

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة محمد بوقرة-بومرداس
Université M'Hamed Bougara Boumerdes



Faculté de technologie
Département de Génie civil
Mémoire de fin d'étude
En vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civil
Option : structure

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+5+E/Sol) a usage
d'habitation et commercial contreventé par des voiles
porteurs (charpente en bois)*

Réalisé par :
Mr. REDOUANI Ourezki

Encadré par :
Mr.R.Mahtout

Promotion : 2019-2020

Remerciements

Avant toute chose nous remercions Allah le tout puissant et miséricordieux de nous avoir donné la santé, la patience, la puissance, et la volonté pour réaliser ce travail

*On remercie sincèrement mon promoteur Mr **Mahtout. R.** enseignant au département de génie civil de l'Université de Boumerdes d'avoir bien voulu diriger ce travail, de m'avoir facilitée la réalisation de ce mémoire, en mettant à ma disposition tout ce dont j'avais besoin, pour ses encouragements, sa disponibilité, ses compétences, ses précieux conseils, et ses grandes qualités scientifiques et humaines ont constitué un support permanent à ma réflexions, sa disponibilité et sa gentillesse à mon égards ont contribué au bon déroulement de ce travail. Nous avons beaucoup appris à ses côtés et nous sommes très honorées de l'avoir eu comme encadrant.*

*Nous tenons à remercier également les **membres de jury** pour l'intérêt qu'ils ont porté à ma recherche en acceptant d'examiner mon travail et de m'enrichir par leurs propositions.*

Enfin je tiens également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicace

Eternel, mon Dieu, le tout puissant de m'avoir aidé à arriver au bout de mes études, lui qui m'a accompagné dès le début jusqu' à la fin, il est mon ombre à ma main droite.

Je dédie ce travail :

A mes très chers parents

Pour tous leur sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutiens tout en long de mes études. Puisse Dieu tout puissant vous protéger de mal, vous procurer longue vie, santé et bonheur

A mes très chères frères et sœurs

Pour leurs soutiens infinis et leurs aides incessantes, à qui je souhaite un meilleur avenir.

A mon promoteur : Mr Mahtout. R

A tous mes amis avec lesquelles je garde les meilleurs souvenirs de ma vie

Ahmed, Redouane, Mourad, Ali, Amirouche, Yasmina, Amina ...

A tous mes camarades et amis de la promotion Génie civil 2020.

Madjid

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction	01
---------------------------	----

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction.....	02
I.2. Description De L'ouvrage	02
I.3. Nature de l'ouvrage.....	02
I.4.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	02
I.5.Les éléments de l'ouvrage.....	02
I.6.Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	04
I.6.1. Le béton.....	04
I.6.2. Les aciers	07

Chapitre II : Predimensionnement Des Eléments

II.1.Introduction.....	10
II.2. pré- dimensionnement des éléments structuraux et secondaires	10
II.2.1. Pré-dimensionnement des planchers	10
II.2.2. Pré dimensionnement des voiles	12
II.2.3. Pré dimensionnement des escaliers	13
II.2.4. Pré-dimensionnement des balcons	15
II.2.5.Pré dimensionnement des poutres	15
II.2.6.Pré dimensionnement des poteaux	17
II.2.7. Vérifications	23

Chapitre III : Calcul Des Eléments Secondaires

III.1. Introduction	26
III.2. Etude de la toiture.....	26
III.3. Calcul des planchers en corps creux	34
III.4. Calcul de l'escalier	48
III.5. Etude de la poutre palière.....	55
III.6. Calcul du balcon.....	61

Chapitre IV : Etude sismique et dynamique

IV.1. Introduction.....	61
IV.2. Les méthodes de calcul des forces sismique	61
IV.3. Modélisation de la structure avec Robot Structure analyse.....	63
IV.5 : Système de contreventement et vérification de la structure.....	73

Chapitre V: Calcul Des Eléments Principaux

V.1.Introduction	87
V.2. Ferrailage des poteaux	87
V.3. Ferrailage des poutres	95
V.4. Ferrailage des voiles	104

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction.....	117
VI.2.Etude géotechnique du sol.....	117
VI.3.Choix du type de fondation.....	117
VI.4. Pré dimensionnement.....	117
VI.5. Etude du radier général	120

VI.6. Ferrailage du radier	126
VI.7.Vérification à l'ELU.....	128
VI.8.Ferrailage des nervures	129
Conclusion :	137

Bibliographie

Liste des figures**Chapitre I :**

Figure I.1	Schéma descriptif de la toiture.....	3
Figure I.2	Diagramme «Contrainte-Déformation» du béton.....	6
Figure I.3	Diagramme contraintes- déformations de l'acier.....	9

Chapitre II :

Figure II.1	Plancher en corps creux.....	10
Figure II.2	Coupe transversale du plancher.....	11
Figure II.3	Les nervures.....	11
Figure II.4	Coupe de voile en plan.....	13
Figure II.5	Vue 3D d'un escalier à 2 volées.....	13
Figure II.6	Dessin d'un escalier à marche droit.....	14
Figure II.7	Schéma de la surface du panneau revenant au poteau B2.....	18
Figure II.8	Schéma de calcul de la toiture.....	19
Figure II.9	Composition du plancher d'étage courant.....	20

Chapitre III :

Figure III.1	La distribution des pannes sur les poutres.....	27
Figure III.2	Disposition des chevrons sur les pannes.....	29
Figure III.3	Diagrammes des moments fléchissant sur les chevrons.....	30
Figure III.4	Disposition des liteaux sur les chevrons.....	31
Figure III.5	Disposition des différents éléments de la toiture.....	33
Figure III.6	Treillis soudés (20x20) cm ²	35
Figure III.7	Les poutrelles.....	35
Figure III.8	Surface revenant aux poutrelles.....	36
Figure III.9	Diagramme des moments fléchissent à ELU.....	38
Figure III.10	Diagramme d'efforts tranchants à ELU.....	39
Figure III.11	Diagramme des moments fléchissent à ELS.....	39
Figure III.12	Diagramme d'efforts tranchants à ELS.....	39
Figure III.13	Schéma de ferrailage des planchers.....	47
Figure III.14	Diagramme des efforts tranchants et des moments à l'ELU.....	50
Figure III.15	Diagramme des efforts tranchants et des moments à l'ELS.....	50

Figure III.16	Schémas de ferrailage d'escalier.....	55
Figure III.17	Schéma statique de la poutre palière.....	56
Figure III.18	a) Diagramme des moments et des efforts tranchants a l'ELU	57
	b) Diagramme des moments et des efforts tranchants a l'ELS.....	
Figure III.19	Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	60
Figure III.20	Schéma statique de balcon.....	61
Figure III.21	Ferrailage de balcon.....	63

Chapitre IV :

Figure IV.1	Fenêtre d'accueil du logicielle R.S.A 2016.....	65
Figure IV.2	Icone Etude coque.....	65
Figure IV.3	Boite de dialogue préférence de l'affaire.....	66
Figure IV.4	Fenêtre Ligne de construction.....	67
Figure IV.5	Zone de l'éditeur Graphique avec les lignes de constructions.....	67
Figure IV.6	Fenêtre Profilés.....	68
Figure IV.7	Fenêtre Nouvelle section.....	68
Figure IV.8	Fenêtre Poteau.....	68
Figure IV.9	Vue 3D des poteaux et poutres.....	68
Figure IV.10	Fenêtre Epaisseurs EF.....	69
Figure IV.11	Fenêtre Nouvelle épaisseur.....	69
Figure IV.12	Fenêtre Bardages.....	70
Figure IV.13	Fenêtre planchers.....	70
Figure IV.14	Fenêtre voile	70
Figure IV.15	Fenêtre Cas de charge.....	71
Figure IV.16	Fenêtre charge	71
Figure IV.17	Fenêtre charge surfacique uniforme.....	71
Figure IV.18	Les nœuds de l'étage.....	72
Figure IV.19	Fenêtre liaisons rigides.....	72
Figure IV.20	Fenêtre définition d'une liaison rigide.....	72
Figure IV.21	Fenêtre Etage.....	73
Figure IV.22	Fenêtre paramètres de l'analyse modale.....	74
Figure IV.23	Fenêtre Paramètres RPA99 Pour analyse sismique.....	74

Figure IV.24	Fenêtre Direction.....	74
Figure IV.25	Fenêtre Option de calcul Angle Masses.....	75
Figure IV.26	Fenêtre modification de la combinaison.....	75
Figure IV.27	Fenêtre paramètres de combinaison.....	76
Figure IV.28	Fenêtre de combinaison.....	76
Figure IV.29	Fenêtre Vérification de la structure.....	76
Figure IV.30	La disposition des voiles.....	77
Figure IV.31	Distribution sous charges verticales.....	78
Figure IV.32	Distribution sous charges horizontale (Exet Ey).....	78
Figure IV.33	Pourcentage de la masse participante.....	79
Figure IV.34	Période fondamentale.....	79
Figure IV.35	Translation selon(X-X).....	80
Figure IV.36	Translation selon (Y-Y).....	80
Figure IV.37	Rotation au tour de l'axe (Z).....	80
Figure IV.38	Les excentricités.....	81
Figure IV.39	Effort tranchant(Vdx).....	83
Figure IV.40	effort tranchant (Vdy).....	83
Figure IV.41	Vérification des déplacements inter- étage.....	85
Figure IV.42	Vérification de l'effet $P\Delta$ dans les deux sens.....	86

Chapitre V :

Figure V.1	Organigramme de la flexion composée.....	89
Figure V.2	Schéma de ferrailage des poteaux.....	94
Figure V.3	Schéma de ferrailage des poutres.....	103
Figure V.4	Diagrammes des contraintes des différentes sections.....	105
Figure V.5	Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	108
Figure V.6	Disposition des voiles.....	109
Figure V.7	Tableaux des réactions et contraintes.....	110
Figure V.8	Schéma de coffrage et de ferrailage des voiles vl2.....	116

Chapitre VI :

Figure VI.1	Périmètre utile des voiles et des poteaux.....	125
--------------------	--	-----

Figure VI.2	Dimensions du panneau de dalle.....	127
Figure VI.3	Moments isostatiques et moments après prise en compte de la continuité du panneau.....	128
Figure VI.4	Présentation des chargements simplifiés.....	130
Figure VI.5	Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU.....	131
Figure VI.6	Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELS..	132
Figure VI.7	Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU.	132
Figure VI.8	Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELS.	133
Figure VI.9	Schéma statique du débord.....	136

Liste des tableaux

Chapitre II :

Tableau II.1	Tableau récapitulatif.....	12
Tableau II.2	Plancher étage courant corps creux.....	19
Tableau II.3	Dernier plancher.....	20
Tableau II.4	Charges revenant à la toiture.....	20
Tableau II.5	Maçonnerie extérieur.....	20
Tableau II.6	Charges d'exploitations.....	21
Tableau II.7	Tableau récapitulatif.....	22
Tableau II.8	Tableau récapitulatif de la dégression des charges.....	22
Tableau II.9	Détermination de la section de poteau central.....	23
Tableau II.10	Vérification des exigences de (RPA/A.7.4.1).....	23

Chapitre III :

Tableau III.1	Combinaison des charges.....	38
Tableau III.2	Calcul de ferrailage à L'ELU.....	44
Tableau III.3	Vérification des contraintes à ELS.....	44
Tableau III.4	Volée.....	48
Tableau III.5	Palier.....	49
Tableau III.6	Calcul des sollicitations.....	49
Tableau III.7	Ferrailage longitudinal.....	51
Tableau III.8	Vérification des contraintes à ELU.....	52
Tableau III.9	Vérification des contraintes à ELS.....	53
Tableau III.10	Calcul des armatures longitudinales.....	58
Tableau III.11	Vérification des contraintes à ELS.....	59
Tableau III.12	Ferrailage longitudinal.....	62
Tableau III.13	Vérification des contraintes à ELS.....	63

Chapitre IV :

Tableau IV.1	Les efforts revenant aux voiles.....	77
Tableau IV.2	Les efforts revenant aux poteaux.....	77
Tableau IV.3	(RPA99/2003) : coefficient d'accélération de la zone A.....	81
Tableau IV.4	Récapitulatif des valeurs pour le calcul de.....	83

Tableau IV.5	Vérification de l'effort tranchant à la base.....	83
---------------------	---	----

Chapitre V :

Tableau V .1	Ferraillage maximale et minimale.....	88
Tableau V .2	Choix des armatures longitudinales des poteaux.....	90
Tableau V .3	Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	92
Tableau V .4	Vérification des contraintes de cisaillement et l'effort tranchant.....	93
Tableau V .5	Vérification des contraintes.....	94
Tableau V.6	Ferraillage des poutres.....	98
Tableau V.7	Résultats trouvés pour la vérification des contraintes.....	100
Tableau V.8	Ferraillage des voiles VT1, VT2, VT3,VT4.....	113
Tableau V.9	Ferraillage des voiles VL1, VL2, VL5,VL6.....	114
Tableau V.10	Ferraillage des voiles VL3, VL4.....	115

Chapitre VI :

Tableau VI.1	Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal).....	118
Tableau VI.2	Tableau des efforts normaux des moments fléchissent.....	118
Tableau VI.3	Evaluation des moments M_x , M_y	128
Tableau VI.4	Le ferraillage à L'ELU.....	128

Introduction générale

Introduction

C'est grâce à ce mémoire de fin d'étude qu'on va avoir l'opportunité de cumuler les connaissances théoriques avec celles de la pratique, ceci va nous permettre également de rentrer dans la vie active et de découvrir plus précisément le milieu professionnel.

Ce projet consiste à étudier un bâtiment (R+5+Entre-sol+charpente en bois) en respectant les normes et les règlements conçus pour ce travail et cela avec l'aide d'un logiciel destiné pour ce genre de travail **RSA** (robot structural Analysis).

La construction parasismique est l'une des nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "**RPA99 version 2003**"), l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Concernant notre travail, il est divisé en trois parties, la première contient une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux. Dans la deuxième partie on a adopté un ferrailage pour les éléments secondaires de notre bâtisse et on a étudié le système de contreventement et vérifié les conditions de RPA et aussi calculé et adopté un ferrailage pour les éléments structuraux principaux de notre bâtisse après la modélisation, pour la troisième partie on a étudié l'infrastructure (les fondations).

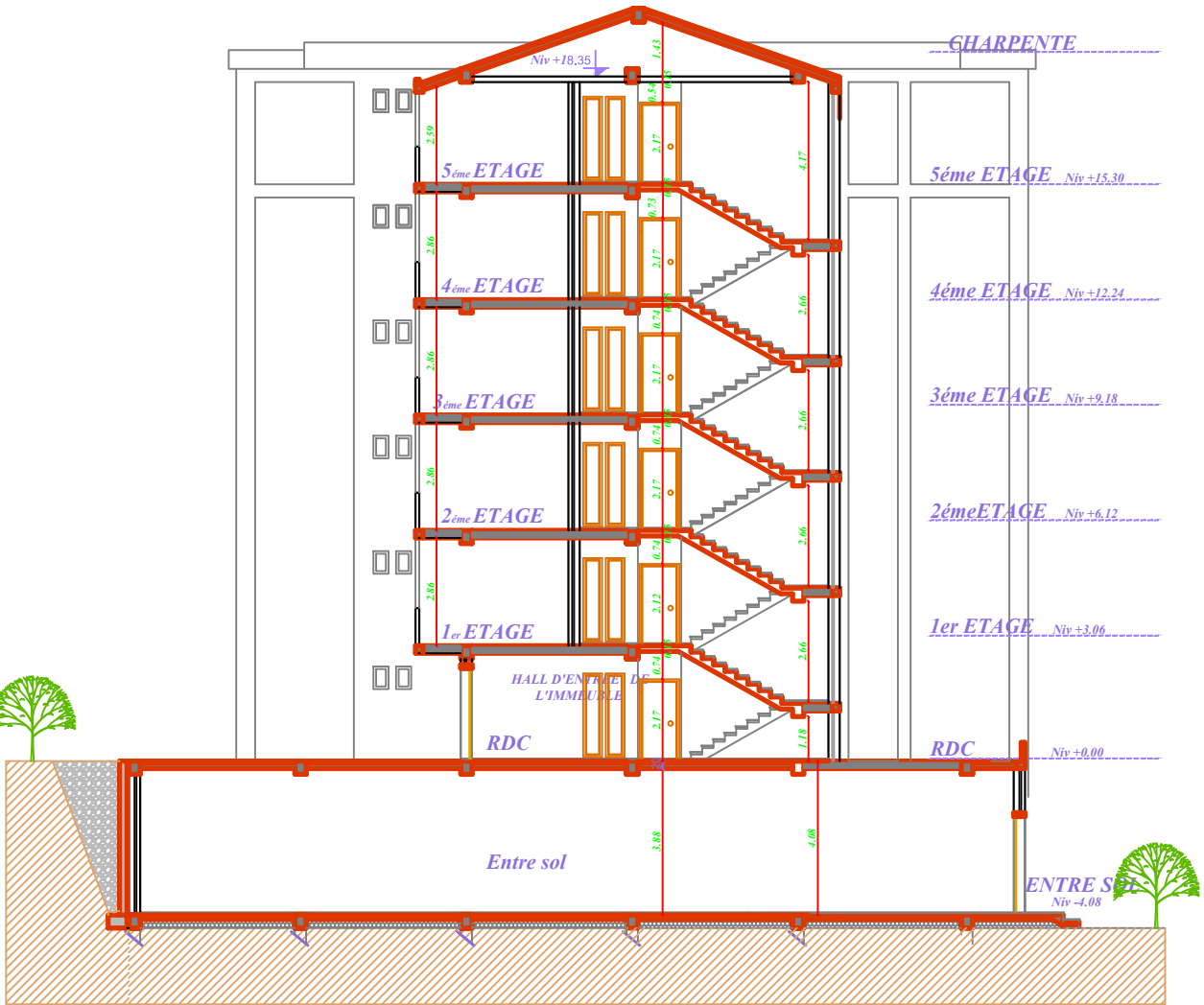
L'élaboration de ce travail a pour principale source nos connaissances acquises tout au long de notre formation universitaire, les règlements conçus pour ce domaine (BAEL, RPA, DTR...).

Chapitre I :

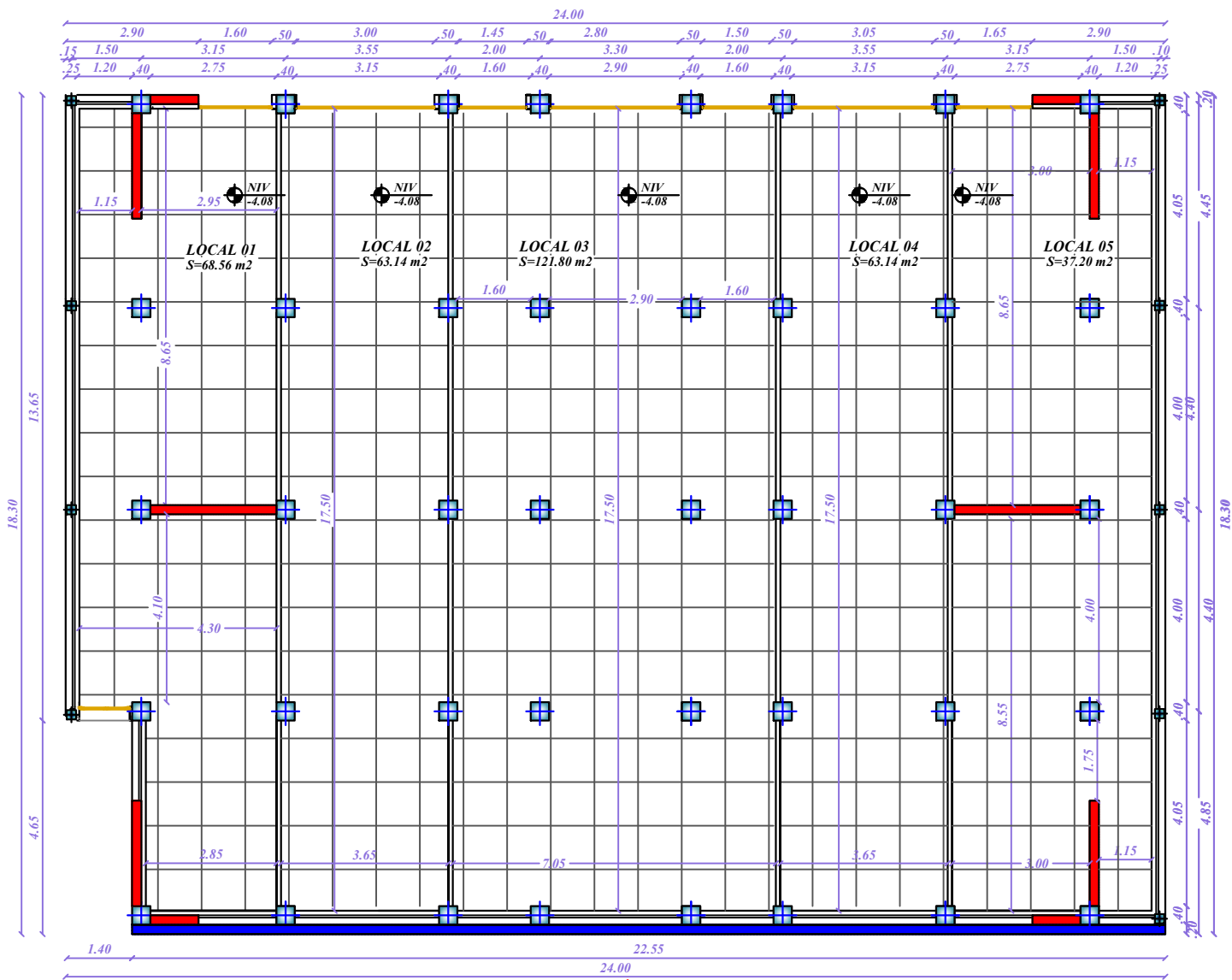
Prestation de l'ouvrage



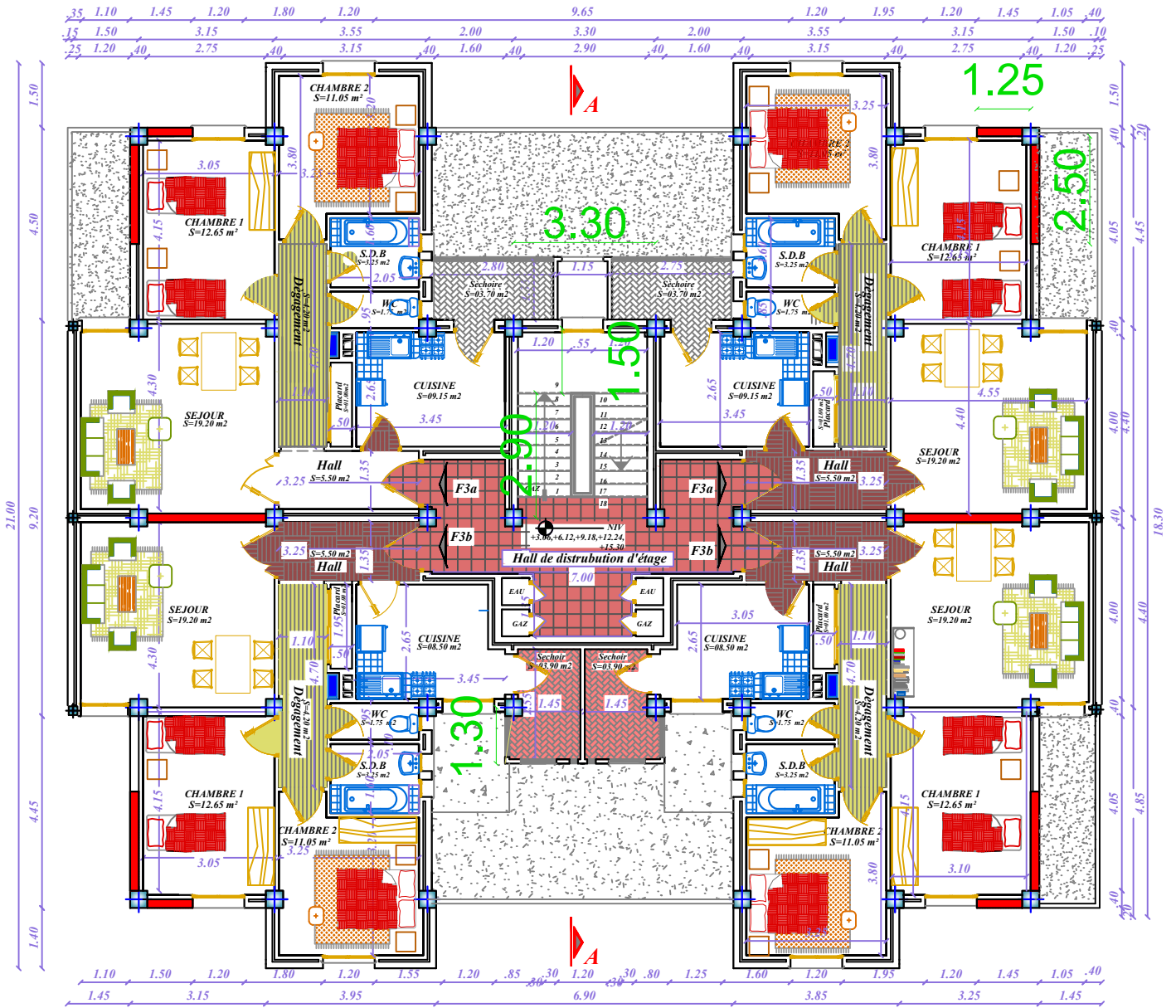
FACADE PRINCIPALE



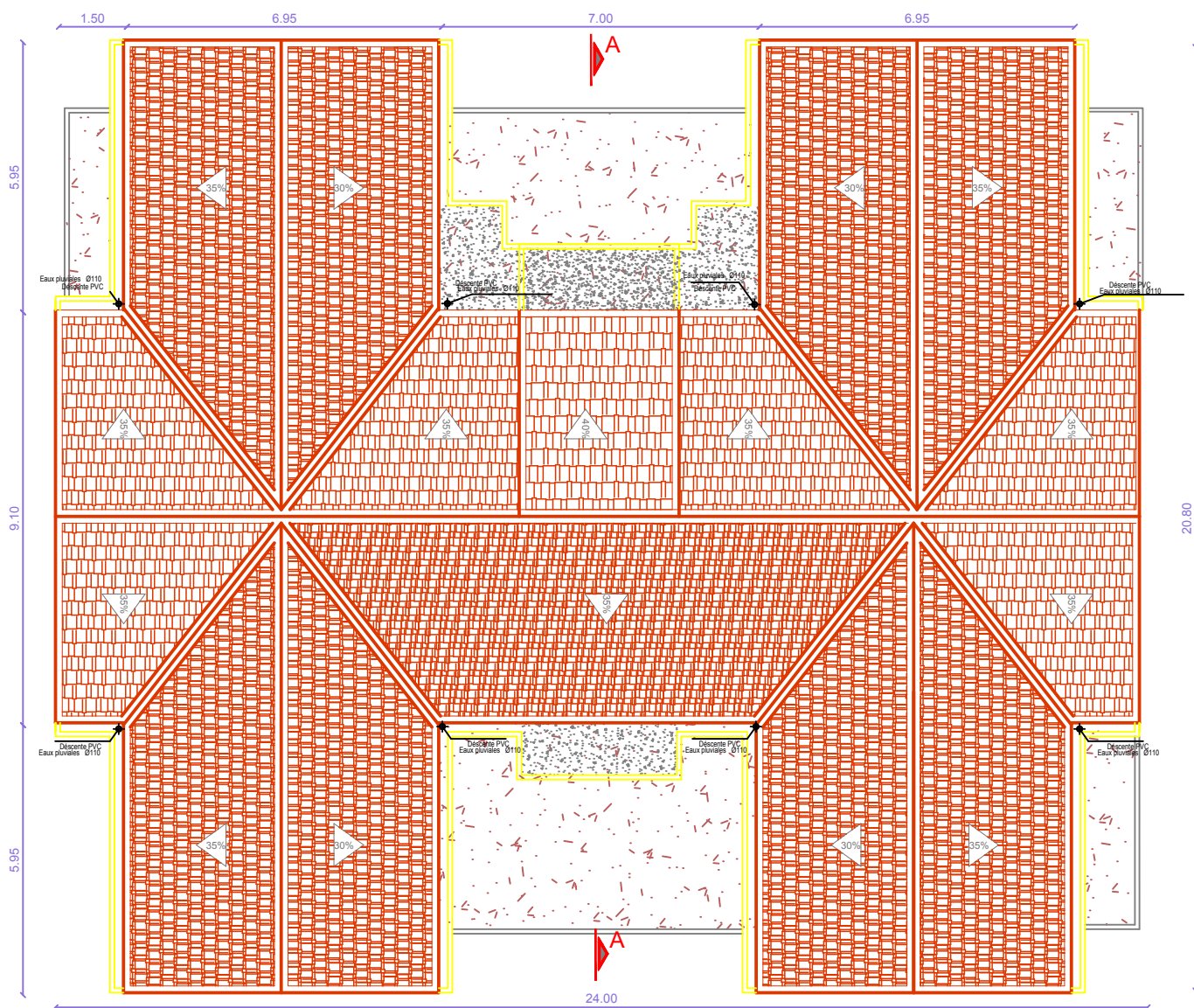
LA COUPE A-A



PLAN DE ENTRE SOL



PLAN DE ETAGE COURANTS



PLAN DE TOITURE

I.1.Introduction

L'objectif de cette partie est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les principales caractéristiques des matériaux utilisés en béton armé, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

I.2. Description De L'ouvrage

Ce projet de fin d'étude consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment(R+5+Entre-Sol) avec charpente en bois à usage d'habitation et l'entre Sol à usage Commerciale. Ce bâtiment sera implanté à la Wilaya de TIZI-OUZOU (OUGNOUNE) qui est classée par les Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/2003) comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa).l'ouvrage est classé dans le groupe d'usage 2 : « Ouvrages d'importance moyenne ».

I.3. Nature de l'ouvrage :

L'ouvrage est composé de :

- 01-** Entre-sol à usage commerciales.
- 02-**RDC+5 étages à usage d'habitations.
- 03-**Cage d'escaliers
- 04-**Charpente en bois

I.4.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

- Hauteur totale (charpente comprise) : 24.15m.
- Hauteur du RDC : 4.08m.
- Hauteur d'étage courant : 3.06m.
- Longueur totale : 24m.
- Largeur totale : 18.30m.

I.5.Les éléments de l'ouvrage

➤ **L'ossature**

L'ossature du bâtiment est composée de poteaux et de poutres formant un système de portique et de voiles de contreventement en BA, disposés dans les deux directions. Ils sont destinés à reprendre les charges verticales et horizontales et l'ensemble assurant la stabilité de l'ouvrage.

➤ **Planchers**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages.

Ils assurent deux fonctions principales :

- **Fonction de résistance mécanique**

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges, et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

- **Fonction d'isolation**

Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages. Dans notre cas, on a des planchers à corps creux avec une dalle de compression.

- **Les Voiles**

Sont des murs en béton armé, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme.

- **La toiture**

Elle est constituée de pannes, de chevrons, liteaux et de tuiles mécaniques à emboîtement, comme l'illustre la figure ci-dessous :

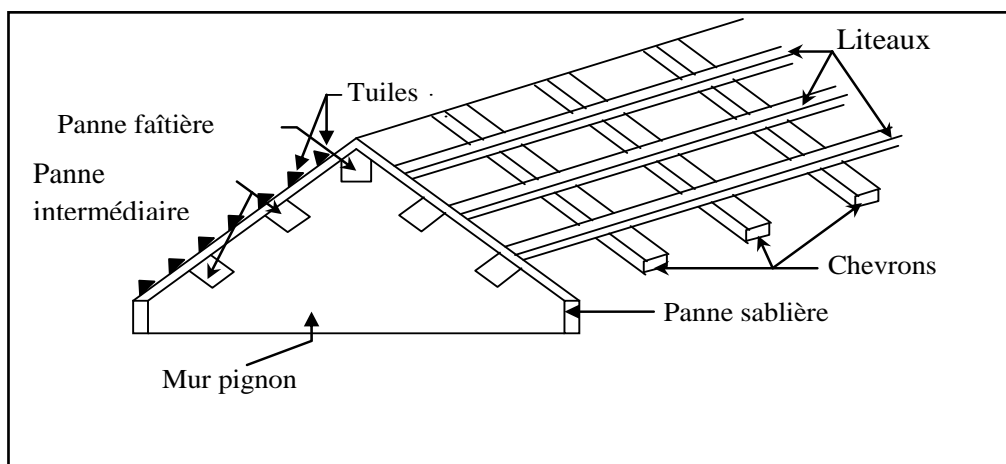


Figure I.1 : Schéma descriptif de la toiture

- **Remplissage**

On distingue deux types :

- Murs de façade seront réalisés en double cloisons de briques creuses de 10 cm, séparées par une lame d'air de 5 cm.

- Murs de séparation intérieurs en simple cloisons de briques de 10 cm.

➤ **Revêtement**

- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau.
- Mortier de ciment pour les murs de façades et les salles d'eau et cuisines.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

➤ **Balcons**

Les balcons que sont en console seront réalisés en dalle pleine, les autres seront en corps creux.

➤ **Les escaliers**

Nous avons un seul type d'escalier (deux volées). Ils permettent d'accéder aux différents étages, ils sont constitués de paliers et de paillasse en béton armé coulé sur place.

➤ **Infrastructures**

Le choix du type de fondations est en fonction de l'importance de l'ouvrage et de la nature du sol (à savoir ses contraintes admissibles).

➤ **Système de coffrage**

On opte pour un coffrage traditionnel en bois pour les portiques, et un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution.

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.6.1. Le béton

Le béton est un matériau hétérogène constitué par un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier), adjuvants et de l'eau. Il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la qualité d'eau du gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles BAEL 91, et le RPA 99 modifié en 2003.

A titre indicatif le dosage courant par 1m^3 est comme suite :

- Granulat (sable $\Phi \leq 5\text{mm}$, gravier $5 \leq \Phi \leq 25\text{mm}$).
- Gravions : 800L
- Sable : 400L
- Ciment : 300 à 400Kg / 1m^3 de classe CPA 325.
- 150 à 200L d'eau.

a. Résistance caractéristique du béton à la compression

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté (f_{c28}). Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$f_{c_j} = \frac{J}{(4.76 + 0.83J)} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa.}$$

$$f_{c_j} = \frac{J}{1.4 + 0.95J} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{ Mpa.}$$

On adoptera $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ pour notre projet.

b. Résistance caractéristique du béton à la traction (art A-2.12 BAEL 91)

Le béton est caractérisé par une très faible résistance à la traction, de l'ordre de 10% de la résistance à la compression ; elle est définie comme suite :

$$f_{t_j} = 0.6 + 0.06 f_{c_j}$$

$$\text{à } j=28 \text{ j} \rightarrow f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

c. Module de déformation longitudinale

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

▪ **Module de déformation instantanée**

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24H à l'âge de j jours.

$$E_{ij} = 11000 (f_{c_j})^{1/3} \text{ Mpa pour } f_{c_j} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa.}$$

▪ **Module de déformation différée**

Il permet de calculer la déformation finale du béton.

$$E_{vj} = 3700 (f_{c_j})^{1/3} \text{ MPa pour } f_{c_j} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{vj} = 10818.87 \text{ MPa.}$$

d. Module de déformation transversale :

Il est donné par la formule suivante : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

E : module de Young et ν : coefficient de Poisson.

e. Confession de poisson

C'est le rapport entre la déformation relative transversale $\Delta d/d$ et la déformation relative longitudinale $\Delta l/l$; $\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$.

Il est pris égal à :

$\nu=0$ à l'ELU, pour le calcul des sollicitations.

$\nu=0.2$ à l'ELS, pour le calcul des déformations.

f. Etats limites

Ils correspondent aux conditions de sécurité et de comportement en service de la structure, En se référant au règlement du BAEL 91(modifier 99) ; on distingue deux états limites limites

- **Etat limite ultime (ELU)**

Elle est donnée par la formule suivante (BAEL91/A4.3, 41) :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ [MPa]}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.

$\gamma_b = 1,5$ situation courante.

θ : Coefficient d'application en fonction de la durée d'application des actions considérée.

$\theta = 1$, si la durée d'application des actions est supérieur à 24h.

$\theta = 0,9$, si la durée d'application des actions est comprise entre 1h et 24h

$\theta = 0,85$, si la durée d'application des actions est inférieure à 1h.

Pour $\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$, on aura : $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

Pour $\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$, on aura : $f_{bu} = 21.74 \text{ MPa}$

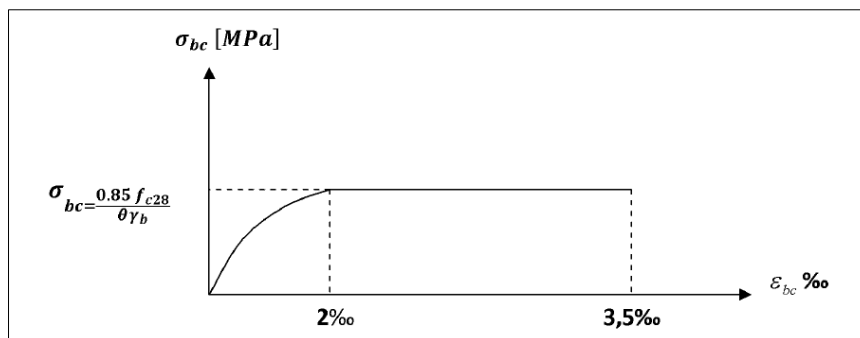


Figure I.1:Diagramme «Contrainte-Déformation» du béton.

