

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

UNIVERSITE DE BLIDA 1

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR

DEPARTEMENT DE GENIE CIVILE

Mémoire de fin d'études pour l'obtention
du diplôme master 2 en génie civil

Spécialité : structure et réparation et cout de construction

**Etude parasismique et Modélisation du confort thermique
d'une tour R+8 à usage habitation**

Présenté par :
ZERGOUN Amina

Devant le jury composé de :

- Le président
- Examineur
- Examineur
- Promotrice : Mme Aouli D.

Promotion 2014

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

UNIVERSITE DE BLIDA 1

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR

DEPARTEMENT DE GENIE CIVILE

Mémoire de fin d'études pour l'obtention
du diplôme master 2 en génie civil

Spécialité : structure et réparation et cout de construction

**Etude parasismique et Modélisation du confort thermique
d'une tour R+8 à usage habitation**

Présenté par :
ZERGOUN Amina

Devant le jury composé de :

- Le président
- Examineur
- Examineur
- Promotrice : Mme Aouli D.

Promotion 2014

REMERCIEMENTS

La réalisation de ce mémoire a été possible grâce au concours de plusieurs personnes à qui je voudrais témoigner toute ma reconnaissance.

Je voudrais tout d'abord adresser toute ma gratitude à ma promotrice Mma Aouli Djida pour son aide et son soutien moral.

Je désire remercier également mon ami Rado Andriniaina pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils.

Je voudrais exprimer ma reconnaissance envers tous les professeurs, amis et collègues qui m'ont apporté leur support moral et intellectuel tout au long de ma démarche notamment Mustapha et amine Rafik et Nacer..

Sincères remerciements, gratitudes et reconnaissance à ma sœur Farah

J'exprime également mes remerciements à tous les enseignants du département de génie civil, ainsi à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

DEDICACES

JE DÉDIE CETTE THÈSE À

À MA TRÈS CHÈRE MÈRE FATMA ZOHRA

AFFABLE, HONORABLE, AIMABLE : TU REPRÉSENTES POUR MOI LE
SYMBOLE DE LA BONTÉ PAR EXCELLENCE, LA SOURCE DE TENDRESSE ET
L'EXEMPLE DU DÉVOUEMENT QUI N'A PAS CESSÉ DE M'ENCOURAGER ET
DE PRIER POUR MOI.

TA PRIÈRE ET TA BÉNÉDICTION M'ONT ÉTÉ D'UN GRAND SECOURS
POUR MENER À BIEN MES ÉTUDES.

AUCUNE DÉDICACE NE SAURAIT ÊTRE ASSEZ ÉLOQUENTE POUR
EXPRIMER CE QUE TU MÉRITES POUR TOUS LES SACRIFICES QUE TU N'AS
CESSÉ DE ME DONNER DEPUIS MA NAISSANCE, DURANT MON ENFANCE
ET MÊME À L'ÂGE ADULTE.

TU AS FAIT PLUS QU'UNE MÈRE PUISSE FAIRE POUR QUE SES
ENFANTS SUIVENT LE BON CHEMIN DANS LEUR VIE ET LEURS ÉTUDES.

JE TE DÉDIE MAMA CE TRAVAIL EN TÉMOIGNAGE DE MON PROFOND
AMOUR. PUISSE DIEU, LE TOUT PUISSANT, TE PRÉSERVER ET
T'ACCORDER SANTÉ, LONGUE VIE ET BONHEUR

Amina

Résumé

Abstract

Molakhasse

Sommaire

Chapitre I	: Présentation générale de l'ouvrage	5
Chapitre II	: Pré dimensionnement des éléments	20
Chapitre III	Calcul des éléments secondaires de la structure	39
Chapitre IV	L'étude sismique de la structure	90
Chapitre V	: Ferrailage des éléments résistants	114
Partie 2	: Etude du confort thermique	170
Chapitre I	: Etat de l'art des approches du confort thermique	170
Chapitre II	: Conception thermique de la structure	186

Liste des tableaux

<u>Tableau</u>	<u>N° page</u>
Tableau 1 : Description de chaque type d'appartement	7
Tableau 2 : Résistances caractéristiques habituelle des bétons (Eurocode 2: Calcul des structures en béton1992)	9
Tableau 3 : Coefficient de sécurité γ_b du béton en fonction des combinaisons.....	10
Tableau 4 : Coefficient Θ en fonction de la durée d'application des actions.....	11
Tableau 5: Valeurs courantes du module de déformation longitudinale	12
Tableau 6 : Caractéristiques géométriques des barres	13
Tableau 7 : Caractéristiques mécaniques des aciers (Jean Perchat , 1991).....	14
Tableau 8 : Coefficient de fissuration η et de scellement Ψ_s	14
Tableau 9 : coefficients de sécurité γ_s de l'acier en fonction des combinaisons	15
Tableau 10 : états limites d'une structure.....	16
Tableau 11 : évaluation des charges du plancher terrasse.....	23
Tableau 12 : Evaluation de charge du plancher courant	24
Tableau 13 : évaluation des charges du balcon	24
Tableau 14 : évaluation des charges des murs extérieurs.....	25
Tableau 15 : évaluation des charges des murs intérieurs	25
Tableau 16 : Dégression des charges d'exploitation.....	34
Tableau 17 : Pré dimensionnement du poteau central.....	35
Tableau 18 : Pré dimensionnement du poteau de rive.....	35
Tableau 19 : pré dimensionnement du Poteau d'angle.....	36
Tableau 20 : Les sections finales des poteaux.....	36
Tableau 21 : Combinaison de charges.....	42
Tableau 22: Calcul des efforts internes	43
Tableau 23 : Calcul du ferrailage des escaliers	43
Tableau 24 : Vérification à l'état limite de service	45
Tableau 25 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	46
Tableau 26 : Vérification a l'ELS	47
Tableau 27 : Vérification de la rigidité.	47
Tableau 28 : Ferrailage des escaliers.....	47
Tableau 29 : Récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x).....	50
Tableau 30 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y)	50

Tableau 31 : Récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis	50
Tableau 32 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens	52
Tableau 33: Combinaison des charges	60
Tableau 34 : Calcul des efforts internes	60
Tableau 35 : Ferrailage du balcon (type "I")	61
Tableau 36 : Vérification des contraintes du balcon (type "I")	62
Tableau 37 : Ferrailage en travée du balcon type 2.....	64
Tableau 38 : Ferrailage en travée du balcon type 2.....	64
Tableau 39 : Vérification des contraintes du béton.....	66
Tableau 40 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles	68
Tableau 41 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELU.....	74
Tableau 42 : <i>Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELS</i>	74
Tableau 43 : <i>Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à l'ELU</i>	74
Tableau 44 : <i>Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELS</i>	74
Tableau 45 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELU.....	75
Tableau 46 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 3 à l'ELS	75
Tableau 47 : calcul des sections d'armature pour les autres types de poutrelles	80
Tableau 48 : Choix de type d'armatures adopté pour les différents types de poutrelles.....	81
Tableau 49 : Vérification des armatures longitudinales et de cisaillement.....	81
Tableau 50 : Vérification à l'état limite de compression du béton des poutrelles.....	83
Tableau 51 : Vérification de la flèche	86
Tableau 52: Facteur de pénalité.....	99
Tableau 53 : participation massique du modèle initial.....	100
Tableau 54 : Vérification du déplacement interétage.....	102
Tableau 55 : Caractéristiques dynamiques du model 2.....	103
Tableau 56 : Vérification des déplacements inter étage du 2ème modèle.....	104
Tableau 57 : Vérification des sollicitations normales	105
Tableau 58 : Redimensionnement de la section des poteaux	105
Tableau 59 : Caractéristiques dynamiques propres du modèle final.....	106
Tableau 60 : Vérification des déplacements inter étage du 3ème modèle	109
Tableau 61 : Récapitulatif de la vérification des sollicitations normales du modèle final....	109
Tableau 62 : Vérification de l'effet P- Δ du modèle final.....	111
Tableau 63 : Les Caractéristiques du béton et de l'acier	114

Tableau 64 : ferrailage des poteaux en situation durable ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).....	116
Tableau 65 : ferrailage des poteaux en situation durable ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)	116
Tableau 66 : ferrailage des poteaux en situation durable ($M^{\max}; N^{\text{corr}}$).....	117
Tableau 67 : Ferrailage des poteaux en situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).....	117
Tableau 68 : Ferrailage des poteaux en situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)	118
Tableau 69 : Ferrailage des poteaux en situation accidentelle ($M^{\max}; N^{\text{corr}}$).....	118
Tableau 70 : Ferrailage des poteaux en situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).....	119
Tableau 71 : Ferrailage des poteaux en situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)	119
Tableau 72 : Ferrailage des poteaux en situation accidentelle ($M^{\max}; N^{\text{corr}}$).....	120
Tableau 73 : Ferrailage des poteaux.....	120
Tableau 74 : Vérification des contraintes vis-à-vis l'ELS	121
Tableau 75 : Vérification des contraintes vis-à-vis l'ELS	121
Tableau 76 : Vérification de l'effort de cisaillement des poteaux	123
Tableau 77 : Les résultats du ferrailage transversal des poteaux	124
Tableau 78 : Le choix des armatures transversales	125
Tableau 79 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable).....	127
Tableau 80 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).....	127
Tableau 81 : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable)	127
Tableau 82 : Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle)	128
Tableau 83 : Choix des armatures pour les poutres principales.....	128
Tableau 84 : Choix des armatures pour les poutres secondaires.....	128
Tableau 85 : Vérification de la condition de non fragilité	129
<i>Tableau 86 : Vérification des poutres principales à l'ELS.....</i>	<i>130</i>
Tableau 87 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS.....	130
Tableau 88 : Vérification de la contrainte de cisaillement.....	131
Tableau 89 : Calcul des armatures transversales.....	131
Tableau 90 : Récapitulatif du calcul de la flèche	133
Tableau 91 : Récapitulatif du calcul de la flèche	134
Tableau 92 : ferrailage du voile V2 zone 1, 2,3	139
<i>Tableau 93 : ferrailage du voile V2 zone 4, 5,6,7.....</i>	<i>140</i>
Tableau 94 : Les résultats des sections des semelles isolées.....	146
Tableau 95 : Sections des semelles filantes.....	147

Tableau 96 : Contraintes sous le radier à l'ELU	154
Tableau 97 : Les Contraintes sous le radier à l'ELS	155
Tableau 98 : Calcul des moments à l'ELU	156
Tableau 99 : Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($v=0,2$)	157
Tableau 100 : Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier	157
Tableau 101 : Vérification des contraintes à l'ELS	158
Tableau 102 : Ferrailage des nervures suivant sens x-x	159
Tableau 103 : Ferrailage des nervures suivant sens y-y	159
Tableau 104 : Vérification des contraintes de panneau le plus sollicité du radier	159
Tableau 105 : Vérification des contraintes de panneau le plus sollicité du radier	160
Tableau 106 : Vérification des contraintes après redimensionnement à l'ELS	160
Tableau 107 : Espacement des armatures transversales	161
Tableau 108 : Choix des armatures transversales	161
Tableau 109 : Ferrailage de la dalle pleine	164
Tableau 110 : Ferrailage de la dalle pleine	166
Tableau 111 : Redimensionnement des Armatures	166
Tableau 112 : Vérification des contraintes après redimensionnement à l'ELS	166
<i>Tableau 113 : Les valeurs du coefficient de conductivité thermique des principaux isolants</i>	<i>177</i>
Tableau 114: Résistance superficielle ($m^2 \cdot K/W$)	188
Tableau 115: Résistances thermiques de lames d'air non ventilées R ($m^2 \cdot K/W$)	188
Tableau 116 : Les coordonnées physiques et horaires du soleil durant les périodes d'équinoxes et de solstices.....	191
Tableau 117: exemple de calcul de résistance et de déperdition.....	196
Tableau 118: Valeurs de références pour le calcul d'U _{bât réf}	202
Tableau 119: Coefficient U maximal	203

Liste des figures

Figure	N° page
Figure 1 : L'emplacement du projet	5
Figure 2 : Vue du projet	6
Figure 3 : diagramme parabole-rectangle.....	11
Figure 4 : diagramme contraintes – déformations.....	15
Figure 5 : schéma d'un voile	20
Figure 6 : schéma d'un plancher corps creux.....	21
Figure 7 : Plancher à corps creux	22
Figure 8 : Schéma de l'acrotère.....	37
Figure 9 : La vue d'un escalier.....	39
Figure 10 : Schéma d'un escalier	40
Figure 11 : Position de l'axe neutre	46
Figure 12 : Schéma du ferrailage de la dalle machine	54
Figure 13 : Ferrailage de l'acrotère.....	59
Figure 14 : Ferrailage du balcon (type1).....	63
Figure 15 : Balcon type 2 du 1 ^{er} au 8 ^{eme} étage	63
Figure 16 : Schéma du ferrailage du balcon type 2.....	66
Figure 17 : Schéma des poutrelles.....	67
Figure 18 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression	88
Figure 19 : Stratégie du calcul sismique	93
Figure 20 : Spectre de réponse	96
Figure 21 : Vue en plan de la structure sans voile.....	100
Figure 22 : 2 ^{eme} disposition des voiles	102
Figure 23 : 3 ^{eme} disposition des voiles	106
Figure 24 : Vue en plan du modèle globale « 1 ^{er} mode ».....	107
Figure 25 : Vue en plan du modèle globale « 2 ^{eme} mode ».....	107
Figure 26 : Vue en plan du modèle globale « 3 ^{eme} mode ».....	108
Figure 27 : Diagrammes des moments de l'effet P- Δ	110
Figure 28 : Arrêt des barres.....	133
Figure 29 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.	138
Figure 30: Le principe de fonctionnement d'une fondation.....	143
Figure 31 : Schéma d'une semelle isolée	144

Figure 32 : Schéma d'une semelle filante	144
Figure 33 : Semelle isolée sous poteau	145
Figure 34 : Semelle filante	147
Figure 35 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	149
Figure 36 : Schéma statique du bâtiment	152
Figure 37 : Les contraintes sous radier.....	154
Figure 38 : Schéma du ferrailage de la dalle du radier.....	158
Figure 39 : Poussées des terres.....	162
Figure 40 : Dessin du ferrailage du voile	167
Figure 41 : Les échanges thermiques du corps humain.....	170
Figure 42 : Les paramètres du confort thermique	171
Figure 43 : Le pont thermique.....	173
Figure 44 : Pont thermique intégré.....	174
Figure 45 : Variation de la température dans une paroi isolée	175
Figure 46 : Les principaux isolants	176
Figure 47 : Consommation de gaz et électricité des ménages en Algérie (Source : SONELGAZ, Alger)	177
Figure 48 : Les coordonnées solaires	179
Figure 49 : Work Flow fonctionnel de design builder	181
Figure 50 : situation géographique du projet.....	189
Figure 51: Vue d'ensemble de l'emplacement du projet.....	190
Figure 52: Diagramme solaire à la latitude 36,35° Nord	191
Figure 53: Les points cardinaux avec le modèle	192
Figure 54: Diagramme solaire (course du soleil) en 3D	192
Figure 55: Température moyenne annuelle.....	193
Figure 56: Rayonnement solaire moyen annuel	193
Figure 57: Bâtiment modèle pour le calcul de Ubât.....	201

Introduction

Générale

Introduction générale

La question de l'habitat dans notre pays a été toujours appréhendée comme un enjeu politique qui suscite toute l'attention des pouvoirs publics vue l'importance des demandes annuelles de logements qui s'élèvent de plus en plus et qui a été estimée à 250 000 demandes /an.

Pour répondre à ce forte demande, l'Etat algérien s'est engagé dans plusieurs projets de construction en partenariat avec nombreux pays étrangers tels que la chine et l'Italie à titre d'exemple mais il ne s'agit en aucun cas de construire massivement des bâtiments mais de construire des bâtiments qui répondent aux exigences et aux normes fixées par la réglementation en vigueur surtout que l'Algérie est reconnue comme étant un pays à risque sismique élevé.

Pour mieux se protéger et d'éviter les énormes dégâts humains et matériels causés par les séismes, les ingénieurs en génie civile sont appelés à concevoir des structures dotées d'une rigidité et une résistance suffisantes pour faire face au risque sismique tout en tenant compte des autres aspects de la construction.

Le projet qui nous a été confié par le bureau BEREP s'inscrit dans cette optique, il s'agit de faire une étude génie civile d'une tour R+8 à usage d'habitation avec une irrégularité en plan. La tour se situe dans la région de Boufarik- Blida qui est une zone sismique de Classe 3.

Il s'agit de chercher un meilleur comportement dynamique en tenant compte des diverses dispositions des voiles de contreventement pour arriver à la meilleure disposition possible qui offre à la structure un comportement dynamique qui satisfait les critères du règlement parasismique Algérien.

Signalons ainsi que certes l'étude dynamique et sismique revêt d'une importance cruciale dans la conception des bâtiments cependant il ne faut pas négliger les autres aspects liés à la construction tels que l'aspect environnemental et les besoins actuels en terme d'économie d'énergie qui sont des sujets d'actualité à l'échelle internationale et auxquels on s'est intéressés dans ce mémoire, en effet, en plus de l'étude dynamique et sismique nous avons mené une étude du confort thermique par laquelle nous avons tenté d'isoler thermiquement la tour R+8 pour aboutir à un meilleur confort thermique à l'intérieur.

Pour mener à bien cette double étude nous avons mis en œuvre la démarche méthodologique suivante : tout d'abord nous avons divisé le travail en deux parties : la 1ere partie serait consacrée à la conception parasismique de l'ouvrage dans laquelle nous avons consacré le 1^{er} chapitre à la présentation détaillée de l'ouvrage et des matériaux de construction à utiliser. Le 2eme chapitre traitera le pré dimensionnement des éléments de la structure.

Les éléments secondaires de la structure tels que les escaliers, les poutrelles et les planchers sont étudiés dans le 3 eme chapitre puis vient le chapitre 4 qui traite l'étude sismique enfin le 5 et 6 eme chapitre seront consacrés respectivement au ferrailage des éléments résistants et au calcul des fondations.

Quant à la 2eme partie, elle traitera la problématique du confort thermique et elle se compose à son tour de deux chapitres, le 1^{er} qui est une étude bibliographique qui va nous permettre en premier temps d'identifier les différents mécanismes mis en jeu ainsi que les différentes approches concernant le confort thermique dans les bâtiments et dans le 2eme chapitre nous avons élaboré l'étude du confort thermique proprement dites pour le projet de R+8.

Partie I

Conception parasismique de la structure

Chapitre I

Présentation générale de l'ouvrage

Chapitre I : Présentation générale de l'ouvrage

Introduction

Le présent travail a pour objet d'étudier une tour à *usage habitation comportant un rez-de-chaussée et huit étages qui reposent* sur une infrastructure de un sous-sol.

L'étude de ce projet comprend la partie de dimensionnement des éléments tels que, les poteaux, poutres, voiles, planchers, fondations et le calcul des éléments secondaires, ainsi que l'étude dynamique de la structure, qui permet d'évaluer son comportement lors d'un séisme.

Le calcul sera fait conformément aux règles parasismiques algériennes (rpa99 version2003), (et aux règles de béton armé eurocode2 et BAEL 91 /99).

I.1) Présentation de l'ouvrage

I.1.1) Localisation géographique

Notre projet se situe en Algérie à Boufarik commune de Bouagueb. Qui est classée comme zone de sismicité élevée (*zone iii*) selon le classement des zones établi par le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003).

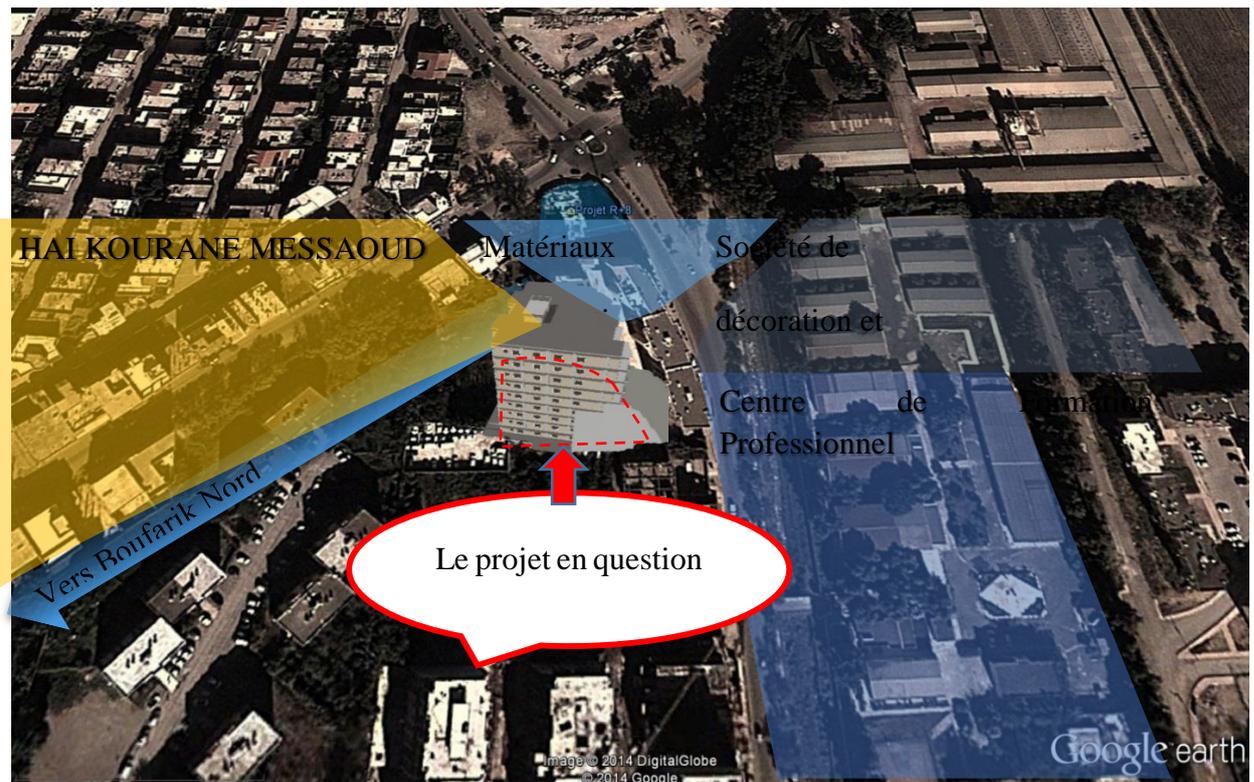


Figure 1 : L'emplacement du projet

I.1.2) Les intervenants du projet

La réalisation de ce projet a été confiée au bureau d'études BEREP bureau d'études de réalisation et d'engineering des projets.

Le maître de l'ouvrage est représenté par la société (SARL ERP : études réalisations pratiques).

I.1.3) Description architecturale :

La bâtisse ne représente pas une configuration symétrique vis-à-vis deux directions orthogonales donc elle est classée irrégulière en plan par contre elle est régulière en élévation.

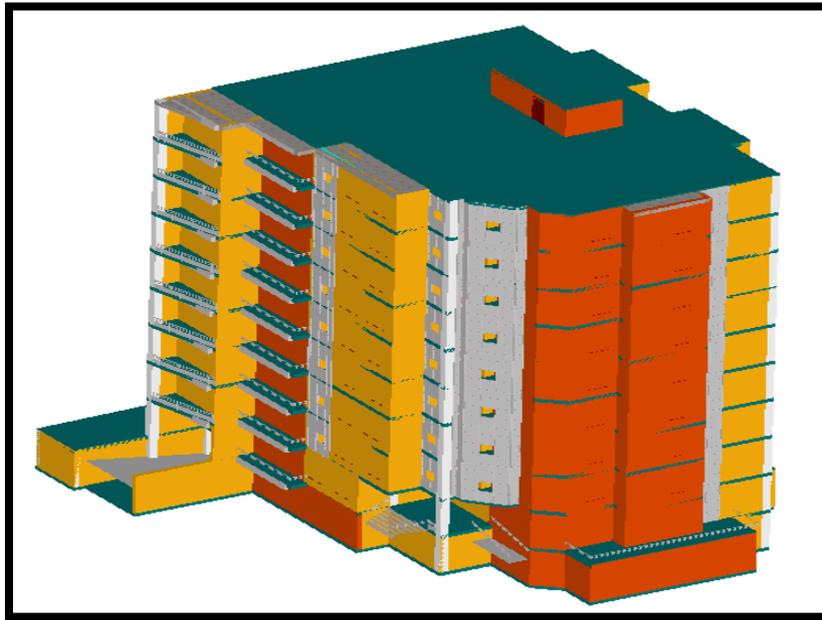


Figure 2 : Vue du projet

➤ Programme par niveaux

- Un niveau de parking 60 places (sous-sol)
- Le rez-de-chaussée et tous les autres niveaux contiennent 4 appartements chacun :
 - Appartement type a.
 - Appartement type b.
 - Appartement type c.
 - Appartement type d.

Tableau 1 : Description de chaque type d'appartement

F4 Appt A		F4 Appt B		F4 Appt C		F4 Appt D	
Espaces	Surfaces	Espaces	Surfaces	Espaces	Surfaces	Espaces	Surfaces
- Dégagement	15.00 m ²	- Hall	21.70 m ²	- Hall	36.00 m ²	- Dégagement	22.40 m ²
- Séjour	37.30 m ²	- Séjour	28.35 m ²	- Séjour	28.35 m ²	- Séjour	26.25 m ²
- Chambre 1	23.05 m ²	- Chambre 1	15.00 m ²	- Chambre 1	11.10 m ²	- Chambre 1	14.50 m ²
- Chambre 2	13.75 m ²	- Chambre 2	16.75 m ²	- Chambre 2	11.75 m ²	- Chambre 2	12.75 m ²
- Chambre 3	10.35 m ²	- Chambre 3	10.35 m ²	- Chambre 3	20.75 m ²	- Chambre 3	13.15 m ²
- Cuisine	19.60 m ²	- Cuisine	19.75 m ²	- Cuisine	11.00 m ²	- Cuisine	11.70 m ²
- SDB 1	05.85 m ²	- SDB	08.70 m ²	- SDB 1	06.35 m ²	- SDB 1	04.25 m ²
- SDB 2	07.50 m ²			- SDB 2	05.80 m ²	- SDB 2	07.80 m ²
- WC	02.55 m ²	- WC	02.80 m ²	- WC	02.55 m ²	- WC	02.75 m ²
Surface Utile	134.95 m ²	Surface Utile	123.40 m ²	Surface Utile	133.65 m ²	Surface Utile	115.55 m ²
- Loggia	03.50 m ²			- Balcon 1	05.30 m ²	- Loggia 1	03.15 m ²
				- Balcon 2	06.60 m ²	- Loggia 2	12.55 m ²
Surf Suppl	03.50 m ²			Surf Suppl	11.90 m ²	Surf Suppl	15.70 m ²
Surface Construite	162.90 m ²	Surface Construite	145.20 m ²	Surface Construite	160.60 m ²	Surface Construite	146.35 m ²
Espaces Collectifs	Surfaces	Surface Totale Construite		659.50 m ²			
- Hall	14.70 m ²						
- Ascenseur / et 2	06.10 m ²						
- Escalier	20.75 m ²						
Surface Utile	41.55 m ²						

Grandeurs de l'ouvrage

- En plan

La longueur totale = 30.35 m

La largeur totale = 27.97 m

- En élévation

La hauteur totale du bâtiment : h = 33.66 m

La hauteur du sous-sol : h = 3.25 m

La hauteur de tous les étages et le rdc : h = 03.74 m

I.1.4) Descriptions structurelles**(A) Ossature**

Le système de contreventement choisis est un système de contreventement mixte assuré par des portiques et voiles avec interaction portique –voile (catégorie 4 a).

(B) Les planchers

Vu leurs forme géométrique, usage et les différentes portées, nous avons opté pour deux types de planchers :

- Plancher a dalle pleine pour les balcons et la dalle machine.
- Plancher à corps creux pour tous les niveaux.

(C) Les communications verticales

C.1) Escalier

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagés.

On a un seul type d'escalier :

Principal : 2 volées.

C.2) Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Mur extérieur : en double cloison d'épaisseur 30 cm avec une lame d'air de 5 cm séparant les briques creuses de 15 cm et de 10 cm, (la façade principale comporte aussi un mur rideau).
- Mur intérieur : à simple cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.1.5) Classification de l'ouvrage selon rpa99 version.2003

Cet ouvrage est classé comme étant un bâtiment d'habitation collective dont sa hauteur ne dépasse pas 48m donc il est d'importance socioculturelle de groupe 2.

I.2) Caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux

L'objectif de cette partie est de présenter les caractéristiques principales des matériaux utilisés en Béton Armé.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (*BAEL91*) et à la réglementation en vigueur en Algérie (*RPA99version 2003, CBA93*).

I.2.1) Le béton

Le béton est un matériau Souple, adaptable, très résistant, il est constitué d'un mélange homogène de sable et graviers, de liants hydrauliques, d'eau et éventuellement d'adjuvants.

Ainsi le béton est une véritable pierre moderne, livré sur les chantiers à l'état liquide, il s'adapte à toutes les formes et à tous les types de constructions, il change de couleur et d'aspect, sans perdre ses qualités physiques et mécaniques : résistance, densité et longévité ..

(A) Résistance caractéristique du béton

Dans les cas courants, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge.

Cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200 cm²de section (diamètre Φ=16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (32cm).

Dans certain cas (emploi de ciment alumineux, traitement thermique, etc.) la vitesse de durcissement du béton s'écarte des valeurs courantes ; il est alors nécessaire d'effectuer des essais à des âges différents, afin de connaître l'évolution de la résistance dans le temps. On peut ainsi comparer la résistance pour des grandes valeurs de temps (par exemple 90 jours)

Avec celles obtenues pour un béton courant et définir ensuite la contrainte de référence (correspondant à un âge différent de 28 jours).

Lorsqu'on possède des mesures de résistance en nombre suffisant, la résistance caractéristique d'un béton est définie à partir de la résistance moyenne et de l'écart type issus des essais.

Lorsqu'on ne possède pas des essais en nombre suffisant, le règlement admet pour des bétons courants (**Jean Perchat , 1991, p. 13**) les valeurs des résistances caractéristiques à 28 jours donné par le tableau 1.

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation : (Jean Perchat , 1991, p. 12)

$$f_{ij}=0.6+0.06f_{cj}$$

Dans la quelle f_{ij} et f_{cj} sont exprimés en Mpa

Tableau 2 : Résistances caractéristiques habituelle des bétons (Eurocode 2: Calcul des structures en béton1992)

f _{c28} (MPa)	f _{t28} (MPa)	Conditions courantes de fabrication		Autocontrôle surveillé	
		Dosage en Kg/m ³ pour classes		Dosage en Kg/m ³ pour classes	
		45 et 45 R	55 et 55 R	45 et 45 R	55 et 55 R
16	1,56	300			
20	1,8	350	325	325	300
25	2,1	*	375	400	350
30	2,4	-	*	*	*

*Cas à justifier par une étude appropriée

(B) Diagramme contraintes-déformations

Pour les vérifications à l'état limite ultime, on utilise pour le béton un diagramme non linéaire dit « parabole-rectangle » ou bien, dans un but de simplification, le diagramme rectangulaire qui en est déduit.

Pour les vérifications à l'état limite de service le béton, considéré comme élastique et linéaire, est défini par son module d'élasticité.

Le diagramme parabole-rectangle (figure1) constitué d'un arc de parabole depuis l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet de coordonnées $\varepsilon_{bc}=2\text{‰}$ prolongé par un palier d'ordonnée :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\Theta \gamma_b}$$

Le coefficient de sécurité γ_b (tableau3) tient compte d'éventuels défauts localisés, ainsi que de la réduction possible de la résistance du matériau mis en œuvre par rapport à sa résistance caractéristique définie a priori

Tableau 3 : Coefficient de sécurité γ_b du béton en fonction des combinaisons

Coefficient de sécurité	Combinaisons fondamentales	Combinaisons accidentelles
γ_b	1,5	1,15

Les coefficients 0,85 en numérateur et Θ en dénominateur tiennent compte de l'influence défavorable de la durée d'application de la charge. En effet, la résistance du béton, compte tenue de la durée d'application de la charge, résulte principalement de la combinaison de deux phénomènes dont les effets sont antagonistes :

- le « durcissement » progressif du béton en l'absence de contrainte, du aux phénomènes physico-chimiques liés à l'hydratation du ciment.
- L' « endommagement » interne progressif du béton sous l'effet des contraintes appliquées correspondant au développement de microfissures.

De plus, il peut exister, en absence de charge extérieure, des contraintes internes, voire des microfissures, dues par exemple à des gradients d'humidité importants.

Les phénomènes sont très complexes dans le cas général où le béton est soumis à des combinaisons de contraintes permanentes et de contraintes variables. Le cas particulier important est celui de la rupture sous une contrainte maintenue constante qui correspond à une des conditions de sollicitations les plus sévères. C'est ce cas qui est implicitement considéré

dans les calculs de structures en béton armé ou précontraint lorsqu'on affecte la résistance de calcul du béton du coefficient multiplicateur 0,85. On admet donc forfaitairement une réduction de résistance du béton de 15% par rapport à la résistance instantanée, pour tenir compte de la longue durée d'application d'une partie des charges.

Le coefficient Θ est fixé en fonction de la durée d'application d'actions considérée (tableau3)

Tableau 4 : Coefficient Θ en fonction de la durée d'application des actions

Durée d'application	>24h	24h>...>1h	<1h
Θ	1	0,9	0,85

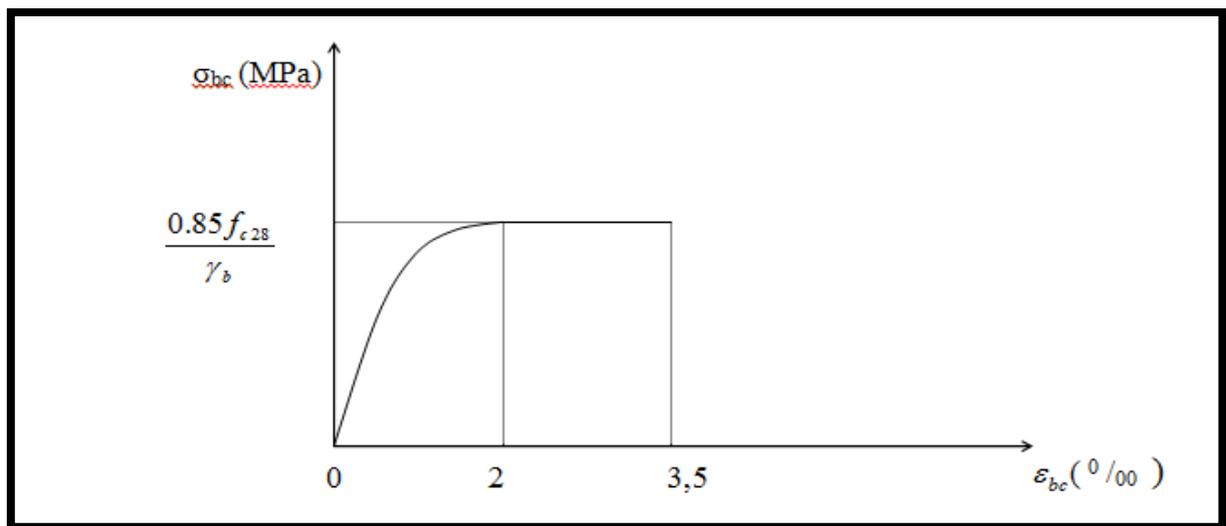


Figure 3 : diagramme parabolé-rectangle

(C) Module de déformation longitudinale

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 h, le module de déformation instantané du béton âgé de j jours est pris égal à :

$$E_{ij}(\text{MPa}) = 11\,000 f_{cj}^{1/3}$$

Où f_{cj} représente la résistance caractéristique à la compression à j jours, exprimée en MPa.

Pour un chargement de longue durée d'application le module de déformation E_{vj} est pris égal

$$\text{à : } E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3}$$

Pour les vérifications courantes, l'âge du béton est supérieur à 28 jours mais il est à noter que l'augmentation de résistance au-delà de 28 jours ne change pas d'une manière significative la valeur du module et il est donc inutile d'en tenir compte (tableau 5)

Tableau 5: Valeurs courantes du module de déformation longitudinale

F_{c28}	E_{i28}	$E_{v28} \approx E_{i28}/3$
20	29 900	10 000
22	30 800	10 400
25	32 200	10 800
30	34 200	11 500
35	36 000	12 100
40	37 600	12 600

(D) Module de déformation transversale « coefficient de poisson »

La valeur du module de déformation transversale est donnée par l'expression suivante :

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

Où : ν est le coefficient de poisson :

$\nu = 0$ pour le calcul de sollicitations.

$\nu = 0,2$ pour le calcul de déformation.

(E) Béton à haute performances (BHP)

L'association française de recherche et d'étude sur les matériaux (Afrem) a mis au point une proposition (juin 1995) d'annexe au BAEL, concernant les bétons à haute performance ayant une résistance caractéristique à 28 jours comprise entre 40 et 80 MPa. Par convention les BHP sont les bétons dont le rapport pondéral fumé de silice/ciment est au moins égal à 5%.

La résistance élevée de BHP s'accompagne d'une amélioration de la plupart de leurs propriétés d'usage : les caractères spécifiques de BHP sont les suivants :

- Le comportement à la rupture en compression diffère de celui des bétons classiques
- La résistance en traction augmente moins vite que celle que laisse prévoir la loi affine reliant la résistance en traction et en compression des bétons ordinaires
- La résistance aux contraintes tangentielles est modifiée par suite de la disparition progressive de l'effet d'engrènement (la rugosité du béton au droit d'une fissure).
- Le retrait est moins dépendant de l'humidité et de la taille des pièces.
- Le fluage est plus faible en valeur finale que celui des bétons ordinaires, particulièrement lorsqu'ils contiennent de la fumée de silice.

- La composition des BHP obéit à des règles précises, et leur contrôle de qualité exige une rigueur accrue.

I.2.2) L'acier

Afin de remédier au problème de la faible résistance du béton à la traction on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction.

Les aciers utilisés en béton armé se distinguent suivant leur nuance et leurs états de surface (ronds lisses ou barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

- Ronds lisses bruts de laminage. (NF A 35 015)
- Barres à haute adhérence obtenue par laminage à chaud d'un acier naturellement dur. (NF A 35.016)
- Fils à haute adhérence obtenus par laminage à chaud suivi d'un écrouissage par tréfilage et/ou laminage à froid. (NF A 35.019)
- Treillis soudés formés par assemblages de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence (NF A 35.022)
- Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal Θ (tableau 6).sauf accord préalable avec le fournisseur, la longueur développée des barres n'excédera pas 12 m (longueur commerciale courante).

Tableau 6 : Caractéristiques géométriques des barres

Diamètre mm	Poids théorique kg/m	Section cm ²
6	0,222	0,283
8	0,395	0,503
10	0,617	0,785
12	0,888	1,131
14	1,208	1,540
16	1,578	2,010
20	2,466	3,140
25	3,853	4,910
32	6,313	8,040
40	9,865	12,560

(A) Résistances caractéristiques

Les caractéristiques mécaniques minimales déterminées par des essais de traction sont représentées dans le tableau 7.

Tableau 7 : Caractéristiques mécaniques des aciers (Jean Perchat , 1991)

Types	Nuances	Catégories	Limite d'élasticité f_e (MPa)	Allongement après rupture % (1)	Allongement uniformément reparti % (2)
Ronds lisses	Fe E215	-	215	22	-
	Fe E	-	235	25	-
Barres à haute adhérence	Fe E	1	500	12	-
		2	500	8	-
		3	500	-	5
Fils a haute adhérence	Fe TE	-	500	8	-
Fils tréfilés lisses	TSL	-	500	8	-

(1) Allongement mesuré sur une longueur de 5Θ
 (2) A_{gt} : allongement maximal pris par l'éprouvette avant que n'apparaisse l'amorce d'un phénomène de striction

Il est à noter que la ductilité nécessaire en zone sismique se caractérise pour un acier par la valeur garantie de l'allongement uniformément réparti A_{gt}

Les caractères d'adhérence sont définis par le coefficient de fissuration (η) et celui de scellement (Ψ_s) (tableau8)

Tableau 8 : Coefficient de fissuration η et de scellement Ψ_s

Types	Coefficient de fissuration η	Coefficient de scellement Ψ_s
Ronds lisses-treillis soudées	1,0	1,0
Barres à haute adhérence (quel que soit le Θ)	1,6	1,5
Fils à haute adhérence $\Theta \geq 6\text{mm}$	1,6	1,5
Fils à haute adhérence $\Theta < 6\text{mm}$	1,2	1,5

(B) Diagramme contraintes – déformations

Le diagramme contraintes (δ_s) –déformations (ϵ_s) à considérer dans le calcul à l'état limite ultime est conventionnellement défini par la figure 4 (Jean Perchat , 1991)

Pour les vérifications à l'état limite de service, l'acier est supposé élastique et linéaire.

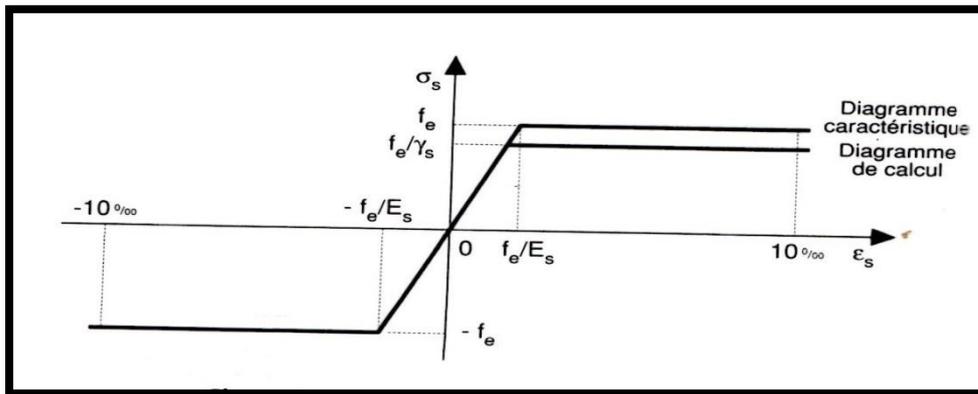


Figure 4 : diagramme contraintes – déformations

Le diagramme de calcul se déduit du diagramme conventionnel (ou diagramme caractéristique) par une affinité parallèle à la droite de HOOK et de rapport $\frac{1}{\gamma_s}$. Tous ces diagrammes ont la même pente à l'origine $E_s=200\ 000$ MPa. γ_s est un coefficient de sécurité, défini par le tableau 6 (Jean Perchat , 1991) qui ne couvre ni les défauts importants dans le positionnement des armatures (excédant les tolérances contractuelles) ni les dommages subis par certaines barres, notamment celles qui sont en attente.

Tableau 9 : coefficients de sécurité γ_s de l'acier en fonction des combinaisons

Coefficient de sécurité	Combinaisons fondamentales	Combinaisons accidentelles
γ_s	1,15	1,00

(C) Module d'élasticité

Pour les vérifications à l'état limite de service, le module d'élasticité E_s de l'acier est pris égal à : $E_s=200\ 000$ Mpa.

I.2.3) Calcul du béton armé

(A) Hypothèses de calcul

Un état limite est l'état d'une structure (ou d'une partie de cette structure) dans lequel une condition requise de cette structure pour remplir son objet est strictement satisfaite et cesse de l'être en cas d'augmentation de la sollicitation (Jean Perchat , 1991)

On distingue les états limites ultimes (de résistance, de stabilité de forme) et les états limite de service (de compression de béton, d'ouverture de fissure, de déformation) résumés dans le tableau ci-dessous (R.Favre)

Tableau 10 : états limites d'une structure

Etats limites ultimes (ELU)	Etats limites de service (ELS)
-ils mettent en jeu la sécurité des biens et des personnes (droit pénal)	-Ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité (droit civil)
-Ils correspondent au maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou d'un de ces élément par : <ul style="list-style-type: none"> • Rupture de sections non ductiles ou déformation plastique excessives. • Instabilité de forme (flambement) • Transformation de la structure en mécanisme 	-ouverture excessive des fissures. -compression excessive du béton -déformation excessive des éléments porteurs -vibrations inconfortables pour les usagers, ou rendant le structure impropre à remplir sa fonction. -étanchéité, isolation, etc.
-Les critères de calcul sont : <ul style="list-style-type: none"> • Déformations relatives limites(ou rupture limite) • Calculs de type « rupture » : lois réelles (idéalisées) δ-ϵ 	-les critères de calculs sont : <ul style="list-style-type: none"> • Contraintes admissibles (ou déformation admissibles) • Calcul de type « élastique » : loi de Hook, coefficient d'équivalence.

