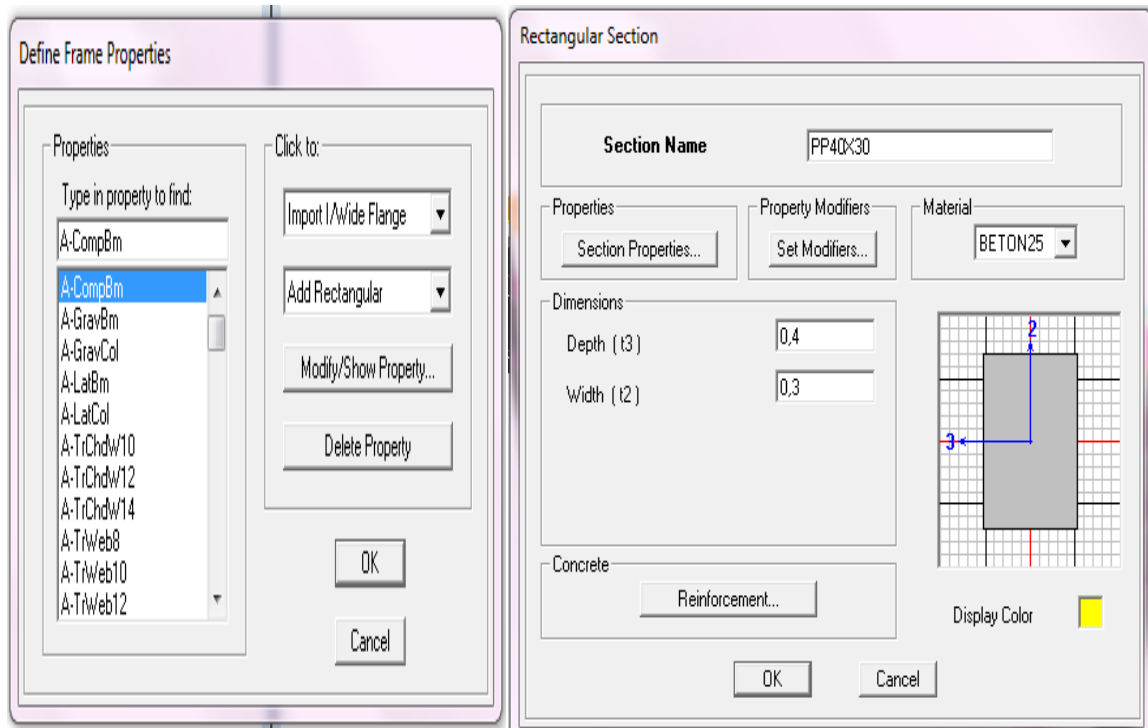


Figure 7 : Dimension des éléments.

Le bouton **Renforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

5-b- les éléments de type Area (élément plaque) : voiles, plancher corps creux, dalle pleines.

○ **Dalle pleine :**

Define → wall/ slab / Deck → Add New slab ou .

-Material = béton.

-Membrane = bending = épaisseur.

- Plate : pour les charges verticales.

○ **Voile :**

Define → wall/ slab / Deck → Add New wall.

- Material = béton.

- Membrane = bending = épaisseur.

- Shell : pour les charges verticales + horizontales.

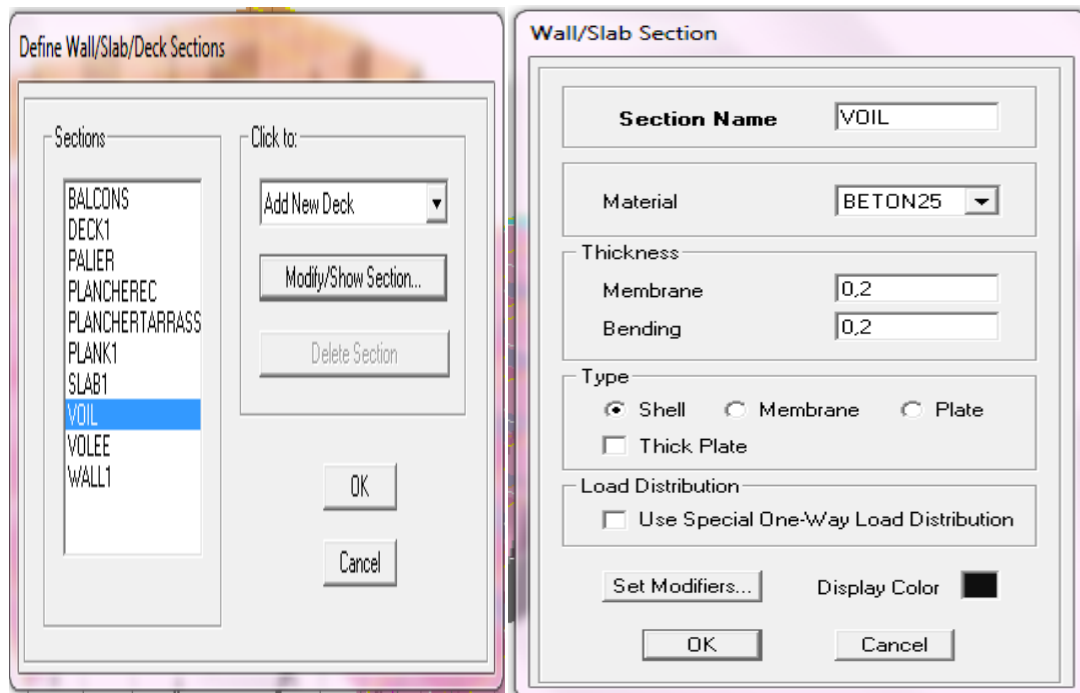


Figure 8 : Définition de l'épaisseur de voile

○ **Plancher corps creux :**

- Slab → créer un panneau virtuel.
- Define → wall/ slab / Dec → Add New slab.
- Material = béton 0.
- Membrane = bending = épaisseur.
- Membrane.
- Use special one-way load distribution (un seul sens)

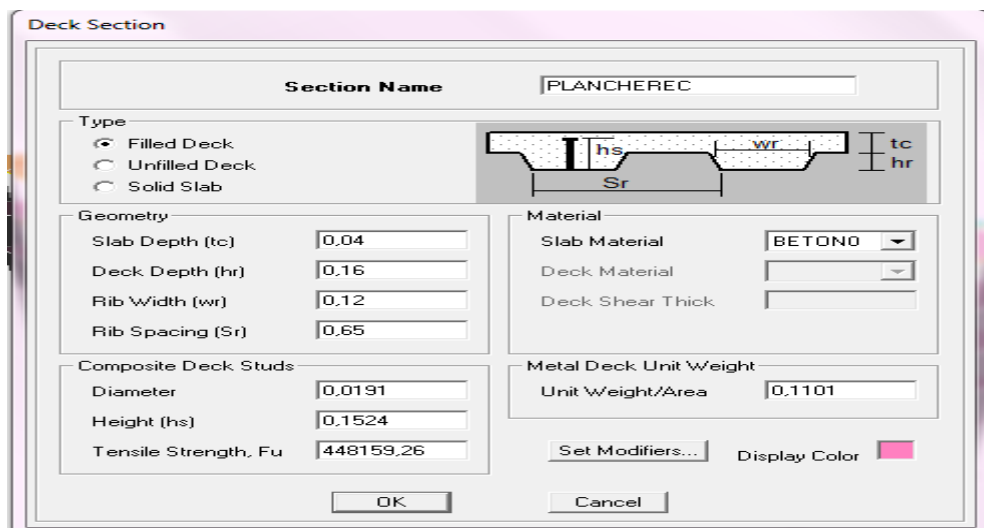


Figure 9 : Définition de l'épaisseur des éléments plaque.

6-Affectation des éléments dans le modèle :

6-a- les éléments de type frame :

Poteau: Draw → Draw line objets → create columns in region or at clicks ou .

Poutre: Draw → Draw line objets → create line in region or at clicks ou .

Poutrelles: Draw → Draw line objets → create secondary beams in region or at clicks .

6-b- les éléments de type Area :

○ **Dalles pleines + planchers:**

Draw → Draw Area objects → create Areas at clicks ou .

○ **Voile:**

Draw → Draw Area objects → create wall in region or at clicks ou .

➤ **La disposition des voiles :**

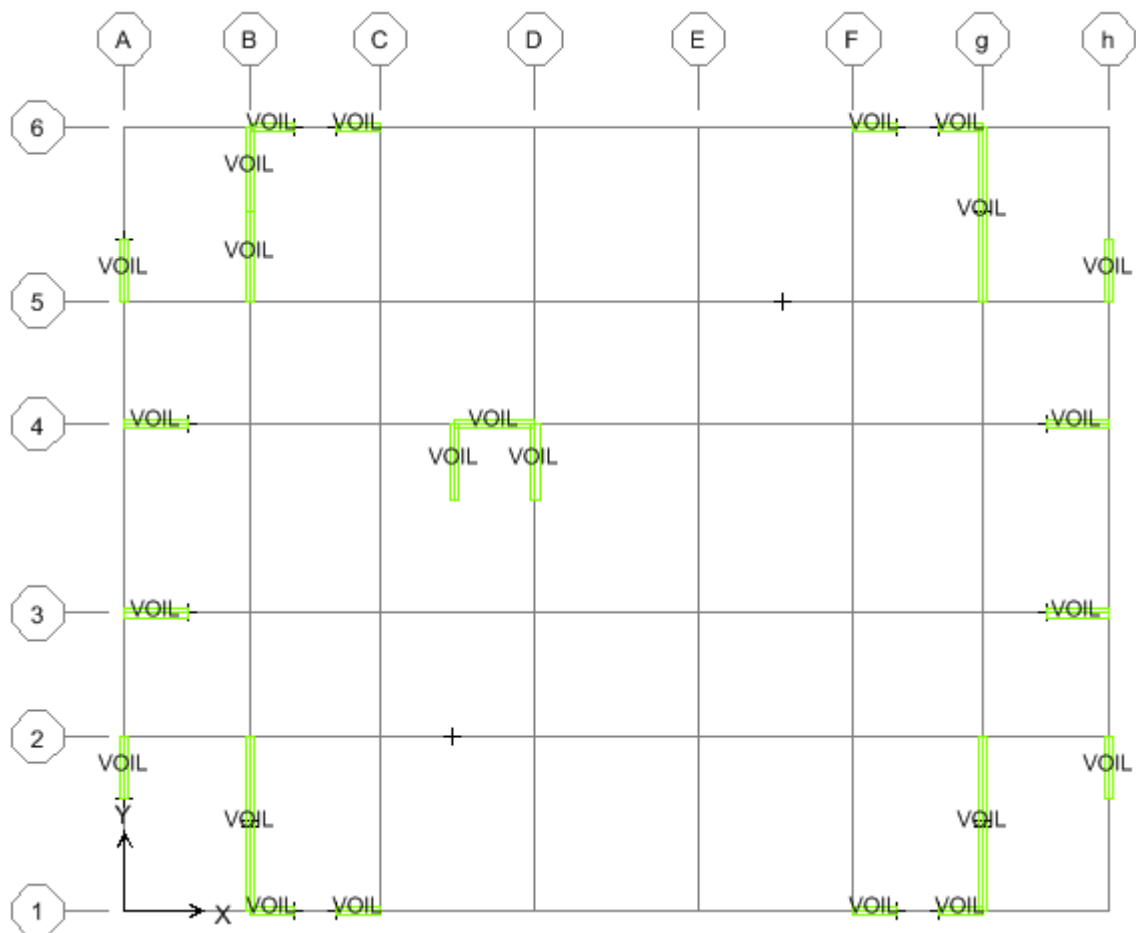


Figure 10 : Disposition des voiles

❖ **la quatrième étape :**

8- Définition des appuis :

-Assign —→ joint / point —→ Restraints

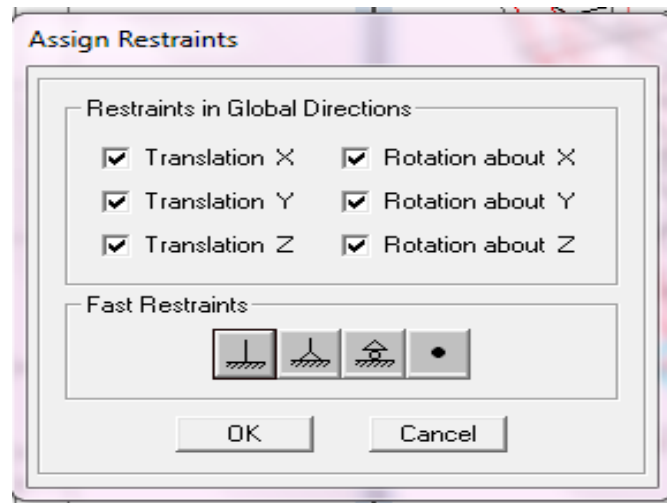


Figure 11 : Encastrement

9- Verification:

-Analyse —→ check Model —→ Model has been checked No Warning message
(Modèle a été vérifier Aucun message d'avertissement).

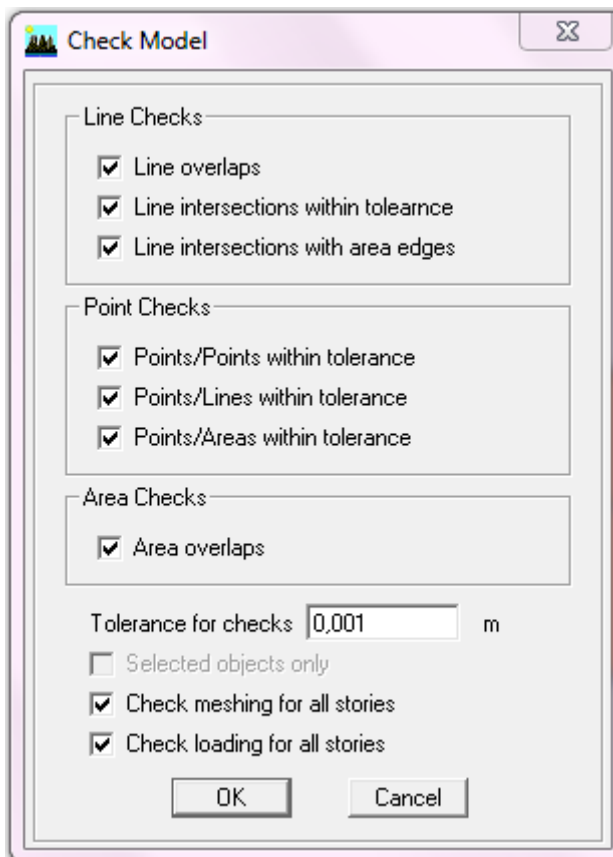


Figure 12 : les efforts maximaux en appuis et en travées a L'ELS

❖ La cinquième étape :

10 -Le chargement :

10-a- Définition de cas de charge :

-Define → Static load cases ou .

Charges statiques (G et Q) :

Load : Nom de la charge (G, Q).

Type : DEAD : permanente.

LIVE : exploitation.

-Self weight multiplier : Coefficient interne poids propre (1 pour G, 0 pour Q).

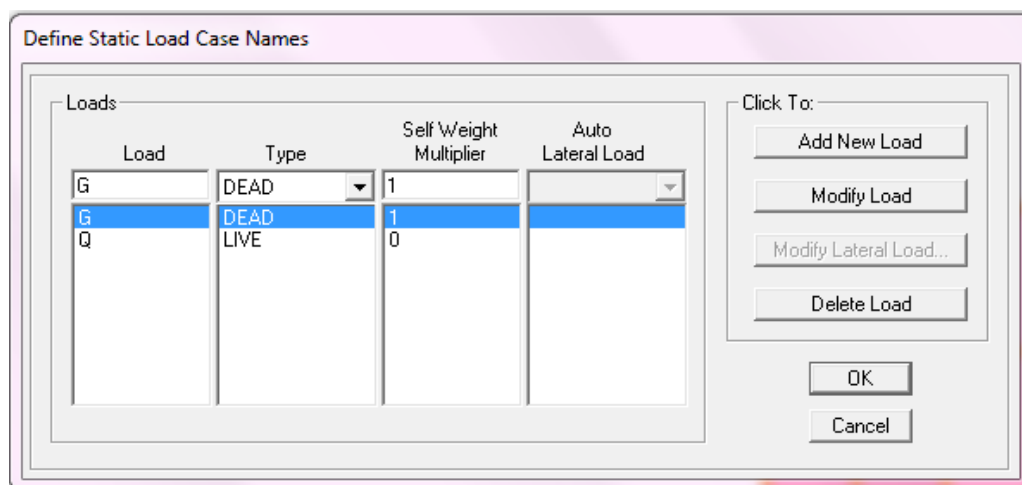


Figure 13 : Les charges statiques G et Q.

10-b- Définition de la masse sismique :

-Define → Mass source ou .

