

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA



**Faculté de technologie
Département de Génie Civil**

MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Pour l'Obtention du diplôme de
MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : **STRUCTURES**

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE ADMINISTRATIF EN
BETON ARME (R+8) CONTREVENTE PAR
PORTIQUES ET VOILES AVEC
VERIFICATION AU FEU**

Présenté par :

M^r ABDOU Fahim

M^r MEKAIDECHE Abderazak

Devant les membres de jury :

Président :

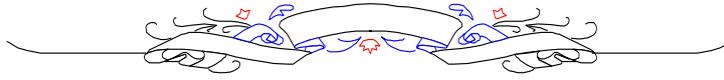
Examineur :

Promotrice : **M^{me} M.BEREDIAFE BOURAHLA**

Co. promotrice : **M^{me} F.AOUISSI**

ANNEE UNIVERSTAIRE : 2019/2020

REMERCIEMENTS



Tout d'abord, on remercie le bon dieu qui nous a donné volonté, patience, santé et surtout persévérance durant nos années d'études.

Nous tenons à remercier également nos parents respectifs pour tous les sacrifices qu'ils ont voulu bien consentir à notre égard tout le long de notre cursus universitaire.

*En guise de remerciement, nous adressons et en particulier notre reconnaissance et notre gratitude à notre promoteur **Mme BERDIATÉ** pour le soutien précieux, et la disponibilité permanente, son aide et ces orientations et surtout sa patience qui a contribué à nous développer durant la période d'encadrement.*

*On remercie les ingénieurs **Mr AMRAR** et **Mr OUADAH** et **Mr TABBA** Pour nous aider avec certains des problèmes que nous avons eus pendant la réalisation de notre projet.*

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre modeste travail.

*Nos remerciements vont également à tous les enseignants de L'Université **SAAD DAHLEB BLIDA** et particulièrement à ceux du département de Génie Civil.*

Que tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance.



DEDICAS

En signe de respect et reconnaissance je dédie ce modeste travail à :

- A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents !
- A mes très chers frères et sœurs.
- A toute ma famille sans exception.
- A mon binôme "**Abderazak**" pour sa patience et ses efforts ainsi que sa famille qui a été toujours présente à nos côtés.
- A tous mes amis (es), mes cousins (es).
- A toute la promotion 2020 de master2 génie civil.
- A tous les médecins qui sont confrontés à la crise de COVID-19.

Fahim

DEDICAS

En signe de respect et reconnaissance je dédie ce modeste travail à :

- A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère la source de tendresse et l'exemple de dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi, et mon père source de courage et d'inspiration qui a autant sacrifié afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents !
- A ma sœur "**Ritadje**" qui m'a manqué beaucoup depuis que noter bon dieu a préféré le ramener, au paradis (inchallah)
- A mes très chers frères et sœurs.
- A toute ma famille sans exception.
- A mon binôme "**Fahim**" pour sa patience et ses efforts ainsi que sa famille qui a été toujours présente à nos côtés.
- A tous mes amis (es), mes cousins (es).
- A toute la promotion 2020 de master2 génie civil.
- A tous les médecins qui sont confrontés à la crise de COVID-19.

Abderazak

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابق أداري تتألف من طابق ارضي +8 طوابق، تم انجازها بولاية تيبازة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003). مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة الروافد، الأعمدة والجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة.

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي (ETAPS V17).

تحديد الأبعاد والتسليح كل العناصر المقاومة للبناءية صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر

(RPA 99 version 2003, BAEL modifié 91 99).

تسليح العناصر المقاومة تم بواسطة برنامج (SOCOTEC)

دراسة المقاومة ضد الحرائق تمت بالطرق المنصوص عليها في (EUROCODE2-1-2) وبواسطة البرنامج (IDEA Statica)

دراسة الأساسات تمت في نهاية هذا المشروع.

الكلمات المفتاحية : البناية. الخرسانة المسلحة.

ETAPS, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99. SOCOTEC, EUROCODE

IDEA Statica.

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage administratif de R + 8 étages qui sera implanté dans la wilaya de TIPAZA, classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (ETAPS V17).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003).

Le ferrailage des éléments porteurs a été mené par l'utilitaire de ferrailage SOCOTEC

L'étude de la résistance au feu a été fait par les méthodes données par l'EUROCODE 2-1-2, et vérifiée par logiciel IDEA Statica

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, ont été traité à la fin de ce projet.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, ETAPS, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.SOCOTEC, EUROCODE , IDEA Statica.

Abstract

Building has always been one of man's first concerns and the first one of his privileged occupations. To date, construction is booming in most countries and many professionals are engaged in the activity of building in the field of construction or public works.

However, while the construction profession may be considered among the oldest exercised by the man, it must be recognized that they have had to adapt in recent decades to take account of the evolution of constructions, but above all new techniques that allow maximum reliability of the structure vis-à-vis natural hazards such as earthquakes and fires.

A structure must be calculated and designed in such a way that it remains suitable for the use for which it was intended, given its intended lifespan and cost.

- It should not be damaged by events such as explosion, shocks or other phenomena.
- it must withstand all requests.it must be sustainable

For all this, we ask the question : How can we build a building that answers all these needs and needs?

As part of answering all these questions, we propose to do a comprehensive study for an 8-storey administrative building, This building is located in the region of TIPAZA, which is classified in seismic zone III according to RPA99/2003.

We relied in our study on the protection and safety of people, especially when natural disasters occur such as earthquakes, fires ...; therefore, we have used ETAPS V17 to ensure that we have correct and near-reality results.

The sizing of resistive elements was performed in accordance with applicable regulations in the country such as: **RPA 99 2003, CBA99, EC1, EC2 and BAEL 91, ACI.**

This manuscript is organized in 7 chapters as follows:

chapter 1 : The objective of this chapter is to present the list of data of the building analyzed, concerning the type of structure, the building elements, the geometry in plan and elevation and the properties and characteristics of the materials also the calculation hypotheses.

chapter 2 : We conducted the second chapter for the load descent for the presize of the carrier elements (loads and overloads were included in the regulatory technical document (D.T.R-BC.2.2) "This step is to assess and determine the loads and overloads that directly influence the strength and stability of our structure,"

we did this work for both blocks and we got the same results from the poles and beams and slabs. the presize of the elements based on the BAEL criteria and the sections obtained will be verified by the RPA99/2003.

chapter 3 : in the 3rd chapter we are interested in the study of the secondary elements that includes our building. As one scrapped the acrotery and slabs that have irregular shapes, and two types of stairs, the consolidated staircase and the staircase laid on two supports.

chapter 4 : The dynamic study of a structure as it presents is often very complex because of the number of functions and elements existing in a structure. This is why modeling is often used to simplify the problem sufficiently to be able to analyze it.

The purpose of this chapter is to define a structural model that verifies the safety conditions and criteria imposed by the Algerian seismic rules RPA99/version 2003.

The modeling of our structure was done using the software ETAPS 17 which is an automatic calculation software of structures.

chapter 5 : This chapter consists of scrapping the structural elements (post, beams, sail), the calculation of the frames under the compound bending, the calculation of the poles and beams is done by SOCOTEC software and verified by the eIS checks and all necessary checks. The calculation of sails according to the regulatory method that is based on the U.S. ACI regulations and for the scrap of the elevator is proposed by CSI software which is itself based on the ACI regulation.

chapter 6 : this chapter consists of checking the poles and beams under the action of the fire, as we talked about everything important on the reinforced concrete fire, and for verification, we did the calculation by both methods (the method of tabs value and the method simplify) of the EC2 , and in the end we checked the results obtained by an IDEA Statica software.

chapter 7 : The foundations of a building are made up of the parts of the structure that are in contact with the soil to which they transmit the loads of the superstructure. A judicious choice of the foundation system must always meet the requirements for safety (carrying capacity) and readiness to serve. The purpose of this chapter is to size and scrap the elements of the infrastructure, such as one opted for a ribbed write-off since the important weight of the bâtiment. et one o opted for the same section for the same two block.

We ended up talking about the conclusion on the points concluded by our study.

Key words: Building. Reinforced concrete ETAPS, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.SOCOTEC, EUROCODE , IDEA Statica.

LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS

A :	Coefficient d'accélération de zone selon le <i>RPA99 version 2003</i> (% de g).
A_s :	Aire d'une section d'acier (m).
A_t :	Section d'armatures transversales(m).
B :	Aire d'une section de béton (m).
\emptyset :	Diamètre des armatures, mode propre (m).
φ :	Angle de frottement. (°).
C :	Cohésion (kPa).
Q_{adm} :	Capacité portante admissible (MPa).
Q :	Charge d'exploitation (Kn.ml).
PC :	Pression de consolidation.
γ_s :	Coefficient de sécurité dans l'acier.
γ_b :	Coefficient de sécurité dans le béton.
σ_s :	Contrainte de traction de l'acier (MPa).
σ_{bc} :	Contrainte de compression du béton (MPa).
$\bar{\sigma}_s$:	Contrainte de traction admissible de l'acier (MPa).
$\bar{\sigma}_{bc}$:	Contrainte de compression admissible du béton (MPa).
τ_u :	Contrainte ultime de cisaillement (MPa).
τ :	Contrainte tangentielle (MPa).
β :	Coefficient de pondération.
σ_{sol} :	Contrainte du sol (MPa).
σ_m :	Contrainte moyenne (MPa).
G :	Charge permanente (N).
ξ :	Déformation relative
V_0 :	Effort tranchant a la base (N).
E.L.U :	Etat limite ultime.
E.L.S :	Etat limite service.
N_{ser} :	Effort normal pondéré aux états limites de service (N).
N_u :	Effort normal pondéré aux états limites ultime (N).
T_u :	Effort tranchant ultime (N).
T :	Période (S).
S_t :	Espacement (m).
λ :	Elancement.
F :	Force concentrée (N).
f :	Flèche (m).
\bar{f} :	Flèche admissible (m).
d :	Fiche d'ancrage (m).

L :	Longueur ou portée (m).
L_f :	Longueur de flambement (m).
I_p :	Indice de plasticité.
I_c :	Indice de consistance.
d :	Hauteur utile (m).
F_e :	Limite d'élasticité de l'acier (MPa).
M_u :	Moment à l'état limite ultime (N.m).
M_{ser} :	Moment à l'état limite de service (N.m).
M_t :	Moment en travée (N.m).
M_a :	Moment sur appuis (N.m).
M_0 :	Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base (N.m).
I :	Moment d'inertie (m ⁴).
f_i :	Flèche due aux charges instantanées. (m).
f_v :	Flèche due aux charges de longue durée (m).
I_{fi} :	Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées (m ⁴).
I_{fv} :	Moment d'inertie fictif pour les déformations différées (m ⁴).
M :	Moment, Masse. (N.m).
E_{ij} :	Module d'élasticité instantané (MPa).
E_{vj} :	Module d'élasticité différé (MPa).
E_s :	Module d'élasticité de l'acier (MPa).
f_{c28} :	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge (MPa).
f_{t28} :	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge (MPa).
F_{cj} :	Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge (MPa).
K :	Coefficient de raideur de sol (Kg/cm ³) .
δ :	Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
Y :	Position de l'axe neutre (m).
A_g :	Section transversale brute du voile ou trumeau (m).
I_0 :	Moment d'inertie de la section totale homogène (m ⁴).
δ_{ek} :	Déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion) (m).
A_{cv} :	Section brute du béton par mètre linéaire limité par l'épaisseur de l'âme (m).
Φ :	Coefficient de sécurité.
α_c :	Coefficient dépendant de l'élancement du mur.
ρ_v :	Pourcentage des armatures verticales dans lame du mur (%).
ρ_h :	Pourcentage des armatures horizontales dans lame du mur(%).
ρ_n :	Pourcentage nominale des armatures dans lame du mur (%).
h_w :	Hauteur totale du voile (m).
h_{cr} :	Hauteur critique du voile (m).
L_{bz} :	Longueur de la zone de confinement du voile (m).
T_{bz} :	Largeur de la zone de confinement du voile (m).
l_w :	Longueur du mur en plan (m).
δ_u :	Déplacement du voile au sommet (m).

I_g :	Moment d'inertie du voile (m^4).
h_{net} :	Le flux de chaleur net
h_r :	Flux radiatif.
h_c :	Flux convectif.
φ :	Facteur de forme.
ε_f :	Émissivité correspondant au compartiment de feu.
ε_s :	Émissivité concernant la surface du matériau.
σ :	Constante de Stefan-Boltzmann ($W/m^2/K^4$).
θ_r :	Température du rayonnement à proximité de l'élément ($^{\circ}C$).
θ_m :	Température de surface de l'élément structurel ($^{\circ}C$).
αc :	Coefficient de transfert thermique par convection.
θ_g :	Température des gaz à proximité de l'élément.
G_K :	Les valeurs caractéristiques des actions permanentes.
$Q_{k,1}$:	Les valeurs caractéristiques d'une action variable (la principale).
$Q_{k,i}$:	Les valeurs caractéristiques des autres actions variables.
$A_d(t)$:	Les valeurs admises des actions dues à l'exposition au feu selon les sections.
γ_{GA} :	Coefficient partiel de sécurité.
$\psi_{1,1}, \psi_{2,i}$:	Les coefficients de combinaison pour les bâtiments selon l'ENV 1991-1.
η_{fi} :	Le taux de chargement à chaud.
E_d :	Effet de calcul des actions à température normale.
$E_{f,i,d,t}$:	Effet de calcul des actions en situation d'incendie.
α_{cc} :	Facteur de résistance à la compression (W/m^2K).
$k_s(\theta)$:	Facteurs de réduction des aciers BA de la Méthode simplifiée.
$l_{0,fi}$:	Longueur efficace du poteau en conditions d'incendie (m).
ω :	Ratio mécanique d'armatures à température normale.
F_s :	Effort de traction des armatures à froid (N).
$F_{s,fi}$:	Effort de traction des armatures à chaud (N).
N_s :	Effort résistant acier (N).
$M_{Rd,fi}$:	Moment résistant (N.m).
$M_{Ed,fi}$:	Moment agissant (N.m).
$\gamma_{s,fi}$:	Coefficient de sécurité dans l'acier.
f_{yk} :	Limite d'élasticité de l'acier (MPa).
f_{ck} :	La résistance à la compression du béton (MPa).
f_{yd} :	Contrainte de traction de l'acier (MPa).
f_{cd} :	La résistance à la traction du béton (MPa).
$\gamma_{c,fi}$:	Coefficient de sécurité dans le béton.
θ :	Température ($^{\circ}C$).

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1	Modules de déformation de béton.	6
Tableau 2.1	Evaluation de charges du plancher terrasse.	12
Tableau 2.2	Evaluation de charges du plancher étages courantes.	12
Tableau 2.3	Pré dimensionnement des poutres	14
Tableau 2.4	Dégression des surcharges pour le poteau.	18
Tableau 2.5	Descente des charges sur le poteau central.	19
Tableau 2.6	Choix des sections du poteau central	19
Tableau 2.7	Vérification du critère de résistance du poteau central.	20
Tableau 2.8	Vérification de l'effort normal réduit du poteau central.	20
Tableau 2.9	Tableau final des sections des poteaux.	20
Tableau 3.1	Les vérifications de l'ELS.	23
Tableau 3.2	Résultats d'évaluation des charges d'escalier	25
Tableau 3.3	Calcul des armatures.	25
Tableau 3.4	Vérification de compression du béton.	27
Tableau 3.5	Vérification de la flèche de l'escalier.	27
Tableau 3.6	Récapitulatif de la vérification des flèches.	28
Tableau 3.7	Résultats d'évaluation des charges d'escalier volée 2.	29
Tableau 3.8	Calcul des armatures.	29
Tableau 3.9	Vérification de contrainte en compression du béton.	29
Tableau 3.10	Calcul des sollicitations de dalle pleine	30
Tableau 3.11	Ferraillage de la dalle pleine	31
Tableau 3.12	Vérification des espacements	31
Tableau 3.13	Vérification de CNF.	31
Tableau 3.14	Vérification des contraintes à l'ELS.	32
Tableau 3.15	Calcul de la flèche	33
Tableau 4.1	Facteur de qualité	38
Tableau 4.2	Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial (Bloc A).	39
Tableau 4.3	Les trois premiers modes (Bloc A).	40
Tableau 4.4	Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle finale (Bloc A).	41
Tableau 4.5	Les trois premiers (Bloc A).	41
Tableau 4.6	Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle final (Bloc A).	43
Tableau 4.7	Vérification de l'effort normal réduit pour le modèle finale (Bloc A).	43
Tableau 4.8	Vérification l'effet p- Δ inter étages du modèle final (Bloc A).	44
Tableau 4.9	Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial (Bloc B).	45
Tableau 4.10	Les trois premiers modes (Bloc B).	45
Tableau 4.11	Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle finale (Bloc B).	46
Tableau 4.12	Les trois premiers modes (Bloc B).	47
Tableau 4.13	Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle final (Bloc B).	48
Tableau 4.14	Vérification de l'effort normal réduit pour le modèle finale (Bloc B).	49
Tableau 4.15	Vérification des portiques sous l'effort tranchant d'étage (Bloc B).	49
Tableau 4.16	Vérification l'effet p- Δ inter étages du modèle final (Bloc B).	50
Tableau 5.1	Ferraillages des poteaux en situation durable (M_{max} , N_{corr})	53
Tableau 5.2	Ferraillages des poteaux en situation accidentelle (G+Q+E) (N^{min} , M^{corr}).	53
Tableau 5.3	Ferraillages des poteaux en situation accidentelle (0,8G+E)(M^{max} , N^{corr})	53
Tableau 5.4	Choix des armatures des poteaux.	54
Tableau 5.5	Vérification des contraintes dans les poteaux	54

Tableau 5.6	Vérification de la contrainte du cisaillement dans les poteaux.	54
Tableau 5.7	Espacements maximaux selon <i>RPA99version2003</i> pour les poteaux.	55
Tableau 5.8	Choix des armatures transversales pour les poteaux.	55
Tableau 5.9	Ferraillage des poutres principales (situation accidentelle).	57
Tableau 5.10	Ferraillage des poutres secondaires (situation accidentelle).	57
Tableau 5.11	Choix final des armatures des poutres principales	58
Tableau 5.12	Choix final des armatures des poutres secondaires.	58
Tableau 5.13	Vérification de la condition de non fragilité	58
Tableau 5.14	Vérification des poutres secondaires (35x70 et 30x50) à l'ELS	59
Tableau 5.15	Vérification des poutres secondaires (30x50) à l'ELS.	59
Tableau 5.16	Vérification des poutres porteuse (35x70 et 30x50) à l'ELS	60
Tableau 5.17	Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur	60
Tableau 5.18	Calcul des armatures transversales.	61
Tableau 5.19	Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.	61
Tableau 5.20	Détails de ferraillage de voile V1.	71
Tableau 5.21	Détails de ferraillage de bou de voile V2.	73
Tableau 5.22	Détails de ferraillage de bou de voile V3.	73
Tableau 5.23	Détails de ferraillage de voile V4.	73
Tableau 5.24	Détails de ferraillage de voile V5.	74
Tableau 5.25	Détails de ferraillage de voile V6.	74
Tableau 6.1	Vérification de la résistance au feu.	100
Tableau 6.2	Détermination de facteur de réduction	101
Tableau 6.3	Vérification de la résistance au feu.	105
Tableau 7.1	Dimensions des nervures.	109
Tableau 7.2	Caractéristiques géométriques de radier (Bloc A).	109
Tableau 7.3	Vérification de stabilité de radier	110
Tableau 7.4	Contraintes sous le radier à l'ELU et l'ELS	111
Tableau 7.5	Ferraillage des panneaux du radier.	111
Tableau 7.6	Vérification des contraintes	112
Tableau 7.7	Ferraillage des nervures 1	114
Tableau 7.8	Vérification des contraintes.	114
Tableau 7.9	Choix des armatures transversales.	114
Tableau 7.10	Ferraillage de nervure 2.	115
Tableau 7.11	Caractéristiques géométriques de radier (Bloc B)	116
Tableau 7.12	Ferraillage de la dalle	116
Tableau 7.13	Ferraillage des nervures	117

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1	Dimensions du bâtiment en élévation.	3
Figure 1.2	Vu en plan de bloc A.	4
Figure 1.3	Vu en plan de bloc B.	4
Figure 1.4	Panneau du mur rideau.	5
Figure 2.1	Dimensions de l'acrotère.	12
Figure 2.2	Dispositions des poutres.	13
Figure 2.3	Section réduite du poteau rectangulaire.	16
Figure 2.4	Disposition des poteaux.	18
Figure 2.5	Surface reprise par le poteau central.	18
Figure 3.1	Ferraillage de l'acrotère.	24
Figure 3.2	Schéma d'un escalier de 3 volées.	24
Figure 3.3	Schéma statique de la volée.	25
Figure 3.4	Schéma de ferraillage de l'escalier (volée 1 et 3).	28
Figure 3.5	Schéma de chargement de l'escalier.	28
Figure 3.6	Schéma de ferraillage de l'escalier consol (volée 2).	30
Figure 3.7	Dimensions d'une dalle.	30
Figure 3.8	Ferraillage de la dalle pleine rectangulaire.	33
Figure 4.1	Spectre de réponse.	36
Figure 4.2	Vue en plan du modèle initial (Bloc A).	39
Figure 4.3	Vue en plan du modèle final (Bloc A).	40
Figure 4.4	Vue en plan du modèle initial (Bloc B).	44
Figure 4.5	Vue en plan du modèle final (Bloc B).	46
Figure 4.6	Schéma illustrative de joint sismique.	50
Figure 5.1	Schémas de ferraillage des poteaux.	56
Figure 5.2	Schéma de ferraillage des poutres.	64
Figure 5.3	Disposition des voiles.	65
Figure 5.4	Schéma de ferraillage de voile (V1).	72
Figure 5.5	L'ouvrier de logiciel (CSI COLUMN).	75
Figure 5.6	Définition du code de calcul et des unités.	75
Figure 5.7	Définition des propriétés des matériaux.	76
Figure 5.8	Choix de l'enrobage.	76
Figure 5.9	Dessin de la section de cage d'ascenseur.	77
Figure 5.10	Définition des charges appliquées sur la cage.	77
Figure 5.11	Section de la cage avec un choix de ferraillage initiale.	78
Figure 5.12	Vérification la section de la cage (schéma initial).	78
Figure 5.13	Section de la cage avec un choix de ferraillage final.	79
Figure 5.14	Vérification la section de la cage (schéma final).	79
Figure 5.15	Schéma de ferraillage de la cage d'ascenseur.	80
Figure 6.1	Triangle de feu.	83
Figure 6.2	Phase de développement de l'incendie.	83
Figure 6.3	Critère de résistance au feu.	85
Figure 6.4	Critère de résistance au feu.	86
Figure 6.5	$\Theta_g = f(t)$ de la courbe ISO834.	87
Figure 6.6	Évolution de la déformation thermique du béton et de l'acier en fonction de la température.	89

Figure 6.7	Évolution des facteurs de réduction applicables pour la diminution de la résistance du béton et de l'acier en fonction de la température.	90
Figure 6.8	Domaine d'application de trois méthodes.	91
Figure 6.9	Les niveaux de vérification au feu selon l'Eurocode 2 1-2.	91
Figure 6.10	Les deux possibilités d'appliquer la méthode.	92
Figure 6.11	La section réduite d'une section exposée au feu.	94
Figure 6.12	La distribution des contraintes à l'ELU pour une section droite avec des armatures comprimées et tendues.	95
Figure 6.13	Introduire la section du poteau et f_{c28} .	97
Figure 6.14	Introduire les caractéristiques géométriques en élévation.	98
Figure 6.15	Choisir la classe de résistance.	98
Figure 6.16	Introduire les sollicitations.	98
Figure 6.17	Ferraillage de section.	99
Figure 6.18	Vérification des résultats.	99
Figure 6.19	Distribution de la température dans la poutre.	100
Figure 6.20	Distribution de la température dans la poutre.	101
Figure 6.21	Introduire la section de la poutre et f_{c28} .	102
Figure 6.22	Introduire la longueur de la poutre.	102
Figure 6.23	Choisir la classe de résistance.	103
Figure 6.24	Introduire les sollicitations.	103
Figure 6.25	Introduire le ferraillage.	103
Figure 6.26	Vérification des résultats.	104
Figure 6.27	Changement de la classe de résistance.	104
Figure 6.28	Vérification des résultats.	105
Figure 7.1	Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.	107
Figure 7.2	Schéma statique du bâtiment.	109
Figure 7.3	Contraintes sous le radier.	110
Figure 7.4	Panneau de la dalle du radier.	111
Figure 7.5	Schéma de ferraillage du radier.	113
Figure 7.6	Schéma de ferraillage de nervure 1 (Bloc A).	115
Figure 7.7	Schéma de ferraillage de nervure 2 (Bloc A).	115
Figure 7.8	Schéma de ferraillage de la dalle de radier.	117
Figure 7.9	Schéma de ferraillage de nervure 1 (Bloc B).	118

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS

DEDICAS

RESUME

LISTE DES SYMBOLES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

TABLE DES MATIERES

PLANS

INTRODUCTION 1

CHAPITRE 01 : *PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET MATERIAUX*

1.1 Introduction 3

1.2 Présentation de l'ouvrage 3

1.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux 6

1.4 Hypothèses de calcul aux états limites 9

CHAPITRE 02 : *PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS*

2.1 Introduction 11

2.2 Pré dimensionnement des planchers 11

2.3 Evaluation des charges et surcharges 12

2.4 Pré dimensionnement des poutres 13

2.5 Pré dimensionnement des voiles 14

2.6 Pré dimensionnement des poteaux 15

CHAPITRE 03 : *FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES*

3.1 Introduction 22

3.2 Acrotère 22

3.3 Escalier 24

3.4 Dalle pleine 30

CHAPITRE 04 : *ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE*

4.1 Introduction 35

4.2 Etude sismique 35

4.3 Choix de la méthode de calcul 35

4.4 Résultats de l'analyse sismique bloc a (parti 1) 39

4.5 Résultats de l'analyse sismique bloc b (parti 2) 44

4.6 Justification de la largeur de joint sismique : 50

CHAPITRE 05 : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

5.1	Introduction	52
5.2	Ferraillage des poteaux :	52
5.3	Ferraillage des poutres	56
5.4	Ferraillage des voiles	65
5.5	Ferraillage de la cage d'ascenseur	74

CHAPITRE 06 : VERIFICATION DES ELEMENTS AU FEU

6.1	Introduction	82
6.2	L'analyse de feu	82
6.3	Critères règlementaires de comportement au feu :	84
6.4	Les actions	86
6.5	Les propriétés mécaniques de béton arme	89
6.6	Risque d'instabilité thermique du béton soumis à un incendie	90
6.7	Méthodes de calcul et d'analyse au feu	90
6.8	Vérification des éléments structuraux (poteau/poutre).	95
6.9	Conclusion	105

CHAPITRE 07 : ETUDE DES ELEMENTS DE L'INFRASTRUCTURE

7.1	Introduction	107
7.2	Choix de type de fondation	107
7.3	Radier nervure bloc a (partie 1)	107
7.4	Radier nervure bloc b (partie 2)	116

CONCLUSION	120
-------------------	-----

REFERENCES

APPENDICES

A. Méthodes règlementaire (*ACI 318-05*)

Introduction générale

La construction d'un bâtiment nécessite d'assurer la résistance et la stabilité en fonction de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés et du terrain d'implantation et d'autres facteurs contre les différents risques comme le séisme et les incendies...ext. L'ingénieur est donc appelé à concevoir des structures dotées d'une rigidité et d'une résistance suffisantes de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dues aux dommages subis par la structure. La réponse à cette exigence implique la prise en compte de certaines normes et règles de construction.

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, nous proposons de faire une étude complète pour un bâtiment à usage administratif à 8 étages, basée sur les règles et les méthodes des règlements suivants : **BAEL91 modifié 99, RPA99V2003, CBA99, EUROCODE, ACI**, ce travail sera mené selon les étapes suivantes :

Le 1^{er} chapitre donne une description générale de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés.

Nous avons consacré le 2^{ème} chapitre au pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres, voiles).

Dans le 3^{ème} chapitre nous nous intéressons à l'étude des éléments secondaires qui comporte notre bâtiment. Nous citons (l'acrotère, les escaliers, les planchers).

Le 4^{ème} chapitre consiste à modéliser la structure et déterminer les modes de vibration ainsi le comportement de la structure jusqu'à la vérification des justifications imposées par les règles parasismiques.

L'étude dynamique du bâtiment sera faite par l'analyse d'éléments finis de la structure en trois dimensions (3D) à l'aide du logiciel de calcul **ETABS V17**.

Le ferrailage des poteaux, poutres et des voiles se fera avec les résultats finaux de l'étude dynamique tout en vérifiant les critères imposés par le **RPA99V2003** et le **BAEL91 modifié 99**, ce qui y a fait l'objet du 5^{ème} chapitre.

On a consacré le 6^{ème} chapitre pour la vérification des éléments structuraux (poteaux, poutres) au feu sous les critères imposés par l'**Eurocode 2 partie 1-2**, le travail a été fait manuellement et avec le logiciel **IDEA STATICA**.

Le 7^{ème} chapitre consiste à dimensionner et ferrailer les éléments de l'infrastructure.

Enfin nous terminons ce mémoire par une conclusion générale.

Chapitre 1

Présentation de l'ouvrage
et matériaux

1.1 INTRODUCTION :

L'objectif de ce chapitre est de présenter la liste des données du bâtiment analysé, concernant le type de structure, les éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

1.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

L'ouvrage faisant l'objet de cette présente étude est un bâtiment à usage administratif, Il est implanté dans la wilaya de **TIPAZA**, selon le règlement parasismique algérien (**RPA99 version 2003**) il est classé comme étant une zone de forte sismicité (**zone III**).

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne « groupe 2 », car sa hauteur ne dépasse pas 48m.

1.2.1 Caractéristique de l'ouvrage :

L'ouvrage en question a une forme irrégulière, il se compose de RDC+8 étages, et vu de ces dimensionnements importantes le bâtiment se compose de deux blocs séparés par un joint sismique.

1.2.2 Caractéristiques géométriques :

a) Dimensions en élévation :

- Hauteur du RDC ,1^{er} 4,76 m.
- Hauteur des étages 2^{ème} à 8^{ème} 4,08 m.
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère 38,08 m.
- Hauteur totale du bâtiment avec acrotère 38,68 m.

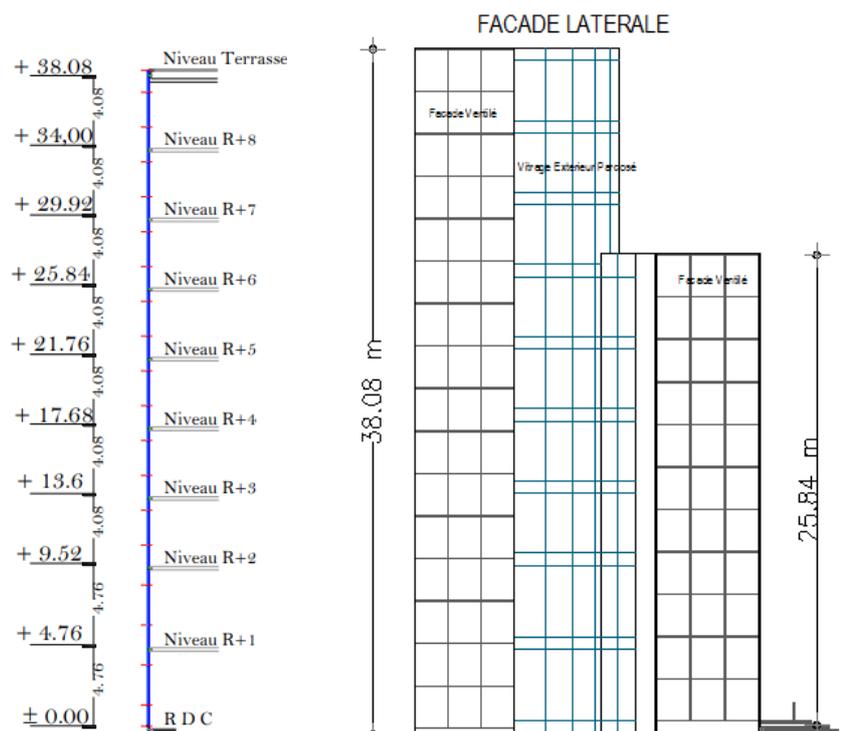


Figure 1.1 : Dimensions de bâtiments en élévation

b) Dimensions en plan :

➤ Bloc A :

Longueur : 36,30 m.

Largeur : 19,30 m.

➤ Bloc B :

Longueur : 29,29 m.

Largeur : 19,30 m.

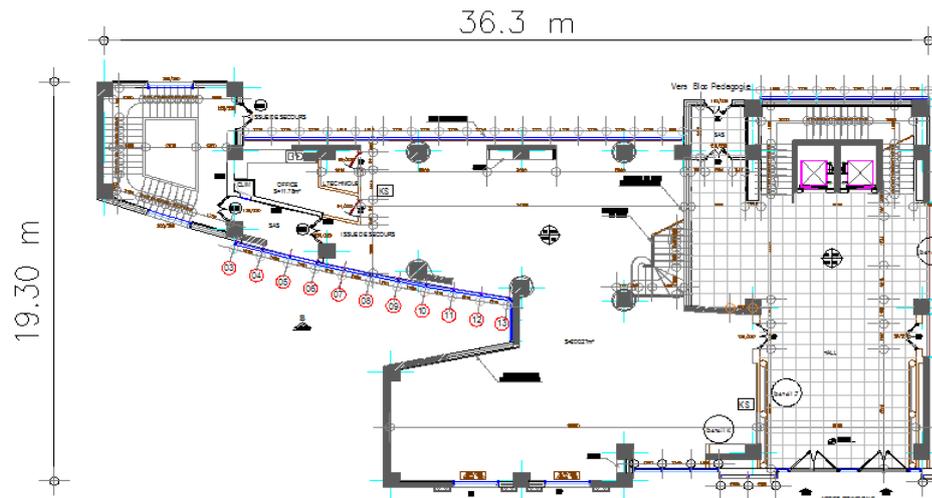


Figure 1.2 : Vu en plan (bloc A)

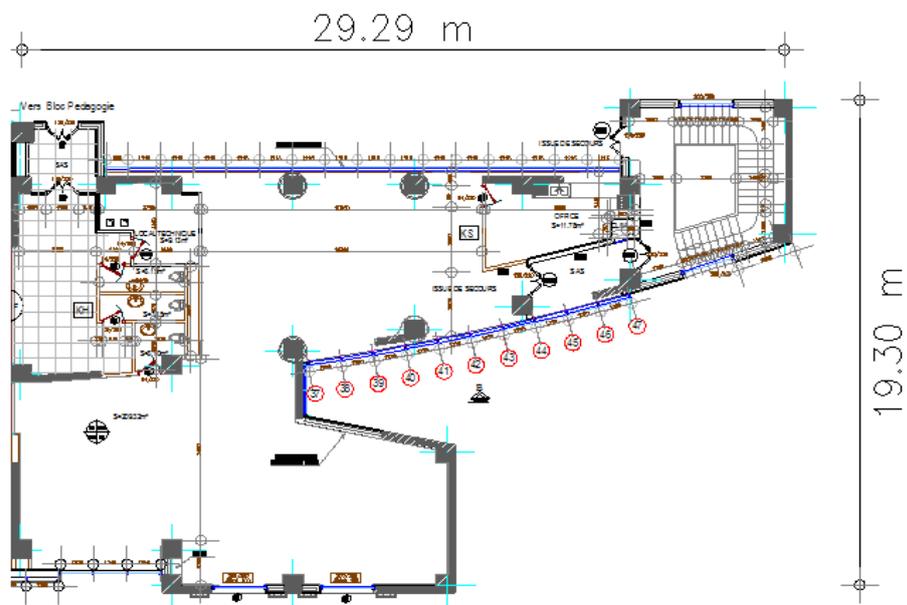


Figure 1.3 : Vu en plan (bloc B)

1.2.3 Ossature :

En se référant aux *RPA 99 version 2003* qui exige que pour toutes structures dépassant une hauteur de 8m en zone III, le type de contreventement sera mixte (voiles-portiques), pour notre cas on a opté pour un contreventement mixte avec interaction ($R=5$).

1.2.4 Les Planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales séparant deux niveaux d'une construction, les planchers de tous les niveaux sont en dalles pleines coulées sur place.

1.2.5 Escaliers :

Servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages, réalisés en béton armé coulés sur place. Notre structure comporte un seul type d'escalier :

- Escalier à trois volées et deux paliers intermédiaires.

1.2.6 Terrasse :

Il existe un seul type de terrasse :

- Terrasse inaccessible.

1.2.7 Acrotère :

On appelle mur acrotère, un muret situé en bordure de toitures terrasse pour permettre le relevé d'étanchéité, la hauteur de l'acrotère est de 60cm.

1.2.8 Murs extérieurs :

Enveloppe extérieure de notre structure sera faite en mur rideau.

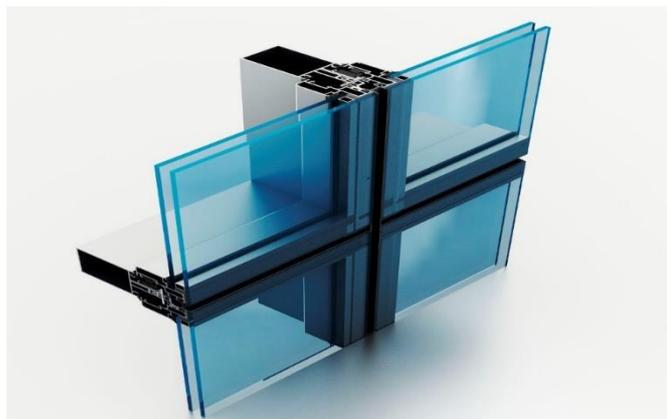


Figure 1.4 : panneau du mur rideau.

1.2.9 Murs intérieurs :

Ils seront constitués d'une cloison de 10 cm d'épaisseur qui servira à séparer les bureaux de service.

1.2.10 Ascenseurs :

La structure comporte une cage d'ascenseur du RDC jusqu'au 8^{ème} étage.

1.2.11 Infrastructure :

- 1) Réalisée en béton armé coulée sur place.
- 2) La contrainte admissible du sol est de **2 bars**.
- 3) La catégorie de site **S3**.