A.1) Etat limite ultime de résistance

Les hypothèses prises en compte sont les suivants :

- ✚ Les sections droites restent planes et n'y pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ; le diagramme des déformations de la section est linéaire ; les déformations normales (allongements et raccourcissement relatifs sont donc en chaque point, proportionnelles à la distance de ce point à l'axe neutre.
- ✚ La résistance à la traction du béton est négligée.
- ✚ Les positions du diagramme des déformations de la section correspondant à un état limite sont définies au paragraphe II.2
- ✚ Les diagrammes contraintes- déformations de calcul du béton et de l'acier sont définis aux chapitre I.5 et I.6.

Le raccourcissement unitaire du béton est limité à :

$\epsilon_{bc}=3,5\text{‰}$ en flexion simple.

$\epsilon_{bc}=2\text{‰}$ en compression simple.

L'allongement maximal de l'acier tendu est limité conventionnellement à $\epsilon_s=10\text{‰}$

- un groupe de barres disposées en plusieurs lits est équivalent à une barre unique, située au centre de gravité du groupe, si l'erreur commise par les déformations, au niveau des différents lits, ne dépasse pas 15%.

A.2) Etats limites de services vis-à-vis la durabilité de la structure selon (Jean Perchat, 1991)

Les calculs sont conduits moyennement les hypothèses suivantes :

-Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures.

-le béton tendu est négligé.

-Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton ; en vertu de la loi de Hook, les contraintes sont proportionnelles aux déformations :

$$\delta = E\epsilon = E \frac{\Delta l}{l}$$

-Par convention, le rapport n du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton, appelé *coefficient d'équivalence* a pour valeur :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

-Conformément aux errements habituels, on ne déduit pas dans les calculs les aires des aciers de l'aire du béton comprimé, on peut, en outre, supposer concentrée en son centre de gravité de l'aire d'acier de la section transversale d'un groupe de plusieurs armatures, pourvu que l'erreur ainsi commise ne dépasse pas 15 %.

❖ Etat limite de compression du béton

La contrainte de compression du béton est limitée à

$$\delta = 0,6 f_{cj}$$

❖ Etat limite d'ouverture des fissures

Les formes et les dimensions de chaque élément, ainsi que les dispositions des armatures, sont conçues de manière à limiter la probabilité d'apparition de fissures d'une largeur supérieure à

celle qui serait tolérable en raison du rôle et de la situation de l'ouvrage : aspect des parements, étanchéité des parois, corrosion.

Donc, l'on ne peut pas empêcher la fissuration en béton armé, le but est de limiter l'ouverture des fissures. Cela revient à introduire un certain nombre de paramètres :

- l'espacement entre deux fissures.

- l'éclatement du béton au niveau de la fissure.

- L'adhérence acier-béton.

- La section d'enrobage de béton à travers laquelle est transmise la traction de l'acier vers le béton.

Ces différents paramètres n'ont pas de fondement mathématique et leur seule approche est fondée sur l'expérience et ses inévitables approximations. Donc, par simplicité mais aussi pour sécurité, on a préféré une approche forfaitaire en prenant en compte les principaux paramètres qui interviennent dans la limitation de l'ouverture des fissures par :

- Une limitation forfaitaire de la contrainte de traction de l'acier :
 - Indépendante du diamètre.
 - Dépendante du préjudice de la fissuration.
 - Dépendante de la qualité d'adhérence de barre.
 - Dépendante de la qualité du béton.

- Des dispositions de « bonne construction » simple à appliquer mais efficaces :
 - Pourcentage des armatures tendues.
 - Diamètres des armatures par rapport aux dimensions transversales des pièces.
 - Répartition des armatures.
 - Armatures passives.
 - Ecartement maximal.

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments de la structure

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Introduction

Le pré dimensionnement est une étape primordiale dans un projet de génie civil, son but est d'établir d'une façon assez directe ses dimensions finales, on fait donc des approximations, ainsi qu'il est normal en projet parasismique car les sollicitations dynamiques sont en fonction des raideurs.

II.1) Pré dimensionnement des voiles

Ce sont des murs en béton armé qui ont un rôle très important dans la rigidité de la structure, on considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4e$

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

l : Longueur du voile.

e : Épaisseur du voile.

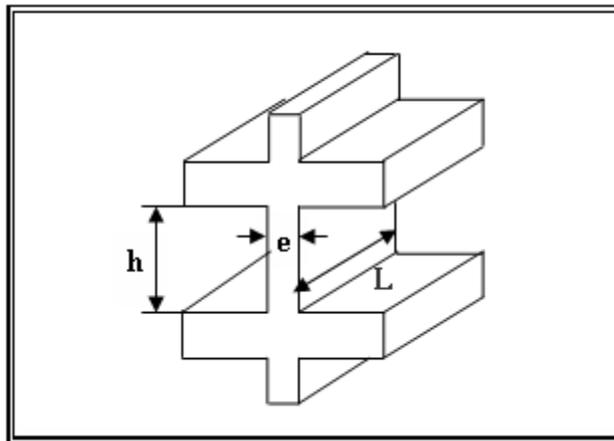


Figure 5 : schéma d'un voile

On détermine l'épaisseur des voiles à partir des conditions minimales exigées par le RPA 99 version 2003.

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.

$$e \geq \max [15 \text{ cm}; h_e / 20 ; h_e / 25]$$

$$e \geq \max [15 \text{ cm} ; 374 / 20 ; 374 / 25]$$

On prend : $e=15\text{cm}$

II.2) pré-dimensionnement des plancher

Un plancher dans le domaine du bâtiment est un ouvrage de charpente, de menuiserie ou de maçonnerie, tout ou partie en bois, en fer ou en béton, formant une plate-forme horizontale au rez- de chaussé ou une séparation entre les étages d'une construction sa sous face est appelée : plafond, le plancher peut porter un revêtement : parquet, carrelage, linoleum.

D'après les plans d'architecture tous les planchers sont des planchers à corps creux ou entrevous sauf pour la cage d'ascenseur et les balcons on opte pour des planchers à dalle pleine et ce pré-dimensionnement nous permettra de les vérifier ou changer leur type en cas de nécessité.

II.2.1) Plancher a corps creux (RDC.....terrasse)

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

- ✓ Les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings),
- ✓ les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures,
- ✓ Une dalle de compression armée ou "hourdis" coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

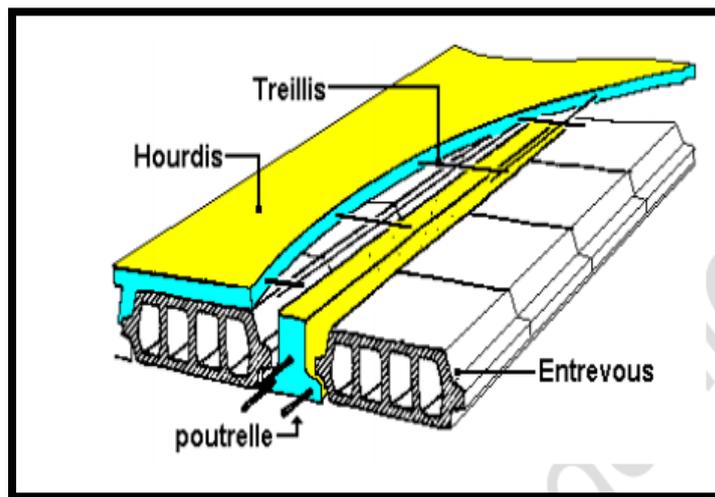


Figure 6 : schéma d'un plancher corps creux

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculé pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soit pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et aux plancher lui-même.

Selon le CBA93, on doit dimensionner le plancher suivant la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

L : Longueur de la poutrelle entre nus d'appuis.

h_t : Hauteur du plancher.

$$L = 570\text{cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{570}{22.5} = 25.33\text{cm}.$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(20+5)=25\text{cm}$.

Avec : 20 cm : hauteur du corps creux.

5 cm : hauteur de la dalle de compression

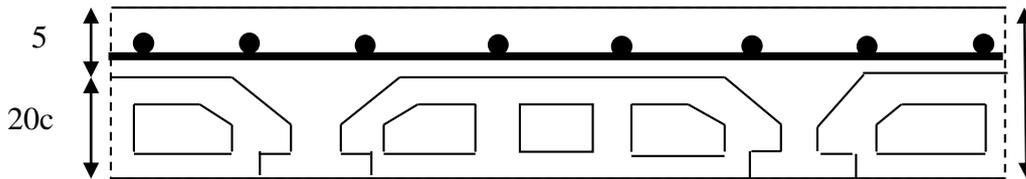


Figure 7 : Plancher à corps creux

II.3) Evaluation des charges (descente des charges)

II.3.1) Définition

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

II.3.2) Principe de calcul

Avant de commencer le calcul de la descente de charges, il est nécessaire d'établir un principe de structure niveau par niveau avec le sens de portée de la charpente et des planchers, les balcons, les poteaux, les poutres, etc...

Ensuite, on détermine les caractéristiques des éléments porteurs : Type de plancher, revêtement de sol (épaisseur et nature), type de toiture (tuile, ardoise, possibilité de neige,...), cloisons, type et épaisseur de murs (briques, parpaing, béton). Ce sont les charges permanentes (en KN/m ou KN/m²)

Puis, on définit le type d'utilisation des pièces (logements, circulation, bureaux,...) pour choisir les surcharges d'exploitation à appliquer au plancher (en N/m ou kN/m²). Ce sont des charges qui prennent en compte les mobiliers, des personnes et autres objets.

Les charges règlementaires sont :

Les charges permanentes qui présentent le poids propre.

Les charges d'exploitation ou surcharge.

Celle-ci sont présentées dans le DTR Charges permanentes et charges d'exploitation [BC22] (LASSER, 2014)

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

Une fois tous ces renseignements réunis, on commence à calculer le bâtiment.

II.3.3) Calcul de la descente de charges du plancher terrasse : (terrasse accessible)

Tableau 11 : évaluation des charges du plancher terrasse

Charges permanentes	e	vp	G
Carrelage	0.05		0.5
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.03	18	0.54
Etanchéité multicouche	/	/	0.12
Forme de pente	0.1	22	2.2
Film polyane	/	/	0.01
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Plancher (20+5)	0.25	13.8	3.45
enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charges permanentes : G=7.58KN/m²			
Charges d'exploitation : Q=1.5 KN/m²			

**II.3.4) Calcul de la descente de charges du plancher étage courant
(RDC...8^{ème} étage)**

Tableau 12 : Evaluation de charge du plancher courant

Charges permanentes	e	vp	G
Carrelage	0.05		0.5
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.03	18	0.54
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Plancher (20+5)	0.25	13.8	3.45
enduit plâtre (sous plafond)	0.02	10	0.2
Cloisons repartis	0.1	10	1
Charges permanentes : G=6.09KN/m²			
Charges d'exploitation : Q=1.5 KN/m²			

II.3.5) Calcul de la descente de charges des balcons

Tableau 13 : évaluation des charges du balcon

Charges permanentes	e	vp	G
Carrelage	0.025	22	0.55
chape	0.015	20	0.3
Lit de sable	0.03	18	0.54
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit de ciment	0.01	18	0.18
Charges permanentes : G=5.32KN/m²			
Charges d'exploitation : Q=3.5 KN/m²			

II.3.6) Calcul de la descente de charges de la maçonnerie

(A) Murs extérieurs

Tableau 14 : évaluation des charges des murs extérieurs

Charges permanentes	E (m)	vp	G
Brique	0.15	9	1.35
Lame d'air	0.05	0	0
Brique	0.1	9	0.9
Enduit plâtre	0.015	10	0.15
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charges permanentes : $G=2.76\text{KN/m}^2$			

(B) Murs intérieurs

Tableau 15 : évaluation des charges des murs intérieurs

Charges permanentes	e	vp	G
Enduit au plâtre	0.02	10	0.2
Brique creuse	0.1	9	0.9
Enduit au plâtre	0.02	10	0.2
Charges permanentes : $G=1,3\text{KN/m}^2$			

II.4) Pré dimensionnement des portiques

Ce sont des Galerie couverte soutenue par des colonnes et placées devant une façade. autrement dit c'est une poutre horizontale soutenue par des poteaux.

II.4.1) Les poutres

(A) Généralités

Une poutre est une pièce longue horizontale servant à reprendre des charges au-dessus du vide, les poids de la construction et du mobilier, et les transmettre sur le côté aux piliers, colonnes ou aux murs sur lesquels elle s'appuie.

La poutre visible est un élément d'architecture traditionnel dans les bâtisses où l'apparat est important. Aussi bien en architecture classique que moderne, ses faces sont alors en général travaillées donnant un aspect soigné voire sculpté pour par exemple former une ornementation

ou un rythme de plafond. Les poutres de structure ne sont parfois qu'une partie renforcée par des armatures dans un élément de construction (par exemple dans un plancher pour soutenir une cloison).

(B) Le pré dimensionnement des poutres

Le pré dimensionnement des poutres se base sur les trois étapes suivantes :

1) Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules empiriques donnée par le BAEL 91 modifié 99.

2) Vérification des conditions imposée sur (h, b) par le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003)

3) Vérification de la rigidité, Selon BAEL 91 modifié 99

La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

La largeur b de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

L : porté de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

Plancher terrasse (terrasse accessible) :

On dimensionne les poutres du plancher de la terrasse puis on généralise pour toute la structure car c'est le plancher le plus sollicités.

Poutres principales (sens transversal) : $L_{\max}=5.75\text{m}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{575}{15} \leq h \leq \frac{575}{10}$$

$$\Leftrightarrow 38\text{cm} \leq h \leq 57\text{cm}$$

On prend : $h=55\text{cm}$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Leftrightarrow 35\text{cm} \leq b \leq 38.5\text{cm}$$

On prend : $b=60\text{cm}$

On choisit une poutre $(b \cdot h) = (55 \cdot 35)$.

4) Vérification selon le RPA 99 version 2003 : zone sismique III

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-après :

-La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30cm$

- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20cm$

- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

$h = 55cm \geq 30cm$ Condition-vérifiée.

$b = 35cm \geq 20cm$ Condition-vérifiée.

$\frac{h}{b} = \frac{55}{35} = 1.57 \leq 4$ Condition –vérifiée.

Les 3 conditions dictées par le RPA 99 sont vérifiées.

Poutres secondaires (sens longitudinal) $L_{max}=5.45m$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{545}{15} \leq h \leq \frac{545}{10}$$

$$36.33cm \leq h \leq 54.5cm$$

On prend : $h=45cm$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Leftrightarrow 13.5cm \leq b \leq 31.5cm$$

On prend : $b=30cm$

On choisit une poutre $(b \times h) = (30 \times 45)$

5) Vérification selon le RPA 99 version 2003 : zone sismique III

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-après :

-La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30cm$

- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20cm$

- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

$h = 45cm \geq 30cm$ Condition-vérifiée

$b = 30cm \geq 20cm$ Condition-vérifiée.

$\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1,5 \leq 4$ Condition-vérifiée.

Les 3 conditions dictées par le RPA 99 sont vérifiées

Finalement on adopte les sections suivantes :

✚ Poutres principales : $(b \times h) = (35 \times 55) cm^2$

✚ Poutres secondaires : $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

II.4.2) LES POTEAUX

(A) Généralités

Un poteau est un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure (par exemple via un réseau de poutres ou de dalles d'un niveau supérieur) et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage (les fondations).

Du point de vue mécanique des structures, les poteaux sont des éléments verticaux soumis principalement à la compression. Leur résistance est notamment limitée par le risque de flambage.

Les poteaux ont pour rôle :

- La constitution des éléments porteurs du système plancher-poutres et plancher-voile par point d'appuis isolés.
- Le support des charges verticales (effort de compression dans les poteaux)
- La Participation à la stabilité transversale par le système poteaux-poutre (Reprendre les efforts horizontaux) :
- Servuction de chaînages verticaux.
- La limitation de l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux).

Les poteaux en béton armé sont soumis à la fois :

- A un effort de compression.
- A un moment de flexion.

Ils nécessitent des aciers verticaux et cadres transversaux. Ils sont calculés conventionnellement en compression (centrée), d'autre part, ils sont dimensionnés pour résister au phénomène d'instabilité qui est le flambement.

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on choisit le poteau le plus sollicité, effectué de la surface de plancher qui lui revient, et de la descente de charge, on détermine l'effort qui lui revient.

D'après les lois fixées dans le RPA 99 version 2003 :

$$A \times B \geq 30 \times 30 \text{ cm}^2 \quad \text{en zone III}$$

$$D \geq 35 \text{ cm} \quad \text{en zone III}$$

(B) Pré dimensionnement des poteaux :

La procédure de calcul se fait comme suit :

Les poteaux seront supposés sollicités à la compression simple

- Pour chaque type de poteau nous avons choisis le poteau le plus sollicité par étage

Le pré dimensionnement des poteaux sera fait en deux étapes :

1^{ère} Etape :

Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'état limite de service ; les sections trouvées seront comparées aux sections minimales requises par le RPA 99 (version 2003), et nous choisirons la section la plus grande entre les deux.

2^{ème} Etape :

Les sections choisies à l'état limite de service sont vérifiées à l'état limite ultime vis-à-vis la résistance

a) Etat limite de service

- b) On calcule la section minimale du béton « B » à l'état limite de service selon le BAEL 99.

$$\frac{N_{ser}}{B + n A_s} \leq 0,6 f_{c28} \dots \dots \dots (2.2)$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal pondéré à L'E.L.S tel que $N_{ser} = G + Q$

B : Section du béton du poteau.

n : Coefficient d'équivalence : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

A_s : La section d'acier qui sera prise à 0,9 % B. (zone III)

En remplaçant les différents termes dans l'équation précédente, on aura :

$$\frac{N_{ser}}{1,12B} \leq 0,6 f_{c28} \dots \dots \dots (2.3)$$

D'où :

$$B \geq \frac{N_{ser}}{0,672 f_{c28}} \dots \dots \dots (2.4)$$

b) Le minimum requis par le RPA 99 versions 2003

Pour la zone sismique III, on doit avoir au minimum :

Poteau rectangulaire :

- $\text{Min } (a,b) \geq 30\text{cm}$
- $\text{Min } (a,b) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$

Avec : b_1, h_1 : les dimensions de la section
 h_e : La hauteur libre de l'étage.

Poteau de section circulaire :

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

$$D \geq \frac{h_e}{15}$$

c) Etat limite ultime

- Selon le BAEL 99 :

La vérification de résistance à l'état limite ultime se traduit par :

$$N_u \leq N'_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots (2.5)$$

Avec

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que $\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitive

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que $\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire

N_u : $1,35 N_G + 1,5 N_Q$

G : Charge permanente supportée par le poteau considéré.

Q : charge prévenante des surcharges

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 7$$

λ : L'élancement du poteau considéré.

$\lambda = \frac{L_f}{i}$; On prend $L_f = 0,7 h_e$ 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 gravité et perpendiculaire au plan de flambement

B : Aire totale de la section du poteau.

A_s : Section d'acier minimale

f_{c28} : Contrainte de compression du béton à l'âge de 28 jours.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers $f_e = 400 MPa$

b_r : La section réduite d'un poteau obtenue en réduisant la section réelle de 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteau rectangulaire $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) [cm^2]$

Poteau circulaire $B_r = \frac{\pi}{4} (D - 0,02)^2 [cm^2]$

C) Loi de dégression (DTR.BC 2.2) :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment,
 $Q_1, Q_2, Q_3 \dots Q_n$ les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3...n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera les charges d'exploitation suivantes :

Pour toi ou terrasse.	Q_0
Pour le dernier étage	Q
Pour l'étage Immédiatement Inferieure	$0,90Q$
Pour l'étage Immédiatement Inferieure	$0,80 Q$

Et ainsi de suite on réduisant de 10% *par* étages jusqu'à 0,5 Q

B.1) Pré dimensionnement du poteau central :(carré)

Le poteau le plus sollicité est le poteau (B-3).

Soit S la surface reprise par le poteau : $S = 32,31m^2$.

- **Calcul des charges permanentes****Plancher terrasse**

Poids du plancher= 244,93kN.

Poids propre des poutres principales=28,27 kN.

Poids propre des poutres secondaires ...= 18,56 kN.

$G=291,75\text{kN}$

Plancher étage courant

Poids du plancher= 55,03 kN

Poids propre des poutres principales.....= 27,28kN

Poids propre des poutres secondaires=18,56kN

Poids propre des murs intérieurs = 55,03 kN

Poids du poteau estimé= 8,415 kN

$G=307,04\text{kN}$

B.2) Pré dimensionnement du poteau de rive :

Le poteau le plus sollicité est le poteau (F-3).

Soit S la surface reprise par le poteau : $S = 16.64\text{m}^2$ - **Calcul des charges permanentes****Plancher terrasse accessible**

Poids du plancher terrasse =126,05 kN

Poids propre des poutres principales = 14.55kN

Poids propre des poutres secondaires = 8.87kN

Poids propre de l'acrotère.....=12.155KN

$G=161,63\text{KN}$

Plancher étage courant

Poids du plancher =101,32 kN

Poids propre des poutres principales = 14,55 kN

Poids propre des poutres secondaires = 8,87 kN

Poids propre des murs extérieurs = 56,77 kN

Poids propre des murs intérieurs.....=14,70 kN

Poids propres du poteau estimé=8,41 kN

$$G = 204,62 \text{ kN.}$$

B.3) Pré dimensionnement du Poteau d'angle

Le poteau le plus sollicité est le poteau (A-6).

Soit S la surface reprise par le poteau : $S = 9,075 \text{ m}^2$

- Calcul des charges permanentes

Plancher terrasse accessible

Poids du plancher terrasse = 68,78 kN

Poids propre des poutres principales = 14,47 kN

Poids propre des poutres secondaires = 10,21 kN

$$G = 93,43 \text{ kN}$$

Plancher Étage courant

Poids du plancher = 55,26 kN

Poids propre des poutres principales = 14,44 kN

Poids propre des poutres secondaires = 10,21 kN

Poids propre des murs extérieurs = 50,18 kN

Poids propres du poteau estimé=8,41 kN

$$G = 93,43 \text{ kN}$$

B.4) Calcul des charges d'exploitation des planchers

Tableau 16 : Dégression des charges d'exploitation

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
9	Q ₀	Q ₀	1,5
8	Q ₁	Q ₀ +Q ₁	3
7	Q ₂	Q ₀ +0,95(Q ₁ +Q ₂)	4,3
6	Q ₃	Q ₀ +0,90 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	5,55
5	Q ₄	Q ₀ +0,85 (Q ₁ +...+Q ₄)	6,6
4	Q ₅	Q ₀ +0,8(Q ₁ +...+Q ₅)	7,5
3	Q ₆	Q ₀ +0,75(Q ₁ +...+Q ₆)	8,25
2	Q ₇	Q ₀ +0,7(Q ₁ +...+Q ₇)	9
1	Q ₈	Q ₀ +0,6875(Q ₁ +...+Q ₈)	9,75
RDC	Q ₉	Q ₀ +0,666(Q ₁ +...+Q ₉)	10,5
S SOL	Q ₁₀	Q ₀ +0,65(Q ₁ +...+Q ₁₀)	11,9

(C) Récapitulatif du pré dimensionnement des poteaux

Les résultats des différents poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants

Tableau 17 : Pré dimensionnement du poteau central

Niveau	G	Q	N _{ser}	A*B	As choisis	N _u	N _u '	Vérific a tion	Section adoptée	nu'	Vérifica tion
8	366,25	49,91	416,16	15,67	30*30	569,30	1265,5	ok	30*30	1265,5	Ok
7	570,87	71,54	642,41	19,47	30*30	877,98	1265,5	ok	30*30	1265,5	Ok
6	775,49	92,34	867,83	22,63	30*30	1185,4	1265,5	ok	30*30	1265,5	Ok
5	980,11	109,8	1089,9	25,36	30*30	1487,8	1265,5	non	35*35	1824,1	Ok
4	1184,7	124,7	1309,5	27,79	30*30	1786,5	1265,5	non	35*35	1824,1	Ok
3	1389,3	137,2	1526,6	30,01	35*35	2081,5	1824,1	non	40*40	2476,4	Ok
2	1593,9	149,7	1743,7	32,07	35*35	2376,4	1824,1	non	40*40	2476,4	Ok
1	1798,5	162,2	1960,8	34,01	35*35	2671,4	1824,1	non	40*40	2476,4	Ok
RDC	2003,2	174,6	2177,9	35,85	40*40	2966,3	2476,4	non	45*45	3205,2	Ok
S sol	2207,8	197,9	2405,8	37,67	40*40	3277,5	2476,4	non	45*45	3205,1	Ok

Tableau 18 : Pré dimensionnement du poteau de rive

Niveau	G	Q	N _{ser}	A*B	As choisis	N _u	N _u '	Vérifica tion	Section adoptée	nu'	Vérifica tion
8	598,79	96,93	695,72	20,26	30*30	953,76	1265,5	oui	30*30	1265,5	ok
7	905,83	138,933	1044,763	24,82	30*30	1431,2	1265,5	non	35*35	1824,1	ok
6	1212,87	179,3205	1392,1905	28,65	30*30	1906,3	1265,5	non	40*40	2476,4	Ok
5	1519,91	213,246	1733,156	31,97	35*35	2371,7	1824,1	non	40*40	2476,4	Ok
4	1826,95	242,325	2069,275	34,94	35*35	2829,8	1824,1	non	45*45	3205,2	Ok
3	2133,99	266,5575	2400,5475	37,63	40*40	3280,7	2476,4	non	50*50	4063,7	Ok
2	2441,03	290,79	2731,82	40,14	45*45	3731,5	3205,2	non	50*50	4063,7	Ok
1	2748,07	315,0225	3063,0925	42,51	45*45	4182,4	3205,1	non	50*50	4063,7	Ok
RDC	3055,11	339,255	3394,365	44,75	45*45	4633,2	3205,1	non	50*50	4063,7	ok

Tableau 19 : pré dimensionnement du Poteau d'angle

Niveau	G	Q	N _{ser}	A*B	As choisis	N _U	N _U '	Vérifica tion	Section adoptée	nu'	Vérifica tion
8	231,93	48,98	281,83	12,89	30*30	387,954	1265,52	ok	30*30	1265,5	Ok
7	370,43	71,509	441,95	16,14	30*30	607,37	1265,52	ok	30*30	1265,5	Ok
6	508,96	91,96	600,92	18,83	30*30	825,04	1265,52	ok	30*30	1265,5	Ok
5	647,47	109,75	757,28	21,14	30*30	1038,72	1265,52	ok	30*30	1265,5	Ok
4	785,47	124,72	910,70	23,18	30*30	1248,16	1265,52	ok	30*30	1265,5	Ok
3	924,49	137,19	1061,68	25,03	30*30	1435,86	1265,52	non	35*35	1824,11	Ok
2	1063	149,67	1212,67	26,75	30*30	1659,55	1265,52	non	35*35	1824,11	Ok
1	1201,51	162,14	1363,65	28,36	30*30	1865,25	1265,52	non	35*35	1824,11	Ok
RDC	1340,02	174,61	1514,63	29,89	30*30	2070,95	1265,52	non	35*35	1824,11	Ok
S SOL	1478,53	197,89	1676,42	31,45	35*35	2292,86	1824,11	non	40*40	2476,45	Ok

(D) Les sections finales des poteaux

Tableau 20 : Les sections finales des poteaux

Niveaux	Section adoptée
8eme	30*30
7eme	35*35
6eme-5eme	40*40
4eme	45*45
3eme-2eme-1 ^{er} -RDC	50*50
Sous-sol	60*60

II.5) Pré dimensionnement de l'acrotère

L'acrotère est un élément structural réalisé en béton armé contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

D'après les plans d'architecture on a :

$$L_1=60 \text{ cm}$$

$$L_2=10 \text{ cm}$$

$$L_3=15 \text{ cm}$$

$$L_4=2 \text{ cm}$$

$$L_5=8 \text{ cm}$$

La surface de l'acrotère :

$$S= (L_1 * L_2) + (L_3 * L_5) + 1/2 (L_3 * L_4)$$

Donc: $S=0,0735\text{m}^2$.

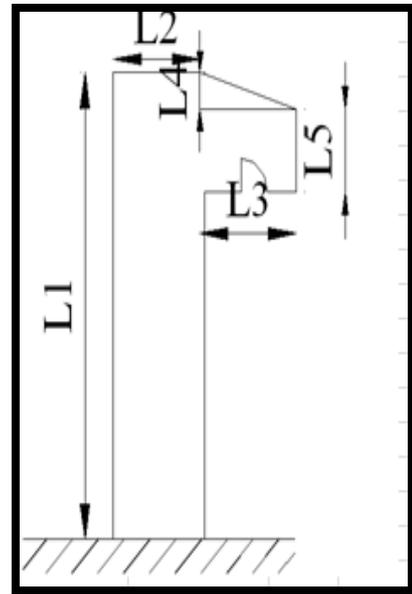


Figure 8 : Schéma de l'acrotère

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires de la structure

Chapitre III Calcul des éléments secondaires de la structure

Introduction

On entend par éléments secondaires tous les éléments tels que les souches de cheminée, balcons, garde-corps, clôtures qui ne participent pas dans la structure du bâtiment et qui ne contribuent pas à assurer le clos et le couvert.

III.1) Les escaliers

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte deux types d'escalier.

III.2) Définition des éléments d'un escalier

On appelle « marche » la partie horizontale des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale de ces gradins.

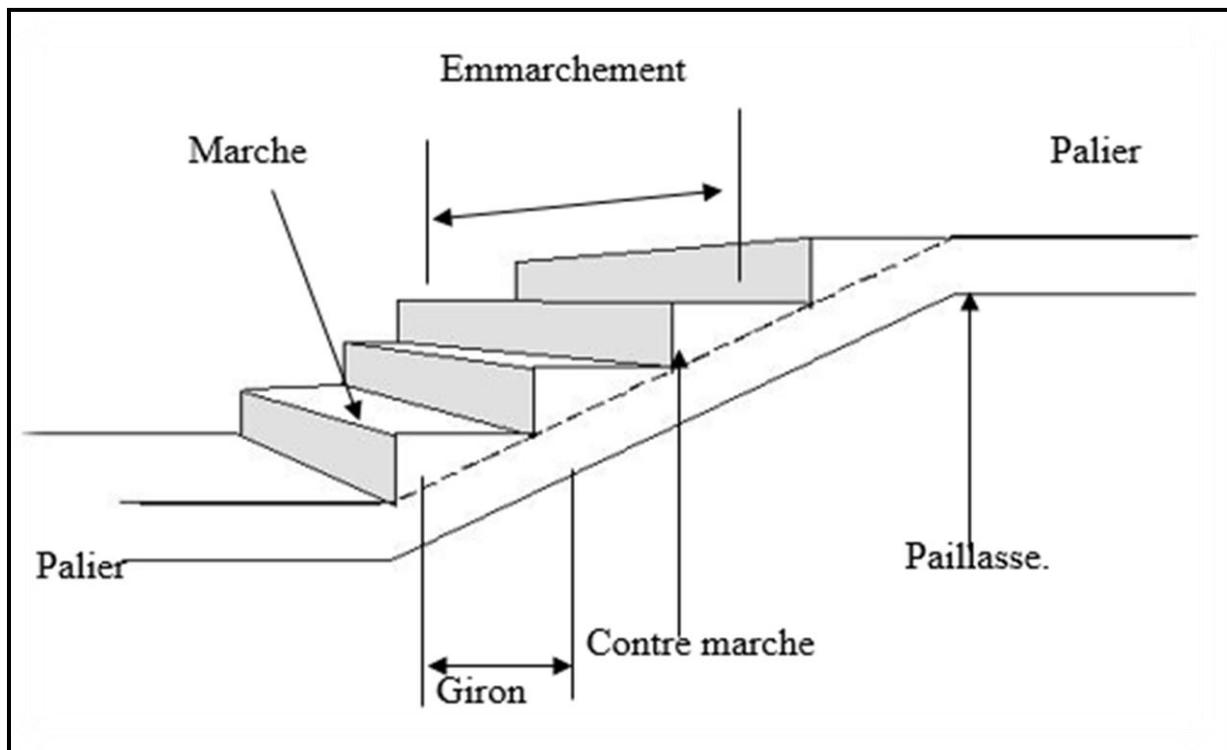


Figure 9 : La vue d'un escalier

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

Pour une réalisation idéale et confortable, on doit avoir $2h+g=64$

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

$$2h+g=64 \dots\dots\dots (1)$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots(2)$$

$$(n-1) g=L \dots\dots\dots (3)$$

Avec :

n : Le nombre de contre marche.

$(n-1)$: Le nombre de marche

- **Dans notre structure on a un seul type d'escalier.**

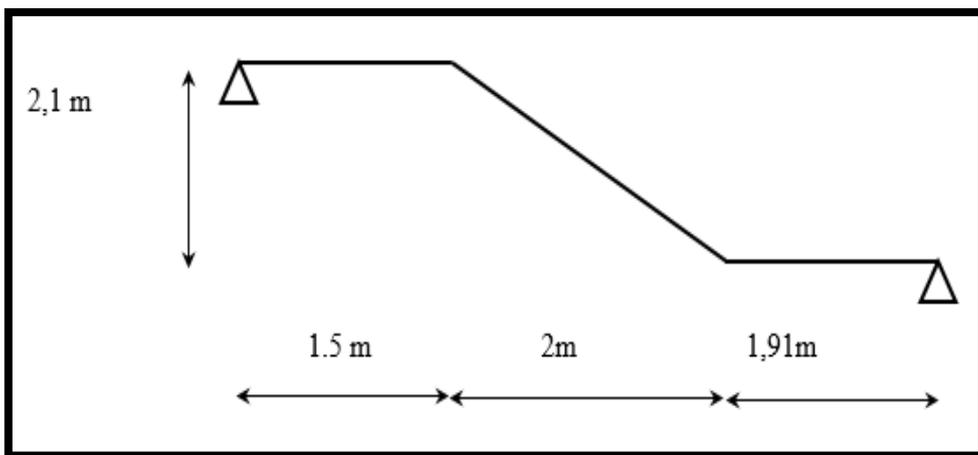


Figure 10 : Schéma d'un escalier

III.2.1) Pré dimensionnement des escaliers

- Contre marche..... $14 \leq h \leq 20 \Rightarrow h = 17$ cm.
- Largeur de la marche..... $22 \leq g \leq 33 \Rightarrow g = 30$ cm.
- Nombre de contre marche..... $n = \frac{1.87}{0.17} = 11$ contre marches.
- Nombre de marche..... $m = n - 1 = 11 - 1 = 10$ marches.
- Angle d'inclinaison..... $tg \alpha = \left(\frac{1.87}{2.7} \right) = 0.67 \Rightarrow \alpha = 34^{\circ},70$

➤ Vérification de la relation de Blondel

On doit vérifier que : $59 \leq g + 2.h \leq 66$ cm.

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

➤ **Détermination de l'épaisseur de la paillasse :**

$$\frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20} \quad \Rightarrow \quad 11.78\text{cm} \leq e \leq 17.67\text{cm}$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} = 3.53\text{m}$$

On prend donc l'épaisseur : $e=17\text{ cm}$

Pour l'épaisseur du palier, on suppose qu'il y a une continuité entre le palier de repos et la paillasse, on prend la même épaisseur que la paillasse : $e = 17\text{cm}$.

III.2.2) EVALUATION DES CHARGES

(A) Paillasse

A.1) Charges permanentes :

- ➔ Poids propre de paillasse..... $(25 \times 0,17) / \cos \alpha$ 5,17 KN/m².
- ➔ Poids propre des marches..... $(22 \times 0,17) / 2$ 1.87KN/m².
- ➔ Carrelage (2 cm)..... 0,44 KN/m².
- ➔ Mortier de pose (2 cm)..... 0,40 KN/m².
- ➔ Enduit en ciment (2 cm) 0,36 KN/m².

$$\boxed{G = 8.24 \text{ KN/m}^2}$$

A.2) Charges d'exploitation : $\boxed{Q = 2,5 \text{ KN/m}^2}$

(B) Palier

B.1) Charges permanentes

- Carrelage (e=2cm) 0,50kN/m².
- Mortier de pose (e=2cm) 0.4kn/m²
- Lit de sable (e=3cm)..... 0,54 kn/m²
- Dalle pleine (e=17cm)..... 4.25kn/m²
- Enduit en ciment (e=2cm) 0.36kn/m²

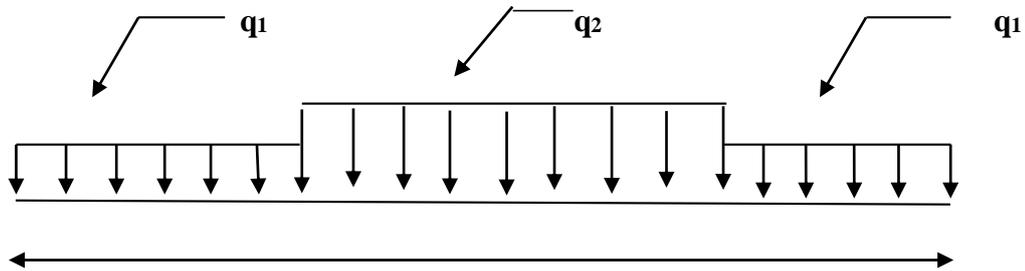
$$\boxed{G_1 = 6.05 \text{ kN/m}^2}$$

B.2) Charge d'exploitation

$$\boxed{Q_1 = 2,50 \text{ kN/m}^2}$$

Pour le calcul d'escalier il faut choisir un schéma statique équivalent :

Le chargement est donné pour une bande de 1ml de largeur.



III.2.3) COMBINAISONS DE CHARGES

Tableau 21 : Combinaison de charges

	G (KN/m)	Q (KN/m)	ELU (KN/m)	ELS (KN/m)
Paillasse	8.24	2,5	14.87	10.74
pallier	6.05	2.5	11.85	8.55

❖ Calcul Des Efforts Internes

E.L.U

$M_u=49,82 \text{ KN.m}$

$T_u=35\text{KN}$

E.L.S

$M_s=36,21\text{KN.m}$

$T_s=25,43\text{KN}$

Remarque

Notre escalier est appuyé à ces deux extrémités.

Donc: $M_{appuis}=0,5M_u^{\max}$

$M_{travées}=0,85M_u^{\max}$

Tableau 22: Calcul des efforts internes

	M_{appuis} (KN.m)	M_{travées} (KN.m)	T_{max} (KN)
ELU	24,91	42,35	35
ELS	18,10	30,78	25,43

III.2.4) Calcul du ferrailage

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m.
- Les armatures principales sont calculées par l'organigramme I (Annexe).
- Les armatures de répartition sont données par la formule suivante :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2}$$

Les données :

b = 100 cm; h = 17 cm; d = 15.3 cm. $f_{c28} = 25$ Mpa; $\gamma_b = 1,15$; $f_{bu} = 14,2$ Mpa; $f_c = 400$ Mpa;

Tableau 23 : Calcul du ferrailage des escaliers

	M_u (kN.m)	A'_s (cm²)	A_s calcul (cm²)	A_s adoptée (cm²)	Esp (cm)	A_r calculée (cm²)	A_r adoptée (cm²)	Esp (cm)
Travée	42,35	0	8,54	6T14 9,24	16	$2,31 \leq A_r \leq 4,62$	3T12 3,39	33
Appui	24,91	0	4,87	5T12 5,62	20	$1,40 \leq A_r \leq 2,81$	2T12 2,26	33

III.2.5) Vérifications**(A) Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{s \min} = 0,23.b.d. (f_{t28}/f_c)$$

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

$$A_{s \min} = 0,23 \times 100 \times 22 \times (2,1/400) = 1,85 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 1,85 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{En travée.}$$

$$A_s = 5,62 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 1,85 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Sur appui.}$$

✓ La condition est vérifiée

(B) Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\text{Il faut que : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot f_{c28} / \gamma_b, 4Mpa \right\} = 2,5Mpa.$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{35 \times 10^{-3}}{1 \times 0,15} = 0,23Mpa$$

$\Rightarrow \tau_u = 0,21.Mpa \leq \bar{\tau}_u = 2,5Mpa$ Donc la condition de cisaillement est vérifiée.

➤ **L'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :**

On a deux cas qui se posent :

$$T_u - \frac{M_a}{0,9 \times d} < 0 \Rightarrow \text{Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.}$$

$$T_u - \frac{M_a}{0,9 \times d} > 0 \Rightarrow \text{Les armatures doivent être ancrées au-delà des appuis.}$$

$$T_u - \frac{M_a}{0,9 \times d} = 35 - \frac{24,91 \times 10^3}{0,9 \times 135} = -170,02kN < 0 \Rightarrow \text{Les armatures ne sont soumises à aucun}$$

effort de traction.

(C) Vérification à l'état limite de service

C.1) Vérification des contraintes

Fissuration préjudiciable :

- Béton :

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

Détermination de la valeur de « y » par rapport à l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + \eta \cdot (A_s + A'_s) \cdot y - \eta \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A'_s) = 0$$

Tel que : $A'_s = 0; \eta = 15$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta \cdot A_s \cdot (d - y)^2$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 24 : Vérification à l'état limite de service

	As	M_{ser}	y	I(cm ⁴)	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
En travée	9,24	30.78	5,27	18822,05	8,62	15	Ok
Sur appui	5,62	12.10	4,30	12850,51	9.89	10,31	Ok

C.2) Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,056 > 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ 0,0095 < 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,27 > 0,081 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Le calcul de la flèche s'effectue avec la formule suivante d'après BAEL 91 :

$$\left. \begin{array}{l} f_i^{\max} = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{9 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \\ f_v^{\max} = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{9 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \end{array} \right\} \Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f} = \frac{L}{500} + 0,5 = 15.82mm$$

Tel que :

$$M_{ser} = 30.78 \text{ kN.m.}$$

Moments d'inertie fictifs

$$I_{fi} = \frac{I_o}{(1 + \lambda_i \cdot \mu)} \quad \text{Avec : } \lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{ij}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_o}{b}\right) \cdot \delta}$$

$$I_{fv} = \frac{I_o}{(1 + \lambda_v \cdot \mu)} \quad \text{Avec : } \lambda_v = \frac{2 \cdot \lambda_i}{5}$$

$$\text{Avec : } \mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{ij}}{(4 \cdot \delta \cdot \sigma_s + f_{ij})}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{SER}}{A_s \cdot d}$$

Le rapport de l'aire (A) de la section d'armatures tendues

$$\delta = \frac{A}{b_o.d} = \frac{29,45}{100 \times 27} = 1,09.10^{-2}$$

$$I_o = \frac{b.h^3}{12} + S.d'^2 + 15.A_s.(d - y)^2$$

Avec :

$$S = h \times b.$$

$$d' = h/2 - y.$$

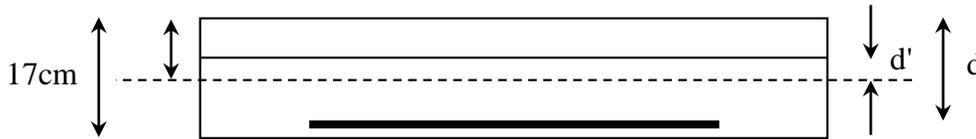


Figure11 : Position de l'axe neutre

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 25 : Vérification de la flèche de l'escalier

L (m)	E _i (Mpa)	E _v (Mpa)	f _i (mm)	f _v (mm)	Δf(mm)	F _{adm} (mm)
7.70	32164,19	10818,86	63.16	117.19	54.12	20.4

$$\Delta f = f_v - f_i = 32,47\text{mm} > \bar{f} = 15.82 \text{ mm} \quad \text{Non vérifiée.}$$

Remarque :

La flèche n'est pas vérifiée donc il est nécessaire de redimensionner la section du béton.

(D) Redimensionnement de la section

On prend donc l'épaisseur : e=25 cm.

(E) Vérification

E.1) Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{smin} = 0,23 \times 100 \times 22.5 \times (2,1/400) = 2.72 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 5,62 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 4.22 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{En appui.}$$

E.2) Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b.d} = \frac{35 \times 10^{-3}}{1 \times 0,22} = 0,16 \text{ Mpa}$$

$\Rightarrow \tau_u = 0,186.Mpa \leq \bar{\tau}_u = 2,5Mpa$ Donc la condition de cisaillement est vérifiée.