- **Etat limite de service(ELS) :**

Etat limite de compression du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} [MPa]$

Donc : La contrainte de compression a l'ELS est égale a : $\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$

ϵ_{bc} : déformation relative de service du béton en compression.

$Tg\alpha = E_b$: module d'élasticité.

- ❖ **Contrainte limite de cisaillement**

C'est la contrainte tangente conventionnelle (pour la justification des poutres en béton armé soumise à l'effort tranchant), elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \text{ (MPa)...BAEL91 modifies art A.5.1.21}$$

V_u = Effort tranchant a l'ELU dans la section.

b_0 = Largeur de la section cisailée.

D = Hauteur utile (0.9h position d'aciers tendus).

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Pour la fissuration peu nuisible.

$$\bar{\tau}_u = \min (0,20 f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa})$$

Pour la fissuration préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$$

Dans notre cas :

$$\bar{\tau}_u = 5MPa.....F.P.N.$$

$$\bar{\tau}_u = 3.75MPa.....F. P ou F.T.P.$$

I.6.2. Les aciers

- ❖ **Définition**

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-dur pour 0.15 à 0.25 de carbone.
- Les aciers durs pour 0.25 à 0.40 de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à $E_s = 200\ 000 \text{ MPa}$.

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence :

- Acier a haute adhérence (feE400).....fe=400[MPa].
- Treillis soudés(TL520).....fe=520[MPa] pour $\varnothing \leq 6$ mm.

❖ **Module d'élasticité longitudinale**

On utilise donc la loi de Hooke de l'élasticité, on adopte une valeur de module de Young.

Le module d'élasticité longitudinal (Es) est pris égal à : (Art -2.2.1, BAEL 91) $E_s=2.10^5$ MPa

❖ **Coefficient de poisson**

Le coefficient de poisson (ν) pour les aciers est pris égal à 0 ,3.

❖ **Contraintes limites d'acier**

a. Contrainte limite ultime(Art. A.4.3.2. BAEL 91)

La contrainte limite de déformation de l'acier à l'ELU est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

f_e : contrainte d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_s = 1.15$ en Situation durable $\implies \gamma_s = \frac{400}{1.15} = 348$ MPa.

$\gamma_s = 1.00$ en Situation accidentelle $\implies \gamma_s = \frac{400}{1.00} = 400$ MPa.

b. Contrainte limite de service

D'après les règles de BAEL, on distingue trois cas de fissurations :

- **Fissuration peut nuisible** (Art. A.4.5.3.2, BAEL 91)

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e / \gamma_s$$

- **Fissuration préjudiciable** (Art. A.4.5.3.3, BAEL 91)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

- **Fissuration très préjudiciable** (Art. A.4.5.3.4, BAEL 91)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\}$$

n = Coefficient de fissuration ayant pour valeur :

n = 1,6 pour les armatures à haute adhérence(HA) de $\Phi \geq 6\text{mm}$.

n = 1,3 pour les armatures à haute adhérence de $\Phi < 6\text{mm}$.

n = 1,00 pour les aciers ronds lisses.

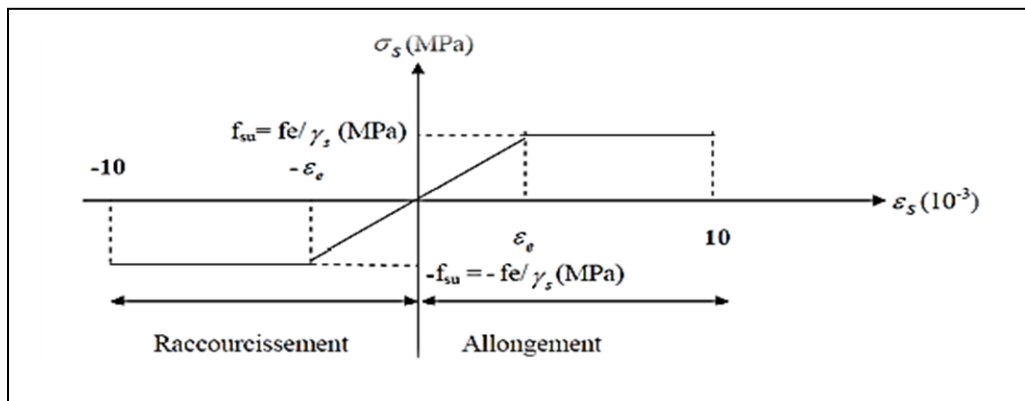


Figure I.3 : Diagramme contraintes- déformations de l'acier

❖ Protection des armatures (Art A.7.1 / BAEL91modifié99)

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 ≥ 5cm pour les ouvrages exposés à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.

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

C ≥ 1cm 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

II.1. Introduction

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, il sera effectué selon le BAEL91 et le RPA99/version2003.

Mais d'abord déterminer les charges à la Réglementation Après de pré- dimensionner les éléments (planchers, poteaux, poutres).

II.2. pré- dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

II.2.1.Pré-dimensionnement des planchers

❖ 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 :

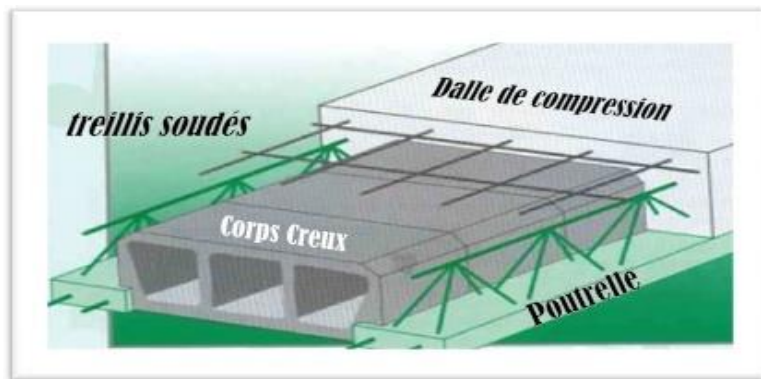


Figure II.1 : Plancher en corps creux.

a. Condition de coupe-feu :

$e = 07\text{cm}$: pour une (01) heure de coup de feu.

$e = 11\text{cm}$: pour deux (02) heures de coup de feu.

$e = 17,5 \text{ cm}$: pour quatre (04) heures de coup de feu.

b. Condition de résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{\min(l_{x,\max}, l_{y,\max})}{22,5}$$

Avec :

e : hauteur totale du plancher.

l : distance maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles (sens secondaires).

On a Condition RPA 2003 :

$$e \geq \min(415, 355)/22.5 = 355/22.5 = 15.78\text{cm}$$

Dans ce cas-là on va opter pour un plancher constitué de hourdis de **16 cm** et une dalle de compression de **4 cm**.

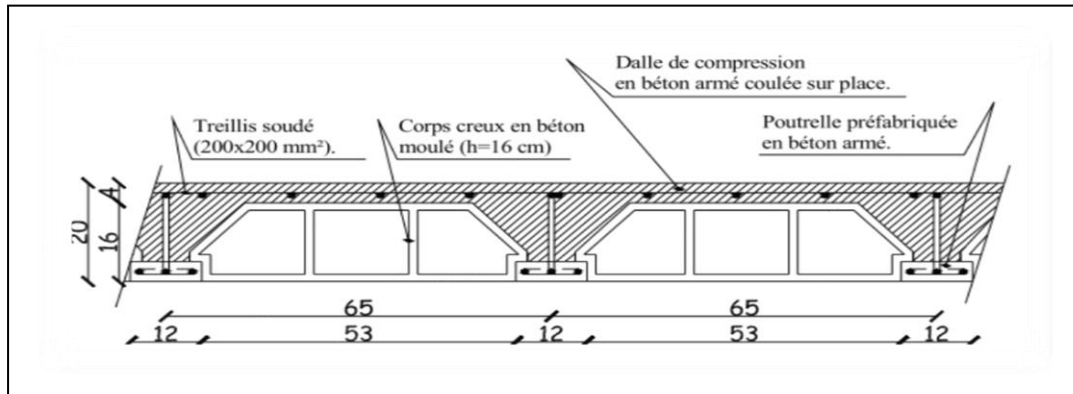


Figure II.2: Coupe transversale du plancher

c. Isolation acoustique :

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 13cm et le confort acoustique exige une épaisseur minimale de 16 cm donc on adopte une épaisseur de : $e = 16\text{cm}$

❖ Les nervures :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en T de caractéristiques géométriques suivants :

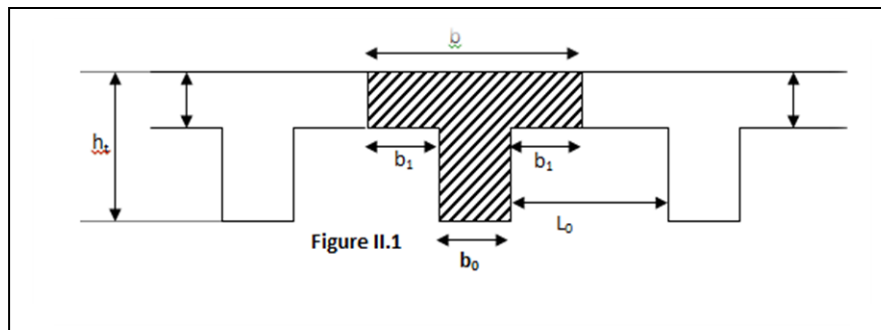


Figure II.3 : Les nervures.

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

On a :

b : largeur totale de compression.

h : épaisseur du plancher.

L_x : distance maximale entre nus de deux poutrelles.

L_y : distance maximale entre nus des poutres perpendiculaires à L_x .

Donc: $0,4 h \leq b_0 \leq 0,6 h \Rightarrow 8 \text{ cm} \leq b_0 \leq 12 \text{ cm}$

On prend : $b_0 = 12 \text{ cm}$

On aura: $b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min \left\{ \frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right\} \Rightarrow b \leq 2 \min \left\{ \frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right\} + b_0$

$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}, L_y = 430 \text{ cm} \Rightarrow b \leq 2 \times 26,5 + 12 = 65$

On prend : $b = 65 \text{ cm}$

❖ Tableau récapitulatif :

Épaisseur de la dalle de compression	4 cm
Épaisseur de l'entrevous	16 cm
La largeur b_0 des nervures	12cm
Distance L_0 entre deux nervures	53 cm
Entraxe des nervures	65 cm

Tableau II.1 : tableau récapitulatif.

II.2.2. Pré dimensionnement des voiles (l'article 7.7.1 du RPA99/V2003)

Notre ouvrage est implanté en zone IIa, et de groupe d'usage 2 ($e \geq 15 \text{ cm}$) de plus l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage h_e , et la condition de rigidité aux extrémités

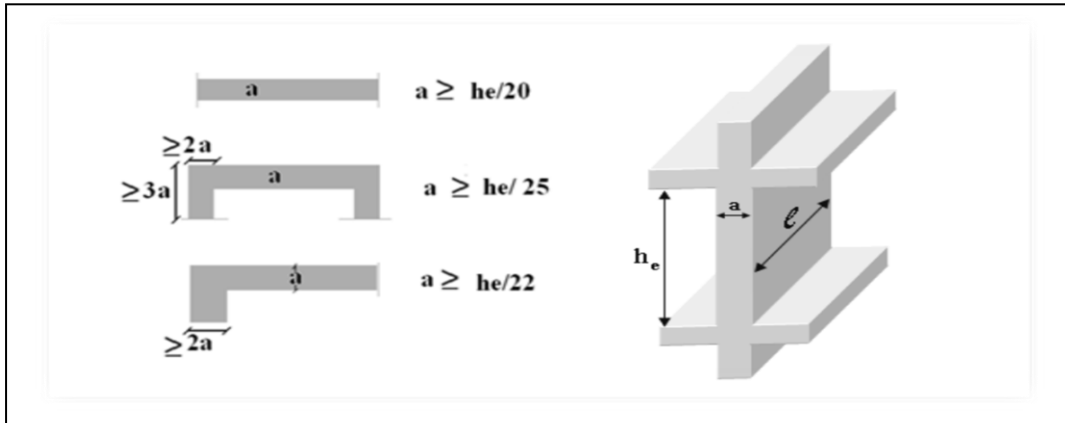


Figure II.4: Coupe de voile en plan.

Considérons que les voiles de contreventement sont linéaires d'où : $e \geq he/20$.

Pour E/sol : ($h_e = 4.08 - 0.4 = 3.68$ m) $\implies e \geq 368/20 = 18.4$ cm

Donc on prend comme épaisseur :

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

Ainsi, on adopte l'épaisseur des voiles : $e = 20$ cm sur toute la hauteur de la structure.

$$L \geq 4e = 80\text{cm.}$$

II.2.3.les escaliers

❖ Définition

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

Notre bâtiment comporte d'un escalier, a marche droit de RDC jusqu'au 5ème étage et qui est constitué de 2 volées.

Les escaliers que comporte notre ouvrage sont réalisés en béton armé et coulés sur place ; sont assimilés dans les calculs à des poutres isostatiques.



Figure II.5 : vue 3D d'un escalier à 2 volées

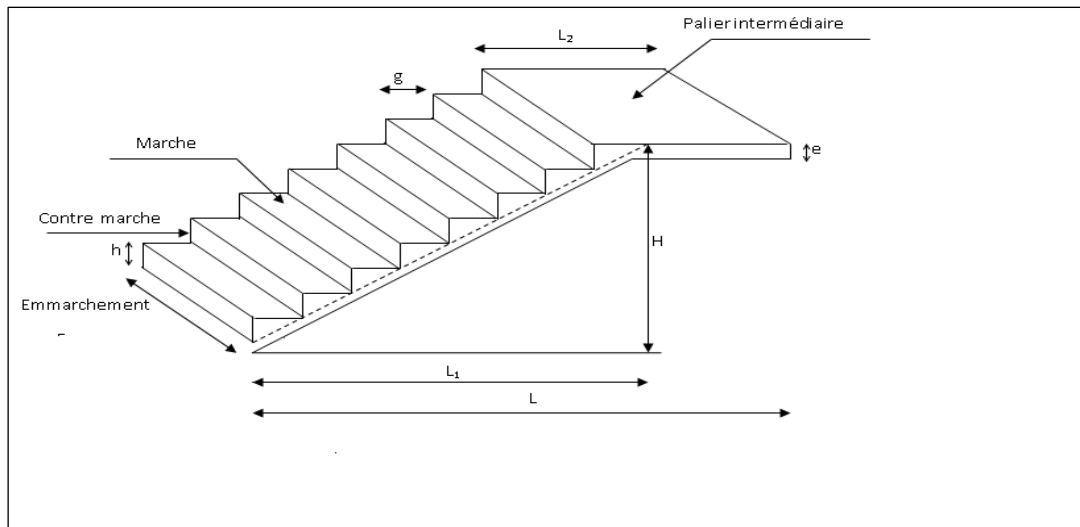


Figure II.6 : dessin d'un escalier à marche droit

g : Largeur de la marche.

h : Hauteur de la contre marche.

e : épaisseur de la paillasse et de palier.

H : hauteur de la volée.

l : portée de la paillasse.

l₂ : largeur du palier

l₁ : longueur de la paillasse projetée.

L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier

❖ Pré-dimensionnement de l'escalier

Les escaliers seront pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** en tenant compte des dimensions données sur le plan.

❖ Marches et contremarches

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \quad [\text{cm}]$$

Où : h : la hauteur de la contre marche $14 \leq h \leq 18$ [cm].

g : le giron $28 \leq g \leq 32$ [cm].

On adopte : h=17cm

❖ Le nombre de contremarches (n) est donné par

$$n = H/h$$

Pour l'étage courant H = 3.06m.

Alors : $n = 3.06/0.17 = 18$

Comme l'étage courant comporte deux paillasse identiques, on aura alors 9 contremarches et 8 marches par volée.

❖ **Calcul du giron**

Le giron « g » est donné par la formule suivante : $g = L_1/n-1$

On a : $L_1=2.4m, L_2=1.55m$

$$L_1 = 2.4m \Rightarrow g = 2.4/8 = 0.3m \Rightarrow g = 30cm.$$

❖ **Vérification de la relation de BLONDEL**

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

On remarque bien que $59 \leq 64 \leq 64 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

On adopte : **(h=17cm,g=30cm)**.

❖ **Pré dimensionnement de la paillasse**

Détermination du nombre de contre marches : $N=n+1=8+1=9$

Hauteur de la paillasse : $H'=0,17 \times 9=1.53m \Rightarrow H'=1.53m$

Détermination de l'épaisseur de la paillasse : $L_p/30 \leq e \leq L_p/20 \Rightarrow 390/30 \leq e \leq 390/20$

$$\Rightarrow 13 \leq e \leq 19.50 \quad \text{on adopte } e=15cm$$

Détermination de l'inclinaison de la paillasse : $tg \alpha = h/g \Rightarrow \alpha = 29.53^\circ$

II.2.4. Pré-dimensionnement des balcons

Le balcon travaille comme une console encastré au niveau de la poutre de rive.

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion

$$e_p \geq L/10$$

L : la plus grande longueur de la console

Donc : $e_p = 150/10 = 15cm$

On prend **$e_p = 15cm$**

II.2.5. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulé sur place supportant les charges et surcharges. Leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par le BAEL91 et vérifie les dimensions données par le **RPA2003 version 2003**.

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage. et la vérification doit être :

$$\text{D'après le BAEL91 : } \begin{cases} \frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \\ 0,3 h < b < 0,7 h \end{cases}$$

Avec :

L : travée de la poutre
h : Hauteur de la poutre
b : Largeur de la poutre

a. Les poutres principales

Selon le BAEL 91 on a :

$$L = 4.45 - 0.3 = 4.15 \text{ m}$$

$$27.66 \text{ cm} \leq h \leq 41.5 \text{ cm} \quad \text{on prend : } h = 40 \text{ cm}$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \quad \text{on prend : } b = 30 \text{ cm}$$

On opte pour les poutres de section **(b, h) = (30, 40)**

❖ **Vérification des conditions du RPA**

$$H \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 40 > 30 \text{ cm} \text{ vérifié}$$

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

$$\frac{h}{b} < 4 \rightarrow 1,33 < 4 \text{ vérifié}$$

b. Les poutres secondaires

Selon le **BAEL 91** on a :

$$L = 3.55 - 0.3 = 3.25 \text{ m}$$

$$21.66 \text{ cm} \leq h \leq 32.5 \text{ cm} \quad \text{on prend : } h = 35 \text{ cm}$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} \quad \text{on prend : } b = 30 \text{ cm}$$

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

❖ **Vérification des conditions du RPA**

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

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

$$\frac{h}{b} < 4 \rightarrow 1,17 < 4 \text{ vérifié}$$

II.2.6. Pré dimensionnement des poteaux

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de largeur de «1cm» sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

Le RPA nous impose qu'en zone (IIa) la section suivante $(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$. On prévoit une section de $(25/25) \text{ cm}^2$.

On mènera le calcul à l'ELU (BAEL 91) et la vérification d'après (RPA99/V2003).

❖ Les étapes de calcul

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

G : charge Permanente.

S : surface offerte majorée.

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

Q : Charge d'exploitation

S : surface offerte majorée.

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

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

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

$$\text{Tel que : } F_{bu} = \frac{0,85 \times f_c 28}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

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

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

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'élançement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$ (pour que toute les armatures participent à la résistance)

$$B = \begin{cases} 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0,85 * \frac{\lambda^2}{1500} & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases} \rightarrow \beta = 1 + 0.2 = 1.2$$

$Br \geq 0,64Nu \text{ (cm}^2\text{)}$

1. Localisation du poteau le plus sollicité

En fonction de la surface d'influence de chaque poteau, on constate que le poteau (B2) est le plus sollicité vis-à-vis de la descente de charge.

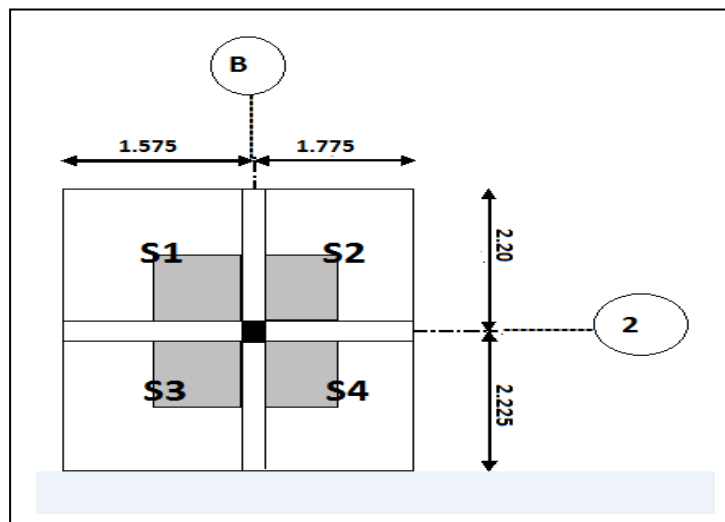


Figure II.7 : Schéma de la surface du panneau revenant au poteau B2

2. Surface d'influence

La surface du plancher courant revenant au poteau : $ST = S1 + S2 + S3 + S4$

$$S1 = 3.465 \text{ m}^2 \quad S2 = 3.905 \text{ m}^2 \quad S3 = 3.504 \text{ m}^2 \quad S4 = 3.95 \text{ m}^2$$

$$ST = 14.82 \text{ m}^2$$

- La surface horizontale de la toiture revenant au Poteau

Elle se compose de deux versants inclinés, de deux angles α, β comme le montre le schéma ci-après :

Calcul de α :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1.60}{3.15} \rightarrow \alpha = 26.92^\circ$$

$$X = 1.575 / \cos(26.92^\circ) = 1.77 \text{ m}$$

Calcul de β :

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{1.60}{3.55} \rightarrow \beta = 24.26^\circ$$

$$Y = 1.775 / \cos(24.92^\circ) = 1.95 \text{ m}$$

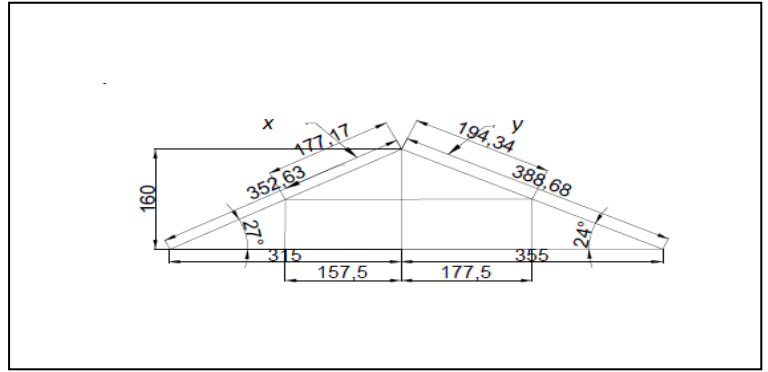


Figure II.8 : Schéma de calcul de la toiture.

- **Calcul des surfaces**

$$S1 = x * [(4.45/2) + (4.40/2)] = 1.77 * (2.225 + 2.20) = 7.83 \text{ m}^2$$

$$S2 = y * [(4.45/2) + (4.40/2)] = 1.95 * (2.225 + 2.20) = 8.63 \text{ m}^2$$

- **La surface inclinée de la toiture revenant au poteau B2**

$$S_i = S1 + S2 = 7.83 + 8.63 = 16.46 \text{ m}^2$$

3. Descente de charge

3.1. Les charges permanentes

a. Planchers étage courant

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Cloison en briques	10	10	1
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.4
Couche de sable	2	18	0.36
plancher corps creux	20	/	2.85
Enduit plâtre	2	10	0.2
Total	Gt=5.21		

Tableau II.2: Plancher étage courant corps creux.

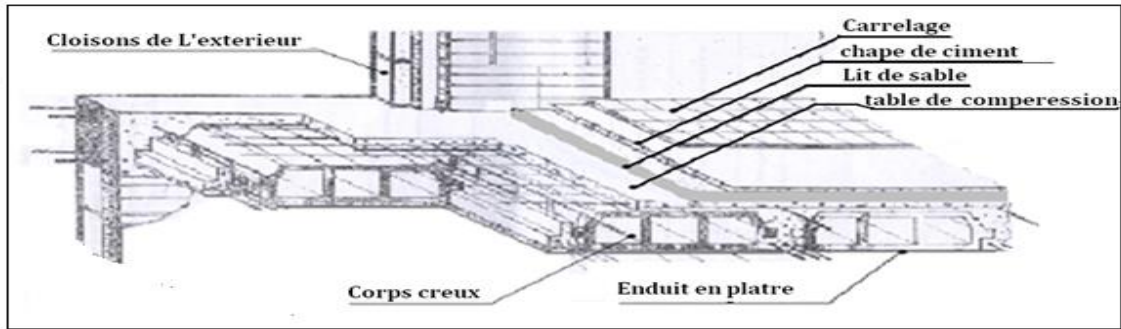


Figure II.9 : Composition du plancher d'étage courant.

b. Dernier plancher

Elément	Epaisseur (cm ²)	Poids volumique ($\frac{KN}{m^3}$)	Poids surfacique (KN/m ²)
plancher	16+4	/	2.80
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Total	Gt=3.00		

Tableau II.3: dernier plancher

c. Toiture

Elément	Poids surfacique (KN/m ²)
Tuiles mécaniques à emboîtement	0.4
Chevrans et pannes	0.1
Mur pignon (cloison)	0.9
Total	1.4

Tableau II.4: Charges revenant à la toiture

d. Maçonnerie extérieure

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique ($\frac{KN}{m^3}$)	Poids surfacique (KN/m ²)
Cloison en briques	10	/	0.9
Lame d'aire	5	0	0
Revêtement de ciment	2	20	0.4
Cloison en briques	15	/	1.3
Enduit plâtre	2	10	0.2
Total	Gt=2.8		

Tableau II.5 : Maçonnerie extérieure

4.1 Charges d'exploitations

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

Eléments	Surcharges (KN/m ²)
Plancher dernier étage	1,00
Plancher à usage d'habitation	1.50
Toiture	1.00
Balcons	3,50
Escalier	2.50

Tableau II.6 : Charges d'exploitations

❖ Poids propre des éléments revenant au poteau B2

- Toiture : $PPt = Gt \times Si = 1.4 \times 16.46 = 23.05 \text{ KN}$
- Dernier plancher: $PPd = Gd \times Sp = 3 \times 14.82 = 44.46 \text{ KN}$
- Plancher d'étage courant: $PPc = Gc \times Sp = 5.21 \times 14.82 = 77.21 \text{ KN}$
- Mur extérieure : $2.8 \times 3.15 / 2 \times 3.06 = 15.87 \text{ KN}$
- Poutres :

Poutre principale : $3.92 \times (0.30 \times 0.40) \times 25 = 11.76 \text{ KN}$

Poutre secondaire : $3.05 \times (0.20 \times 0.30) \times 25 = 4.575 \text{ KN}$

- Poteaux :

Poteau étage courant: $3.06 \times (0.3 \times 0.3) \times 25 = 6.885 \text{ KN}$

Poteau E/sol $4.08 \times (0.3 \times 0.3) \times 25 = 10.8 \text{ KN}$

Les résultats sont résumés dans ce tableau suivant :

Etage	G _{plancher}	G _{pp}	G _{ps}	G _{Poteau}	G _{mur}
Toiture	23.05	11.76	4.575	0	0
Etag5	44.46	11.76	4.575	6.885	4.82
Etag4	77.21	11.76	4.575	6.885	15.87
Etag3	77.21	11.76	4.575	6.885	15.87
Etag2	77.21	11.76	4.575	6.885	15.87
Etag1	77.21	11.76	4.575	6.885	15.87
RDC	77.21	11.76	4.575	6.885	15.87
E/sol	77.21	1176	4.575	10.80	15.87

Tableau II.7 : tableau récapitulatif

4.2. Loi de dégression des surcharges

Les règles du BAEL 91-99 nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanété du chargement sur tous les planchers.

$$\Sigma 0 = Q_0$$

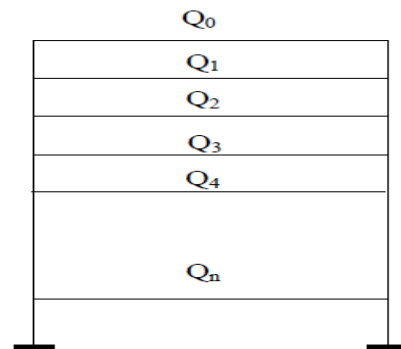
$$\Sigma 1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma 2 = Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma 3 = Q_0 + 0,9 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$$

pour $n \geq 5$



Le tableau récapitulatif de la dégression des charges :

Niveau	La loi de la dégression	La charge en KN
Toiture+detg5	$Q_0 = (Q_{txsi}) + (Q_{dpxsdp})$	31.28
Etag4	$Q_0 + Q_1$	46.1
Etag3	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	66.48
Etag2	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	84.63
Etag1	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	100.74
RDC	$Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	114.27
E/sol	$Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	124.75

Tableau II.8 : tableau récapitulatif de la dégression des charges.

Avec : $Q_0 = Q_t \times S_i + Q_d \times S_p = (1 \times 16.46) + (1 \times 14.82) = 31.28 \text{ KN}$

$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = Q_c1 \times S_p = (1.5 \times 14.82) = 22.23 \text{ KN}$

5. Détermination de la section des poteaux

ETAGE	N_G (KN)	N_q (KN)	N_U (KN)	Br	a=b (cm)	a=b(choix)
Etag5	111.885	31.28	197.97	126.71	13.26	35x35
etage4	228.185	46.1	377.20	241.50	17.60	35x35
etage3	344.485	66.48	564.80	361.50	21.10	35x35
etage2	460.785	84.63	749.1	479.40	22.3	35x35
etage1	577.085	100.74	930.175	595.32	26.40	40x40
RDC	693.385	114.27	1107.47	708.79	28.83	40x40
E/sol	809.85	124.75	1280.5	819.52	30.62	40x40

Tableau II.9: Détermination de la section de poteau central.

Avec :

$$G_{\text{plancher}} = S_{pl} \times G$$

$$G_{Ps} = 25 \times h_{ps} \times b_{ps} \times l_{ps}$$

$$G_{PP} = 25 \times h_{pp} \times b_{pp} \times l_{pp}$$

$$G_{\text{mur}} = l \times h_e \times G$$

$$G_{\text{poteau}} = 25 \times a^2 \times h_{\text{étage}}$$

$$N_G = G_{\text{poteau}} + G_{\text{mur}} + G_{PP} + G_{Ps} + G_{\text{plancher}}$$

II.2.7 Vérifications

✓ **Vérification des exigences du RPA (Art 7.4.1):**

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1}$$

Niveau	(a×b)	Min (b, h) ≥ 25 cm	Min (b, h) ≥ h _e /20	1/4 < b/h < 4	condition
Etage 2, 3,4,5	(35×35)	Min (35×35) ≥ 25 cm	Min (35×35) ≥ 13.8cm	1/4 < 1 < 1/4	Vérifiée
Etage E/sol, RDC,1	(40×40)	Min (40×40) ≥ 25 cm	Min (40×40) ≥ 13.8 cm	1/4 < 1 < 1/4	Vérifiée

Tableau II.10 : Vérification des exigences de (RPA/A.7.4.1).

• **Vérification des poteaux au flambement**

Les structures élancées doivent être vérifiées en tenant compte de l'amplification des déformations dues à l'effort normal dans les pièces comprimées.

Afin d'éviter le risque de flambement des poteaux, l'élancement λ de ceux-ci devra satisfaire l'inéquation suivante.

$$\lambda = l_f / i \leq 50$$

Avec :

λ : élancement du poteau,

l_f : longueur de flambement,

i : rayon de giration,
$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : moment d'inertie du poteau = $bh^3/12$,

B : section du poteau.

La longueur de flambement l_f est évaluée en fonction de la longueur libre l_0 des pièces et de leurs liaisons effectives. Le BAEL91 nous suggère d'adopter

$l_f = 0,7 l_0$ lorsque le poteau est encasté à ses extrémités,

- soit encasté dans un massif de fondation,

- soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que le poteau dans le sens considéré, et le traversant de part en part ; ce qui est notre cas.

l_0 : hauteur libre du poteau

Application numérique

$l_f = 0,7 \times 3,78 = 2,646$ m pour le poteau du E/sol,

$l_f = 0,7 \times 2,76 = 1,932$ m pour le poteau des étages courants et le RDC.

➤ **Pour l'Entre sol**

$$i = \sqrt{\frac{40 \times 40^3}{12 \times 40 \times 40}} = \sqrt{\frac{40^2}{12}} = 11,54 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } \lambda = \frac{2,646 \times 10^2}{11,54} = 22,92$$

➤ **Pour le RDC et le 1^{er} étage**

$$\text{D'où } \lambda = \frac{1,932 \times 10^2}{11,54} = 16,74$$

➤ **Pour les autres étages courants**

$$i = \sqrt{\frac{35 \times 35^3}{12 \times 35 \times 35}} = \sqrt{\frac{35^2}{12}} = 10.103 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } \lambda = \frac{1.932 \times 10^2}{10.103} = 19.12$$

- **Toutes les valeurs de λ sont inférieures à 50, alors il n'y a aucun risque de flambement.**

Chapitre III :

Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons présenter les étapes de calculs des éléments de structure en béton armé.

Les calculs des éléments dits « secondaires » ont pour tout de mettre en application des différents hypothèses de calculs a l'ELU et a l'ELS et d'effectuer les vérifications nécessaires recommandés par le **RPA99** (version 2003).

Les calculs concernent les éléments suivants :

- 1-toiture (charpente en bois).
- 2-plancher.
- 3-escalier.
- 4-balcons.

III.2. Etude de la toiture

III.2.1. Introduction

La charpente est l'ensemble des pièces en bois (panne, chevrons, liteaux...) qui portent la couverture, les charpentes présentent diverses formes et différentes pentes d'inclinaison Suivant les régions et les types de couverture.

Notre bâtiment comporte une charpente en bois qui supporte une couverture en tuiles mécanique, elle représente plusieurs versants inclinée de 24° et 27°.

III.2.2. Détermination des charges : (DTR BC.2.2)

➤ *Charge permanente*

Poids propre des tuiles et des liteaux : = **0. 45KN/m2**

Poids propre des pannes et des chevrons : **Gp = 0. 1KN/m2**

$$\Rightarrow G = G_t + G_p = 0,45 + 0,1$$

$$G = 0, 55KN/m^2$$

➤ *Charge d'exploitation*

Poids de la neige : **Q = 1KN/m2**

➤ *Combinaison des charges*

- A l'état limite ultime E.L.U : **qu = 1,35G + 1,5Q**

$$q_u = 1,35 \times 0,55 + 1,5 \times 1 \qquad q_u = 2, 24KN/m^2$$

- A l'état limite de service E.L.S: **qs = G + Q**

$$q_s = 0,55 + 1 \qquad q_s = 1. 55KN/m^2$$

➤ **Choix de la section**

Le choix de section des éléments sont conditionnés par le marché, c'est pour cela que notre choix ce portera sur les sections le plus commercialisées.

On adoptera les sections suivantes :

- Les pannes (100 x 250) mm²
- Les chevrons (40 x 60) mm²
- Les liteaux (30 x 30) mm²

III.2.3. Calcul des éléments de la toiture

III.2.3.1. Calcul des pannes

a- Définition

Les pannes sont des pièces de bois horizontales appuyées sur les poutres, elles portent les chevrons. On distingue trois types de panne :

La panne faîtière, les pannes sablières et les pannes intermédiaires (pannes courantes).

b- Efforts revenant aux pannes

Espacement des pannes est prise égal à $e_p = 1m$.

