

Faculty of Sciences and Technology  
Civil Engineering Department

كلية العلوم  
والتكنولوجيا  
قسم الهندسة المدنية

N° d'ordre : M2... /GC/2024

# MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie civil

Option : Structure

Thème

ETUDE D'UNE DOUBLE TOUR R+40 AVEC SOUS-SOL  
A USAGE MULTIPLE A NIAMEY (NIGER)

Présenté par :

OUSMAN YAYE Mohamed Abdel Hakim

TALEBNE MOHAMED LAMINE Mohamed Mahmoud

Soutenu le 27/06/2024 devant le jury composé de :

Président : M. MEHALA Tewfik

Université de Mostaganem

Encadrant : M. BENSOUA Mohamed

Université de Mostaganem

Examineur : M. BAHAR Sadek

Université de Mostaganem

## REMERCIEMENT

*« La connaissance est la seule chose qui s'accroît lorsqu'on la partage »*

*En premier lieu, nous tenons à remercier « **ALLAH** » le tout puissant de nous avoir donné le courage, la volonté, et la patience de bien mener ce projet jusqu'à bout.*

*Nous tenons à présenter nos vifs remerciements et exprimer notre profonde gratitude à tous ceux qui ont, de près ou de loin, participés à la bonne réalisation de ce projet.*

*Nous exprimons nos vifs remerciements :*

*A notre encadreur **Pr. Mohamed Bensoulah** qui, sa bienveillance et son expertise ont été nos phares tout au long de ce projet.*

*Nous remercions les membres du jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.*

*Ainsi que tous nos professeurs qui ont été les architectes de nos compétences et qui n'ont ménagé aucun effort pour nous transmettre toutes ces richesses par leurs enseignements dans cette grande faculté des Sciences et Technologies de l'Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem.*

## DEDICACE

*Dans l'ombre des équations et des plans, au cœur de chaque poutre et chaque fondation, se cachent des âmes bienveillantes qui ont façonné mon chemin.*

*À mes chers parents, Mr Ousman Yaye et Mme Fatoumata Seydou,*

Chaque mot que je trace ici est une goutte d'amour et de gratitude envers vous. Vous avez été ma lumière dans les moments sombres, mes épaules solides quand le fardeau était trop lourd. Votre confiance en moi a été mon bouclier contre vents et marées. Vous m'avez appris la persévérance, la bienveillance et l'humilité. Je vous dois tout et aucune richesse sur terre ne suffira à vous rendre tout ce que vous m'avez donné, je ne peux que prier Allah le Tout Puissant de vous envelopper de Sa miséricorde, qu'Il vous accorde une vie paisible, sereine et vous récompense par Jannat al-Firdaws.

*À ma deuxième maman, Mariama Seydou,*

Ton cœur généreux m'a accueilli comme ton propre fils. Tu as essuyé mes larmes, partagé mes rires, et ton sourire a toujours été un immense refuge, tout comme ton soutien indéfectible a toujours été une force. Que Dieu te comble de bénédictions, qu'Il te protège et t'accorde tous les bienfaits ici-bas et dans l'au-delà.

*À tous mes Amours, cette grande famille,*

Où chaque membre a tissé une toile solide autour de moi. Grands-parents, vous avez transmis des histoires et des valeurs qui résonnent en moi. Oncles et tantes, vos conseils avisés ont éclairé mon chemin. Frères et sœurs, nos disputes enfantines ont forgé notre complicité. Vous êtes mes racines, mon refuge. Qu'Allah vous comble de bonheur, qu'Il vous accorde santé, longévité et que Sa bénédiction soit avec vous où que vous soyez.

*À mon grand frère Abdoulaye Issoufou,*

Tes encouragements et conseils ont toujours été des bouffées d'air frais. Qu'Allah te gratifie davantage et t'accorde tous les bienfaits ici-bas et dans l'au-delà.

*À Mlle Aïssatou Madize, MoOne comme j'aime t'appeler*

Nos chemins se sont croisés au lycée, et depuis, tu as été ma complice, ma conseillère et ma confidente. Ensemble, nous avons ri, pleuré, étudié et grandi. Ton écoute bienveillante et ta patience infinie ont été mes trésors. Tu as été le témoin de mes joies et de mes peines de ces six dernières années. Je ne saurais te remercier assez pour tout ce que tu as fait pour moi.

*À tous mes amis et connaissances du Niger à l'Algérie,*

Vous êtes les chapitres colorés de mon livre d'étudiant. Nos projets fous, nos fous rires ont égayé mes journées. Chacun de vous a laissé une empreinte dans mon cœur. Que nos chemins se croisent encore et que nos souvenirs s'écrivent en lettres d'or.

**OUSMAN Y. Mohamed Abdel Hakim**

## DEDICACE

{وَأَجْرُ دَعْوَاهُمْ أَنْ الْحَمْدُ لِلَّهِ رَبِّ الْعَالَمِينَ}

A ceux qui m'ont appris que le monde est un combat et que son arme est la connaissance

- À celui qui me manque et dont mon cœur tremble à l'évocation, à celui qui m'a quitté et dont l'âme plane encore dans le ciel de ma vie, à cet esprit pur (mon père) que Allah ait pitié de lui, tu es toujours présent d'une manière ou d'une autre.

- À celle qui a été mon premier et éternel soutien, mon ange pur, dont la présence me poussait sans relâche, celle dont les prières ont toujours porté mon nom, ma muse, je te dédie cet accomplissement qui n'aurait pas été possible sans toi. Je te dédie toutes mes étapes et mes réalisations, car le mérite revient d'abord à Allah, puis à tes efforts pour moi. Aujourd'hui, je t'offre un diplôme et une reconnaissance pour tes soins et ton éducation. Je suis reconnaissante que Allah t'ait choisie parmi les humains pour être ma mère.

- À mes meilleurs jours et à leur douceur, à ceux qui ont tendu leurs mains vers moi dans ma faiblesse et ont cru en ma capacité, à mon pilier solide et à la sécurité de mes jours (mes frères et sœurs), en particulier mon grand frère.

- À tous nos chers enseignants qui n'ont jamais hésité à nous tendre la main, un grand merci du fond du cœur.

- Bienfaiteur de nos premiers et derniers pas, à celui qui a été remarquable dans sa supervision scientifique et morale, le respecté professeur (Mohamed Bensoula).

**TALEBNE MOHAMED MAHMOUD**

## ملخص

ركزت الدراسة على تصميم برجين توأمين، كل منهما يحتوي على 40 طابقاً بالإضافة إلى طابق سفلي للأغراض السكنية والتجارية. يتم ربط الهيكل بأكمله بواسطة عنصر منخفض الارتفاع ويقع في نيامي، عاصمة النيجر. على الرغم من أن الزلازل في المنطقة ضئيلة، إلا أنها تعاني من خصائص رياح مماثلة لولاية ورقلة، مما يتوافق مع منطقة الفئة 2 وفقاً للمرسوم الخاص بالثلوج والرياح RNV99.

يتكون هيكل المبنى من إطارات مسلحة بالخرسانة وجدران مقاومة. تتبع تحليل السلوك الديناميكي تحت أحمال الرياح لوائح الثلوج والرياح RNV99.

يتم إجراء نمذجة المبنى باستخدام برنامج Robot أسفرت دراسة البنية التحتية عن أساس سطحي من نوع الاساسات المساحية المضلعة.

الكلمات المفتاحية: الإطار، المبنى، الرواق، التدعيم، البلاطة

## RESUME

L'étude réalisée porte sur le dimensionnement d'une double tour jumelles R+40 chacune avec sous-sol à usage d'habitation et commercial, le tout relié par une structure basse, implanté dans la ville de Niamey, la capitale du Niger. La zone est de sismicité négligeable mais présente les mêmes caractéristiques de vent que la wilaya de Ouargla, correspondant à une zone de catégorie 2 selon la R.N.V 99.

L'ossature du bâtiment comporte des portiques et contreventé par des voiles en béton armé. L'étude du comportement dynamique sous actions du vent s'est faite suivant le règlement Neige et Vent RNV99. La modélisation du bâtiment est réalisée à l'aide du logiciel Robot.

L'étude de l'infrastructure a abouti à une fondation superficielle de type radier général nervuré.

MOTS CLES : R.N.V 99 , ossature, bâtiment, portiques, contreventement, radier.

## ABSTRACT

The study focuses on the design of twin towers, each with 40 floors plus a basement for residential and commercial use. The entire structure is connected by a low-rise element and is located in Niamey, the capital of Niger. Although the seismicity in the area is negligible, it experiences similar wind characteristics to the Wilaya of Ouargla, corresponding to a Category 2 zone according to the R.N.V 99.

The building's framework consists of reinforced concrete frames and shear walls. The dynamic behavior analysis under wind loads follows the Snow and Wind Regulation RNV99.

Building modeling is performed using the Robot software. The infrastructure study resulted in a shallow foundation of the ribbed raft type.

KEYWORDS : RNV 99, framework, frames, shear walls, raft foundation

## TABLE DES MATIÈRES

Remerciement .....	i
Dédicace.....	ii
Dédicace.....	iii
Résumé.....	iv
Abstract.....	iv
ملخص.....	iv
Liste des notations.....	viii
Liste des figures .....	xi
Liste des tableaux.....	xiii
INTRODUCTION GENERALE .....	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET .....	2
I.1 Introduction.....	2
I.2 Implantation de l'ouvrage.....	2
I.3 Présentation du bâtiment.....	2
I.4 Dimension en plan .....	3
I.5 Dimension en élévation.....	3
I.6 Plans d'architecture.....	3
I.7 Système structural.....	5
I.7.1 Les charges .....	5
I.7.2 Plancher .....	5
I.7.3 Maçonnerie .....	5
I.7.4 Revêtement .....	6
I.7.5 Escaliers.....	6
I.7.6 Ascenseur.....	6
I.7.7 Terrasse.....	7
I.7.8 Acrotère .....	7
I.7.9 Garde-corps .....	7
I.7.10 Règles et hypothèses de calcul .....	7
I.8 Caractéristiques mécaniques des matériaux 1.....	9
I.8.1 Béton.....	10
I.8.2 Acier .....	13
I.9 Conclusion .....	16
CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES .....	17
II.1 Introduction 1.....	18
II.2 Pré dimensionnement des éléments.....	18
II.1.1. Prédimensionnement des poutres conformes au BAEL 91 .....	18
II.2.1 Planchers.....	19
II.2.2 Plancher dalle pleine .....	20
II.2.3 Plancher à corps creux .....	22
II.2.4 Voiles ou murs de contreventement.....	24
II.3 Evaluation des charges et surcharges .....	26
II.3.1 Plancher terrasse .....	27
II.3.2 Plancher courant.....	28
II.3.3 Balcon.....	29
II.3.4 Acrotère .....	29
II.3.5 Ascenseur.....	29
II.3.6 Escalier .....	30
II.4 Descente de charges .....	31
II.5 Conclusion .....	36
CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX.....	37
III.1 Introduction.....	38
III.2 Acrotère .....	38

III.2.1 Dimensions .....	38
III.3 Garde-corps .....	43
III.3.1 Evaluation des sollicitations.....	43
III.3.2 Calcul du ferrailage .....	43
III.3.3 Vérification au cisaillement .....	44
III.3.4 Composante horizontale de la force horizontale .....	44
III.4 Escaliers .....	45
III.4.1 Définition.....	45
III.4.2 Caractéristiques géométriques .....	45
III.4.3 Etude de la poutre palière : .....	51
III.5 Etude de l'ascenseur .....	54
III.5.1 Introduction : .....	54
III.5.2 L'ascenseur : .....	55
III.6 Balcons .....	56
III.6.1 Dimensionnement :.....	56
III.6.2 Evaluation des charges et surcharges : .....	56
III.6.3 Ferrailage du Balcon : .....	57
III.6.4 Vérification à l'ELS : .....	58
III.6.5 Etat limite service (ELS) : .....	59
III.6.6 Vérification au cisaillement :.....	59
III.6.7 Vérification de la flèche : .....	59
III.7 Planchers .....	60
III.7.1 Introduction .....	60
III.7.2 Méthodes de calcul .....	60
III.7.3 Planchers à corps creux.....	61
III.7.4 Dalle pleine.....	68
III.8 Conclusion .....	71
CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE .....	72
IV.1 Généralité.....	72
IV.2 L'effet du vent.....	72
IV.2.1 Modélisation des charges du vent .....	72
IV.2.2 Effet dynamique du vent .....	75
IV.2.3 Calcul de la structure au vent.....	76
IV.3 Pressions dynamiques de base.....	77
IV.4 Les caractéristiques du site : .....	77
IV.4.1 La catégorie de terrain : .....	78
IV.4.2 Vitesse moyenne du vent : .....	78
IV.5 Calcul de l'action du vent : .....	79
IV.5.1 Principe de calcul : .....	79
IV.5.2 Vérification à la stabilité d'ensemble de la construction : .....	79
IV.6 Vérification vis-à-vis du détachement tourbillonnaire.....	91
IV.6.1 Description du phénomène physique.....	91
IV.6.2 Conditions critiques de résonance .....	92
IV.7 Résultats des analyses du logiciel .....	94
IV.7.1 Modes propres .....	94
IV.7.2 Les déplacements.....	96
IV.8 Conclusion .....	96
CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX .....	97
V.1 Ferrailage des éléments structuraux.....	91
V.1.1 Ferrailage des poteaux : .....	91
V.1.2 Poteau : Sous-sol .....	99
V.1.3 Quantitatif:.....	102
V.1.4 Vérification à L'ELS .....	103
V.2 PLAN D'EXECUTION POT 165x60 (Sous-sol)Ferrailage des poutres :.....	106
V.2.1 Les combinaisons de calcul : .....	107
V.2.2 Ferrailage longitudinal : .....	107

V.2.3	Calcul des armatures transversales : .....	107
V.2.4	Vérification de la contrainte tangente : .....	107
V.2.5	Disposition constrictive : .....	108
V.2.6	Sollicitations des différentes poutres .....	108
V.2.7	Résultats de ferrailage : .....	116
V.2.8	Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : .....	116
V.2.9	Appui intermédiaire : .....	118
V.2.10	Vérification à L' ELS : .....	118
V.3	Ferrailage des voiles : .....	122
V.3.1	Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales : .....	122
V.3.2	Rôle du contreventement : .....	122
V.3.3	Ferrailage des voiles .....	122
V.4	CONCLUSION.....	126
<b>CHAPITRE VI :</b>	<b>ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE .....</b>	<b>127</b>
VI.1	Introduction.....	130
VI.2	Choix de type .....	130
VI.2.1	Détermination de la surface du radier.....	130
VI.3	Calcul de l'épaisseur.....	131
VI.3.1	Condition forfaitaire .....	131
VI.3.2	Condition de non cisaillement .....	132
VI.3.3	Condition sur la rigidité .....	132
VI.4	Caractéristique géométriques.....	133
VI.4.1	Centre de gravité.....	133
VI.4.2	Moments d'inertie.....	134
VI.5	Détermination des charges et surcharges .....	134
VI.6	Divers Vérifications.....	135
VI.6.1	Vérification au poinçonnement .....	135
VI.6.2	Vérification de l'effort de sous pression.....	136
VI.6.3	Vérification au Renversement .....	136
VI.6.4	Vérification des contraintes .....	136
VI.7	Ferrailage du radier.....	138
VI.8	Ferrailage des nervures .....	140
VI.8.1	Evaluation des charges .....	141
VI.9	Ferrailage du débordement .....	144
	CONCLUSION.....	146
	Bibliographies : .....	147

## LISTE DES NOTATIONS

A	Coefficient d'accélération de zone, Aire d'une section.
$A_n$	Coefficient de minoration
B	Facteur de comportement de la structure, aire d'une section de béton.
BAEL	Béton armé à l'état limite.
Br	Section réduite du béton.
C	Centre de flexion, Amortissement.
$C_e(z)$	Coefficient d'exposition
Cf	Coefficient de force avec écoulement de contournement
Cd	Coefficient de pression dynamique
Cs	Coefficient de dimension.
$C_{frj}$	Coefficient de frottement de l'élément de surface « j ».
$C_{pe}$	Coefficient de pression extérieur.
$C_{pi}$	Coefficient de pression intérieur.
$C_r(z)$	Coefficient de rugosité du terrain
$C_t(z)$	Coefficient de la topographies
D	Facteur d'amplification dynamique moyen.
$D_i$	Facteur d'amplification dynamique.
E	Module d'élasticité longitudinale (module de YOUNG).
$E_{ij}$	Module de déformation instantanée du béton.
$E_{vj}$	Module de déformation différée du béton.
$E_s$	Module d'élasticité de l'acier.
ELS	Etat limite de service.
ELU	Etat limite ultime.
e	Epaisseur, excentricité
FP	Fissuration préjudiciable.
FPN	Fissuration peu nuisible.
FTP	Fissuration très préjudiciable.
Fw	Forces exercées par le vent sur l'ensemble de la construction
G	Charge permanente, module d'élasticité transversale, Module de cisaillement.
$G_0$	Module initial de cisaillement.
g	Largeur de la marche.
H	Hauteur totale du bâtiment.
I	Moment d'inertie.
$I_e$	Inertie équivalente.
i	Inertie du linteau
$I_l$	Inertie des voiles longitudinaux.
$I_t$	Inertie des voiles transversaux.
K	Rigidité.
Kl	Coefficient de turbulence
$K_s$	Coefficient du site.
Kt	Facteur de terrain
L	Portée.

M	Moment, masse
$M_t$	Moment en travée de la poutre considérée.
$M_{ap}$	Moment sur appuis.
$M_u$	Moment ultime.
$N_G$	Effort normal développé par les charges permanentes.
$N_Q$	Effort normal développé par les charges d'exploitation.
$N_u$	Effort normal ultime.
N	Nombre de niveaux.
P, W	Poids
Q	Charge d'exploitation, facteur de qualité.
Q	Densité de charge répartie.
Q réf	Pression dynamique de référence du vent
R	Réaction.
Re	Nombre de Reynolds
$S_t$	Espacement entre armatures, nombre de Strouhal
SSI	Interaction Sol-Structure
T	Effort tranchant, période.
V	Effort tranchant, vitesse
$V_{crit}$	Vitesse critique du vent
$V_{moy}$	Vitesse Moyenne du vent
$V_{ref}$	Vitesse de référence du vent
$W_e$	Pression aérodynamique externe
$W_i$	Pression aérodynamique interne
Z	Bras de levier entre les aciers et le béton.
d'	Distance du barycentre des aciers comprimés à la fibre extrême la plus comprimée
d	Distance du barycentre des aciers tendus à la fibre extrême la plus comprimée.
a	Côte du poteau carré.
b	Largeur de la poutre.
$f_{bu}$	Contrainte admissible de flambement.
$f_{ej}$	Résistance à la compression.
$f_{tj}$	Résistance à la traction.
$f_e$	Limite élastique de l'acier.
$l_f$	Longueur du flambement.
$\alpha$	Coefficient de sécurité ou flambement, angle, coefficient de participation.
$\gamma$	Poids volumique,
$\beta$	Coefficient de majoration dynamique.
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité à prendre pour le béton.
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité à prendre pour l'acier.
$\delta$	Coefficient de dimension, déplacement.
$\varepsilon$	Déformation relative du béton comprimé
$\varepsilon_b$	Déformation relative de l'acier tendu.
$\eta$	Coefficient de fissuration, Facture de correction d'amortissement critique fonction du matériau constitutif

$\lambda$	Coefficient d'élanement.
$\mu_r$	Moment résistant.
$\sigma$	Contrainte normale.
$\sigma_{bc}$	Contrainte de compression de béton.
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite de service du béton
$\sigma_s$	Contrainte dans l'acier
$\overline{\sigma}_s$	Contrainte limite de service de l'acier
$\sigma_{s10}$	Contrainte dans l'acier correspondant à un allongement relatif de 10%.
$\tau$	Contrainte de cisaillement
$\nu$	Coefficient de poisson
$\Phi_l$	Diamètre des armatures longitudinales
$\Phi_t$	Diamètre des armatures transversales
$\rho$	Masse volumique de l'air (1,225 Kg/m <sup>3</sup> )
$\psi_r$	Facteur de réduction

## LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : Site d'implantation du projet.....	2
Figure I-2 : Façade principale et Figure I-3 : Façade latérale droite .....	3
Figure I-4 : Vue en plan sous-sol (parking) et Figure I-5 : Vue en plan R+3 .....	4
Figure I-6 : vue en plan global et Figure I-7 : Vue en élévation .....	4
Figure I-8 : Coupe transversale d'un mur de façade .....	6
Figure I-9 : Diagramme des déformations limitent de la section. ....	8
Figure I-10 : Module de déformation instantané et différé. ....	11
Figure I-11 : Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELU. ....	12
Figure I-12 : Diagramme des contraintes déformations du béton à l'ELS.....	13
Figure I-13 : Diagramme contraintes déformation de l'acier. ....	15
Figure II-1 : Schéma d'un plancher a corps creux .....	22
Figure II-2 : Schéma dalle corps creux .....	23
Figure II-3 : composantes d'une solive.....	24
Figure II-4 : Coupe de voile en élévation.....	25
Figure II-5 : : Coupe des voiles en plan .....	25
Figure II-6 : Dimensions de l'acrotère.....	29
Figure II-7 : Escaliers en béton armé et Figure II-8 : Différentes parties d'une marche .....	30
Figure II-9 : Dimensions du plancher revenant au Poteau S3 .....	32
Figure III-1 : Schéma de l'acrotère .....	38
Figure III-2 : schéma du ferrailage de l'acrotère .....	41
Figure III-3 : Détails et modélisation du garde-corps .....	43
Figure III-4 : Schéma de ferrailage du garde-corps .....	44
Figure III-5 : Escaliers à deux volées .....	45
Figure III-6 : Charge Q appliquée à l'escalier.....	48
Figure III-7 : Schéma statique de la poutre palière .....	52
Figure III-8 : Coupe en plan de l'ascenseur .....	56
Figure III-9 : Croquis du ferrailage du balcon .....	59
Figure III-10 : Plancher à corps creux.....	61
Figure III-11 : Types de poutrelles du plancher à corps creux .....	62
Figure III-12 : dimension poutrelle .....	64
Figure III-13 : ferrailage de la poutre en travée ;Figure III-14 : ferrailage de la poutre en appuis..	66
Figure III-15 : Dalle travaille dans deux sens .....	69
Figure III-16 : ferrailage dalle pleine .....	71
Figure IV-1 : Modélisation de l'effet du vent sur la structure .....	73
Figure IV-2 : Profils de vitesses moyennes sur trois types de terrain pour un vent de 100 miles à l'heure..	73
Figure IV-3 : Enregistrement typique effectué avec un anémomètre à tube pressurisé .....	74
Figure IV-4 : La structure du bâtiment et les directions du vent .....	76
Figure IV-5 : Valeurs de Cd pour les structures en béton armé.....	80
Figure IV-6 : Diagramme des pressions exterieures.....	83
Figure IV-7 : Légende relative aux murs verticaux.....	84
Figure IV-8 : Les valeurs des coefficients de pression extérieure Cpe . ....	85
Figure IV-9 : Critères de sensibilité des bâtiments au détachement tourbillonnaire.....	92
Figure IV-10 : Nombre de Strouhal pour les sections rectangulaires.....	93
Figure IV-11 : Variation de la fréquence propre en fonction de l'accélération maximale .....	95
Figure IV-12 : Déplacement suivant x et y du bâtiment.....	96
Figure V-1 : Section de ferrailage du poteau.....	95
Vérification des contraintes Compression du béton et Figure V-2 : Section des armatures ...	118
Figure V-3 : Disposition ferrailage voile.....	126
Figure VI-1 : Dimension du radier. ....	133

Figure VI-2 : Transmission des charges sur la surface d'impact projeté sur le plan moyen du radier.....	135
Figure VI-3 : Transmission des charges aux nervures .....	142
Figure VI-4 : Distribution de charges revenantes aux nervures .....	142
Figure VI-5 : Moment fléchissant .....	142
Figure VI-6 : Effort tranchant .....	143
Figure VI-7 : Sections de calcul sur appui et en travée.....	143
Figure VI-8 : Coupe de ferrailage de radier .....	144

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1 : Caractéristiques mécaniques des aciers. ....	14
Tableau II-1 : Charges permanentes du plancher terrasse des blocs A, B, C et D .....	27
Tableau II-2 : Charge du plancher courant des blocs A, B, C et D .....	28
Tableau II-3 : Charge du plancher courant du bloc E.....	28
Tableau II-4 : Charge du balcon .....	29
Tableau II-5 : Charge du palier d'escaliers. ....	31
Tableau II-6 : Charge du la volée d'escaliers .....	31
Tableau II-7 : Charges et surcharges du Poteau S3 à l'état limite ultime et service .....	33
Tableau III-1 : Évaluation des charges .....	39
Tableau III-2 : Sollicitations agissant sue le garde-corps.....	43
Tableau III-3 : Résultats du calcul du ferrailage du garde-corps .....	44
Tableau III-4 : Tableau caractéristique des ascenseurs selon le NF-P82-208 .....	55
Tableau III-5 : Charges supportées par les poutrelles. ....	62
Tableau III-6 : différents efforts pour l' ELU .....	63
Tableau III-7 : différents efforts pour l' ELS.....	63
Tableau III-8 : Charges revenant à la dalle pleine. ....	68
Tableau III-9 : Valeurs des coefficients $\mu_x$ et $\mu_y$ en fonction de $\alpha$ .....	69
Tableau III-10 : Sollicitations de calcul .....	69
Tableau III-11 : Vérification au cisaillement selon les deux sens x, et y .....	71
Tableau IV-1 : Les pressions dynamiques de base des vents dans différentes régions algériennes ...	77
Tableau IV-2 : Valeur de la pression dynamique de référence .....	78
Tableau IV-3 : Définition de la catégorie du terrain.....	79
Tableau IV-4 : tableau résume les valeurs de la pression dynamique .....	81
Tableau IV-5 : Valeurs des coefficients de pression extérieure .....	84
Tableau IV-6 : valeurs des coefficients de pression extérieure .....	85
Tableau IV-7 : Calcul des forces horizontales du vent Direction V1 et V2 .....	86
Tableau IV-8 : Fréquence fondamentale des bâtiments.....	93
Tableau IV-9 : Combinaison introduit au logiciel .....	94
Tableau IV-10 : Grandeurs des modes propres.....	94
Tableau IV-11 : Niveaux de perception humaine .....	95
Tableau V-1 : Efforts internes à l'ELU (Situation durable).....	93
Tableau V-2 : Efforts internes sous 1.5G+1.5Q+1.5V.....	94
Tableau V-3 : choix des armatures .....	103
Tableau V-4 : Vérification de contraintes dans le béton et l'acier .....	104
Tableau V-5 : caractéristique des matériaux.....	108
Tableau V6- : calcul des sections d'armatures sous 1,35G+1,5Q .....	116
Tableau V-7 : Vérification de la contrainte .....	116
Tableau V-8 : Vérifications des contraintes à l' ELS.....	119
Tableau VI-1 : Efforts à la base de la structure. ....	134
Tableau VI-2 : Efforts transmis au sol, fibres extrêmes et inerties .....	137
Tableau VI-3 : Calcul de ferrailage du radier.....	140
Tableau VI-4 : Transmission des charges triangulaires et trapézoïdales.....	141
Tableau VI-5 : Moments et efforts tranchants dans les nervures .....	143
Tableau VI-6 : Calcul de ferrailage des nervures .....	144

# INTRODUCTION GENERALE

Le Niger est un pays en développement qui connaît une croissance urbaine rapide. Face à la demande croissante de logement et de commerce, la construction verticale est une solution efficace pour optimiser l'espace et réduire l'impact environnemental. Cependant, la construction de bâtiments élevés présente des défis techniques, notamment la résistance aux forces du vent qui sont fréquentes et intenses dans la région. Dans ce cadre, les charges dynamiques induites par le vent émergent comme un paramètre de conception crucial, à ne pas sous-estimer. Des études approfondies ont été menées pour mieux appréhender ces forces, notamment à la suite de l'effondrement tragique du pont du détroit de Tacoma, dont la conception avait omis de considérer les effets dynamiques du vent, se focalisant uniquement sur les aspects statiques.

Le vent, souvent perçu à tort comme une charge statique, est en réalité une force dynamique, évolutive, qui se transforme au contact des obstacles. La réaction de ces derniers dépend essentiellement de leur géométrie et de leur position géographique, engendrant vibrations et déformations. Il est donc impératif d'intégrer la dynamique du vent et son interaction avec les structures dans le processus de conception, pour assurer la sécurité, le confort et la pérennité des bâtiments.

Le béton armé (BA) est un matériau de choix pour la construction de structures durables et robustes, capables de supporter les sollicitations dynamiques du vent. Le BA est un matériau composite, constitué de béton et d'acier, qui présente de nombreux avantages, tels que :

- ✓ La facilité de mise en œuvre et de conception, grâce à sa malléabilité et sa diversité de formes.
- ✓ La durabilité et la résistance, grâce à sa capacité à résister aux charges statiques et dynamiques, aux chocs, aux incendies, à la corrosion et aux agressions climatiques.
- ✓ L'économie et l'efficacité, grâce à son faible coût, sa disponibilité et son recyclage.

Notre étude se décompose en six chapitres :

- **Le premier chapitre** présente le contexte général du projet, les objectifs et la méthodologie suivie.
- **Le deuxième chapitre** décrit le bâtiment étudié, en faisant un prédimensionnement des éléments structuraux tel que les poteaux, les poutres et les voiles, ainsi que les charges appliquées.
- **Le troisième chapitre** est consacré aux calculs des éléments non structuraux tels que l'acrotère, les escaliers, les balcons et les planchers.
- **Le quatrième chapitre** analyse le comportement dynamique du bâtiment sous l'action du vent en utilisant le logiciel de calcul des structures **Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2020** auquel est intégré la technologie **Autodesk Simulation CFD** qui simule l'écoulement de l'air autour de la structure.
- **Le cinquième chapitre** est consacré au calcul des ferrailages des éléments structuraux.
- **Le sixième et dernier chapitre** présente l'étude de l'infrastructure.

# CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

### I.1 Introduction

Pour concevoir un bâtiment en béton armé, l'ingénieur doit maîtriser les principes fondamentaux qui régissent ce matériau composite. Cela lui permet de réaliser une structure qui assure la sécurité et l'efficacité économique. Dans ce chapitre, nous allons revoir ces principes et présenter le projet que nous allons étudier.

### I.2 Implantation de l'ouvrage

Le projet se situe dans le deuxième arrondissement, au quartier Boukoki, l'un des sites urbains majeurs de la ville de Niamey. Le terrain est sans relief.



*Figure I-1 : Site d'implantation du projet*

- Longueur : 61,2 m
- Largeur : 42,5 m
- Surface : 2601 m<sup>2</sup>
- La contrainte admissible du sol :  $Q_{adm} = 3$  bars (Donnée géotechnique obtenue auprès du Laboratoire National des Travaux Publics et du Bâtiment Niamey/NIGER)

### I.3 Présentation du bâtiment

Le bâtiment à usage multiple comprend un sous-sol destiné au stationnement, un centre commercial du rez-de-chaussée au deux premiers étages, et trente-huit étages destinés aux logements.

Le bâtiment, se distinguant par sa forme de parallélogramme et composé de deux tours jumelles reliées par une structure basse, est implanté dans la ville de Niamey, la capitale du Niger. La zone est

de sismicité négligeable mais où la force du vent se révèle être le souci majeur avec des vents de référence dépassant parfois les 31 m/s, correspondant à la zone de catégorie 3 selon la R.N.V 99.

#### I.4 Dimension en plan

- Longueur en plan----- 58,01 m
- Largeur en plan----- 35,30 m

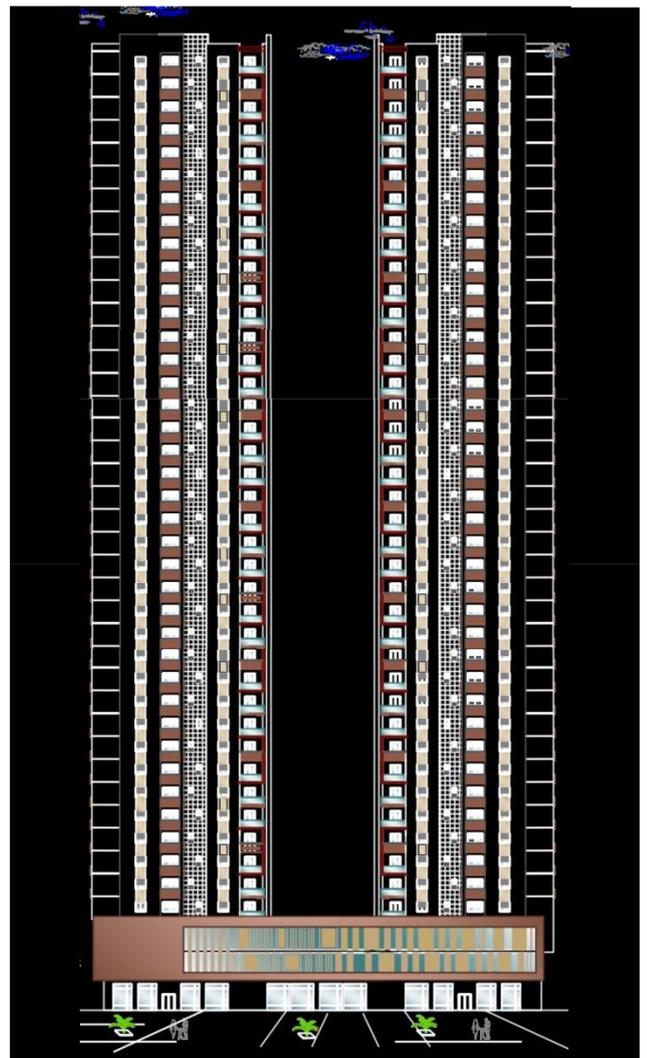
#### I.5 Dimension en élévation

- Hauteur totale du bâtiment----- 131.58 m
- Hauteur du sous-sol ----- 3,06 m
- Hauteur du centre commerciale (RDC à R+2)----- 4,08 m / étage
- Hauteur étage habitation (R+3 à R+40)----- 3,06 m / étage

#### I.6 Plans d'architecture



*Figure I-2 : Façade principale*



*Figure I-3 : Façade latérale droite*

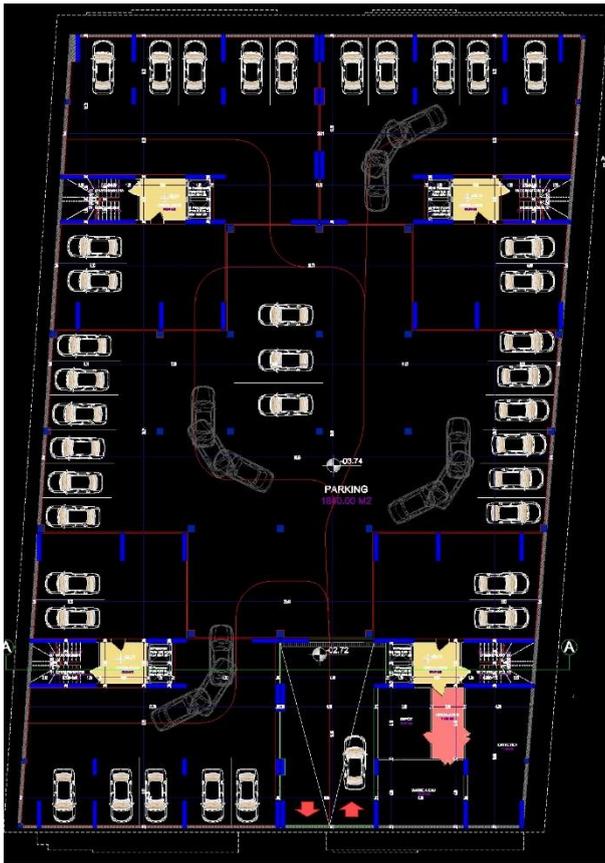


Figure I-4 : Vue en plan sous-sol (parking)

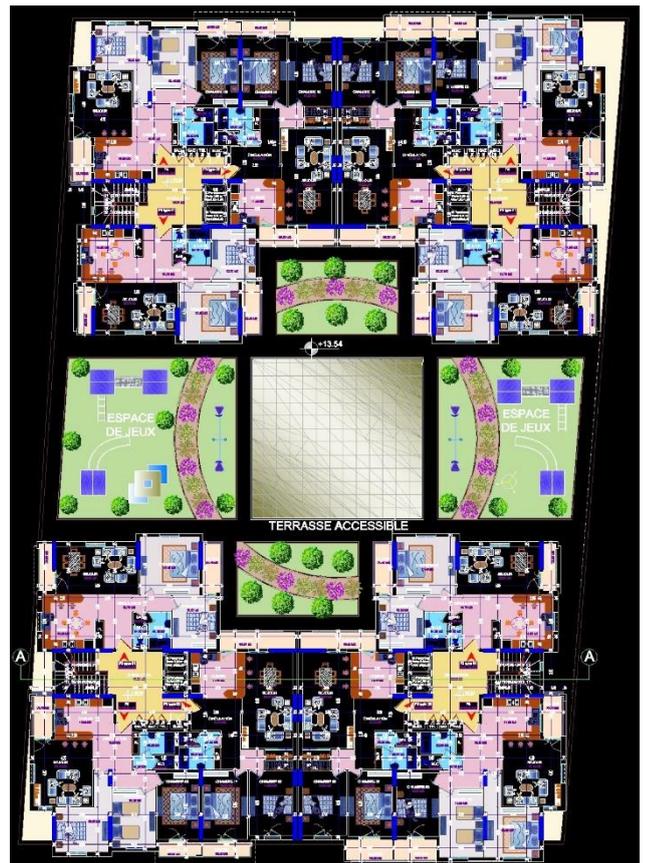


Figure I-5 : Vue en plan R+3

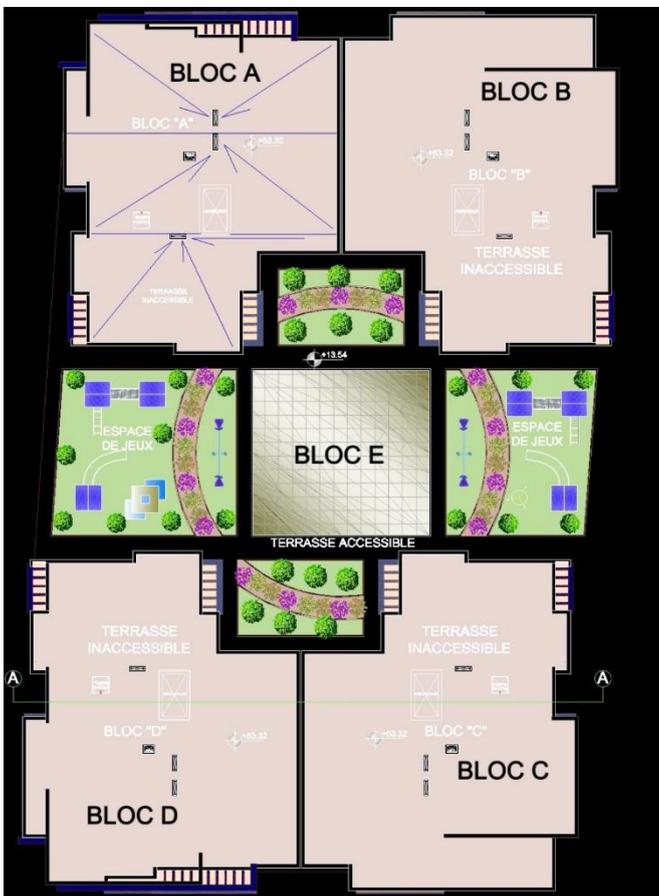


Figure I-6 : vue en plan global



Figure I-7 : Vue en élévation

## I.7 Système structural

La stabilité de notre structure vis-à-vis des charges verticales et horizontales est assurée par une structure constituée de portiques (poteaux-poutres) et contreventée par des voiles en béton armé.

### I.7.1 Les charges

Elles sont classées en charges « statiques » et « dynamiques ». Les charges statiques comprennent le poids du bâtiment lui-même, ainsi que tous les éléments principaux de l'immeuble. Les charges statiques agissent en permanence vers le bas et s'additionnent en partant du haut du bâtiment vers le bas.

Les charges dynamiques peuvent être la pression du vent, les forces sismiques, les vibrations provoquées par les machines, les meubles, les marchandises ou l'équipement stockés. Dans notre projet seules les charges du vent sont prises en compte.

Les charges dynamiques peuvent produire des contraintes locales, vibratoires ou de choc.

### I.7.2 Plancher

Le plancher est une aire plane horizontale, généralement rigide, séparant deux niveaux d'une construction. C'est aussi un élément porteur capable de supporter des charges et surcharges qui lui reviennent.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers : Dalle pleine et dalle à corps creux.

Les dalles pleines sont des plaques en béton armé qui peuvent reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis.

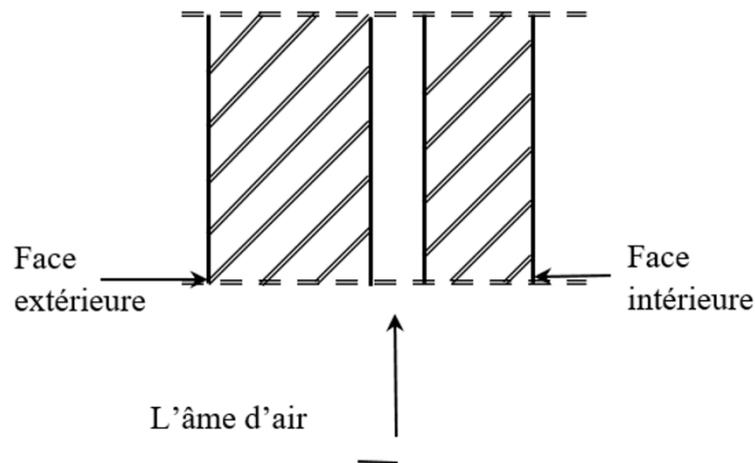
Les dalles à corps creux sont composées de 3 éléments principaux, qui sont :

- Le corps creux ou "hourdis" qui sert de coffrage perdu (ressemble aux parpaings),
- Les poutrelles en béton armé ou précontrainte qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures,
- Une dalle de compression armée, coulée sur les entrevous. Elle reprend les efforts de compression.

### I.7.3 Maçonnerie

**Murs extérieurs :** Ils sont en double parois, et composés par des parois extérieures en briques creuses de 15 cm d'épaisseur, une lame d'air de 5 cm d'épaisseur qui joue un rôle d'isolation thermique et acoustique et une paroi intérieure en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

**Murs intérieurs :** Ils sont composés de murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur et ils sont couverts d'une couche d'enduit en mortier de ciment de 1.5 cm d'épaisseur.



*Figure I-8 : Coupe transversale d'un mur de façade*

#### **I.7.4 Revêtement**

Le revêtement doit garantir essentiellement l'isolation thermique et acoustique tout en présentant un aspect esthétique.

Le revêtement comprend :

- Une couche de carrelage pour les planchers,
- Un enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds en plus d'une peinture pour ces derniers et les voiles porteurs,
- Un mortier de ciment pour le crépissage des murs extérieurs.

#### **I.7.5 Escaliers**

Les escaliers sont des éléments non structuraux permettant la circulation verticale dans un bâtiment donné. Notre bâtiment comprend deux types d'escaliers de hauteur différentes et sont des escaliers à deux (02) volées parallèles avec un palier de repos.

- Escalier du sous-sol et des niveaux habitations :  $h = 3,06$  m
- Escalier des niveaux commerciaux (RDC + 2) :  $h = 4,08$  m

#### **I.7.6 Ascenseur**

Un ascenseur est un dispositif assurant le déplacement rapide en hauteur de passagers et objets sur les différents niveaux d'une construction. Il est indispensable lorsque le nombre d'étages est important comme pour le cas de notre ouvrage.

Chaque bloc dispose de 3 ascenseurs d'une capacité de 18 personnes.

### **I.7.7 Terrasse**

La terrasse est un mode de couverture avec une faible pente composant le dernier plancher. La terrasse de notre bâtiment est inaccessible aux publics, avec des pentes de 1% facilitant la circulation des eaux, et comportant des trous de ventilation.

### **I.7.8 Acrotère**

C'est un élément de façade situé au-dessus de la toiture ou de la terrasse, à la périphérie du bâtiment, et constituant des rebords ou garde-corps.

### **I.7.9 Garde-corps**

C'est un ensemble d'éléments formant une barrière de protection placée sur les côtés d'un escalier, ou autour d'un endroit ouvert afin d'empêcher une chute accidentelle.

