

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE SAAD DAHLEB BLIDA -1-

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

**MEMOIRE DE PROJET DE FIN
D'ETUDES**

Pour l'Obtention du diplôme DE MASTER EN GENIE CIVIL

Option : **Matériaux en Génie Civil**

THÈME

**EMPLOIE DU BETON CELLULAIRE POUR LA
CONSTRUCTION D'UN BATIMENT R+08 + 1SS IMPLANTE A
BLIDA**

Devant les membres de jury :

Encadreur: **Mm F.Halfaya**

Présenté par :

Mr. Kaci Zine eddine

Mr.Merhoum Sofiane

2019-2020

Remerciement

Tous d'abord, nous tenons à remercier Dieu clément et miséricordieux de nous avoir données la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

*Nos plus grands remerciements vont à notre promotrice **Mme fatma ezohra HALFAVA** pour nous avoir guidées pour la réalisation de cette étude et le soutien scientifique et moral qu'elle nous a apporté.*

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail. Nous sommes reconnaissantes à l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation avec beaucoup de dévouement et de compétence en n'oubliant jamais les personnes qui ont participé de près ou de loin à ce modeste travail.

Sans oublier en dernier, nos remerciements à tous nos amis pour leur aide, patiences leur compréhensions et leur encouragement.

Dédicace

Je tiens à dédier ce Projet :

A ma très chère Mère BARA RATIBA

*Ta prière et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours pour
mener à bien mes études.*

*Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour
exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as
cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance
et même à l'âge adulte.*

*Tu as fait plus qu'une mère puisse faire pour que ses enfants
suivent le bon chemin dans leur vie et leurs études. Je te
dédie ce travail en témoignage de mon profond amour.*

*Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé,
longue vie et bonheur.*

MERHOUM SOFIANE....

Dédicace

Je tiens à dédier ce Projet :

A ma très chère Mère Boutrig Nora

*Ta prière et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours pour
mener à bien mes études.*

*Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour
exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as
cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance
et même à l'âge adulte.*

*Tu as fait plus qu'une mère puisse faire pour que ses enfants
suivent le bon chemin dans leur vie et leurs études. Je te
dédie ce travail en témoignage de mon profond amour.*

*Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé,
longue vie et bonheur.*

KACI ZINE EDDINE....

ملخص

ينقسم هذا العمل إلى قسمين رئيسيين:

• يتكون الجزء الأول من الدراسة البليوغرافية على الخرسانة الخلوية. هذه المواد، التقليدية والحديثة على حد سواء، مناسبة لمعظم الإنشاءات، سواء للإسكان الفردي أو الجماعي، وللمباني الصناعية أو الخدمية.

الخرسانة الخلوية عبارة عن منتج يعتمد على المواد الخام التي تأتي حصرياً من المواد المعدنية، ومكوناتها هي: الرمل الناعم والإسمنت والجير وعامل التمدد (مسحوق الألمنيوم، عامل الرغوة، مانع تسرب الهواء). تتكون هذه الخرسانة من مسامية اصطناعية عالية جداً تتجاوز عموماً 80 ٪ من حجم الخرسانة التي يتم إنشاؤها من خلال دمج شبكة من فقاعات الهواء في مصفوفة الإسمنت مما يجعلها خرسانة خفيفة للغاية. كما أن وجود الملايين من المسام يعطي كثافة منخفضة مما يسمح لها بأن تكون مادة ذات خصائص عزل حراري وصوتي ممتازة. الخرسانة الخلوية هي أيضاً مادة غير ملوثة وحديثة وصلبة ومتجانسة.

• الجزء الثاني هو دراسة مبنى غير منتظم الشكل مكون من 8 طوابق وقبو في البلدية، وهي منطقة زلزالية نشطة. الهدف من هذه الدراسة هو تجنب الخسائر في الأرواح، وأيضاً لمنع وقوع كارثة تكنولوجية يمكن أن يسببها ضرر غير خاضع للسيطرة، مع الحفاظ على استقرار أو سلامة أو وظيفة التثبيت الحساس أو الاستراتيجي أو الذي يحتمل أن يكون خطيراً. على أي حال، فإن أفضل طريقة للنظر في الإنشاءات المقاومة للزلازل هي صياغة معايير مبررة اقتصادياً ومتسقة تقنياً.

أولاً وقبل كل شيء، يتعلق الأمر بجمع البيانات عن الهيكل المدروس من خلال تحديد الخصائص الهندسية وكذلك خصائص المواد المستخدمة، وهي الخرسانة والفولاذ.

هذه البيانات ضرورية لحساب الأبعاد المسبقة للعناصر الحاملة، أي الأرضيات والحزم (الرئيسية والثانوية) والأعمدة وأخيراً الجدران.

بالنسبة لهذه الدراسة، من الضروري أيضاً حساب العناصر غير الهيكلية، فهذه ليست جزءاً من نظام التدعيم أو النظام الحامل، ودورها هو ضمان سلامة وراحة المستخدمين، فهي مصنوعة بشكل عام من البناء (شرفات، فواصل...) أو (خرسانية حاجز، سلال... إلخ). يجب أن تتصرف هذه العناصر بشكل مناسب في حالة حدوث زلزال،

تسمح الدراسة الديناميكية التي تتكون من تحديد استجابات الهيكل تحت الأحمال الزلزالية، بمعرفة سلوك الهيكل فيما يتعلق بالإثارة الزلزالية لتصحيح أبعاد العناصر الهيكلية، للتحقق من مقاومتها -فيما يتعلق بالضغط الزلزالية وتحديد تقوية هذه العناصر المقاومة (الأعمدة والعوارض والجدران

في هذا العمل، يعد حساب الأساسات إلزامياً لأن الأخير يشكل الجزء الأساسي من الهيكل وينقل جميع الأحمال والزائدة التي يدعمها الهيكل إلى الأرض. نوع الأسس التي تم تكيفها مع هيكلنا هي أساسات شريطية متقاطعة. تم تحديد أبعاد هذه الأساسات وفحصها من أجل الاستقرار والرفع.

يجب إجراء جميع الحسابات التي تم إجراؤها وفقاً لتوصيات اللوائح السارية، وهي RPA 99: الإصدار 2003، BAEL

Résumé

Le présent travail est divisé en deux grandes parties :

- La première partie consiste à l'étude bibliographique sur les bétons cellulaire

Ce matériau, qui est à la fois traditionnel et moderne, est adapté à la majorité des constructions, aussi bien pour l'habitat individuel ou collectif que pour les bâtiments industriels ou tertiaires.