La portée des pannes est de $l = 3.5m$.

$$\Rightarrow q_p = q_u \times e_p = 2,24 \times 1 = 2,24 \text{ KN/ml}$$

c- Dimensionnement de la panne

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ses extrémités, elle travaille en flexion déviée sous la charge q_p :

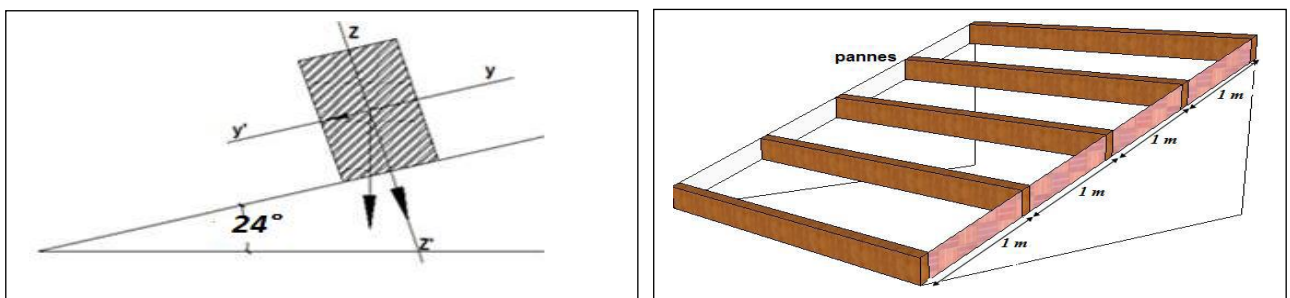


Figure III.1 : la distribution des pannes sur les poutres

d- Détermination de q_z

Suivant l'axe yy : $q_y = q_p \sin \alpha = 2,24 \sin 24 = 0.91 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe zz : $q_z = q_p \cos \alpha = 2,24 \cos 24 = 2.04 \text{ KN/ml}$

e- Moments de flexion

$$\begin{cases} M_{fy} = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{2.04 \times 4.0^2}{8} = 4.08 \text{ kN.m} \\ M_{fz} = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0.91 \times 4.0^2}{8} = 1.82 \text{ kn.m} \end{cases}$$

f- Vérification de la section de la panne

La section de la panne est de (100 × 250) mm²

g- vérification de la contrainte admissible du bois

On doit vérifier que $\sigma_f = \frac{M_{fz}}{I_z'z'/v} + \frac{M_{fy}}{I_y'y'/v} \leq \bar{\sigma}_f$

Nous utilisons le bois du sapin de catégorie I et d'après les règles CB71, la contrainte admissible forfaitaire $\bar{\sigma}_f$ dans ce bois travaillant en flexion déviée est de :

$$\bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$$

• **Calcul des modules résistents**

$$W_y = \frac{I_y'y'}{V} = \frac{bh^3/12}{h/2} = \frac{bh^2}{6} = \frac{10 \times 25^2}{6} \Rightarrow W_y = 1041.667 \text{ cm}^3$$

$$W_z = \frac{I_z'z'}{V} = \frac{hb^3/12}{b/2} = \frac{hb^2}{6} = \frac{25 \times 10^2}{6} \Rightarrow W_z = 416.667 \text{ cm}^3$$

on aura : $\sigma_f = \frac{M_{fy}}{I_y'y'/v} + \frac{M_{fz}}{I_z'z'/v} = \frac{4.08 \times 10^4}{1041.667} + \frac{182 \times 10^4}{416.667} = 115.39 \text{ daN/cm}^2$

$\sigma_f = 119.04 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$ condition vérifiée.

• **Vérification de la flèche DTR C2.46 chapitre 4.31 (Art 4.9.62 /CB71)**

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison suivante **G+Q** :

- La flèche admissible de la panne est : $\bar{f} = \frac{Lp}{300} = \frac{400}{300} = 1.33$

- la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times Lp^2}{48 \times E_f \times h/2}$$

$$E_f = 11000 \times \sqrt{\sigma_f} \Rightarrow E_f = 11000 \times \sqrt{142} = 131080.128 \text{ daN/cm}^2$$

Ce qui donne :

$$f = \frac{5 \times 115.39 \times 400^2}{48 \times 131080.128 \times 25/2} = 1.17 \text{ cm}$$

$f = 1.17 \text{ cm} < \bar{f} = 1.334 \text{ cm}$ condition vérifiée.

Conclusion : la section de la panne choisie (**100x250**) mm est admise.

III.2.3.2. Calcul des chevrons

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge, le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

a- Efforts revenant aux chevrons

Espacement des chevrons est prise égal à $e_p = 40 \text{ cm}$. La portée des chevrons est de $l = 1 \text{ m}$.

$$G_c = bh \times \rho \Rightarrow \rho_{\text{bois}} = 6,5 \text{ KN/m}^3$$

$$G_c = (0,04 \times 0,06) \times 6,5 = 0,0156 \text{ N/ml}$$

$$G = G_c + G_{lit} = (0,04 \times 0,06) \times 6,5 + 0,45 \times 0,4 = 0,324 \text{ /ml}$$

$$q_c = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,324 + 1,5 \times 0,4 \times 1 = 1,04 \text{ /ml}$$

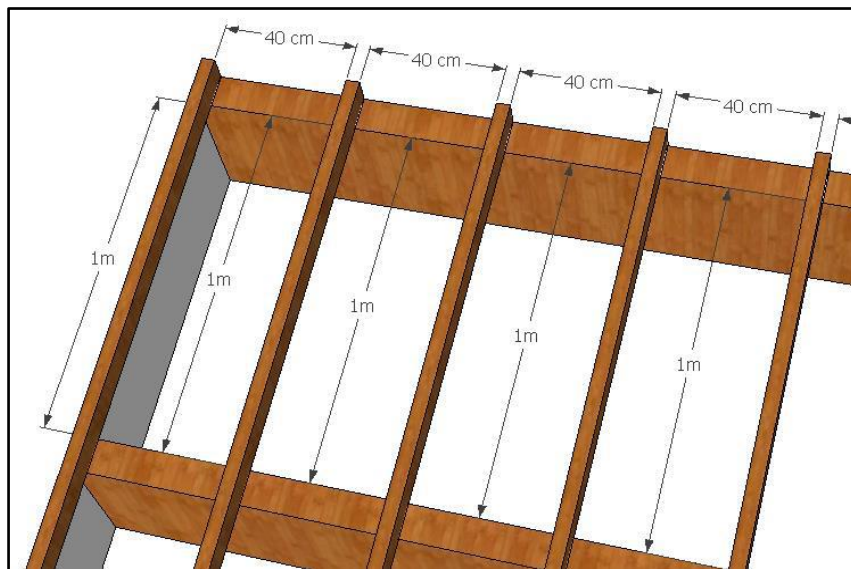


Figure III.2 : Disposition des chevrons sur les pannes.

b- Détermination des Moments fléchissant

Sachant que les appuis sont déformables et en tenant compte de la continuité au niveau de ceux-ci, les moments en travées ainsi qu'aux appuis sont donnés par :

Aux appuis : $M_{fa} = 0.8M_0$

En travées : $M_{ft} = 0.66M_0$

Avec : $M_0 = 1/8 q_c \times L_c^2 = 1/8 \times 1.04 \times (1.00)^2$

D'où : $M_0 = 0.13 \text{KNm}$

Ce qui donne : $M_{fa} = 0.104 \text{KNm}$

$M_{ft} = 0.086 \text{KNm}$

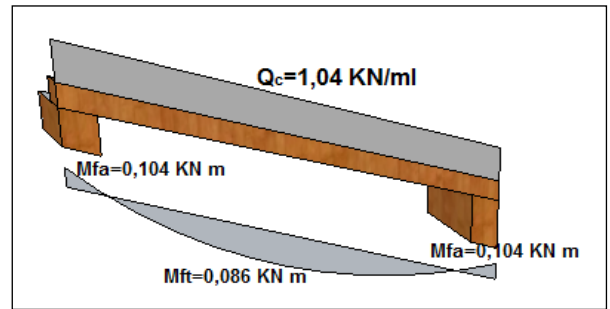


Figure III.3 : Diagrammes des moments fléchissant sur les chevrons.

c- Vérification de la contrainte admissible

On doit vérifier que $\sigma_f = \frac{M_f}{I/V} \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{dan/cm}^2$

• **Calcul des modules de résistance**

$$W = \frac{I}{V} = \frac{bh^2}{6} = \frac{4 \times 6^2}{6} = 24 \text{cm}^2$$

Alors on aura :

$$\text{Aux appuis : } \sigma_{fa} = \frac{0.104 \times 10^4}{24} = 43.33 \text{dan/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{dan/cm}^2$$

$$\text{En travée : } \sigma_{ft} = \frac{0.086 \times 10^4}{24} = 35.83 \text{dan/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{dan/cm}^2$$

• **Vérification de la flèche**

$$\text{On doit avoir } f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_c^2}{48 \times E_f \times h/2} \leq \bar{f}$$

La flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de couverture

(Chevrons, liteaux) à pour valeur :

$$\bar{f} = \frac{L_c}{200} \Leftrightarrow \bar{f} = \frac{100}{200} = 0.5 \text{cm}$$

Ainsi on obtient :

$$f_a = \frac{5 \times 43.33 \times 100^2}{48 \times 131080.128 \times 6/2} = 0.12 \text{cm} < \bar{f}$$

$$f_t = \frac{5 \times 35.83 \times 100^2}{48 \times 131080.128 \times 6/2} = 0.12 \text{cm} < \bar{f}$$

Conclusion : la section de chevron choisie (**40x60**) mm est admise.

II.2.3.3. Calcul des liteaux

Le calcul des liteaux se fera en flexion déviée.

- ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,45 + 1,5 \times 1 = 2,10 \text{ KN/m}^2$

- ELS : $q_s = G + Q = 0,45 + 1 = 1,45 \text{ KN/m}^2$

a-Efforts revenant aux liteaux

Espacement des liteaux est prise égal à $e_l = 32 \text{ cm}$.

La portée des liteaux est de $l = 40 \text{ cm}$.

$q_l = q_u \times e_l = 2,10 \times 0,32 = 0,672 \text{ KN/ml}$

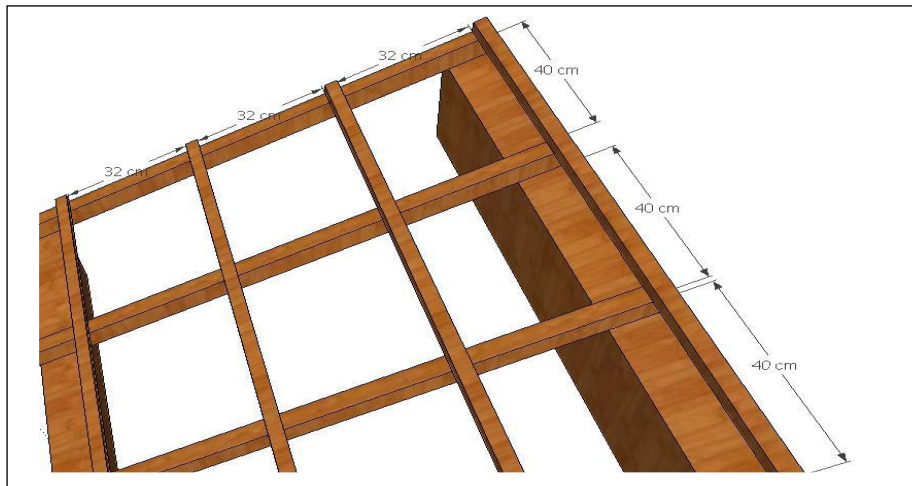


Figure III.4 : Disposition des liteaux sur les chevrons

b- Détermination de q

-Suivant l'axe yy : $q_{ly} = q_l \sin \alpha = 0,672 \sin 19,81 = 0,227 \text{ KN/ml}$

- Suivant l'axe zz : $q_{lz} = q_l \cos \alpha = 0,672 \cos 19,81 = 0,632 \text{ KN/ml}$

c- Moments de flexion

$$\begin{cases} M_{fy} = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{0.632 \times 4.0^2}{8} = 0.01264 \text{ kN.m} \\ M_{fz} = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0.227 \times 4.0^2}{8} = 0.00454 \text{ kN.m} \end{cases}$$

e- vérification de la contrainte admissible du bois

On doit vérifier que $\sigma_f = \frac{M_{fz}}{I_{z'z'/v}} + \frac{M_{fy}}{I_{y'y'/v}} \leq \bar{\sigma}_f = \sigma_{f142} = 142 \text{ daN/cm}^2$

• **Calcul des modules de résistance**

$$W = \frac{I}{V} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times 3^2}{6} = 4.5 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_f = \frac{M_{fz}}{I_{z'z'/v}} + \frac{M_{fy}}{I_{y'y'/v}} = \frac{(0.01264 + 0.00454) \times 10^4}{4.5} = 38.17 \text{ daN/cm}^2$$

$\sigma_f = 38.17 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots \dots \dots$ La condition est vérifiée.

• **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison suivante **G + Q** :

– La flèche admissible de la panne est $\bar{f} = \frac{L_L}{200} = \frac{40}{200} = 0.2 \text{ cm}$.

– La flèche réelle est donnée par cette formule : $f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_p^2}{48 \times E_f \times h/2}$

$$E_f = 11000 \sqrt{\bar{\sigma}_f} = 11000 \sqrt{142} = \mathbf{131080,128 \text{ daN/cm}^2}$$

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_p^2}{48 \times E_f \times h/2} = \frac{5 \times 38.17 \times 40^2}{48 \times 131080.128 \times 3/2} = 0.032 \text{ cm}$$

$f = 0,032 \text{ cm} < \bar{f} = 0,2 \text{ cm}$.. La flèche est vérifiée et la section du liteau est admissible.

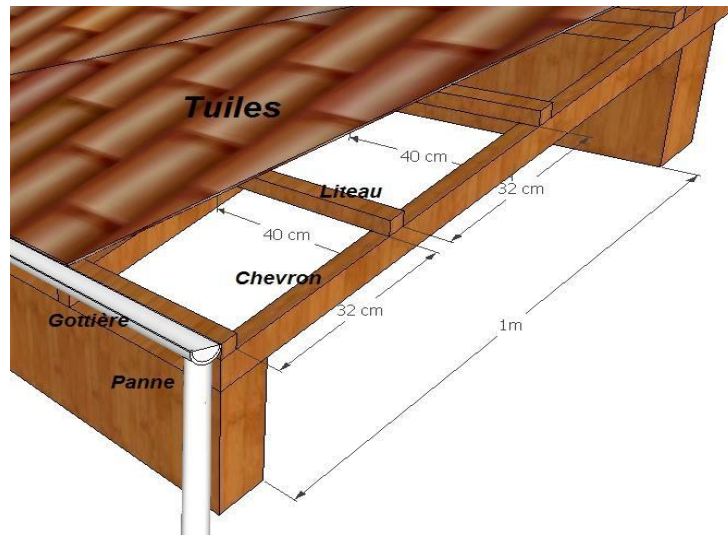


Figure III.5 : Disposition des différents éléments de la toiture

III.3. Calcul des planchers en corps creux

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle :

1. transmettre les charges aux éléments porteurs.
2. 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 qui sont disposées dans le sens de la petite portée.

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

- **Eléments résistants (porteurs) :** poutrelles en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- **Eléments de remplissage (de coffrage) :** les entrevous en béton sur lesquels une dalle de compression en béton est coulée, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges.

III.3.1. Ferrailage de la dalle de compression (BAEL 91/B.6.8,423)

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

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

❖ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

- Si : $L_1 \leq 50 \text{ cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à : $A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{200}{f_e}$

- Si : $50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \quad \text{avec : } (L_1 \text{ en cm}) \quad \text{Avec : un espacement : } St=20 \text{ cm}$$

Avec :

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65 \text{ cm}$).

$A_{\perp \text{ nervures}}$: Diamètre perpendiculaire aux poutrelles,

$F_e = 520 \text{ MPa}$ (F_e : limite élastique des aciers utilisées).

Quadrillage de treilles soudé (TLE 520).

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

Soit : $A_{\perp} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

❖ **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,98/2 = 0,49 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2$; avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension ;(5× 5× 200 × 200)

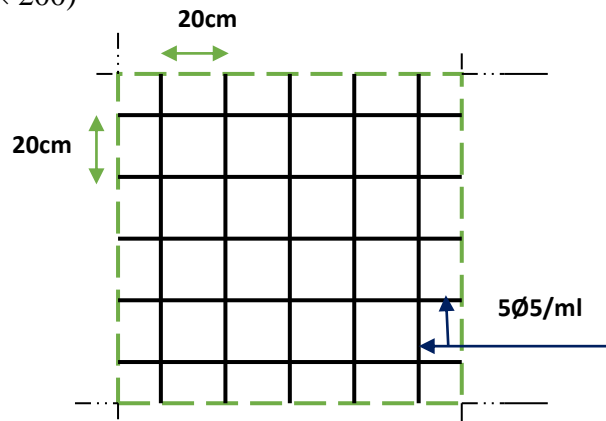


Figure III.6 : Treillis soudés (20x20) cm²

III.3.2. Calcul de la poutrelle

a- Dimensionnement de la poutrelle

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

L₀ : longueur de la plus grande travée. ($L_0 = 355 \text{ cm}$).

b₀ : largeur de la nervure. ($b_0 = 12 \text{ cm}$)

h₀ : épaisseur de la dalle décompression ($h_0 = 4 \text{ cm}$).

b : La largeur de la dalle de compression ($b = 65 \text{ cm}$)

h : La hauteur de la poutrelle est de ($h = 20 \text{ cm}$).

c : Enrobage ($c = 3 \text{ cm}$)

d : La hauteur utile ($d = 17 \text{ cm}$)

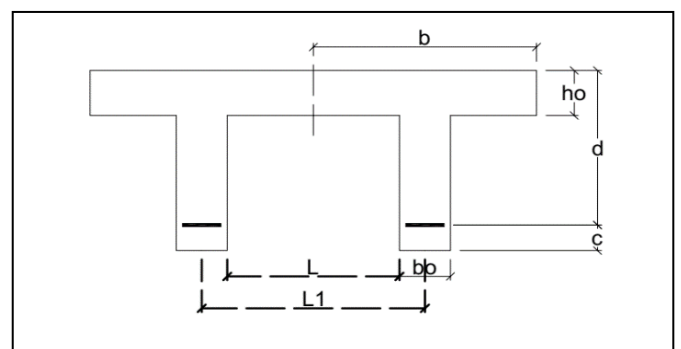


Figure III.7 : les poutrelles

b- étude des poutrelles

Les poutrelles sont considérées uniformément chargées et seront calculées en deux étapes :

1^{ère} étape : avant le coulage de la table de compression

La poutrelle est considérée simplement appuyée sur deux appuis sur ses deux extrémités, elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge d'exploitation.

1-1) Evaluation des charges et surcharges

• Charge permanente

Poids propre de poutrelle :

$$G_p = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

Poids de corps creux d'épaisseur :

$$G_{CC} = 0.65 \times 0.95 = 0,62 \text{ KN/ml}$$

D'où : $G = 0,62 + 0,12 = 0,74 \text{ KN/ml}$

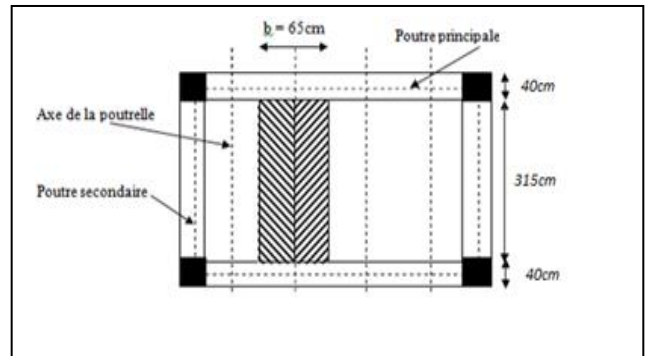
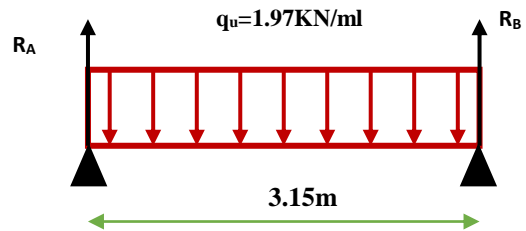


Figure III.8: surface revenant aux poutrelles

• Charge d'exploitation

Charge d'exploitation de la main d'oeuvre :

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$$



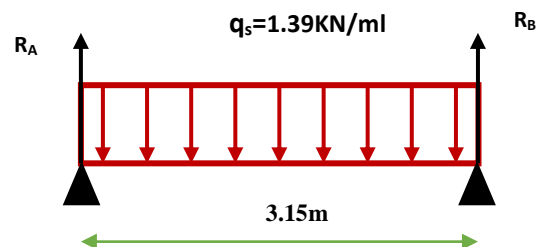
1-2) Combinaison de charges

➤ à L'ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 0.65) = 1.97 \text{ KN/ml} \Rightarrow q_u = 1.97 \text{ KN/ml}$$

➤ à L'ELS

$$q_s = G + Q = 0.74 + 0.65 = 1.39 \text{ KN/ml} \Rightarrow q_s = 1.39 \text{ KN/ml}$$



1-3) Calcul des efforts tranchants et moments max en travée

➤ à L'ELU

$$M_u = M_{\max} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{1.97 \times 3.15^2}{8} = 2.44 \text{ KN.m}$$

$$T_u = T_{\max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{1.97 \times 3.15}{2} = 3.10 \text{ KN}$$

➤ à L'ELS

$$M_{\text{ser}} = M_{\max} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{1.39 \times 3.15^2}{8} = 1.72 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{ser}} = T_{\max} = \frac{q_s l}{2} = \frac{1.39 \times 3.15}{2} = 2.19 \text{ KN}$$

1-4) Ferrailage

La poutrelle travaille en flexion simple.

Les poutrelles n'étant pas exposées aux intempéries, le calcul se fait à L'ELU car la fissuration est considérée comme peu nuisible (**Fissuration Peu Préjudiciable**).

$$M_u = 4.55 \text{ KN.m} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$$

D'après l'organigramme de flexion simple on a :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.44 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 3.58$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{2.44}{1.72} = 1.42$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) = 0.30$$

$$\mu_{lu} < \mu_{bu} \Rightarrow 0.31 < 3.58 \Rightarrow \text{La section est doublement armée (A' } \neq 0)$$

2ème étape : après le coulage de la table de compression

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en T de hauteur égale à l'épaisseur du plancher et reposant sur plusieurs appuis.

Elle sera soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de plancher
- Surcharges d'exploitation

2-1) Charge et surcharge et La combinaison de charge

$$\begin{cases} ELU: q_u = (1,35g + 1,5q) \\ ELS: q_{ser} = (g + q) \end{cases}$$

Avec : $g=0.65G$

$q=0.65Q$

	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	g=0.65G (KN/m)	q=0.65Q (KN/m)	q _u (KN/m)	q _s (KN/m)
Etage courant	5.21	1.5	3.39	0.98	6.05	4.38

Tableau III.1 : Combinaison des charges.

2-2) calcul des sollicitations

Choix de la méthode de calcul :

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérés comme poutres continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des 02 méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

Mais on a choisi d'utiliser le logiciel de calcul (robot structural analyse professionnel 2018)

- ❖ Type de poutrelle à 7 travées
- ❖ Diagramme des moments et les efforts tranchants
- ELU :

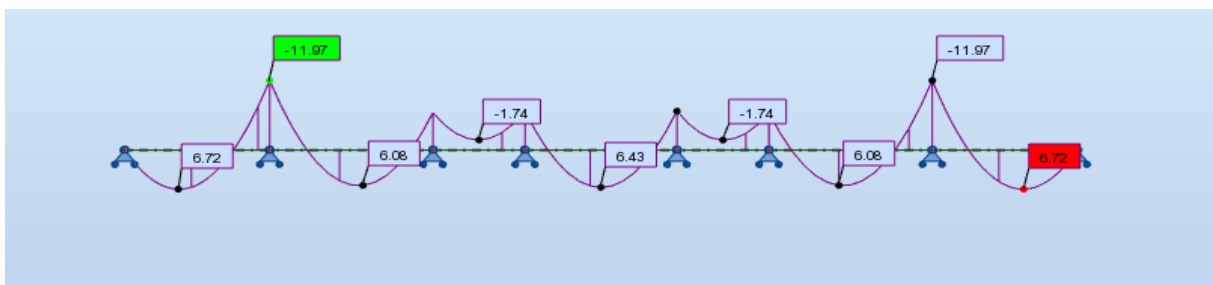


Figure III.9 : Diagramme des moments fléchissant à ELU

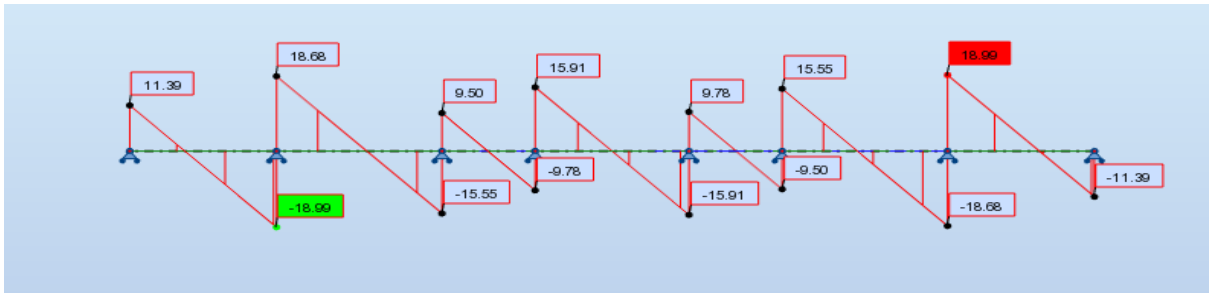


Figure III.10 : Diagramme d'efforts tranchants à ELU

- ELS :



Figure III.11 : Diagramme des moments fléchissent à ELS

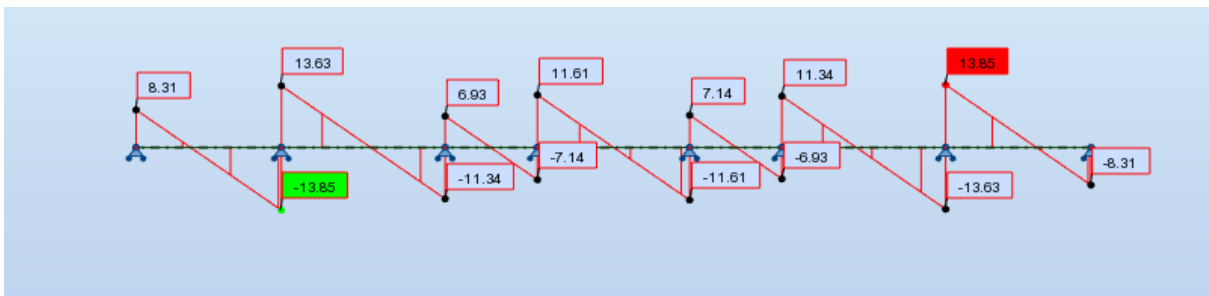


Figure III.12 : Diagramme d'efforts tranchants à ELS

2-3) Ferrailage à l'ELU

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

- En travée

Le moment en travée max, $M_t_{max} = 6.72 \text{ kN.m}$.

Moment équilibré par la table de compression :

$$M_{Tu} = F_{bc} Z_b ; \text{ Tel que } : Z_b = d - \frac{h_0}{2} = 0.17 - \frac{0.04}{2} = 0.15 \text{ m.}$$

$$F_{bc} = b h_0 F_{bu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 = 369.2 \text{ kN}$$

$M_{Tu} = 369.2 \times 0.15 = 55.38 \text{ kN.m} > M_t \rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression, La table n'est pas entièrement comprimée par conséquent la section considérée sera calculée comme une section rectangulaire ($b = 65 \text{ cm}$, $d = 17 \text{ cm}$).

Calcul de μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.72}{0.65 \times 0.17^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.0252$$

Calcul de μ_{lu} :

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{6.72}{4.90} = 1.37$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1.37 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} = 0.2888 > \mu_{bu} = 0.0252$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow (\text{Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = 0.0252 < 0.2888 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée.}$$

Calcul de Z_b :

$$Z_b = d (1 - 0.6\mu_b) = 0.17(1 - 0.6 \times 0.0252) = 0.16\text{m}$$

Calcul de A_{st} :

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

$$A_t = \frac{6.72}{0.16 \times 348 \times 10^3} = 1.21\text{cm}^2$$

On prend : **2HA10=1.57cm²**

- **En appui**

$$M_{a \max} = 11.97\text{KN.m}$$

La table entièrement tendue donc la section considérée pour le calcul est une section rectangulaire avec d=17 et b=12cm

Calcul de μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.97}{0.12 \times 0.17^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.24$$

Calcul de μ_{lu} :

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{11.97}{8.73} = 1.37$$

$$\mu_{lu} = 0.2888 > \mu_{bu}$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow (\text{Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

⇒ On utilise la méthode simplifiée.

Calcul de Z_b :

$$Z_b = d (1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.17(1 - 0.6 \times 0.24) = 0.14 \text{ m}$$

Calcul de A_{st} :

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

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

On prend : **1HA16=2.01 cm²**

❖ **Calcul des armatures transversales : (Art-A.7.1.22/BAEL99).**

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

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

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{20}{35}, 1, \frac{12}{10}\right)$$

$$\phi_t \geq 0.57 \text{ cm}$$

Nous prendrons $\emptyset = 6 \text{ mm}$; les armatures transversales sont : 2HA6 ($A=0.57 \text{ cm}^2$).

❖ **Espacement des armatures transversales (S_t) : (Art-A.5.1.22/BAEL99).**

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

$$S_t \leq \min(0.9 \times 17 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 15.3 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}.$$

⇒ On prend Espacement des cadre : $S_t = 15 \text{ cm}$.

3-4) Vérifications à L'ELU

3-4-1) Condition de non fragilité: (Art. A.4.2.2/BAEL99).

$$\text{En travée : } A_{\min} = 0.23 b d f_{t28} / f_e = 0.23 \times 2.1 \times 10^3 \times 0.65 \times \frac{0.17}{400 \times 10^3}$$

$$A_{\min} = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.33 \text{ cm}^2 \dots \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{En appui : } A_{\min} = 0.23 b d f_{t28} / f_e = 0.23 \times 2.1 \times 10^3 \times 0.12 \times \frac{0.17}{400 \times 10^3}$$

$$A_{\min}=0.25\text{cm}^2$$

$$A_a = 2.01\text{cm}^2 > A_{\min}=0.25\text{cm}^2 \dots \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

3-4-2) Vérification de l'effort tranchant:(Art. A.5.1.1/BAEL99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u \leq \bar{\tau}_u \\ \bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2F_{cj}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) \\ \bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa} \\ V_{u \max}=18.99 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 d} = \frac{18.99 \times 10^3}{120 \times 170} = 0.93\text{Mpa}$$

$$\text{FPP} \implies \bar{\tau} = \min(0.20f_{cj}/\gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 3, 33\text{MPa} \text{ avec } : \gamma_b=1.5$$

$$\tau_u = 0.58\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée .}$$

3-4-3) Vérification de l'adhérence aux appuis : (Art. A.6.1.31/BAEL99)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{c28} \text{ On a: } \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i}$$

$$\psi_s=1.5 \text{ (acier Fe400, haute adhérence)}$$

$$\phi : \text{Diamètre des barres } (\phi=10\text{mm})$$

$$\sum u_i = n\pi\phi : \text{Somme du périmètre utile des b} \sum u_i = 3 \times 3,14 \times 10 = 94.2\text{mm}^2$$

$$\text{On prend : } \min(\phi_t, \phi_a) = 10\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.99 \times 10^3}{0.9 \times 17 \times 94.2 \times 10} = 1.31\text{Mpa}$$

$$\text{Et on a : } \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{tj} = \psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5(2.1) = 3.15\text{MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 1.31 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

3-4-4) Ancrage des barres

❖ Ancrages rectilignes : (Art A.5.1, 22 /BAEL99)

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

L_s : la longueur de scellement droit

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

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{6 \times 400}{4 \times 2.835} \times 0.1 = 21.2 \text{cm}$$

❖ Ancrages courbe

L_a : la longueur d'encombrement.

$$L_a = 0.4L_s = 0.4 \times 21.2 = 8.48 \text{cm} \Rightarrow L_a = 10 \text{cm}$$

3-4-5) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :(Art : A. 5 .1 .313)

$$\frac{2V_u}{a \cdot b_0} < 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u < 0.267ab \text{ Avec : } a=0.9d$$

❖ Appuis de rive

$$V_u = 11.39 \text{KN} < 0.267 \times 0.9 \times 0.17 \times 0.12 \times 25 \times 10^3 = 122.55 \text{KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Appuis intermédiaires

$$V_U = 18.99 \text{KN} < 122.55 \text{KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{On a : } A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H)$$

$$H = \frac{M_{a \text{ max}}}{0,9 \cdot d}$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} \left(11.39 + \frac{18.99}{0.9 \times 0.17} \right) = 0.39$$

$$A_{\text{appuis}} = 2.01 > 0.39 \dots \dots \dots \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

\Rightarrow Les armatures calculées sont suffisantes.

	M_U (KN.m)	A (cm ²)	A _{min} cm ²	A _{adp} (cm ²)	Choix des barres	τ_u (Mpa)	τ_u < $\bar{\tau}_u$	τ_{se} (Mpa)	τ_{se} < $\bar{\tau}_{se}$
Travée	6.72	1.21	1.33	1.57	2HA10	0.98	CV	1.31	CV
Appui	11.97	2.00	0.25	2.01	1HA16				

Tableau III.2: Calcul de ferrailage à L'ELU.

3-5) Vérification à L'ELS

• Moments max

En appuis : $M_{ser}^a = 8.73 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{ser}^t = 4.90 \text{ KN.m}$

• Effort tranchant

$V_S = 13.85 \text{ KN}$.

3-5-1) Contrainte de compression dans le béton

La fissuration étant peu préjudiciable, on doit vérifier que:

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

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

On a :

$$\frac{b \cdot y_1^2}{2} + n(A + A')y_1 - n(Ad + A'd) = 0$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + nA(d - y_1)^2 + nA'(y_1 - d')^2$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

	M _s (KN.m)	A _{adp} (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Y(cm)	condition
Travée	4.90	2.35	2.54	15	3.79	CV
Appui	8.73	2.01	4.81	15	3.54	CV

Tableau III.3: Vérification des contraintes à ELS.

3-4-2) Vérification de la flèche

On doit vérifier que :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} MPa$$

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{355} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.063 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit procéder au calcul de la flèche.

- **Calcul de la flèche :(BAEL 91/Art B.6.5, 2)**

On doit vérifier que : $f = \frac{M_t l^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f}$

La flèche admissible est $\bar{f} = \frac{L}{1000} = \frac{3150}{500} = 6.3 \text{ mm}$

Avec :

E_v : Module de déformation différée. $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée : $I_f = 1.1 I_0 / (1 + \mu \times \lambda_v)$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène.

- **Aire de la section homogénéisée**

$$B_0 = B + \eta A = (b \times h_0) + (h - h_0) \times b_0 + 15A$$

$$B_0 = (65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 2.35$$

$$B_0 = 487.25 \text{ cm}^2$$

- **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à (xx)**

$$S_{/xx} = \frac{bh_0^2}{2} + (h - h_0)b_0 \left[\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right] + 15A_t d$$

$$S_{/xx} = \frac{65 \times (4)^2}{2} + (20 - 4) \times 12 \times \left[\frac{20 - 4}{2} + 4 \right] + 15 \times 2.35 \times 17$$

$$S_{/xx} = 3423.25 \text{ cm}^3$$

- **Position du centre de gravité**

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3423.25}{487.25} = 7.02 \text{ cm} ; \text{ donc } : V_1 = 7.02 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.02 = 12.98 \text{ cm} ; \text{ donc } : V_2 = 12.98 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie de la section homogénéisée**

$$I_0 = \frac{b_0}{3}(V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0)h_0\left[\frac{h_0^2}{12} + V_1 - \frac{h_0}{2}\right] + 15A_t(V_2 - c)^2$$

D'où :

$$I_0 = \frac{12}{3}(7.02^3 + 12.98^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + 7.02 - \frac{4}{2}\right] + 15 \times 2.35 \times (12.98 - 3)^2$$

$$I_0 = 13648.563 \text{ cm}^4$$

• **Calcul des coefficients**

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 17} = 11.52 \times 10^{-3}$$

$$\lambda_i = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0.02 \times 2.1}{11.52 \times 10^{-3} \left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right)} = 1.43$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 1.43 = 0.57$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{st} + f_{t28}}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 11.52 \times 10^{-3} \times 196.5) + 2.1} = 0.33$$

• **Calcul de l'inertie fictive I_f**

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 13648.563}{1 + 0.33 \times 0.57} = 12636.5 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv} = 12636.5 \text{ cm}^2$$

• **Calcul de flèche**

$$f = \frac{M_t l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{4.9 \times (3150)^2 \times 10}{10 \times 10818.87 \times 12636.5} = 0.63 \text{ mm}$$

$$f = 0.36 \text{ mm} < \bar{f} = 6.3 \text{ mm}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées donc les poutrelles seront ferrillées comme suit :

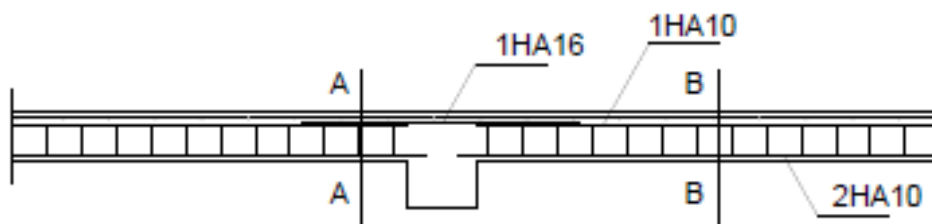
- Armatures longitudinales :

Travée : $2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$

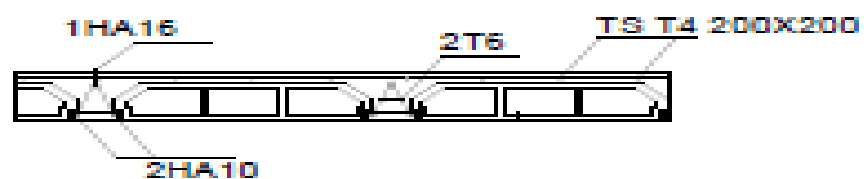
Appuis : $1HA16 = 2.011 \text{ cm}^2$

- Armatures transversales :

$2T6 = 0.57 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 15cm (1 étrier en T6 tous les 15 cm).



coupe A-A



coupe B-B



Figure III.13 : Schéma de ferrailage des planchers.

III.4. Calcul de l'escalier

Les escaliers constituant le bâtiment sont en béton armé coulé sur place, ils sont constitués de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.

L'escalier est calculé à la flexion simple et puisqu'il n'est pas exposé aux intempéries les fissurations sont considérées non préjudiciables.