1.3 CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX :

Le béton armé est le matériau le plus utilisé dans le domaine de la construction car il est conforme aux règles techniques de construction et de calculs des structures. Il est obtenu grâce à l'association du béton et de l'acier, il est de masse volumique égale à 2500 kg/m³.

Les justifications et les calculs de notre bâtiment se feront suivant les règles **BAEL91 modifié 99** et le **RPA 99 version 2003**.

1.3.1 Béton :**a) Résistance du béton :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à "j" jours d'âge.

Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 30 MPa ce qui nous donne une résistance à la traction : $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$

b) Module de déformation longitudinale du béton :

Tableau 1.1 : modules de déformation de béton

Module de déformation instantané	Module de déformation différé
Chargement < 24 heures	Chargement > 24 heures
$E_{ij} = 11\,000 (f_{cj})^{1/3} \quad (MPa)$	$E_{vj} = 3700 \cdot (f_{cj})^{1/3} \quad (MPa)$
34179,55 MPa	11496,76 MPa

c) Module de déformation transversal :

La valeur du module de déformation transversale « G » est prise égale à :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots\dots\dots (A.4.4.33) [1]$$

Avec :

E : module de déformation longitudinal instantané.

ν : est le coefficient de poisson.

d) Coefficient de poisson :

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{G}{E}$$

- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations.
- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations (A.2.1.3) [1]

e) Contraintes limites de calcul :

En se référant aux règlements du **BAEL 91(modifié 99)**, on distingue deux états limites :

1. Etat limite ultime « E.L.U » :

C'est un état au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta} \dots \dots \dots (A.4.3.4) [1]$$

Avec :

γ_b = Coefficient de sécurité.

θ = Coefficient de chargement.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{Cas de situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 & \text{Cas de situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\theta = \begin{cases} = 1 & \text{la durée de chargement} > 24 \text{ heures..} \\ = 0,9 & \text{1heure} < \text{la durée de chargement} < 24 \text{ heures.} \\ = 0,85 & \text{la durée de chargement} < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

2. Etat limite de service « E.L.S » :

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \quad [MPa] \dots \dots (A.4.5.2) [2]$$

Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$.

1.3.2 Acier :

a) Les contraintes de calcul :

1. Contrainte de l'acier à l'ELU :

La contrainte de calcul, notée σ_s et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec : γ_s : Est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Situation durable ou transitoire.} \\ 1,0 & \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

On utilise des aciers en FeE500 donc :

$$\sigma_s = \begin{cases} 434,78 & \text{Situation durable ou transitoire.} \\ 500 & \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

2. Etat limite de service « E.L.S » :

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \max \left(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right) \right) \dots\dots\dots (\text{A.4.5.33}) [1]$$

- Pour une fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \zeta_s = 0,8 \times \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \max \left(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right) \right) \dots\dots\dots (\text{A.4.5.34}) [1]$$

AVEC :

η = coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,6 & \text{pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

b) Allongement de rupture :

ε_s = Allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

c) Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations, il sera pris égale à : $E_s = 2,1.10^5 \left[\text{MPa} \right]. \dots\dots\dots (\text{A.2.2.1}) [1]$

d) Coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté " η " est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} \dots\dots\dots (A.4.5.I) [1]$$

η : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

1.4 Hypothèses de calcul aux états limites :**1.4.1 Hypothèse de calcul à l'ELU :**

H1 : Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).

H2 : Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Le raccourcissement unitaire du béton est limité à $\varepsilon_{bc}=3,5\%$ dans le cas de flexion simple ou composée et de 2 ‰ dans le cas de compression simple.

H5 : L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰.

1.4.2 Hypothèse de calcul à l'ELS :

H1 : Conservation des sections planes.

H2 : Glissement entre l'acier et le béton est négligeable.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b * \varepsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s * \varepsilon_s$$

H5 : Par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton est : $\eta=15$.

Chapitre 2

Prédimensionnement des éléments

2.1 INTRODUCTION :

Il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, avant d'entamer tout calcul. Pour cela le *RPA 99 Version 2003, C.B.A 93, DTR B.C.2.2* mettent au point ce qui est nécessaire pour un prédimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

2.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

Le plancher le plus approprié pour notre structure est le plancher en dalle pleine (en béton armé).

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

a) Résistance au feu :

- Pour une heure de coup de feu : **e =8cm**
- Pour une 1h et 30 min de coup de feu : **e =10cm**

On opte pour : **e =10 cm.**

b) Isolation phonique :

Cette condition est en fonction de la loi de masse qui exige une épaisseur selon la nature des bruits. [5]

- Contre les bruits aériens : **e ≥ 16 cm**
- Contre les bruits d'impacts : **e ≥ 14 cm**

c) Résistance à la flexion :

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

$$\text{Dalle reposant sur trois ou quatre appuis} \quad \frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

Avec :

e : Epaisseur de la dalle pleine.

L_x : la plus petite portée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité = 6,5 m

La dalle repose sur quatre appuis, on aura donc : $13 \leq e \leq 16,25$ (cm).

On opte pour : **e= 16 cm.**

➤ Conclusion :

En tenant compte de toutes ces conditions, nous aboutissons au choix d'une dalle d'épaisseur :
 $e = \text{Max} (13 ; 16 ; 16 ; 11) = 16 \text{ cm}$

2.3 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

2.3.1 Charges permanentes :

a) Plancher terrasse inaccessible :

Tableau 2.1 : Evaluation de charges du plancher terrasse.

Charges Permanentes	(KN/m ²)
(1) Gravillon de protection (e=5cm ; ρ=17kN/m ³)	0,85
(2) Etanchéité multicouche	0,12
(3) Forme de pente (e _{moy} =12cm ; ρ=22kN/m ³)	2,64
(4) Isolation thermique (liège) (e=4cm ; ρ=4kN/m ³)	0,16
(5) Dalle pleine (16 cm ; ρ=25 kN/m ³)	4,00
(6) Faux plafond en Placoplatre	0,15
Totale	G=7,92

b) Plancher étages courantes:

Tableau 2.2 : Evaluation de charges du plancher étages courantes.

Charges Permanentes	(KN/m ²)
(1) Grès Cérame	0,60
(2) Mortier de pose (e=2cm ; ρ=20kN/m ³)	0,40
(3) Lit de sable (e=3cm ; ρ=18kN/m ³)	0,54
(4) La dalle pleine (e=16cm ; 25kN/m ³)	4,00
(5) Faux plafond en Placoplatre	0,15
(6) Cloisons de distribution	1,00
Totale	G=6,69

c) L'acrotère :

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de $G_1 = \rho_b \times S$

ρ_b : Le poids volumique du béton tel que $\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$

S : La surface transversale totale = 0,07 m²

D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G_1 = 25 \times 0,07 = 1,73 \text{ kN / m}$$

Le poids des enduits au ciment (e=2cm) :

$$G_2 = 0,02 \times (0,60 + 0,10 + 0,5 + 0,1 + 0,1 + 0,08 + 0,08) \times 18 = 0,56 \text{ kN / m}$$

Le poids total de l'acrotère : $G_1 + G_2 = 2,29 \text{ kN/m}$.

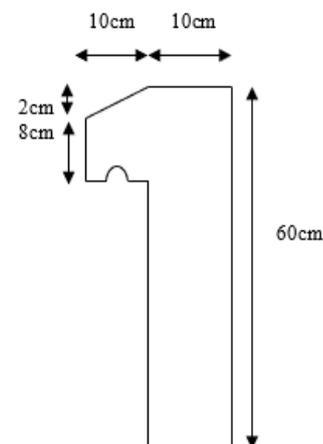


Figure 2.1 : Dimensions de l'acrotère

d) Murs extérieurs :

Le poids propre du rideau utilisé dans notre bâtiment $G=0,8 \text{ kN/m}^2$

2.3.2 Charges d'exploitation :

Vu la nature des planchers et leur usage, et selon l'utilisation de notre bâtiment, on distingue :

- Acrotère (main courante) $Q = 1,0 \text{ kN/ml}$
- Plancher terrasse (inaccessible) $Q = 1,0 \text{ kN/m}^2$
- Plancher étages courants..... $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- Escaliers..... $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

2.4 PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs pré-dimensionnement se fait selon les règlements du **BAEL91 modifié 99** en tentant compte des vérifications complémentaires du **RPA99 version 2003** pour éviter la vérification de flèche.

Vu que les différences entre les longueurs des poutres et surtout au niveau de sens des poutres principales. On distingue :

- Poutre principale 1.
- Poutre principale 2.
- Poutre secondaire.

Comme elles sont indiquées dans la figure suivante :

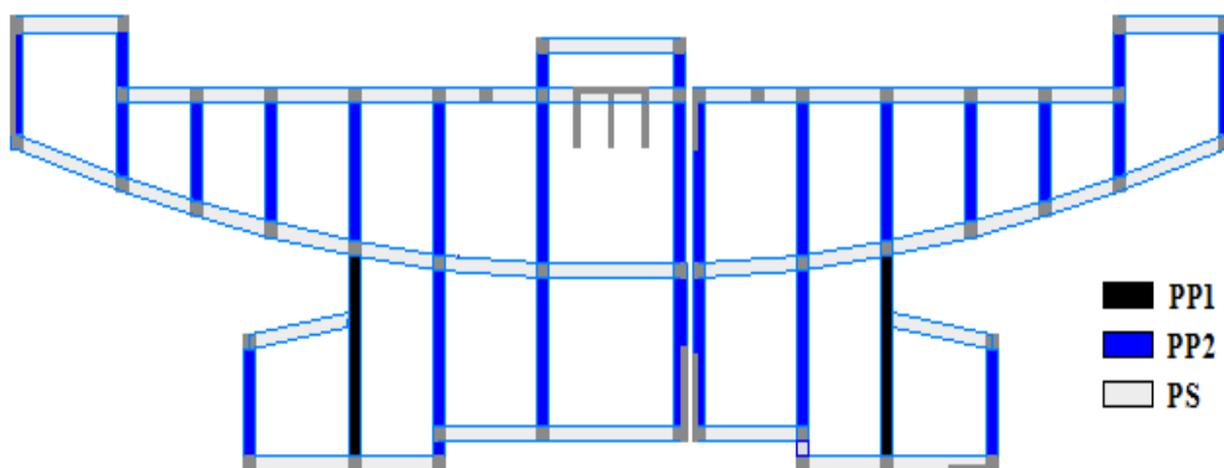


Figure 2.2 : Dispositions des poutres.

- Détermination de hauteur « h » : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$
- Détermination de largeur « b » : $0.3h \leq b \leq 0.7h$
- Vérification selon le RPA 99 version 2003 : $\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ h/b \leq 4 \end{cases}$

Tableau 2.3 : prédimensionnement des poutres

La poutre principale 1 $L_{(Entre\ nue)} = 8,470 (m)$	
$56,46cm \leq h \leq 84,7cm$	$21cm \leq b \leq 49cm$
Le choix : $h = 70 cm.$	Le choix : $b = 35 cm.$
Les conditions de le RPA 99 version 2003 sont vérifiées	
La poutre principale 2 $L_{(Entre\ nue)} = 6,65 (m)$	
$44,36cm \leq h \leq 66,54cm$	$15cm \leq b \leq 35cm$
Le choix : $h = 50 cm.$	Le choix : $b = 30 cm.$
Les conditions de le RPA 99 version 2003 sont vérifiées	
La poutre secondaire $L_{(Entre\ nue)} = 6,65 (m)$	
$44,33cm \leq h \leq 66,5cm$	$15cm \leq b \leq 35cm$
Le choix : $h = 50 cm.$	Le choix : $b = 30 cm.$
Les conditions de le RPA 99 version 2003 sont vérifiées	

Conclusion :

- Pour la poutre principale de $L=8,47m$ on prend (**PP1**) : **$b \times h = 35*70(cm^2)$.**
- Pour les poutres principales on prend (**PP2**) : **$b \times h = 30*50(cm^2)$.**
- Pour les poutres secondaires on prend (**PS**) : **$b \times h = 30*50 (cm^2)$.**

2.5 PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

L'épaisseur minimale est de 15 cm. de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Dans notre cas : $a_{\min} \geq \max \left\{ 15cm; \frac{h_e}{20} \right\}$ (**Art :7.7.1**) [3]

- Pour RDC, 1^{ère} étage : $h_e = (4,76 - 0,50) = 4,46m$

$$a_{\min} \geq \max \{15cm; 21,3cm\}$$

- Pour (2^{ème} à 8^{ème}) étage: $h_e = (4,08 - 0,50) = 3,78m$

$$a_{\min} \geq \max \{15cm ; 17,9cm\}$$

Conclusion :

On adopte pour les voiles une épaisseur : **a = 25cm**

2.6 PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

2.6.1 Etapes de pré dimensionnement (calcul) :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limites ultimes (ELU) vis-à-vis de la Compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le **(RPA99 version 2003)**.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions d'effort normal réduit.

2.6.2 Loi de dégression :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges. Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq ($n \geq 5$) on applique la loi suivante :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \dots \dots (6.3) [6]$$

Avec :

n : nombre d'étage.

Q_0 : la surcharge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

2.6.3 dimensionnements des Poteaux :

2.6.3.1 Détermination de la section : La section du poteau est déterminée en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots (b.8.4.1) [1]$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression).

$$N_u = 1,35 (G + N_{\text{Poteau}}) + 1,5 Q \dots (b.8.11) [2]$$

N_{poteau} : poids propre du poteau pré dimensionné.

➤ α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$)

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

λ : L'élancement du poteau considéré $\lambda = \frac{L_f}{i}$;

On prend $L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times h_e$

$$\lambda = \frac{(3,5 \times 0,5 \times h_o)}{a}$$

a : dimension de la section du béton du poteau.

L_f : longueur de flambement.

i : rayon de giration de la section du béton seul avec :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et Perpendiculaire au plan de flambement.

B : aire totale de la section du poteau.

➤ A_s : section d'acier minimale.

➤ B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur

sur toute sa périphérie tel que :

Poteau rectangulaire $B_r = (a - 0,02) \cdot (b - 0,02) \text{ m}^2$.

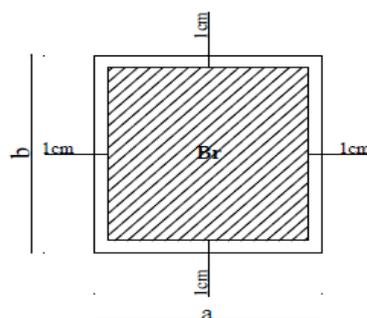


Figure 2.3 : Section réduite du poteau rectangulaire.

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de B_r ,

On obtient :

$$B_r \geq 0,05315 N_u$$

$$[N_u] : [\text{MN}]$$

$$[B_r] : [\text{m}^2]$$

2.6.3.2 Vérification de la section :

La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le **RPA 99 version 2003** (zone III).

$$\begin{cases} \min(a, b) \geq 30\text{cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$

(a ; b) : dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée ($a=b$).

2.6.3.3 Vérification de la section sous l'effort normal réduit :

Vérifier la section à l'effort normal réduit, selon la formule :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \quad \dots\dots (7.1.3.3) [3]$$

N_d : l'effort normal de calcul (G + Q).

B_c : section brute de béton.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton (30MPa).

2.6.4 Dégression des surcharges :

Le nombre d'étage $n > 5$

Les charges d'exploitations sont les mêmes sur tous les étages courants, donc la dégression va être de 10% jusqu'à 50%Q.

Tableau 2.4 : Dégressions des surcharges pour le poteau.

Niveau des planchers	Charge d'exploitation	Σ charge d'exploitation	Σ charge d'exploitation (kN/m ²)
Terrasse	Q ₀	$\Sigma_0=Q_0$	1,00
Etage 8	Q ₁	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	3,50
Etage 7	Q ₂	$\Sigma_2=Q_0+0,9(Q_1+Q_2)$	5,50
Etage 6	Q ₃	$\Sigma_3=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3)$	7,00
Etage 5	Q ₄	$\Sigma_4=Q_0+0,7(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	8,00
Etage 4	Q ₅	$\Sigma_5=Q_0+0,6(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	8,50
Etage 3	Q ₆	$\Sigma_6=Q_0+0,5(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	8,50
Etage 2	Q ₇	$\Sigma_7=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_7)$	9,75
Etage 1	Q ₈	$\Sigma_8=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_8)$	11,00
RDC	Q ₉	$\Sigma_9=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_9)$	12,25

2.6.5. Exemple de calcul :

a) Poteau central :

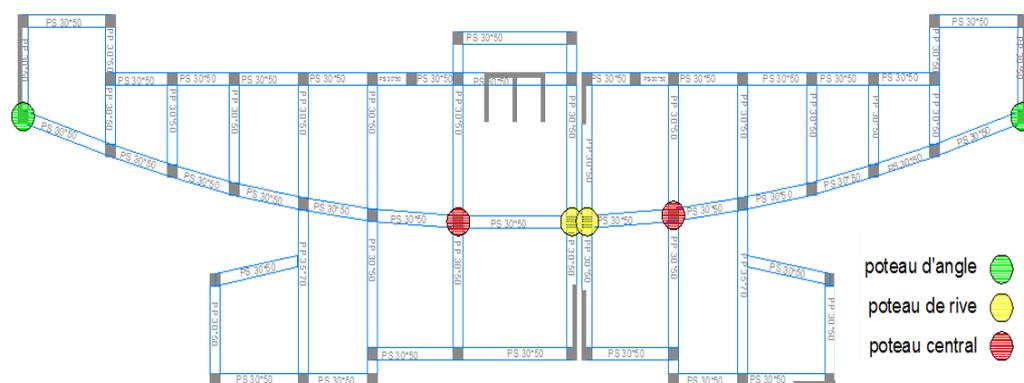


Figure 2.5 : disposition des poteaux

1. Surface reprise :

RDC jusqu'à 5^{ème} : S=46,67 m²

5^{ème} jusqu'à 8^{ème} : S=26 m²

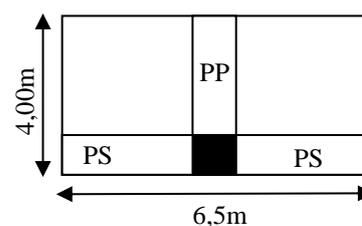
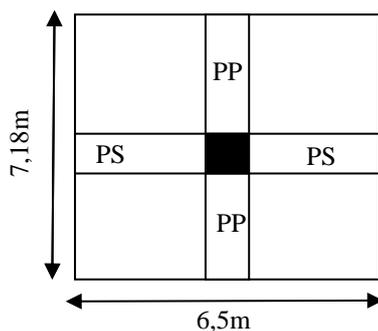


Figure 2.6: Surface reprise par le poteau central

2. Calcule les charges permanentes et exploitations reprise par chaque niveau :

Tableau 2.5 : Descente des charges sur le poteau central.

Etage	Niveau	NG	NQ
8 ^{eme}	1	269,415	26
7 ^{eme}	2	513,215	91
6 ^{eme}	3	757,015	143
5 ^{eme}	4	1178,80	202,67
4 ^{eme}	5	1553,55	373,36
3 ^{eme}	6	1928,30	396,70
2 ^{eme}	7	2303,05	396,70
1 ^{ere}	8	2679,74	455,03
RDC	9	3056,43	513,37

3. Détermination de la section nécessaire :

Tableau 2.6 : Choix des sections du poteau central.

Niveaux	N _G (kN)	N _Q (kN)	N _u (kN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	Le choix (cm)	Obs
8 ^{ème} Etage	269,41	26	402,71	214,04	14,63	30	OK
7 ^{ème} Etage	513,21	91	829,34	440,79	20,99	30	OK
6 ^{ème} Etage	757,01	143	1236,47	657,18	25,63	35	OK
5 ^{ème} Etage	1178,80	202,67	1895,38	1007,39	31,73	35	OK
4 ^{ème} Etage	1553,55	373,36	2657,33	1412,37	37,58	40	OK
3 ^{ème} Etage	1928,30	396,70	3198,25	1699,87	41,22	45	OK
2 ^{ème} Etage	2303,05	396,70	3704,16	1968,76	44,37	50	OK
1 ^{ème} Etage	2679,74	455,03	4300,19	2285,55	47,80	55	OK
RDC	3056,43	513,37	4896,23	2602,34	51,01	55	OK

4. Vérification du critère de résistance :

$$\frac{N_u}{B} \leq f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 30}{1,5} = 17 \text{ Mpa}$$

Tableau 2.7 : Vérification du critère de résistance du poteau central.

Etages	NU[KN]	B [cm ²]	NU/B [MPa]	Conditions
8 ^{ème} étage	402,71	30*30	4,47	Vérifiée
7 ^{ème} étage	829,34	30*30	9,21	Vérifiée
6 ^{ème} étage	1236,47	35*35	10,09	Vérifiée
5 ^{ème} étage	1895,38	35*35	15,47	Vérifiée
4 ^{ème} étage	2657,33	40*40	16,60	Vérifiée
3 ^{ème} étage	3198,25	45*45	15,79	Vérifiée
2 ^{ème} étage	3704,16	50*50	14,81	Vérifiée
1 ^{ème} étage	4300,19	55*55	14,21	Vérifiée
RDC	4896,23	55*55	16,18	Vérifiée

5. Vérification de l'effort normal réduit :

Tableau 2.8 : Vérification de l'effort normal réduit du poteau central.

Niv	N _d	B(cm)	v(MPA)	Conditions	B(cm)	v(MPa)	Conditions
8 ^{ème} Etage	295,41	30*30	0,109	Vérifiée	40x40	0,061	Vérifiée
7 ^{ème} Etage	604,21	30*30	0,223	Vérifiée	40x40	0,125	Vérifiée
6 ^{ème} Etage	900,01	35*35	0,244	Vérifiée	40x40	0,187	Vérifiée
5 ^{ème} Etage	1381,47	35*35	0,375	Non Vérifiée	50x50	0,184	Vérifiée
4 ^{ème} Etage	1926,91	40*40	0,401	Non Vérifiée	50x50	0,256	Vérifiée
3 ^{ème} Etage	2325,02	45*45	0,382	Non Vérifiée	60x60	0,215	Vérifiée
2 ^{ème} Etage	2699,75	50*50	0,359	Non Vérifiée	60x60	0,249	Vérifiée
1 ^{ème} Etage	3134,77	55*55	0,345	Non Vérifiée	65x65	0,247	Vérifiée
RDC	3569,80	55*55	0,393	Non Vérifiée	65x65	0,281	Vérifiée

2.6.4 Conclusion :

On a refait le même travail pour le prédimensionnement des poteaux de rives et de l'angle et même pour le deuxième bloc et on a opté pour le même choix final qui est représenté dans le tableau suivant :

Tableau 2.9: Tableau final des sections des poteaux.

Niveau	Sections carrées (axb)cm ²
8 ^{ème} Etage	40x40
7 ^{ème} Etage	40x40
6 ^{ème} Etage	40x40
5 ^{ème} Etage	50x50
4 ^{ème} Etage	50x50
3 ^{ème} Etage	60x60
2 ^{ème} Etage	60x60
1 ^{er} Etage	65x65
RDC	65x65

Chapitre 3

Ferraillage des éléments secondaires

3.1 INTRODUCTION :

Dans ce chapitre on procède au ferrailage des éléments secondaires qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement tel que : des dalles, des escaliers et de l'acrotère.

3.2 L'ACROTÈRE :

L'acrotère est un élément secondaire de sécurité entourant la terrasse qui forme une paroi contre toute chute, elle sera calculée comme une console encadrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse.

3.2.1 Evaluation des charges :

- **Charges permanentes** : Le poids total de l'acrotère $G=2,29$ kN/m
- **Charge d'exploitation** : La charge d'exploitation de la main courante : $Q=1,0$ kN/m
- **L'action des forces horizontales Q_h ; (F_p)** : D'après *RPA 99 version 2003*, les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4A.C_p.W_p \dots\dots (6.2.3) [3]$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **Tableau (4.1)** [3]

Pour la zone III et le groupe d'usage 2 [$A=0,25$].

C_p : Facteur de la force horizontale..... [$C_p=0,8$].

W_p : Poids de l'acrotère..... [$W_p=2,29$ kN].

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,29 = 1,832 \text{ kN}$$

$$Q_h = \max(1,5Q ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,832 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,50 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_h = 1,832 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur : $G=2,29$ kN/ml et $Q_h=1,832$ kN/ml

3.2.2 Ferrailage de l'acrotère :

$h=10$ cm; $b=100$ cm; $f_{c28}=30$ MPa; $\sigma_{bc}=17$ MPa; $c=c'=2$ cm ; $f_e=500$ MPa

$M_u = 1,64$ kN.m ; $T_u = 2,74$ kN ; $N_u = 3,09$ kN

a) Armatures principales :

1. Calcul du moment fictif M_f :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,65 + 3,09 \left(\frac{10}{2} - 2 \right) \times 10^{-2} = 1,743 \text{ kN.m}$$

2. Calcul des armatures :

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} \quad A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} \quad \mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,0169$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,4341 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

2. Vérification de la section d'acier selon BAEL 91 modifié 99 :

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \rightarrow A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ 1 \text{ cm}^2; 0,88 \text{ cm}^2 \right\} = 1 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour **5T8** = 2,51 cm²

$$\text{Avec un espacement : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

L'espacement des armatures principales doit vérifier la condition suivante :

$$S \leq \{2h ; 25\} \rightarrow 20 \leq \{20 ; 25\} \Rightarrow \text{Ok}$$

b) Armatures de répartitions :

La section des armatures de répartition découle de celle des armatures principales.

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq \frac{1,70}{4} = 0,425 \text{ cm}^2$$

On a choisi **4T8** avec un espacement $S_t = \frac{60-4}{3} = 18,66 \text{ cm}$, On prend $S = 18 \text{ cm}$

3.2.3 Vérification à l'E.L.S :

Tableau 3.1 : Les vérifications de l'ELS

a) Contrainte du béton :		b) Contrainte de l'acier :		
σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ'_s	σ_s	$\bar{\sigma}_s$
0,68MPa	18MPa	7,34 MPa	1,29 MPa	250MPa
OK		OK		

3.2.4 Vérification de l'effort tranchant :

D'après le *BAEL 91 modifié 99* on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 3\text{MPa} \rightarrow \tau_u = \frac{2,748 \times 10^3}{80 \cdot 10^3} = 0,0343\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots \text{OK}$$

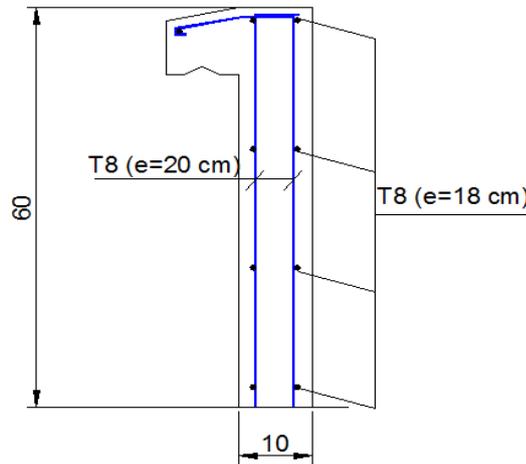


Figure 3.1 : Ferrailage de l'acrotère.

3.3 L'ESCALIER :

3.3.1. Hypothèses de calcul :

- La fissuration est peu nuisible.
- Le ferrailage de l'escalier se fera à l'ELU, en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

3.3.2 les types des escaliers :

On a les mêmes types des escaliers (escalier à trois volées) donc on a calculé un seul escalier

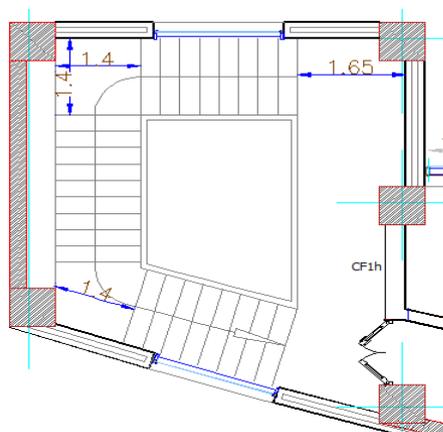


Figure 3.2: schéma d'un escalier de 3 volées.

3.3.3 Calcul de ferrailage :

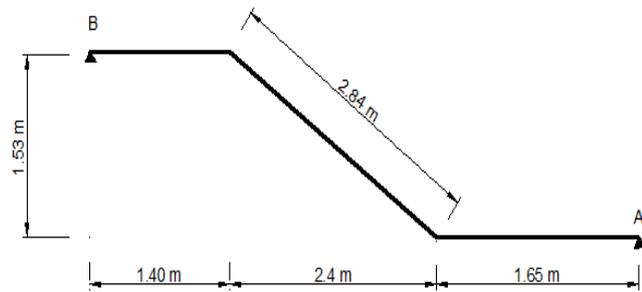
a) Volée 01 :

L'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} = 5,89 \text{ m}$$

On prend donc l'épaisseur $e=20 \text{ cm}$



Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1,53}{2,4} = 0,629 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

Figure 3.3 : Schéma statique de volée

N.B : Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

Evaluation des charges :

Tableau 3.2 : Résultats d'évaluation des charges d'escalier

Le paillasse (Q1)				Le palier (Q2)			
G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	q (KN/ml)		G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	q (KN/ml)	
		ELU	ELS			ELU	ELS
9,95	2,5	17,18	12,45	6,9	2,5	13,06	9,4

Calcul de Ferrailage :

Le calcul se fait pour une section de dimension (b x h) Tel que : b=100 cm ; h=20 cm

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{bc} = 17 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,40 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 434,78 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; f_e = 500 \text{ Mpa}$$

Tableau 3.3 : Calcul des armatures.

	M _u (kNm)	μ	μ < μ _R	A' _s (cm ²)	α	Z (cm)	A _s ^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} / ml (cm ²)
Appui	29,53	0,053	Oui	0	0,068	175,03	3,880	4T12	4,52
Travée	50,20	0,091	Oui	0	0,119	171,38	6,738	6T12	6,79

Espacement :

- **En travée :** $esp \leq \frac{100}{6} = 16,67cm$ On prend : esp=15 cm.
- **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{4} = 25cm$ On prend : esp=25 cm.

Armature de répartition :

En travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2}$ (A8.2.4) [1] $\Rightarrow 1,69cm^2 / ml \leq A_r \leq 3,39cm^2 / ml$

Le choix est de 5T8=2,51m² avec S_t=20 cm

Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2}$ (A8.2.4) [1] $\Rightarrow 1,13cm^2 / ml \leq A_r \leq 2,26cm^2 / ml$

Le choix est de 4T8=2,01 cm² avec S_t=25cm

Vérification du Condition de non fragilité :

$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,98cm^2$ (A.4.2) [1]

- **En travée :** $A_s = 6,79cm^2 > A_s^{min} = 1,98cm^2$ vérifiée
- **Sur appui :** $A_s = 4,52cm^2 > A_s^{min} = 1,98cm^2$ vérifiée

Vérification de l'Effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (A.5.2.2) [1]

$\bar{\tau} = \text{Min}(0,2fc_{28} / \gamma_b; 5MPa) = 4MPa$ (Fissuration peu nuisible)

$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{40,77 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,23MPa < \bar{\tau}_u = 4MPa$vérifiée

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

➤ Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 40,77 \times 10^3 - \frac{59,07 \times 10^6}{0,9 \times 180} = -323,8 \text{ KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Vérification des armatures transversales :

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,23 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \dots \dots \dots (\text{A.5.2.2}) [1]$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

➤ **Vérification des contraintes du béton :**

Avec : $n=15$; $c'=2\text{cm}$; $d=18\text{ cm}$; $b=100\text{cm}$; $A'_s=0$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.4 : Vérification de compression du béton.

	M_{ser}(kNm)	A_s(cm²)	Y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc}(MPa)	Vérification
Appui	22,79	4,52	4,32	15375,5771	6,386	Vérifiée
Travée	38,743	6,79	5,12	21370,2669	9,285	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :**

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau 3.5 : Vérification de la flèche de l'escalier.

M_{ser} (KNm)	A_s (cm²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I₀ (cm⁴)	I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)
38,74	6,79	0,0037	317	6,48	2,59	0,4	73185,066	22411,90	39840 ,06

Donc :

$$\left. \begin{matrix} f_i = 1,75 \text{ cm} \\ f_v = 2,93 \text{ cm} \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 1,18 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 1,09\text{cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 1,18\text{ cm} > \bar{f} = 1,09\text{cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

N.B :

On augmente le ferrailage en travée pour revérifier la flèche,

Le choix est de 6T14=9,24cm² avec un espacement St = 15 cm

Les résultats sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Tableau 3.6: Récapitulatif de la vérification des flèche.

f_i (cm)	f_v (cm)	Δf (cm)	\bar{f} (cm)	Observation
1,39	2,40	1,01	1,09	Vérifiée

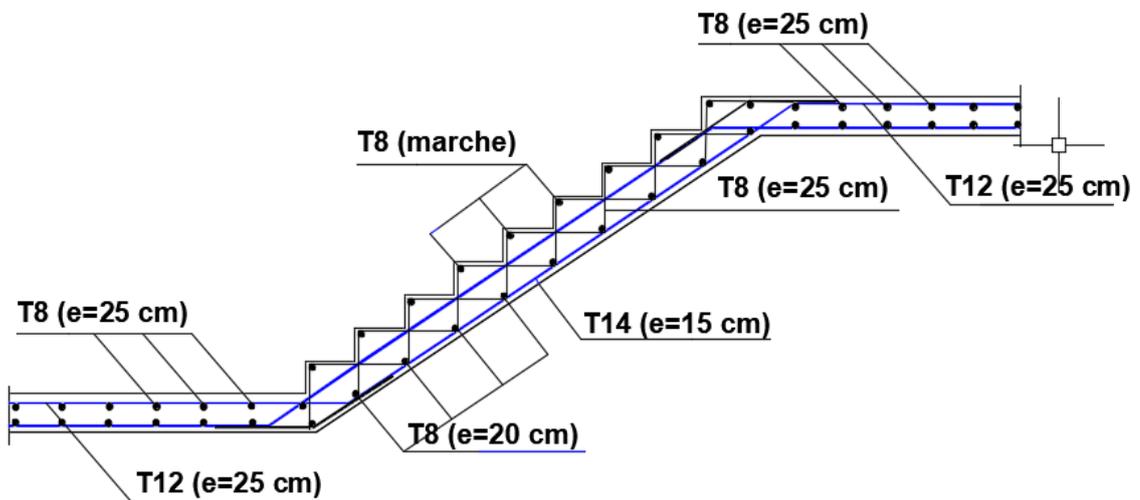


Figure 3.4 : Schéma de ferrailage de l'escalier (volée 1 et 3).

b) Volée 02 :

L'épaisseur de la paillasse :

$$e \geq \frac{l}{20} \text{ Avec : } l = 1,75\text{ m}$$

On prend donc l'épaisseur e=20 cm

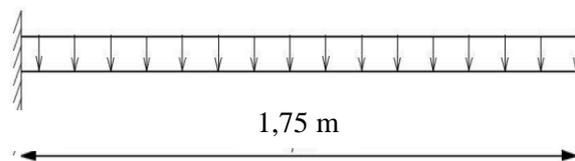


Figure 3.5: Schéma de chargement de l'escalier

Evaluation des charges :

Tableau 3.7 : Résultats d'évaluation des charges d'escalier volée 2.

Le palier (Q2)				
G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	P (kN)	q (KN/ml)	
			ELU	ELS
6,9	2,5	1	13,06	9,4

$$Qu = 1,35 G + 1,5 Q = 17,18 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$Pu = 1,35 * 1 = 1,35 \text{ kN}$$

$$Mu \text{ max} = -28,66 \text{ kN.m}$$

$$Vu \text{ max} = 31,14 \text{ kN}$$

Calcul de Ferrailage :

Tableau 3.8 : calcul des armatures

M _u (kNm)	μ	μ < μ _R	A' _s (cm ²)	α	Z (cm)	A _s ^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} / ml (cm ²)
28,66	0,052	Oui	0	0,066	175,25	3,760	4T12	4,52

Vérification des armatures transversales :

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,17 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \dots\dots\dots (\text{A.5.2.2}) [1]$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification à l'ELS :

➤ **Vérification des contraintes du béton :**

La vérification à faire est : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.9 : Vérification de contrainte en compression du béton.

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
20,81	4,52	4,31	15375,57	5,83	Vérifiée

➤ Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{175} = 0,114 \geq 0,063 \quad \text{vérifiée} \\ \frac{4,52}{100 \times 18} = 0,0025 \geq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

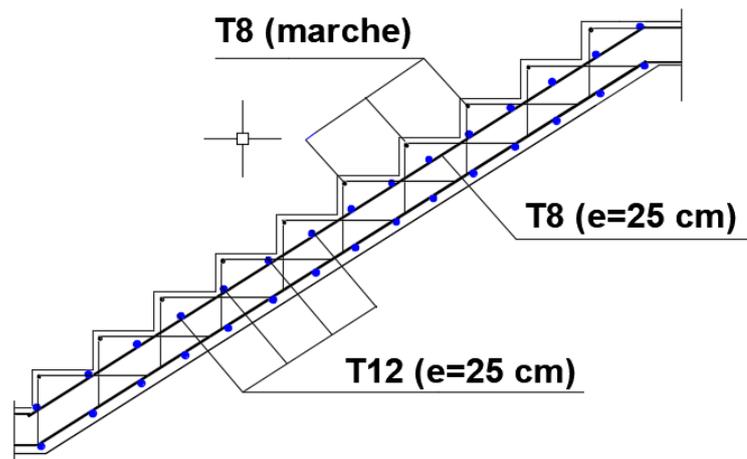


Figure 3.6 : Schéma de ferrailage de l'escalier consol (volée 2).

3.4 DALLE PLEINE :

Dans notre structure, on a cité l'exemple du panneau le plus sollicité :

3.4.1 Evaluation des charges :

Tableau 3.9 : Calcul des sollicitations de dalle pleine.

Les charges (KN /m ²)		Q (KN/m ²)	
		Combinaison	
G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU	ELS
6,69	2,5	12,78	9,19

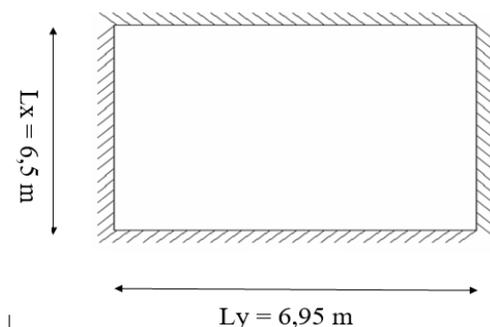


Figure 3.7 : Dimensions d'une dalle.