Le béton cellulaire est un produit à base de matières premières provenant exclusivement de matériaux minéraux, ses constituants sont : du sable fin, du ciment, de la chaux et d'un agent expansif (poudre d'aluminium, agent moussant, entraîneur d'air).

Ces bétons sont constitués d'une très forte porosité artificielle dépassant généralement 80% du volume du béton qui est créé par l'incorporation d'un réseau de bulles d'air dans la matrice cimentaire ce qui fait de lui un béton très léger. La présence des millions de pores, donne une faible masse volumique, par ailleurs, ce qui lui permet d'être un matériau d'excellentes propriétés d'isolation thermique et phonique

Le béton cellulaire est aussi un matériau non polluant, moderne, solide et homogène.

- La deuxième partie c'est l'étude d'un bâtiment en forme irrégulière de 08 étages et un sous-sol implanté à Blida, zone de forte.

Le but de cette étude est d'éviter les pertes humaines, mais aussi d'éviter une catastrophe technologique que des dégâts incontrôlés risqueraient de provoquer, en maintenant la stabilité, l'intégrité ou la fonctionnalité d'installation sensible, stratégique ou potentiellement dangereuse. Dans tous les cas, la meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

Tous d'abord il est question de récolter des données sur l'ouvrage étudié en déterminant des caractéristiques géométriques ainsi que les propriétés des matériaux utilisés à savoir le béton et l'acier.

Abstract

This work is divided into two main parts:

- The first part consists of a bibliographical study on cellular concrete

This material, which is both traditional and modern, is suitable for the majority of constructions, both for individual or collective housing and for industrial or tertiary buildings.

Aerated concrete is a product based on raw materials derived exclusively from mineral materials; its constituents are fine sand, cement, lime and an expanding agent (aluminium powder, foaming agent, air entrainer).

These concretes have a very high artificial porosity generally exceeding 80% of the volume of the concrete, which is created by the incorporation of a network of air bubbles in the cement matrix, making it a very light concrete. The presence of millions of pores gives it a low density, which makes it a material with excellent thermal and sound insulation properties.

Aerated concrete is also an environmentally friendly, modern, solid and homogeneous material.

- The second part is the study of an irregularly shaped building of 08 floors and a basement located in Blida, a strong area.

The aim of this study is to avoid human losses, but also to avoid a technological disaster that uncontrolled damage could cause, maintaining the stability, integrity or functionality of a sensitive, strategic or potentially dangerous installation. In any case, the best way to envisage earthquake-resistant constructions is to formulate criteria that are both economically justified and technically coherent.

The first step is to collect data on the structure under study by determining the geometric characteristics and the properties of the materials used, i.e. concrete and steel.

These data are necessary to calculate the pre-dimensioning of the load-bearing elements, i.e. the floors, beams (main and secondary), columns and finally the walls.

For this study it is essential to calculate also the non-structural elements, which are not part of the bracing system or the load-bearing system, their role is to ensure the safety and comfort of the users, they are generally made of masonry (balconies, partitions ...) or concrete (acroteria, stairs ... etc.). These elements must behave appropriately in the event of an earthquake,

The dynamic study which consists in determining the responses of the structure under

seismic loads, allows to know the behaviour of the structure with regard to the seismic excitation in order to correct the dimensions of the structural elements, to check their resistance to the seismic loads and also to determine the reinforcement of these resistant elements (columns, beams and sails).

In this work, a calculation of the foundations is mandatory because they are the essential part of the structure and transmit all the loads and surcharges supported by the structure to the ground. The type of foundation adapted to our structure is cross-spreading footings. These foundations have been dimensioned and checked for stability and uplift.

All calculations must be carried out in accordance with the recommendations of the regulations in force, namely: RPA 99 version 2003, BAEL 91 and DTR-B.C.2.2 .

Table des matières

Remerciement.....	2
Dédicace	3
ملخص.....	5
Résumé	6
Abstract	7
Liste des figures	18
Liste des tableaux	21
Liste des symboles	21
Introduction générale.....	23
Partie 1 : Synthèse bibliographique ‘LE BETON CELLULAIRE’	25
Chapitre I : Présentation du béton cellulaire	25
I.1 Historique.....	25
I.2 Définition	26
I.3 Les différents types de béton cellulaire	27
I.3.1 Le béton cellulaire autoclavé	27
I.3.2 Le béton cellulaire non autoclavé	27
I.4 Composition.....	28
I.5 Fabrication	29
I.5.1 Produits en béton cellulaire.....	31
I.6 Principales utilisations	34
I.6.1 Projets réalisés avec le béton cellulaire :	34
Chapitre II : Caractéristiques physiques et mécaniques.....	38
II.1 Caractéristiques physiques et mécaniques.....	38
II.1.2 La densité.....	40
II.1.3 Résistance à la compression	42
II.1.4 Résistance à la traction par flexion	43
II.1.5 Résistance au cisaillement	44
II.1.6 Module d'élasticité (Valeur E).....	44
II.1.7 .Comportement dans le temps	45
II.1.7.1. Séchage du béton cellulaire	45
II.1.7.2. Retrait dû au durcissement	47
II.1.7.3.Dilatation thermique	48

II.1.7.4.Flèche des éléments armés en béton cellulaire	48
II.1.7.5 Diffusion de vapeur	48
II.1.7.6. Résistance aux agents chimiques.....	49
II.1.7.7.Absorption d'eau	49
II.1.7.8.Résistance au gel et dégel	50
II.1.8.Environnement et qualité de vie	51
II.1.8.1.Sauvegarde des ressources naturelles	52
II.1.8.2.Besoins en énergie	52
II.1.8.3.Recyclage.....	53
II.1.8.4.Respect de l'environnement	53
II.1.8.5.Qualité de vie.....	53
II.2.Caractéristiques thermiques.....	54
II.2.1.Coefficient de conductivité thermique λ	54
II.2.2.Coefficient de conductibilité thermique λ pour murs en blocs de béton cellulaire	55
II.2.2.1.Valeurs de base des blocs de béton cellulaire.....	55
II.2.2.2.Valeurs utiles des murs en béton cellulaire collés (Design values).....	55
II.2.2.3.Valeurs utiles des dalles de bardage en béton cellulaire (Design values)	56
II.2.2.4.Valeurs utiles des dalles de toiture en béton cellulaire (Design values)	57
II.2.3.Valeurs de résistance thermique R	57
II.2.4.Résistance thermique totale RT d'une paroi.....	57
II.2.5.Coefficient de transmission thermique U des parois	59
II.2.6.Température de surface	62
II.2.7.Inertie thermique.....	62
II.2.7.1.Généralités :	62
II.2.7.2.Capacité thermique	63
II.2.7.3.Temps de refroidissement.....	64
II.2.7.4.Amortissement thermique et déphasage	64
II.3 Acoustique	66
II.3.1.Généralités	66
II.3.2.L'absorption acoustique	67
II.3.3.Bruits aériens	68
II.3.4.L'isolation acoustique dans les bâtiments	69
II.3.5.Acoustique de la construction en béton cellulaire	70
II.3.5.1.Murs extérieurs massifs en blocs de béton cellulaire	70
II.3.5.2.Murs intérieurs en blocs de béton cellulaire	70
II.3.5.3.Doubles murs de séparation entre habitations de rangée / habitations doubles / appartements.....	70