III.4.1. Détermination des charges et surcharges

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de projection horizontale, considérant une poutre simplement appuyée aux endroits des deux paliers.

➤ charge permanente

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	2	20	0,4
2-Mortier de pose	2	20	0,6
3-Dalle en béton armé	15/cos29.53	25	4.32
4- Marche	17/2	25	2,125
5-couche de sable	2	20	0,36
5-Enduit de ciment (1.5cm)	1.5	18	0.27
TOTAL=	G=8.25KN/m ²		

Tableau III.4 : volée

eliment	Charge permanente G (kN/m)	
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	

Tableau III.5 : Palier

III .4.2. Calcul des sollicitations

Eléments	G (KN/ m ²)	Q (KN/ m ²)	ELU	ELS
Palier	5.61	2.5	11.32	8.11
Volée	8.2	2.5	14.65	10.57

Tableau III.6: Calcul des sollicitations.

- **Diagramme des efforts tranchants et des moments**

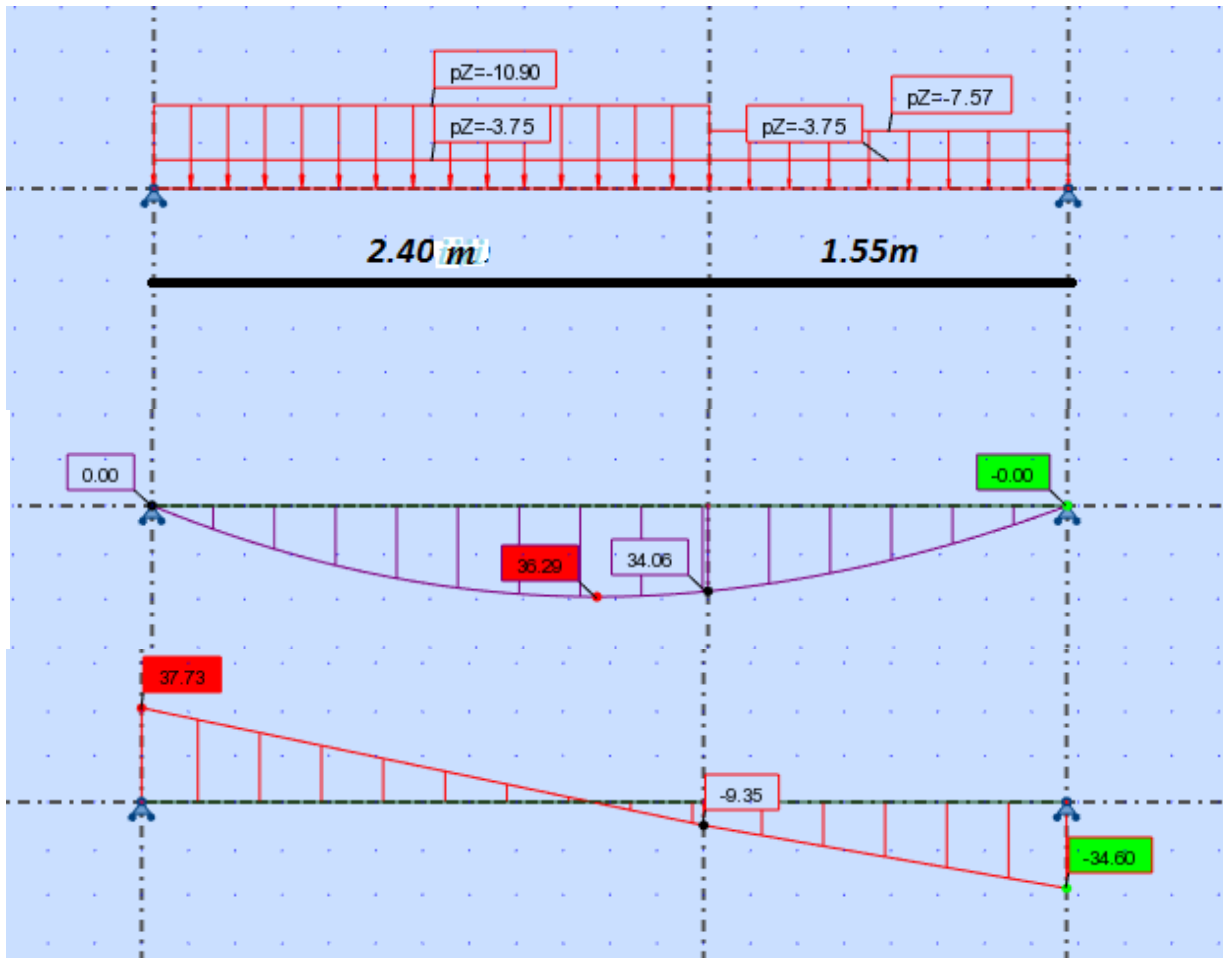


Figure III.14 : Diagramme des efforts tranchants et des moments à l'ELU.

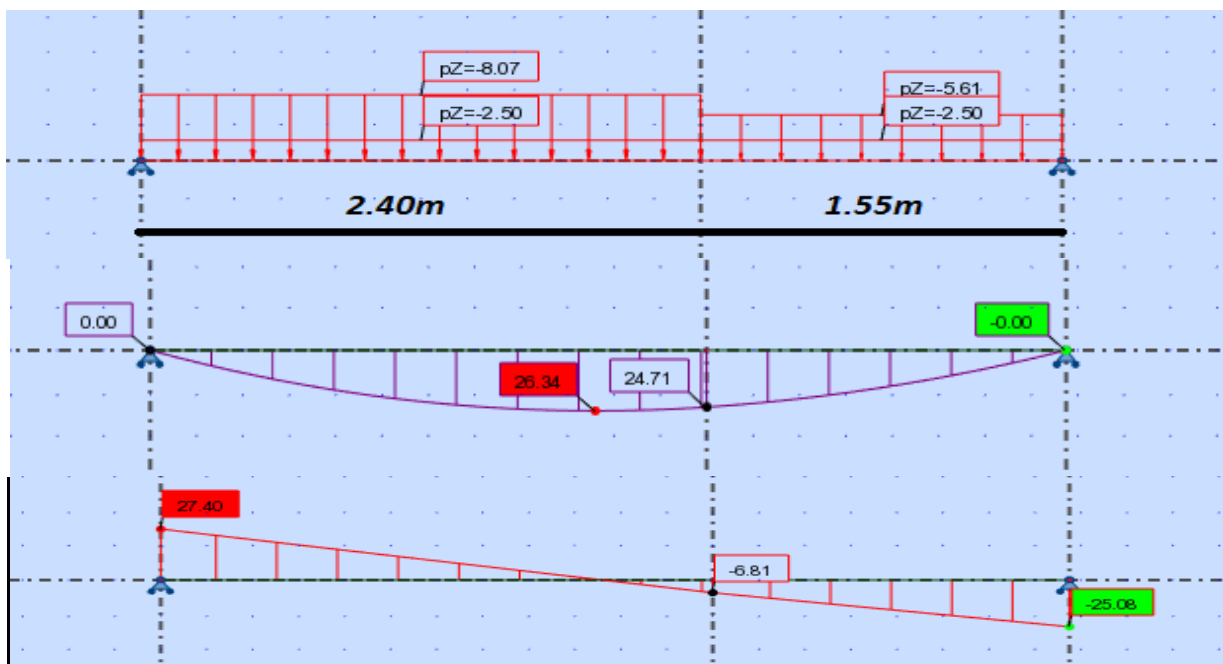


Figure III.15 : Diagramme des efforts tranchants et des moments à l'ELS

- **Correction des moments**

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

A l'ELU : $M_{t \max} = 36.29 \text{ KN.m}$

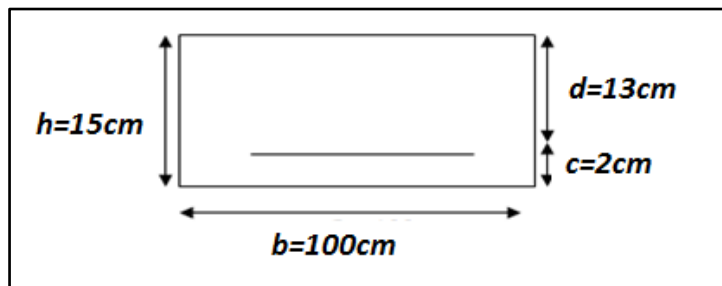
Aux appuis : $M_{uA} = -0.3M_z^{\max} = -0.3 \times 36.29 = -10.88 \text{ KN.m}$.

En travée : $M_{UT} = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 36.29 = 30.85 \text{ KN.m}$.

III .4.3. Ferrailage

- **Ferrailage longitudinal**

Le calcul des armatures se fera en flexion simple pour une section rectangulaire de Caractéristique : $b = 100 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$, $d = 13$, $H = d + c = 15 \text{ cm}$.



	$M_U (\text{KN.m})$	μ_{bu}	μ_{tu}	$Z_b (\text{cm})$	$A (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$	Choix des barres
Travée	30.85	0.12	0.291	12.064	7.34	2.05	7.91	7HA12
Appui	10.88	0.045	0.291	12.67	2.46	2.05	5.49	7HA10

Tableau III.7: Ferrailage longitudinal.

- **Armature de répartitions**

En travée ET en appuis : $A_r = (7.7/4) = 1,93 \text{ cm}^2$, soit : 4HA8 (2.01 cm^2), $St = 25 \text{ cm} \leq 45$

III.4.4. Vérifications

a- Vérification de l'espacement

Armature principale : $S_t = 20-15 \text{ cm} \leq \min (3h=60 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ → vendition vérifier

Armature de répartition $St = 25 \text{ cm} \leq \min (4h=80 \text{ cm}, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ → vendition vérifier

b- Vérifications des contraintes à l'ELU

	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	τ_{se}	$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$	condition
Appuis	27.40	0.21	3.33	1.14	3.15	CV

Tableau III.8: vérification des contraintes à ELU.

c- Ancrage des barres

❖ **Ancrages rectilignes : (Art A.5.1, 22 /BAEL91)**

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

L_s : la longueur de scellement droit

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

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.835} \times 0.1 = 28.22 \text{ cm}$$

❖ **Ancrages courbe**

L_a : la longueur d'encombrement.

$$L_a = 0.4 L_s = 0.4 \times 28.22 = 11.29 \text{ cm}$$

d- Vérification de compression : (BAEL 91 Art A 5-1.3.21)

$$V_u \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times bd}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq \frac{0.4 \times 25 \times 10^{-1} \times 0.9 \times 17 \times 100}{1.5} = 1020 \text{ KN}$$

$$V_{u\max} = 29.40 \text{ KN} < \bar{V}_U = 1020 \text{ KN} \dots \dots \rightarrow \text{condition vérifié}$$

e- Vérifications à l'ELS

❖ Vérifications des contraintes à l'ELS

	M _{SER}	A _S	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
Travée	26.23	7.91	4.44	11380.72	8.74	CV
Appui	9.26	5.49	3.88	8796.45	3.20	CV

Tableau III.9: Vérification des contraintes à ELS.

❖ Vérification de la flèche

On doit vérifier que :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} MPa$$

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{400} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.063 \rightarrow \text{Condition non vérifié}$$

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit procéder au calcul de la flèche.

• Calcul de la flèche :(BAEL 91/Art B.6.5, 2)

On doit vérifier que : $f = \frac{5pl^4}{384EI} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$

La flèche admissible est $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm}$

Avec :

P = max (palier ; volée)= (8.11 KN/ml ; 10.57 KN/ml)= 10.57 KN/ml.

E_v : Module de déformation différée. $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 10818.87 \text{ MPa}$

I : Moment d'inertie de la section homogène.

• Aire de la section homogénéisée

B₀ = B + ηA

B₀ = (100 × 15) + 15 × 7.91

B₀ = 1618.65cm²

- **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à (xx)**

$$S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d$$

$$S_{/xx} = \frac{100 \times (15)^2}{2} + 15 \times 7.97 \times 13$$

$$S_{/xx} = 12804.15 \text{ cm}^3$$

- **Position du centre de gravité**

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{12804.15}{1618.64} = 7.91 \text{ cm} ; \text{ donc } : V_1 = 7.91 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.91 = 7.09 \text{ cm} ; \text{ donc } : V_2 = 7.09 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section homogénéisée**

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

D'où :

$$I = \frac{100}{3} (7.91^3 + 7.09^3) + 15 \times 7.91 \times (7.09 - 2)^2$$

$$I = 31451.14 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de flèche**

$$f = \frac{5 * 10.57 * 3.3^4 * 10^{-3}}{384 * 10818.87 * 31451.14 * 10^{-8}} = 0.0053 \text{ m} = 0,53 \text{ cm}$$

$$f = 0,52 \text{ cm} < \bar{f} = 0.66 \text{ cm} \dots \text{Condition Vérifier.}$$

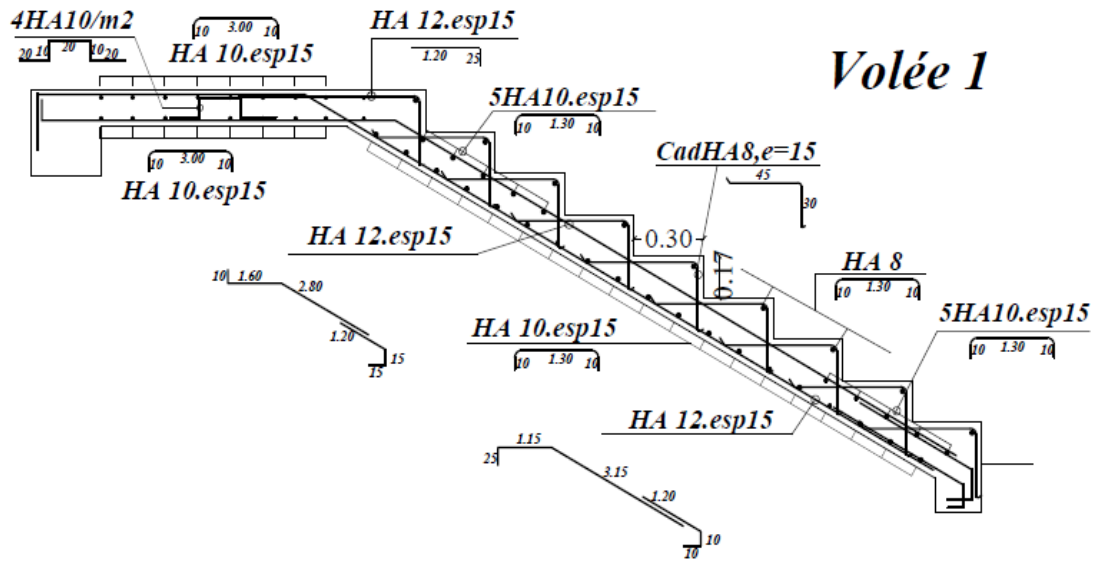


Figure III.16: Schémas de ferrailage d'escalier.

III.5. Etude de la poutre palière

C'est une poutre de section rectangulaire, de dimension (bxh) et chargée uniformément. Son calcul se fait à la flexion simple, elle est supposée semi encastrée à ses deux extrémités par les poteaux.

III.5.1. Pré-dimensionnement de la poutre palière

Selon le BAEL91 les dimensions de la poutre sont :

$$L=330\text{cm.}$$

$$330/15 < h < 330/10 \quad \text{Donc : } 22 < h < 33 \quad \text{On prend : } h= 35 \text{ cm}$$

$$0.3h < b < 0.7h \quad \text{Donc: } 9 < b < 21 \text{ On prend : } b=25\text{cm}$$

Vue l'importance de la portée et de l'épaisseur de notre escalier, on est contraint de choisir

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

III.5.2. Vérifications des conditions de résistance : (RPA99/V2003)

$$b \geq 20\text{cm} \quad \Rightarrow \quad b = 30 \text{ cm} \quad \text{CV.}$$

$$h \geq 30\text{cm} \quad \Rightarrow \quad h = 35 \text{ cm} \quad \text{CV.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \Rightarrow \quad \frac{35}{30} = 1.16 \quad \text{CV.}$$

Donc les dimensions de la poutre sont : $h = 40\text{cm}$; $b = 30\text{cm}$.

III.5.3. Charges qui agissent sur la poutre palière

La poutre palière est soumise à :

- Son poids propre : $G_p = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.63 \text{ KN/m}$.
- Maçonnerie : $2.81 \times (1.53 - 0.35) = 3.37 \text{ KN/m}$

$$G_{\text{totale}} = 2.63 + 3.35 = 6 \text{ KN/m}$$

Réaction d'appuis due à l'escalier :

- ELU: $R_B = 34.60 \text{ KN}$.
- ELS: $R_B = 25.06 \text{ KN}$.

- **Combinaison de charges**

À l'ELU : $q_u = 1.35 G_{\text{total}} + R_B = (1.35 \times 6) + 34.60 = 42.7 \text{ KN}$

À l'ELS : $q_s = G_{\text{total}} + R_B = 6 + 25.06 = 31.06 \text{ KN}$

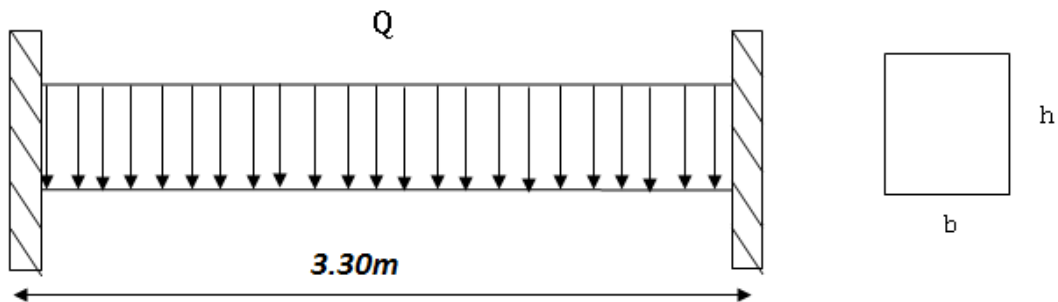


Figure III.17 : Schéma statique de la poutre palière.

1) à l'ELU

- Réaction d'appuis : $R_A = R_B = (Q_u \times l) / 2 = (42.7 \times 3.3) / 2 = 70.45 \text{ KN}$
- Moment : $M_0 = Q_u \times l^2 / 8 = (42.7 \times 3.3^2) / 8 = 58.12 \text{ KN.m}$

Pour tenir compte de semi encastrement :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a = -0,3M_0 = -17.43 \text{ KN.m} \\ M_t = 0,85M_0 = 49.40 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

2) à l'ELS

- Réaction d'appuis : $R_A = R_B = (Q_s \times l) / 2 = (31.06 \times 3.30) / 2 = 51.25 \text{ KN}$
- Moment : $M_0 = Q_s \times l^2 / 8 = (31.06 \times 3.3^2) / 8 = 42.28 \text{ KN.m}$

Pour tenir compte de semi encastrement :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a = -0,3M_0 = -12.68\text{KN.m} \\ M_t = 0,85M_0 = 35.94\text{KN.m} \end{array} \right.$$

- **Diagramme des moments et des efforts tranchants**

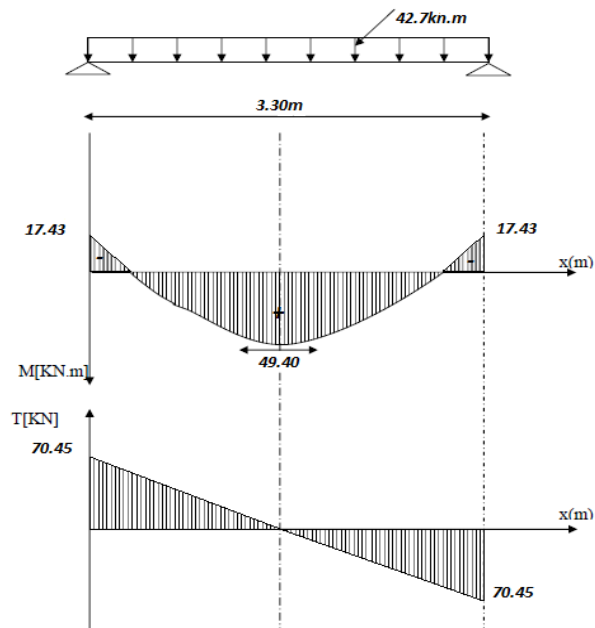


Figure III.18-a- : Diagramme des moments et des efforts tranchants a l'ELU

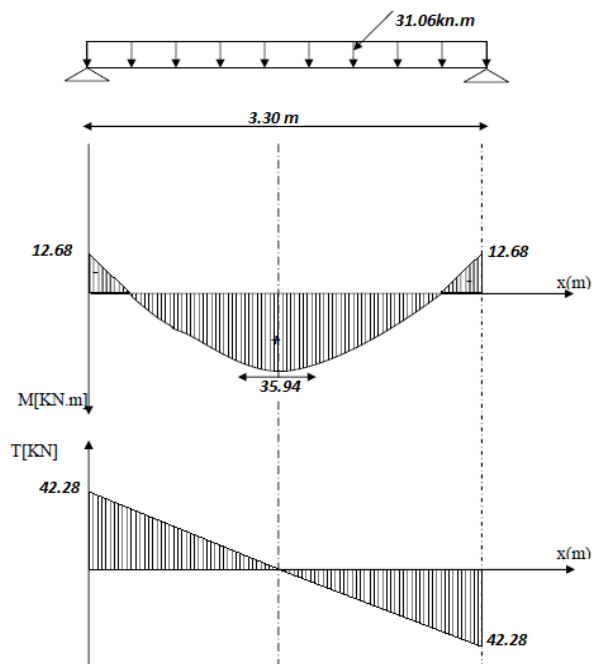


Figure III.18-b- : Diagramme des moments et des efforts tranchants a l'ELS.

III.5.4) Calcul des armatures

a) **Armatures longitudinales**

h = 35cm; d = 40-2=33cm; c = 2 cm; b = 30 cm

	$M_U(KN.m)$	μ_{bu}	μ_{lu}	$Z_b(cm)$	A (cm^2)	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adp}(cm^2)$	Choix des barres
Travée	49.40	0.106	0.291	30.9	4.59	1.195	4.62	3HA14
Appui	17.43	0.038	0.291	32.25	1.55	1.195	3.39	3HA12

Tableau III.10 : Calcul des armatures longitudinales.

- ❖ Le **RPA99** exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute la section. (Art7.5.2.1)

$$6.97cm^2 > \frac{0.5bh}{100} = \frac{0.5 \times 30 \times 35}{100} = 5.25cm^2 \dots \dots CV$$

- ❖ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit 4% en zone courante.

$$6.97cm^2 < \frac{4 \times b \times h}{100} = \frac{4 \times 30 \times 35}{100} = 42cm^2 \dots \dots \dots CV$$

b) Armatures de transversales

Diamètre des armatures transversales : (**Art, 7,4,2,2,3 BAEL91**)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) \quad \phi_t \leq \min\left\{\frac{35}{35}, \frac{30}{10}, 8\right\} = 8mm$$

On choisit 4HA8 = 2.01cm²

-Espaceement des armatures transversales

- ✓ A partir des conditions de CBA 93 les armatures transversales doivent respectées les conditions suivantes : $S_{t \leq} \min (0.9d ; 40cm)$

$$S_{t \leq} \min (33 \times 0.9 ; 40cm) = 29.7 \text{ cm}$$

A partir d'Art(7,5,2,2de RPA99/version2003), les armature doivent respectées les conditions suivantes :

zone courante : $St \leq h/2 = 17.5 \text{ cm.}$ on adopte : $st = 15cm.$

zone nodale : $St \leq \min (h/4, 12\Phi_1) = 10cm.$ on adopte : $st = 10cm.$

III.5.5. Vérification à l'ELU

✓ Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 30 \cdot 33 \cdot 2,1}{400} = 1,195 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > 1,195 \dots$ vérifiée.

En appuis : $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 1,195 \dots$ vérifiée.

✓ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases} \text{ On a : } V_u = 70.45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{70.45 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,33} = 0,71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \text{ Condition Vérifiée.}$$

✓ Vérification de l'adhérence d'appui

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPA}$$

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \phi = 3\pi 1 = 9.42 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{70.45 \cdot 0,1}{0,9 \cdot 0,33 \cdot 9.42} = 2,51 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \dots \text{ Condition Vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

III.5.6. Vérification des contraintes à l'ELS

	M_{SER}	A_S	Y (cm)	I (cm ⁴)	K	σ_{bc} (Mpa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	35.94	4.62	10.25	46635.9875	77.00	7.89	CV
Appui	12.68	3.93	7.71	27128.48	46.74	3.61	CV

Tableau III. 11 : Vérification des contraintes à ELS.

• **Vérification de la flèche**

On admet qu'il n'est pas indispensable de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{330} = 0.106 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.106 > \frac{M_T}{10 \times M_0} = \frac{38.17}{10 \times 38.17} = 0.085 \dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{4.62}{30 \times 33} = 0.0047 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\text{condition vérifiée}$$

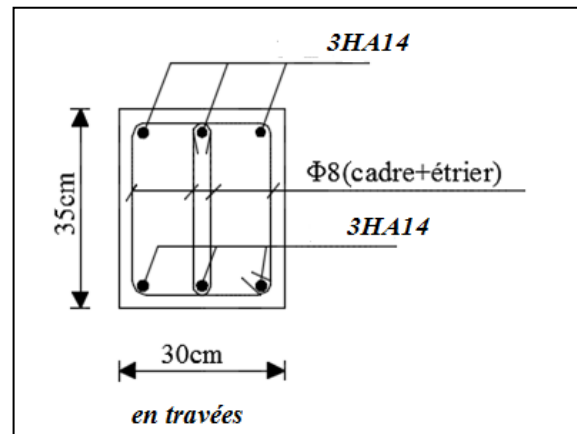
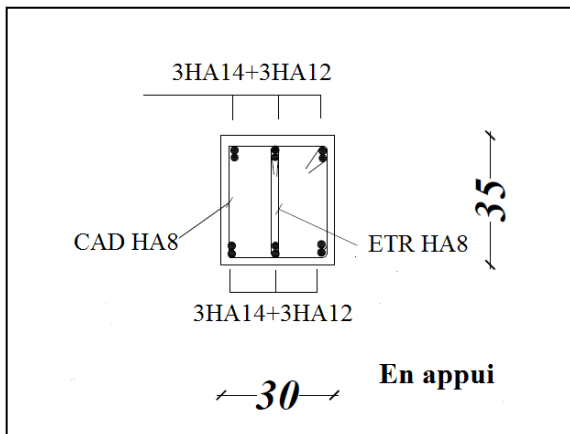
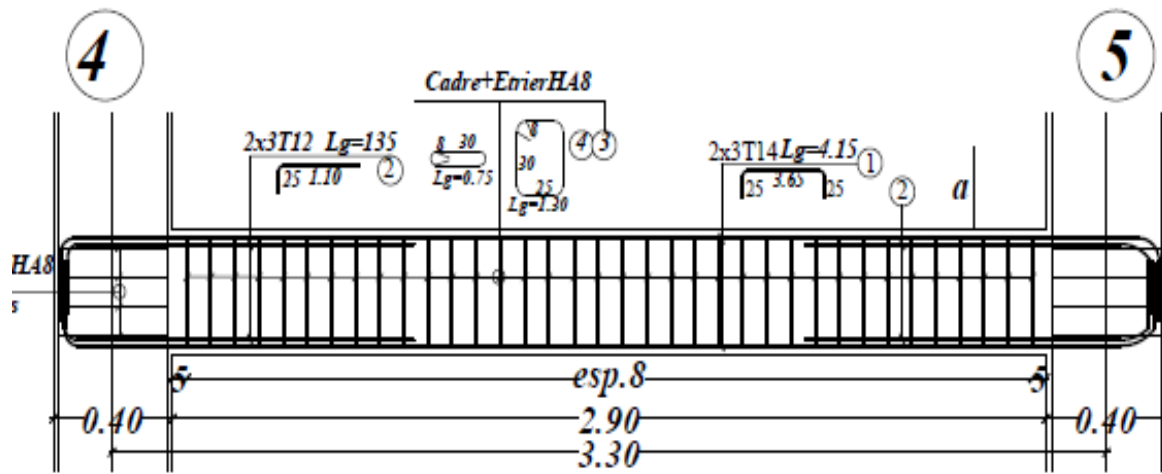


Figure III.19 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.6. Calcul du balcon

Le balcon est considéré comme une console en béton armé encastrée à son extrémité, donc ces éléments de structure vont subir des charges particulières. Par ailleurs ils sont également soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des dispositions constructives spéciales.

Le balcon est réalisé en dalle pleine pour une bande de 1 m de largeur et une travée de 1.50m, L'épaisseur de la dalle pleine est de 15 cm.

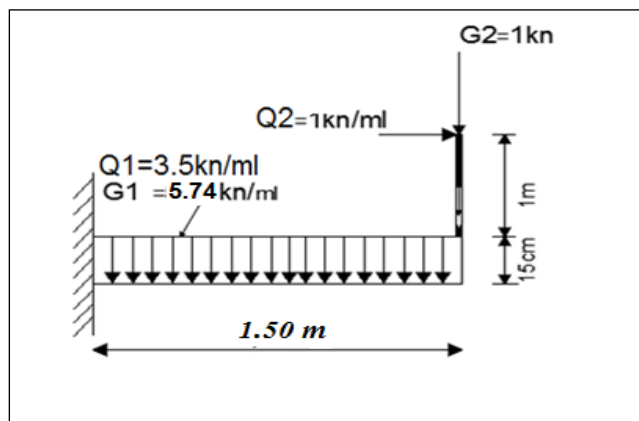


Figure III.20 : Schéma statique de balcon.

III.6.1. Evaluation des charges et surcharges

Charges permanentes : $G_1 = 5,74 \text{ KN/m}^2 \times 1 = 5,74 \text{ KN/ml}$

Charge permanente due au garde-corps : $G_2 = 1 \text{ KN/m}^2 \times 1 = 1 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation de la dalle : $Q_1 = 3,5 \text{ KN/m}^2 \times 1 = 3,5 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation due au la main courante : $Q_2 = \text{KN/m}^2 \times 1 = 1 \text{ KN/ml}$.

❖ Combinaison des charges

a) ELU :

$$P_u = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 12,99 \text{ KN/ml.}$$

$$P = 1,35 G_2 = 1,35 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = 1,5 Q_2 = 1,5 \text{ KN/ml.}$$

b) ELS :

$$P_s = G_1 + Q = 9,24 \text{ KN/ml.}$$

$$P = G_2 = 1 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = 1 \text{ KN/ml.}$$

❖ Les moments et les efforts

a) L'ELU

$$M_u = \frac{P_u \cdot l^2}{2} + p \cdot l + q_u \times 1 \text{ m} = 17.61 \text{ KN.m}$$

$$V_u = P_u \cdot 1 + p = 14.34 \text{ KN.}$$

b) L'ELS

$$M_s = \frac{P_s \cdot l^2}{2} + p \cdot l + q_s \times 1 \text{ m} = 12,90 \text{ KN.m}$$

$$V_s = P_s \cdot 1 + p = 10.24 \text{ KN.}$$

III.6.2. Ferrailage de balcon

a) Ferrailage longitudinal

Calcul à l'ELU :

Mu (KN.m)	μ_{bu}	μ_{lu}	A' (cm ²)	Z _b (cm)	A _u (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix	A _{adp} (cm ²)	S _t (cm)	S _{t max} (cm)
17.61	0.073	0.3	0	12.5	4.07	1.57	5HA12	5.65	20	33

Tableau III. 12: Ferrailage longitudinal.

b) Armatures de répartitions

$$A_r = A/4 = 5.65/4 = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5HA10 = 3.92 \text{ cm}^2$$

Avec : St : L'espacement entre les Armatures de répartitions.

$$St = 20 \text{ cm} \leq St \text{ Max} = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ CV.}$$

III.6.3. Vérifications

a) Vérification à l'ELU

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = T_u / b_o d = 14.34 \times 10^{-3} / (1 \times 0,13) = 0.110 \text{ MPa.}$$

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{ CV.}$$

❖ **Contraint d'adhérence**

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

$$\tau_{su} = 14.34 \times 10^3 / 0,9 \times 0,13 \times 188.4 \times 1000 = 0.65 \text{ MPa.}$$

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

b) Vérification des contraintes à l'ELS

Ms (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	condition
12.90	5.65	3.92	6.62	15	CV

Tableau III.13: Vérification des contraintes à ELS.

❖ Vérification de la flèche : (Art B, 6, 5,1/BAEL91)

- $h/l = 15/150 = 0,1 \geq 1/16 = 0,0625$ CV.
- $A/b_{od} = 5.65/100 \times 13 = 0.0043 \leq 4,2/f_e = 4,2/400 = 0,0105$ CV.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.6.4. Schéma de ferrailage de balcon

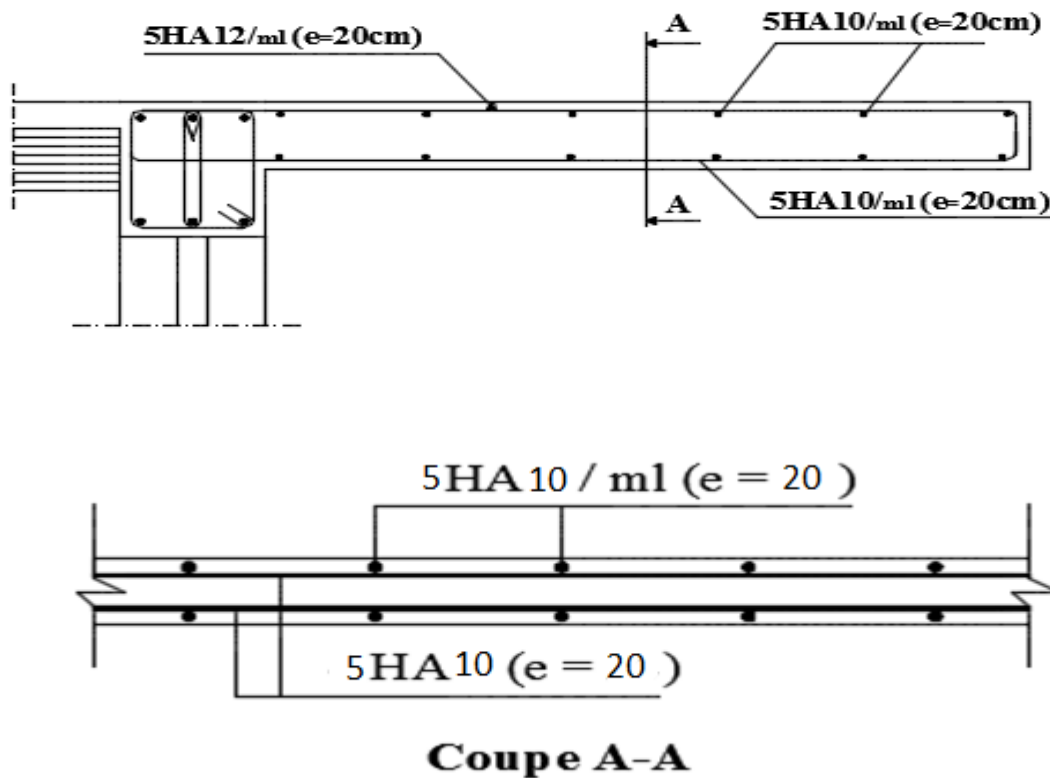


Figure III.21 : Ferrailage de balcon.

Chapitre IV :

Etude sismique et dynamique

IV.1. Introduction

Pour faire le calcul de la structure qui va nous permettre de déterminer le ferrailage des éléments structuraux et vérifier par la suite la stabilité du bâtiment. Dans ce qui suit nous allons mettre en évidence les démarches pour la modélisation de la structure pour son étude dynamique et les vérifications adéquate.

Sachant que la résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul, l'utilisation d'un logiciel préétabli en se basant sur la méthode des éléments finis, par exemple Robot, avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

IV.2. Les méthodes de calcul des forces sismique

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2.1. La méthode d'analyse modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.2.1.1. Principe

Recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.2.1.2. Détermination des paramètres à introduire dans l'analyse

Le site : d'après l'article 3.3 (RPA99version2003), en 'a un site meuble S3

Usage : d'après l'article 3.2 (RPA99version2003), Ouvrage courants Groupe 2

Zone sismique : d'après l'article 3.1 (RPA99version2003), en ' a une sismicité moyenne IIa.

Amortissement : d'après Tab 4.2 (RPA99version2003), $\xi=7\%$

Coefficient de comportement : d'après Tab 4.3 (RPA99version2003), en 'a $R=3,5$

Facteur de qualité : d'après Tab 4.4 (RPA99version2003), en 'a $Pq=1,2$

Coefficient de pondération : d'après Tab 4.5 (RPA99version2003), en 'a $\beta=0,20$

IV.3. Modélisation de la structure avec Robot Structure analyse

IV.3.1. Description Robot Structure analyse

Autodesk Robot Structural Analysis Professional (Robot) est un logiciel de calcul des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, plaques, Coques, Déformations planes. Et il permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses Linéaires ou non linéaires.