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 22,87 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 19,57 \text{ kNm}$$

3.4.2 Ferrailage de la dalle :

b=100cm ; h=16cm ; d=14,4cm ; f_e=500MPa ; f_{c28}=30MPa ; f_{t28}=2,4MPa ; σ_s=434,78MPa

Tableau 3.11 : Ferrailage de la dalle pleine.

	Sens	M _u (kNm)	μ	A _s ' (cm ²)	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	19,44	0,055	0	0,071	13,99	3,19	5T10	3,93	20
	y-y	16,64	0,047	0	0,060	14,05	2,72	4T10	3,14	25
Appuis	x-x	11,44	0,032	0	0,041	14,16	1,85	4T8	2,01	25
	y-y									

a) Espacement :

Tableau 3.12 : vérification des espacements.

	Travée	Appui
x-x	19 cm < Min(3h; 33cm) = 33cm	24,2cm < Min(3h; 33cm) = 33cm
y-y	24 cm < Min(3h; 33cm) = 33cm	24,2 cm < Min(3h; 45cm) = 33cm

b) Condition de non fragilité

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,32 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,28 \text{ cm}^2 \end{cases} \quad (\text{Dalle rectangulaire } \rho < 1) \dots\dots (\mathbf{B.7.4}) [1]$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \dots\dots\dots \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,935 \end{cases}$

Tableau 3.13 : vérification de CNF.

	Travée	appui
x-x	A _x = 3,93cm ² > A _s ^{min} = 1,32 cm ²	A _x = 2,01cm ² > A _s ^{min} = 1,21cm ²
y-y	A _y = 3,14cm ² > A _s ^{min} = 1,28 cm ²	A _y = 2,01cm ² > A _s ^{min} = 1,28cm ²

c) Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} \dots\dots (A.5.2.2) [1]$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{12,78 \times 6,5 \times 6,95}{2 \times 6,5 + 6,95} = 28,94 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{12,78 \times 6,5}{3} = 27,69 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 28,94 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{28,94 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0,2 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

3.4.3. Vérification à l'ELS :

a) Vérification des contraintes :

1. Vérification des contraintes des armatures

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

Tableau 3.14: Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	x-x	16,35	3,93	3,57	8430,82	6,93	Vérifié
	y-y	14,58	3,14	3,24	6999,83	6,75	
Appuis	x-x	9,62	2,01	2,66	4782,87	5,35	Vérifié
	y-y						

2. Vérification de la flèche :

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont vérifiées en même temps :

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L_x} &\geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A}{bd} &\leq \frac{2}{f_e} \\ \frac{h}{L} &\geq \frac{M_r}{20M_0} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,024 < 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \\ 2,73 \cdot 10^{-3} < 4 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0,024 < 0,098 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \end{cases}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 3.15 : Calcul de la flèche.

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ	σ _s (mPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (mm ⁴)	I _{fi} (mm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
16,35	3,93	0,00272	288,910	8,793	3,517	0,2437	365479253,3	121880582,8	216433604,8

Donc :

$f_i = 16,58 \text{ mm}$

$f_v = 27,76 \text{ mm}$

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$\bar{f} = \frac{650}{1000} + 0,5 = 1,15 \text{ cm}$

$\Delta f_T = f_v - f_i = 1,11 \text{ cm} \leq \bar{f} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

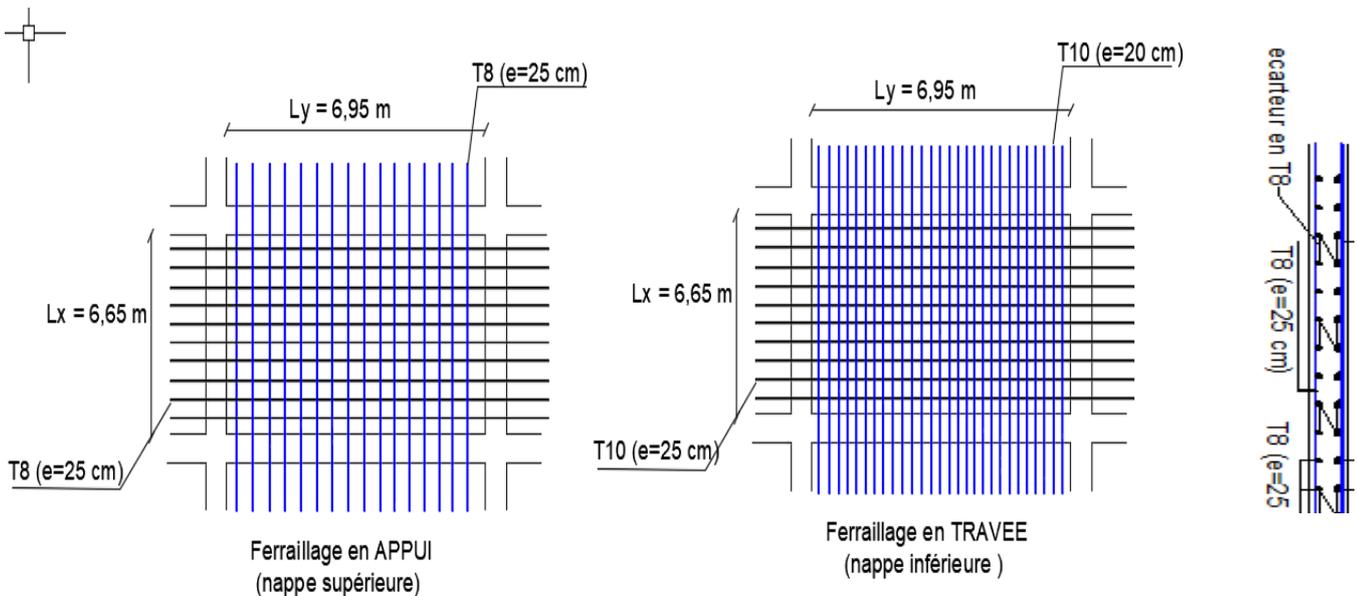


Figure 3.8 : Ferrailage de la dalle pleine.

Chapitre 4

Etude dynamique en zone
sismique

4.1 INTRODUCTION :

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes **RPA 99 Version 2003**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS V.17** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

4.2 ETUDE SISMIQUE :

4.2.1 Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds.
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

4.2.2. Modélisation de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage **bureaux**. (Mass source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.
- La charge de l'acrotère des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La charge des escaliers a été répartie au niveau des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).

4.3 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99 version 2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

4.3.1 La méthode statique équivalente :

Concernant l'ouvrage faisant l'objet de cette étude, les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'étant pas remplies vue l'irrégularité de la structure et la hauteur dépassant 17m (*art : 4.1.2 des RPA99 2003 version 2003*), donc nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale.

4.3.2 La méthode modale spectrale :

a) Analyse spectrale :

1. Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad (4.13) [3]$$

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Q : Facteur de qualité.

2. Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisées par le *RPA99 version 2003* est relative à la résultante des forces sismiques.

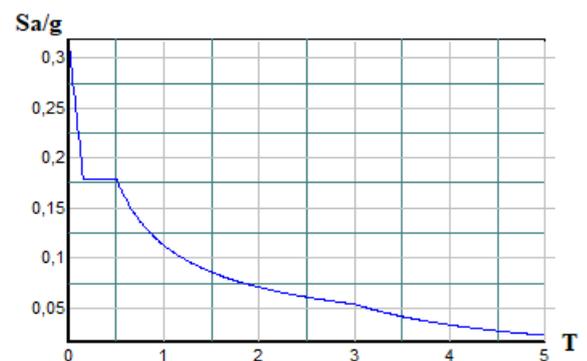


Figure 4.1 : Spectre de réponse.

En effet la résultante des forces sismiques à la base “ V_t ” obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente “ V ” pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse

(forces, déplacements, moments,) dans le rapport : $r = \frac{0,8V}{V_t}$

3. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (4.1) [3]$$

➤ **A : coefficient d'accélération de zone :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{groupe d'usage : 2} \\ \text{zone sismique : III} \end{array} \right\} \Rightarrow \mathbf{A = 0,25}$$

➤ **D : facteur d'amplification dynamique moyen :**

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3,0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad (4.2) [3]$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7 des RPA99/version 2003.**

$$\text{Catégorie } S_3 \rightarrow \text{site meuble} \quad \left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0,15 \text{ sec} \\ T_2 = 0,50 \text{ sec} \end{array} \right.$$

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7 \quad (4.3) [3]$$

$$\text{avec } \xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$$

➤ Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon les **art 4.2.3 RPA99 version 2003** sont :

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4} \ ; \ T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$$C_T = 0,05$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

Le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base est limitée comme suit :

$$T = \begin{cases} T_{analytique} & \text{si } T_{analytique} \leq 1,3T_{empirique} \\ 1,3T_{empirique} & \text{si } T_{analytique} \geq 1,3T_{empirique} \end{cases}$$

➤ **R : coefficient de comportement :**

Le coefficient de comportement dépend du système de contreventement. Sa valeur unique est donnée par le **tableau (4.3) (RPA 99 version 2003)**.

Pour le cas de notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système portiques contreventés par des voiles avec interaction (**R=5**).

➤ **Q : facteur de qualité :**

La valeur de **Q** déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ (4.4) [3]

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée par le **tableau 4.4 (RPA 99 version 2003)**.

Tableau 4.1 : Facteur de qualité

Critère q »	Valeurs des pénalités P_q			
	P_q		X-X	Y-Y
	Observé	N/observé		
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05	0,05	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05	0,05	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,1	0	0

$$\begin{cases} \text{sens } X - X : & Q = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0) = 1,20 \\ \text{sens } Y - Y : & Q = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0) = 1,20 \end{cases}$$

4.4 RESULTATS DE L'ANALYSE SISMIQUE BLOC A (PARTI 1) :

4.4.1 Modèle initial :

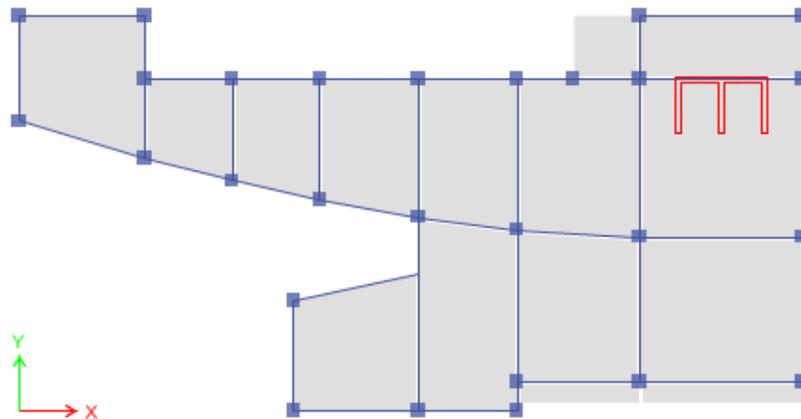


Figure 4.2 : Vue en plan du modèle initial (Bloc A)

a) Caractéristiques dynamique propres du modèle initial :

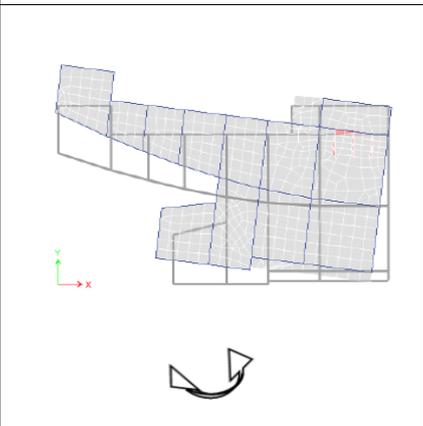
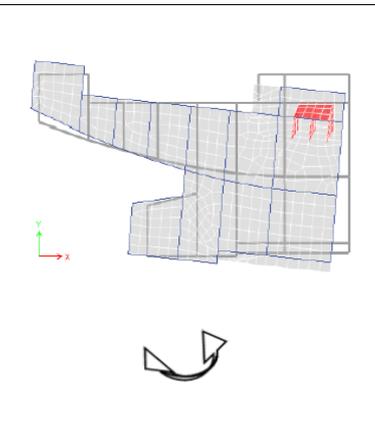
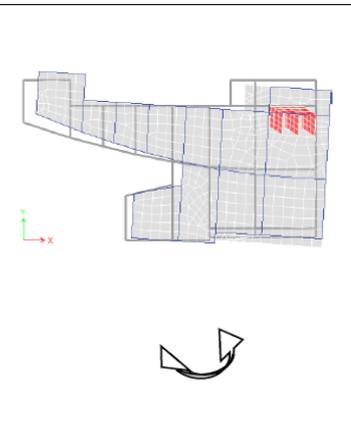
L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,085 \text{sec}$.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **9^{ème}** mode.

Tableau 4.2 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial (Bloc A).

Modes	Périodes	Facteur de participation massique (%)			
		U_x	U_y	ΣU_x	ΣU_y
1	1,085	0,0332	0,4678	0,0332	0,4678
2	0,889	0,2585	0,2018	0,2916	0,6696
3	0,762	0,4289	0,0328	0,7205	0,7025
4	0,411	0,0095	0,0622	0,73	0,7647
5	0,314	0,043	0,0939	0,773	0,8586
6	0,235	0,0309	0,0277	0,8039	0,8863
7	0,23	0,0884	0,0008	0,8923	0,8871
8	0,154	0,014	3,96E-05	0,9063	0,8871
9	0,145	0,0097	0,0492	0,916	0,9363

Tableau 4.3 : les trois premiers modes (Bloc A).

1 ^{er} mode : rotation.	2 ^{eme} mode : rotation	3 ^{eme} mode : rotation
		

b) Constatations :

On a un mode de rotation au niveau de 1^{er} mode qu'il faut l'éviter par l'ajoute des voiles de contreventements dans la structure.

Donc dans ce qui suit il faudra déterminer ; le nombre nécessaire et la position des voiles rajoutés qui vérifié les critères de sécurité imposée par (*RPA 99 version 2003*).

4.4.2 Modèle final :

Après avoir testé plusieurs modèles on opte pour le modèle final représente sur la figure ci-dessus tout en changeant le facteur de comportement de (R=5) à (R=3,5) car le rapport de la portance des voiles n'a pas été vérifié.

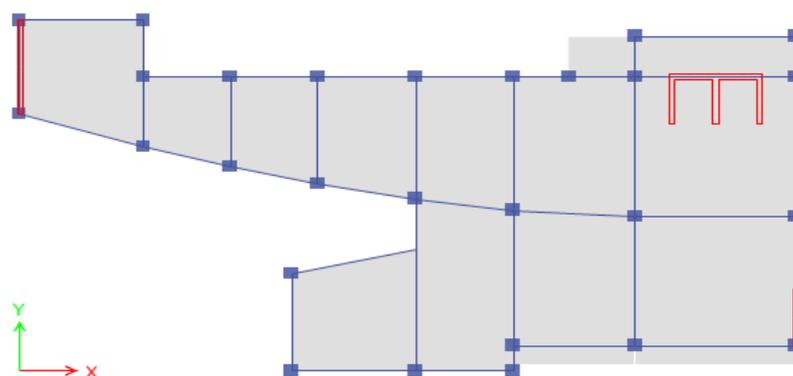


Figure 4.3: vue en plan du modèle final (Bloc A).

a) Caractéristiques dynamique propres du modèle final :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

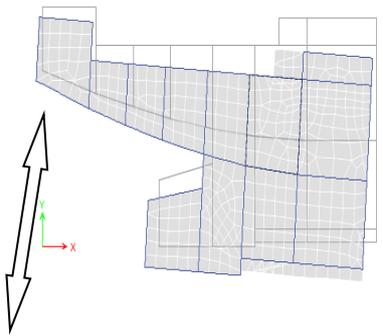
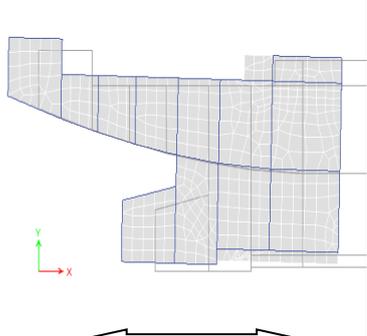
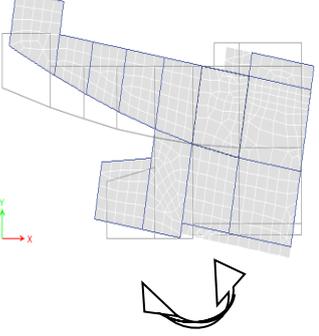
- Une période fondamentale : $T = 0,965$ sec.

➤ La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.

Tableau 4.4 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle finale (Bloc A).

Modes	Périodes	Facteur de participation massique (%)			
		U_x	U_y	$\sum U_x$	$\sum U_y$
1	0,965	0,0516	0,5535	0,0516	0,5535
2	0,845	0,6394	0,0563	0,691	0,6098
3	0,67	0,0121	0,0335	0,7031	0,6433
4	0,308	0,0636	0,0952	0,7666	0,7385
5	0,269	0,1113	0,0756	0,878	0,8142
6	0,165	0,0089	0,0302	0,8868	0,8444
7	0,143	0,0399	0,0141	0,9268	0,8585
8	0,123	0,0177	0,0542	0,9445	0,9127

Tableau 4.5 : les trois premiers modes (Bloc A).

Le 1 ^{er} mode est un mode couplé.	2 ^{ème} mode : translation sens x-x	3 ^{ème} mode : Rotation
		

b) Détermination de la période fondamentale de la structure :

$$T_{analytique} = 0,956s$$

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4} \quad ; \quad T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$$C_T = 0,05 \quad ; \quad h_N = 38,08 \text{ m}$$

$$\Rightarrow T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05(38,08)^{3/4} = 0,766 \text{ sec}$$

$$\begin{cases} D_x = 36,30 \text{ m} \\ D_y = 19,296 \text{ m} \end{cases}$$

- Suivant la direction (x - x) $T_x = 0,09 \frac{38,08}{\sqrt{36,30}} = 0,568 \text{ sec}$

- Suivant la direction (y - y) $T_y = 0,09 \frac{38,08}{\sqrt{19,296}} = 0,78 \text{ sec}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens (x-x)} : T_x = \min(0,766; 0,568) = 0,568 \text{ sec} \qquad 1,3 T_x = 0,738 \text{ sec} \\ \text{Sens (y-y)} : T_y = \min(0,766; 0,78) = 0,766 \text{ sec} \qquad 1,3 T_y = 1 \text{ sec} \\ \text{Sens (x-x)} : T_{\text{analytique}} > 1,3.T_{\text{empirique}} , \text{ donc on prend } 1,3T_{\text{empirique}} \qquad T = 0,738 \text{ s} \\ \text{Sens (y-y)} : T_{\text{analytique}} < 1,3.T_{\text{empirique}} , \text{ donc on prend } T_{\text{analytique}} \qquad T = 0,965 \text{ s} \end{array} \right.$$

c) Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de **ETABS V17** on a : $W = 44394,20 \text{ kN}$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_1 = V_t^x = 5312,21 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 4675,67 \text{ KN} \end{array} \right.$$

calcul de $D \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} D_x = 2,5\eta \left(\frac{0,50}{0,738} \right)^{2/3} = 1,72 \\ D_y = 2,5\eta \left(\frac{0,50}{0,965} \right)^{2/3} = 1,42 \end{array} \right.$

$$\left\{ \begin{array}{l} V^x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} W = \frac{0,25 \times 1,72 \times 1,2}{3,5} \times 44394,20 \rightarrow V^x = 6525,9 \text{ KN} \\ V^y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} W = \frac{0,25 \times 1,42 \times 1,2}{3,5} \times 44394,20 \rightarrow V^y = 5371,68 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Ce qui donne $\left\{ \begin{array}{l} V_t^x = 5312,21 \text{ KN} > 0,8V^x = 5220,75 \text{ KN} \\ V_t^y = 4675,67 \text{ KN} > 0,8V^y = 4297,35 \text{ KN} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} r_x < 1 \\ r_y < 1 \end{array} \right.$

d) Vérification des déplacements inter étage :

L'une des vérifications préconisées par le (**RPA 99 version 2003**), concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon (**art 5.10 de RPA 99 version 2003**) l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r_y > 1$$

Avec : $\delta_K^x = R\delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R\delta_{eK}^y \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r_y < 1$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 4.6: Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle final (Bloc A).

Niveaux	δ_{eK}^x (cm)	δ_{eK}^y (cm)	δ_K^x (cm)	δ_K^y (cm)	Δ_K^x (cm)	Δ_K^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation
8	4,69	7,76	16,42	27,16	1,82	3,71	4,08	Vérifié
7	4,17	6,70	14,60	23,45	1,93	3,78	4,08	Vérifié
6	3,62	5,62	12,67	19,67	1,02	3,71	4,08	Vérifié
5	3,33	4,56	11,66	15,96	2,17	3,47	4,08	Vérifié
4	2,71	3,57	9,49	12,50	2,24	3,36	4,08	Vérifié
3	2,07	2,61	7,25	9,14	2,14	3,08	4,08	Vérifié
2	1,46	1,73	5,11	6,06	2,00	2,66	4,08	Vérifié
1	0,89	0,97	3,12	3,40	2,00	2,38	4,76	Vérifié
RDC	0,32	0,29	1,12	1,02	1,12	1,02	4,76	Vérifié

e) Vérification du critère de l'effort normal réduit :

Avec: $\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$ $N_d : G+Q \pm E$ (art 7.1.3.3) [3]

Tableau 4.7: vérification de l'effort normal réduit pour le modèle finale (Bloc A).

Niveaux	N_d (KN)	h(mm)	b(mm)	ν	Observation
P8	281,45	400	400	0,06	Ok
P7	605,08	400	400	0,13	Ok
P6	926,79	400	400	0,19	Ok
P5	1395,38	500	500	0,19	Ok
P4	1837,05	500	500	0,24	Ok
P3	2298,65	600	600	0,21	Ok
P2	2762,46	600	600	0,26	Ok
P1	3253,32	650	650	0,26	Ok
R.D.C	3756,50	650	650	0,296	Ok

f) Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) :

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\text{Avec : } \theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1 \quad (5.6) [3]$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad (4.5) [3]$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Tableau 4.8 : Vérification l'effet p-Δ inter étages du modèle final (Bloc A)

NIV	Pk (KN)	Vx (KN)	Vy (KN)	Δx (cm)	Δy (cm)	Hk(m)	θx	θy	Observation
8	3155	829	787	1,82	3,71	4,08	0,012	0,027	Vérifiée
7	6331	1579	1437	1,93	3,78	4,08	0,016	0,035	Vérifiée
6	9508	2144	1893	1,02	3,71	4,08	0,010	0,042	Vérifiée
5	14857	2883	2497	2,17	3,47	4,08	0,025	0,046	Vérifiée
4	20140	3532	3027	2,24	3,36	4,08	0,029	0,051	Vérifiée
3	25744	4076	3466	2,14	3,08	4,08	0,031	0,052	Vérifiée
2	31581	4548	3857	2,00	2,66	4,08	0,032	0,050	Vérifiée
1	37994	5034	4176	2,00	2,38	4,76	0,030	0,043	Vérifiée
RDC	44394	5312	4675	1,12	1,02	4,76	0,020	0,021	Vérifiée

4.5 RESULTATS DE L'ANALYSE SISMIQUE BLOC B (PARTI 2) :

4.5.1 Modèle initial :

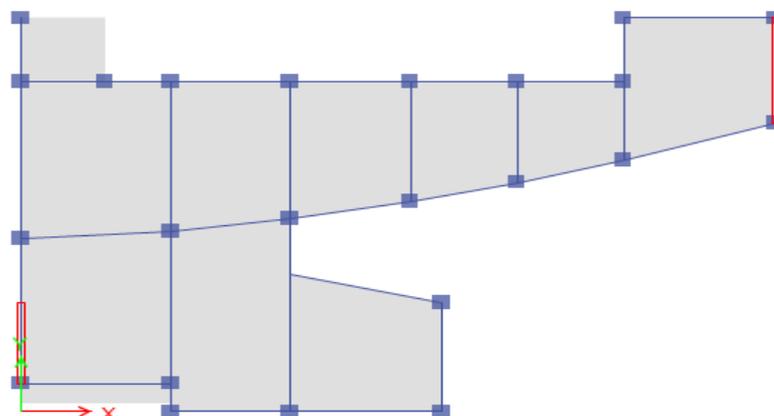


Figure 4.4 : Vue en plan du modèle initial (Bloc B).

a) **Caractéristiques dynamique propres du modèle initial :**

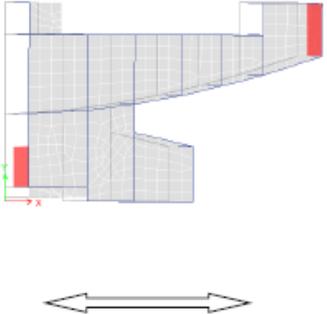
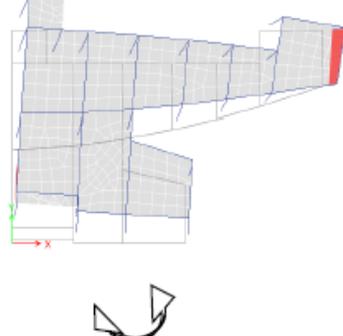
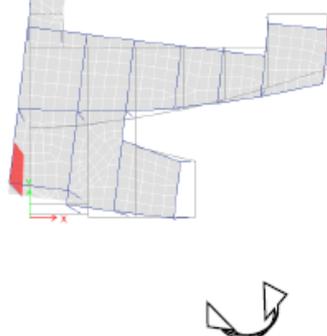
L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,038\text{sec}$.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **11^{ème}** mode.

Tableau 4.9 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial (Bloc B).

Modes	Périodes	Facteur de participation massique (%)			
		U_x	U_y	ΣU_x	ΣU_y
1	1,038	0,7698	0,0011	0,7698	0,0011
2	0,822	0,0009	0,568	0,7708	0,5692
3	0,597	0,0105	0,0369	0,7813	0,6061
4	0,427	0,0481	0,0806	0,8294	0,6867
5	0,382	0,0555	0,0515	0,8849	0,7382
6	0,24	0,0463	0,0007	0,9312	0,7388
7	0,173	0,0003	0,0547	0,9315	0,7935
8	0,154	0,0196	0,0186	0,9511	0,8121
9	0,146	0,0039	0,0585	0,955	0,8705
10	0,129	0,0022	0,0267	0,9572	0,8972
11	0,118	0,0124	0,0041	0,9695	0,9013

Tableau 4.10 : les trois premiers modes (Bloc B).

Le 1 ^{er} mode est un mode translation sens x-x.	2 ^{ème} mode : rotation	3 ^{ème} mode : Rotation
		

b) Constatations :

On a un mode de rotation au niveau de 2eme mode qu'il faut l'éviter par l'ajout des voiles de contreventements dans la structure. Donc dans ce qui suit il faudra déterminer ; le nombre nécessaire à et la position des voiles rajoutés.

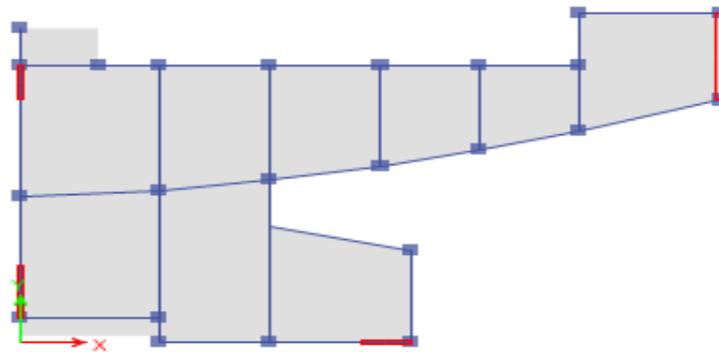
4.5.2 Modèle final :

Figure 4.5: vue en plan du modèle final (Bloc B).

a) Caractéristiques dynamique propres du modèle final :

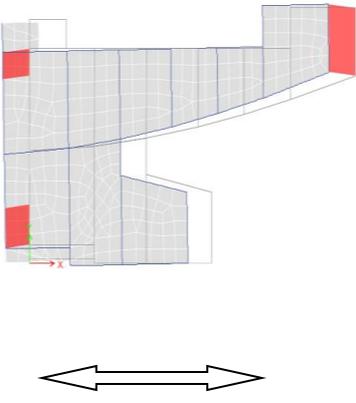
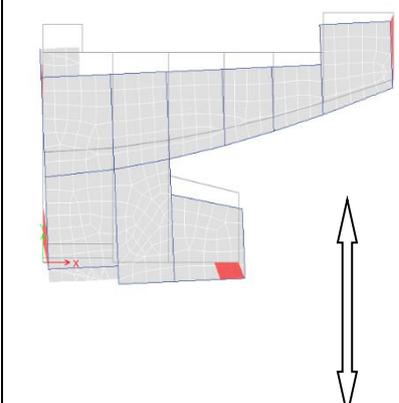
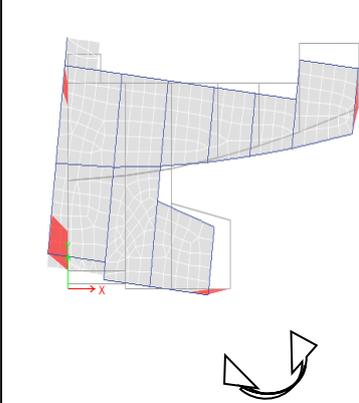
L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,028$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **12^{ème}** mode.

Tableau 4.11: Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle finale (Bloc B).

Modes	Périodes	Facteur de participation massique (%)			
		U_x	U_y	$\sum U_x$	$\sum U_y$
1	1,028	0,7183	0	0,7183	0
2	0,872	0,0006	0,611	0,7189	0,611
3	0,617	0,0258	0,0311	0,7447	0,6421
4	0,416	0,1109	0,0029	0,8555	0,645
5	0,334	0,0019	0,1245	0,8574	0,7695
6	0,229	0,0595	0,0007	0,917	0,7702
7	0,158	0,0013	0,1121	0,9183	0,8823
8	0,153	0,0073	0,0062	0,9256	0,8885
9	0,151	0,0079	0,0061	0,9334	0,8946
10	0,113	0,0267	5,086E-06	0,9601	0,8946
11	0,092	0,0047	0,0001	0,9648	0,8947
12	0,083	0,0003	0,0253	0,9651	0,92

Tableau 4.12 : les trois premiers modes (Bloc B).

1 ^{er} mode : translation sens x-x	2 ^{eme} mode : translation sens Y-Y	3 ^{eme} mode : Rotation
		

b) Détermination de la période fondamentale de la structure :

$T_{analytique} = 1,028s$

$T = \min (T = C_T \times h_N^{3/4} \quad ; \quad T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}})$

$C_T = 0,05 \quad ; \quad h_N = 38,08 \text{ m}$

$\Rightarrow T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05(38,08)^{3/4} = 0,766 \text{ sec}$

$\begin{cases} D_x = 29,29 \text{ m} \\ D_y = 19,296 \text{ m} \end{cases}$

- Suivant la direction (x - x) : $T_x = 0,09 \frac{38,08}{\sqrt{29,29}} = 0,633 \text{ sec}$

- Suivant la direction (y - y) : $T_y = 0,09 \frac{38,08}{\sqrt{19,296}} = 0,78 \text{ sec}$

$\left[\begin{array}{ll} \text{Sens (x-x)} : T_x = \min (0,766; 0,633) = 0,633 \text{ sec} & 1,3 T_x = 0,823 \text{ sec} \\ \text{Sens (y-y)} : T_y = \min (0,766; 0,78) = 0,766 \text{ sec} & 1,3 T_y = 1 \text{ sec} \end{array} \right.$

$\left[\begin{array}{ll} \text{Sens (x-x)} : T_{analytique} > 1,3.T_{emperique} , \text{ donc on prend } 1,3. T_{emperique} & T=0,823s \\ \text{Sens (y-y)} : T_{analytique} > 1,3.T_{emperique} , \text{ donc on prend } 1,3. T_{emperique} & T=1s \end{array} \right.$

c) Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de **ETABS V17** on a :

$$W=31577,38KN$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 2581,30 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 2553,78 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{calcul de } D \rightarrow \begin{cases} D_x = 2,5\eta \left(\frac{0,50}{0,823} \right)^{2/3} = 1,58 \\ D_y = 2,5\eta \left(\frac{0,50}{1} \right)^{2/3} = 1,39 \end{cases}$$

$$\begin{cases} V^x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} W = \frac{0,25 \times 1,58 \times 1,2}{5} \times 31577,38 \rightarrow V^x = 2993,53 \text{ KN} \\ V^y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} W = \frac{0,25 \times 1,39 \times 1,2}{5} \times 31577,38 \rightarrow V^y = 2633,55 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne } \begin{cases} V_t^x = 2581,30 \text{ KN} > 0,8V^x = 2394,82 \text{ KN} \\ V_t^y = 2553,78 \text{ KN} > 0,8V^y = 2106,84 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} r_x < 1 \\ r_y < 1 \end{cases}$$

d) Vérification des déplacements inter étage :

Tableau 4.13: Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle final (Bloc B).

Niveaux	δ_{eK}^x (cm)	δ_{eK}^y (cm)	δ_K^x (cm)	δ_K^y (cm)	Δ_K^x (cm)	Δ_K^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation
8	4,67	4,94	23,33	24,68	1,68	3,36	4,08	Vérifié
7	4,37	4,26	21,83	21,32	2,83	3,61	4,08	Vérifié
6	3,86	3,54	19,30	17,71	3,63	3,50	4,08	Vérifié
5	3,21	2,84	16,07	14,21	2,93	3,01	4,08	Vérifié
4	2,69	2,24	13,45	11,20	3,19	2,92	4,08	Vérifié
3	2,12	1,66	10,60	8,28	3,14	2,71	4,08	Vérifié
2	1,56	1,12	7,80	5,57	3,25	2,39	4,08	Vérifié
1	0,98	0,64	4,90	3,18	3,55	2,20	4,76	Vérifié
RDC	0,35	0,20	1,73	0,99	1,94	0,99	4,76	Vérifié

- Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le (**RPA99 version 2003**)

e) Vérification du critère de l'effort normal réduit :

Tableau 4.14: vérification de l'effort normal réduit pour le modèle finale (Bloc B).

Niveaux	N _d (KN)	h(mm)	b(mm)	v	Observation
P8	225,19	400	400	0,05	Ok
P7	467,54	400	400	0,10	Ok
P6	707,91	400	400	0,15	Ok
P5	1097,88	500	500	0,15	Ok
P4	1470,04	500	500	0,20	Ok
P3	1857,57	650	650	0,15	Ok
P2	2250,58	600	600	0,21	Ok
P1	2670,96	650	650	0,21	Ok
R.D.C	3113,79	650	650	0,25	Ok

f) Vérification des conditions du facteur de comportement R

Dans nos précédant calcul en a pris R=5, donc selon le RPA il faut justifier que :

Justification des voiles sous charges verticales :

$$= \frac{\text{Les charges reprises par les voile}}{\text{le poids totale de la structure}} = \frac{5636,4459}{35836,3341} \times 100 = 15,72\% < 20\%$$

Alors les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

g) Justification des portiques sous charges horizontale :

Tableau 4.15: Vérification des portiques sous l'effort tranchant d'étage (Bloc B).

NIV	V _x tot (KN)	V _x port (KN)	V _{port} %	V _y tot (KN)	V _y port (KN)	V _{port} %	Condition	Observation
8	457	422	92,34	472	400	84,75	25	Vérifiée
7	825	2082	89,09	824	420	50,97	25	Vérifiée
6	1101	1011	91,82	1104	637	57,74	25	Vérifiée
5	1455	1295	89,00	1482	741	50,02	25	Vérifiée
4	1776	1396	78,60	1794	647	36,06	25	Vérifiée
3	2055	1905	92,70	2054	919	44,75	25	Vérifiée
2	2298	1948	84,77	2281	903	39,58	25	Vérifiée
1	2487	1937	77,89	2468	804	32,56	25	Vérifiée
RDC	2581	1606	62,22	2553	650	25,46	25	Vérifiée

h) Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) :

Tableau 4.16 : Vérification l'effet p-Δ inter étages du modèle final (Bloc B)

NIV	Pk (KN)	Δx (cm)	Δy (cm)	Vx (KN)	Vy (KN)	Hk(m)	θx	θy	Observation
8	2320	1,68	3,36	457	472	4,08	0,012	0,024	Vérifiée
7	4491	2,83	3,61	825	824	4,08	0,026	0,033	Vérifiée
6	6662	3,63	3,50	1101	1104	4,08	0,045	0,044	Vérifiée
5	10541	2,93	3,01	1455	1482	4,08	0,043	0,045	Vérifiée
4	14298	3,19	2,92	1776	1794	4,08	0,054	0,051	Vérifiée
3	18339	3,14	2,71	2055	2054	4,08	0,059	0,052	Vérifiée
2	22466	3,25	2,39	2298	2281	4,08	0,068	0,051	Vérifiée
1	27021	3,55	2,20	2487	2468	4,76	0,082	0,051	Vérifiée
RDC	31577	1,94	0,99	2581	2553	4,76	0,051	0,026	Vérifiée

4.6 JUSTIFICATION DE LA LARGEUR DE JOINT SISMIQUE :

Un joint sismique est un espace vide de tout matériau, présent sur toute la hauteur de la superstructure des bâtiments ou parties de bâtiments qu'il sépare, dont les dimensions sont calculées en fonction des déformations possibles des constructions, avec un minimum de 4cm, de façon à permettre le déplacement des blocs voisins sans aucune interaction (chocs).

Selon (art 5.8 RPA99 version 2003) la largeur de joint sismique minimale d_{min} donnée par condition suivant : $d_{min} = 15 + (\delta_1 + \delta_2) \geq 40 mm$ (4.19)[3]

δ_1 et δ_2 : déplacement maximau des deux blocs (ETABS)

$\delta_1 = 16,42 \text{ cm}$

$\delta_2 = 23,33 \text{ cm}$

$d_{min} = 15 + (164,2 + 233,3) = 412,5 mm$

On prend la largeur de joint sismique 45 cm

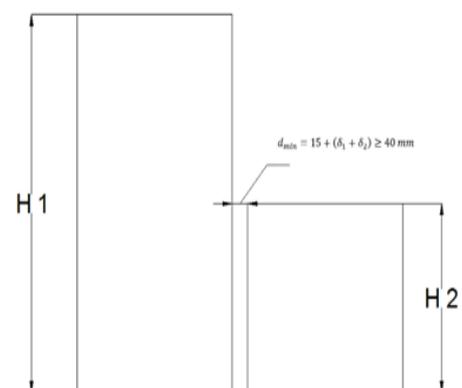


Figure 4.6 : schéma illustrative de joint sismique.