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse, elle est égale :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{et} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}.$$

Avec :

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération.

On donne la valeur 1 pour la charge permanente.

On donne la valeur de β suivant la nature de la structure ($\beta=0.2$ pour notre cas).

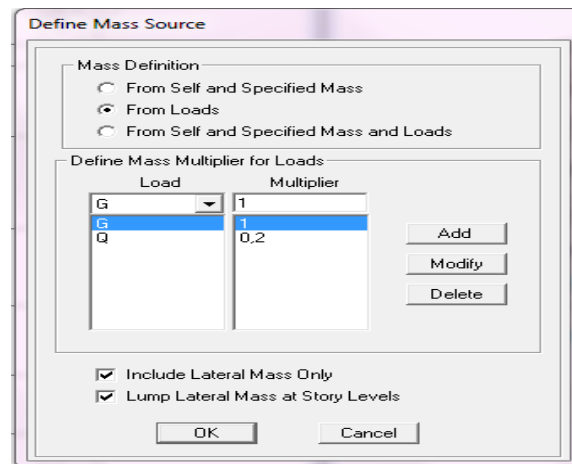


Figure 14 : Masse source.

10-c- application des Charges :

Sélectionner les éléments à charger :

☞ pour les charges surfaciques :

-Assign → Shell / Area loads → Uniform.

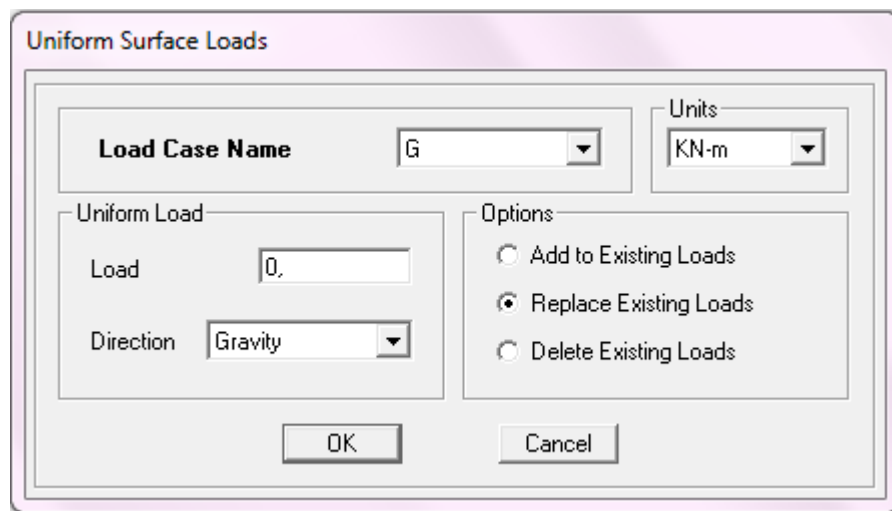


Figure 15 : Chargement surfacique uniforme.

☞ Pour les charges uniformément répartie sur barre :

Assign → frame/ line loads → Distribution.

Figure 16 : Chargement linéaire

-pour afficher les charges

-Display → show loads →

- Frame/Line (barres).
- Shell / Area (éléments surfaciques)
- Joint /point (nœuds).

11-Définition des options des calculs :

11-a-Analyse sismique :

11-a-1-Définition de spectre : Avec application RPA 99 modifier 2003.

Charge dynamique (E) :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône suivante : puis on introduit les données suivantes :

Zone : IIb (Zone a sismicité moyenne).

Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants).

Coefficient de comportement : R=3.5 (portique autostable avec remplissage en maçonnerie rigide).

Site : S3 (Site meuble).

Le pourcentage de l'amortissement : $\xi = 7 \%$ fonction du matériau constitutif du Type de structure et de l'importance des remplissages.

Facteur de qualité (Q): Le facteur de qualité de la structure.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$.

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau 1: Facteur de Pénalité

Critère q	Observé x-x	N/observé y-y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
$Q = 1 + \sum P_q = 1.2$		

A partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve : **Q = 1.2**

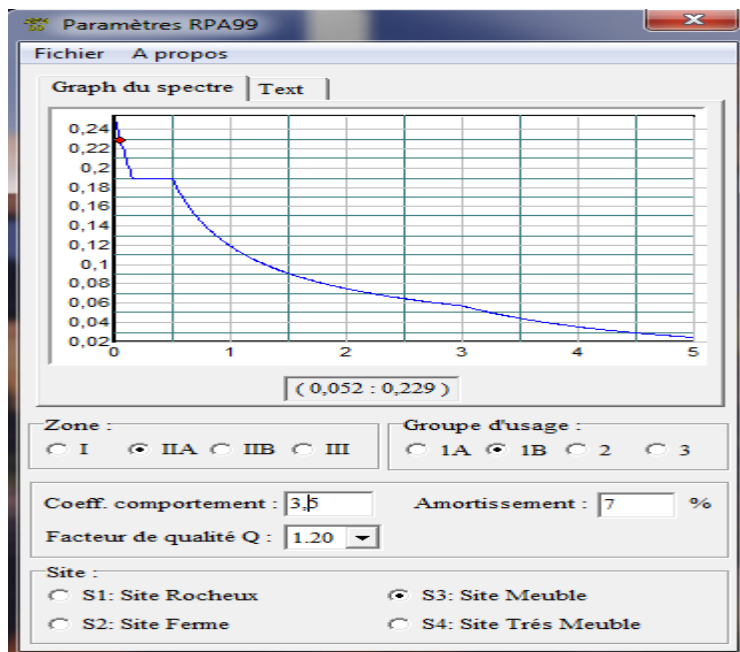


Figure IV.17: Le spectre de réponse du RPA.

11-b- Définition des fonctions Sismique RPAx et RPAy :

-Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

-Define → Reponse Spectrum function  → Add Spectrum from file.

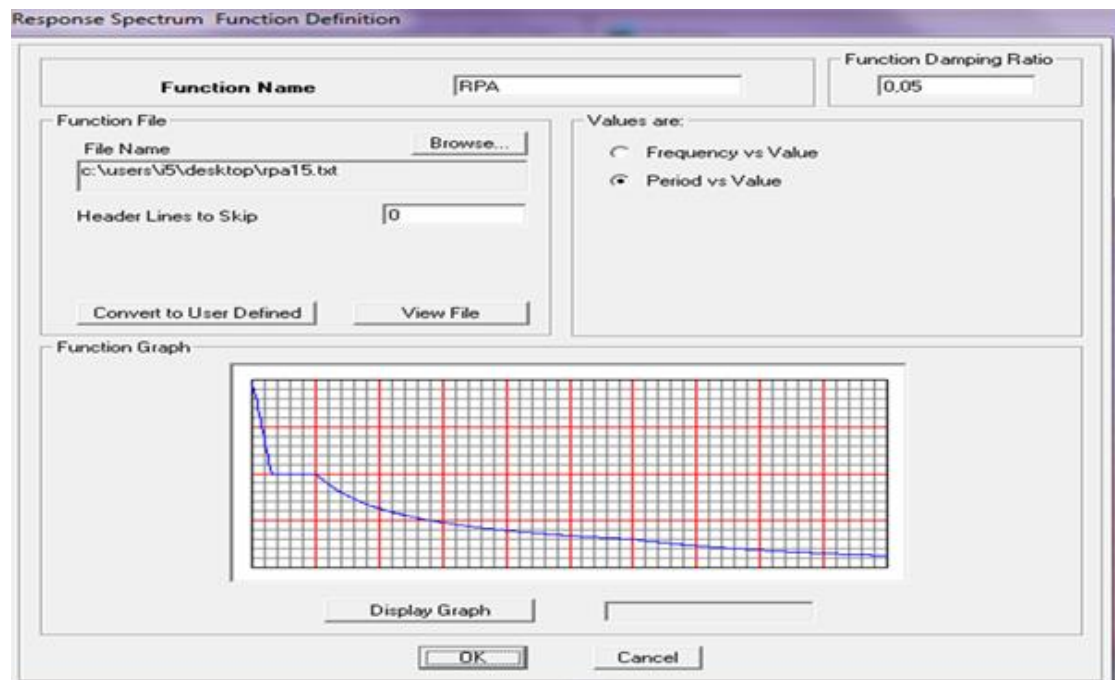


Figure IV.18: Le spectre de réponse du RPA.

Function Name (nom du spectre): RPA, on valide en cliquant sur **OK** Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme) dans les deux directions orthogonales

11-c-Définition des actions Sismiques Ex et Ey.

-Define → Reponse Spectrum Cases ou .

a) La cinquième étape :

11-d-Combinaison de charges :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

-Combinaisons aux états limites :

ELU : $1.35G + 1.5Q$.

ELS : $G + Q$.

-Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE : $G + Q \pm E$.

08GE : $0.8G \pm E$.

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → Load combinations ou .

b) La sixième étape :

La sixième étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier les modes propres en conciliation et la création d'un fichier et l'indication de son contenu.

11-d-Analyse modale:

Analyze → Set Analysis option → Dynamic Analysis → Set Dynamic parameters → Number of modes.

11-f- Maillage pour les éléments surfaciques (dalles pleines + voiles) :

Edit → Mesh Area.

11-g- liaisons rigides (Diaphragmes) :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

-On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

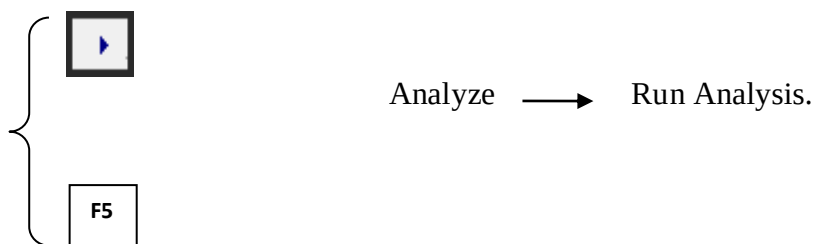
-Assign → joint / point → Diaphragms  → Add New Diaphragms / D1 → ok.

On refait la même procédure pour tous les planchers, et on aura **D2 ; D3 ;..... ; D9**

a) La Huitième étape :

Analyse et visualisation des résultats:

Lancez l'analyse de la structure soit :



IV.2.2. Caractéristiques Géométriques :

a) Centre de masse :

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (X_G , Y_G) du centre de masse sont données par les formules de barycentre suivantes :

$$Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

M_i : La masse de l'élément « i ».

$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases}$: Les Coordonnées de l'élément « i ».

b) Centre de torsion :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles. En général deux cas se présentent:

✓ Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.

✓ Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

c) Calcul de l'excentricité :

L'excentricité C'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

➤ Excentricité théorique

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

➤ Excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par le RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment : $e_a = \max \{e_{ax}, e_{ay}\} = \max \{5 \% L_x, 5 \% L_y\}$

Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans les tableaux ci-dessous.

➤ **Centre de masse et Centre de torsion :**

Display → show tables → building output → table: center mass rigidity.

Tableau 1 : Centre de masse, Centre de rigidité.

Story	Diaphragm	MassX	XCM	YCM	XCR	YCR	EX(m)	EY(m)
ETAGE 1	D2	446,7891	11,218	9,381	11,332	9,955	-0,114	-0,574
ETAGE 2	D3	437,7109	11,22	9,38	11,338	9,926	-0,118	-0,546
ETAGE 3	D4	429,5127	11,223	9,378	11,335	9,877	-0,112	-0,499
ETAGE 4	D5	429,5127	11,223	9,378	11,329	9,832	-0,106	-0,454
ETAGE 5	D6	421,3901	11,225	9,377	11,324	9,797	-0,099	-0,42
ETAGE 6	D7	414,1486	11,227	9,376	11,32	9,77	-0,093	-0,394
ETAGE 7	D8	414,1486	11,227	9,376	11,317	9,746	-0,09	-0,37
ETAGE 8	D9	413,5084	11,226	9,376	11,314	9,725	-0,088	-0,349
TERASSE	D10	390,0651	11,202	9,348	11,312	9,707	-0,11	-0,359
TERASSE2	D11	16,7804	7,95	9,35	8,086	9,425	-0,136	-0,075
RDC	D1	473,9556	11,09	9,379	11,306	9,86	-0,216	-0,481

Donc :

$$e_x = e_y = \max \begin{cases} 5 \% L_x . \\ 5 \% L_y . \end{cases} \Rightarrow \max \begin{cases} 25.6 \times 0.05 = 1.28\text{m} . \\ 21.7 \times 0.05 = 1.08\text{m} \end{cases}$$

IV.2.3.MODE DE VIBRATION ET PARTICIPATION MASSIQUE :

Display → show tables → model information → building modal information

Tableau 3 : Participation massique

Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ	SumRZ
0,776401	72,2676	0,0643	72,2676	0,0643	0,097	99,3829	0,0761	0,0761
0,616417	0,0722	66,9355	72,3398	66,9999	98,2156	0,0915	0,1189	0,195
0,52382	0,0823	0,1154	72,4221	67,1152	0,1556	0,1101	68,5706	68,7655
0,232492	14,3314	0,001	86,7535	67,1162	0,0009	0,1175	0,0147	68,7802
0,154722	0	15,0088	86,7536	82,125	0,971	0,0001	0,2839	69,0641
0,139533	0,7228	0,0047	87,4763	82,1298	0,0001	0,0406	0	69,0641
0,137589	0,0047	1,5891	87,481	83,7189	0,1033	0	13,6701	82,7342
0,132387	0,0036	2,2831	87,4846	86,0019	0,1526	0,0003	3,2909	86,0251
0,125922	0,0334	0,0149	87,518	86,0168	0,0013	0,0014	0,679	86,7041
0,113223	4,9037	0,0001	92,4217	86,0169	0	0,1964	0,008	86,7122
0,071504	2,9777	0,0005	95,3994	86,0174	0	0,0234	0,0025	86,7146
0,066828	0,001	6,8497	95,4004	92,8671	0,241	0	0,0808	86,7954

Nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (k) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.20 \text{ s} \quad (\text{art 4-14 RPA/2003})$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

La période fondamentale de la structure :**Constataion :**

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0.8S$.

2°/ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation

3°/ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

4°/ On retenir les 6 premiers modes.

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec.}$$

$$N=6 \rightarrow K \geq 7.35$$

Donc : on retenir les 8 premiers modes :

$$T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

$$T_8 = 0.13 < 0.20 \text{ sec.vérifiée.}$$

Selon le RPA99V03 les valeurs de T_{dyn} calculées par l'ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques précédentes de plus de 30% D'après [ART4.2.4.4 du RPA. V2003].

On doit vérifier que :

$$1.3T_e > T_n$$

$$T_e = \min \left(C_T \cdot H_N^{3/4} ; \frac{0.09 H_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$D_x=26.05$, $T_x=0.61$

$D_y=21.71$, $T_y=0.67$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n)

C_T : coefficient en fonction de système de contreventement, de type de remplissage (RPA tableau 4 -6)

Dans notre cas :

$C_T= 0.05$. et $h_N= 33,66$ m. $T_{RPA} = 0.69$ s.

$(T_x ; T_y) < T_{RPA}$

$T_{cal}=0.77$ s < $1.3 \times T_x = 0.897$ s..... La condition est vérifiée

$T_{cal}=0.77$ s < $1.3 \times T_y = 0.87$ s..... La condition est vérifiée

Les schémas des trois premiers modes de vibration.