II.3.5.4.Murs intérieurs en blocs de béton cellulaire avec élément rapporte sur 1 ou 2 faces.....	72
II.3.5.5.Murs extérieurs en dalles de béton cellulaire	73
II.3.5.6.Dalles de toiture en béton cellulaire	74
II.4.Résistance au feu du béton cellulaire	76
II.4.1.Une résistance au feu Exceptionnelle	76
II.4.2 Détermination de la résistance au feu	77
II.4.3 Une assurance contre le feu du béton cellulaire	78
II.4.4 Résistance au feu des parois en béton cellulaire.....	78
II.4.4.1. Murs en blocs collés	78
II.4.4.2. Murs en dalles armées	78
II.4.4.3.Dalles de toiture et de plancher	79
II.4.5.Comportement du béton cellulaire en cas d'incendie.....	79
II.4.5.1.Réaction au feu	79
II.4.5.2.Résistance au feu	79
 Chapitre III : Caractéristiques des produits en béton cellulaire	 82
III.1. Caractéristiques des produits.....	82
III.1.1.1 les blocs	82
III.1.1.2.Linteaux.....	84
III.1.2.Éléments armés	85
III.1.2.1.Dalles de bardage (Panneaux de façade).....	85
III.1.2.2.Dalles de toiture	87
III.1.2.3.Dalles de plancher	89
III.1.2.3.Dalles de cloison intérieure	90
III.2.Utilisation des produits.....	91
III.2.1.Eléments non armés	91
III.2.1.1.Blocs et linteaux	91
III.2.2.Éléments armés	91
III.2.2.1 dalles de mur	91
III.2.2.2.Dalles de toiture	92
III.2.2.3.Dalles de plancher	92
III.2.2.4 Dalles de cloison	93
 Chapitre IV : Finitions du béton cellulaire.....	 95
IV.1Finitions intérieures.....	95
IV.1.2.Peinture intérieure	96

IV.1.3	Finition intérieure des dalles en béton cellulaire	96
IV.1.4.	Finitions intérieures des dalles de toiture en béton cellulaire	97
IV.1.5.	Carrelages.....	97
IV.2.	Finitions extérieures.....	97
IV.2.1	.Briques de façade.....	97
IV.2.2.	Enduits extérieurs.....	98
IV.2.3	Peinture extérieure sur blocs de béton cellulaire	98
IV.2.4	.Finition des dalles de mur en béton cellulaire	99
IV.2.4.1.	Peinture extérieure sur dalles en béton cellulaire.....	100
IV.2.4.2.	Enduit extérieur sur dalles en béton cellulaire.....	100
IV.2.5.	Finition des dalles de toiture en béton cellulaire.....	100
Partie 2 :	Etude d'un bâtiment.....	103
Chapitre I :	Présentation de l'ouvrage.....	103
I.1	Introduction.....	103
II.	Présentation de l'ouvrage :	103
II.1	Classification	103
II.2	Modèle structural.....	104
II.3	Caractéristique géométrique	104
II.3.1	Dimensions en élévation.....	104
II.3.2	Dimensions en plan	104
II.4	Caractéristiques du sol.....	104
II.5.	Structure porteuse	104
II.5.1	Ossature	104
II.5.2	Les planchers	104
II.5.3	Escaliers.....	105
II.5.4	Ascenseurs	105
II.5.5	Terrasse.....	105
II.5.6	Maçonnerie	105
II.5.7	Revêtement	105
III.	Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	105
III.1	Béton :	105
III.1.1	Composition	105
III.1.1.1	Ciment	106
III.1.1.2	Granulats	106
III.1.1.3	Eau de gâchage.....	106
III.2	Résistance du béton [2]	106

III.2.1	Résistance à la compression	106
III.2.2	Résistance à la traction	106
III.2.3	Module de déformation longitudinale du béton	107
III.2.4	Module de déformation instantané	107
III.2.5	Module de déformation différé	107
III.2.6	Coefficient de poisson	108
III.2.7	Contraintes limites de calcul	108
III.2.	Acier	110
III.2.1.	Limites élastiques	110
III.2.2	Contrainte de calcul [2]	110
III.2.3.	Allongement de rupture	111
III.2.4.	Module d'élasticité longitudinale	111
III.2.5.	Diagramme contraintes – déformations à l'ELU	111
III.3.	Hypothèses de calcul aux états limites	112
III.3.1.	Hypothèse de calcul à l'ELU	112
III.3.2.	Hypothèse de calcul à l'ELS	112
V.	Conclusion.....	112
Chapitre II : Pré-dimensionnement		114
I.	Introduction.....	114
II	Pré-dimensionnement des planchers	114
II.1	Plancher en corps creux	114
II.2	Plancher en dalle pleine	115
II.3	Evaluation des charges et surcharges [4].....	116
II.3.1	les charges permanentes	116
II.3.2.	Maçonnerie	118
II.3.3	Acrotère	119
II.3.2.	les charges d'exploitations.....	120
III.	Pré-dimensionnement des poutres.....	120
III.1.	Poutre principal	121
III.2.	Poutre secondaire	121
IV.	Pré-dimensionnement des voiles.....	121
V.	Pré-dimensionnement des poteaux	123
V.1	Loi de dégression.....	123
V.2	Dimensionnement des poteaux :.....	124
V.3	Poteau central le plus sollicité	126
V.4	Choix des sections des poteaux	129