### **I.7.10 Règles et hypothèses de calcul**

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

#### **Règlement (BAEL 91) (Béton Armé Aux Etats Limites).**

Basé sur la théorie des états limites : Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des états appropriés vis-à-vis de sa ruine totale ou partielle.

D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers, les états limites sont classés en 2 catégories :

#### **a. Etats limites ultimes (ELU)**

Correspondant à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique (Renversement du bâtiment).
- Résistance de l'un des matériaux de la structure (non rupture).
- Stabilité de la forme (non flambement des poteaux et des voiles).

La combinaison d'action à l'état limite ultime est :

$$q = 1.35G + 1.5Q.$$

#### **Hypothèses**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.

- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à  $10 \text{ ‰}$  et le raccourcissement unitaire du béton limite à  $3.5 \text{ ‰}$  dans le cas de la flexion simple ou composée et à  $2 \text{ ‰}$  dans le cas de compression simple, par conséquent le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivotes (A ; B ; C).

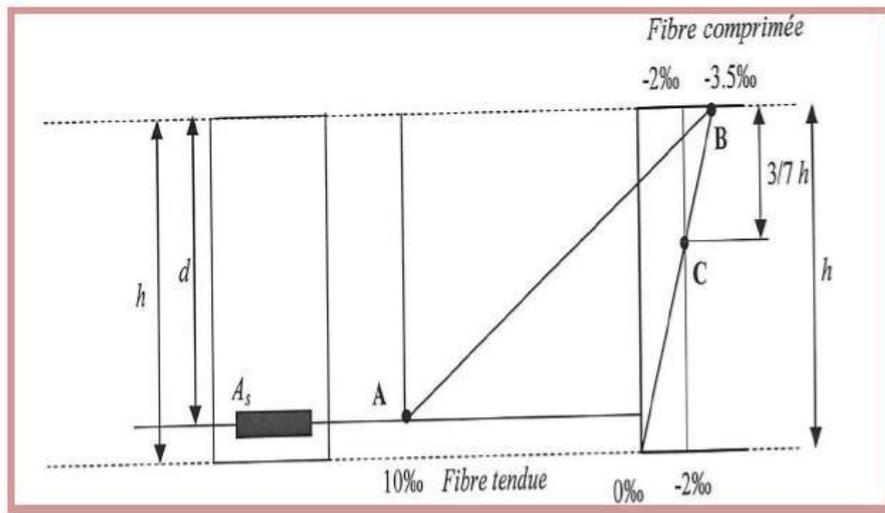


Figure I-9 : Diagramme des déformations limitent de la section.

**Pivot A :** Les pièces soumises à la flexion simple ou composée, traction simple.

**Pivot B :** Les pièces soumises à la flexion simple ou composée.

**Pivot C :** Les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

#### b. Etat limite de service

- Il Constitue les frontières, aux delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites, soient :
- L'ouverture des fissures, (limiter la contrainte de traction des aciers pour limiter l'ouverture des fissures).
- Déformation des éléments porteurs (La flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).

Résistance à la compression du béton.

La combinaison d'action à l'état limite de service est :  $q = G + Q$

#### Hypothèses

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.

- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ( $E_s = n E_b$ ,  $n = 15$ ).

**Nature des actions :** On distingue

**Action permanente :** (DTR ; R.N.V 99) Les actions permanentes ont une intensité constante au très peu variable dans le temps, elles sont désignées par la lettre G. Elle comprend :

- Poids propre des structures : Calculer d'après les dimensions prévues aux dessins d'exécution, la masse volumique de béton armé étant près égale à  $2.5t/m^3$ .
- Poids des autres éléments de construction (couvertures, carrelage ...).
- Force exercée par la poussée des terres ou la pression des liquides (cas des murs de sous-sol).
- Déformation différée dans le temps (celle causée par le retrait du béton).

**Action variable**

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment et de façon importante dans le temps, elles sont désignées par la lettre Q. Elles comprennent :

- Charges d'exploitation (ratio d'utilisateurs, de véhicules ...etc.) classée par durée d'application (provision, longue durée).
- Charges climatiques (action du vent, action de la neige).
- Action passagère en cours d'exécution.

**c) Action accidentelle**

Soit des actions de courte durée. Il s'agit d'actions dues à des phénomènes rares et exceptionnels séismes, explosion, chocs et les incendies.

**Combinaison d'action**

Pour déterminer les sollicitations, on utilise les combinaisons d'action proposées par le BAEL.

## I.8 Caractéristiques mécaniques des matériaux 1

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règlements du béton armé aux états limites à savoir le **BAEL 91**, ainsi que le règlement neige et vent **RNV 99**.

### I.8.1 Béton

Le béton est un mélange complexe dans des proportions convenables de granulats, et liant (ciment) malaxé avec une eau de gâchage pour obtenir une pâte maniable.

**Béton = Ciment + Gravier + Sable + eau de gâchage.**

Selon les règles du BAEL91, on obtient les caractères des matériaux suivants :

Le béton sera fabriqué mécaniquement suivant une composition théorique qui respecte les normes prescrites par le règlement BAEL91.

- Ciment utilisé ..... CPJ 45 (dosage 350 kg /m<sup>3</sup>)
- Sable ..... 420 litres/m<sup>3</sup> (Ds ≤ 0.5 mm)
- Gravier ..... 840 litres/m<sup>3</sup> (3 ≤ Dg ≤ 25 mm)
- Eau de gâchage ..... 180 à 200 litres/m<sup>3</sup>.

Ayant pour rôle fondamental la reprise des efforts de compression et de traction, le béton doit avoir une ouvrabilité appropriée (béton frais) et une certaine résistance après durcissement. La maniabilité et la résistance recherchées sont déterminées en utilisant une méthode de composition, comme par exemple la méthode de Dreux Gorisse.

La résistance à la compression utilisée dans le cadre de travail a été déterminée par des essais sur béton durci.

#### Résistance du béton à la compression

Les essais sur béton durci ont donné une résistance à la compression à 28 jours égale à 25 MPa ( $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ).

Pour déterminer les résistances à (j), nous pouvons utiliser les relations suivantes (BAEL 91) :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{ij} = 1,10 F_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

#### Résistance du béton à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours peut être déduite de la relation suivante :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} < 60 \text{ MPa} \rightarrow f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28}$$

$$f_{tj} = 2.1 \text{ MPa}$$

#### Déformation longitudinale du béton

---

Ce module est défini selon l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

### Module de déformation longitudinale instantané

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton  $E_{ij}$  est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad E_{i28} = 32164.195 \text{ MPa}$$

### Module de déformation longitudinale différé

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad E_{i28} = 10818.685 \text{ MPa}$$

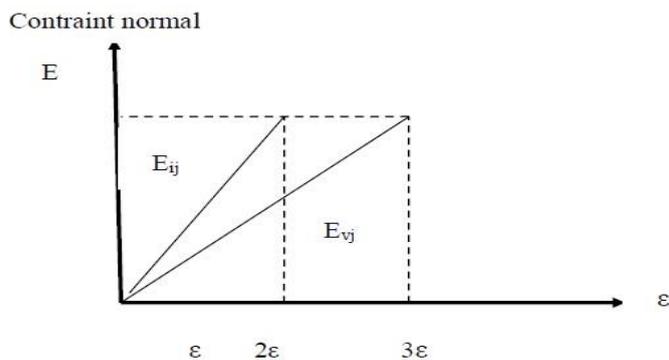


Figure I-10 : Module de déformation instantané et différé.

### Module de déformation transversale

La valeur du module de déformation transversal est donnée par :

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

- E : module de déformation longitudinale instantanée du béton.
- V : coefficient de poisson.

### Coefficient de Poisson

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative par la déformation longitudinale relative.

- $\nu = 0$  dans le cas des états limites ultimes (E.L.U) (section fissurée).
- $\nu = 0,2$  dans le cas des états limites de service (E.L.S) (section non fissurée).

### Diagramme contraintes déformation du béton à ELU

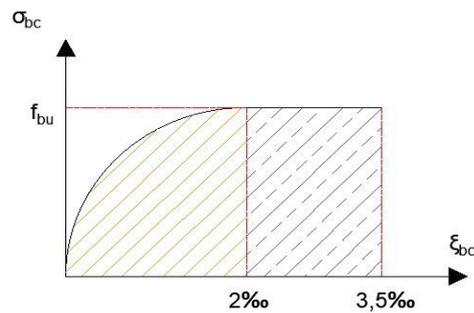


Figure I-11 : Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELU.

Le diagramme de déformation  $\xi_{bc}$  et des contraintes  $\sigma_{bc}$  du béton pouvant être utilisé dans ce cas est le diagramme de calcul dit « parabole rectangle ».

### Contrainte limite du béton

#### Etat limite ultime (ELU)

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime est donné par :

$$F_{bu} = \frac{0.85}{\theta \cdot \gamma_b} F_{cj}$$

Où :

$\theta$ : dépend du probable d'application (t) de la charge :

- $\theta = 0,85$  si  $t < 1h$
- $\theta = 0,9$  si  $1h \leq t \leq 24h$
- $\theta = 1$  si  $t > 24h$

**0.85** : un coefficient de minoration pour tenir compte de l'altération du béton en surface et de la durée d'application des charges entraînant une diminution de la résistance.

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans béton.

Le coefficient  $\gamma_b$  :

- 1.5 : en situation durable et transitoire.
- 1.15 : en situation accidentelle.

Pour  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  :

- $f_{bu} = 14.17\text{MPa}$  en situation durable et transitoire.
- $f_{bu} = 18.47\text{MPa}$  en situation accidentelle.

**Contrainte de cisaillement** La contrainte de cisaillement ultime ( $\tau_u$ ) pour les armatures droites ( $\alpha = 90^\circ$ ) est donnée par les expressions suivantes :

Dans le cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Dans le cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Dans le cas des armatures inclinées

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.27 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 4.5 \text{ MPa}$$

### Etat limite de service (ELS)

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

A l'ELS, la loi contrainte-déformation du béton est supposée linéaire (Fig. I-12).

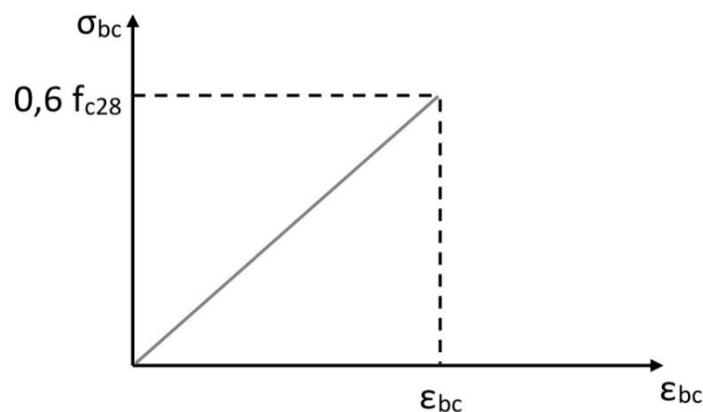


Figure I-12 : Diagramme des contraintes déformations du béton à l'ELS.

### I.8.2 Acier

L'acier est un alliage caractérisé, pour les ouvrages en béton armé, par sa grande résistance à la traction. En plus de satisfaire aux normes en vigueur au Niger, l'acier mis en œuvre doit avoir une bonne adhérence pour assurer la bonne transmission des efforts entre les deux composants.

Les aciers pour le béton armé sont de :

- Nuance douce avec 0.15% à 0.25% de teneur en Carbone.

- Nuance mi-dure à dure avec 0.25% à 40% de teneur en Carbone.

### Caractéristiques mécaniques

La caractéristique mécanique servant de base aux justifications est l'état limite d'élasticité est garantie par le fournisseur est désignée par  $\langle f_e \rangle$

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est égal à :  $E_s = 200000 \text{ MPa}$ .

Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers :

Pour le voile périphérique et hourdis (Dalle de compression), on utilise des treillis soudés.

*Tableau I-1 : Caractéristiques mécaniques des aciers.*

Type d'acier	Nuances	Limite d'élasticité (MPa)	Utilisation
<b>Rond lisse (RL)</b>	FeE 220	215	Cadres, étriers, Anneaux de levage des pièces préfabriquées
	FeE 240	235	
<b>Haute adhérence (HA)</b>	FeE 400	400	Tous les travaux en béton armé
	FeE 500	500	
<b>Treillis soudés</b>	TLE 500	500	Emplois courant pour radier Voiles, Planchers, Dallage
	TLE 600	60	

### Contrainte limite de l'acier

#### Etat limite ultime (ELU)

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

$f_e$  : Contrainte limite élastique.

$\epsilon_s$  : Déformation (allongement) relative de l'acier.

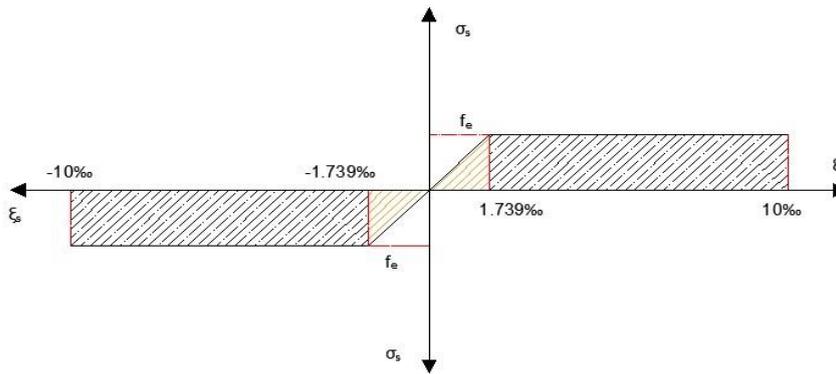


Figure I-13 : Diagramme contraintes déformation de l'acier.

Le diagramme de calcul des aciers se déduit en remplaçant  $f_e$  par  $f_e/\gamma_s$ , et en conservant la pente  $E_s$  de la droite d'élasticité.

Le coefficient  $\gamma_s$  :

- 1.15 : en situation durable et transitoire.
- 1 : en situation accidentelle.

On rappelle que  $E_s = 200000\text{Mpa}$

$$\text{Si } \varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \quad \Rightarrow \quad \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

$$\text{Si } \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \leq \varepsilon_s \leq 10\text{‰} \quad \Rightarrow \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

### Contraintes de traction

$$\varepsilon_s = 10\text{‰} \quad \text{donc : } \sigma_s = f_e/\gamma_s$$

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

- $\sigma_s = 348\text{MPa}$  en situation durable et transitoire.
- $\sigma_s = 400\text{MPa}$  en situation accidentelle

### Etat Limite de Service

La contrainte limite à l'ELS est donnée en fonction du type de fissuration, de la situation et du rôle de l'ouvrage, il existe trois (03) cas de tolérance :

- Fissuration peu préjudiciable :  $\bar{\sigma}_{st} \leq f_e$
- Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_{st} = \min [2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta} f_{tj}]$  (MPa)
- Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_{st} = \min [1/2 f_e ; 90\sqrt{\eta} f_{tj}]$  (MPa)

Où

$\eta$  : Coefficient de fissuration, égal à :

- 1,6 → Armatures HA

- 1 → Ronds lisses

- $\sigma_s = 347.83\text{MPa}$  en cas de Fissuration peu préjudiciable.
- $\sigma_s = 192.79\text{MPa}$  en cas de Fissuration préjudiciable.
- $\sigma_s = 157.74\text{MPa}$  en cas de Fissuration très préjudiciable

## I.9 Conclusion

Dans le premier chapitre, nous avons présenté la structure que nous allons étudier dans ce mémoire. Nous avons décrit sa conception, sa typologie, son système constructif et ses matériaux de construction, en nous appuyant sur des concepts théoriques issus de la littérature internationale.

Le deuxième chapitre traitera du cœur de notre travail, c'est-à-dire l'étude de l'immeuble par un prédimensionnement de la structure.

**CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET  
EVALUATION DES CHARGES ET  
SURCHARGES**

## II.1 Introduction 1

Le Prédimensionnement des éléments nous permet d'avoir une idée sur l'ordre de grandeur des sections des éléments constituant la structure de notre bâtiment. Ces dimensions seront par la suite vérifiées après l'étude dynamique du bâtiment.

Le prédimensionnement des éléments est effectué en tenant compte des prescriptions réglementaires données par l'EUROCODE 2, le BAEL 91 et le DTR B.C.2.2.

## II.2 Pré dimensionnement des éléments

### II.1.1. Prédimensionnement des poutres conformes au BAEL 91

En construction, les poutres doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant aux conditions de critère de rigidité.

$$\text{Critère de rigidité : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h \leq b \leq 0,8h \\ \frac{h}{b} \leq 3 \end{array} \right. \text{ selon le BAEL 91}$$

Avec h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

L : portée de la poutre (entre axe)

a) Poutres principales Blocs A, B, C et D

$$L = 650 \text{ cm}$$

$$\frac{650}{15} \leq h \leq \frac{650}{10} \Rightarrow 43.33 \text{ cm} \leq h \leq 65 \text{ cm} \quad \text{on prendre } \mathbf{h = 50 \text{ cm}}$$

$$0.4*50 \leq b \leq 0.8*50 \Rightarrow 20\text{cm} \leq b \leq 40\text{cm} \quad \text{on prendre } \mathbf{b = 30\text{cm}}$$

$$d = 0.9*h \rightarrow d = 0.9*50 = 45\text{cm}$$

$$0.3*d \leq b \leq 0.4*d \rightarrow 0.3*45 \leq b \leq 0.4*45$$

$$\text{D'où } 13.5 \leq b \leq 18 \text{ alors on garde } \mathbf{b = 40\text{cm}}$$

b) Poutres secondaires Blocs A, B, C et D

$$L = 550 \text{ cm}$$

$$\frac{550}{15} \leq h \leq \frac{550}{10} \Rightarrow 36.66 \text{ cm} \leq h \leq 55 \text{ cm} \quad \text{on prendre } \mathbf{h = 45\text{cm}}$$

$$0.4*45 \leq b \leq 0.8*45 \Rightarrow 18\text{cm} \leq b \leq 36\text{cm} \quad \text{on prendre } \mathbf{b = 30\text{cm}}$$


---

$$d = 0.9 \cdot h \rightarrow d = 0.9 \cdot 45 = 40.5 \text{ cm}$$

$$0.3 \cdot d \leq b \leq 0.4 \cdot d \rightarrow 0.3 \cdot 40.5 \leq b \leq 0.4 \cdot 40.5$$

D'où  $12.15 \leq b \leq 16.2$  alors on garde **b=30cm**

a) Poutres principales Bloc E (Milieu commercial)

$$L = 770 \text{ cm}$$

$$\frac{770}{15} \leq h \leq \frac{770}{10} \Rightarrow 51.33 \leq h \leq 77 \quad \text{on prendre } \mathbf{h=60cm}$$

$$0.4 \cdot 60 \leq b \leq 0.8 \cdot 60 \Rightarrow 24 \text{ cm} \leq b \leq 48 \text{ cm} \quad \text{on prendre } \mathbf{b=35cm}$$

$$d = 0.9 \cdot h \rightarrow d = 0.9 \cdot 60 = 54 \text{ cm}$$

$$0.3 \cdot d \leq b \leq 0.4 \cdot d \rightarrow 0.3 \cdot 54 \leq b \leq 0.4 \cdot 54$$

D'où  $16.2 \leq b \leq 21.6$  alors on garde **b=35cm**

b) Poutres secondaires (Milieu commercial)

$$L = 670 \text{ cm}$$

$$\frac{670}{15} \leq h \leq \frac{670}{10} \Rightarrow 44.66 \leq h \leq 67 \quad \text{on prendre } \mathbf{h=50cm}$$

$$0.4 \cdot 50 \leq b \leq 0.8 \cdot 50 \Rightarrow 20 \text{ cm} \leq b \leq 40 \text{ cm} \quad \text{on prendre } \mathbf{b=30cm}$$

$$d = 0.9 \cdot h \rightarrow d = 0.9 \cdot 50 = 45 \text{ cm}$$

$$0.3 \cdot d \leq b \leq 0.4 \cdot d \rightarrow 0.3 \cdot 45 \leq b \leq 0.4 \cdot 45$$

D'où  $13.5 < b < 18$  alors on garde **b=30cm**

### II.2.1 Planchers

Le plancher est une plaque horizontale en béton armé infiniment rigide qui sert à séparer deux niveaux successifs.

Les planchers, comme pour les murs porteurs, doivent répondre aux critères suivants, qui sont :

a) Résistance et stabilité

Le rôle des planchers est de :

- Supporter les charges d'utilisation (charges permanentes, surcharges d'exploitation en plus de leur poids propre)
- Ne pas fléchir : Limitation de la flèche au moment du coffrage puis en cours d'utilisation
- Être durable

b) Etanchéité et protection

- À l'air
- Au feu

c) Isolation thermique et acoustique

- Isolant thermiquement
- Isolant acoustiquement

d) Fonction architecturale

- Aspect décoratif en sous face

e) Fonctions techniques

- Facilité de mise en œuvre
- Liaisons avec les porteurs verticaux
- Passage de gaines (eau, chauffage, électricité, ...)

Notre bâtiment comporte deux types de plancher :

- Plancher avec dalle pleine, poutres secondaires et poutres principales réservés au hall d'accès et les niveaux commerciaux ;
- Et plancher à corps creux pour le reste du bâtiment.

### II.2.2 Plancher dalle pleine

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs en maçonnerie portante) ou ponctuels (poteaux).

Pour le pré dimensionnement des dalles, nous prenons en considération la dalle dont les portées entre nu d'appui sont les plus grandes.

Par convention, on désigne par  $l_x$  la petite portée de la dalle et par  $l_y$  la grande portée. Soit  $\rho$  l'élanement de la dalle considérée, il est égal à :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Où :

$l_x$  = portée de la dalle suivant x

$l_y$  = portée de la dalle  
suivant Si :

- $\rho < 0.4$  → Dalle portant suivant un seul sens
- $0.4 \leq \rho \leq 1$  → Dalle portant suivant les deux sens

L'épaisseur « e » doit satisfaire les conditions relatives à :

- La résistance à la flexion,
- L'isolation acoustique,
- Et à la résistance à l'incendie.

a) Condition de résistance à la flexion bloc A, B, C et D

L'élément choisi pour fixer l'épaisseur des dalles du bloc A, B, C et D a comme portée :

$$\begin{cases} l_x = 5.50 \text{ m} \\ l_y = 6.50 \text{ m} \end{cases} \rightarrow \rho = 0.84 \rightarrow \text{Dalle travaillant suivant les deux directions principales}$$

Pour une dalle s'appuyant sur 3 ou 4 côtés, l'épaisseur doit respecter l'inégalité suivante :

$$l_y/50 \leq e \leq l_y/40 \rightarrow 650/50 \leq e \leq 650/40 \rightarrow 13 \leq e \leq 16.25 \text{ cm}$$

En relation avec cette condition, l'épaisseur e des dalles retenue pour nos blocs A, B, C et D est :

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

b) Condition de résistance à la flexion bloc E

L'élément choisi pour fixer l'épaisseur des dalles du bloc E a comme portée :

$$\begin{cases} l_x = 6.70 \text{ m} \\ l_y = 7.45 \text{ m} \end{cases} \rightarrow \rho = 0.89 \rightarrow \text{Dalle travaillant suivant les deux directions principales}$$

Pour une dalle s'appuyant sur 3 ou 4 côtés, l'épaisseur doit respecter l'inégalité suivante :

$$l_y/50 \leq e \leq l_y/40 \rightarrow 745/50 \leq e \leq 745/40 \rightarrow 14.9 \leq e \leq 18.62 \text{ cm}$$

En relation avec cette condition, l'épaisseur e des dalles retenue pour le bloc E est :

$$e = 18 \text{ cm}$$

c) Condition d'isolation acoustique

La particularité des planchers est qu'ils sont soumis, plus que toute autre paroi, aux bruits d'impacts. Ils doivent aussi isoler des bruits aériens.

Alors pour empêcher ou atténuer la propagation de ces bruits on doit jouer sur l'épaisseur de la dalle.

Selon les règles CBA 93, l'épaisseur des planchers doit être au moins égale à 13 cm si nous voulons obtenir une bonne isolation acoustique et vu que c'est largement en dessous des épaisseurs choisies pour la résistance à la flexion alors on maintient toujours ces derniers.

d) Condition de résistance au feu

Un ouvrage est dit « coupe-feu » s'il répond aux critères :

- De résistance mécanique,
- D'étanchéité aux flammes et au gaz,
- D'isolation thermique en isolant de la chaleur le milieu non directement soumis au feu

Dans le cas des bâtiments tous les planchers doivent former une séparation coupe-feu. Cette caractéristique est exprimée en heures, durée pendant laquelle ces éléments vont continuer à assumer leur rôle durant l'incendie, c'est-à-dire ne pas s'effondrer et limiter la propagation des flammes et des fumées.

Les degrés de résistance au feu s'expriment en durée :

1/4 h - 1/2 h - 1 h - 1 h 1/2 - 2 h - 3 h - 4 h - 6 h

Par conséquent, la condition de résistance au feu est traduite par :

- 1/2 heure de coupe-feu →  $e = 6$  cm
- 1 heure de coupe-feu →  $e = 7$  cm
- 1 h 1/2 de coupe- feu →  $e = 9$  cm
- 2 heures de coupe-feu →  $e = 11$  cm
- 3 heures de coupe-feu →  $e = 15$  cm
- 4 heures de coupe-feu →  $e = 17.5$  cm

Autrement dit, plus on augmente l'épaisseur, plus le plancher résiste au feu. On dira de ce plancher qu'il est coupe-feu de degré 4 h.

Dans le cas de notre ouvrage qui compte quarante-un (41) niveaux, on opte pour un degré de résistance au feu de 4 heures. On dit de ce plancher qu'il est coupe-feu de degré 4 h.

Ce qui donne :  $e = 18$  cm

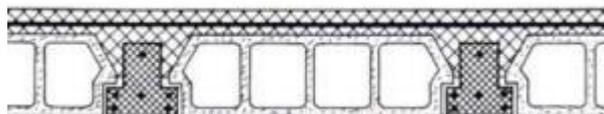
Et là également vu que cette épaisseur est largement en dessous des épaisseurs choisies pour la résistance à la flexion alors on maintient toujours ces derniers.

### II.2.3 Plancher à corps creux

Cette solution, fréquemment employées dans les bâtiments d'habitation consiste à utiliser des hourdis creux et des poutrelles en béton armé.

Ce sont des planchers, semi-préfabriqués, comprenant trois éléments (Fig.II.1) :

- Une dalle de compression armée ou « hourdis » coulée sur les corps creux afin de reprendre les efforts de compression,
- Des poutrelles en béton armé (ou précontraint) assurant la tenue de l'ensemble et reprenant des efforts de traction par l'intermédiaire de leurs armatures,
- Des corps creux ou entrevous servant de coffrage perdu.



*Figure II-1 : Schéma d'un plancher à corps creux*

Les corps creux n'ont pas de rôle mécanique. Leur mission consiste à supporter le poids de la dalle de compression en phase de coulage (coffrage perdu). Ce sont les poutrelles qui

supportent le plancher et transmettent les charges et surcharges qui leurs reviennent à la structure porteuse. Par conséquent, le dimensionnement d'un plancher à corps creux se résume au dimensionnement des poutrelles (Fig. II.2).

La hauteur des poutrelles est fixée par la condition de flèche qui stipule que :

$$\frac{L}{25} \leq ep \leq \frac{L}{20}$$

➤ Hauteur des poutrelles des blocs A, B, C et D

$$\frac{550}{25} \leq ep \leq \frac{550}{20} \Rightarrow 22 \leq h \leq 27.50$$

On prendre **ep=24 cm**

Une épaisseur de plancher de 24 cm est choisie, ce qui correspond à une dalle de compression d'une épaisseur de 4 cm, associée à un corps creux d'une hauteur de 20 cm.

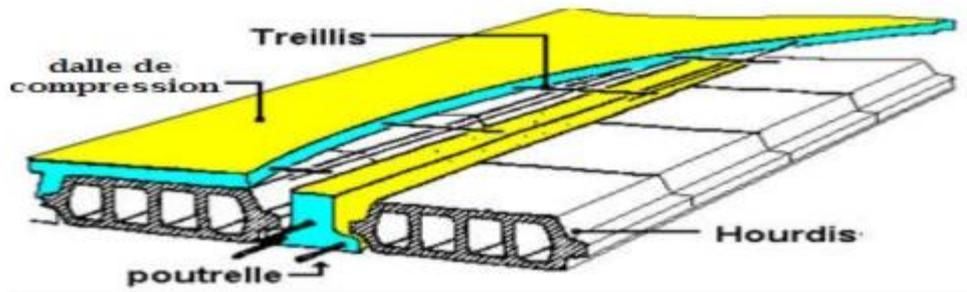


Figure II-2 : Schéma dalle corps creux

Pré dimensionnement des solives :

D'après les règles BAEL 91, la longueur de la dalle de compression sera calculée à partir de la plus petite des valeurs suivantes de  $b_1$  :

- $b_1 \geq (L_n - b_0) / 2$ .
- $b_1 \geq L/10$ .
- $b_1 \geq (6 \div 8) h_0$ .

Avec  $L_n$  : la distance entre axes de nervures ;

$L_n = 65$  cm (DTR -B.C.2.2).

$L$  : La portée entre nus d'appuis ;

$h_0$  : La hauteur de la nervure ;

$b_0$  : Epaisseur de la nervure.

a) Bloc A, B, C et D

$$b_0 = (0,4 \div 0,6)h \Rightarrow (0,4 \div 0,6)24 = (9,6 \div 14,4)$$

Alors on prend  $b_0 = 12$ cm

$b_1$  : doit vérifier les conditions :

- $b_1 \geq (L_n - b_0) / 2 \rightarrow b_1 \geq (65 - 12) / 2 = 26.5 \text{ cm}$
- $b_1 \geq L/10 \rightarrow b_1 \geq 550/10 = 55 \text{ cm}$
- $b_1 \geq (6 \div 8) h_0 \rightarrow b_1 \geq (6 \div 8) * 4 = (24 \div 32) \text{ cm} \rightarrow 28 \text{ cm}$

$b_1 = \text{min des trois valeurs} \rightarrow b_1 = 26.5 \text{ cm.}$

Et  $b = 2 b_1 + b_0$  ce qui donne  $b = 65 \text{ cm.}$

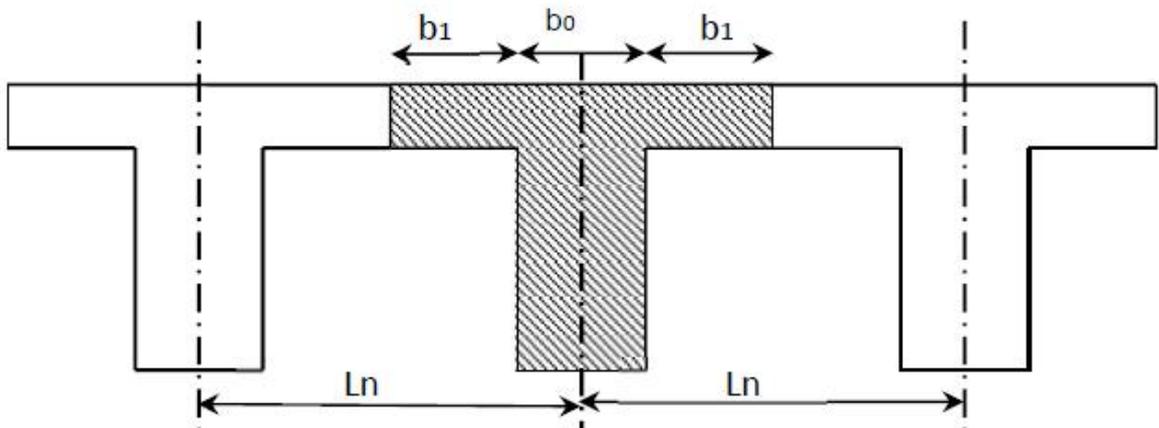


Figure II-3 : composantes d'une solive

#### II.2.4 Voiles ou murs de contreventement

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles par l'intermédiaire des planchers qui jouent le rôle de diaphragmes (grande rigidité horizontale). Par conséquent, chaque voile reprend une part de l'action sismique proportionnelle à sa rigidité qu'il va transmettre à la base du bâtiment et finalement au sol.

Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales et des charges horizontales, les voiles présentent des avantages importants par rapport aux constructions en portiques :

- Grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux,
- Lors de nombreux séismes modérés, les faibles déplacements latéraux permettent de réduire les effets psychologiques sur les habitants des immeubles.

L'utilisation du système constructif à voile peut apporter aussi des avantages économiques :

- La masse élevée des voiles permet un bon isolement acoustique et la bonne capacité calorifique du béton confère au bâtiment une inertie thermique appréciable.
- Une construction à voiles en béton armé est souvent plus économique qu'une construction à poteaux et poutres, puisque les murs remplacent à la fois les poteaux, les poutres et les cloisons, et on économise ainsi les aciers.

Avec :

$L$  : longueur du voile  $a$  : épaisseur du voile

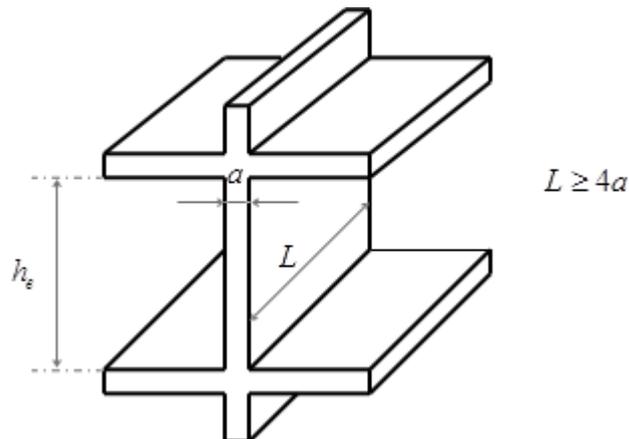


Figure II-4 : Coupe de voile en élévation

Quant à l'épaisseur minimale du voile, elle est prise égale à :  
 $a_{min} = 12 \text{ cm}$  selon l'Eurocode 2.

En outre, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage «  $h_e$  » et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué sur la figure ci-dessous :

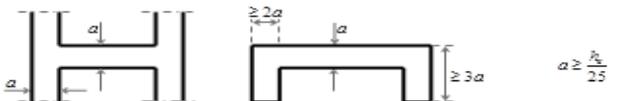
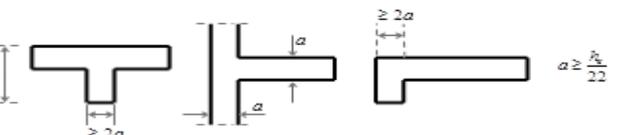
- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux 
- Pour les voiles avec un seul about sur un poteau 
- Pour les voiles à abouts libres 

Figure II-5 : : Coupe des voiles en plan

Ceci donne donc :

- $a \geq \max (a_{min}, h_e/25)$  → Voile avec deux abouts
- $a \geq \max (a_{min}, h_e/22)$  → Voile avec un about
- $a \geq \max (a_{min}, h_e/20)$  → Voile à abouts libres

Nous optons pour des voiles à abouts libres, les épaisseurs retenues sont les suivantes :

- Pour le sous-sol :  $h_e = 3.06 - 0.12 = 2.94 \text{ m}$   
 $a \geq \max \{12, \frac{h_e}{20} = 14.7\} = 15 \text{ cm}$
- Pour le rez de chaussée et les deux premiers niveaux :  $h_e = 4.08 - 0.12 = 3.96 \text{ m}$   
 $a \geq 19.8 \text{ cm}$
- Du niveau R+3 à R+40 :  $h_e = 3.06 - 0.24 = 2.82 \text{ m}$  →  $a \geq 14.1 \text{ cm}$

Aussi, nous adoptons pour l'ensemble des voiles une épaisseur égale à :  $a = 30 \text{ cm}$

### II.3 Evaluation des charges et surcharges

La descente de charge consiste à calculer, pour tous les éléments porteurs de la construction (murs et poteaux), les charges et surcharges qu'ils supportent depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

Pour effectuer un calcul minutieux, il faut d'abord calculer les poutres étant donné que les efforts tranchants aux extrémités de ces dernières dépendent des moments de continuité. En général, la descente de charge devance le calcul des poutres.

En pratique, la descente de charges se fait en admettant que les poutres reposent simplement sur les poteaux ou les voiles. Et pour tenir compte de la continuité (légère modification de la répartition des charges), les charges revenant aux poteaux voisins des poteaux de rive sont majorées de 10 %. En ce qui concerne notre projet, les poutres reposent directement sur les voiles.

La descente de charge peut être effectuée :

- Manuellement,
- Ou numériquement en utilisant le logiciel Robot.

La descente de charge est donc une combinaison de charges que l'on applique en vue de dimensionner les systèmes porteurs du bâtiment. Elle comprend les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Pour notre ouvrage, la descente de charges s'est faite manuellement.

#### a) Charges permanentes

Les charges permanentes notées  $G$  ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles comprennent en général :

Le poids propre de la structure en prenant une masse volumique du béton armé égale à  $2.5 \text{ t/m}^3$ , excepté dans des conditions spéciales où le pourcentage d'armatures est soit fort, soit faible (béton lourd ou béton léger),

- Les actions permanentes autres que le poids propre de la structure, comme par exemple, les cloisons, les revêtements de sols, etc. A cela, s'ajoute les machines comme les ascenseurs ou toutes autres installations spéciales.

La somme de ces différentes charges sur les planchers donne la valeur totale de la charge permanente à prendre en considération dans le pré dimensionnement des éléments de la structure. Aussi, pour chaque niveau nous avons calculé les différentes charges permanentes le concernant.

#### b) Surcharges d'exploitation

Les charges d'exploitation notées  $Q$  correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes. Il peut également s'y ajouter les équipements fixes légers. Ces charges sont

habituellement prises en compte sous forme de charges uniformément réparties. Elles dépendent donc de l'utilisation de l'élément considéré. A titre d'exemple pour une terrasse inaccessible aux publics,  $Q = 1 \text{ kN/m}^2$ .

### II.3.1 Plancher terrasse

La terrasse de notre bâtiment est inaccessible, c'est-à-dire une terrasse où les seuls accès autorisés sont limités aux travaux d'entretien et de réparation. Elle est réalisée en béton armé surmontée de plusieurs couches de protection avec une forme en pente pour faciliter l'évacuation des eaux pluviales.

Le plancher terrasse comprends les couches suivantes :

- **Une protection gravillon** : Il s'agit d'un procédé destiné à protéger le revêtement d'étanchéité des effets du soleil, du froid, de la grêle et de la circulation de piétons. Il existe deux types de protection :

La protection meuble réservée aux terrasses inaccessibles comme c'est le cas pour notre bâtiment. Elle est constituée par une couche de granulats roulés ou concassés d'une épaisseur de 5 à 10 cm

La protection dure pour les terrasses accessibles. Elle est constituée soit d'une chape ou d'un dallage avec revêtement, soit d'éléments préfabriqués (pavés autobloquants ou dalles posées sur plots).

- **Etanchéité multicouche** : Elle est constituée de feuilles manufacturées à base de bitume armé. Il existe plusieurs types de multicouches qui diffèrent par la nature de l'armature incorporée (voile de verre, polyester...) et le type de produit utilisé (feutre bitumé, chape de bitume...). Les feuilles sont collées entre elles avec du bitume coulé.
- **Forme de pente** : C'est une couche de béton ou de mortier maigre coulée sur l'élément porteur avec une légère pente pour guider l'écoulement des eaux pluviales vers les orifices d'évacuations.
- **Isolation thermique** : Limite les déperditions et protège les éléments porteurs des chocs thermiques et par conséquent des dilatations (mousses plastiques, matériaux minéraux comme le verre expansé ou la laine de roche, matériaux végétaux comme les panneaux de fibres ou le liège expansé)
- **Elément porteur** : Assure la résistance mécanique du plancher terrasse (dalle pleine, corps creux, structure métallique,

Les charges permanentes du plancher terrasse des différents blocs :

---

*Tableau II-1 : Charges permanentes du plancher terrasse des blocs A, B, C et D*

---

Couche	Épaisseur (cm)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Protection gravillon	4	0.8
Étanchéité multicouche	2	0.12
Forme de pente	10	2.00
Isolation thermique en liège	4	0.16
Plancher en corps creux	(20+4)	3.20
Enduit de plâtre	1	0.1
<b>Charge Permanente G</b>		<b>6.38</b>
<b>Surcharge d'exploitation Q (terrasse inaccessible)</b>		<b>1</b>

### II.3.2 Plancher courant

Les charges des planchers courants des différents blocs :

*Tableau II-2 : Charge du plancher courant des blocs A, B, C et D*

Couche	Épaisseur (cm)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	0.4
Mortier de pose	1	0.2
Lit de sable	2	0.36
Enduit de plâtre	1	0.1
Plancher en corps creux	(20+4)	3.20
Cloison intérieures		1
<b>Charge Permanente</b>		<b>5.26</b>
<b>Charge d'exploitation Qhabitation</b>		<b>1.5</b>
<b>Surcharge d'exploitation QCommercial</b>		<b>5</b>

*Tableau II-3 : Charge du plancher courant du bloc E*

Couche	Épaisseur (cm)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	0.4
Mortier de pose	1	0.2
Lit de sable	2	0.36
Enduit de plâtre	1	0.1
Plancher en corps creux	(25+5)	3.80

Cloison intérieures		1
<b>Charge Permanente</b>		<b>5.86</b>
<b>Charge d'exploitation Qhabitation</b>		<b>1.5</b>
<b>Surcharge d'exploitation QCommercial</b>		<b>5</b>

### II.3.3 Balcon

Les charges du balcon sont regroupées dans le tableau II.4

*Tableau II-4 : Charge du balcon*

Couche	Épaisseur (cm)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	0.4
Mortier de pose	1	0.2
Lit de sable	2	0.4
Dalle pleine	15	3.75
Enduit ciment	1	0.1
<b>Charge Permanente G</b>		<b>4.85</b>
<b>Surcharge d'exploitation Q</b>		<b>3.5</b>

### II.3.4 Acrotère

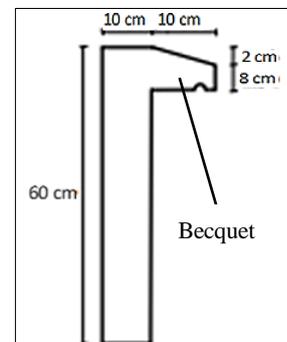
L'acrotère (Fig. II.5) est un muret en béton armé situé en bordure d'une toiture-terrasse. L'acrotère est dit bas lorsque sa hauteur, mesurée par rapport à la couche de protection, est inférieure à 30 cm et haut dans le cas contraire. Un acrotère haut peut faire office de garde-corps dans le cas d'une terrasse accessible. La partie saillante de l'acrotère empêchant l'eau de pluie de s'infiltrer derrière le relevé d'étanchéité est parfois appelée becquet.

Les charges de l'acrotère sont :  $S = 0.069 \text{ m}^2$

$$P = (0.069 \times 25) = 1.725 \text{ kN/ml}$$

Enduit (épaisseur 2 cm) = 0.55 kN/ml Charge permanente :  $G = 2.275 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ kN/ml}$



*Figure II-6 : Dimensions de l'acrotère*

### II.3.5 Ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur est en béton armé avec une épaisseur de 30 cm. Le poids propre

de l'ascenseur est estimé à  $10 \text{ kN/m}^2$ . Quant à la surcharge d'exploitation, elle est prise égale  $8 \text{ kN/m}^2$ .

D'où :

$$G = 10 \text{ kN/m}^2 \quad Q = 8 \text{ kN/m}^2$$

### II.3.6 Escalier

L'escalier est une structure composée d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans un bâtiment, de passer à pied d'un étage à un autre (Fig.II.7. Il comprend :

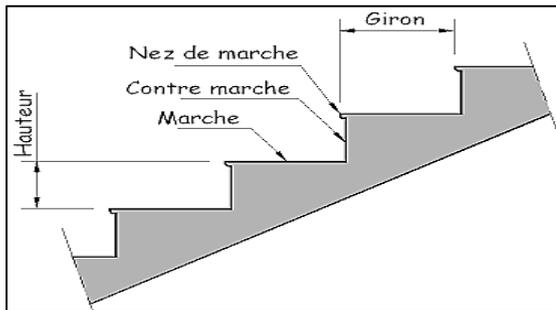


Figure II-7 : Escaliers en béton armé

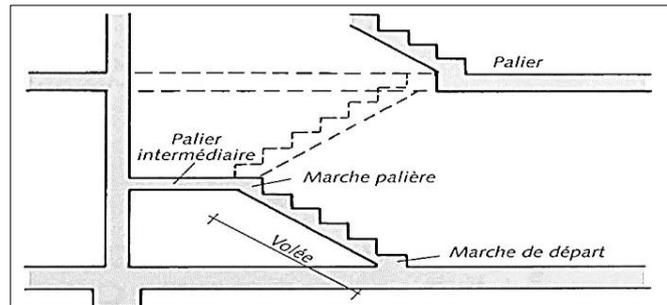


Figure II-8 : Différentes parties d'une marche

**L'emmarchement** : C'est la largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs pour l'établissement des marches.