Chapitre 5

Ferraillage des éléments principaux

5.1 INTRODUCTION :

Le ferrailage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence du *CBA 93* et des *RPA99 version 2003*.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. Poteaux.
2. Poutres.
3. Voiles.

5.2 FERRAILLAGE DES POTEAUX :

5.2.1 Introduction :

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

5.2.2 Combinaisons d'action :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

a) Selon CBA 93 :

Situation durable :

- ELU : 1,35G+1,5Q
- ELS : G+Q

b) Selon RPA 99 :

Situation accidentelle :

- G+Q+E
- 0,8G±E

5.2.3 Recommandation selon RPA99 version 2003 :

D'après le *RPA99 version 2003*, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

$$* 0,9 \left(\frac{A_s}{B} \right) < 4\% \dots\dots\dots \text{Zone courante (Z.C).}$$

$$* 0,9 \left(\frac{A_s}{B} \right) < 6\% \dots\dots\dots \text{Zone de recouvrement (Z.R).}$$

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de 50Ø en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

N.B : On utilise le logiciel de **SOCOTEC** pour le ferrailage des sections.

5.2.4 Calcul de ferrailage :

a) Situation durable (1,35G+1,5Q) :

- Le moment maximum et l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau 5.1 : Ferrailages des poteaux en situation durable (M^{\max} , N^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{corr} (kN)	M^{\max} (kN.m)	Sollicitation	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)
RDC + 1 ^{er}	65*65	2022,51	229,88	SEC	0	38,03
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	60*60	1130,46	238,41	SEC	0	32,4
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	50*50	524,28	176,24	SPC	3,77	22,5
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40*40	207,44	110,89	SPC	5,35	14,4

On refait la même procédure avec les deux cas suivants : (N^{\max} , M^{corr}) et (N^{\min} , M^{corr}).

b) Situation accidentelle (G+Q+E) :

- L'Effort normal minimal et le moment correspondant (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau 5.2 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle (G+Q+E) (N^{\min} , M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{corr} (kN)	M^{\max} (kN.m)	Sollicitation	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)
RDC + 1 ^{er}	65*65	-2,90	116,34	SPC	4,09	38,03
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	60*60	-3,82	75,44	SPC	2,86	32,4
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	50*50	-26,10	52,20	SPC	2,63	22,5
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40*40	1,51	73,27	SPC	4,18	14,4

On refait la même procédure avec les deux cas suivants : (M^{\max} , N^{corr}) et (N^{\max} , M^{corr}).

c) Situation accidentelle (0,8G+E) :

- Le moment maximum et l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau 5.3 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle (0,8G+E) (M^{\max} , N^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{corr} (kN)	M^{\max} (kN.m)	Sollicitation	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)
RDC + 1 ^{er}	65*65	2165,66	438,04	SEC	0	38,03
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	60*60	1051,46	490,28	SPC	9,27	32,4
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	50*50	90,40	321,55	SPC	14,44	22,5
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40*40	390,52	182,56	SPC	7,38	14,4

On refait la même procédure avec les deux cas suivants : (N^{\max} , M^{corr}) et (N^{\min} , M^{corr}).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 5.4 : Choix des armatures des poteaux

Niveaux	Sections (cm ²)	As ^{cal} (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	As ^{max} ZC (cm ²)	As ^{max} ZR (cm ²)	Choix des armatures	As ^{adop} (cm ²)
RDC + 1 ^{er}	65*65	12,27	38,03	169	253,5	4T25+8T20	44,77
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	60*60	27,81	32,4	144	216	4T25+8T20	44,77
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	50*50	43,32	22,5	100	150	4T25+8T20	44,77
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40*40	23,31	14,4	64	96	12T16	24,13

5.2.5 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=250\text{MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a) (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau 5.5 : Vérification des contraintes dans les poteaux

Niveaux	Sections (cm ²)	N _{ser^{cor}} (kN)	M _{ser^{max}} (kN.m)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa) sup	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vér
RDC + 1 ^{er}	65*65	1471,81	166,62	5,5	250	7,23	18	OK
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	60*60	820,45	172,27	52,7	250	7,15	18	OK
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	50*50	257,94	119,42	133,7	250	12,9	18	OK
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40*40	135,95	98,08	113,9	250	10	18	OK

On refait la même procédure avec les deux cas suivants : (N^{\max} , M^{corr}).

5.2.6. Vérification de l'effort tranchant :

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Tableau 5.6 : Vérification de la contrainte du cisaillement dans les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vér
RDC + 1 ^{er}	65*65	-107,25	0,28	7,32	0,075	2,25	3	OK
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	60*60	-133,41	0,41	6,76	0,075	2,25	3	OK
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	50*50	-161,25	0,8	8,12	0,075	2,25	3	OK
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40*40	70,47	0,48	10,1	0,075	2,25	3	OK

b) Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA 93** et celles des **RPA99 version 2003**

Tableau 5.7 : Espacement maximums selon **RPA99version2003** pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	Ø ₁ (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC + 1 ^{er}	65*65	4T25+8T20	20	10	20
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	60*60	4T25+8T20	20	10	20
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	50*50	4T25+8T20	20	10	20
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40*40	12T16	16	10	15

➤ Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau 5.8 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	L _r (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC + 1 ^{er}	65*65	3,33	5,12	2,5	107,25	N	10	0,12	6T8	3,05
						C	20	0,24	6T8	3,05
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	60*60	2,86	4,76	3,75	133,41	N	10	0,25	6T8	3,05
						C	20	0,5	6T8	3,05
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	50*50	2,86	5,72	2,5	161,25	N	10	0,19	6T8	3,05
						C	20	0,39	6T8	3,05
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40*40	2,86	7,15	2,5	70,47	N	10	0,09	6T8	3,05
						C	15	0,13	6T8	3,05

5.2.7 Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : L_r=50Ø₁ en zone III.

- Ø=25mm..... L_r=125cm
- Ø=20mm..... L_r=100cm
- Ø=16mm..... L_r=80cm

5.2.8. schémas de ferrailage des poteaux :

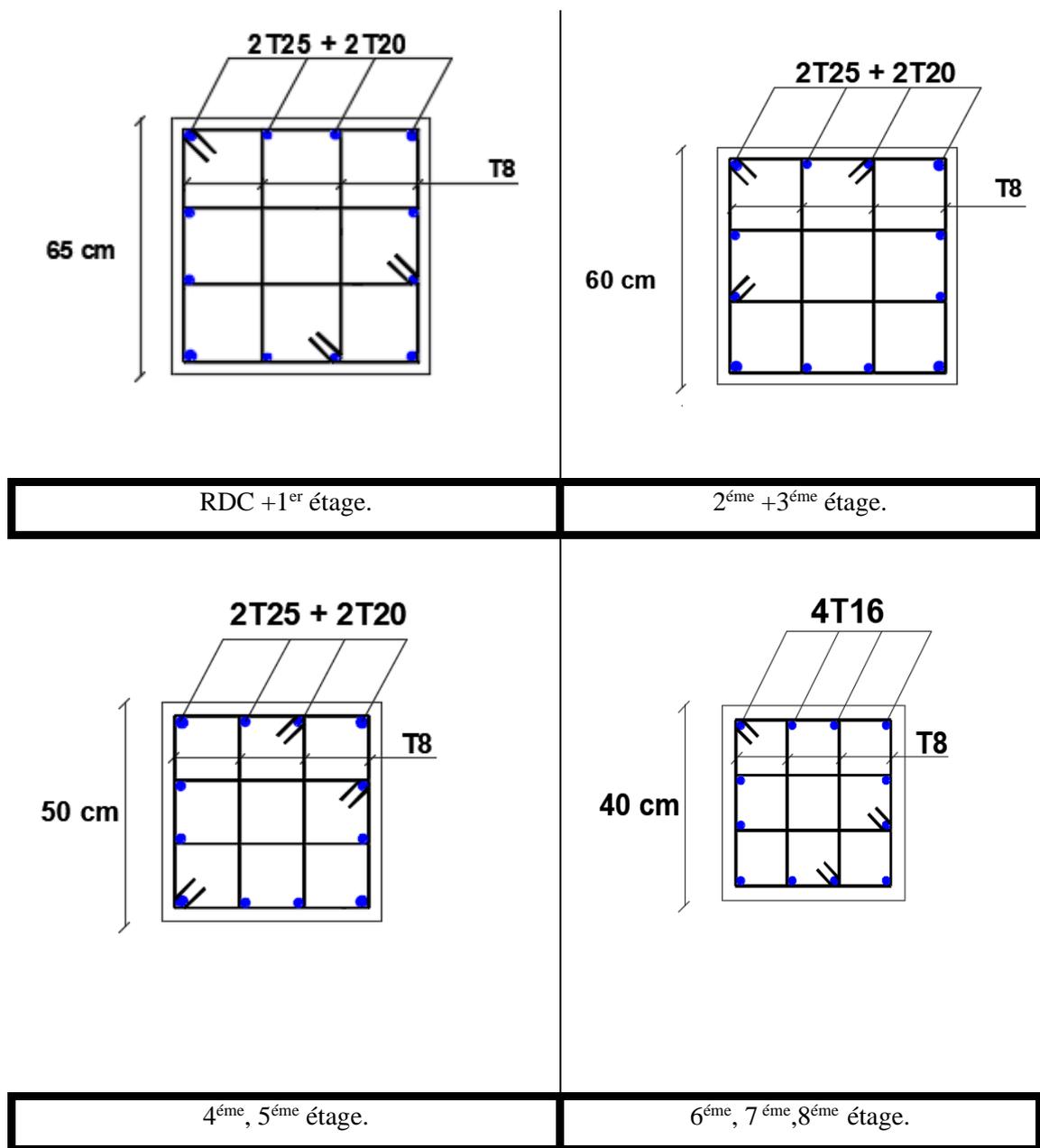


Figure.5.1 : Schémas de ferrailage des poteaux.

5.3 FERRAILLAGE DES POUTRES :

5.3.1 Introduction :

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple.

On fait le calcul pour les situations de **CBA 93** et **RPA 99 version 2003** :

5.3.2 Recommandations selon RPA99 version 2003 :

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

4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.

3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.

4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

5.3.3 Calcul de ferrailage :

a) Les poutres principales :

➤ G+Q+E :

Tableau 5.9 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
RDC ,1 ^{ère} 2 ^{ème}	30x50	Travée	272,38	13,41	0
		Appui	-331,25	16,78	0
	35x70	Travée	182,64	5,69	0
		Appui	-533,58	18,46	0
3 ^{ème} 4 ^{ème} ,5 ^{ème}	30x50	Travée	194,18	9,26	0
		Appui	-348,21	17,79	0
	35x70	Travée	206,75	6,77	0
		Appui	-463,56	15,84	0
6 ^{ème} ,7 ^{ème} Terrasse	30x50	Travée	207,85	9,96	0
		Appui	-303,21	15,15	0

On refait la même procédure avec les deux cas suivants : (1,35G+1,5Q) et (0,8 G + E).

b) Les poutres secondaires :

➤ G+Q+E :

Tableau 5.10 : Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
RDC ,1 ^{ère} 2 ^{ème}	30x50	Travée	325,01	16,41	0
		Appui	-319,22	16,07	0
3 ^{ème} 4 ^{ème} ,5 ^{ème}	30x50	Travée	317,52	15,98	0
		Appui	-319,89	16,11	0
6 ^{ème} ,7 ^{ème} Terrasse	30x50	Travée	186,45	8,86	0
		Appui	-215,52	10,36	0

On refait la même procédure avec les deux cas suivants : (1.35G+1.5Q) et (0.8 G + E).

5.3.4. Choix des armatures :

a) Les poutres principales :

Tableau 5.11 : choix final des armatures des poutres principales.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC 1 ^{ère} 2 ^{ème}	30x50	Travée	272,38	60	90	7,5	13,41	3T20+2T16	13,44
		Appui	-331,25				16,78	5T20+1T14	17,24
	35x70	Travée	191,09	98	147	12,25	7,29	3T20	9,42
		Appui	-533,58				18,26	6T20	18,84
3 ^{ème} 4 ^{ème} ,5 ^{ème}	30x50	Travée	208,28	60	90	7,5	9,98	3T20+1T14	10,96
		Appui	-348,21				17,79	6T20	18,84
	35x70	Travée	226,30	98	147	12,25	8,72	3T20	9,42
		Appui	-463,56				15,84	5T20+1T14	17,24
6 ^{ème} ,7 ^{ème} Terrasse	30x50	Travée	225,77	60	90	7,5	10,09	3T20+1T14	10,9
		Appui	-303,21				15,15	3T20+3T16	15,45

b) Les poutres secondaires :

Tableau 5.12 : choix final des armatures des poutres secondaires.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC 1 ^{ère} 2 ^{ème}	30x50	Travée	325,01	60	90	7,5	16,41	5T20+1T14	17,24
		Appui	-327,88				16,58	5T20+1T14	17,24
3 ^{ème} 4 ^{ème} ,5 ^{ème}	30x50	Travée	317,52	60	90	7,5	15,98	5T20+1T14	17,24
		Appui	-319,89				16,11	5T20+1T14	17,24
6 ^{ème} ,7 ^{ème} Terrasse	30x50	Travée	186,83	60	90	7,5	8,88	3T20	9,42
		Appui	-213,52				10,26	3T20+1T14	10,9

5.3.5 Condition de non fragilité :

Avec : $A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$ $f_{t28}=2,4\text{MPa}$; $f_e=500\text{Mpa}$

Tableau 5.13 : Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	A _{s(choisi)} ^(min) (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
35x70	9,42	2,44	Vérifiée
30x50	9,42	1,49	Vérifiée

5.3.6 Vérification vis à vis de l'ELS :

Le règlement *CBA93* exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m.

$$\sigma = 34179,56 \cdot 10^{-5} \cdot 20 = 6,83 \text{ MPa}$$

➤ La fissuration est considérée préjudiciable.

a) Les poutres principales (35x70 et 50x30) :

Tableau 5.14 : Vérification des poutres principales (35x70 et 30x50) à l'ELS

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
RDC	30x50	Travée	70,42	6,45	18	135,2	250	OK
		Appui	-159,71	13,6		242,8		
1 ^{ère} 2 ^{ème}	35x70	Travée	138,95	7,05	18	251,8	250	NON
		Appui	-267,47	11,3		249		
3 ^{ème}	30x50	Travée	82,87	8,11	18	193,8	250	OK
		Appui	-169,26	14		236,8		
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	35x70	Travée	162,53	8,68	18	304,3	250	NON
		Appui	-233,11	10,1		245,9		
6 ^{ème} , 7 ^{ème} Terrasse	30x50	Travée	84,28	8,25	18	197,2	250	OK
		Appui	-118,61	10,4		199,8		

N.B : dans le sens des poutres principale on ne fera pas la vérification de l'ELS avec la considération de l'étude thermique (L < 25 m).

b) Les poutres secondaires (50x30) :

Tableau 5.15 Vérification des poutres secondaires (30x50) à l'ELS.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s + σ (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Ver
RDC 1 ^{ère} 2 ^{ème}	30x50	Travée	74,16	6,31	18	112,7	119,53	250	OK
		Appui	-151,96	12,9		231	237,83		
3 ^{ème} 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	30x50	Travée	79,70	6,92	18	121,2	128,03	250	OK
		Appui	-150,96	12,8		229,5	236,33		
6 ^{ème} , 7 ^{ème} Terrasse	30x50	Travée	48,24	4,96	18	129,5	136,33	250	OK
		Appui	-89,43	8,76		209,2	216,33		

N.B : il faut augmenter la section d'armature pour les poutres principales qui ne sont pas vérifiées vis-à-vis l'ELS :

➤ Les poutres principales (35x70 et 50x30) :

Tableau 5.16 : Vérification des poutres principales (35x70 et 30x50) à l'ELS

Niveaux	Section (cm ²)	Position	CHOIX	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
RDC +1 ^{ère} 2 ^{ème}	30x50	Travée	3T20+2T16	6,45	18	135,2	250	OK
		Appui	5T20+1T14	13,6		242,8		
	35x70	Travée	3T20	7,05	18	226,3	250	OK
		Appui	6T20	11,3		249		
3 ^{ème} 4 ^{ème} ,5 ^{ème}	30x50	Travée	3T20+1T14	8,11	18	193,8	250	OK
		Appui	6T20	14		236,8		
	35x70	Travée	3T20	7,84	18	232,4	250	OK
		Appui	5T20+1T14	10,1		245,9		
6 ^{ème} ,7 ^{ème} Terrasse	30x50	Travée	3T20+1T14	8,25	18	197,2	250	OK
		Appui	3T20+3T16	10,4		199,8		

5.3.7 Vérification de l'effort tranchant :

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28}, 4MPa) = 3MPa$$

➤ Les poutres principales (30x50 : 35*70) :

Tableau 5.17 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres principales

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{\max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
RDC +1 ^{ère} 2 ^{ème}	30x50	330,25	2,44	3	OK
	35x70	264,79	1,20		OK
3 ^{ème} 4 ^{ème} ,5 ^{ème}	30x50	388,01	2,87	3	OK
	35x70	267,93	1,21		OK
6 ^{ème} ,7 ^{ème} Terrasse	30x50	201,71	1,49	3	OK

On refait la même vérification pour les poutres du sens secondaire.

5.3.8 Calcul des armatures transversales : L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE50 ($f_e=500MPa$).

Selon le BAEL 91 modifié 99 :

Selon le RPA 99 version 2003 :

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K=1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec : $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1,43 \text{ cm}$, On prend : $\phi_t=8$

Tableau 5.18 : Calcul des armatures transversales.

Sens	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t (cm ²)	Choix
				S _t (cm)	S _t (cm) ZC	S _t (m)) ZN	ZN	ZC		
Principale	30x50	330,25	2,44	40	25	12,5	10	20	0,9	4T8
	35x70	267,93	1,21	40	35	17,5	15	30	1,57	4T8
Secondaire	30x50	332,74	2,46	40	25	12,5	10	20	0,9	4T8

5.3.11 Vérification de la flèche :

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq f_{adm}$.

Poutre porteuse (35x70) : $f_{adm} = \frac{847}{1000} + 0,5 = 1,34 \text{ cm}$

Poutre porteuse (30x50) : $f_{adm} = \frac{695}{1000} + 0,5 = 1,19 \text{ cm}$

Poutre non porteuse (30x50) : $f_{adm} = \frac{665}{1000} + 0,5 = 1,16 \text{ cm}$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

Tableau 5.19 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

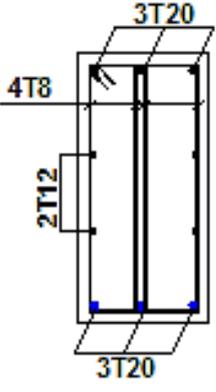
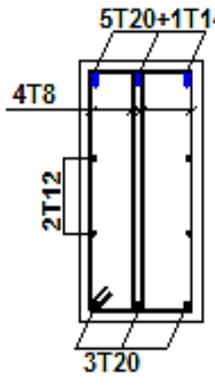
Cas	Section (cm ²)	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	f _i (mm)	f _v (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)	Vérification
P.P	30x50	84,28	15,45	6,578	12,54	5,97	11,6	OK
	35 x70	162,52	12,5	5,209	10,08	4,87	13,4	Ok
P.S	30x50	79,7	17,24	4,374	9,29	4,92	11,6	OK

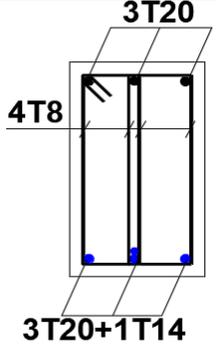
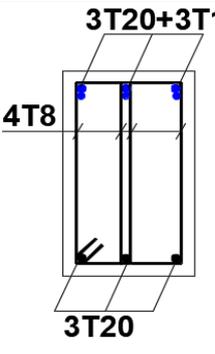
5.3.13 Schémas de ferrailage des poutres :

Travée	Appui
Poutres principales 50 X 30 RDC +1 ^{ère} + 2 ^{ème}	

Travée	Appui
Poutres principales 70 X 35 RDC +1 ^{ère} + 2 ^{ème}	

Travée	Appui
Poutres principales 50 X 30 3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	

Travée	Appui
	
<p>Poutres principales 70 X 35 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}</p>	

Travée	Appui
	
<p>Poutres principales 50 X 30 6^{ème}, 7^{ème}, Terrasse</p>	

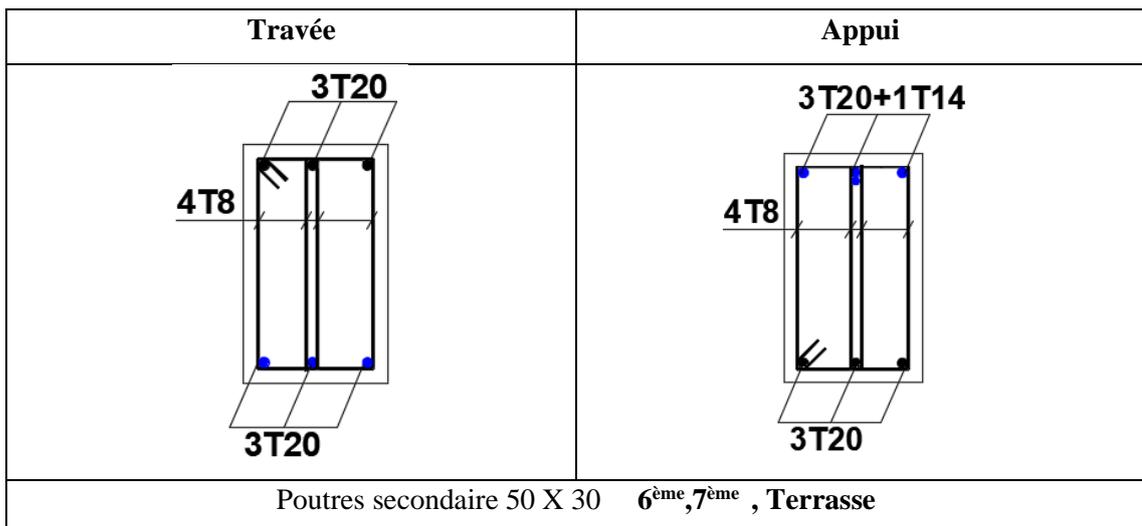
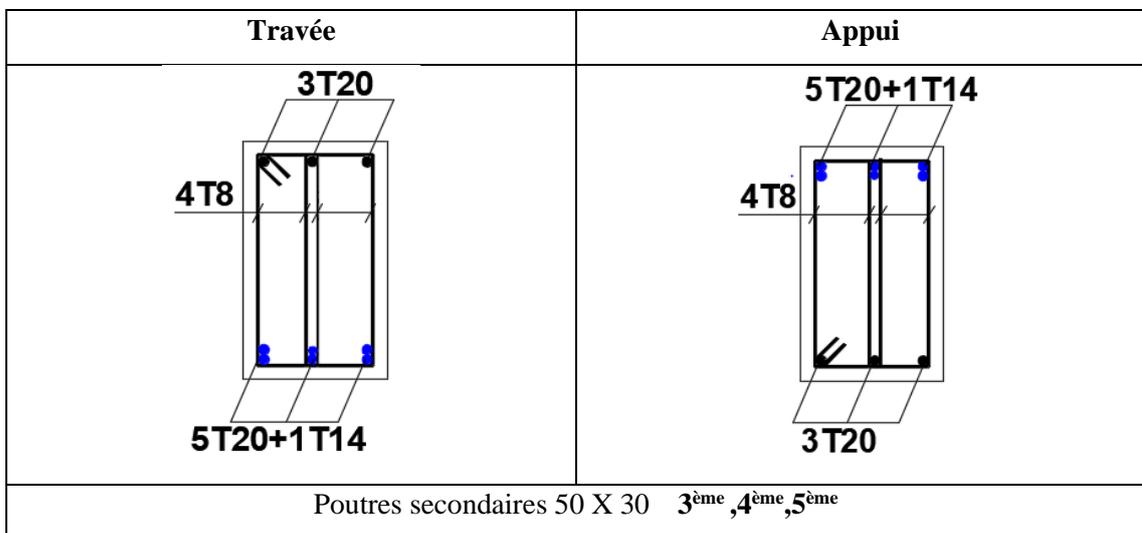
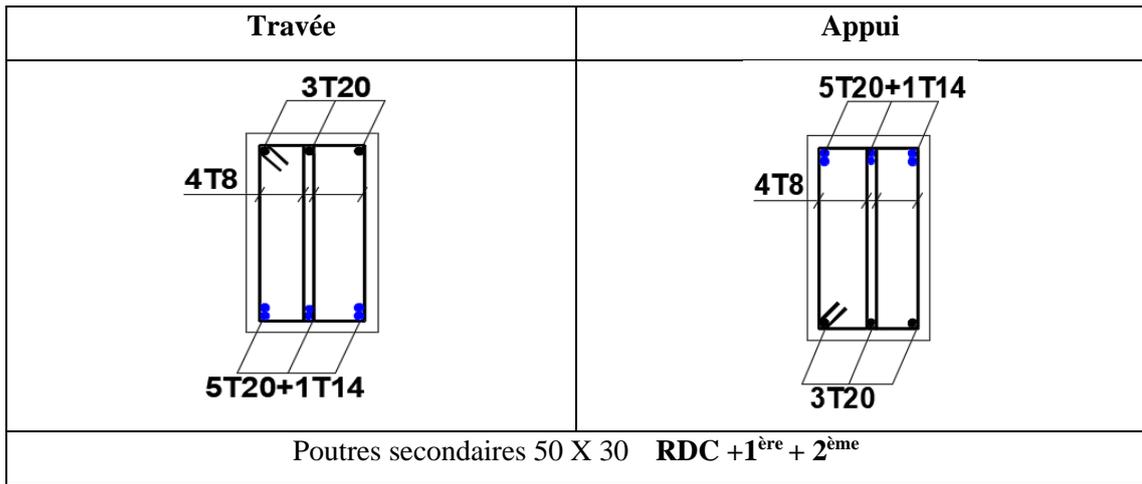


Figure 5.2 : schéma de ferrailage des poutres

5.4 FERRAILLAGE DES VOILES :

5.4.1 introduction :

Le calcul des voiles se fait par plusieurs méthodes où chacune ayant des avantages et caractéristiques, parmi ces méthodes la méthode de l'ACI 318 (Appendice A), qui considère les éléments voile -poteau comme un élément de forme (I, U ...) soumis à un effort normal (P) et un effort tranchant (V) et un moment fléchissant (M).

Le voile en béton armé doit faire l'objet des vérifications suivantes :

- Justification de la stabilité de forme (résistance au flambement).
- Résistance à l'effort normale.
- Résistance à l'effort tranchant.
- Résistance en flexion composée.

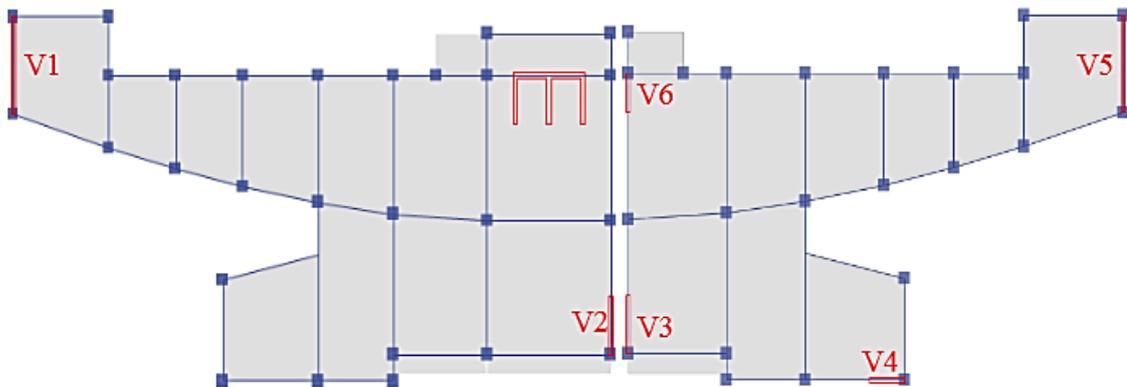


Figure 5.3 : Disposition des voiles.

5.4.2 Calcul des voiles (Appendice A) :

On va traiter l'étude de voile v1 comme exemple de calcul par la méthode du code ACI-318-05

- **Logiciel d'analyse :** ETABS V17
- **Résultats d'analyse :**

La section déterminante est située au rez-de-chaussée :

$$M_u = 26120,39 \text{ kN.m} \quad (\mathbf{G+Q+E})$$

$$P_u \text{ (compression)} = 5028,43 \text{ kN} \quad (\mathbf{G+Q+E})$$

$$V_u = 1447,18 \text{ kN} \quad (\mathbf{G+Q+E})$$

a) Justification de la stabilité et la résistance à la compression (flambement) :

On vérifie que : $P_u \leq \Phi P_n$

$$P_n = 0,55 \cdot f_{bc} \cdot A_g \cdot \left[1 - \left(\frac{k \cdot h_s}{32 \cdot a} \right)^2 \right]$$

D'où :

$$h_c = 4,76 - 0,50 = 4,26 \text{ m} \quad P_u = 5028,43 \text{ kN} ; \quad K = 0,8 ; \quad a = 25 \text{ cm} ;$$

On remarque que dans ce cas étudié les poteaux d'extrémités de voile fait partie de voile alors :

A_g : la section transversale brute de voile.

$$A_g = lw \times a = (4,97 + 0,65) \times 0,25 = 1,405 \text{ m}^2$$

$$P_n = 0,55 \times 30 \times 1,405 \times 10^6 \times \left[1 - \left(\frac{0,8 \times 4,26 \times 10^3}{32 \times 250} \right)^2 \right] = 18975432,63 \text{ N} = 18975,432 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0,7 \times 18975,432 = 13282,8 \text{ kN} > 5028,43 \text{ kN}$$

La stabilité au flambement est assurée.

b) Justification de la résistance vis-à-vis de l'effort normale :**1. Pourcentage minimale des armatures de la zone comprimée****➤ Armatures horizontales :**

Espacement maximale : $S_{\max} \leq \min(lw/5, 3a, 45\text{cm})$

lw : Longueur du mur en plan.

$$S_{\max} \leq \min(562/5 ; 3 \times 25 ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

Armatures minimales : $A_{sh} \geq \rho_h \cdot 100 \cdot a$ et $\rho_h \geq 0,0025$

ρ_h : Pourcentage des armatures horizontales dans l'âme du mur

$$\frac{A_{sh}}{100 \times 25} > 0,0025 \quad A_{sh} > 6,25 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures verticales :

Espacement maximale : $S_{\max} \leq \min(lw/3, 3a, 45\text{cm})$

$$S_{max} \leq \min (562 / 3 ; 3 \times 25 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

Armatures minimales :

$$A_{sv} \geq \rho_v \cdot l_w a \quad \text{et} \quad \rho_v = 0,0025 + 0,5 \times \left(2,5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0,0025) \geq 0,0025$$

h_w : Hauteur totale du voile mesuré à partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans l'âme du mur.

$$A_{sv} \geq 0,0025 \times 562 \times 25 = 35,125 \text{ cm}^2$$

2. Limitation de l'effort normal de compression par la condition de résistance :

Il faut que : $\frac{P_u}{P_o} \leq 0,35$

Tel que : $P_o = 0,85 \cdot f_{bc} \cdot (A_g - A_s) + A_s \cdot f_e$ et $A_g = a \cdot l_w = 1,405 \text{ m}^2$

P_o : étant la charge axiale nominale (limite) de la section du voile.

A_s : Section d'armature verticale de calcul ou choisit

On prend un pourcentage minimum des armatures verticales $A_{sv} = 35,125 \text{ cm}^2$

$$P_o = [0,85 \times 30 \times (1,405 \times 10^6 - 3512,5) + 3512,5 \times 500] \times 10^{-3} = 37494,18 \text{ kN}$$

$$\frac{P_u}{P_o} = \frac{5028,43}{37494,18} = 0,134 < 0,35 \dots\dots\dots \text{OK}$$

La vérification selon RPA : $\nu = \frac{N_d}{A_g \times f_{bc}} = \frac{5028,43 \times 10^3}{1,405 \times 10^6 \times 26,08} = 0,137 < 0,3 \dots\dots \text{OK}$

c) Justification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant :

1. Vérification si 02 nappes d'armatures dans l'âme du voile sont nécessaires pour la résistance à l'effort tranchant :

$$V_u = 1447,18 \text{ kN}$$

Prévoir deux nappes si :

$$V_u > 0,166 \times A_{cv} \times \sqrt{f_{bc}} \quad a \geq 25 \text{ cm}$$

A_{cv} : Section brute du béton dans la direction de l'effort tranchant

$$A_{cv} = a \times l_w = 0,25 \times 5,62 = 1,405 \text{ m}^2$$

$$AN : V_u = 1447,18 \text{ kN} > 0,166 \times 1,405 \times 10^6 \times \sqrt{30} \times 10^{-3} = 1277,45 \text{ kN}$$

Donc deux nappes d'armatures verticales et horizontales sont nécessaires et disposées sur chaque face du mur, les deux nappes sont écartées par des épingles.

Toutes fois la valeur de l'effort tranchant V_u doit vérifier la condition de résistance :

$$V_u = 0,664 \times A_{cv} \times \sqrt{f_{bc}}$$

$$V_u = 0,664 \times 1,405 \times 10^6 \times \sqrt{30} \times 10^{-3} = 5109,81 \text{ kN} > 1447,18 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

2. Pourcentage minimum des armatures verticales et horizontales de l'âme du voile :

$$\rho_v = \rho_h = \rho_n \geq 0,0025$$

$$\text{Espacement maximum : } S_{\max} \leq \min(3a, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} = 45 \text{ cm}$$

La section minimale d'Armatures horizontales et Verticales par ml :

$$A_{s_{\min}} = 0,0025 \times 25 \times 100 = 6,25 \text{ cm}^2$$

On choisit des aciers HA12 sur les deux faces on a : (2 x 4HA12 $A_s=9,04 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{100 - 4 \times 12}{4} = 23,8 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}$$

3. Armatures d'âme nécessaires pour l'effort tranchant :

On opte pour deux nappes d'armatures en HA 12 avec un espacement $S = 20 \text{ cm}$

On vérifie que :

$$\Phi \cdot V_n > V_u \quad \text{Et} \quad V_n = A_{cv} \times (a_c \cdot 0,083 \cdot \sqrt{f_{bc}} + \rho_n \cdot f_e)$$

Avec :

$\Phi = 0,75$: coefficient de sécurité.

a_c : Coefficient dépendant de l'élanement du mur

$$a_c = 2 \quad \text{Pour} \quad \frac{h_w}{l_w} = \frac{38,08}{5,62} = 6,77 > 2$$

ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans l'âme du mur

f_e : Contrainte admissible de l'acier

Pour une distance de 100 cm on a : 2 x 5 HA 12 = 11,31 cm²

$$\frac{11,31}{100 \times 25} = 0,0045$$

$$V_n = 1,405 \times 10^6 \times (2 \times 0,083 \times \sqrt{30} + 0,0045 \times 500) \times 10^{-3} = 4438,7 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 4438,7 = 3329,02 \text{ kN} > V_u = 1447,43 \text{ kN}$$

La vérification de l'effort tranchant est assurée par **02 nappes en HA 12** Horizontales et **02 nappes en HA 12** verticales espacement **S=20 cm**. réparties sur chaque face de lame du voile reliées par des épingles.

d) Calcul des armatures nécessaires à la flexion composée :

$$M_u = 26120,39 \text{ kN.m} \quad P_u \text{ (compression)} = 5028,43 \text{ kN}$$

1. Dimensionnement des éléments de rives ou de bord :

$$\frac{5028,43}{1,405} \times 10^{-3} = 3,57 \text{ MPa} < 0,2 \times f_{bc} = 0,2 \times 30 = 6 \text{ MPa}$$

$$\frac{P_u}{P_0} = \frac{5028,43}{37494,18} = 0,134 < 0,15$$

$$\frac{P_u}{P_0} = 0,134 < 0,15 \quad \text{Donc on prend } L_{bz} = 0,15 l_w$$

$$L_{bz} = 0,15 l_w = 0,15 \times 5,62 = 0,843 \text{ m}$$

$$T_{bz} \geq 0,2m \quad \text{Et} \quad T_{bz} \geq \frac{h_s}{15}$$

$$\frac{h_s}{15} = \frac{4,26}{15} = 0,284 \text{ m} \quad h_s : \text{étant la hauteur libre d'étage.}$$

$$\text{Selon le RPA-99 V2003 : } L_{bz} = 0,10 L_w = 56,2 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } \begin{aligned} L_{bz} &= 85 \text{ cm} \\ T_{bz} &= 65 \text{ cm} \end{aligned}$$

2. Armatures de résistance à la flexion composée :

On calcule la section d'armature nécessaire pour une section rectangulaire sollicitée en flexion composée.

Les armatures choisies seront placées par symétrie dans les deux extrémités du voile étant donné que le moment M_u est réversible.

Soit $A_s = 61,4 \text{ cm}^2$

On opte $A_s = 4T25 + 14T20 = 63,6 \text{ cm}^2$ Répartie sur chaque extrémité du voile dans les éléments de débords.