Ce logiciel permet une meilleure gestion des flux de travail, et, son interopérabilité avec *Revit Structure* augmente considérablement les Possibilités et processus du *BIM* (modélisation des données du bâtiment). Les ingénieurs peuvent ainsi calculer et dimensionner plus rapidement des ouvrages et bâtiments, dans tous les domaines de la construction et du génie civil

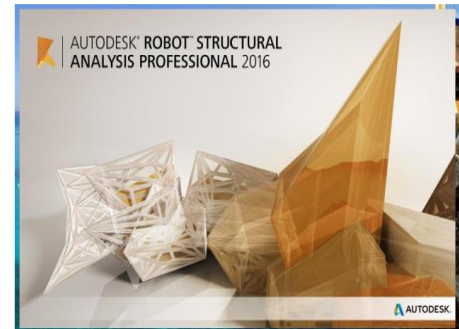


Figure IV.1 : fenêtre d'accueil du logiciel R.S.A 2016

IV.3.2. Configuration Préalable

IV.3.2.1. Définition du modèle de structure

Après le lancement du logiciel (R.S.A), une fenêtre s'affiche, et elle permet de définir le type de la structure à étudier (choisir Etude coque),

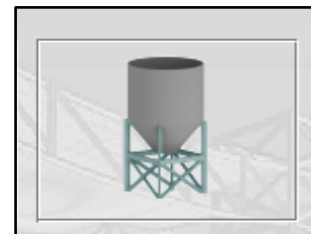


Figure IV.2 : Icône Etude coque

IV.3.3. Configuration de l'espace de travail

a) Préférence de l'affaire

Dans robot, la configuration du logiciel est importante. Le paramétrage du logiciel se fait dans la boîte de dialogue : “ préférence de l'affaire “, les options disponibles dans cette boîte de dialogue permettent de personnaliser le mode de travail, la sélection des normes, des catalogues des profilés, matériaux, ... etc.

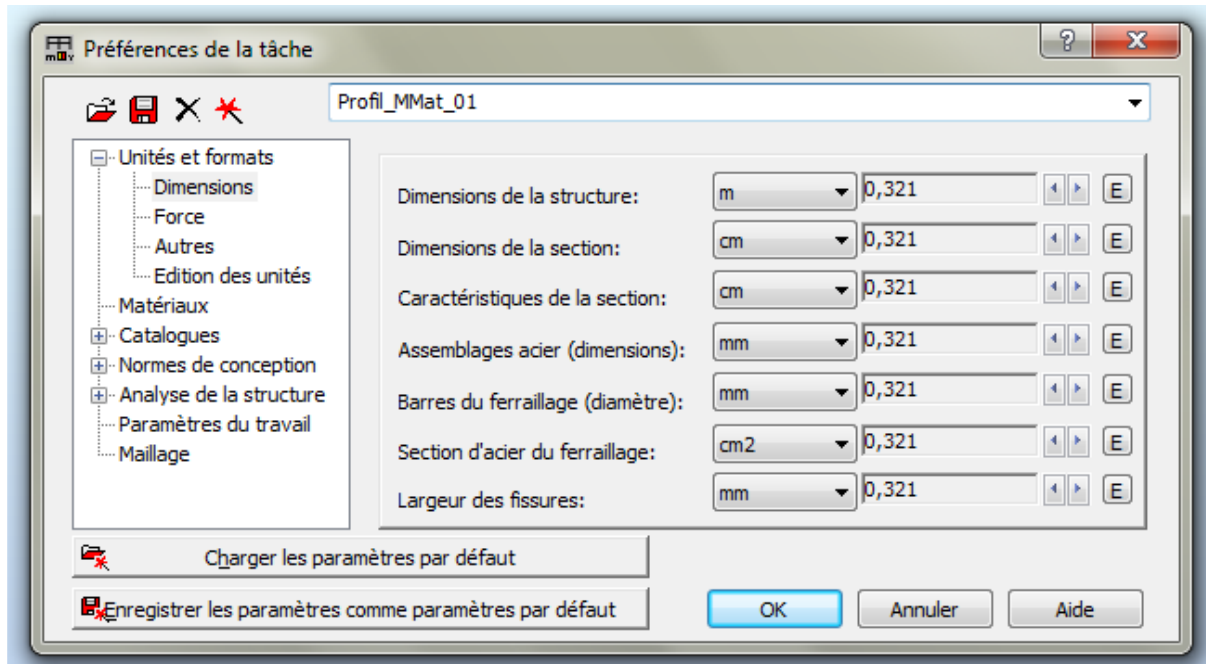



Figure IV.3 : Boite de dialogue préférence de l'affaire

b) Le mode d'accrochage

La commande : menu déroulant >Outils>Mode d'accrochage du pointeur 

On décroche « la grille » dans « mode d'accrochage »


IV.3.4. Etape de Modélisation et d'analyse

Dans le but de l'étude de la structure et d'avoir les différents types de résultats de calcul besoin (efforts, déplacement, contraintes,...) en vas modéliser et configures l'analyse de la structure comme suit :

IV.3.4.1. Etape modélisation de la structure

a) Les lignes de construction (Axes)

Les lignes de constructions peuvent servir à : Définir les différents éléments de la structure, se référer aux composantes de la structure, afficher rapidement un plan de travail et sélectionner les éléments situés sur une ligne de construction.

La commande : menu déroulant >structure > ligne de construction. 

Les lignes de construction sont introduites dans la fenêtre ci-dessous dans un system de coordonnées cartésiennes.

- 1- En introduit un nom aux lignes de construction.
- 2- Choisir l'axe l'un des axes 'X' , 'Y' ou 'Z' à modifier.
- 3- Introduit la position relative puis le nombre de répétition et espacement entre axe.

- 4- Donner un nom 'Libellé' à l'axe (X1 ; X2 ;...) dans le sens 'X', (Y1 ; Y2 ;...) dans le sens 'Y' et Etage dans le sens 'Z'.

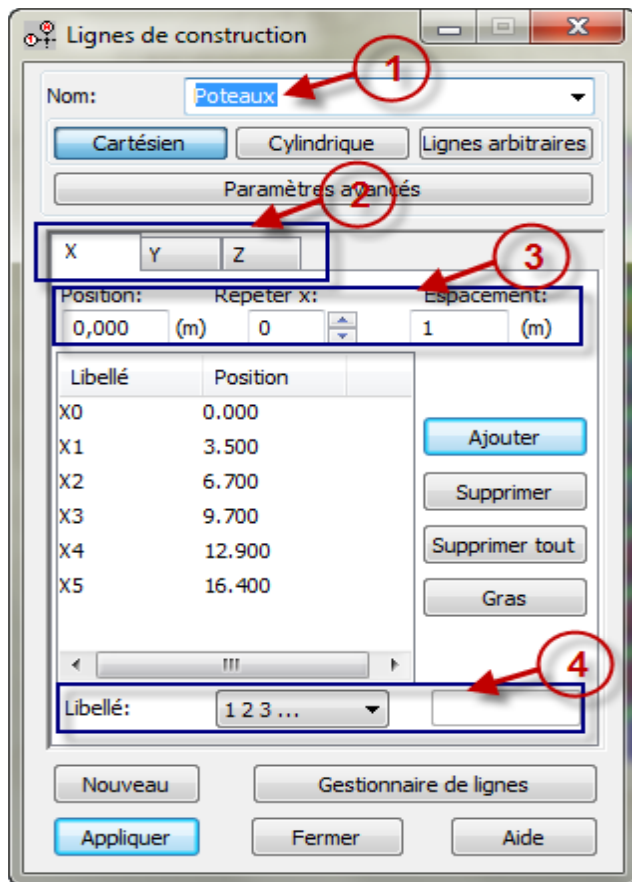


Figure IV.4 : Fenêtre Ligne de construction

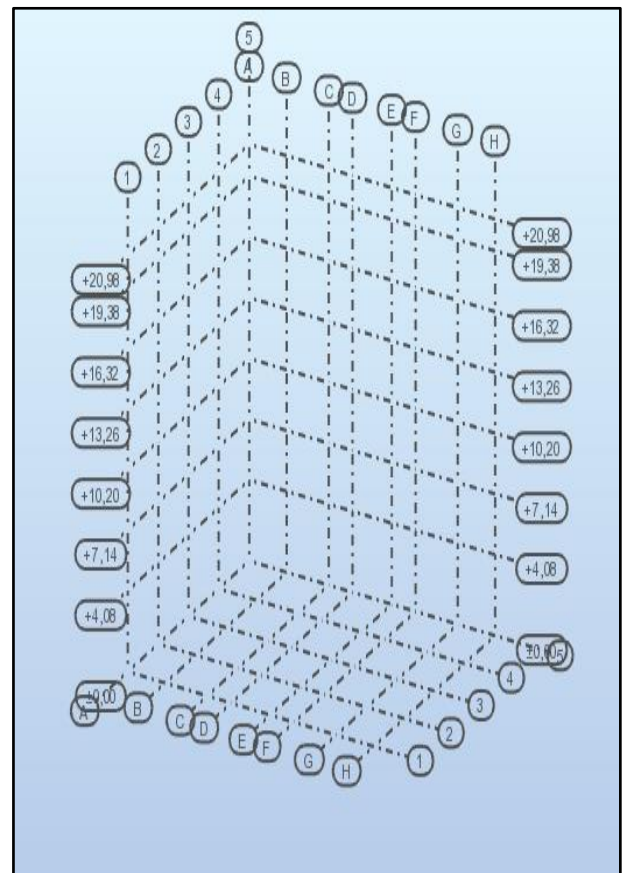


Figure IV.5 : Zone de l'éditeur Graphique avec les lignes de constructions

b) Modélisation des éléments barres (poteaux, poutre)

1) Création des profilés

Cette étape nous permet de définir les différentes sections Verticales (Poteaux) et horizontales (poutres) qui vont être utilisés dans la structure.

La commande : menu déroulant >Structure>Caractéristique>Profilés de barres



- 1- Click sur crée nouveau profilé.
- 2- En choisie le type de profilé « Poutre BA » ou « Poteau BA ».
- 3- la nature du matériau pour le profilée a créé.
- 4- Donner un nom Pour la poutre « PP 30x40 ».
- 5- Introduire les dimensions en (cm) « b » et « h » du profilée.
- 6- Après avoir cliqué sur ajouter le profiler s'ajoute à la liste des profilée qui vont être utilisé dans la modélisation.

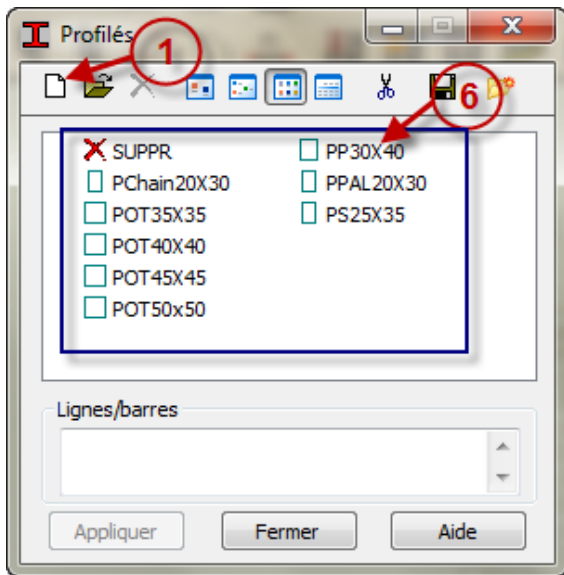


Figure IV.6 :Fenêtre Profils

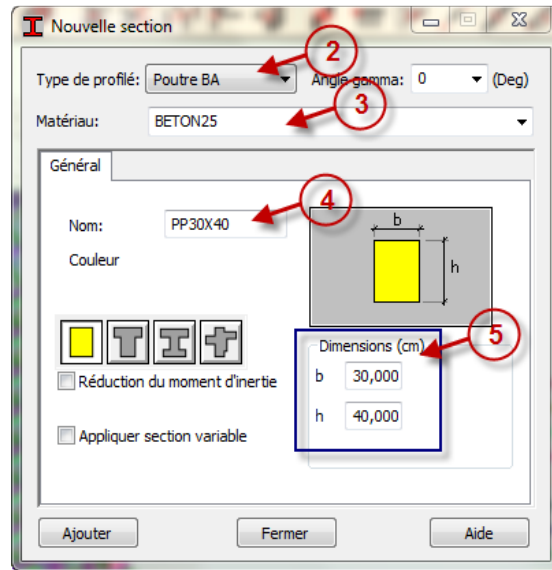


Figure IV.7 :Fenêtre Nouvelle section

2) Modélisation des barres (Poteaux, Poutre)

La commande : menu déroulant >Structure>Poteaux (Poutre)



- 1- Choisir le type de profilé
- 2- Choisir la section du poteau
- 3- Introduire manuellement ou sur le graphe les coordonnées du poteau a modélisé.
- 4- Préciser la hauteur du poteau en (m)
- 5- le sens du poteau

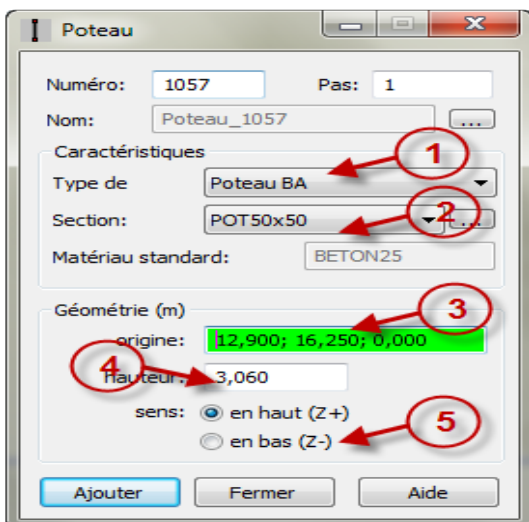


Figure IV.8 :Fenêtre Poteau.

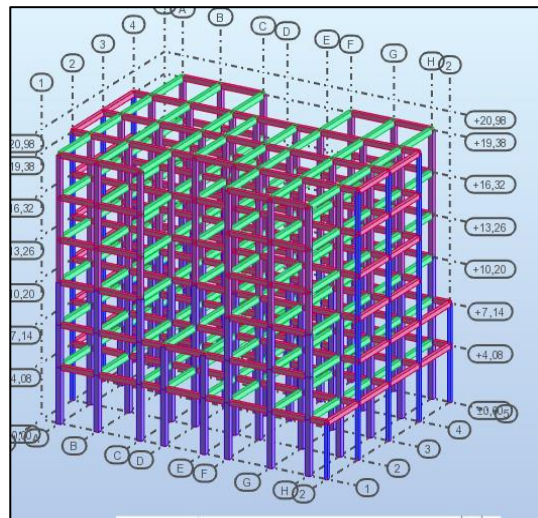


Figure IV.9 :Vue 3D des poteaux et poutres.

c) Dalle et Voile

1) Création des panneaux

La commande : menu déroulant >Structure>Caractéristique>Epaisseur EF.



- 1- Click sur Définir Nouvelle épaisseur.
- 2- En choisie entre l'onglet « Uniforme » pour la dalle plein et Voile ou l'onglet « Orthotrope » pour plancher corps creux.
- 3- Donner un nom pour le panneau
- 4- Introduire l'épaisseur en (cm)
- 5- Préciser la nature du matériau pour le panneau.
- 6- Apres avoir cliqué sur ajouter le panneau s'ajoute à la liste des Epaisseurs EF qui vont être utilisé dans la modélisation.

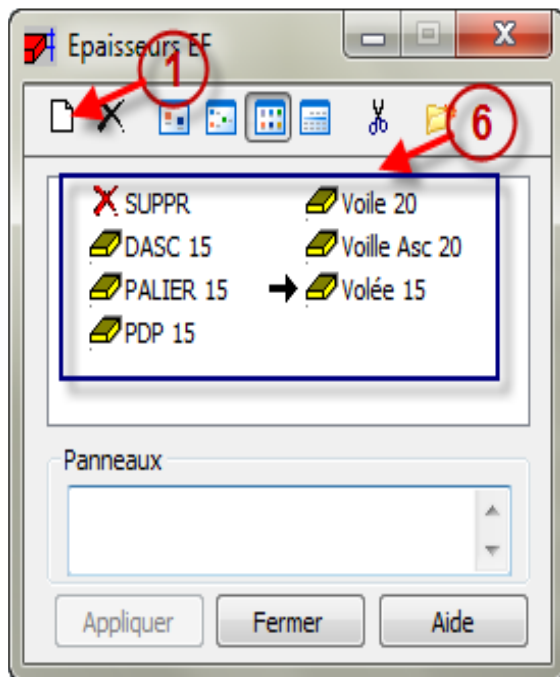


Figure IV.10 : Fenêtre Epaisseurs EF

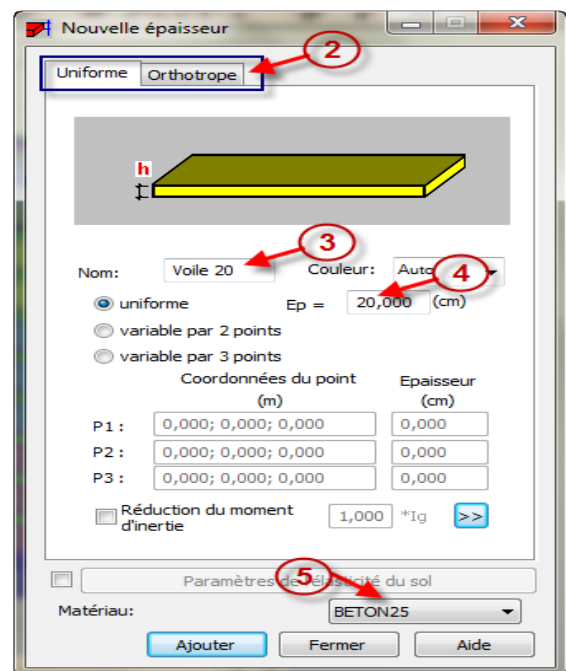


Figure IV.11 : Fenêtre Nouvelle épaisseur

2) Modélisation des panneaux

1er. Plancher corps Creux

La commande : menu déroulant >Structure>Bardage.



- 1- spécifier la répartition des Charges qui est la même que le sens des poutrelles.
- 2- Choisir la méthode de définition « contour » pour la Définition des contours des panneaux.

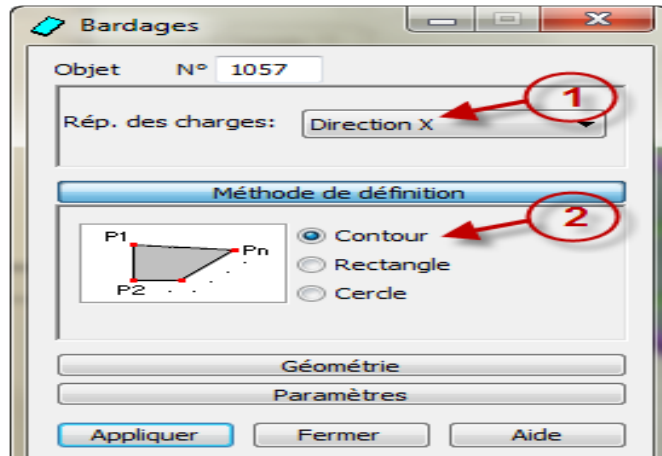


Figure IV.12 : Fenêtre Bardages

2e. Dalle plein, palier et volée

La commande : menu déroulant >Structure>Planchers 

- 1- Spécifier le panneau a utilisé pour la modélisation
- 2- choisir le modèle de calcul du panneau prendre « coque »

pour les cas « palier, volée, plancher dalle Plein »

- 3- Choisir la méthode de définition « contour » pour la définition des contours des panneaux.

3e. Voile

La commande : menu déroulant >Structure>Voiles

- 1- Spécifier le Voile a utilisé pour la modélisation
- 2- Introduire manuellement ou sur le graphe la coordonnée d'origine et d'extrémité du Voile a modélisé.
- 3- Préciser la hauteur du Voile en (m)
- 4- le sens du Voile (Z+)

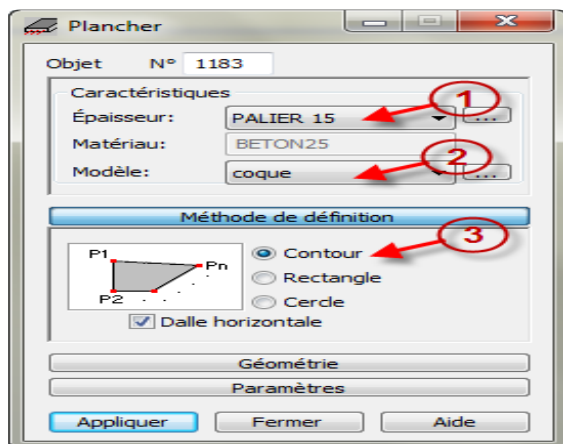


Figure IV.13 : Fenêtre planchers

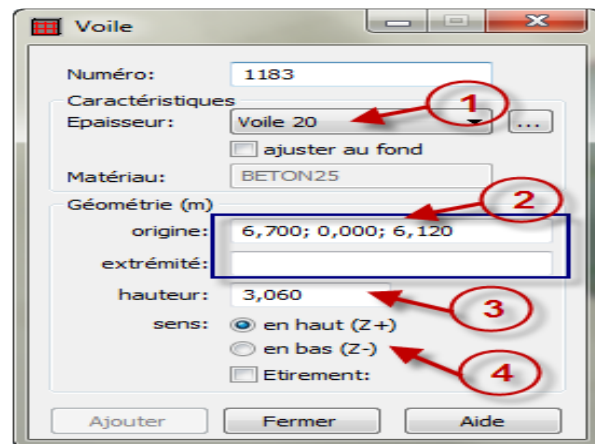



Figure IV.14 : Fenêtre voile

d) Cas de charge

Définition des charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure

La commande : menu déroulant >Chargements>
cas de charge

- 1- En choisie un préfixe
- 2- Préciser la nature de la charge
- 3- Donner un nom a la charge

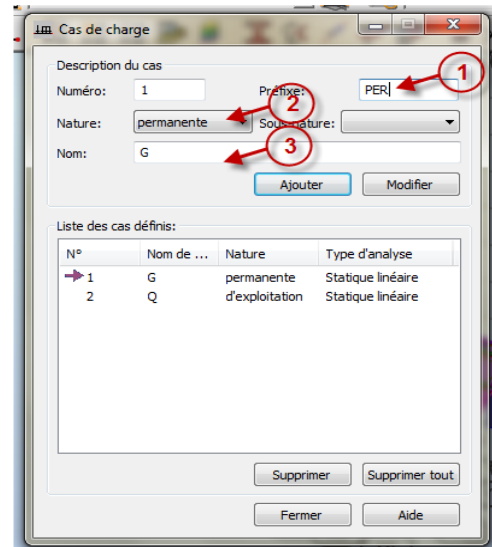


Figure IV.15 : Fenêtre Cas de charge

1) Application des Charges

La boite de dialogue charge sert à définir les charges pour les cas de charges créés

La commande : menu déroulant >Chargements>Définir charges.

- 1- Choisir le cas de charge 'G' pour charge permanente et 'Q' pour charge d'exploitation.
- 2- Choisir l'angle selon la nature de la charge nodal linéaire ou surfacique.
- 3- Click sur charge surfacique uniforme.
- 4- Introduire la valeur de la charge avec signe (-) par rapport au repère globale
- 5- Sélectionner les panneaux a chargé.

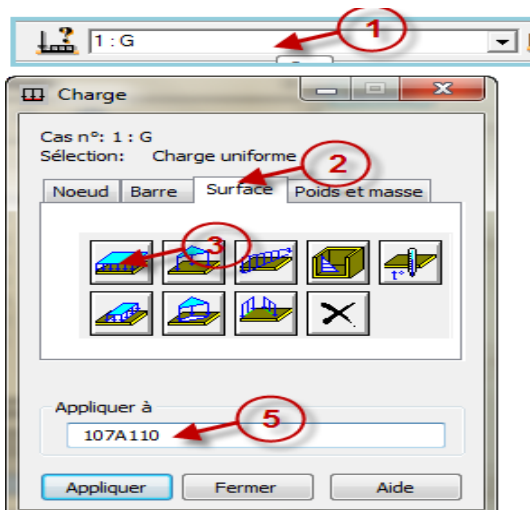


Figure IV.16 : Fenêtre charge

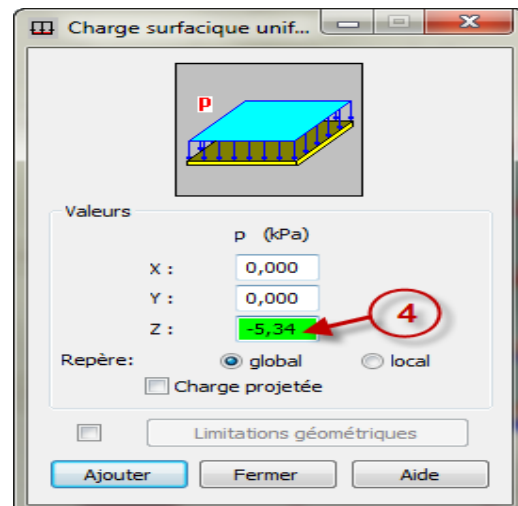


Figure IV.17 : Fenêtre charge surfacique uniforme

2) Liaison rigide

Afin de satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide, on doit définir un Diaphragme rigide.

La commande : menu déroulant > structure>caractéristique additionnelles>Liaisons rigides

- 1- Click sur définition d'une liaison rigide.
- 2- Donner un nom à la liaison.
- 3- En va bloquer 'UX', 'UY' et 'RZ'.
- 4- Choisir par sélection de tous les nœuds de l'étage.
- 5- Choisir un nœud de l'étage comme nœud maître.

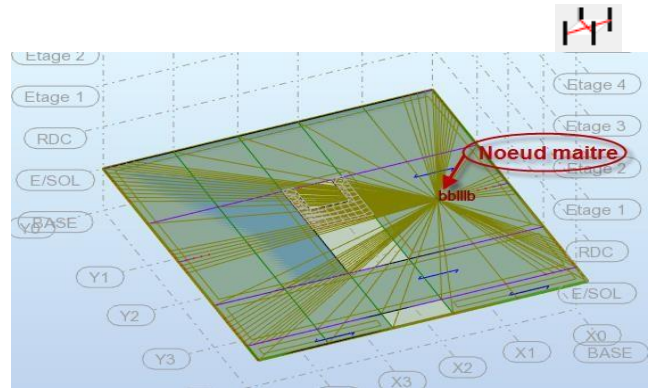


Figure IV.18 : Les nœuds de l'étage.

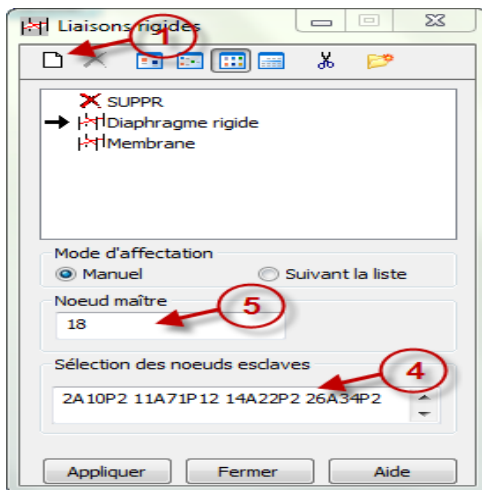


Figure IV.19 : Fenêtre liaisons rigides

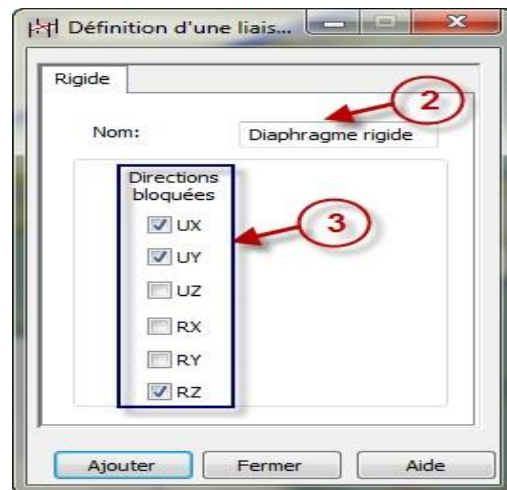


Figure IV.20 : Fenêtre définition d'une liaison rigide.

3) Etage

L'option Etages permet de définir les étages (sélectionnés automatiquement ou manuellement).

Dans le but de calculer les valeurs des paramètres (masse, centre de gravité et de rigidité, moments d'inertie et excentremets), données qui vont être indispensables pour la vérification des conditions du RPA99/mod2003.

La commande :Menu déroulant >structure>Etages>Etages



- 1- Définir le niveau de la base de la structure manuellement ou géométriquement.
- 2- Choisir méthode manuelle plus pratique pour définir les étages.
- 3- Définir le nom, nombre de répétition et hauteur des étages.

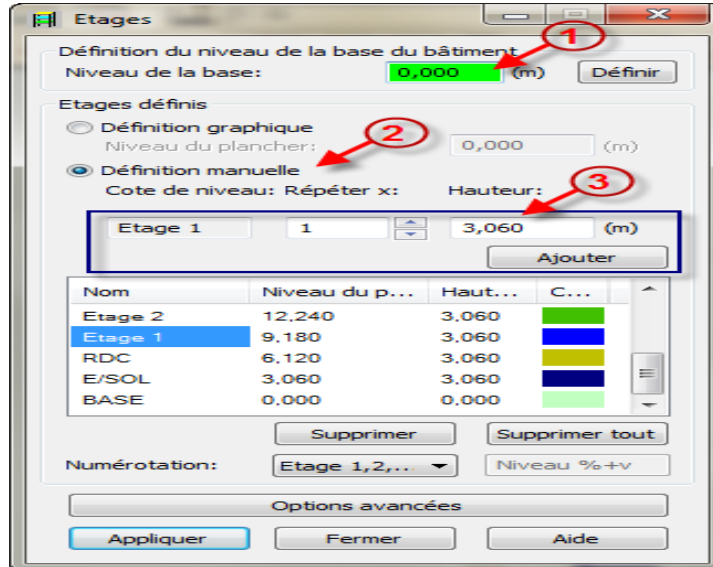


Figure IV.21 : Fenêtre Etage

IV.3.4.2. Etape configuration de l'analyse

a) Option de calcul

La commande :Menu déroulant>Analyse>type d'analyse.



Analyse Modale : Choisir Modale et introduire les paramètres suivant :

- 1- Nombre de modes : 30 (c'est le nombre de niveau multiplier par 3)
- 2- Matrice des masses : concentrées sans rotations (matrice diagonale sans prise en compte des degrés de liberté en rotation)
- 3- Directions actives de la masse : Cochet «X», «Y» et «Z».
- 4- Cochet « Négliger la densité » (car la masse de la structure sera calculer a par avec la combinai $W+0.2Q$ dans la fenêtre « Masses »).Masse participante 90 (%)
- 5- Amortissement : 0,10 ([RPA 99/2003] Tab 4.2)

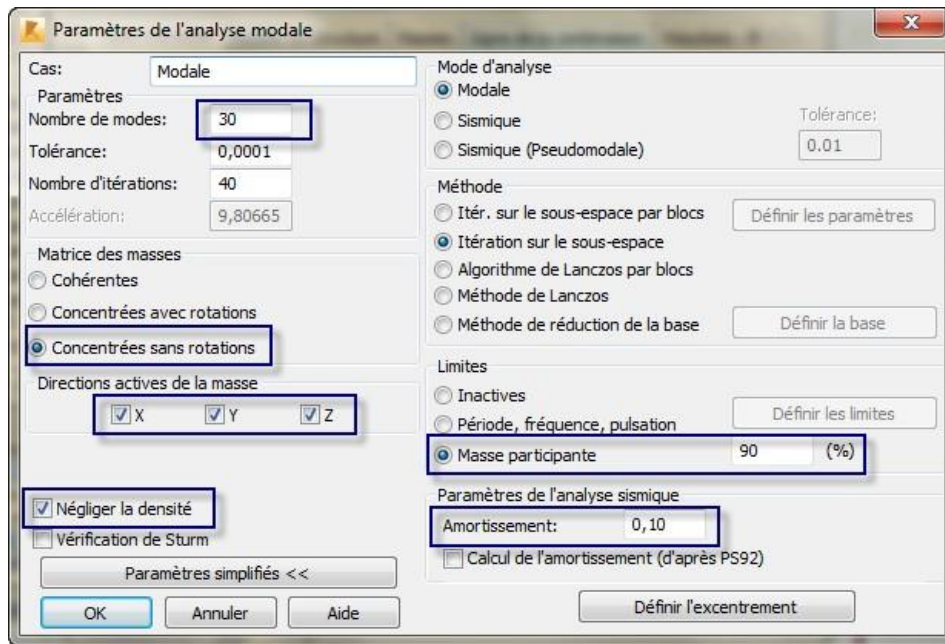


Figure IV.22 : Fenêtre paramètres de l'analyse modale.

Analyse Sismique : Choisir Sismique puis RPA99(2003) et introduire les paramètres suivant :

- 1- Zone: IIa ([RPA 99/2003] Art3.1)
- 3- Usage: 2 ([RPA 99/2003] Art 3.2)
- 4- Site: S3 ([RPA 99/2003] art 3.3)
- 5- Coefficient de comportement : 3,5 ([RPA 99/2003] Tab 4.3)
- 6- Facteur de qualité : 1,2 ([RPA 99/2003] tab 4-4)
- 7- Aller à l'angle « définir la direction » puis introduire dans direction X : 1, Y : 1 et Z : 0.

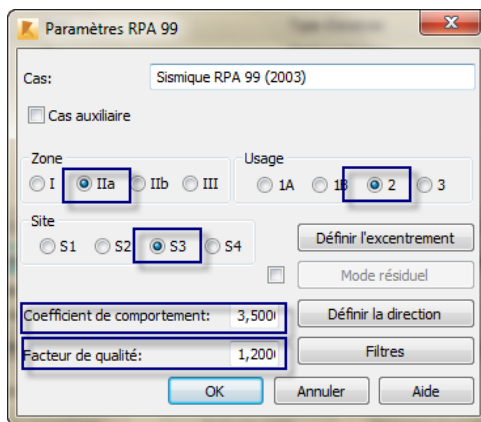


Figure IV.23 : Fenêtre Paramètres RPA99 Pour analyse sismique

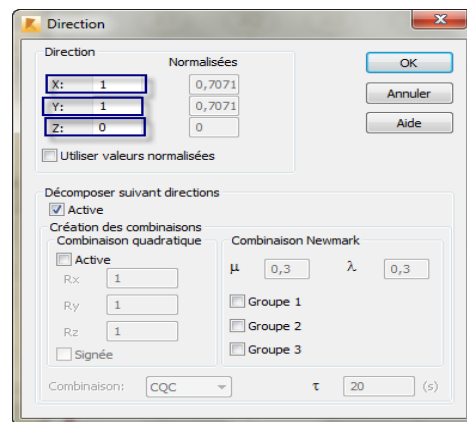


Figure IV.24 : Fenêtre Direction

Masse : introduction de la combinaison Masses $W+0.2Q$ ([1] Form 4-5)

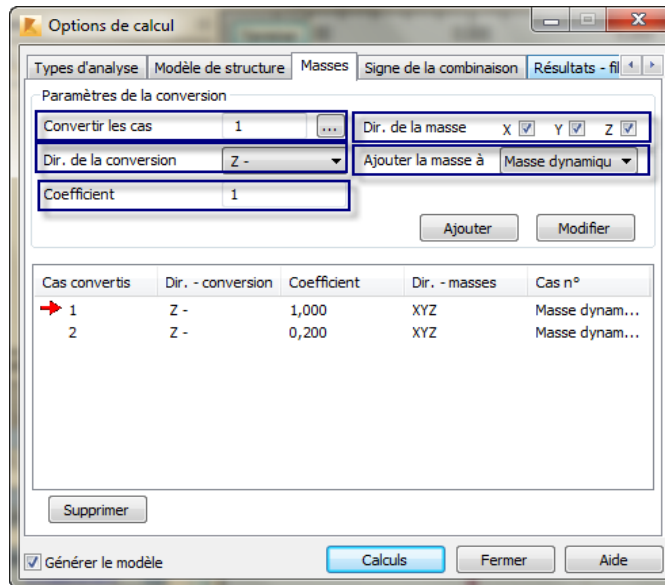


Figure IV.25 : Fenêtre Option de calcul Angle Masses

b) Définir les Combinaisons d'action

En vas introduire les combinaisons suivantes :

- a- $1.35 G + 1.5 Q$ ELU(BAEL) $G+Q$ ELS(BAEL)
- b- $G + Q + Ex,y$ (5.1 RPA99/2003) $0.8 G \pm Ex,y$ (5.2 RPA99/2003)
- c- $G+0.2Q$ (4.5 RPA99/2003)

La commande : Menu déroulant > Chargements > combinaison manuelles.

- 1- Spécifier type de combinaison « ELU », « ELS », ou « ACC pour les combinaison sismique et Masses ».
- 2- Nom de la combinaison.
- 3- Paramètre de la combinaison.
- 4- Nature choisir « Permanente »
pour ELU, ELS et Masses ; « Sismique »
pour les combinaisons sismiques.
- 5- Sélectionner les noms des cas de la combinaison.
- 6- Introduire le coefficient adéquate.



Figure IV.26 : Fenêtre modification de la combinaison.