**La contremarche** : Elle désigne la partie verticale située entre deux marches consécutives. La contremarche a plusieurs rôles :

- Elle transmet les efforts d'une marche à l'autre.
- Elle sert de finition pour la paillasse en béton.
- Elle protège contre le feu ou la chute d'objet.
- Elle isole du froid, du bruit, etc.

**La marche** : c'est une surface plane horizontale qui sert d'assise au pied pour monter ou descendre. Les marches d'une même volée ont toujours la même dénivellation. On distingue deux principaux types de marches :

- La marche droite, de forme rectangulaire,
- Et la marche balancée de forme trapézoïdale.

Les escaliers de l'ouvrage étudié sont réalisés avec des marches droites.

**La hauteur de marche** : C'est la distance verticale séparant le dessus d'une marche du dessus de la marche suivante. Les hauteurs des marches des escaliers intérieurs varient de 17 à 20 cm environ. Dans les calculs de dimensionnement d'escalier, la hauteur est souvent désignée par la lettre H.

**Le nez de marche** : C'est le bord avant de la marche, en saillie par rapport à la contremarche inférieure. Il sert juste à élargir la surface de marche.

**Le giron** : C'est la distance horizontale constante mesurée entre deux nez de deux marches

consécutives. Les girons des marches des escaliers intérieurs varient de 27 à 32 cm environ. Dans les calculs de dimensionnement d'escaliers, le giron est souvent désigné par la lettre G.

**Le palier** : C'est une plate-forme en béton située entre deux volées. C'est un espace de repos permettant de :

- Casser le rythme lorsque le nombre de marches est trop important (>17 marches),
- Changer de direction,
- Ou donner un accès à une porte.

**La volée** : C'est un ensemble de marches d'un escalier, compris entre deux paliers consécutifs.

Les charges des différentes parties des escaliers sont :

**1) Palier**

Le tableau II.6 contient les charges permanentes et surcharges d'exploitation du palier.

*Tableau II-5 : Charge du palier d'escaliers.*

Couche	Épaisseur (cm)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	0.4
Mortier de pose	2	0.4
Palier	15	3.75
Enduit de ciment	1.5	0.27
<b>Charge Permanente G</b>		<b>4.75</b>
<b>Surcharge d'exploitation Q</b>		<b>2.5</b>

**2) Volée**

Les charges et surcharges de la volée sont regroupées dans le tableau II.6.

*Tableau II-6 : Charge du la volée d'escaliers*

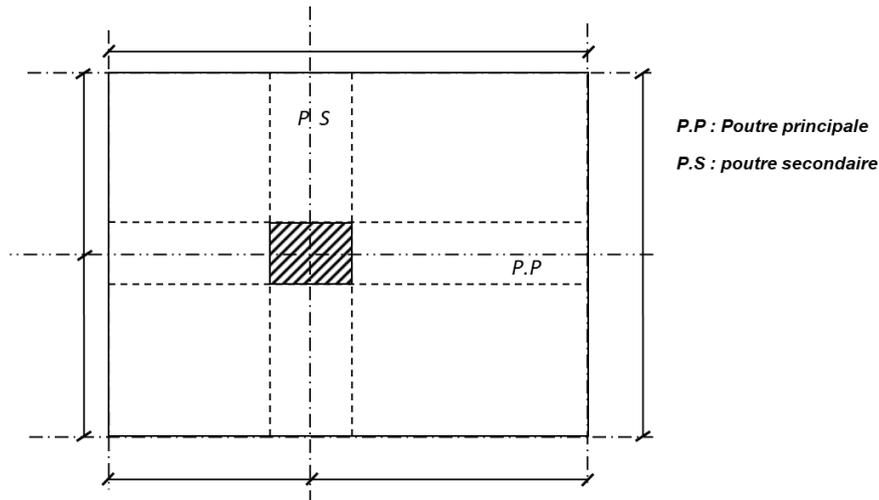
Couche	Épaisseur (cm)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	0.4
Mortier de pose	2	0.4
Marche	17	2.13
Paillasse	15	3.75
Enduit de ciment	1.5	0.27
<b>Charge Permanente G</b>		<b>6.95</b>
<b>Surcharge d'exploitation Q</b>		<b>2.5</b>

**II.4 Descente de charges**

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

En ce qui concerne notre ouvrage, nous avons pris en considération le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau S3 (Fig.II.9).

Pour la descente des charges, on utilise la règle de dégression donnée par le document technique réglementaire (DTR B.C. 2.2) spécifique aux charges permanentes et surcharges d'exploitation. Ce dernier recommande d'appliquer la règle de dégression sur la surcharge d'exploitation lorsque le bâtiment comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des niveaux peut être considérée comme indépendante. C'est exactement le cas de notre bâtiment.



**Figure II-9 : Dimensions du plancher revenant au Poteau S3**

Pour la dégression, elle se fait comme ce qui suit : Sous la terrasse :  $Q_0$

Sous le 40<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + Q_1$

Sous le 39<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Sous le 38<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 37<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 36<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs :  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$

Tableau II-7 : Charges et surcharges du Poteau S3 à l'état limite ultime et service

H [m]	ETAGE	G [kN]	Q [kN]	N <sub>supp</sub> [kN]	N <sub>ups</sub> [kN]	Nu pot [kN]	N planc [kN]	Nu [kN]	Ns [kN]
3,06	Haut 40 <sup>eme</sup> étage	6,38	1	57,510	33,296	0	367,9867875	458,793	335,80381
3,06	Haut 39 <sup>eme</sup> étage	11,64	2,5	115,020	66,593	7,47225	737,720175	926,805	676,41488
3,06	Haut 38 <sup>eme</sup> étage	16,9	3,85	172,530	99,889	17,6428125	1099,266375	1389,329	1013,5666
3,06	Haut 37 <sup>eme</sup> étage	22,16	5,05	230,040	133,186	27,813375	1452,625388	1843,665	1345,2601
3,06	Haut 36 <sup>eme</sup> étage	27,42	6,1	287,550	166,482	41,097375	1797,797213	2292,927	1673,8018
3,06	Haut 35 <sup>eme</sup> étage	32,68	7	345,060	199,779	54,381375	2134,78185	2734,002	1996,8854
3,06	Haut 34 <sup>eme</sup> étage	41,54	7,75	402,570	233,075	71,1939375	2463,5793	3170,419	2317,1246
3,06	Haut 33 <sup>eme</sup> étage	47,4	8,455	460,080	266,372	88,0065	2789,920594	3604,379	2635,7263
3,06	Haut 32 <sup>eme</sup> étage	53,26	9,16	517,590	299,668	108,76275	3116,261888	4042,283	2957,2493
3,06	Haut 31 <sup>eme</sup> étage	59,12	9,91	575,100	332,965	129,519	3445,059338	4482,643	3280,4098
3,06	Haut 30 <sup>eme</sup> étage	64,98	10,75	632,610	366,261	154,634063	3778,7691	4932,274	3610,0738
3,06	Haut 29 <sup>eme</sup> étage	70,84	11,395	690,120	399,558	179,749125	4101,835519	5371,262	3932,6423

3,06	Haut 28 eme étage	76,7	12,25	747,630	432,854	209,638125	4436,364	5826,486	4266,3884
3,06	Haut 27 eme étage	82,56	12,895	805,140	466,151	239,527125	4759,430419	6270,248	4592,4932
3,06	Haut 26 eme étage	88,42	13,6	862,650	499,447	274,605188	5085,771713	6722,474	4924,6249
3,06	Haut 25 eme étage	94,28	14,5	920,160	532,744	309,68325	5422,75635	7185,343	5263,8523
3,06	Haut 24 eme étage	100,14	15,16	977,670	566,040	350,3655	5746,641488	7640,717	5598,4978
3,06	Haut 23 eme étage	106	15,79	1035,180	599,337	391,04775	6068,889188	8094,454	5932,0518
3,06	Haut 22 eme étage	111,86	16,606	1092,690	632,633	437,749313	6401,289	8564,362	6276,8325
3,06	Haut 21 eme étage	117,72	17,3875	1150,200	665,930	484,450875	6731,805759	9032,386	6620,3579
3,06	Haut 20 eme étage	123,58	18,13	1207,710	699,226	531,152438	7060,19385	9498,282	6962,4642
3,06	Haut 19 eme étage	129,44	18,892	1265,220	732,523	584,288438	7389,646275	9971,677	7310,0463
3,06	Haut 18 eme étage	135,3	19,645	1322,730	765,819	637,424438	7718,607469	10444,581	7657,3009
3,06	Haut 17 eme étage	141,16	20,389	1380,240	799,116	690,560438	8047,077431	10916,993	8004,228
3,06	Haut 16 eme étage	147,02	21,16	1437,750	832,412	750,546	8377,021088	11397,729	8357,2113
3,06	Haut 15 eme étage	152,88	21,8875	1495,260	865,709	810,531563	8704,590459	11876,091	8708,6118

3,06	Haut 14 eme étage	158,74	22,645	1552,770	899,005	877,781813	9033,797269	12363,354	9066,4851
3,06	Haut 13 eme étage	164,6	23,3965	1610,280	932,302	945,032063	9362,676591	12850,290	9424,1401
3,06	Haut 12 eme étage	170,46	24,142	1667,790	965,598	1012,28231	9691,228425	13336,899	9781,5768
3,06	Haut 11 eme étage	176,32	24,925	1725,300	998,895	1087,21238	10021,82706	13833,234	10146,067
3,06	Haut 10 eme étage	182,18	25,66	1782,810	1032,191	1162,14244	10349,80579	14326,949	10508,81
3,06	Haut 9 eme étage	188,04	26,389	1840,320	1065,488	1237,0725	10677,45703	14820,337	10871,335
3,06	Haut 8 eme étage	193,9	27,16	1897,830	1098,784	1320,0975	11007,40069	15324,112	11241,385
3,06	Haut 7 eme étage	199,76	27,928	1955,340	1132,080	1403,1225	11337,1806	15827,724	11611,325
3,06	Haut 6 eme étage	205,62	28,642	2012,850	1165,377	1486,1475	11664,01313	16328,388	11979,301
3,06	Haut 5 eme étage	211,48	29,4025	2070,360	1198,673	1577,68256	11993,38368	16840,100	12355,272
3,06	Haut 4 eme étage	217,34	30,16	2127,870	1231,970	1669,21763	12322,59049	17351,648	12731,134
3,06	Haut 3 eme étage	223,2	30,9145	2185,380	1265,266	1760,75269	12651,63355	17863,033	13106,887
4,08	Haut 2 eme étage	229,06	33,549	2242,890	1298,563	1861,213	13083,28937	18485,955	13557,660
4,08	Haut 1 eme étage	234,92	36,1735	2300,400	1331,859	2003,327	13514,39937	19149,986	14038,923

<b>4,08</b>	<b>Haut rdc</b>	<b>240,78</b>	<b>38,788</b>	<b>2357,910</b>	<b>1365,156</b>	<b>2145,442</b>	<b>13944,96356</b>	<b>19813,471</b>	<b>14519,823</b>
<b>3,06</b>	<b>Haut Sous-sol</b>	<b>247,88</b>	<b>40,055</b>	<b>2415,420</b>	<b>1398,452</b>	<b>2300,770</b>	<b>14362,892</b>	<b>20477,534</b>	<b>15006,599</b>
	<b>Radier général</b>	<b>254,98</b>	<b>41,317</b>	<b>2472,930</b>	<b>1431,749</b>	<b>2410,570</b>	<b>14780,548</b>	<b>21095,797</b>	<b>15459,469</b>

## II.5 Conclusion

Le prédimensionnement est une étape importante dans l'étude des structures d'ouvrages. Elle est basée sur les règlements en vigueur et permet d'obtenir une estimation des dimensions minimales à prendre en considération avant le dimensionnement final.

Ce travail est important car il représente le point de départ des justifications vis-à-vis de la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Par conséquent, il nous permet de limiter des erreurs dans le calcul du ferrailage des éléments constituant notre bâtiment.

Le prédimensionnement doit être conforme aux règlements en vigueur afin de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

Le redimensionnement des éléments n'est pas à exclure par la suite dans le cas où la structure est soumise à des efforts non prises en compte dans le prédimensionnement.

# CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

### III.1 Introduction

La conception structurelle ne se limite pas uniquement aux éléments qui supportent des charges ou qui sont essentiels à l'intégrité structurelle d'un bâtiment. Les éléments non structuraux jouent également un rôle crucial dans la performance globale d'une construction, notamment en termes de confort, d'esthétique et de fonctionnalité.

Ce chapitre se consacre au dimensionnement de ces composants qui, bien que ne faisant pas partie du système porteur principal, doivent être méticuleusement conçus pour résister aux sollicitations auxquelles ils sont soumis, tout en répondant aux exigences réglementaires et aux attentes des utilisateurs.

Ce chapitre comporte le calcul des éléments suivants :

- Acrotère
- Garde-corps
- Escalier
- Balcon
- Plancher

### III.2 Acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une barrière servant de garde-corps pour faire face à toute chute accidentelle.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée à sa base, soumis à un effort  $G$  dû à son poids propre, et à une surcharge horizontale  $Q$  due à la main courante. Cette dernière engendre un moment de renversement  $M$  au niveau de la section d'encastrement.

Comme il est exposé aux intempéries, la fissuration est donc considérée comme préjudiciable.

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de largeur égale à 1 mètre linéaire. Le calcul se fera aux états limites.

#### III.2.1 Dimensions

Les dimensions de l'acrotère sont détaillées ci-dessous :

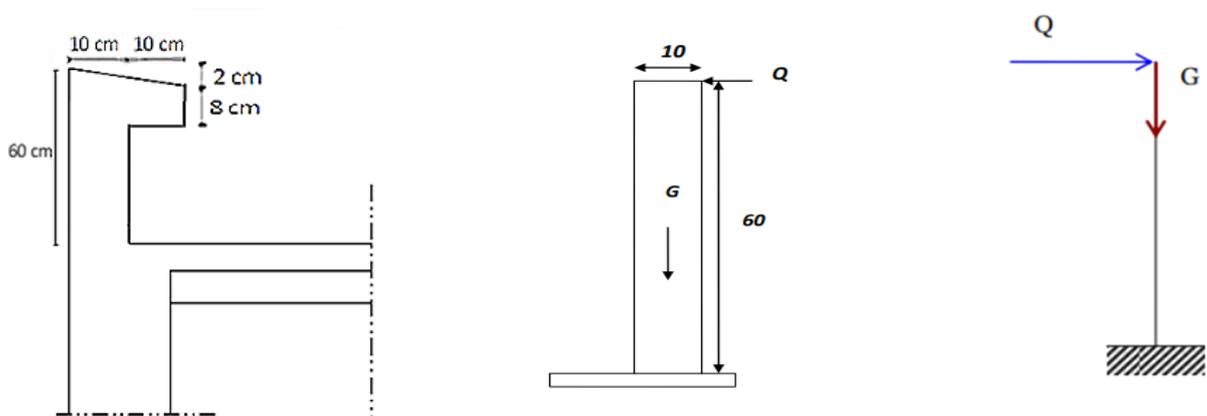


Figure III-1 : Schéma de l'acrotère

### Hypothèse de calcul :

- Une charge combinée de flexion s'applique à l'acrotère.
- La fissuration est considérée comme un inconvénient pour l'acrotère.
- Le calcul sera réalisé sur une section de l'acrotère d'un mètre linéaire.

### Évaluation des charges :

Tableau III-1 : Évaluation des charges

Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G	Q
0.069	0.069*25=1.725	0.03*0.6* 20 = 0.36	2.085	1

Calcul des sollicitations (Effort normale et moment fléchissant) :

#### III.2.1.1.1Etat Limit Ultime (E.L.U)

$$\begin{cases} N_u = 1.35G \\ M_u = 1.5 * F_p * L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1.35 * 2.085 = 2.815 \text{ kN} \\ M_u = 1.5 * 1.668 * 0.6 = 1.5012 \text{ kN.m} \end{cases}$$

#### III.2.1.1.2Etat Limit Service (E.L.S)

$$\begin{cases} N_s = G \\ M_s = F_p * L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 2.085 = 2.085 \text{ kN} \\ M_u = 1.668 * 0.6 = 1 \text{ kN.m} \end{cases}$$

### Détermination de la section des armatures

Le calcul se fait sur une section rectangulaire. Pour une bande de 1m de largeur, la section de calcul est (100\*10) cm<sup>2</sup>

Les dimensions de la section

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

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 h = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm}$$

### Enrobage

**Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend C = C' = 2 cm.**

Etat Limit Ultime (E.L.U)

Excentricité (Position du point d'application de l'effort normal de compression)

$$e_o = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.5012}{2.085} = 0.72 \text{ m}$$

$$e_o = 0.72 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m}$$

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures  $\Rightarrow$  L'effort normal de compression N est appliqué à l'extérieur de la section ; donc la section est partiellement comprimée (S.P.C)

La section sera étudiée en flexion simple avec moment fictif par rapport aux armatures tendue

$$M_u^f = N_u \times e = N_u \cdot \left( e_o + \frac{h}{2} - C' \right) = 2.815 \times \left( 0.72 \times \frac{0.1}{2} - 2 \right) = 5.528 \text{ KN.m}$$

### Vérification de l'existence des armatures comprimées

- Etat Limit Ultime (E.L.U)

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5.528 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 9^2} = 0.048$$

$$\mu_L = 0.8 \times \alpha \times (1 - 0.4 \times \alpha_L)$$

$$\alpha = \frac{3.5}{3.5 + 1000\delta_s} \Rightarrow \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.688 \quad \text{avec } 1$$

$$.000\delta_s = \frac{f_e}{E.s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.15} = 1.74$$

$$\mu_L = 0.8 \times 0.688 \times (1 - 0.4 \times 0.688) = 0.392$$

$$\mu_L = 0.392 > \mu = 0.048 \quad \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

### Calcul de la section d'armatures

#### III.2.1.1.3 Flexion simple

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5.528 \times 10^3}{348 \times 0.997 \times 9} = 1.77 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } \beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.997$$

#### III.2.1.1.4 Flexion composée

$$A_t = A_1 - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 1.77 - \frac{5.528 \times 10^3}{100 \times 348} = 1.61 \text{ cm}^2$$

#### III.2.1.1.5 Condition de non fragilité : [BAEL 91]

$$A_{min} = 0.25\% \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_t = 2.5 \text{ cm}^2$$

**III.2.1.1.6 Choix des armatures :**

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

$$(T8 \rightarrow e=20\text{cm})$$

$$e \leq \min(25 ; 2 \times 15) \text{ cm} \Rightarrow \text{condition verifiée}$$

**III.2.1.1.7 Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{2.5}{4} = 0.625$$

Armatures principales

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1}{2.085} = 0.48 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05$$

Donc : le point d'application de l'effort normal de compression  $N_{ser}$  se trouve en dehors de la section  $\Rightarrow$  la section est partiellement comprimée (S.P.C)

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0.45d}{e_{ser} - 0.185d} \times 0.23 = \frac{9 \times 100 \times 2.1}{400} \times \frac{48 - 0.45 \times 9}{48 - 0.185 \times 9} \times 0.23$$

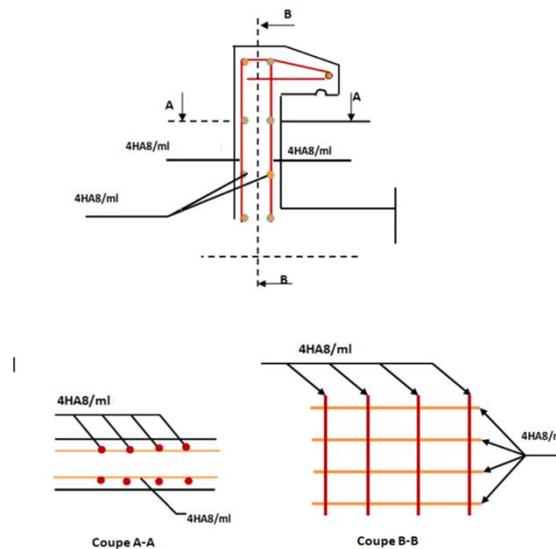
$$A_{s \min} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T8  $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T8  $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$



**Figure III-2 : schéma du ferrailage de l'acrotère**

- Etat limite de service (E.L.S)

Vérification des contraintes

Moment de service

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left( e - c + \frac{h}{2} \right) = 2.085 \times \left( 0.48 - 0.02 \times \frac{0.1}{2} \right) = 0.998 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow \frac{100}{2}y^2 - 16.95y + 152.55 \rightarrow y = 1.59$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100}{3} \times (1.59^3 + 15 \times 1.13(9 - 1.59)^2) = 164.68 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{99.8}{164.68} \times 1.59 = 0.963 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.963 < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Détermination des contraintes dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 100\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \text{fissuration préjudiciable}$$

Avec :

$\eta$  = coefficient de fissuration pour HA  $\Phi \geq 6 \text{ mm}$  ;  $\eta = 1,6$

$$\sigma_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{99.8}{164.68} (9 - 1.59) = 67.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 67.35 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{condition vérifiée}$$

Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5}{1 \times 0.09} = 16.67 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 0.017 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa condition vérifiée}$$

### III.3 Garde-corps

C'est un moyen de protection, servant à prévenir toute chute. Le garde-corps est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 100 cm de hauteur.

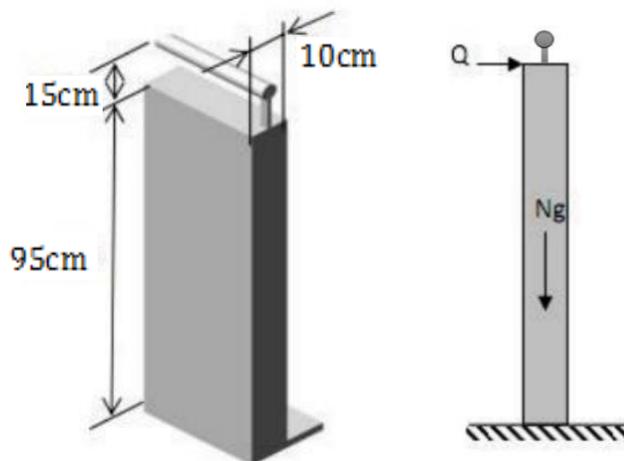


Figure III-3 : Détails et modélisation du garde-corps

La méthode de calcul du garde-corps est la même que celle de l'acrotère.

#### III.3.1 Evaluation des sollicitations

La section dangereuse est la section d'encastrement. Le tableau ci-dessous donne les sollicitations appliquées sur le garde-corps.

- Charges permanentes :  $G = 25 \times 0.1 \times 0.95 = 2.38 \text{ kN/ml}$
- Charges d'exploitation :  $Q = 1 \text{ kN/ml}$

Tableau III-2 : Sollicitations agissant sur le garde-corps

	N [kN/ml]	M [kN.m/ml]	T [kN/ml]
<b>ELU</b>	3.21	1.43	1.5
<b>ELS</b>	<b>2.38</b>	<b>0.95</b>	<b>1</b>

#### III.3.2 Calcul du ferrailage

Nous allons procéder comme pour l'acrotère.

Les résultats de calculs des armatures sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III-3 : Résultats du calcul du ferrailage du garde-corps

ELU		ELS	
<b>Pivot</b>	A	$\sigma_{bc}$ [MPa]	1.07
<b>Asc</b> [cm <sup>2</sup> ]	0	$\sigma_s$ [MPa]	51.9
<b>As</b> [cm <sup>2</sup> ]	0.48	$\sigma_{bc, lim}$ [MPa]	15
<b>As, min</b> [cm <sup>2</sup> ]	<b>0.97</b>	$\sigma_{s, lim}$ [MPa]	<b>201.6</b>

### III.3.3 Vérification au cisaillement

$$\tau_u = 0.187 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant, la section ne nécessite pas d'armatures transversales.

### III.3.4 Composante horizontale de la force horizontale

$$W_p = 2.38 \text{ kN} \Rightarrow F_p = 2.28 \text{ kN} > 1.5 \text{ kN}$$

On doit recalculer le ferrailage pour l'état limite accidentel, avec :  
 $F_p = 2.28 \text{ kN}$  (force horizontale)

Le nouveau ferrailage déterminé est :

$$A_s = 0.723 \text{ cm}^2 < A_{s, \min}$$

Donc, le ferrailage retenu est le ferrailage minimal :

$A_{s, \min} = 0.97 \text{ cm}^2$  dans les deux sens, avec une section d'armatures transversales au moins égale au quart de la section longitudinale. Soit :

$$A_{s/ml} = 4HA8 \text{ (HA8 = } 0.50 \text{ cm}^2\text{)} \rightarrow \text{Espacement } e = 25 \text{ cm}$$

Armatures de répartition (transversales) :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.5 = 4HA6$$

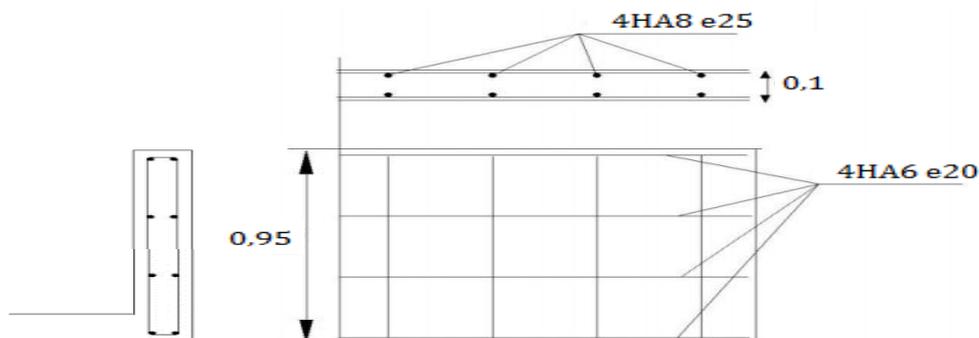


Figure III-4 : Schéma de ferrailage du garde-corps

## III.4 Escaliers

### III.4.1 Définition

L'escalier est un élément statique permettant le passage d'un étage à un autre, il est constitué de gradins successifs (marches) et de dalles horizontales (paliers).

Dans notre bâtiment, nous avons des escaliers à deux volées de hauteur 3.06 et 4.08, ils sont en béton armé coulé sur place.

Dans le cadre de notre projet, nous allons étudier une seule volée car notre escalier est symétrique.

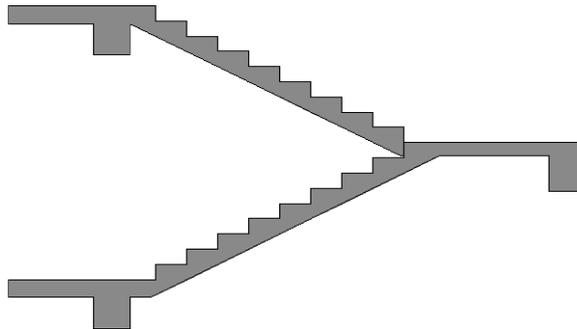


Figure III-5 : Escaliers à deux volées

### III.4.2 Caractéristiques géométriques

#### Dimensionnement des marches et contre marches

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL :  $59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm}$

$$14\text{cm} \leq h \leq 20 \quad \text{et} \quad 22\text{cm} \leq g \leq 33$$

Cas  $H_e = 3.06$

On prend :  $g = 30\text{cm}$  et  $h = 17\text{cm}$

- Vérification avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 * 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} \quad = \quad 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} : \text{Condition vérifiée}$$

Nombre de contre marches :  $n = H/h = 306/17 = 18$

On aura alors 18 contre marche entre chaque étage

Pour chaque volée, on a **n = 9 contre marches.**

Nombre de marches :  $m = (n-1) = (9-1) = \mathbf{8 \text{ marches}}$

La ligne de foulée :

$$L_f = g \times m = 30 \times 8 = 240 \text{ cm}$$

L'angle d'inclinaison :

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0.87$$

La longueur de la paille (L paille) :

$$L_{\text{paille}} = \sqrt{(153^2 + 240^2)} = 285 \text{ cm.}$$

Epaisseur de la volée ( $e_v$ ) :

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{285}{30 \cdot 0.87} \leq e_v \leq \frac{285}{20 \cdot 0.87} \rightarrow 10.91 \text{ cm } e_v \leq 16.37 \text{ cm}$$

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

Epaisseur de la palier ( $e_p$ ) :

$$e_p = e_v = 15 \text{ cm}$$

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

Cas  $H_e = 4.08$

On prend :  $g = 27 \text{ cm}$  et  $h = 17 \text{ cm}$

- Vérification avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 * 17) + 27 \leq 66 \text{ cm} = 59 \text{ cm} \leq 61 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} : \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Nombre de contre marches : } n = \frac{H}{h} = \frac{408}{17} = 24$$

On aura alors 24 contre marche entre chaque étage

Pour chaque volée, on a **n= 12 contre marches.**

Nombre de marches :  $m = (n-1) = (12-1) = 11 \text{ marches}$

La ligne de foulée :

$$L_f = g \times m = 27 \times 11 = 297 \text{ cm}$$

L'angle d'inclinaison :

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0.63 \Rightarrow \alpha = 32.21^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0.84$$

La longueur de la volée (L volée) :

$$L \text{ paillasse} = \sqrt{(204^2 + 297^2)} = 360 \text{ cm.}$$

Epaisseur de la volée ( $e_v$ ) :

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{360}{30 * 0.84} \leq e_v \leq \frac{360}{20 * 0.84}$$

$$\rightarrow 14.28 \text{ cm} \leq e_v \leq 21.42 \text{ cm}$$

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

Epaisseur de la palier ( $e_p$ ) :

$$e_p = e_v = 15 \text{ cm}$$

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

### Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S ( Cas He= 3.06)

#### III.4.2.1.1 Volée

Revêtement en carrelage horizontal (2 cm) : ..... 2 X 0,20 = 0,40 kN/m<sup>2</sup>

Mortier de ciment horizontal (2 cm) : ..... 2 X 0,20 = 0,40 kN/m<sup>2</sup>

Lit de sable (2 cm) : ..... 2 X 0,18 = 0,36 kN/m<sup>2</sup>

Revêtement en carrelage vertical ( $e_p \times 0,20 \times \frac{h}{g}$ ) ..... = 1.7 kN/m<sup>2</sup>

Poids propre de la paillasse ( $e_v \times \frac{0.25}{\cos \alpha}$ ) ..... = 3.44 kN/m<sup>2</sup>

Poids propre des marches ( $0.22 \times \frac{h}{2}$ ) ..... = 1.87 kN/m<sup>2</sup>

Garde-corps ..... = 0.10 kN/m<sup>2</sup>

Enduit en plâtre (2 cm) : ..... = (2 X 0,10)/0,87 = 0,23 kN/m<sup>2</sup>

$$G = 8.5 \text{ kN/m}^2$$

Locaux à usage d'habitation  $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur  $\begin{cases} q_u = 15.22 \text{ KN/m}^2 \\ q_{ser} = 11 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

#### III.4.2.1.2 Palier :

Revêtement en carrelage (2 cm) : ..... 2 X 0,20 = 0,40 kN/m<sup>2</sup>

Mortier de ciment horizontal (2 cm) : ..... 2 X 0,20 = 0,40 kN/m<sup>2</sup>

Lit de sable (2 cm) : ..... 2 X 0,18 = 0,36 kN/m<sup>2</sup>

Enduit en plâtre (2 cm) : ..... 2 X 0,10 = 0,20 kN/m<sup>2</sup>

Poids propre du palier : ( $e_p \times 0.25$ ) : .....=3.75 kN/m<sup>2</sup>

$$G=5.11 \text{ kN/m}^2$$

$$Q= 2.50 \text{ kN/m}^2$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur  $\begin{cases} q_u = 10.64 \text{ KN/m}^2 \\ q_{ser} = 7.61 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

### Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant max à l'ELU et L'ELS

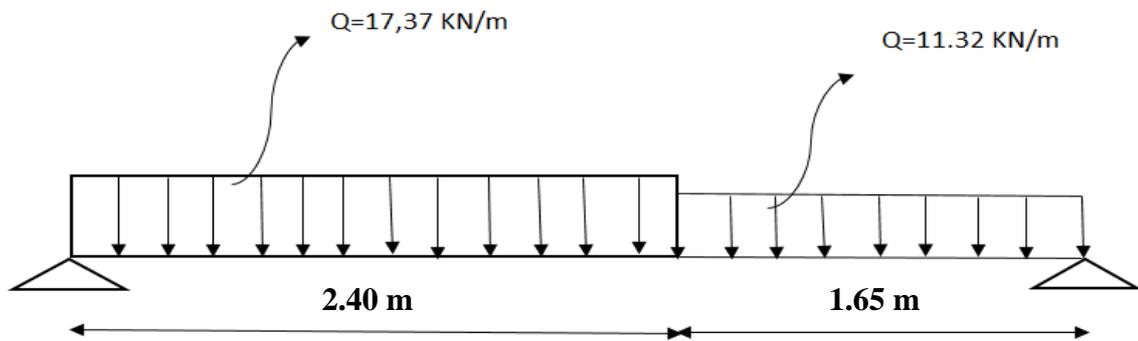


Figure III-6 : Charge Q appliquée à l'escalier

Résultats obtenus :

**ELU :**

$$R_a = 31.52 \text{ kN}$$

$$R_b = 38.10 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = 38.10 \text{ kN}$$

$$M_{o\max} = 41.90 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_o = 33.52 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0.4 M_o = 8.38 \text{ kN.m}$$

**ELS :**

$$R_a = 2.27 \text{ kN}$$

$$R_b = 2.76 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = 2.76 \text{ kN}$$

$$M_{o\max} = 30.35 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_o = 24.28 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0.4 M_o = 6.07 \text{ kN.m}$$

#### III.4.2.1.3 Calcul des moments maximaux en travée et en appuis à l'E.L.U :

$$\text{On a : } M_{\max} = 41.90 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.8 \times M_{\max} = 33.52 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.2 \times M_{\max} = 8.38 \text{ KN.m}$$

- Ferrailage de l'escalier :

En travée :

- Le moment ultime :

$$M_t = 33.52 \text{ KN.m} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0.9h = 13.5 \text{ cm} \quad b = 1 \text{ m}$$

- Le moment réduit  $\mu_u$ :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{33.52 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} = 0.129 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

On a  $\beta = 0.930$

La section d'acier :  $A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{33.52 \times 10^3}{0.930 \times 13.5 \times 348} = 7.4 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{cal} ; A_{min}) \Rightarrow A_t^u = 7.4 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$7T12 \rightarrow A = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$(T12 \rightarrow e = 14 \text{ cm})$$

Sur appuis

Le moment ultime :

$$M_a = 8.38 \text{ KN.m} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0.9h = 13.5 \text{ cm} \quad b = 1 \text{ m}$$

- Le moment réduit  $\mu_u$ :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8.38 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} = 0.032 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

On a  $\beta = 0.983$

La section d'acier  $A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.38 \times 10^3}{0.983 \times 13.5 \times 348} = 7.25 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{cal} ; A_{min}) \Rightarrow A_t^u = 7.25 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$7T12 \rightarrow A = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$(T12 \rightarrow e = 15 \text{ cm})$$

#### III.4.2.1.4 Calcul des moments maximaux en travée et en appuis à l'ELS:

$$M_t^{ser} = 0.8 \times M_{max} = 24.28 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{ser} = 0.2 \times M_{max} = 6.07 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$A_s = 5.55 \text{ cm}^2$$

1) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 83.25y - 1123.87 = 0 \rightarrow y = 3.98 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

2) Détermination du moment d'inertie

$$\rightarrow I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = 8595.72 \text{ cm}^4$$

3) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_b$  :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{24.28 \times 10^3}{8595.72} \times 3.98 = 11.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.81 < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} : \text{condition vérifiée}$$

En appuis :

$$\rightarrow A_s = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 19.5y - 263.25 = 0 \rightarrow y = 2.11 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve sur la fibre la plus comprimée.

1) Détermination du moment d'inertie

$$\rightarrow I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = 2842.91 \text{ cm}^4$$

2) Détermination de la contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_b$  :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6.08 \times 10^3}{2842.91} \times 2.11 = 2.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.81 < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} : \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

On doit vérifier 2 conditions

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{17}{405} = 0.041 > 0.033 \text{ condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.55}{100 \times 13.5} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 0.004 < 0.005 \text{ condition vérifiée}$$

Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{\max} = 38.10 \text{ KN} = 3810 \text{ N}$$

$$T_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{3810}{100 \times 13.5 \times 100} = 0.028 \text{ MPa}$$

### III.4.3 Etude de la poutre palière :

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encadrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion. Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier. La poutre palière sert d'encastrement au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier

Dimensionnement :

Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10} \Rightarrow 22 \text{ cm} \leq h \leq 33 \text{ cm}$$

On prend :  $h=30 \text{ cm}$  donc  $d=0.9h=27 \text{ cm}$

$$0.3d \leq b \leq 0.4d \Rightarrow 8.1 \text{ cm} \leq b \leq 10.8 \text{ cm}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 12 \leq b \leq 24$$

On prend :  $b = 20 \text{ cm}$

Charges supportées par la poutre

Poids propre de la poutre :  $G_p = b \times h \times \gamma_{\text{beton}}$

$$G_p = 0.20 \times 0.30 \times 25 = 1.5 \text{ KN/m}$$

Poids du mur situé sur la poutre :  $G_m = 9 \times 1.53 \times 0.15 = 2.07 \text{ KN/m}$

Charge d'exploitation :  $Q = 2.5 \text{ KN/m}$

$$G_{\text{palier}} = 5.11 \text{ KN/m}$$

$$\frac{G_{paillasse}}{2} = \frac{8.5}{2} = 4.25 \text{ KN/m}$$

$$Q_u = (1.35 \times (1.5 + 2.07 + 4.25 + 5.11)) + (1.5 \times 2.50) = 21.20 \text{ KN/m}$$

$$Q_{ser} = 1.5 + 2.07 + 2.5 + 4.25 + 5.11 = 12.93 \text{ KN/m}$$

### III.4.3.1.1 Calcul des sollicitations à l'E.L.U

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{21.20 \times 3.3^2}{8} = 28.86 \text{ KN.m}$$

➤ **En travée :**  $M_t = 0.8 \times M_0 = 23.08 \text{ KN.m}$

➤ **Sur appui :**  $M_a = 0.4 \times M_0 = 11.54 \text{ KN.m}$

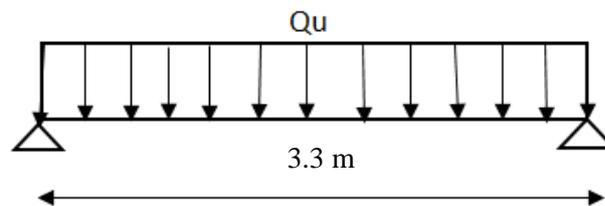


Figure III-7 : Schéma statique de la poutre palière

### Ferraillage de la poutre palière à l'ELU :

On a  $b=20 \text{ cm}$  ;  $h=30 \text{ cm}$  ;  $d=0.9h=27 \text{ cm}$

**En travée :**

Le moment ultime :

$$M_t = 23.08 \text{ KN.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{23.08 \times 10^3}{20 \times 27^2 \times 14.2} = 0.1 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

On a  $\beta = 0.947$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{23.08 \times 10^3}{0.947 \times 27 \times 348} = 2.59 \text{ cm}^2$$

On prend comme choix 2T14 avec  $A_{adm} = 3.08 \text{ cm}^2$

**Sur appuis :**

Le moment ultime :  $M_a = 11.54 \text{ KN.m}$

Le moment réduit  $\mu_u$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{11.54 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14.2} = 0.05 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

On a  $\beta = 0.974$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11.54 \times 10^3}{0.974 \times 27 \times 348} = 1.26 \text{ cm}^2$$

On prend comme choix 2T12 avec :  $A_{adm} = 2.26 \text{ cm}^2$

Les vérifications :

a) Condition de non fragilité

$$\triangleright A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 20 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$\triangleright A_{st} = 3.49 \text{ cm}^2 > A_{min} 0.65 \text{ cm}^2 ; \text{condition vérifiée}$$

Les vérifications des contraintes à l'ELS

$$Q_{ser} = 12.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 17.60 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**  $M_{t ser} = 0.8 \times M_{ser} = 14.08 \text{ KN.m}$

- **Sur appui :**  $M_{a ser} = 0.4 \times M_{ser} = 7.04 \text{ KN.m}$

a. **En travée**

$$\triangleright A_s = 3.49 \text{ cm}^2$$

1) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 10 y^2 + 52.35 y - 1413.45 = 0 \rightarrow y = 11.60 \text{ cm}$$

2) L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

$\triangleright$  Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{20 \times 11.60^3}{3} + 15 \times 3.49 \times (27 - 11.60)^2 = 29091.51 \text{ cm}^4$$

3) Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$ :

$$\triangleright \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{14.08 \times 10^3}{29091.51} \times 11.60 = 9.03 \text{ MPa}$$

$$\triangleright \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\triangleright \sigma_b = 9.03 < \sigma_{bc} 15 \text{ MPa} ; \text{condition vérifiée}$$

b. **Sur appuis**

$$\triangleright A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\triangleright \frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 10 y^2 + 33.9 y - 915.3 = 0 \rightarrow y = 9.02 \text{ cm}$$

- L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

Détermination du moment d'inertie :

$$\text{➤ } I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{20 \times 9.02^3}{3} + 15 \times 2.26 \times (27 - 9.02)^2 = 18297.91 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$ :

$$\text{➤ } \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{7.04 \times 10^3}{18297.91} \times 9.02 = 5.58 \text{ MPa}$$

$$\text{➤ } \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{➤ } \sigma_b = 5.58 <$$

$\sigma_{bc} 15 \text{ MPa}$  ; condition vérifiée

Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\text{➤ } T_u = \frac{Ql}{2} = \frac{17.48 \times 3.6}{2} = 31.46 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{31.46 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.38 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(0.13 \times 25; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.38 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.25 \text{ MPa} ; \text{ condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

Ferrailage des armatures transversales :

a) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\text{➤ } \phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\} = \{8.57 \text{ mm}; 30 \text{ mm}; 12 \text{ mm}\} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

b) L'espacement :

$$S_t \leq \min(0.9h; 40 \text{ cm}) = (24.30 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

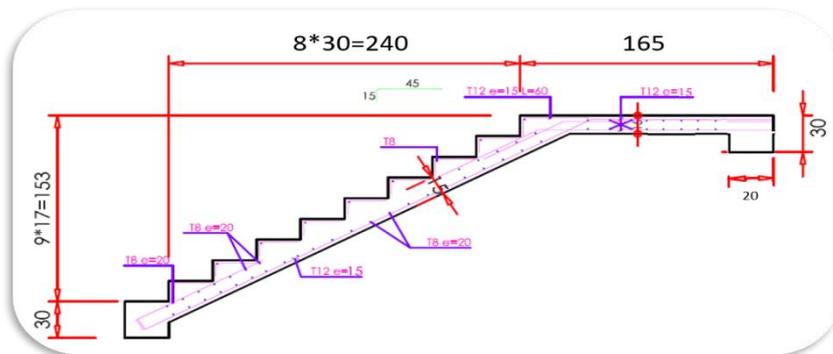


Schéma ferrailage escalier

### III.5 Etude de l'ascenseur

#### III.5.1 Introduction :

L'ascenseur est un moyen mécanique de circulation vertical. La cage d'ascenseur est généralement conçue à cote de celle des escaliers.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

Les normes principales qui régissent la réalisation des ascenseurs sont les normes européennes - harmonisées en EN 81-1, concernant les ascenseurs électriques et EN81-2 concernant les ascenseurs hydrauliques.

### III.5.2 L'ascenseur :

D'après la norme française **NF-P82-209** qui répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, que l'on désignait auparavant sous le terme simple d'ascenseur, les dimensions de la cabine (voir constitution des ascenseurs et monte-charge (P58/59).