3. Disposition constructives et pourcentage minimum dans les éléments de rives :

➤ **Pourcentage réel d'armatures dans les éléments de bords :**

$$\rho = \frac{63,6}{65^2 + 20 \times 25} = 1,3\% > 0,5\% \dots\dots\dots \text{OK}$$

➤ **La distance maximale entre les barres longitudinale constructives :**

Sens y-y : $h_y = 20 \text{ cm}$

Sens x-x : $h_x = \min \left(L_{bz} / 4 ; 10 + \left[\frac{35 - h_y}{3} \right] \right)$

AN :

• **Zone de confinement de poteau :**

Sens y-y : $h_y = 15 \text{ cm}$

Sens x-x : $h_x = \min (21,25 ; 16,66)$ on prend : $h_x = 15 \text{ cm}$

➤ **Armatures transversales dans la zone de confinement :**

• **Confinement du poteau**

$$A'_{sh} \geq 0,09 \times S_t \times h_c \times \frac{f_{bc}}{f_e}$$

$$h_c = T_{bz} - 2 \cdot (\text{enrobage}) = 65 - 2 \times 3 = 59 \text{ cm}$$

$$\text{avec } 10 \text{ cm} \leq S_x = 4 + \left(\frac{36 - h_x}{3} \right) \leq 15 \text{ cm}$$

h_x : Espacement dans le sens x-x entre les barres longitudinales dans la zone de confinement.

$$S_x = 10,6 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$ sur toute la hauteur de la section critique h_r .

$$A'_{sh} = 0,09 \times 10 \times 59 \times \frac{30}{500} = 3,18 \text{ cm}^2$$

$$\varphi_{st} \geq 0,35 \times d_{b,\max}$$

$$\varphi_{st} \geq 8,57mm \rightarrow \varphi_{st} = 10mm$$

On prend : 7T10 $A_s = 4,39 \text{ cm}^2$

4. Hauteur de la zone critique :

$$l_w = 5,62 \text{ m} \quad h_w = 38,08 \text{ m} \quad M_u = 26120,3 \text{ kN.m} \quad V_u = 1447,43 \text{ kN}$$

$$h_{cr} = \max[l_w ; (\frac{M_u}{4V_u})] = \max[5,62 \text{ m} ; 4,511 \text{ m}]$$

$$h_{cr} = 5,62 \text{ m}$$

Selon l'eurocode8 : $h_{cr} = \max[l_w ; (\frac{h_w}{5})] = \max[5,62 \text{ m} ; 6,34 \text{ m}]$

Soit $h_{cr} = 6,34 \text{ m}$

D'où : $h_{cr} \leq \left\{ \begin{array}{l} 2 \times l_w = 2 \times 5,62 = 11,24 \text{ m} \\ 2 \times h_s = 2 \times 4,26 = 8,52 \text{ m} \end{array} \right\}$

La hauteur critique 7 m.

Les résultats de calcul du voile 1 sont regroupés sur le tableau suivant :

Tableau 5.20 : Détails de ferrailage de voile V1.

voile V1(L=5,62 m)				As de l'effort tranchant		As de flexion		Cadre	
								Poteau	
NIV	Pu (KN)	Mu (KN.m)	Tu (KN)	As	esp (cm)	As	Lbz (cm)	As	esp (cm)
6 ^{eme} , 7 ^{eme} , 8 ^{eme}	1505,75	3615,18	522,39	HA12	20	12T14	85	T8	15
4 ^{eme} , 5 ^{eme}	2618,79	7927,61	766,39	HA12	20	16T14	85	T8	15
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	3794,65	14114,06	1025,71	HA12	20	4T16+ 12T14	85	T8	15
RDC, 1 ^{er}	5028,43	26120,39	1447,18	HA12	20	4T25+ 14T20	85	T10	10

e) Schéma de ferrailage de voile V1:

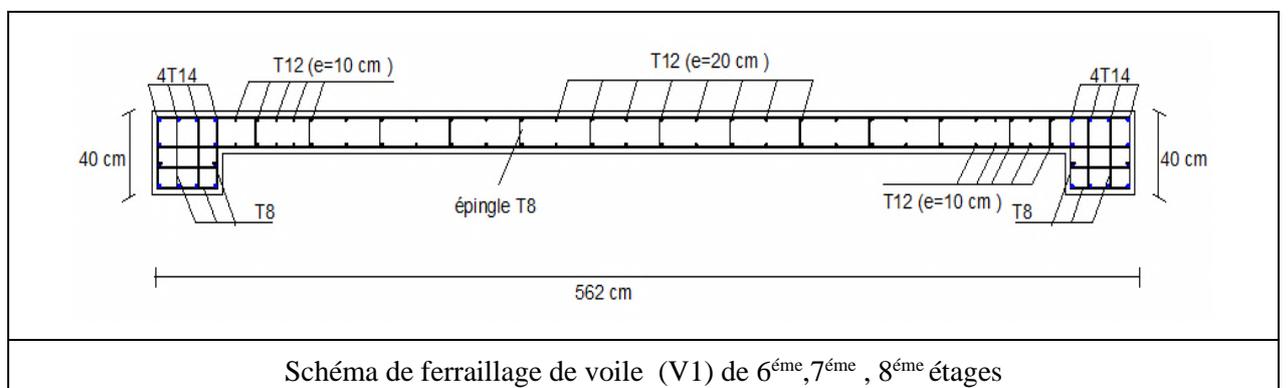
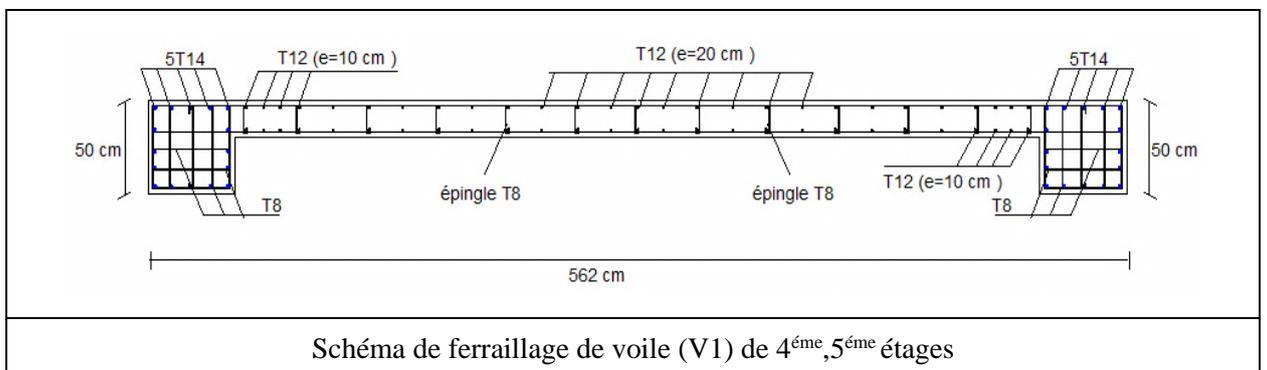
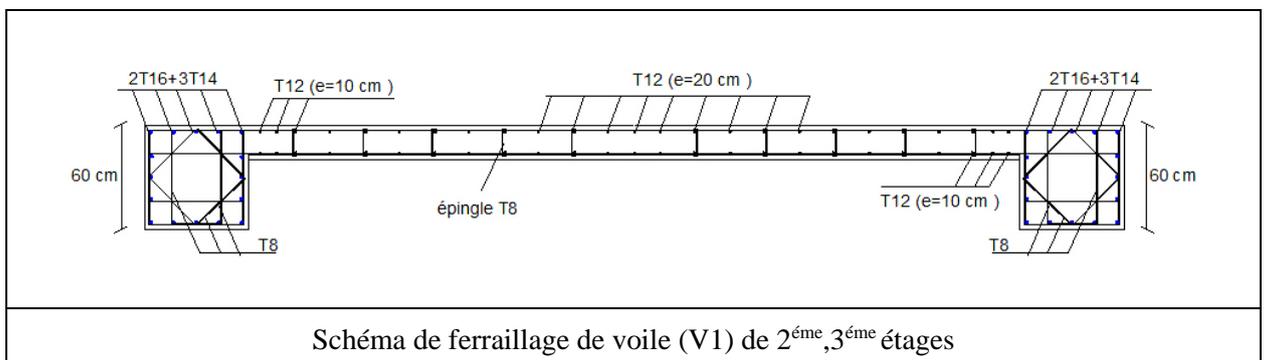
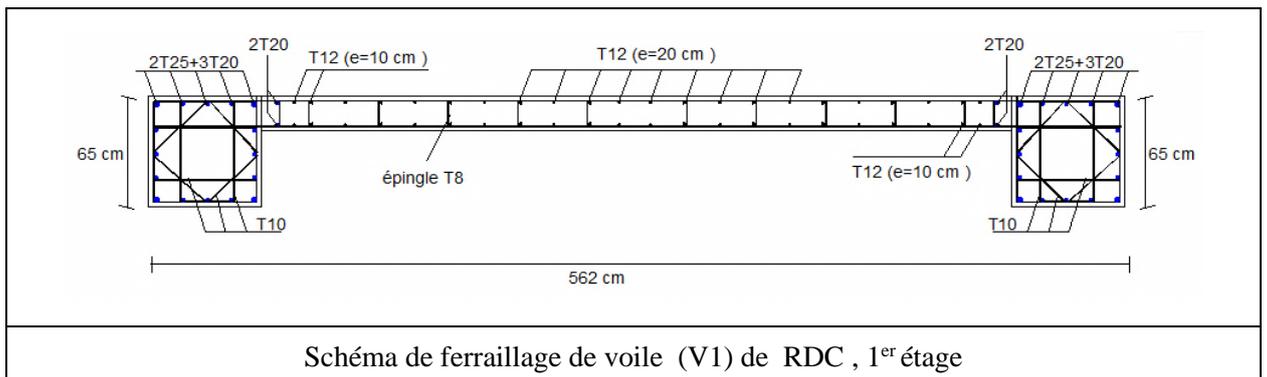


Figure 5.4 : schéma de ferrailage de voile (V1)

Les résultats des autres voiles de notre structure sont regroupés sur les tableaux suivants :

Le bout de voile V2 :

Tableau 5.21 : Details de ferrailage de bou de voile V2.

Bou de voile V2 (L=3,325 m)				As de l'effort tranchant		As de flexion		Cadre			
NIV	Pu (KN)	Mu (KN.m)	Tu (KN)	As	esp (cm)	As	Lbz (cm)	Poteau		Voile	
								As	esp (cm)	As	esp (cm)
4 ^{eme} ,5 ^{eme}	1467,08	3928,16	722,70	HA12	20	4T16+12T14	50	T8	15	4T8	15
2 ^{eme} ,3 ^{eme}	2909,30	5576,18	729,97	HA12	20	4T20+12T16	60	T8	15	4T8	15
RDC,1 ^{er}	4157,54	13343,44	1224,51	HA12	20	4T25+12T20	65	T10	10	4T8	10

Le bou de voile V3 :

Tableau 5.22 : Details de ferrailage de bou de voile V3.

Bou de voile V3 (L=3,325 m)				As de l'effort tranchant		As de flexion		Cadre			
NIV	Pu (kN)	Mu (kN.m)	Tu (KN)	As	esp (cm)	As	Lbz (cm)	Poteau		Voile	
								As	esp (cm)	As	esp (cm)
4 ^{eme} ,5 ^{eme}	1481,52	2173,11	616,43	HA12	20	16T14	50	T8	15	T8	15
2 ^{eme} ,3 ^{eme}	1951,90	2622,94	422,47	HA12	20	16T16	60	T8	15	T8	15
RDC,1 ^{er}	2851,73	7959,90	842,46	HA12	20	4T20+12T16	65	T10	10	T8	10

Le bou de voile V4 :

Tableau 5.23 : Details de ferrailage de voile V4.

Bou de voile V4 (L=2,325 m)				As de l'effort tranchant		As de flexion		Cadre			
NIV	Pu (KN)	Mu (KN.m)	Tu (KN)	As	esp (cm)	As	Lbz (cm)	Poteau		Voile	
								As	esp (cm)	As	esp (cm)
4 ^{eme} ,5 ^{eme}	711,46	769,92	329,07	HA12	20	16T14	50	T8	15	T8	15
2 ^{eme} ,3 ^{eme}	1494,55	583,59	277,62	HA12	20	16T16	60	T8	15	T8	15
RDC,1 ^{er}	2319,72	5364,61	955,38	HA12	20	4T20+12T16	65	T10	10	T8	10

Le voile V5 :

Tableau 5.24 : Details de ferrailage de voile V5

Voile V5 (L=5,62 m)				As de l'effort tranchant		As de flexion		Cadre	
NIV	Pu (KN)	Mu (KN.m)	Tu (KN)	As	esp (cm)	As	Lbz (cm)	As	esp (cm)
6 ^{eme} ,7 ^{eme} ,8 ^{eme}	1432,43	2207,36	326,28	HA12	20	12T14	85	T8	15
4 ^{eme} ,5 ^{eme}	2491,60	5112,77	463,59	HA12	20	16T14	85	T8	15
2 ^{eme} ,3 ^{eme}	3637,11	8992,36	622,30	HA12	20	16T16	85	T8	15
RDC,1 ^{er}	4879,63	16146,96	867,90	HA12	20	4T20+ 12T16	85	T10	10

Le bout de voile v6 :

Tableau 5.25 : Details de ferrailage de voile V6.

Bou de voile V6 (L=2,325 m)				As de l'effort tranchant		As de flexion		Cadre			
NIV	Pu (KN)	Mu (KN.m)	Tu (KN)	As	esp (cm)	As	Lbz (cm)	Poteau		Voile	
								As	esp (cm)	As	esp (cm)
6 ^{eme} ,7 ^{eme} ,8 ^{eme}	903,54	2191,64	435,06	HA12	20	12T14	40	T8	15	T8	15
4 ^{eme} ,5 ^{eme}	1636,20	814,73	521,04	HA12	20	16T14	50	T8	15	T8	15
2 ^{eme} ,3 ^{eme}	2427,10	1476,67	429,80	HA12	20	16T16	60	T8	15	T8	15
RDC,1 ^{er}	3324,89	3175,60	479,45	HA12	20	16T16	65	T8	10	T8	10

5.5 FERRAILLAGE DE LA CAGE D'ASCENSEUR :

La cage d'ascenseur est de forme **E** .la méthode américaine exige qu'elle soit calculée comme un seul élément soumis à la flexion composé.

L'utilitaire de calcul **SOCOTEC** ne permet pas de calculer une telle section, alors on utilise le logiciel **CSI COLUMN** en proposant une section d'armature initiale et en faisant un design automatique.

Les figures suivantes illustrent la démarche à suivre :

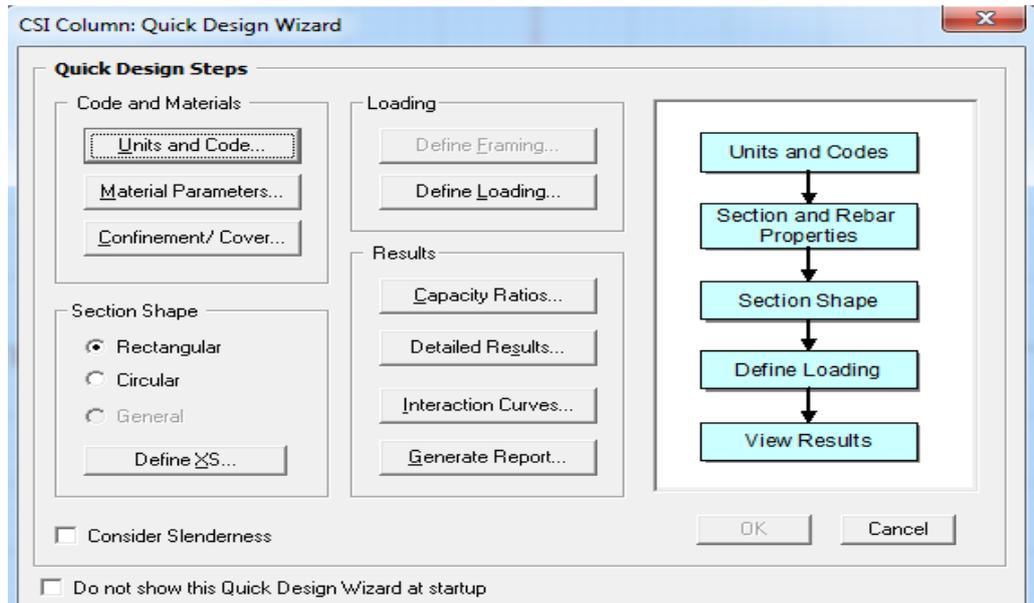


Figure 5.5 : l'ouvrier de logiciel (CSI COLUMN)

5.5.1 Définition des unités (SI-mm) et code (ACI 318-02) :

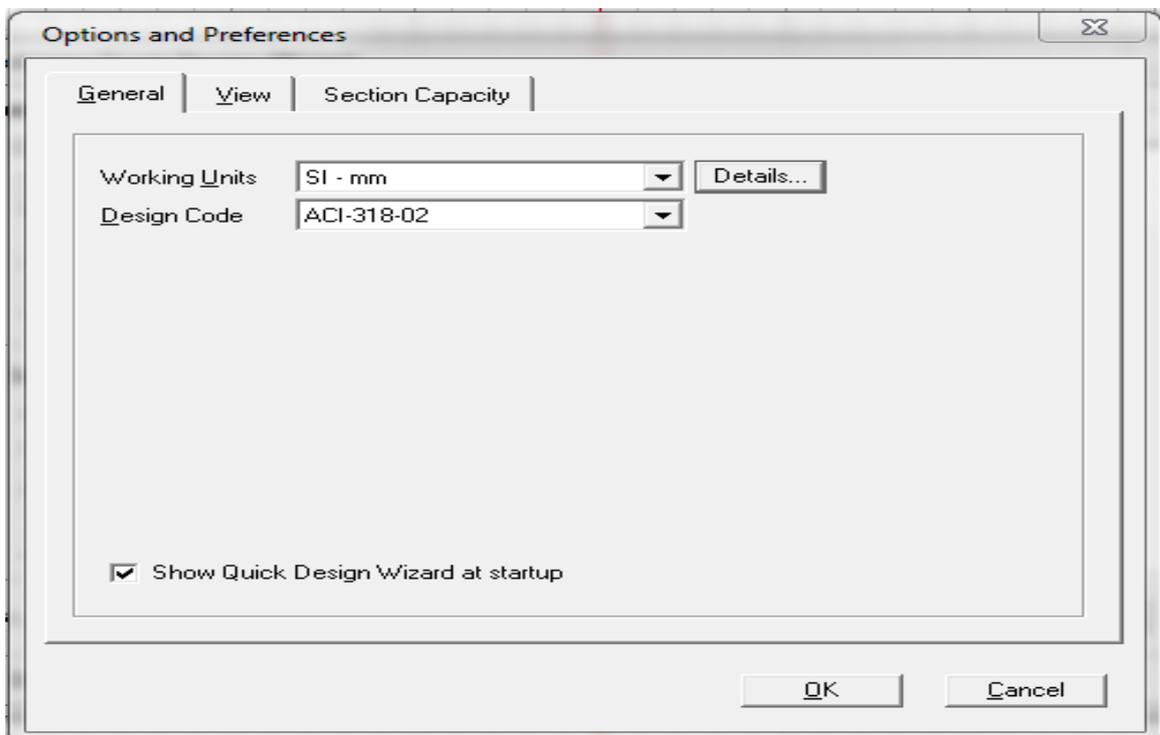


Figure 5.6 : Définition du code de calcul et des unités

5.5.2 Définition des propriétés des matériaux (fc,fc',Ej,Fy,Es) :

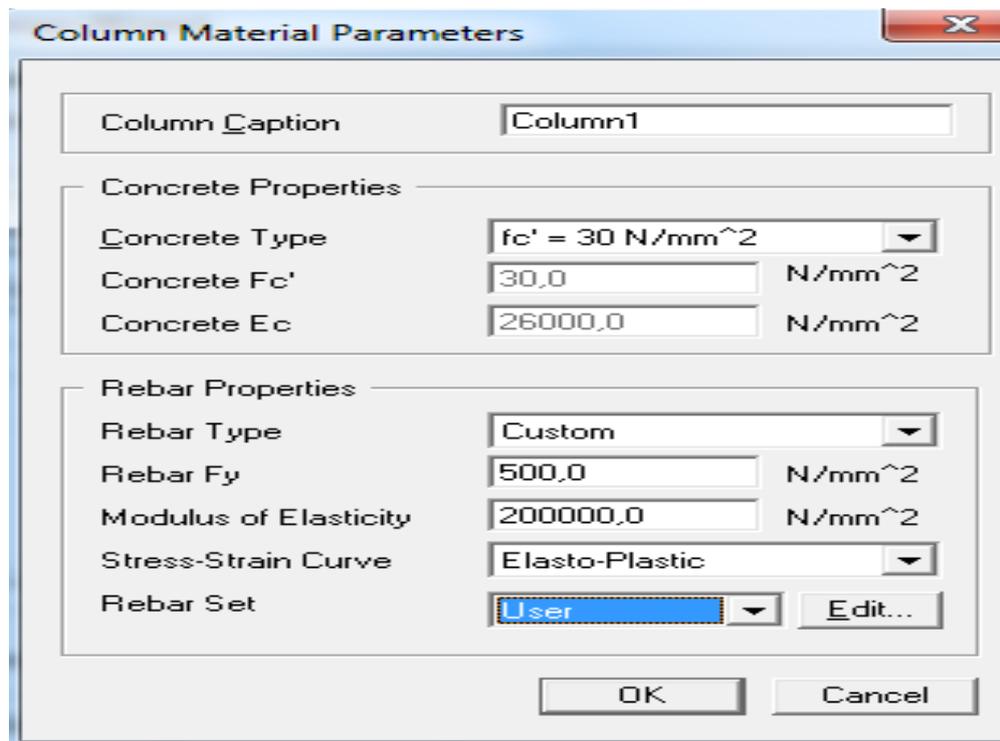


Figure 5.7 : Définition des propriétés des matériaux.

5.5.3 Choix l'enrobage (c) :

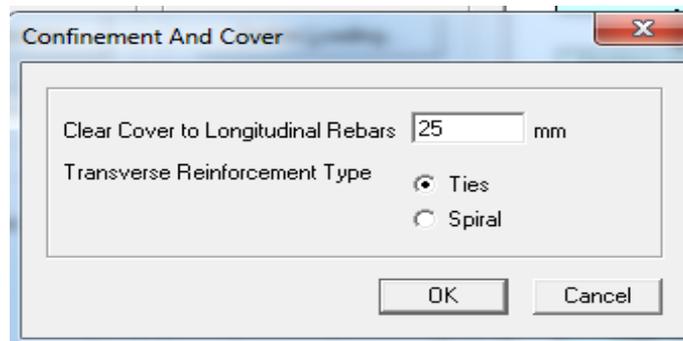


Figure 5.8 : Choix de l'enrobage

5.5.4 Dessin de la section :

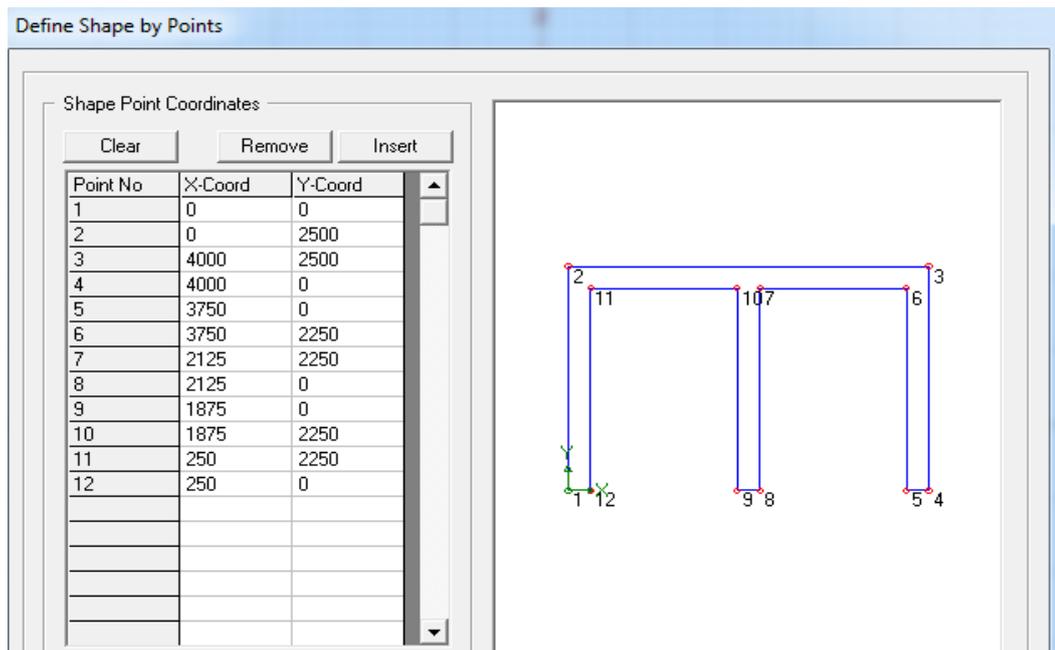


Figure 5.9 : Dessin de la section de cage d'ascenseur.

5.5.5 Définition du chargement.

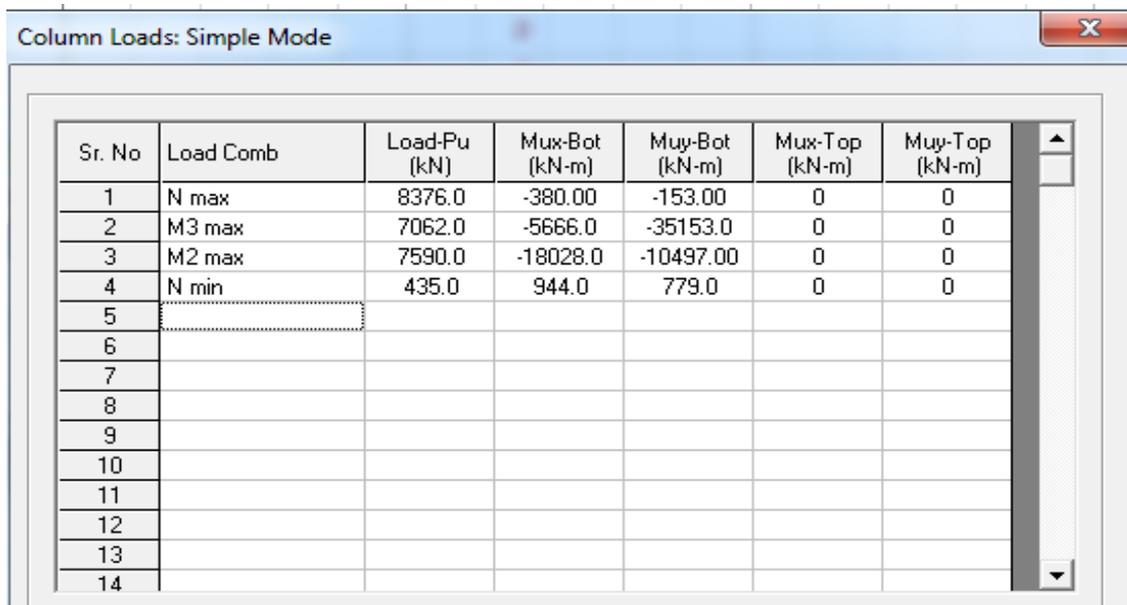


Figure 5.10 : Définition des charges appliquées sur la cage.

5.5.6 Proposer une section d'armature :

La section d'armature à introduire au logiciel (CSI Column) est le minimum de RPA pour notre cas on a choix de barre de T12 avec un espacement de 20 cm

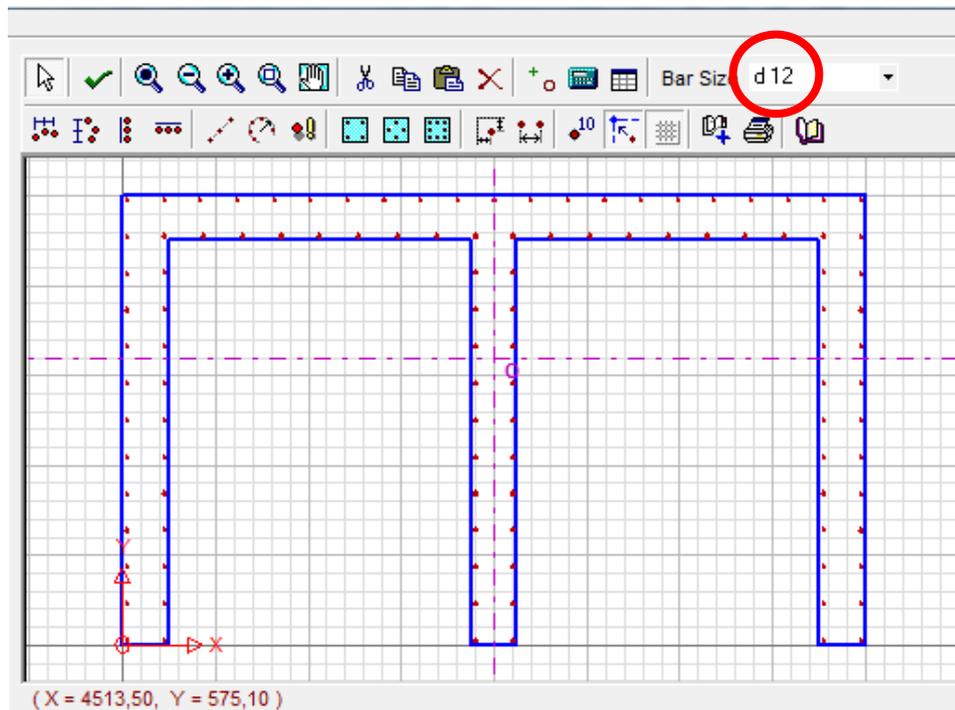


Figure 5.11 : Section de la cage avec un choix de ferrailage initiale

5.5.7 Vérification choix de ferrailage initial :

La vérification du ferrailage se fait suivant la valeur d'un rapport de capacité (Capacity Ratio)

- Si capacité ratio ≤ 1 le ferrailage est vérifié.
- Si capacité ratio >1 le ferrailage n'est pas vérifié il faut augmenter la section de béton ou la section de ferrailage

Capacity Calculation Results													
Bottom End		Top End											
Sr. No	Load Comb	Load-Pu (kN)	Mux (kN-m)	Muy (kN-m)	Mwyz (kN-m)	Mx-My Angle (Deg)	Load Vector	Capacity Vector	Capacity Ratio	N/A Angle (deg)	N/A Depth (mm)	Capacity Method	Remarks
1	N max	8376,0	-380,0	-153,0	409,6	201,9	N/A	N/A	0,25	171,0	2934,6	4	OK
2	M3 max	7062,0	-5666,0	-35153,0	35606,7	260,8	N/A	N/A	3,01	116,7	3628,2	4	<Not OK>
3	M2 max	7590,0	-18028,0	-10497,0	20861,4	210,2	N/A	N/A	3,19	167,3	2958,1	4	<Not OK>
4	N min	435,0	944,0	779,0	1223,9	39,5	N/A	N/A	0,11	343,7	1496,1	4	OK

Figure 5.12 :vérification la section de la cage (schéma initial).

5.5.8 ferrailage final :

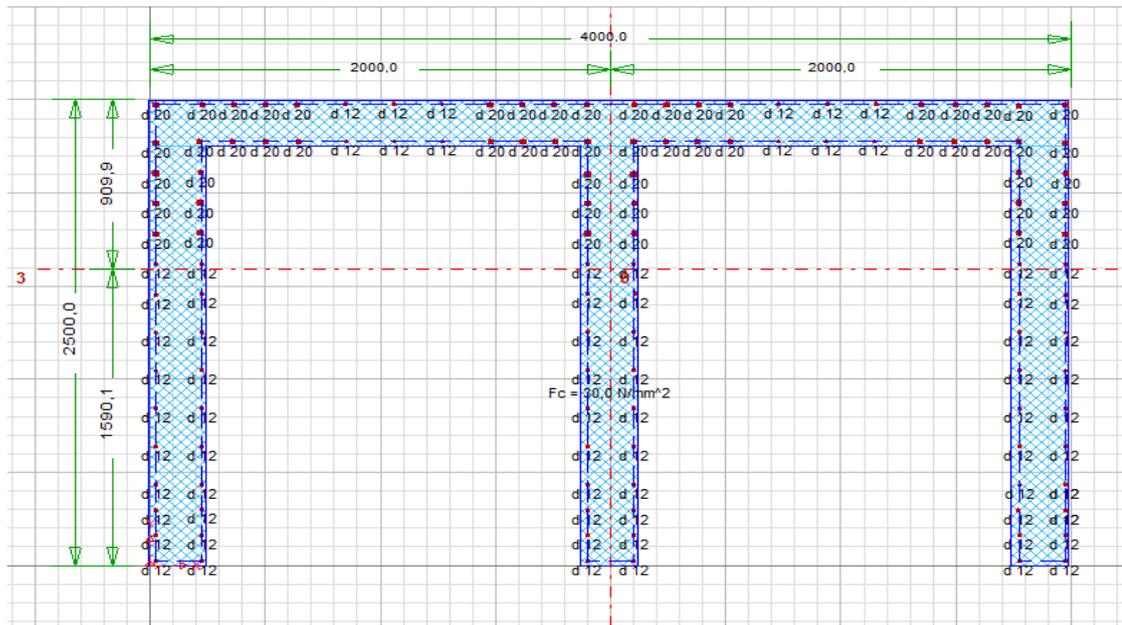


Figure 5.13 : Section de la cage avec un choix de ferrailage final.

5.5.9 Vérification choix de ferrailage final :

Capacity Calculation Results

Bottom End | Top End

Sr. No	Load Comb	Load-Pu (kN)	Mux (kN-m)	Muy (kN-m)	Muxy (kN-m)	Mx-My Angle (Deg)	Load Vector	Capacity Vector	Capacity Ratio	N/A Angle (deg)	N/A Depth (mm)	Capacity Method	Remarks
1	N max	8376,0	-380,0	-153,0	409,6	201,9	N/A	N/A	0,20	170,2	1403,6	4	OK
2	M3 max	7062,0	-5666,0	-35153,0	35606,7	260,8	N/A	N/A	0,98	89,2	407,8	4	OK
3	M2 max	7590,0	-18028,0	-10497,0	20861,4	210,2	N/A	N/A	0,99	166,1	1480,0	4	OK
4	rn,N min	435,0	944,0	779,0	1223,9	39,5	N/A	N/A	0,12	351,1	345,0	4	OK

Done

Figure 5.14 : vérification la section de la cage (schéma final)

Donc pour un $N_{max} = 8376$ kN, $M_{max} = 549351535$ kNm et $N_{min} = 435$ kN

On obtient une section d'armatures de **54T20+72T12** $A_s = 250,95$ cm².

5.5.9 Schéma de ferrailage :

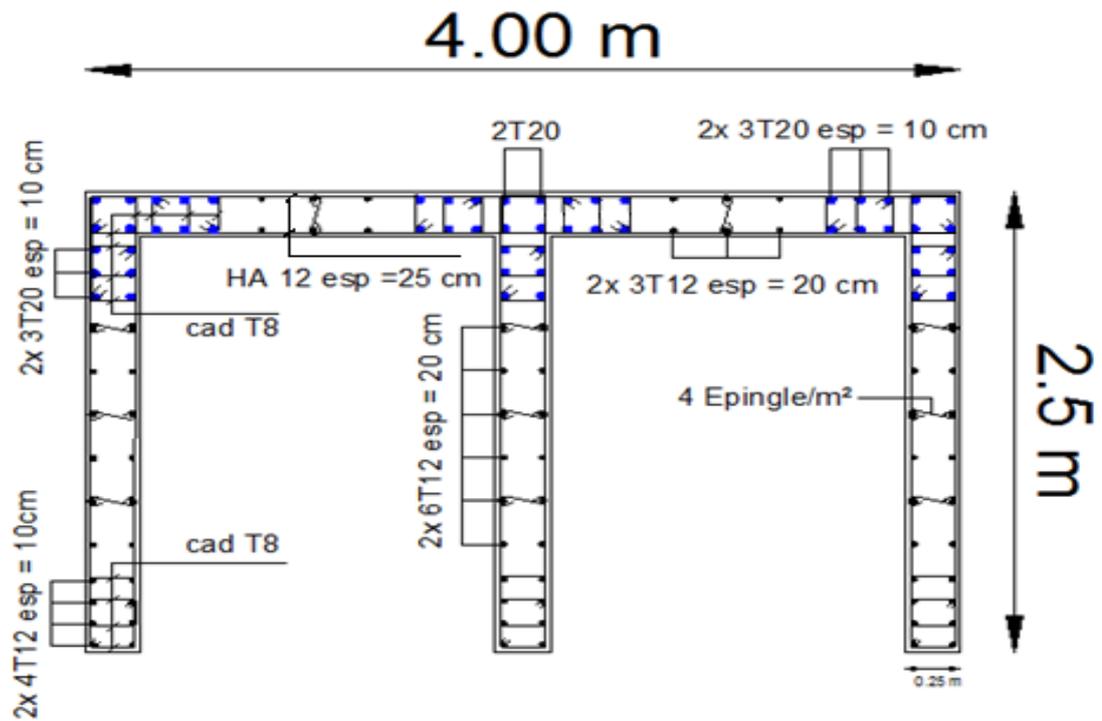


Figure 5.15 : schéma de ferrailage de la cage d'ascenseur.

Chapitre 6

Vérification des éléments au feu

6.1 INTRODUCTION :

Dans notre société moderne, l'incendie reste un risque permanent qui doit être pris en compte lors de la construction ou la réhabilitation de bâtiments. Aussi, depuis de nombreuses années, des règlements de conception des structures soit en béton, acier ou mixte sont proposés aux concepteurs afin de limiter autant que possible ce risque.

Le risque d'incendie existera toujours puisqu'il est impossible de ne pas utiliser que des produits incombustibles dans les bâtiments, aussi le respect et la mise en place d'un ensemble de mesures de prévention adéquates et leur prise en compte dans la conception du bâtiment sont essentiels pour limiter et maîtriser le risque incendie.

Le but de ce chapitre est de vérifier la résistance au feu des éléments structuraux (poteaux, poutres) avec la méthode des valeurs tabulés et la méthode simplifier données par l'Eurocode 2-1-2 et comparer les résultats trouvés avec celles de logiciel de calcul IDEA Statica.

6.2 L'ANALYSE DE FEU :

Les procédures spécifiques de la norme *EN 1991-1-2* et de la norme *EN 1992-1-2* ont été utilisées dans le présent travail. *EN 1991-1-2* décrit les actions thermiques et mécaniques pour la conception structurelle des bâtiments exposés au feu, tandis que la norme *EN 1992-1-2* traite la conception et la vérification des structures en béton pour l'exposition accidentelle au feu, présentant les règles de détermination du développement de la température dans les éléments béton et pour la conception des structures en béton armé à des températures élevées, établissant toutes les propriétés mécaniques et thermiques pertinentes de l'acier et du béton à utiliser dans les analyses des incendies.

6.2.1 Terminologie feu et incendie :

Un feu est une combustion. On le trouve dans des fours, des chaudières sous forme de combustion contrôlée. Dans le domaine de l'incendie, il devient une combustion incontrôlée. Il prend alors une dimension telle qu'il peut provoquer un incendie.[9]

6.2.2 Déroulement d'un incendie :

a) Le triangle du feu : Le feu ne peut être présent que si les trois éléments du triangle du feu sont réunis : combustible, comburant, énergie.