Les trois premiers modes de vibration engendrés par la disposition des voiles, sont schématisés ci-après :

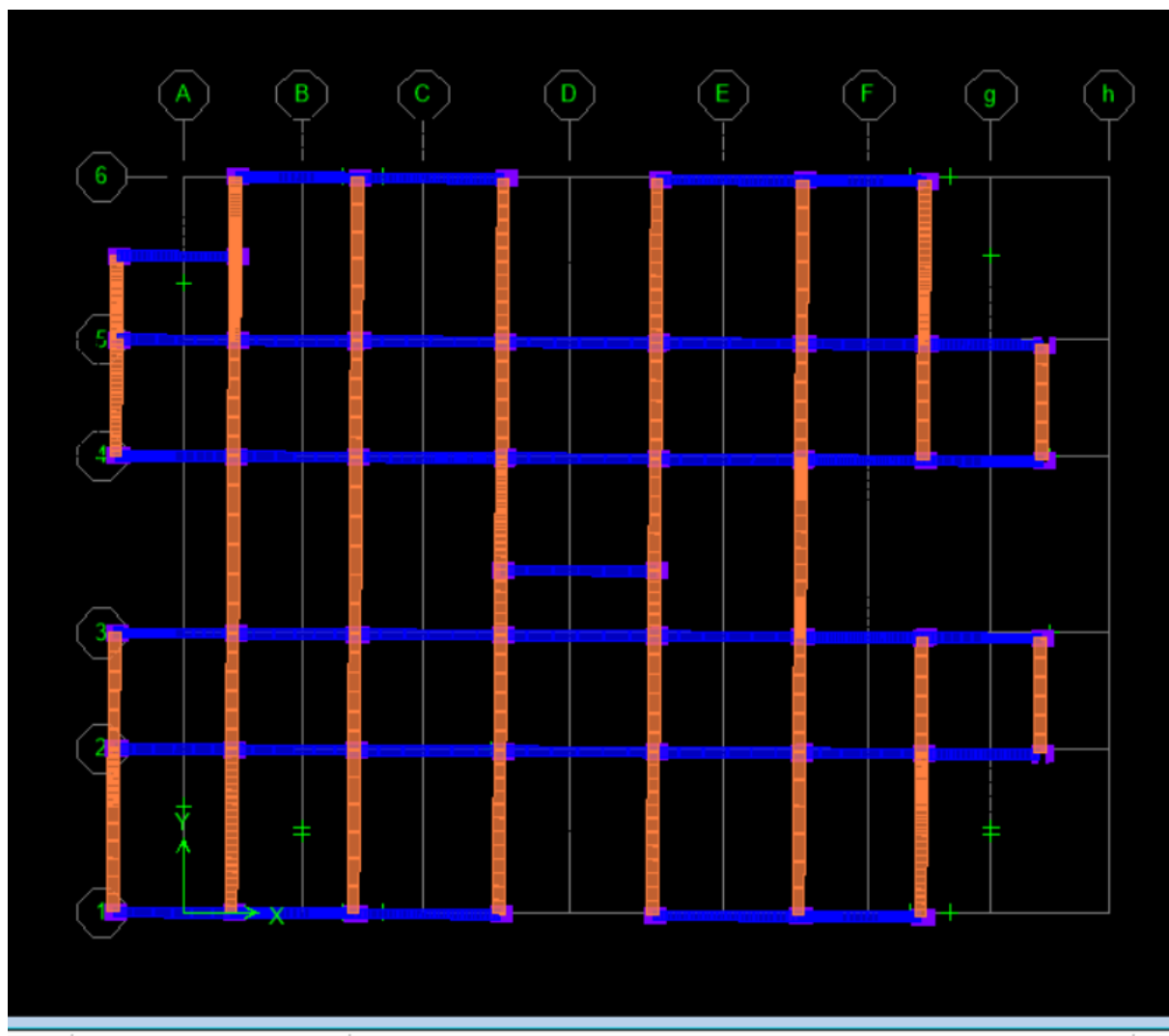


Figure 17 : Premier mode de vibration : Translation X

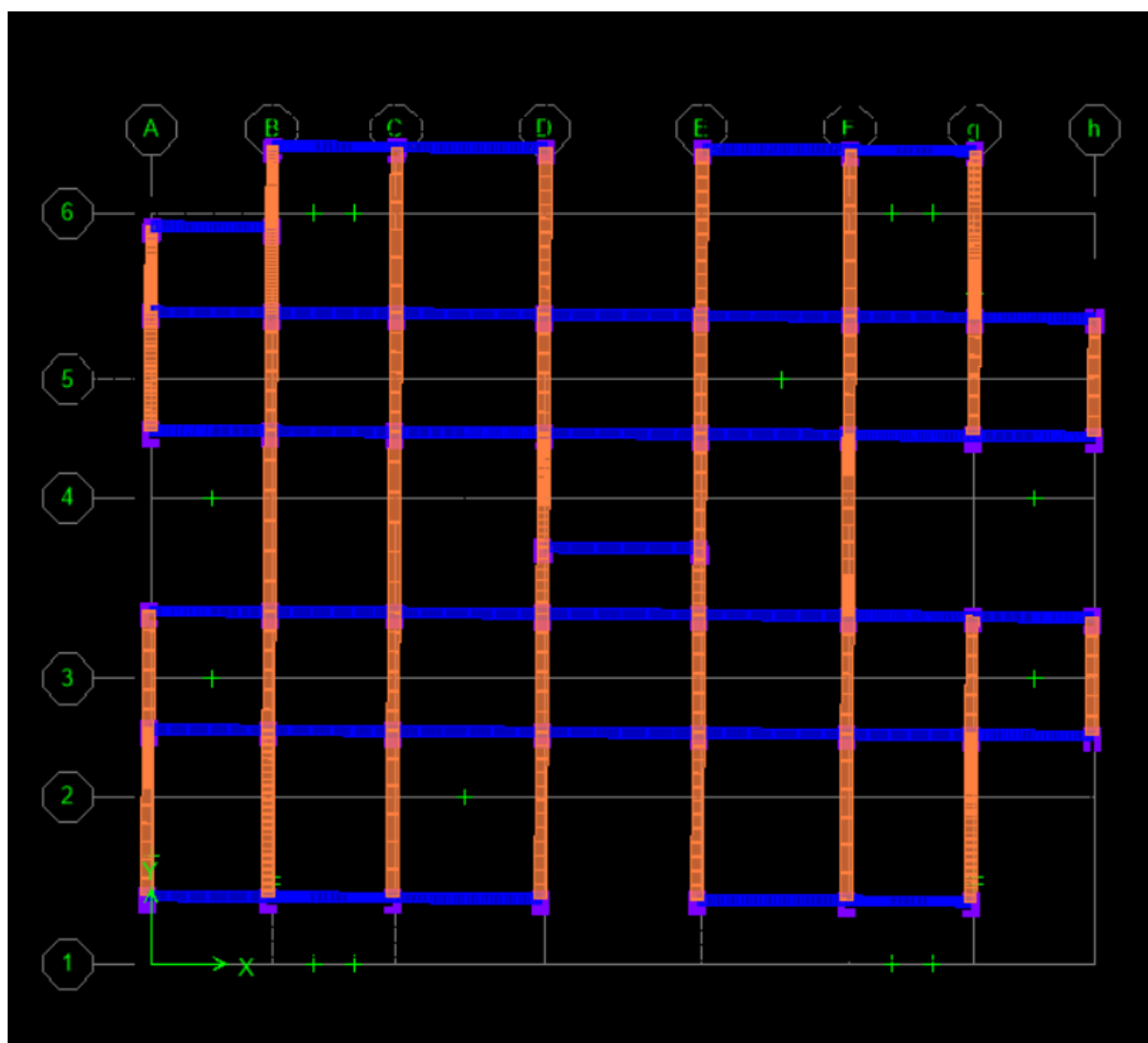


Figure 18 : Deuxième mode de vibration : Translation Y

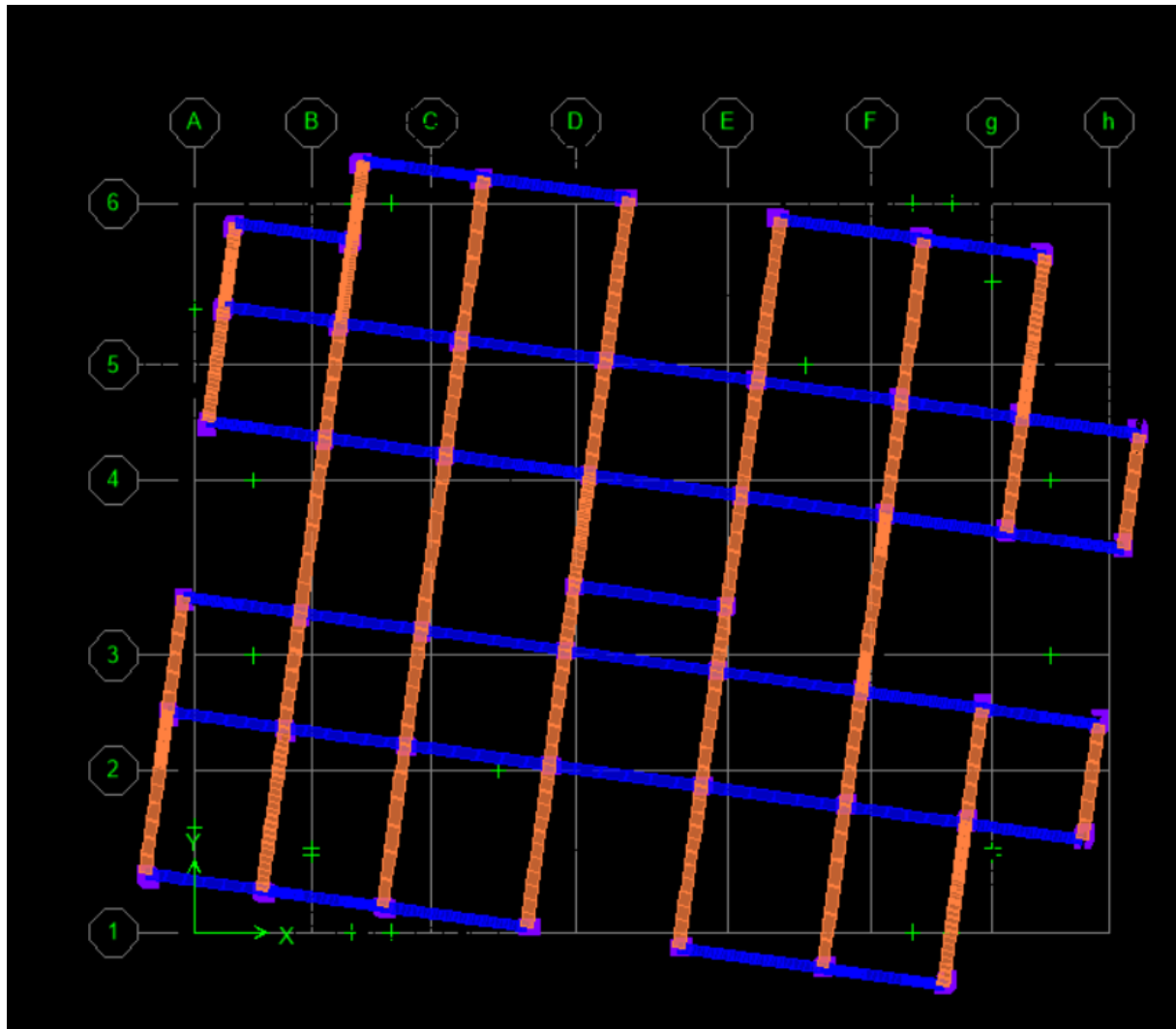


Figure 19 : Troisième mode de vibration : rotation.

IV.3. L'étude sismique :

IV.3.1. Introduction :

Le séisme est une vibration du sol provoquée par une libération soudaine d'énergie due à une rupture dans la croûte terrestre ou dans la couche sous-jacente nommée le manteau.

L'étude sismique consiste à évaluer les forces auxquelles une structure est soumise lors d'un tel phénomène. Cette étude est régie par un certain nombre de règles établies par le **RPA 99 v2003**.

Le but de cette étude est de déterminer à chaque niveau de la structure les sollicitations engendrées par un éventuel séisme.

IV.3.2. Présentation des différentes méthodes de calcul :

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

a) Méthode statique équivalente :**Principe :**

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 au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

La force sismique totale (V) appliquée à la base du bâtiment est calculée selon la formule suivante :

$$V = \frac{A D Q}{R} \cdot W_T$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement

W : poids total du bâtiment : $W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Coefficient d'accélération de zone A :

Cet ouvrage étant un bâtiment à usage d'habitation est situé Thenia .

(Zone III), groupe d'usage 2 $\Rightarrow A = 0.25$

Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4 RPA 2003).

A partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve : $Q = 1.05$

Choix de coefficient de comportement R :

Il faut déterminer le pourcentage de répartition des charges verticales et horizontales entre les portiques et les voiles pour choisir la valeur du coefficient de comportement.

Les tableaux ci-dessous représentent la répartition des charges entre les voiles et les portiques au niveau RDC.

Charge verticale :**Tableau.4: Charge verticale**

Section	Load	F1	F2	F3
PORTIQUE	ELS	19.95	2.69	23334.48
VOIL	ELS	-2.96	-11.05	10600.09

Tableau 5 :Charge horizontale

RDC	F3			
	PORTIQUE (KN)	VOILE (KN)	PORTIQUE%	VOILE%
	23334.48	10600.09	%68.76	31.24%

Charge horizontale :

Avec : **F1 :** la charge horizontale suivant X.

F2 : la charge horizontale suivant Y.

F3 : la charge verticale reprise par l'élément.

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. et On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles (d'après RPA99). Ce qui implique que la structure a un coefficient de comportement **R=3,5**.

Le facteur d'amplification dynamique moyen D :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage

Suivant l'article 4.3. R.P.A 2003, on a la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7$$

ζ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Valeur de coefficient d'amortissement Suivent le système structural nous avons portique en béton armé avec un remplissage dense :

Donc : $\xi\% = 7\%$ d'où $\eta = 0,8 > 0,7$.

- T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. (RPA art 4.7).

Terrain meuble (S3) $\Rightarrow T_1 = 0,15\text{sec}$ et $T_2 = 0,5 \text{ sec}$.

Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V , appliquer à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales.

La valeur de T retenue dans chaque direction est la plus petite des deux valeurs données par la formule suivant :

$$T_{\text{RPA}} = C_T h_N^{3/4} = 0.7 \text{ s.}$$

$$T = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}}$$

a)- sans longitudinale : $d_y = 25.6 \text{ m} \longrightarrow T_y = 0.59 \text{ s.}$ après maj $T = 0.77 \text{ s}$

b)- sens transversale : $d_x = 21.7 \text{ m} \longrightarrow T_x = 0.65 \text{ s.}$ après maj $T = 0.84 \text{ s}$

$$\Rightarrow T_2 \leq T_x \leq 3 \text{ s}$$

$$D_x = 2,5 \eta (T_2 / T_y)^{2/3} = 2,5 \times 0,8 \times \left(\frac{0,5}{0,84}\right)^{2/3} = 1,41$$

$$D_y = 2,5 \eta (T_2 / T_x)^{2/3} = 2,5 \times 0,8 \times \left(\frac{0,5}{0,77}\right)^{2/3} = 1,49$$

➤ Coefficient de comportement global (R)

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 de RPA 99/ Version 2003), en fonction du système de contreventement.

➤ **Facteur de qualité Q**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \dots\dots\dots(\text{Art 4 .4 RPA 2003}).$$

Où : P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4R.P.A 2003).

Tableau.6: Valeurs des pénalités.

Critère	P _q (S. long)	
	Obs	N/Obs
Condition minimale sur les files de contreventement	oui	0.05
Redondance en plan	oui	0.05
Régularité en plan	oui	0.05
Régularité en élévation	oui	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05
Contrôle de la qualité d'exécution	/	0.1
Q (totale)	1.2	

➤ **Poids total de la structure, W :**

$$W_{ETABS} = 44227,61KN$$

Donc :

$$V_x = \frac{0.25 \times 1.41 \times 1.2}{3.5} \times 44227,61 = 5345.22KN$$

$$V_y = \frac{0.25 \times 1.49 \times 1.2}{3.5} \times 44227,61 = 5648.49KN$$

$$V_{ETABS} > 0.8V_{RPA}$$

$$V_x = 4542,92 > 0.8 \times 5345.22 = 4276.17KN$$

$$V_y = 4970,67 \geq 0.8 \times 5648.49 = 4518.79KN$$

$$V_{YETABS} = 2768.67KN > 0.8 \times 3036.1 = 2428.9KN$$

IV3.3.Vérification des exigences

3.3.1Vérification des déplacements latéraux inter-étage

D'après l'article (**Art 5.10**) du **RPA99**, les déformations relatives latérales d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

a) Principe de calcul : (Art 4.43)

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{eK}$$

Avec :

- ✓ R : coefficient de comportement.
- ✓ δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques.
- ✓ Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Le déplacement admissible est : $\Delta_{k \text{ adm}} = 1\% h_0$

Avec :

h_0 :est la hauteur d'étage

Les résultats sont représentés dans les deux tableaux suivants :

➤ Sens longitudinal

Tableau 7 : Déplacement inter-étage dans le sens xx.