VI. Conclusion	130
Chapitre III : calculs des éléments secondaires.....	132
I. Introduction.....	132
II. Acrotère	132
II .1 Calcul des charges sollicitant l’acrotère	132
II.2 Détermination des efforts	134
II.3 Ferrailage de la section de l’acrotère.....	134
II.4 Vérification.....	136
II.4.1 Vérification à L’E.L. S	136
II.4.2 Vérification des contraintes	138
II.4.2.1 Contrainte de béton.....	138
II.4.2.2 Contraintes de l’acier.....	138
II.4.2.3 Vérification de l’effort tranchant.....	139
III. Les balcons.....	139
III.1 Calcul des charges sollicitant le balcon.....	140
III.1.2 Charges permanentes et surcharges d’exploitation	140
III.1.3 Combinaison des charges	141
III.1.4 Calcul des efforts internes	141
III.1.5 Calcul de ferrailage	142
III.1.6 Vérifications	143
IV. Etudes des planchers	145
IV.1 Plancher à corps creux	145
IV.1.1 Etude des poutrelles	145
IV.1.2 Etude de la dalle de compression	160
V. Escaliers.....	161
V.1 Les différents types d’escaliers	161
V.2 Définition d’un élément d’escalier	162
V.3 Vérification de l’équation de « BLONDEL »	163
V.4 Evaluation des charges	163
V.4.1 Palier.....	163
V.4.2 Paillasse	164
V.5 Combinaison des charges	164
V.5.1 Calcul des moments fléchissant et l’effort tranchant	164
III.6 Ferrailage de l’escalier	165
V.6.1 Vérifications	166
V.6.2 La poutre palière.....	169

Conclusion.....	175
Chapitre IV : Etude dynamique.....	178
I. Introduction.....	178
II. Etude dynamique	178
II.1. Caractéristique dynamique propres	178
II.3. Modélisation	180
II.3.1.Modélisation de la structure	180
II.3.2. Modélisation de la rigidité	180
II.4.Etude sismique.....	180
II.4.1. Méthode statique équivalente	180
II.4.2. Méthodes Dynamiques	181
II.4.3. Méthode dynamique modale spectrale	182
II.4.4. spectre de réponse.....	182
II.4.5. Procédure de calcul.....	183
II. Résultats de l'analyse	187
III.1 Modèle Initial	187
III.1.2 Analyse Modale.....	188
III.1.3 Vérification de l'effort tranchant à la base.....	188
III.1.4 Vérification des Déplacements inter-étage	189
III.2 Modèle Final	190
III.2.6 choix du coefficient de comportement	194
IV.Conclusion	195
Chapitre V : Calculs des éléments porteurs	197
I. Introduction	197
II. Ferrailage des poteaux.....	197
II.1. Combinaisons d'actions.....	197
II.1.1. Combinaisons Situation durable [3]	197
II.1.2. Combinaisons Situation accidentelle [1]	198
II.1.3. Recommandations	198
II.2. Résultats des efforts et ferrailage des poteaux	198
II.3. Choix des armatures	201
II.4. Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service	201
II.5. Vérification vis-à-vis de l'Effort Tranchant	202
II.6. Ferrailage transversale des poteaux.....	203

III. Ferrailage des poutres	206
III.1. Les Combinaisons de Charges	206
III.2. Recommandations des règlements	207
III.3. Calcul du ferrailage	208
III.3.1.1. Situation accidentelle	208
III.3.1.1. Situation durable	208
III.3.1.2. Choix des armatures	209
III.4. Condition de non fragilité	210
III.5. Vérification de L'ELS	210
III.6. Vérification de l'effort tranchant.....	211
III.7. Calcul des armatures transversales.....	212
III.8 Recouvrement des Armatures Longitudinales	213
III.9 Vérification de la flèche	213
III.9.1 Poutre principale	214
III.9.2 Poutre secondaire	215
III.9.3 Poutre de chaînage	216
III.9.4 Poutre de console	217
IV. FERRAILLAGE DES VOILES.....	218
V.1 ferrailage des voiles.....	219
IV.2 Justifications sous sollicitations normales [11].....	220
IV.3 Procédure de ferrailage des trumeaux	224
IV.3.1 INTRODUCTION	224
IV.3.2 MÉTHODE SIMPLIFIÉE (VARIANTE 2) POUR LES VOILES RECTANGULAIRES [9]	224
VI.3.3 ACIERS HORIZONTALS :	227
IV.3.4 ACIERS SUPPLÉMENTAIRES ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES.....	227
IV.3.5 PRÉCONISATION DU RÈGLEMENT PARASISMIQUE ALGÉRIEN (RPA99 VERSION2003)	228
IV.4 Ferrailage des voiles :	229
IV.4.1 Effort de compression a l'ELU :	230
V. Conclusion.....	236
 Chapitre VI : Etude Infrastructure.....	240
 I. Introduction.....	240
II. Choix de type de fondation.....	240
III. Calcul des fondations	240
III.1. Semelles filantes croisées.....	240

III.2.Pré dimensionnement de la semelle filante	244
III.2.1. Dalle	244
III.2.2. Nervure.....	244
IV. Vérifications Nécessaires	245
IV.1.Vérification des contraintes dans le sol sous semelle filante	245
IV.2 Vérification au poinçonnement.....	246
IV.3 Vérification au renversement	246
V. Ferrailage des semelles filantes.....	247
V.1.Ferrailage de la dalle	247
V.2.Ferrailage des nervures.....	248
V.3. Calcul des armatures	249
V.3. 1.Vérification des contraintes à l'ELS	249
V.3.2Vérification de la contrainte tangentielle du béton	249
V.4.Ferrailage transversal	249
V.5.Armatures de peau.....	250
VI. Voile périphérique.....	252
VI.1 Pré dimensionnement.....	253
VI.2.Ferrailage du voile périphérique	254
VI.3.Vérification de l'effort tranchant	255
VI.4.Vérification à L'ELS.....	255
VI.5.Vérification des contraintes	255
VI.6.Vérification de la flèche :.....	256
V. Conclusion.....	257
Conclusion Générale	258
Bibliographie :.....	260