*Tableau III-4 : Tableau caractéristique des ascenseurs selon le NF-P82-208*

1	2	3	4	5	6		7	8		9	10	11
					Personnes	Capacité		Entrainement	Acces			
						Largeur	Profondeur		Largeur	Profondeur		
6	450 Kg.	1:1	1	0	1.600	1.600	85	1.020	1.210	800	3.650	1.250
6	450 Kg.	1:1	2	180	1.600	1.650	85	1.020	1.210	800	3.650	1.250
6	450 Kg.	1:1	2	90	1.700	1.600	85	1.020	1.210	800	3.650	1.250
8	630 Kg.	1:1	1	0	1.650	1.650	85	1.120	1.410	900	3.650	1.250
8	630 Kg.	1:1	2	180	1.650	1.760	85	1.120	1.410	900	3.650	1.250
8	630 Kg.	1:1	2	90	1.800	1.700	85	1.120	1.410	900	3.650	1.250
10	750 Kg.	2:1	1	0	1.750	2.150	85	1.020	1.850	900	3.650	1.250
10	750 Kg.	2:1	2	180	1.750	2.250	85	1.020	1.850	900	3.650	1.400
13	1000 Kg.	2:1	1	0	1.850	2.400	85	1.120	2.110	900	3.650	1.400
13	1000 Kg.	2:1	2	180	1.850	2.500	85	1.120	2.110	900	3.650	1.400
16	1250 Kg.	2:1	1	0	1.900	2.600	85	1.200	2.300	1.100	3.650	1.400
16	1250 Kg.	2:1	2	180	1.900	2.700	85	1.200	2.300	1.100	3.650	1.400
18	1350 Kg.	2:1	1	0	1.900	2.800	85	1.200	2.500	1.100	3.850	1.400
18	1350 Kg.	2:1	2	180	1.900	2.900	85	1.200	2.500	1.100	3.850	1.400
20	1500 Kg.	2:1	1	0	2.100	2.700	85	1.400	2.400	1.100	3.850	1.400
20	1500 Kg.	2:1	2	180	2.100	2.800	85	1.400	2.400	1.100	3.850	1.400
22	1650 Kg.	2:1	1	0	2.100	2.900	85	1.400	2.600	1.200	3.850	1.400
22	1650 Kg.	2:1	2	180	2.100	3.000	85	1.400	2.600	1.200	3.850	1.400

C'est ainsi que la norme **NF-P82-208** a adopté plusieurs types de cabine selon la charge à transporter, et pour un immeuble à usage d'habitation ; On a opté pour trois ascenseurs de 18 personnes chacun pour chaque bloc et dont la charge maximale est d'environ 1350 daN pour chaque ascenseur.

Donc ; les dimensions sont :

-Largeur de la cabine :  $L_c = 1.200\text{m}$

-Profondeur de la cabine :  $P_c = 2.500\text{m}$

-Largeur de la gaine :  $L_G = 1.90\text{m}$

-Profondeur de la gaine :  $P_G = 2.80\text{m}$

-Hauteur de la cabine :  $H_c = 2.20\text{m}$

-Largeur du passage libre :  $L_p = 1.10\text{m}$

-Hauteur du passage libre :  $H_p = 2.00\text{m}$

-Epaisseur de mur en maçonnerie :  $e = 15\text{cm}$

-Hauteur de course :  $C = 132\text{ m}$

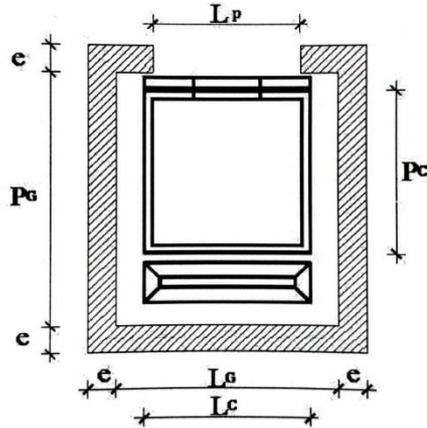


Figure III-8 : Coupe en plan de l'ascenseur

### III.6 Balcons

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est de 15cm

#### III.6.1 Dimensionnement :

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule

$$e_b \geq \frac{L}{10} \quad ; \quad \text{Avec } L=1.50\text{m} \quad ; \quad e_b \geq \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

On prend :  $e_b = 15 \text{ cm}$  avec  $e_b$  : épaisseur du balcon.

#### III.6.2 Evaluation des charges et surcharges :

Charge permanente :

1-Céramique (4,5mm) 0,5 KN /m<sup>2</sup>

2- Dalle en Béton armé (15 cm) 0,15x25 3,75 KN/m<sup>2</sup>

3- Enduit en ciment (1,5 cm) 0,27 KN /m<sup>2</sup>

**Total** **G= 4,52kN/m<sup>2</sup>**

Surcharge d'exploitation :

$$P = 3,50 \text{ KN /m}^2$$

Charge permanente concentrée :

p : la charge du mur

Le mur a 10 cm d'épaisseur sur 1.2 m de hauteur  $\rightarrow p = 0,9 \text{ kN/m}^2$

0,18  $\text{kN m}^2$  par cm (enduit au mortier de liants hydrauliques)  $\rightarrow$  d'après cahier surcharge.

$$\Rightarrow p = (0,9 + 2 \cdot 0,18) \cdot 1,2 = 1,512 \text{ kN/ml}$$

Charge du mur :  $p = 1,512 \text{ kN/ml}$

Charge d'exploitation :  $Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$

Détermination des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bande d'un mètre linéaire.

**ELU :**

$$q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 = 11,35 \text{ kN/ml} \quad ; \quad P_u = 1,35 \cdot P = 2,04 \text{ kN}$$

**ELS:**

$$q_s = G + Q = 8,02 \text{ kN/ml} \quad ; \quad P_{ser} = P = 1,512 \text{ kN}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{max} = q * \frac{l^2}{2} + P * l \\ T_{max} = q * l + P \end{cases}$$

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_{max} = 14.89 \text{ kN.m} \\ T_{max} = 18.50 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} M_{max} = 10.62 \text{ kN.m} \\ T_{max} = 13.14 \text{ kN} \end{cases}$$

### III.6.3 Ferrailage du Balcon :

a) **Armatures longitudinales :**

**On calcule le moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{14890}{14.2 * 1 * 13.5^2} \quad ; \quad \mu = 0.057 \quad ; \quad \mu_{limite} = 0.392$$

$$\mu_L = 0.392 > \mu = 0.057 \quad \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = \beta_u = 0,059$$

$$A_{cal} = \frac{\beta_u * b * d * f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0.059 * 100 * 13.5 * 14.2}{348} = 3.25 \text{ cm}^2$$

La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures :

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 100 * 13.5 * \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2 \quad \text{(BAEL91)}$$

$$A_s = \max (A_{cal}, A_{min}) = 3.25 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T12 ; A= 4.52cm<sup>2</sup>

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{Choix 4T10 / ml} = 3.14 \text{ cm}^2$$

Vérification :

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b*d} = \frac{18500}{1000*135} = 0.14 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = 0.05 f_{c28} = 0.05*25 = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_u^- \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**III.6.4 Vérification à l'ELS :**

Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour  $\sigma_s$  )

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Acier fe E 400} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{adm} = 0.6 f_{c28}$$

$$M_{s \max} = 10620 \text{ N.m}$$

La distance y et le moment d'inertie I se calculent par les formules qui existent cas de la Section rectangulaire.

$$Y = \frac{15A_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b*d}{7.5*A_s}} - 1 \right] \quad ; \quad y = 3.65 \text{ cm}$$

**Inertie :**

$$I = \frac{b*y^3}{3} + 15* A_s * (d-y)^2 = 8199.03 \text{ cm}^4$$

**Contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{1062000}{8199.03} = 129.53 \text{ MPa/m}$$

$$\sigma_{bc} = K.y = 129.53 * 0.0365 = 4.73 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont maintenues.

**Schéma de ferrailage :**

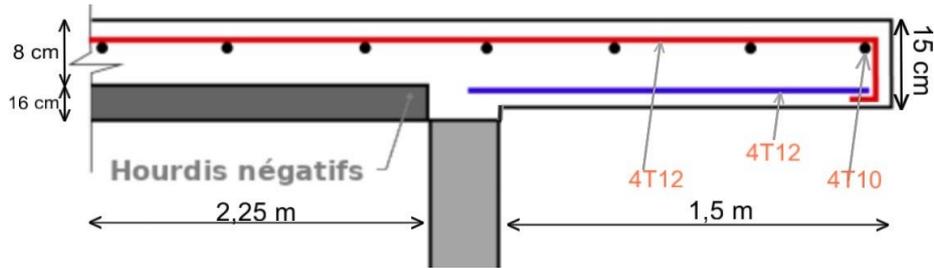


Figure III-9 : Croquis du ferrailage du balcon

**III.6.5 Etat limite service (ELS) :**

Position de l'axe neutre

Le calcul se fait selon les règles de C.B.A 93, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\sigma_{acier} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 100 \sqrt{\eta * f_{tj}} \right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta=1.6 \text{ (C.B.A93)}$$

$$\sigma_{acier} = \min \left( \frac{2}{3} \times 400 ; 100 \sqrt{1.6 \times 1.8} \right) \quad ; \quad \sigma_{acier} = 186.676 \text{ MPa}$$

$$D = \frac{15A}{b} = \frac{15 \times 4.52}{100} = 0.678 \quad ; \quad E = \frac{30 \times A \times d}{b} = \frac{30 \times 4.52 \times 13.5}{100} = 18.31 \text{ cm}^2$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E} = 3.65 \text{ cm} \quad ; \quad I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times (d - y)^2 = 8199.030 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{10620}{8199.03} = 1.295$$

$$\sigma_b = K \times y = 1.295 \times 3.65 = 4.72 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y) = 15 \times 1.295 \times (0.678 - 3.65) \quad ; \quad \sigma_s = 57.73 \text{ MPa}$$

**Conclusion :**

$$\sigma_b = 4.72 \text{ MPa} < 12 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 57.73 \text{ MPa} < 186.676 \text{ MPa}$$

**III.6.6 Vérification au cisaillement :**

$$T_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{13.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.097 \text{ MPa} < 2 \text{ MPa}$$

**III.6.7 Vérification de la flèche :**

Avant de passer à la vérification de la flèche, on doit examiner les conditions de non vérification de la flèche par l'article B.7.5 des règles BAEL comme suit :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{15}{160} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ condition verifiee}$$

$$A_s \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 4.52 < \frac{4.2 \times 100 \times 13.5}{400} = 14.175 \text{ condition vérifiée}$$

Puisque les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de vérification de la flèche.

### III.7 Planchers

#### III.7.1 Introduction

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction, il est destiné aussi à supporter les revêtements de sol, et de transmettre les charges aux éléments porteurs ou de contreventements.

Le plancher doit assurer deux fonctions principales :

- Une fonction de résistance mécanique (supporter son poids propre et les surcharges).
- Une fonction assurant le confort (isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complémentairement par un faux plafond ou un revêtement de sol).

Notre projet comporte deux types de planchers : planchers à corps creux, et planchers dalle pleine.

#### III.7.2 Méthodes de calcul

- **Méthode forfaitaire**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et les moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment  $M_0$  dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

#### Domaine d'application

a) Cette méthode s'applique essentiellement aux éléments fléchis ( poutres ou dalles calculées en flexion dans un seul sens) des planchers des constructions courantes, c'est-à-dire ceux dans lesquels la somme  $q_B$  des charges variables et celle  $g$  des charges permanentes sont telles que :

$$Q_s \leq \text{Max} \{2G, 5KN\}$$

b) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ;

c) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

- **Méthode de Caquot**

La méthode de Caquot, initialement établie pour les poutres non solidaires des poteaux, a été

étendue au calculs des poutres solidaires des poteaux, elle peut être appliquée en tenant compte ou non de cette solidarité.

### Domaine d'application

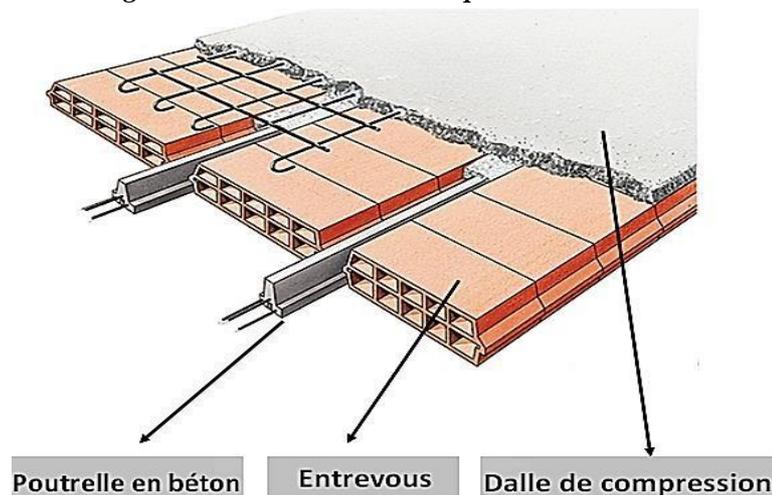
Cette méthode s'applique essentiellement aux planchers des constructions industrielles dans lesquels, en particulier,  $q_B > 2g$  ou  $q_B > 5 \text{ KN} / \text{m}^2$ , elle s'applique également à des planchers à charge d'exploitation modérée.

### III.7.3 Planchers à corps creux

Ce type de plancher est composés de 3 éléments (Fig.III.19) :

- Les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu,
- 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 coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

*Figure III-10 : Plancher à corps creux*



### Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments en béton armé préfabriqués ou coulés sur place, disposés parallèlement les unes par rapport aux autres dans le sens de la petite portée et distancés par la largeur d'un corps creux.

Le rôle des poutrelles dans le plancher est d'assurer la transmission des charges verticales directement appliquées sur ce dernier aux poutres principales.

#### III.7.3.1.1 Les types des poutrelles :

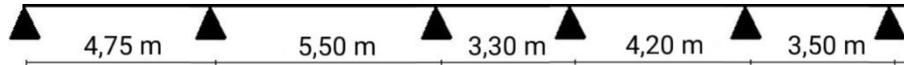
- Type 1 :



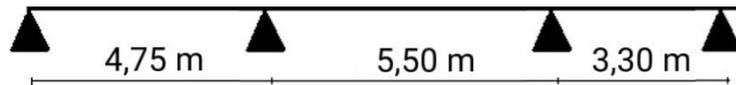
- Type 2 :



- Type 3 :



- Type 4 :



- Type 5 :



Figure III-11 : Types de poutrelles du plancher à corps creux

La méthode forfaitaire est applicable seulement pour les types 1, 2 et 5 d'où l'utilisation de la méthode de caquot pour les types 3 et 4. Après calcul, le cas le plus défavorable est celui du type 3 calculé par la méthode caquot.

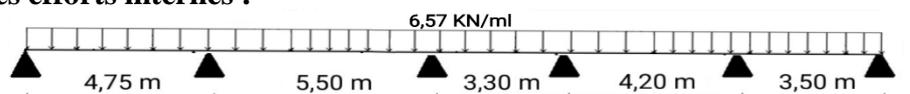
### III.7.3.1.2 Les charges des poutrelles :

Tableau III-5 : Charges supportées par les poutrelles.

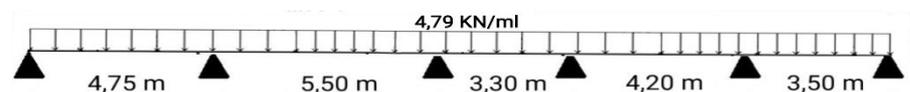
Niveau	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	b (m)	ELU (KN/ml) (1,35G+1,5Q) * b	ELS(KN/ml) (G+Q)* b
Terrasse inacc	6,38	1	0,65	6,57	4,79
Étage courant	5,26	1,5	0,65	6.07	4,39

### III.7.3.1.3 Détermination des efforts internes :

Le type (3) :



qu = 6.57 KN/ml



$q_s = 4.79 \text{ KN/ml}$ .

➤ **ELU**

*Tableau III-6 : différents efforts pour l' ELU*

Plancher	Type	M appuis (KN.m)	M travée (KN.m)	T (KN)
Terrasse	1	-16,2	17,54	22,33
	2	-9,34	10,23	17,05
	3	-19,34	15,32	-22,43
	4	-17,91	13,19	20,73
	5	-6,49	7,1	14,21
Etage.C	1	-13,79	15,32	19,22
	2	-8,04	8,93	-14,68
	3	-18,65	14,88	-21,63
	4	-17,27	13,49	19,99
	5	-5,58	6,2	12,23

➤ **ELS**

Tableau III-7 : différents efforts pour l' ELS

Plancher	Type	M appuis (kN.m)	M travée (kN.m)	T (kN)
Terrasse	1	-11,62	12,73	16,2
	2	-6,78	7,42	-12,37
	3	-14,02	11,1	16,3
	4	-12,99	9,48	15,04
	5	-4,71	5,15	10,31
Etage.C	1	-9,97	11,07	13,9
	2	-5,81	6,46	-10,61
	3	-13,37	11,56	16,16

	4	-12,38	9,56	14,48
	5	-4,04	4,48	8,84

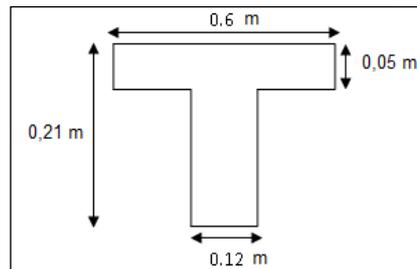
**Ferrailage des poutrelles : (flexion simple)**

Poutrelle type (3) plancher terrasse :

❖ **ELU :**

- En travée :

$$M_{\max} = 15.32 \text{ KN.m} = 0,01532 \text{ MN.m}$$



*Figure III-12 : dimension poutrelle*

$$M_t = bh_0 * f_{bu} (d-h_0/2)$$

$$b = 0,65 \text{ m} ; \quad h_0 = 0,04\text{m} ; \quad h = 0,24\text{m} ; \quad d = 0,9h = 0,216 \text{ m}$$

$$f_{bu} = 14,17\text{MPa}$$

$M_t = 0,65 * 0,04 * 14,17 (0,216 - 0,02) = 0,07 \text{ MN.m} \rightarrow$  moment qui équilibre la table.  $M_U < M_t$  (l'axe neutre sera à l'intérieur de la table)

Le calcul du ferrailage se fait comme une section rectangulaire

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0.01532}{0.65 \times 0.216^2 \times 14.17} = 0.0356$$

$\mu_L = 0.392 > \mu = 0.0356 \Rightarrow A'$  n'existe pas (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)

La section d'acier : 
$$A_s = \frac{M_f^u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \quad \text{Avec} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.045 \Rightarrow \beta = 0.982 ;$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$$

$$A_s = \frac{0.01532}{348 \times 0.982 \times 0.216} = 2.07 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 0.216 \times \frac{2.1}{400} = 0.016 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal} ; A_{min}) \Rightarrow A_t = 2.07 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$3T10 \rightarrow A = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$(T10 \rightarrow e = 4 \text{ cm})$$

En appuis :

$$M_{max} = 19.34 \text{ KN.m} = 0.01934 \text{ MN.m}$$

$M_U < M_t$  (l'axe neutre sera à l'intérieur de la table)

Le calcul du ferrailage se fait comme une section rectangulaire

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0.01934}{0.65 \times 0.216^2 \times 14.17} = 0.045$$

$$\mu_L = 0.392 > \mu = 0.045 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)}$$

$$\text{La section d'acier : } A_s = \frac{M_u^y}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \text{ Avec } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.057 \Rightarrow \beta = 0.977 ;$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$$

$$A_s = \frac{0.01934}{348 \times 0.977 \times 0.216} = 2.63 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 0.216 \times \frac{2.1}{400} = 0.016 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal} ; A_{min}) \Rightarrow A_t = 2.63 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$1T14 + 1T12 \rightarrow A = 2.67 \text{ cm}^2$$

- ELS :

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

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

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

En travée :  $M_u = 15.32 \text{ KN.m}$  et  $M_s = 11.1 \text{ KN.m}$

$$\Rightarrow \gamma = 1.38 \quad ; \quad \alpha \leq \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$\Rightarrow \alpha_{travée} = 0.045 < 0.44$  **condition vérifiée**

En appuis :  $M_u = 19.34 \text{ KN.m}$  et  $M_s = 14.02 \text{ KN.m}$

$$\Rightarrow \gamma = 1.38 \quad ; \quad \alpha \leq \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$\Rightarrow \alpha_{appuis} = 0.057 < 0.44$  **condition vérifiée** d'où  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Armature transversale :

- Vérification au cisaillement :

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = V_u / b_0 d \quad \text{avec} \quad b_0 = 12 \text{ cm}, \quad d = 24 \text{ cm}, \quad V_u = 22.43 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.77 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.2 f_{c28} / 1.5 ; 5 M a) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$  **condition vérifiée**

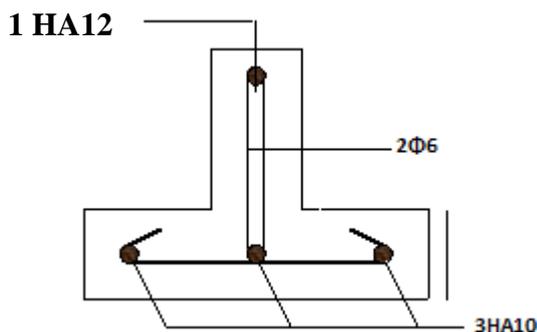


Figure III-13 : ferrailage de la poutre en travée appuis

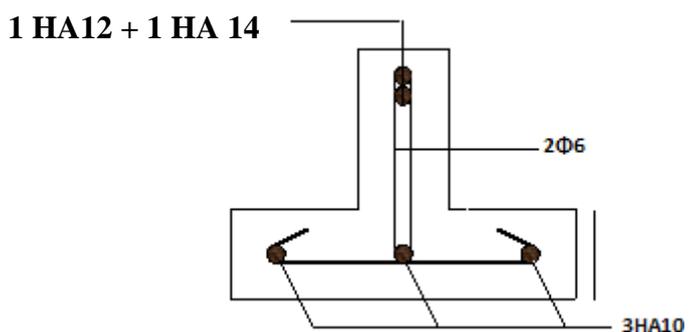


Figure III-14 : ferrailage de la poutre en

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_{min}, \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi \leq \min\left(\frac{24}{35}, 1.2, \frac{12}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi = 0.6 \text{ mm} \quad \text{d'où} \quad A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la flèche :**

$$f \leq f_{admissible} \quad \text{avec} \quad f_{admissible} = \frac{L}{500}$$

$$\text{Or } L = 5.5\text{m} \rightarrow f_{admissible} = 0.011\text{m} = 1.1\text{cm}$$

**Calcul de f :**

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

$$I_0 = \frac{0.65 \times 0.24^3}{12} + 15 \times 2.26 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0.24}{2} - 0.216\right)^2 = 7.80 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\varphi \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right)} \quad \text{Avec} \quad \varphi = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.26 \times 10^{-4}}{0.12 \times 0.24} = 0.0078$$

$$\text{Donc } \lambda_i = 5.27$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \varphi \times \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 0.71$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = 1.80 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i \times I_{fi}} = 0.00219 \text{m}^{-1} \quad \text{avec} \quad E_i = 32164.19 \text{MPa}$$

$$\text{D'où } f = \frac{L^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} \Rightarrow f = 0.0066 \text{m} < f_{admissible} = 0.011\text{m} \quad \text{condition vérifiée}$$

• **L'encrage des barres :**

$L_s$ : Longueur de scellement.

$\emptyset_s$ : coefficient de scellement égale à 1.5 « pour les armatures haute adhérence ».

$\tau_s$ : contrainte d'adhérence.

$$\tau_s = 0.6 \times \emptyset_s^2 f_{tj} = 2.835 \text{MPa}$$

$$\text{Alors } L_s = \frac{16}{4} \times \frac{400}{2.835} \Rightarrow L_s = 56.43 \text{cm} \quad \text{on prend } L_s = 57\text{cm}$$

On adopte un crochet à ( $\theta = 90^\circ$ ) avec  $\alpha = 1.87$  et  $\beta = 2,19$

$$L = L_2 + R + \frac{\emptyset}{2} \quad \text{et} \quad L_2 = L_s - \alpha L_1 - \beta R$$

$$\Rightarrow L_2 = 57 - (16 \times 10 \times \alpha) - \beta (5 \times 5 \times 1,6) \Rightarrow L_2 = 4.63 \text{cm.}$$

$$L = 46,3 + 5.50.16 + \frac{1}{2}16 \Rightarrow L = 14,2 \text{cm}$$

Ferraillage de la dalle de compression :

D'après le règlement du BAEL :

La dalle de compression a une épaisseur de 5cm armée par treillis soudés de diamètre  $\emptyset$  6mm, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Pour les armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A_1 = \frac{4 \times L}{f_e} \text{ avec } \begin{cases} f_e = 400 \text{ Mpa} \\ L = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_1 = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc : On adopte un treillis soude de  $\emptyset$  6 espacements (15×15) cm<sup>2</sup>.

### III.7.4 Dalle pleine

Les dalles sont des plaques minces et planes dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou comme c'est le cas pour notre bâtiment, quatre appuis (planchers réservés aux halls de circulation).

La dalle faisant objet de notre étude a les dimensions suivantes :

$$l_x = 5,50 \text{ m} \quad l_y = 6,50 \text{ m} \quad l_x/l_y = 0.85 \geq 0.4 \rightarrow \text{Dalle pourtant suivant deux directions x et y}$$

#### • Evaluation des sollicitations

Les charges permanentes et d'exploitation revenant à la dalle sont reportées dans le tableau suivant :

*Tableau III-8 : Charges revenant à la dalle pleine.*

Niveau	G [kN/m <sup>2</sup> ]	Q [kN/m <sup>2</sup> ]	Combinaison à l'ELU	Combinaison à l'ELS
Niveau RDC+1 <sup>er</sup> +2 <sup>e</sup> (commercial)	7.1	5	17.085	12.1
Sous-sol (Parking)	7.1	2.5	13.335	9.6

Pour notre projet, nous allons nous intéresser au calcul du ferrailage des planchers dalles pleines des niveaux courants. Quant au ferrailage des planchers de sous-sols et entresols, les calculs se feront indépendamment.

#### • Sollicitations de calcul

Les moments isostatiques extrêmes au centre du panneau ont pour valeurs :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 \quad M_{0y} = \mu_y \cdot M_x$$

Avec : 
$$\begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8(1+2.4\alpha^3)} \\ \mu_y = \alpha^3(1.9 - 0.9\alpha) \end{cases} \quad \text{il faut que } \mu_x \geq \mu_y$$

Où,

$\mu_x, \mu_y$  : Coefficients donnés en fonction de ( $\alpha = l_x/l_y$ )

$l_x, l_y$  : Portée entre nus d'appuis de la dalle avec  $l_x < l_y$  ;  $\alpha = 0.85$

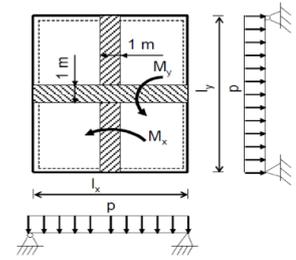


Figure III-15 : Dalle travaille dans deux sens

Tableau III-9 : Valeurs des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  en fonction de  $\alpha$

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$		0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
$\nu = 0$	$\mu_x$	0,1094	0,0946	0,0812	0,0683	0,0565	0,0458	0,0368
	$\mu_y$	0,250	0,250	0,305	0,436	0,595	0,778	1,000
$\nu = 0,2$	$\mu_x$	0,1115	0,0981	0,0861	0,0743	0,0632	0,0529	0,0442
	$\mu_y$	0,293	0,373	0,476	0,585	0,710	0,846	1,000

La continuité est prise en considération en multipliant les moments par des coefficients forfaitaires, qui sont :

Sur appui :  $M_{ax,y} = - 0.5 M_{ox}$

En travée :  $M_{lx} = 0.75 M_{ox}$  ;  $M_{ly} = 0.85 M_{oy}$

Les efforts tranchants maximaux sont donnés par :

Au milieu de  $l_x$  :  $V_x = \frac{P.l_x.l_y}{2l_y+l_x}$

Au milieu de  $l_y$  :  $V_y = P.l_x/3$

Le tableau ci-après contient les sollicitations de calcul.

Tableau III-10 : Sollicitations de calcul

Sollicitations	Valeurs Maximales		
	ELU		ELS
$M_{ox}$ (kN.m)	7.87		6.52
$M_{oy}$ (kN.m)	2.90		3.45
$V_x$ (kN)		11.76	
$V_y$ (kN)		10.35	

- **Calcul du ferrailage**

Pour le calcul des armatures, nous considérons une section rectangulaire de 1 m de largeur et 0.15 m de hauteur avec un enrobage d'acier de 0.03 m soumise à une flexion simple.

La fissuration est peu préjudiciable, le calcul se fera à l'ELU seulement en considérant les sollicitations maximales suivantes :

$$\begin{matrix} M_{ox} = 7.87 & M_{ax,y} & \left\{ \begin{array}{l} = - 3.935 \\ M_{tx} = 5.90 \\ M_{ty} = 2.465 \end{array} \right. \\ M_{oy} = 2.90 & \rightarrow & \\ & & \end{matrix}$$

• **Calcul à mi travée**

- Selon le sens x  $\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.023 \leq 0.48$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.029 \leq 0.259 \rightarrow \text{Pivot A} \leftrightarrow A_{s,\text{sup}} = 0$$

$$A_{s,\text{inf}} = \frac{0.8\alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_e / \gamma_s} = 1.27 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s,\text{min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.81 \text{ cm}^2$$

Choix du ferrailage :

$$3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Selon le sens y  $\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.011 \leq 0.48$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.014 \leq 0.259 \rightarrow \text{Pivot A} \leftrightarrow A_{s,\text{sup}} = 0$$

$$A_{s,\text{inf}} = \frac{0.8\alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_e / \gamma_s} = 5.81 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 4.58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s,\text{min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.81 \text{ cm}^2$$

Choix du ferrailage :

$$6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Calcul sur appuis**

$$\mu = \frac{M_{ax,y}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.014 \leq 0.48$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.018 \leq 0.259 \rightarrow \text{Pivot A} \leftrightarrow A_{s,\text{inf}} = 0$$

$$A_{s,\text{sup}} = \frac{0.8\alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_e / \gamma_s} = 8.05 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.80 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s,\text{min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.81 \text{ cm}^2$$

Choix du ferrailage (armatures supérieures) :

$$6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ pour les deux sens x et y}$$

**Vérification au cisaillement** On a :

$$\tau = \min \left( 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{Vu}{b \times d}$$

La vérification au cisaillement est contenue dans le tableau suivant.

**Tableau III-11 : Vérification au cisaillement selon les deux sens x, et y**

Sens	Effort tranchant (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \tau_u$
x	11.76	0.087	Vérifiée
y	10.35	0.076	Vérifiée

**Conditions de non fragilité**

Elle est telle que :  $\rho_x \geq \rho_0 \times \frac{3-\alpha}{2}$  or  $\rho_x = \frac{A_s}{b_0 \times d}$  et  $\rho_x = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}$

Soit numériquement :  $\rho_x \geq 1.58 \times 10^{-3}$  et  $\rho_0 \geq 1.21 \times 10^{-3}$

$\rho_0 \times \frac{3-\alpha}{2} \geq 1.42 \times 10^{-3}$  d'où  $\rho_x \geq \rho_0 \times \frac{3-\alpha}{2} \rightarrow$  **Condition vérifiée**

**Remarque**

Pour des raisons techniques liées à l'exécution, en particulier la facilité du ferrailage, nous choisissons le même ferrailage pour toute la dalle suivant les deux directions. Ceci donne donc le ferrailage suivant :

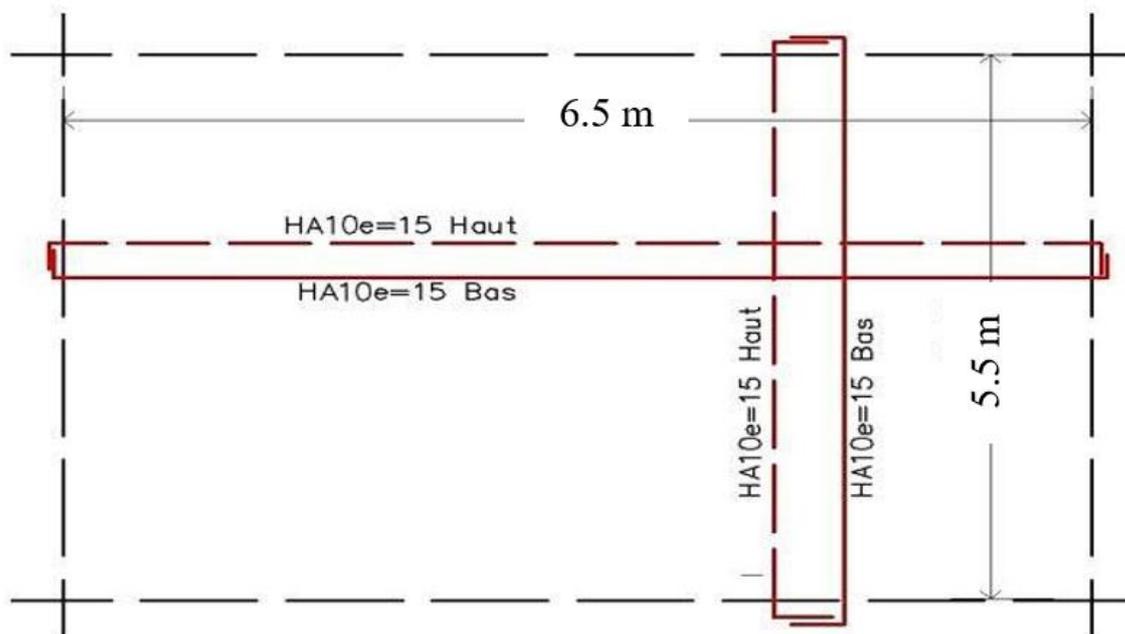


Figure III-16 : ferrailage dalle pleine

**III.8 Conclusion**

Les éléments non structuraux ne participent pas à la stabilité et au contreventement du bâtiment mais sont des éléments importants qui peuvent transmettre les efforts aux éléments porteurs, de ce fait, leurs dimensionnements doivent être conformes aux règlements.

## CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

## IV.1 Généralité

Le vent considéré chez la plupart une charge statique, est fondamentalement une charge dynamique vivante changeant de forme lors de la rencontre d'un obstacle. La réponse de l'obstacle, à son tour, est principalement fonction de sa géométrie et de son emplacement dans la région conduisant à des vibrations et des déformations.

## IV.2 L'effet du vent

Le vent, par définition, est le terme utilisé pour l'air en mouvement, généralement appliqué pour le mouvement horizontal de l'atmosphère. Le mouvement vertical, quant à lui, est appelé « courant ». L'ingénierie des bâtiments s'intéresse au mouvement horizontal de l'air, particulièrement le retard progressif du vent et les turbulences provoquées à la surface du sol. Dans les zones urbaines, la zone de turbulence s'étend à une hauteur approximative de 400 m de la surface du sol. Au-dessus de cette zone, la topographie du sol n'a aucune influence sur les vents : à cette hauteur, la vitesse du vent s'appelle « gradient de vitesse de vent ». L'une des caractéristiques du mouvement de l'air qui joue un grand rôle dans la détermination des oscillations est la variation brute de la vitesse qu'on appelle « turbulence ». L'étude de l'effet du vent sur les structures fait l'objet des règles du Document Technique Réglementaire (DTR C2-4.7) intitulé "Règlement Neige et vent (**R.N.V.99**)" et annexes qui définissent les effets de la neige et du vent sur les constructions.

### IV.2.1 Modélisation des charges du vent

La modélisation des actions du vent avec le simulateur du logiciel Robot Structural Analysis se fait comme suit :

On suppose que les charges dues au vent passent par les parties exposées de la dalle pour être ensuite acheminées vers les voiles. Ceci dit, on suppose que la dalle reprend la moitié de la charge surfacique appliquée à la paroi en dessous d'elle et la moitié de celle appliquée à la paroi d'en- dessus.

Ces charges surfaciques sont ensuite multipliées par la mi-hauteur des parois d'en-dessous et d'en- dessus afin d'obtenir la somme des charges linéaires à appliquer.

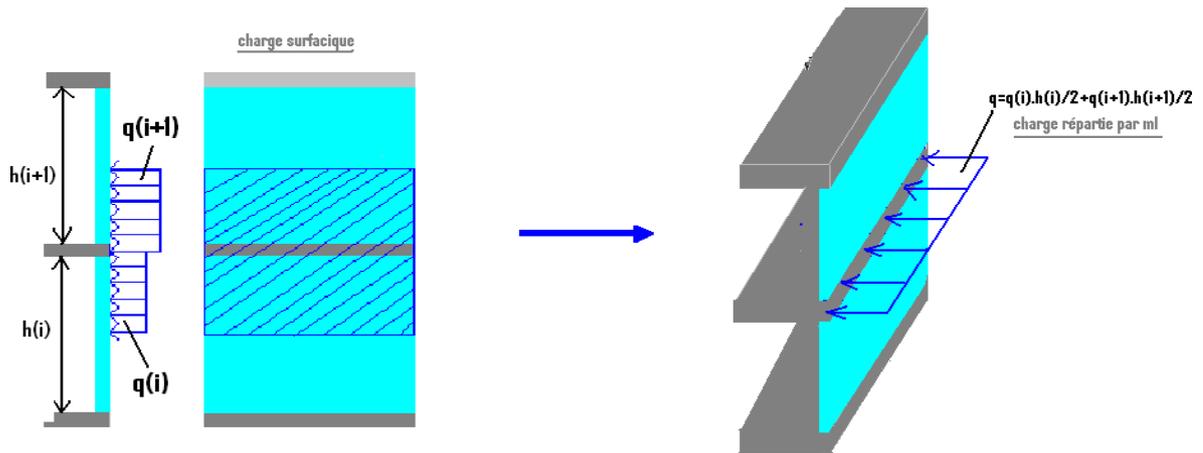


Figure IV-1 : Modélisation de l'effet du vent sur la structure

### Profils des vitesses

La rugosité de la surface de la terre qui ralentit le vent transforme une partie de l'énergie du vent en turbulence mécanique. Étant donné que la turbulence est provoquée à la surface, la vitesse du vent à la surface est très inférieure à la vitesse du vent aux altitudes élevées. La turbulence comprend les mouvements verticaux et horizontaux de l'air, aussi l'effet du ralentissement à la surface est-il propagé vers le haut. La turbulence mécanique et l'effet du ralentissement par friction décroît graduellement avec la hauteur et au niveau du "gradient" (environ 1000 à 2000 pieds soit environ 305 à 610 m) l'effet de friction est négligeable.

La forme du profil vertical des vitesses des vents violents dépend principalement du degré de la rugosité de la surface, c'est-à-dire de l'effet total de ralentissement des bâtiments, des arbres et autres obstacles qui s'opposent à l'écoulement du vent à la surface. Trois profils typiques de vitesse du vent sont indiqués à la figure 7 où l'effet de la rugosité variable de la surface sur les vitesses de vent moyennes est indiqué pour un vent de gradient dont la vitesse est fixée à 100 milles à l'heure (environ 160 km/h).

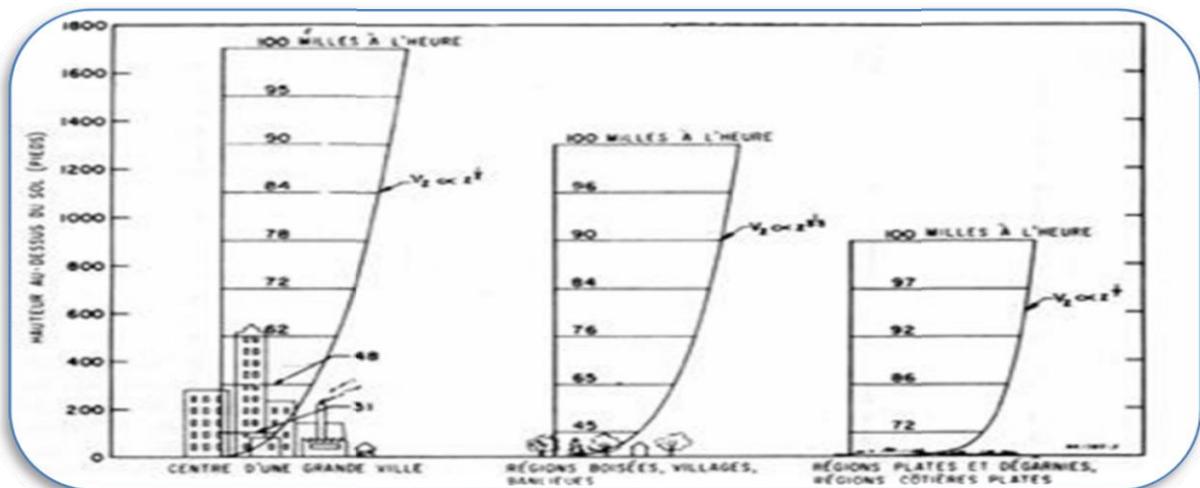


Figure IV-2 : Profils de vitesses moyennes sur trois types de terrain pour un vent de 100 miles à l'heure

Les profils de vitesse ont été déterminés en établissant des courbes correspondant aux vitesses de vent observées à plusieurs niveaux. Il suffit de décrire ces profils par une loi de puissance de la forme

$$V_h = V_r \left( \frac{h}{h_r} \right)^k$$

Où :

- $V_h$ , est la vitesse du vent moyen à une hauteur  $h$  au-dessus du sol
- $V_r$  la vitesse moyenne à la hauteur de référence  $h_r$  au-dessus du sol
- $k$  l'exposant de la meilleure courbe

Une hauteur de référence de 10 mètres (environ 30 pieds) est recommandée dans tous les pays du monde comme étalon et les anémomètres sont généralement installés à cette hauteur. Les exposants pour les vitesses de vent moyennes varient d'environ 1/7 pour les régions dégagées et plates à environ 1/2 pour les centres des grandes villes

### Turbulence du vent

Le profil de vitesse ne décrit qu'un aspect du vent aux niveaux les plus bas. Des rafales de vent se surimposent en créant des déviations. Ces déviations ont une répartition irrégulière sur une gamme très étendue de fréquences et d'amplitudes à la fois dans le temps et dans l'espace. On peut voir clairement à la figure 8 la nature instable des vitesses de vent mesurées par un anémomètre. Les rafales résultent fréquemment de l'introduction dans des couches où l'air se déplace assez lentement, de particules d'air plus rapides provenant des hautes altitudes. Cette turbulence est due à la rugosité des surfaces et à l'instabilité thermique.

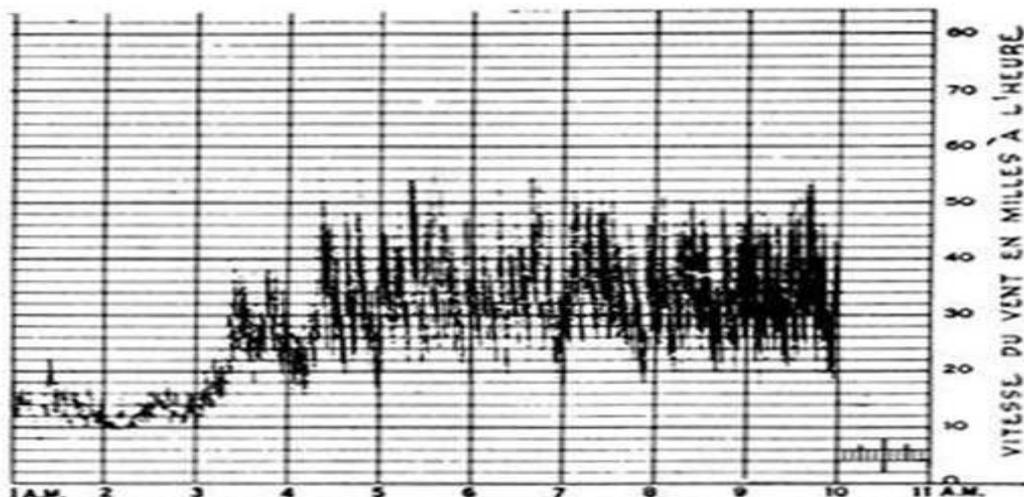


Figure IV-3 : Enregistrement typique effectué avec un anémomètre à tube pressurisé

La turbulence provoquée par la rugosité des surfaces est semblable à l'écoulement irrégulier de la couche limite aux parois des tuyaux. Le courant près de la surface rencontre de petits obstacles qui changent la vitesse du vent et qui introduisent des composantes de vitesses irrégulières, verticales et horizontales, perpendiculairement à la direction principale de l'écoulement d'air. La turbulence provoquée par des obstacles peut persister dans le sens du vent à partir de projections ayant jusqu'à 100 fois leur hauteur.