Story	δ_{ekx}	R	$\delta_k = R\delta_{ek}$	δ_{K-1}	$\Delta_k = \delta_K - \delta_{K-1}$	1% h_e	Observation
TERASSE	0.0294	3.5	0.1029	0.09455	0.00835	0.0306	Condition Vérifiée
ET8	0.027	3.5	0.09455	0.08505	0.0095	0.0306	Condition Vérifiée
ET7	0.0243	3.5	0.08505	0.07455	0.0105	0.0306	Condition Vérifiée
ET6	0.0213	3.5	0.07455	0.06265	0.0119	0.0306	Condition Vérifiée
ET5	0.0179	3.5	0.06265	0.0504	0.01225	0.0306	Condition Vérifiée
ET4	0.0144	3.5	0.0504	0.03745	0.01295	0.0306	Condition Vérifiée
ET3	0.0107	3.5	0.03745	0.0252	0.01225	0.0306	Condition Vérifiée
ET2	0.0072	3.5	0.0252	0.01365	0.01155	0.0306	Condition Vérifiée
ET1	0.0039	3.5	0.01365	0.00455	0.0091	0.0306	Condition Vérifiée
RDC	0.0013	3.5	0.00455	0	0.00455	0.0306	Condition Vérifiée

➤ Sens transversal

Tableau 8 : Déplacement inter-étage dans le sens YY

Story	δ_{ekY}	R	$\delta_k = R\delta_{ek}$	δ_{K-1}	$\Delta_k = \delta_K - \delta_{K-1}$	1% h_e	Observation
TERASSE	0.0226	3.5	0.0791	0.06965	0.00945	0.0306	Condition Vérifiée
ET8	0.0199	3.5	0.06965	0.0602	0.00945	0.0306	Condition Vérifiée
ET7	0.0172	3.5	0.0602	0.0504	0.0098	0.0306	Condition Vérifiée
ET6	0.0144	3.5	0.0504	0.0406	0.0098	0.0306	Condition Vérifiée
ET5	0.0116	3.5	0.0406	0.03115	0.00945	0.0306	Condition Vérifiée
ET4	0.0089	3.5	0.03115	0.02205	0.0091	0.0306	Condition Vérifiée
ET3	0.0063	3.5	0.02205	0.014	0.00805	0.0306	Condition Vérifiée
ET2	0.004	3.5	0.014	0.007	0.007	0.0306	Condition Vérifiée
ET1	0.002	3.5	0.007	0.00245	0.00455	0.0306	Condition Vérifiée
RDC	0.0007	3.5	0.00245	0	0.00245	0.0306	Condition Vérifiée

.

➤ Commentaire

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée.

3.3.2. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ RPA 99 [art5-9]

Les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P- Δ) peuvent être négligés pour le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

P_K : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au dessus du niveau (K)

$$P_K = \sum_{i=K}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

Tel que :

V_K : l'effort tranchant d'étage au niveau K

Δ_K : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

h_K : hauteur d'étage K.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinal**

Tableau .9: vérification de l'effet P-Delta suivant X-X

ETAGE	P _k (kN)	Δ _k (m)	V _{Kx} (kN)	h _e (m)	Θ _k	Condition	Observation
TERASSE	4687	0.0294	943.64	3.06	0.047	≤ 0,1	Condition vérifiée
ETAGE8	8881.6	0.027	1703.07	3.06	0.046	≤ 0,1	Condition vérifiée
ETAGE7	13076.2	0.0243	2325.33	3.06	0.044	≤ 0,1	Condition vérifiée
ETAGE6	17270.8	0.0213	2853.08	3.06	0.036	≤ 0,1	Condition vérifiée
ETAGE5	21624.71	0.0179	3304.36	3.06	0.038	≤ 0,1	Condition vérifiée
ETAGE4	25978.62	0.0144	3698.92	3.06	0.033	≤ 0,1	Condition vérifiée
ETAGE3	30332.53	0.0107	4025.91	3.06	0.026	≤ 0,1	Condition vérifiée
ETAGE2	34864.5	0.0072	4280.59	3.06	0.019	≤ 0,1	Condition vérifiée
ETAGE1	39396.46	0.0039	4460.63	3.06	0.011	≤ 0,1	Condition vérifiée
RDC	44227.61	0.0013	4542.92	3.06	0.0041	≤ 0,1	Condition vérifiée

Sens transversal

Tableau 10: Vérification de l'effet P-Delta suivant Y-Y

ETAGE	P _k (kN)	Δ _k (m)	V _{Kx} (kN)	h _e (m)	Θ _k	Condition	Observation
TERASSE	4687	0.0226	1107.95	3.06	0.031	≤ 0,1	Condition vérifiée
ETAGE8	8881.6	0.0199	1982.18	3.06	0.029	≤ 0,1	Condition vérifiée
ETAGE7	13076.2	0.0172	2671.94	3.06	0.027	≤ 0,1	Condition vérifiée
ETAGE6	17270.8	0.0144	3249.27	3.06	0.025	≤ 0,1	Condition vérifiée
ETAGE5	21624.71	0.0116	3746.37	3.06	0.021	≤ 0,1	Condition vérifiée
ETAGE4	25978.62	0.0089	4153.92	3.06	0.018	≤ 0,1	Condition vérifiée
ETAGE3	30332.53	0.0063	4469.99	3.06	0.14	≤ 0,1	Condition vérifiée
ETAGE2	34864.5	0.004	4718.36	3.06	0.009	≤ 0,1	Condition vérifiée
ETAGE1	39396.46	0.002	4892.05	3.06	0.005	≤ 0,1	Condition vérifiée
RDC	44227.61	0.0007	4970.67	3.06	0.002	≤ 0,1	Condition vérifiée

➤ **Commentaire**

On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieurs à 0,1.
Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

3.3.3. Vérification de l'effort normal réduit

L'article (7-4-3-1) du R.P.A 2003 exige la vérification prescrite par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec : N : l'effort normal maximal

B : section du poteau.

F_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Poteau le plus sollicité**Tableau 11: Vérification des poteaux à l'effet de l'effort normal réduit**

ZONE	Section[cm ²]	Nu (kN)	v	Conditions	Observation
1	50×50	1665.12	0.2664192	<0,3	condition vérifiée
2	45x45	1121.94	0.2216177	<0,3	condition vérifiée
3	40x40	626.4	0.1566	<0,3	condition vérifiée

Remarque

L'effort normal réduit est vérifiée pour tous les poteaux donc on garde les mêmes sections de béton.

IV.4.Conclusions :

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'a pas été une chose aisée pour notre structure.

Les contraintes architecturales étaient vraiment un obstacle à la disposition des voiles.

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

CHAPITRE V

Ferraillage des éléments principaux

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments principaux

V.1.1.Introduction

Le ferraillage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence **le BAEL 91** et le **RPA 99 version 2003**.

Notre structure est composée des éléments suivants :

- ✓ Les poteaux.
- ✓ Les poutres.
- ✓ Les voiles.

V.1.2.Description

Une construction en béton armé doit demeurer résistante avant et après le séisme grâce à ces éléments principaux. En conséquence ces derniers doivent être bien armé et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul du ferraillage sont imposées par le **BAEL91**, et le **RPA99 V 2003** de façon à prévoir les efforts les plus défavorables contre lesquels la structure sera amenée à résister.

V.1.3. Les combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions à considérer simultanément, et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments de résistance.

V.1.4.Les actions

Les actions sont des forces et des couples, directement appliqués à une construction, ou résultant des déformations imposées (retrait, fluage, variation de température)

- Action permanente notée G (Poids propre de la structure).
- Action variable notée Q
- Action accidentelle notée E

➤ Les sollicitations

Ce sont des efforts (normaux ou tranchants) et des moments de flexion ou de torsion, développés dans une section par combinaisons d'actions, calculés par les méthodes de la RDM ou forfaitaires.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

▪ Selon BAEL 91 : Situation durable :

$$\text{ELU} : 1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{ELS} : G + Q \dots\dots\dots (2)$$

▪ Selon le R.P.A : Situation accidentelle :

$$G + Q + E \dots\dots\dots (3)$$

$$0,8G \pm E \dots\dots\dots (4)$$

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et dans les situations suivantes :

1-Situation durable.

2-Situation accidentelle.

V1.5. Caractéristiques des matériaux

Tableau .1: Coefficients de sécurité et caractéristiques de matériaux

Matériaux	Caractéristiques	Situation durable	Situation accidentelle
Béton	f_{c28} [Mpa]	25	25
	γ_b	1,5	1,15
	σ_b [Mpa]	14,2	21.74
Acier	f_e [Mpa]	400	400
	γ_s	1,15	1
	σ_s [Mpa]	348	400

V.2.Ferraillage des poteaux

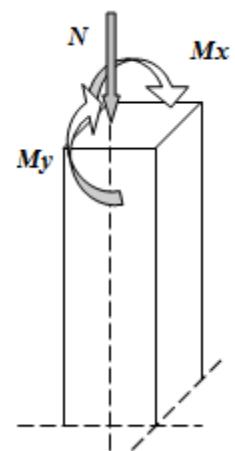
Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal, transversal Donc, ils sont calculés en flexion composée.

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- ✓ Un effort normal.
- ✓ Un effort tranchant.
- ✓ Un moment fléchissant.

Les sollicitations sont obtenues par le logiciel **ETABS**. Les efforts que nous avons pris pour le calcul sont suivant les 3 combinaisons :

- ✓ $N_{\max}$ et M correspondant.



- ✓ N_{min} et M correspondant.
- ✓ M_{max} et N correspondant.

➤ **Recommandations du RPA99 /V2003**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.
 - Leur pourcentage minimal est de 0,8% en **Zone IIa**.
- Leur pourcentage maximal est de : 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.
- le diamètre minimum est de 12 mm.

- la longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ .
- la distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales (zones critiques) $h' = \text{Max}(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$.

❖ **Recommandations du «BAEL99»**

Ferraillage minimum d'après le **BAEL99** est donnée par :

$$\begin{cases} A_{min} = \max\left(4\text{cm}^2 / \text{ml}, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton $= b \times h$.

$$d = 0,9h$$

$$A \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} b_0 \cdot d \cdot \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d}$$

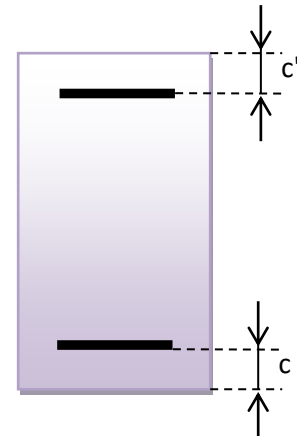


Figure 1 : Section transversale

➤ **Le ferraillage minimal d'après CBA93**

Ferraillage minimum d'après le **CBA93** est donnée par : $A \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} b_0 \cdot d$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.2: Ferraillage maximal et minimal

		BAEL91		RPA99/V2003			CBA93
Zone	Section (cm ²)	A_{min}	A_{max} (cm ²)	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{max}(\text{cm}^2)$	$A_{min} \text{ cm}^2)$	A_{cnf}
		(cm ²)			courante	recouvrement	(cm ²)

2	50x50	5	125	200	100	150	2.72
3	45x45	4.05	101.25	162	81	124.5	2.2
4	40x40	4	80	128	64	96	1.74

V.2.1.Ferraillage longitudinal

Pour le calcul des différentes sections de ferraillage, on a utilisé le logiciel **EXPERT 2010**, qui calcul le ferraillage selon les règles de **BAEL** (section rectangulaire).

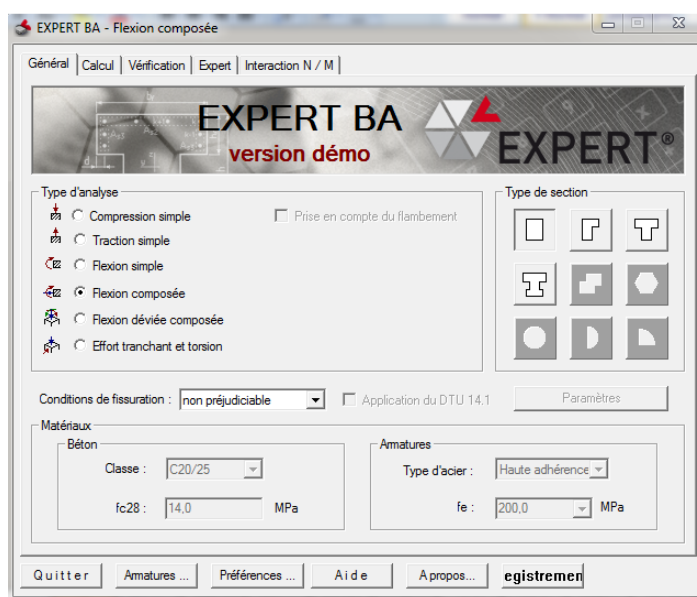


Figure 2 : Montre la nature de flexion

The screenshot shows the 'EXPERT BA - Flexion composée' software interface. The 'Général' tab is active, displaying a table of loads (Charges) and a diagram of a column section. The results section shows the calculated reinforcement areas (As1 = 4.0 cm², As2 = 4.0 cm²) and the percentage of reinforcement (ρ = 0.32 %). The section dimensions (b = 50.0 cm, h = 50.0 cm) and effective depths (d1 = 3.0 cm, d2 = 3.0 cm) are also shown. The 'CALCULER' button is visible at the bottom right.

Figure 3 : Résultat de ferraillages

Les résultats des sections sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3:Ferraillages longitudinal des poteaux

ZONE	Les efforts internes				A ex cm²	Acnf cm²	Amin cm²	Choix	Aadp cm²
1	Nmax	1665.12	Mcor	7.402	0	2.72	20	12T16	24.12
	Nmin	-508.08	Mcor	4.391	4				
	Mmax	-83.504	Ncor	717.5	0				
2	Nmax	1121.94	Mcor	10.88	0	2.2	16.2	12T14	18.46
	Nmin	-227.41	Mcor	24.33	0				
	Mmax	656.34	Ncor	-81.69	0				
3	Nmax	626.4	Mcor	10.12	0	1.74	12.8	12T12	13.56
	Nmin	-75.8	Mcor	25.043	2.18				
	Mmax	283.18	Ncor	-62.96	0.72				

V.2.2.Ferraillage transversales (RPA 2003)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{st} = \frac{\rho_a \cdot v_u}{h_1 \cdot f_e}$$

v_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho_a = 2.5$ Si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3.75$ Si l'élancement géométrique $\lambda_g < 5$.

$F_e = 400$ Mpa.

St : espacement des armatures transversales :

$$(\text{Zone IIa}) \left\{ \begin{array}{l} t \leq \min(10 \Phi ; 15 \text{ cm}) \longrightarrow \text{zone nodale} \\ t' \leq 15 \Phi \longrightarrow \text{zone courante} \end{array} \right.$$

-La quantité d'armatures minimale ($A_t \min$) :

(A_t/b_1t en %) est donnée par

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \text{ si } \lambda_g \leq 3 \end{array} \right.$$

Par l'interpolation si $3 < \lambda_g < 5$

$\lambda_g = l_f/a$ ou l_f/b avec a et b sont les dimensions de la section du poteau.

Exemple de calcul

Poteaux de la zone I (RDC) : $V_{\max} = 39.41$ kN

Zone courante

$$\lambda_g = l_f/a = 0.7 \times 396/55 = 5.04$$

$$\lambda < 5 \text{ Donc } \rho = 2.5$$

$$A_t = 2.5 \times 39.41 \times 15 / (0.5 \times 400 \times 10) = 0.67 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_{\min} = 2,1 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } \mathbf{4HA8 = 2.1 \text{ cm}^2}$$

Zone nodale :

$$A_t = 2.5 \times 39.41 \times 10 / (0.55 \times 400 \times 10) = \mathbf{0.45 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Soit: } A_{\min} = 2,1 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } \mathbf{4HA8 = 2.1 \text{ cm}^2}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivant :

Tableau.4: Choix des armatures transversales

Zone	Section	Lf	g	ρ_a	Vmax (kN)	Zone	St (cm)	A Rpa	Choix	As adp cm ²
1	50X50	2,142	4,28	2,5	56,27	C	15	1,05	6T8	3,02
						N	10	0,7		
2	45X45	2,142	4,76	2,5	44,52	C	15	0,92	6T8	3,02
						N	10	0,61		
3	40X40	2,142	5,355	3,75	47,54	C	15	1,67	4T8	2.1
						N	10	1,11		

V.2.3.Vérification

a) à l'ELU

1) Vérification de la condition de non fragilité

On va vérifier que : $A_S \geq A_{min}$ $A_{min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e)$

D'après les calculs on a trouvé les résultats suivants :

Tableau 5: Vérification de la condition de non fragilité

Zone	$A_{min}(cm^2)$	A_s	Obs
1	2.7	24.12	Vérifier
2	2.20	18.46	Vérifier
3	1.73	13.56	Vérifier

2) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 7-4-3-1)

Pour les efforts tranchant la vérification du cisaillement suffira pour le cas le plus défavorable ;

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa \right\} = 3,33$$

Tous les résultats sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau 6 : Vérification de l'effort tranchant

Zone	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Obs
1	0.25	3.33	Condition Vérifiée

2	0.24	3.33	Condition Vérifiée
3	0.33	3.33	Condition Vérifiée

3) Vérification de l'effort normal ultime

Selon le **CBA 93**(art.8.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le poteau la plus sollicité.

Donc il faut vérifier :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] > N_{\max}$$

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

Avec : α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

B_r : section réduite du béton.

A : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

♦ Calcul de α

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,20(\lambda/35)^2} & \dots\dots\dots \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} & \dots\dots\dots 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Exemple de calcul pour le poteau (50x50)

♦ Calcul de λ

$\lambda = l_f / i$ où : l_f : longueur de flambement.

i : rayon de giration

$$i = 0,144 \Rightarrow \lambda = 16.47 \Rightarrow \alpha = 0.82$$

♦ Calcul de B_r

$$B_r = (50-2) \times (50-2) = 2809 \text{ cm}^2$$

♦ Calcul de N_{ulim}

$$N_{ulim} = 0.82 \times (2304 \times 25 \times 10^{-4} / 0.9 \times 1.5 + 24.12 \times 10^{-4} \times 348)$$

$$N_{ulim} = 4186.95 \text{ kN.}$$

Les résultats sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau 7: Vérification de l'effort normal ultime

Zone	Sections	λ	α	A cm ²	N _u (kN)	N _{max} (Kn)	Obser
1	50x50	16.47	0.82	24.12	4186.95	1665.12	Vérifiée
2	45x45	15.76	0.81	18.46	3293.85	1756.74	Vérifiée
3	40x40	17.85	0.80	13.56	2516.76	1279.94	Vérifiée

4) Vérification au flambement

La vérification au flambement est faite pour le poteau le plus sollicité.

$$N_{max} = 1665.12 \text{ kN.}$$

$$L_f = 0.7.L_0 = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec: } i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \text{Tel que : } I = 0.0052 \text{ m}^4 \quad a = 0.25 \text{ m}^2 \quad \lambda = 15.3 \quad \alpha = 0.82$$

$$Br = (50-2) \times (50-2) = 2304 \text{ cm}^2$$

$$\text{On vérifier que : } Br \geq \frac{N_{max}}{0.82 \left(\frac{25}{0.9\delta b} + \frac{fe}{100.1.15} \right)} = 932.527 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

b) à l'ELS

1) Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poteaux, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables.

On a utilisé un logiciel de calcul (**SOCOTEC**), pour la vérification de la contrainte :

- le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

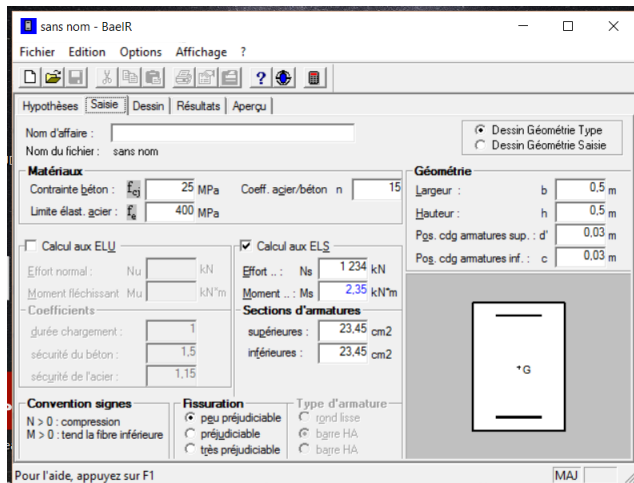


Figure 4: Saisie les informations de poteau

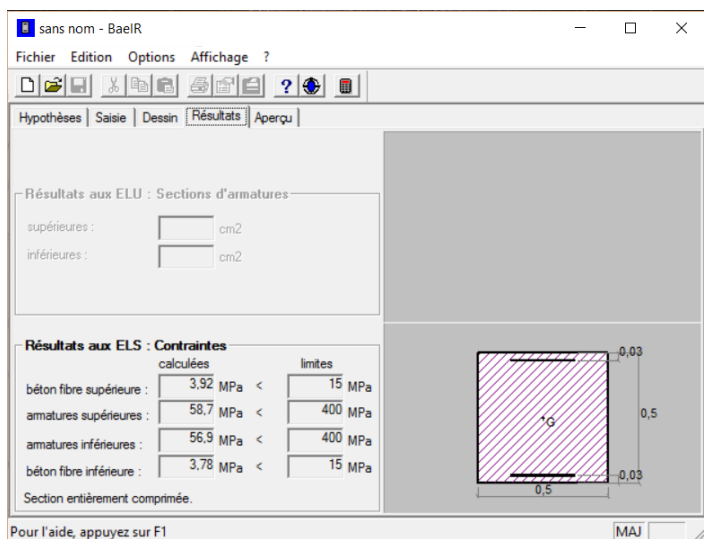


Figure 5: Les résultats des contraintes

Tableau.8: Vérification des contraintes normales de compression du béton

Zone	Section (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_{bc}}$
1	50x50	1208.72	5.33	5.09	15	Vérifiée
2	45x45	814.67	7.76	4.51	15	Vérifiée
3	40x40	455.35	7.226	3.52	15	Vérifiée

V.3. Ferraillage des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

En considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Pour cela on considère le plus grand moment sur appuis et de même en travée pour le calcul de la section d'acier qui résulte des combinaisons les plus défavorables, présentées par le RPA 99/version 2003 et le CBA93

- $1,35G+1,5Q$ selon CBA93
- $0,8G \pm E$ selon RPA99
- $G + Q \pm E$ selon RPA99

- La combinaison $(1,35G+1,5Q)$ nous permet de déterminer le moment maximum en travée.
- La combinaison $(G + Q \pm E)$ donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferraillage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison $(0,8G \pm E)$ nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue.

V.3.1. Les réglementes

1-Recommandation du RPA99/V03 en zone IIa : (Art 7.5.2)

a) Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute la section $\Rightarrow A_{\min} = 0.5\% b.h.$
- le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$\begin{cases} 4\% & \Rightarrow A_{\max} = 4\% b.h \dots\dots\dots \text{en zone courante.} \\ 6\% & \Rightarrow A_{\max} = 6\% b.h \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement.} \end{cases}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de :

40ϕ : En zone I et IIa.

50ϕ : En zone IIb et III.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un rectangle ou un carré.

b) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 . S_t . b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) & \text{..... Dans la zone nodale.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \text{..... En dehors de la zone nodale.} \end{cases}$$

La valeur du diamètre Φ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

2-Recommandation du BAEL 91 :

a) Armatures longitudinales :

Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité.

$$A_{t_{\min}} = 0,23 . b . d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

b) Armatures transversales :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{1}{f_e} 0,4 . b . S_t$

Avec :

b : largeur de la poutre.

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

-Diamètre des armatures d'âme :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t_{\min}} \right\} :$$

➤ Espacement maximale:

$$S_{t_{\max}} \leq \min (0.9d, 40\text{cm}, 15\Phi'_{l_{\min}}).$$

➤ On utilise <ETABS > pour déterminer les moments.

➤ On va suivre ces étapes :

Display → Show Member Forces /Stress Diagram → Farme / Pier / Spandrel Forces.

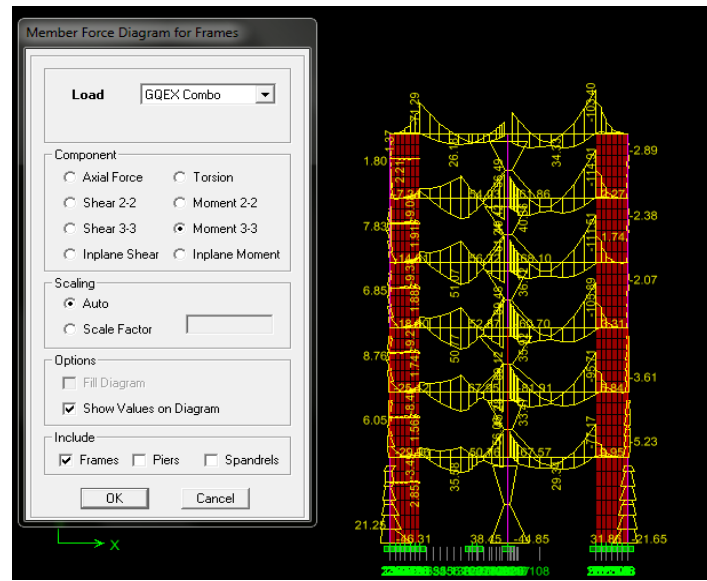


Figure 6 : diagramme des moments dans les poutres

- On a utilisé le logiciel de calcul *EXPERT* 2010 , Pour le calcul des différentes sections de ferrailage

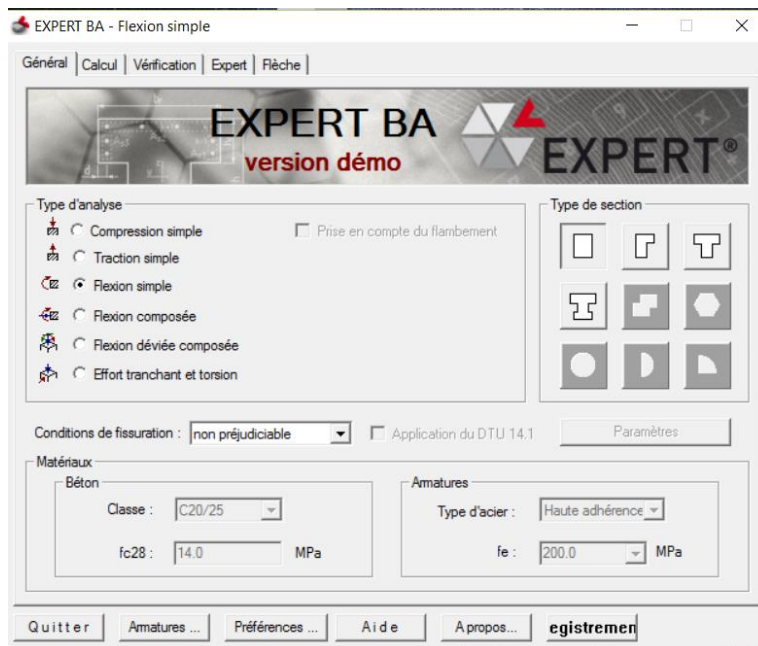


Figure 7 : Montre la flexion simple

EXPERT BA - Flexion simple

Général Calcul Vérification Expert Flèche

Charges (kN.m)

ELU : $M_{max} = 0.00$ $M_{min} = 0.00$

ELS : $M_{max} = 0.00$ $M_{min} = 0.00$

ELA : $M_{max} = 0.00$ $M_{min} = 0.00$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats

$A_{s1} =$ cm^2 $A_{s2} =$ cm^2

% d'armatures $\rho =$

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.16 \%$ ☐ Dispositions sismiques

% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$

Section (cm)

$b = 30.0$ ☒ Bloquée

$h = 60.0$ ☒ Bloquée

$d_1 = 5.0$ $d_2 = 5.0$

CALCULER  Note

Quitter Amatures ... Préférences ... Aide A propos... egistremen

Figure 8 : Les résultats de ferraillages

Tableau 9: Armatures longitudinales des poutres principales non liées aux voiles

Localisation	M max (kn.m)		A_s (cm^2)	A_s bael91 (cm^2)	A_{min} rpa (cm^2)	choix des barres	A adapté (cm^2)
En travée	Sup	33.34	3.74	7.72	5.25	3T16+3T16	12.06
	Inf	54.61	6.35				
Sur appuis	Sup	74.17	7.54			3T14+3T12	8.01
	Inf	97.62	10.52				

Tableau 10: Armatures longitudinales des poutres secondaire non liées aux voiles

Localisation	M max (kn.m)		A_s (cm^2)	A_s bael91 (cm^2)	A_{min} rpa (cm^2)	choix des barres	A adapté (cm^2)
En travée	Sup	22.07	3.12	6.43	4.38	3T14+2T14	7.7
	inf	25.65	3.56				
Sur appuis	sup	65.32	6.58			3T14+3T14	9.23
	inf	73.05	7.41				

Tableau 11: Armatures longitudinales des poutres principales liées aux voiles

Localisation	M max (kn.m)		As (cm ²)	As bael91 (cm ²)	Amin rpa (cm ²)	choix des barres	A adapté (cm ²)
En travée	Sup	28.7	3.19	7.72	5.25	3T14+3T12	8.01
	Inf	41	4.66				
Sur appuis	Sup	72.26	7.32			3T16+3T16	12.06
	Inf	108.49	11.64				

Tableau 12: Armatures longitudinales des poutres secondaire liées aux voiles.

Localisation	M max (kn.m)		As (cm ²)	As bael91 (cm ²)	Amin rpa (cm ²)	choix des barres	A adapté (cm ²)
En travée	Sup	31.48	4.44	6.43	4.38	3T14+2T14	7.7
	Inf	42.6	6.2				
Sur appuis	Sup	138.04	15.67			3T14+3T25	19.35
	Inf	152.01	17.81				

V.3.2. Calcul des armatures transversales :

❖ Selon le BAEL91:

➤ Ferraillage des poutres principale (30 ; 35) :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq 0,4 \cdot b \cdot St / f_e$

Avec : $St_{\max} \leq \min (0.9d, 40\text{cm}, 15\Phi'_{l \min})$.

$$St_{\max} = \min (31.5, 40\text{cm}, 15 \times 1.4) = 31.5 \text{ cm}$$

On adopte les espacements suivants : $St = 20 \text{ cm}$

$$\text{Donc: } A_t \geq 0, 35 \times 0.3 \times 0.20 \times 10^4 / 400 \Rightarrow A_t \geq 0.525 \text{ cm}^2$$

-Diamètre des armatures d'âme :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l \min} \right\}$$

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1.4 \right\} = 1 \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

On choisit : $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ Ferraillage des poutres non secondaire (25 ; 35) :

$$St_{\max} \leq \min (0.9d, 40\text{cm}, 15\Phi'_{l \min})$$

$$St_{\max} = \min (31.5, 40\text{cm}, 15 \times 1.4) = 31.46 \text{ cm}$$

On adopte les espacements suivants : $St = 20 \text{ cm}$

$$\text{Donc: } A_t \geq 0, 35 \times 0.25 \times 0.20 \times 10^4 / 400 \Rightarrow A_t \geq 0.42 \text{ cm}^2$$

-Diamètre des armatures d'âme :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l \min} \right\}$$

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1.2 \right\} = 1 \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

On choisir : $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

❖ Selon le RPA99/version 2003 :

➤ Les longueurs de recouvrement : (Art 7.4.2.1) :

$L_r > 40 \phi$ (zone IIb)

$\phi = 12 \text{ mm}$, $L_r > 40 \times 1.2 = 60 \text{ cm}$, on adopte: $L_r = 48 \text{ cm}$

$\phi = 14 \text{ mm}$, $L_r > 40 \times 1.4 = 70 \text{ cm}$, on adopte: $L_r = 56 \text{ cm}$

$\phi = 16 \text{ mm}$, $L_r > 40 \times 1.6 = 80 \text{ cm}$, on adopte: $L_r = 64 \text{ cm}$

➤ La zone nodale :

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2 \cdot h$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_l; h_l; 60 \right)$$

Avec :

h: hauteur de la poutre;

b: section d'un poteau

h_e : hauteur libre entre deux étages.

▪ **Poutres :**

Poutres principales $\Rightarrow (30 \times 35) : L' = 60 \text{ cm}$

Poutre secondaires $\Rightarrow (25 \times 35) : L' = 60 \text{ cm}$

▪ **Poteaux :**

Type 1 $\Rightarrow (50 \times 50) : h' = 60 \text{ cm}$

Type 2 $\Rightarrow (45 \times 45) : h' = 60 \text{ cm}$

Type 3 $\Rightarrow (40 \times 40) : h' = 60 \text{ cm}$

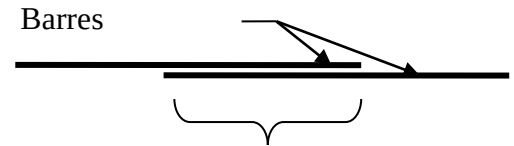


Figure 9 : Longueurs de

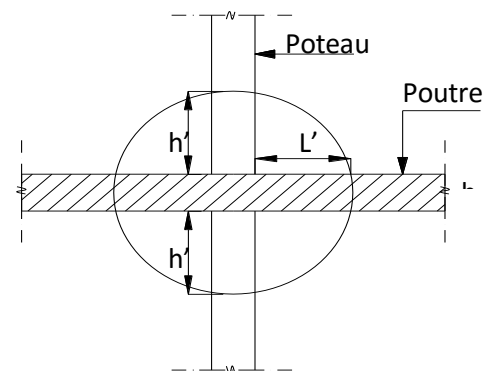


Figure10 :la zone

➤ La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0.003 \times St \times b$.

L'espace maximal :

En zone nodale : $St \leq \min(h/4; 12\phi_L) = \min(8.75, 16.8) = 8.75 \text{ cm}$.

On prend $St = 10 \text{ cm}$.

En zone courante : $St \leq h/2$; $St = 17.5 \text{ cm}$.

On prend $St = 20 \text{ cm}$.

On adopte les espacements suivants :

En zone nodale : $St = 10 \text{ cm}$.

En zone courante : $St = 20 \text{ cm}$.