Liste des figures

PARTIE 1 : Synthèse bibliographique

Figure I.1: Les blocs en béton cellulaire [4]	26
Figure I.2: La composition de béton cellulaire [8]	29
Figure I.3: Le schéma de fabrication du béton cellulaire [10].....	31
Figure I.4: Le schéma de fabrication des blocs non armés [1]	32
Figure I.5: Le schéma de fabrication des éléments armés [1].....	33
Figure I.6: Le tours BORDJ EL ARAB-DUBAI [11]	34
Figure I.7: La nouvelle construction du centre commercial CARREFOUR LES GRANDS PRES-MONS-Belgique [12]	35
Figure I.8: La nouvelle construction-centre logistique NIKE-meerhout [12].....	35
Figure I.9: La rénovation d'un complexe d'appartements de MEYERIJ-GRAND [12]	35
Figure I.10: La rénovation d'euro block II-bureaux-Bruxelles [12]	36
Figure I.11: Maison individuelle construire en béton cellulaire [1]	36
Figure II.12: La structure du béton cellulaire (échelle 1/1) microscopique	38
Figure II.13: La réparation des cellules en fonction de leur diamètre [1]	39
Figure II.14: La correspondance entre le volume de la matière première et le volume du béton cellulaire [1]	40
Figure II.15: Le transferts des contraintes dans le béton ordinaire et dans le béton cellulaire [1]	42
Figure II.16: Le module d'élasticité en fonction du taux d'humidité dans le matériau [16] ...	45
Figure II.17: La courbe de séchage des blocs en béton cellulaire à température ambiante intérieure [1].....	45
Figure II.18: La teneur en humidité d'équilibre(en volume) en fonction de la masse volumique [1]	46
Figure II.19: Le retrait dû au séchage pour le béton cellulaire [1]	46
Figure II.20: Le retrait dans le temps [1].....	47
Figure II.21: la courbe des éléments armés en béton cellulaire [1]	48
Figure II.22: Le coefficient d'absorption d'eau de différents matériaux [18]	50
Figure II.23: La courbe de l'absorption capillaire pour différents matériaux [1]	50
Figure II.24: Le cycle de vie d'un béton cellulaire [18].....	52
Figure II.25: La consommation de matières premières et d'énergie nécessaire à la production de matériaux de construction [1]	52
Figure II.26: Le cercle du recyclage du béton cellulaire [20].....	53
Figure II.27: La protection thermique d'une maison en béton cellulaire [20].....	54
Figure II.28: Le coefficient de la conductivité thermique [21]	54
Figure II.29: Le coefficient de transmission thermique " U_{global} " « en série » [23].....	59
Figure II.30: Le coefficient de transmission thermique " U_{global} " « en parallèle » [23].....	61
Figure II.31: Le Diagramme du confort thermique [1].....	62
Figure II.32: L'inertie thermique d'un mur en thermo pierre assure la fraîcheur à l'intérieur [8]	63
Figure II.33: Le diagramme du confort thermique [20]	65
Figure II.34: les Types du bruit [8].....	67
Figure II.35: Schéma du bruit incident [1]	67
Figure II.36: la distrubition des sonore du bruit aérien [20].....	69
Figure II.37: La résistance au feu du béton cellulaire [18].....	77
Figure III.38: Blocs de béton cellulaire[8]	82

Figure III.39 : Linteau armé porteur en béton cellulaire[6].....	84
Figure III.40 : Mise en œuvre des dalles de bardage [6]	86
Figure III.41 : Mise en œuvre des dalles de toiture[6]	87
Figure III.42 : Mise en œuvre des dalles de plancher.....	89
Figure III.43 : Dalles de cloison intérieure [1]	90
Figure IV.44 : Enduit intérieur pour béton cellulaire [1].....	95
Figure IV.45 : Peinture intérieure pour béton cellulaire [1]	96
Figure IV.46 : Peinture extérieure pour béton cellulaire[1].....	99

PARTIE 2 : Etude d'un bâtiment

Figure I.47 : Site du projet	103
Figure I.48 : Traction par fendage	107
Figure I.49 : Traction par flexion.....	107
Figure I.50 : Diagramme des contrainte-déformation à ELU	109
Figure I.51 : Diagramme contrainte-déformation du béton à ELS	109
Figure I.52 : Diagramme contrainte-déformations de l'acier à ELU	111
Figure II.53 : Plancher à corps creux	114
Figure II.54 : Coupe verticale d'un mur intérieure	118
Figure II.55 : Coupe verticale d'un mur extérieure.....	119
Figure II.56 : Dimensions de l'acrotère.....	119
Figure II.57 : Schéma de la poutre.....	120
Figure II.58 : Coupe de voile en élévation	122
Figure II.59 : Section réduit du béton (poteau).....	125
Figure II.60 : Surface occupée par le poteau le plus sollicité.....	126
Figure III.61 : Dimensions de l'acrotère	132
Figure III.62 : Sollicitation de l'acrotère.....	133
Figure III.63 : Diagramme des efforts à l'ELU.....	134
Figure III.64 : Distance de l'axe neutre	135
Figure III.65 : Diagramme des contraintes de section partiellement comprimée.....	137
Figure III.66 : Disposition des armatures dans l'acrotère.	139
Figure III.67 : Dimension du balcon	140
Figure III.68 : Schéma statique du balcon.....	140
Figure III.69 : Diagrammes des efforts internes	142
Figure III.70 : Schéma du ferrailage du balcon.....	145
Figure III.71 : Coupe du plancher en corps creux	145
Figure III.72 : Dimensions de l'hourdis	145
Figure III.73 : Dimension de la poutrelle	146
Figure III.74 : Ferrailages des poutrelles en travée et en appuis	160
Figure III.75 : Disposition constructive des armatures de la table de compression	161
Figure III.76 : Types des escaliers.....	162
Figure III.77 : Les éléments de l'escalier.....	162
Figure III.78 : Schéma statique	165
Figure III.79 : Schéma statique	165
Figure III.80 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants à ELU	170
Figure III.81 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants à ELS	170
Figure III.82 : Schéma du ferrailage de l'escalier	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV.83 : Organigrammes du Mr.rafik TALEB.....	185
Figure IV.84 : Dispositions des voiles du modèle initiale.....	187
Figure V.85 : Schéma du ferrailage des poteaux	206

Figure V.86: Exemple du calcul.....	215
Figure V.87: Exemple du calcul.....	216
Figure V.88: Exemple du calcul.....	217
Figure V.89: Schéma du ferrailage des poutres	218
Figure V.90: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage	220
Figure V.91: Définition de l'élément mur	220
Figure V.92: Dimension du voile.....	221
Figure V.93: Niveaux de vérification du voile.....	222
Figure V.94: Diagramme des contraintes du voile.....	225
Figure V.95: Section rectangulaire entièrement comprimé	226
Figure V.96: Voile partiellement tendue.....	227
Figure V.97: Disposition des armatures verticales dans les voiles	228
Figure V.98: Schéma du ferrailage des voiles	236
Figure VI.99: Les efforts normaux supportés par la semelle filante.....	241
Figure VI.100: schéma de la semelle filante.....	242
Figure VI.101: semelle filante sous mur et semelle filante sous poteaux.....	242
Figure VI.102: Schéma de ferrailage dalle de la semelle	251
Figure VI.103: Schéma du ferrailage de la nervure.....	252
Figure VI.104: Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.....	252
Figure VI.105: Schéma statique du voile périphérique	253
Figure VI.106: Schéma du ferrailage du voile périphérique	256

Liste des tableaux

PARTIE 1 : Synthèse bibliographique

Liste des symboles

Majuscules romaines :