➤ **Présence d'un combustible :** matière inflammable solide : (bois, charbon, papier...).
Liquide:(essence, alcools...) ; gazeux : (butane, propane...).

➤ **Présence d'un carburant :** corps qui se combinant avec le combustible qui permet la Combustion (oxygène, air, peroxyde...)

➤ **Source d'inflammation :** source d'énergie nécessaire au démarrage de la combustion (Flamme étincelle décharge électrique...)

Ces trois composantes sont souvent représentées graphiquement sous forme d'un triangle
Appelé triangle du feu.[10]

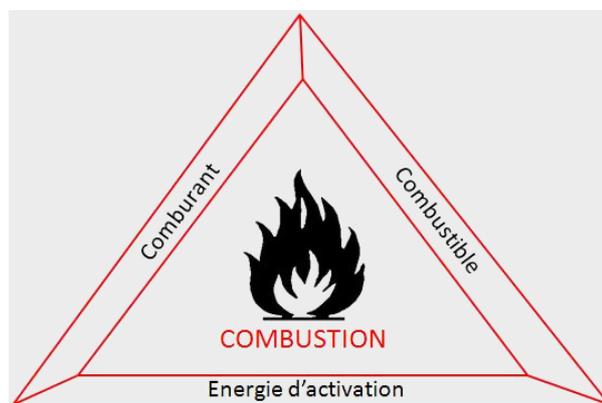


Figure 6.1 : triangle de feu.

b) Le développement d'un incendie :

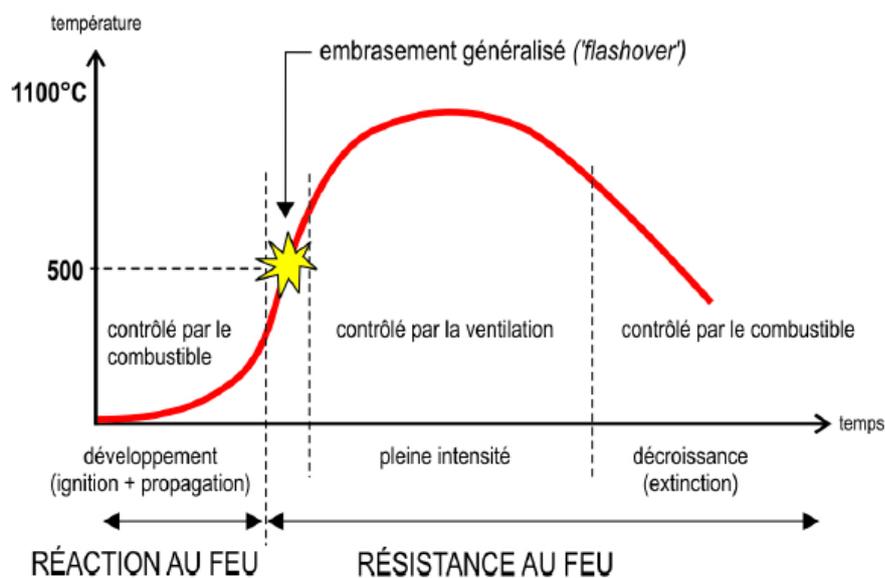


Figure 6.2 : phase de développement de l'incendie. [9]

- Une phase de croissance et de développement appelée « pré-flashover » (feu localisé) : elle couvre la période de la propagation du feu jusqu'à éventuellement le « flashover » ou l'embrasement de tout le compartiment.
- 3. Le « flashover » est la transition entre le feu localisé et l'embrasement généralisé dû à une inflammation spontanée des gaz combustibles, dès que par exemple la température des gaz de la couche de fumée atteint une valeur suffisamment élevée.
- Une phase de plein développement ou phase « post-flashover » : cette phase correspond à un feu généralisé dont la durée dépend de la charge calorifique et de la ventilation.

- Une phase décroissante : le feu commence à diminuer jusqu'à ce que tous les matériaux combustibles aient complètement brûlé et plus aucune énergie ne soit libérée par le foyer ; l'activité de l'incendie s'estompe tout simplement (extinction). [11]

6.3 CRITERES REGLEMENTAIRES DE COMPORTEMENT AU FEU :

Dans le contexte réglementaire actuel, deux critères sont retenus pour caractériser le comportement au feu de structures et classer les matériaux et éléments de construction.

Ces critères de classement, correspondent d'une part, à l'aptitude d'un matériau à participer, notamment par sa propre décomposition, au feu auquel il est exposé (c'est le critère de réaction au feu) et d'autre part, au temps pendant lequel les éléments de construction peuvent jouer le rôle qui leur est dévolu malgré l'action de l'incendie (c'est le critère de résistance au feu). Les éléments de construction sont ensuite classés par des laboratoires officiels.[12]

Ces deux critères de classement sont détaillés dans les deux sous-chapitres suivants :

6.3.1 Critère de réaction au feu :

Le classement de réaction au feu est susceptible de s'appliquer aux matériaux de construction finis et aux revêtements appliqués sur leurs supports (panneaux, plaques, films, feuilles, tubes, ...), les matières premières n'étant pas concernées.

Les matériaux sont classés en deux groupes (combustibles et incombustibles) et en six catégories traduisant la facilité d'inflammation (M0 pour les incombustibles et de M1 à M4 et Non Classé pour les combustibles). Par ailleurs, dans un souci d'harmonisation, la Commission Européenne a adopté en 1999 un système de classement en réaction au feu des produits de construction.

Sept euroclasses allant de A à F (des matériaux les moins combustibles aux plus combustibles) ont été définies et remplaceront, à terme, le classement français en classes M. Schématiquement, par rapport au classement français actuel, la classe F remplacera la catégorie des matériaux non classés, les matériaux relevant des catégories M1 à M4 se répartiront entre les classes B, C, D et E et les classes A1 et A2 seront accessibles aux produits à faible fraction organique et se substitueront à la catégorie M0.

6.3.2 Critère de résistance au feu :

Pour ce qui concerne la résistance au feu, la classification est établie en tenant compte du temps pendant lequel sont satisfaites les conditions imposées relativement à la résistance mécanique, à l'isolation thermique et à l'étanchéité aux flammes et aux gaz. Ainsi, en fonction du rôle dévolu à un élément de construction au cours d'un incendie, son classement peut relever d'une des trois catégories suivantes :

- **Résistance (R)** : critère permettant d'évaluer et vérifier la capacité d'une structure ou d'un élément de structure à résister aux actions spécifiées pendant une exposition au feu donnée.
- **Étanchéité (E)** : critère permettant d'évaluer la capacité d'un élément de séparation à empêcher le passage des flammes et des gaz chauds.
- **Isolation thermique (I)** : critère permettant d'évaluer la capacité d'un élément séparatif à empêcher une transmission excessive de chaleur.

Par ailleurs, il y a des critères français très proches des critères retenus par le Comité Européen de normalisation dans le cadre de l'élaboration des Eurocodes sont les suivants : (SF, PF et CF), se définissent comme suit :

- **Stabilité au feu (SF)** : il s'agit d'un critère de résistance mécanique, stipulant que l'élément concerné continue à assurer sa fonction résistante pendant la durée requise.
- **Pare-flammes (PF)** : cette catégorie implique une résistance mécanique et une étanchéité aux flammes, aux gaz chauds et inflammables.
- **Coupe-feu (CF)** : l'élément de construction doit répondre non seulement aux critères de résistance mécanique, d'étanchéité aux flammes et aux gaz, mais aussi à ceux d'isolation thermique.

<i>CRITÈRES</i>	<i>Résistance mécanique ou stabilité</i>	<i>Étanchéité aux flammes et aux gaz</i>	<i>Isolation thermique</i>
<i>Stable au feu (SF)</i>	*		
<i>Pare-flamme (PF)</i>	*	*	
<i>Coupe-feu (CF)</i>	*	*	*

Figure 6.3 : critère de résistance au feu. [15]

Il peut être noté que la stabilité au feu apparaît comme étant un critère commun aux différentes catégories susmentionnées.

Les deux derniers critères susmentionnés sont applicables pour les éléments de structure pouvant former un écran, c'est-à-dire faisant partie du compartimentage (planchers et murs), la justification des éléments unidimensionnels (poutres, poteaux, ...) n'étant conduite que vis-à-vis du critère de stabilité.

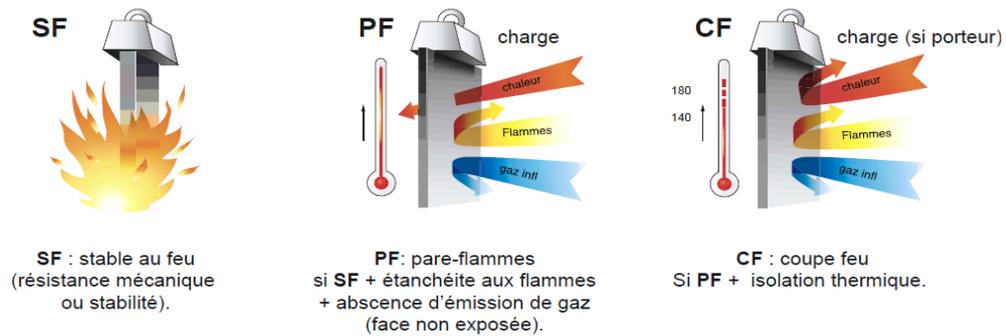


Figure 6.4 : critère de résistance au feu. [15]

Exemple illustratif :

- R 120 ou SF \implies respect du critère 1 pendant 2 heures.
- RE 90 ou PF \implies respect des critères 1 et 2 pendant 1 heure et demie.
- REI 60 ou CF \implies respect des critères 1, 2 et 3 pendant 1 heure.

6.4 LES ACTIONS THERMIQUES ET MECANIQUES :**6.4.1 Les actions thermiques :**

Les actions thermiques sont définies en calculant le flux de chaleur net h_{net} à la surface de l'élément considéré. Ce flux est déterminé en tenant compte des flux radiatif h_r et convectif h_c . Le flux radiatif par unité de surface est généralement donné par la relation suivante :

$$h_r = \varphi \varepsilon_f \varepsilon_s \sigma [(\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4]$$

φ : facteur de forme,

ε_f : émissivité correspondant au compartiment de feu (généralement égale à 0,8),

ε_s : émissivité concernant la surface du matériau,

σ : constante de Stefan-Boltzmann ($5,67 \cdot 10^{-8} \text{ W/m}^2/\text{K}^4$),

θ_r : température du rayonnement à proximité de l'élément (généralement égale à la température des gaz) [en °C]

θ_m : température de surface de l'élément structural [en °C]

L'émissivité concernant la surface du matériau est définie dans les parties des ENV 1992 à 1996 et de l'ENV 1999 relatives au calcul au feu. Si aucune donnée n'est spécifiée, il convient de prendre 0,7. La température du rayonnement est fournie par la courbe nominale température/temps retenu, dans la mesure où elle peut être représentée par la température des gaz. La température de surface de l'élément, quant à elle, résulte de l'analyse thermique, selon les parties des ENV 1992 à 1996 ou de l'ENV 1999 relatives au calcul au feu.

Le flux convectif, quant à lui, est fonction principalement des mouvements gazeux autour de l'élément structurel. Son expression analytique est la suivante :

$$h_c = \alpha c (\theta_g - \theta_m)$$

αc : coefficient de transfert thermique par convection [en W/m²/K],

θ_g : température des gaz à proximité de l'élément [en °C],

θ_m : température de surface de l'élément structurel [en °C].

Le coefficient de transfert thermique est fonction de la courbe température/temps retenu, et la température des gaz peut être fixée par la courbe nominale température/temps retenue ou spécifiée en termes de paramètres physiques et le facteur de forme est déterminé dans les parties des ENV 1992 à 1996 et de l'ENV 1999 relatives au calcul au feu. A défaut, il convient de prendre un facteur de forme égal à 1.

Il y a plusieurs façons de modéliser l'incendie et mettre en évidence les actions thermiques à l'intérieur d'un bâtiment. Dans un ordre croissant de complexité, les modèles utilisés le plus couramment sont :

- Les courbes nominales. (ISO834, hydrocarbure, externe).
- Les courbes paramétriques.
- Les modèles de zones.
- Les modèles CFD (Computational Fluid Dynamics) [12]

La courbe ISO834 :

Bien que les paramètres qui conduisent les conditions de développement d'un incendie réel sont nombreux (la qualité et la nature des matériaux combustibles, le type des paroi de compartiment et aussi les conditions de ventilation ..), un modèle de feu plus sévère, ISO834 a été adopté en **figure 6.5**, ce dernier représente l'action d'un incendie dans un bâtiment à compartiment dit confiné selon la formule donnée par l'Eurocode1 partie1-2 :

$$\theta_g = 20 + 345 \text{Log}_{10} (8t + 1) \quad [7]$$

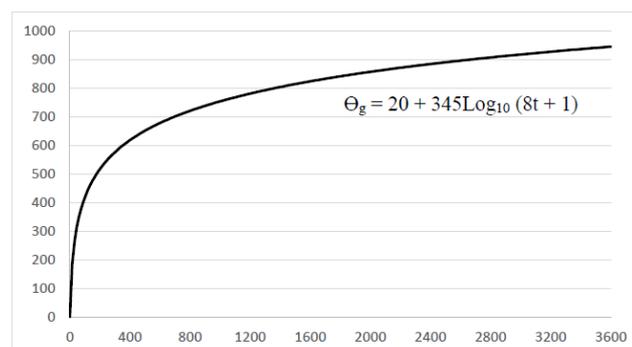


Figure 6.5 : $\theta_g = f(t)$ de la courbe ISO834. [13]

Avec :

t : le temps exprimé en minute.

Lors de l'utilisation de la courbe ISO 834 pour déterminer l'évolution des températures dans le compartiment, le coefficient de transfert de chaleur par convection doit être pris

$$ac = 25 \text{ W/m}^2\text{K}.$$

6.4.2 Les actions mécaniques :

Les actions sur les structures soumises au feu sont classées comme des actions accidentelles. Dès lors, les combinaisons d'actions à considérer sont des combinaisons dont les coefficients de pondération des charges sont réduits par rapport à ceux qui sont utilisés lors du dimensionnement à froid. En effet, la probabilité d'occurrence simultanée d'un incendie et de sollicitations extrêmes est très faible. [7]

Ainsi pour fixer les idées :

La combinaison à froid : $1,35G + 1,5Q$

Deviens à chaud : $\sum \gamma_{GA} \cdot G_K + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} + \sum A_d(t)$

G_K : Sont les valeurs caractéristiques des actions permanentes.

$Q_{k,1}$: sont les valeurs caractéristiques d'une action variable (la principale).

$Q_{k,i}$: sont les valeurs caractéristiques des autres actions variables.

$A_d(t)$: sont les valeurs admises des actions dues à l'exposition au feu selon les sections 4 et 5, suivant le cas.

γ_{GA} : est égal au coefficient partiel de sécurité [1,0] pour les actions permanentes en situation accidentelle.

$\psi_{1,1}, \psi_{2,i}$: sont les coefficients de combinaison pour les bâtiments selon l'ENV 1991-1.

Une autre notion largement utilisée dans les méthodes de calcul des Eurocodes est le niveau de chargement pour la situation d'incendie η_{fi} qui est définie comme :

$$E_{fi,d,t} = \eta_{fi} \cdot E_d$$

Avec :

E_d : Effet de calcul des actions à température normale.

$E_{fi,d,t}$: Effet de calcul des actions en situation d'incendie.

Elle peut être déterminée d'une manière différente par :

$$\eta_{fi} = \frac{\gamma_{GA} + \psi_{1,1} \cdot \xi}{\gamma_G + \gamma_Q \cdot \xi} \quad \text{Avec} \quad \xi = \frac{Q_{k,1}}{G_k}$$

En général, l'application de ces combinaisons d'action conduit à une charge en situation d'incendie de l'ordre de 50 à 70 % de celle prise en compte lors du dimensionnement à froid.

Le taux de chargement à chaud η_{fi} le plus élevé qui soit est 1/1,35 soit 0,74. En pratique, il y a toujours une petite charge d'exploitation qui donne le taux de chargement de 0,7.

6.5 LES PROPRIETES MECANIQUES DE BETON ARME :

Pour effectuer la vérification des éléments en béton, il nous faut connaître le comportement mécanique du béton et de l'acier au feu. Ces propriétés, présentées ci-dessous, ont été extraites de l'Eurocode 2 partie 1-2.

6.5.1 Déformation thermique :

L'effet géométrique de l'élévation de la température sur un élément de structure est la dilatation thermique engendrée. En prenant comme référence la longueur à température ambiante (20°C), la figure illustre la variation de la déformation thermique en fonction de la température du béton et de l'acier *EN1992-1-2*. La présentation des déformations thermiques des deux matériaux sur la même figure montre que le béton et l'acier n'ont pas le même coefficient de dilatation thermique. De plus, les courbes donnent une déformation thermique constante du béton pour une température plus élevée que 700°C et de 750°C à 850°C pour l'acier.

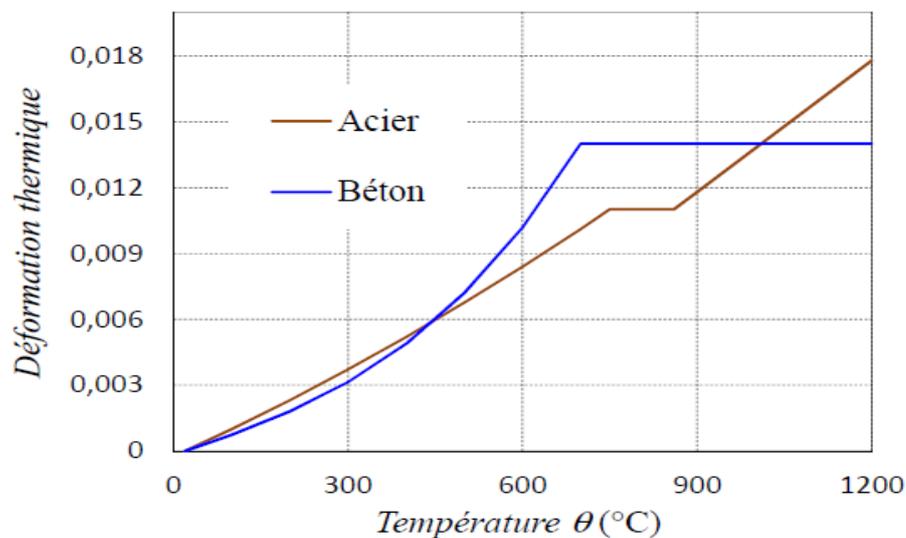


Figure 6.6 : Évolution de la déformation thermique du béton et de l'acier [14]

6.5.2 Affaiblissement de la résistance à haute température :

La résistance du béton et de l'acier décroît lorsque la température augmente. Les coefficients de réduction en fonction de la température EN1992-1-2, recommandés pour des vitesses d'échauffement similaires à celles d'une exposition au feu normalisé EN1991-1-2, sont représentés sur la figure suivante.

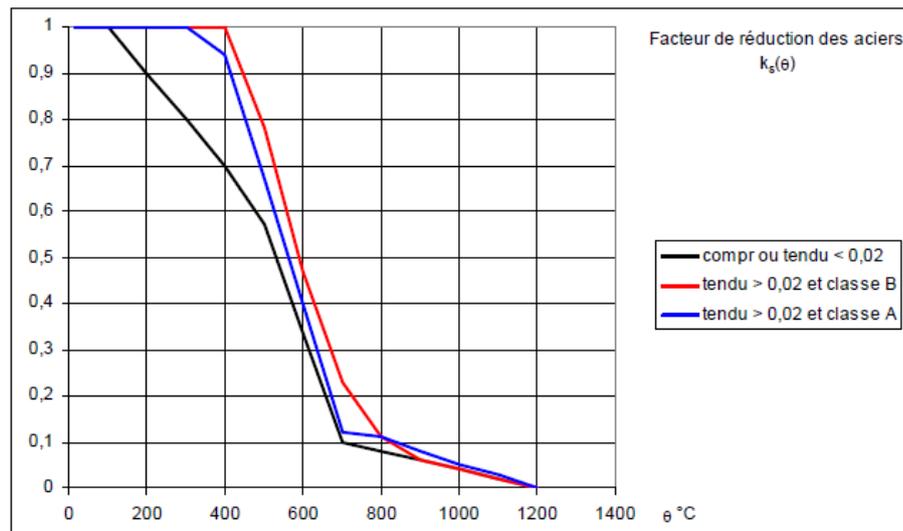


Figure 6.7 : Évolution des facteurs de réduction applicables pour la diminution de la résistance du béton et de l'acier en fonction de la température.[14]

6.6 RISQUE D'INSTABILITE THERMIQUE DU BETON SOUMIS A UN INCENDIE :

L'éclatement de granulat : lié au caractère instable des granulats, se produit en surface de la structure chauffée. Il n'est pas violent et ne provoque pas de dommages importants.

L'éclatement d'angle : localisé au niveau des angles de l'élément, n'est également pas violent.

L'éclatement de surface : couramment appelé *écaillage*, commence par un détachement progressif de petites écailles de béton qui par la suite peuvent engendrer une dénudation des granulats. Ce type d'instabilité thermique est violent car la surface de désagrégation augmente et les aciers perdent progressivement leur protection.

L'éclatement explosif : est la forme la plus violente d'instabilité thermique du béton. Il présente un détachement brutal de grandes pièces de béton allant jusqu'à plusieurs dizaines de centimètres de longueur et de quelques centimètres d'épaisseur. Cet éclatement est en général accompagné d'un bruit d'explosion. [14]

6.7 METHODES DE CALCUL ET D'ANLYSE AU FEU :

Les méthodes de calcul des structures en béton en situation d'incendie sont de plus en plus nombreuses grâce à l'avancée technologique dans le domaine de l'informatique et les méthodes de calcul numériques mais aussi grâce au développement de modèles théoriques de plus en plus sophistiqués.

La partie de feu des Eurocodes présente trois niveaux de modèles pour le calcul de la résistance

au feu des structures, associées chacune à un niveau de calcul, allant des plus simples aux plus développées [10] :

- Méthodes de calcul simplifiées basées sur les valeurs tabulées prédéfinies. Ces valeurs établies pour les sections transversales les plus fréquentes sur la base des essais expérimentaux et forfaitaires pour le dimensionnement ou la vérification des différents éléments vis-à-vis leur résistance au feu.
- Les méthodes simplifiées basées sur des formulations analytiques ne concernent que les éléments de structures. Pour les profils creux rempli de béton, il s'agit de l'annexe G de l'Eurocode 2, partie 1-2.
 1. Méthode de l'isotherme 500°
 2. Méthode des zones.
- Les méthodes de calcul avancées permettent une estimation rigoureuse et précise du comportement global des structures sous l'influence du feu. Elles font appel à des modèles numériques basés sur la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finies. Les conditions aux limites peuvent être spécifiques pour les éléments de structures, donc ce qui permet une plus grande flexibilité dans les modèles qui peuvent refléter la physique du problème considéré.

Procédure de Calcul			Valeur tabulée	Modèles de calcul simplifiés	Modèles de calcul avancés
Réglementation descriptive 	Analyse par élément	Calcul des actions mécanique et conditions aux limites	OUI	OUI	OUI
	Analyse de parties de la structure		NON	OUI, si disponible	OUI
	Analyse globale de la structure	Sélection des actions mécaniques	NON	NON	OUI

Figure 6.8 : domaine d'application de trois méthodes [10]

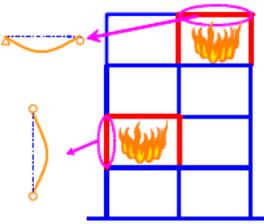
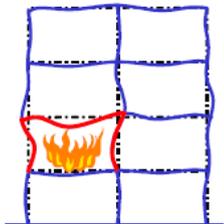
Analyse par élément	Analyse globale de structures
	
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Analyse des éléments indépendants ➤ simple à appliquer ➤ En général, appliquée sous feu normalisé 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Effet d'interaction entre différentes parties de structure ➤ rôle de la compartimentation ➤ stabilité globale

Figure 6.9 : les niveaux de vérification au feu selon l'Eurocode 2 1-2.

Il est possible donc de dimensionner ou vérifier un élément en béton pour une exigence descriptive (feu normalisé) en utilisant des méthodes tabulées basées sur des approches expérimentales et des hypothèses généralement conservatives qui nous placent du côté de la sécurité.

Dans notre projet on va vérifier les éléments par la méthode des valeurs tabulées et par la méthode simplifiée (isotherme 500 °c) et on va confirmer les résultats de calcul par un logiciel numérique **IDEA Statica**, Il offre un maximum de pertinence et de simplicité pour les structures béton.

6.7.1 La méthode des valeurs tabulées :

Ces méthodes permettent de déterminer en fonction de la résistance au feu normalisé que l'on veut atteindre (R30, R60, R90, ou R120 jusqu'à R240) et en fonction :

- Du taux de chargement η_{fi} .
- Des dimensions minimales de la section transversale (b, h ou d).
- Quantité d'acier.
- Enrobage.

L'application de la méthode de calcul par valeur tabulée peut être réalisée dans deux situations différentes, l'une en cas de vérification où les dimensions des éléments de structure sont déjà connues et l'autre en cas de prédimensionnement où, en revanche, les actions mécaniques de calcul sont déjà définies :

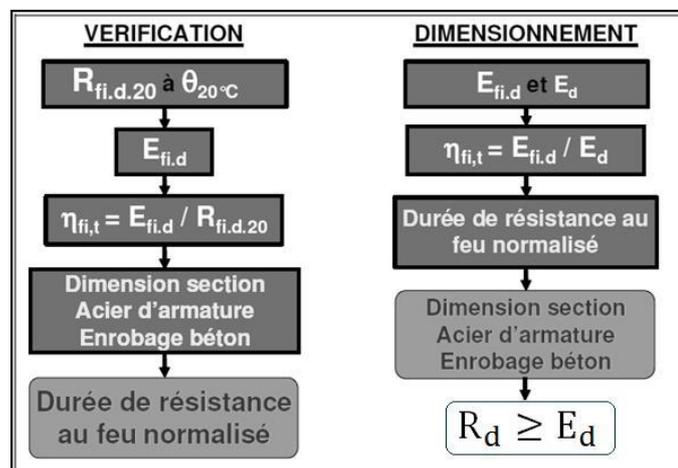


Figure 6.10 : les deux possibilités d'appliquer la méthode [10]

En cas de vérification on peut évaluer l'effet des actions mécanique en situation d'incendie $E_{fi,d,t}$ afin d'en déduire η_{fi} , parce que les dimensions de la section de l'élément ainsi que sa capacité portante vis-à-vis de la charge R_d sont déjà connues. A partir de la valeur du niveau de chargement, des dimensions de la section de l'élément et des conditions sur les dispositions

constructives, les valeurs tabulées permettent d'obtenir le degré de résistance au feu de l'élément à vérifier par rapport à celui imposé par la réglementation.[10]

L'avantage de ces méthodes est leur rapidité d'application mais leur domaine d'application reste pour l'essentiel limité aux éléments les plus courants et les plus simples, comme poteaux, poutres, dalles, murs porteurs ou non porteurs, de dimensions courantes.

➤ Domaines d'application et hypothèse de calcul :

Cette méthode est basée sur l'hypothèse de granulats siliceux, l'hypothèse la plus conservatrice [9] :

. L'EC2 feu est applicable aux bétons de densité normale jusqu'à des C90/105 et aux bétons légers jusqu'à des C55/60.

- Les tableaux couvrent des durées d'exposition au feu normalisé de la courbe ISO jusqu'à 240 minutes ;

- Les valeurs données dans les tableaux s'appliquent aux bétons avec une masse volumique comprise entre 2000 et 2600 kg/m³ et avec granulats siliceux ;

- Dans le cas de granulats calcaires, les dimensions minimales des sections peuvent être réduites de 10 % sauf pour les colonnes.

- L'utilisation de cette méthode dispense de toute vérification complémentaire de torsion, d'effort tranchant, d'ancrage des armatures et d'éclatement. Il faut noter que les ruines par effort tranchant sont très rares.

- Les valeurs tabulées de l'Eurocode sont basées sur un taux de charge de référence $\eta_{fi} = 0,7$ sauf pour les poteaux et les murs porteurs. Ce dernier est un facteur de réduction du niveau de chargement de calcul en situation d'incendie, qui peut être défini comme suit :

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_k}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k}$$

ψ_{fi} Le facteur de combinaison pour les valeurs fréquentes des charges

$\psi_{fi} = \psi_1 = 0,5$ (pour les habitations, bâtiments résidentiels et bureaux).

6.7.2 La méthode simplifiée :

Des méthodes de calcul de section (en 2D) peuvent être utilisées pour déterminer la capacité portante de la section qu'il faut comparer à la combinaison d'actions (vérification élément par élément : poteau, poutre, dalle, voile, ...)

Les températures dans une structure exposée au feu peuvent être déterminées par essais ou par calculs.

Les valeurs de réduction de la résistance caractéristique à la compression du béton et de la résistance caractéristique des aciers de béton armé et de précontrainte sont données dans l'Eurocode.

L'Eurocode nous donne trois méthodes simplifiées comme suit :

1. Méthode de l'isotherme 500°C
2. Méthode des isothermes avec abaques
3. Méthode des isothermes calculées avec ordinateur.

Dans notre cas on a justifié les éléments par la méthode de l'isotherme 500°C.

Hypothèse et étapes de calcul de la méthode 'isotherme 500°C :

La méthode de calcul simplifiée comprend une réduction générale des dimensions de la section droite selon une zone endommagée par la chaleur sur les surfaces de béton.

Cette méthode est basée sur l'hypothèse que la section de béton qui atteint une température plus élevée que 500°C est négligée et que le béton qui n'a pas atteint 500°C conserve toute sa capacité portante. La méthode peut être appliquée aux éléments en béton armé et précontraint pour les charges axiales, les moments fléchissant et leurs combinaisons.

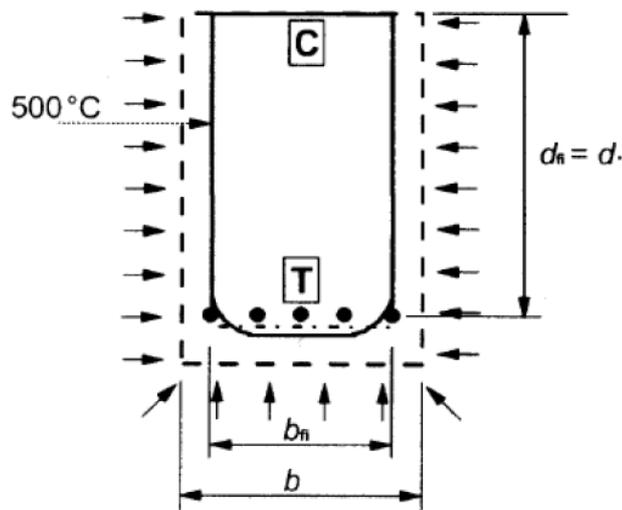


Figure 6.11 : la section réduite d'une section exposée au feu

Pour déterminer la limite de température de 500°C dans la section, on peut utiliser les profils de température qui sont donnés dans l'annexe A de l'EN1992-1-2.

La procédure pour calculer la résistance au feu d'une section en béton armé selon la méthode des sections réduites peut s'effectuer comme suit :

1. Déterminer l'isotherme à 500°C pour l'exposition au feu spécifiée;
2. Déterminer la nouvelle largeur b_{fi} et la nouvelle hauteur effective d_{fi} de la section en excluant le béton situé hors de l'isotherme à 500°C. Les angles arrondis de l'isotherme peuvent être remplacés par des coins droits, comme illustré à la **Fig6.11**

Selon l'Eurocode 2 partie 1-2 la résistance au feu des poteaux sous feu ISO peut être déterminée selon la méthode des valeurs tabulées suivant la formule suivante [8] :

$$R = 120((R_{\eta,fi} + R_a + R_l + R_b + R_n) / 120)^{1,8}$$

$$R_{\eta,fi} = 83(1,00 - \mu_{fi} \frac{(1 + \omega)}{(0,85 / \alpha_{cc}) + \omega})$$

$$R_a = 1,60(a - 30)$$

$$R_l = 9,60(5 - l_{0,fi})$$

$$R_b = 0,09b'$$

$$R_n = \begin{cases} 0 & \text{pour } n=4 \\ 12 & \text{pour } n>4 \end{cases}$$

n : nombre d'armatures

a = est la distance de l'axe des barres d'acier longitudinales au parement (mm)

$$25 \text{ mm} \leq a \leq 80 \text{ mm}$$

$l_{0,fi}$ = est la longueur efficace du poteau en conditions d'incendie.

$$2 \text{ m} \leq l_{0,fi} \leq 6 \text{ m}$$

La longueur efficace d'un poteau en condition d'incendie $l_{0,fi}$ peut être estimée égale à l à température normale dans tous les cas. Pour les bâtiments contreventés pour lesquels la résistance au feu normalisé est supérieure à 30 min dans le cas de poteaux continus, la longueur efficace $l_{0,fi}$ peut être prise égale à $0,5\ell$ pour les étages intermédiaires et $0,5\ell \leq l_{0,fi} \leq 0,7\ell$ pour l'étage supérieur, expression dans laquelle ℓ est la longueur réelle du poteau (axe d'étage à axe d'étage)

$$b' = 2A_c / (b + h); h \leq 1,5b.$$

Pour les sections rectangulaires ou le diamètre pour les sections circulaires.

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_d} \quad \alpha_{cc}$$

= est le facteur de résistance à la compression, qui tient compte des effets à long terme sur la résistance mécanique.

La valeur pour les actions normales est entre 0,8 et 1,0.

La valeur à prendre en compte ici est la valeur à froid soit 0,85.

En situation d'incendie, la résistance de calcul à la compression du béton est :

$$f_{cd,fi} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_{c,fi}$$

a) Exemple de calcul :

Détermination de la classe de résistance pour (Poteau 65*65 avec un ferrailage de : 4T25 +8T20) :

$$F_{yd} = 500 / 1,15 = 434,7 \text{ MPa}$$

$$F_{cd} = 0,85 \times 30 / 1,5 = 17 \text{ MPa}$$

$$\omega = (4476 \times 434,7) / (650 \times 650 \times 17) = 0,27$$

$$b' = 650 \text{ mm}$$

$$R_{n,fi} = 83 \left(1,00 - 0,7 \frac{(1 + 0,27)}{(0,85 / 1) + 0,27} \right) = 17,11$$

$$R_a = 1,6 \times (41 - 30) = 16$$

$$R_i = 9,60 \times \left(5 - \frac{4,76}{2} \right) = 23,15$$

$$R_b = 0,09 \times 650 = 58,5$$

$$R_n = 12$$

$$R = 120 \left((17,11 + 16 + 23,15 + 58,5 + 12) / 120 \right)^{1,8} = 187,48 \text{ min}$$

Le poteau de RDC peut résister jusqu'à 187,48 min au feu, donc sa classe de résistance est de l'ordre de **R180**

b) Vérification des résultats par logiciel IDEA Statica :

1. Introduire la section du poteau et la résistance du béton :

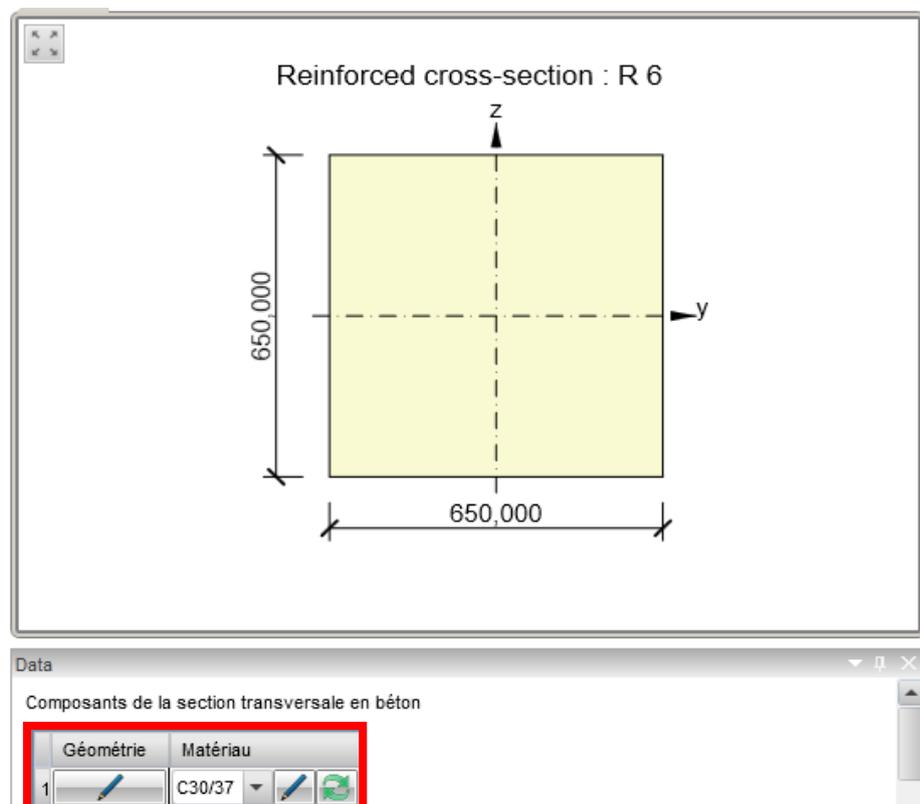


Figure 6.13 : introduire la section du poteau et f_{c28}

2. Introduire les caractéristiques géométriques en élévation :

Figure 6.14 : Introduire les caractéristiques géométriques en élévation.

3. Choisir la classe de résistance :

Figure 6.15 : Choisir la classe de résistance.

4. Introduire les sollicitations :

Combination type	Use	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	T [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Fundamental ULS	<input type="checkbox"/>	0,000	0,000	0,000	0,00	0,00	0,00
Accidental	<input type="checkbox"/>	0,000	0,000	0,000	0,00	0,00	0,00
Characteristic	<input type="checkbox"/>	0,000	0,000	0,000	0,00	0,00	0,00
Quasi-permanent	<input type="checkbox"/>	0,000	0,000	0,000	0,00	0,00	0,00
Fire resistance	<input checked="" type="checkbox"/>	2,030	0,000	0,000	0,00	81,44	0,00

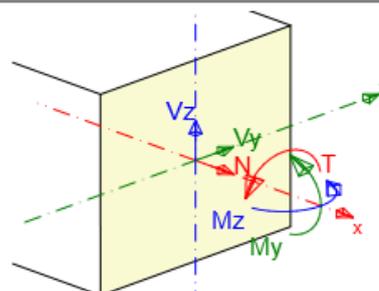


Figure 6.16 : Introduire les sollicitations.