Les caractéristiques du relief ne sont pas incluses dans la rugosité de surface susmentionnée. Cependant, ces caractéristiques affectent l'écoulement de l'air et il y a lieu d'en tenir compte d'une façon très spéciale dans les calculs. Par exemple, le vent est généralement beaucoup plus violent au sommet d'une colline ou d'une arête parce que les courants convergent sur l'obstacle et pour qu'une même quantité d'air puisse passer une vitesse plus rapide est nécessaire. Les grandes vallées ont un effet d'entonnoir qui augmente la vitesse du vent.

La stabilité thermique de l'air a un effet considérable sur l'intensité de la turbulence. L'air des surfaces froides tend à supprimer la turbulence mécanique ; l'air des surfaces chauffées tend à s'élever et à augmenter la turbulence. Quand le vent est violent l'air près de la surface est très brassé et la stabilité thermique devient neutre. Dans ces conditions les différences de températures sont telles qu'elles n'arrêtent pas mais n'augmentent pas non plus la turbulence mécanique provoquée par la rugosité de la surface.

#### **IV.2.2 Effet dynamique du vent**

Chaque ouvrage a une fréquence naturelle de vibration et si une charge dynamique devait se produire sur lui ou près de lui des ruptures de charpente pourraient se produire lesquelles seraient disproportionnées par rapport à l'importance de la charge. Par exemple des ponts capables de supporter des charges plus grandes que le poids d'une compagnie de soldats se sont effondrés sous la charge dynamique d'hommes marchant au pas.

De même, certaines rafales périodiques dans le large spectre des rafales de vent peuvent entrer en résonance avec la fréquence de vibration naturelle d'un bâtiment et quoique la force totale provoquée par cette fréquence particulière de rafale soit bien inférieure à celle de la charge statique calculée pour le bâtiment, des oscillations dangereuses peuvent se produire. Ceci s'applique non seulement à l'ouvrage dans son ensemble mais aussi à des éléments comme les panneaux des murs-rideaux, les vitres, etc. Un second effet dynamique est provoqué par l'instabilité de l'écoulement autour de certains ouvrages. Les longs ouvrages étroits comme les cheminées et les ponts suspendus sont particulièrement sensibles à ce genre de charge. Dans de tels cas, l'instabilité dynamique de l'écoulement peut se produire lorsque des tourbillons se séparent d'abord d'un côté puis de l'autre côté de l'objet, ce qui donne lieu à une répartition alternée de tourbillons qui se forment dans son sillage. Une poussée latérale est ainsi exercée sur l'objet de la même façon que la poussée qui s'exerce sur un plan aérodynamique et du fait que cette poussée alterne en direction une vibration petite qui s'en résulte. Ce phénomène se retrouve lorsqu'on fait passer une baguette droite dans l'eau, laquelle se met à vibrer. Un autre exemple est fourni par les lignes de transport de courant qui "galopent" et qui donnent beaucoup d'ennuis aux compagnies d'électricité.

Peut-être que l'exemple le plus dramatique de la sensibilité des ouvrages à l'instabilité dynamique de l'écoulement de l'air a été la rupture du pont suspendu de Tacoma Narrows. Des vents très modérés ont

---

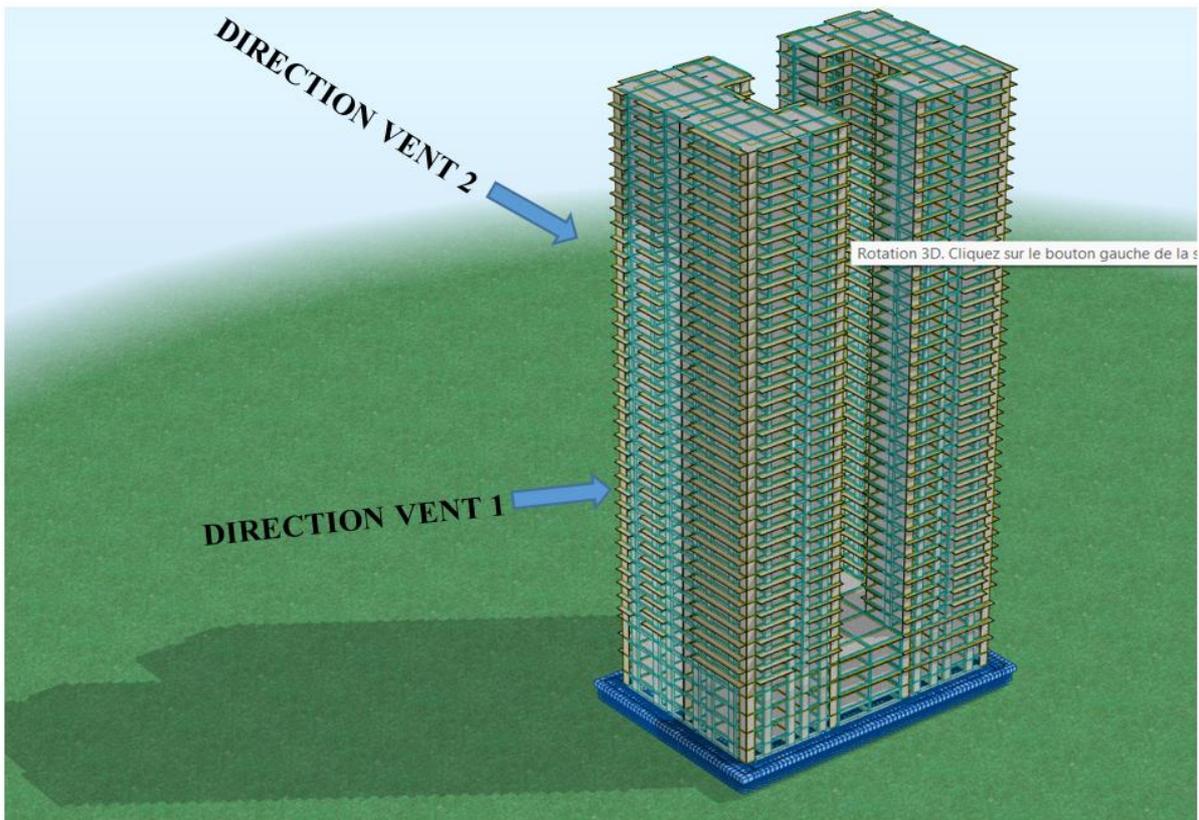
provoqué des oscillations allant jusqu'à 1,35 m en amplitude tandis que des vents très violents avaient peu d'effet. Lorsque la rupture de la travée centrale de 854 m s'est produite en novembre 1940 la vitesse du vent n'était que de 70 km/h et pendant deux heures, auparavant, un vent régulier de 60 km/h avait soufflé.

### IV.2.3 Calcul de la structure au vent

La structure étudiée est une structure de grande hauteur présentant les caractéristiques suivantes :

- Le bâtiment étudié est une construction à **densité normale de paroi**, supposé implantée en région II dans un **site exposé**.
- La hauteur du bâtiment est **H = 131.58 m**.
- la longueur  $b = 37.05$  m
- la largeur  $d = 21,25$  m
  
- La structure est en béton armé et le contreventement est assuré par des voiles.

Pour le calcul, on considère que la direction d'ensemble moyenne du vent est horizontale ; ceci est bien justifié par le fait que le terrain ne présente pas des dénivellations importantes sachant que les grands courants aériens suivent les mouvements du terrain et par conséquent parallèle au sol.



*Figure IV-4 : La structure du bâtiment et les directions du vent*

Afin de déterminer l'action du vent sur une construction, on distingue d'une part, les caractéristiques du vent et, d'autre part, les dispositions de la construction. Cette action, tout en la considérant normale à l'élément étudié, est fonction de plusieurs paramètres :

- La vitesse du vent ;
- La catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble ;
- L'emplacement de l'élément considéré dans la construction et de son orientation par rapport au vent ;
- Les dimensions de l'élément considéré (coefficient de réduction suivant dimensions) ;
- La forme de la paroi (plane ou courbe) à laquelle appartient l'élément considéré.

### IV.3 Pressions dynamiques de base

Les pressions dynamiques de base sont celles qui s'exercent à une hauteur de 10m au-dessus du sol, pour un site normal sans effet de masque sur un élément dont la plus grande dimension est égale à 0.5m. Ses valeurs varient selon les zones.

**Tableau IV-1 : Les pressions dynamiques de base des vents dans les différentes régions algériennes**

Région	Pression dynamique de base (N/m <sup>2</sup> )
Région I	375
Région II	470
Région III	575

### IV.4 Les caractéristiques du site :

- Située à la zone II du vent (*DTR C2-4.7 Annexe 1*)
- Le site : site plat  $C_r(z)=1$  (coefficient de rugosité) (*DTR C2-47 TAB. 2.5*)
- La pression dynamique de référence  $q_{réf}$  (N/m<sup>2</sup>) pour les constructions permanentes

La vitesse de référence du vent,  $V_{réf}$  est la vitesse moyenne sur dix minutes mesurées dans les conditions conventionnelles avec une probabilité de dépassement égale à 0,02(ce qui correspond à une période de retour de 50 ans).

$q_{réf}$  est calculée par :  $q_{réf} = 0,5 \cdot \rho \cdot V_{réf}^2$ , ou  $\rho$  (en kg/m<sup>3</sup>) est la masse volumique de l'air égale à 1,20 kg/m<sup>3</sup>.

- $V_{réf} = 28$  m/s (*DTR C2-4.7 Annexe 1*)

**Tableau IV-2 : Valeur de la pression dynamique de référence**

Zone	V <sub>réf</sub> (m/s)	q <sub>réf</sub> (N/m <sup>2</sup> )
I	25	375
II	28	470
III	31	575

**IV.4.1 La catégorie de terrain :**

La catégorie de notre terrain est la catégorie (III). Elle est donnée dans le tableau ci-dessous, ainsi que les valeurs des paramètres suivants :

- K<sub>T</sub>, facteur de terrain,
- Z<sub>0</sub> (en m); paramètre de rugosité,
- Z<sub>min</sub> (en m); hauteur minimale,
- ε ; coefficient utilisé pour le calcul de coefficient C<sub>d</sub>

**IV.4.2 Vitesse moyenne du vent :**

La vitesse moyenne du vent V<sub>m</sub>(z) à une hauteur z au-dessus du sol dépend de la rugosité du terrain et de l'orographie, ainsi que de la vitesse de référence du vent, V<sub>réf</sub>, et il convient de la déterminer à l'aide de l'expression suivante :

$$V_m(z) = C_r(z) \cdot C_0(z) \cdot V_{ref}$$

Les valeurs des vitesses moyennes du vent sont à retrouver dans le **TAB. IV-4**

**Tableau IV-3 : Définition de la catégorie du terrain.**

Catégorie de terrain	$K_T$	$Z_0(m)$	$Z_{min}(m)$	$\epsilon$
(III) : zone industrielle ou suburbaine, foret, zone urbaine ne rentrant pas dans la catégorie de IV.	0,22	0.3	8	0,37

#### IV.5 Calcul de l'action du vent :

##### IV.5.1 Principe de calcul :

- ❖ Les actions du vent sont proportionnelles à la projection de la surface considérée dans un plan perpendiculaire à la direction du vent, appelée maître-couple
- ❖ Pour la détermination de l'action du vent, on distingue la catégorie de la construction :  
Catégorie I (regroupe l'ensemble des bâtiments à usage d'habitation, administratif, Scolaire, industriel ...)
- ❖ Pour chaque direction du vent donnée, on doit effectuer les opérations suivantes :

##### IV.5.2 Vérification à la stabilité d'ensemble de la construction :

Pour déterminer la force qui tend à renverser la construction on doit effectuer les opérations suivantes :

###### IV.5.2.1.1 Détermination de coefficient dynamique $C_d$ :

Le coefficient dynamique  $C_d$  tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

La valeur de  $C_d$  doit être déterminée à l'aide des abaques donnés dans les figures 3.1 à 3.7. Ces abaques correspondent à des bâtiments ou cheminées de moins de 200 m de hauteur. Pour les valeurs intermédiaires, il y a lieu d'interpoler ou d'extrapoler linéairement.

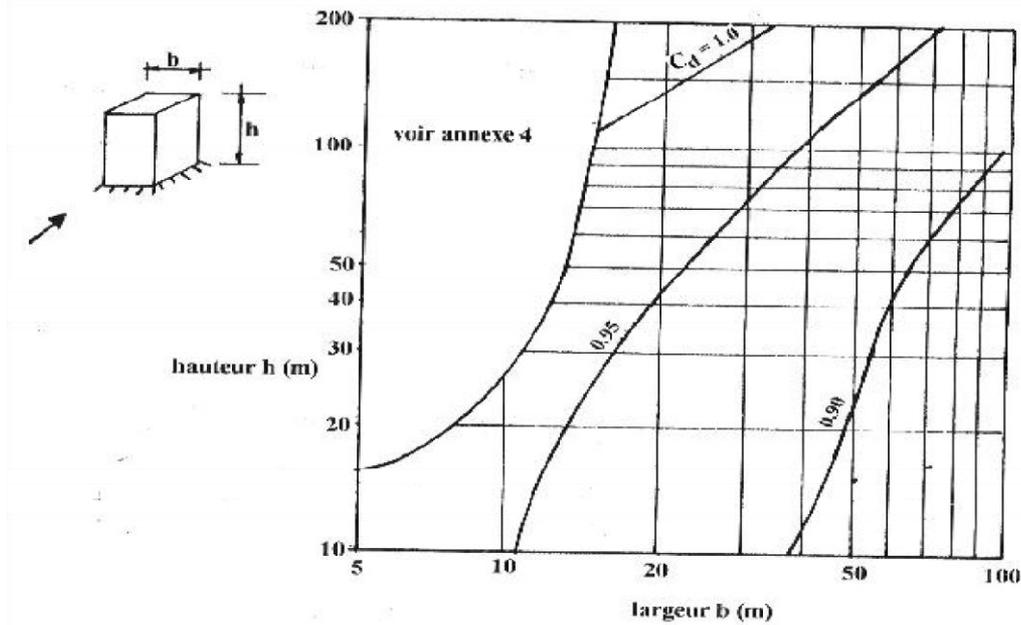


Figure IV-5 : Valeurs de  $C_d$  pour les structures en béton armé.

#### Sens x-x

La structure du bâtiment étant en béton armé, on utilise la figure 3.1 du RNV99, pour  $h = 130.56$  m et  $b = 37.05$  m après interpolation :  $C_{d1} = 1 < 1,2$

#### Sens y-y

Pour  $h = 130.56$  m et  $d = 21,25$  m.

On utilise l'abaque de la figure 3.1 Après interpolation :  $C_{d2} = 1 < 1,2$

#### IV.5.2.1.2 Détermination de la pression dynamique du vent $q_{dyn}$ :

La pression dynamique du vent est utilisée pour évaluer les charges aérodynamiques sur les parois des structures. Elle dépend de la vitesse du vent, de la forme du bâtiment et de son environnement immédiat.

$$q_{dyn} = q_{réf} \cdot C_e \quad (\text{N/m}^2) \quad \text{avec: } q_{réf} = 470 \text{ N/m}^2 \quad (\text{DTR C2-4.7 Annexe 1})$$

$C_e$ : coefficient d'exposition au vent, il tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol.

$$C_{e(z)} = C_{t(z)}^2 \times C_{r(z)}^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \times K_T}{C_{r(z)} \times C_{t(z)}} \right]$$

$C_t$  : coefficient de topographie  $C_t=1$  (DTR C2-47 TAB. 2.5)

$C_r$  : coefficient de rugosité

$K_T$  : facteur de terrain  $K_T=0,22$  (DTR C2-47 TAB. 2.4)

(z) : (en m) hauteur considérée

On détermine le coefficient d'exposition  $C_e$  à chaque hauteur considérée

D'abord on calcule le coefficient de topographie  $C_{t(z)}$ , (DTR C2-47 TAB. 2.4):

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \dots \dots \dots \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \\ C_r(z) = K_T \cdot \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) \dots \dots \dots \text{pour } Z < Z_{\min} \end{cases}$$

Or ( $Z_{\min}=8 \text{ m}$ ,  $Z_0=0.3\text{m}$ )

Le tableau suivant résume les valeurs de la pression dynamique du vent

**Tableau IV-4 : tableau résume les valeurs de la pression dynamique**

Z(m)	Z <sub>0</sub> (m)	Z <sub>min</sub> (m)	C <sub>t</sub> (z)	C <sub>r</sub> (z)	C <sub>e</sub> (z)	V <sub>ref</sub>	q <sub>réf</sub>	V <sub>moy</sub> (z)	q <sub>dyn</sub> (N/m <sup>2</sup> )
4,08	0,3	8	1	0,72	1,63	28	470	20,23	768,08
8,16	0,3	8	1	0,73	1,65	28	470	20,35	774,20
12,24	0,3	8	1	0,82	1,92	28	470	22,85	903,44
15,3	0,3	8	1	0,87	2,08	28	470	24,22	977,76
18,36	0,3	8	1	0,91	2,21	28	470	25,34	1040,16
21,42	0,3	8	1	0,94	2,33	28	470	26,29	1094,10
24,48	0,3	8	1	0,97	2,43	28	470	27,12	1141,70
27,54	0,3	8	1	0,99	2,52	28	470	27,84	1184,36
30,6	0,3	8	1	1,02	2,60	28	470	28,49	1223,05
33,66	0,3	8	1	1,04	2,68	28	470	29,08	1258,49
36,72	0,3	8	1	1,06	2,75	28	470	29,61	1291,20
39,78	0,3	8	1	1,08	2,81	28	470	30,11	1321,60
42,84	0,3	8	1	1,09	2,87	28	470	30,56	1350,00
45,9	0,3	8	1	1,11	2,93	28	470	30,99	1376,67
48,96	0,3	8	1	1,12	2,98	28	470	31,39	1401,81
52,02	0,3	8	1	1,13	3,03	28	470	31,76	1425,60
55,08	0,3	8	1	1,15	3,08	28	470	32,11	1448,19
58,14	0,3	8	1	1,16	3,13	28	470	32,44	1469,69
61,2	0,3	8	1	1,17	3,17	28	470	32,76	1490,20

64,26	0,3	8	1	1,18	3,21	28	470	33,06	1509,83
67,32	0,3	8	1	1,19	3,25	28	470	33,35	1528,65
70,38	0,3	8	1	1,20	3,29	28	470	33,62	1546,72
73,44	0,3	8	1	1,21	3,33	28	470	33,88	1564,11
76,5	0,3	8	1	1,22	3,36	28	470	34,13	1580,86
79,56	0,3	8	1	1,23	3,40	28	470	34,38	1597,03
82,62	0,3	8	1	1,24	3,43	28	470	34,61	1612,65
85,68	0,3	8	1	1,24	3,46	28	470	34,83	1627,77
88,74	0,3	8	1	1,25	3,49	28	470	35,05	1642,41
91,8	0,3	8	1	1,26	3,52	28	470	35,26	1656,61
94,86	0,3	8	1	1,27	3,55	28	470	35,46	1670,40
97,92	0,3	8	1	1,27	3,58	28	470	35,65	1683,79
100,98	0,3	8	1	1,28	3,61	28	470	35,84	1696,81
104,04	0,3	8	1	1,29	3,64	28	470	36,03	1709,49
107,1	0,3	8	1	1,29	3,66	28	470	36,21	1721,84
110,16	0,3	8	1	1,30	3,69	28	470	36,38	1733,88
113,22	0,3	8	1	1,31	3,71	28	470	36,55	1745,62
116,28	0,3	8	1	1,31	3,74	28	470	36,71	1757,08
119,34	0,3	8	1	1,32	3,76	28	470	36,87	1768,28
122,4	0,3	8	1	1,32	3,79	28	470	37,03	1779,22
125,46	0,3	8	1	1,33	3,81	28	470	37,18	1789,92
128,52	0,3	8	1	1,33	3,83	28	470	37,33	1800,38

#### IV.5.2.1.3 Pression aérodynamique surfacique :

L'expression de la pression aérodynamique qui agit sur les façades externes, prend en considération les effets aérodynamiques, ce qui permet d'écrire :

$$W_e = q_{p(z_e)} \cdot C_{pe}$$

**Avec :**

- $q_{p(z_e)}$  : pression dynamique de pointe
- $C_{pe}$  : coefficient de pression extérieure

De même, dans le cas de présence d'une ou plusieurs ouvertures dans une façade, il convient de déterminer la pression aérodynamique agissante sur les surfaces internes exprimée par :

$$W_i = q_{p(z_i)} \cdot C_{pi}$$

Avec:

- $q_{p(z_i)}$  : pression dynamique de pointe

- $C_{pi}$  : coefficient de pression extérieure

Il est à noter que :

Pour la pression intérieure  $C_{pi}$  dans le cas des bâtiments pour lesquels  $\mu_p$  ne peut être déterminée (dossier technique incomplet par exemple), les valeurs extrêmes peuvent être utilisées :

$$C_{pi} = 0,8 \text{ et } C_{pi} = -0,5$$

- Calcul de la pression due au vent: ( $q_j$ )

Les pressions  $q_j$  sont calculées à l'aide de la formule suivante:

$$q_j = C_d \cdot q_{dyn(z_j)} \cdot (C_{pe} - C_{pi}) \quad [N/m^2]$$

#### IV.5.2.1.4 Coefficients de pression extérieure $C_{pe}$

Les coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  applicables aux bâtiments et aux parties de bâtiments dépendent de la dimension de la surface chargée  $A$ , qui est la surface de la construction produisant l'action du vent dans la section à calculer. Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées  $A$  de 1 m<sup>2</sup> et 10 m<sup>2</sup> dans les tableaux relatifs aux configurations de bâtiment appropriées ; ils sont notés  $c_{pe,1}$  pour les coefficients locaux, et  $c_{pe,10}$  pour les coefficients globaux, respectivement.

$$\begin{aligned} C_{pe} &= C_{pe,1} && \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} &= C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) && 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} &= C_{pe,10} && S \geq 10 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Où  $S$  (en m<sup>2</sup>) désigne la surface chargée de la paroi considérée.

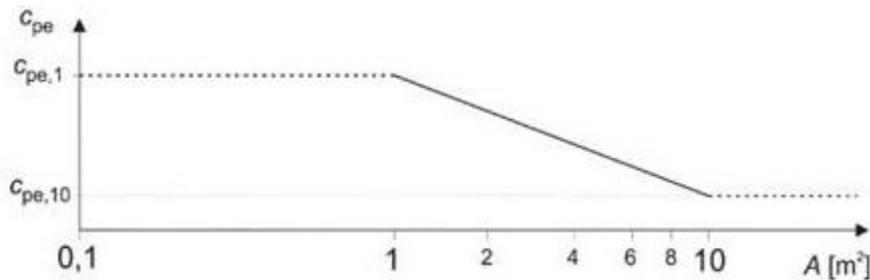


Figure IV-6 : Diagramme des pressions extérieures

La figure est fondée sur les éléments suivants :

$$\text{Pour } 1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2 \quad C_{pe} = C_{pe,1} - (C_{pe,1} - C_{pe,10}) \log_{10} A$$

- En prenant compte des effets aérodynamiques, une décomposition des murs latéraux est donnée dans le DTR C2-47 comme indiquée dans la figure (6), en prenant :

$$e = \min (b ; 2.h)$$

Chaque intervalle trouvé (A à E) est caractérisé par un coefficient extérieur  $C_{pe,1}$  et  $C_{pe,10}$  définis dans le tableau I

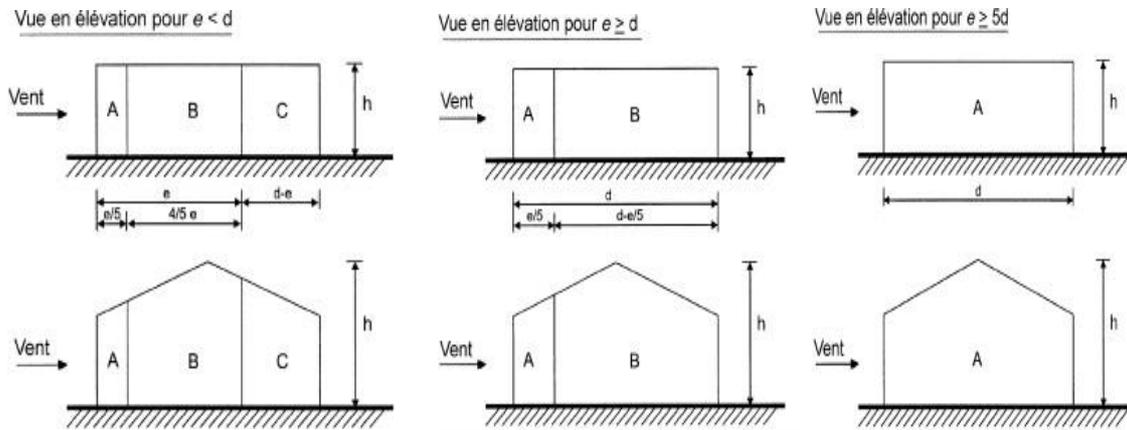


Figure IV-7 : Légende relative aux murs verticaux.

Les valeurs des coefficients de pression extérieure pour les constructions à base en forme rectangulaire sont représentées par la figure suivante :

Tableau IV-5 : Valeurs des coefficients de pression extérieure

A		B, B'		C		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$								
- 1,0	- 1,3	- 0,8	- 1,0	- 0,5		+ 0,8	1,0	- 0,3	

Les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire

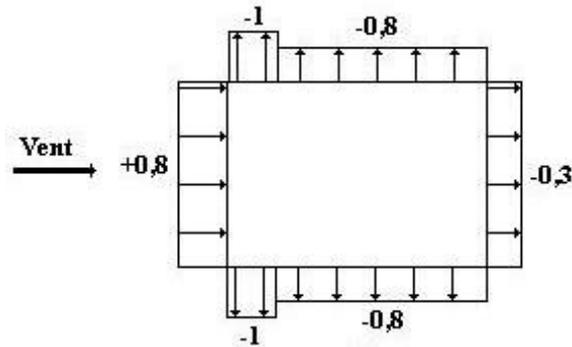


Figure IV-8 : Les valeurs des coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$ .

Tableau IV-6 : valeurs des coefficients de pression extérieure

A	B	D	E
$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$
-1	-0,8	+0.8	-0,3

#### IV.5.2.1.5 Calcul de la pression due au vent

Pour les constructions de catégorie I, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées rigides.

*Une paroi est considérée rigide si sa fréquence propre est supérieure à 5 Hz. Les parois courantes (en maçonnerie, voiles, panneaux sandwichs, etc.) entrent dans cette catégorie. Certaines parois réputées souples doivent être raidies selon les règles de l'art*

La pression due au vent  $q_j$  qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(z_j) \quad [\text{N/m}^2]$$

Où :

- $C_d$  est le coefficient dynamique de la construction ;
- $W$  (en  $\text{N/m}^2$ ) est la pression nette (appelée aussi pression) exercée sur l'élément de surface  $j$ , calculée à la hauteur  $Z_j$  relative à l'élément de surface  $j$ .

Les valeurs des pressions dues au vent sont à retrouver dans le **TAB. IV-7**.

#### IV.5.2.1.6 Force de frottement

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit le rapport  $\frac{d}{b} \geq 3$ , soit le rapport  $\frac{d}{h} \geq 3$  où  $b$  (en m) est la dimension de la construction

perpendiculaire au vent, h (en m) est la hauteur de la construction, et d (en m) est la dimension de la construction parallèle au vent.

On a :

Dans la direction V1 :  $h = 130.56 \text{ m}$  ;  $b = 37.05 \text{ m}$  et  $d = 21.25 \text{ m}$

D'où le rapport  $\frac{d}{b} = \frac{21.25}{37.05} = 0.57 < 3$  et  $\frac{d}{h} = \frac{21.25}{130.56} = 0.16 < 3$

Dans la direction V2 :  $h = 130.56 \text{ m}$  ;  $b = 21.25 \text{ m}$  et  $d = 37.05 \text{ m}$

Le rapport  $\frac{d}{b} = \frac{37.05}{21.25} = 1.74 < 3$  et  $\frac{d}{h} = \frac{37.05}{130.56} = 0.28 < 3$

Le calcul de la force de frottement n'est donc pas nécessaire.

#### IV.5.2.1.7 Calcul de la résultante des pressions agissant à la surface de la construction :

En général, la force résultante (**R**) se décompose en deux forces :

- ❖ Une force globale horizontale **F<sub>w</sub>** qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction
- ❖ Une force de soulèvement **F<sub>u</sub>** qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

Dans notre construction on n'a pas de toiture, alors **F<sub>u</sub>=0** et sera donc :

$$\mathbf{R} = \mathbf{F}_w = \Sigma \mathbf{F}_{wi} = \Sigma (\mathbf{q}_j \cdot \mathbf{S}_j) \quad [\text{en N}]$$

Avec :  $\Sigma$  : désigne la somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces)

$q_j$  : en (N/m<sup>2</sup>) la pression du vent.

$S_j$  : en (m<sup>2</sup>) air de l'élément de surface j.

Donc on détermine la force horizontale (F<sub>w</sub>) parallèle à la direction du vent considérée dans les deux faces perpendiculaires à cette force, (face A et D) à chaque niveau :  $F_w = q_j \cdot S_j$

**Tableau IV-7 : Calcul des forces horizontales du vent Direction V1 et V2**

Niveau	Face	q <sub>dyn</sub>	C <sub>pe</sub>	cd	C <sub>pi</sub>	q <sub>j</sub>	L	H	S	F <sub>wi</sub> (KN)	F <sub>wi</sub>
		(N/m <sup>2</sup> )				(N/m <sup>2</sup> )					
RDC	A'	768,08	-1	1	-0,5	-384	7,41	4,08	30,23	-11,61	143,73
	B'		-0,8	1	-0,5	-230,4	13,84	4,08	56,47	-13,01	

	D		0,8	1	-0,5	998,5	37,05	4,08	151,16	150,94	
	E		-0,3	1	-0,5	153,62	37,05	3,06	113,37	17,42	
R+1	A'	774,20	-1	1	-0,5	-387,1	7,41	3,06	22,67	-8,78	<b>113,05</b>
	B'		-0,8	1	-0,5	-232,3	13,84	3,06	42,35	-9,84	
	D		0,8	1	-0,5	1006,5	37,05	3,06	113,37	114,11	
	E		-0,3	1	-0,5	154,84	37,05	3,06	113,37	17,55	
R+2	A'	903,44	-1	1	-0,5	-451,7	7,41	3,06	22,67	-10,24	<b>131,92</b>
	B'		-0,8	1	-0,5	-271	13,84	3,06	42,35	-11,48	
	D		0,8	1	-0,5	1174,5	37,05	3,06	113,37	133,15	
	E		-0,3	1	-0,5	180,69	37,05	3,06	113,37	20,49	
R+3	A'	977,76	-1	1	-0,5	-488,9	7,41	3,06	22,67	-11,09	<b>142,77</b>
	B'		-0,8	1	-0,5	-293,3	13,84	3,06	42,35	-12,42	
	D		0,8	1	-0,5	1271,1	37,05	3,06	113,37	144,11	
	E		-0,3	1	-0,5	195,55	37,05	3,06	113,37	22,17	
R+4	A'	1040,16	-1	1	-0,5	-520,1	7,41	3,06	22,67	-11,79	<b>151,88</b>
	B'		-0,8	1	-0,5	-312	13,84	3,06	42,35	-13,22	
	D		0,8	1	-0,5	1352,2	37,05	3,06	113,37	153,30	
	E		-0,3	1	-0,5	208,03	37,05	3,06	113,37	23,59	
R+5	A'	1094,10	-1	1	-0,5	-547	7,41	3,06	22,67	-12,40	<b>159,76</b>
	B'		-0,8	1	-0,5	-328,2	13,84	3,06	42,35	-13,90	
	D		0,8	1	-0,5	1422,3	37,05	3,06	113,37	161,25	
	E		-0,3	1	-0,5	218,82	37,05	3,06	113,37	24,81	
R+6	A'	1141,70	-1	1	-0,5	-570,8	7,41	3,06	22,67	-12,94	<b>166,71</b>
	B'		-0,8	1	-0,5	-342,5	13,84	3,06	42,35	-14,51	
	D		0,8	1	-0,5	1484,2	37,05	3,06	113,37	168,27	
	E		-0,3	1	-0,5	228,34	37,05	3,06	113,37	25,89	
R+7	A'	1184,36	-1	1	-0,5	-592,2	7,41	3,06	22,67	-13,43	<b>172,94</b>
	B'		-0,8	1	-0,5	-355,3	13,84	3,06	42,35	-15,05	
	D		0,8	1	-0,5	1539,7	37,05	3,06	113,37	174,56	
	E		-0,3	1	-0,5	236,87	37,05	3,06	113,37	26,85	
R+8	A'	1223,05	-1	1	-0,5	-611,5	7,41	3,06	22,67	-13,87	<b>178,59</b>
	B'		-0,8	1	-0,5	-366,9	13,84	3,06	42,35	-15,54	
	D		0,8	1	-0,5	1590	37,05	3,06	113,37	180,26	
	E		-0,3	1	-0,5	244,61	37,05	3,06	113,37	27,73	
R+9	A'	1258,49	-1	1	-0,5	-629,2	7,41	3,06	22,67	-14,27	<b>183,76</b>
	B'		-0,8	1	-0,5	-377,5	13,84	3,06	42,35	-15,99	
	D		0,8	1	-0,5	1636	37,05	3,06	113,37	185,48	
	E		-0,3	1	-0,5	251,7	37,05	3,06	113,37	28,54	

R+10	A'	1291,20	-1	1	-0,5	-645,6	7,41	3,06	22,67	-14,64	<b>188,54</b>
	B'		-0,8	1	-0,5	-387,4	13,84	3,06	42,35	-16,40	
	D		0,8	1	-0,5	1678,6	37,05	3,06	113,37	190,30	
	E		-0,3	1	-0,5	258,24	37,05	3,06	113,37	29,28	
R+11	A'	1321,60	-1	1	-0,5	-660,8	7,41	3,06	22,67	-14,98	<b>192,98</b>
	B'		-0,8	1	-0,5	-396,5	13,84	3,06	42,35	-16,79	
	D		0,8	1	-0,5	1718,1	37,05	3,06	113,37	194,78	
	E		-0,3	1	-0,5	264,32	37,05	3,06	113,37	29,97	
R+12	A'	1350,00	-1	1	-0,5	-675	7,41	3,06	22,67	-15,31	<b>197,12</b>
	B'		-0,8	1	-0,5	-405	13,84	3,06	42,35	-17,15	
	D		0,8	1	-0,5	1755	37,05	3,06	113,37	198,97	
	E		-0,3	1	-0,5	270	37,05	3,06	113,37	30,61	
R+13	A'	1376,67	-1	1	-0,5	-688,3	7,41	3,06	22,67	-15,61	<b>201,02</b>
	B'		-0,8	1	-0,5	-413	13,84	3,06	42,35	-17,49	
	D		0,8	1	-0,5	1789,7	37,05	3,06	113,37	202,90	
	E		-0,3	1	-0,5	275,33	37,05	3,06	113,37	31,22	
R+14	A'	1401,81	-1	1	-0,5	-700,9	7,41	3,06	22,67	-15,89	<b>204,69</b>
	B'		-0,8	1	-0,5	-420,5	13,84	3,06	42,35	-17,81	
	D		0,8	1	-0,5	1822,4	37,05	3,06	113,37	206,61	
	E		-0,3	1	-0,5	280,36	37,05	3,06	113,37	31,79	
R+15	A'	1425,60	-1	1	-0,5	-712,8	7,41	3,06	22,67	-16,16	<b>208,16</b>
	B'		-0,8	1	-0,5	-427,7	13,84	3,06	42,35	-18,11	
	D		0,8	1	-0,5	1853,3	37,05	3,06	113,37	210,11	
	E		-0,3	1	-0,5	285,12	37,05	3,06	113,37	32,33	
R+16	A'	1448,19	-1	1	-0,5	-724,1	7,41	3,06	22,67	-16,42	<b>211,46</b>
	B'		-0,8	1	-0,5	-434,5	13,84	3,06	42,35	-18,40	
	D		0,8	1	-0,5	1882,6	37,05	3,06	113,37	213,44	
	E		-0,3	1	-0,5	289,64	37,05	3,06	113,37	32,84	
R+17	A'	1469,69	-1	1	-0,5	-734,8	7,41	3,06	22,67	-16,66	<b>214,60</b>
	B'		-0,8	1	-0,5	-440,9	13,84	3,06	42,35	-18,67	
	D		0,8	1	-0,5	1910,6	37,05	3,06	113,37	216,61	
	E		-0,3	1	-0,5	293,94	37,05	3,06	113,37	33,32	
R+18	A'	1490,20	-1	1	-0,5	-745,1	7,41	3,06	22,67	-16,89	<b>217,60</b>
	B'		-0,8	1	-0,5	-447,1	13,84	3,06	42,35	-18,93	
	D		0,8	1	-0,5	1937,3	37,05	3,06	113,37	219,63	
	E		-0,3	1	-0,5	298,04	37,05	3,06	113,37	33,79	
R+19	A'	1509,83	-1	1	-0,5	-754,9	7,41	3,06	22,67	-17,12	<b>220,46</b>
	B'		-0,8	1	-0,5	-452,9	13,84	3,06	42,35	-19,18	
	D		0,8	1	-0,5	1962,8	37,05	3,06	113,37	222,53	
	E		-0,3	1	-0,5	301,97	37,05	3,06	113,37	34,23	
R+20	A'	1528,65	-1	1	-0,5	-764,3	7,41	3,06	22,67	-17,33	<b>223,21</b>
	B'		-0,8	1	-0,5	-458,6	13,84	3,06	42,35	-19,42	
	D		0,8	1	-0,5	1987,2	37,05	3,06	113,37	225,30	

	E		-0,3	1	-0,5	305,73	37,05	3,06	113,37	34,66	
R+21	A'	1546,72	-1	1	-0,5	-773,4	7,41	3,06	22,67	-17,54	225,85
	B'		-0,8	1	-0,5	-464	13,84	3,06	42,35	-19,65	
	D		0,8	1	-0,5	2010,7	37,05	3,06	113,37	227,96	
	E		-0,3	1	-0,5	309,34	37,05	3,06	113,37	35,07	
R+22	A'	1564,11	-1	1	-0,5	-782,1	7,41	3,06	22,67	-17,73	228,39
	B'		-0,8	1	-0,5	-469,2	13,84	3,06	42,35	-19,87	
	D		0,8	1	-0,5	2033,3	37,05	3,06	113,37	230,53	
	E		-0,3	1	-0,5	312,82	37,05	3,06	113,37	35,47	
R+23	A'	1580,86	-1	1	-0,5	-790,4	7,41	3,06	22,67	-17,92	230,83
	B'		-0,8	1	-0,5	-474,3	13,84	3,06	42,35	-20,09	
	D		0,8	1	-0,5	2055,1	37,05	3,06	113,37	232,99	
	E		-0,3	1	-0,5	316,17	37,05	3,06	113,37	35,85	
R+24	A'	1597,03	-1	1	-0,5	-798,5	7,41	3,06	22,67	-18,11	233,19
	B'		-0,8	1	-0,5	-479,1	13,84	3,06	42,35	-20,29	
	D		0,8	1	-0,5	2076,1	37,05	3,06	113,37	235,38	
	E		-0,3	1	-0,5	319,41	37,05	3,06	113,37	36,21	
R+25	A'	1612,65	-1	1	-0,5	-806,3	7,41	3,06	22,67	-18,28	235,47
	B'		-0,8	1	-0,5	-483,8	13,84	3,06	42,35	-20,49	
	D		0,8	1	-0,5	2096,4	37,05	3,06	113,37	237,68	
	E		-0,3	1	-0,5	322,53	37,05	3,06	113,37	36,57	
R+26	A'	1627,77	-1	1	-0,5	-813,9	7,41	3,06	22,67	-18,45	237,68
	B'		-0,8	1	-0,5	-488,3	13,84	3,06	42,35	-20,68	
	D		0,8	1	-0,5	2116,1	37,05	3,06	113,37	239,91	
	E		-0,3	1	-0,5	325,55	37,05	3,06	113,37	36,91	
R+27	A'	1642,41	-1	1	-0,5	-821,2	7,41	3,06	22,67	-18,62	239,82
	B'		-0,8	1	-0,5	-492,7	13,84	3,06	42,35	-20,87	
	D		0,8	1	-0,5	2135,1	37,05	3,06	113,37	242,07	
	E		-0,3	1	-0,5	328,48	37,05	3,06	113,37	37,24	
R+28	A'	1656,61	-1	1	-0,5	-828,3	7,41	3,06	22,67	-18,78	241,89
	B'		-0,8	1	-0,5	-497	13,84	3,06	42,35	-21,05	
	D		0,8	1	-0,5	2153,6	37,05	3,06	113,37	244,16	
	E		-0,3	1	-0,5	331,32	37,05	3,06	113,37	37,56	
R+29	A'	1670,40	-1	1	-0,5	-835,2	7,41	3,06	22,67	-18,94	243,91
	B'		-0,8	1	-0,5	-501,1	13,84	3,06	42,35	-21,22	
	D		0,8	1	-0,5	2171,5	37,05	3,06	113,37	246,19	
	E		-0,3	1	-0,5	334,08	37,05	3,06	113,37	37,88	
R+30	A'	1683,79	-1	1	-0,5	-841,9	7,41	3,06	22,67	-19,09	245,86
	B'		-0,8	1	-0,5	-505,1	13,84	3,06	42,35	-21,39	
	D		0,8	1	-0,5	2188,9	37,05	3,06	113,37	248,17	
	E		-0,3	1	-0,5	336,76	37,05	3,06	113,37	38,18	
R+31	A'	1696,81	-1	1	-0,5	-848,4	7,41	3,06	22,67	-19,24	247,76
	B'		-0,8	1	-0,5	-509	13,84	3,06	42,35	-21,56	

	D		0,8	1	-0,5	2205,9	37,05	3,06	113,37	250,08	
	E		-0,3	1	-0,5	339,36	37,05	3,06	113,37	38,47	
R+32	A'	1709,49	-1	1	-0,5	-854,7	7,41	3,06	22,67	-19,38	249,61
	B'		-0,8	1	-0,5	-512,8	13,84	3,06	42,35	-21,72	
	D		0,8	1	-0,5	2222,3	37,05	3,06	113,37	251,95	
	E		-0,3	1	-0,5	341,9	37,05	3,06	113,37	38,76	
R+33	A'	1721,84	-1	1	-0,5	-860,9	7,41	3,06	22,67	-19,52	251,42
	B'		-0,8	1	-0,5	-516,6	13,84	3,06	42,35	-21,88	
	D		0,8	1	-0,5	2238,4	37,05	3,06	113,37	253,77	
	E		-0,3	1	-0,5	344,37	37,05	3,06	113,37	39,04	
R+34	A'	1733,88	-1	1	-0,5	-866,9	7,41	3,06	22,67	-19,66	253,18
	B'		-0,8	1	-0,5	-520,2	13,84	3,06	42,35	-22,03	
	D		0,8	1	-0,5	2254	37,05	3,06	113,37	255,55	
	E		-0,3	1	-0,5	346,78	37,05	3,06	113,37	39,31	
R+35	A'	1745,62	-1	1	-0,5	-872,8	7,41	3,06	22,67	-19,79	254,89
	B'		-0,8	1	-0,5	-523,7	13,84	3,06	42,35	-22,18	
	D		0,8	1	-0,5	2269,3	37,05	3,06	113,37	257,28	
	E		-0,3	1	-0,5	349,12	37,05	3,06	113,37	39,58	
R+36	A'	1757,08	-1	1	-0,5	-878,5	7,41	3,06	22,67	-19,92	256,56
	B'		-0,8	1	-0,5	-527,1	13,84	3,06	42,35	-22,32	
	D		0,8	1	-0,5	2284,2	37,05	3,06	113,37	258,97	
	E		-0,3	1	-0,5	351,42	37,05	3,06	113,37	39,84	
R+37	A'	1768,28	-1	1	-0,5	-884,1	7,41	3,06	22,67	-20,05	258,20
	B'		-0,8	1	-0,5	-530,5	13,84	3,06	42,35	-22,47	
	D		0,8	1	-0,5	2298,8	37,05	3,06	113,37	260,62	
	E		-0,3	1	-0,5	353,66	37,05	3,06	113,37	40,09	
R+38	A'	1779,22	-1	1	-0,5	-889,6	7,41	3,06	22,67	-20,17	259,80
	B'		-0,8	1	-0,5	-533,8	13,84	3,06	42,35	-22,61	
	D		0,8	1	-0,5	2313	37,05	3,06	113,37	262,23	
	E		-0,3	1	-0,5	355,84	37,05	3,06	113,37	40,34	
R+39	A'	1789,92	-1	1	-0,5	-895	7,41	3,06	22,67	-20,29	261,36
	B'		-0,8	1	-0,5	-537	13,84	3,06	42,35	-22,74	
	D		0,8	1	-0,5	2326,9	37,05	3,06	113,37	263,81	
	E		-0,3	1	-0,5	357,98	37,05	3,06	113,37	40,59	
R+40	A'	1800,38	-1	1	-0,5	-900,2	7,41	3,06	22,67	-20,41	262,89
	B'		-0,8	1	-0,5	-540,1	13,84	3,06	42,35	-22,87	
	D		0,8	1	-0,5	2340,5	37,05	3,06	113,37	265,35	
	E		-0,3	1	-0,5	360,08	37,05	3,06	113,37	40,82	

La force horizontale globale suivant la direction  $V_1$  du vent est :  $F_w = 8743.49$  kN

La force résultante 'R' dans chaque direction est négligeable devant le poids de bâtiment donc il n'y a pas de risque de soulèvement ou de renversement.