➤ **L'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis**

$T_u - \frac{M_a}{0,9 \times d} = 35 - \frac{24.91 \times 10^3}{0,9 \times 225} = -88.01 \text{ kN} < 0 \Rightarrow$ Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

E.3) Vérification à l'état limite de service

✚ **Vérification des contraintes**

Tableau 26 : Vérification a l'ELS

	As (cm ²)	M _{ser}	y (cm)	σ _s	σ _s	σ _{bc}	σ _{bc}	Obs
En travée	9,24	30.78	6.36	194.4	201.6	4,57	15	Ok

✚ **Vérification de la flèche**

Tableau 27 : Vérification de la rigidité.

L (m)	E _i (Mpa)	E _v (Mpa)	f _i (mm)	f _v (mm)	Δf(mm)	F _{adm} (mm)
7.70	32164,19	10818,86	21.16	35.35	14.18	15,82

$\Delta f = f_v - f_i = 14.20 \text{ mm} < \bar{f} = 15.82 \text{ mm} \dots\dots\dots$ vérifiée.

(F) Récapitulatif

L'épaisseur de la paillasse : e=25cm

Tableau 28 : Ferrailage des escaliers

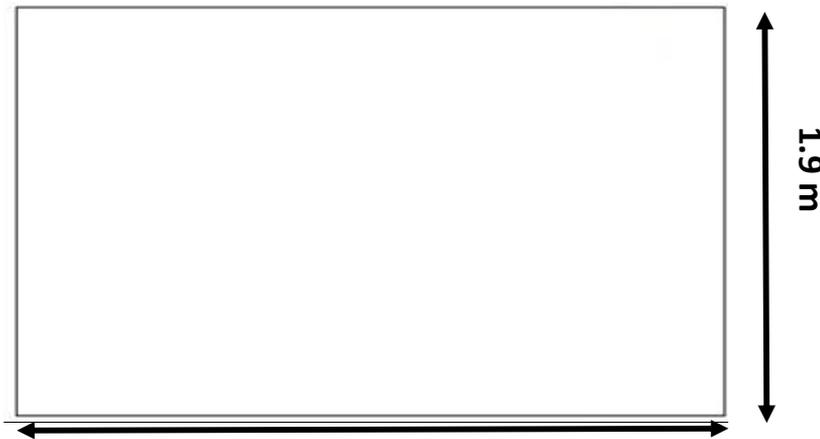
	As (cm ²)	Esp (cm)	A _r (cm ²)	Esp (cm)
En travée	6T20 9.24	16	6T14 9.24	16
Sur appui	7T14 10.78	14	4T12 4.52	25

III.3) Etude de la dalle machine

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.3.1) Pré dimensionnement de la dalle machine

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine



Nous avons deux conditions à vérifier :

(A) Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{190}{50} \leq e \leq \frac{190}{40}$$

$$3,55cm \leq e \leq 4cm$$

(B) Condition de l'E.N.A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (**E.N.A**) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25cm$

On prend : $e=25cm$

III.3.2) Détermination des charges et surcharges

(A) Charges permanentes

- Gravillon de protection (e=5cm).....0,85kN/m²
- Etanchéité multicouche(S36)0,12 kN/m²
- Forme de pente.....2,20kN/m²
- Isolation thermique (liège).....0,16kN/m²
- Poids de la dalle machine supportée.....50,0kN/m²

- Poids propre de la dalle..... $0,25 \times 25 = 6,25 \text{ kN/m}^2$
 - Enduit de plâtre $0,20 \text{ kN/m}^2$
- $G = 59,78 \text{ kN/m}^2$

(B) Charge d'exploitation :

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

III.3.3) COMBINAISON DES CHARGES

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 82,203 \text{ kN/m}^2$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 60,78 \text{ kN/m}^2$

III.3.4) CALCUL DES EFFORTS

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

Calcul de "ρ" :

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,9}{3,4} = 0,56 < 1$$

⇒ La dalle travail dans les deux sens.

$$* M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

E.L.U :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,088 \Rightarrow M_x = 26,11 \text{ kNm} \\ \mu_y = 0,25 \Rightarrow M_y = 6,52 \text{ kNm} \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 19,58 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 4,9 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 13,05 \text{ kNm}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_y = 3,26 \text{ Nm}$$

$$M_a = \text{Max}(M_{ax} ; M_{ay}) = 13,05 \text{ kNm}$$

III.3.5) FEERRAILLAGE DE LA DALLE

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h) = (100x25)cm² qui travaille en flexion simple

✚ FERRAILLAGE EN TRAVÉE

a. Dans le sens “L_x” :

On a : b=100cm; h=25cm; d=0,9h=22,5cm; c=2cm; σ_{bc}=14,17MPa; σ_s=348MPa

Tableau 29 : Récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x)

M _{ix} (kNm)	μ	A' _s (cm ²)	α	Z(mm)	A ^{cal} _s (cm ²)	Choix	A ^{adp} _s (cm ²)
19,58	0,027	0	0,034	221,88	2,53	5T10	3,93

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{5} = 20cm < Min(3h;33cm) = 33cm.....v\acute{e}rifi\acute{e}$$

b. Dans le sens “L_y” :

On a : b=100cm ; h=25cm ; d=d_x-Ø_x=21,5cm ; c=2cm ; σ_{bc}=14,17MPa ; σ_s=348Mpa

Tableau 30 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y)

M _{iy} (kNm)	μ	A' _s (cm ²)	α	Z(mm)	A ^{cal} _s (cm ²)	Choix	A ^{adp} _s (cm ²)
4,90	0,00748	0	0,00938	214,19	0,65	5T10	3,93

Espacement

$$Esp = \frac{100}{5} = 20cm < Min(4h;45cm) = 45cm.....v\acute{e}rifi\acute{e}$$

✚ FERRAILLAGE SUR APPUIS

On a : b=100cm ; h=25cm ; d=22,5cm ; c=2cm ; σ_{bc}=14,17MPa ; σ_s=348MPa

Tableau 31 : Récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis

M _a (kNm)	μ	A' _s (cm ²)	α	Z(mm)	A ^{cal} _s (cm ²)	Choix	A ^{adp} _s (cm ²)
13,06	0,014	0	0,0185	223,32	1,68	5T10	3,93

Espacement

$$Esp = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20cm < Min(3h;33cm) = 33cm(sens x - x) & \dots\dots\dots vérifiée \\ \frac{100}{5} = 20cm < Min(4h;45cm) = 45cm(sens y - y) & \dots\dots\dots vérifiée \end{cases}$$

III.3.6) CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 73,75kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 52,66kN$$

$$T_u^{max} = Max(T_x; T_y) = 73,75kN$$

$$\tau_u = \frac{73,75 \cdot 10^3}{1000 \cdot 225} = 0,33MPa < \bar{\tau}_u = 1,25MPa \dots\dots\dots vérifiée$$

III.3.7) VÉRIFICATION À L'E.L.S

(A) Vérification des contraintes

- **Béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

- **Acier :**

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = Min\left(\frac{2}{3} fe; 150\eta\right) = 240MPa$$

Avec :

$$\eta = 1,6 \text{ pour HA ; } fe = 400MPa$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,56 \quad ; \quad q_{ser} = 60,78kN/m^2$$

$$* M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

E.L.S :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,092 \Rightarrow M_x = 20,18Nm \\ \mu_y = 0,42 \Rightarrow M_y = 8,41kNm \end{cases}$$

• **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,75M_x = 1514kNm$$

$$M_{ty} = 0,75M_y = 6,36kNm$$

• **Moments sur appuis :**

$$M_a = \text{Max}(0,5M_x; 0,5M_y) = 7,57kNm$$

1- **Détermination de la valeur de « y » :**

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

2- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'_s(d - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau 32:

Tableau 32 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens

		$M_t(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
<i>Travée</i>	(x-x)	15,14	3,93	4,59	22132,69	3,13	<i>vérifiée</i>	183,77	<i>vérifiée</i>
	(y-y)	6,36	3,93	4,59	22132,69	1,84		142,96	
<i>Appuis</i>		7,57	3,93	4,59	22132,69	1,56		91,88	

(B) Vérification de la condition de non fragilité

$$H=25cm ; b=100cm$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 2,44cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 2,00cm^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \quad \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,56 \end{cases}$$

➤ Sens L_{x-x} :

Sur appuis : $A_x=3,93cm^2/ml > 2,44cm^2$ vérifiée

En travée : $A_x=3,93cm^2/ml > 2,44cm^2$ vérifiée

➤ Sens L_{y-y} :

Sur appuis : $A_y=3,93cm^2/ml > 2,00cm^2$ vérifiée

En travée : $A_x=3,93cm^2/ml > 2,00cm^2$ vérifiée

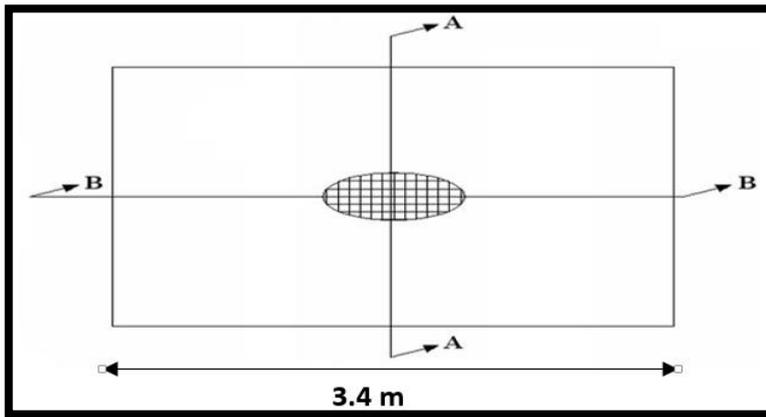
(C) Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$D'après [3] \begin{cases} * \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ * \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ * \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,1315 > 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0,1315 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 1,746.10^{-3} < 5.10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Donc:

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



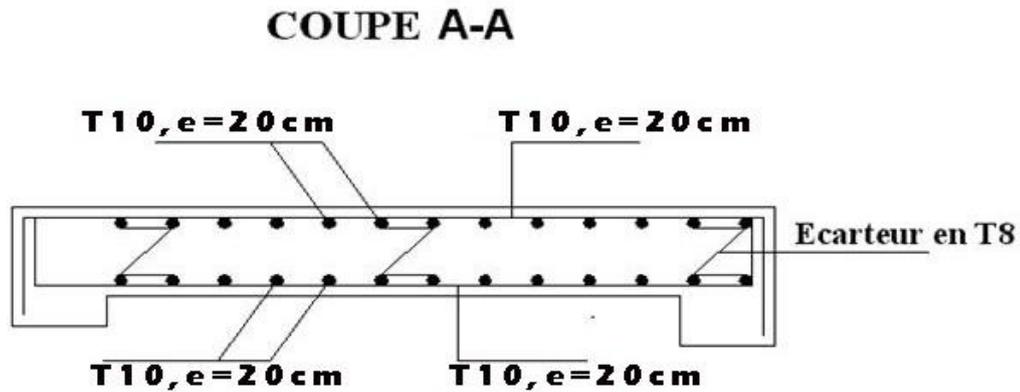


Figure 12 : Schéma du ferrailage de la dalle machine

III.4) Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1000 N/ml provoquant un moment de flexion.

Donc le calcul s'effectue pour une bande de 1 ml en flexion

III.4.1) Calcul des charges et surcharges :

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \cdot xS = 25 \times 0,0735 = 1,837 \text{ kN/ml}$$

- Revêtement en ciment ($e=2 \text{ cm}$; $\rho=14 \text{ kN/m}^3$) :

$$G = \rho_{ci} \cdot e \cdot P_{cme} = 14 \times 0,02 \times (0,6 + 0,01) \times 2 \cdot 10^{-2} = 0,392 \text{ kN/ml}$$

- Charge permanente : **$G=2,22 \text{ kN/ml}$**
- Charge d'exploitation : **$Q=1,00 \text{ kN/ml}$**

1. L'ACTION DES FORCES HORIZONTALES Q_h : (F_p)

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p = 4AC_p W_p$

Selon R.P.A on a :

W_p : Le Poids Propre de l'Acrotère.

A : Coefficient d'Accélération «Groupe d'Usage 2 ; Zone III»

$$A = 0,25$$

CP : Facteur de Force Horizontale Variant entre 0,3 et 0,8 ; $CP = 0,8$.

$$W_p = 25 \times 0,0735 = 1,837 \text{ KN/ml.}$$

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,837 \quad F_p = 1,47 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_u = M_{ax}(1,5Q ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,47kN \\ 1,5Q = 1,5kN \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = Q_h = 1,5kN$$

$$\text{Donc } \left\{ \begin{array}{l} G = 2,2155kN/ml \\ Q_h = 1,5kN/ml \end{array} \right.$$

III.4.2) CALCUL DES EFFORTS

- **E.L.U :**

$$N_u = 1,35G = 2,858kN$$

$$M_u = 1,5Q_h h = 1,35kNm$$

$$T_u = 1,5Q_h = 2,02kN$$

- **E.L.S :**

$$N_{ser} = G = 2,215kN$$

$$M_{ser} = Q_h h = 0,9kNm$$

$$T_{ser} = Q_h = 1,5kN$$

III.4.3) Calcul de l'excentricité :

1-L'excentricité du 1 er ordre :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,35}{2,858} = 47,23cm$$

2- L'excentricité additionnelle :

$$e_a = \max(2cm, l/250) = 2cm$$

3- L'excentricité du 2 eme ordre :

$$E_2 = 3l_f^2 (2 + \alpha\Phi) / 10^4 h = 1,44 \times 10^{-3}m$$

$$\text{Donc } e_0 = e_1 + e_a + e_2 = 0,32m \quad e_0 = 32cm$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3cm \quad \text{Donc } e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la l'acrotère.

III.4.4) Calcul du ferrailage

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f . $h=10cm$

Avec: $b=100cm$; $f_{c28}=25MPa$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$; $c=c'=2cm$; $f_e=400MPa$

❖ Calcul du moment fictif « M_f »

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,43 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,012$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,015$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,089 \text{ m}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,487 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,49 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

III.4.5) Verifikation

(A) Vérification de la section d'acier selon « BAEL 91 »

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

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 9 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2 ; 1,087 \text{ cm}^2 \} = 1,087 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour $6T6 = 1,70 \text{ cm}^2$

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

(B) Vérifications des armatures de répartitions

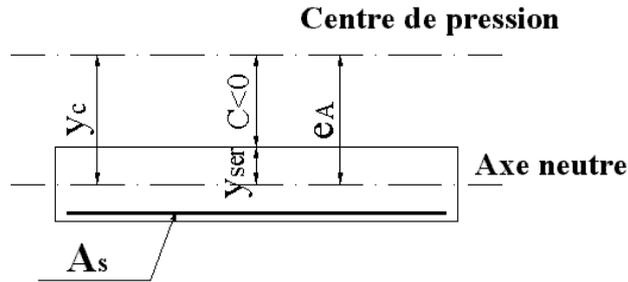
$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,425 \text{ cm}^2$$

On choisit $4T6=1,13cm^2$ avec un espacement $S_t = \frac{60-5}{3} = \frac{55}{3} \approx 18cm$

(C) Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 31.49cm$$



On a : $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 34.5cm \Rightarrow C = -25.5cm \quad (C < 0)$$

D'après le «BAEL 91 modifié 99», on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5467,44 \\ \text{et} \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 154876,88 \end{array} \right.$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -2,261.10^8$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,99 \Rightarrow \varphi = 171,89^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,38$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -85,28cm$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 46,13cm$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 39,16cm$$

La solution qui convient est : $y_c=46,13cm$

Car : $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 46,13 - 43 = 3,13cm < 90cm$$

Donc : $\begin{cases} y_{ser} = 3,13cm \\ y_c = 46,13cm \end{cases}$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2] = 1900,79cm^4 \quad ; \quad n = 15$$

(D) Vérification des contraintes

D.1) Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \cdot y_c}{I} \cdot y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = 1,68MPa < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

D.2) Contraintes de l'acier

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 201,63 \text{MPa} \dots \dots \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 47,44 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 9,11 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

(E) Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1 f_{c28}; 4 \text{MPa}\} = 2,5 \text{MPa}$$

➤
$$\tau_u = \frac{2,02 \cdot 10^3}{90 \cdot 10^3} = 0,022 \text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

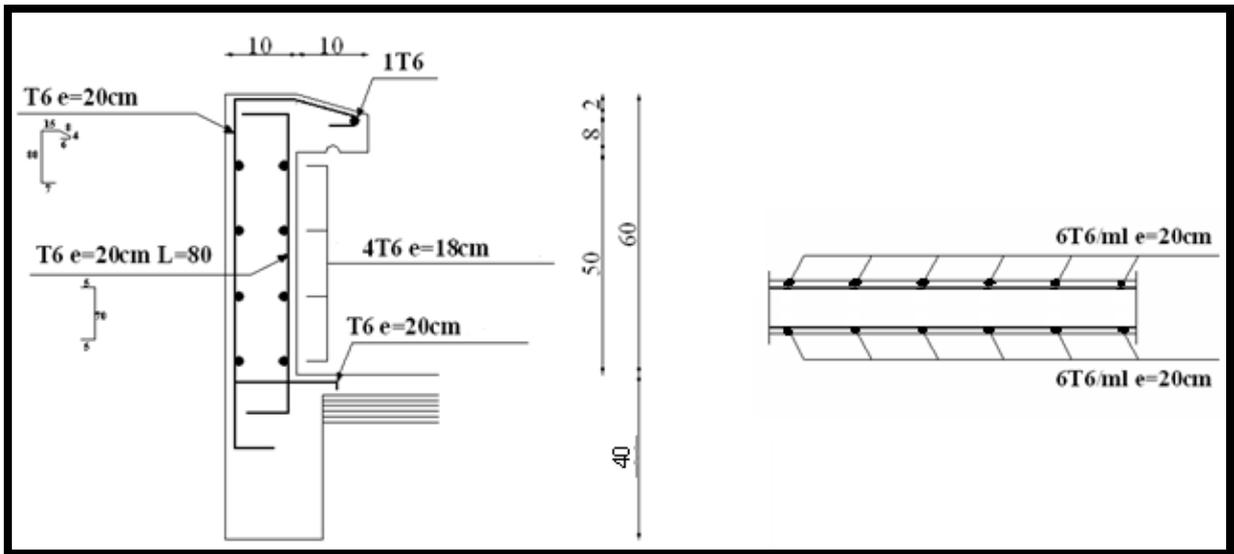


Figure 13 : Ferrailage de l'acrotère

III.5) Étude des balcons type 1 et 2

Un balcon est un type de plateforme qui se dégage d'un mur le plus souvent, il se trouve à l'extérieur du bâtiment, mais peut aussi être à l'intérieur, comme une galerie dans une salle de spectacle. (JOSSE, 2014)

Le balcon se calcul comme une console soumise à :

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du mur extérieur.

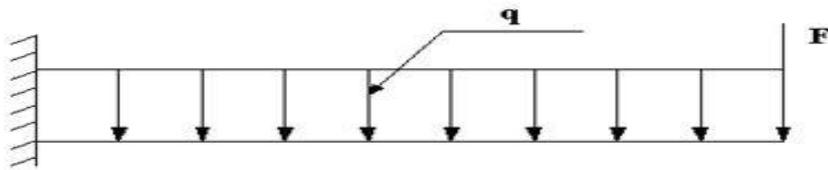
Le calcul se fait pour une bande de 1m.

III.5.1) Evaluation des charges

- Charge permanente : $G=5,32kN/m^2$
- Charge d'exploitation : $Q=3,50kN/m^2$
- Charge concentrée "F" : (Poids du mur)

- Garde de corps : $G=1,62kN/m^2$
- Hauteur du mur : $h=0,77m$
 $F=1,15 \times 0,77 \times 1 = 0.893kN$

III.5.2) Schéma statique



III.5.3) Combinaison des charges

Tableau 33: Combinaison des charges

	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
$q(kN/ml)$	12,43	8.82
$F(kN)$	1.20	0.90

III.5.4) Calcul des efforts internes

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

- Moment fléchissant : $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx\right)$
- Effort tranchant : $T(x) = (qx + F)$

Tableau 34 : Calcul des efforts internes

	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
$M (kNm)$	-9,75	-6.97
$T (kN)$	15.61	11.13

III.5.5) Calcul de ferrailage

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

$f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; \sigma_{bc}=14,17MPa ; b=100cm ; h=15cm ; d=13,5cm ; f_e=400MPa$

Tableau 35 : Ferrailage du balcon (type "I")

$M_u(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A'_s(cm^2)$	α	$Z(mm)$	$A^{cal}_s(cm^2)$	Choix	$A^{adp}_s(cm^2)$	Esp(cm)
6,66	0,037	Oui	0	0,048	132,4	2,11	5T10	3,93	20

*** Espacement :**

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h; 33cm) \dots\dots\dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 22cm) \dots\dots\dots \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33cm \\ 22cm \end{cases} \Rightarrow S_t = 20cm \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

*** Armatures de répartitions :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,98cm^2 \leq A_r \leq 1,96cm^2$$

Le choix est de : $5T8/ml=2,51cm^2$ avec: $S_t=20cm$.

III.5.6) Vérifications

(A) Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 3,93cm^2 > A_s^{min} = 1,63cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

(B) Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{15.61.10^3}{1000 \times 135} = 0,11MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

(C) Vérification de l'E.L.S

On considère que la fissuration est préjudiciable.

C.1) Vérification des contraintes :

- **Position de l'axe neutre "y":**

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie "I":**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec : $n=15$; $c'=2cm$; $d=16,2cm$; $b=100cm$; $A'_s=0$

On doit vérifier que:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e; 15\eta\right) = 240MPa \end{array} \right.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 36 : Vérification des contraintes du balcon (type "I")

$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
6,97	3,93	3,44	7322,867	3.27	vérifiée	143.58	vérifiée

C.2) Vérification de la flèche

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{18}{90} = 0,166 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,93}{100 \times 13,5} = 0,0029 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,166 > 0,1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

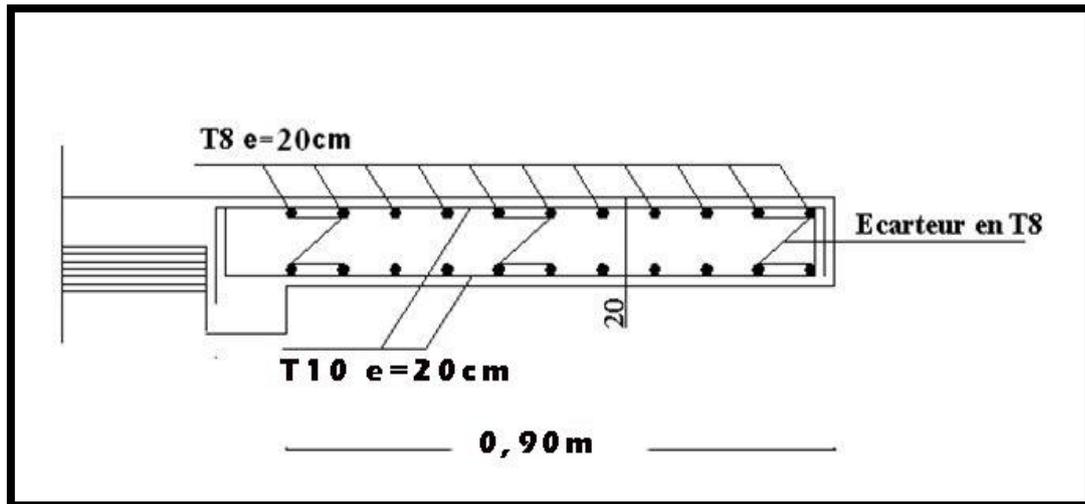


Figure 14 : Ferrailage du balcon (type1)

✚ Balcon Type 2

. Balcon sur trois appuis (1^{er} au 8^{ème} étage)

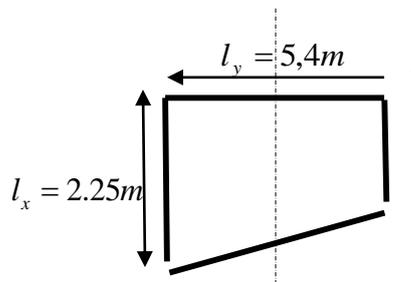


Figure 15 : Balcon type 2 du 1 er au 8 eme étage

• Calcul des sollicitations

$$l_x = 2.25m ; l_y = 5.4m$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{2.25}{5.40} = 0.42 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$l_x = 2.25 < \frac{l_y}{2} = 2.7$$

$$M_x^0 = l_x^3 * P^*/6 \Rightarrow M_x^0 = 23.60 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^0 = P^* l_x^2 * l_y / 2 - 2 * P^* l_x^3 / 3 \Rightarrow M_y^0 = 75.51 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$M_x^0 = 23.60 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = 75.51 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85 \cdot M_x^0 \Rightarrow M_x^t = 20.06 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \cdot M_y^0 \Rightarrow M_y^t = 64.18 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a = M_y^a = 0.3 \cdot M_y^t \Rightarrow M_x^a = 22.65 \text{ KN.m.}$$

- **Ferraillage du balcon type 2**

Tableau 37 : Ferraillage en travée du balcon type 2

Sens	M(KN.m)	α	Z(m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
x-x	20.06	0.10	0.129	4.45	4HA12 =4.52
y-y	64.18	0.36	0.115	15.98	8HA16=16.08

Tableau 38 : Ferraillage en travée du balcon type 2

M ^a	α	Z(m)	A calculé (cm ²)	A calculé (cm ²)
22.65	0.114	0,128	5.05	5HA16 =5.65

- **Espacement des armatures**

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$; on adopte $St_y = 25cm$.

Sens y-y : $St_x \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$; on adopte $St_x = 25cm$

Vérifications

➤ **ELU**

- **Condition de non fragilité**

$$e > 12cm \text{ et } \rho > 0,4$$

$$A_x^{\min} = \rho_0 * \frac{(3 - \rho)}{2} * b * e$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 * b * e$$

$$\rho_0 = \begin{cases} 0,00012 & RL \quad fe = 215 \text{ ou } fe = 235 \text{ Mpa.} \\ 0,0008 & HA \quad fe = 400 \text{ ou } T.S \phi \geq 6 \text{ mm.} \\ 0,0006 & HA \quad fe = 400 \text{ ou } TS \phi < 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

dans notre cas $fe = 400 \text{ Mpa} \rightarrow \rho_0 = 0,0008$.

$$\rightarrow A_x^{\min} = 0,0008 * \frac{(3 - 0,42)}{2} * 100 * 15 = 1,54 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 * 100 * 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 4,52 \text{ cm}^2 > 1,43 \text{ cm}^2 \quad \text{c'est vérifié.}$$

$$A_y = 16,08 \text{ cm}^2 > 1,12 \text{ cm}^2 \quad \text{c'est vérifié.}$$

• **Vérification à l'effort tranchant**

$$\rho > 0,4$$

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 11,56 \text{ KN}$$

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{3} = 9,32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{11,56}{1 \times 0,15} = 0,077 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau \leq \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **ELS**

$$P_S = 8,82 \text{ KN / ml}$$

$$M_x^0 = 16,74 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = 53,58 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 14,23 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 45,54 \text{ KN.m}$$

• **Vérification de la contrainte du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}, \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$A' = 0, \quad \frac{b}{2} * y^2 + 15 * A * y - 15 * A * d = 0, \quad I = \frac{b}{3} * y^3 + 15 * A * (d - y)^2$$

Tableau 39 : Vérification des contraintes du béton

Sens	M_{ser}	$A(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
XX	14.23	4.52	3.65	8199,023	6.34	15	vérifié
YY	45.54	16.08	6.01	20767,4	13.18	15	vérifié

- **Vérification de la flèche**

Sens x-x :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0.15}{2.25} = 0.066 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0,001 \leq \frac{2.4}{f_e} = 0,006$$

La flèche sens x-x est vérifiée.

Sens y-y :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0,15}{5.4} = 0,027 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{la condition n'est pas vérifiée.}$$

$$l > 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} + 0.5 = \frac{540}{500} + 0.5 = 1.58cm.$$

Evaluation des flèches :

$$\begin{cases} M_j^y = 9.73KNm \\ M_g^y = 12.32KNm \\ M_p^y = 15.66KNm \end{cases}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \quad f_{gv} = 9.68mm < 15.8mm \quad \text{Donc la flèche est vérifiée.}$$

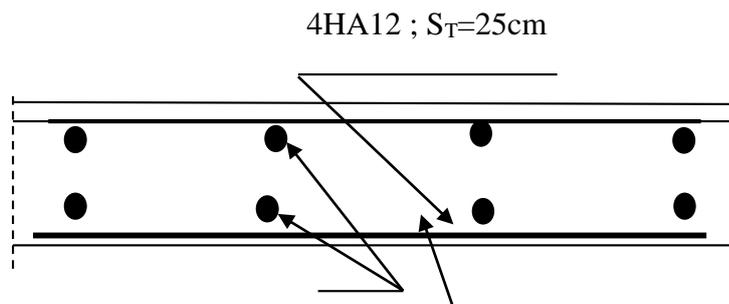


Figure 16 : Schéma du ferrailage du balcon type 2

III.6) Etude des poutrelles

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

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères ; elles sont généralement disposées parallèlement à la plus petite portée .Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

b : Largeur de la table de compression.

h : Épaisseur du plancher =20+5cm.

- corps creux de 20cm d'épaisseur et de 65cm de largeur.
- Table de compression de 5cm.

III.6.1) Dimensions des poutrelles

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 25cm & ; & h_0 = 5cm \\ b = 65cm & ; & b_0 = 12cm \\ c = \frac{b - b_0}{2} = 26,5cm \end{cases}$$

III.6.2) Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles

A l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

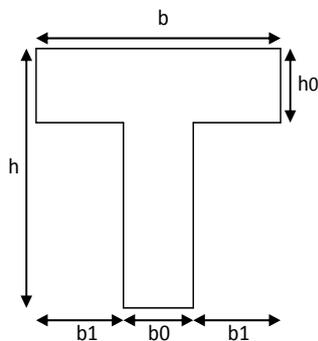


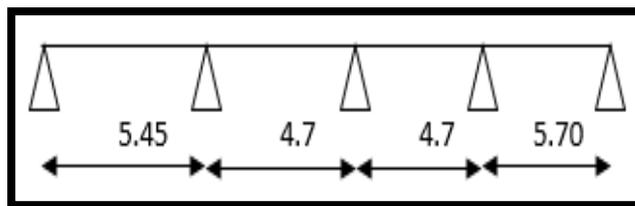
Figure 17 : Schéma des poutrelles

Tableau 40 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

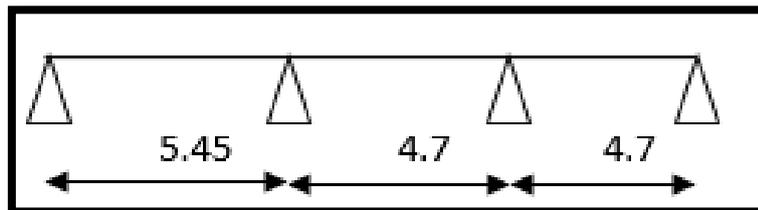
Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse accessible	7,58	1.50	12,48	8.11	9,08	5.9
Etages d'habitation	6,09	1.50	10,47	6,80	7,59	4,93

III.6.3) Les différents types des poutrelles :

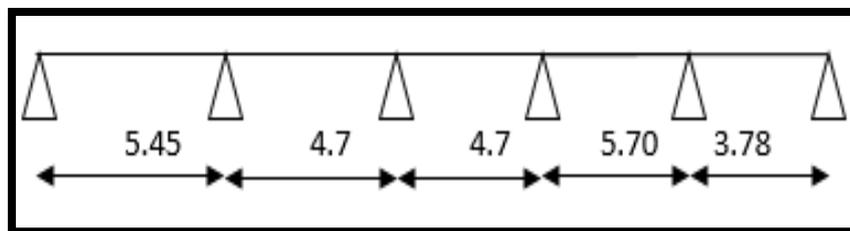
➤ **Poutrelles Type1 :**



➤ **Poutrelles Type 2**



➤ **Poutrelles Type 3**



III.6.4) Méthodes de calcul des poutrelles

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour ce faire, nous disposons de deux méthodes ;

- Méthode forfaitaire
 - Méthode de Caquot.
- ❖ **La méthode forfaitaire**

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharges modérées lorsque les conditions suivantes sont satisfaites.

- Plancher à surcharges modérées : $Q \leq \min(2 \times G ; 5) \text{KN} / \text{m}^2$
- Le rapport entre deux travées successives $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.
- Fissuration peu nuisible.

▪ **Principe de la méthode forfaitaire**

✓ **Les moments fléchissant**

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges

d'exploitations et permanentes en valeur pondérée.

M_0 : Moment isostatique.

M_d : Moment sur l'appui de droite.

M_g : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

Les conditions à vérifiées :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

- $0.5 \times M_0$: pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.
- $0.6 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.
- $0.15 \times M_0$: pour les appuis de rive.

✓ **Les efforts tranchants**

On considère qu'il y a discontinuité entre les travées, donc les efforts tranchants du système hyperstatique sont confondus avec les efforts tranchants du système isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire, on tient compte des moments de continuité.

Alors on considère chaque travée séparément et multiplie l'effort tranchant isostatique par un coefficient (C) tel que :

C = 1,15 cas de travée de rive pour les poutres à deux travées.

C = 1,1 cas de travée de rive pour les poutres à plus deux travées.

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de *RDM*.

❖ **La méthode de Caquot**

Elle est applicable essentiellement pour les planchers a surcharges élevées, et également a des planchers a surcharges modérées si l'une des conditions de la méthode précédente n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

✓ **Moment sur appuis**

$$M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} \dots\dots\dots \text{Appuis intermédiaire}$$

✓ **Moment en travée**

$$(M_t) = (M_0) + \frac{(M_w + M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{16(M_0)}$$

Avec :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

M₀ : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique) ;

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

q_w: charge répartie à gauche de l'appuis considérée ;

q_e: charge répartie à droite de l'appuis considérée.

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives « l'_w » à gauche et « l'_e » à droite, avec :

l'=1.....pour une travée de rive

$l'=0,8l$...pour une travée intermédiaire

Où "l" représente la portée de la travée libre

✓ **Effort tranchant**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré,

T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

Vérification des conditions de BAEL

1^{ère} condition :

Plancher terrasse accessible

$$G = 7,58KN/m^2$$

$$Q = 1.5KN/m^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 7,58; 5)KN/m^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Plancher étage courant

$$G = 6,09KN/m^2$$

$$Q = 1.5KN/m^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 6,09; 5)KN/m^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

La 2^{ème}, 3^{ème} et la 4^{ème} condition sont vérifiées

Donc on peut appliquer dans notre cas la méthode forfaitaire pour la détermination des sollicitations.

Calcul des sollicitations

On dimensionne les poutrelles du plancher de la terrasse puis on généralise pour toute la structure car c'est le plancher le plus sollicité.

III.6.5) Exemple de calcul (type1)

Moments isostatiques

A l'ELU

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{P_U l^2}{8} = 30.11KN.m$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = 22.39KN.m$$

$$\text{Travée C-D : } M_0^{CD} = 22.39KN.m$$

$$\text{Travée D-E : } M_0^{DE} = 32.93 \text{KN.m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{Pl^2}{8} = 21.90 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = 16.29 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0^{CD} = 16.29 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée D-E : } M_0^{DE} = 23.96 \text{KN.m}$$

- **Moments sur les appuis**

Appuis de rive

$$M_A = M_E = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$.

Appuis intermédiaires

À l'ELU

$$M_B = 0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = 15.05 \text{KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = 8.95 \text{KN.m}$$

$$M_D = 0.5 \times \max(M_0^{CD}, M_0^{DE}) = 16.46 \text{KN.m}$$

À l'ELS

$$M_B = 0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = 10.95 \text{KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = 6.51 \text{KN.m}$$

$$M_D = 0.5 \times \max(M_0^{CD}, M_0^{DE}) = 11.98 \text{KN.m}$$

- **Moments en travées**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+6,09} = 0.20$$

$$\alpha = 0.20 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1.06 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.26 \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{pour une travée de rive} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

- Les efforts tranchants

A l'ELU

Travée A-B

$$V_A = 26.51KN$$

$$V_B = 1.1 \times V_A = -12.87KN$$

Travée B-C

$$V_B = 16.53KN$$

$$V_C = -22.02KN$$

Travée C-D

$$V_B = 20.46KN$$

$$V_C = -15.66KN$$

Travée D-E

$$V_D = 18.19KN$$

$$V_E = -27.85KN$$

A l'ElS :

Travée A-B

$$V_A = 19.28KN$$

$$V_B = 1.1 \times V_A = -12.87KN$$

Travée B-C

$$V_B = 11.70KN$$

$$V_C = -16.30KN$$

Travée C-D

$$V_C = 16.34KN$$

$$V_D = -11.33KN$$

Travée D-E

$$V_D = 13.67KN$$

$$V_E = -20.36KN$$

Les résultats des sollicitations sont présentés dans les tableaux suivants :

➤ Poutrelles Type 1 :

Tableau 41 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELU

Travée	L	P _u	M ₀	M _g	M _d	M _t	V _g	V _d
	(m)	(KN/m)	(Kn.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)
A-B	5,45	8,11	30.11	4.51	15.05	34.02	26.51	-17.69
B-C	4.7	8,11	22.39	15.05	8.95	21.79	16.02	-22.03
C-D	4.7	8,11	22.39	8.95	16.46	21.08	22.46	-15.66
D-E	5,75	8,11	32.93	16.46	4.94	37.92	18.19	-27.85

Tableau 42 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELS

Travée	L	P _s	M ₀	M _g	M _d	M _t	V _g	V _d
	(m)	(KN/m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)
A-B	5,45	5,9	21.90	3.28	10.95	27.58	19.28	-12.87
B-C	4,7	5,9	16.29	10.95	6.51	15.85	11.70	-16.03
C-D	4,7	5,9	16.29	6.51	11.98	15.34	16.34	-11.33
D-E	5,75	5,9	23.96	11.98	3.59	28.37	13.67	-20.26

➤ **Poutrelles Type 2 :**

Tableau 43 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à l'ELU

Travée	L	P _u	M ₀	M _g	M _d	M _t	V _g	V _d
	(m)	(KN/m)	(Kn.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)
A-B	5,45	8,11	30.11	4.51	15.05	34.02	26.23	-17.97
B-C	4.7	8,11	22.39	15.05	8.95	21.79	17.82	-20.38
C-D	4.7	8,11	22.39	8.95	3.36	27.64	15.51	-22.97

Tableau 44 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELS

Travée	L	P _s	M ₀	M _g	M _d	M _t	V _g	V _d
	(m)	(KN/m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)
A-B	5.45	5,9	21.9	3.28	10.95	27.58	16.09	-13.07
B-C	4.7	5,9	16.29	10.95	6.51	15.85	11.28	-14.77
C-D	4.7	5,9	16.29	6.51	2.44	20.10	12.96	-16.45

➤ **Poutrelles Type 3**

Tableau 45 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELU

Travée	L	P _u	M ₀	M _g	M _d	M _t	V _g	V _d
	(m)	(KN/m)	(Kn.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)
A-B	5.45	8,11	30.11	4.51	26.45	33.85	26.45	-17.75
B-C	4.7	8,11	22.39	15.05	16.48	21.79	16.48	-21.64
C-D	4.7	8,11	22.39	8.95	2.90	21.08	20.90	-17.22
D-E	5.7	8,11	32.93	16.46	22.27	34.02	22.27	-23.22
E-F	3.78	8,11	14.48	7.24	20.20	18.24	20.20	-20.27

Tableau 46 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 3 à l'ELS

Travée	L	P _u	M ₀	M _g	M _d	M _t	V _g	V _d
	(m)	(KN/m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)
A-B	5.45	5,9	21.90	3.28	10.95	27.58	19.24	-12.92
B-C	4.7	5,9	16.29	10.95	6.51	15.85	11.99	15.94
C-D	4.7	5,9	16.29	6.51	11.89	15.34	15.21	-12.52
D-E	5.7	5,9	23.96	11.89	5.26	27.54	16.71	-16.92
E-F	3.78	5,9	10.53	5.26	1.58	13.27	7.42	-14.89

III.6.6) Ferrailage des poutrelles

Poutrelle type 2 du plancher RDC et tous les autres niveaux

(A) Sollicitations maximales

$$M_t^{\max} = 34.02 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{rive}} = 0.15 \cdot M_0^{\max} = 0.15 \cdot 16.46 = 2.47 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{inter}} = 0.5 \cdot M_0^{\max} = 0.5 \cdot 16.46 = 8.23 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{\max} = 26.45 \text{ KN.m.}$$

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

(B) Armature longitudinale

➤ Ferrailage en travée

Calcul de M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 \times \left(0.225 - \frac{0.05}{2} \right) = 0.092 \text{ MN.m}$$

$$M_u = 0.092 MN.m$$

$$M_t^{\max} = 34.02 \times 10^{-3} MN.m$$

$M_u > M_t^{\max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

➤ Calcul des armatures

$$\mu_{bc} = \frac{M_t}{f_{bc} d^2 b} = \frac{34.02 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.225^2} = 0.072 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_s = 10\text{‰} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{On a } \mu_1 = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1) = 0.3916$$

$$\mu_{bc} < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de A :

$$A = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.072)}) = 0.094$$

$$Z = 0.225 \times (1 - 0.4 \times 0.094) = 0.216 m$$

$$A_t = \frac{34.02 \times 10^{-3}}{348 \times 0.216} = 4.51 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s = 3T14 = 4.62 \text{ cm}^2.$$

▪ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 1.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_s \quad \text{Vérifiée.}$$

➤ Ferrailage en appuis

Appui de rive

$$M_a^{\text{rive}} = 0.15 \times M_0 = 0.15 \times 16.46 = 2.47 \text{ Kn.m}$$

$$\mu_{bc} = \frac{M_a^{rive}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2.47 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.029$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.029}) = 0.036$$

$$z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.029) = 0.221 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_a^{rive}}{z \times \sigma_s} = \frac{2.47 \times 10^{-3}}{0.221 \times 348} = 0.32 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

On choisit : $A_s = 1\text{HA}12 = 1.1 \text{ cm}^2$

Appui d'intermédiaire

$$M_a^{inter} = 0.5 \times M_0 = 0.50 \times 16.46 = 8.23 \text{ Kn.m}$$

$$\mu_{bc} = \frac{M_a^{rive}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8.23 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.09$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.09}) = 0.125$$

$$z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.125) = 0.213$$

$$A_{rive} = \frac{M_a^{rive}}{z \times \sigma_s} = \frac{8.23 \times 10^{-3}}{0.213 \times 348} = 1.10 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_s = 1\text{HA}12 = 1.10 \text{ cm}^2$

(c) Armatures transversales

➤ vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 26.45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{26.45 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22} = 1.01 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

➤ Calcul des armatures transversales et l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance *FeE24* ($f_e = 235 \text{ MPa}$)

- **BAEL 91 modifié 99** : $\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$

- **RPA 99 version 2003** : $\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \text{Min}(0,71\text{cm} ; 1,2\text{cm} ; 1,2\text{cm})$$

On adopte : $\phi_l = 8\text{mm}$

Donc :

➤ **Choix des armatures**

On choisit un étrier Φ_8

$$A_t = 2\Phi_8 = 1,01\text{cm}^2$$

➤ **«BAEL 91 modifié 99» [1] :**

- $\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$
- $S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm})$
- $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right)$

➤ **«RPA 99 version 2003» [2] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \text{Min}(0,6\text{cm} ; 1\text{cm} ; 1,2\text{cm}) = 0,6\text{cm}$$

On adopte : $\phi_l = 6\text{mm}$

Donc :

- Selon le « BAEI 91 modifié 99 » [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,012\text{cm} \\ \bullet S_t \leq 20,25\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,015\text{cm} \end{array} \right.$$

- Selon le « RPA 99 version 2003 » [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036\text{cm} \\ \bullet S_t \leq 6,25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 12,50\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

➤ **Choix des espacements**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 28,056\text{cm}$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} S_t = 6\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 12\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

➤ **Vérification à l'effort tranchant des armatures longitudinales**

Au niveau de l'appui de rive on a $M_u = 3.66 \text{ kN.m}$

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 25.64 \times 10^{-3} = 0.76 \text{cm}^2$$

Or $A_l = 3HA10 + 1HA12 = 3.49 \text{cm}^2$ vérifiée.