Figure IV.27 : Fenêtre paramètres de combinaison

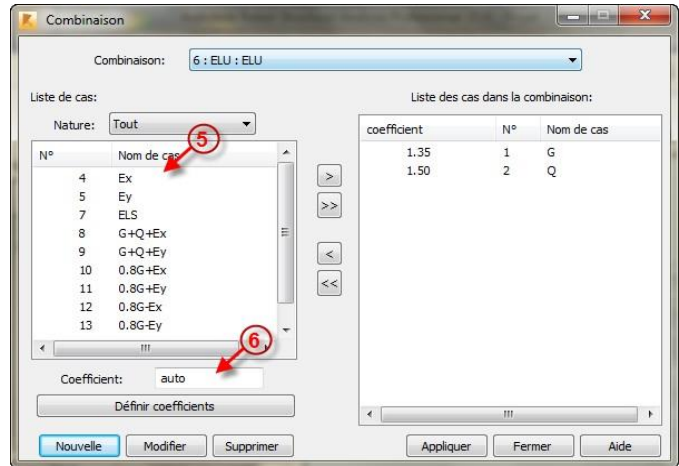


Figure IV.28 : Fenêtre de combinaison

c) Vérification Avant Calcul

Avant de passer à l'analyse de la structure, le logiciel donne la possibilité de vérifier la structure, et affiche des messages d'erreurs et d'avertissements s'ils sont présent. La commande : Menu déroulant>Analyse>Vérifier structure.

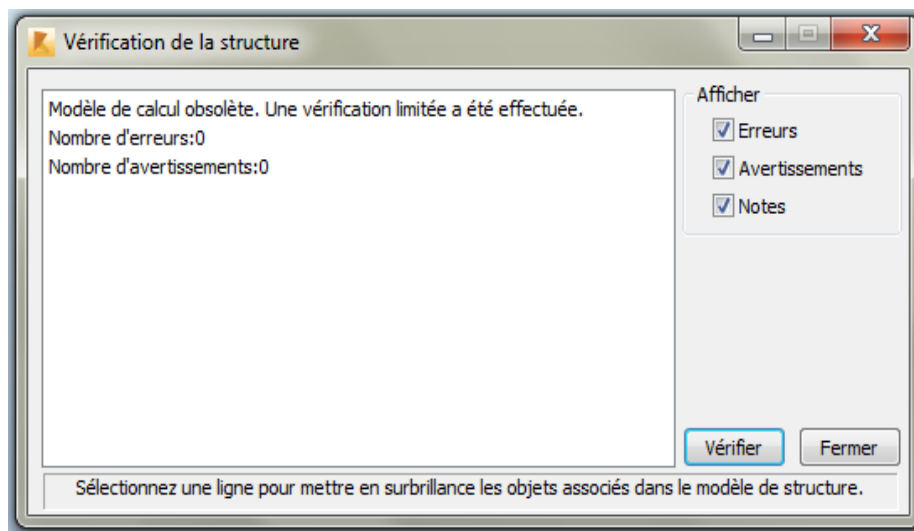


Figure IV.29 : Fenêtre Vérification de la structure.

IV.5. Système de contreventement et vérification de la structure

Le règlement parasismique algérien (RPA 99Mod2003) prévoit des mesures obligatoires pour la réalisation d'une construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

IV.5.1. Justification de système de contreventement

(a)-disposition des voiles :

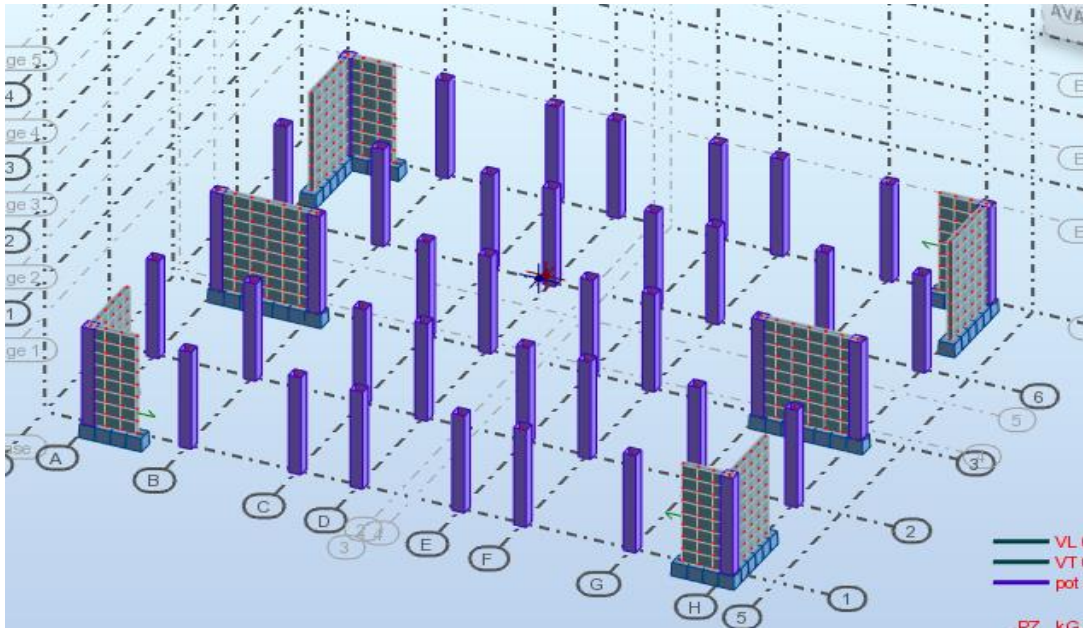


Figure IV.30 : La disposition des voiles

Afin de connaître la nature du système de contreventement on doit déterminer le % des charges verticales et horizontales (forces sismiques) que reprend chaque élément entre les voiles et les portiques, après tout on peut juger les types de contreventement selon les règles du RPA puis tirer R coefficient de comportement [tableau 4.3 du RPA 99/ version2003].

Etage	Voiles de contreventement		
	Effort tranchant		Effort normal
	Tx (Ex)	Ty (Ey)	N (G+Q)
E/Sol	2312.97	2544.36	-6395.08
RDC	177.83	1988.25	-5206.14
1ere	1447.27	15.94.83	-4224.69
2ème	1419.50	1485.64	-3405.80
3ème	933.57	976.49	-2383.34
4ème	233.19	211.53	-1131.70
5ème	0.93	0.00	339.19

Tableau IV.1 : Les efforts revenant aux voiles

Etage	Poteaux		
	Effort tranchant		Effort normal
	Tx (Ex)	Ty (Ey)	N (G+Q)
E/Sol	1022.73	824.44	-21890.10
RDC	1361.91	482.80	-17194.50
1ere	1394.78	1270.07	-13733.08
2ème	1028.78	974.47	-10356.46
3ème	1005.05	954.31	-7263.46
4ème	995.39	991.18	-3890.85
5ème	214.14	170.43	-1026.31

Tableau IV.2 : Les efforts revenant aux poteaux

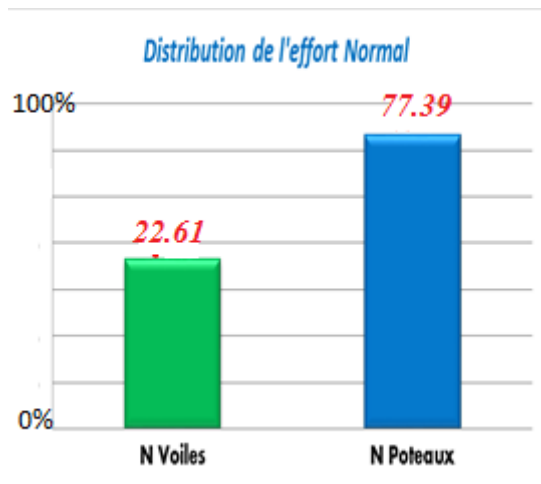


Figure IV.31 .Distribution sous charges verticales

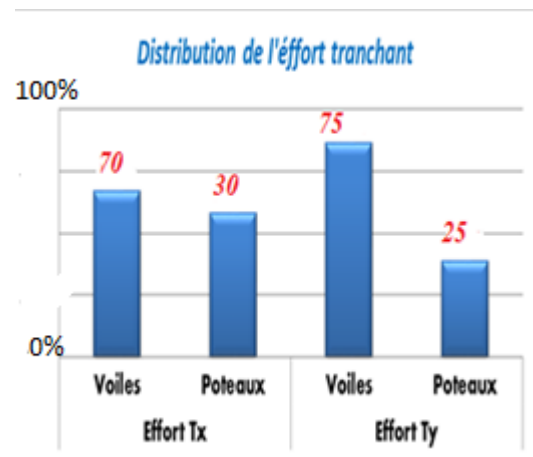


Figure IV.32 : Distribution sous charges horizontale (ExetEy)

❖ **Conclusion**

Les voiles reprenant plus de 20% des charges verticales et plus de 50% des charges horizontales, d'après [Art 3.4.A.2 du RPA 99/2003], notre structure est contreventée par **voiles porteurs**, alors on prend un coefficient de comportement « **R= 3.5** ».

IV.5.2. Vérification des résultats selon RPA 99/Mod 2003

Pour passer au ferrailage de la structure il faut d'abord vérifier les conditions ci-dessous exigées par le RPA99 Modifier 2003 (règlement parasismique algérien) :

- Pourcentage de masse participante.
- Estimation de la période fondamentale.
- Les modes de déformations.
- Vérification de l'excentricité.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification de l'effort normale réduit.
- Vérification du déplacement inter étage.
- Vérification du déplacement second ordre (l'effet P-Δ).

1) Pourcentage de la masse Participante [art 4.3.4 RPA99/2003]

La Masse modale participante doit dépasser 90% dans le sens x-x et y-y. Comme on peut voir dans le tableau que la masse participante est atteinte.

- Dans le sens x-x au mode 11
- Dans le sens y-y au mode 12

Cas/Mode	Fréquence	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
5/ 1	1,57	0,64	0,01	70,76
5/ 2	1,64	0,61	67,29	70,77
5/ 3	2,00	0,50	67,35	70,77
5/ 4	2,42	0,41	71,18	70,77
5/ 5	3,21	0,31	71,18	70,77
5/ 6	3,22	0,31	71,18	72,27
5/ 7	6,12	0,16	71,18	89,58
5/ 8	6,58	0,15	89,43	89,58
5/ 9	8,12	0,12	89,45	89,58
5/ 10	13,37	0,07	89,45	95,05
5/ 11	14,43	0,07	95,04	95,05
5/ 12	15,73	0,06	95,04	95,05
5/ 13	15,75	0,06	95,04	95,05

Figure IV.33: Pourcentage de la masse participante

2) Estimation de la période fondamentale de la structure [Art 4.2.RPA99/2003]

Selon le RPA99V03 les valeurs de T_{dyn} calculées par robot ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques de plus de 30% d'après [ART 4.2.4 du

RPA.V2003]. $T_{RPA} = C_T (h_N)^{3/4}$

On doit vérifier que :

$1,3 T_e > T_{dyn}$

$T_e = 1.3$

$h_N = 24.15[m] \quad C_T = 0.05$

Alors : $T_{ex} = 1.3 \times (0.05 \times 24.15) = 0.71s$

$T_{RPA} = 0.71 \text{ sec} > T_{LOG} = 0.64 \text{ sec}$

Condition Vérifier

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]
3/ 1	1,57	0,64
3/ 2	1,64	0,61
3/ 3	2,00	0,50
3/ 4	2,42	0,41

Figure IV.34 : Période fondamentale

3) les modes de déformations

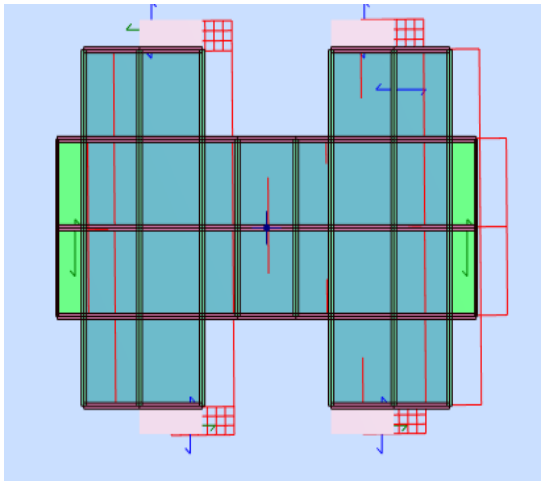


Figure IV.35 : Translation selon (X-X)

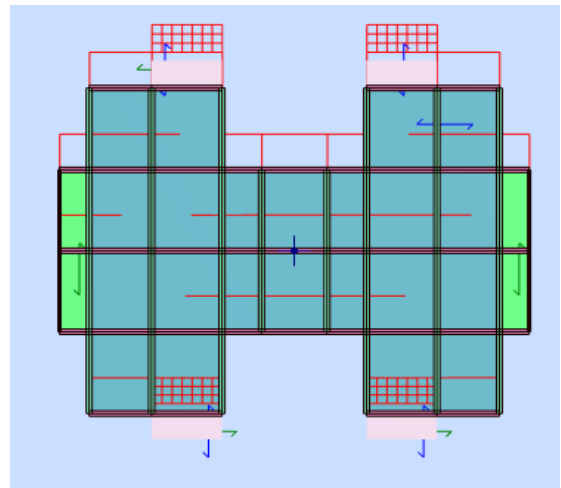


Figure IV.36 : Translation selon (Y-Y)

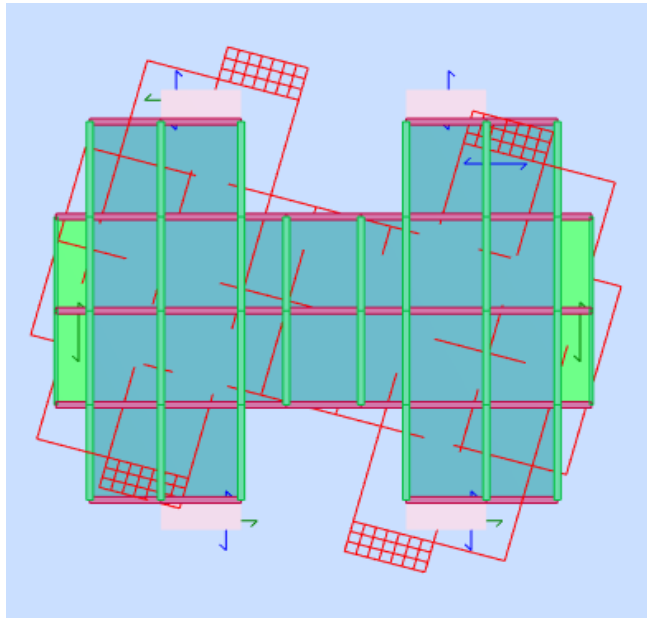


Figure IV.37: Rotation au tour de l'axe (Z)

4) Vérification de l'excentricité [art 4-2-7RPA99/2003]

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 robot, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans les tableaux ci-dessous :

Cas/Etage	Nom	ex0 [m]	ey0 [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1/ 1	Etage 1	0,12	0,28	1,19	1,03
1/ 2	Etage 2	0,00	0,26	1,19	1,03
1/ 3	Etage 3	0,00	0,26	1,19	1,03
1/ 4	Etage 4	0,00	0,27	1,19	1,03
1/ 5	Etage 5	0,00	0,28	1,19	1,03
1/ 6	Etage 6	0,00	0,02	1,19	1,03
1/ 7	Etage 7	0,00	0,00	1,19	0,89

Figure IV.38 : Les excentricités

Comme on peut le voir dans ce tableau, l'excentricité est vérifiée pour tous les étages et cela dans les deux directions.

5) **Vérification de l'effort tranchant à la base [art 4-3- 6RPA99/2003]**

La résultante des forces sismiques à la base (V dynamique) obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente (Vstatique).

On doit donc évaluer l'effort tranchant à la base de structure par la méthode statique équivalente.

• **Calcul de la force sismique totale**

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure

$$\text{Soit : } V = \frac{A D Q}{R} \cdot w_T \text{ [RPA99/version 2003 (art 4,2, 3)]}$$

• **Coefficient d'accélération de la zone A**

Zone				
Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau IV.3: (RPA99/2003) : coefficient d'accélération de la zone A

Pour la zone : IIa et Groupe 2 en 'a « **A=0.15** »

• **Facteur d'amplification dynamique D**

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \dots\dots \text{(RPA99/2003. Art 4.2.3)} \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

Nous avons un contreventement par voiles, donc on prendra : $\xi = 7 \%$.

D'où $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7 \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{9}} = 0.88 > 0.7$

A 'partir de Tableau 4.7 (RPA99/2003) et de la classe du site S3 en 'a : T1=0,15s et T2=0,50s

$T_2 = 0,50s \leq 0,64s \leq 3.0$ Donc $D = 2,5(T_2/T)^{2/3}$

- **D_X = 2.5 × 0.882 × (0.50/0.64)^{2/3} = 1.86**
- **D_Y = 2.5 × 0.882 × (0.50/0.61)^{2/3} = 1.93**

• **Coefficient de comportement global de la structure R**

A 'partir de Tableau 4.3(RPA99/2003) **R = 3,5**

• **Facteur de qualité Q**

Q est déterminé par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

Avec : P_q: pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" soit satisfaite ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 (RPA99/2003). **Q = 1.20**

• **Masse total de la structure W**

Le modèle de calcul se présente comme une console rigidement encastrée à sa base(E/Sol), les masses sont supposées concentrées aux niveaux des planchers être présentent chacune un degré de liberté.

$W = \sum_{i=1}^n W_i$ Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ (formule 4-5 R.P.A2003)

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5 du RPA99 version 2003).

Pour un bâtiment d'habitation : $\beta = 0.20$

Récapitulatif :

	A	D	W [KN]	R	V_{stat} [KN]
Sens x	0.15	1.86	33922.6142	3.5	3244.94
Sens y	0.15	1.93	33922.6142	3.5	2805.88

Tableau IV.4 : Récapitulatif des valeurs pour le calcul de

• **Détermination de l'effort tranchant dynamique sur ROBOT**

Cas/Etage	FX [kN]
4/ 1	3335,69
4/ 2	3139,74
4/ 3	2840,05
4/ 4	2448,22
4/ 5	1938,42
4/ 6	1228,58
4/ 7	214,14

Figure IV.39 : Effort tranchant(V_{dx})

$V_{d,x}(KN) = 3335.69KN$

Cas/Etage	FY [kN]
5/ 1	3368,80
5/ 2	3171,05
5/ 3	2864,91
5/ 4	2460,11
5/ 5	1930,80
5/ 6	1202,70
5/ 7	170,43

Figure IV.40 : effort tranchant (V_{dy})

$V_{d,y}(KN) = 3368.80 KN$

• **Vérification de l'effort tranchant à la base**

	$V_{d,x}(KN)$	$V_{d,y}(KN)$	$V_{stat}(KN)$	$0.8V_{stat}$	Observation
Ex	3335.69	20.30	3244.94	2595.95	condition Verifier
Ey	20.30	3335.69	2805.88	2244.70	condition Verifier

Tableau IV.5 : Vérification de l'effort tranchant à la base

La résultante des forces à la base '**V dynamique**' obtenue par la combinaison des valeurs Modales est supérieur à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente '**V statique**'. [Art 4.3.6 RPA99/2003] donc la condition est vérifiée.

• **Vérification de l'effort normal réduit [art 7.4.3.1 RPA99/2003]**

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 :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{ct}} \leq 0.3$$

Avec: N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

: La résistance caractéristique du béton. $f_{c28} = 25(MPa)$

Niveaux	N_d (KN)	Section brute			v	Observation
		a(cm)	b(cm)	B_c (cm ²)		
E/Sol	1138.28	40	40	1600	0.284	Condition Verifier
2ème étage	834.22	35	35	1225	0.272	Condition Verifier

Remarque : après la première modélisation si l'effort normal n'étant pas vérifié, donc nous avons dû augmenter les sections des poteaux.

Niveaux	E/Sol	RDC	1ere Etage	2ème Etage	3ème Etage	4ème Etage	5ème Etage
Section Adpt(b*h) [cm ²]	40x40	40x40	40x40	35x35	35x35	35x35	35x35

• **Vérification du déplacement inter-2tages [Art 4.4.3 RPA99/2003]**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \cdot \delta_{e_k}$$

δ_{e_k} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Δ_K : Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

etage		sens x-x				sens y-y		
niv	h	1%he	δ_{ekx}	$\delta_k = dr U_x$	observation	$\delta \varepsilon \kappa$	$\delta_k = dr U_y$	observatio
e/sol	408	4,08	0,6	0,6	cv	0,7	0,7	cv
rdc	306	3,06	1,5	0,9	cv	1,8	1	cv
1er etage	306	3,06	2,6	1,1	cv	2,9	1,2	cv
2eme etage	306	3,06	3,7	1,1	cv	4,2	1,3	cv
3eme etage	306	3,06	4,9	1,1	cv	5,4	1,2	cv
4eme etage	306	3,06	5,9	1,1	cv	6,6	1,1	cv
5eme etage	306	3,06	10,5	4,5	cv	8,1	1,5	cv

Figure IV.41 : Vérification des déplacements inter- étage

• **Vérification de l'effet PΔ [art 5.9RPA99/2003]**

Le RPA2003 ne préconise que les effets du 2^{ème} ordre ou les effets P- Delta peuvent être négligés dans le bâtiment si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

Si $\theta_k \leq 0.1$: effet P-Delta peut être **négligé**.

Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1-\theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} < 0.1$$

Avec :

P_k: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au- dessus du niveau «**k**»
avec « $P_k = W_{Gk} + 0.2W_{Qk}$ »

V_k: 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**».

L'effet PΔ représente la stabilité d'ensemble c'est à dire la capacité d'une structure à conserver sa géométrie et sa position sous l'action des charges.

Etage			Sens XX				Sens YY			
Niv	h [cm]	P_k [KN]	V_x^k [KN]	Δ_x^k [cm]	$\theta_x \leq 0,3$	Observation	V_y^k [KN]	Δ_y^k [cm]	$\theta_y \leq 0,3$	Observation
E/Sol	408	7182,6	3335,69	0,6	0,001	C.V	3368,8	0,7	0,03	C.V
RDC	306	5407,46	3139,74	0,9	0,005	C.V	3171,05	1	0,005	C.V
1ere Etage	306	5123,89	2840,05	1,1	0,006	C.V	2864,91	1,2	0,007	C.V
2ème Etage	306	4917,23	2448,22	1,1	0,007	C.V	2460,11	1,3	0,008	C.V
3ème Etage	306	5018,73	1983,42	1,1	0,009	C.V	1930,8	1,2	0,01	C.V
4ème Etage	306	5180,02	1212,58	1,1	0,015	C.V	1202,7	1,1	0,015	C.V
5ème Etage	306	1092,66	214,14	4,5	0,075	C.V	170,43	1,5	0,031	C.V

Figure IV.42: Vérification de l'effet $P\Delta$ dans les deux sens.

Chapitre V :

Ferraillage des éléments
principaux

V.1.Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA 93, BAEL et RPA 99/Version 2003).

V.2. Ferrailage des poteaux

V.2.1.Armatures longitudinales

Étant donné que la structure comporte 2 sections différentes de poteaux, les zones qui concernent les poteaux seront délimitées comme suit :

- **Zone I (Entre sol- RDC -1^{er} étage) :** pour les poteaux de section **(40x40) cm²**
- **Zone II (2^{ème} -3^{ème} – 4^{ème} -5^{ème} étage) :** pour les poteaux de section **(35x35) cm²**

a) Recommandations de RPA99V2003

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal est : 0.8% (b, h)en zone IIa.
- Leur pourcentage maximal est :
$$\left\{ \begin{array}{l} 4\% (b, h) \dots\dots\dots \text{en zone courante} \\ 6\% (b, h) \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement} \end{array} \right.$$
- Le diamètre minimum est de 12 [mm].
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40 ϕ .
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser [20 cm] en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques), $h' = \text{Max} (h_c/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm})$.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

b) Recommandations du «BAEL91»

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = \max \left(4 \text{ cm}^2 / \text{ml}, \frac{2B}{1000} \right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{array} \right.$$

B : section du béton B = b × h. (b = h = côtes du poteau, d = 0,9h).

C) Ferrailage minimum d'après le CBA93

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_0 - 0.45 \times d}{e_0 - 0.185 \times d}$$

Les résultats trouvés pour les autres cas sont présentés dans les tableaux suivants :

		BAEL 91		CBA 93	RPA99/2003		
Zone	Section	A _{min} (cm ²)	A max (cm ²)	A cnf (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone de courante	A _{max} (cm ²) Zone de recouvrement
I	(40x40)	4	80	5.47	12.8	64	96
II	(35x35)	4	61.25	5.33	9.8	49	73.5

Tableau V.1 : Ferrailage maximale et minimale.

Le cheminement de calcul pour la flexion composée est le suivant :

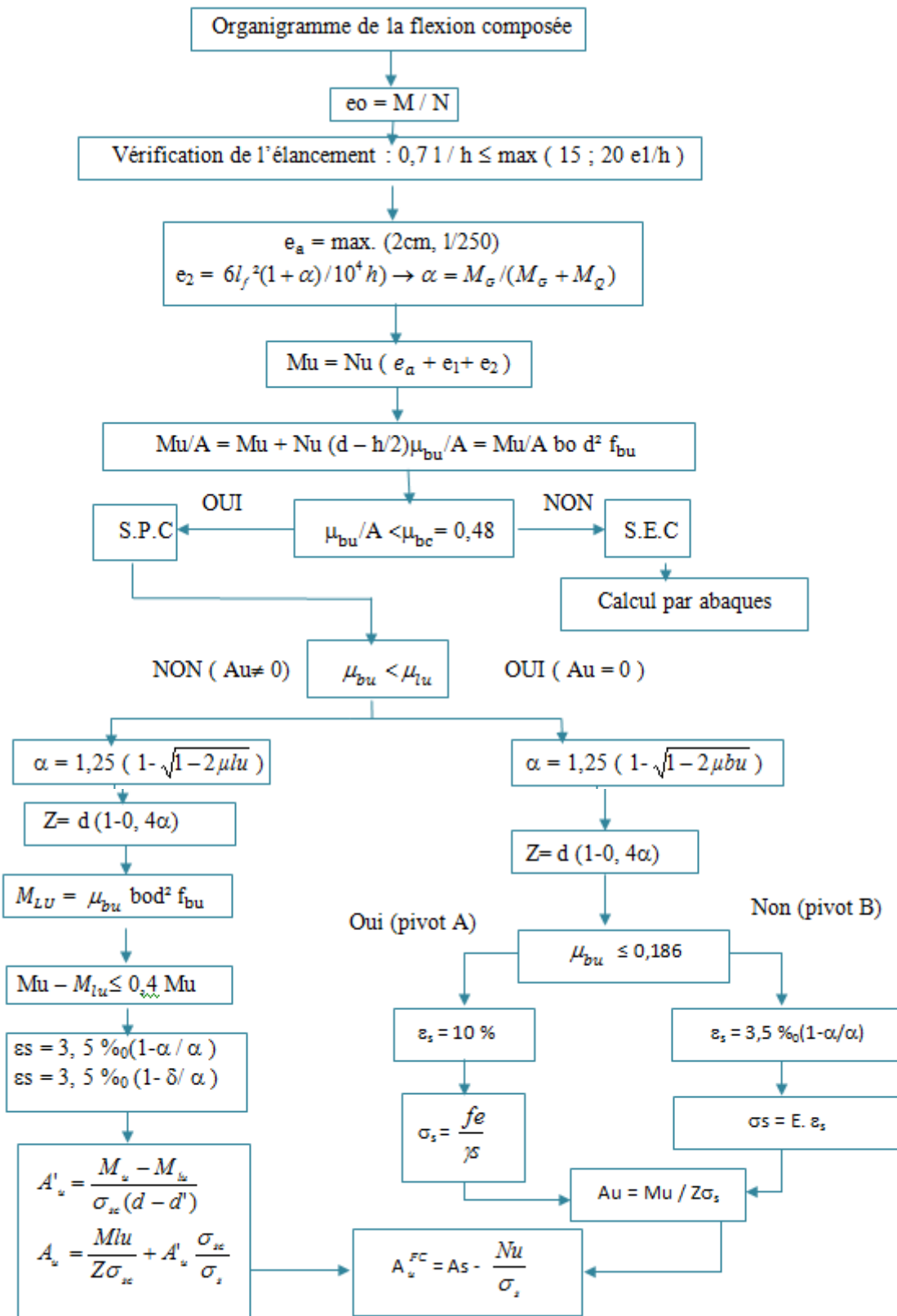


Figure V.1 : Organigramme de la flexion composée.

▪ **Calcul du ferrailage des poteaux**

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel «

robot expert». $A_{adopté} = \max(A_{Cal}, A_{CNF}, A_{min(RPA)})$

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	N(KN)		Mcorr (KN.m)		Section (cm ²)	Acal /nappe (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	Adp (cm ²)	choix des barres
I	Nmax=	1138.28	Mcorr=	31.556	(40x40)	3.8	12.8	16.08	8HA16
	Nmin=	91.65	Mcorr=	31.320		3.5			
	Ncorr=	1138.28	Mmax=	31.556		3.8			
II	Nmax=	627.227	Mcorr=	41.156	(35x35)	3.8	9.8	12.312	8HA14
	Nmin=	4.530	Mcorr=	41.009		4.0			
	Ncorr=	464	Mmax=	495		3.8			

Tableau V.2 : Choix des armatures longitudinales des poteaux.

V.2.2. Armatures transversales

Ces aciers sont disposés de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois des poteaux, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.
- Maintenir les armatures longitudinales

Selon RPA (l'article 7.4.2.2 page 60).

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_U}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_U: est l'effort tranchant de calcul.

h₁: hauteur totale de la section brute.

f_e: contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t: est l'espacement des armatures transversales (formule 7.1).

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad ; \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

l_f : La longueur de flambement des poteaux.

(a, b) : dimensions de la section droite du poteau.

Avec: $l_f = 0.7 \times h_0$.

V.2.3. Espacement des cadres

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq 10 \text{ cm}$ en zone IIa
- Dans la zone courante : $t' \leq \text{Min} (b/2 ; h/2 ; 10\phi_{\text{min}})$ en zone IIa

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

V.2.4. La quantité d'armatures transversales minimales

$$\frac{A_t}{b.t} \geq \begin{cases} 0,30\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,80\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{int erpolation} \dots \dots \dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les cadres et les étiers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_{\text{m}} \text{minimum}$.

V.2.5. Exemple de calcul : Zone I (Poteaux 40x40)

- **Zone courante**

$V = 47.702 \text{KN}$.

Dans la zone courante : $t' \leq \text{Min} (b/2 ; h/2 ; 10\phi_{\text{min}})$ en zone IIa

$$t' \leq \text{Min} (20 ; 20 ; 12) = 12 \text{ cm}$$

On prend une valeur de $t = 12 \text{ cm}$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 4.08}{0.40} = 7.14 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u S_t}{h_t f_e} = \frac{2.5 \times 47.702 \times 0.12}{0.40 \times 400 \times 10^3} = 0.894 \text{cm}^2.$$

Soit : $A_t = 0.894 \text{cm}^2 \Rightarrow A_t = 4\text{HA } 8 = 2.01 \text{cm}^2$.

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/(t \cdot b)$ en % est donnée comme suit : On a :

$$5 < \lambda_g \Rightarrow \text{la section minimale est } \frac{A_t}{t \times b} > 0,3\% \text{ (RPA99/V2003).}$$

Donc : $2.01/(40 \times 12) = 0.41\% > 0.3\%$ vérifiée.

➤ **Zone nodale**

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq 10$ cm en zone IIa

On prend une valeur de $t = 10$ cm

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot S_t}{h_t \cdot f_e} = \frac{2.5 \times 47.702 \times 0.10}{0.40 \times 400 \times 10^3} = 0.745 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 4\text{HA } 8$

La quantité d'armatures transversales minimale ($A_t / t \cdot b$) en % est donnée comme suit : On

$$a5 < \lambda_g \Rightarrow \text{la section minimale est } \frac{A_t}{t \times b} > 0,3\% \text{ (RPA99/V2003).}$$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10\phi_t = 8$ cm
- Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

zone	l_f (m)	λ_g (%)	ρ_a	V_u (KN)	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	Choix	A adop (cm ²)	$(A_t/b.t)\%$	Vérification
Zone I(40x40)	2.86	7.15	2.5	47.702	N	10	0.745	4HA8	2.01	0.50	>0.3 CV
					C	12	0.894	4HA8	2.01	0.41	
Zone II(35x35)	2.14	6.11	2.5	49.496	N	10	0.883	4HA8	2.01	0.57	>0.3 CV
					C	12	0.928	4HA8	2.01	0.48	

Tableau V.3 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

V.2.6. Vérification à l'ELU

a) Vérification de la contrainte de cisaillement : (RPA2003 Art 7-4-3-2)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

Pour fissuration peu préjudiciable. $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} < \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \cdot f_{c28}$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \dots \dots \text{ si } \dots \dots \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \dots \dots \text{ si } \dots \dots \lambda_g < 5 \end{cases}$$

b) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 7-4-3-1)

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente prise conventionnellement égale

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Zone	Section (cm ²)	V_u	τ_u	$\bar{\tau}_{bu}$ (BAEL)	$\bar{\tau}_{bu}$ (RPA)	$\tau_u < \bar{\tau}_{bu}$
I	(40x40)	98.99	0.687	1.875	3.33	CV
II	(35x35)	98.99	0.897	1.875	3.33	CV

Tableau V.4: Vérification des contraintes de cisaillement et l'effort tranchant.

V.2.7. Vérification à l'ELS

a) Vérification des contraintes (BAEL 91 Art 8-2-4-2)

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poteaux, nous devons vérifier seulement la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

$$\sigma_{bc} = KY \text{ et } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot \left[A_S (d - y)^2 + A'_S (y - d')^2 \right]$$

$$y = \frac{15(A_S + A'_S)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_S + d' \cdot A'_S)}{7.5(A_S + A'_S)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Nser (KN)	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}$ (MPa)
I	823.508	22.388	8.04	5.45	15	CV
II	453.112	29.246	6.03	2.57	15	CV

Tableau V.5 : Vérification des contraintes

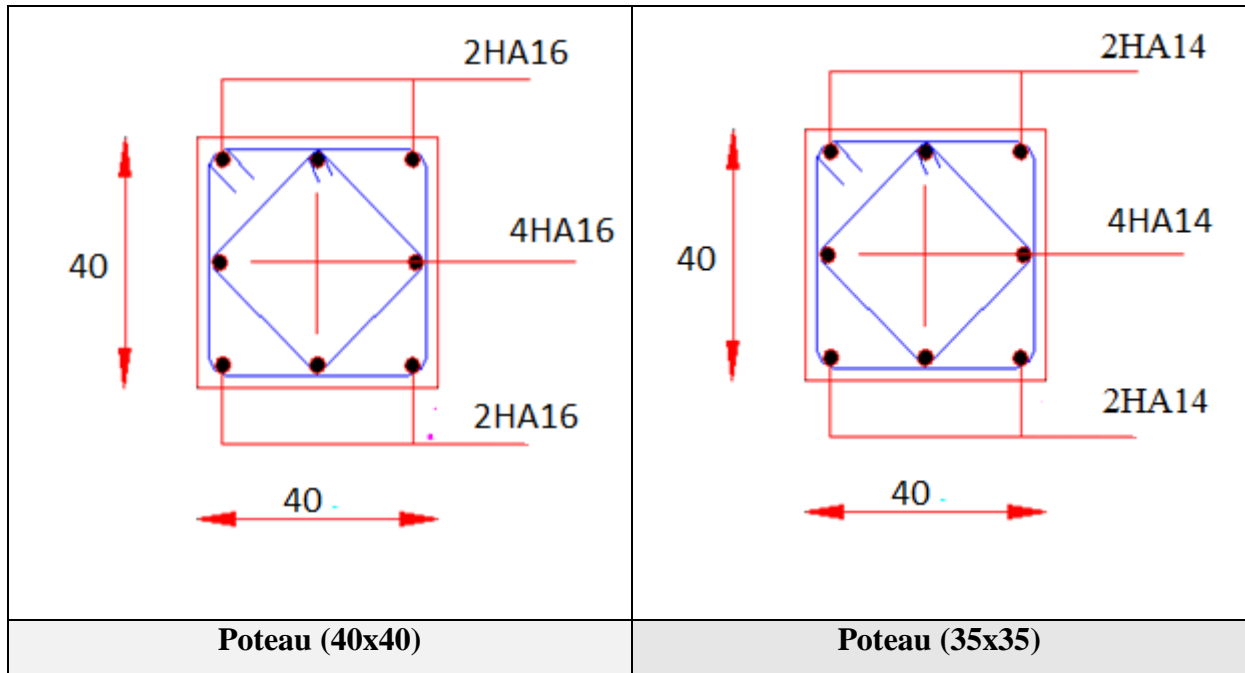


Figure V.2 : Schéma de ferrailage des poteaux

V.3. Ferrailage 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 ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison $(0,8G \pm E)$ nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue.

1- Recommandation du RPA99/V2003 en zone II_a : (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 :
 - $\left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow A_{\max} = 4\% b.h \dots\dots\dots \text{en zone courant} \\ \Rightarrow A_{\max} = 6\% b.h \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement.} \end{array} \right.$
- La longueur minimale de recouvrement est de :

40φ : En zone I et II_a.

50φ : En zone II_b 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'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) & \dots\dots\dots \text{Dans la zone nodale.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \dots\dots\dots \text{En dehors de la zone nodale.} \end{cases}$$

La valeur du diamètre Φ_1 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.

$$A_{l\min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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'espace des cours d'armatures transversales.

- **Diamètre des armatures d'âme**

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l\min} \right\} :$$

- **Espace maximale**

$$S_{t\max} \leq \min (0.9d, 40\text{cm}, 15\Phi_1\min).$$

V.3.1.Calcul des armatures longitudinales

a) Armatures longitudinales

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du logiciel Robot Structurale Analysis. Les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (A_{min}) du RPA.