Aucun risque de soulèvement du bâtiment, car le poids du bâtiment étant plus grand que celui de la portance extrême

#### IV.6 Vérification vis-à-vis du détachement tourbillonnaire

Les constructions « élancées » comme le nôtre, nécessitent la prise en compte des phénomènes dynamiques suivants :

- Détachement tourbillonnaire,
- Phénomène de galop classique,
- Effets d'interaction entre le détachement tourbillonnaire et le phénomène de galop,
- Effets d'interférence (qui se produisent par exemple dans le cas où plusieurs constructions ou éléments verticaux identiques sont disposés en file),
- Phénomènes de divergence et de flottement qui sont des manifestations d'instabilité qui ne peuvent se produire que sur des constructions souples de type plaque telles que les tabliers de ponts suspendus.

Le phénomène le mieux connu et pour lequel il existe des méthodes de calcul est celui des excitations par le détachement tourbillonnaire (dit de Von Karman).

Pour les autres phénomènes, il est recommandé d'effectuer des essais en soufflerie.

##### IV.6.1 Description du phénomène physique

Dans un écoulement d'air autour d'une construction, de petits tourbillons dus à la viscosité de l'air se créent à sa surface et commencent à grandir en se déplaçant vers l'aval. Ces tourbillons décollent de la surface alternativement de chaque côté de la construction et exercent sur les surfaces latérales une pression alternée. Cette pression peut être suffisante pour produire des oscillations en flexion non négligeables si la fréquence des tourbillons est proche d'une fréquence propre de la construction (phénomène de résonance). La résonance due au détachement tourbillonnaire se produit pour une vitesse critique notée  $V_{crit}$ .

En toute rigueur, s'il y a résonance due au détachement tourbillonnaire pour le mode fondamental, il y a lieu de vérifier le risque suivant le deuxième mode, et ainsi de suite. On admet en fait que les oscillations pour les modes supérieurs sont suffisamment amorties pour ne pas être perceptibles. C'est pourquoi, seul le risque de détachement tourbillonnaire pour le mode fondamental est vérifié.

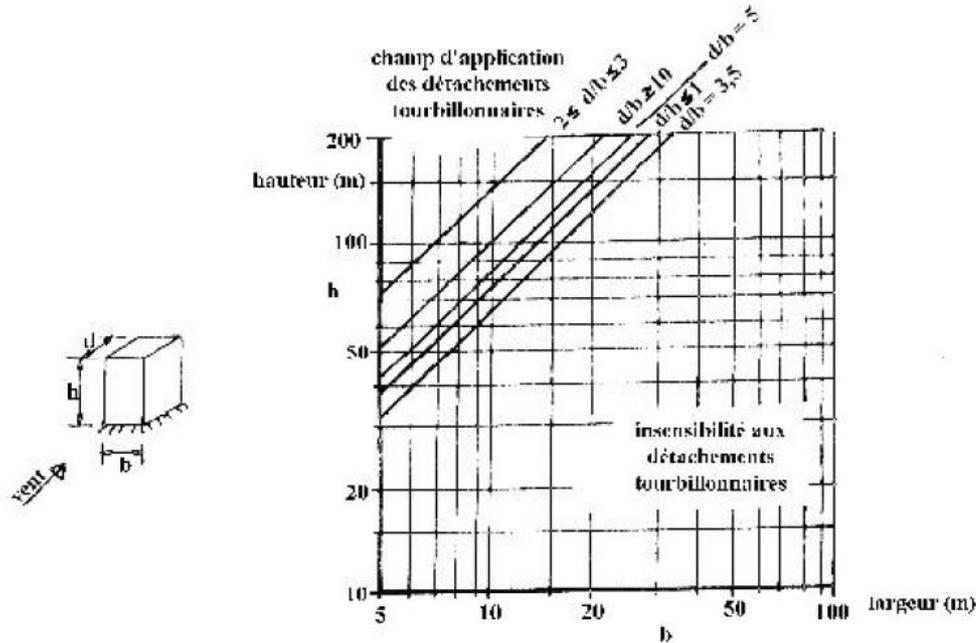


Figure IV-9 : Critères de sensibilité des bâtiments au détachement tourbillonnaire

#### IV.6.2 Conditions critiques de résonance

Les conditions critiques de résonance n'apparaîtront pas si :

$$V_{crit} > 1,25 \times V_{m,L} \quad [m/s] \quad (RNV99 A3.1)$$

Où :

- $V_{crit}$  (en m/s) est la vitesse critique (formule A3.2),
- $V_{m,L}$  (en m/s) est la vitesse moyenne du vent (cf. annexe 2, formule A2.2) calculée à la hauteur  $z$  égale à  $(5h)/6$ , où  $h$  (en m) désigne la hauteur de la construction.

*Pour les constructions en console comme le nôtre, on admet que l'action due au détachement tourbillonnaire est maximale au niveau du tiers supérieur de la construction, appelé longueur de corrélation effective. La hauteur  $(5h)/6$  donnée dans la formule A3.1 correspond en fait au centre de la longueur de corrélation effective*

La vitesse critique du vent  $V_{crit}$  (pour le mode fondamental) se calcule comme suit :

$$V_{crit} = \frac{d_L \times n_{1,y}}{S_t}$$

Où :

- $d_L$  (en m) est la largeur de la section transversale au droit de la longueur de corrélation effective (c'est à dire à  $z = 5h/6$ ) ; pour les sections circulaires,  $d_L$  représente le diamètre extérieur ;
- $n_{1,y}$  (en Hz) est la fréquence propre de vibration du mode fondamental peut être estimée comme indiqué dans le tableau A4.2 en fonction de  $d$  (en m) la dimension en plan du bâtiment parallèle à la direction du vent considérée, et  $h$  (en m) la hauteur du bâtiment.

- $S_t$ , nombre de Strouhal donné dans la figure A3.2 pour les sections transversales rectangulaires à angles vifs, dans le tableau A3.1 pour les autres sections transversales.

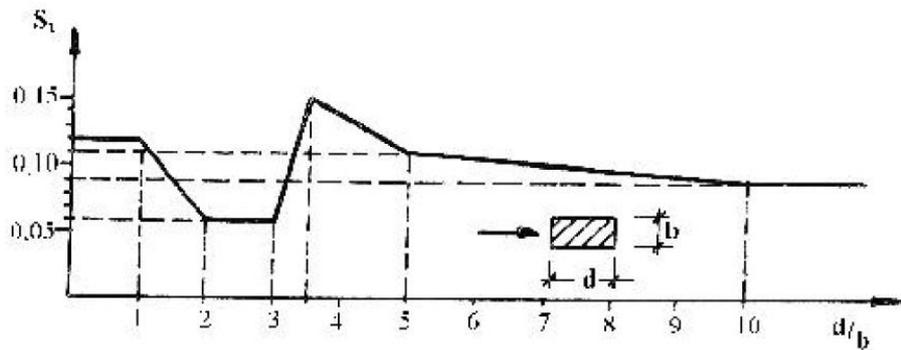


Figure IV-10 : Nombre de Strouhal pour les sections rectangulaires

Tableau IV-8 : Fréquence fondamentale des bâtiments

Type de bâtiment	Formule donnant $n_{1,x}$ (en Hz)
Bâtiment prismatique. Contreventement par murs de maçonnerie ou de béton non armé	$n_1 = \frac{\sqrt{d}}{0,06 \times h} \times \sqrt{\frac{(2 \times d) + h}{h}}$
Bâtiment prismatique. Contreventement par voiles de béton armé	$n_1 = \frac{\sqrt{d}}{0,08 \times h} \times \sqrt{\frac{(2 \times d) + h}{h}}$
Bâtiment prismatique. Contreventement par ossature de béton armé, ossature mixte acier/béton	$n_1 = \frac{\sqrt{d}}{0,09 \times h}$
Bâtiment prismatique. Contreventement par ossature métallique	$n_1 = \frac{\sqrt{d}}{0,10 \times h}$

Dans notre cas 
$$n_1 = \frac{\sqrt{d}}{0,08 \times h} \times \sqrt{\frac{(2 \times d) + h}{h}} = \frac{\sqrt{37,05}}{0,08 \times 130,56} \times \sqrt{\frac{(2 \times 37,05) + 130,56}{130,56}} = 0,72 \text{ Hz}$$

$$n_2 = \frac{\sqrt{d}}{0,08 \times h} \times \sqrt{\frac{(2 \times d) + h}{h}} = \frac{\sqrt{21,25}}{0,08 \times 130,56} \times \sqrt{\frac{(2 \times 21,25) + 130,56}{130,56}} = 0,51 \text{ Hz}$$

D'où

$$V_{crit.1} = \frac{d_L \times n_{1,y}}{S_t} = \frac{37,05 \times 0,72}{0,07} = 381,08 \text{ m/s}$$

$$V_{crit.2} = \frac{d_L \times n_{1,y}}{S_t} = \frac{21,25 \times 0,51}{0,07} = 154,82 \text{ m/s}$$

En prenant la Vitesse moyenne la plus défavorable  $V_m = 37,33 \text{ m/s}$

On trouve  $V_{crit} (381,08 ; 154,82) > 1,25 \times V_{m,L} = 37,33$

→ Il n'existe donc pas de détachement tourbillonnaire.

### IV.7 Résultats des analyses du logiciel

Tout paramètre concernant le vent est introduit au logiciel manuellement :

**Tableau IV-9 : Combinaison introduit au logiciel**

	Coeff	Cas																				
103	1.1	1	1.5	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
104	1.1	1	1.5	3	1.5	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
105	1.1	1	1.5	3	1.05	2	1.5	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
106	1.35	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
107	1.35	1	1.5	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
108	1.35	1	1.5	2	0.9	3	0.9	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
109	1.35	1	1.5	3	1.5	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
110	1.35	1	1.5	3	1.05	2	1.5	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
111	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
112	1	1	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
113	1	1	0.6	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
114	1	1	1	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
115	1	1	1	3	0.7	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Après avoir déclenché le modèle d'analyse, on représente les plus importants paramètres :

#### IV.7.1 Modes propres

**Tableau IV-10 : Grandeurs des modes propres**

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
5/ 1	0,15	6,69	0,00	64,71	0,0	0,00	64,71
5/ 2	0,19	5,30	62,74	64,72	0,0	62,74	0,01
5/ 3	0,20	4,94	62,87	65,98	0,0	0,14	1,26
5/ 4	0,44	2,26	62,87	78,49	0,0	0,00	12,52
5/ 5	0,60	1,68	65,80	78,49	0,0	2,92	0,00
5/ 6	0,60	1,67	78,52	78,49	0,0	12,72	0,00
5/ 7	0,81	1,24	78,52	84,18	0,0	0,00	5,68
5/ 8	1,12	0,89	78,52	84,18	0,0	0,01	0,00
5/ 9	1,17	0,85	84,94	84,18	0,0	6,42	0,00
5/ 10	1,22	0,82	84,94	87,68	0,0	0,00	3,51
5/ 11	1,69	0,59	84,94	90,17	0,0	0,00	2,48
5/ 12	1,76	0,57	84,94	90,17	0,0	0,00	0,00
5/ 13	1,87	0,54	88,88	90,17	0,0	3,94	0,00
5/ 14	2,23	0,45	88,88	91,91	0,0	0,00	1,75
5/ 15	2,51	0,40	88,88	91,91	0,0	0,00	0,00
5/ 16	2,69	0,37	91,52	91,91	0,0	2,63	0,00
5/ 17	2,84	0,35	91,52	93,13	0,0	0,00	1,22
5/ 18	3,37	0,30	91,52	93,13	0,0	0,00	0,00
5/ 19	3,53	0,28	91,52	93,99	0,0	0,00	0,86
5/ 20	3,64	0,27	93,28	93,99	0,0	1,77	0,00

En comparant la fréquence du premier mode obtenue grâce au logiciel et la réponse approximative établie dans le document pour une section rectangulaires ( $n_l$ ), on réalise que les deux valeurs sont à peu près égales.

En se basant sur le guide d'évaluation « ISO 6897 » de la réponse humaine probable aux vibrations, l'intervalle de réponse humaine varie de 0.063 Hz à 1 Hz. Le déplacement horizontal acceptable pour la catégorie A des bâtiments (Résidences) est traduit par la courbe d'évaluation où on observe une variation de l'accélération maximale du bâtiment en fonction de la fréquence propre en flexion de la structure. La courbe d'évaluation d'un bâtiment de catégorie A vaut 2/3 de celle de la catégorie.

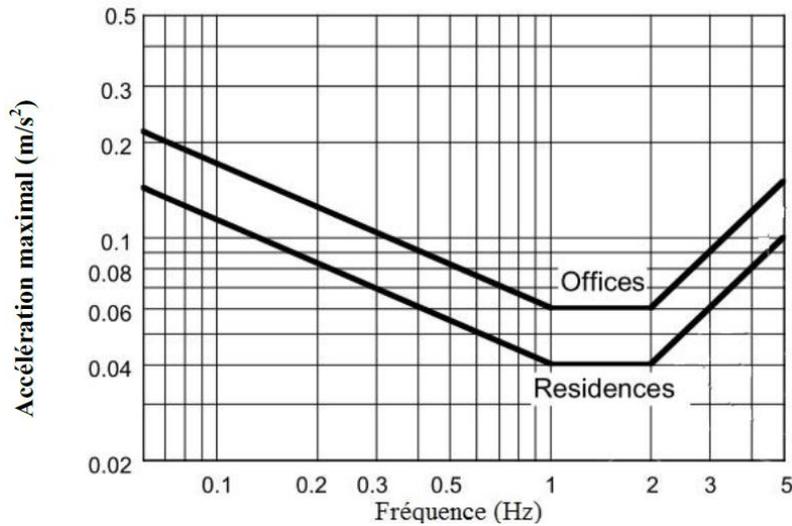


Figure IV-11 : Variation de la fréquence propre en fonction de l'accélération maximale

Avec une fréquence au premier mode  $n_1 = 0.15$  Hz, on peut classifier ce projet dans la gamme 2 du tableau

Gamme	Accélération (m/s <sup>2</sup> )	Effet
1	<0.05	Aucune perception du mouvement
2	0.05 – 0.1	<ul style="list-style-type: none"> <li>Personnes sensibles peuvent percevoir le mouvement</li> <li>Les objets suspendus peuvent se déplacer légèrement</li> </ul>
3	0.1 – 0.25	<ul style="list-style-type: none"> <li>La majorité des gens percevront le mouvement</li> <li>L'amplitude de mouvement peut affecter les travaux administratifs</li> <li>L'exposition à long terme induit le vertige</li> </ul>
4	0.25 – 0.4	<ul style="list-style-type: none"> <li>Les travaux administratifs sont difficiles ou impossibles à accomplir</li> </ul>
5	0.4 – 0.5	<ul style="list-style-type: none"> <li>Les gens perçoivent fortement le mouvement</li> <li>Difficulté de marcher naturellement</li> <li>Perte d'équilibre des personnes debout</li> </ul>
6	0.5 – 0.6	<ul style="list-style-type: none"> <li>La plupart des gens ne peuvent tolérer le mouvement et ne peuvent pas marcher naturellement</li> </ul>
7	0.6 – 0.7	<ul style="list-style-type: none"> <li>Les gens ne peuvent plus marcher</li> </ul>
8	> 0.85	<ul style="list-style-type: none"> <li>Les objets commencent à tomber et les gens peuvent être blessés</li> </ul>

Tableau IV-11 : Niveaux de perception humaine

### IV.7.2 Les déplacements

Les figures suivantes sont les résultats obtenus par le logiciel Robot Structural Analysis



Figure IV-12 : Déplacement suivant x et y du bâtiment

### IV.8 Conclusion

Le phénomène du vent est principalement complexe où nous avons simplifié le plus que possible cette charge dynamique afin de décrire analytiquement et numériquement le comportement du bâtiment

Après une analyse approfondie de l'effet dynamique du vent sur la structure, on peut constater que toutes les déformations et contraintes sont restées dans les limites acceptables, conformément aux normes de conceptions et les facteurs de sécurité également sont supérieurs aux valeurs minimales requises.

Plusieurs solutions complémentaires peuvent être utilisés afin d'avoir une réponse plus favorable et ceci par utilisation d'un système amortisseur accordé, ou par variant la section, solution où on fait appel aux ingénieurs aéronautiques.

# CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

---

## V.1 Ferrailage des éléments structuraux

### V.1.1 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort (N) et à deux moments fléchissant ( $M_{x-x}$ ,  $M_{y-y}$ ).

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

- **Cas durable :**

-**Béton :**  $\gamma_b = 1,5$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$

-**Acier :**  $\gamma_s = 1,15$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

- **Cas accidentel :**

-**Béton :**  $\gamma_b = 1,15$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$

-**Acier :**  $\gamma_s = 1$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

### Combinaisons des charges

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

- **Selon BAEL 91 :**

E.L.U 1 : Situation durable :  $1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (1)$

E.L.U 2 : Situation durable :  $1,35 G + Q + 1,5 W \dots\dots\dots (2)$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'effort internes à savoir :

1<sup>ere</sup>)  $N^{\max}, M^{\text{corr}}$

2<sup>eme</sup>)  $M^{\max}, N^{\text{corr}}$

3<sup>eme</sup>)  $N^{\min}, M^{\text{corr}}$

Chacune des deux combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au max des deux valeurs (cas plus défavorable).

## 1.2 Résultats du robot structural analyse

Les résultats des efforts internes et le ferrailage des poteaux pour toutes les combinaisons, donnés par le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS sont résumés dans les tableaux qui suivent.

- Poteaux 60x165 : (s/sol, RDC)
- Poteaux 60x155 : 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> étage
- Poteaux 55x155 : 3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> étage
- Poteaux 55x145 : 5<sup>eme</sup> et 7<sup>eme</sup> étage
- Poteaux 55x135 : 8<sup>eme</sup> et 10<sup>eme</sup> étage
- Poteaux 55x125 : 11<sup>eme</sup> et 13<sup>eme</sup> étage
- Poteaux 55x115 : 14<sup>eme</sup>
- Poteaux 50x115 : 15<sup>eme</sup> et 18<sup>eme</sup> étage
- Poteaux 50x105 : 19<sup>eme</sup> étage
- Poteaux 45x105 : 20<sup>eme</sup> et 21<sup>eme</sup> étage
- Poteaux 45x95 : 22<sup>eme</sup> et 23<sup>eme</sup> étage
- Poteaux 40x95 : 24<sup>eme</sup> étage
- Poteaux 40x85 : 25<sup>eme</sup> et 26<sup>eme</sup> étage
- Poteaux 40x75 : 27<sup>eme</sup> et 28<sup>eme</sup> étage
- Poteaux 40x65 : 29<sup>eme</sup> et 30<sup>eme</sup> étage
- Poteaux 40x55 : 31<sup>eme</sup> et 32<sup>eme</sup> étage
- Poteaux 40x45 : 33<sup>eme</sup> et 34<sup>eme</sup> étage
- Poteaux 35x35 : 35<sup>eme</sup> et 40<sup>eme</sup> étage

Tableau V-1 : Efforts internes à l'ELU (Situation durable).

Niveau	Section [cm <sup>2</sup> ]	ELU 1,35 G+1,5Q					
		N <sup>max</sup>	M <sup>corr</sup>	M <sup>max</sup>	N <sup>corr</sup>	N <sup>min</sup>	M <sup>corr</sup>
		[kN]	[kN.m]	[kN.m]	[kN]	[kN]	[kN.m]
1 → 2	60x165	19385,6	182,58	647,66	13939,04	6914,4	279,52
3 → 4	60x155	18404,77	68,19	483,24	12153,22	6220,72	119,51
5 → 6	55x155	17613,22	561,81	940,63	15811,4	5737,6	168,46
7 → 9	55x145	16115,41	756,36	812,99	14736,57	5317,14	173,69
10 → 12	55x135	14065,48	803,02	833,74	12814,8	4834,07	166,74
13 → 15	55x125	12200,07	814,02	825,69	11051,45	4297,37	158,26
16	55x115	10482,29	880,43	880,43	10482,29	4109,92	130,07
17 → 20	50x115	9940,56	796,22	831,1	9420,4	3351,85	144,44
21	50x105	7921,91	880,63	880,63	7921,91	3153,21	155,31
22 → 23	45x105	7446,68	776,81	835,44	6994,27	2778,13	147,39
24 → 25	45x95	6534,31	779,01	870,49	6105,04	2403,96	163,78
26	40x95	5684,89	785,33	785,33	5684,89	2224,82	137,37
27 → 28	40x85	5263,14	767,39	805,99	4877,92	1837,24	84,89
29 → 30	40x75	4478,73	754,26	804,24	4116,3	1429,37	75,44
31 → 32	40x65	3752,75	319,34	800,52	3392,1	1057,81	66,29
33 → 34	40x55	3121,79	263,52	797,89	2694,6	729,18	57,58
35 → 36	40x45	2504,34	195,56	851,73	2012,04	449,78	51,39
37 → 42	35x35	1872,49	111,11	703,09	141,26	142,32	169,31

Tableau V-2 : Efforts internes sous 1.5G+1.5Q+1.5V.

Niveau	Section [cm <sup>2</sup> ]	ELU 1,35 G+Q+1,5W					
		N <sup>max</sup> [kN]	M <sup>corr</sup> [kN.m]	M <sup>max</sup> [kN.m]	N <sup>corr</sup> [kN]	N <sup>min</sup> [kN]	M <sup>corr</sup> [kN.m]
1 → 2	60x165	19602,93	184,61	654,07	14092,97	6993,22	282,52
3 → 4	60x155	18611,8	68,79	488,14	12290,62	6292,5	120,73
5 → 6	55x155	17812,04	567,95	950,87	15989,94	5804,27	170,43
7 → 9	55x145	16297,4	764,75	822,05	14903,03	5378,78	175,7
10 → 12	55x135	14224,38	811,98	843,05	12959,58	4889,99	168,66
13 → 15	55x125	12337,9	823,12	834,93	11176,29	4346,99	160,08
16	55x115	10600,69	890,28	890,28	10600,69	4157,36	131,52
17 → 20	50x115	10052,83	805,13	840,4	9468,51	3390,47	146,04
21	50x105	8011,31	890,48	890,48	8011,31	3189,52	157,04
22 → 23	45x105	7530,7	785,5	844,79	7073,17	2810,1	149,03
24 → 25	45x95	6608	787,72	880,22	6173,87	2431,61	165,61
26	40x95	5748,96	794,12	794,12	5748,96	2250,41	138,9
27 → 28	40x85	5322,44	775,98	815	4932,86	1858,28	85,86
29 → 30	40x75	4529,15	762,69	813,24	4162,62	1445,74	76,31
31 → 32	40x65	3795,09	322,82	809,47	3430,24	1069,92	67,06
33 → 34	40x55	3157,01	266,39	806,81	2724,87	737,53	58,24
35 → 36	40x45	2532,59	197,68	861,25	2034,62	454,93	51,99
37 → 42	35x35	1893,61	112,31	710,96	142,86	143,89	171,17

**ORGANIGRAMME DE CALCUL DU FERRAILLAGE  
EN FLEXION COMPOSEE**

N : effort normal

M : moment fléchissant.

$$d=0,9.h$$

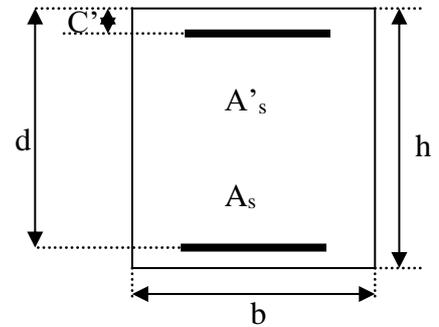
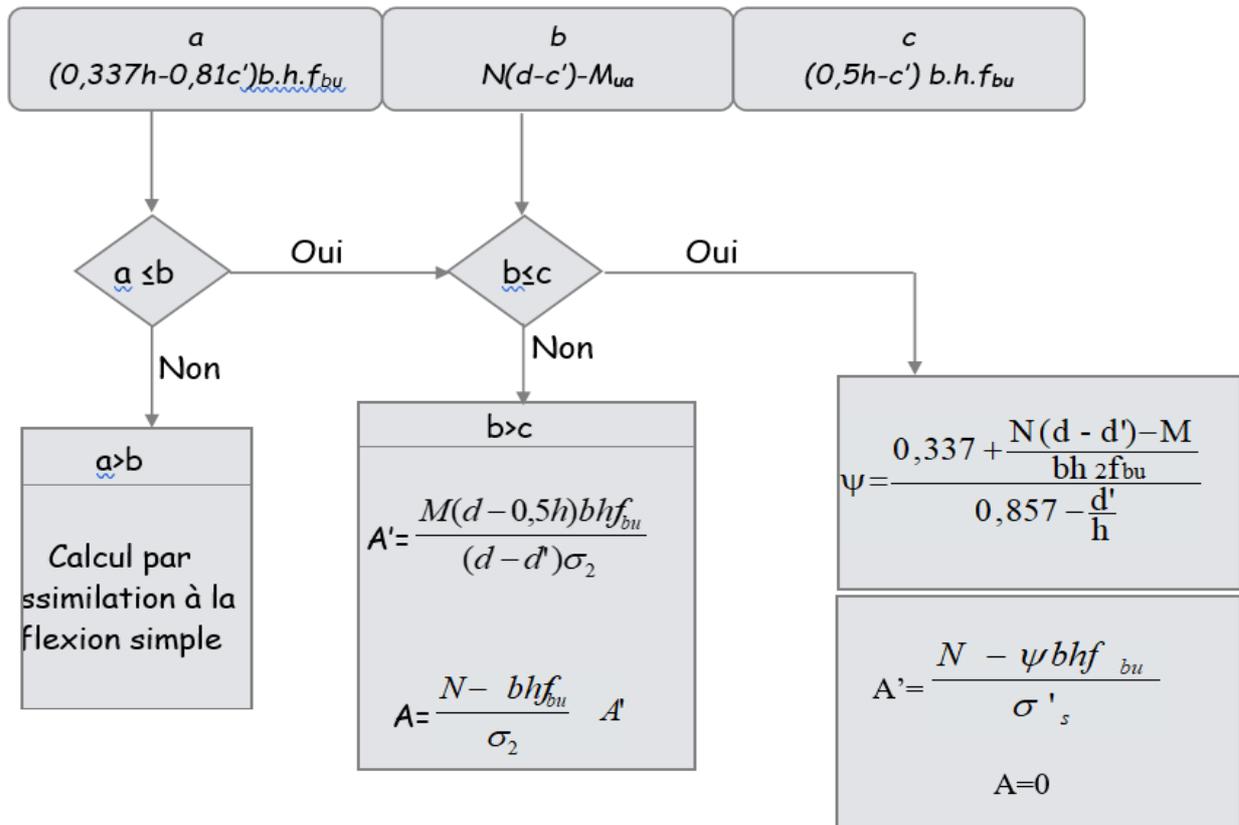


Figure V-1 : Section de ferrailage du poteau



**Exemple ferrailage poteau Sous-sol :**

Soit le poteau du niveau S.S de dimensions : 165x60 :

$c = c' = 3 \text{ cm}$  ; Section =  $165 \times 60 \text{ cm}^2$  ; acier Fe E400.

1<sup>ere</sup> cas)  $N_{\max} = 19385.6 \text{ KN}$  ;  $M_{\text{corres}} = 182.58 \text{ KN.m}$  (1,35G+1,5Q)

2<sup>eme</sup> cas)  $M_{\max} = 654.07 \text{ KN.m}$  ;  $N_{\text{corres}} = 14092.97 \text{ KN}$  (1,35G+1,5Q+1.5V).

● 1<sup>er</sup> cas :

$N_{\max} = 19385.6 \text{ KN}$                        $M_{\text{corres}} = 182.58 \text{ KN.m}$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{182.58}{19385.6} = 0.00942 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left( 2 \text{ cm}; \frac{l}{250} \right) = \max \left( 2 \text{ cm}; \frac{241}{250} = 0.964 \text{ cm} \right) = 0,02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0,02942 \text{ m}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.7 \cdot 2.41}{1.65} = 1.022 \dots \dots \dots \text{ « } l_f: \text{ longueur de flambement »}$$

$$\max \left( 15 ; 20 \times \frac{0,02942}{1.65} = 0,017 \right) = 15$$

$\frac{l_f}{h} = 1.022 < 15 \Rightarrow$  on peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire

$$\alpha = \frac{MG}{MG + MQ} = \frac{54,204}{54,204 + 21,289} = 0,718$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \times \phi) = \frac{3 \times 2,646^2}{10^4 \times 1} (2 + 0,718 \times 2) = 0,0072 \text{ m}$$

Sollicitations corrigées pour le calcul sont :

$$N = 19385.6 \text{ KN}$$

$$M^{\text{corriger}} = 19385.6 \times (e_1 + e_2) = 19385.6 \times (0.3014) = 709.90 \text{ KN.m.}$$

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


---

$$A = (0,337h - 0,81c') b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$= (0,337 \times 1,65 - 0,81 \times 0,03) \times 0,6 \times 1,65 \times 14,17$$

$$A = 7,46 \text{ MN.m} \quad ; \quad B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$\alpha = (d-h/2) = 0,9 - 1,65/2 = 0,4 \text{ m}$$

$$M_{ua} = M_{\text{corrigé}} + N_u \times \alpha = 709,90 \cdot 10^{-3} + 19385,6 \cdot 10^{-3} \times 0,718 = 14,62 \text{ MN.m}$$

$$B = 19385,6 \cdot 10^{-3} \times (0,9 - 0,03) - 14,62 = 2,24 \text{ MN.m}$$

$$A > B ; \mu_a = 0,355 > 0,186 \text{ domaine } 2a, \text{ SPC}$$

$$\alpha = 0,576 \Rightarrow Z = 0,692 \text{ m}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3,5}{1000} \left( \frac{1}{\alpha} - 1 \right) = 2,57 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{es} = 1,74 \cdot 10^{-3} < \varepsilon_s = 2,57 \cdot 10^{-3} < 10 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[ \frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right] = -35,23 < 0 \text{ cm}^2$$

● **2<sup>eme</sup> cas :**

$$M_{\text{max}} = 654,07 \text{ KN.m} \quad ; \quad N_{\text{corres}} = 14092,97 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{654,07}{14092,97} = 0,0464 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left( 2 \text{ cm}; \frac{l}{250} \right) = \max \left( 2 \text{ cm}; \frac{241}{250} \right) = 0,964 \text{ cm} = 0,02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0,0664 \text{ m}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0,7 \cdot 2,41}{1,65} = 1,022 \dots \dots \dots \text{ « } l_f : \text{ longueur de flambement »}$$

$$\max \left( 15; 20 \times \frac{0,0664}{1,65} \right) = 0,804 = 15$$

$$\frac{l_f}{h} = 2,646 < 15 \Rightarrow \text{on peut considérer les effets du second ordre d'une manière}$$

forfaitaire

$$\alpha = \frac{MG}{MG + MQ} = \frac{54,204}{54,204 + 21,289} = 0,718$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \times \varphi) = \frac{3 \times 2,646^2}{10^4 \times 1} (2 + 0,718 \times 2) = 0,0072m$$

Sollicitations corrigées pour le calcul sont :

$$N = 14092.97 \text{ KN}$$

$$M^{\text{corriger}} = 14092.97 \times (e_1 + e_2) = 14092.97 \times (0,0736) = 1037.24 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0,337h - 0,81c') b \cdot h \cdot f_{bu} \qquad f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$= (0,337 \times 1.65 - 0,81 \times 0,03) \times 0,6 \times 1.65 \times 14.17$$

$$A = 7.46 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$\alpha = (d - h/2) = 0,9 - 1.65/2 = 0.075 \text{ m}$$

$$M_{ua} = M^{\text{corriger}} + N_u \times \alpha = 1037.24 \cdot 10^{-3} + 14092.97 \cdot 10^{-3} \times 0,075 = 2.094 \text{ MN.m}$$

$$B = 14092.97 \cdot 10^{-3} \times (0,9 - 0,03) - 2.094 = 6.96 \text{ MN.m}$$

$A > B$ ;  $\mu_a = 0,285 > 0,186$  domaine 2a , SPC

$$\alpha = 0,430 \Rightarrow Z = 0,745 \text{ m} \quad ; \quad \varepsilon_s = \frac{3,5}{1000} \left( \frac{1}{0,430} - 1 \right) = 4,64 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{es} = 1,74 \cdot 10^{-3} < \varepsilon_s = 4,64 \cdot 10^{-3} < 10 \cdot 10^{-3} \quad ; \quad \sigma = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[ \frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right] = -27,576 < 0 \text{ cm}^2$$

Dispositions constructives exigées par le CBA 99 :

$$A_{s \min} = 0,1\% \cdot b \times h = 9,9 \text{ cm}^2$$

### Détermination des armatures longitudinales :

Vu les faibles sections obtenues par les calculs manuels, et en ne pouvant y remédier par les valeurs minimales imposées par la RPA comme on le fait généralement avec les structures se trouvant en zone sismique, on a opté pour un dimensionnement avec le logiciel d'analyse Robot Structural Analysis, qui nous a également permis de modéliser notre structure.

- Niveau de l'étage : 0,00 (m)
- Fissuration : Préjudiciable
- Milieu : non agressif

#### V.1.2 Poteau : Sous-sol

### Caractéristiques des matériaux :

- Béton :  $f_{c28} = 25,00$  (MPa) Poids volumique = 2501,36 (kG/m<sup>3</sup>)
- Armature longitudinale (MPa) : type HA 400  $f_e = 400,00$
- Armature transversale: type HA 400  $f_e = 400,00$  (MPa)

### Géométrie :

- Rectangle 60,0 x 165,0 (cm)
- Epaisseur de la dalle = 0,24 (m)
- Sous dalle = 2,86 (m)
- Sous poutre = 2,41 (m)
- Enrobage = 3,0 (cm)

### Hypothèses de calcul :

Calculs suivants : BAEL 91 mod. 99

- Dispositions sismiques : non
- Poteau préfabriqué : non
- Tenue au feu : forfaitaire
- Prédimensionnement : oui

- Prise en compte de l'élançement : oui
- Compression : avec flexion
- Cadres arrêtés : sous plancher
- Plus de 50% des charges appliquées : après 90 jours

**Chargements :**

Cas	Nature	Groupe	N	Fy	Fz	My	Mz
(kN)	(kN)	(kN)	(kN*m)	(kN*m)			
ELU	de calcul	6293	19502,61	-31,37	-85,23	-76,19	54,34

**Résultats théoriques :**

**V.1.2.1.1 Analyse à l'ELU**

Combinaison défavorable : ELU (B)

Efforts sectionnels :

$N_{sd} = 19502,61 \text{ (kN)}$        $M_{sdy} = 184,61 \text{ (kN*m)}$        $M_{sdz} = -41,65 \text{ (kN*m)}$

Efforts de dimensionnement :

Nœud inférieur

$N = 19502,61 \text{ (kN)}$        $N^*_{etotz} = 355,19 \text{ (kN*m)}$        $N^*_{etoty} = -108,83 \text{ (kN*m)}$

Excentrement :       $e_z \text{ (My/N)}$        $e_y \text{ (Mz/N)}$

Statique       $e_0: 0,9 \text{ (cm)}$        $-0,2 \text{ (cm)}$

Due au montage       $e_a: 0,9 \text{ (cm)}$        $0,0 \text{ (cm)}$

II genre       $e_2: 0,0 \text{ (cm)}$        $0,3 \text{ (cm)}$

total       $e_{tot}: 1,8 \text{ (cm)}$        $-0,6 \text{ (cm)}$

- Analyse détaillée-Direction Y:
  - Analyse de l'Elancement

Structure avec possibilité de translation

L (m)	Lo (m)	l	l <sub>lim</sub>	
3,06	6,12	12,85	25,00	Poteau peu élancé

$l < l_{lim}$

12,85 < 25,00      Poteau peu élancé

$$\lambda_{\text{lim}} = \max \left\{ 25; \frac{15}{\sqrt{v_u}} \right\} \quad v_u = \frac{|N_{sd}|}{A_c \cdot f_{cd}} \quad 4.3.5.3.5(2)$$

- Analyse de flambement

$$M_2 = 184,61 \text{ (kN*m)} \quad M_1 = -76,19 \text{ (kN*m)}$$

Cas : section à l'extrémité du poteau (nœud inférieur), négliger l'influence de l'élancement

$$M_{sd} = 184,61 \text{ (kN*m)}$$

$$e_0 = M_{sd}/N_{sd} = 0,9 \text{ (cm)}$$

$$e_a = n \cdot l_0 / 2 = 0,9 \text{ (cm)} \quad ; \quad n = 1 / (100 \cdot h^{(1/2)}) = 0,00 \quad ; \quad h = 12,24 \text{ (m)} \quad ; \quad n > 1 / 400$$

$$e_{\text{tot}} = e_0 + e_a = 1,8 \text{ (cm)}$$

- Analyse détaillée-Direction Z:

- Analyse de l'Elancement

Structure avec possibilité de translation

L (m)	Lo (m)	l	l <sub>lim</sub>	
3,06	6,12	35,33	25,00	Poteau élancé

$$l > l_{\text{lim}}$$

35,33 > 25,00 Poteau élancé

$$\lambda_{\text{lim}} = \max \left\{ 25; \frac{15}{\sqrt{v_u}} \right\} \quad v_u = \frac{|N_{sd}|}{A_c \cdot f_{cd}}$$

- Analyse de flambement

$$M_2 = 54,34 \text{ (kN*m)} \quad M_1 = -41,65 \text{ (kN*m)}$$

Cas : section à l'extrémité du poteau (nœud inférieur), prise en compte de l'influence de l'élancement

$$M_{sd} = -41,65 \text{ (kN*m)}$$

$$e_0 = M_{sd}/N_{sd} = -0,2 \text{ (cm)} \quad ; \quad e_a = 0$$

$$n_j = (1 + N_{sdj} / N_{sd})^{0.5} = 1,41 \quad ; \quad N_{sdj} / N_{sd} = 1,00 \quad ; \quad l_{\text{ocr}} = n_j \cdot l_0 = 8,65 \text{ (m)}$$

$$e_2 = K_1 \cdot l_{\text{ocr}}^2 / 10 \cdot (1/r) = 0,3 \text{ (cm)}$$

$$K1 = 1,00$$

$$1/r = 2 * K2 * f_{yd} / (0.9 * d * E_s) = 0,00$$

$$K2 = 0,07 ; d = 55,3 \text{ (cm)} ; E_s = 200000,00 \text{ (MPa)} ; f_{yd} = 347,83 \text{ (MPa)}$$

$$e_{total} = e_0 + e_a + e_2 = -0,6 \text{ (cm)}$$

#### V.1.2.1.2 Ferrailage :

- Coefficients de sécurité = 1.15
- global (Rd/Sd) = 1,01
- section d'acier réelle  $A = 207,35 \text{ (cm}^2\text{)}$

#### Ferrailage :

Barres principales :

- 66 HA 400 20 l = 3,03 (m)

Armature transversale :

- 10 Cad HA 400 6 l = 4,38 (m)

$$e = 3 * 0,23 + 7 * 0,29 \text{ (m)}$$

- 10 Etr HA 400 6 l = 3,31 (m)

$$e = 3 * 0,23 + 7 * 0,29 \text{ (m)}$$

- 300 Etr HA 400 6 l = 1,21 (m)

$$e = 3 * 0,23 + 7 * 0,29 \text{ (m)}$$

#### V.1.3 Quantitatif:

- Volume de Béton = 2,39 (m<sup>3</sup>)
- Surface de Coffrage = 10,85 (m<sup>2</sup>)
- Acier HA 400
- Poids total = 591,17 (kG)
- Densité = 247,78 (kG/m<sup>3</sup>)
- Diamètre moyen = 10,4 (mm)

Liste par diamètres :

Diamètre	Longueur	Poids
	(m)	(kG)
6	440,58	97,82
20	199,98	493,3

**Remarque :**

Les sections adoptées sont les sections générées par le logiciel d'analyse après une série de paramétrage théorique et réel. Celles-ci sont supérieures et reflètent mieux les sections qui répondent aux sollicitations de nos poteaux.