$A_l \geq 0.76 \text{cm}^2$

➤ Vérification de la jonction table nervure au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 \times dbh_0} = \frac{26.45 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65 - 0.12}{2}\right)}{0.9 \times 0.22 \times 0.65 \times 0.04} = 1.36 \text{MPa}$$

$\bar{\tau}_u = 3.25 \text{MPa}$

$\tau_u < 3.25 \text{MPa}$ C'est vérifiée.

Le ferrailage des autres types de poutrelles et résumé dans les tableaux suivants :

Tableau 47 : calcul des sections d'armature pour les autres types de poutrelles

Poutrelles	μ_{bc}	α	Z (m)	As Cm ²	μ_{bc}	α	Z (M)	As Cm ²	μ_{bc}	α	Z (M)	As Cm ²
Type(2)	$M_u = 34.02 \text{KN.m}$				$M_a^{\text{int}} = 8.23 \text{KN.m}$				$M_a^{\text{rive}} = 2.47 \text{KN.m}$			
	0.07	0.016	0.209	4.50		0.125	0.213	1.10		0.36	0.221	0.32
Type(3)	$M_u = 37.02 \text{KN.m}$				$M_a^{\text{int}} = 18.51 \text{KN.m}$				$M_a^{\text{rive}} = 5.53 \text{KN.m}$			
	0.07	0.10	0.215	4.93	0.21	0.3	0.197	2.69	0.064	0.082	0.217	0.73
Type(1)	$M_u = 37.02 \text{KN.m}$				$M_a^{\text{int}} = 18.51 \text{KN.m}$				$M_a^{\text{rive}} = 5.53 \text{KN.m}$			
	0.07	0.10	0.215	4.93	0.21	0.3	0.197	2.69	0.064	0.082	0.217	0.73

Ce tableau résume le choix de type et nombre des armatures adoptées pour le ferrailage des différents types de poutrelles.

Tableau 48 : Choix de type d'armatures adopté pour les différents types de poutrelles

Type de poutrelles	Position	Ferrailage longitudinal		Ferrailage Transversal	
		Type de	A _s	A _t	S _t
		Barres	Cm ²	Cm ²	Cm ²
Type(1)	travée	2HA14+1HA16	5.08	2Φ8	12
	App inter	2HA14	3.07		
	App rive	1HA12	1.13		
Type(2)	travée	3HA14	4.61	2Φ8	12
	App inter	1HA12	1.13		
	App rive	1HA12	1.13		
Type(3)	travée	2HA14+1T16	5.08	2Φ8	12
	App inter	2HA14	3.07		
	App rive	1HA12	1.13		

Ce tableau résume la vérification des armatures longitudinales et de cisaillement.

Tableau 49 : Vérification des armatures longitudinales et de cisaillement

Le type	Armature longitudinale Aux appuis		Jonction table nervure	Le Cisaillement
	App rive	App int		
	$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$	$\tau_u = \frac{V_u (\frac{b-b_0}{2})}{0.9 \times dbh_0}$ $\bar{\tau}_u = 3.25 Mpa$	$\frac{V_u}{b_0.d} \leq \bar{\tau} = 3.25$
Type1	As=0.76 A _l ≥1.13 vérifiée	A _l ≥ -1.86 Pas D'influence	τ _u = 0.44Mpa vérifiée	τ _u = 0.98Mpa vérifiée
Type2	As=0.79 A _l ≥1.13 vérifiée	A _l ≥ -4.06 Pas D'influence	τ _u = 0.61Mpa vérifiée	τ _u = 0.45Mpa Vérifiée
Type3	As=0.76 A _l ≥1.13 vérifiée	A _l ≥ -1.86 Pas D'influence	τ _u = 0.44Mpa vérifiée	τ _u = 0.98Mpa Vérifiée

III.6.7) Vérification des poutrelles à l'ELS

Il y a lieu de vérifier :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression du béton.

- Etat limite de déformation.

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

➤ **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Plancher RDC et 1^{er} étage

Poutrelle type 2

♦ **En travée**

$$M_{Iser}^{max} = 27.58 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 5.08 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre

$$b \times y^2 - 30A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 0.65 \times y^2 - 30 \times 25.08 \times 10^{-4} \times (0.22 - y) = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.011 \text{ m}$$

Calcul de moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{0.65 \times 0.011^3}{3} + 15 \times 5.08 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.06)^2 = 2.54 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{27.58 \times 10^{-3}}{2.54 \times 10^{-4}} \times 0.011 = 6.71 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} < 15 \text{ MPa}$$

♦ **En appuis**

$$M_{ser}^{max} = 10.95 \text{ Kn.m}$$

$$A_s = 3.07 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre

$$b \times y^2 - 30A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 0.65 \times y^2 - 30 \times 3.07 \times 10^{-4} \times (0.22 - y) = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.098 \text{ m}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{0.65 \times 0.030^3}{3} + 15 \times 3.07 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.09)^2 = 0.6704 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I = 11191.72 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.95 \times 10^{-3}}{1.11 \times 10^{-4}} \times 0.098 = 9.63 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} < 15 \text{MPa}$$

La vérification à l'état limite de compression du béton pour les autres types de poutrelles est résumée dans le tableau suivant

Tableau 50 Vérification à l'état limite de compression du béton des poutrelles

Type de poutrelles	position	$M_{service}$	A_s	y	$I \times 10^{-4}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	observation
		$Kn.m$	cm^2	m	m^4	Mpa	Mpa	
Type(1)	travée	27.58	4.61	0.059	2.35	6.69	15	Vérifiée
	App inter	11.99	1.13	0.066	5.42	13.74	15	Vérifiée
Type(2)	travée	27.58	5.08	0.011	11.14	6.71	15	Vérifiée
	App inter	10.95	3.07	0.098	11.19	9.63	15	Vérifiée
Type(3)	travée	27.58	4.61	0.059	2.35	6.69	15	Vérifiée
	App inter	11.99	1.13	0.066	5.42	13.74	15	Vérifiée

➤ **Etat limite de déformation**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

(A) Evaluation de la flèche

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

- ❖ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- ❖ $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- ❖ $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{25}{570} = 0.043 < \frac{1}{16}$

La condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Tel que :

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ij} : Flèche due aux charges permanentes appliquées avant la mise en place des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges permanentes et charges d'exploitation.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} + 0.5 = \frac{570}{500} + 0.5 = 1.64cm$$

• **Evaluation des moments en travée**

$q_{jser} = 0.65 \times G$ la charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$ la charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$ la charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

• **Contraintes** (σ_s)

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

Inerties fictives (I_f)

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$$q_{jser} = 0.67 \times G = 0.65 \times 3.25 = 2.11 \text{KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.67 \times G = 0.65 \times 7.58 = 4.93 \text{KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.67 \times (G + Q) = 0.65 \times (7.58 + 1.5) = 5.90 \text{KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{2.11 \times 5.75^2}{8} = 6.54 \text{KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.93 \times 5.75^2}{8} = 15.28 \text{KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{5.90 \times 5.75^2}{8} = 18.28 \text{KN.m}$$

- **Propriété de la section**

Moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d''\right)^2 = 254009.24 \text{cm}^4$$

$$I_0 = 79965 \text{cm}^4$$

$$I = 25800 \text{cm}^4$$

$$A_s = 5.08 \text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{5.08}{12 \times 22} = 0.0188$$

$$E_i = 32164.2 \text{Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{Mpa}$$

$$y = 0.117 \text{m}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \quad \text{Coefficient de déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \text{Coefficient de déformation différée.}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{0.12}{0.65}\right) \times 0.0188} = 2.18 \quad ; \quad \lambda_v = 0.4 \times 0.87 = 0.87$$

- **calcul des inerties fictives**

$$\mu_j = 0$$

$$\mu_g = 0.10$$

$$\mu_p = 0.37$$

$$I_{ij} = 87800cm^4$$

$$I_{ig} = 66616.2cm^4$$

$$I_{ip} = 40224.9cm^4$$

$$I_{vg} = 77986.5cm^4$$

• La flèche totale Δf

$$f_{vg} = \frac{18.28 \times 10^{-3} \times 5.75.^2}{10 \times 10721 \times 77986 \times 10^{-8}} = 7.22 \times 10^{-3} m$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (7.22 - 0.314 + 2.21 - 0.7) \times 10^{-3} = 3.99 \times 10^{-3} m$$

$$\Delta f = 0.399cm \leq f_{adm} = 1.64cm$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

Pour les autres types de poutrelles les résultats sont groupés dans les tableaux suivants :

Tableau 51 : Vérification de la flèche

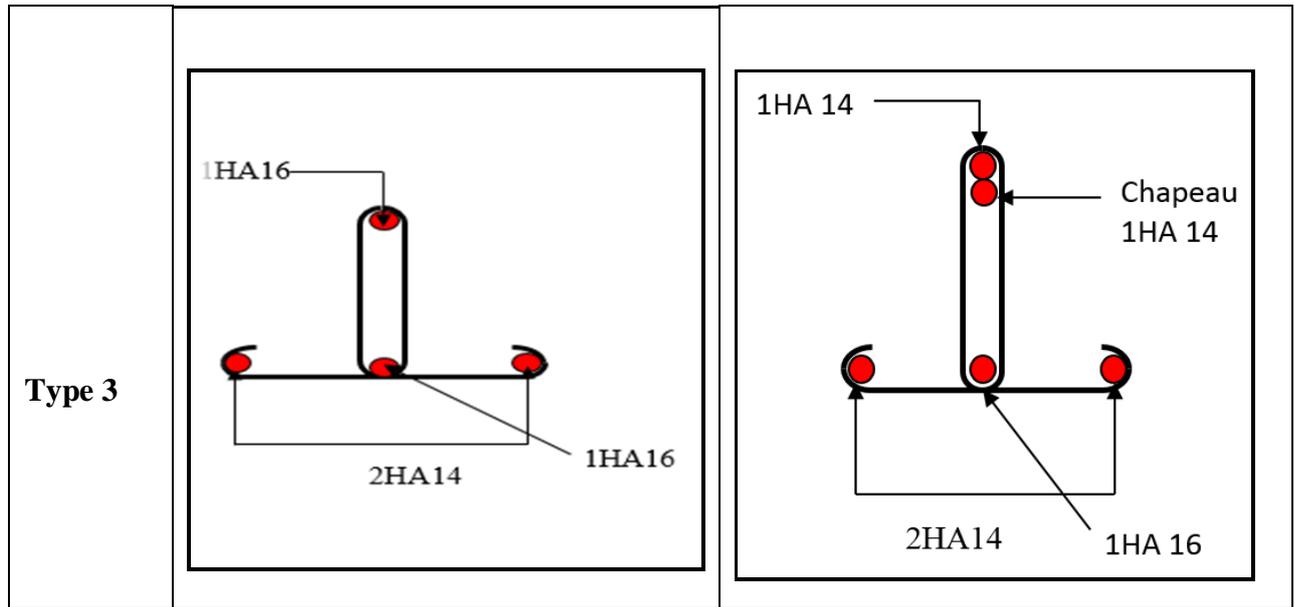
Poutrelles	L_{max} (m)	q_j	q_g	q_p	M_j^{ser}	M_g^{ser}	M_p^{ser}
		Kn/m	Kn/m	Kn/m	$Kn.m$	$Kn.m$	$Kn.m$
Type(1)	5.75	2.11	4.93	5.90	6.54	15.28	18.28
Type(2)	5.75	2.11	4.93	5.90	6.54	15.28	18.28
Type3	5.45	2.11	4.93	5.90	5.87	13.72	16.42

Poutrelles	$I \times 10^{-4}$	$I_0 \times 10^{-4}$	ρ	λ_i	λ_v	σ_j	σ_g	σ_p	μ_j	μ_g	μ_p
	(m^4)										
RDC et 1 ^{er} étage	1.19	7.99	0.018	4.60	1.80	48.47	82.09	156.96		0.81	0.94
étage courant	1.19	7.99	0.018	4.60	1.80	50.27	84.72	108.68	0.82	0.89	0.91
12 ^{ème} étage	1.12	7.86	0.011	4.57	1.83	48.47	80.07	110.76	0.04	0.26	0.4

Poutrelles	I_{fij}	I_{fig}	I_{fip}	I_{fvg}	f_{ij}	f_{ig}	f_{ip}	f_{vg}	Δf	f_{adm}	Observation
	$(\times 10^{-4} m^4)$				(mm)						
RDC et 1 ^{er} étage	6.25	6.11	5.99	7.41	0.14	0.24	0.47	0.723	3.99	16.4	Vérifiée
étage courant	6.61	6.12	6.08	7.55	0.139	0.239	0.309	0.723	3.99	16.4	Vérifiée
	3.57	2.59	2.33	4.46	0.772	1.80	2.55	0.583	4.72	16.4	Vérifiée

III.6.8) Schéma de ferrailage des poutrelles

Type de poutrelle	En travée	appui intermédiaire
Type 1		
Type 2		



III.6.9) Ferrailage de la dalle de compression

On utilise des barres de type rond lisse de nuance Fe= 235 MPa.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.11 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{\perp} = 1.11 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On choisit : $5\Phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2$ $St = 20 \text{ cm}$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.555 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Soit : $A_{//} = 3\phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2 / \text{m}$ $St = 20 \text{ cm}$.

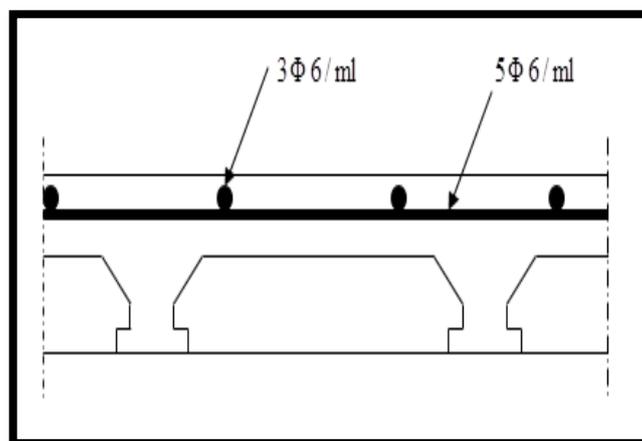


Figure 18 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

Chapitre IV

L'étude sismique de la structure

Chapitre IV L'étude sismique de la structure**Introduction**

Le risque sismique dépend tout autant de l'aléa que de la vulnérabilité des enjeux soumis à cet aléa. C'est pourquoi, il est important de connaître l'aléa présent dans le lieu où l'on vit, il est tout autant important de connaître la vulnérabilité de ce lieu. En dehors d'effets induits majeurs, les victimes des séismes sont majoritairement dues à l'endommagement des constructions : ce ne sont pas les secousses sismiques elles-mêmes qui tuent, mais les bâtiments, mal conçus ou mal construits, qui s'effondrent sur leurs occupants. Une prévision de la date, du lieu et de l'intensité d'un séisme n'étant pas réalisable, il est impossible d'évacuer les bâtiments avant qu'un tremblement de terre destructeur se produise. La meilleure prévention contre le risque sismique est donc de construire parasismique. (MEDDE/DGPR, 2012) Donc il serait vain de prétendre prémunir une construction contre les effets du séisme, par la seule vertu des calculs dits antisismiques. Ces calculs ne donnent qu'une image conventionnelle de la réalité On ne saurait donc dissocier l'application de règles parasismiques de l'observation des règles normales. (regles, 1996)

Après cette belle citation issue des règles en vigueur, et même si les calculs ne sont qu'une partie de la chaîne de la conception sismique, on résume ci-dessous ce qui semble être le bon ordre des choses pour entreprendre des calculs de tenue au séisme :

- Avoir une bonne connaissance des conditions sismiques applicables à la construction : zone sismique, magnitude du séisme le plus probable, distance à l'épicentre, nature du sol.
- Avoir une connaissance du sous-sol : des analyses géotechniques doivent être disponibles.
- Analyser la nécessité de tenir compte du couplage entre la structure et le sol (interaction sol-structure).
- Modéliser la structure de génie civil avec les masses additionnelles (équipements lourds surcharges...).
- Effectuer les calculs de réponse sismique.
- Analyser les résultats et faire les post-traitements nécessaires pour le dimensionnement réglementaire.

IV.1) L'analyse dynamique :

L'analyse dynamique d'une structure consiste en la détermination de sa déformée et de ses éléments de réduction. Lorsque les efforts qui lui sont appliqués varient suffisamment lentement dans le temps, l'analyse peut être réalisée sous l'hypothèse d'un comportement (Quasi-) statique. Pour différentes raisons, mais surtout pour en simplifier la représentation numérique, une structure physiquement continue est généralement modélisée à l'aide d'un ensemble fini de degrés de liberté ou coordonnées généralisées. (Denoel, 2012)

IV.2) Modélisation de la structure (un bon modèle est un modèle utile) :

La modélisation consiste dans l'établissement des modèles à partir de la structure réel il s'agit ensuite, lors de l'exploitation des résultats, de dimensionner ou de vérifier par le règlement la structure d'origine.

IV.2.1) Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué 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 degré de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Shell à quatre nœud après on l'a divisé en mailles.
- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

IV.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 d'habitation. (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 et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

IV.3) Stratégie de calcul sismique

Le développement des moyens de calcul libère de plus en plus l'ingénieur des « Phases mécaniques » de l'évaluation des sollicitations statiques et dynamiques dans le cadre d'une réglementation de plus en plus complexe.

Mais il faut garder présent à l'esprit que l'ordinateur calcule à partir du modèle qu'on lui donne, que celui-ci soit adapté ou non au problème posé compte tenu de la structure et des possibilités du logiciel utilisé.

Aujourd'hui, lorsque l'ordinateur a « parlé » très peu de monde vérifie ses affirmations, c'est-à-dire interprète convenablement les résultats.

Il s'agit donc de faire un usage averti et cohérent des moyens de calcul informatique qui s'avèrent indispensables sur le plan pratique, pour mener à bien toute analyse dynamique. Il est important d'apprécier la variabilité de la résistance des éléments de l'ouvrage. Il faut aussi pour l'appréciation de la sécurité d'un ouvrage qu'à toutes les étapes de l'étude on puisse évaluer les incertitudes et les marges de sécurité, il est donc essentiel que l'ingénieur formalise, au fur et à mesure, les choix qu'il est amené à faire.

Le choix de la méthode de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure (figure doivent donc avoir pour objectif une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage. (Victor Davidovici, 2013)

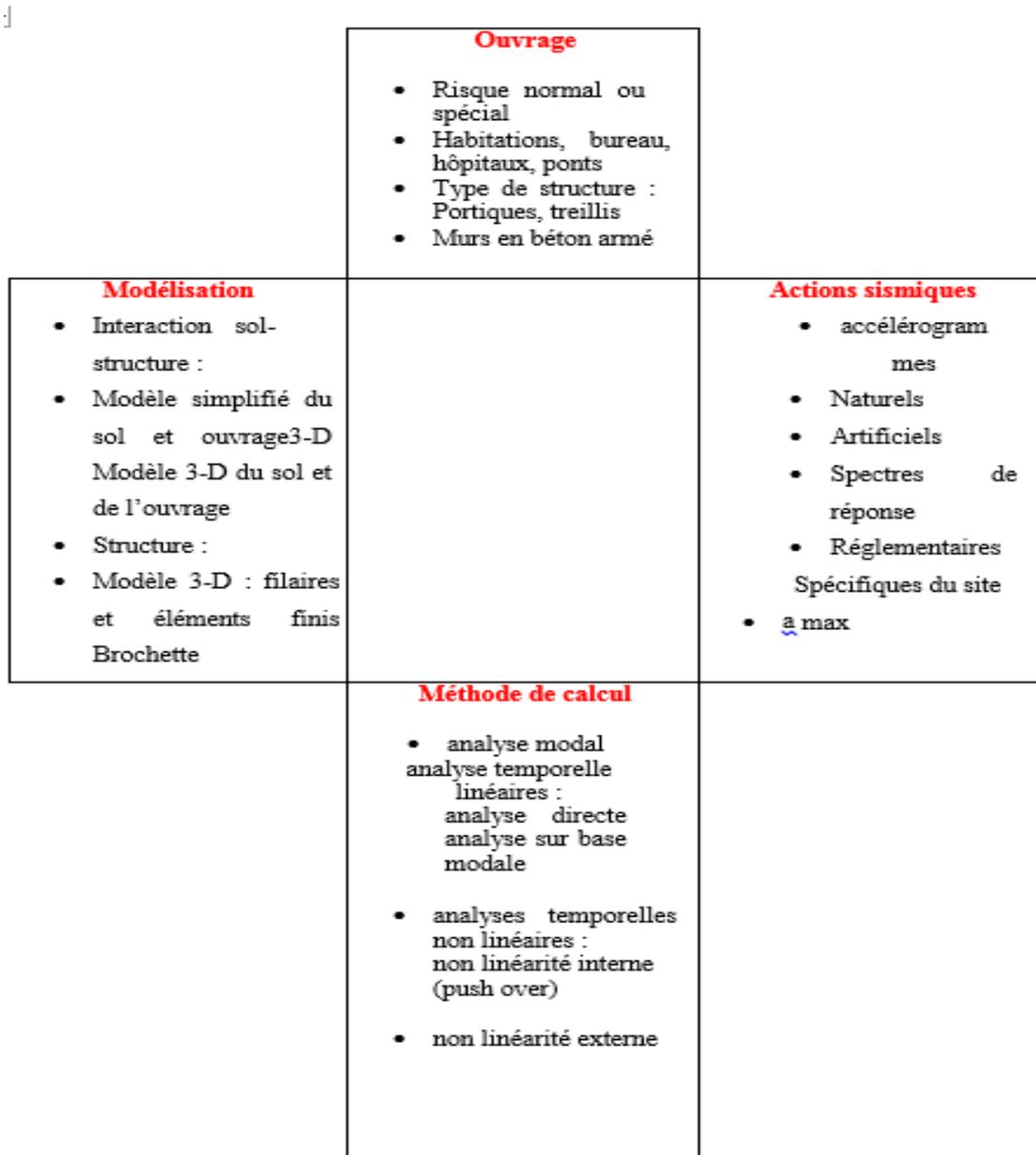


Figure 19 : Stratégie du calcul sismique

IV.4) Choix de la méthode de calcul

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

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.4.1) La méthode statique équivalente

(A) Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure

(B) Conditions d'applications

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

Zone III :

- groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m

- la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone **III** de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m.

IV.4.2) La méthode modale spectrale :

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

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

(A) Principe

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

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{Et} \quad T_k \leq 0.20 \text{sec} \quad \dots (4-14) [1]$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_k la période du mode K.

(B) Analyse spectrale :

➤ Utilisation des spectres de réponse

- Spectre de réponse est une courbe donnant l'accélération en fonction de la période. Le spectre correspond à l'accélération maximale d'un oscillateur simple en fonction de sa période propre et de son amortissement critique. Il dimensionne le mouvement sismique à prendre en compte dans les règles de construction. (Minières), 2014)

- toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des Accélérogrammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

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

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

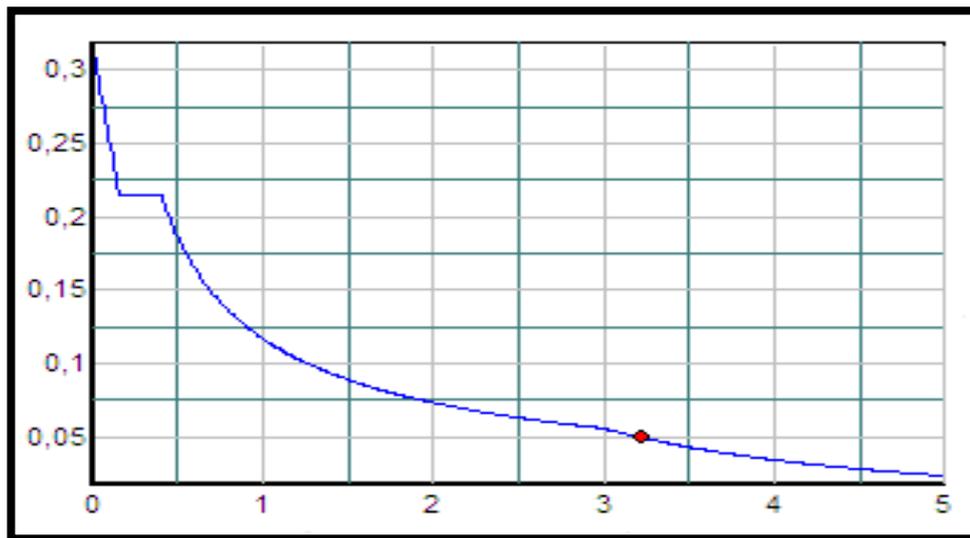


Figure 20 : Spectre de réponse

Avec :

g : accélération de la pesanteur, ($g = 9,81\text{N}$)

A : coefficient d'accélération de zone, ($A=0,25$)

η : facteur de correction d'amortissement, ($\eta = 0,8819$)

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement ($R = 5$).

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, ($T_1 = 0,15\text{sec}$, $T_2 = 0,50\text{sec}$)

Q : Facteur de qualité. ($Q = 1,20$).

➤ Résultante des forces sismiques de calcul

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

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques 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 : $\frac{0,8V}{V_t}$.

➤ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad [$$

Avec

A : coefficient d'accélération de zone.

* groupe d'usage : **2** }
 * zone sismique : **III** } \longrightarrow **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).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s . \end{cases}$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7 de RPA99/version 2003.**

Catégorie $S_3 \longrightarrow$ site meuble $\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec.} \end{array} \right.$

➤ **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 le **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.

$$h_N = 33,66m$$

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

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 30,35m \\ D_y = 27,98m \end{cases}$$

AN:

$$- T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,050 (33,66)^{3/4} = 0,69s. \text{ Dans les deux directions.}$$

$$- \begin{cases} T_x = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \frac{33,66}{\sqrt{30,35}} = 0,54s \\ T_y = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \frac{33,66}{\sqrt{27,98}} = 0,57s \end{cases}$$

-sens (x-x) : $T_x = \min (0,69 ; 0,54) = 0,54 \text{ sec.}$

-sens (y-y) : $T_y = \min (0,69 ; 0,57) = 0,57 \text{ sec.}$

On calcule le facteur D suivant les deux directions par les formules suivantes :

$$\bullet \text{ Or } \begin{cases} T_1 = 0,15s & (\text{site3}) \\ T_2 = 0,50s & (\text{site3}) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_2 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} \\ T_2 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} \end{cases}$$

$$\bullet \eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 2,5(0,88)\left(\frac{0,5}{0,67}\right)^{2/3} = 1,81 \\ D_y = 2,5(0,88)\left(\frac{0,5}{0,65}\right)^{2/3} = 1,84 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V^x = \frac{0,3(1,207)(1,05)}{3,5}.W \Rightarrow V^x = 0,108.W \\ V^y = \frac{0,3(1,026)(1,05)}{3,5}.W \Rightarrow V^y = 0,110.W \end{array} \right.$$

R : coefficient de comportement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Comme notre bâtiment dépasse 30m (R+8 étage, h=33,66 m).et le contreventement est assuré par des portiques et des voiles on a choisi un coefficient de comportement (R=5).

Q : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité de contrôle de la construction

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad [1]$$

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

Sa valeur est donnée dans le tableau 52 (RPA 99/version 2003).

Tableau 52:Facteur de pénalité

Critère q	observée (o/n)	Pq // xx	observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	oui	0
Redondance en plan	oui	0	oui	0
Régularité en plan	non	0.05	non	0.05
Régularité en élévation	oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	non	0.05	non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	non	0.1	non	0.1

$$Q//xx=1+(0+0+0.05+0+0.05+0.1)=1.20$$

$$Q//yy=1+(0+0+0.05+0+0.05+0.1)=1.2$$

IV.5) Modèle initial

La structure comporte uniquement les voiles de l'ascenseur et de la cage d'escaliers

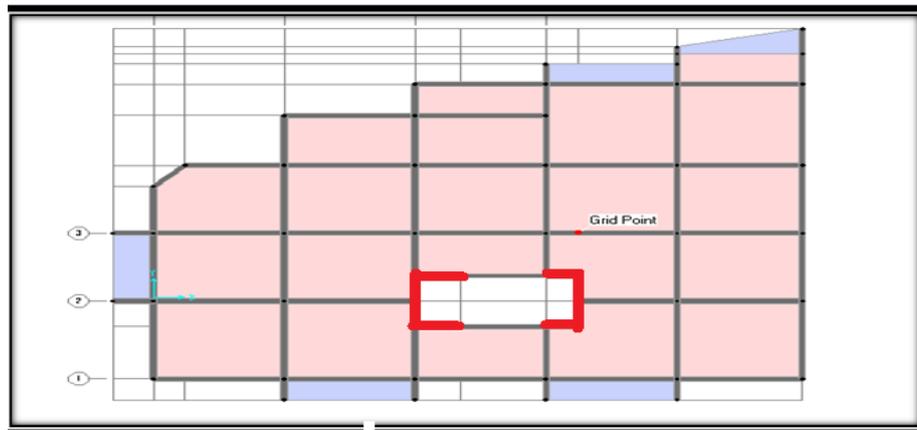


Figure 21 : Vue en plan de la structure sans voile

IV.5.1) Caractéristiques dynamique propres du modèle:

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : T =1,58sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode

Tableau 53 : participation massique du modèle initial

Mode	Periode (s)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,5813	0,0024	0,7516	0,0000	0,0024	0,7516	0,0000
2	1,4780	0,0152	0,0094	0,0000	0,0176	0,7610	0,0000
3	1,3807	0,7310	0,0014	0,0000	0,7487	0,7624	0,0000
4	0,5771	0,0001	0,1225	0,0000	0,7487	0,8849	0,0000
5	0,5512	0,0056	0,0001	0,0000	0,7543	0,8849	0,0000
6	0,4789	0,1249	0,0000	0,0000	0,8792	0,8849	0,0000
7	0,3422	0,0000	0,0422	0,0000	0,8792	0,9271	0,0000
8	0,3301	0,0023	0,0002	0,0000	0,8816	0,9273	0,0000
9	0,2491	0,0503	0,0000	0,0000	0,9319	0,9273	0,0000
10	0,2338	0,0001	0,0244	0,0000	0,9319	0,9517	0,0000
11	0,2255	0,0015	0,0002	0,0000	0,9335	0,9519	0,0000
12	0,1788	0,0000	0,0153	0,0000	0,9335	0,9671	0,0000

IV.5.2) Résultantes des forces sismiques :

$$W=112081, 158 \text{ KN}$$

On a:

$$V^x = 0.1086 \times 55314,122 = 6007,11 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^x = 4805,68 \text{ kN}$$

$$V^y = 0.1108 \times 55314,122 = 6128,8 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^y = 4903,04 \text{ kN}$$

D'après le fichier des résultats du **SAP2000** on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3516,21 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 3832,73 \text{ kN} \end{cases}$$

Ce qui donne : $V_t^x < 0,8V^x$ et $V_t^y < 0,8V^y$

$$\text{Or : } \begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,36 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,27 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,36 \\ r_y = 1,27 \end{cases}$$

IV.5.3) Vérification des déplacements inter étage :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article **5.10** du **RPA99 modifié en 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.

$$\text{Avec : } \begin{aligned} \delta_K^x &= R \frac{0,8V^x}{V_t^x} \delta_{eK}^x & \text{et} & \quad \delta_K^y = R \frac{0,8V^y}{V_t^y} \delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x &= \delta_K^x - \delta_{K-1}^x & \text{et} & \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{aligned}$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{eK}^y).

Tableau 54 : Vérification du déplacement interétage

$Z(m)$	$\delta_{eK}^x (mm)$	$\delta_{eK}^y (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$	Observation
3.74	85,18	60,50	425,88	302,48	38,66	38,91	37,4	Non vérifiée
7.48	77,44	52,72	387,22	263,58	45,09	40,02	37,4	Non vérifiée
11.22	68,43	44,71	342,13	223,56	46,21	40,41	37,4	Non vérifiée
14.94	59,18	36,63	295,92	183,15	55,02	40,81	37,4	Non vérifiée
18.7	48,18	28,47	240,90	142,34	52,22	39,07	37,4	Non vérifiée
22.44	37,74	20,65	188,69	103,27	50,12	36,02	37,4	Non vérifiée
26.18	27,71	13,45	138,56	67,25	52,92	31,60	37,4	Non vérifiée
29.92	17,13	7,13	85,64	35,65	52,14	24,00	37,4	Non vérifiée
33.66	6,70	2,33	33,50	11,65	33,50	11,65	37,4	vérifiée

IV.6) Model 02 de la structure

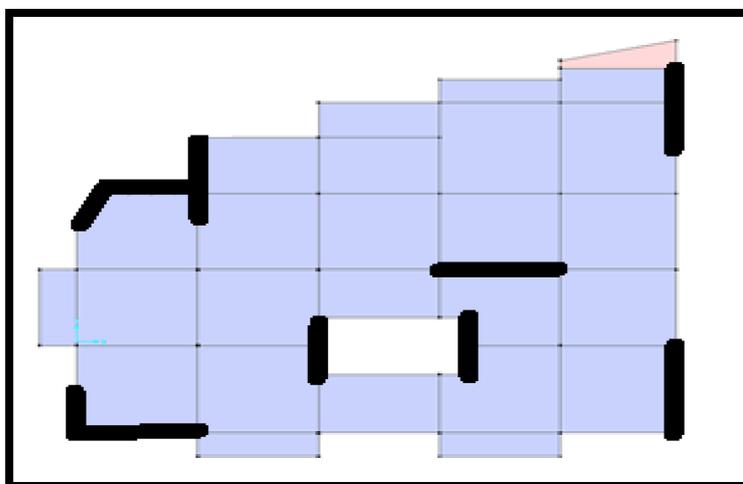


Figure 22 : 2eme disposition des voiles

IV.6.1) Caractéristiques dynamique propres du modèle initial

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,89\text{sec}$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 30^{ème} mode

Tableau 55 : Caractéristiques dynamiques du model 2

	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
mode	Sec	%	%	%	%	%	%
1	0,92	3%	55%	0%	3%	55%	0%
2	0,71	55%	0%	0%	59%	56%	0%
3	0,66	8%	10%	0%	67%	65%	0%
4	0,29	0%	0%	1%	67%	65%	1%
5	0,26	0%	0%	1%	67%	65%	2%
6	0,26	0%	0%	1%	67%	65%	2%
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
30	0,10	1%	5%	0%	90%	90%	36%

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à y-y
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à x-x
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion

IV.6.2) Résultantes des forces sismiques :

$W=112081, 158KN$

On a:

$V^x = 0.1086 \times 61237.405 = 6650,38kN \Rightarrow 0,8V^x = 5320,03kN$

$V^y = 0.1108 \times 61237,405 = 6785,10kN \Rightarrow 0,8V^y = 5420,30kN$

D'après le fichier des résultats du **SAP2000** on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 5310,68kN \\ F_2 = V_t^y = 4340,79kN \end{cases}$$

Ce qui donne : $V_t^x < 0,8V^x$ et $V_t^y < 0,8V^y$

Or :

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,01 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,25 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1 \\ r_y = 1,25 \end{cases}$$

IV.6.3) Vérification du déplacement inter étages

Tableau 56 : Vérification des déplacements inter étage du 2ème modèle

Z(m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
3,74	25,80	50,76	129,02	253,82	17,95	36,87	37,4	vérifiée
7,48	22,21	43,39	111,06	216,95	18,30	37,15	37,4	vérifiée
11,22	18,55	35,96	92,76	179,79	18,22	36,79	37,4	vérifiée
14,96	14,91	28,60	74,55	143,00	17,63	35,53	37,4	vérifiée
18,7	11,38	21,49	56,91	107,47	16,50	33,12	37,4	vérifiée
22,44	8,08	14,87	40,41	74,35	14,76	28,94	37,4	vérifiée
26,18	5,13	9,08	25,65	45,41	12,19	23,38	37,4	vérifiée
29,92	2,69	4,41	13,46	22,03	8,95	15,85	37,4	vérifiée
33,66	0,90	1,24	4,50	6,18	4,50	6,18	37,4	vérifiée

IV.6.4) Vérification spécifiques

(A) Vérification des sollicitations normales

Outre les vérifications prescrites par le CBA et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

B_c : l'aire (section brute) d'une section de béton.

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une surface de béton

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25MPa)

a- Poteau 55x55

$$N_d^{\max} = 3581,28 \text{KN}$$

$$B_c = 0,30 \text{m}^2 \ \& \ f_{c28} = 25 \text{MPa} \ \rightarrow \nu = 0,47 > 0,30$$

b- poteau 45x45 :

$$N_d^{\max} = 1555,85 \text{KN}$$

$$B_c = 0,20 \text{m}^2 \ \& \ f_{c28} = 25 \text{MPa} \ \rightarrow \nu = 0,30 = 0,30$$

c- poteau 40x40 :

$$N_d^{\max} = 1168,32\text{KN}$$

$$B_c = 0,16\text{m}^2 \text{ \& } f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow v = 0,29 < 0,30$$

d- poteau 35x35 :

$$N_d^{\max} = 791,107\text{KN}$$

$$B_c = 0,12\text{m}^2 \text{ \& } f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow v = 0,26 < 0,30$$

e- poteau 30x30 :

$$N_d^{\max} = 337,5\text{KN}$$

$$B_c = 0,09\text{m}^2 \text{ \& } f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow v = 0,15 < 0,30$$

Tableau 57 : Vérification des sollicitations normales

Niveau	b*h (cm ²)	N(KN)	v	observation
RDC, 1er, 2 ^{eme} , 3eme	55*55	3581,28	0,47	Non vérifiée
4 ^{eme}	45*45	1555,85	0,30	vérifiée
5 ^{eme}	40*40	1168,32	0,29	vérifiée
6 ^{eme} , 7eme	35*35	791,107	0,26	vérifiée
8 ^{eme}	30*30	337,5	0,15	vérifiée

Remarque :

- Vu que le critère des sollicitations normales n'est pas vérifié, on doit augmenter la section des poteaux.

- Nouveau choix :

Tableau 58 : Redimensionnement de la section des poteaux

Niveau	h*b (cm ²)
RDC	65*65
1 ^{er} 2 ^{eme}	60*60
3 ^{eme} 4 ^{eme}	55*55
5 ^{eme}	50*50
6 ^{eme}	45*45
7 ^{eme}	40*40
8 ^{eme}	35*35

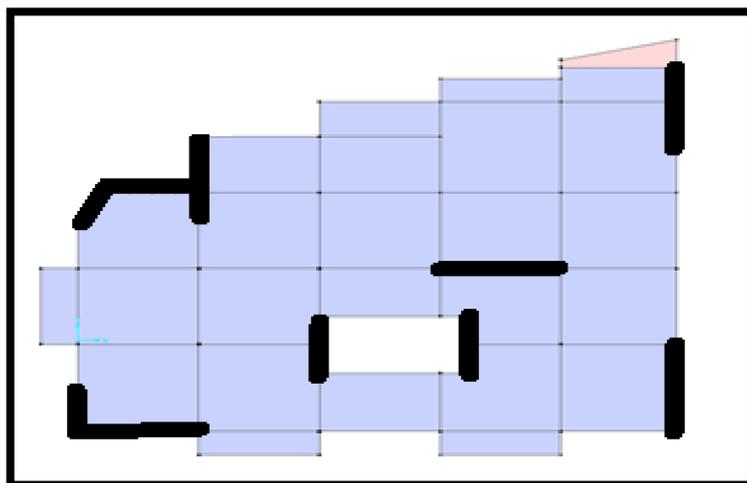
IV.7) 3^{ème} model : « model final »

Figure 23 : 3eme disposition des voiles

IV.7.1) Caractéristiques dynamiques propres du modèle final

L'analyse dynamique de la structure nous a conduit à :

Une période fondamentale : $T=0,81$ seconde.

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 19^{ème} mode.

Tableau 59 : Caractéristiques dynamiques propres du modèle final

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUX	SumUZ
	Sec	%	%	%	%	%	%
1	0,81	10%	56%	0%	10%	56%	0%
2	0,69	56%	10%	0%	66%	66%	0%
3	0,62	1%	0%	0%	67%	66%	0%
4	0,20	4%	16%	0%	70%	82%	0%
5	0,18	17%	3%	0%	87%	85%	0%
6	0,16	0%	0%	0%	87%	85%	0%
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
19	9%	4%	2%	0%	94%	92%	45%

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1 - Period 0,80707

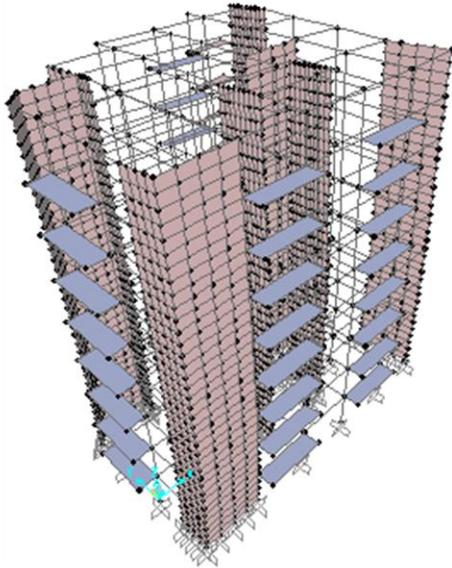


Figure 24 : Vue en plan du modèle globale « 1^{er} mode »

Deformed Shape (MODAL) - Mode 2 - Period 0,68780

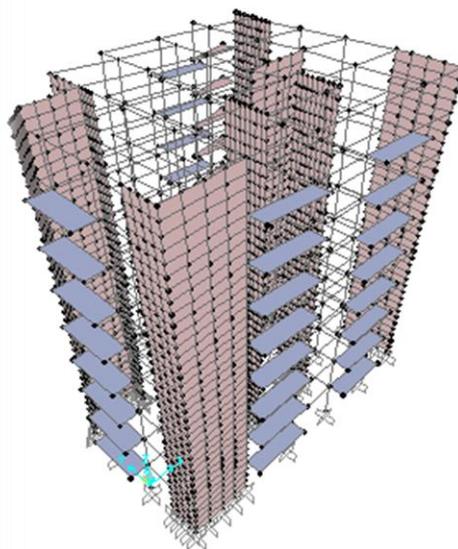


Figure 25 : Vue en plan du modèle globale « 2eme mode »

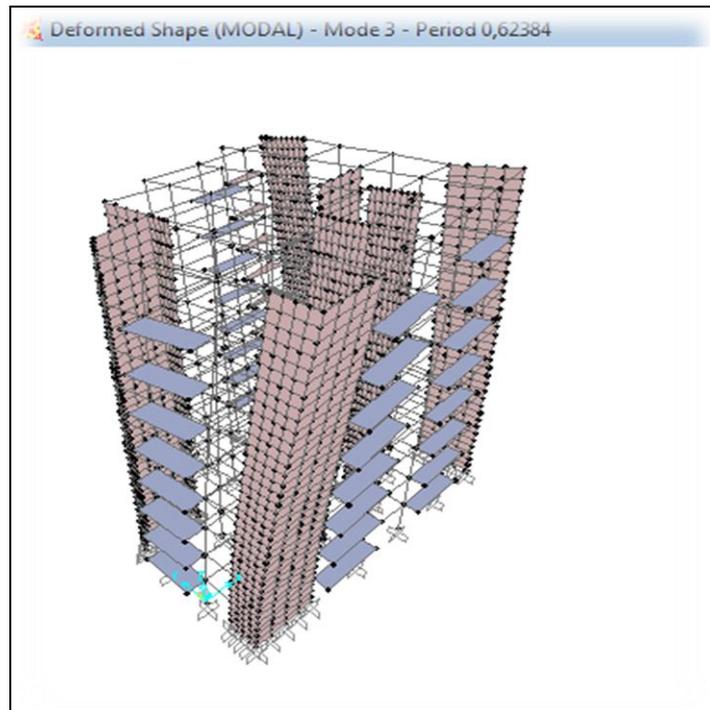


Figure 26 : Vue en plan du modèle global « 3eme mode »

IV.7.2) Résultats des forces sismiques :

$$W=62154,639KN$$

On a: $V^x = 0.1086 \times 62154,639 = 6750kN \Rightarrow 0,8V^x = 5400kN$

$$V^y = 0.1108 \times 62154,639 = 6886,73kN \Rightarrow 0,8V^y = 5509,38kN$$

D'après le fichier des résultats du **SAP2000** on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 5238,53kN \\ F_2 = V_t^y = 4778,68kN \end{cases}$$

Ce qui donne : $V_t^x < 0,8V^x$ et $V_t^y < 0,8V^y$

$$\text{Or : } \begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,03 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,15 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,03 \\ r_y = 1,15 \end{cases}$$

IV.7.3) Vérification des déplacements inter étage du 3^{ème} modèle**Tableau 60 : Vérification des déplacements inter étage du 3^{ème} modèle**

Z(m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
3,74	23,27	29,99	116,33	149,94	16,01	21,49	37,4	vérifiée
7,48	20,07	25,69	100,33	128,45	16,36	21,73	37,4	vérifiée
11,22	16,79	21,34	83,96	106,72	16,32	21,51	37,4	vérifiée
14,96	13,53	17,04	67,65	85,21	15,83	20,72	37,4	vérifiée
18,7	10,36	12,90	51,82	64,48	14,83	19,27	37,4	vérifiée
22,44	7,40	9,04	36,99	45,21	13,36	17,08	37,4	vérifiée
26,18	4,72	5,63	23,62	28,13	11,09	13,90	37,4	vérifiée
29,92	2,51	2,85	12,54	14,24	8,26	9,81	37,4	vérifiée
33,66	0,86	0,89	4,28	4,43	4,28	4,43	37,4	vérifiée

- Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « RPA99 version 2003 »

IV.7.4) Vérification spécifiques

(A) Vérification des sollicitations normales

Tableau 61 : Récapitulatif de la vérification des sollicitations normales du modèle final

niveau	1 ^{er} choix de la section (cm ²)	ν	Section corrigée (cm ²)	N (KN)	ν	observation
RDC	55*55	0,47	65*65	2809,72	0,27	vérifiée
1 ^{er} , 2 ^{ème}	50*50	0,47	60*60	2478,53	0,28	vérifiée
3 ^{ème}	50*50	0,47	55*55	1842,49	0,24	vérifiée
4 ^{ème}	45*45	0,30	55*55	1842,29	0,24	vérifiée
5 ^{ème}	40*40	0,30	50*50	1232,34	0,20	vérifiée
6 ^{ème}	40*40	0,29	45*45	935,65	0,18	vérifiée
7 ^{ème}	35*35	0,26	40*40	643,54	0,16	vérifiée
8 ^{ème}	30*30	0,15	35*35	363,04	0,12	vérifiée

IV.7.5) Vérification des conditions du facteur de comportement R

(A) Justification des voiles sous charges verticales

- On tire l'effort normal que reprend toute la structure à la base avec le logiciel **SAP2000**
- La portance des voiles

$$= \frac{\text{Les charges reprises par les voile}}{\text{le poids totale de la structure}} = \frac{1240.93}{59063.8} \times 100 = 19.8\% < 20\%$$

Donc ,le facteur de comportement : → **R=5**

IV.7.6) Vérification de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ se réfère à la géométrie non linéaire d'un élément de structure soumis à une importante contrainte de compression ou de traction vis-à-vis de la flexion ou de cisaillement .Une contrainte de compression tend à rendre un élément de structure plus flexible vis-à-vis de la flexion latérale et du cisaillement, tandis qu'une contrainte de traction tend à rigidifier l'élément vis-à-vis des déformation transversales .