5. Introduire le ferrailage de la section :

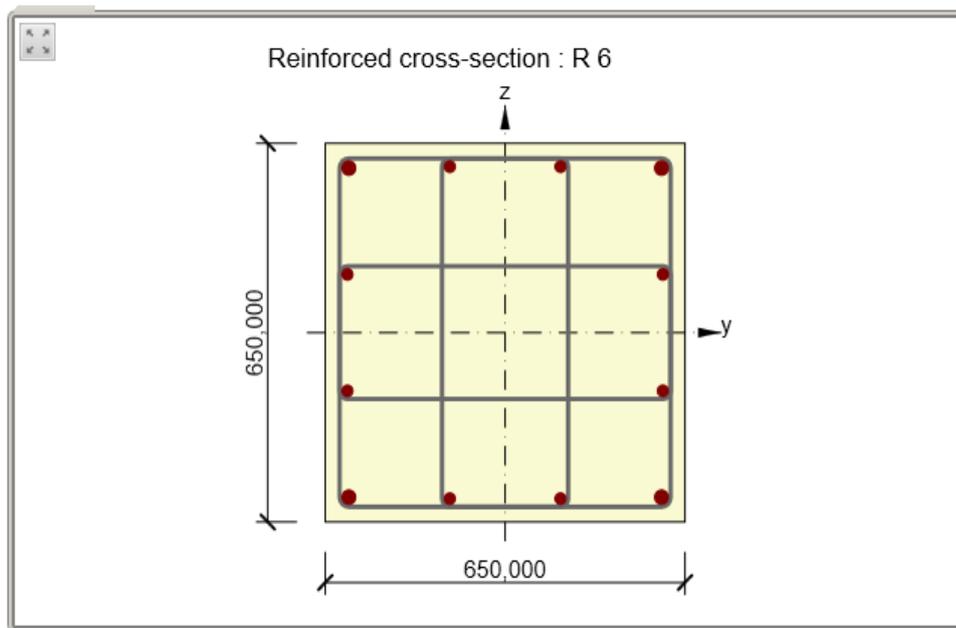


Figure 6.17 : ferrailage de section

6. Vérification de résultats :

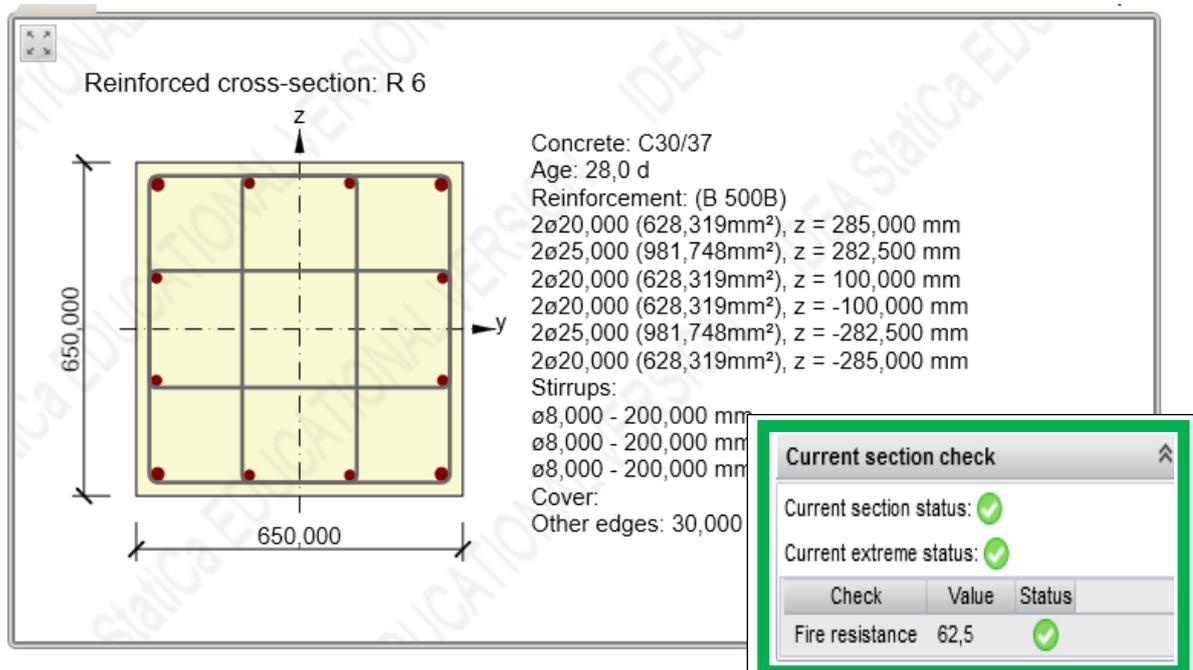


Figure 6.18 : vérification des résultats.

Constatation : La classe de résistance de poteau de RDC est de l'ordre de R180 trouvé par la méthode des valeurs tabulés (calcul manuel) a été confirmé par le logiciel IDEA Statica.

Tous les résultats d'autres sections sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau 6.1 : Vérification de la résistance au feu.

Niveau	Section	As	R60	R90	R120	R180
RDC,1 ^{er}	65*65	4T25+8T12	OK	OK	OK	OK
2,3 ^{ème}	60*60	4T25+8T12	OK	OK	OK	OK
4,5 ^{ème}	50*50	4T25+8T12	OK	OK	OK	OK
6,7,8 ^{ème}	40*40	12T16	OK	OK	OK	NON

6.8.2 Vérification des poutres (par la méthode simplifiée isotherme 500°C) :

a) Exemple de calcul :

Vérification de R90 pour (Poutre 30*50 avec un ferrailage en travée de 3T20)

1. Détermination la distribution de température sur la poutre pour R90 :

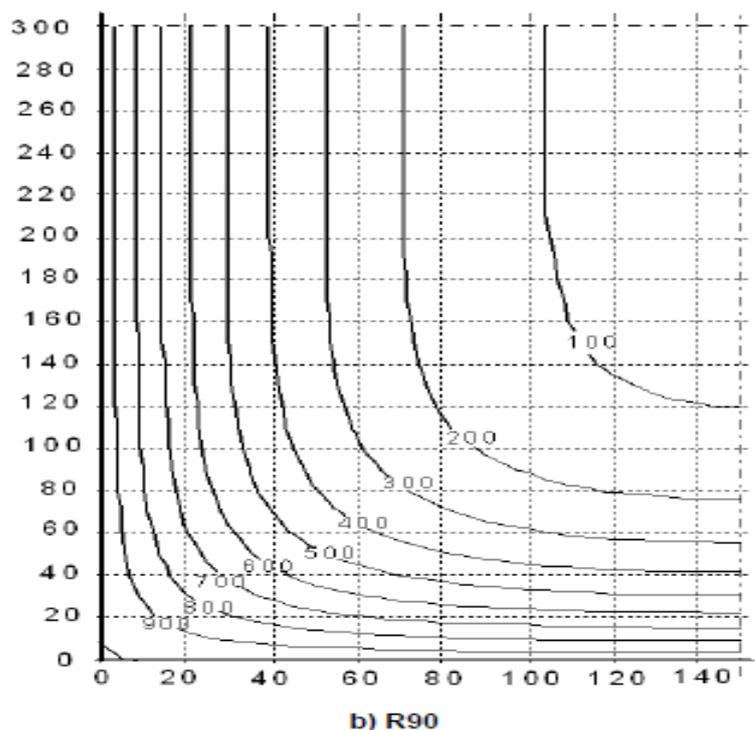


Figure 6.19 : distribution de la température dans la poutre.

2. Détermination de la section réduite (b_{fi} et h_{fi}) :

On néglige le béton qui a une température supérieure à 500 °C pour avoir une nouvelle section ($b_{fi} * h_{fi}$) comme indiqué dans la figure suivante :

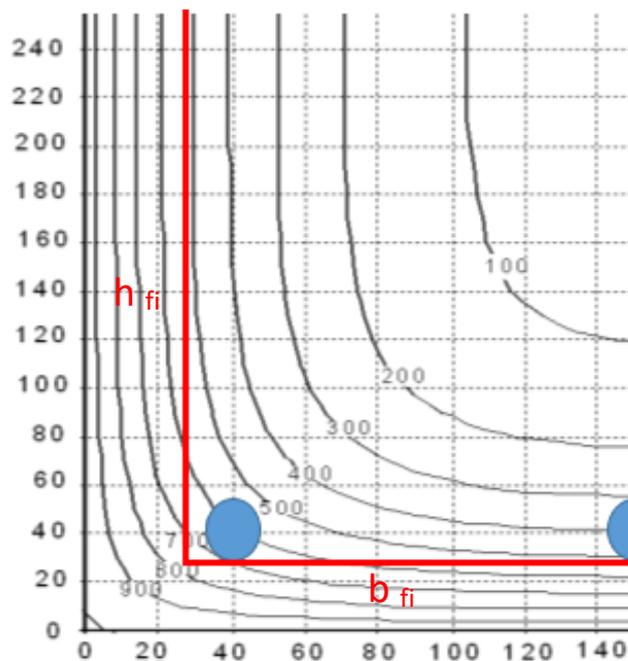


Figure 6.20 : distribution de la température dans la poutre.

3. Détermination le facteur de réduction de résistance des armatures :

On détermine la température des armatures à partir **fig 6.20**. en fonction des coordonnées de la section d'acier.

La valeur de $K_s(\Theta)$ est déterminée à partir du graphe de la **fig 6.7**

Tableau 6.2 : détermination de facteur de réduction

	X(mm)	Y(mm)	As (cm ²)	Θ (°c)	K _s (Θ)
2T20	40	40	6,28	650	0,24
1T20	150	40	3,14	400	0,69

4. Déterminer la résistance réduite des armatures et du béton dues à la température :

Effort résistant acier : $N_s = \Sigma A_s \times k_s(\theta) \times f_{yk} / \gamma_{s,fi}$

$$N_s = 6,28 \times 10^{-4} \times 0,24 \times 500 / 1 + 3,14 \times 10^{-4} \times 0,69 \times 500 \times 1 = 0,1830 \text{ MN}$$

$$F_c = 0,8 \times b' \times x \times f_{ck} / \gamma_{c,fi} \quad F_c = 0,8 \times 0,2466 \times x \times 30 / 1 = 5,92x$$

D'où $x = 0,1830 / 5,92 = 0,0309 \text{ m}$

$$z = d - 0,4x = 0,45 - 0,4 \times 0,0309 = 0,438 \text{ m}$$

5. Déterminer la capacité portante :

Moment résistant : $M_{Rd,fi} = F_s \times z = 0,1830 \times 0,438 = 0,080 \text{ MN.m} = 80 \text{ kN.m}$

Moment en situation d'incendie :

$$M_{Ed,fi} = MG + \Psi_1.MQ = (32,55 + 0,5 \times 19,32) = 42,21 kN.m$$

On a bien : $M_{Ed,fi} = 42,21 kN.m < M_{Rd,fi} = 60 kN.m$

La résistance à R90 est bien vérifiée.

b) Vérification des résultats sur logiciel IDEA Statica :

1. Introduire la section de la poutre et la résistance du béton :

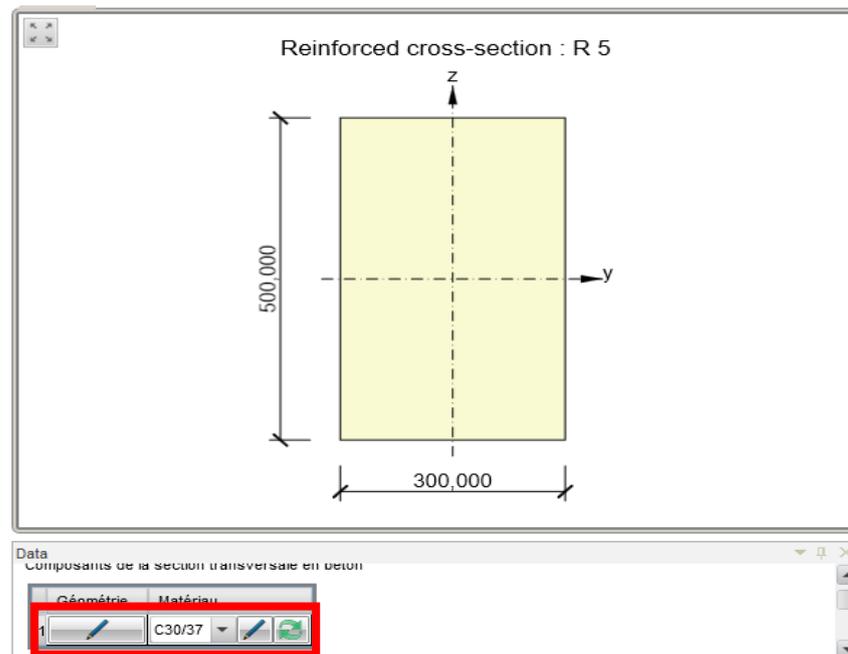


Figure 6.21 : introduire la section de la poutre et f_{c28}

2. Introduire la longueur de la poutre :

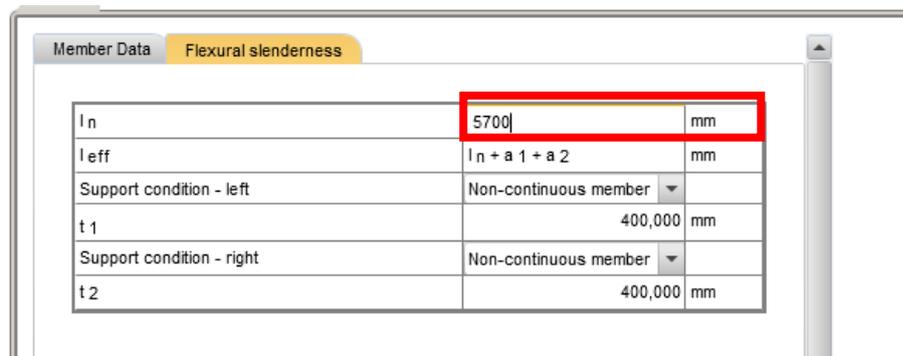


Figure 6.22 : introduire la longueur de la poutre.

3. Choisir la classe de résistance à vérifier :

Fire resistance

Beam

Report type	Tabulated data	<input checked="" type="checkbox"/>
Resistance	R120	
Fire effect	3 sides	
Floor thickness	0,000	mm

Figure 6.23 : choisir la classe de résistance.

4. Introduire les sollicitations :

Combination type	Use	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	T [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Fundamental ULS	<input type="checkbox"/>	0,000	0,000	0,000	0,00	0,00	0,00
Accidental	<input type="checkbox"/>	0,000	0,000	0,000	0,00	0,00	0,00
Characteristic	<input type="checkbox"/>	0,000	0,000	0,000	0,00	0,00	0,00
Quasi-permanent	<input type="checkbox"/>	0,000	0,000	0,000	0,00	0,00	0,00
Fire resistance	<input checked="" type="checkbox"/>	0,000	0,000	0,000	0,00	42,21	0,00

Figure 6.24 : introduire les sollicitations

5. Introduire le ferrailage :

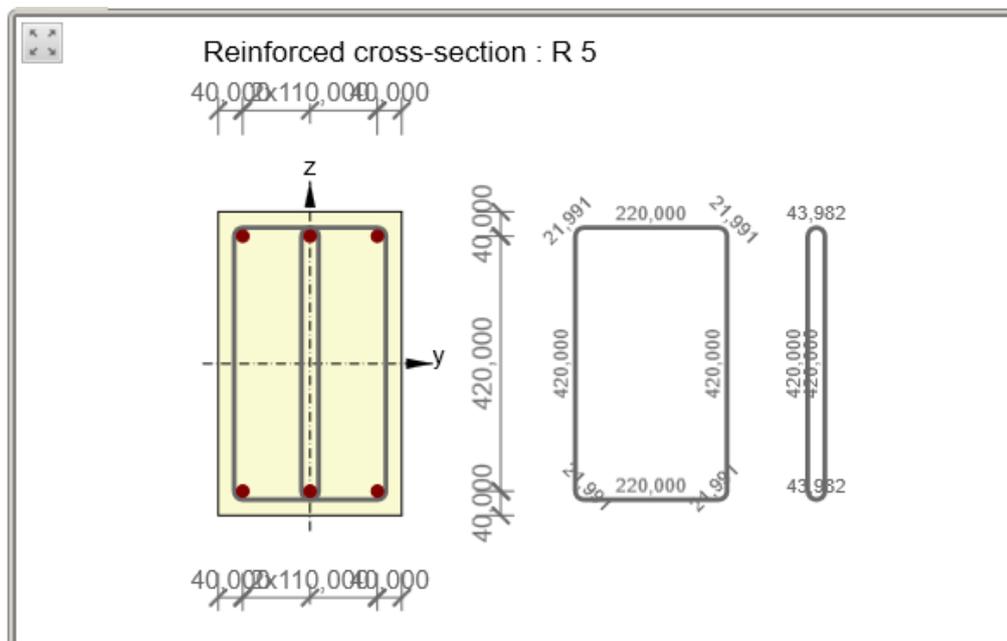


Figure 6.25 : introduire le ferrailage

6. Vérification de résultats :

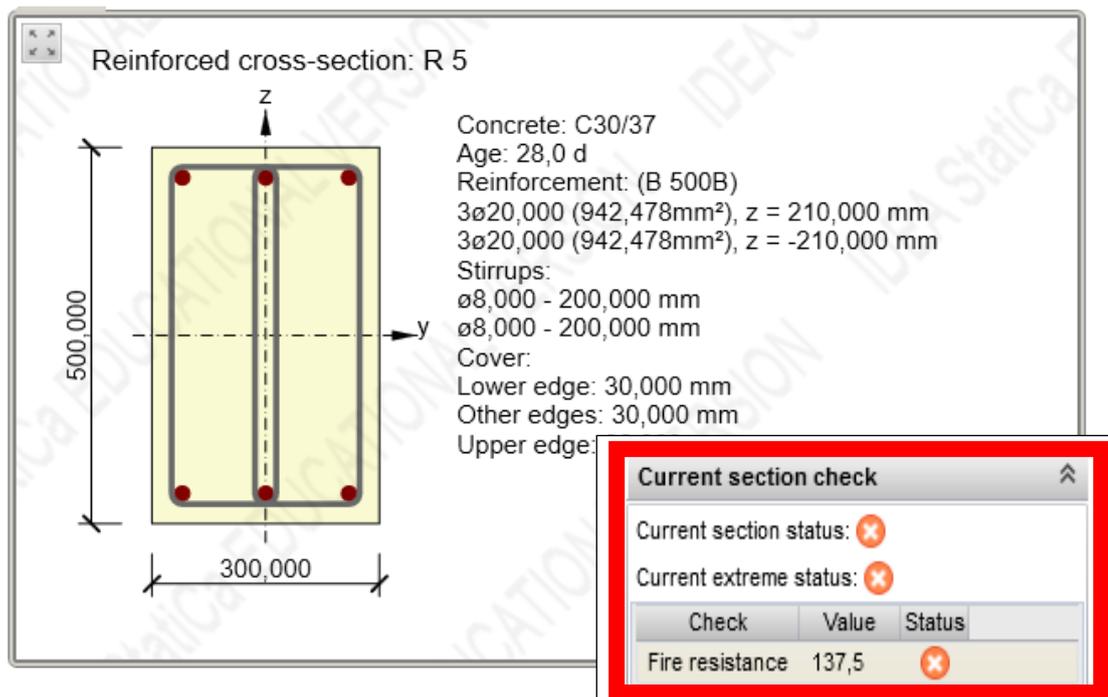


Figure 6.26 : vérification des résultats

Constatations : La résistance n'est pas vérifiée pour R120, on revérifie avec une classe de R90 :

7. Changement de la classe de résistance à R90 :

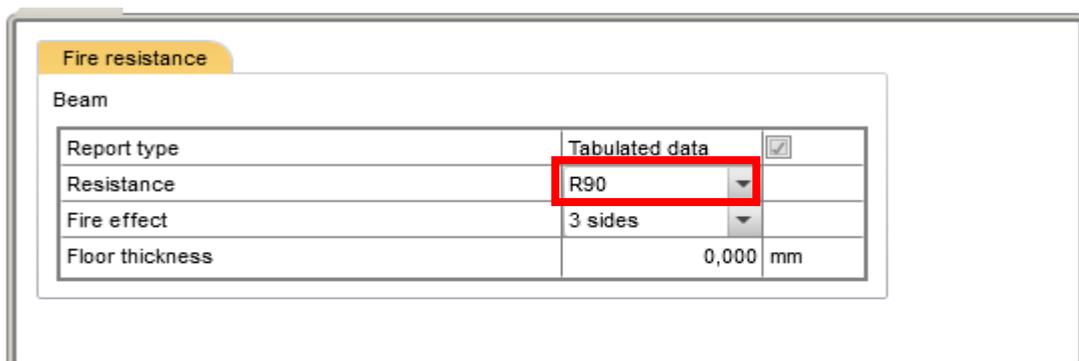


Figure 6.27 : changement de la classe de résistance

8. Vérification des résultats :

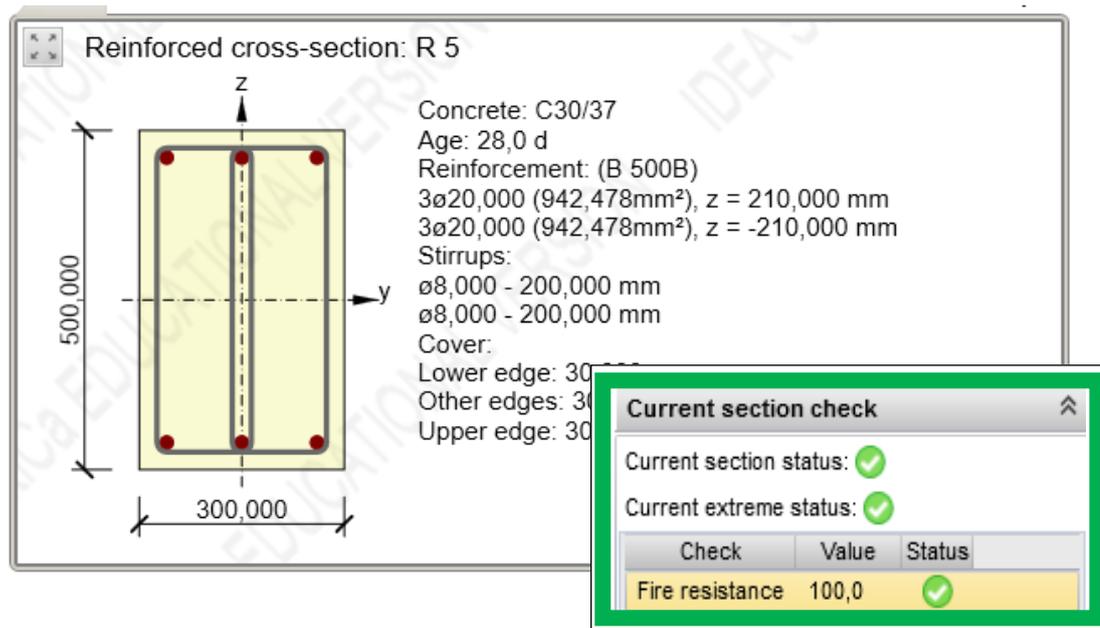


Figure 6.28 : vérification des résultats

Constatation : La classe de résistance (R90) de la poutre 30*50 calculée par la méthode isotherme 500°C est bien vérifiée avec logiciel IDEA Statica.

Tous les résultats d'autres sections sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau 6.3 : Vérification de la résistance au feu.

	Section	M _{max}	As	R60	R90	R120
PP1	30*50	103,2	3T20+2T16	OK	OK	NON
PP2	35*70	191,09	3T20	OK	OK	OK
PS	30*50	67,43	3T20	OK	OK	NON

6.9 CONCLUSION :

En raison du type de notre bâtiment qui contient des matériaux combustibles facile à brûler. Ce qui ne dépasse pas 60 min de combustion. Il suffit donc d'atteindre la résistance pendant seulement 60 min. Et d'après les résultats de notre étude on a trouvé que les poteaux résistent plus que 120 min et les poutres plus que 90 min, Donc il y'a pas un risque d'instabilité vis-à-vis le feu au niveau des poteaux et des poutres.

On a conclu après les calculs qu'on a faits sur toutes les sections des poutres et poteaux que l'enrobage est un facteur très important pour la vérification de la résistance au feu des éléments en béton armé tel que l'augmentation de l'enrobage égale l'augmentation de résistance au feu.

Chapitre 7

Etude des éléments de
l'infrastructure

7.1 INTRODUCTION :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure. Un choix judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service.

7.2 CHOIX DE TYPE DE FONDATION :

Le choix de type de fondation se fait suivant les paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol ($\sigma_{sol} = 2,00$ bars) Sur le quel est implanté notre ouvrage on a opté pour un radier nervuré.

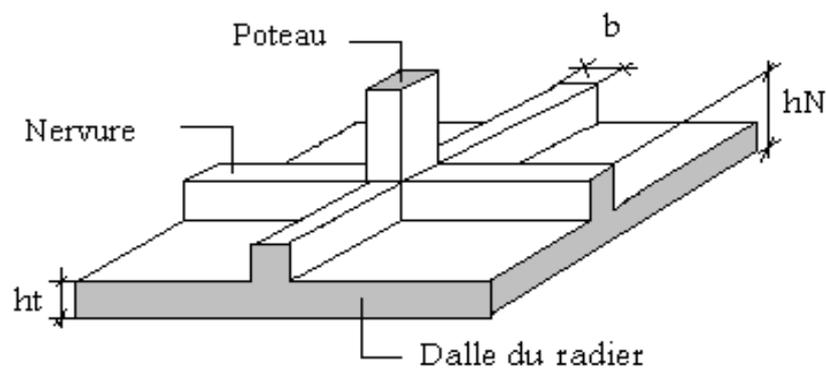


Figure 7.1 : radier nervuré

7.3 RADIER NERVURE BLOC A (PARTIE 1) :

Pour déterminer la surface du radier in faut que : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de superstructure

$$N = 1.1 G_{tot} + Q_{tot} \Rightarrow N = 1,1 * 42875,44 + 7593,78 = 54757,6 \text{ kN}$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} N = 54757,6 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 2,00 \text{ bars} \end{cases} \Rightarrow \text{On trouve : } S \geq 273,78 \text{ m}^2$$

$$\frac{s_{nec}}{s_b} = \frac{273,78}{445,14} = 61,5\% > 50\% \quad \text{Donc l'utilisation du radier est justifiée.}$$

- Débord de 50cm pour tous les côtés sauf cote de joint sismique
- La section totale du radier est de : $S_{rad} = 498,20 \text{ m}^2$

7.3.1 Pré dimensionnement de radier nervuré :

a) Dalle :

- **Condition forfaitaire :**

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{20}$$

$$L_{max} = 8,5 \text{ m} \Rightarrow h_1 \geq 42,5 \text{ cm} \rightarrow h_1 = 45 \text{ cm}$$

- **Condition de cisaillement :**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1 \text{ ml}}{S_{rad}}$$

$$N_u = 69272,52 \text{ kN} \quad ; \quad L = 8,5 \text{ m} \quad ; \quad b = 1 \text{ m}.$$

$$h \geq \frac{N_u \cdot L \cdot 1 \text{ ml}}{2 S_{rad} b (0,9 \bar{\tau})} = 23,48 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } h = 30 \text{ cm}$$

$$h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Epaisseur de la dalle du radier } \mathbf{h=45 \text{ cm}}$$

b) Nervures : On optera deux nervures car on a une déférence importante de longueur.

- **Largeur de nervure :** $b \geq \frac{L_{max}}{10}$

- **Hauteur de nervure :**

On prend la h_n maximale entre les deux conditions suivantes :

$$\mathbf{1-Condition de la flèche : } \quad \frac{L_{max}}{15} \leq h_n \leq \frac{L_{max}}{10}$$

2- Condition de raideur :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Avec} \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

E : Module de Young ($E=20000 \text{ MPa}$).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/m}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$). $K=4 \text{ Kg/cm}^3$

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

Tableau 7.1 : dimensions des nervures.

	Nervure 1	Nervure 2
L_{max} (m)	6,80	8,50
b (cm)	70	85
h (cm)	130	180

7.3.2 Caractéristiques géométriques du radier :

Tableau 7.2 : caractéristiques géométriques de radier (Bloc A).

Position du centre de gravité :	Moments d'inertie :
$X_G = 21,73$ m	$I_{xx} = 69664,03$ m ⁴
$Y_G = 10,54$ m	$I_{yy} = 282528,53$ m ⁴

7.3.3 Vérifications Nécessaires :

$N_u(\text{superstructure}) = 69272,52$ KN

$N_{ser}(\text{superstructure}) = 50469,23$ KN

$N_u(\text{structure}) = N_u(\text{superstructure}) + N_u(\text{infrastructure}) = 97864,91$ KN

$N_{ser}(\text{structure}) = N_{ser}(\text{superstructure}) + N_{ser}(\text{infrastructure}) = 71648,98$ KN

a) Vérification de la Stabilité du Radier :

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)**, quelque soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié de la centrale de la base des éléments de fondation résistant au reversement.

$$e_0 = \frac{Mr}{N_r} \leq \frac{B}{4}$$

e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

M_r : Moment de renversement dû aux forces sismique.

N_r : effort normal de la structure

B : la largeur du radier.

$M_r = M_0 + V_0 * h$

M_0 : moment à la base de la structure

V_0 : effort tranchant à la base de la structure

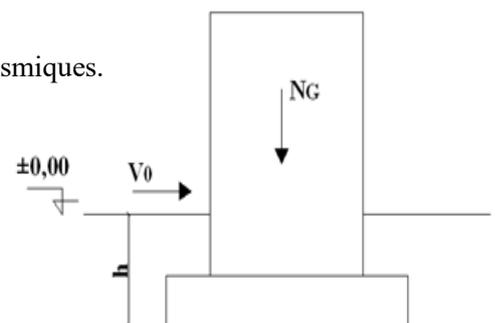


Figure 7.2 : schéma statique du bâtiment

h : profondeur de l'ancrage de la structure

M_0, V_0 sont tirés à partir du fichier **ETABS V17**

Tableau 7.3 : vérification de stabilité de radier.

Sens	$\frac{B}{4}$ (m)	M_0 (kn.M)	V_0 (kN)	M_R (kNm)	$e_0 = \frac{Mr}{Nr}$ (m)	vérification
X-X	9,20	122293,88	5312,21	132918,3	1,85	Oui
Y-Y	5,07	104231,94	4675,67	113583,28	1,58	Oui

b) Vérification des Contraintes Sous le Radier

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\sigma_{sol}=2$ bars

Les contraintes du sol sont données par :

➤ **Sollicitation du premier genre :**

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{71648,98}{498,2} = 143,81 \text{ kN} / \text{m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sollicitation du second genre :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I}V \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I}V$$

σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

- Si $\sigma_2 > 0$: la Répartition est trapézoïdale; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible σ_{sol} ($\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$).
- Si $\sigma_2 = 0$: la Répartition est triangulaire; La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible.

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

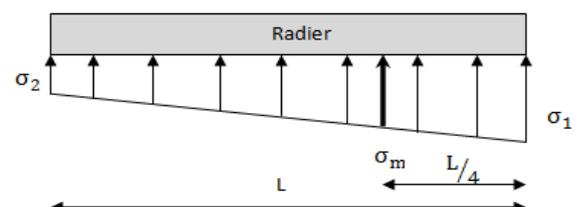


Figure 7.3 : Contraintes sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$

Tableau 7.4: Contraintes sous le radier à l'ELU et l'ELS

	ELU			ELS		
	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	237,98	154,97	217,22	185,27	102,35	164,54
Sens y-y	200,67	192,20	198,55	148,04	139,58	145,92
Vérification	$\sigma_1 < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2 > 0$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol}$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) < \sigma_{sol}$		

7.3.4 Ferrailage du radier :

a) Ferrailage de la dalle du radier :

➤ **Calcul des efforts :**

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés

ELU : $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 217,22 \text{ kN} / m$

ELS : $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 164,54 \text{ kN} / m$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de "BAEL91/99"

ELU : $M_x = M_y = \mu_x q_u L_x^2 = 364,21 \text{ kN} \cdot m$

ELS : $M_x = M_y = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 330,61 \text{ kN} \cdot m$

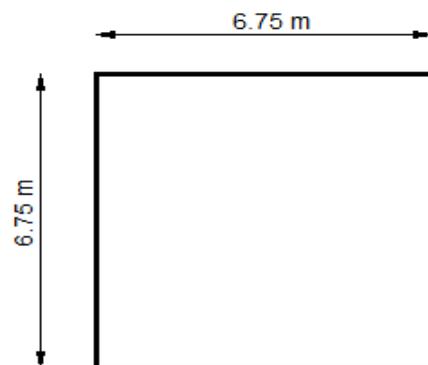


Figure 7.4 : Panneau de la dalle du radier

➤ **Calcul des armatures :**

On aura la même section de ferrailage selon les deux sens.

$b=100\text{cm}$; $h=45 \text{ cm}$; $d=40,5 \text{ cm}$; $f_c=500\text{MPa}$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$; $\sigma_s=434\text{MPa}$

Tableau 7.5: Ferrailage des panneaux du radier.

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	Z(cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
Travée	309,57	0,111	0,147	38,11	18,67	6T20	18,84	15
Appui	182,10	0,065	0,084	39,13	10,70	6T16	12,06	15

Espacement :

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm})$$

$$S_t \leq \text{Min}(120\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,667\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte pour $S_t = 15\text{cm}$

N.B : On a opté pour le même espacement pour le travée et l'appui.

➤ **Vérifications nécessaires :**

Condition de non fragilité :

$$A_{s \text{ min}} = 4,47 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ adopté}} = 12,06 \text{ cm}^2 \quad \text{la condition vérifiée}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

Remarque : La contrainte d'acier n'est pas vérifiée donc on augmente la section de l'acier.

Tableau 7.6: Vérification des contraintes

	M _{ser} (kNm)	Choix	A _s (cm ²)	Esp (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérif
Trav	254,04	6T25	29,44	15	9,20	18	234,47	250	Oui
App	149,43	6T20	18,84	15	6,55	18	218,43	250	Oui

Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3 \text{ MPa}$

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

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{217,21 \times 6,75}{2} = 733,08 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{733,08 \cdot 10^3}{1000 \times 405} = 1,81 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

Schéma de ferrailage

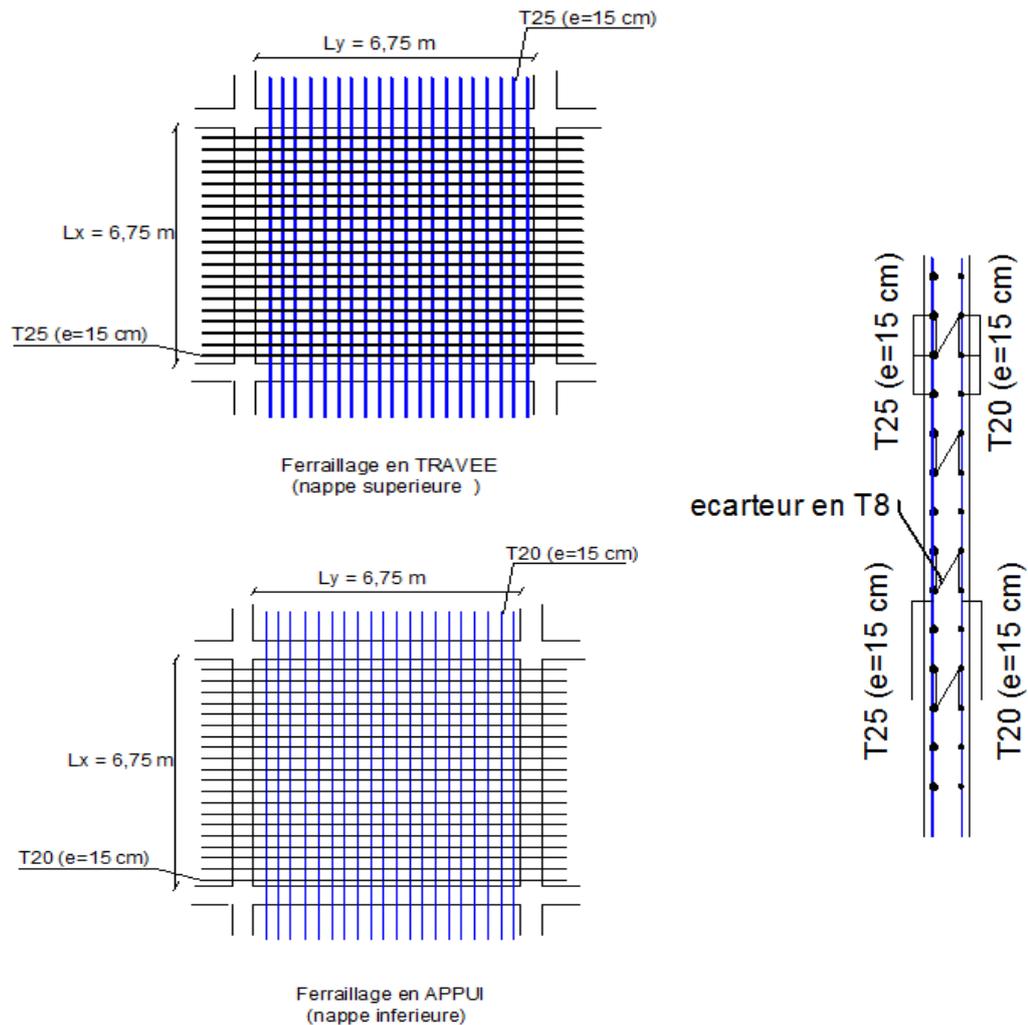


Figure 7.5 : Schéma de ferrailage du radier

b) Ferrailage des nervures :

Nervures 1 ($h = 130\text{ cm}$; $b = 70\text{ cm}$)

➤ Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « **BAEL91 modifier 99** »

$$\text{On a : } M_0 = \frac{q_u L^2}{8}$$

➤ Calcul des armatures :

$b=70\text{ cm}$; $h=130\text{ cm}$; $d=117\text{ cm}$; $L=6,75\text{ m}$; $q=217,21\text{ kN/ml}$

Tableau 7.7 : Ferrailage des nervures 1

	M _u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	1051,51	0,065	0,083	113,09	21,37	6T20+2T16	22,86
Appuis	618,53	0,038	0,048	114,73	12,39	6T16+2T12	14,32

➤ **Vérifications nécessaires :**

Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 10,33 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifier}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

Remarque : La contrainte d'acier n'est pas vérifiée donc on augmente la section des aciers.