- A : Section d'acier tendu.
- A' : Section d'acier comprimé.
- A max, A_{min} : Section d'acier maximale et minimale
- B : Aire du béton.
- Br : Section réduite du béton d'un poteau.
- Bt : Section de la partie tendue.
- Lt : Largeur de la section tendue.
- Mt : Masse torsionnelle.
- E.L.S : Etat Limite de Service.
- E.L.U : Etat Limite Ultime.
- Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.
- Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
- Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.
- I : Moment d'inertie.
- Ie : Moment d'inertie équivalent.
- M : Moment fléchissant.
- Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
- Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
- Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.
- Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S
- N : Effort normal.
- Nser : Effort normal de service.
- NU : Effort normal ultime.
- Tu : Effort tranchant ultime.
- G : Charge permanente.
- Q : Charge d'exploitation.
- E : Charge sismique.
- C_d : coefficient dynamique.
- K_t : coefficient de terrain.
- Z₀ : paramètre de rugosité.
- Z_{min} : hauteur minimale.
- R : force résultante
- F_w : la résultante des forces horizontales
- F_u : une force de soulèvement.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b₀ : Largeur de la nervure du béton (section en T.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
I_f : Longueur de flambement,
St : Espacement de cours d'armature transversale.
c_t : coefficient de topographie
q_{ref} : la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.
q_{dyn} : coefficient de pression dynamique

Majuscules grecques :

Δ : Variation.
Σ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids.

Minuscules grecques :

α: Angle.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
E : Coefficient (calcul de C_d)
η: Coefficient de fissuration.
λ:Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.
C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.

Introduction générale

Le béton cellulaire est un matériau, qui est à la fois traditionnel et moderne, il est adapté à la majorité des constructions, aussi bien pour l'habitat individuel ou collectif que pour les bâtiments industriels ou tertiaires.

Ce béton est classé dans la catégorie des matériaux d'exception de construction dits propres, il est aussi léger et économique.

Notre travail est divisé en deux grandes parties :

La première partie est une étude bibliographique sur les bétons cellulaire. Cette étude est constituée de quatre chapitres :

D'abord une présentation des bétons cellulaire

Ensuite une présentation des caractéristiques physiques, et mécaniques de ce matériau, ainsi que les caractéristiques thermiques et acoustiques.

Les différents éléments des produits en béton cellulaire (dalle, bloc, linteaux, cloison...)

Aspect final du béton cellulaire

La deuxième partie concerne le calcul d'un bâtiment R+8+ 1 sous sol, à usage commerce et habitation, implanté au centre de Blida.

Notre étude est composée de six chapitres :

Tout d'abord nous allons faire la présentation de notre ouvrage.

Ensuite nous allons pré dimensionner les éléments résistants de cet ouvrage.

Un calcul des éléments secondaires suivra.

Nous passerons étude dynamique en zone sismique.

Les résultats de l'étude précédente nous permettrons de ferrailer des éléments porteurs de notre structure.

Enfin nous finirons notre étude par le calcul de l'infrastructure

Partie 1 : Synthèse bibliographique

LE BETON CELLULAIRE

Partie 1 : Synthèse bibliographique ‘LE BETON CELLULAIRE’

Chapitre I : Présentation du béton cellulaire

I.1 Historique

Parmi les divers types de béton léger on trouve Le béton cellulaire. Tel que nous le savons aujourd’hui, il est la naissance de la combinaison de deux inventions précédentes : l’autoclavage du mélange : sable/chaux/eau, et “l’émulsification” des mélanges de sable, ciment/ chaux et eau.

La première invention a vu le jour en 1880 à « **W. Michaelis** ». Ce dernier a mis en contact un mélange de chaux, de sable et d’eau avec de la vapeur d’eau saturée sous haute pression, il est ainsi parvenu à donner naissance à des silicates de calcium hydratés hydrorésistants.

En 1889, surgit la seconde invention qui concerne l’extension des mortiers. On l’a attribuée à « **E. Hoffmann** ». La pierre à chaux finement broyée et de l’acide sulfurique ont été les produits qu’il a utilisé pour émulsionner des mortiers à base de ciment et de gypse.

En 1914, un procédé a été breveté par « **J.W. Aylsworth** » et « **F.A. Dyer** », en utilisant de la poudre d’aluminium ou de zinc comme émulsifiant qui réagissent en milieu alcalin (chaux ou ciment) afin de dégager de l’hydrogène. La masse de béton frais est donc levée par cette formation de gaz, à l’instar de ce qui se produit, lors de la fabrication du pain.

En 1924, la production et la commercialisation du béton cellulaire débutent entre les mains du Suédois « J.A. Eriksson », en composant un mélange de sable fin, de chaux et d’eau, auquel il rajoute une petite quantité de poudre de métal. Ce n’est que trois ans plus tard, que la combinaison de ce processus à l’autoclavage se fait, telle qu’il est décrit dans le brevet de « **Michaelis** ». Le mélange émulsionné durcit et permet de réduire très nettement le retrait dû au séchage, après avoir levé et après avoir été solidifié dans un autoclave à une température d’environ 180°C, avec de la vapeur d’eau saturée, sous haute pression,

Un processus à base de sable fin, de ciment et d’eau avec adjonction d’une petite quantité de poudre de métal est parallèlement développé au début des années trente. Ce procédé a été breveté, en 1939, par « **K.I.A. Eklund** ».

Enfin, la fabrication en série d’éléments de petits et de grands formats, ainsi que celle d’éléments armés ou non armés est la troisième étape qui a permis de parvenir au béton cellulaire d’aujourd’hui. Pour ce faire, après 1945, on développe une méthode de production.

Selon des dimensions souhaitées au moyen de fins fils d’acier très tendus, les produits sont littéralement coupés, ce qui permet d’obtenir des produits finis de grande précision.

La production des blocs d’éléments de grandes dimensions de béton cellulaire a commencé

Partie 1 : Synthèse bibliographique
Chapitre I : Présentation du béton cellulaire

En Belgique en 1953 et en France en 1957, fabriquant ainsi, un produit répondant aux marchés et aux normes actuelles de la construction.

En effet, les premières usines voient le jour, en Suède, patrie de « Eriksson ». C'est également dans ce pays qu'on a diffusé le matériau et produit, ensuite, dans le monde entier.