L'exemple ci-dessous illustre le concept de l'effet P-Δ :

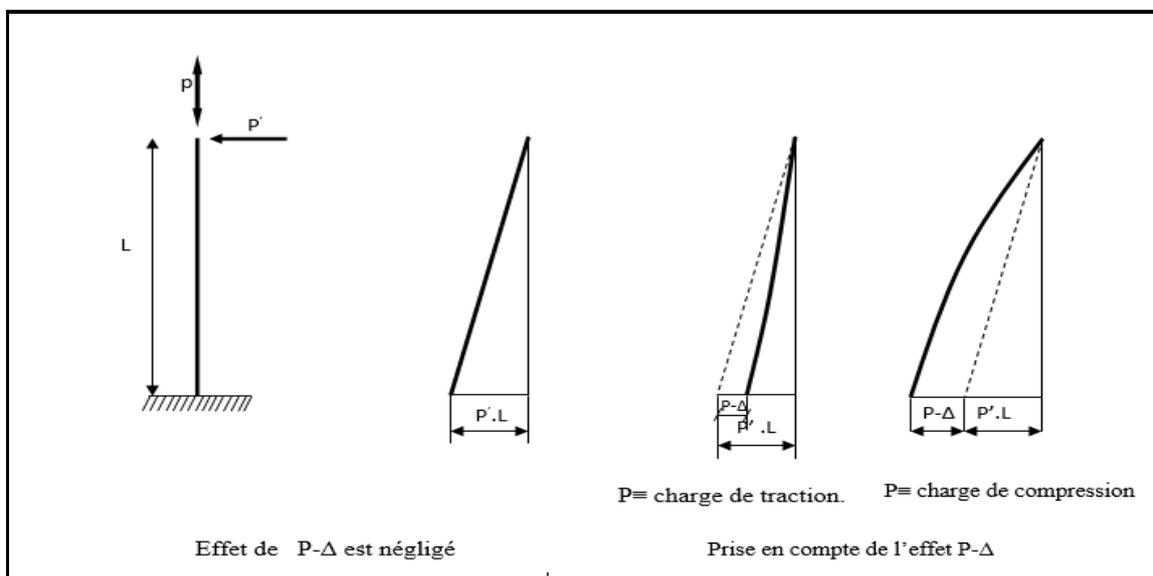


Figure 27 : Diagrammes des moments de l'effet P-Δ

IV.7.7) Prise en compte de l'effet P-Δ selon RPA version 2003 :

Selon le **RPA99 version 2003**, l'effet P-Δ est pris en compte dans le calcul des structures de la manière suivante :

On calcule : $\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k < 0,10$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au

Au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum (W_{Gi} + \beta_{qi})$$

V_k : Efforts tranchant d'étage au niveau (k).

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

h_k : Hauteur de l'étage (k).

- Si $\theta < 0,1$ à tous les niveaux, l'effet p- Δ est négligeable
- si $0,1 \leq \theta \leq 0,2$, les effets p- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1 / (1 - \theta k)$.
- si $\theta k > 0,2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de la Vérification de l'effet p- Δ de la structure finale sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 62 : Vérification de l'effet P- Δ du modèle final

Niv	P_k (kN)	Δ_x (mm)	Δ_y (mm)	V_x (kN)	V_y (kN)	h_k (mm)	θ_x	θ_y	$\theta \leq 0,1$
R.D.C	58730,2	16,01	21,49	5403,05	4880,99	3,74	0,052	0,069	oui
1	53712,5	16,36	21,73	5272,5	4780,99	3,74	0,049	0,065	Oui
2	46552,4	16,32	21,51	5006,12	4601,7	3,74	0,044	0,058	oui
3	39292,8	15,83	20,72	4651,13	4542,48	3,74	0,037	0,048	Oui
4	32589,6	14,83	19,27	4218,73	4201,44	3,74	0,031	0,040	Oui
5	25774,65	13,36	17,08	3684,3	3393,7	3,74	0,027	0,035	oui
6	20091,17	11,09	13,9	305,5	2827,11	3,74	0,021	0,026	oui
7	12598,08	8,26	9,8	2354,46	2267,3	3,74	0,012	0,015	oui
8	63598,08	4,28	4,43	1730,67	1296,01	3,74	0,056	0,058	oui

Vu les résultats obtenus, les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ sont satisfaisantes, donc, les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

Conclusion

Les étapes de vérification suivie pour définir le modèle final étaient de :

- Comparer l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente ($=0.8*V_{(mse)}$) qui ne doit pas dépassé la résultante des forces a la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ,cet effort($0.8*V_{(mse)}$) représente l'effort tranchant minimale.
- Vérifier les déplacements inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet P- Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2ème ordre.
- Justifier le choix de facteur de comportement qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement de la structure.

Dans notre cas on a choisi un facteur $R=5$ vu que notre structure dépasse les 33m.

Le choix de ce système implique la vérification de la portance des voiles qui doivent reprendre au = plus 20% des charge verticale ce qui est vérifier (19.8%).

Chapitre V

Ferrailage des éléments résistants

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Introduction

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

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

1. poteaux
2. poutres
3. voiles

V.1) Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

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

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue *SET*.
- Section entièrement comprimée *SEC*.
- Section partiellement comprimée *SPC*.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (*E.L.U*) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau 63 : Les Caractéristiques du béton et de l'acier

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

V.1.1) .Combinaison 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

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

1- effort normal maximal et le moment correspondant (N_{\max}, M_{corr}).

2- le moment maximum et l'effort correspondant (M_{\max}, N_{corr}).

3- effort normal minimal et le moment correspondant (N_{\min}, M_{corr}).

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 :

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

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

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de $12mm$.
- La longueur minimale de $50\emptyset$ 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.

Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

(C) Combinaison d'actions en Situation durable

- Combinaison : **1,35G+1,5Q**

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

Tableau 64 : ferraillage des poteaux en situation durable (N^{\max} , M^{corr})

Niveaux	N^{\max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC	- 1594,15	4,08	65×65	SEC	0	0	38,02
1 ^{er} . 2 ^{ème}	- 3320,20	9,35	60×60	SEC	0	0	32,40
3 ^{ème} . 4 ^{ème}	- 2461,51	18,18	55×55	SEC	0	0	27,2
5 ^{èm} r	- 1645,36	22,81	50×50	SEC	0	0	22,5
6 ^{ème}	- 1249,36	20,44	45×45	SEC	0	0	18,22
7 ^{ème}	-865,81	19,12	40×40	SEC	0	0	14,4
8 ^{ème}	-490,45	18,59	35×35	SEC	0	0	11,02

b. (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau 65 : ferraillage des poteaux en situation durable (N^{\min} , M^{corr})

Niveaux	N^{\max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC	-2391,67	23,87	65×65	SEC	0	0	38,02
1 ^{er} . 2 ^{ème}	-828,68	26,76	60×60	SEC	0	0	32,40
3 ^{ème} . 4 ^{ème}	-579,41	35,95	55×55	SEC	0	0	27,2
5 ^{èm} r	-370,21	43,25	50×50	SEC	0	0	22,5
6 ^{ème}	-277,05	40,06	45×45	SEC	0	0	18,22
7 ^{ème}	-188,52	33,83	40×40	SEC	0	0	14,4
8 ^{ème}	-78,56	38,06	35×35	SPC	7,44	0	11,02

c. - ($M^{max}; N^{corr}$) :

Tableau 66 : ferrailage des poteaux en situation durable ($M^{max}; N^{corr}$)

Niveaux	M^{max} [kn.m]	N^{corr} [kn]	Section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC	57,38	-2364,71	65×65	SEC	0	0	38,02
1 ^{er} . 2 ^{ème}	77,31	-1748,06	60×60	SEC	0	0	32,40
3 ^{ème} . 4 ^{ème}	-70,93	-1280,15	5×55	SEC	0	0	27,2
5 ^{èm} r	71,37	-910,31	50×50	SEC	0	0	22,5
6 ^{ème}	70,35	-654,88	45×45	SEC	0	0	18,22
7 ^{ème}	57,83	-407,58	40×40	SPC	0,17	0	14,4
8 ^{ème}	91,04	-171,45	35×35	SPC	21,84	0	11,02

(D) Combinaison des charges en Situation accidentelle

D.1) Combinaison : G+Q+E

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

Tableau 67 : Ferrailage des poteaux en situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

Niveaux	N^{max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC	-2809,7	22,78	65×65	SEC	0	0	38,02
1 ^{er} . 2 ^{ème}	-1443,31	-83,89	60×60	SEC	0	0	32,40
3 ^{ème} . 4 ^{ème}	-1842,49	-58,16	55×55	SEC	0	0	27,2
5 ^{èm} r	-1232,34	55,11	50×50	SEC	0	0	22,5
6 ^{ème}	-935,65	46,70	45×45	SEC	0	0	18,22
7 ^{ème}	-643,54	-35,70	40×40	SEC	0	0	14,4
8 ^{ème}	-363,04	17,67	35×35	SEC	0	0	11,02

b. $(N^{\min}, M^{\text{corr}})$:

Tableau 68 : Ferrailage des poteaux en situation accidentelle $(N^{\min}, M^{\text{corr}})$

Niveaux	N^{\max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC	71,12	59,11	65×65	SPC	10,05	0	38,02
1 ^{er} . 2 ^{ème}	- 1358,75	38,64	60×60	SEC	0	0	32,40
3 ^{ème} . 4 ^{ème}	89,24	39,69	55×55	SPC	9,36	0	27,2
5 ^{èm} r	-20,06	-36,25	50×50	SPC	5,1	0	22,5
6 ^{ème}	-55,36	-38,19	45×45	SPC	4,8	0	18,22
7 ^{ème}	-66,18	-32,16	40×40	SPC	4,11	0	14,4
8 ^{ème}	-42,76	-41,09	35×35	SPC	8,46	0	11,02

c. $(M^{\max}; N^{\text{corr}})$:

Tableau 69 : Ferrailage des poteaux en situation accidentelle $(M^{\max}; N^{\text{corr}})$

Niveaux	M^{\max} [kn.m]	N^{corr} [kn]	Section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC	96,04	-1379,89	65×65	SEC	0	0	38,02
1 ^{er} . 2 ^{ème}	135,55	-968,59	60×60	SEC	0	0	32,40
3 ^{ème} . 4 ^{ème}	117,8	-721,31	55×55	SEC	0	0	27,2
5 ^{èm} r	131,79	-447,4	50×50	SPC	5,67	0	22,5
6 ^{ème}	-122,95	-323,87	45×45	SPC	11,61	0	18,22
7 ^{ème}	-104,09	-205,57	40×40	SPC	15,36	0	14,4
8 ^{ème}	-89,74	-271,03	35×35	SPC	14,04	0	11,02

D.2) Combinaison : 0,8G+E

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

Tableau 70 : Ferraillage des poteaux en situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})

Niveaux	N^{\max} [kn.]	M^{corr} [kn.m]	Section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s,\min}$ RPA
RDC	-1945.56	27,98	65×65	SEC	0	0	38,02
1 ^{er} .2 ^{ème}	-1728.78	-99,49	60×60	SEC	0	0	32,40
3 ^{ème} .4 ^{ème}	-1228.37	94,22	55×55	SEC	0	0	27,2
5 ^{èm} r	-856.16	-103,67	50×50	SEC	0	0	22,5
6 ^{ème}	-646.36	-97,53	45×45	SEC	0	0	18,22
7 ^{ème}	-445.13	-39,43	40×40	SEC	0	0	14,4
8 ^{ème}	-252.02	-22,38	35×35	SEC	0	0	11,02

b. (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau 71 : Ferraillage des poteaux en situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr})

Niveaux	N^{\max} [kn.]	M^{corr} [kn.m]	Section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s,\min}$ RPA
RDC	271,5594	59,99	65×65	SET	17,97	2,4	38,02
1 ^{er} .2 ^{ème}	344,78	26,33	60×60	SET	16,74	9,12	32,40
3 ^{ème} .4 ^{ème}	210,94	48,13	55×55	SET	15,42	0,39	27,2
5 ^{èm} r	59,27	46,37	50×50	SET	9,93	0	22,5
6 ^{ème}	4,6	41,75	45×45	SET	7,83	0	18,22
7 ^{ème}	-25,06	35,06	40×40	SET	6,36	0	14,4
8 ^{ème}	-24,55	35,27	35×35	SET	7,68	0	11,02

c. $(M^{max}; N^{corr})$:

Tableau 72 : Ferraillage des poteaux en situation accidentelle $(M^{max}; N^{corr})$

Niveaux	M^{max} [kn.m]	N^{corr} [kn]	Section [cm ²]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC	84,07	-802,87	65×65	SEC	0	0	38,02
1 ^{er} .2 ^{ème}	116 ,36	-581,61	60×60	SEC	0	0	32,40
3 ^{ème} . 4 ^{ème}	99,62	-842,74	55×55	SEC	0	0	27,2
5 ^{èm} r	121,19	-221	50×50	SPC	11,94	0	22,5
6 ^{ème}	11 ,92	-161,64	45×45	SPC	15,12	0	18,22
7 ^{ème}	93 ,77	-105,42	40×40	SPC	16,44	0	14,4
8 ^{ème}	80,57	-177,21	35×35	SPC	14.52	0	11,02

V.1.2) Choix des armatures

Tableau 73 : Ferraillage des poteaux

Niveaux	Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{max} (Z.R) (cm ²)	A_s^{max} (Z.C) (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC	65×65	17,97	38,02	253,5	126,75	8T16+8T20	41,18
1 ^{er} .2 ^{ème}	60×60	16,74	32,40	216	108	12T20	37.71
3 ^{ème} . 4 ^{ème}	55×55	15,42	27,2	181,5	90,75	12T20	37.71
5 ^{èm} r	50×50	11,94	22,5	150	75	12T20	37.71
6 ^{ème}	45×45	15,12	18,22	121,5	60,75	4T20+8T16	28.66
7 ^{ème}	40×40	16,44	14,4	96	48	12T16	24,14
8 ^{ème}	35×35	21,84	11,02	73,5	36,75	12T16	24.14

V.1.3) Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}) puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

● **Béton** : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

● **Acier** : → Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

→Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{ij}})\right)$

→Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = 0,8\zeta_s$

Avec : $\eta=1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=201.63\text{MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. $(M^{\max}; N^{\text{corr}})$:

Tableau 74 : Vérification des contraintes vis-à-vis l'ELS

Niveaux	Sections (cm ²)	M _{ser} ^{max}	N _{ser} ^{corr} (kN.m)	Section	σ _s	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
RDC	65×65	42	-1719,24	44.78	32,6	201.63	5,52	15	OK
1 ^{er} .2 ^{ème}	60×60	56,16	-1276,57	37.71	21,3	201.63	5,47	15	OK
3 ^{ème} .4 ^{ème}	55×55	51,14	-934,68	37.71	5,29	201.63	5,41	15	OK
5 ^{èmr}	50×50	52,27	-661,89	37.71	4,23	201.63	4,26	15	OK
6 ^{ème}	45×45	5,50	-476,32	28.66	18,4	201.63	3.11	15	OK
7 ^{ème}	40×40	42	-297,6	24,14	19	201.63	5,74	15	OK
8 ^{ème}	35×35	66,40	-125,37	24.14	87,5	201.63	9.72	15	OK

b. $(N^{\max}, M^{\text{corr}})$:

Tableau 75 : Vérification des contraintes vis-à-vis l'ELS

Niveaux	Sections (cm ²)	M _{ser} ^{max}	N _{ser} ^{corr} (kN.m)	Section	σ _s	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
RDC	65×65	-710.01	-17.67	41.8	13,3	201.63	2.3	15	OK
1 ^{er} .2 ^{ème}	60×60	-66.81	-19.53	37.71	11.9	201.63	2.43	15	OK
3 ^{ème} .4 ^{ème}	55×55	-420.07	-26.18	37.71	2.43	201.63	2.55	15	OK
5 ^{èmr}	50×50	-270.73	-31.50	37.71	2.6	201.63	2.58	15	OK
6 ^{ème}	45×45	-202.52	-29.19	28.66	8.32	201.63	2.89	15	OK
7 ^{ème}	40×40	-137.75	-24.65	24.14	14.9	201.63	3.14	15	OK
8 ^{ème}	35×35	-57.06	27.78	24.14	35.9	201.63	4.13	15	OK

V.1.4) Vérification de l'effort tranchant

(A) Vérification de la contrainte de cisaillement

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

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

A.1) Selon le CBA 93 :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

A.2) Selon le RPA 99 version 2003 :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$ si l'élanement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élanement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élanement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau 76 :

Tableau 76 : Vérification de l'effort de cisaillement des poteaux

Niveaux	Sections (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	ρ _d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{CBA\ 93}$ (MPa)	Vérification
RDC	65×65	37.70	0.20	0,075	1,875	2,50	OK
1 ^{er} . 2 ^{ème}	60×60	40.30	0.23	0,075	1,875	2,50	OK
3 ^{ème} . 4 ^{ème}	50×50	53.10	0.36	0,075	1,875	2,50	OK
5 ^{ème}	45×45	63.10	0.41	0,075	1,875	2,50	OK
6 ^{ème}	40×40	60.16	0.54	0,075	1,875	2,50	OK
7 ^{ème}	35×35	51.86	0.52	0,075	1,875	2,50	OK
8 ^{ème}	30×30	44.55	0.52	0,075	1,875	2,50	OK

V.1.5) Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA 93** et celles du **RPA99 version 2003**, elles sont données comme suit :

(A) Selon CBA 93 :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

∅_t : Diamètre des armatures transversales.

∅_l : Diamètre des armatures longitudinales.

(B) Selon le RPA99 version 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l \right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g : \text{L'élancement géométrique du poteau} \left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400 \text{ MPa}$ (FeE400)

Le tableau 77 rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau 77 : Les résultats du ferrailage transversal des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	ϕ_l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	65×65	8T16+8T20	16 et 20	10	15
1 ^{er} . 2 ^{ème}	60×60	12T20	20	10	15
3 ^{ème} . 4 ^{ème}	55×55	12T20	20	10	15
5 ^{èm} r	50×50	12T20	20	10	15
6 ^{ème}	45×45	4T20+8T16	20 et 16	10	15
7 ^{ème}	40×40	12T16	16	10	15
8 ^{ème}	35×35	12T16	16	10	15

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

Tableau 78 : Le choix des armatures transversales

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (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	65×65	2,618	4	3,75	37,70	N	10	0,6	6T8	3.02
						C	15	0,9	6T8	3.02
1 ^{er} .2 ^{ème}	60×60	2,618	4,4	3,75	40,30	N	10	0,7	6T8	3.02
						C	15	1,04	6T8	3.02
3 ^{ème} . 4 ^{ème}	55×55	2,618	4,8	3,75	53,01	N	10	1	6T8	3.02
						C	15	1,5	6T8	3.02
5 ^{ème}	50×50	2,618	5,2	2,5	63,10	N	10	0,8	6T8	3.02
						C	15	1,3	6T8	3.02
6 ^{ème}	45×45	2,618	5,8	2,5	60,16	N	10	0,9	6T8	3.02
						C	15	1,3	6T8	3.02
7 ^{ème}	40×40	2,618	6,5	2,5	51,86	N	10	0,8	6T8	3.02
						C	15	1,3	6T8	3.02
8 ^{ème}	35×35	2,618	7,5	2,5	44,55	N	10	0,8	6T8	3.02
						C	15	1,3	6T8	3.02

V.1.6) Longueur de recouvrement

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

Pour :

- Ø=20mm.....L_r=100cm
- Ø=16mm.....L_r=80cm
- Ø=14mm.....L_r=70cm
- Ø=12mm.....L_r=60cm

V.1.7) Ferrailage des poteaux du sous-sol

Puisque on a fait un model final de la structure on modélisant le sous-sol donc on a tiré directement l’effort normal revenant au poteau le plus sollicité du sous-sol.

Niveau	N ^{max}	M ^{cor}	sollicitation	As (cm ²)	A's(cm ²)	Asmin(cm ²)
Sous-sol	-4472.61	-72.38	SEC	0	0	38.02

Le calcul du ferrailage du poteau le plus sollicité au niveau du sous-sol nous a donné une section inférieure à celle exigée par le RPA99 v03 (A_{smin}=38,02 cm²) ; notre choix est la même section d’armature des poteaux du RDC, soit : A_s= 8T16+8T20=41.18cm²

V.1.8) Schéma du ferraillage des poteaux

Voir annexe N°1

V.2) Ferraillage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferraillage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les situations suivantes :

V.2.1) Selon CBA 93

Situation durable → ELU : $1,35G+1,5Q$

→ ELS : $G+Q$

V.2.2) Selon RPA 99 :

Situation accidentelle → $G+Q+E$

V.2.3) 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.
 - 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° .

V.2.4) Calcul de ferraillage

Pour le calcul des armatures nécessaires des poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux ci après :

(A) Sens porteur

A.1) Situation durable : $1.35G+1.5Q$ **Tableau 79 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)**

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)
Etage courant	35 x55	Travée	113,46	6,57
		Appui	244,02	15,07
Terrasse	35x55	Travée	169,87	10,1
		Appui	216,43	13,17

A.2) Situation accidentelle : $G+Q+E$ **Tableau 80 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)**

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)
Etage courant	35x55	Travée	89,31	4,41
		Appui	235,01	12,21
Terrasse	35x55	Travée	130	6,51
		Appui	265,9	13,98

(B) Sens non porteur

B.1) Situation durable : $1.35G+1.5Q$ **Tableau 81 : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable)**

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)
Etage courant	30x45	Travée	19,58	1,36
		Appui	22,87	1,59
Terrasse	30x45	Travée	55,78	3,98
		Appui	77,11	5,59

B.2) Situation accidentelle G+Q+E

Tableau 82 : Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)
Etage courant	30x45	Travée	15,84	0,95
		Appui	36,24	2,2
Terrasse	30x45	Travée	46,09	2,81
		Appui	102,88	6,5

V.2.5) Choix des armatures

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

(A) Sens porteur

Tableau 83 : Choix des armatures pour les 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)
Etage courant	35x55	Travée	113,02	77	115,5	9,62	6,57	4T16	8.04
		Appui	244,02				15,07	8T16	16.09
Terrasse	35x55	Travée	169,87	77	115,5	9,62	10,1	6T16	12.06
		Appui	265				13,98	4T16+4T14	14.21

(B) Sens non porteur

Tableau 84 : Choix des armatures pour les poutres secondaires

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	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)
Etage courant	30x45	Travée	19,58	54	81	6,75	1.36	4T16	8.04
		Appui	36,24				2,2	4T16	8,04
Terrasse	30x45	Travée	55,78	54	81	6,75	3,98	4T16	8,04
		Appui	102,88				6,5	4T16	8,04

V.2.6) Les vérifications nécessaires des poutres

(A) Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$f_{t28}=2.1\text{MPa}$; $f_c=400\text{Mpa}$

Tableau 85 : Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	$A_{s(\min)}^{choisi}$ (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	Vérification
30x45	8,04	1.46	Vérifiée

(B) Vérification vis à vis de l'ELS :

Le règlement **CBA93 [3]** exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m.

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha l_0 \Delta T \dots\dots\dots(1)$$

$$\zeta = \frac{\Delta L}{l_0} \dots\dots\dots(2)$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient :

$$\zeta = \alpha \Delta T \dots\dots\dots(3)$$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

$$\sigma = E.\zeta \dots\dots\dots(4)$$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient :

$$\sigma = E.\alpha.\Delta T \dots\dots\dots(5)$$

Avec :

L : Variation de la longueur de l'élément.

ΔT : Variation de la température ($\Delta T=20\text{c}^\circ$).

α : Coefficient de dilatation thermique ($\alpha=10^{-5}$)

l_0 : Longueur de la poutre.

σ : Contrainte thermique.

E : Module de Young ($E=32164,20\text{MPa}$).

Donc : $\sigma=32164,20.10^{-5}.20=6,43\text{MPa}$

- La fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma \leq \bar{\sigma}_s = 201.63MPa \end{cases}$$

B.1) Sens porteur

Tableau 86 : Vérification des poutres principales à l'ELS

Niveaux	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ (MPa)	σ _s +σ (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérifié
Etage courant	Travée	82,52	6,39	15	183.3	6.43	189.73	201.63	Oui
	Appui	167,54	10,2		156.2		162.63		
terrasse	Travée	123,74	7,56	15	170,6	6.43	174,9	201.63	Oui
	Appui	41,13	2,76		63,8		68,1		

B.2) Sens non porteur

Tableau 87 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS

Niveaux	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ (MPa)	σ _s +σ (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérifié
Etage courant	Travée	5,32	0,65	15	17,8	6.43	24,23	201.63	Oui
	Appui	12,15	1,48		40,8		47,23		
terrasse	Travée	40,70	4,95	15	136,6	6.43	143,03	201.63	Oui
	Appui	45,24	5,5		151,8		158,23		

(C) Vérification de l'effort tranchant :

C.1) Vérification de la contrainte de cisaillement

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

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$ (Fissuration préjudiciable). Selon le BAEL 91 modifié 99

Tableau 88 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérifiée
Etage courant	30x45	30,45	0,25	2.5	OK
	35x55	142,37	0.82	2.5	OK
Terrasse	30x45	71.03	0,58	2.5	OK
	35x55	174,22	1	2.5	OK

V.2.7) Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 (f_e=400MPa).

- Selon le BAEL 91 modifié 99 : →
$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

- Selon le RPA 99 version 2003 : →

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

Avec : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1,14\text{cm}$

On prend : Ø_t=8mm.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau 89

Tableau 89 : Calcul des armatures transversales

Sens	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MP A)	BAEL 91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{max} (cm ²)	Choi x
				S _t (cm)	S _t (cm) ZC	S _t (cm) ZN	ZN	ZC		
Porteur	35x55	174,2	1	40	27,5	13,68	10	15	1.57	4T8
Non porteur	30x45	71,03	0.58	36,45	22,5	11,25	10	15	1.35	4T8

Armature de peau (pour les poutres principales 35*55)

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses.

Pour les bâtiments courant on a $3\text{cm}^2 / m$ pour les armatures de peau

$$A_p = 3\text{cm}^2 / m \times 0,9 = 2,7\text{cm}^2 \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

Donc on prend **4T14 = 6,16 cm²**.

V.2.8) Recouvrement des armatures longitudinales

$L_r=50\varnothing$ (zone III). L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- $\varnothing=16\text{mm} \dots \dots \dots L_r=80\text{cm}$
- $\varnothing=14\text{mm} \dots \dots \dots L_r=70\text{cm}$

V.2.9) Arrêt des barres :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

$$\text{Armatures supérieures : } h' \geq \begin{cases} \frac{L^{MAX}}{4} & \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{cases}$$

Avec : $L=\text{Max} (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$.

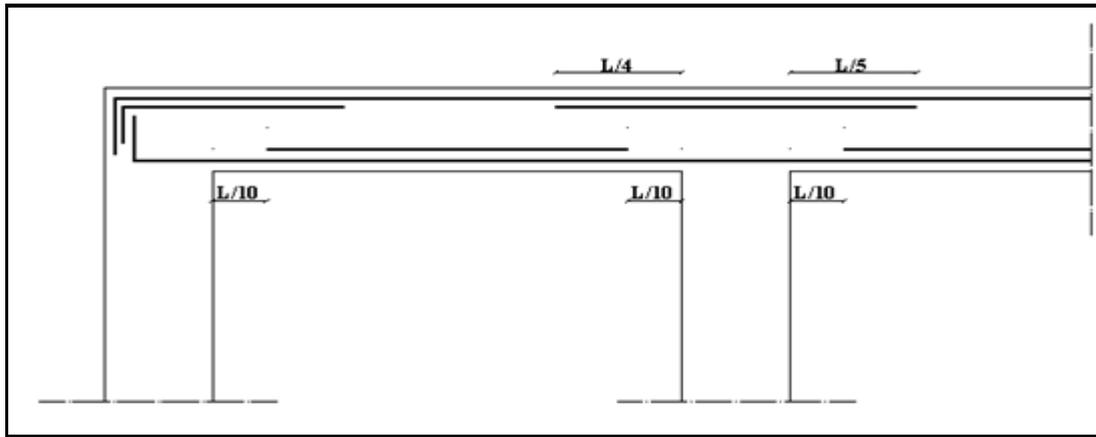


Figure 28 : Arrêt des barres

V.2.10) Vérification de la flèche

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

Tel que :

$$\bar{f} = L/500 + 0.5 \quad \text{si } L > 5\text{m}$$

$$\bar{f} = 570/500 + 0.5 = 1.64\text{cm}$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau 90 : Récapitulatif du calcul de la flèche

Cas	Section (cm ²)	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	δ	σ _s (Mpa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)
poutre porteuse	35x55	123.74	12.06	18.03	9.01	15.72	3.01	1.20	0.68	247537
Poutre non porteuse	30x45	10.29	6.03	13.61	0.96	2.53	6.03	2.41	0.47	145919.7

Tableau 91 : Récapitulatif du calcul de la flèche

I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	Vérification
88508.84	148746.5	14.12	24.98	10.86	16.4	OK
41791.06	75134.47	2.48	4.11	1.62	16.4	OK

V.2.11) Schéma du ferrailage des poutres

Voir annexe 2

V.3) Ferrailage des voiles

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux, pour cela nous ferrillons nos voiles par zones :

- Zone I : Niveau RDC
- Zone II : Niveaux 1,2
- Zone III : Niveaux 3,4
- Zone IV : niveau 5
- Zone V : niveau 6.
- Zone VI : niveau 7
- Zone VII : niveau 8

V.3.1) Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

(A) Selon le BAEL 91 :

Situation durable : ELU : 1,35G+1,5Q

ELS : G+Q

(B) Selon RPA 99

Situation accidentelle : G+Q+E

0,8G±E

V.3.2) Méthode de calcul du ferraillage des voiles

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

(A) Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \qquad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; V=V'=L voile/2

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats. Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

d ≤ min [h étage/2 où 2*Lc/3]

Avec :

he : hauteur entre nus des planchers du voile considéré.

Lc : la longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

Lt : longueur tendue : Lt = L - Lc

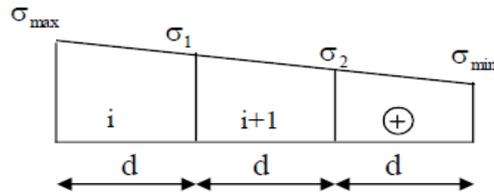
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

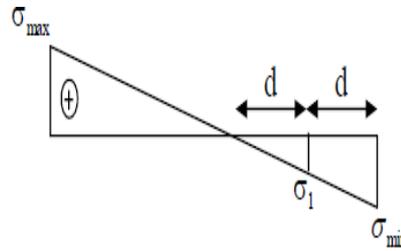
Avec : e : l'épaisseur du voile.



Section partiellement comprimée :

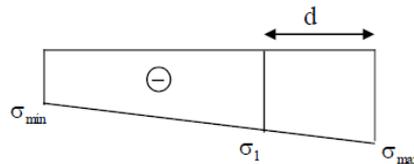
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$



Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$



(B) Calcul des armatures verticales

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : la section du voile.

$$\sigma_{s2} = 348 \text{ MPa.}$$

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

$$\sigma_{s2} = 348 \text{ MPa.}$$

- **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

(C) Calcul des armatures minimales

Compression du béton

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ Par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

$0,2 \% \leq A_{\min} \leq 0,5 \%$ avec B : section du béton comprimée.

➤ **Traction simple :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{c28}}{f_e}$$

Avec B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

(D) Exigences de RPA 99 révisé 2003

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné

Comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %.
- En zone courantes 0,10 %.

(E) Armatures

horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ . D'après le BEAL 91 : $A_H = A_v/4$

D'après le RPA 2003 : $A = 0,15 \% B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

(F) Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

(G) Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = \frac{1.1.T}{f_e}$$

Avec : $T = 1,4 V$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

(H) Espacement des barres

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S_t \leq 1,5e$ et aussi $S_t \leq 30 \text{ cm}$.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

(I) Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

(J) Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

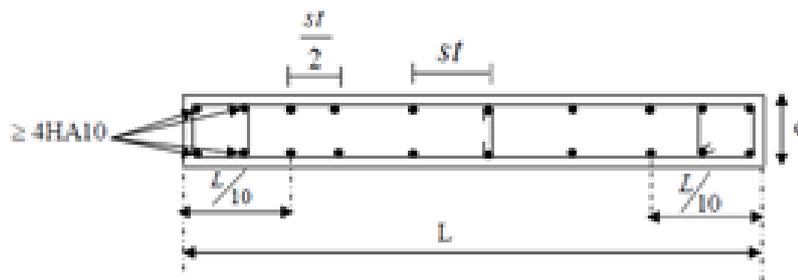


Figure 29 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.3.3) Vérification

(A) Vérification de la contrainte de cisaillement

D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

$$V = 1.4 \times V_{u,calcul}$$

τ_u : contrainte de cisaillement.

$\tau_u = \min(0.15.f_{cj} / \tau_b)$ pour la fissuration préjudiciable

V.3.4) Ferrailage des voiles : (exemples de calculs)

Tableau 92 : ferrailage du voile V2 zone 1, 2,3

	Zones	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)	6.4	6.35	6.3
	e (m)	0.15	0.15	0.15
	B (m2)	1.29	1.22	1.17
	I (m4)	3.28	3.2	3.13
Les sollicitations	Vu (KN)	1629.33	1869.15	1501.01
	σ_{max} (KN/m2)	22610.62	19451.77	12042.05
	σ_{min} (KN/m2)	-19314.6	-16403.17	-9700.2
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	3.45	3.44	3.49
	Lt (m)	2.95	2.91	2.81
	D1 (poteau)(m)	0.65	0.6	0.55
	σ_1 (KN/m2)	149445.7	13015,3	7802,1
	N1 (KN)	1664.54	1323,8	721,97
	D2(m)	1.15	1.16	1.13
	σ_2 (KN/m2)	6523.12	6493,65	3902,3
	N2 (KN)	1847.3	1689,96	991,94
	D3(m)	1.15	1.16	1.13
	σ_3 (KN/m2)	-10.29	-27,9948	2,4689
N3 (KN)	647.25	560,09	330,93	
Armatures minimales	Amin (cm2)/bande 1	38.05	38.05	38.05
	Amin (cm2)/bande 2	19.34	18.3	17.55
Armatures verticales	AV1 (cm2)	48.2	38.04	20.75
	AV2 (cm2)	48.2	48.22	28.5

	AV3 (cm2)	22.97	16.09	9.51	
Armatures verticales adoptées	A/2 (nappe) de L (d2)	19.1	19.2	14.25	
	A/2 (nappe) de L (d3)	11.48	8.04	8.775	
	A (adopté) total (L) (d2)	48.23	48.23	32.16	
	A (adopté) total (L) (d2)	24.13	24.13	20.1	
	choix de la section (d2)	20HA16	20HA16	16HA16	
	choix de la section (d3)	12HA16	12HA16	10HA16	
	Sv2 (cm)	10	10	15	
	Sv3 (cm)	20	20	20	
Armatures Horizontales	AH (cm2)	19.35	18.3	17.55	
	AH adopte (cm2)	20.36	20.36	18.1	
	choix de la section	18HA12	18HA12	16HA16	
	Espacements St (cm)	10	10	10	
Armatures transversales	At adopté (cm)		4épingle de HA8/m2		
vérifications	$\tau_b = 5 \text{ Mpa}$	Tb	0.52	0.6	0.48

Tableau 93 : ferrailage du voile V2 zone 4, 5,6,7

	Zones	VI	V	VI	VII
Caractéristiques géométriques	L (m)	6.25	6.20	6.15	6.10
	e (m)	0.15	0.15	0.15	0.15
	B (m2)	1.11	1.07	1.02	0.99
	I (m4)	3.05	2.98	2.91	2.84
Les sollicitations	Vu (KN)	1182.57	911.14	1110.74	929.88
	σ_{\max} (KN/m2)	6261.39	4367.47	944.36	1003.92
	σ_{\min} (KN/m2)	-4621.54	-2608.78	-573.95	-516.49
	Nature de la sollicitation	SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	3.60	3.88	3.90	4.03
	Lt (m)	2.65	2.32	2.25	2.07
	D ₁ (poteau)(m)	0.5	0.45	0.40	0.35
	σ_1 (KN/m2)	3750.90	2102.44	2102.44	429.25
	N ₁ (KN)	313.97	159	159	0.86
	D ₂ (m)	1.8	0.94	0.94	24.83
	σ_2 (KN/m2)	1879.04	1044.75	1044.75	214.90
	N ₂ (KN)	453.91	221.88	221.88	41.55
	D ₃ (m)	1.08	0.94	0.94	0.86
	σ_3 (KN/m2)	7.7	-12.94	12.94	0.54
	N ₃ (KN)	152.08	72.74	72.74	13.90
A _{min}	38.05	38.05	38.05	38.05	

Armatures minimales	A_{min} (cm ²)/bande 2	16.65	16.05	16.05	14.85	
Armatures verticales	A_{v1} (cm ²)	7.85	3.98	3.98	9.07	
	A_{v2} (cm ²)	11.35	7.36	7.36	6.77	
	A_{v3} (cm ²)	3.80	7.36	7.32	6.77	
Armatures verticales adoptées	$A/2$ (nappe) de L(d2)	8.325	8.325	8.025	6.95	
	$A/2$ (nappe) de L(d3)	8.325	8.325	8.025	6.95	
	A (adopté) total (L)(d2)	20.10	20.10	20.10	20.10	
	choix de la section	12HA16	12HA16	12HA16	10HA16	
	A (adopté) total (L)(d3)	24.11	24.11	24.11	20.10	
	Choix de la section d2	12HA16	12HA16	12HA16	10HA16	
	S_{v2} (cm) bande	15	15	15	20	
	S_{v3} (cm)	15	15	15	20	
	A_H (cm ²)	16.07	16.07	16.07	13.4	
	A_H adopte (cm ²)	20.02	20.02	20.02	20.02	
Armatures Horizontales	choix de la section	10HA16	10HA16	10HA16	10HA16	
	Espacement s St (cm)	20	20	20	20	
Armatures transversales	A_t adopté (cm)	4épingle de HA8/m ²				
Vérification	$\tau_b = 5$ MPa	τ_b	3.82	2.96	3.61	3.02

V.3.5) Dessin de ferrailage des voiles V2 et V11

Voir annexe N°3

Chapitre VI

Calcul des fondations

Chapitre VI : Calcul des fondations

Le calcul des fondations est l'une des étapes principales à respecter scrupuleusement si on ne veut pas avoir des problèmes de tassement de terrain qui entraînent des fissurations dans l'ouvrage. Une étude de fondation est souvent utile.

VI.1) Définition

La fondation d'un bâtiment ou d'un ouvrage est la partie de ce dernier qui repose sur un terrain ou sol d'assise et qui transmet à ce dernier toutes les sollicitations (charges et surcharges combinées) auxquelles ce bâtiment est soumis par l'intermédiaire de sa superstructure.

On dit que les fondations font partie de **l'infrastructure** d'un ouvrage ou d'un bâtiment.

VI.2) Les Fonctions à remplir par les fondations

Les principales fonctions que doivent remplir les fondations sont :

1. Reprendre sans subir de dommages les charges et surcharges ou plus exactement la combinaison de ces dernières et amenées par la superstructure puis ;
2. transmettre ces sollicitations au sol (dit de fondation) dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

On voit ainsi que les fondations sont en réalité des éléments de transmission au sol de fondation de l'ensemble des charges supportées par l'ouvrage.

VI.3) Fonctionnement mécanique d'une fondation

Le schéma du principe du fonctionnement d'une fondation est celui de l'action –réaction. Voir figure ci-dessus.

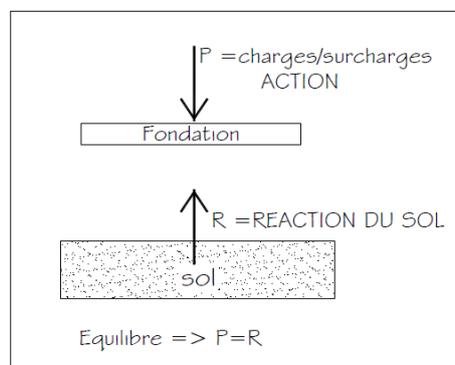


Figure 30: Le principe de fonctionnement d'une fondation

Pour que le système sol – fondation soit en équilibre il faut que la force de réaction du sol de fondation R soit égale à la force transmise par la fondation.

VI.4) Choix du type de fondations

La capacité portante permet de choisir le type de fondations à employer. Si le sol est suffisamment portant, on utilisera des fondations superficielles souvent plus économiques. Si le sol est mauvais, on ira s'appuyer sur les couches meilleures et plus profondes avec des fondations profondes. En terrain très inondable, il pourra être avantageux de construire un radier général.

VI.4.1) Les semelles superficielles.

(A) Semelle isolée.

La semelle isolée reçoit en général la charge de la superstructure au moyen d'un élément porteur ponctuel poteau en béton armé ou métallique. La forme de cette dernière peut être carrée, rectangulaire et même parfois circulaire.

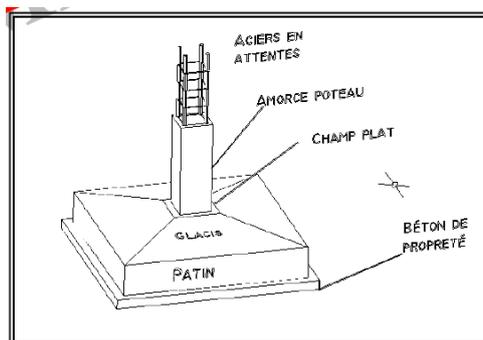


Figure 31 : Schéma d'une semelle isolée

(B) Semelle filante

La semelle filante est une fondation composée de béton uniquement (pour les habitations en général) ou de béton armé (pour les plus gros bâtiments). Elle sert à répartir les charges sur une plus grande surface afin de ne pas s'enfoncer dans le sol.