*Tableau V-3 : choix des armatures*

Niveau	Section [cm]		As (BAEL) (cm <sup>2</sup> )	As rsa (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A choisie (cm <sup>2</sup> )
	a	b				
1 → 2	60	165	10,76	207,35	66HA20	207,4
1 → 2	60	60	3,91	88,47	44HA16	88,5
3 → 4	60	155	10,11	289,03	92HA20	290,05
3 → 4	60	60	3,91	22,62	20HA12	22,62
5 → 6	55	155	9,26	282,74	90HA20	282,8
7 → 9	55	145	8,67	270,18	86HA20	270,4
10 → 12	55	135	8,07	251,33	80HA20	252,2
13 → 15	55	125	7,47	238,76	76HA20	239,64
16	55	115	6,87	219,91	70HA20	219,98
17 → 20	50	115	6,25	213,63	68HA20	214,52
21	50	105	5,71	201,06	64HA20	201,96
22 → 23	45	105	5,13	194,78	62HA20	195,68
24 → 25	45	95	4,65	175,93	56HA20	175,94
26	45	95	4,65	175,93	56HA20	175,94
27 → 28	45	85	4,16	163,36	52HA20	163,82
29 → 30	45	75	3,67	144,51	46HA20	144,54
31 → 32	45	65	3,18	80,42	40HA16	80,44
33 → 34	45	60	2,93	68,36	34HA16	68,36
35 → 36	45	55	2,69	55,42	36HA14	55,44
37 → 42	45	50	2,45	38,45	34HA12	38,46

**V.1.4 Vérification à L'ELS**

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de ( $N_{ser}$ ,  $M_{ser}$ )

- la fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier
- la contrainte du béton est limitée par :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée, et pour calculer la contrainte  $\sigma_{bc}$  de chaque section il faut suivre l'organigramme de la flexion composée suivant à l'ELS

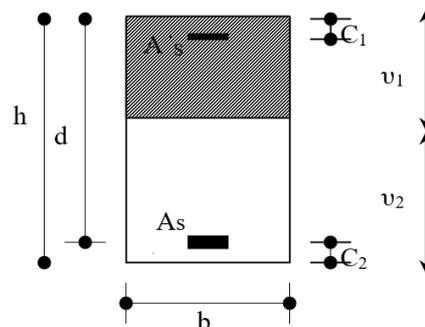
Nous avons des notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2)$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

$$V_2 = h - v_1$$

$$I = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15x(A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2x(v_2 - c_2)^2)$$

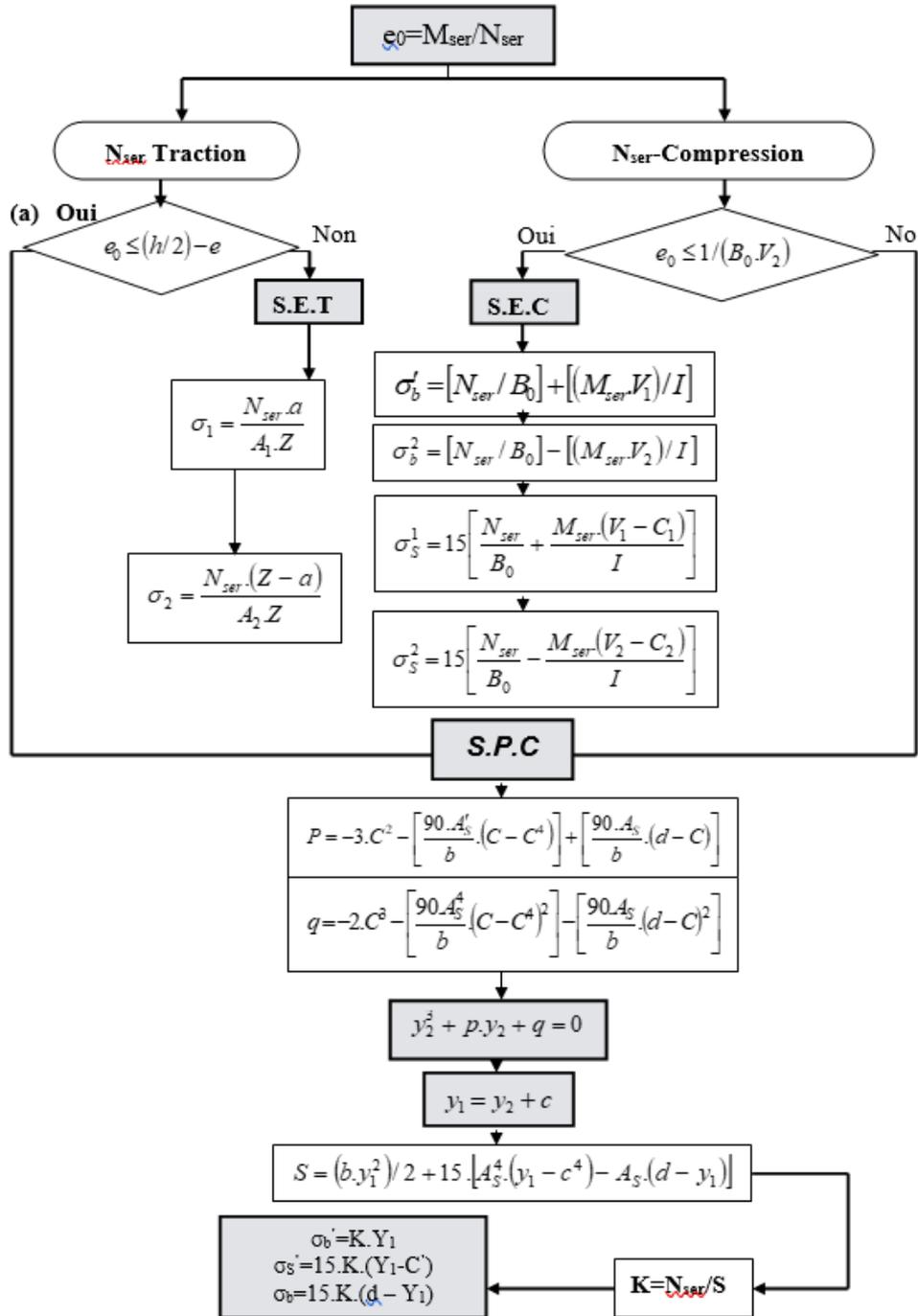


Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

**Tableau V-4 : Vérification de contraintes dans le béton et l'acier**

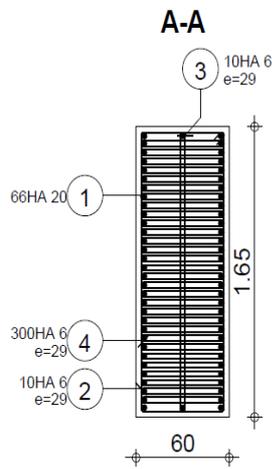
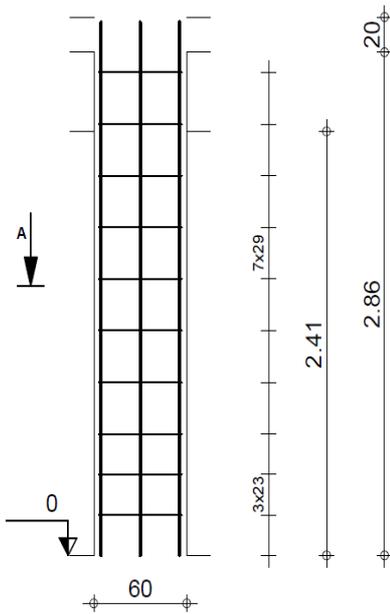
Niveau	Section [cm <sup>2</sup> ]	Ns (kN)	Ms (kN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	Observation
1 → 2	60x165	18035,57	673,07	15	8,75	Vérifiée
3 → 4	60x155	17044,44	507,14	15	8,43	Vérifiée
5 → 6	55x155	16244,68	969,87	15	8,11	Vérifiée
7 → 9	55x145	14730,04	841,05	15	7,79	Vérifiée
10 → 12	55x135	12657,02	862,05	15	7,47	Vérifiée
13 → 15	55x125	10770,54	853,93	15	7,15	Vérifiée
16	55x115	9033,33	909,28	15	6,83	Vérifiée
17 → 20	50x115	8485,47	859,4	15	6,51	Vérifiée
21	50x105	6443,95	909,48	15	6,19	Vérifiée
22 → 23	45x105	5963,34	863,79	15	5,87	Vérifiée
24 → 25	45x95	5040,64	899,22	15	5,55	Vérifiée
26	40x95	4181,6	813,12	15	5,23	Vérifiée
27 → 28	40x85	3755,08	834	15	4,91	Vérifiée
29 → 30	40x75	2961,79	832,24	15	4,59	Vérifiée
31 → 32	40x65	2227,73	828,47	15	4,27	Vérifiée
33 → 34	40x55	1589,65	825,81	15	3,95	Vérifiée
35 → 36	40x45	965,23	880,25	15	3,63	Vérifiée
37 → 42	35x35	326,25	729,96	15	3,31	Vérifiée

Organigramme flexion composée à l'ELS



V.2 PLAN D'EXECUTION POT 165x60 (Sous-sol)

Pos.	Armature	Code	Forme	Acier
①	66HA 20 l=3.03	00	3.03	HA 400
②	10HA 6 l=4.38	31		HA 400
③	10HA 6 l=3.31	33		HA 400
④	300HA 6 l=1.21	33		HA 400



### Ferraillage des poutres :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorable en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

#### V.2.1 Les combinaisons de calcul :

- $1.35G + 1.5 Q$  selon BAEL 91

#### V.2.2 Ferraillage longitudinal :

Les étapes de calcul sont données dans l'organigramme ci-après. Néanmoins il faut respecter les pourcentages minimaux données par le **BAEL 91**

Ferraillage minimal d'après BAEL 91 : (**Condition De Non Fragilité**)

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 * b_o * d f_{t28}}{f_e}$$

Pour les poutres Bloc A,B,C et D (65 \* 40)  $A_{\min} = 3,13 \text{ cm}^2$ .

Pour les poutres S Bloc A,B,C et D (50 \* 30)  $A_{\min} = 1.81 \text{ cm}^2$ .

Pour les poutres P Bloc E (65 \* 40)  $A_{\min} = 3,13 \text{ cm}^2$ .

Pour les poutres S Bloc E (65 \* 40)  $A_{\min} = 3,13 \text{ cm}^2$ .

#### V.2.3 Calcul des armatures transversales :

Pour reprendre l'effort tranchant et limiter les fissures des armatures transversales sont disposées en cours successifs plans et normaux à L'axe longitudinal de la pièce. Dans chaque cour elles forment une ceinture continue sur le contour de la pièce et embrassent toutes les armatures longitudinales.

#### V.2.4 Vérification de la contrainte tangente :

Les règles BAEL 91 considérant la contrainte tangente conventionnelle ou nominal comme étant :  $\tau_u = \frac{V_u}{b_o d}$

$V_u$  = effort tranchant à L'E.L.U.

$b_0$  = largeur de la poutre ou le poteau.

$d$  = hauteur utile.

$\tau_u$  doit vérifier la condition :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min(0,13f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa} \quad (\text{fissuration peu nuisible}).$$

$$f_{cj} = 25 \text{ Mpa} \quad ; \quad \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ Mpa}$$

### V.2.5 Disposition constrictive :

Calcul de l'espacement : espacement  $S_t$  des cours d'armatures transversales :

BAEL 91 :

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

Calcul de la section minimale : BAEL 91 nous donne la formule suivante :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \leq 0.4\text{Mpa}$$

### V.2.6 Sollicitations des différentes poutres

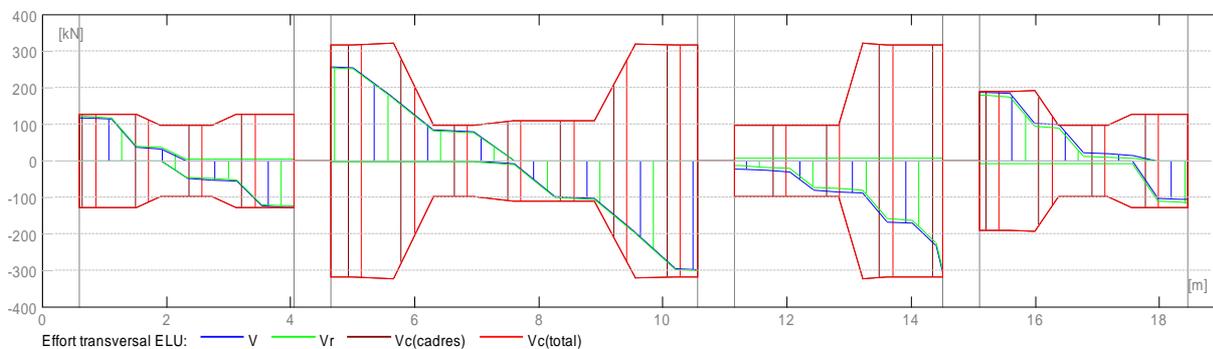
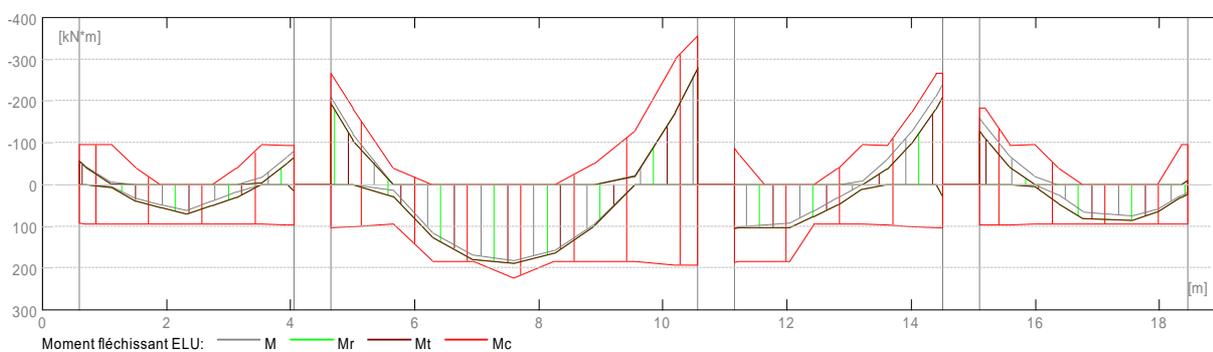
Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

*Tableau V-5 : caractéristique des matériaux*

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 Fe400)		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Durable</b>	1,5	25	14,17	1,15	400	348
<b>Accidentelle</b>	1,15	25	21,73	1	400	400

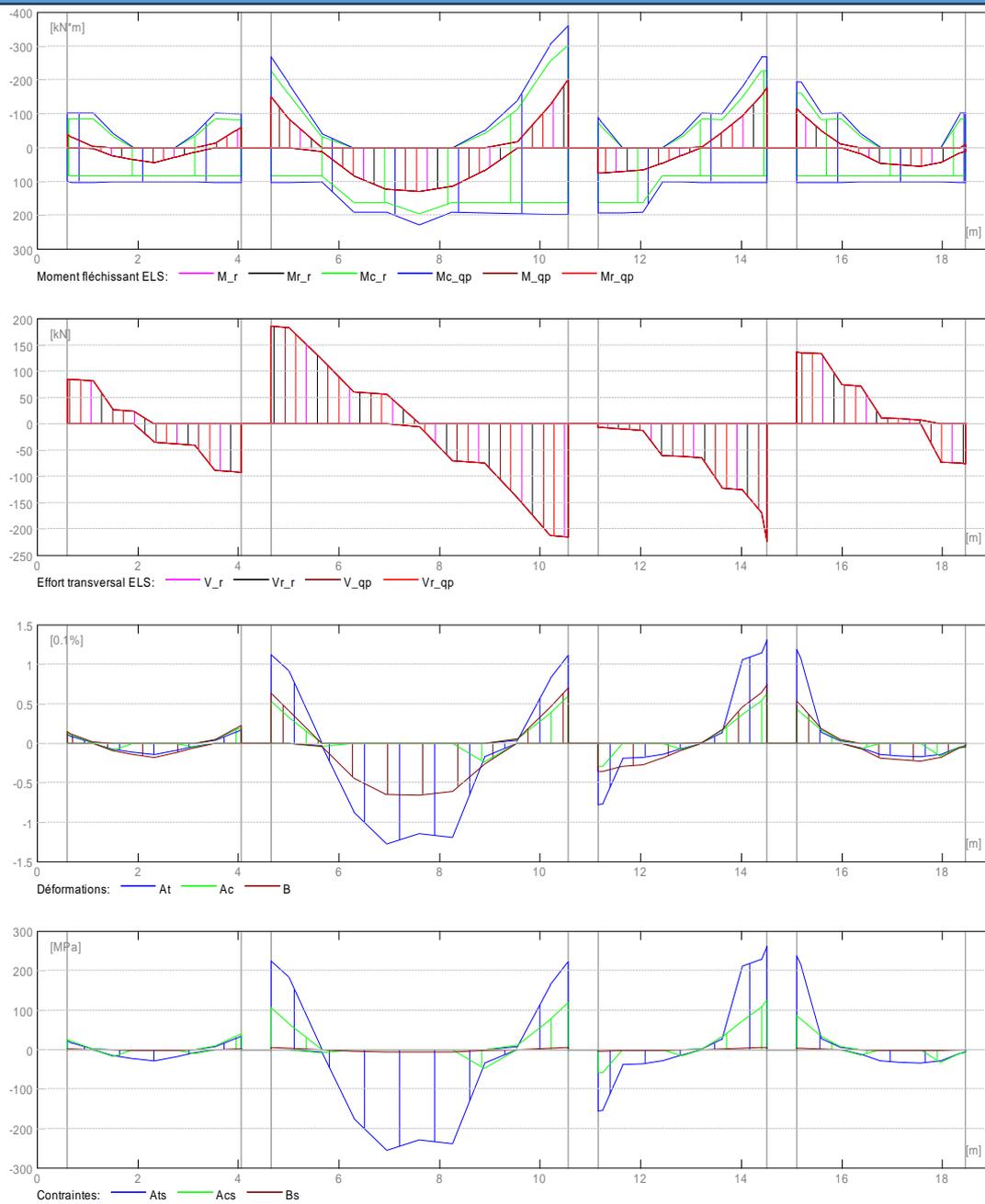
**Sollicitations ELU**

Travée	Mt max. (kN*m)	Mt min. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Qg (kN)	Qd (kN)
P1	69,53	-0,00	-55,87	-65,71	118,22	-127,65
P2	189,46	-0,00	-194,46	-279,01	258,46	-297,65
P3	104,87	-37,57	104,87	-210,88	-21,64	-307,56
P4	85,02	-0,00	-127,68	23,55	188,56	-105,82



**Sollicitations ELS**

Travée	Mt max. (kN*m)	Mt min. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Qg (kN)	Qd (kN)
P1	43,88	0,00	-40,04	-58,81	85,03	-92,03
P2	130,16	0,00	-151,04	-201,76	185,73	-214,51
P3	74,99	-45,58	74,99	-177,17	-6,33	-223,08
P4	54,23	-11,42	-116,13	11,33	136,39	-75,36

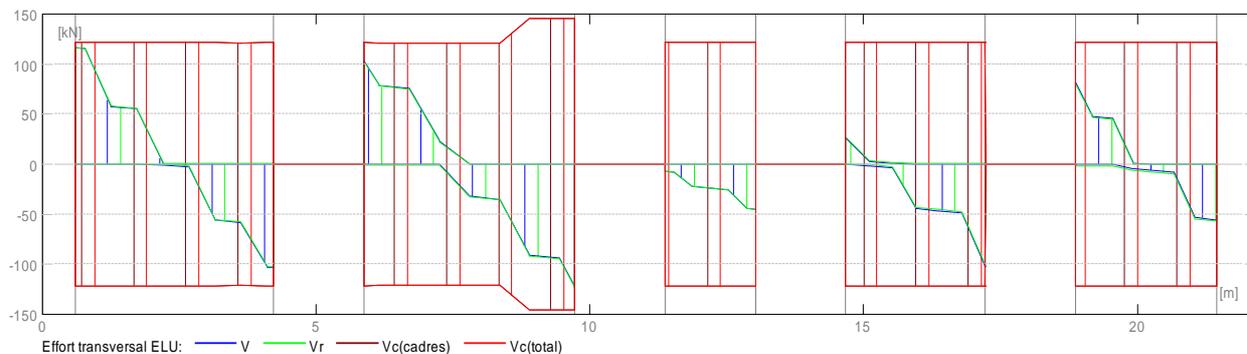
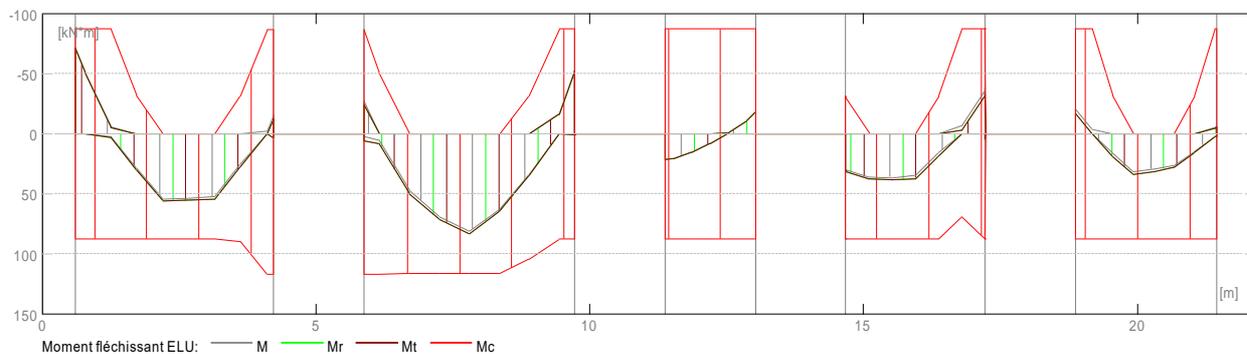


Poutre secondaire Bloc A,B,C et D

**Sollicitations ELU**

Travée	Mt max. (kN*m)	Mt min. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Qg (kN)	Qd (kN)
P1	55,95	-0,00	<b>-71,46</b>	-12,54	116,09	-103,42

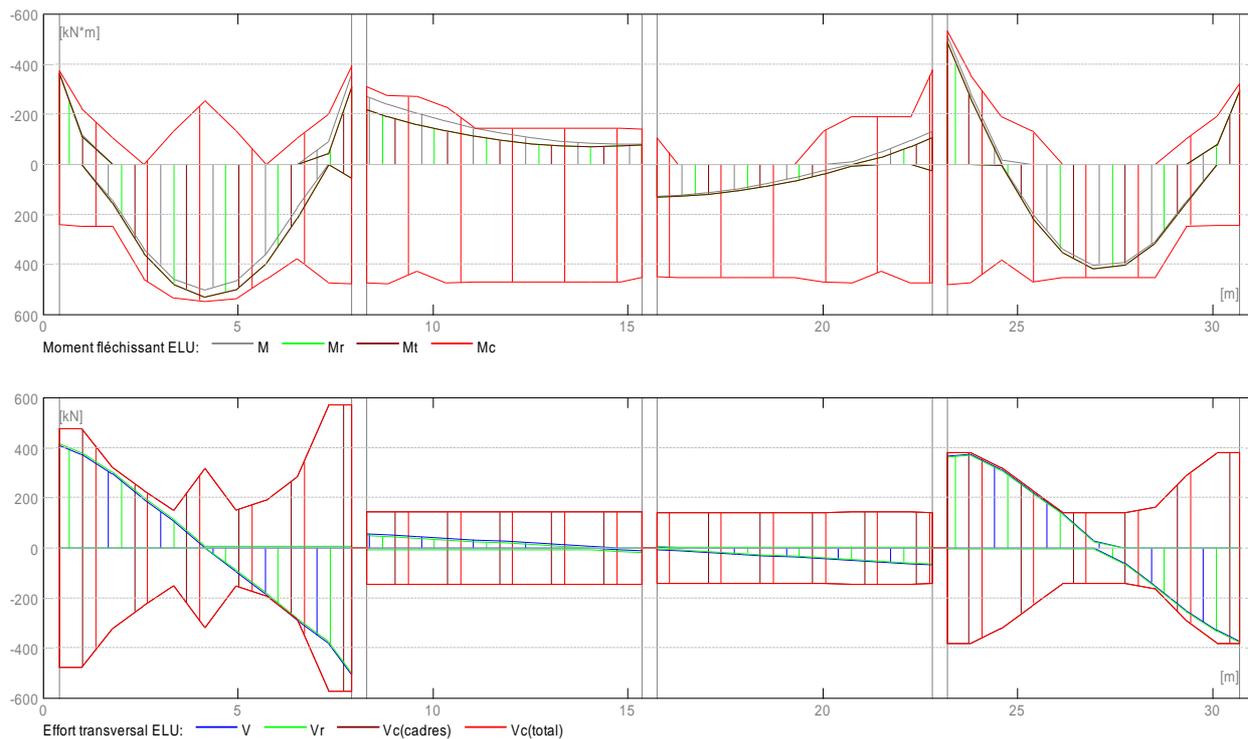
P2	<b>82,99</b>	-0,00	-24,46	-52,11	102,95	<b>-122,84</b>
P3	21,56	-1,05	21,56	-18,47	-7,36	-45,36
P4	38,55	-0,00	31,11	-34,15	25,39	-102,02
P5	33,90	-0,00	-16,83	-6,23	81,67	-55,27



### Poutre principale Bloc E

#### Sollicitations ELU

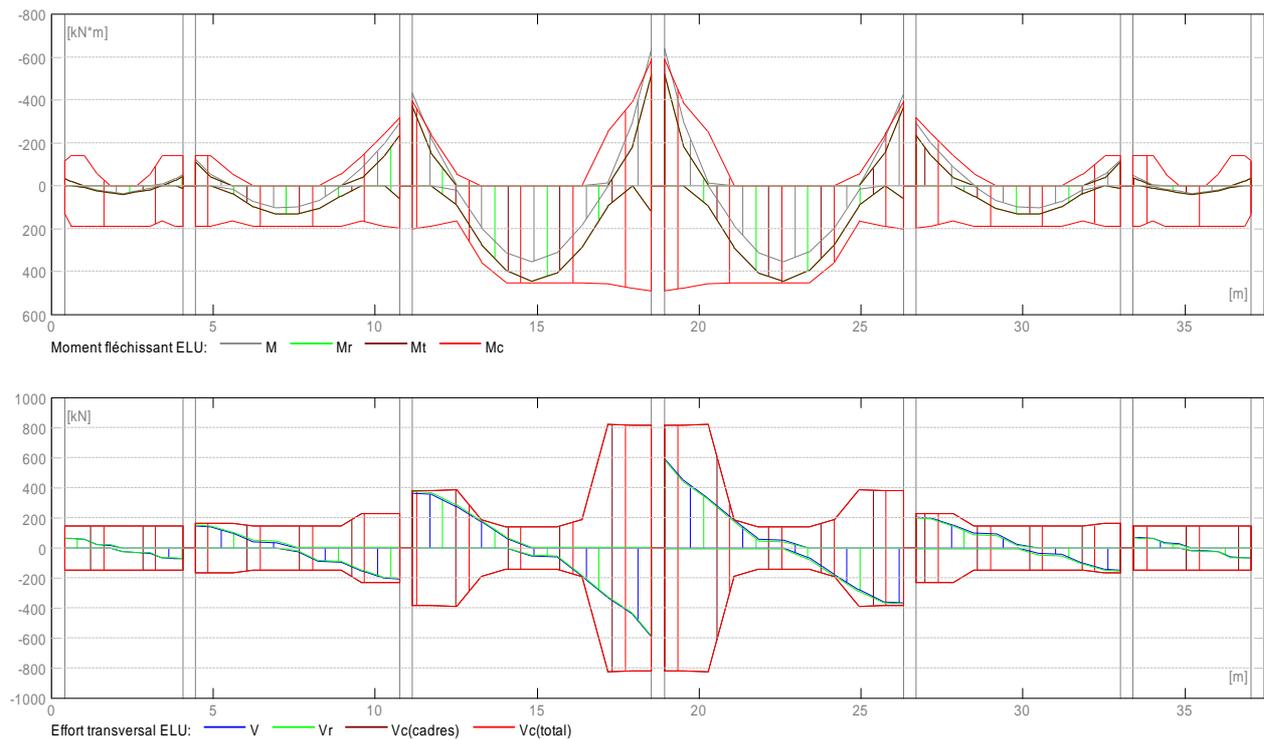
Travée	Mt max.	Mt min.	Mg	Md	Qg	Qd
	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN)	(kN)
P1	<b>528,12</b>	-0,00	-364,24	-310,18	409,63	<b>-503,48</b>
P2	1,50	-133,01	-217,29	-79,15	57,42	-10,05
P3	129,11	-0,00	129,11	-104,55	-6,46	-67,09
P4	417,03	-0,00	<b>-485,31</b>	-296,49	367,48	-369,99



### Poutre secondaire Bloc E

#### Sollicitations ELU

Travée	Mt max. (kN*m)	Mt min. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Qg (kN*m)	Qd (kN)	Qd (kN)
P1	39,36	-0,00	-34,56	-40,53	64,20	-70,91	
P2	131,44	-0,00	-112,28	-235,00	144,75	-205,63	
P3	<b>445,27</b>	-0,00	-370,16	<b>-519,34</b>	366,14	-589,77	
P4	442,63	-0,00	-519,02	-369,73	<b>595,73</b>	-364,81	
P5	131,88	-0,00	-235,91	-110,83	206,00	-144,21	
P6	40,16	-0,00	-39,12	-34,85	70,31	-64,66	



Pour notre poutre (Poutre principale Bloc A,B,C et D)

On a :

$b \times h = 65 \times 40$  , Portée de 5.90 m et

$M_{\max}$  (sur l'appui) = 279.01 KNm

$M_{\max}$  (en travée) = 189.46 KNm

$V_{\max} = 307.56$  KNm

- Ferrailage longitudinal :
  - Ferrailage des travées :

$M_{ult} = 189.46$  KN.m = 0.18946 MN.m

$b=0.4$ m et  $h=0.65$ m  $d=0.9h \rightarrow d=0.585$

D'après B.A.E.L 91 :

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0.18946}{0.4 \times 0.585^2 \times 14.17} = 0.097$$

$\mu_L = 0.392 > \mu = 0.097 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)}$

La section d'acier :  $A_s = \frac{M_f^u}{\sigma_s \times \beta \times d}$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \text{ avec } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.127 \Rightarrow \beta = 0.949 ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$$

$$A_s = \frac{0.18946}{348 \times 0.949 \times 0.585} = 9.80 \text{ cm}^2$$

○ Ferrailage sur appui :

$$M_{\text{amax}} = 279.01 \text{ KN.m} = 0.279 \text{ MN.m}$$

$$\text{Donc } \mu = \frac{M_{\text{max}}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0.279}{0.4 \times 0.585^2 \times 14.17} = 0.143$$

$\mu_L = 0.392 > \mu = 0.0356 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)}$

La section d'acier :  $A_s = \frac{M_f^u}{\sigma_s \times \beta \times d}$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \text{ avec } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.193 \Rightarrow \beta = 0.922 ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$$

$$A_s = \frac{0.279}{348 \times 0.922 \times 0.585} = 14.86 \text{ cm}^2$$

Soit  $3\text{HA}20 + 3\text{HA}20 = 18.85 \text{ cm}^2$

- Vérification nécessaire pour les poutres :
  - La condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} > 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$f_e = 400 \text{ MPA.}$

$$A_{\text{min}} > 0.23 \times 40 \times 55 \times \frac{2.1}{400} = 2,656 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

- contrainte tangente :

$$V_u^{\max} = -307.56 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / b_0 d \quad \text{avec } b_0=40\text{cm, } d= 65 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \tau_u^{\max} = 0,30756/0,40 \times 0,65 = 1.18 \text{ MPA.}$$

$$\bar{\tau} = \min (0.13f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa} \quad (\text{fissuration peu nuisible}).$$

$$\tau_u^{\max} < \bar{\tau} \quad (\text{vérifié}).$$

- Disposition constructive :

$$\text{Espacement : } S_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}).$$

$$\text{Donc : } S_t \leq 40\text{cm.}$$

$$\text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm.}$$

Calcul de la section minimale : BAEL 91

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \leq 0.4 \text{ Mpa}$$

$$A_t \geq 0.4 \times b_0 \times S_t / f_e.$$

$$A_t = 0,4 \times 0,4 \times 0,2 / 400 = 0,8\text{cm}^2$$

Donc on adopte

$$A_t = 1.01\text{cm}^2 \Rightarrow \mathbf{2HA8}$$

$$S_t = 10 \text{ cm sur l'appui}$$

$$S_t = 20 \text{ cm en travée}$$

**V.2.7 Résultats de ferrailage :**

Pour le ferrailage on prend les poutres le plus sollicités selon les deux sens, sens porteur et non porteur. Les résultats représentés sur le tableau suivant :

*Tableau V6 : calcul des sections d'armatures sous 1,35G+1,5Q*

d	Section		Position	M	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	A <sub>cal</sub>	A <sub>s</sub>	Choix des
	h	b		[kN.m]				[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	
0,585	65	40	Travée	189,46	0,098	0,129	0,949	9,8116	17.67	2T20+4T20
0,450	50	30	Travée	82,99	0,096	0,127	0,949	7,583	11	3T20+2T16
0,585	65	40	Travée	528,12	0,272	0,406	0,837	30,977	8.25	3T16+3T14
0,585	65	40	Travée	445,27	0,230	0,331	0,868	25,206	8	3T16+3T14

Les résultats de la Vérification de la contrainte tangentielle sont représentés sur le tableau suivant :

*Tableau V-7 : Vérification de la contrainte*

	Poutre 65x40	Poutre 55x40	Poutre 65x40	Poutre 65x40
V (KN)	307.56	122.84	503.48	595.73
$\tau$ (Mpa)	1.18	0.81	1.93	2.29
$\bar{\tau}$ (Mpa)	3,25	3,25	3,25	3,25
$\tau < \bar{\tau}$	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

**V.2.8 Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

## Appui de rive :

- Vérification de la section d'armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifiée que :

$$A_s \geq V_u \cdot \gamma_s / f_e.$$

$$18.3 \cdot 10^{-4} \geq 0.43872 \cdot 1.15 / 400 = 12.44 \cdot 10^{-4} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}.$$

$$b = 0.40 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA.}$$

a?

$$a = l_a - 2 \text{ cm}$$

$l_a$  = longueur d'ancrage.

On choisit un crochet droit.

$$l_a = l_s - 31.13 \cdot \varphi_1$$

$\varphi_1$  : armatures longitudinales.

$l_s$  : longueur de scellement droit

$$l_s = 35 \cdot \varphi_1 \quad (\text{feE400}, \psi_s = 1.5)$$

$$l_a = (35 - 31.13) \times 2 = 7.74 \text{ cm.}$$

$$L_{a,\min} = r + 0.5 \varphi_1$$

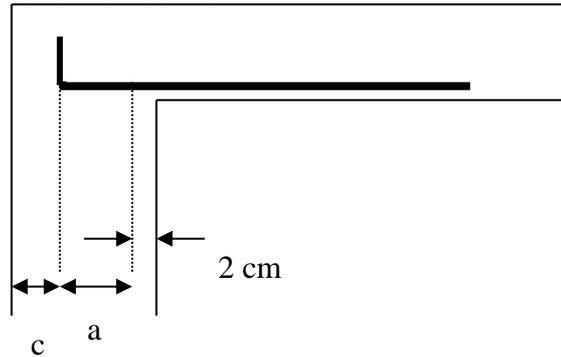
$$r = 5.5 \cdot \varphi_1$$

$$l_{a,\min} = 6 \times 2 = 12 \text{ cm.}$$

$$a = 12 - 2 = 10 \text{ cm.}$$

a : doit vérifiée la condition suivante:

$$\frac{3.75 \cdot V_u}{b \cdot f_{c_j}} \leq a \leq 0.9 \cdot d$$



$0.0016\text{cm} \leq a=10\text{cm} \leq 44,55\text{cm}$  la condition est vérifiée.

$V_u=0,30756\text{MN} \leq 0.267 \times 0.1 \times 0.4 \times 25=0,267 \text{ MN}$  la condition est vérifiée.

### V.2.9 Appui intermédiaire :

Puisque on a :

$$V_u + (M_u/0,9.d) = 0,667 \geq 0 \quad (V_u \geq 0 ; M_u \geq 0)$$

On doit vérifiée :  $\frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0,9.d} \right) A_{sl} \geq A_{sl} \geq 19.17 \text{ cm}^2$ . La condition est vérifiée

### V.2.10 Vérification à L' ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poutres à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service,

les contraintes sont calculées à l'ELS sous le moment ( $M_{ser}$ )

la fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier

la contrainte du béton est limitée par :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

les poutre sont calculée en flexion simple ,et pour calculée la contrainte  $\sigma_{bc}$  chaque poutre il faut suivre les étapes suivants :

- Calcul de la position de l'axe neutre :  $S = \frac{b}{2} y^2 + n A's (y-c') - n A_s (d-y) = 0$
- Calcul du moment d'inertie :  $I = \frac{b}{3} y^3 + n A's (y-c')^2 + n A_s (d-y)^2$
- Où :  $A_s$  : section d'armatures tendue

$A's$  : section d'armatures comprimées

$n$  : 15 coefficient d'équivalence

- Calcul des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y$$

**Vérification des contraintes Compression du béton**

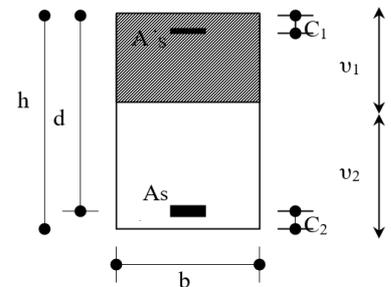


Figure V-2 : Section des armatures

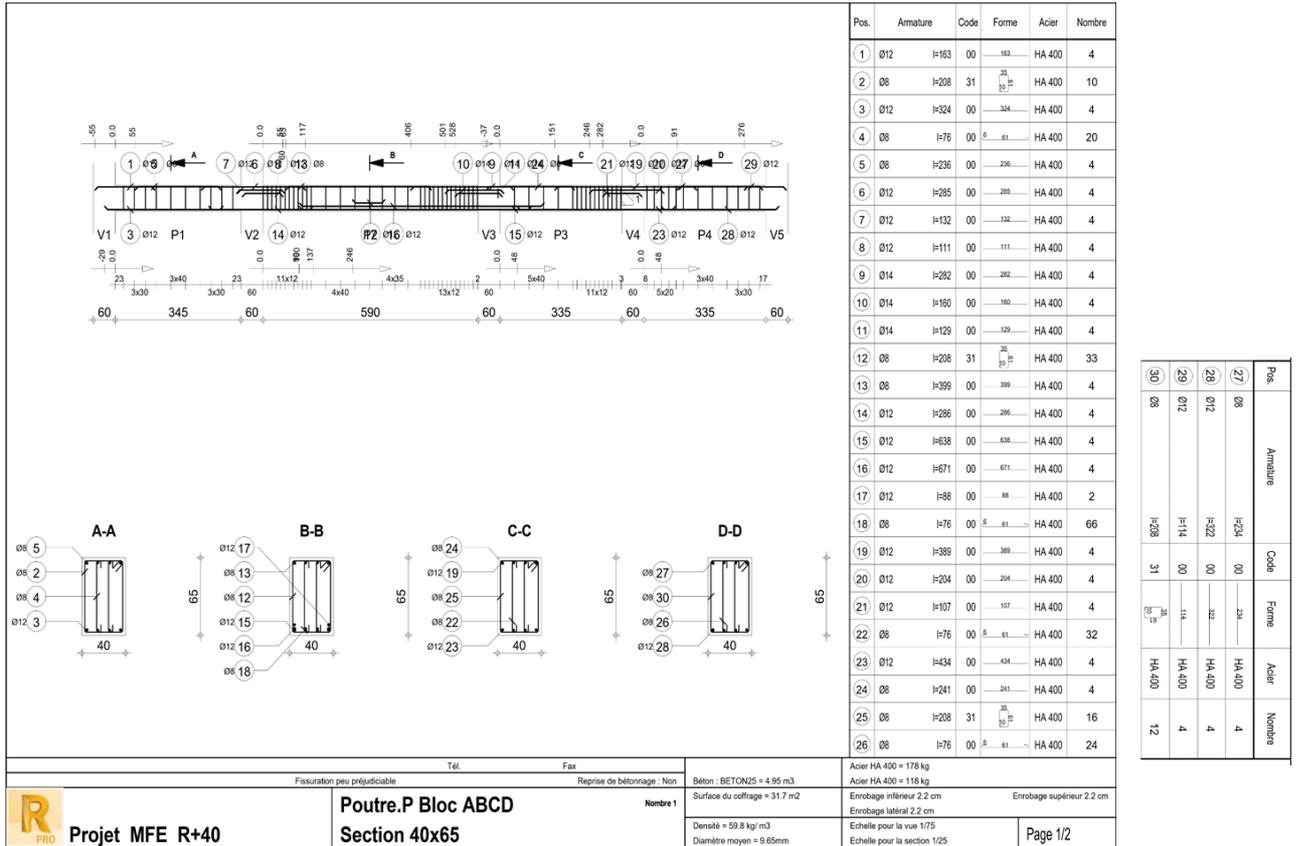
$$\sigma_b \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats des vérifications sont présentés dans les tableaux ci après :

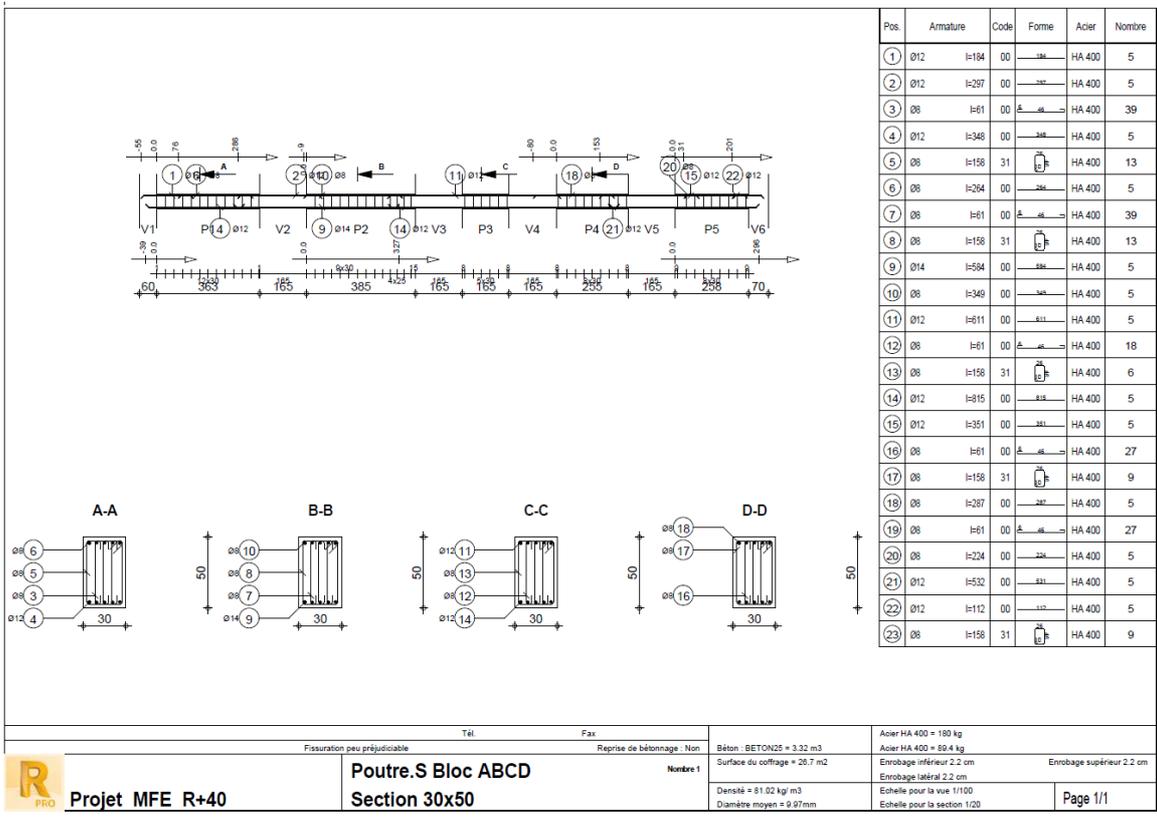
*Tableau V-8 : Vérifications des contraintes à l' ELS*

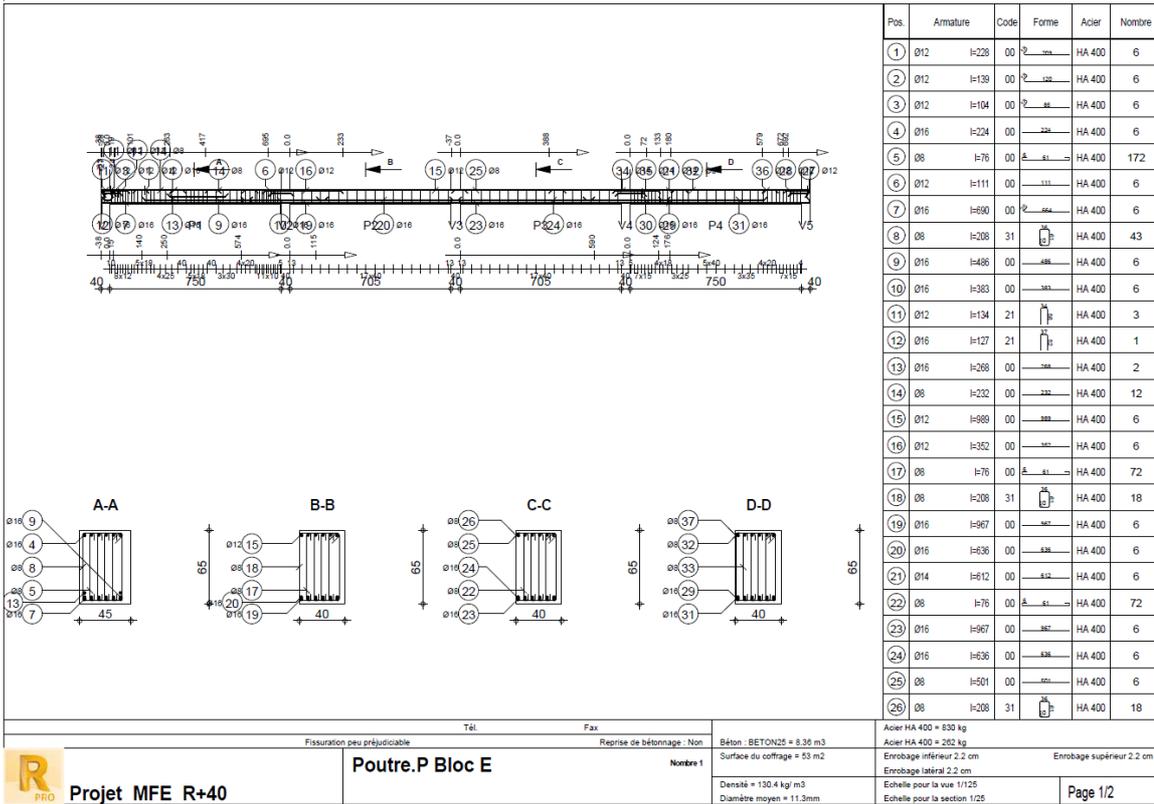
Section [cm <sup>2</sup> ]	Position	M ser [kN,m]	A <sub>s</sub>	I(m <sup>4</sup> )	y (m)	σ <sub>b</sub> MPa	σ <sub>bc</sub> MPa	Condition
<b>65x40</b>	Travée	93.78	8.25	0.02136	0.08	0.351	15	<b>Vérifiée</b>
	Appui	131.024	9.66	0.02384	0.09	0.494	15	<b>Vérifiée</b>
<b>50x50</b>	Travée	11.263	8	0.01470	0.01	0.007	15	<b>Vérifiée</b>
	Appui	54.718	8	0.01154	0.05	0.236	15	<b>Vérifiée</b>
<b>65x40</b>	Travée	80.937	11	0.00328	0.05	1.232	15	<b>Vérifiée</b>
	Appui	169.172	18.3	0.00409	0.12	4.962	15	<b>Vérifiée</b>
<b>65x40</b>	Travée	259.004	17.67	0.00672	0.14	5.388	15	<b>Vérifiée</b>
	Appui	306.561	23.5	0.00833	0.16	5.886	15	<b>Vérifiée</b>

**Plans d'exécution des 4 types de poutres**

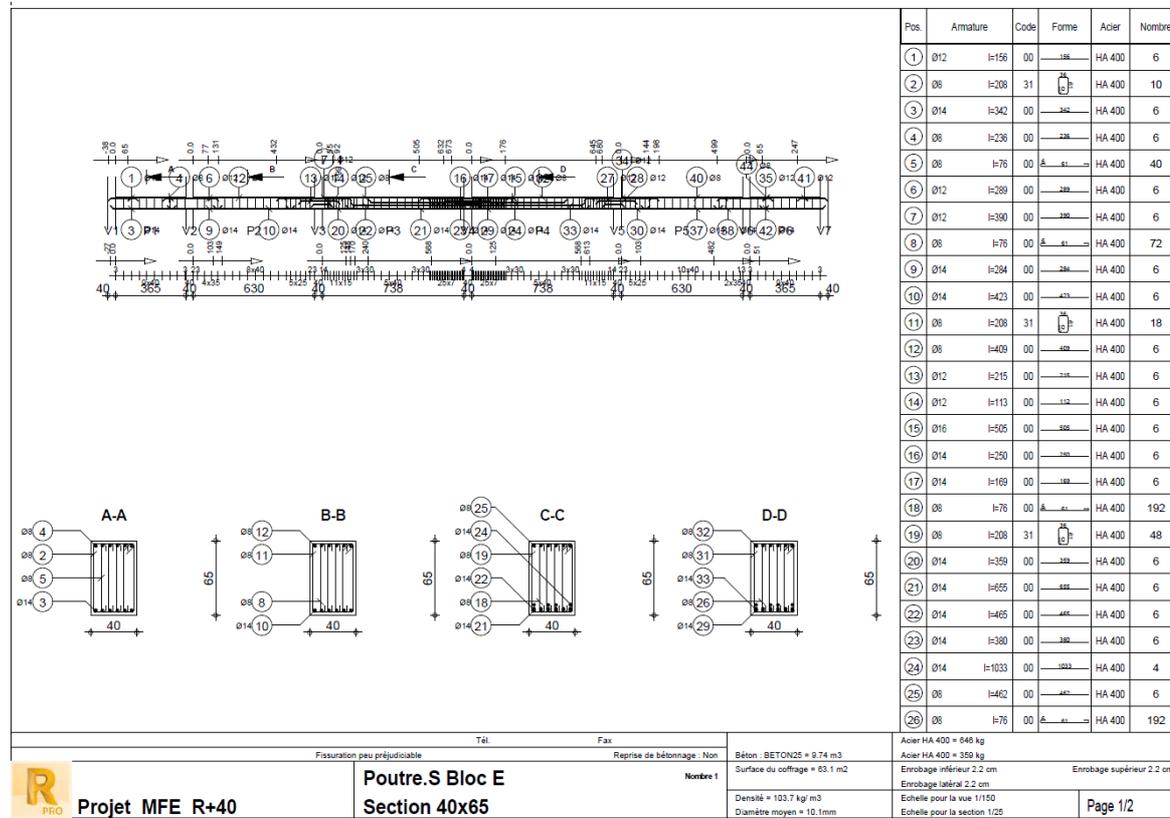


Pos.	Armature	Code	Forme	Acier	Nombre
27	Ø8	I=234	00	HA 400	4
28	Ø12	I=222	00	HA 400	4
29	Ø12	I=114	00	HA 400	4
30	Ø8	I=208	31	HA 400	12





Pos.	Armature	Code	Forme	Acier	Nombre
27	Ø12	I=130	00	HA 400	6
28	Ø12	I=104	00	HA 400	6
29	Ø16	I=600	00	HA 400	6
30	Ø16	I=383	00	HA 400	6
31	Ø16	I=477	00	HA 400	6
32	Ø8	I=469	00	HA 400	6
33	Ø8	I=76	00	HA 400	136
34	Ø14	I=210	00	HA 400	6
35	Ø12	I=127	00	HA 400	6
36	Ø12	I=208	31	HA 400	6
37	Ø8	I=208	31	HA 400	6



### V.3 Ferrailage des voiles :

#### V.3.1 Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types de structures en béton armé :

- Structures auto stables
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques appelés contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

#### V.3.2 Rôle du contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- ✓ Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- ✓ De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

#### V.3.3 Ferrailage des voiles

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges dues au vent.