On aura alors :

$$A_t = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 0.2 \times 0.3 = 1.8 \text{ cm}^2 > 0.6 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant : $4\Phi 8$: $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

St (adopté) = $\min \{S_{tB.A.E.L}, S_{tR.P.A}\}$ $St = 20 \text{ cm}$.

On aura un cadre et un étrier de diamètre « $\Phi 8$ ».

V.3.3.Vérification

1) Condition de non fragilité :

Les sections d'armatures adoptées doivent satisfaire

la condition suivante : $A_t \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_t = 0.23 \times 0.3 \times 0.9 \times 0.35 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2 \quad \text{PP}$$

$$A_t = 0.23 \times 0.25 \times 0.9 \times 0.35 \times \frac{2.1}{400} = 0.95 \text{ cm}^2 \quad \text{PS}$$

2) Vérification du cisaillement du béton

➤ La contrainte tangente conventionnelle : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$; $\tau_u < \bar{\tau}$

➤ La contrainte tangente admissible : en fissuration peut préjudiciable avec des armatures droites ($\alpha=90^\circ$) on aura :

$$\bar{\tau} = \min(0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}.$$

Tableau 13: Vérification du cisaillement du béton

Les poutres	Section (cm ²)	V _u (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Poutres principale	35x30	86.6	0.916	3.33	Condition Vérifiée
PP liées aux voiles	35x30	171.37	1.81	3.33	Condition Vérifiée
Poutre secondaire	35x25	101.37	1.29	3.33	Condition Vérifiée
PS liées aux voiles	35x25	220.55	2.8	3.33	Condition Vérifiée

3) Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Les résultats de cette vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 14: Vérification Contrainte de compression dans le béton

Les poutres	Zone de vérification	A _s (cm ²)	M _{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
PP	M travée	12.06	39.558	6.87	15	Condition Vérifiée
	M appui	8.01		7.78	15	Condition Vérifiée
PP Liée au voile	M travée	8.01	29.779	5.86	15	Condition Vérifiée
	M appui	12.06		5.17	15	Condition Vérifiée
PS	M travée	7.7	18.696	4.22	15	Condition Vérifiée
	M appui	9.23		3.39	15	Condition Vérifiée
PS Liée au voile	M travée	7.7	31.054	7.01	15	Condition Vérifiée
	M appui	19.35		5.45	15	Condition Vérifiée

• Vérification de la flèche

Pour se dispenser du calcul de la flèche il faut vérifier :

Il n'est nécessaire de vérifier la flèche, si les trois conditions sont satisfaites :

- 1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- 2) $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$
- 3) $\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : L : portée de la travée entre nus d'appuis

M_t : Moment fléchissant maximal en travée

M_0 : Moment statique

A : Section d'armatures tendue

Tableau 15 : Vérification de la flèche

Les poutres	Les conditions		
	Condition N°1	Condition N°2	Condition N°3
PP	$0.089 \geq 0.062$	$0.089 \geq 0.072$	$0.01 \leq 0.011$
PS	$0.077 \geq 0.062$	$0.077 \geq 0.069$	$0.009 \leq 0.011$
Vérification	Vérifier	Vérifier	Vérifier

V.4 .Ferraillage des voiles :

V.4.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales (forces sismiques). Donc, le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux charges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ses sollicitations on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Pour cela on a divisé la structure en trois zones de calcul :

Zone I : RDC, 1^{er} étage. 2^{ème} étage

Zone II : 3^{ème} étage. 4^{ème} étage ; 5^{ème} étage

Zone III : 6^{ème} étage ; 7^{ème} étage ; 8^{ème} étage et Terasse

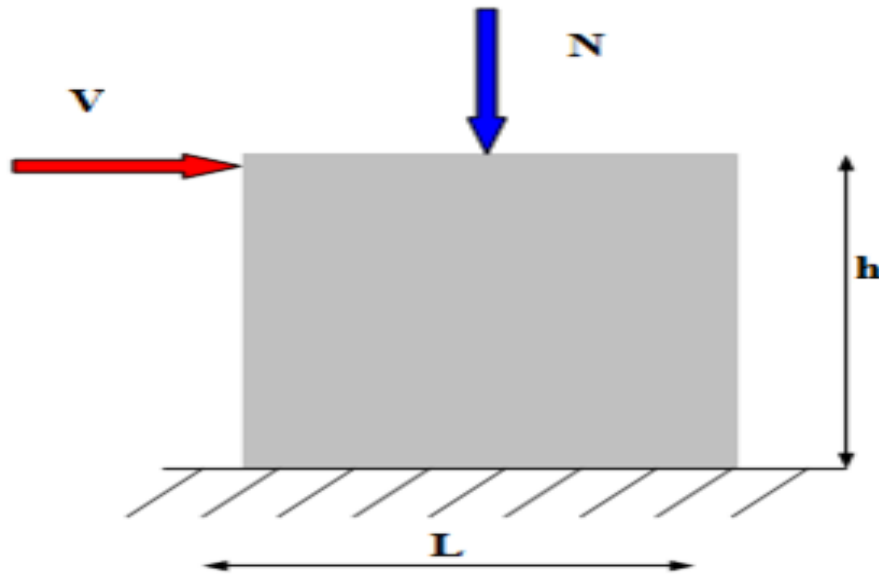


Figure 11 : Sollicitations des voiles

Les combinaisons d'action:

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après:

La réglementation en vigueur BAEL et RPA99/ V2003 exige les combinaisons ci-contre

- **Etat limite ultime :**

Situation durable et transitoire : $1,35 G + 1,5 Q$

Situation accidentelle : $G + Q \pm E$, $0,8 \pm E$

- **Etat limite de service :** $G + Q$

V.4.2.Armatures horizontales

- Dans le calcul du ferraillage des voiles, le RPA 99V2003 préconise les règles Suivantes :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135^0 ayant une

Longueur de 10ϕ .

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S \leq 1,5 a$ (a : épaisseur du voile).

$S \leq 30 \text{ cm}$.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à 40ϕ pour les barres situées dans la zone où le renversement du signe des efforts est possible et à 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges
- Le long de joint de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendu nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de reversement

D'après le BAEL: $A_H = \frac{A_v}{4}$

V.4.3. Armatures transversales :

Elles sont perpendiculaires aux faces du voile, elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel. Ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carré.

V4.4. Ferraillage

On procède par la méthode des tronçons, (la méthode de RDM) qui se fait pour une bande de largeur L_t .

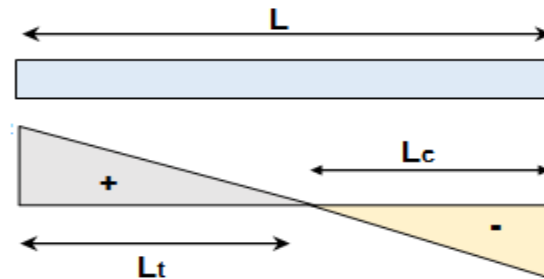
Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes (formule de RDM).

❖ **Calcul des contraintes :**

On détermine le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables, et cela en utilisant les formules classiques de la RDM.

Diagramme des contraintes :



$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M V}{I}$$

Avec :

B : section de béton

V et V' : bras de levier du voile ($V = V' = \frac{L \text{ voile}}{2}$)

N : effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

B : Section transversale du voile.

I : l'inertie de voile

S : section du béton.

- détermine les efforts agissant dans chaque bande :

Suivant la position de l'axe neutre et les efforts qui lui sont appliqués, la section peut-être :

Section entièrement tendue **SET**.

Section partiellement comprimée **SPC**.

Section entièrement comprimée **SEC**.

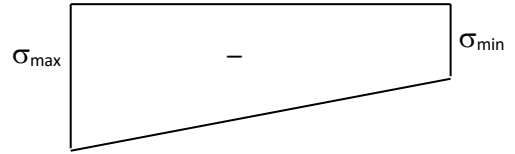
1^{ère} cas : Section entièrement tendue (S.E.T)

Une section est dite entièrement tendue si « N » est un effort normal de traction et le centre de pression se trouve entre les armatures.

Lt=L (voile).

$$L_c = 0.$$

$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})}{2} \right] \cdot L_t \cdot e$$



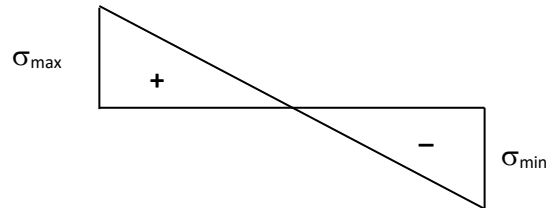
2^{ème} cas : Section partiellement comprimée (S.P.C)

Une section est dite partiellement comprimée si « N » est un effort de traction et le centre de pression se trouve en dehors des armatures.

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L.$$

$$L_c = L - L_t.$$

$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})}{2} \right] L_t \cdot e$$



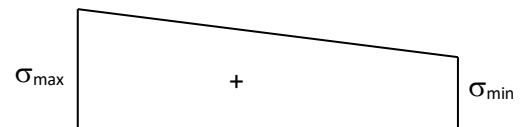
3^{ème} cas : Section entièrement comprimée (S.E.C)

Une section est dite entièrement comprimée si « N » est un effort de compression.

$$l_c = L.$$

$$l_t = 0.$$

$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})}{2} \right] \cdot L_c \cdot e$$



$$A = \frac{Nt}{Fe}$$

1. Ferraillage horizontal :

La section d'armature est donnée par la plus élevée des deux relations suivantes :

✓ Selon le BAEL91, $A_h = \frac{A_v}{4}$  $A = \frac{Nt}{Fe}$

✓ Selon le RPA99 $A_h \geq 0.0015 \cdot b \cdot L_{voile}$

- A_v : section d'armature verticale pour la partie tendu.

Ces barres horizontales doivent être munies de crochets à **135°** ayant une longueur de **10φ**, et doivent être disposés de telle manière à servir de cadre retenant les armatures verticales.

2. Ferraillage minimale :

→ **Compression simple :**

La section d'armatures verticales doit respecter les conditions suivantes :

- $A \geq 4\text{cm}^2 / \text{ml}$. (longueur de parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures). [A.8.1.2.1.BAEL91]
- $0.20\% \leq \frac{A}{\Omega} \leq 0.5\%$, Ω : section du béton comprimé)

→ **Traction simple** :

$$A_{min} = B \frac{f_{t28}}{f_e}, [\text{A.4.2.1.BAEL91}]$$

Selon le **RPA99** / version **2003** :

- Le pourcentage minimal des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0.20%** de la section du béton tendu (**Art 7.7.4.1**).
- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
- Globalement dans la section du voile égale à **0.15%**. (**Art7.7.4.3**)
- En zone courante égale à **0.10%**.

3. Espacement :

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$St \leq 1.5 e$$

$$St \leq 30\text{cm}.$$

Avec : e = épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

4. Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

5. Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur.

Exemple de calcul: (voile Vx1)

Soit à calculer le ferraillage du voile de **Vx1** en zone 2 :

Caractéristiques géométrique :

$$L = 1.2 \text{ m}, e = 20 \text{ cm}, I = 0.029 \text{ m}^4$$

✓ **Sollicitations de calcul :**

$$M_{\max} = -954 \text{ kN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = 2922 \text{ kN.m}$$

$$S = e \cdot L = 0.2 \times 1.75 = 0.24 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.Y}{I} = -7698 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.V}{I} = 32051.5417 \text{ kN/m}^2$$

On remarque qu'on a deux valeurs de contraintes différentes, une de traction et l'autre de compression, donc la longueur tendue L_t obéit à la loi suivante :

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L = 0.96 \text{ m}$$

$$N_t = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} L_t \cdot e = 2160 \text{ KN}$$

$$A_v = \frac{N_t}{f_e} = 54 \text{ cm}^2$$

V.4.5. Vérifications

✓ **Armature minimale**

1) Vérifications vis à vis du BAEL 91 et RPAV2003 (art : 7.7.4.1) :

$$A_{\min} = \max (A_{\min \text{ RPA}} = 2\% b L_t ; A_{\min \text{ BAEL}} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e})$$

b : épaisseur du voile.

L_t : longueur de la section tendue.

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.2 \times 0.92 \times 0.20 \times 100 = 3.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ BAEL}} = 12.6 \text{ cm}^2$$

La longueur minimale d'après l'article **7.7.4.3** du **RPA99V2003**

Zone d'about : 96cm Avec $St = 10\text{cm}$

Zone courante : 24 cm Avec $St = 20\text{cm}$

✓ **Armature horizontale**

D'après le **BAEL91**: $A_H = A_v/4 = 54/4 = 13.5 \text{ cm}^2$

D'après le **RPA** : $A_h = 0,15\% B = 0.15\% 0.35 = 3.6 \text{ cm}^2$

Ferraillage

Les résultats de calcul de ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

✓ **Armature transversale**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré

Soit : **4HA8**

Tableau.5: Ferraillage des voiles de zone I

Zone I	VX1	VX2	VX3	VY1	VY2	VY3
H(m)	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06
L(m)	1.2	1.5	2	4.14	1.5	2
e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$I(m^4)$	0.029	0.0563	0.133	1.183	0.056	0.133
M(kN.m)	-954	-691	-86	-632	-348	-56
N(kN)	2922	963	1981	3418	999	2820
σ_b (kN/m ²)	-7.698	-6.003	4.308	3.022	-1.31	9.148
σ_a (kN/m ²)	32.0515417	12.4233333	5.5975	5.23423	7.97	2.2
L _t (m)	0.968	1.011	2	4.14	1.288	2
L' (m)	0.232	0.489	0	0	0.212	0
N _T (kN)	2160	648	1980	3416	1000	2000
AS _{cal} (cm ²)	54	16	49	85.4	25	50
AS _{tpa} (cm ²)	3.15	3.66	3.57	3.07	3.07	6.1
barre courant	10T20	10T12	12T18	20T20	10T14	12T18
barre about	8T20	8T12	10T20	10T20	8T14	8T20
St courant (cm)	20cm	20cm	20cm	20cm	20cm	20cm
Stabout (cm)	10cm	10cm	10cm	10cm	10cm	10cm
Av adopté/lit(cm ²)	60.83	20.36	55.68	94	27.7	55.67
A _h (cm ²)	14.53	4.525	14.05	22.38	7	13.63
A _{min} (cm ²)	3.6	4.5	6	12	4.5	6
Choix	14T10/nappe	14T10/nappe	14T10/nappe	14T12/nappe	14T10/nappe	14T10/nappe
A _{adoptée} (cm ²)	21.98	21.98	21.98	31.66	21.98	21.98
Espacement (cm ²)	20 cm	20 cm	20 cm	20 cm	20 cm	20 cm
4 épingles de HA8/m ²						

Tableau .17: Ferraillage des voiles de zone II

Zone II	VX1	VX2	VX3	VY1	VY2	VY3
H(m)	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06
L(m)	1.2	1.5	2	4.14	1.5	2
e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$I(m^4)$	0.029	0.0563	0.133	1.183	0.056	0.133
M(kN.m)	-341.0	-15.0	-29.0	-33.0	-15.0	-27.0
N(kN)	1848	422	1117	1569	627	1412
σ_b (kN/m ²)	0.596	1.207	2.575	1.837	1.890	3.328
σ_a (kN/m ²)	14.8041667	1.60666667	3.01	1.952689	2.29	3.7325
Lt (m)	1.250	6.025	13.839	69.979	8.588	18.432
L' (m)	-0.050	-4.525	-11.839	-65.839	-7.088	-16.432
NT(kN)	1800	420	1200	1520	628	1400
AS _{cal} (cm ²)	45	10.5	30	38	15.7	35
AS _{rsa} (cm ²)	1.2	6	8	16.5	6	8
barre courant	10T20	10T10	12T14	20T12	10T12	12T16
barre about	8T18	8T12	8T16	10T16	8T12	8T16
St courant (cm)	20	20	20	20	20	20
St about (cm)	10	10	10	10	10	10
Av adopté/lit(cm ²)	51.78	16.9	34.55	42.73	20	40.21
Ah (cm ²)	12.94	4.225	8.63	10.68	5	10.05
Amin (cm ²)	3.6	4.5	6	12.42	4.5	6
Choix	14T10/nappe	14T10/nappe	14T10/nappe	14T10/nappe	14T10/nappe	14T10/nappe
Aadoptée (cm ²)	21.98	21.98	21.98	21.98	21.98	21.98
Espacement (cm ²)	20 cm	20 cm	20 cm	20 cm	20 cm	20 cm
	4 épingles de HA8/m ²					