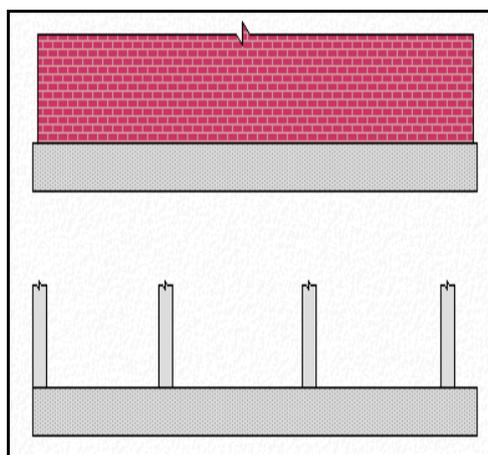


Figure 32 : Schéma d'une semelle filante

VI.5) Calcul des fondations :

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

S : Surface de la fondation.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

VI.5.1) Le cas d'une semelle isolée :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a

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

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Avec: $A = \sqrt{S}$; $\sigma_{sol}=2bars$

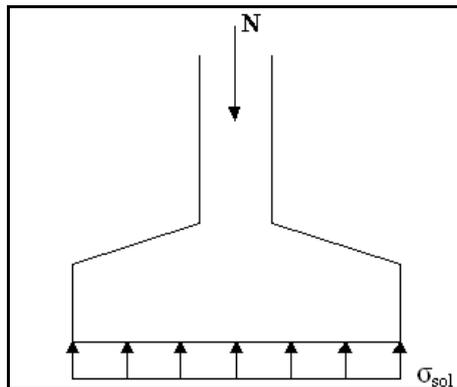


Figure 33 : Semelle isolée sous poteau

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 94 : Les résultats des sections des semelles isolées

<i>N° Poteaux</i>	<i>N (kN)</i>	<i>S(m²)</i>	<i>A(m)</i>	<i>A choisie(m)</i>
2417	3290,992	16,45496	4,05647137	4,1
2425	3049,199	15,245995	3,90461202	4
2421	2968,013	14,840065	3,85228049	3,9
2424	2735,113	13,675565	3,69804881	3,7
2423	2624,291	13,121455	3,6223549	3,7
2420	2517,606	12,58803	3,54796139	3,6
2418	2476,359	12,381795	3,51877749	3,6
2415	2348,79	11,74395	3,4269447	3,5
2413	2123,503	10,617515	3,25845285	3,3
2416	2055,119	10,275595	3,20555689	3,3
2422	2043,988	10,21994	3,19686409	3,2
2414	2041,555	10,207775	3,19496088	3,2
2426	1803,039	9,015195	3,00253143	3
2419	1773,039	8,865195	2,97744773	3
2428	1566,25	7,83125	2,79843706	3
2432	933,247	4,666235	2,16014699	2,2
2433	849,243	4,246215	2,06063461	2,2
2533	280,051	1,400255	1,18332371	1,2

(A) Vérification de l'interférence entre deux semelles

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 1,5 \times B$

Tel que : L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

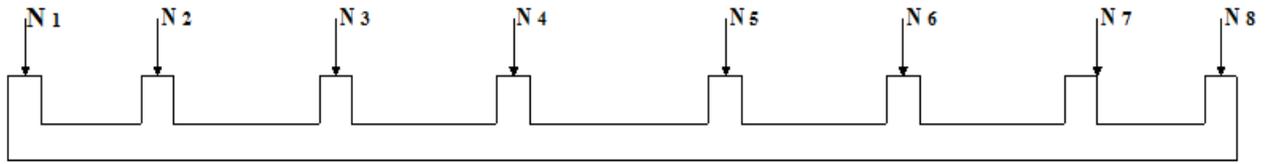
B : Largeur maximum de la semelle (B=4,10m).

On a ... $1,5 \times B = 6,15 \text{ m} > L_{\min} = 1,5 \text{ m}$ non vérifié.

(B) Conclusion

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.5.2) Le cas des semelles filantes

**Figure 34 : Semelle filante**

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que :

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Tableau 95 : Sections des semelles filantes

Files	$N(kN)$	$S(m^2)$	$L(m)$	$B(m)$	$B^{choisie}(m)$
1	39300,017	210,78	35,13	5,59351224	6
2	11948,56	70,26	35,13	1,700620552	2
3	13759,161	70,26	35,13	1,958320666	2
4	18319,67	93,06	25,85	3,54345648	3,6
5	11135,594	56,87	25,85	2,153886654	2,2
6	14440,61	72,38	25,85	2,793154739	2,8
7	11911,086	61,23	23,55	2,528892994	2,6
8	1440,48	7,875	15,75	0,457295238	0,5
9	9614,068	48,28	14,2	3,385235211	3,4
10	510,88	30,16	11,6	0,220206897	2,6

(A) Vérification

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{721,15}{977,52} = 74\% > 50\%$$

(B) Conclusion

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VI.5.3) Radier général

Lorsque la conception de semelles filantes ne devient plus possible, le choix de la conception Radier s'impose, il existe quatre types de radiers :

- Le radier dalle (peu utilisé)
- le radier nervuré (le plus courant)
- Le radier champignon sous poteaux (très peu utilisé)
- Le radier voûte (rarement utilisé).

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique) renversé.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

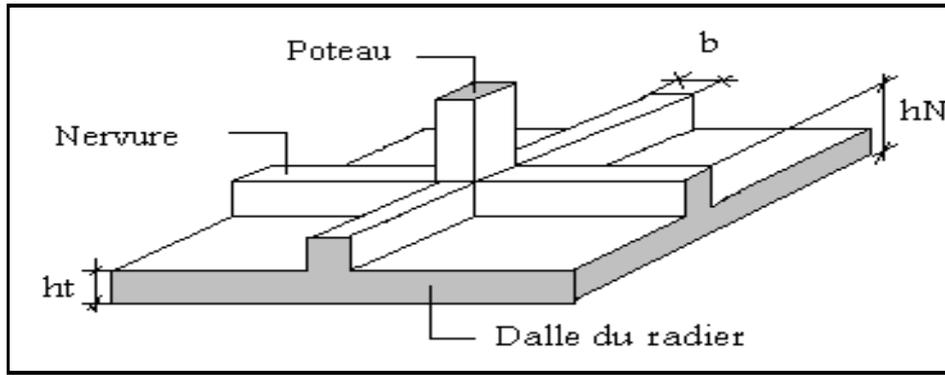


Figure 35 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

(A) Calcul des surfaces nécessaires

Pour déterminer la surface du radier in faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour: $\begin{cases} N = 86058,179kN \\ \sigma_{sol} = 2bars \end{cases}$

On trouve: $S \geq 430,29m^2$

La surface du bâtiment $S_b = 1167,6 m^2$

Donc la surface totale du radier est $1168 m^2$

(B) Pré dimensionnement de radier

B.1) Pré dimensionnement de la dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

✚ Condition forfaitaire

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec:

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 5,7m \Rightarrow 22,8cm \leq h_1 \leq 28,5cm$$

$$\Rightarrow h_1 \approx 25cm$$

✚ Condition de cisaillement :

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 3MPa) = 2,5MPa$

Avec: $T_u = \frac{qL}{2}$; $q = \frac{N_u 1ml}{S_{rad}}$

$N_u = 117979,259 kN$

$L = 5,7m$; $b = 1m$.

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} b (0,9\bar{\tau})} = 12,77cm$$

$\Rightarrow h_2 \geq 12,77cm$

Conclusion : $h \geq \text{Max}(h_1 ; h_2) = 25cm$

On prend : $h = 50cm$.

B.2) Pré dimensionnement des nervures :

Condition de coffrage

$b \geq \frac{L_{max}}{10}$ donc :

On opte : $b_N = 60cm$

La hauteur de nervure

• **Condition de la raideur**

☒ Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique.

☒ L'expression de la longueur élastique est donnée par : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \dots \dots \dots (2)$

☒ Si les charges sont transmises à la poutre par l'intermédiaire des poteaux de largeur "a" non négligeable, on pourra admettre la répartition linéaire des contraintes du sol sur une longueur

totale de la semelle égale à : $\frac{\pi}{2} L_e + a$

☒ Si l'entre axe des poteaux est inférieur à cette valeur, la poutre se calcule, alors, comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

☒ Le projecteur pourra généralement choisir une section de poutre (hauteur de la semelle) telle que cette condition soit remplie.

- ☞ Si l'entre axe des poteaux est supérieur à $(\frac{\pi}{2} L_e + a)$ le calcul devra être effectué conformément à la théorie de la poutre sur sol élastique.

Application numérique

On veut que : $\frac{\pi}{2} L_e + a \geq l_{\text{entre axe}}$ or :

$a = 65\text{cm}$ (largeur du poteau)

$l_{\text{entre axe}} = 5,7\text{m}$

$\Rightarrow L_e = 3,21\text{m}$

A partir de la formule (2) on calcule la valeur de h :

On aura : $h \geq \sqrt[3]{\frac{3K(L_e)^4}{E}}$

$L_e = 321\text{ cm}$, $E = 359810\text{ kg/cm}^2$, $K = 4\text{kg/cm}^3$

$\Rightarrow h_1 = 70,74\text{cm}$

- **Condition de la flèche :**

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_2 \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$L_{\max} = 38,33\text{m} \Rightarrow 32,66\text{cm} \leq h_3 \leq 57,5\text{cm}$$

$$\Rightarrow h_2 = 50\text{cm}$$

Conclusion :

$$h \geq \text{Max}(h_1 ; h_2) = 70,74\text{cm}$$

On prend : $h = 80\text{cm}$.

Récapitulatif :

- Epaisseur de la dalle du radier $h = 50\text{cm}$
- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_N = 80\text{cm} \\ b = 60\text{cm} \end{cases}$

(C) Caractéristiques géométriques du radier

C.1) Position du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = 16,87\text{ m} \\ Y_G = 15,33\text{m} \end{cases}$$

C.2) Moments d'inertie :

$$\begin{cases} I_{xx}=96943,3m^4 \\ I_{yy}=16076,9m^4 \end{cases}$$

(D) Vérification vis-à-vis la stabilité au renversement :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5\right)$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

Avec : $M_R = \sum M_0 + V_0 h$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

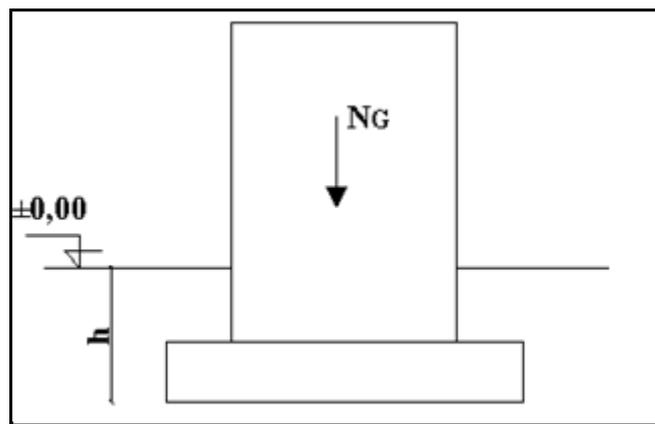


Figure 36 : Schéma statique du bâtiment

D.1) Selon le sens x-x

$M_0=120036, 5kNm$; $V_0=6124, 487kN$; $h=4.24m$.

Donc: $M_R=146003.82 kNm$

$N=N_1+N_2$

Avec

$N_1=86058,79 kN$

N_2 : Poids propre du radier.

$$N_2 = 14625 \text{ kN}$$

$$\text{Donc: } N = 100683.17 \text{ kN}$$

$$M_s = N \cdot x_G = 1698525.23 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_s}{M_{ren}} = 11.63 > 1,5 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

D.2) Selon le sens y-y:

$$M_0 = 129298, 70 \text{ kNm} ; V_0 = 5678,748 \text{ kN} ; h = 4.24 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } M_R = 153376.59 \text{ kNm}$$

$$M_s = N \cdot y_G = 1543470, 39 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 10,06 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Vérifiée .}$$

D.3) Conclusion :

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 ; donc notre structure est stable dans les deux sens.

(E) Calcul des contraintes

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$$

Les contraintes du sol sont données par :

E.1) Sollicitation du premier genre

$$\text{\AA l'ELS : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{86058,179}{1170} = 73,55 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 73,56 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

E.2) Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

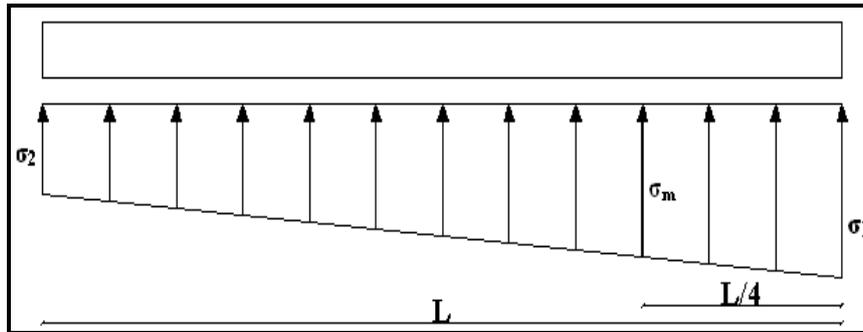


Figure 37 : Les contraintes sous radier

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.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}.$$

■ **ELU**

$$N_u = 117979,259 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Tableau 96 : Contraintes sous le radier à l'ELU

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²)
<i>Sens x-x</i>	125,71	100	119,28
<i>Sens y-y</i>	115,63	86,38	108,31
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol}$

■ **ELS :**

$$N_{ser} = 86058,179 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Tableau 97 : Les Contraintes sous le radier à l'ELS

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	126.41	48.27	86,45
Sens y-y	87,91	60,10	80,95
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol}$

E.3) Conclusion

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

(F) Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivante :

$$\blacktriangleright \text{ELU} : \rightarrow \sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 113,27 \text{ kN/m}^2$$

$$\blacktriangleright \text{ELS} : \rightarrow \sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 86,45 \text{ kN/m}^2$$

(G) Le ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

G.1) Ferrailage de la dalle du radier

✎ Détermination des efforts

- Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la

dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

➤ Panneau de rive :

- Moment en travée : $M_{tx}=0,85M_x$
 $M_{ty}=0,85M_y$
- Moment sur appuis : $M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x$ (appui de rive).
 $M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x$ (autre appui).

➤ **Panneau intermédiaire :**

- Moment en travée : $M_{tx}=0,75M_x$
 $M_{ty}=0,75M_y$
- Moment sur appuis : $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$
- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.
- Moment en travée : $M_t=0,85M_0$
- Moment sur appuis : $M_a=0,5M_0$

Avec:

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

✎ **Valeur de la pression sous radier**

ELU : $\rightarrow q_u = \sigma_u = \sigma mu.1m = 113,27kN / m^2$

ELS : $\rightarrow q_{ser} = \sigma_{ser} = \sigma ms.1m = 86,90kN / m^2$

✎ **Moment en travée et sur appuis pour le panneau le plus sollicité a l'ELU (v=0)**

$$0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,10}{5,23} = 0,78 \leq 1,0 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 98 : Calcul des moments à l'ELU

Panneau	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
Rive	5,25	5,75	0,91	0,046	0,887	113,27	143,61	122,07	127,38	108,27	71,80

Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($v=0,2$) :

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau 99.

Tableau 99 : Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($v=0,2$)

Panneau	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
<i>Rive</i>	5,25	5,75	0,91	0.053	0.846	86,90	126,94	107,90	107,39	91,28	63,47

G.2) Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$$f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; \sigma_{bc}=14,17MPa ; f_e=400MPa ; \sigma_s=348MPa ; b=100cm ; h=50cm$$

$$d=0,9h=45cm$$

Tableau 100 : Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier

	Sens	M_u (kNm)	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t
<i>Travée</i>	x-x	122,07	0.054	44,02	7,97	4T16	8,04	15
	y-y	108,27	0.047	44,13	7,05	4T16	8,04	15
<i>Appui</i>	x-x	71,80	0.031	44,44	4,65	4T14	6,16	30
	y-y							

✓ Espacement

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33cm) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(150cm; 33cm) = 33cm$$

✓ Travée

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,66cm < 33cm$$

✓ Appui

On prend $S_t=30cm$.

G.3) Vérifications nécessaires

✚ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.433\text{cm}^2 < 6,16\text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

✚ Vérification des contraintes à l'ELS

$$P_{ser}=86,9\text{kN/m}$$

Tableau 101 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	85,02	8,04	4,18	15	192,1	201,63	vérifie
	y-y	54,68	8,04	2,92	15	106,8	201,63	vérifie
Appuis	x-x	50,03	6,16	2,7	15	119,8	201,63	vérifie
	y-y							

G.1) Schéma du ferrailage de la dalle du radier

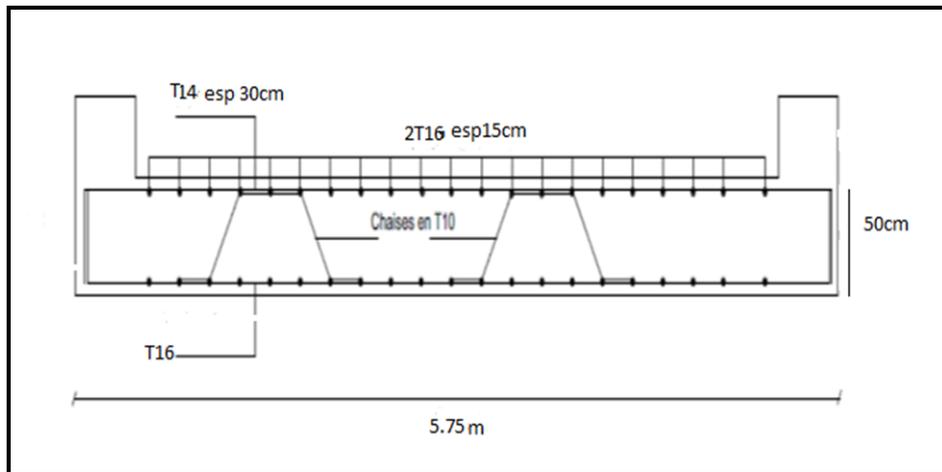


Figure 38 : Schéma du ferrailage de la dalle du radier

(H) Ferrailage des nervures

H.1) Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (BAEL91 modifier 99 [2])

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

En travée : $M_t=0,85M_0$

Sur appuis : $M_t=0,50M_0$

H.2) Calcul des armatures

$b=60cm ; h=80cm ; d=72cm$

• Sens(x-x)

$Lx=5,25m ; P=113,27kN/ml$

Tableau 102 : Ferrailage des nervures suivant sens x-x

	$M_u(kNm)$	α	Z(cm)	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	331,71	0,097	69,18	13,78	4T14+4T16	14,19
Appuis	195,123	0,056	70,37	7,97	4T14	8,04

Sens (y-y)

$Ly=5,75m ; P=113,27kN/ml$

Tableau 103 : Ferrailage des nervures suivant sens y-y

	$M_u(kNm)$	α	Z (cm)	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	397,90	0,118	68,59	16,67	6T20	18,85
Appuis	234,06	0,068	70,03	9,60	5T16	10,05

H.3) Vérifications nécessaires

✚ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,22cm^2 < 8,04cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

✚ Vérification des contraintes à l'ELS

$P_{ser}=86,9kN/ml$

Tableau 104 : Vérification des contraintes de panneau le plus sollicité du radier

	Sens	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$	Vérification
Travée	x-x	254,48	14,19	6,69	15	273,5	201,63	non
	y-y	305,27	18,85	7,22	15	250,1	201,63	non
Appuis	x-x	149,69	8,04	4,93	15	278,6	201,63	non
	y-y	179,57	10,05	5,4	15	268,9	201,63	non

Note : La contrainte de calcul d'acier est supérieure à sa valeur admissible cela veut dire que la section d'acier est insuffisante donc il faut redimensionner la section d'acier.

H.4) Redimensionnement des armatures

Tableau 105 : Vérification des contraintes de panneau le plus sollicité du radier

	Sens	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$	$S_t(cm)$
Travée	x-x	13,78	7T20	21,99	14
	y-y	16,67	8T20	25,13	12
Appui	x-x	7,97	4T20	12,57	25
	y-y	9,60	5T20	15,71	20

Tableau 106 : Vérification des contraintes après redimensionnement à l'ELS

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	254,78	29,45	5,96	15	180	201.63	OK
	y-y	305,27	34,34	6,52	15	190,2	201.63	OK
Appuis	x-x	149,99	18,85	3,54	15	122,8	201.63	OK
	y-y	179,57	18,85	4,24	15	147,1	201.63	OK

H.5) Vérification de la contrainte tangentielle du béton

$P=113,27kN/ml$

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

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

Avec : $T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{113,27 \times 5,75}{2} = 325,65kN$

$$\tau_u = \frac{325,65 \times 10^3}{600 \times 720} = 0,75MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

H.6) Calcul des armatures transversales

- **BAEL 91 modifié 99**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa}$$

• **RPA99 version 2003**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 40\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 2\text{cm}$ et $\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_{\text{max}} = 6,67\text{mm}$

$f_e = 400\text{MPa}$; $\tau_u = 0,75\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$; $b = 60\text{cm}$; $d = 72\text{cm}$

Tableau 107 : Espacement des armatures transversales

	Section [cm ²]	Zone	S _t RPA99 [cm]	S _t BAEL91 [cm]	S _t choisit [cm]
Nervure Sens x-x	60×80	Courante	40	40	25
		Nodale	20		20
Nervure Sens y-y	60×80	Courante	40	40	25
		Nodale	20		20

Tableau 108 : Choix des armatures transversales

	Section [cm ²]	Zone	S _t [cm]	Ø _t	A _t calculée [cm ²]	A _t choisit [cm ²]	Choix des barres
Nervure Sens x-x	60 × 80	Courante	25	10	4.5	4.71	6HA10
		Nodale	20				3.6
Nervure Sens y-y	60 × 80	Courante	25	10	4.5	4.71	6HA10
		Nodale	20				3.6

H.7) Armature de peau

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les

armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses

Pour les bâtiments courant on a $3\text{cm}^2 / \text{m}$ pour les armatures de peau.

$$A_p = 3\text{cm}^2 / \text{m} \times 0,9 = 2,7\text{cm}^2 \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Donc on prend **4T14 = 6,16 cm²**

VI.5.4) Voile périphérique

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

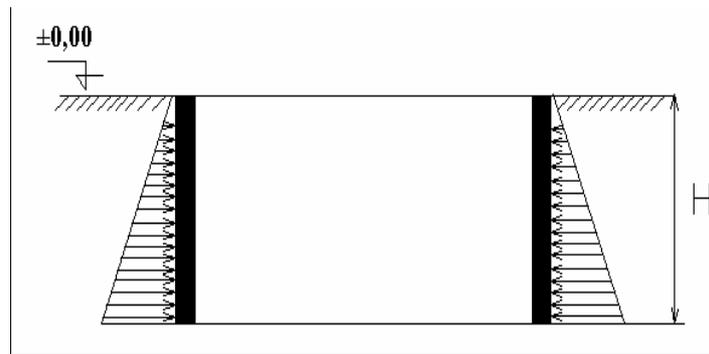


Figure 39 : Poussées des terres

(A) Pré dimensionnement du voile

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - ✓ Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
 - ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - ✓ La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B : Section du voile.

(B) Evaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x=5,23m$; $L_y=5,75m$; $e=20cm$.

La charge de poussées des terres est données par :

$$Q=A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma=21.2kN/m^3$).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 20,5^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.480$$

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 37,70kN/ml \Rightarrow Qu = 1,35 \times 37,70 = 50,89kN/ml$$

(C) Effort agissant sur la dalle

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,25}{5,75} = 0,91 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de v .

v : Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\rho = 0,91 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,046 \\ \mu_y = 0,887 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 64,52 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 57,23 \text{ Nm}$$

• **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 54,84 \text{ kNm.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 48,64 \text{ kNm.}$$

• **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 32,26 \text{ kNm}$$

(D) Ferrailage de la dalle

b=100cm ; h=20cm ; d=0,9h=18cm ; f_c=400MPa ; f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; σ_s=348MPa ;

F_{bc}=14,17MPa (organigramme I voir annexe)

Les résultats sont récapitulés dans le tableau 109:

Tableau 109 : Ferrailage de la dalle pleine

	Sens	M _u (kNm)	μ	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	54,84	0.12	0.15	16.8	9,35	5T16	10,05	20
	y-y	48,64	0.105	0.13	16.9	8,22	6T14	9,24	16
Appuis	x-x	32,26	0.07	0.09	17,3	5,34	4T14	6,16	25
	y-y								

(E) Condition exigée par les RPA99/version 2003

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposé en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

E.1) Condition de non fragilité :

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm.

On a: $12 \text{ cm} \leq e \leq 30 \text{ cm}$

$h=e=20 \text{ cm}; b=100 \text{ cm.}$

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{5,25}{5,75} \right) \frac{100 \cdot 20}{2} = 1,67 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$\begin{cases} A_x = 10,05 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,67 \text{ cm}^2 \\ A_y = 9,24 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\begin{cases} A_x = 6,16 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,67 \text{ cm}^2 \\ A_y = 6,16 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

E.2) Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{50,89 \times 5,23 \times 5,75}{2 \times 5,25 + 5,75} = 94,1778 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 89,05 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 94,1778 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{94,17 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,70 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

E.3) Vérification à L'ELS

✚ **Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$Q_{\text{ser}} = Q_1 = 37,70 \text{ kN/m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,91 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,053 \\ \mu_y = 0,846 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{\text{ser}} L_x^2 = 55,07 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 46,59 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x = 46,81kNm \\ M_{ty} = 0,85M_y = 39,60kNm \\ M_a = 0,5M_x = 27,53kNm \end{cases}$$

✚ Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau 110 : Ferrailage de la dalle pleine

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	46,81	10,05	9,73	15	291,17	201.63	NON
	y-y	39,60	9,24	8,48	15	266,8	201.63	NON
Appuis	x-x	27,53	6,16	6,84	15	273,15	201.63	NON
	y-y							

Note :

La contrainte de calcul d'acier est supérieure a sa valeur admissible cela veut dire que la section d'acier est insuffisante donc il faut redimensionner la section d'acier.

E.4) Redimensionnement de la section d'action

Tableau 111 : Redimensionnement des Armatures

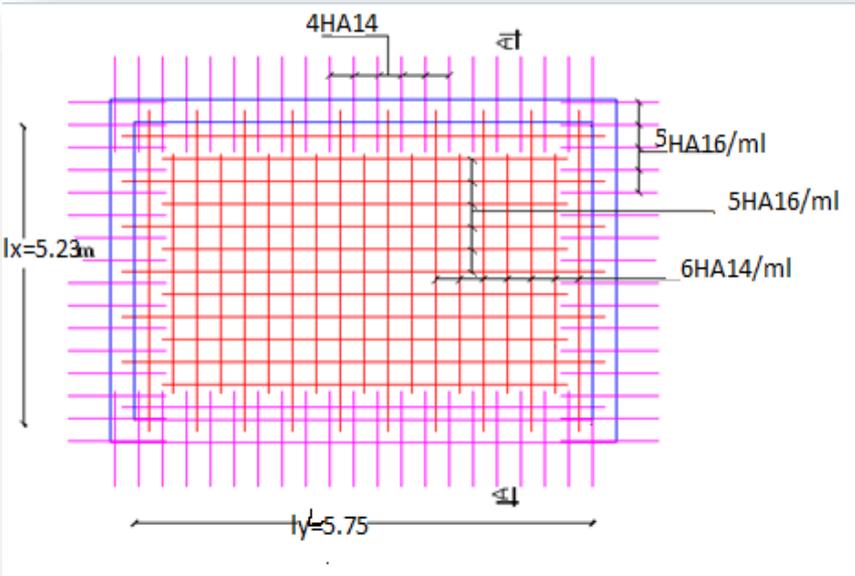
	Sens	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_f (cm)
Travée	x-x	10,05	8T16	16,08	12,5
	y-y	9,24	9T14	13,85	11
Appui	x-x	6,16	6T14	9,24	16

Tableau 112 : Vérification des contraintes après redimensionnement à l'ELS

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	46,81	16,08	8,32	15	186,6	201.63	OK
	y-y	39,60	13,85	7,38	15	181,7	201.63	OK
Appuis	x-x	27,53	9,24	5,89	15	185,5	201.63	OK

E.5) Dessin de ferrailage du voile

Figure 40 : Dessin du ferrailage du voile



Partie 2

L'étude du confort thermique

Chapitre I

Etat de l'art des approches du confort thermique

Partie 2 : Etude du confort thermique

Chapitre I : Etat de l'art des approches du confort thermique

Introduction

Dans les milieux bâtis, le confort thermique constitue une exigence essentielle à laquelle le concepteur doit apporter les réponses nécessaires. La définition du confort thermique est ainsi d'une grande importance pour le bâtiment afin de lui permettre d'atteindre ses objectifs de fonctionnalité tout en justifiant, à tort ou à raison, l'installation des équipements d'ambiance (chauffage, ventilation et climatisation).

I.1) La notion du confort thermique

« Ne pas avoir ni trop chaud, ni trop froid, ne pas sentir de courants d'air désagréables ». La définition du bien-être thermique est complexe, et varie d'un individu à l'autre. Chaque individu, en fonction de son métabolisme, de sa culture, mais aussi de ressentis visuels, tactiles, auditifs et psychologiques appréciera différemment le même environnement.



Figure 41 : Les échanges thermiques du corps humain

Les échanges calorifiques se font par différents mécanismes :

- **L'évaporation** : le mécanisme de la transpiration, grâce à son évaporation, rafraîchit la surface de la peau.
- **La convection** : échange de calories entre l'air ambiant et le corps humain. Ces échanges sont accentués par la vitesse de l'air, et par l'écart de température entre l'air et le corps.
- **Le rayonnement** : échange de radiations infrarouges entre le corps et les parois. Une paroi froide (telle une vitre) absorbe la chaleur du corps, alors qu'un mur exposé au soleil toute la journée transmet sa chaleur le soir sans même le toucher.
- **La conduction** : échange par contact direct avec une paroi : marcher pieds nus sur un carrelage froid contribue à une perte de calories pour le corps. Ce type d'échange est d'impact limité.

I.2) Les paramètres du confort thermique :

Le confort thermique dépend de 6 paramètres :

- La température ambiante de l'air T_a .
- La température moyenne des parois T_{rm}
- L'humidité relative de l'air (HR), qui est le rapport exprimé en pourcentage entre la quantité d'eau contenue dans l'air à la température T_a et la quantité maximale d'eau contenue à la même température.
- La vitesse de l'air, qui influence les échanges de chaleur par convection. Dans le bâtiment les vitesses de l'air ne dépassent généralement pas 0.2m/s.

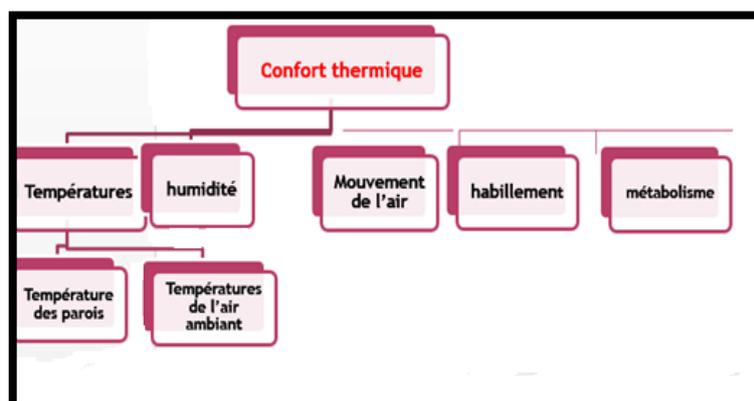


Figure 42 : Les paramètres du confort thermique

I.3) Réglementation et label thermique, RT 2005

S'appuyant sur la loi sur l'air et l'utilisation rationnelle de l'énergie, la réglementation thermique 2005 fixe des exigences de consommation pour tous les bâtiments neufs, quelle que soit l'énergie utilisée. Elle poursuit ces 5 objectifs :

- ❖ réduire les consommations d'énergie des bâtiments neufs,
- ❖ maîtriser les dépenses,
- ❖ prendre en compte le confort d'été,
- ❖ diminuer les émissions de gaz à effet de serre,

se conformer aux normes européennes

I.4) Comment obtenir le confort thermique dans un bâtiment public ?

Le confort thermique constitue une demande reconnue et justifiée dans le bâtiment public du fait de son impact sur la qualité des ambiances thermiques d'intérieure ; il est donc comme un élément important de la qualité globale d'usage de ce type de bâtiment. Ce confort ne peut être assuré que par une prise en considération des paramètres de l'architecture bioclimatique et bien sûr par l'optimisation de l'isolation thermique pour prendre en compte :

- ❖ l'enjeu climatique (émissions de CO₂)
- ❖ l'enjeu énergétique (consommation d'énergie primaire).
- ❖ l'économie (moins de dépense sur l'énergie).

I.5) Les ponts thermiques

I.5.1) Définition d'un pont thermique

Les ponts thermiques sont des points de jonction où l'isolation n'est pas continue et qui provoquent des pertes de chaleur. Bête noire du poseur de l'isolant, les ponts thermiques pèsent d'autant plus dans le pourcentage de déperditions de la maison que celle-ci est bien isolée.

Il y a pont thermique dès qu'il y a discontinuité entre des matériaux et des parois de structure. Les ponts thermiques principaux d'un bâtiment se situent aux jonctions des façades et planchers, façades et refends, façades et toitures, façades et planchers bas. Ainsi qu'à tous les percements (portes, fenêtres, loggias...). Ce sont les ponts thermiques structuraux. Ces ponts thermiques sont plus ou moins importants selon la constitution des parois (isolées ou non).

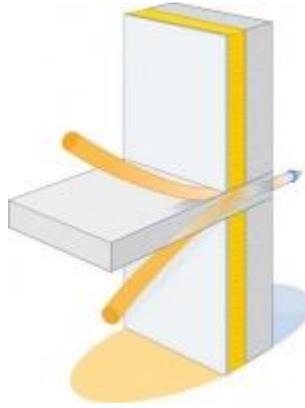


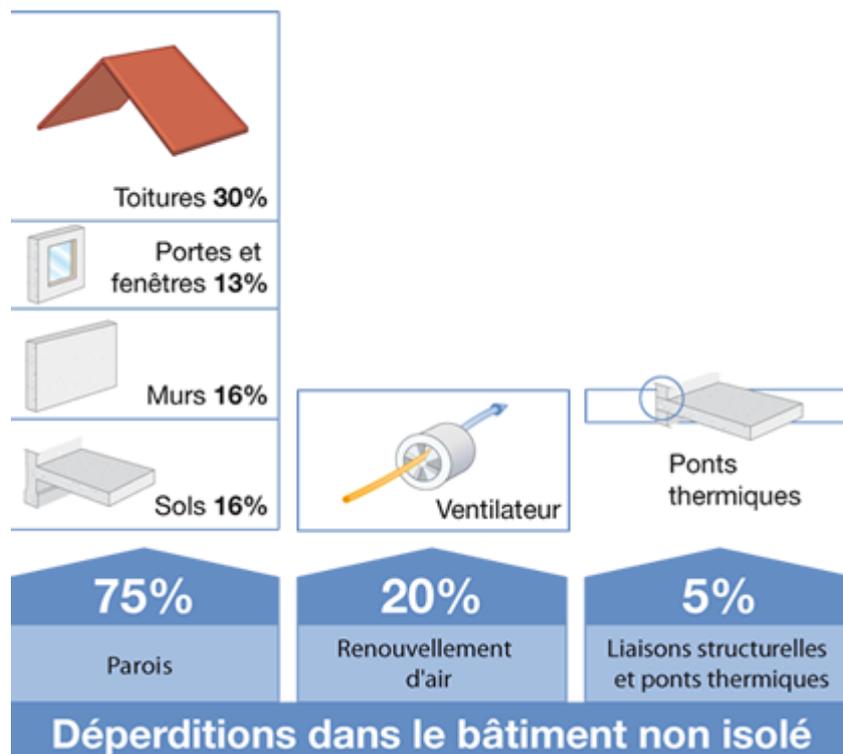
Figure 43 : Le pont thermique

I.5.2) Les déperditions thermiques dans les bâtiments

Dans un bâtiment non isolé, les ponts thermiques représentent de faibles déperditions (en général inférieures à 20%) car les déperditions totales par les parois sont très fortes (de l'ordre de $>1\text{W/m}^2\text{K}$).

En revanche, dès lors que les parois sont fortement isolées, le pourcentage de déperditions dû aux ponts thermiques devient important (plus de 30%) mais les déperditions globales sont très faibles (inférieures à $0,3\text{W/m}^2\text{K}$).

C'est la raison pour laquelle dans des bâtiments à faible consommation énergétique, il est important d'avoir de très fortes résistances thermiques pour les parois et de s'assurer d'avoir de faibles pertes de chaleur par les jonctions.



I.5.3) Les ponts thermiques intégrés

Une paroi est presque toujours constituée de plusieurs composants assemblés entre eux par collage, vissage ou assemblage mécanique. Si leur conception n'est pas correcte, ces assemblages représentent autant de petits ponts thermiques intégrés au système, d'où leur appellation de ponts thermiques intégrés ou liés aux systèmes de parois ou d'isolation.

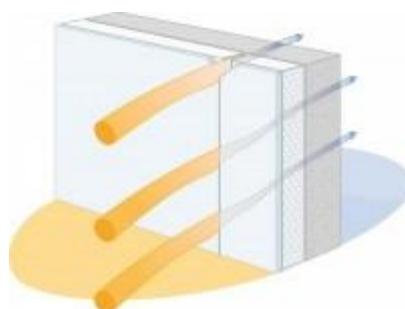


Figure 44 : Pont thermique intégré

I.5.4) Comment agir sur les ponts thermiques ?

Au niveau de la conception, il est impératif de choisir des procédés de construction et des composants réduisant au maximum les pertes surfaciques par les parois et intégrant les pertes les plus réduites possibles au niveau des jonctions de ces parois. Quels que soient les systèmes

d'isolation, il existe des solutions qui traitent à la fois de thermique, d'acoustique et/ou de sécurité incendie.

D'une façon générale, dans le cas des maisons individuelles, il faut une très bonne isolation du plancher et, selon le procédé d'isolation des murs, le plancher sera traité par une dalle flottante ou un système maçonné intégrant l'isolation thermique.

I.6) L'isolation thermique

L'isolation thermique est la propriété que possède un matériau de construction pour diminuer le transfert de chaleur entre deux ambiances. Elle permet à la fois de réduire les consommations d'énergie de chauffage et climatisation (limite les déperditions en hiver et les apports de chaleur en été et d'accroître le confort (maintien la température et l'hygrométrie aux niveaux de confort d'été comme d'hiver, et règle le problème des parois froides en hiver et chaude en été comme indique l'allure de la courbe de variation de température sur la figure 2 (S, 1978)

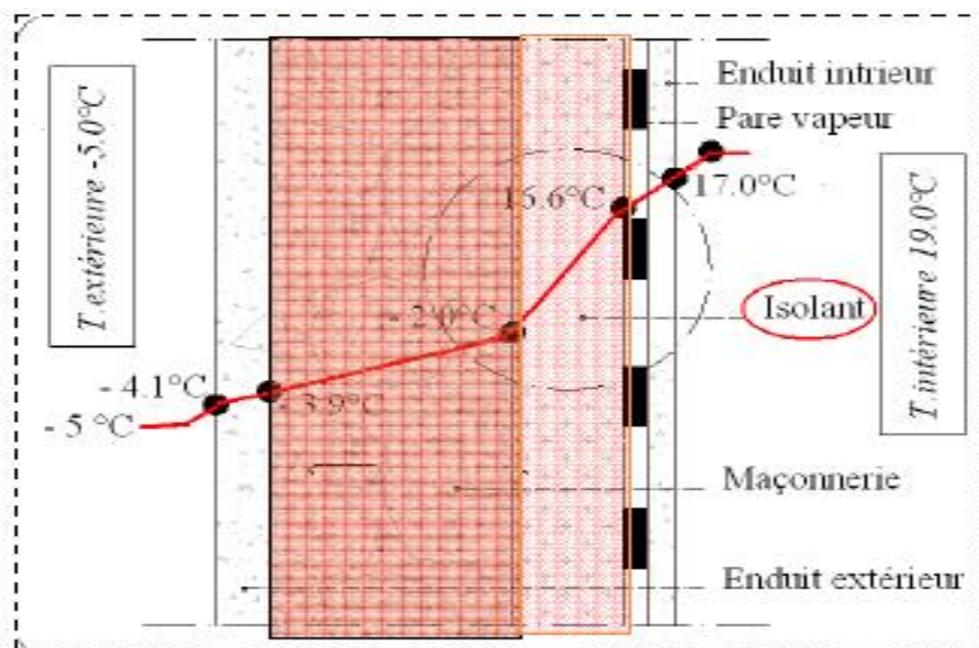


Figure 45 : Variation de la température dans une paroi isolée

I.7) Les principaux isolants

On distingue plusieurs types d'isolants présents sur le marché sous différents formes :

- Matériaux minéraux : la laine de verre, la laine de roche.
- Matériaux fibreux organiques : cellulose, chanvre, mousse organique (le polystyrène expansé ou extrudé).
- Matériaux inorganique : mousse de verre, béton cellulaire.
- Matériaux ligneux : liège, bois léger.

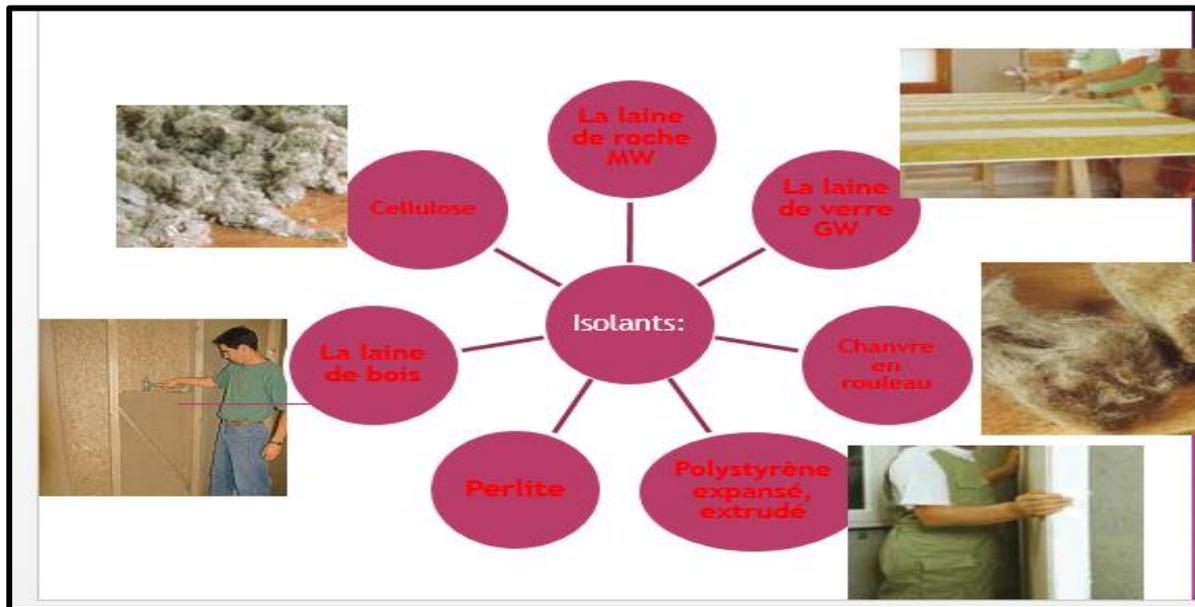


Figure 46 : Les principaux isolants

I.8) Les caractéristiques des isolants thermiques

Les isolants sont caractérisés par leur coefficient de conductivité thermique noté λ et dont l'unité est $W/m^{\circ}C$ (tableau) ce coefficient représente le flux de chaleur en (Watt) qui traverse 1 mètre de matériau homogène, pour un écart de température de $1^{\circ}C$ entre les deux côtés de paroi plus λ est petit plus le matériau est isolant. La résistance thermique d'une paroi, notée R est la capacité à s'opposer au transfert de chaleur, plus elle est élevée, moins le bâtiment perd de chaleur et donc plus il y a économie d'énergie (Toubal, 2010)

Tableau 113 : Les valeurs du coefficient de conductivité thermique des principaux isolants

Isolant	Conductivité λ (W/m °C)	Isolant	Conductivité λ (W/m °C)
Laine de roche	0.038 – 0.047	Polystyrène expansé	0.036 – 0.058
Laine de verre	0.037 – 0.051	Polystyrène extrudé	0.029 – 0.036
Laine de silice	0.03 – 0.04	Mousse rigide de polyuréthane	0.033
Fibres de bois	0.06 – 0.067	Perlite	0.035 – 0.045
Fibres de poly stère	0.05	Vermiculite	0.058
Laine de mouton	0.041	Liège	0.044 – 0.049
Béton cellulaire	0.16 – 0.33	Aérogel de silice	0.005 – 0.017

L'isolation thermique permet de :

1. Supprimer l'effet parois froid :
 - Réduire les dépressions à travers les parois
 - Les besoins en chauffage sont diminués à votre facture allégée
 - En été elle fait barrière à la chaleur et au rayonnement solaire extérieur

2. Réduire la consommation d'énergie (climatisation, chauffage)

Notant que les secteurs les plus énergivores en Algérie sont : le résidentiel et le tertiaire.