De nos jours, le plus novateur dans le domaine des matériaux de construction pierreux ne peut être que le processus de production du béton cellulaire, car il est entièrement automatisé.[1]

I.2 Définition

Le béton cellulaire est une pâte cimentaire de ciment ou ciment et sable fin avec une multitude de cellules d'air discrètes micro / macroscopiques uniformément réparties dans tout le mélange pour créer un béton léger.[2]

Le béton cellulaire est un produit à base de matières premières provenant exclusivement de matériaux minéraux, ses constituants sont : du sable fin, du ciment, de la chaux et d'un agent expansif tels que :

- poudre d'aluminium
- agent moussant
- Entraîneur d'air.[3]



Figure I.1: Les blocs en béton cellulaire [4]

Une très forte porosité artificielle dépassant généralement 80% du volume du béton qui est créé par l'incorporation d'un réseau de bulles d'air dans la matrice cimentaire, caractérise le béton cellulaire, comme beaucoup d'autres catégories de béton ultra léger.

Tout en assurant une solidité optimale à sa structure contenant des millions de pores, ce type de béton présente une faible masse volumique et cela grâce à sa structure contenant des millions

de pores. Par ailleurs, ce qui lui permet d'être un matériau d'excellentes propriétés d'isolation thermique et phonique.[5]

- **Un matériau non polluant** : aucun produit polluant, que ce soit dans l'air, dans l'eau ou dans la terre, n'est libéré par la fabrication du béton cellulaire. De plus, il n'y a aucun gaspillage des ressources (matières premières comme l'eau et l'énergie), cela grâce au recyclage qui se fait à chaque phase de la fabrication.
- **Un matériau moderne** : L'industrialisation de la fabrication du béton cellulaire permet de produire un matériau de construction fini aux dimensions précises, aisé à mettre en œuvre.
- Un matériau léger, solide et isolant : ce béton est rempli d'une multitude de bulles d'air emprisonnées dans des cellules qui lui confèrent une légèreté, un pouvoir d'isolation thermique et acoustique, ainsi qu'une solidité permettant la réalisation de constructions d'une grande diversité.
- **Un matériau isotrope** : Quelles que soient l'orientation ou les découpes faites sur le produit, les propriétés physiques et mécaniques du matériau sont conservées. Ainsi l'homogénéité de la structure est parfaite.

Ce matériau, qui est à la fois traditionnel et moderne, est adapté à la majorité des constructions, aussi bien pour l'habitat individuel ou collectif que pour les bâtiments industriels ou tertiaires. Ainsi que l'on classe dans la catégorie des matériaux d'exception de construction dits « Propres », dans la mesure où 100 kg de matière suffisent à produire 1 m² de maçonnerie de 25 cm d'épaisseur conforme aux réglementations en vigueur pour la construction de maisons individuelles. La fabrication de 1 m³ de béton cellulaire ne nécessite que 250 kWh.[6]

I.3 Les différents types de béton cellulaire

Le béton cellulaire peut être divisé en deux types selon le procédé de production :

I.3.1 Le béton cellulaire autoclavé

Le béton cellulaire autoclavé est un produit qui résulte de l'addition d'une quantité prédéterminée de poudre d'aluminium qui, mélangée à de l'eau, crée des bulles d'air dans la matrice cimentaire, avec la pâte de ciment ou au mortier, au moment du son malaxage.

Un traitement thermique dans un autoclave à une température d'environ 180°C et une pression d'environ 10 bars pour une durée comprise entre 10 et 12 heures, sont nécessaires pour le durcissement de ce type de béton.[5]

I.3.2 Le béton cellulaire non autoclavé

Il est produit en injectant une mousse préformée stable ou en ajoutant un agent moussant dans un mélange de base de pâte de ciment ou de mortier.

Contrairement au béton autoclavé, ce béton ne nécessite pas d'étuvage, on le durcit à l'air libre.

Par ailleurs, deux sous familles de béton cellulaire non autoclavé sont distinguées :

- **Le béton de polystyrène expansé** : il est composé essentiellement d'une matrice cimentaire et de billes de polystyrène expansé, sphériques, millimétriques et hydrophobes. Ces billes de caractérisent par une structure alvéolaire remplie principalement d'air (environ 95% d'air), elles forment ainsi, une mousse fermée à l'intérieur de la matrice cimentaire.
- **Le béton mousse** : Dans la confection de ce type de béton on utilise généralement un agent moussant organique.[5]

I.4 Composition

Le béton cellulaire se compose d'un mélange de ciment ou mortier de ciment et d'une mousse de composition spéciale, suffisamment tenace pour que le ciment ait le temps de faire prise, avant que la mousse ne se soit affaissée ; elle joue le rôle de coffrage. Ce mélange de proportions différentes suivant le produit à obtenir est fouetté comme le ferait une cuisinière pour faire sa crème avec son fouetteur dans un appareil de même nom.[7]

Les matières premières telles que : le sable, la chaux, le ciment et l'eau, sont présentes de manière abondante dans la nature, et sont utilisées principalement dans fabrication du béton cellulaire.

Afin de former des silicates de calcium hydratés (tobermorites), la chaux réagit, dans le béton cellulaire, en présence de l'eau avec la silice du sable. Dans ce cas la chaux et le ciment servent de liants.

Une poudre extrêmement fine (environ 50 μm) en très faibles quantités (+/- 0,05%), est l'agent d'expansion qui sert de levain en cours de fabrication pour faire lever la pâte et créer des cellules. Ces dernières se remplissent rapidement d'air.

Pour cette fabrication on peut utiliser, en moyenne, la proportion de matières premières suivante :

- Environ 65 % de sable de quartz siliceux.
- Environ 20 % de ciment.
- Environ 15 % de chaux.
- 0,05 % d'agent d'expansion.
- Environ 1 % de gypse.
- Eau.

Les pourcentages varient légèrement, mais de façon précise, en fonction de la masse volumique souhaitée. Au final, le béton cellulaire est constitué d'environ 80 % d'air et 20 % de matière. En fonction de la composition utilisée, les performances physiques et mécaniques du produit

peuvent être adaptées à l'usage demandé.