Tableau 17: Ferraillage des voiles de zoneIII

Zone III	VX1	VX2	VX3	VY1	VY2	VY3
H(m)	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06
L(m)	1.2	1.5	2	4.14	1.5	2
e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
I(m ⁴)	0.029	0.0563	0.133	1.183	0.056	0.133
M(kN.m)	-223.0	-173.0	-19.0	-41.0	-34.0	-17.0
N(kN)	872	469	539	914	372	749
σ_b (kN/m ²)	-1.013	-0.743	1.205	1.032	0.787	1.745
σ_a (kN/m ²)	8.27916667	3.87	1.49	1.175628	1.6933333	2
Lt (m)	1.069	1.258	10.456	33.911	2.801	15.686
L' (m)	0.131	0.242	-8.456	-29.771	-1.301	-13.686
NT(kN)	776.4	392	536	914	372	748.8
AS _{cal} (cm ²)	19.41	9.8	13.4	22.85	9.3	18.72
AS _{tpa} (cm ²)	4.2	5	8	16.56	5	8
barre courant	10T12	10T10	12T10	20T10	10T10	12T10
barre about	8T14	8T10	10T10	10T12	8T10	8T14
St courant (cm)	20	20	20	20	20	20
Stabout (cm)	10	10	10	10	10	10
Av adopté _{lit} (cm ²)	23.63	14.14	17.28	24.76	14.14	21.74
Ah (cm ²)	5.9	3.53	4.32	6.19	3.53	5.435
Amin (cm ²)	3.2	3.77	6	12.42	3.77	6
Choix	14T10/nappe	14T10/nappe	14T10/nappe	14T10/nappe	14T10/nappe	14T10/nappe
Aadoptée (cm ²)	21.98	21.98	21.98	21.98	21.98	21.98
Espacement (cm ²)	20 cm	20 cm	20 cm	20 cm	20 cm	20 cm
4 épingles de HA8/m ²						

➤ Les vérifications :

a) Contraintes de cisaillement :(RPA 99 /V2003Art7-7-2)

Les Contraintes de cisaillement dans le béton est donnée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad \text{avec} \quad \bar{V} = 1,4V_{u \text{ calcul}}$$

Avec :

b₀ : épaisseur de voile

d : hauteur utile ⇒ d = 0,9h

Tableau 19: vérification des contraintes de cisaillement zone I

Voile	V(KN)	e(m)	d(m)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Condition
VX1	466.26	0.2	1.08	3.02	5	Vérifier
VX2	283.05	0.2	1.35	1.46	5	Vérifier
VX3	781.35	0.2	1.8	3.03	5	Vérifier
VY1	1132.01	0.2	3.726	3.14	5	Vérifier
VY2	123.78	0.2	1.35	0.641	5	Vérifier
VY3	230.68	0.2	1.8	0.897	5	Vérifier

Tableau .20: vérification des contraintes de cisaillement zone II

Voile	V(KN)	e(m)	d(m)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Condition
VX1	468.62	0.2	1.08	3.03	5	Vérifier
VX2	135.07	0.2	1.35	0.7	5	Vérifier
VX3	584.69	0.2	1.8	2.27	5	Vérifier
VY1	939.3	0.2	3.726	1.764	5	Vérifier
VY2	33.93	0.2	1.35	0.175	5	Vérifier
VY3	154	0.2	1.8	0.598	5	Vérifier

Tableau21: vérification des contraintes de cisaillement zone II

Voile	V(KN)	e(m)	d(m)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Condition
VX1	292.81	0.2	1.08	1.897	5	Vérifier
VX2	85.38	0.2	1.35	0.442	5	Vérifier
VX3	374.22	0.2	1.8	1.45	5	Vérifier
VY1	581.69	0.2	3.726	1.092	5	Vérifier
VY2	31.74	0.2	1.35	0.164	5	Vérifier
VY3	80.15	0.2	1.8	0.311	5	Vérifier

CHAPITRE VI : Fondation

VI.1 Introduction:

Les fondations sont des organes de transmission des efforts de structure au sol. Ces efforts Consistent-en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment : qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans différents plans.

Les fondations constituent la partie de l'ouvrage qui est en contact avec le sol, en fonction des caractéristiques et les charges de la superstructure on les classe en :

A. Fondation profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur.

Les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits semi profondeur

B. Fondations superficielles :

-En général on dit qu'une fondation est superficielle toutes fondations dont l'encastrement D dans le sol ne dépasse pas quatre (04) fois la largeur B (cote la plus petite de la semelle).

-Le rapport de ces dimensions doit vérifier l'inégalité suivante : $\frac{D}{B} < 4$

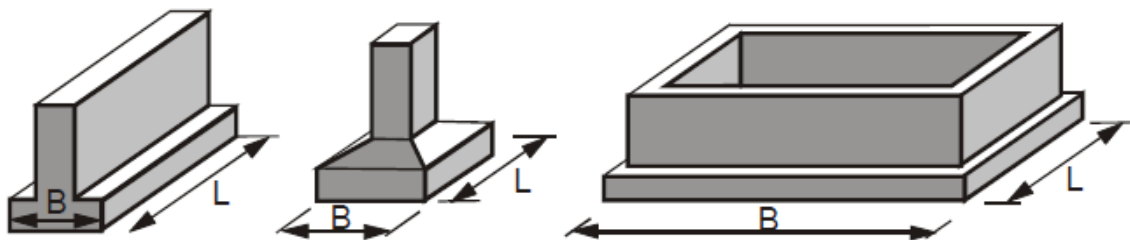


Figure 1 : schéma des Fondations superficielles

Elles sont utilisées pour des sols de bonnes capacités portantes

- Les semelles continues sous murs.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

VI.2 Études géotechnique du sol :

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages sont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de soudage effectuées a laboratoire de mécanique des sols.

Une étude préalable du sol à donner la valeur 1.5MPa pour la contrainte admissible du sol

σ_{sol}

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La Nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.

VI.3 Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement.
- Le mode constructif.
- Stabilité totale de l'ouvrage.

Pour le cas de notre ouvrage, nous avons le choix entre les semelles filantes et le radier, en fonction des résultats du dimensionnement, on adaptera le type de semelle convenable :

1. Semelles filantes

La surface de la semelle sera déterminé en vérifiant la condition :

$$\frac{N}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$N_s = 68886.69 \text{ kN} \quad \sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$68886.69 \times 10^{-3} / 0.15 = 459.24 \text{ m}^2$$

La surface d'emprise du bâtiment est : $S_{bât} = 555.52 \text{ m}^2$.

Le pourcentage de la surface des semelles par rapport à la surface d'emprise de l'ouvrage est :

$$(459.24 / 555.52) \times 100 = 82 \%$$

- ❖ La surface totale des semelles occupent plus de 50% du la surface d'emprise de l'ouvrage, on est donc amené à opter pour radier général.
- ❖ Ce type de fondation présente plusieurs avantages à savoir :
 - L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
 - La réduction des tassements différentiels.
 - La facilité d'exécution.

2. Etude du radier général nervuré

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appuis.

2.1. Pré dimensionnement du radier

a.L'épaisseur du radier

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

a.1.Condition forfaitaire

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 4.50\text{m}$: plus grande distance entre deux points d'appuis.

$$\text{D'où : } 56.25 \text{ cm} \leq h_r \leq 90 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

a.2 Condition de rigidité

$$L_e = \frac{2L_{\max}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad \text{Avec} \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

$L_{\max}$: plus grande distance entre deux points d'appuis.

L_e : longueur élastique.

E : Module d'élasticité longitudinale du béton $E = 32164195 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface

Pour un sol moyen ; $K = 40000 \text{ kN/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h \geq 0.50 \text{ m} \dots \dots \dots (2)$$

Finalement : d'après (1), (2) on opte pour : $h_r = 80 \text{ cm}$.

a.3. Condition de coffrage

✓ pour des nervures

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

$$H_{\text{nervure}} \geq L_{\text{max}} / 10 = 45$$

Soit : $h_N = 80 \text{ cm}$

$$b \geq h_N / 2 = 100 / 2 = 50 \text{ cm}$$

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

✓ pour la dalle

$$H_{\text{dalle}} \geq L_{\text{max}} / 20 = 22.5 \quad H_t = 50 \quad \text{cm}$$

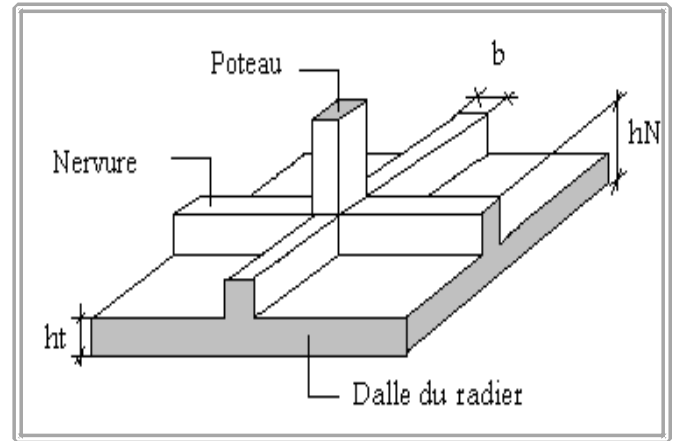


Figure 2 : Schéma d'un radier

b. Surface minimale de radier

- La surface d'emprise du bâtiment est égale à : $S_{\text{bât}} = 555.56 \text{ m}^2$.

- L'emprise totale avec un débordement de :

$$d (\text{débord}) \geq \max (h / 2 ; 30M)$$

En opte pour un débord de 40 cm

$$\text{Donc : } S_{\text{rad}} = 586.64 \text{ m}^2$$

c. Détermination des efforts

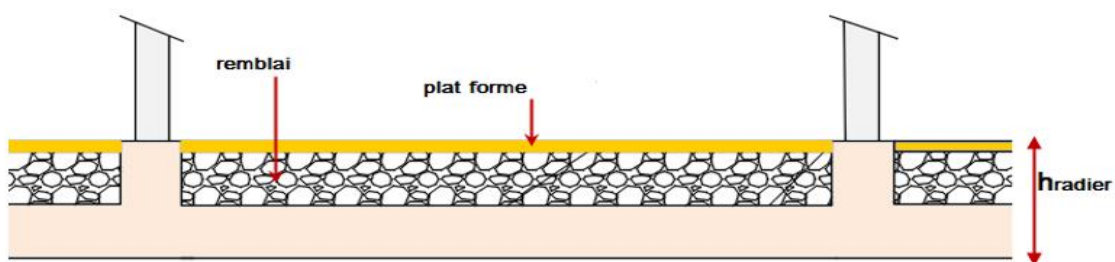


Figure 3 : Composante de la dalle du radier

2.2. Vérifications

2.2.1. Condition de résistance au cisaillement

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier. D'après le règlement CBA93 (art. A.5.1).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0.07 f_{cj} / \gamma_b \dots \dots \dots \text{BAEL 91 Page (357)}$$

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU.

$V_u =$

b : désigne la largeur.

$\gamma_b = 1.5$; $d = 0.9 h$; $b = 1 \text{ m}$.

$L_{\max}$: la plus grande portée de la dalle = 4.5m

Avec : $V_u = \frac{Q_u * L_{\max}}{2} = \frac{N_u * L_{\max}}{S_{\text{rad}} * 2}$

$$\tau_u = \frac{N_u * L_{\max}}{S_{\text{rad}} * 2} * \frac{1}{b * 0.9h}$$

Tableau 1 : vérification au cisaillement

$L_{\max}(\text{m})$	$N_u(\text{kN})$	$S_{\text{rad}}(\text{m}^2)$	$b(\text{m})$	$0.9h(\text{m})$	$\tau_u \text{ MPA}$	$\bar{\tau}_u \text{ MPA}$	Obs
4.5	68886.69	586.64	1	0.72	0.366	1.17	OK

2.2.2. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en Vérifiant que :

$$W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S \quad \text{avec :}$$

- W : poids total du bâtiment à la base du radier :

$$W = 68886.69 \text{ kN}$$

- F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $F_s = 1.5$.

- γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ kN} / \text{m}^3$).

- Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 3.06 \text{ m}$).

- S : surface du radier ($S = 586.64 \text{ m}^2$).

$$\Rightarrow F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1.5 \times 10 \times 3.96 \times 586.64 = 26926.77 \text{ kN}$$

Donc : $W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$ Condition vérifiée.

2.2.3. Vérification au poinçonnement

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45° . La vérification se fait par la formule suivante : (art A.5.2.4) CBA93. $N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$ Du BAEL 91 version 99.

- Sous poteau

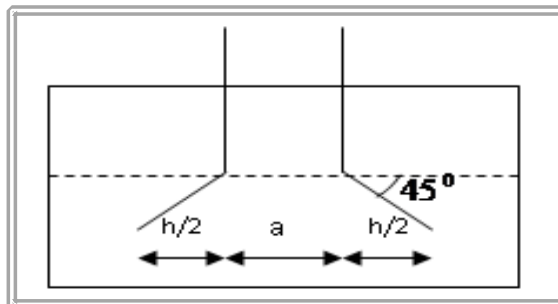


Figure 4 : Schéma de transmission des charges

N_u : la charge de calcul vis à vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité

$$N_u = 1665.12 \text{ KN}$$

μ_c : périmètre du contour cisailé

$$\mu_c = 4 (a + h) = 4 (0.50 + h)$$

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

$$N_u \leq 0.045 \times 4 (0.50 + h) \times h \times 25 \times 10^3 / 1.5$$

$$N_u \leq 3240 \text{ KN}$$

- **Sous voile :**

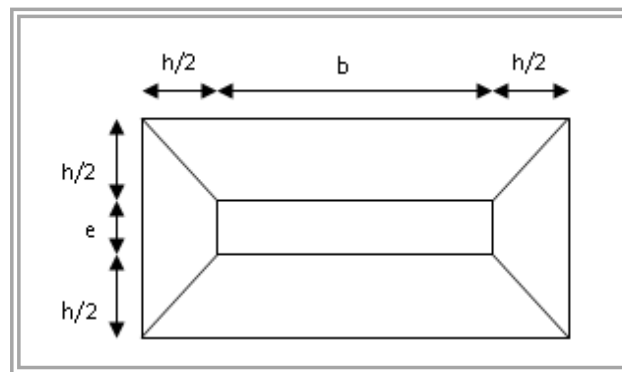


Figure 5 : Schéma de transmission des charges

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité (V3) de longueur $L=4\text{m}$.

$$N_u = 2265 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2 \cdot (0.2 + 4.14 + 2 \cdot 0.8)$$

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

$$N_u \leq 0.045 \times 4 (0.50 + h) \times h \times 25 \times 10^3 / 1.5$$

$$N_u \leq 7128 \text{ KN}$$

L'épaisseur de radier $h_r = 0.8 \text{ m}$ est vérifiée vis-à-vis du risque de rupture par poinçonnement

Récapitulation :

Pour satisfaire à toutes les conditions précédentes on prend comme hauteur de radier $h=0.8 \text{ m}$

Vu que la hauteur est importante on opte pour un radier nervuré.

2.3 Caractéristiques géométriques

1. Centre de masse du radier :

$$X_G = \frac{\sum S \cdot X}{S}$$

$$Y_G = \frac{\sum S \cdot Y}{S}$$

$$(X_G ; Y_G) = (11.45 ; 9.65) \text{ m}$$

2)-Inertie du radier

$$I_{xx} = 33421.61 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 24212.22 \text{ m}^4$$

➤ De la structure

- centre de masse de la structure :

$$(X_G ; Y_G) = (11.09 ; 9.38) \text{ m}$$

Excentricité

$$E_x = |X_r - X_s| = 0.36 \text{ m.}$$

$$E_y = |Y_r - Y_s| = 0.27 \text{ m.}$$

2.4.Evaluation et vérification des contraintes sous le radier

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatible avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leur diagramme est triangulaire ou trapézoïdale. Quelque soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{adm} = 1.33 \times \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \prec \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I}$$

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

-N : Effort normal dû charges verticales.

-M : Moment d'excentricité dû aux charges verticales : $M = N \times e$

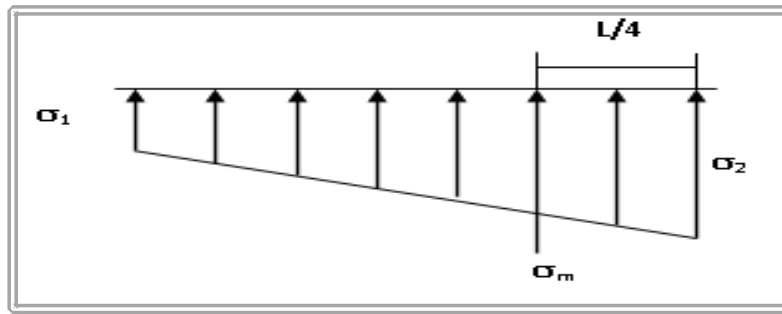


Figure 6 : Diagramme des contraintes normal

Tableau 2: Vérification des contraintes sous le radier.