- Résidentiel ; 46% de consommation entre 2000 et 2006.

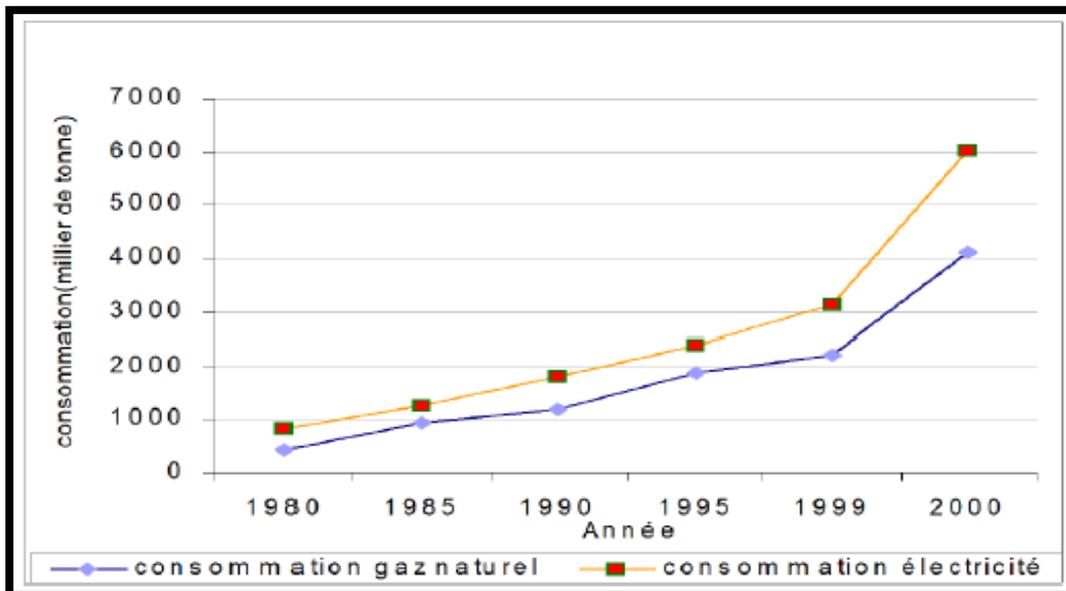


Figure 47 : Consommation de gaz et électricité des ménages en Algérie (Source : SONELGAZ, Alger)

- La climatisation utilise 45% de la consommation d'énergie finale.
- 3. Bénéfique pour l'environnement.
 - Préserver les ressources énergétiques
 - Limiter les émissions de gaz à effet de serre sachant que la climatisation est **responsable du quart des émissions de CO2.**

I.9) Les bases d'une conception thermique :

I.9.1) La localisation du bâtiment

Le choix d'implantation d'un bâtiment influence directement sur le degré de confort thermique, que ce dernier peut procurer à ces occupants à cause de l'incidence du soleil, des vent dominant sur son enveloppe et de sa situation dans son environnement : la localisation du bâtiment dans son site ; selon Pierre Fernandez est un préalable de l'intégration de la composante énergétique dans la maîtrise des ambiances architecturales selon cet auteur, réussir une insertion du bâtiment revient à exploiter le potentiel du site, et procéder à l'analyse de l'interaction du projet avec les éléments caractéristique de ce dernier. (Fernandez, 1979)

I.9.2) L'orientation

Le choix d'une orientation est soumis d'après Baruch Givoni à de nombreuses considérations, la position du bâtiment par rapport aux voies, la topographie du site, la position des sources de nuisances, le rayonnement solaire et ses effets d'échauffement ainsi que la ventilation en rapport avec la direction des vents dominants, il place le concept de l'orientation au centre des éléments influant sur les ambiances intérieures d'un bâtiment (Givoni, 1978)

I.9.3) L'orientation et l'ensoleillement

L'ensoleillement est caractérisé par la trajectoire du soleil et la durée de l'ensoleillement, les conditions géométriques du système terre-soleil déterminant la position relative du soleil, qui est repéré par son azimut (c'est l'angle horizontal formé par un plan vertical passant par le soleil et le plan méridien du point d'observation, et sa hauteur angulaire (c'est l'angle que fait la direction du soleil avec le plan d'horizon) figure (Bodart, 2014)

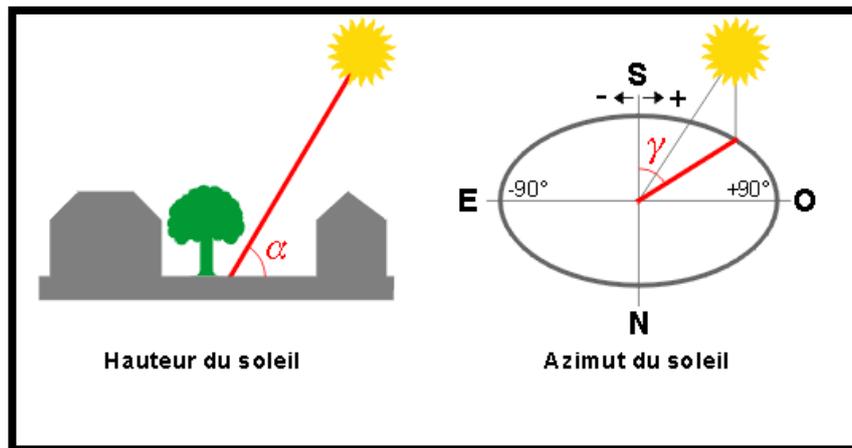


Figure 48 : Les coordonnées solaires

I.9.4) La forme et la compacité

La compacité d'un bâtiment ou le coefficient de forme (CF) est défini comme le rapport entre la surface de déperdition de l'enveloppe extérieurs et le volume habitable (m^2/m^3). Il indique le degré d'exposition du bâtiment aux conditions climatiques ambiantes, plus la surface de déperdition est grande, plus les pertes de chaleur augmente, le bâtiment est plus économe en énergie quand le coefficient de forme prends des valeurs plus élevées (chauffer le même volume mais avec moins de surface de déperdition).

Une forme compacte et souhaitable pour réduire le cout du confort thermique pour le chauffage et la climatisation du bâtiment, mais un bâtiment hyper compact n'est pas souhaitable du point de vue architectural et éclairage naturelle, donc un compromis doit être trouvé lors de la conception du projet.

I.10) Le confort thermique et l'informatique

Les outils de simulation permettent l'étude de l'impact de choix architecturaux et solutions techniques (orientation, géométrie, choix des matériaux, de systèmes énergétiques...) sur les consommations d'énergie d'un bâtiment et le confort des usagers. L'utilisation fine de ceux-ci permet d'orienter la maîtrise d'œuvre et/ou maîtrise d'ouvrage tout au long du projet. Ces outils facilitent ainsi la prise de décision pour aboutir à la solution la plus efficiente possible. Cependant **design builder** reste le leader mondial de ces outils. Il nous offre un processus de saisie et d'analyse de projets efficace et compatible à nos budget et délais.

I.10.1) Pourquoi choisir le logiciel DesignBuilder ?

DesignBuilder est un logiciel de simulation dynamique, édité par DesignBuilder Software Limited possédant une interface graphique offrant de nombreuses fonctionnalités non disponibles simultanément dans les logiciels existants citant (CETTEG, 2013)

- Calcul des déperditions/gains thermiques de l'enveloppe en hiver/été.
- Dimensionnement du chauffage.
- Dimensionnement du rafraichissement par ventilation naturelle et/ou climatisation.
- Simulation dynamique (STD) restituant des données de confort, de bilan thermique, ventilation, etc.
- Construction en 3D réaliste avec vue des ombres portées.
- Modeleur du bâtiment incluant des assistants de création de fenêtre, composition de la construction, détection automatique du type de paroi qui vous évitent de nombreuses saisies ou dessin.
- Gestion de l'occupation, de la ventilation mécanique, des ouvertures de fenêtre, de l'occultation des baies, des apports internes ... par planning paramétrable selon le type de jour, les mois, les heures (ou infra horaire).

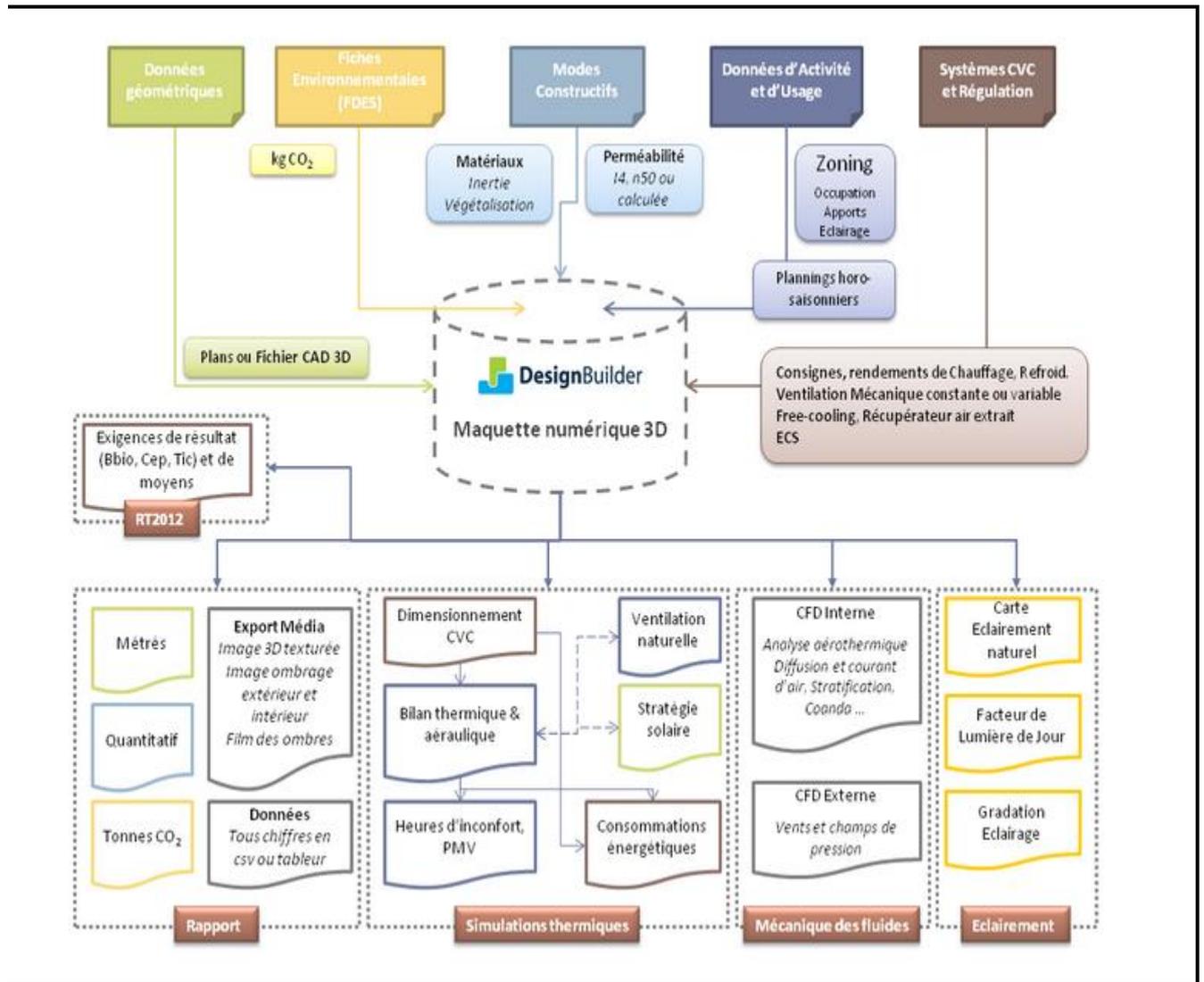
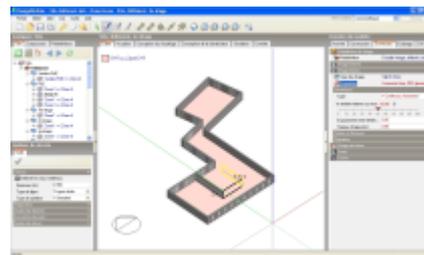


Figure 49 : Work Flow fonctionnel de design builder

I.10.2) Fonctionnalités du logiciel

DesignBuilder est construit dans un souci de productivité et de richesse fonctionnelle.

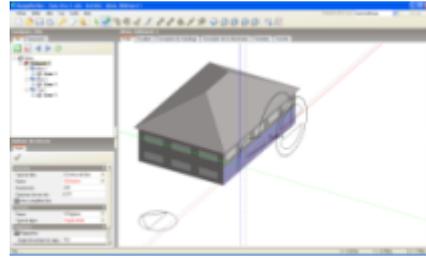
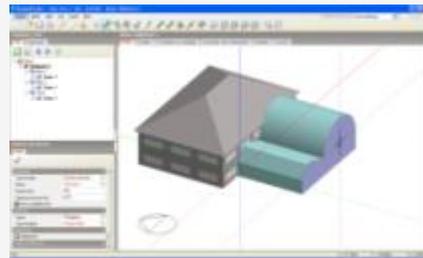
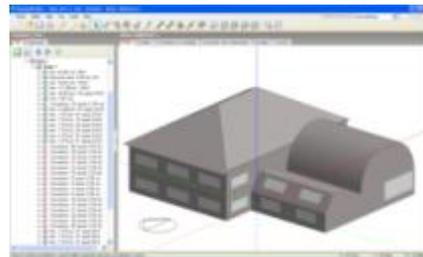
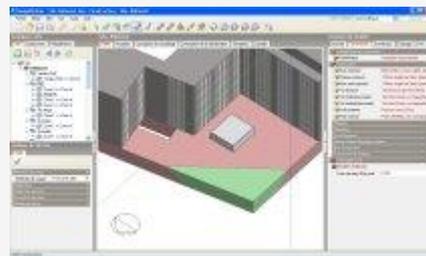
Le mode apprentissage de DesignBuilder permet une prise en main rapide. Dans chaque fenêtre les informations essentielles sont expliquées et des raccourcis pratiques vous évitent de chercher comment faire, via les menus ou barre d'outils.



Cloisons intérieures

(A) Modélisation

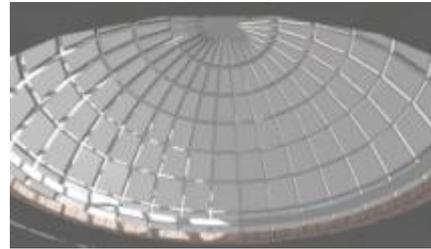
- Manipulation géométrique des volumes du bâtiment avec toutes options : déplacer, pivoter, étirer, couper, dupliquer
- Import de fichier DXF pour retracer rapidement un édifice
- Définition hiérarchique des caractéristiques du bâtiment (du général au particulier) avec mise à jour automatique d'apparence
- Définition de zones réelles ou virtuelles, raccordement de volume par suppression de plancher ou de mur (périmètre de forme libre)
- Choix des matériaux de construction et des couches constituantes des murs extérieures, intérieures, des toitures (toute forme possible) soit au niveau global soit détaillé (étage voir surface)
- Définition de façades types permettant la mise à jour immédiate du bâtiment entier ou d'un de ces niveaux mais possibilité de dessiner une ouverture de forme quelconque sur un mur et de la dupliquer sur l'ensemble de la façade.
- Ajout de paras-soleil, stores par simple sélection au niveau souhaité du bâtiment pour générer le nouveau modèle Bibliothèques prédéfinies de données de construction, de modèle de façade, de vitrage, etc. (en cours de traduction). Ces bibliothèques peuvent être alimentées de vos propres données et partagées entre utilisateurs.
- Export en images de toutes les parties du bâtiment

Dessiner une forme complexe pour l'extension*Etirer la forme dessinée pour obtenir le volume**Transformer le volume en une construction**Coupe d'un bloc*

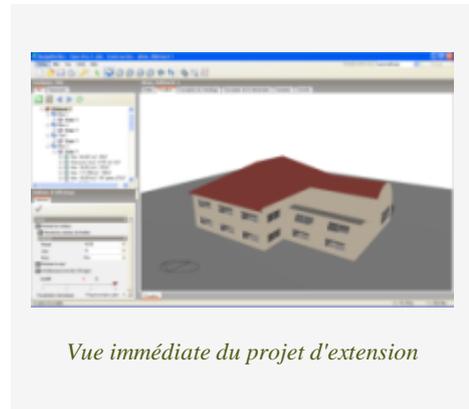
- Assistant de création d'un rapport avec choix des images à y intégrer

(B) Visualisation

- thermiques d'éclairage, les coefficients d'infiltration par des fissures et les entrées d'air par les ouvertures (Rendu 3D avec textures, vitrage transparent)
- Choix du jour et de l'heure pour le calcul des ombres
- Ombres portées tant au niveau des masques proches (ex: bâtiments proches) que des vitrages extérieurs et intérieurs (de cloisons)
- Mode visite pour circuler autour ou dans le bâtiment. Navigation rapide à la souris
- Export d'image libre (vue de l'écran)
- Création de film AVI : tour d'horizon depuis un point, effet du parcours du soleil au cours d'une journée



Dôme vue de l'intérieur



Vue immédiate du projet d'extension

(C) Simulation dynamique***C.1) Objectifs***

- Dimensionnement d'installation de chauffage, climatisation
- Evaluation de la performance thermique intrinsèque du bâtiment
- Impact de l'amélioration du bâtiment (meilleure isolation, vitrages plus performants,...) sur les consommations énergétiques du bâtiment
- Utilisation optimale des apports solaires selon l'architecture et l'orientation de l'édifice
- Audit énergétique d'une installation chauffage, ventilation, climatisation (CVC) grâce à la modélisation détaillée

C.2) Données générales préexistantes

- Plus de 4400 sites météo dans le monde dont 110 en France avec leurs données horaires, statistiques d'ensoleillement, d'humidité...
- Valeurs par défaut pour des matériaux, le métabolisme selon l'activité, les apports portes, fenêtres, trous), etc.

(D) Chauffage, Ventilation mécanique et naturelle, Climatisation

- Planning de fonctionnement général ou ajusté pour un système (programmation par mois / jour / heure selon profil)
- Régulation des systèmes en fonction des températures d'air ou opérative de la zone Définition simplifiée du système CVC :
- Caractéristiques paramétrables et indépendantes de la ventilation mécanique, du chauffage et de la climatisation. Exemples : volume constant, ventilo-convecteur, rooftop, split, chauffage par le sol, radiant haute température, système tout air peut être configurer avec du free-cooling, un récupérateur d'énergie sur l'air extrait
- Définition du système CVC détaillée par zone :
- Paramétrage des émetteurs de zone, des distributions d'air, des systèmes de production de chaud, froid et d'eau chaude sanitaire...
- Ventilation naturelle modélisée suivant les règles d'ouverture des fenêtres et portes (règles de confort paramétrables liées à la température intérieure et extérieure ou à l'ensoleillement)

Chapitre II

**Conception thermique de la
structure**

Chapitre II : Conception thermique de la structure

II.1) Schéma général de calcul

La conception moderne et actuelle prend le schéma suivant :

- ❖ Modélisation en BIM (Building Information System) : ici c'est Revit
- ❖ Communication avec les autres logiciels :
 - Robot bat pour la structure (pré dimensionnement et dimensionnement (BAEL et RPA))
 - Design builder pour le confort thermique et l'évaluation énergétique (RT 2005, DTU)
 - Excel pour les quantifications (devis, BDE)
 - Autocad (plans et CAD)

Modélisation BIM (revit)



On modélise le bâtiment avec un logiciel de conception BIM (Revit, archicad, All plan,...) ensuite ça crée une interactivité entre les autres logiciels avec lesquels on veut exploiter les données selon les besoins étant donné que le modèle créé contient toutes les informations caractérisant le bâtiment.

II.2) Le flux de chaleur

La chaleur se transmet toujours du chaud vers le froid. Le flux de chaleur est donné par la loi fondamentale de Fourier: $\varphi = \lambda \frac{\Delta T}{e}$ où

φ = flux de chaleur en **W/m²**

λ =conductivité thermique en **W(m.K)**

e= épaisseur de la paroi en **mètres**

Cette loi fondamentale montre que le flux de chaleur traversant une paroi dépend :

- de la conductivité thermique λ du matériau constituant la paroi, plus son λ décroît, plus la paroi est isolante pour une même épaisseur;
- de l'épaisseur e de la paroi ;
- de l'écart de température ΔT entre extérieur et intérieur.

II.3) La résistance thermique R

Elle est donnée par la formule suivante, elle dépend du λ et de l'épaisseur du matériau

$$R = \frac{e}{\lambda}$$

où

R = résistance thermique exprimée en **m².K/W**.

e = épaisseur du matériau exprimée en **m**

λ = lambda en **W/(m.K)**

La résistance d'une paroi est égale à la somme de la résistance de ses composants plus les résistances superficielles.

R en m².K/W = $\Sigma R + r_{si} + r_{se}$

R total = R mur + R Isolant + R parement + R superficielles intérieure (r_{si}) et extérieure (r_{se})

II.4) Résistance superficielle (m². K/W)

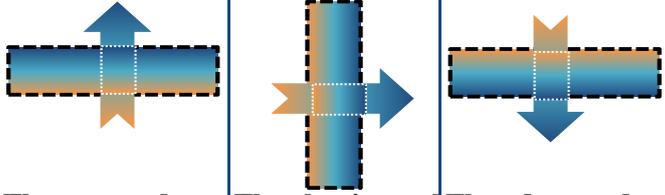
Tableau 114: Résistance superficielle (m². K/W)

	r_{si}	r_{se}	Σr_s
Paroi verticale	0,13	0,04	0,17
Paroi horizontale (flux ascendant)	0,10	0,04	0,14
Paroi horizontale (flux descendant)	0,17	0,04	0,21

Source : Guide (Thermique du bâtiment) Règles ThU CSTB

II.5) Résistances thermiques de lames d'air non ventilées R (m². K/W)

Tableau 115: Résistances thermiques de lames d'air non ventilées R (m². K/W)

Épaisseur de la lame d'air (mm)			
	Flux ascendant	Flux horizontal	Flux descendant
0	0	0	0
5	0,11	0,11	0,11
7	0,13	0,13	0,13
10	0,15	0,15	0,15
15	0,16	0,17	0,17
25	0,16	0,18	0,19
50	0,16	0,18	0,21
100	0,16	0,18	0,22
300	0,16	0,18	0,23

Source : Guide (Thermique du bâtiment) Règles Th-bât

II.6) La déperdition thermique

C'est l'inverse de la résistance thermique. C'est le coefficient de transmission thermique d'une surface d'une paroi en partie courante (déperdition), elle exprime le flux de chaleur qui passe à travers une paroi ayant une surface de 1m², pour une différence de température de 1 °C entre les deux ambiances séparées par cette paroi : Elle est noté par U_c .

$$U_c \text{ (W/m}^2 \cdot \text{K)} = \frac{1}{\text{Résistance totale de la paroi}}$$

U_c = déperditions dans une paroi en partie courante homogène

II.7) Localisation

Notre projet se situe en Algérie à Boufarik. L'implantation du projet est définie par les coordonnées suivantes :

- ❖ Longitude: 2,54°
- ❖ Latitude: 36,35°
- ❖ Elévation: 25 m
- ❖ Hémisphère Nord de la partie du globe

*Remarque : Le bâtiment sur la figure n'est pas à l'échelle, il est juste représentatif pour marquer l'emplacement du projet.

II.8) Situation géographique

Tout d'abord il faut connaître le site sur lequel on va implanter le projet : Cela inclura les données météo (non maîtrisable) et la caractéristique physique de la construction (maîtrisable). L'environnement du projet est indiqué sur le schéma suivant, il est utile pour savoir zones d'ombres et les masques qui l'entourent ainsi pour les études du confort thermique et des effets du vent.

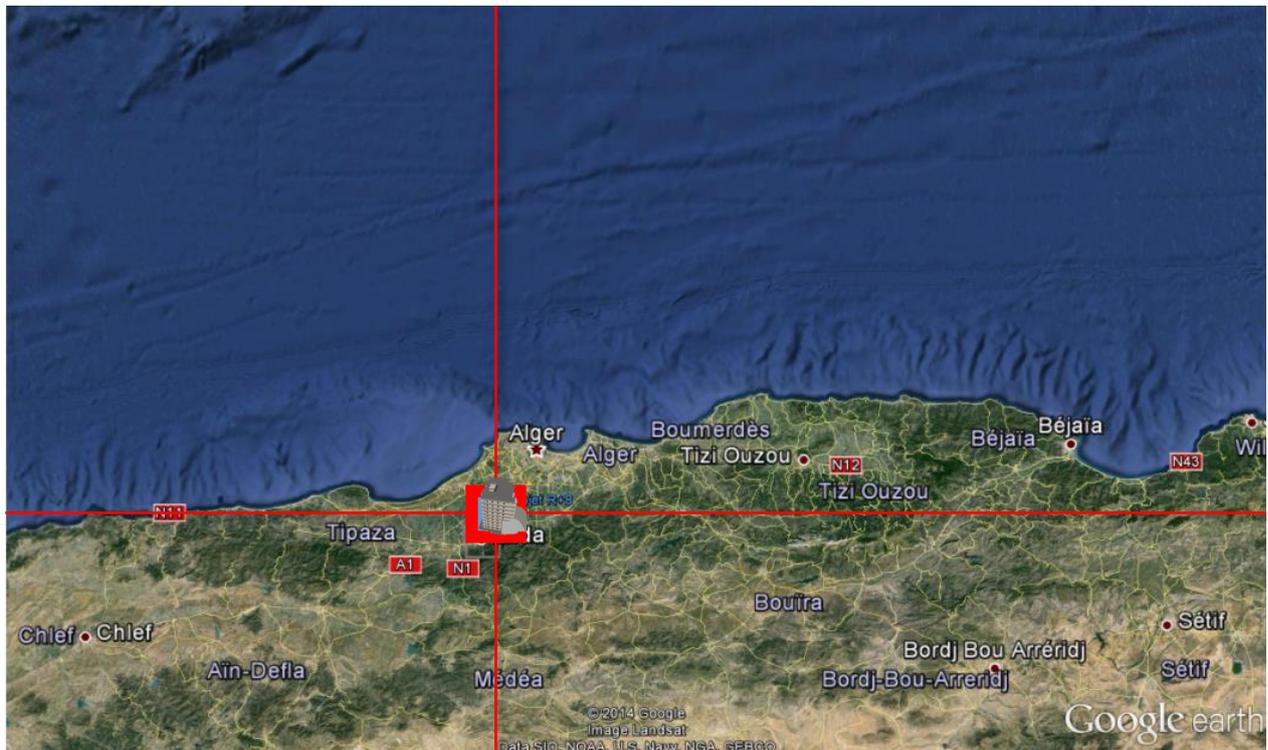


Figure 50 : situation géographique du projet

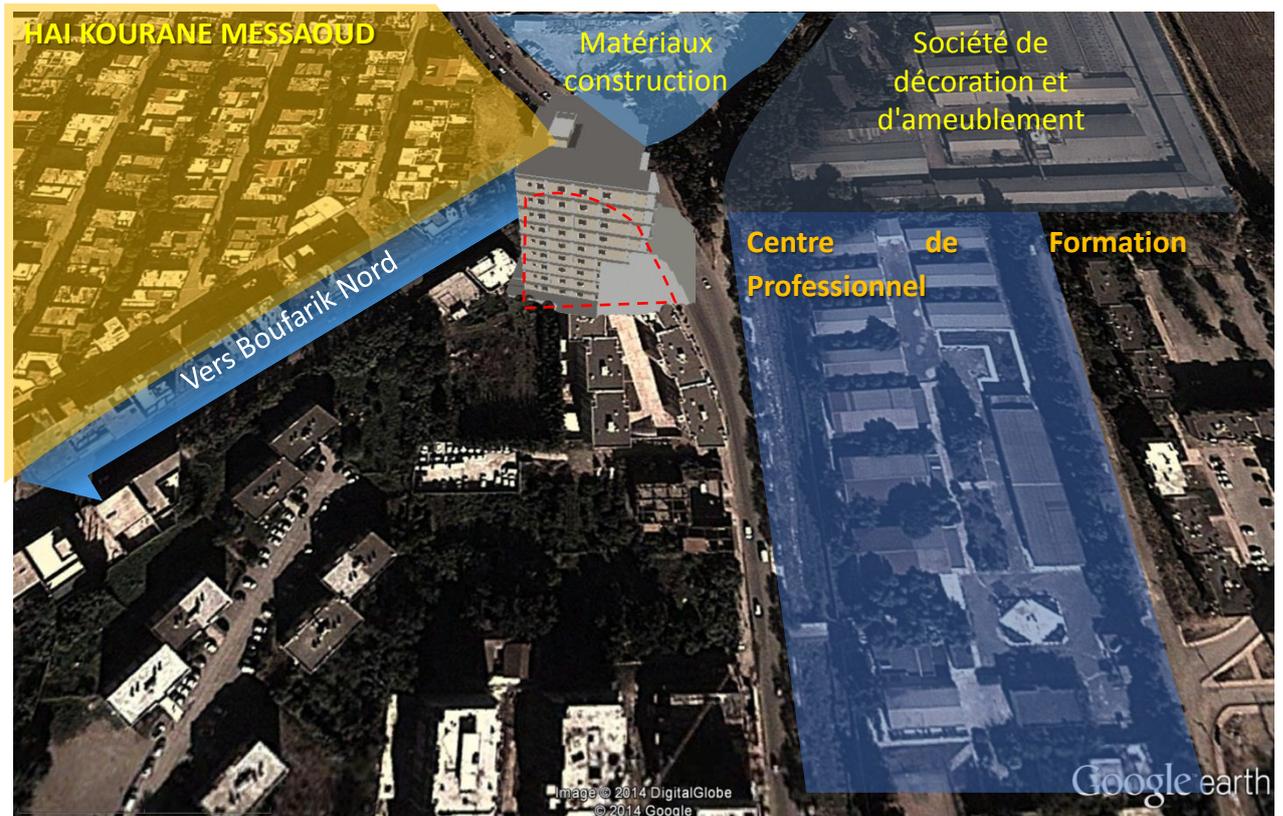


Figure 51: Vue d'ensemble de l'emplacement du projet

Il existe principalement deux blocs de bâtiment qui vont produire des zones d'ombres. Ces bâtiments se situent au Sud de notre projet, étant donné que le projet se situe en hémisphère Nord la course du soleil paraît alors au Sud comme elle suit la trajectoire de l'équateur. Il sera donc tenu en compte et modéliser lors des calculs du confort thermique, l'existence de ces deux blocs.

Comme les ombres de masquage dépendent de leurs hauteurs elles seront décrites ici :

Au Sud-Est : Un duplexe de R+7 et R+6 respectivement d'Est en Ouest la hauteur moyenne est de 3,75m par étage, ce qui donne respectivement 30m et 26,25m.

Au Sud-Ouest : Un bâtiment en R+4 prenons toujours comme hauteur moyenne est de 3,75m par étage, ce qui nous donne 18,75m.

II.9) Course du soleil

II.9.1) Diagramme solaire à la latitude 36,35° Nord

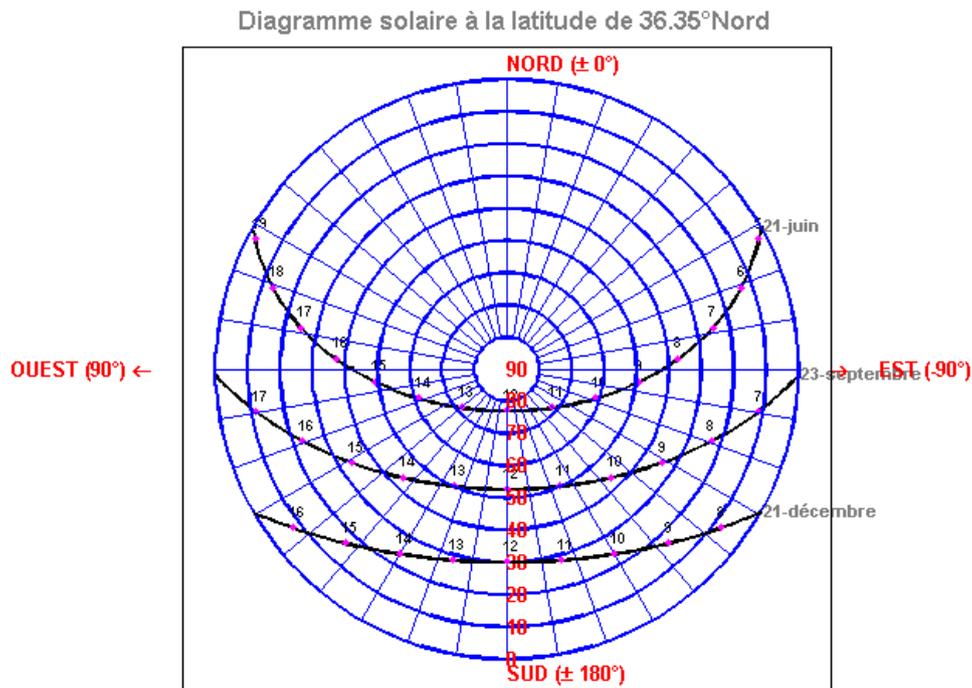


Figure 52: Diagramme solaire à la latitude 36,35° Nord

De ce diagramme sont nés la durée d’insolation du soleil, la hauteur de sa course et son azimut durant l’année. On a seulement présenté ici les courses sur les périodes marquantes de l’année à savoir, les équinoxes ainsi que le solstice d’été et d’hiver.

II.10) Courses du soleil durant l'année selon les périodes d'équinoxes et de solstices

Tableau 116 : Les coordonnées physiques et horaires du soleil durant les périodes d'équinoxes et de solstices

Jour N°:	355	22-déc	Solstice d'hiver	Jour N°:	266	23-sept	Equinoxe	Jour N°:	172	21-juin	Solstice d'été
Latitude:	36,35			Latitude:	36,35			Latitude:	36,35		
TSV Lever:	7,24123422	07:14:28		TSV Lever:	6,03924441	06:02:21		TSV Lever:	4,75881953	04:45:31	
TSV Coucher:	16,7587658	16:45:31		TSV Coucher:	17,9607556	17:57:38		TSV Coucher:	19,2411805	19:14:28	
Durée jour:	9,51753157	09:31:03		Durée jour:	11,9215112	11:55:17		Durée jour:	14,4823609	14:28:56	
Eq.Temps:	-1,37535622			Eq.Temps:	-8,37164969			Eq.Temps:	1,71650934		

Heure	Hauteur	Azimut	Angl.horaire	Heure	Hauteur	Azimut	Angl.horaire	Heure	Hauteur	Azimut	Angl.horaire
8	7,67421254	-53,2890716	-60	7	11,5464038	-80,3264151	-75	5	2,55926986	-62,5010823	-105
9	16,6524875	-42,61652	-45	8	23,2280887	-70,4455446	-60	6	13,6440311	-70,7406	-90
10	23,8276706	-30,0949173	-30	9	34,1376051	-58,674557	-45	7	25,2852518	-78,529985	-75
11	28,5418823	-15,6812803	-15	10	43,5640277	-43,6272738	-30	8	37,25251	-86,4951751	-60
12	30,1971917	0	0	11	50,3195837	-23,9106968	-15	9	49,3194681	-84,3693799	-45
13	28,5418823	15,6812803	15	12	52,8501581	0	0	10	61,1371402	-71,8500674	-30
14	23,8276706	30,0949173	30	13	50,3195837	23,9106968	15	11	71,7304133	-49,2363488	-15
15	16,6524875	42,61652	45	14	43,5640277	43,6272738	30	12	77,1019346	0	0
16	7,67421254	53,2890716	60	15	34,1376051	58,674557	45	13	71,7304133	49,2363488	15
				16	23,2280887	70,4455446	60	14	61,1371402	71,8500674	30
				17	11,5464038	80,3264151	75	15	49,3194681	84,3693799	45
								16	37,25251	86,4951751	60
								17	25,2852518	78,529985	75
								18	13,6440311	70,7406	90
								19	2,55926986	62,5010823	105

II.11) Visualisation en 3D du diagramme solaire et de sa course

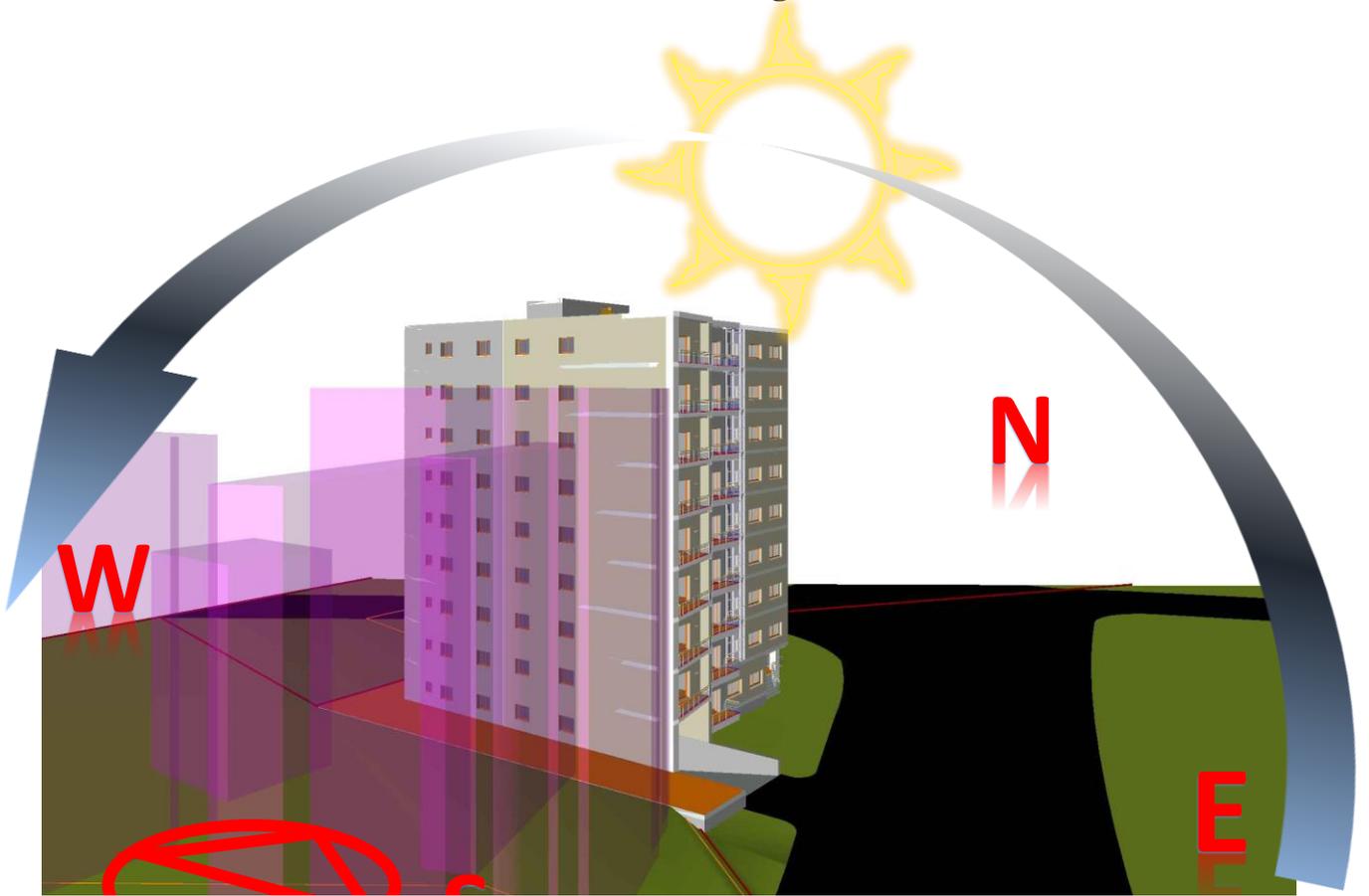


Figure 53: Les points cardinaux avec le modèle

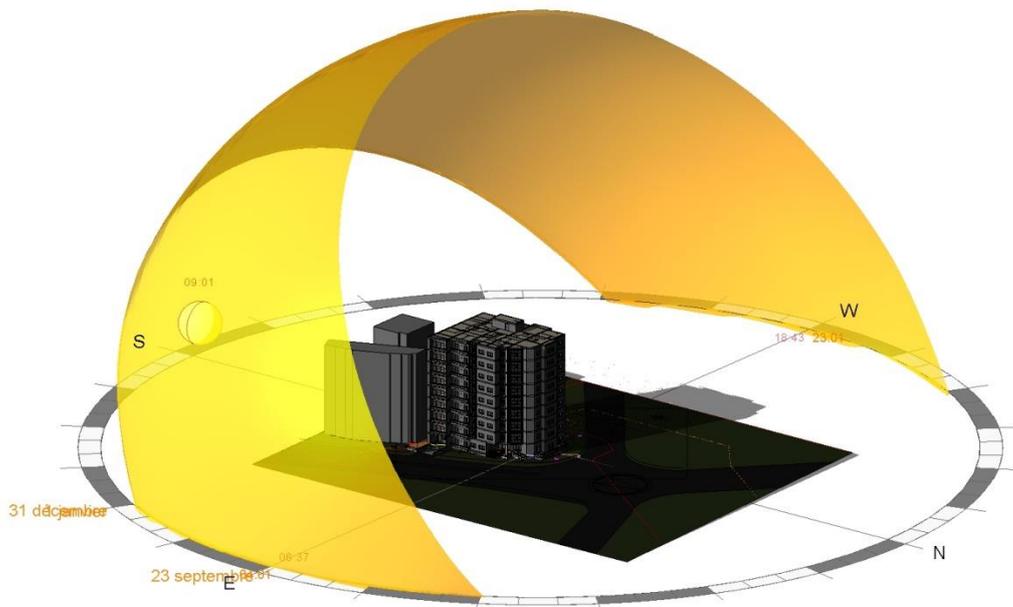


Figure 54: Diagramme solaire (course du soleil) en 3D

II.12) Données météorologiques

Les données météorologiques sont données par le fichier météo : *DZA_Algiers.603900_IWEC.epw* qui est descriptible par *énergie* + qui est le logiciel de base de calcul qu'on a utilisé sur DesignBuilder.