❖ Exemple de calcul :

Poutres principales (30×40)

• Ferrailage en travée

On prend l'exemple : $M_t = 41.156 \text{ KN.m}$

$$f_{bu} = 0,85 f_{c28} / \gamma_b \rightarrow f_{bu} = 0,85 * 25 / 1,5 \rightarrow f_{bu} = 14,16 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_{bu} = M_u / b_0 d^2 f_{bu} \rightarrow \mu_{bu} = 41.156 \times 10^{-3} / 0,3 \times 0,37^2 \times 14,16 \rightarrow \mu_{bu} = 0,071$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,296 \rightarrow A'_{u} = 0 \text{ (section simplement armée)}$$

$$\mu_{bu} < 0,275 \quad \text{donc} \quad Z = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 0,37 (1 - 0,6 \times 0,071) \quad Z = 0,354 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$A_u = M_u / Z \sigma_s \rightarrow A_u = 41.156 \times 10^{-3} / 0,354 \times 347,82 \quad \mathbf{A_u = 3,34 \text{ cm}^2}$$

On adopte : On adopte : **3HA14** $\Rightarrow A = 4,62 \text{ cm}^2$ Avec **S_t = 13 cm.**

• Ferrailage au niveau des appuis

On prend l'exemple : $M_a = 139,5 \text{ KN.m}$

$$f_{bu} = 102,485 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_{bu} = M_u / b_0 d^2 f_{bu} \rightarrow \mu_{bu} = 139,5 \times 10^{-3} / 0,3 \times 0,37^2 \times 14,16 \rightarrow \mu_{bu} = 0,024$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,296 \rightarrow A'_{u} = 0 \text{ (section simplement armée)}$$

$$\mu_{bu} < 0,275 \quad \text{donc} \quad Z = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) \rightarrow Z = 0,364$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1,15} \rightarrow \sigma_s = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$A_u = M_u / Z \sigma_s \rightarrow A_u = 139,5 \times 10^{-3} / 0,364 \times 347,82 \rightarrow \mathbf{A_u = 8,51 \text{ cm}^2}$$

On adopte On adopte : **3HA14+3HA14** $\Rightarrow A = 9,24 \text{ cm}^2$ Avec **S_t = 13 cm.**

poutres	Positions	M(KN.m)	$A_{calculer} (cm^2)$	$A_{min} (RPA)(cm^2)$	$A_{adopte} (cm^2)$	Ferrailage
Poutres principales	Sur appuis	102.485	8.51	6	9.24	3T14+3T14
	En travées	41.156	3.34	6	4.62	3T14
Poutres secondaire	Sur appuis	39.105	3.45	5.25	8.01	3T14+3T12
	En travées	36.544	3.71	5.25	4.62	3T14

Tableau V.6 : Ferrailage des poutres

V.3.2. Les armatures transversales

❖ Poutres principales

$$\phi \leq \min\left(\phi_l^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{ (BAEL91 Art H.III.3)}$$

$$\phi \leq \min\left(1,2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1,2; 1,14; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA 8 = 2,01 cm^2$ (un cadre et un étrier)

❖ Poutres secondaires

$$\phi \leq \min\left(\phi_l^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{ (BAEL91 Art H.III.3)}$$

$$\phi \leq \min\left(1,2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1,2; 1; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA 8 = 2,01 cm^2$ (un cadre et un étrier)

➤ Calcul des espacements des armatures transversales

❖ Poutres principales

Selon le **RPA99 Art (7.5.2.2)**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_l^{\min}\right).$$

- **Zone nodale**

$$S_t \leq \min(10, 12, 14) = 10 cm \text{ Soit : } S_t = 10 cm$$

- **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 cm \quad \text{Soit : } 15 cm$$

❖ **Poutres secondaire**

Selon le **RPA99 Art (7.5.2.2)**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l^{\min}\right).$$

• **Zone nodale**

$$S_t \leq \min(8,75; 14,4) = 8,75 \text{ cm} \text{ Soit : } S_t = 8,5 \text{ cm}$$

• **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm} \text{ Soit : } 15 \text{ cm}$$

➤ **Les longueurs de recouvrement**

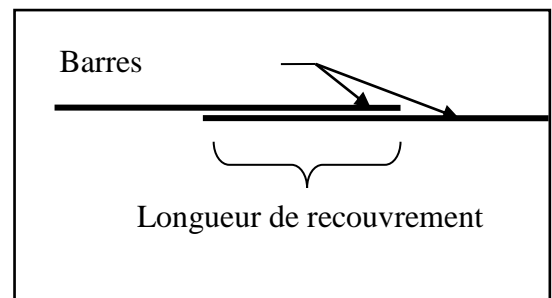
D'après le **RPA99 (Art 7.4.2.1)**

$L_r > 40 \times \phi$ en zone **IIa**.

$$\phi = 12 \text{ mm} \quad L_r > 40 \times 12 = 48 \text{ cm} \text{ on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \quad L_r > 40 \times 14 = 56 \text{ cm} \text{ on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \quad L_r > 40 \times 16 = 64 \text{ cm} \text{ on adopte } L_r = 65 \text{ cm}$$



V.3.3. Vérification à l'ELS

• **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable

• **Contrainte de compression dans le béton à L'ELS**

En travée

La fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que :

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

Contrainte maximale dans le béton comprimé

$$\sigma_{bc} = KY$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \text{ Avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot \left[A_S(d-y)^2 + A'_S(y-d')^2 \right]$$

$$y = \frac{15(A_S + A'_S)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_S + d'.A'_S)}{7,5(A_S + A'_S)^2}} - 1 \right]$$

La nature des Poutres	Zone de vérification	A _s (cm ²)	M _{ser} (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	K (Mpa/m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Remarque
Poutres principal	Travée	4.62	26.515	0.11	17.3 × 10 ⁻⁴	15.32	1.68	15	vérifier
	Appuis	9.24	72.948	0.144	10.06 × 10 ⁻⁴	72.51	10.44	15	vérifier

Tableau V.7: Résultats trouvés pour la vérification des contraintes

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

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

Poutres secondaires de (30×35): $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.16cm^2}$.

En travée

$$A_s = 4.62cm^2 \geq A_{\min} = 1.16cm^2 \text{ .}$$

En appuis

$$A_s = 8.01cm^2 \geq A_{\min} = 1.16cm^2 \text{ .}$$

Poutres principales de (30×40): $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$.

En travée

$$A_s = 4.62cm^2 \geq A_{\min} = 1.34cm^2 \text{ .}$$

En appuis

$$A_s = 9.24cm^2 \geq A_{\min} = 1.34cm^2 \text{ .}$$

Remarque : La condition de non fragilité est vérifiée pour toutes les sections d'armature choisie.

➤ **Justification à l'effort tranchant : [Art A.5.1/BAEL91 modifiées 99]**

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente prise conventionnellement égale :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\text{Poutres principales : } \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{149.165 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37} = 1.66 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.66 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutres secondaires : } \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{90.728 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32} = 0.94 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.94 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée pour tous les niveaux.

➤ **Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \text{ (BAEL91.art A.5.1.32)}$$

$$\text{Poutres secondaires : } \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.32 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 576 \text{ KN}$$

$$T_u = 90.728 \text{ KN} < \bar{T}_u = 576 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres principales : } \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.37 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 666 \text{ KN}$$

$$T_u = 149.157 \text{ KN} < \bar{T}_u = 666 \text{ KN}$$

➤ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres

❖ **Poutres secondaires**

$$3T14+3T12 \Rightarrow \Sigma U = 3 \times 3.14 \times 1.4 + 3 \times 3.14 \times 1.2 = 24.5 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{90.728 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.32 \times 0.245} = 1.285 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Poutres principales**

$$3T14+3T14 \Rightarrow \Sigma U = 3 \times 3.14 \times 1.4 + 3 \times 3.14 \times 1.4 = 26.376 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{149.165 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.32 \times 0.26376} = 1.96 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **État limite de déformation du béton**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche, si les trois conditions sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

L : portée de la travée entre nus d'appuis

M_t : Moment fléchissant maximal en travée

M₀ : Moment statique

A : Section d'armatures tendue

• **Poutres longitudinales**

1) $\frac{h}{l} = \frac{35}{445} = 0.0786 \geq 0.0625 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

2) $\frac{h}{l} = 0.0786 > \frac{41.156}{10 \times 98.98} = 0.041 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

(Avec : M_t = 41.156 KN.m / M₀ = $\frac{q_s \cdot l^2}{8}$ / q_s = 39.105 KN/m)

3) $\frac{8.01}{30 \times 32} = 0.00834 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

• **Poutres transversales**

1) $\frac{h}{l} = \frac{35}{355} = 0.098 > 0.0625 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

2) $\frac{h}{l} = 0.098 > \frac{39.105}{10 \times 42.97} = 0.091 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

3) $\frac{9.24}{30 \times 37} = 0.00832 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée 1}$

	Travée	Appui
Poutres Principale 30x 40		
Poutres PS liées aux voiles 30 x 35		

Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poutres.

V.4. Ferrailage des voiles

V.4.1 Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales.

Donc le calcul du ferrailage se fera en flexion composée, sous l'action des sollicitations verticales (charges permanente G et surcharges d'exploitation Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en (05) zones :

- Zone 1 : RDC ,1^{er} niveau et 2^{ème} niveau
- Zone 2 : 3^{ème} ,4^{ème} et 5^{ème} niveau

V.4.2. Combinaisons d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données comme suit :

{	1.35 G + 1.5 Q	ELU
	G + Q	ELS
	G + Q ± E	RPA 2003
	0.8 G ± E	RPA 2003

V.4.3.Ferrailage des trumeaux

La méthode utilisée est la méthode de la résistance des matériaux (R.D.M.) qui se fait pour une bande de largeur (d).

V.4.3.1.Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec : B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$

Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec : h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée.

L_t : longueur tendue

$$L_t = L - L_c$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenus :

Remarque

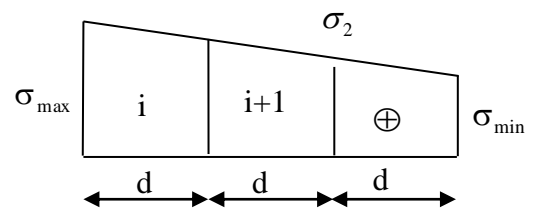
Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

a) Section entièrement comprimée

$$\sigma_1 \quad N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

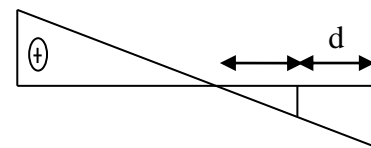
Avec : e : épaisseur du voile



b) Section partiellement comprimée

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$\sigma_{max} \quad N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \quad \sigma_1 \quad \sigma_{min}$$



c) Section entièrement tendue

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

σ_{max}

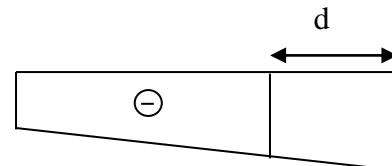


Figure V.4 : Diagrammes des contraintes des différentes sections

V.4.3.2. Détermination des armatures

a) SEC

- Armatures verticales

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$B = d \times e.$$

$$f_{bc} = 14.2 \text{ MP}_a$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MP}_a$$

- **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5\%$$

b) SET

- **Armatures verticales**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = 348 \text{ MP}_a$

- **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times B \times f_{t28}}{f_c} ; 0.005 \times B \right)$$

c) SPC

- **Armatures verticales**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

- **Armatures minimales**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times B \times f_{t28}}{f_c} ; 0.005 \times B \right)$$

V.4.3.3. Exigences de RPA99 (version 2003)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

-Globalement dans la section du voile 0.15 %

- En zones courantes 0.10 %

-Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets. La jonction des armatures entre les différents niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochet).

- **Armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur égale à 10 Φ .

- D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

- D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

- **Armatures transversales**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après (**RPA 2003 Art .7.7.4.3**) les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

- **Armatures de coutures**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

- **Potelet**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

V.4.3.4. Disposition constructive

- **Espacement**

D'après le R.P.A.99 version 2003 (**Art 7.7.4.3**), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1.5e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \quad \text{Avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

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 égal à 15 cm.

- **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.

- **Diamètre minimal**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

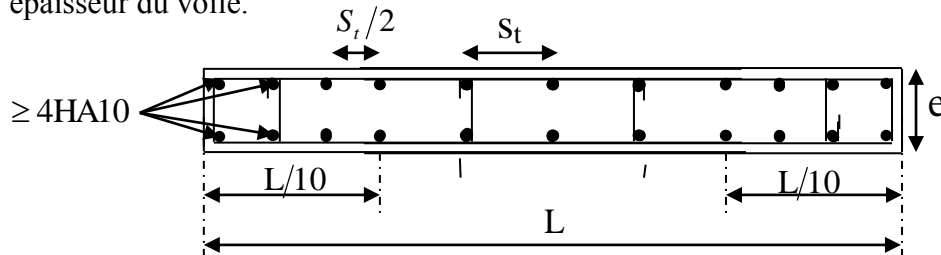


Figure V.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

V.4.3.5. Les vérifications

a) Vérification à L'ELS

Pour ce cas : on vérifie que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \quad \text{et} \quad N_s = G + Q$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

b) Vérification de la contrainte de cisaillement

- **D'après le RPA99 (version 2003)**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad \text{et} \quad V = 1.4 \times V_{\text{calculé}}$$

Avec : b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL 91**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad ; \quad \tau_u : \text{Contrainte de cisaillement}$$

Pour la fissuration préjudiciable.

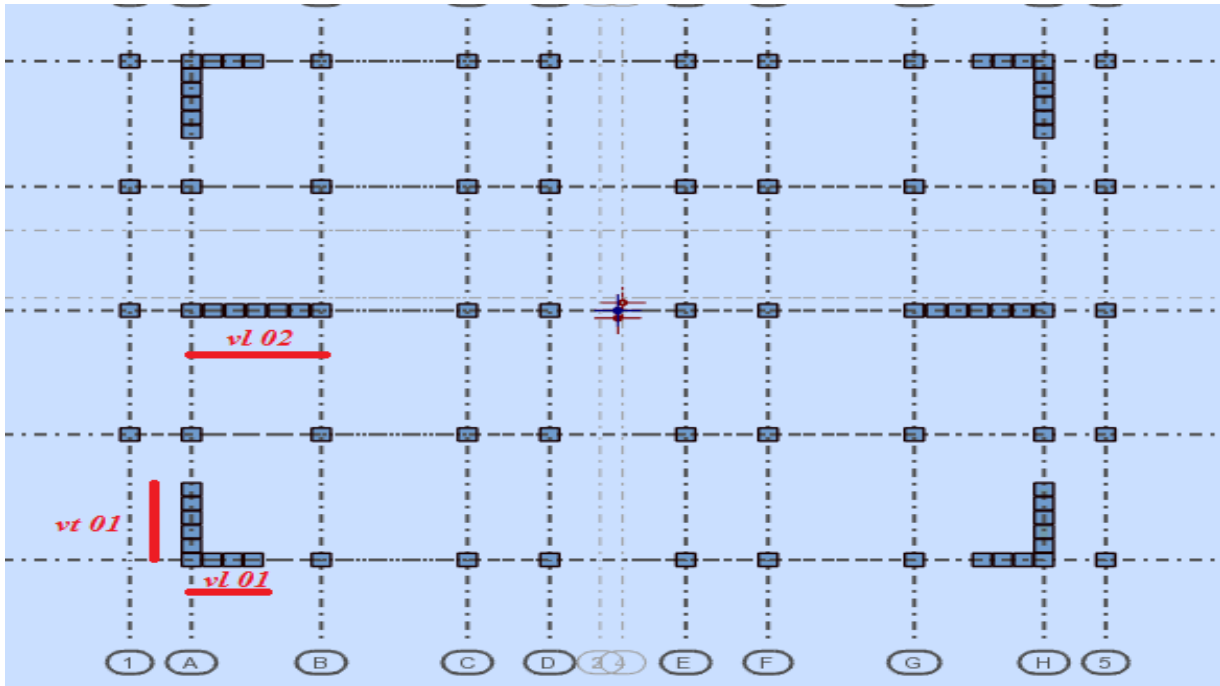


Figure V.6 : Disposition des voiles.

V.4.3.6.Exemple de calcul

- Pour Les voiles liés avec un seul poteau

Ferrailage des voiles transversaux pleins : VT1, Vt2,VT3,VT4.

a) Zones I

- Caractéristiques géométriques

$$L = 2.30\text{m}$$

$$e = 0.2 \text{ m}$$

$$I = 0.20\text{m}^4$$

$$B = L \cdot e = 0.46 \text{ m}^2$$

$$V = V' = \frac{L}{2} = 1.15 \text{ m}$$

1- Etape Extraire « σ_{\max} » et « σ_{\min} » de (R.S.A)

- 1- Sélectionner les voiles sens transversale, longueur $L=2.50\text{m}$ et zone I(VTA.ZI).
- 2- Click droit « Tableau » puis « Résultats réduits » une fenêtre s'affiche aller vers « Extrêmes globaux »
- 3- Bouton droit « colonnes », coches « normales sRo, sRe » dans l'onglet « Résultats » pour avoir les contraintes et « TRy », « NRx » pour avoir l'effort tranchant et effort

normal et cocher la coupes horizontales du bas dans l'ongle « Coupes».

4- Sélectionner 'les combinaisons' suivant le cas de charge

	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]
MAX	1530,84	2099,65	509,33	5,55	13,14	1,06	8,95	18,90
Panneau	1043	1043	1043	1043	1043	1043	1043	1043
Coupe	3484-552	3484-552	3484-552	3484-552	3484-552	3484-552	3484-552	3484-552
Cas	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)
MIN	-2485,73	-2123,57	-486,85	-7,35	-15,16	-1,01	-7,26	-19,78
Panneau	1043	1043	1043	1043	1043	1043	1043	1043
Coupe	3484-552	3484-552	3484-552	3484-552	3484-552	3484-552	3484-552	3484-552
Cas	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)

Figure V.7: Tableaux des réactions et contraintes

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 13140 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -15165 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Alors la section est partiellement comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L$$

$$L_c = \frac{13140}{15165 + 13140} \times 2.30 = 1.06 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 1.24 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$\text{Avec } : d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right) = 0.70 \text{ m}$$

$$\text{Soit un tronçon } d_1 = L_t / 2 = 0.35 \text{ m}$$

a) 1^{er} tronçon

$$\sigma_1 = \sigma_{\min} \times \frac{d_1}{L_t} = 4280.44 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = -4280.44 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 680.59 \text{ KN}$$

- **Armatures verticales**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s1}} = 19.20 \text{ cm}^2$$

b) 2^{ème} tronçon

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d_2 \cdot e = 380.95 \text{ KN} \quad \text{avec } d_2 = L_t - d_1 = 0.89 \text{ m}$$

- **Armatures verticales**

$$A_{v2} = N_2 / \sigma_s = 10.94 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times B f_{t28}}{f_e} ; 0.005 B \right) = 5.55 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de couture**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times V_u}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 509.33}{400 \times 10^3} = 19.60 \text{ cm}^2$$

Détermination de la section d'armatures verticale totale par nappe :

$$A_{vt1} = A_{v1} + A_{vj} / 4 = 19.20 + 19.60 / 4 = 14.67 \text{ cm}^2$$

$$A_{vt2} = A_{v2} + A_{vj} / 4 = 10.94 / 2 + 19.60 / 4 = 13.84 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures**

$$A_{\text{adopté}} = 24\text{HA}14 = 36.93 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t = d / 11 = 10 \text{ cm.}$$

- **Armatures horizontales**

D'après le BAEL 91 : $A_h = A_{vt1} / 4 = 3.67 \text{ cm}^2$

D'après le RPA révisée 2003 : $A_h = 0.15 \% B = 6.9 \text{ cm}^2$

Soit **9HA10 = 7.065 cm² / ml** en prend **St = 20 cm**

- **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit 4HA8 (4 épingles HA8 / m²).

- **Vérification des contraintes**

BAEL 91 : $\tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} = \frac{509.33 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2300} = 1.23 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 1.23 \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\text{RPA 2003 : } \tau_b = \frac{T}{e \cdot d} = \frac{1.4 \times 509.33 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 2300} = 1.72 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.72 \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

- **Vérification à l'ELS**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{d \times e + 15 \cdot A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{2485.73 \times 10^3}{0.414 \times 10^6 + 16.088 \times 15 \times 10^2} = 5.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5.67 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Remarque

Les résultats de calcul du ferrailage des autres voiles ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés dans les tableaux ci-dessous:

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	
	L (m)	2.30	2.33	
	e (m)	0.20	0.20	
	B (m ²)	0.46	0.466	
	I (m ⁴)	0.20	0.20	
	V=V'=L/2	1.15	1.16	
Sollicitation de calcul	Vu (KN.m)	509.33	330.270	
	Ns (KN)	2480.37	557.27	
	σ_{\max} (KN/m ²)	13140	1940	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-15165	-3250	
	Nature de la section	SPC	SPC	
	Lc(m)	1.06	0.87	
	Lt(m)	1.24	1.45	
	d(m)	0.70	0.58	
	σ_1 (KN/m ²)	-4280.88	1636.20	
	N ₁ (KN)	680.59	356.69	
N ₂ (KN)	380.95	117.80		
Armature verticale	A _{v1} (cm ²)	19.20	10.24	
	A _{v2} (cm ²)	10.95	3.38	
A verticale minimale	A _{min} (cm ²)	7.0	5.8	
Armature de couture	A _{vj} (cm ²)	19.60	12.71	
Armature verticale adoptee	A _{vt1} =A _{v1} +A _{vj} /4	14.67	11.62	
	A _{vt2} =A _{v2} +A _{vj} /4	13.84	3.78	
	A _{vt} adopté	36.83	12.31	
	Choix par nappe	24HA14	23HA12	
	Espacement (cm)	10	10	
Armature horizontale	A _h	6.90	6.99	
	A _h adoptée	7.065	7.065	
	Choix /ml	9HA10	9HA10	
	Espacement (cm)	20	20	
Armature transversale	A- transversale	4HA8	4HA8	
Vérification des contraintes	$\bar{\sigma}_b = 15\text{Mp}$	σ_b	5.67	1.15
	$\bar{\tau}_b = 5\text{Mpa}$	τ_b	1.72	1.10
	$\bar{\tau}_u = 2.5\text{Mpa}$	τ_u	1.23	0.75

Tableau V.8 : Ferrailage des voiles VT1, VT2,VT3,VT4

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	
	L (m)	1.25	1.275	
	e (m)	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.25	0.255	
	I (m ⁴)	0.032	0.034	
	V=V'=L/2	0.63	0.64	
Sollicitation de calcul	Vu (KN.m)	149.71	103.73	
	Ns (KN)	1880.50	767.75	
	σ_{\max} (KN/m ²)	8940	2750	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-10780	-4340	
	Nature de la section	SPC	SPC	
	Lc(m)	0.57	0.49	
	Lt(m)	0.68	0.785	
	d(m)	0.38	0.33	
	σ_1 (KN/m ²)	-5390	-2156.18	
	N ₁ (KN)	549.78	253.35	
Armature verticale	N ₂ (KN)	161.7	85.19	
	A _{v1} (cm ²)	15.80	7.28	
A verticale minimale	A _{v2} (cm ²)	4.65	2.45	
Armature de couture	A _{min} (cm ²)	3.02	3.08	
	A _{vj} (cm ²)	5.76	3.99	
Armature verticale adoptee	A _{vt1} =A _{v1} 2+A _{vj} /4	9.34	4.4125	
	A _{vt2} =A _{v2} +A _{vj} /4	4.26	2.54	
	A _{vt} adopté	12.31	9.04	
	Choix par nappe	8HA14	8HA12	
	Espacement (cm)	30	30	
Armature horizontale	Ah	4.02	3.98	
	Ah adoptée	6.78	6.78	
	Choix /ml	6HA10	6HA10	
	Espacement (cm)	17	17	
Armature transversale	A- transversale	4HA8	4HA8	
Vérification des contraintes	$\bar{\sigma}_b = 15\text{Mp}$	σ_b	7.73	3.15
	$\bar{\tau}_b = 5\text{Mpa}$	τ_b	0.93	0.63
	$\bar{\tau}_u = 2.5\text{Mpa}$	τ_u	0.66	0.45

Tableau V.9 : Ferrailage des voiles VL1, VL2, VL5,VL6

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	
	L (m)	3.15	3.2	
	e (m)	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.63	0.64	
	I (m ⁴)	0.52	0.54	
	V=V'=L/2	1.575	1.6	
Sollicitation de calcul	Vu (KN.m)	526.12	282.52	
	Ns (KN)	1890.52	1103.45	
	σ_{\max} (KN/m ²)	8000	1080	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-11560	-3180	
	Nature de la section	SPC	SPC	
	Lc(m)	1.29	0.81	
	Lt(m)	1.86	2.39	
	d(m)	0.86	0.57	
	σ_1 (KN/m ²)	10750.8	1590	
	N ₁ (KN)	2074.9	750.015	
	N ₂ (KN)	999.77	1900	
Armature verticale	A _{v1} (cm ²)	59.62	21.55	
	A _{v2} (cm ²)	28.72	5.46	
A verticale minimale	A _{min} (cm ²)	7.6	7.73	
Armature de couture	A _{vj} (cm ²)	20.25	10.88	
Armature verticale adoptee	A _{vt1} =A _{v1} +A _{vj} /4	66.68	13.5	
	A _{vt2} =A _{v2} +A _{vj} /4	19.42	545	
	A _{vt} adopté	36.93	18.09	
	Choix par nappe	24HA14	24HA12	
	Espacement (cm)	10	10	
Armature horizontale	A _h	9.45	9.6	
	A _h adoptée	10.18	10.18	
	Choix /ml	9HA12	9HA12	
	Espacement (cm)	20	20	
Armature transversale	A- transversale	4HA8	4HA8	
Vérification des contraintes	$\bar{\sigma}_b = 15\text{Mp}$	σ_b	3.04	0.0018
	$\bar{\tau}_b = 5\text{Mpa}$	τ_b	1.3	0.69
	$\bar{\tau}_u = 2.5\text{Mpa}$	τ_u	0.93	0.49

Tableau V.10: Ferrailage des voiles VL3, VL4

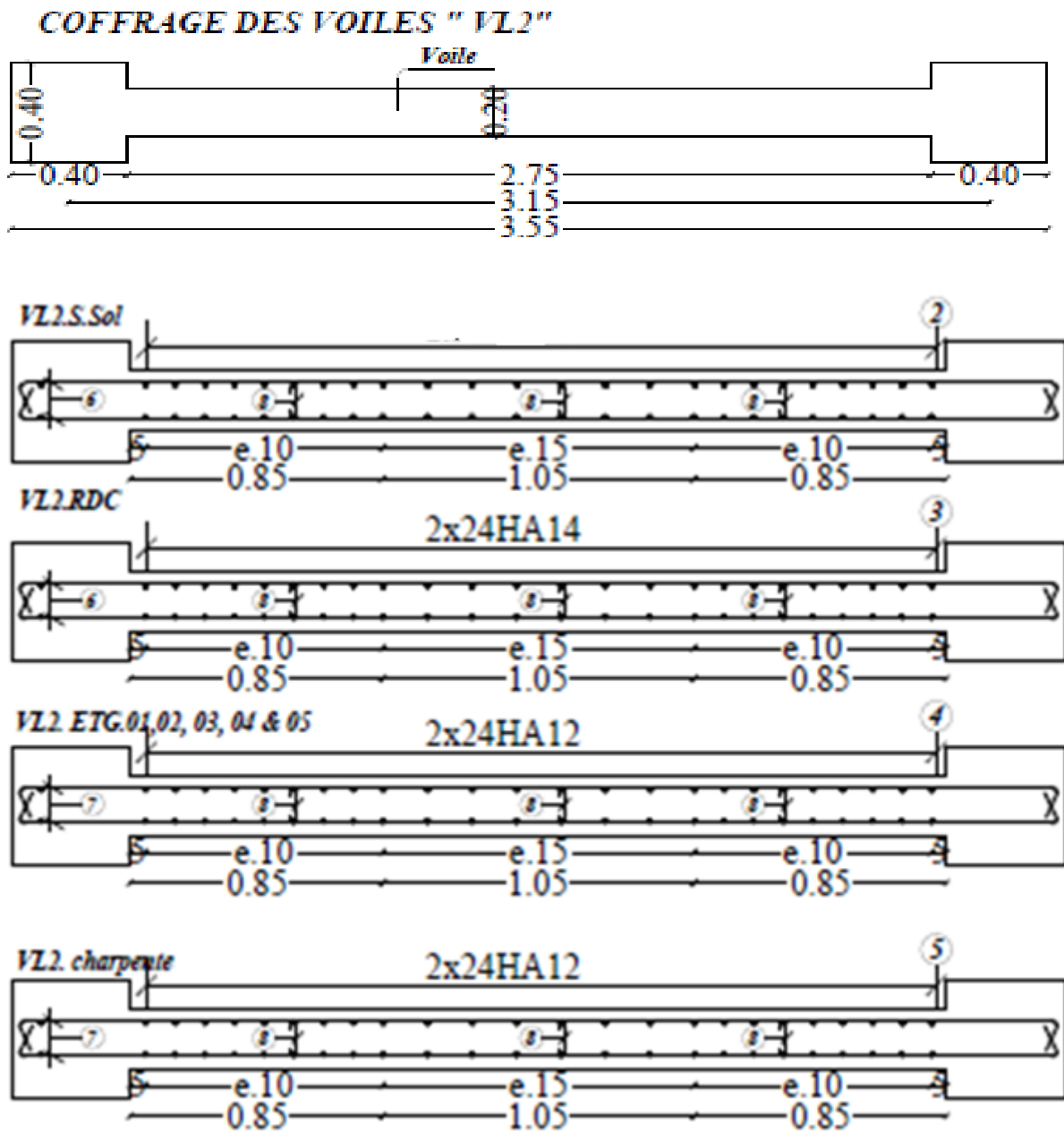


Figure V.8 : Schéma de coffrage et de ferrailage des voiles vl2

Chapitre VI :

Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol

Ces efforts sont :

- 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 les plans différents.

On distingue deux types de fondations :

1.Fondations superficielles

Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

2.Fondations profondes

Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VI.2.Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 1$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VI.3.Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation, est en fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- L'économie.
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.
- Le tassement du sol.

VI.4. Pré dimensionnement

a) Pré dimensionnement des semelles filantes sous voiles

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{S} = \frac{N_{ser}}{B.L} \Rightarrow B \geq \frac{N_{ser}}{L.\sigma_{sol}}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle ;

L : Longueur de la semelle ;

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol ;

N_{ser} : Effort normal transmis par le voile à l'ELS.

Voiles	Ns (KN)	L (m)
VT1	582.30	2.30
VT2	586.93	2.30
VT3	567.34	2.30
VT4	596.63	2.30
VL1	318.96	1.25
VL2	323.56	1.25
VL3	1368.86	3.15
VL4	1369.21	3.15
VL5	369.56	1.25
VL6	372.69	1.25
Σ	6456.74	20.5

Tableau VI.1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal)

$$B \geq \frac{6456.74}{20.5 \times 10^3 \times 0.1} = 3.14 \text{m}$$

La surface de toutes les semelles filantes est :

$$S_t = 20.5 \times 3.14 = 64.37 \text{ m}^2$$

La surface totale du sol d'assise : $S_{bat} = 24 \times 18.30 = 440 \text{ m}^2$

b) Semelle filantes sous poteaux

Dans notre cas on prend le portique le plus sollicité

Poteaux	Ns	Ns total	Ms	Ms total	ei	Ni ei
1	244.30	5205.81	16.53	22.04	0.067	16.3681
2	788.42		0.82		0.00104	0.82
3	823.12		1.05		0.00127	1.05
4	623.12		0.57		0.0009	0.57
5	623.74		0.53		0.00085	0.53
6	823.51		1		0.001214	1
7	788.64		0.9		0.00044	0.9
8	491.08		0.64		0.00130	0.64

Tableau VI.2 : Tableau des efforts normaux des moments fléchissent.

☞ Détermination de la résultante des charges : $R = \Sigma N_i = 4613.278 \text{ KN}$

☞ Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} \quad e = \frac{21.8781 + 22.04}{5205.81} = 0.00844 \text{ m}$$

☞ Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle:

$$e \leq \frac{l}{6} \longrightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e \geq \frac{l}{6} \longrightarrow \text{Répartition triangulaire}$$

$$e = 0.0084 < \frac{24}{6} = 4 \text{ m} \text{ Donc pour notre cas on a une répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{5205.81}{24} \left(1 + \frac{6 \times 0.0084}{24} \right) = 217.14 \text{ Kn.ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{5205.81}{24} \left(1 - \frac{6 \times 0.0084}{24} \right) = 216.45 \text{ Kn.ml}$$

$$q\left(\frac{b}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{5205.81}{24} \left(1 + \frac{3 \times 0.0084}{24} \right) = 217.14 \text{ Kn.ml}$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{b}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{217.14}{100} = 2.71 \text{ m} \quad \text{On prend } B = 2.8 \text{ m}$$

- La surface des semelles filantes sous poteaux :

$$S_P = B \times L \times n = 24 \times 2.8 \times 6 = 403.2 \text{ m}^2$$

Avec : n : nombre de portique dans une seul sens

- La surface des semelles filantes sous voiles : $S_v = 64.36 \text{ m}^2$
- La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_t \text{ Poteaux} + S_t \text{ voiles} = 403.2 + 64.37 = 467.57 \text{ m}^2$$

- La surface totale de la structure :

$$S_{\text{bat}} = 24 \times 21 = 504 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{467.57}{504} = 0.92 > 0.5 \rightarrow S_{\text{semelles}} = 92\% S_{\text{batiment}}$$

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{467.57}{504} = 0.92 > 0.5 \rightarrow S_{\text{semelles}} = 92\% S_{\text{batiment}}$$

$$S_t = 100\% S_{bat}$$



$$S_t > 50\% S_{bat}$$

Conclusion

La surface totale des semelles filantes dépasse 50% de la surface du sol d'assise, alors on opte pour un radier général.

VI.5. Etude du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Les caractéristiques du radier sont :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VI.5.1. Pré dimensionnement du radier

a) Selon la condition d'épaisseur minimale, la hauteur du radier doit avoir au moins 25 cm.

b) Selon la condition forfaitaire

$$\text{- Sous voile : } \frac{L_{\max}}{8} \leq h_d \leq \frac{L_{\max}}{5} .$$

$$L_{\max} = 3.15\text{m} \quad 39.4 \text{ cm} \leq h_d \leq 63\text{cm} .$$

On prend : **h = 40cm.**

- Sous poteau : la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \text{ Avec une hauteur minimale de 25 cm}$$

$$h_d \geq \frac{445}{20} = 22.25 \text{ cm}$$

On prend : **h_d = 30cm.**

c) La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n avec:

$$h_n \geq \frac{445}{10} = 44.5 \text{ cm}$$

Soit : **h_n = 50 cm.**

d) Vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec : L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$.

$I = \frac{bh^3}{12}$: L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m).

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$.

L_{\max} : Distance maximale entre deux voiles successives.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.45}{3.14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.715 \text{ m}$$

Soit : $h_n = 80 \text{ cm}$.

Conclusion

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 80 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 30 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle.

$B = 40 \text{ cm}$ Largeur de la nervure.