	ELU		ELS	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (kN)	68886.69	68886.69	50197.97	50197.97
M (kN.m)	24799.20	18599.40	18071.26	13553.45
y (m)	11.45	9.65	11.45	9.65
I (m⁴)	33421.61	24212.22	33421.61	24212.22
σ_m (kN/m²)	125.93	124.83	91.75	90.97
σ_{min} (kN/m²)	110.26	117.42	85.56	85.56
σ_{moy} (kN/m²)	122	123	90.2	89.61
σ_{adm} (bar)	199	199	150	150
	Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié

Vérification du soulèvement

Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule suivante :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M₀ : Moment sismique à la base de la structure.

T₀ : Effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'infrastructure. h = 3,06 m.

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0,8G \pm E$.
- Aux contraintes de (compression) maximales avec la combinaison $G + Q + E$

Tableau .3 : Vérification de soulèvement

	0,8G±E		G + Q + E	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (kN)	34188.02	34188.02	50197.97	50197.97
Metabs	325286.8	276197.8	476046.3	457065.5
v (m)	11.45	9.65	11.45	9.65
A	586.64	586.64	586.64	586.64
M (KN.m)	340874.44	277992.91	491633.9	474120.8
V (kn)	5094	5573.63	5094	5573.63
(kN/m²)	175.05	169.07	318.06	246.37
(kN/m²)	-58.50	-52.51	-146.83	85.56
σ_{moy}(kN/m²)	155.55	113.675	181.53	186.16
σ_{adm}(bar)	2.02	2.02	2.02	2.02
I (m⁴)	33421.61	24212.22	24212.22	28369.2
	Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié	Condition vérifié

♦ Vérifications de la stabilité au renversement

D'après le **RPA article 10.1.5**, le radier reste stable si :

$$e = M/N \leq L/4$$

e : excentricité de la résultantes des charges verticales , M : moment dû au séisme

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

Tableau 4 : Vérification de la stabilité.

Sollicitations	G+Q± E		0,8G ± E	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N [kN]	50197.97	50197.97	34188.02	34188.02
M [kN.m]	122985.02	56723.70	55726.47	48205.10
M/N [m]	2.45	1.13	1.63	1.41
B/4 [m]	6.4	5.4	6.4	5.4
	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

VI.4 Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les nervures. il est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

VI.4.1 FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE DU RADIER

Le radier sera calculé comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles de l'ossature, les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 côtés et chargés par les contraintes dues au chargement du sol, en tenant compte des ventilations des moments selon les conditions données par le **BAEL91**, le ferrailage sera calculé en flexion simple avec fissuration préjudiciable en raison de la présence de l'eau.

VI.4.2 Méthode de calcul

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité et ont pour valeurs :

→ dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$

→ dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Les valeurs de μ_x , μ_y sont fonction de ($\alpha = L_x/L_y$)

D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire)

→ Moment en travée : ($M_{tx} = 0.75M_x$, $M_{ty} = 0.75M_y$)

→ Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0.5M_x$, $M_{ay} = 0.5M_y$)

Si le panneau considéré est un panneau de rive

→ Moment en travée : ($M_{tx} = 0.85M_x$, $M_{ty} = 0.85M_y$)

→ Moment sur appuis : ($M_{tx} = 0.3M_x$, $M_{ty} = 0.3M_y$)

Calcul de α :

Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

$$\alpha = \frac{390}{450} = 0.86$$

$\alpha = 0.92 \geq 0.4 \rightarrow$ Le rapport de la plus petite dimension du panneau sur la plus grande dimension est supérieur à « **0.4** ». Le panneau porte dans les deux sens.

Calcul de μ_x et μ_y :

Les valeurs de μ_x , μ_y sont données par le **BAEL** :

ELU

$$\mu_x = 0.05$$

$$\mu_y = 0.91$$

ELS

$$\mu_x = 0.055$$

$$\mu_y = 0.83$$

Calcul des moments isostatiques M_{ox} et M_{oy}

À ELU

$$M_{ox} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2$$

Donc :

$$M_{ox} = 0.055 \times 117.42 \times 3.9^2 = 89.29 \text{ kN.ml}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 89.29 \times 0.91 = 81.25 \text{ kN.ml}$$

Les résultats du ferrailage sont exprimés dans le tableau suivant :

Tableau 5 : Résultats des Calcul du ferrailage de la dalle du radier :

Sens	Sens-X		Sens-Y	
ZONE	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Mu[kN.m]	44.64	66.96	40.62	60.93
A cm²	1.78	5.8	2.43	4.86
Amin (BAEL)[cm²]	8.69	8.69	8.69	8.69
A adopté[cm²]	12.06	12.06	12.06	12.06
Ferrailages	6T16	6T16	6T16	6T16

Pourcentage minimal

_ Suivant le petit côté : $A_{y \min} \geq 8h_0 = 4 \text{ cm}^2$

_ Suivant le grand coté : $A_{x \min} \geq 8h [(3 - \alpha)/2] = 4.28 \text{ cm}^2$ **BAEL 91**

_ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23.b.d.ft_{28}/f_e = 10.86 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal

Sens X-X :

$$St \leq \min \{3h = 120 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

$$St = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.}$$

Sens Y-Y :

$$St \leq \min \{4h = 160\text{cm} ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}.$$

$$St = 20\text{cm} \leq 45\text{cm}.$$

Vérification à l'ELS

$$M_{ox} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2.$$

Donc :

$$M_{ox} = 0.055 \times 85.56 \times 3.9^2 = 71.57 \text{ kN.ml}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 71.57 \times 0.83 = 59.40 \text{ kN.ml}$$

Les résultats du ferrailage sont exprimés dans le tableau suivant :

Tableau 6 : Résultats des Calcul du ferrailage de la dalle du radier

Sens	Sens-X		Sens-Y	
ZONE	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Mu[kN.m]	35.78	53.67	29.7	44.55
A cm ²	1.4	2.1	1.2	
Amin (BAEL)[cm ²]	8.69	8.69	8.69	8.69
A adopté[cm ²]	12.06	12.06	12.06	12.06
Ferrailages	6T16	6T16	6T16	6T16

Espacement maximal

Sens X-X :

$$St \leq \min \{3h = 120\text{cm} ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}.$$

$$St = 20\text{cm} \leq 33\text{cm}.$$

Sens Y-Y :

$$St \leq \min \{4h = 160\text{cm} ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}.$$

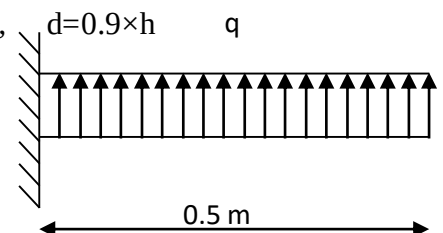
$$St = 20\text{cm} \leq 45\text{cm}.$$

VI.4.3 Ferrailage du débord du radier

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $l=50\text{cm}$; le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur $b=1\text{m}$, $h=50\text{cm}$, $q_u=117.42\text{kN}$, $L=0.5\text{m}$, $d=0.9 \times h$

-Calcul à l'ELU :

- Pourcentage minimal :



Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,43 \text{ cm}^2 \quad M_{\max} = q_u l^2 / 2 = 117.42 \times 0.5^2 / 2 = 14.677 \text{ KN.m}$$

Nous remarquons que le moment calculé M_u est très petit par rapport à celui calculé au panneau du radier M_t ce qui nous donne des armatures plus faibles que celle obtenues aux appuis de rive, Nous convenons ainsi de ferrailer le débord par prolongement des armatures destinées aux appuis de rive du radier

VI.4.4 Ferrailage des poutres (nervures)

1) Ferrailage de la nervure

a) Evaluation des charges

Les charges équivalentes réparties linéairement sur les travées des nervures sont évaluées par la méthode des lignes de rupture.

La charge correspondante d'un panneau du radier revenant à la nervure qui lui est adjacente est évaluée comme suit :

- Pour charger le radier et trouver le moment et l'effort tranchant des nervures, on va suivre ces étapes :

1. Sélectionner tous les étages sauf 1^{er} étage (RDC).
2. Edit → Edit story data → delete story.

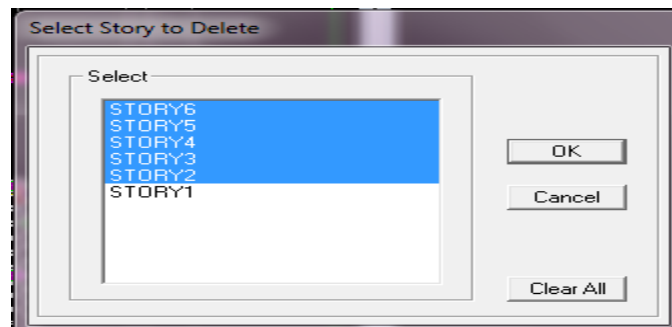


Figure 7 : Select story to delete

3. Supprimer toutes les poutres.
 4. Créer une nouvelle poutre qui s'appelle nervure.
- Define → frame sections → Add rectangular.

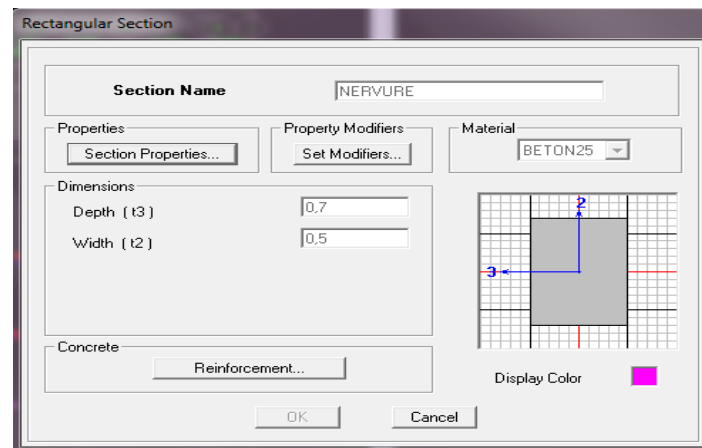


Figure 8 : Rectangulaire section.

5. Dessiner les nervures sur la base.

6. Créer un radier.

Define → wall/slab deck/sections → Add new slab.

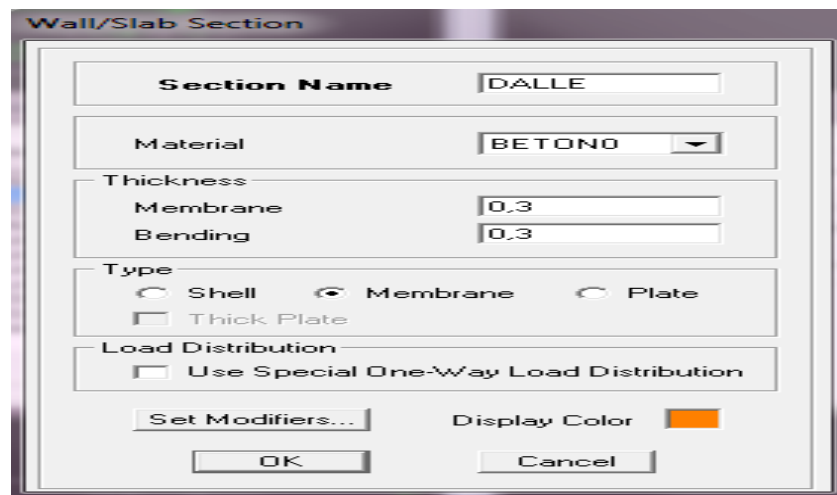


Figure 9 : Slab section

7. Dessiner le radier sur la base.

8. Charger le radier.

b) Dimensionnement des nervures

La section de la nervure est considérée comme une section en T

Avec :

b_1 : Largeur à prendre en compte de chaque côté de la nervure ne doit pas dépasser :

- le 1/6 de la distance entre points de moment nul, pour la poutre continue ça équivaut à prendre, $le/10$ de la portée.

- la moitié de l'intervalle existant entre deux faces parallèles de deux nervures consécutives
- $8h_0$

Sens longitudinal :

b: largeur de la dalle de compression $\Rightarrow b = 2b_1 + b_0$

$$b_1 \leq \min (L/10 ; L_0/2) = (450/10 ; 450/2)$$

$$b_1 = 40 \text{ cm}$$

Donc : b = 140 cm

Sens transversal :

$$b_1 \leq \min (L/10 ; L_0/2) = (480/10 ; 480/2)$$

$$b_1 = 40 \text{ cm} \text{ Donc : } b = 140 \text{ cm}$$

Remarque :

- Si on prend une hauteur $h = 100 \text{ cm}$, on trouve le ferrailage du radier très important avec des barres (T20 et T25).
- Pour des raisons d'économie de l'argent et non gaspiller de l'acier, on prend la

$$\text{hauteur du radier à } (h = 110 \text{ cm}). A_{\min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}$$

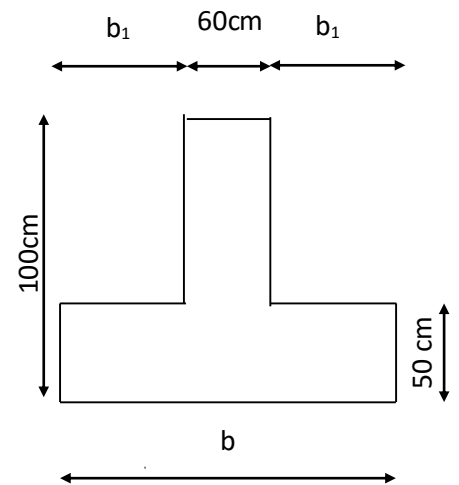


Tableau 7 : Ferrailage des nervures longitudinales et transversales.

	SENS X-X		SENS Y-Y	
	ELU		ELU	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
M(KN.m)	191.19	422	69	713
As(cm²)	7.03	11.6	7	19.6
Amin(cm²)	7.17	7.17	7.17	7.17
choix des barres	6T20	6T20	5T16	5T16+ 5T16
Aadop(cm²)	18.84	18.84	10.05	20.096

Récapitulation : le ferrailage adopté est celui de l'état limite de service

c) **Les vérifications :**

• **Vérification de l'effort tranchant**

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = 438.3 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.31 \text{ MPA}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) = 2,5MPa$$

$$\tau_u = 1.34 MPa < \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \quad \text{Condition vérifié}$$

Armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \Phi_{Lmin} \right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 100/35, 130/100, 15mm \end{array} \right\} = 15mm$$

On prend : $\phi_t = 10mm$

Espacement

- D'après le **RPA** les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement S_t de :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_t \right) = \min(27.5, 120) = 25cm \dots \dots \dots \text{en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 110/2 = 55cm \dots \dots \dots \text{en zone courante.}$$

- D'après le **BAEL**, l'espacement entre les armatures transversales ne doit pas dépasser la valeur suivante :

$$S_t \leq \min(15\phi_{Lmin}, 40cm, a+10cm) = 30cm$$

On adopte dans les deux sens un espacement :

$$S_t = 20cm \quad \text{en zone courante}$$

$$S_t = 15cm \quad \text{en zone nodale}$$

• Vérification des contraintes

Dans le béton : On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = y_1 \cdot K \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$

Dans l'acier : On doit vérifier que : $\sigma_s = \eta k (d-y) \leq \bar{\sigma}_s [MPa]$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Sens longitudinal

Tableau .8 : Vérification des contraintes à l'ELS (sens longitudinal).

Zone	M_{ser} [KN.m]	A_{adop}	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Observation
Appuis	142	18.84	1.42	82.157	15	201.6	c.v
Travée	312	18.84	2.67	18.05	15	201.6	c.v

Sens transversal

Tableau .9 : Vérification des contraintes à l'ELS (sens transversal).

Zone	M_{ser} [MN.m]	A_{adop}	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Observation
Appuis	528	20.095	4.44	34.41	15	201.6	c.v
Travée	53	10.05	0.653	61.74	15	201.6	c.v

CONCLUSION

GENERALE

-Notre projet de fin d'étude est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises, lors de notre formation et surtout d'apprendre les différentes techniques de calculs, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

-Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple : SOCOTEC ou encore ETABS.

-Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais de l'ETABS, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité.

-D'autre part cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- L'irrégularité en plan et en élévation de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.
- La position des escaliers joue un rôle très important sur le bon comportement de la structure.
- éviter des constructions ayant une rigidité insuffisante dans un sens par rapport à l'autre (exemple : construction à deux travées).

-Enfin, le calcul théorique reste nécessaire mais loin d'être suffisant, car il faut tenir de sa concordance avec le côté pratique.

Bibliographie

📖 **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.

📖 **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.

📖 **BAEL91** : béton armé aux états limites.

📖 **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

📖 **Logiciels** :

✓ Etabs Nonlinear V 9.7.0 Analyse des structures.

✓ AUTOCAD 2016 Dessin.

✓ EXCEL 2007 Calcul.

✓ WORD 2007 Traitement du texte.

✓ SOCOTEC calcul des ferraillages

📖 **Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.**