II.12.1) Température moyenne mensuelle toute l'année

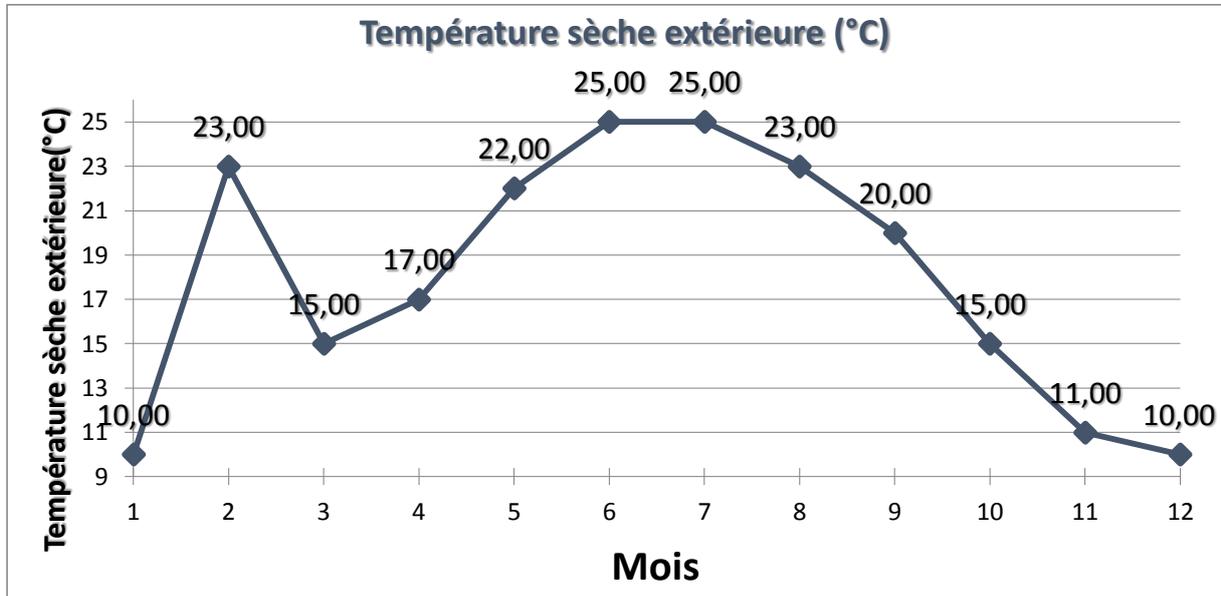


Figure 55: Température moyenne annuelle

II.12.2) Radiation solaire moyenne annuelle

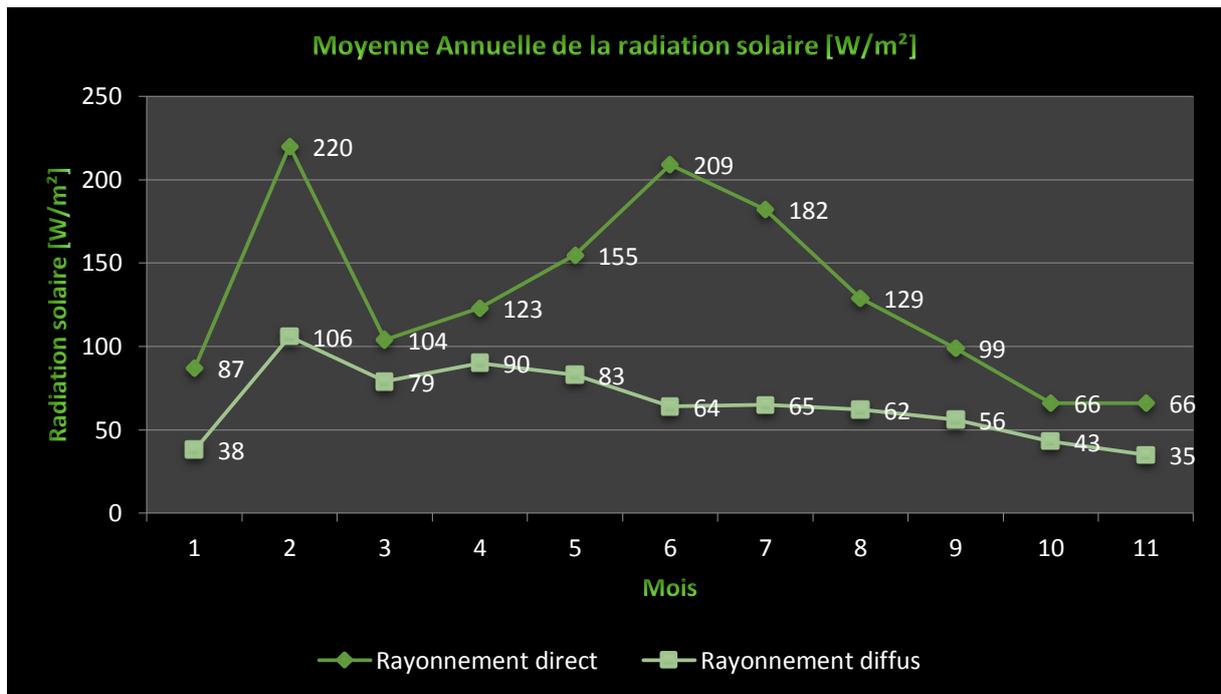


Figure 56: Rayonnement solaire moyen annuel

La radiation solaire inclut le rayonnement direct et indirect émis par le soleil, on peut remarquer que la courbe de température et du rayonnement direct prennent presque la même forme.

II.13) Matériaux composant le bâtiment

II.13.1) Les murs

On a calculé 3 variables pour les murs étant donné que c'est l'enveloppe la plus importante:

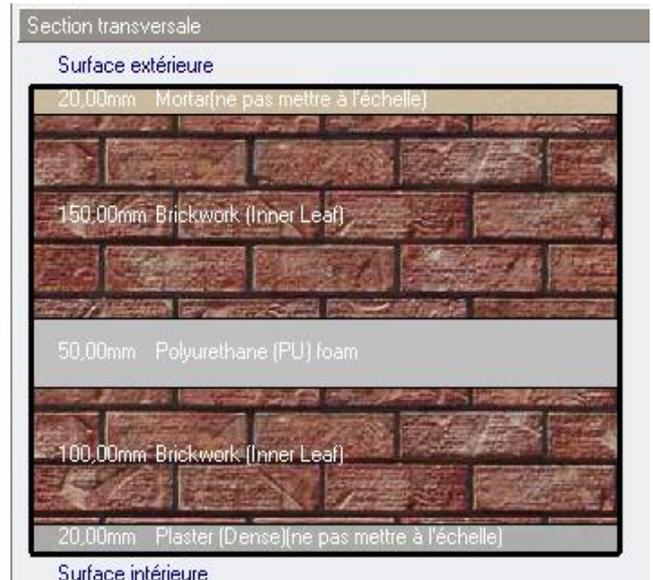
Mur1 : Mur de conception initiale (lame d'air comme isolant)



- ❖ Mortier :
 - Conductivité (W/m².K): 0,880
 - Epaisseur (m) : 0,02
 - Résistance thermique (m².K/W) : 0,023
 - Déperdition U (W/m².K) : 44
- ❖ Brique creuse :
 - Conductivité (W/m².K): 0,620
 - Epaisseur (m) : 0,15
 - Résistance thermique (m².K/W) : 0,24
 - Déperdition U (W/m².K) : 4,13
- ❖ lame d'air :
 - Conductivité (W/m².K):
 - Epaisseur (m) : 0,05
 - Résistance thermique (m².K/W) : 0,11
 - Déperdition U (W/m².K) : 9,09
- ❖ Brique creuse :
 - Conductivité (W/m².K): 0,620
 - Epaisseur (m) : 0,1
 - Résistance thermique (m².K/W) : 0,161
 - Déperdition U (W/m².K) : 6,2
- ❖ Plâtre :
 - Conductivité (W/m².K): 0,5
 - Epaisseur (m) : 0,02
 - Résistance thermique (m².K/W) : 0,04
 - Déperdition U (W/m².K) : 25

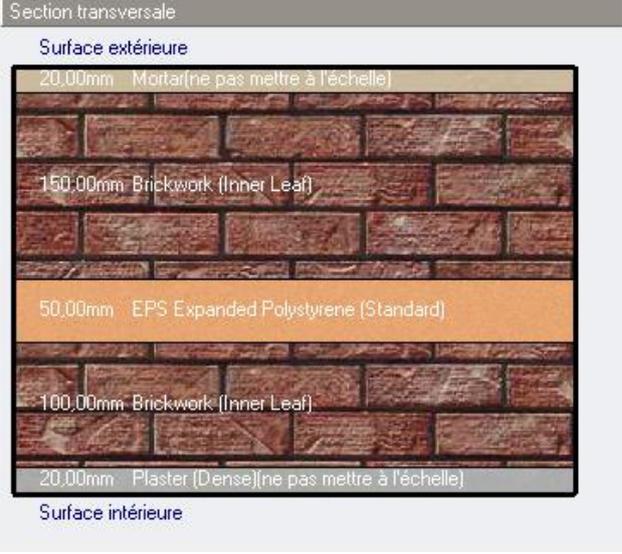
TOTAL : R=0,746 m².K/W U=1,341 W/m².K

Mur2 : Variante N°2 (mousse comme isolant)



- ❖ Mortier :
 - Conductivité (W/m².K): 0,880
 - Epaisseur (m) : 0,02
 - Résistance thermique (m².K/W) : 0,023
 - Déperdition U (W/m².K) : 44
- ❖ Brique creuse :
 - Conductivité (W/m².K): 0,620
 - Epaisseur (m) : 0,15
 - Résistance thermique (m².K/W) : 0,24
 - Déperdition U (W/m².K) : 4,13
- ❖ Mousse ISO 10456 :
 - Conductivité (W/m².K): 0,050
 - Epaisseur (m) : 0,05
 - Résistance thermique (m².K/W) : 1
 - Déperdition U (W/m².K) : 1
- ❖ Brique creuse :
 - Conductivité (W/m².K): 0,620
 - Epaisseur (m) : 0,1
 - Résistance thermique (m².K/W) : 0,161
 - Déperdition U (W/m².K) : 6,2
- ❖ Plâtre :
 - Conductivité (W/m².K): 0,5
 - Epaisseur (m) : 0,02
 - Résistance thermique (m².K/W) : 0,04
 - Déperdition U (W/m².K) : 25

TOTAL : R=1,636 m².K/W U=0,611 W/m².K

<p>Mur3 : Variante N°3(polystyrène comme isolant)</p>  <ul style="list-style-type: none"> ❖ Mortier : <ul style="list-style-type: none"> - Conductivité (W/m².K): 0,880 - Epaisseur (m) : 0,02 - Résistance thermique (m².K/W) : 0,023 - Déperdition U (W/m².K) : 44 	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Brique creuse : <ul style="list-style-type: none"> - Conductivité (W/m².K): 0,620 - Epaisseur (m) :0,15 - Résistance thermique (m².K/W) : 0,24 - Déperdition U (W/m².K) :4,13 ❖ Polystyrène : <ul style="list-style-type: none"> - Conductivité (W/m².K): 0,040 - Epaisseur (m) :0,05 - Résistance thermique (m².K/W) : 1,25 - Déperdition U (W/m².K) : 0,8 ❖ Brique creuse : <ul style="list-style-type: none"> - Conductivité (W/m².K): 0,620 - Epaisseur (m) :0,1 - Résistance thermique (m².K/W) : 0,161 - Déperdition U (W/m².K) :6,2 ❖ Plâtre : <ul style="list-style-type: none"> - Conductivité (W/m².K): 0,5 - Epaisseur (m) :0,02 - Résistance thermique (m².K/W) : 0,04 - Déperdition U (W/m².K) :25 <p style="text-align: right;">TOTAL : R=1,886 m².K/W U=0,530 W/m².K</p>
---	---

Nous allons donner seulement un exemple de calcul, prenons la variante de conception initiale :

Tableau 117: exemple de calcul de résistance et de déperdition

Couches	épaisseur [m]	Conductivité λ [W/m.K]	Résistance R [m ² .K/W]
rse			0,040
Mortier	0,02	0,88	0,023
Brique creuse	0,15	0,62	0,242
Lame d'air	0,05		0,110
Brique creuse	0,1	0,62	0,161
Plâtre	0,02	0,5	0,040
rsi			0,130
ΣR			0,746
U mur [W/m².K]			1,341

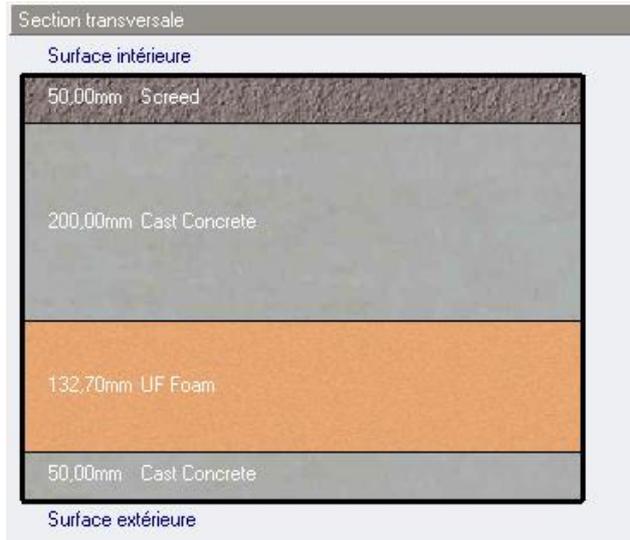
La paroi est verticale : rse=0,04 et rsi=0,13 Σrs=0,17 (cf. Tableau 1:Résistance superficielle (m². K/W))

Il est à remarquer que plus la résistance est grande mieux est l'isolation, ce qui veut dire que moins il y a de déperdition moins il y a échange de chaleur. Nous pouvons constater que le polystyrène est l'isolant le plus performant parmi les trois variantes.

II.13.2) Les planchers

Plancher intermédiaire	
<p>Section transversale</p> <p>Surface intérieure</p> <p>20.00mm Cork floor tiles</p> <p>20.00mm Mortar</p> <p>30.00mm Sandstone (silica)</p> <p>160.00mm Brickwork (Inner Leaf)</p> <p>40.00mm Cast Concrete (Dense)</p> <p>20.00mm Plaster (Dense)</p> <p>10.00mm MW Glass Wool (rolls) [ne pas mettre à l'échelle]</p> <p>Surface extérieure</p>	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Lit de sable : <ul style="list-style-type: none"> - Conductivité (W/m².K): 2,3 - Epaisseur (m) :0,03 - Résistance thermique (m².K/W) : 0,013 - Déperdition U (W/m².K) :76,6 ❖ Dalle à corps creux (20+5) : <ol style="list-style-type: none"> 1. Corps creux <ul style="list-style-type: none"> - Conductivité (W/m².K): 0,620 - Epaisseur (m) :0,20 - Résistance thermique (m².K/W) : 0,258 - Déperdition U (W/m².K) : 3,875 2. Dalle <ul style="list-style-type: none"> - Conductivité (W/m².K): 1,4 - Epaisseur (m) :0,05 - Résistance thermique (m².K/W) : 0,029 - Déperdition U (W/m².K) :35 ❖ Plâtre : <ul style="list-style-type: none"> - Conductivité (W/m².K): 0,5 - Epaisseur (m) :0,02 - Résistance thermique (m².K/W) : 0,04 - Déperdition U (W/m².K) :25 ❖ Cloison légère : <ul style="list-style-type: none"> - Conductivité (W/m².K): 0,040 - Epaisseur (m) : 0,01 - Résistance thermique (m².K/W) : 0,25 - Déperdition U (W/m².K) : 4
<ul style="list-style-type: none"> ❖ Carrelage : <ul style="list-style-type: none"> - Conductivité (W/m².K): 0,065 - Epaisseur (m) : 0,02 - Résistance thermique (m².K/W) : 0,307 - Déperdition U (W/m².K) : 3,25 ❖ Mortier : <ul style="list-style-type: none"> - Conductivité (W/m².K): 0,880 - Epaisseur (m) : 0,02 - Résistance thermique (m².K/W) : 0,023 - Déperdition U (W/m².K) : 44 	<p>TOTAL : R=1,190 m².K/W U=0,840 W/m².K</p>

Plancher bas sur terrain



- ❖ Chape :
 - Conductivité (W/m².K): 0,410
 - Epaisseur (m) : 0,050
 - Résistance thermique (m².K/W) : 0,122
 - Déperdition U (W/m².K) : 8,2
- ❖ Béton :
 - Conductivité (W/m².K): 1,130
 - Epaisseur (m) : 0,20
 - Résistance thermique (m².K/W) : 0,177
 - Déperdition U (W/m².K) : 5,65
- ❖ Mousse spongieuse :
 - Conductivité (W/m².K): 0,04
 - Epaisseur (m) : 0,1327
 - Résistance thermique (m².K/W) : 3,3175
 - Déperdition U (W/m².K) : 0,301
- ❖ Béton de propreté :
 - Conductivité (W/m².K): 0,130
 - Epaisseur (m) : 0,05
 - Résistance thermique (m².K/W) : 0,385
 - Déperdition U (W/m².K) : 2,6

TOTAL : R=3,871 m².K/W U=0,258 W/m².K

II.13.3) La toiture terrasse

Toiture terrasse	
<p>Section transversale</p> <p>Surface intérieure</p>  <p>50.00mm Gravel</p> <p>10.00mm MW Glass Wool (rolls) (ne pas mettre à l'échelle)</p> <p>100.00mm Cast Concrete (Dense)</p> <p>40.00mm Cork Board</p> <p>180.00mm Concrete, Reinforced (with 2% steel)</p> <p>20.00mm Plaster (Lightweight) (ne pas mettre à l'échelle)</p> <p>Surface extérieure</p>	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Béton : <ul style="list-style-type: none"> - Conductivité (W/m².K): 1,4 - Epaisseur (m) : 0,1 - Résistance thermique (m².K/W) : 0,071 - Déperdition U (W/m².K) : 14 ❖ Liège : <ul style="list-style-type: none"> - Conductivité (W/m².K): 0,04 - Epaisseur (m) :0,04 - Résistance thermique (m².K/W) : 1 - Déperdition U (W/m².K) : 1 ❖ Béton armé : <ul style="list-style-type: none"> - Conductivité (W/m².K): 2,5 - Epaisseur (m) : 0,18 - Résistance thermique (m².K/W) : 0,072 - Déperdition U (W/m².K) : 13,89 ❖ Béton de propreté : <ul style="list-style-type: none"> - Conductivité (W/m².K): 0,16 - Epaisseur (m) :0,02 - Résistance thermique (m².K/W) : 0,125 - Déperdition U (W/m².K) : 8
<p>TOTAL : R=1,927 m².K/W U=0,519 W/m².K</p>	

II.13.4) Vitrages (Portes et fenêtres)

Vitre la plus externe	
<input checked="" type="checkbox"/> Type de vitre	Generic PYR B CLEAR 3MM
<input type="checkbox"/> Permettre la couche	
Gaz de fenêtre 1	
<input checked="" type="checkbox"/> Type de gaz de fenêtre	AIR 13MM
Vitre la plus interne	
<input checked="" type="checkbox"/> Type de vitre	Generic CLEAR 3MM
<input type="checkbox"/> Permettre la couche	
Valeurs calculées	
Coefficient de gain de chaleur solaire (CGCS)	0,691
Transmission solaire directe	0,624
Transmission de lumière	0,744
Valeur du U (EN 673) (W/m2-K)	1,929
Coefficient U (W/m2-K)	1,960

II.14) Disposition constructive Etude d'ombrage

A10h

21 juin (solstice/été)

23 septembre (Equinoxe/Printemps-Automne)

21 décembre (solstice/hiver)

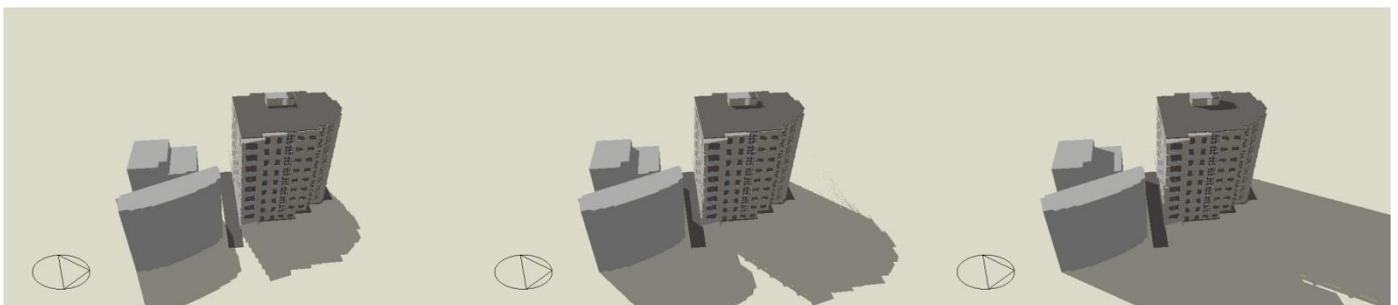


A14h

21 juin (solstice/été)

23 septembre (Equinoxe/Printemps-Automne)

21 décembre (solstice/hiver)



Pour refléter l'ombrage quotidien nous avons pris deux heures dont l'une est dans l'intervalle de la matinée et l'autre dans la deuxième partie de la journée. Ainsi, les deux positions du lever et du coucher du soleil durant sa course sont représentées.

II.15) Orientation

La meilleure orientation du bâtiment est Nord-Sud ce qui n'est pas le cas ici, les baies vitrées et la majorité des ouvertures sont orientées Est-Ouest. Pour avoir une meilleure performance thermique, il faut utiliser des stores lors de l'ensoleillement.

A cause de son orientation le bâtiment ne peut pas bénéficier de l'entrée du rayonnement solaire durant l'hiver comme on peut le voir sur les études d'ombrage. Une partie de la façade Sud est couverte par l'ombre du bâtiment à proximité pendant l'hiver.

Cependant dans le paragraphe qui suit il sera impératif de respecter les normes fixées par la RT 2005. Il faut concevoir le bâtiment de façon à ce qu'il puisse avoir une isolation thermique maximum afin d'avoir le confort thermique en utilisant moins d'énergie.

II.16) Normalisation du bâtiment par rapport à la RT 2005

La réglementation thermique RT 2005 fixe les limites de déperditions, exigences de consommation maximale, à ne pas dépasser pour les bâtiments d'habitation.

La RT 2005 définit que $U_{\text{bât}} \leq U_{\text{bât réf}}$, la déperdition de référence

$U_{\text{bât}}$: la déperdition du projet

$U_{\text{bât réf}}$: la déperdition de référence

II.17) Modélisation schématique d'un bâtiment de référence

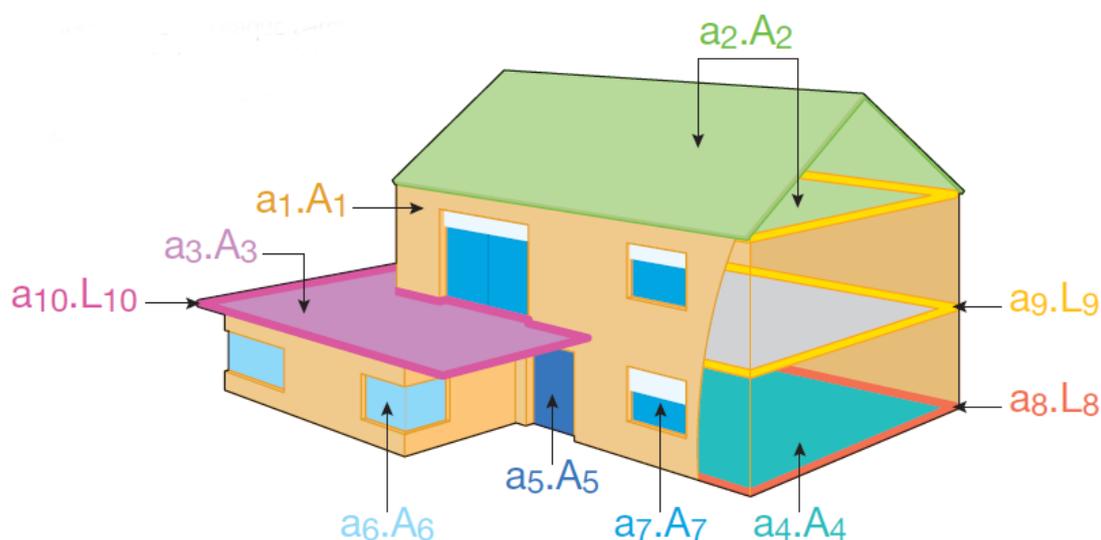


Figure 57: Bâtiment modèle pour le calcul de $U_{\text{bât}}$

Les a_i sont les coefficients de référence de déperdition

Les A_i sont les aires des éléments constituant le bâtiment

Les L_i représentent les longueurs des ponts thermiques

Nous verrons de plus amples détails concernant ces coefficients lorsque nous allons calculer la déperdition de référence pour notre modèle.

Le calcul de la déperdition de référence $U_{bât\ ref}$ dépend des zones de hauteur climatique et des dimensions du bâtiment. Le calcul de $U_{bât\ proj}$ cependant dépend des matériaux (propriété physique) constituant les différents éléments du bâtiment et de leur dimension. Il faut donc par conséquent ajuster et améliorer les différentes couches qui forment l'enveloppe du bâtiment si leurs déperditions dépassent celles de la référence.

II.18) **La déperdition de référence $U_{bât\ ref}$**

Il y a des normes à respecter pour satisfaire la réglementation thermique. Le concepteur de bâtiment doit respecter les valeurs du coefficient a_i indiquées dans le tableau ci-dessous.

$$U_{bât\ ref}^* = \frac{a_1.A_1 + a_2.A_2 + a_3.A_3 + a_4.A_4 + a_5.A_5 + a_6.A_6 + a_7.A_7 + a_8.L_8 + a_9.L_9 + a_{10}.L_{10}}{A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 + A_6 + A_7}$$

Tableau 118: Valeurs de références pour le calcul d' $U_{bât\ ref}$

	Déperdition U (coefficient a_i)	$H_1, H_2 > 800m$	$H_3 < 800m$	Surface de paroi
Mur	a_1 (W/m ² K)	0,36	0,40	A1
Toiture	a_2 (W/m ² K)	0,20	0,25	A2
Terrasse	a_3 (W/m ² K)	0,27	0,27	A3
Plancher bas	a_4 (W/m ² K)	0,27	0,36	A4
Porte	a_5 (W/m ² K)	1,50	1,50	A5
Fenêtre	a_6 (W/m ² K)	2,10	2,30	A6
Fenêtre avec fermeture	a_7 (W/m ² K)	1,80	2,10	A7
Pour les ponts thermiques des planchers				
				longueur de paroi
Bas	a_8 (W/m ² K)	0,40	0,40	L8
Intermédiaire	a_9 (W/m ² K)	0,55 *	0,55 *	L9
Haut	a_{10} (W/m ² K)	0,50 *	0,50 *	L10

*0,6 pour les bâtiments non résidentiels

Source : Guide (Thermique du bâtiment)

Cependant il y a une certaine tolérance vis-à-vis des déperditions pour les maisons d'habitation sur certaines situations :

Tableau 119: Coefficient U maximal

Coefficient U maximal, en W/(m.K)	
Murs en contact avec l'extérieur ou avec le sol	0,45
Murs en contact avec un volume non chauffé	0,45
Planchers bas donnant sur l'extérieur ou sur un parking collectif	0,36
Planchers bas donnant sur un vide sanitaire ou sur un volume non chauffé	0,40
Planchers haut en béton ou en maçonnerie, et toitures en tôles métalliques étanchées	0,34
Planchers hauts en couverture en tôles métalliques	0,41
Autres planchers hauts	0,28
Fenêtres et portes-fenêtres prises nues donnant sur l'extérieur	2,60
Façades rideaux	2,60
Coffres de volets roulants	3,00

Source : Guide (Thermique du bâtiment)

II.19) Evaluation du bâtiment vis-à-vis de la RT 2005

II.19.1) $U_{\text{bât réf}}$ du projet

	Déperdition U (coefficient a_i)	H3 <800m	Surface de paroi
Mur	a_1 (W/m ² K)	0,40	A1= 2630,568
Toiture	a_2 (W/m ² K)	0,25	A2= 0
Terrasse	a_3 (W/m ² K)	0,27	A3= 661
Plancher bas	a_4 (W/m ² K)	0,36	A4= 906
Porte	a_5 (W/m ² K)	1,50	A5= 105,784
Fenêtre	a_6 (W/m ² K)	2,30	A6= 525,792
Fenêtre avec fermeture	a_7 (W/m ² K)	2,10	A7= 0
Ponts thermiques des planchers			
			longueur de paroi
Bas	a_8 (W/m ² K)	0,40	L8= 155,34
Intermédiaire	a_9 (W/m ² K)	0,55	L9= 936,8
Haut	a_{10} (W/m ² K)	0,50	L10= 117,1

$U_{\text{bât réf}} =$	0,737
------------------------	--------------

II.19.2) $U_{\text{bât du projet}}$

	Déperdition U (coefficient a _i)	H3 <800m	Surface de paroi
Mur	a ₁ (W/m ² K)	0,53	A1= 2630,568
Toiture	a ₂ (W/m ² K)	0,52	A2= 0
Terrasse	a ₃ (W/m ² K)	0,52	A3= 661
Plancher bas	a ₄ (W/m ² K)	0,26	A4= 906
Porte	a ₅ (W/m ² K)	1,96	A5= 105,784
Fenêtre	a ₆ (W/m ² K)	1,96	A6= 525,792
Fenêtre avec fermeture	a ₇ (W/m ² K)	1,96	A7= 0
Ponts thermiques des planchers			
			longueur de paroi
Bas	a ₈ (W/m ² K)	0,26	L8= 155,34
Intermédiaire	a ₉ (W/m ² K)	0,84	L9= 936,8
Haut	a ₁₀ (W/m ² K)	0,52	L10= 117,1

$$U_{\text{bât projet}} = \mathbf{0,848}$$

Nous pouvons constater que selon cette conception, la RT 2005 n'est pas respectée parce que $U_{\text{bât proj}} > U_{\text{bât réf}}$. On peut aussi remarquer que les surfaces des parois restent les mêmes, tout dépend donc des déperditions de chaque paroi. A chaque fois donc que les déperditions des parois dépassent les coefficients a_i , la norme ne sera pas respectée.

Nous devons alors, pour remédier à cette insatisfaction, isoler le bâtiment d'avantage sur les éléments dont leurs déperditions dépassent celles de la référence. Nous avons aussi vu que le polystyrène est un bon isolant. Nous allons prendre le polystyrène comme type d'isolant partout mais il reste à définir l'épaisseur à ajouter à chaque couche.

Les murs : on a déjà opté le polystyrène comme isolant du mur au lieu de l'âme d'air, nous allons augmenter l'épaisseur à 10cm. $U_{\text{mur}} : 0,53 \rightarrow 0,319 < 0,40$

Terrasse : $e_{\text{isolant}} : 5\text{cm}$ $U_{\text{terrasse}}=0,339$ / $e_{\text{isolant}} : 10\text{cm}$ $U_{\text{terrasse}}=0,238 < 0,27$

Intermédiaire : $e_{\text{isolant}} : 5\text{cm}$ $U_{\text{intermédiaire}}=0,451 < 0,55$ / $e_{\text{isolant}} : 10\text{cm}$ $U_{\text{intermédiaire}}=0,289 < 0,55$

II.19.3) $U_{\text{bât}}$ du projet corrigé

	Déperdition U (coefficient a _i)	H3 <800m	Surface de paroi
Mur	a ₁ (W/m ² K)	0,32	A1= 2630,568
Toiture	a ₂ (W/m ² K)	0,24	A2= 0
Terrasse	a ₃ (W/m ² K)	0,24	A3= 661
Plancher bas	a ₄ (W/m ² K)	0,26	A4= 906
Porte	a ₅ (W/m ² K)	1,96	A5= 105,784
Fenêtre	a ₆ (W/m ² K)	1,96	A6= 525,792
Fenêtre avec fermeture	a ₇ (W/m ² K)	1,96	A7= 0
Ponts thermiques des planchers			
			longueur de paroi
Bas	a ₈ (W/m ² K)	0,26	L8= 155,34
Intermédiaire	a ₉ (W/m ² K)	0,45	L9= 936,8
Haut	a ₁₀ (W/m ² K)	0,24	L10= 117,1

	Déperdition U (coefficient a _i)	H3 <800m	Surface de paroi
Mur	a ₁ (W/m ² K)	0,32	A1= 2630,568
Toiture	a ₂ (W/m ² K)	0,24	A2= 0
Terrasse	a ₃ (W/m ² K)	0,24	A3= 661
Plancher bas	a ₄ (W/m ² K)	0,26	A4= 906
Porte	a ₅ (W/m ² K)	1,96	A5= 105,784
Fenêtre	a ₆ (W/m ² K)	1,96	A6= 525,792
Fenêtre avec fermeture	a ₇ (W/m ² K)	1,96	A7= 0
Ponts thermiques des planchers			
			longueur de paroi
Bas	a ₈ (W/m ² K)	0,26	L8= 155,34
Intermédiaire	a ₉ (W/m ² K)	0,45	L9= 936,8
Haut	a ₁₀ (W/m ² K)	0,24	L10= 117,1

$$U_{\text{bât projet}} = \boxed{0,613}$$

II.20) Conclusion

Pour le plancher intermédiaire, un isolant en polystyrène de 5cm était déjà suffisant. L'étude du confort thermique vise à bien isoler le bâtiment en optimum. C'est-à-dire Mettre juste les épaisseurs nécessaires mais non pas dépenser inutilement pour des matériaux qui seront en surexploitation.

L'étude du confort thermique réduit les dépenses en énergies, car elle vise à utiliser et exploiter au maximum le soleil pour tourner à l'avantage de l'ouvrage aussi bien pour les périodes d'été celles des hivers. Ainsi, les dépenses en lumières pour les éclairagements, les dépenses en énergies pour la climatisation en été et le chauffage en hiver sont réduites

On peut donc dire que le lieu d'implantation est très important car il définit tout le reste. A savoir, les conditions météorologiques pour connaître le type de climat auquel l'ouvrage doit faire face, la course du soleil en vue de bien orienter le bâtiment selon son trajet aussi bien en solstices qu'en équinoxes.

Nous avons tendance à négliger l'étude du confort thermique alors que notre avenir peut être meilleur en détruisant moins notre planète (par l'émission des gaz à effet de serre qu'engendre notre consommation en énergie de toute forme) et tout en étant pourtant aussi bien confortable. Nous avons chacun une part de responsabilité sur la destruction de l'environnement et pourtant sa préservation commence par chacun de nous.

Conclusion générale

Conclusion générale

Références

Bibliographiques

Références bibliographiques

Webographie

- Bodart, M. (2014, 03 20). *l'eclairage naturel des batiments*. Récupéré sur <http://www-energie.arch.ucl.ac.be/eclairage/accueil.htm>
- CETTEG. (2013, 06 20). *simulation thermique du batiment*. Récupéré sur batisim : <http://www.batisim.net/index.php/designbuilder/fonctionnalites.html>
- JOSSE, G. (2014, janvier). *futura- science*. Récupéré sur futura-maison: <http://www.futura-sciences.com/magazines/maison/infos/dico/d/maison-balcon-10529/>
- LASSER, E. (2014, Janvier 05). *notion de descente de charge*. Récupéré sur le coin du projecteur: <https://www.youtube.com/watch?v=4ZHwu0uut3k>
- Minières), B. (. (2014, Février). *la prévention du risque sismique*. Récupéré sur plan siesme: <http://www.planseisme.fr>

Normes

- NF A 35 015. (s.d.).
- NF A 35.016. (s.d.).
- NF A 35.019. (s.d.).
- NF A 35.022. (s.d.).

Ouvrages

- Denoel, V. (2012). *V. Denoel*. Paris.
- Eurocode 2: Calcul des structures en béton1992*. (s.d.). PARIS: AFNOR.
- Fernandez, P. (1979). *architecture bio*. Paris: parenthèse.
- Givoni, B. (1978). *l'homme, l'architecture et le climat* . Paris: moniteur.
- Jean Perchat . (1991). *Règles BAEL 91 modifiées 99*. Paris: EYROLLES.
- MEDDE/DGPR. (2012). *prévention des risques naturels 'les séismes'*. Belgique: Ministère de l'Écologie, du Développement durable et de l'Énergie.
- R.Favre. (s.d.). *cours de béton armé CHEC*. EPF-Lausanne.
- regles. (1996). *Règles de construction parasismique*. Paris : Eyrolles.
- S, B. (1978). *deperditions calorifique et isolation thermique des habitations* . Paris: technique et vulgarisation.
- Toubal, M. D. (2010). matériaux isolant thermique à la base de dechet menagers. *les energie renouvelables*, (p. 13). Alger.

Victor Davidovici, D. C. (2013). *pratique du calcul sismique*. paris: Eyrolles, AFNOR.

Annexes

II.4.2) LES POTEAUX	28
II.5) Pré dimensionnement de l'acrotère	37
Chapitre III Calcul des éléments secondaires de la structure	39
III.1) Les escaliers.....	39
III.2) Définition des éléments d'un escalier.....	39
III.2.1) Pré dimensionnement des escaliers	40
III.2.2) EVALUATION DES CHARGES.....	41
III.2.3) COMBINAISONS DE CHARGES	42
III.2.4) Calcul du ferrailage	43
III.2.5) Vérifications	43
III.3) Etude de la dalle machine	48
III.3.1) Pré dimensionnement de la dalle machine	48
III.3.2) Détermination des charges et surcharges	48
III.3.3) COMBINAISON DES CHARGES	49
III.3.4) CALCUL DES EFFORTS	49
III.3.5) FEERRAILLAGE DE LA DALLE	50
III.3.6) CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES	51
III.3.7) VÉRIFICATION À L'E.L.S	51
III.4) Calcul de l'acrotère :.....	54
III.4.1) Calcul des charges et surcharges :.....	54
III.4.2) CALCUL DES EFFORTS	55
III.4.3) Calcul de l'excentricité :.....	55
III.4.4) Calcul du ferrailage	55
III.4.5) Verifikation	56
III.5) Etude des balcons type 1 et 2.....	59
III.5.1) Evaluation des charges	60
III.5.2) Schéma statique.....	60

III.5.3)	Combinaison des charges	60
III.5.4)	Calcul des efforts internes	60
III.5.5)	Calcul de ferrailage	61
III.5.6)	Vérifications	61
III.6)	Etude des poutrelles.....	67
III.6.1)	Dimensions des poutrelles.....	67
III.6.2)	Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles	67
III.6.3)	Les différents types des poutrelles :	68
III.6.4)	Méthodes de calcul des poutrelles.....	68
III.6.5)	Exemple de calcul (type1).....	71
III.6.6)	Ferrailage des poutrelles.....	75
III.6.7)	Vérification des poutrelles à l'ELS	81
III.6.8)	Schéma de ferrailage des poutrelles	87
III.6.9)	Ferrailage de la dalle de compression	88
Chapitre IV	L'étude sismique de la structure	90
IV.1)	L'analyse dynamique :	91
IV.2)	Modélisation de la structure (un bon modèle est un modèle utile) :.....	91
IV.2.1)	Modélisation de rigidité	91
IV.2.2)	Modélisation de la masse	91
IV.3)	Stratégie de calcul sismique.....	92
IV.4)	Choix de la méthode de calcul.....	93
IV.4.1)	La méthode statique équivalente.....	94
IV.4.2)	La méthode modale spectrale :.....	94
IV.5)	Modèle initial.....	100
IV.5.1)	Caractéristiques dynamique propres du modèle:	100
IV.5.2)	Résultantes des forces sismiques :	101
IV.5.3)	Vérification des déplacements inter étage :	101

IV.6)	Model 02 de la structure	102
IV.6.1)	Caractéristiques dynamique propres du modèle initial	102
IV.6.2)	Résultantes des forces sismiques :	103
IV.6.3)	Vérification du déplacement inter étages	104
IV.6.4)	Vérification spécifiques	104
IV.7)	3 ^{ème} model : « model final »	106
IV.7.1)	Caractéristiques dynamiques propres du modèle final.....	106
IV.7.2)	Résultantes des forces sismiques :	108
IV.7.3)	Vérification des déplacements inter étage du 3 ^{ème} modèle	109
IV.7.4)	Vérification spécifiques	109
IV.7.5)	Vérification des conditions du facteur de comportement R.....	110
IV.7.6)	Vérification de l'effet P- Δ	110
IV.7.7)	Prise en compte de l'effet P- Δ selon RPA version 2003 :	110
Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants.....		114
V.1)	Ferrailage des poteaux	114
V.1.1)	.Combinaison d'action.....	114
V.1.2)	Choix des armatures	120
V.1.3)	Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :	120
V.1.4)	Vérification de l'effort tranchant.....	122
V.1.5)	Ferrailage transversal des poteaux	123
V.1.6)	Longueur de recouvrement.....	125
V.1.7)	Ferrailage des poteaux du sous-sol.....	125
V.1.8)	Schéma du ferrailage des poteaux	126
V.2)	Ferrailage des poutres.....	126
V.2.1)	Selon CBA 93.....	126
V.2.2)	Selon RPA 99 :	126
V.2.3)	Recommandations selon RPA99 version 2003	126

V.2.4)	Calcul de ferrailage	126
V.2.5)	Choix des armatures	128
V.2.6)	Les vérifications nécessaires des poutres	128
V.2.7)	Calcul des armatures transversales :.....	131
V.2.8)	Recouvrement des armatures longitudinales	132
V.2.9)	Arrêt des barres :	132
V.2.10)	Vérification de la flèche	133
V.2.11)	Schéma du ferrailage des poutres.....	134
V.3)	Ferrailage des voiles	134
V.3.1)	Combinaison d'action :.....	134
V.3.2)	Méthode de calcul du ferrailage des voiles	135
V.3.3)	Vérification.....	139
V.3.4)	Ferrailage des voiles : (exemples de calculs)	139
V.3.5)	Dessin de ferrailage des voiles V2 et V11	141
Chapitre VI	: Calcul des fondations	143
VI.1)	Définition.....	143
VI.2)	Les Fonctions à remplir par les fondations.....	143
VI.3)	Fonctionnement mécanique d'une fondation.....	143
VI.4)	Choix du type de fondations	144
VI.4.1)	Les semelles superficielles.....	144
VI.5)	Calcul des fondations :	145
VI.5.1)	Le cas d'une semelle isolée :.....	145
VI.5.2)	Le cas des semelles filantes.....	147
VI.5.3)	Radier général	148
VI.5.4)	Voile périphérique.....	162
Partie 2	: Etude du confort thermique	170
Chapitre I	: Etat de l'art des approches du confort thermque	170

I.1)	La notion du confort thermique.....	170
I.2)	Les paramètres du confort thermique :.....	171
I.3)	Réglementation et label thermique, RT 2005.....	172
I.4)	Comment obtenir le confort thermique dans un bâtiment public ?.....	172
I.5)	Les ponts thermiques.....	172
I.5.1)	Définition d'un pont thermique	172
I.5.2)	Les déperditions thermiques dans les bâtiments	173
I.5.3)	Les ponts thermiques intégrés.....	174
I.5.4)	Comment agir sur les ponts thermiques ?.....	174
I.6)	L'isolation thermique	175
I.7)	Les principaux isolants.....	176
I.8)	Les caractéristiques des isolants thermiques	176
I.9)	Les bases d'une conception thermique :.....	178
I.9.1)	La localisation du bâtiment	178
I.9.2)	L'orientation	178
I.9.3)	L'orientation et l'ensoleillement.....	178
I.9.4)	La forme et la compacité.....	179
I.10)	Le confort thermique et l'informatique	179
I.10.1)	Pourquoi choisir le logiciel DesignBuilder ?.....	179
I.10.2)	Fonctionnalités du logiciel.....	181
Chapitre II : Conception thermique de la structure		186
II.1)	Schéma général de calcul.....	186
II.2)	Le flux de chaleur	187
II.3)	La résistance thermique R	187
II.4)	Résistance superficielle ($m^2 \cdot K/W$).....	188
II.5)	Résistances thermiques de lames d'air non ventilées R ($m^2 \cdot K/W$).....	188
II.6)	La déperdition thermique.....	188

II.7)	Localisation	189
II.8)	Situation géographique	189
II.9)	Course du soleil	191
II.9.1)	Diagramme solaire à la latitude 36,35° Nord	191
II.10)	Courses du soleil durant l'année selon les périodes d'équinoxes et de solstices 191	
II.11)	Visualisation en 3D du diagramme solaire et de sa course	192
II.12)	Données météorologiques.....	193
II.12.1)	Température moyenne mensuelle toute l'année	193
II.12.2)	Radiation solaire moyenne annuelle	193
II.13)	Matériaux composant le bâtiment.....	194
II.13.1)	Les murs	194
II.13.2)	Les planchers	197
	Plancher bas sur terrain	198
II.13.3)	La toiture terrasse	199
	Toiture terrasse	199
II.13.4)	Vitrages (Portes et fenêtres).....	200
II.14)	Disposition constructiveEtude d'ombrage.....	200
	A10h	200
	A14h	200
II.15)	Orientation	201
II.16)	Normalisation du bâtiment par rapport à la RT 2005	201
II.17)	Modélisation schématique d'un bâtiment de référence	201
II.18)	La déperdition de référence $U_{\text{bât réf}}$	202
II.19)	Evaluation du bâtiment vis-à-vis de la RT 2005	203
II.19.1)	$U_{\text{bât réf}}$ du projet	203
II.19.2)	$U_{\text{bât}}$ du projet.....	204

II.19.3) $U_{\text{bât}}$ du projet corrigé	205
II.20) Conclusion.....	205