VI.5.2.Détermination de la surface du radier

$$\text{A l'ELU : } S_{\text{nec}}^{\text{ELU}} \geq \frac{N'_u}{1.33 \times \sigma_{\text{SOL}}} = \frac{39094.70}{1.33 \times 100} = 293.94 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{\text{nec}}^{\text{ELS}} \geq \frac{N'_s}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{28285.18}{100} = 282.85 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{nec}}^{\text{ELU}}; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 293.94 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} > S_{\text{rad}}$$

D'après le BAEL nous devons ajouter un débord minimal de largeur $L_{\text{débord}}$:

$$L_{\text{debord}} \geq \max\left(\frac{h_u}{2}, 30\right) = 50 \text{ cm}$$

Donc le débord est de : 50cm dans les 4 sens

$$\Rightarrow S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{debord}} = 440 + [(25 \times 19.30) - (24 \times 18.30)] = 482.5 \text{ m}^2$$

VI.5.3. Poids du radier et Combinaison d'actions

$$G_{\text{radier}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{dalle flottante}} + G_{\text{nervures}} + G_{\text{remblais}} = 8640 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELU} : N_u = 1.35 \cdot G + N_u = 1.35 \times 3640 + 39094.70 = 50758.7 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS} : N_s = G + N_s = 8640 + 28285.18 = 36925.18 \text{ KN}$$

VI.5.4. Vérifications

a) Vérification à la contrainte de cisaillement

Nous devons vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0.9 \cdot h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{50758.7 \times 1}{482.5} \times \frac{4.45}{2} = 234.07 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{234.07 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.87 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la stabilité du radier

• Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 9.15 \text{ m}$$

• Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = bh^3 / 12 = 14977.20 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = hb^3 / 12 = 2513.21 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) dû aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

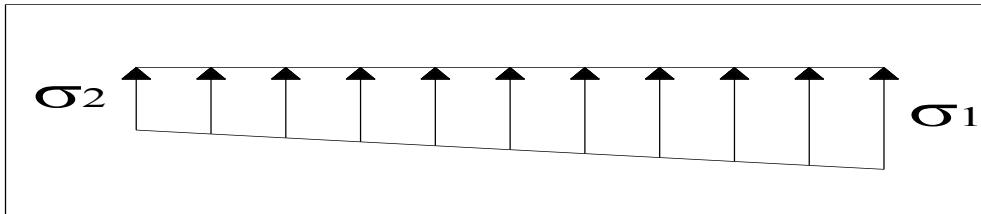
Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment ;

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure)

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



Ainsi nous devons vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{\text{SOL}}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{SOL}} \quad \text{avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

- **Sens longitudinal**

$$M_{0x} = 36067.95 \text{ KN.m} \quad T_{0x} = 3368.80 \text{ KN}$$

$$M_{0y} = 35963.29 \text{ KN.m} \quad T_{0y} = 3335.69 \text{ KN}$$

$$M_{xx} = M_{0x} + T_{0x} h_n = 36067.95 + (3368.80 \times 0.8) = 38763 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = M_{0y} + T_{0y} h_n = 35963.29 + (3335.69 \times 0.8) = 38631.84 \text{ KN.m}$$

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{50758.7}{482.5} + \frac{38762.99}{25130.21} \times 12.5 = 124.48 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{50758.7}{482.5} - \frac{38762.99}{25130.21} \times 12.5 = 86 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 124.48 + 86}{4} = 114.86 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < 1.33 \sigma_{\text{sol}} \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$1.33 \sigma_{\text{sol}} = 133 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{36925.18}{482.5} + \frac{38762.99}{25130.21} \times 12.5 = 95.73 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{36925.18}{482.5} - \frac{38762.99}{25130.21} \times 12.5 = 57.33 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 95.73 + 57.33}{4} = 86.13 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 100 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \Rightarrow \quad \sigma_m < \sigma_{sol} \text{ (Condition vérifiée)}$$

- **Sens transversal**

$$M_Y = 38631.84 \text{ KN.m}$$

A l'ELU:

D'où :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{50758.7}{482.5} + \frac{38631.84}{14977.20} \times 9.65 = 130 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{50758.7}{482.5} - \frac{38631.84}{14977.20} \times 9.65 = 80.4 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 130 + 80.4}{4} = 117.6 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad 1.33 \sigma_{SOL} = 133 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33 \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{36925.18}{482.5} + \frac{38762.99}{14977.2} \times 9.65 = 101.42 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{36925.18}{482.5} - \frac{38762.99}{14977.2} \times 9.65 = 51.63 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 101.42 + 51.63}{4} = 88.97 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 100 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification au non poinçonnement BAEL91 [Art.A.5.2.42]

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

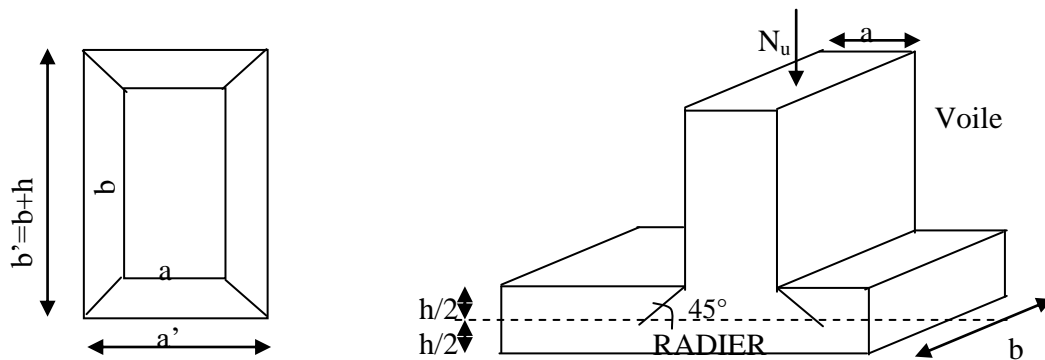


Figure VI.1: Périmètre utile des voiles et des poteaux.

• **Calcul du périmètre utile μ_c**

1. Poteaux

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.40 + 0.40 + 2 \times 0.8) = 4.8m$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1138.28 \text{ KN.}$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 4.8 \times 0.9 \times 25000}{1.5} = 3240 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

2. Voile

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.20 + 1 + 2 \times 0.8) = 6 \text{ m et } N_u = 1938.16 \text{ KN}$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 6 \times 0.9 \times 25000}{1.5} = 4050 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée)}$$

d) Vérification à l'effort sous pression

La vérification du radier sous l'effet de la sous pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer de non soulèvement bâtiment sous l'effet de cette dernière. on doit vérifier la condition suivante : $P \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z$

P : poids total du bâtiment à la base du radier

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma=10\text{KN/m}^3$)

Z : profondeur de l'infrastructure $Z = 4.88 \text{ m}$

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

$$P = G + G_{radier} = 33923.62 + 8640 = 42563.62 \text{ KN}$$

$$P = 43573.62 \text{ KN} \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z = 1.5 \times 482.5 \times 10 \times 4.88 = 35319 \text{ KN} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

VI.6. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL91.

Le calcul se fait en deux étapes :

1) Ferrailage de la dalle : elle sera calculée comme un ensemble de panneaux de dalle soumis à la réaction du sol ;

2) Ferrailage des nervures : elles seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

Les contraintes prise en compte dans les calculs sont :

$$q_U = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 117.6 - \frac{8640}{482.5} = 99.69 \text{ kN/m}^2.$$

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 88.97 - \frac{8640}{482.5} = 71 \text{ kN/m}^2.$$

Pour le ferrailage du radier, nous utiliserons les méthodes exposées dans le **(BEAL 91)**

a. Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis

Nous distinguons deux cas :

1^{er} Cas : $\rho < 0.4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

2^{eme} Cas : $0.4 \leq \rho \leq 1$, les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tableaux de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ avec } (L_x < L_y)$$

Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

VI.6.1. Identification du panneau le plus sollicité

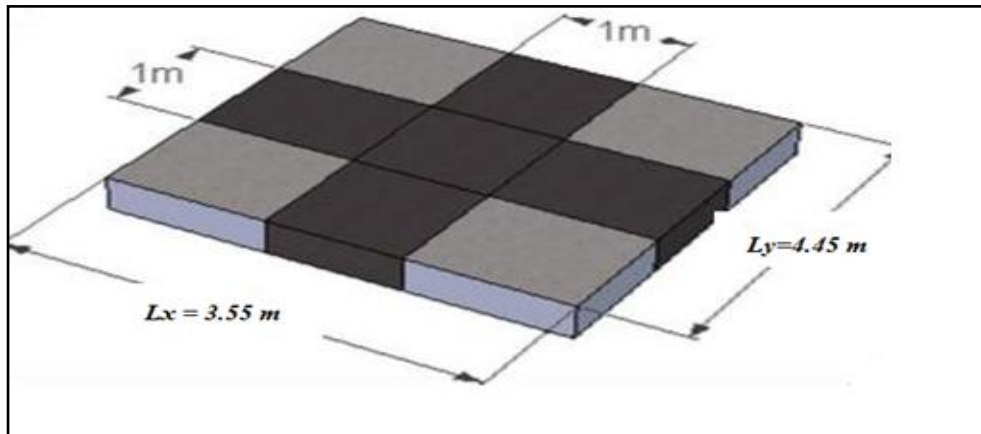


Figure IV.2 : Dimensions du panneau de dalle.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.55}{4.45} = 0.78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.056 \\ \mu_y = 0.595 \end{cases}$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

VI.6.2. Calcul des armatures à l'ELU

a) Evaluation des moments M_x, M_y

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.55}{4.45} = 0.78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.058 \\ \mu_y = 0.569 \end{cases}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.058 \times 99.69 \times 3.55^2 = 72.87 \text{ KNm}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.569 \times 72.87 = 41.46 \text{ KNm}$$

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leurs affectant un coefficient de (0.5) aux appuis et (0.75) en travées.

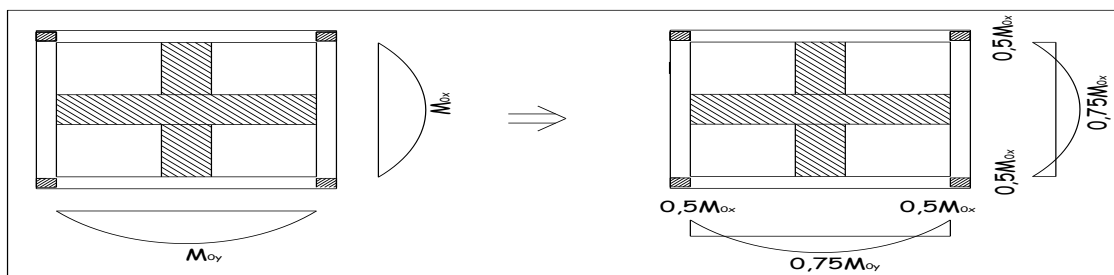


Figure IV.3 : Moments isostatiques et moments après prise en compte de la continuité du panneau.

Le ferrailage se fait dans les deux sens (x-x et y-y). Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

	ELU		ELS	
	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy
μ	0.058	0.569	0.058	0.569
M_0 (KN. m)	72.87	41.46	51.90	30.88
M_a (KN. m)	36.435	20.73	25.95	15.44
M_t (KN. m)	56.65	31.095	38.925	23.16

Tableau IV.3 : Evaluation des moments M_x , M_y .

• Calcul des armatures

✓ A l'ELU

Panneau	Sens XX		Sens YY	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
M_u (MN.m)	36.45	56.65	20.73	31.095
A_s (cm ²)	3.72	5.78	2.12	3.18
$A_{s\ min}$ (cm ²)	2.66	2.66	2.66	2.66
Choix de Φ	7HA12	7HA12	7HA12	7HA12
A_s adopté (cm ²)	7.917	7.917	7.917	7.917
Espacement (cm)	15	15	15	15

Tableau IV.4 : Le ferrailage à l'ELU

VI.7. Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité

❖ Armatures parallèles à L_x

$$\omega_x \geq \omega_0 \cdot \frac{(3 - \rho)}{2} \quad \text{Avec : } \omega_x = \frac{A_{\min}}{b \cdot h}, \quad \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Avec :

W_x : Taux d'acier qui est égal au rapport de la section d'armatures minimale dans une direction donnée à la section totale de béton.

W_0 : Taux d'aciers minimal.

$W_0 = 0.8\%$ pour les HA de nuance feE400.

$$A_{\min} \geq \frac{b \cdot h \cdot \omega_0 \cdot (3 - \rho)}{2} = 100 \times 30 \times 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.78}{2} \right) = \text{cm}^2$$

❖ **Armatures parallèles à L_y**

$$W_y = \frac{A_{\min}}{bd} \geq W_0$$

$$A_{\min} \geq b \times d \times W_0 = 100 \times 27 \times 0.0008 = 2.16 \text{cm}^2 .$$

Conclusion : La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens

b. Escapement (Art A8.2 242 BAEL91)

Direction la plus sollicitée : $St = 17 \text{cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Direction la moins sollicitée : $St = 17 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

Conclusion : la condition est vérifiée dans les deux sens

c. Vérification de la contrainte de cisaillement (B.A.E.L.91.article :A.5.1,211)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = \frac{q_u L_x}{2} = \frac{99.69 \times 3.55}{2} = 176.95 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{176.95 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.655 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 ; 4 \text{ MPa} \}.$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}.$$

VI.8.Ferraillage des nervures

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens. Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

VI.8.1.Sollicitation de calcul

$$q_u = 99.69 \text{ kN/m}^2.$$

$$q_s = 71 \text{ kN/m}^2.$$

Remarques

- Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

- Pour le calcul du ferrailage, on choisi la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

- Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

a. Cas de chargement trapézoïdal

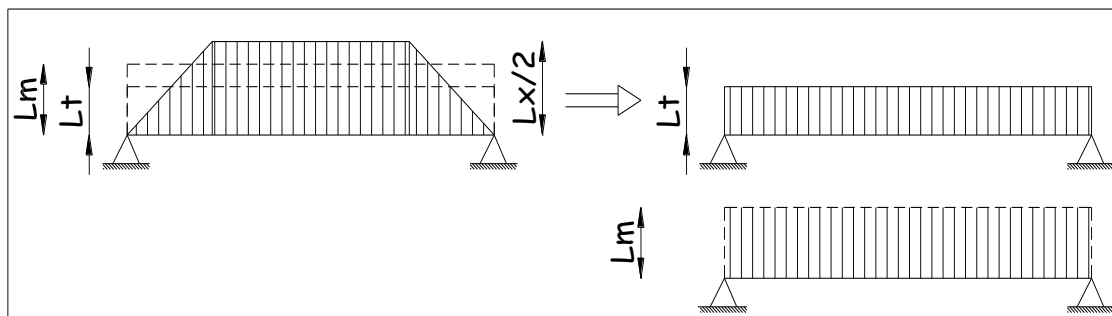


Figure VI.4 : Présentation des chargements simplifiés.

- **Pour l'effort tranchant (charge rectangulaire de largeur L_t)**

$$L_t = L_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right) \dots\dots(1) L_t = 1.08 \text{ m}$$

- **Pour le moment fléchissant (charge rectangulaire de largeur L_m) :**

$$L_m = L_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) \dots\dots(2) L_m = 1.41 \text{ m}$$

b. Cas de chargement triangulaire

$$L_x = L_y \Rightarrow \rho_x = 1$$

- **Pour l'effort tranchant (charge rectangulaire de largeur L_t) :**

$$(1) \Rightarrow L_t = 0.25 \times L_x$$

- **Pour le moment fléchissant (charge rectangulaire de largeur L_m) :**

$$(2) \Rightarrow L_m = 0.333 \times L_x$$

VI.8.3. Calcul des charges

$$\begin{aligned}
 \text{A l'ELU} \quad & \begin{cases} q_u^M = q_u \times Lm = 99.69 \times 1.42 = 141.5 \text{KN} / m \\ q_u^T = q_u \times Lt = 99.69 \times 1.08 = 107.66 \text{KN} / m \end{cases} \\
 \text{A l'ELS} \quad & \begin{cases} q_s^M = q_s \times Lm = 71 \times 1.42 = 100.82 \text{KN} / m \\ q_s^T = q_s \times Lt = 71 \times 1.08 = 76.68 \text{KN} / m \end{cases}
 \end{aligned}$$

Remarque : Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel (robot structural analysis)

➤ **Sens (X-X) :**

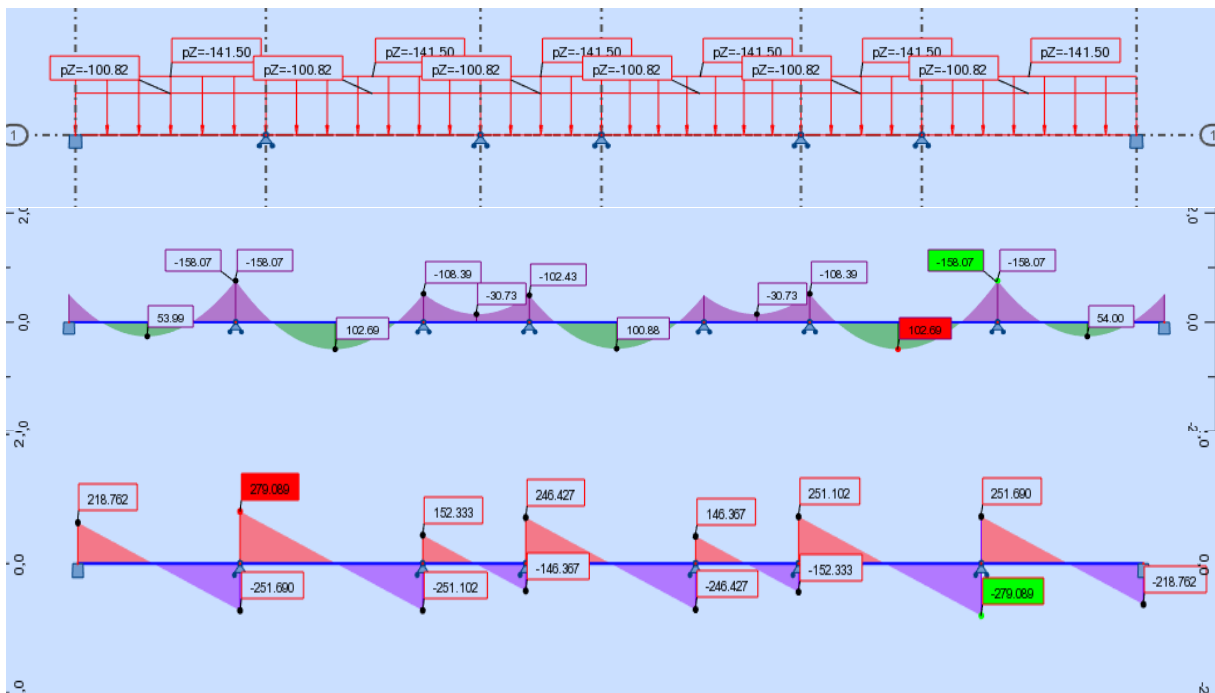


Figure VI.5 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU

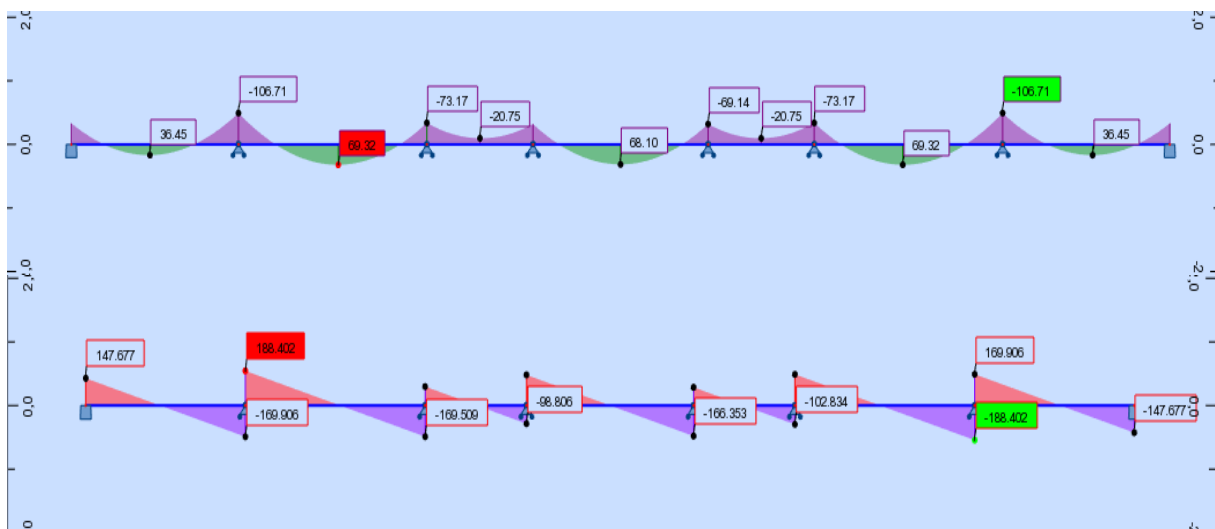


Figure VI.6: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELS

➤ Sens (Y-Y) :

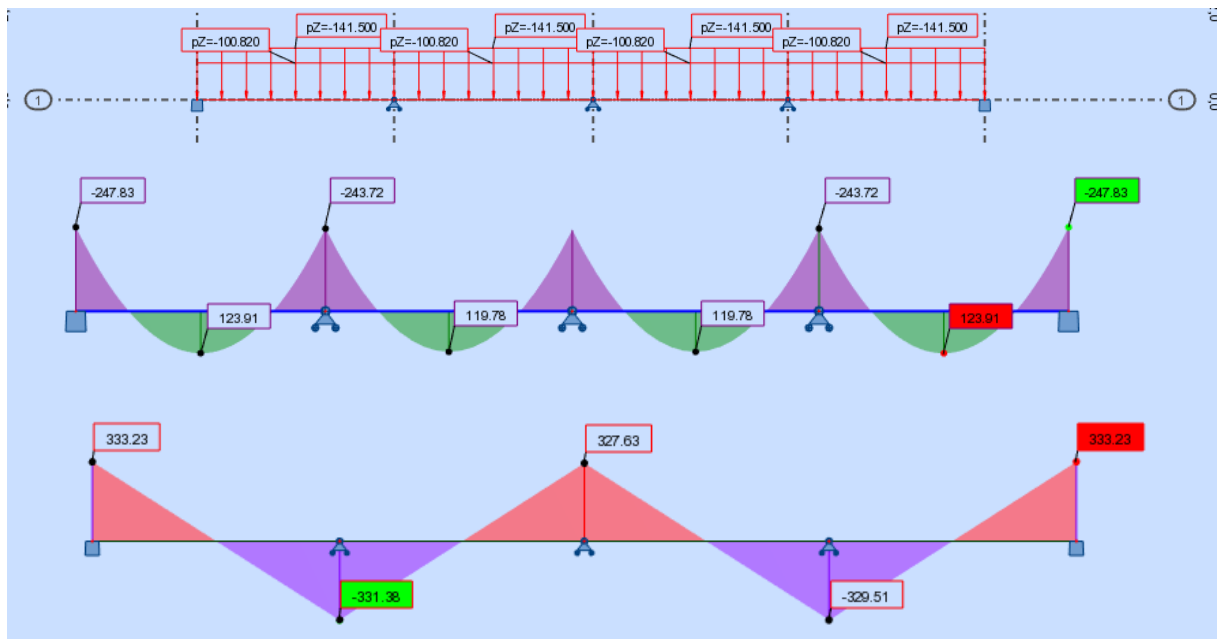


Figure VI.7 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU

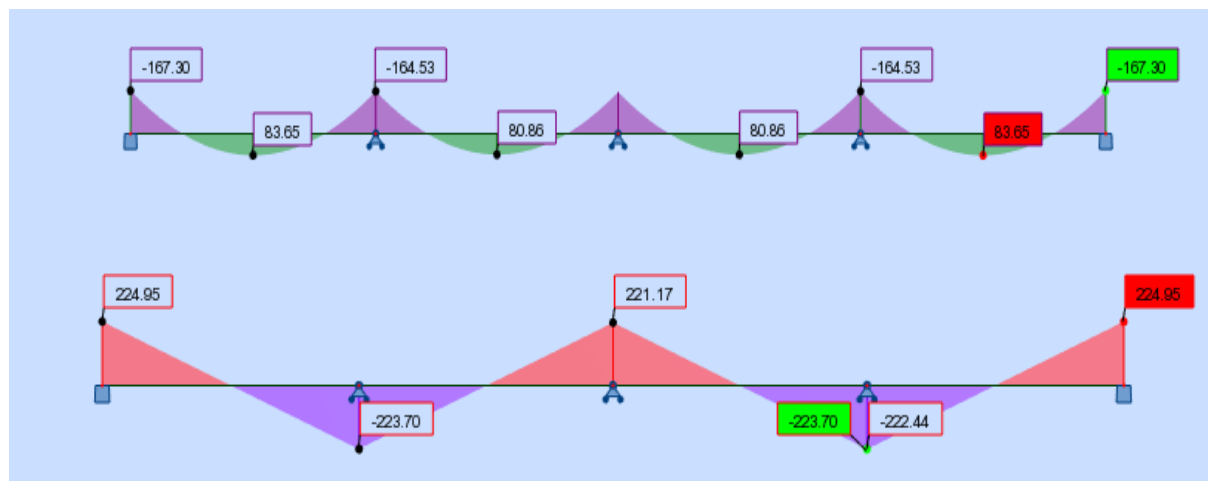


Figure VI.8 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELS

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
Moments max (Travée)	Mu=102.69 KN.m	Mu=123.91 KN.m
	Ms=69.32 KN.m	Ms=83.65 KN.m

Moments max (Appuis)	Mu=158.07KN.m	Mu=247.83 KN.m
	Ms=106.71 KN.m	Ms=167.30 KN.m
Efforts Tranchants max	Tu=279.89	Tu=333.23
	Ts=188.402	Ts=224.95

VI.8.4. Détermination des sections d'armatures des nervures

VI.8.4.1. Armatures longitudinales

Le ferrailage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travées.

$b_n = 40 \text{ cm}$; $d = 77 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $h_n = 80 \text{ cm}$

$$u_u = \frac{M_{\max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} A_{CAL} = \frac{M_{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

Cas	sens	zone	M	μ	obs	A cal	A chois	A ado
ELU	X-X	Enappui	158.07	0.047	SSA	6	8.044	4HA16
		Entravee	102.69	0.030	SSA	3.9	8.044	4HA16
	Y-Y	Enappui	247.83	0.73	SSA	9.4	9.58	4HA16+ 1HA14
		Entravee	123.91	0.37	SSA	4.7	8.044	4HA16

VI.8.4.2. Armature transversal

- **Espacement des armatures**

$$\varphi_t = \frac{\varphi_L}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

Soit $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\varphi \right\} = \min \left\{ \frac{80}{4}; 12 \times 1.4 \right\} = \min \{ 22.5 \text{ cm}; 16.8 \text{ cm} \} = 16.8 \text{ cm}$$

$S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale

$S_t = 12 \text{ cm}$ en zone courante

- **Armatures transversales minimales**

$$A_{t\min} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 12 \times 40 = 1.44 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (2 cadres).

- **Condition de non fragilité (B.A.E.L.91.article :A.4.2)**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0.23 \times 40 \times 77 \times 2.1}{400} = 3.72 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement (B.A.E.L.91.article :A.5.1,211)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

L'effort tranchant maximal est : $V_u = 333.23 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{333.23 \times 10^{-3}}{0.77 \times 0.40} = 1.09 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \{ 0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa} \} = \min \{ 3.25; 4 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.09 < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton et les armatures**

- **Influence sur le béton (B.A.E.L.91.article :A.5.1,313)**

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u \sqrt{2}}{b \frac{d}{\sqrt{2}}} = \frac{2 V_u}{b \cdot d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.267 \times b \times d \times f_{c28}$$

L'effort tranchant maximal ($V_u = 333.23 \text{ Kn}$).

A.N. :

$$V_u = 0.267 \times 0.40 \times 0.77 \times 25 \times 10^3 = 2055.9 \text{ kN} > 333.23 \text{ kN.}$$

La condition est vérifiée.

- **Influence sur les armatures inférieures (B.A.E.L.91.article :A.5.1,321)**

$$V_u - \left| \frac{M_u}{0.9 d} \right| \leq A \frac{f_c}{\gamma_s}$$

$$A \geq \left(\frac{\gamma_s}{f_c} \right) \left(V_u - \left| \frac{M_u}{0.9 d} \right| \right) = \left(\frac{1.15}{400} \right) \left(333.23 \times 10^3 - \frac{247.83 \times 10^6}{0.9 \times 770} \right) = 9.50 \text{ cm}^2.$$

Les sections adoptées vérifient largement cette condition.

- **Entraînement des armatures (B.A.E.L.91.article :A.6.1,3)**

La contrainte d'adhérence d'entraînement τ_{se} sur un paquet de barres (ou une barre isolée) faisant partie de l'armature tendue d'une poutre est donnée par l'expression :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d A_s} \times \frac{A_{si}}{u_i}$$

Avec :

A_s : Section totale des armatures tendues.

A_{si} : Section d'un paquet de barres.

u_i : Périmètre minimal circonscrit à la section du paquet.

La contrainte τ_{se} doit être inférieure à la valeur ultime : $\tau_{se,u} = \psi_s \times f_{t28}$.

A.N:

$$\tau_{se} = \frac{828.036 \times 10^2}{0.9 \times 87 \times 14.19} \times \frac{1.54}{\pi \times 14} = 2.094 \text{ MPa} < \tau_{se,u} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}.$$

La condition est vérifiée.

- **Ferraillage du débord**

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $l=50\text{cm}$; le calcul de ferraillage se fera pour une bande de largeur $b=1\text{m}$

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

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

$$L=0,5\text{m}$$

$$q_u=99.69 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser}=71 \text{ KN/m}^2$$

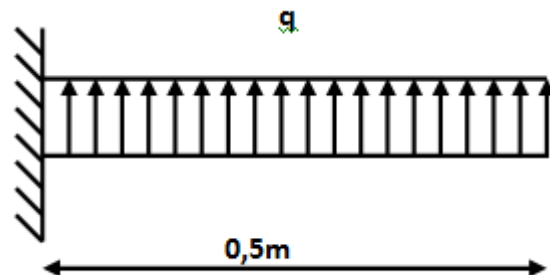


Figure VI.9: Schéma statique du débord.

Calcul à L'ELU

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} = 12.46 \text{ KN.m}$$

$$M_t \succ M_u$$

Nous remarquons que le moment calculé M_u est très petit par rapport à celle calculé au panneau du radier M_t ce qui nous donne des armateurs faibles que celle obtenues aux appuis de rive, nous convenons ainsi de ferrailler le débord par prolongement des armatures destinées aux appuis de rive du radier.

Conclusion générale

Conclusion

Arrivés au terme de notre travail, ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation en nous basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé.

D'après l'étude que nous avons faite, il convient de souligner les points suivants :

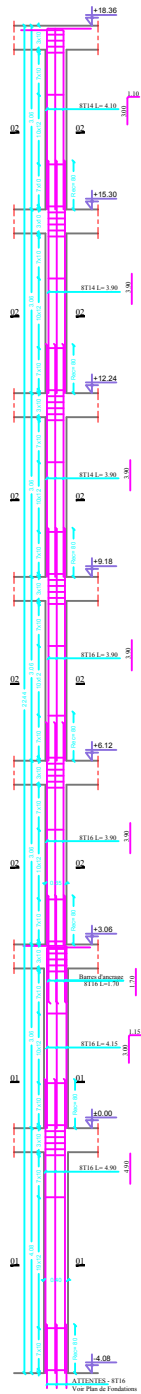
- Dans la conception parasismique, il est important que l'ingénieur aboutisse à une conception plus adéquate - dans la mesure du possible - vis-à-vis de l'architecture et une sécurité parasismique sans surcoût important ;
- La forme régulière de la structure étudiée a été un facteur très important qui nous a aidés dans la disposition optimale des voiles ;
- Il est indéniable que l'étude dynamique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures ;
- Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importante et dangereuse action à considérer dans le cadre de la conception et calcul des structures ;

Toutefois, en prenant conscience de l'évolution considérable qu'a connue le domaine du génie civil ainsi que les exigences technologiques et économiques (délai et coût de réalisation) de notre époque, il serait préférable de faire appel à des logiciels de calcul tridimensionnel de structures et d'architecture en même temps pour faciliter la conception de la structure ainsi être proches de la réalité pratique.

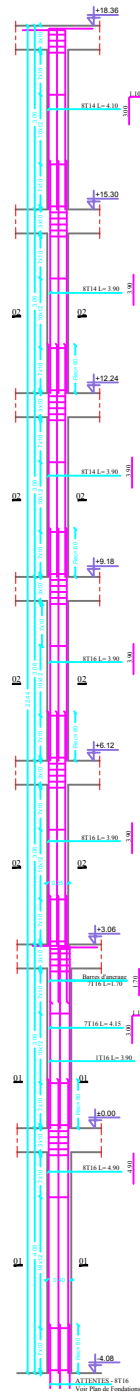
Et pendant notre travaille on a pu voir un aperçu de quelques logiciels exemple (ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, ROBOT EXPERT, SOCOTEC, AUTOCAD,...) qui a été très instructives.

FERRAILLAGE DES poteaux

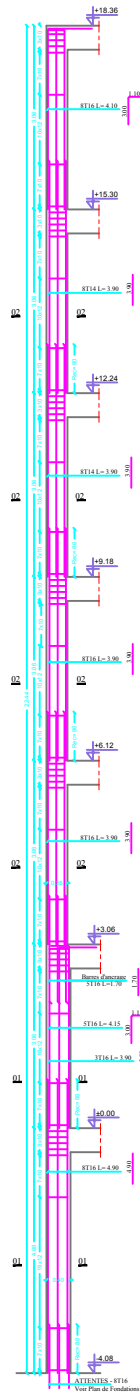
FERRAILLAGE DES POTEAUX CENTRAUX



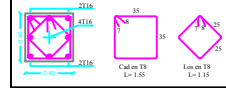
FERRAILLAGE DES POTEAUX DE RIVE



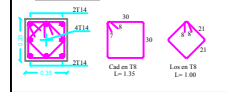
FERRAILLAGE DES POTEAUX D'ANGLE

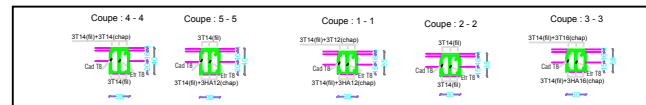
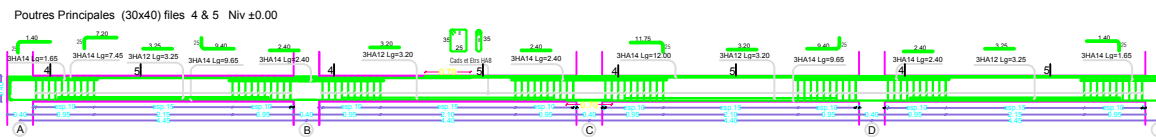
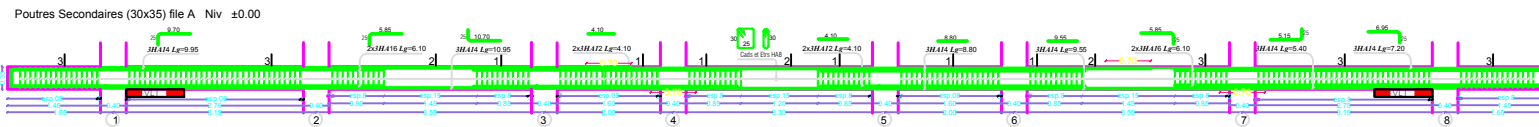


COUPE 1-1

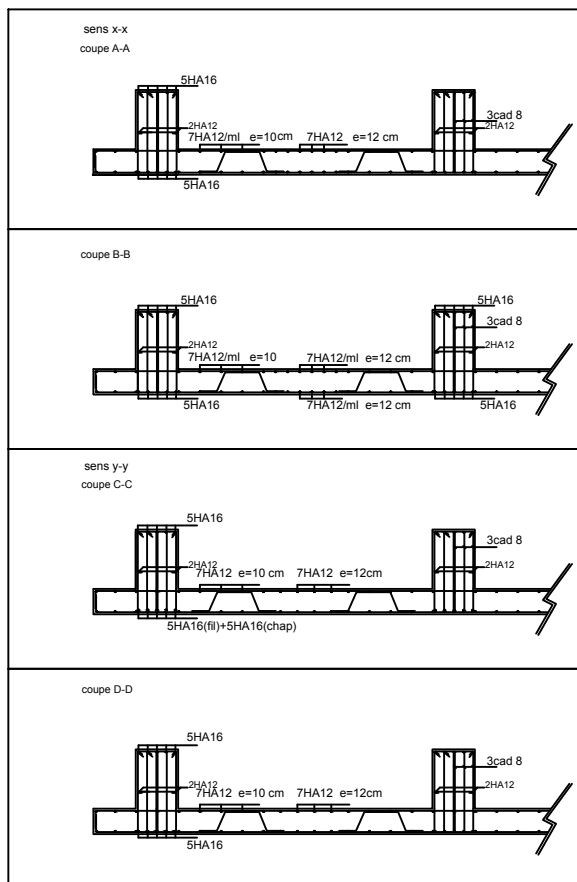
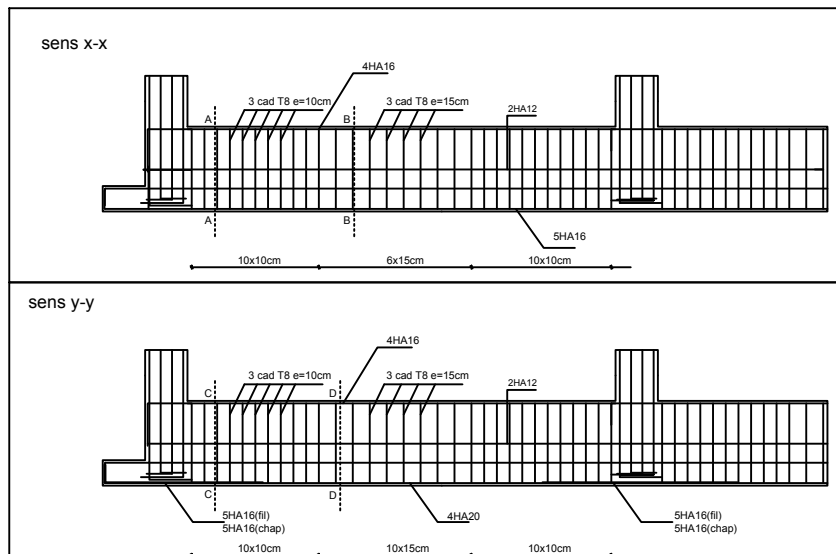


COUPE 2-2





plan de ferrailage des poutres principales et secondaires



FERAILLAGE DES NERVURES

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).

📖 Pratique de BAEL91 (Jean Perchat –Roux).

📖 **Cours :**

- ✓ Béton armé.....UMBB.
- ✓ Dynamique des structures.....UMBB.
- ✓ Cours de bâtimentUMBB.
- ✓ Résistance des matériaux.....UMBB.

📖 **Logiciels :**

- ✓ Robot 2016modélisation et vérification de la structure .
- ✓ AUTOCAD 2016Dessin.
- ✓ EXCEL 2013Calcul et tableau.
- ✓ WORD 2013 Traitement du texte.
- ✓ ROBOT 2013.....calcul les sollicitations.
- ✓ SOCOTEC :calcul des ferrailages

📖 **Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.**