Tableau 7.8 : Vérification des contraintes.

Position	M _{ser} (kNm)	Choix	A _s (cm ²)	Esp (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérif
Travée	796,54	6T20+6T16	30,90	11	6,42	18	243,71	250	Oui
Appuis	468,55	6T20	18,84	11	4,6	18	230,25	250	Oui

Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 3 \text{ MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \rightarrow T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{217,21 \times 6,75}{2} = 733,08 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{733,08 \times 10^3}{700 \times 1170} = 0,89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Vérifier}$$

➤ **Armatures transversales :**

Tableau 7.9 : choix des armatures transversales.

	Section	Zone	St(cm)	Φt (cm)	At calculée (cm ²)	Choix des armatures	At (cm ²)
Nervures	70*130	Courante	25	10	5,25	8T10	6,28
		Nodale	15		3,15	8T10	6,28

➤ **Armatures de peau :** Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3 cm² /ml par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$h=130\text{cm}$ $A_p = 3 \times 1,3 = 3,9 \text{ cm}^2$

$AP= 4T12= 4,52\text{cm}$

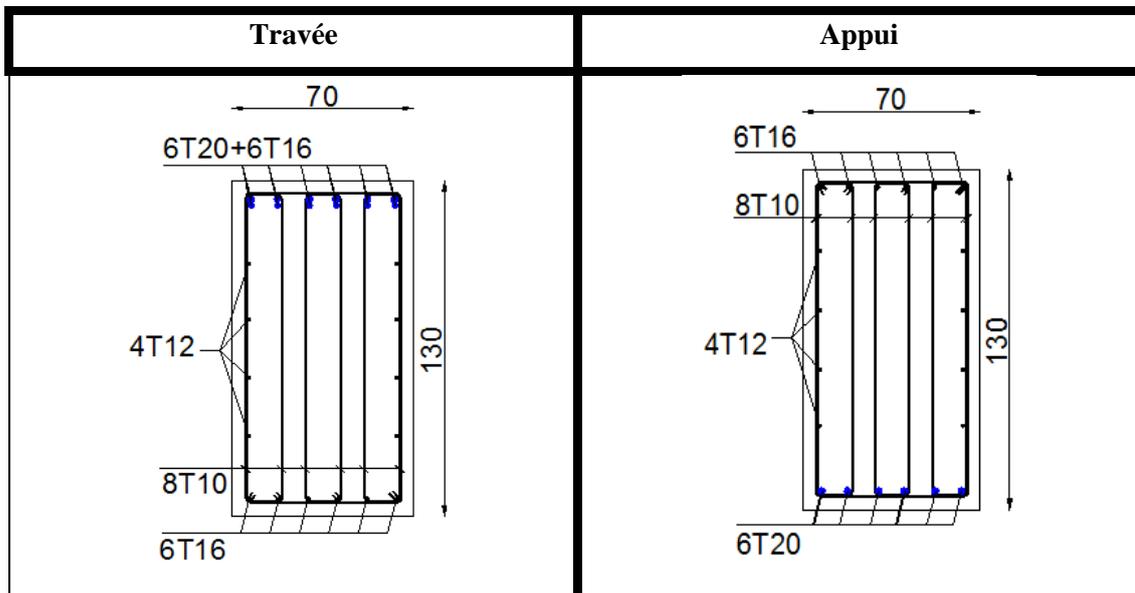


Figure 7.6 : Schéma de ferrailage de 1er nervure (Bloc A)

Nervures 2 (h = 180cm; b = 85 cm)

Tableau 7.10: Ferrailage de nervure 2

	M_u	M_{ser}	Choix final	At
Travée	1647,86	1248,28	11T20	8T12
Appui	969,33	738,28	7T20	8T12

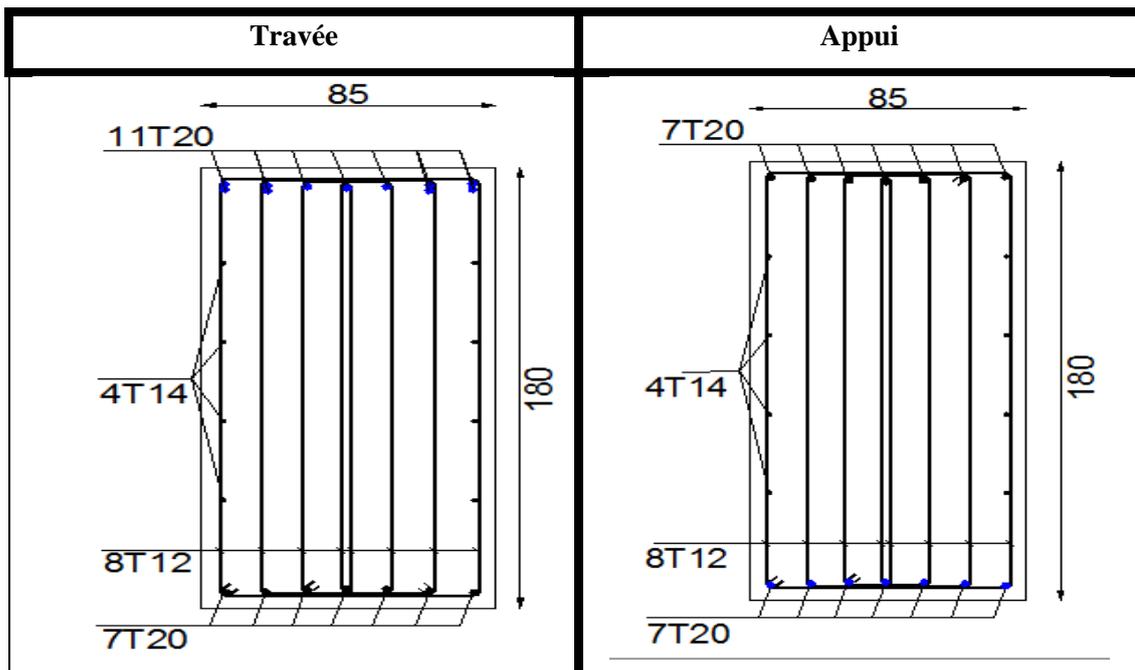


Figure 7.7 : Schéma de ferrailage de nervure 2 (Bloc B)

7.4 RADIER NERVEURE BLOC B (PARTIE 2) :

Dans ce qui suit on va représenter un résumé de dimensionnement et ferrailage du radier et des nervures suivant les mêmes étapes de calcul de **(Bloc A)**.

7.4.1 Pré dimensionnement de radier :

On a opté pour les dimensions de bloc A

- Epaisseur de la dalle du radier $h=45\text{cm}$
- Les dimensions de la 1^{ère} nervure : $\begin{cases} h_N = 130\text{cm} \\ b = 70\text{cm} \end{cases}$
- Les dimensions de la 2^{ème} nervure : $\begin{cases} h_N = 180\text{cm} \\ b = 85\text{cm} \end{cases}$

7.4.2 Caractéristiques géométriques du radier :

Tableau 7.12 : caractéristiques géométriques de radier (Bloc B)

La section totale du radier est de : $S_{\text{rad}} = 364,19 \text{ m}^2$	
Position du centre de gravité :	Moments d'inertie :
$X_G = 11,91\text{m}$	$I_{xx} = 51464,45 \text{ m}^4$
$Y_G = 10,5\text{m}$	$I_{yy} = 74435,93 \text{ m}^4$

7.4.3 Vérifications Nécessaires :

On a bien vérifié toutes les vérifications nécessaires avec la même procédure de bloc A.

7.4.4 Ferrailage du radier :

a) Ferrailage de la dalle de radier :

Tableau 7.13 : ferrailage de la dalle

	M_u	M_{ser}	Choix final	Ep
Travée	386,91	287,33	7T25	14
Appui	193,45	143,66	6T25	15

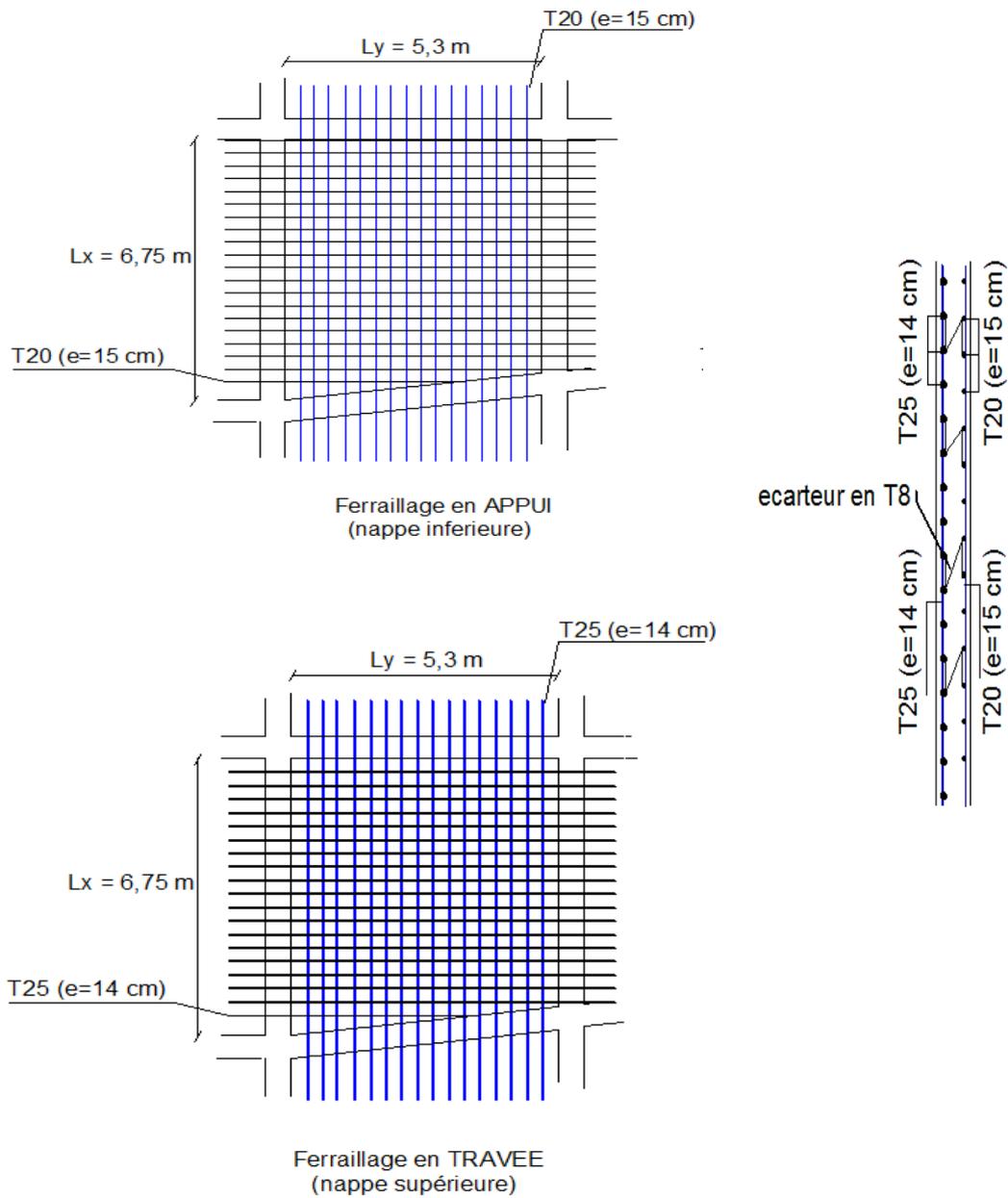


Figure 7.8 : Schéma de ferraillage de la dalle de radier

b) Ferraillage des nervures :

Tableau 7.14 : ferraillage des nervures

		M_u	M_{ser}	Choix final	At
Sens principal	Travée	985,82	732,10	8T20+2T16	8T10
	Appui	579,89	430,65	8T16	8T10
Sens secondaire	Travée	457,83	340	6T16+2T12	8T10
	Appui	269,31	200	6T16	8T10

NB : on a opté pour la nervure 2 le même choix de ferrailage de celle de bloc A.

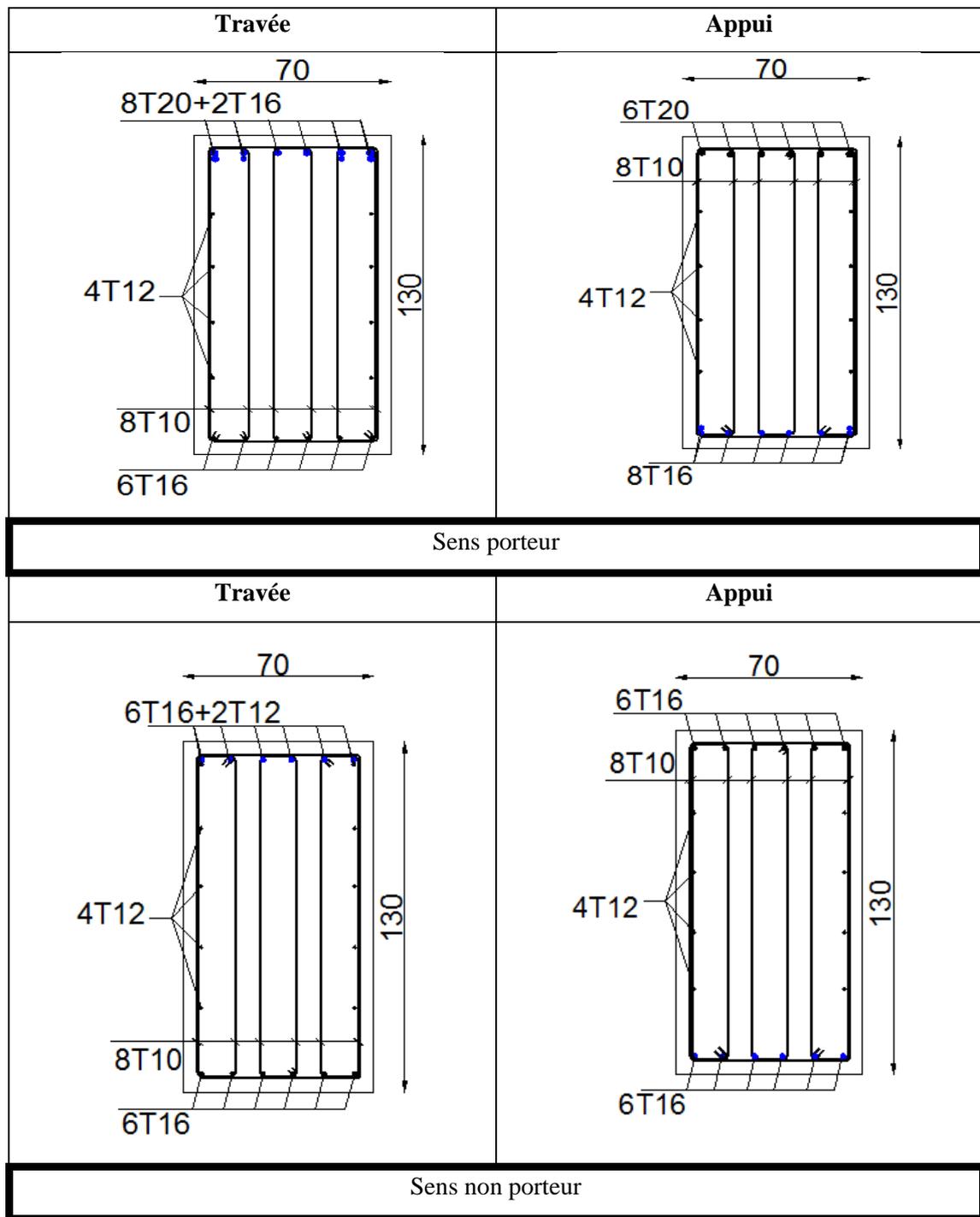


Figure 7.11 : Schéma de ferrailage de nervure 1 (Bloc B)

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- Le pré dimensionnement est une étape préliminaire qui a pour but de choisir des sections pour les éléments structuraux afin de les modéliser, un pré dimensionnement bien réfléchi facilitera énormément l'étude dynamique de la structure.
- Le séisme est l'un des effets à considérer dans le cadre de la conception des structures, reste le plus dangereux, ainsi la modélisation des structures nécessite une bonne maîtrise de la méthode des éléments finis et des logiciels utilisés (**ETABS V17**).
- La disposition optimale des voiles de contreventement assurera le comportement idéal de la structure et évitera un surdimensionnement des éléments résistants.
- Le comportement de feu de notre de notre structure a été pris en considération par la vérification de poutres poteaux sous un chargement nominal ISO 384.
La méthode des valeurs tabulés et simplifiée proposées par EC2-1-2 ont été adopté pour assurer la sécurité au feu des éléments structuraux (poutres poteaux).
D'après les calculs on a constaté que l'enrobage est un facteur très important pour assurer la résistance au feu.
- Le choix du type de fondation dépend de la nature du sol et du volume des charge prévenant de la structure, dans notre cas, vue que la contrainte du sol est faible (2 bars), un radier nervuré a été nécessaire afin de stabiliser la structure.
- L'utilisation des logiciels et programmes de calcul (ETABS, SOCOTEC, EXCEL...) permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité réalisée sans surcoût important.

REFERENCES

- [1] [BAEL, 91] Jean-Pierre Mouglin, Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième Edition Eyrolles 2000.
- [2] [DTR CBA.93 C 2-41] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé
- [3] [RPA99 version 2003] Règles parasismique Algérienne RPA99 Version 2003.
- [4] [Eurocode 2-1-2] Calcul des structures en béton-Calcul du comportement au feu.
- [5] [DTR B.C3.1.1] Isolation acoustiques.
- [6] [DTR B.C 2.2] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation.
- [7] [Eurocode -1-2] Actions sur les structures -Actions sur les structures exposées au feu
- [8] HENRY THONIER .(CIM' feu EC2) *Calcul au feu des structures en béton avec l'EC2*. CIM- BETON (centre d'information sur le ciment et ses applications) - CCTB (le future en construction).
- [9] IR JEAN-FRANÇOIS DENOEL. *Sécurité incendie et constructions en béton* , FEBELCEM Fédération de l'industrie cimentière belge , www.febelcem.be
- [10] BOURSAS FARID. *Analyse du comportement des structures sous l'influence de feu*. Mémoire de magister Option : interaction matériaux, sol, structures. Université Mentouri Constantine, Département de Génie Civil ,2010
- [11] LE SERVICE INCENDIE ET AMBULANCE , *Etude de stabilité au feu à l'aide d'une approche performancielle*, Ville de Luxembourg Strassen, Septembre 2012
- [12] FREDERIC MASSON, ANDRE CARRAU, DIDIER GASTON *Développement d'une méthodologie d'évaluation des effets thermiques et toxiques des incendies d'entrepôts* , Direction des Risques Accidentels , Mai 2001.
- [13] AMRAR ABDEALAZIZ, *conception d'un bâtiment multifonctionnel avec étude comparative Sous feu conventionnel et feu réel*. Mémoire de fin d'étude, Option Construction métallique et Mixte. Université Saad Dahleb Blida 2019
- [14] DUC TOAN PHAM. *Analyse par le calcul à la rupture de la stabilité au feu des panneaux en Béton armé de grandes dimensions*. Génie civil. Université Paris-Est, 2014.
- [15] AMPRINCIPE, PARIS *Murs séparatifs coupe-feu et façades à fonction d'écran thermique en béton* .Février 2006.
- [16] *Comportement au feu des structures. Évaluation des outils disponibles et domaines d'application* Projet National de recherche et développement INGÉNIERIE DE LA SÉCURITÉ INCENDIE, Octobre 2012
- [17] *Comportement des structures en béton soumises au feu* société suisse des ingénieurs et des architectes , juillet 2014

APPENDICE (A)

Méthodes règlementaire (ACI 318-05) pour calcul les voiles

1. introduction :

la méthode de l'ACI 318 (règlement américain) considère les éléments voile -poteau comme un élément de forme (I, U ...) soumis à un effort normal (P) et un effort tranchant (V) et un moment fléchissant (M).

- Selon le règlement il convient que :
 - ✓ les armatures horizontales assurent la résistance à l'effort tranchant (V).
 - ✓ les armatures verticales assurent la résistance à l'effort normal (P).
 - ✓ les armatures verticales dans les éléments de rive (zone de confinement) aux deux extrémités de la section transversale du voile ou trumeau assurent la résistance à la flexion composée (P .M).

2. les étapes de Calcul des voiles par la méthode règlementaire (ACI 318-05) :

Le voile en béton armée doit faire l'objet des vérifications suivantes :

- Justification de la stabilité de forme (résistance au flambement).
- Résistance à l'effort normale.
- Résistance à l'effort tranchant.
- Résistance en flexion composée.

a) Justification de la stabilité et la résistance à la compression (flambement) :

Lorsque P_u est un effort de compression axial ou excentré de ($e \leq a / 6$), le voile est stable vis-à-vis du flambement si on vérifie que : $p_u \leq \Phi P_n$

$$P_n = 0,55 \cdot f_{bc} \cdot A_g \cdot \left[1 - \left(\frac{k \cdot h_s}{32 \cdot a} \right)^2 \right]$$

Avec :

P_u : effort normale ultime de compression de la combinaison la plus défavorable.

P_n : Effort nominal limite de la section transversale du voile.

Φ : facteur de réduction ($\Phi = 0,70$)

A_g : section transversale brute du voile

h_s : Hauteur libre de chaque niveau.

a : L'épaisseur du mur

f_{bc} : Contrainte admissible du béton.

K : coefficient de flambement. $K = \frac{lf}{l}$

Soit : l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
		Valeur de k	
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

Tableau A.1 : Valeurs de (l_f / l) .

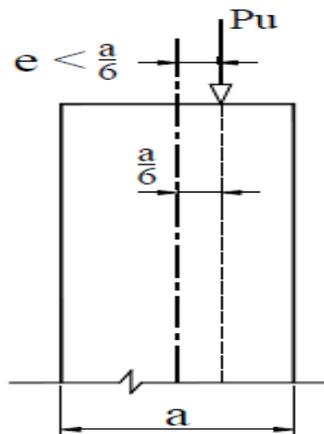


Figure A.1 : Etat d'un mur en compression.

b) Justifications de la résistance vis-à-vis de l'effort normale :

1. Pourcentage minimale des armatures de la zone comprimée :

	Armatures horizontales	Armatures verticales
Espacement maximale entre axe des armatures	$\leq \min (lw/5 ; 3a ; 45cm)$	$\leq \min (lw/3 ; 3a ; 45cm)$
Armatures minimales Pourcentages minimaux	$A_{sh} \geq \rho_h \cdot 100 \cdot a$ $\rho_h \geq 0.0025$	$A_{sv} \geq \rho_v \cdot lw \cdot a$ $\rho_v = 0.0025 + 0.5$ $\left(2.5 - \frac{h_w}{l_w}\right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$

Tableau A.2 : Pourcentage minimale des armatures de la zone comprimée.

h_w : Hauteur totale du voile mesuré à partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans l'âme du mur.

- La section d'armature verticale correspondant au pourcentage doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bonde de mur considérée dans le cas de la compression.
- La section d'armature horizontale parallèle aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

2. Limitation de l'effort normal de compression par la condition de résistance :

Les murs sismiques primaires doivent être dimensionnés dans le but de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{P_u}{P_o} \leq 0,35$$

Tel que :

$$P_o = 0,85 \cdot f_{bc} \cdot (A_g - A_s) + A_s \cdot f_e \quad \text{et} \quad A_g = a \cdot l_w$$

P_o : étant la charge axiale nominale (limite) de la section du voile.

A_g : section transversale brute du voile.

A_s : Section d'armature verticale de calcul ou choisit.

a : épaisseur du voile.

f_e : contrainte élastique de l'acier.

f_{bc} : contrainte admissible du béton.

On peut prendre pour la simplicité des calculs $A_s = 0$ donc $P_o = 0,85 \cdot f_{bc} \cdot A_g$ ou bien un pourcentage minimum des armatures verticales $A_{sv} \geq \rho_v \cdot l_w \cdot a$

c) Justification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant :

Pourcentage minimale des armatures en dehors des zones de rives

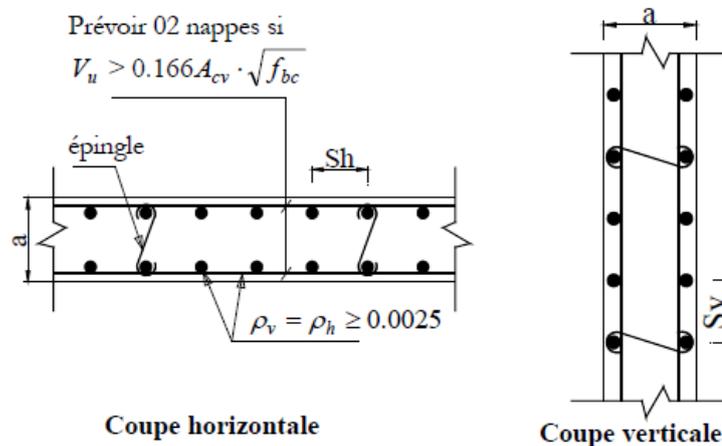


Figure A.2 : disposition des armatures de l'âme du voile .

Valeur de l'effort tranchant	Pourcentage des armatures horizontales et verticales	Vérification
$V_u > 0.166 \times A_{cv} \times \sqrt{f_{bc}}$ Ou $a \geq 25 \text{ cm}$	$\rho_v = \rho_h = \rho_n \geq 0.0025$ Espaceur : $S \leq \min (3a ; 45\text{cm})$	$V_u < 0,664 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_{bc}}$ Il faut que : $\Phi V_n > V_u$ $\Phi = 0,75$ $V_n = A_{cv} \cdot (a_c \cdot 0,083 \cdot \sqrt{f_{bc}} + \rho_n \cdot f_y)$ $a_c = 3$ pour : $\frac{h_w}{l_w} \leq 1,5$ $a_c = 2$ pour : $\frac{h_w}{l_w} \leq 2$ Il y a lieu d'interpoler les valeurs de a_c , linéairement pour des valeurs de $\frac{h_w}{l_w}$ entre 1,5 et 2
$V_u < 0,083 \times A_{cv} \times \sqrt{f_{bc}}$ $a < 25 \text{ cm}$	Armature verticale : $\rho_v \geq 0,0012$ avec des barres HA16 $\rho_v \geq 0,0015$ autres barres HA Armatures horizontales : $\rho_h \geq 0,0015$ autres barres HA $\rho_h \geq 0,0025$ autres barres HA Espaceur : $S \leq \min (3a ; 45\text{cm})$	Il faut que : $\Phi V_n > V_u$ $V_n = A_{cv} (a_c \cdot 0,083 \cdot \sqrt{f_{bc}} + \rho_n \cdot f_y)$

Tableau A.3 : justification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant.

A_{cv} : Section brute du béton par mètre linéaire dans la direction de l'effort tranchant.

$\Phi = 0,75$: coefficient de sécurité.

V_u : Effort tranchant obtenu par le calcul de la structure dans la combinaison sismique.

V_n : Effort tranchant nominale de la section transversale dans la direction de l'effort tranchant.

a_c : Coefficient dépendant de l'élancement du mur.

ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans l'âme du mur.

ρ_h : Pourcentage des armatures horizontales dans l'âme du mur.

ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans l'âme du mur.

h_w : Hauteur totale du voile mesurée à partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

l_w : Longueur du mur en plan.

d) Calcul des armatures nécessaires à la flexion composée :

Le calcul d'un voile ou trumeau est effectué en flexion composée, il convient que les armatures verticales nécessaires pour la vérification de la résistance sous la combinaison sismique la plus défavorable, soient concentrées dans les éléments de rives, aux deux extrémités de la section transversale du voile.

Les résistances à la flexion sont calculées de façon classique, en utilisant la valeur de l'effort normale P_u et le moment fléchissant M_u , résultant de l'analyse dans la situation sismique de calcul elles visent à éviter les modes de ruine par cisaillement.

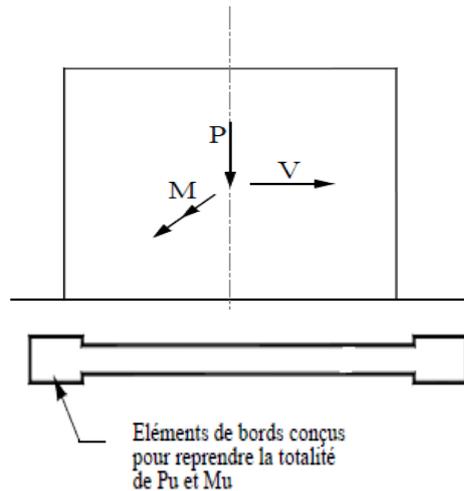


Figure A.3 : les sollicitations dans un voile.

Ces éléments de rive constituent en quelque sorte des membrures latérale plus résistantes et plus ductiles que le reste du voile. Comme ces zones sont les plus sollicitées, c'est à cet endroit que se produirait en premier lieu l'éclatement du béton.

On empêche donc la ruine en commençant par le renforcement de ces zones, les armatures de confinement sont des cadres ou des épingles similaires à ceux des poteaux.

On définit les zones confinées de rives de la façon suivante :

En élévation, les armatures de confinement doivent être présentes sur toute la hauteur h_{cr} de la zone critique. En plan, la zone à confiner s'étend horizontalement sur une longueur L_{bz} mesurée depuis la fibre de compression extrême du mur jusqu'au point où le béton non confiné peut éclater à cause des déformations importantes de compression.

e) Dimensionnement des éléments de rives ou de bord :

On utilise pour la détermination des éléments de rive l'approche de « **BOUNDARY ELEMENT** » qui prescrit :

Un élément de rive conçu spécialement si :

$$\frac{P_u}{A_g} \geq 0,2 \cdot f_{bc}$$

Dimensionnement de rives (boundary zones)



$$L_{bz} = 0,25.l_w \text{ pour } \frac{P_u}{P_o} = 0,35$$

$$L_{bz} = 0,15.l_w \text{ pour } \frac{P_u}{P_o} = 0,15$$

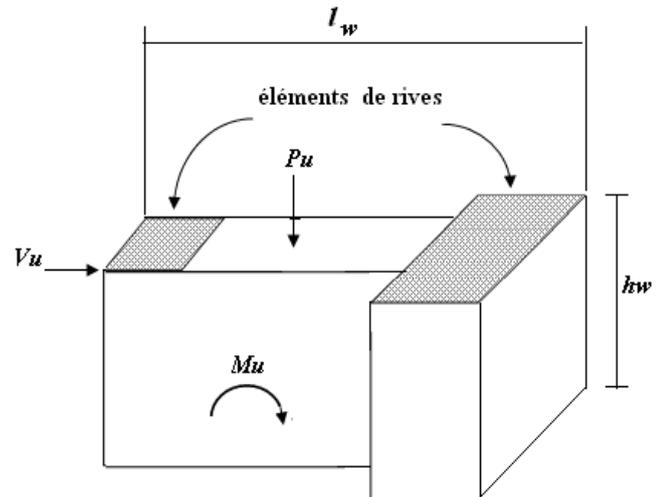


Figure A.4 : Etat de contraintes dans un mur

Pour des valeurs de $\frac{P_u}{P_o}$ compris entre 0,15 et 0,35 il y a lieu d'interpoler linéairement

La longueur minimale des éléments de rive : $L_{bz} = 0,15 l_w$

Il n'y a pas de condition selon le code *ACI 318-05* pour une épaisseur minimale T_{bz} des éléments de rive de mur, mais on peut se référer à *l'EUROCODE 8* qui prévoit les dimensions minimales suivantes :

$$T_{bz} \geq 200 \text{ mm} \quad \text{Et} \quad T_{bz} \geq \frac{h_s}{15}$$

h_s : la hauteur d'étage

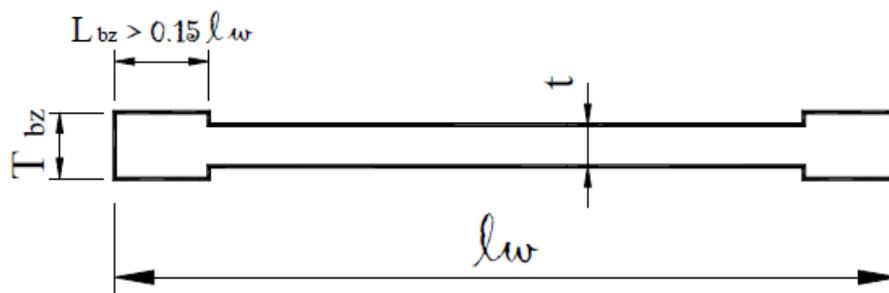


Figure A.5 : longueur minimale des éléments de rive confinés.

f) Armatures de résistance à la flexion composée :

On calcule la section d'armature nécessaire pour une section en (I, U ...), sollicitée en flexion composée.

Les armatures choisies seront placées par symétrie dans les deux extrémités du voile étant donné que le moment M_u est réversible.

g) Disposition constructives et pourcentage minimum dans les éléments de rives :

- Le pourcentage des armatures longitudinales de rive doit être $\geq 0,5\%$

$$A_{CV} \geq 0,005 \cdot L_{bz} \cdot T_{bz} \quad \text{C'est-à-dire : } A_{CV} \geq 0,005 \cdot L_{bz} \cdot T_{bz}$$

- La distance maximum entre barres longitudinales consécutives maintenues par des armatures de confinement :

$$\text{Sens x-x : } h_x = 30 \text{ cm.}$$

$$\text{Sens y-y : } h_y = \min(L_{bz} / 4, 10 + [(35 - h_x) / 3]) \text{ cm}$$

- Selon **RPA -99V2003** : le pourcentage min est 0,2% avec un espacement max de 15 cm.
- Selon **EUROCODE 8** : le pourcentage min est 0,5% avec un espacement max de 15 cm.

h) Armatures transversales dans la zone de confinement :

Les armatures de confinement doivent être présentées sur toute la hauteur h_{cr} de la zone critique en plan, la zone à confiner s'étend horizontalement sur une longueur L_{bz} .

La section des armatures transversales est donnée par la formule suivante :

$$A^t_{sh} \geq 0,09 \times S_t \times h_c \times \frac{f_{bc}}{f_e}$$

Avec :

$$\text{Tel } h_c = T_{bz} - 2(\text{enrobage})$$

que :

A^t_{sh} : Section des armatures transversales totale.

f_{bc} : Contrainte admissible du béton.

f_e : Contrainte élastique des armatures transversales.

S_t : Espacement verticale des cadres avec :

$$S_t = \min \begin{cases} 0,25 \times L_{bz} \\ 6d_b \\ S_x \end{cases}$$

d_b : diamètre minimal de A_{sv}

$$\text{Et : } 10 \text{ cm} \leq S_x = 10 + \left(\frac{36 - h_x}{3}\right) \leq 15 \text{ cm}$$

h_x : Espacement dans le sens x-x entre les barres longitudinales dans la zone de confinement.

Le diamètre minimal est : $\varphi_{st} \geq 0,35 \cdot d_{bl, \max}$

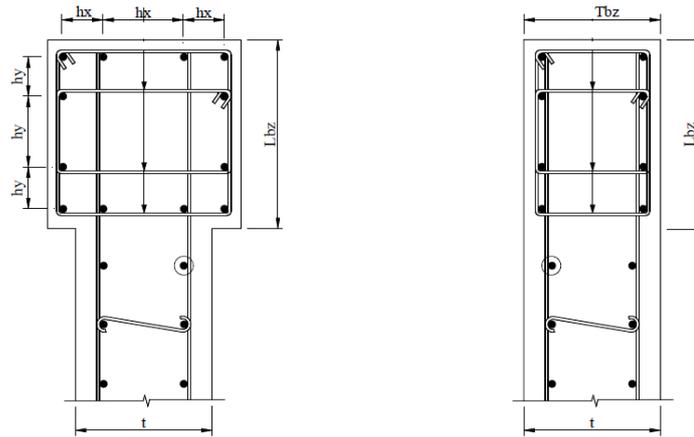


Figure A.6 : Détail de confinement de l'élément de bord.

i) Hauteur de la zone critique :

La hauteur h_{cr} , où se produisent les déformations plastiques, appelée zone de la « rotule plastique » en pied de mur également appelée zone « critique » est estimé par :

$$h_{cr} = \max[l_w; (Mu / 4Vu)]$$

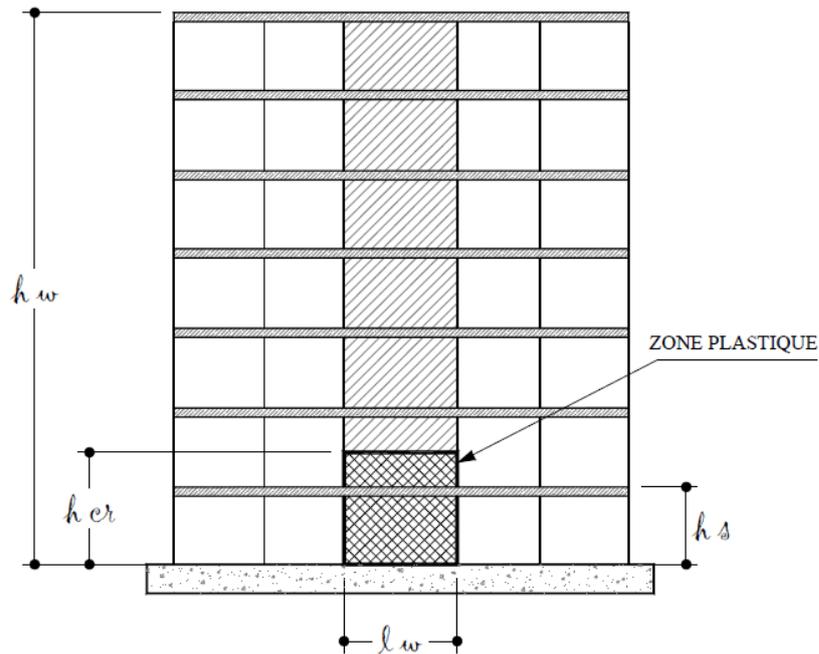


Figure A.7 : Hauteur de la zone critique