##### **Combinaison :**

Les combinaisons considérées dans notre cas (voiles) sont les suivants :

- $1.35G+1.5Q$
- $1.35G+1.5Q+1.5V$

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile 6293 qui est le plus défavorable

Hauteur du voile  $H = 3.06$  m

Largeur du voile  $L = 2.1$  m

Épaisseur initiale  $e_0 = 30$ cm

Charge verticale concentrée en haut du voile  $P = 10077\text{kN}$

Surcharge horizontale due au vent  $q_{\text{vent}} = 0.8\text{kN/m}^2$

Béton : classe C25/30

Résistance à la compression  $f_{ck} = 25\text{MPa}$

Masse volumique  $\rho = 2500\text{kg/m}^3$

Acier : Fe400

Résistance à la traction  $f_{yk} = 400\text{MPa}$

Module d'élasticité  $E_s = 200\text{GPa}$

Coefficient partiel pour le béton  $\gamma_c = 1.5$

Coefficient partiel pour l'acier  $\gamma_s = 1.15$

Pour notre dimensionnement on procédera comme suit :

**1. Calcul des sollicitations :**

- Calculez la charge due au poids propre du voile.
- Calculez la charge horizontale totale due au vent sur le voile.
- Appliquez le principe des moments pour déterminer le moment fléchissant maximal dû à la charge verticale et la surcharge due au vent.

**2. Vérification de la capacité à l'effort tranchant :**

- Calculez la contrainte d'effort tranchant au pied du voile.
- Comparez cette valeur à la capacité du béton à l'effort tranchant.

**3. Dimensionnement à la flexion :**

- Utilisez la méthode des sections réduites ou une autre méthode appropriée pour déterminer la section et la disposition des armatures nécessaires pour résister au moment fléchissant maximal.

**4. Vérification à la compression :**

- Calculez la contrainte de compression due au poids propre et à la charge verticale.
- Vérifiez que cette contrainte est inférieure à la capacité de compression du béton.

**5. Proposez une épaisseur finale du voile (si nécessaire) :**

- Si les vérifications précédentes indiquent que l'épaisseur initiale n'est pas suffisante, proposez une nouvelle épaisseur et répétez les étapes précédentes.

### 1. CALCUL DES SOLLICITATIONS

$$N = 10077,24\text{KN} \quad \text{et} \quad M = 718.31\text{KN.m}$$

#### a. Charge due au poids propre du voile :

La charge due au poids propre du voile se calcule par la formule :

$$G_{k,\text{voile}} = \rho \times e_0 \times L \times g$$

En substituant les valeurs données :

$$G_{k,\text{voile}} = 2500\text{kg/m}^3 \times 0.3\text{m} \times 2.1\text{m} \times 9.81\text{m/s}^2$$

$$G_{k,\text{voile}} = 20601\text{kN/m}$$

La charge totale due au poids propre sur toute la hauteur du voile est :

$$G_{k,\text{voile,total}} = G_{k,\text{voile}} \times H$$

$$G_{k,\text{voile,total}} = 20601\text{kN/m} \times 3.06\text{m}$$

$$G_{k,\text{voile,total}} = 63039.06\text{kN}$$

#### b. Charge horizontale due au vent :

La charge horizontale totale due au vent sur le voile est calculée par :

$$Q_{k,\text{vent}} = q_{\text{vent}} \times L \times H$$

$$Q_{k,\text{vent}} = 0.998\text{kN/m}^2 \times 2.1\text{m} \times 3.06\text{m}$$

$$Q_{k,\text{vent}} = 6.41\text{kN}$$

#### c. Moment fléchissant maximal dû à la charge verticale et au vent :

Le moment fléchissant dû à la charge verticale P, appliquée au sommet, serait normalement calculé en considérant la hauteur du voile.

Pour une charge concentrée en haut du voile, le moment fléchissant maximal serait :

$$M_{f,\text{max}} = P \times \frac{H}{2}$$

$$M_{f,\text{max}} = 10077,24\text{kN} \times \frac{3.06}{2}\text{m}$$

$$M_{f,\text{max}} = 15418.17\text{kNm}$$

## 2. VÉRIFICATION DE LA CAPACITÉ À L'EFFORT TRANCHANT

La formule est :

$$V_{ed} = \frac{Q_{k,vent}}{e_0 \times L}$$

$$V_{ed} = 6.41 \text{ kN} / (0.3 \text{ m} \times 2.1 \text{ m})$$

$$V_{ed} = 7.63 \text{ kN/m}^2$$

## 3. DIMENSIONNEMENT À LA FLEXION

En utilisant la formule pour le dimensionnement à la flexion, la distance utile  $d$  et l'aire d'acier requise  $A_{s,req}$  sont calculées comme suit, en supposant un diamètre de ligature standard de 8mm (0.008m) :

$$d = e_0 - \text{dia. ligature}$$

$$d = 0.3 \text{ m} - 0.008 \text{ m}$$

$$d = 0.292 \text{ m}$$

L'aire des armatures requise est :

$$A_{s,req} = \frac{M_{f,max}}{f_{yd} \times d}$$

où  $f_{yd}$  est la résistance de calcul de l'acier,  $d$  est la distance utile, et  $M_{f,max}$  est le moment fléchissant maximal.

La résistance de calcul de l'acier  $f_{yd}$  est obtenue par :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa} / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

en substituant les valeurs dans l'équation de  $A_{s,req}$  :

$$A_{s,req} = \frac{15418.17 \times 10^6 \text{ N.mm}}{348 \times 0.292}$$

$$A_{s,req} = 113 \times 10^6 \text{ mm}^2/\text{m}$$

## 4. VÉRIFICATION À LA COMPRESSION

La vérification à la compression s'effectue en calculant la contrainte de compression  $\sigma_c$  avec les charges appliquées et en la comparant à la résistance caractéristique du béton.

La contrainte de compression est donnée par la formule :

$$\sigma_c = \frac{G_{k,voile,total} + P}{e_0 \times L}$$

Substituant les valeurs données :

$$\sigma_c = 63039.06 + 10077,24 \text{ kN} / 0.3 \text{ m} \times 2.1 \text{ m}$$

$$\sigma_c = 205.958 \text{ kN/m}^2 = 20.6 \text{ MPa}$$

Pour le béton C25/30, la résistance caractéristique à la compression  $f_{ck}$  est 25 MPa. Étant donné que  $\sigma_c = 20.6 \text{ MPa} < f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ , la contrainte de compression est inférieure à la résistance caractéristique du béton, ce qui est satisfaisant.

### 5. PROPOSITION D'UNE ÉPAISSEUR FINALE DU VOILE

L'épaisseur initiale de 30 cm est confirmée comme étant suffisante, car toutes les vérifications précédentes montrent que les exigences sont satisfaites. Aucune modification de l'épaisseur n'est nécessaire.

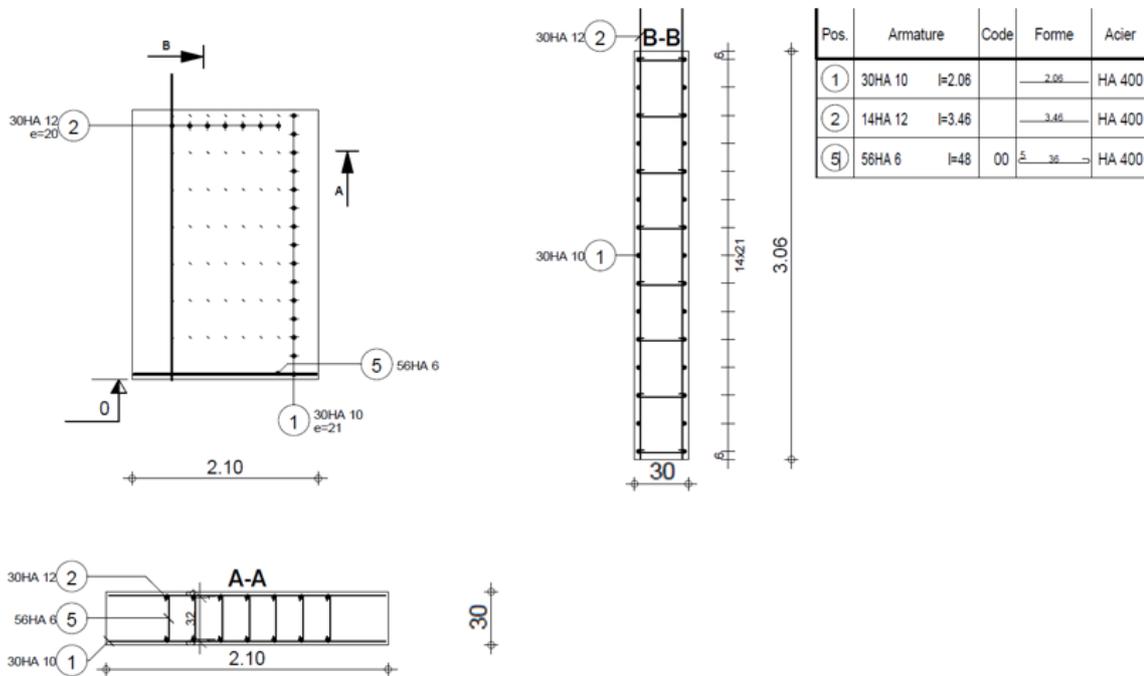


Figure V-3 : Disposition ferrailage voile

### V.4 CONCLUSION

Après correction, le voile en béton armé de 30 cm d'épaisseur est correctement dimensionné pour résister aux charges verticales et horizontales spécifiées, conformément aux normes de l'Eurocode 2.

Les armatures nécessaires pour résister au moment fléchissant maximal sont de  $113 \times 10^6 \text{ mm}^2/\text{m}$ , et la contrainte de compression est inférieure à la résistance caractéristique du béton

# **CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

## VI.1 Introduction

On appelle fondation la base des ouvrages se trouvant en contact direct avec le terrain d'assise, auquel elle transmet les charges de la superstructure. Cette infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions qui lui sont liées. Pour que cet ensemble puisse accomplir sa mission dans de bonnes conditions, il faut disposer d'un système permettant de relier la superstructure à la fondation, et assurer l'encastrement de l'ouvrage. Pour cela, on utilise généralement des voiles périphériques dont le rôle est de ceinturer la base du bâtiment.

L'étude des fondations (choix du type de fondation, dimensions, ferrailage, ...) dépend des caractéristiques physiques et mécaniques de sol. Aussi, pour le choix, nous devons tenir compte des conditions suivantes :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Charges transmises par la superstructure au sol.
- Distances entre les différents points d'appuis.
- Système structural adopté.
- Etc.

Dans ce projet, et compte tenu des conditions spécifiques au choix citées plus haut, nous avons opté pour une fondation superficielle unique qui embrasse toute la surface de la construction, et qu'on appelle « radier général ».

Le radier est une fondation superficielle de grandes dimensions occupant la totalité de la surface de la structure.

## VI.2 Choix de type

Pour le choix du type de fondation approprié, nous devons déterminer la surface totale nécessaire de la semelle afin de la comparer à la surface du bâtiment. Pour ce point, il faut calculer l'effort transmis au sol  $N_u$ . Cet effort est évalué à l'aide du logiciel de calcul Autodesk Robot.

L'effort normal transmis au sol est égal à :

$$N_u = 89943.25 \text{ kN}$$

### VI.2.1 Détermination de la surface du radier

La surface totale nécessaire pour la semelle de fondation est telle que :

$$S_n \geq \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$\sigma_s$  : Contrainte admissible du sol = 3 Bar

Soit numériquement :

$$AN : \frac{N_u}{\sigma_s} = \frac{96123.91}{300} = 480.62 \text{ m}^2$$

Le rapport entre la surface totale des fondations et la surface du bâtiment est égal à :  $\frac{S_n}{S_b}$

$S_b$  : Surface du bâtiment = 2047.4 m<sup>2</sup>

Ce qui donne :

$$\frac{S_n}{S_b} = \frac{96123.91}{2047.4} = 46.94$$

Nous constatons que  $S_n \geq S_b \rightarrow$  Fondation de type radier s'impose.

La surface totale à utiliser est prise comme ce qui suit :

$$S_r = S_b + L_p \times C_d$$

Où,

$S_r$  : Surface totale de radier

$L_p$  : Longueur de périmètre

$C_d$  : Largeur de débordement minimale

Soit :

$$S_r = 2047.4 + 58.01 \times 1.15 = 2114.11 \text{ m}^2 \rightarrow S_r = 2115 \text{ m}^2$$

### VI.3 Calcul de l'épaisseur

Le radier est assimilé à un plancher renversé et il est considéré comme infiniment rigide. Sous la réaction uniforme du sol, l'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes :

#### VI.3.1 Condition forfaitaire

La hauteur du radier est donnée par la formule empirique :

$$h \geq \frac{L_{max}}{20}$$

La hauteur des nervures est donnée par la formule empirique :  $h \geq \frac{L_{max}}{8}$

Avec :  $l_{max}$  (distance maximale entre deux poteaux) = 6.80 m

AN :  $h_{rad} \geq 0.34 \text{ m}$

$h_{ner} \geq 0.8$

### VI.3.2 Condition de non cisaillement

La contrainte de cisaillement maximale pour une bande de largeur égale à l'unité ( $b = 1$  m) et une épaisseur  $d$ , ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} \quad (1)$$

De l'équation (1) on tire  $d$  :

$$d \geq \frac{T_{max}}{b \times \tau_{adm}} \quad (2)$$

Soit numériquement :

$$\tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$T_{max} = N_u / S_r \times l_{max} / 2 = 736.08$$

$$d \geq \frac{T_{max}}{b \times \tau_{adm}} = 0.58 \text{ m} \rightarrow h \geq d / 0.9 = 0.65 \text{ m}$$

### VI.3.3 Condition sur la rigidité

Pour que le radier soit rigide, il faut que :

$$l_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times l_e \quad (3)$$

Avec :

$$l_e : \text{longueur élastique} : l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times B}} \quad (4)$$

$E$  : Module d'élasticité du béton différé :  $E = 10818.87 \text{ MPa}$

$I$  : Inertie de la section du radier ( $I = b \cdot h^3 / 12$ ) (5)

$K$  : coefficient de raideur du sol ( $K = 40 \text{ MN/m}^3$ )

$b$  : bande unitaire ( $b = 1 \text{ m}$ )

De l'inégalité (3), on tire :

$$l_e \geq \frac{2 l_{max}}{\pi}$$

Et en remplaçant  $l_e$  et  $I$  par leurs équations (4) et (5) respectivement, on obtient l'inégalité suivante :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(l_{max} \times \frac{2}{\pi}\right)^4 \frac{3 \times K}{E}}$$

D'où :

---

$$h \geq \sqrt[3]{(6,8 \times \frac{2}{\pi})^4 \frac{3 \times 40}{10818,87}} = 1,57 \text{ m}$$

### Choix de l'épaisseur du radier

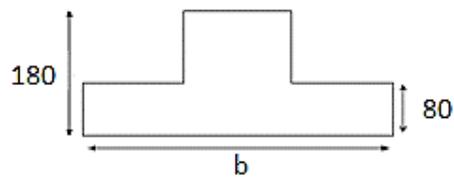
A partir de ces premiers résultats, nous pouvons en déduire que la disposition des nervures est une solution indispensable pour rigidifier le radier

Les dimensions retenues pour ce radier sont donc (Fig. VI.1) :

Hauteur du radier :  $h_{rad} = 80 \text{ cm}$

Hauteur de la nervure :  $h_{ner} = 180 \text{ cm}$

Enrobage :  $c = 5 \text{ cm}$



*Figure VI-1 : Dimension du radier.*

## VI.4 Caractéristique géométriques

### VI.4.1 Centre de gravité

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont :

$$X_{G,r} = 14,65 \text{ m}$$

$$Y_{G,r} = 7,58 \text{ m}$$

Les coordonnées du centre de gravité du bâtiment sont :

$$X_{G,b} = 13,25 \text{ m}$$

$$Y_{G,b} = 6,80 \text{ m}$$

### VI.4.2 Moments d'inertie

Les moments d'inertie dans les deux directions X et Y sont :

$$I_xG = 8574.66 \text{ m}^4$$

$$I_yG = 31861.43 \text{ m}^4$$

### VI.5 Détermination des charges et surcharges

Les charges et surcharges revenant au radier sont :

- Superstructure

$$G = 87578,83 \text{ kN} \quad \text{et} \quad Q = 8545,08 \text{ kN}$$

- Voile périphérique

$$G = e \times h \times l_p \times 25 = 0,4 \times 3,2 \times 58.01 \times 25 = 2547.2 \text{ kN}$$

- Radier

$$G_r = S_r \times h_r \times 25 = 2115 \times 0,80 \times 25 = 42300 \text{ kN}$$

Aussi, il en découle :

$$G_{\text{totale}} = 99006.03 \text{ kN} \quad \text{et} \quad Q_{\text{totale}} = 10765.08 \text{ kN}$$

Les combinaisons de charges considérées pour le dimensionnement des fondations sont :

$$G + Q \quad \text{et} \quad G + Q + V$$

Les efforts obtenus à partir de ces combinaisons sont donnés dans le tableau suivant :

*Tableau VI-1 : Efforts à la base de la structure.*

Combinaison	Effort Normal [kN]	Moment Mx [kN.m]	Moment My [kN.m]
G + Q	96123,91	134573.474	59376.650
G + Q + V	70063,06	98088.284	54649.187

## VI.6 Divers Vérifications

### VI.6.1 Vérification au poinçonnement

Le poinçonnement est un phénomène qui engendre une rupture dans la région autour de la zone d'application de forces concentrées. Cette rupture est caractérisée par une grande fragilité, ce qui rend ce phénomène particulièrement dangereux.

Pour vérifier le non poinçonnement du radier, le BAEL91/99 propose de vérifier la condition suivante (Fig.VI.2) :

$$P_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h_r \times f_{c28} \quad (6)$$

Où,

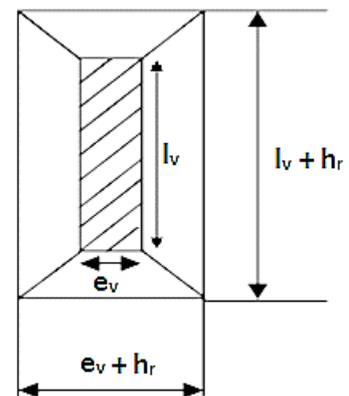
$P_u$  : Charge revenant au voile le plus sollicité.

$\mu_c$  : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

$h_r$  : Epaisseur du radier

Dans notre cas le voile le plus chargée est le V12 avec :

$$P_u = 8208,90 \text{ KN}$$



*Figure VI-2 : Transmission des charges sur la surface d'impact projeté sur le plan moyen du radier.*

Et,

$$\begin{aligned} \mu_c &= 2 \times ((e_v + h_r) + (l_v + h_r)) \\ &= 2 \times (e_v + l_v + 2 \times h_r) = 2 \times (0.4 + 5.15 + 2 \times 0.8) \end{aligned}$$

$$\mu_c = 14.3 \text{ m}$$

Soit numériquement :

En remplaçant  $\mu_c$ ,  $h_r$ , et  $f_{c28}$  par leurs valeurs dans la relation (6), on trouve :

$$P_u \leq 12870 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### VI.6.2 Vérification de l'effort de sous pression

La vérification suivante est nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous-pression hydrostatique. Il faut :

$$N \geq \gamma W \times S \times Z \times F_s$$

Où,

N : Effort normal a la base sans surcharges = 87578.83 kN

$\gamma W$  : Poids spécifique de l'eau = 10 kN/m<sup>3</sup>

S : Surface du radier = 444 m

Z : Hauteur d'encrage = 4.0 m

F<sub>s</sub> : Coefficient de sécurité = 1.5

D'où :

$N = 87578,83 \text{ KN} \geq 26640.00 \text{ kN} \rightarrow$  Condition vérifiée.

### VI.6.3 Vérification au Renversement

Nous devons vérifier que l'excentricité de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces du vent restent à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments résistant au renversement.

Autrement dit :

$$e = \frac{M}{N} = 1.4 \text{ m} \leq \frac{B}{4} \rightarrow \text{Condition vérifiée} \rightarrow \text{Pas de risque de soulèvement.}$$

### VI.6.4 Vérification des contraintes

Sous l'effet du moment renversant dû au vent, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. Nous sommes donc dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal. La contrainte moyenne du sol ne doit pas dépasser la valeur suivante :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 1.33 \sigma_{\text{sol}}$$

Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

---

G + Q : Pour les contraintes maximales de compression.

G + Q + V : Pour vérifier le non soulèvement des fondations.

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma_{\max,\min} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y$$

Tandis que la contrainte admissible est égale à :

$$\bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0.266 \text{ MPa}$$

Les valeurs des efforts transmis au sol, les distances des fibres extrêmes, les inerties sont résumées dans le tableau qui suit :

*Tableau VI-2 : Efforts transmis au sol, fibres extrêmes et inerties*

		N [KN]	M [KN.m]	V [m]	I [m]
<b>G + Q</b>	Sens x	96123,91	134573.474	14.65	8574.66
	Sens y	96123,91	59376.650	7.575	31861.43
<b>G + Q + V</b>	Sens x	70063,06	98088.284	14.65	8574.66
	Sens y	70063,06	54649.187	7.575	31861.43

#### VI.6.4.1.1 Calcul des contraintes sous G + Q

**Sens X-X :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} V_x = 0.202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} V_x = 0.146 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.188 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Sens Y-Y :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} V_y = 0.231 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} V_y = 0.202 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.224 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### VI.6.4.1.2 Calcul des contraintes sous G + Q + V

**Sens X-X :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} V_x = 0.225 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} V_x = 0.098 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.193 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Sens Y-Y :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} V_y = 0.171 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} V_y = 0.145 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.165 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### VI.7 Ferrailage du radier

Le radier est considéré comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie due à la réaction du sol et dont les appuis sont constitués par les poutres et voiles.

Le ferrailage du radier se calcule en flexion simple sous les sollicitations maximales obtenues par application des combinaisons de charges les plus défavorables. Ce calcul sera mené en considérant les moments isostatiques du panneau dalle le plus sollicité.

Nous utilisons la méthode de Pigeaud pour la détermination des moments et des efforts tranchants. La fissuration est considérée comme très préjudiciable.

Le panneau de radier le plus sollicité a les dimensions suivantes :

$$l_x = 3.80 \text{ m} \quad \text{et} \quad l_y = 6.50 \text{ m}$$

$$\alpha = l_x / l_y = 0.58 \geq 0.4 \rightarrow \text{Panneau travaillant dans les deux sens.}$$

Les moments de flexion correspondant sont :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_x$$

Où,

$\mu_x, \mu_y$  : Coefficients donnés en fonction de ( $\alpha = l_x/l_y$ )

$l_x ; l_y$  : Portées entre nus d'appuis de la dalle avec  $l_x < l_y$

La continuité est prise en compte par la multiplication des moments par des coefficients forfaitaires:

- Sur appui :

$$\text{Pour un panneau continu} \quad M_{ax} = M_{ay} = - 0.5 M_{ox}$$

$$\text{Pour un panneau de rive} \quad M_{ax} = M_{ay} = - 0.3 M_{ox}$$

- En travée :

$$\text{Pour un panneau continu} \quad M_{tx} = 0.75 M_{ox}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{oy}$$

$$\text{Pour un panneau de rive} \quad M_{tx} = 0.85 M_{ox}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{oy}$$

Les efforts tranchants maximaux sont donnés par :

$$\text{Au milieu de } l_x : V_x = \frac{P \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x}$$

$$\text{Au milieu de } l_y : V_y = p \times \frac{l_x}{3}$$

Pour tenir compte de la continuité, nous augmentons l'effort tranchant voisin de rive de 15%.

**Tableau VI-3 : Calcul de ferrailage du radier\***

/	M <sub>0</sub>	M <sub>1</sub>	M <sub>a</sub>		V	A <sub>sc</sub>		A <sub>s</sub>		Choix des barres		ρ <sub>x</sub>	ρ <sub>0</sub>	Non fragilités $\rho_x \geq \rho_0 \times \frac{3-\alpha}{2}$	τ <sub>u</sub>	τ <sub>u</sub>	Cisaillement $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
			Continu	Rive		En travée	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui						
Suivant X	261.99	196.50	130.99	78.59	283.73	0	0	17.2	8.3	6HA20	6HA14	2.34 x 10 <sup>-3</sup>	1.21 x 10 <sup>-3</sup>	Vérifiée	0.35	2.5	Vérifiée
Suivant y	79.91	59.93	130.99	78.59	329.33	0	0	8.3	8.3	6HA14	6HA14				0.41	2.5	Vérifiée

**(\*) Remarque**

Les détails concernant les formules données dans le tableau ci-dessus sont présentées au paragraphe se rapportant à l'étude des planchers.

**VI.8 Ferrailage des nervures**

Le calcul des nervures se fait comme pour une poutre continue. La transmission des charges des dalles aux nervures se fait en utilisant la méthode des lignes de ruptures présentée dans le BAEL 91/99 et le ferrailage est déterminé pour la poutre la plus sollicitée.

Dans cette méthode les moments de flexion sont obtenus en vérifiant les inégalités suivantes :

- Moment en travée

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq \max \{ (1 + 0.3 \alpha) M_0, 1.05 M_0 \}$$

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

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

- Moment sur appui

La valeur minimale du moment sur appui intermédiaire est 0.5 M<sub>0</sub><sup>e,w</sup> pour un appui voisin de rive et 0.4 M<sub>0</sub><sup>e,w</sup> pour les appuis centraux.

Avec :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0 \rightarrow \text{Pas de charges d'exploitation.}$$

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

Où,

$M_0$  : Moment de la travée de comparaison (isostatique).

$M_t$  : Moment en travée de la poutre continue.

$M_e, M_w$  : Moments sur appuis de droite et de gauche respectivement de la poutre continue.

$M_0^{e,w}$  :  $\max (M_0^e, M_0^w)$

$M_0^e, M_0^w$  : Moments de la travée de comparaison à gauche et à droite respectivement.

### VI.8.1 Evaluation des charges

Les charges équivalentes réparties linéairement sur les travées des nervures sont évaluées par la méthode des lignes de rupture. La charge correspondante d'un panneau du radier revenant à la nervure qui lui est adjacente est évaluée comme ce qui suit :

*Tableau VI-4 : Transmission des charges triangulaires et trapézoïdales*

Élément	Trapèze	Triangle
$P_V$	$(1-\frac{\alpha}{2}) \times \frac{plx}{2}$	$\frac{plx}{4}$
$P_M$	$(1-\frac{\alpha^2}{2}) \times \frac{plx}{2}$	$\frac{plx}{3}$

$P_V$  : Charge uniforme équivalente pour le calcul de l'effort tranchant.

$P_M$  : Charge uniforme équivalente pour le calcul du moment fléchissant.

La transmission des charges pour un panneau dalle portant suivant les deux sens, est faite comme ce qui suit :

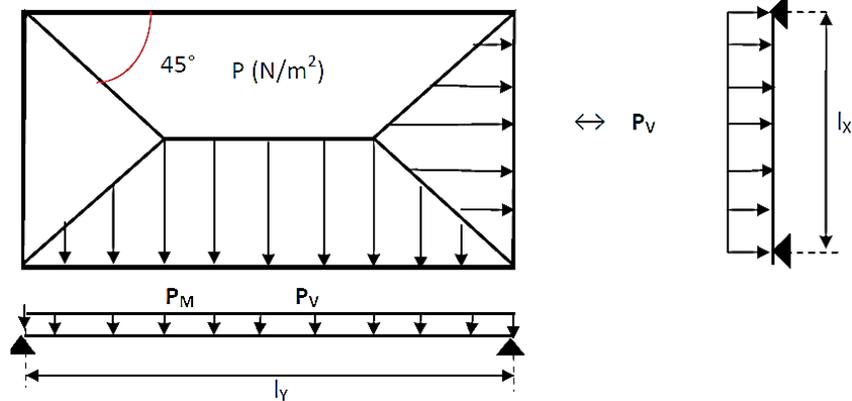


Figure VI-3 : Transmission des charges aux nervures

La poutre la plus chargée est celle comportant 6 travées de portées inégales. Elle est représentée par la figure suivante :

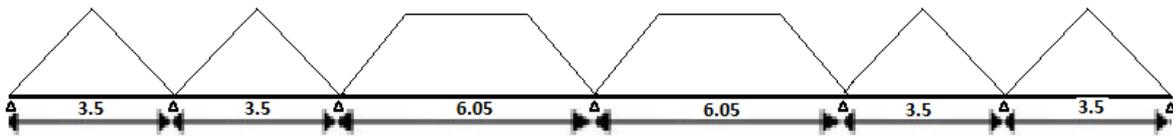


Figure VI-4 : Distribution de charges revenantes aux nervures

Les efforts obtenus au niveau des appuis et travées des nervures dans chaque sens sont illustrés dans les figures VI.5 et VI.6.

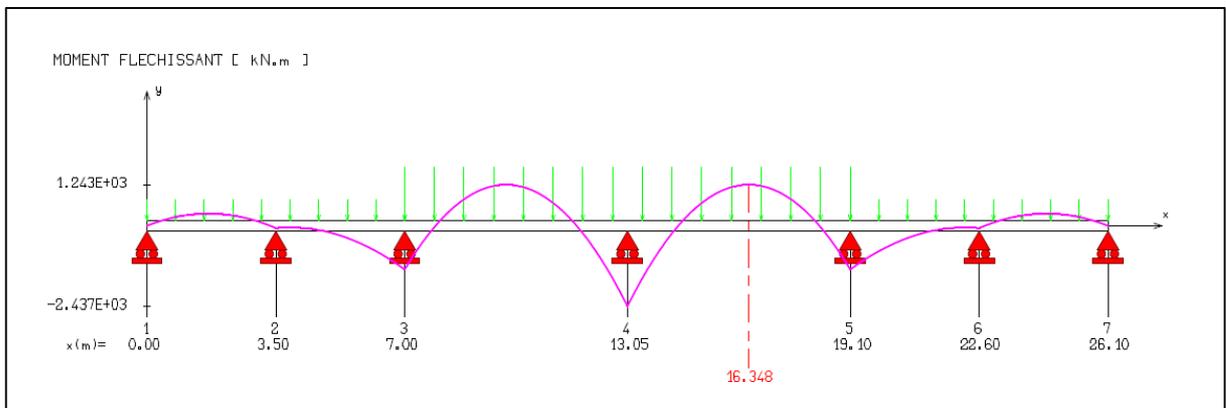


Figure VI-5 : Moment fléchissant

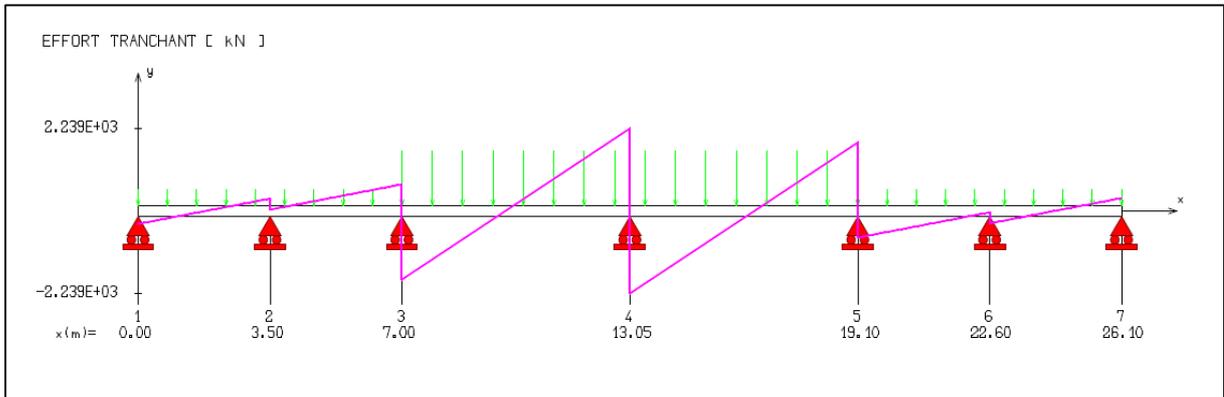


Figure VI-6 : Effort tranchant

Le tableau VI.5 regroupe les efforts maximaux sur appui et en travée avec lesquels le ferrailage sera calculé :

Tableau VI-5 : Moments et efforts tranchants dans les nervures

	Mmax [MN.m]	Tmax [MN]
Sur Appui	2.437	2.239
En Travée	1.243	

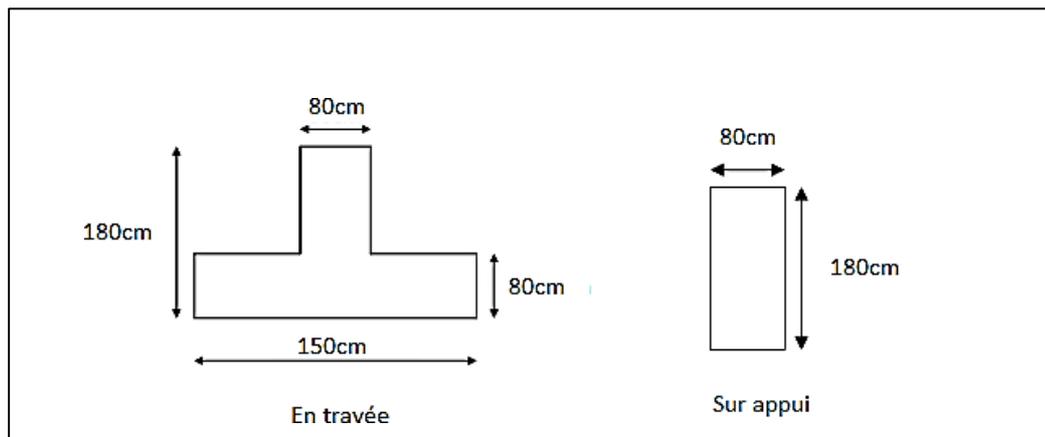


Figure VI-7 : Sections de calcul sur appui et en travée

Le ferrailage se calcule en flexion simple à l'état limite ultime en considérant une section rectangulaire sur appuis et une section en T en travée (Figure VI.7).

Tableau VI-6 : Calcul de ferrailage des nervures

	M [MN.m]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Choix des barres	τ <sub>u</sub> [MPa]	τ̄ <sub>u</sub> [MPa]	Cisaillement τ <sub>u</sub> ≤ τ̄ <sub>u</sub>	Φ <sub>t,min</sub>	S <sub>t</sub> [cm]
Appui	2.437	41.6	17.39	14HA20	1.55	2.5	vérifiée	4HA14	20
Travée	1.243	20.6		8HA20				1cadre+1étrier	

Schéma de ferrailage :

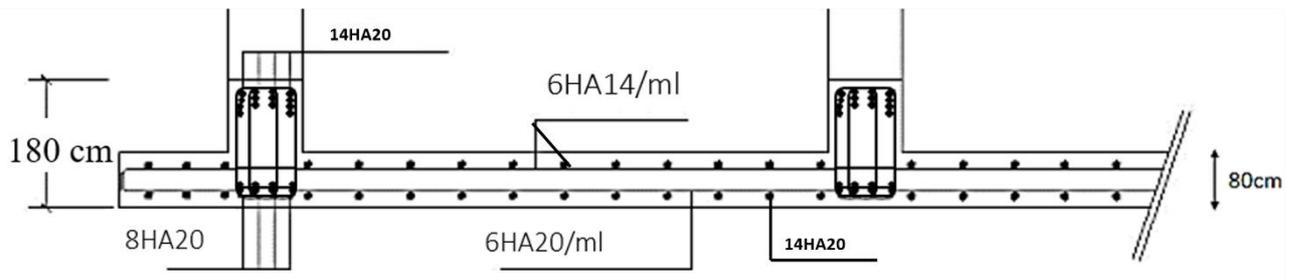


Schéma de ferrailage

Figure VI-8 : Coupe de ferrailage de radier

### VI.9 Ferrailage du débordement

Le débord fonctionne comme une console soumise à une charge uniformément répartie, il a comme dimensions :

Portée = 1.15 m

hauteur = 0.8 m

Pour des raisons pratiques (réalisation), son ferrailage sera le prolongement des armatures adoptées pour les panneaux du radier.

### **Condition de non fragilité**

La condition de non fragilité est satisfaite car :

$$\rho_x = \frac{A_s}{b_o \times d} = 0.121 \% \geq \rho_{\min} = 0.185 \% \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{1.15V_u}{b \times d} = 0.11 \leq 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A partir de ces résultats, nous constatons qu'il n'y a pas de risque de cisaillement. Aussi les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

## CONCLUSION

Dans le cadre de notre projet de recherche, nous avons minutieusement étudié une double tour de 40 étages avec sous-sol, destinée à des usages multiples. Notre objectif était de dimensionner et de calculer tous les éléments de la structure en béton armé, en respectant les différentes réglementations de conception et de calcul des constructions (notamment le BAEL91 révisé 99 et le RNV99).

Les principaux points abordés lors de notre étude ont été :

- Conception et dimensionnement : Nous avons analysé en détail l'ossature de la tour, en prenant en compte les charges permanentes, les charges d'exploitation et les charges dues au vent. Le choix des matériaux et des sections a été rigoureusement étudié pour garantir la stabilité et la sécurité de la structure.
- Sécurité et justifications : Nous avons mis en évidence les justifications de sécurité, en nous assurant que la structure résiste efficacement à toutes les sollicitations (charges permanentes, charges d'exploitation et vent). La réputation de la tour repose sur sa capacité à répondre à ces exigences.
- Analyse des voiles de contreventement : Nous avons soigneusement analysé les voiles de contreventement pour garantir leur résistance et leur stabilité. Ces éléments jouent un rôle crucial dans la résistance aux charges latérales, telles que le vent et les séismes.
- Étude du vent : Nous avons déterminé les coefficients dynamiques et les pressions de vent pour évaluer l'effet du vent sur la structure. Les forces de frottement ont également été prises en compte.

Cette étude a été un voyage passionnant, mais non sans difficultés dont les principaux défis auxquels nous avons été confrontés et les solutions que nous avons trouvées sont :

- Recherche documentaire complexe : L'une des premières difficultés a été de trouver des ressources pertinentes sur l'influence du vent sur les structures élancées. Les informations spécifiques à notre cas étaient rares, mais nous avons exploré des articles scientifiques, des rapports d'ingénierie et des ouvrages spécialisés pour combler ces lacunes.
- Maîtrise de plusieurs logiciels : La conception d'une double tour implique l'utilisation de plusieurs logiciels, tels que Robot Structural Analysis, Advance Design et Excel. La courbe d'apprentissage pour ces outils était abrupte, mais nous avons investi du temps dans leur maîtrise. La persévérance et la collaboration au sein de l'équipe ont été essentielles.
- Équilibre entre rigueur et créativité : Concevoir une structure aussi complexe nécessite un équilibre subtil entre les calculs rigoureux et la créativité. Nous avons dû jongler entre les normes de sécurité et les solutions innovantes pour optimiser la performance de la tour.

En fin de compte, malgré la complexité, nous avons relevé le défi avec détermination. Notre double tour est le fruit de recherches approfondies, de collaboration et de passion pour l'ingénierie. Nous espérons que ces résultats contribueront à l'avancement des connaissances dans le domaine de la construction de gratte-ciel et à inspirer d'autres étudiants en génie civil.

## BIBLIOGRAPHIES :

- ✚ Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé.
- ✚ Cours du béton armé BAEL91, Jean- pierre MOUGIN, EYROLLES, 1992.
- ✚ Pratiques du BAEL91, Jean PERCHAT et Jean ROUX, 3eme édition, 1999.
- ✚ OLIVIER F., 2013, *Action du vent sur les ouvrages – Effets dynamiques*, Université de Nantes, 46
- ✚ ORGANISATION INTERNATIONALE DE NORMALISATION, *Base de calcul des constructions – Aptitude au service des bâtiments et des passerelles sous vibrations*, ISO 10137, PKN.
- ✚ D.T.R. -B.E.1.31 Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles.
- ✚ D.T.R. B.C.2.33.1 Règles de calcul des fondations superficielles.
- ✚ D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation.
- ✚ D.T.R C 2-4.7 Règlement Neige et Vent 1999
- ✚ Polycopie du cours de béton '1ère et 2ème année master'.
- ✚ Projet de fin d'étude des promotions précédentes.
- ✚ Guide pour la rédaction des mémoires fin d'études.