Pour les usages courants, la masse volumique se situe entre 350 et 550 kg/m³. [6]

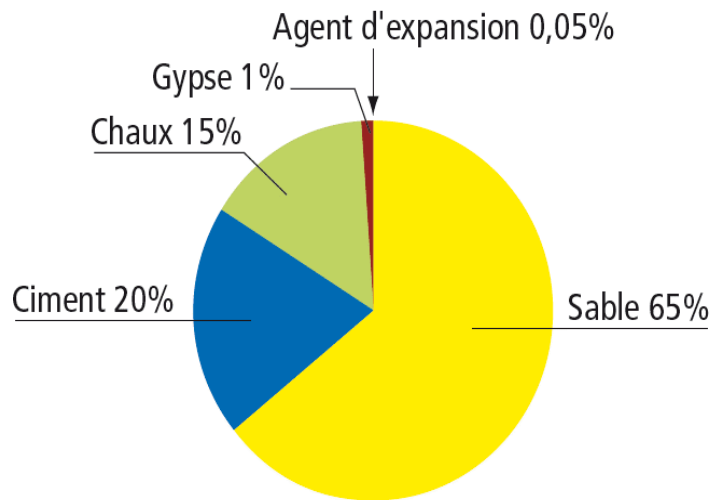
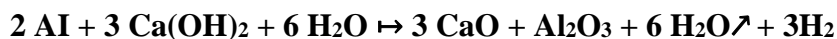


Figure I.2: La composition de béton cellulaire [8]

En milieu alcalin, la poudre d'aluminium par exemple réagit comme suit :



En cours de durcissement de la pâte, l'hydrogène libéré crée les cellules qui à leur tour se remplissent d'air.

La fabrication participe au respect de l'environnement, car elle ne nécessite que peu d'énergie: 300kW/h, ce qui est suffisant pour produire 1m³de béton cellulaire autoclavé, soit dix fois moins que pour réaliser des briques pleines de terre cuite. De plus, lors de ce processus de fabrication aucun gaz toxique n'est dégagé et l'eau n'est guère polluée. [1]

I.5 Fabrication

C'est dans des unités de production hautement industrialisées que les produits en béton cellulaire sont fabriqués. Les garants d'une qualité de produits constante et de haut niveau ne peuvent être que l'emploi de matières premières stables, l'automatisation de la fabrication ainsi que le contrôle permanent, tant interne qu'externe. [1]

Plusieurs étapes résument la fabrication du béton cellulaire, à commencer par le malaxage des matières premières. Mais avant cela, il faut commencer d'abord, par préparer et bien doser le sable, la chaux, le ciment et d'autres composants du béton cellulaire. Par la suite, afin de permettre une bonne coulée du mélange obtenu précédemment, il faut bien préparer les moules.

Puis, la pâte est coulée, et pour permettre la levée (grâce à la poudre d'aluminium), un temps de pause et d'observation sera imposé. Ensuite, les produits seront découpés et profilés.

Partie 1 : Synthèse bibliographique
Chapitre I : Présentation du béton cellulaire

Afin d'avoir un état naturel et pour créer un minéral ayant une structure moléculaire similaire à la tobermorite un passage en autoclave est essentiellement nécessaire. Pour ce faire, la soumission des produits à une pression à 10 bars et à une température de 180° C, pendant 10 à 12 heures, est primordiale. Il ne reste plus qu'à faire, par la suite, une palettisation ainsi qu'un houssage en plastique.[9]

Le béton est fabriqué de deux manières : Tout d'abord, en mélangeant une mousse préformée (tensioactif) ou un mélange d'agents moussants dans la suspension de ciment et d'eau avec le durcissement du béton, les bulles se désintègrent en laissant des vides d'air de tailles similaires. Deuxième désigné comme béton cellulaire autoclavé (AAC), composé d'un mélange de chaux, de sable, de ciment, d'eau et d'un agent d'expansion. La bulle est fabriquée en ajoutant des agents d'expansion (poudre d'aluminium ou peroxyde d'hydrogène) au mélange pendant le processus de mélange. Cela crée une réaction chimique qui génère du gaz, sous forme d'hydrogène ou d'oxygène pour former une structure de bulles de gaz dans le béton à mouler. Chaque moule est rempli à la moitié de sa profondeur avec la suspension. Le processus de gazéification commence et le mélange se dilate pour remplir le moule au-dessus du dessus, comme pour la cuisson d'un gâteau. Après le réglage initial, il est durci à la vapeur à haute pression (180 ° à 210 ° C / 356 ° à 410 ° F) "autoclavé" pendant une durée spécifique pour produire la micro / macro-structure finale.[2]

Les réactions chimiques simplifiées, depuis le mélange des matières premières jusqu'à l'obtention du produit fini, sont les suivantes :

1. $\text{CaO} + \text{H}_2\text{O} \rightarrow \text{Ca(OH)}_2 + 65.2 \text{ kJ/mol}$
2. $3 \text{ Ca(OH)}_2 + 2 \text{ Al} + 6 \text{ H}_2\text{O} \rightarrow \text{Ca}_3(\text{Al(OH)}_6)_2 + 3 \text{ H}_2\uparrow$
3. $6 \text{ SiO}_2 + 5 \text{ Ca(OH)}_2 \rightarrow 5 \text{ CaO} + 6 \text{ SiO}_2 + 5 \text{ H}_2\text{O}$ [1]

Partie 1 : Synthèse bibliographique
Chapitre I : Présentation du béton cellulaire

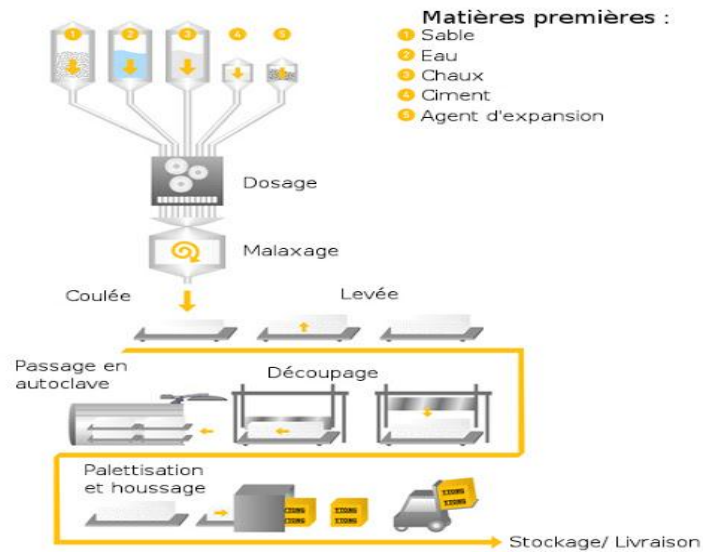


Figure I.3: Le schéma de fabrication du béton cellulaire [10]

I.5.1 Produits en béton cellulaire

- ✓ Pour **les blocs non armés** : murs porteurs, cloisons non porteuses, murs de refend, cloisons coupe-feu et tous les petits travaux d'aménagement ou de réhabilitation voir Figure 3.
- ✓ Pour **les éléments armés**: le bardage, le compartimentage coupe-feu, les toitures, les planchers, les murs en maison individuelle voir Figure 4.[6]

Partie 1 : Synthèse bibliographique
Chapitre I : Présentation du béton cellulaire

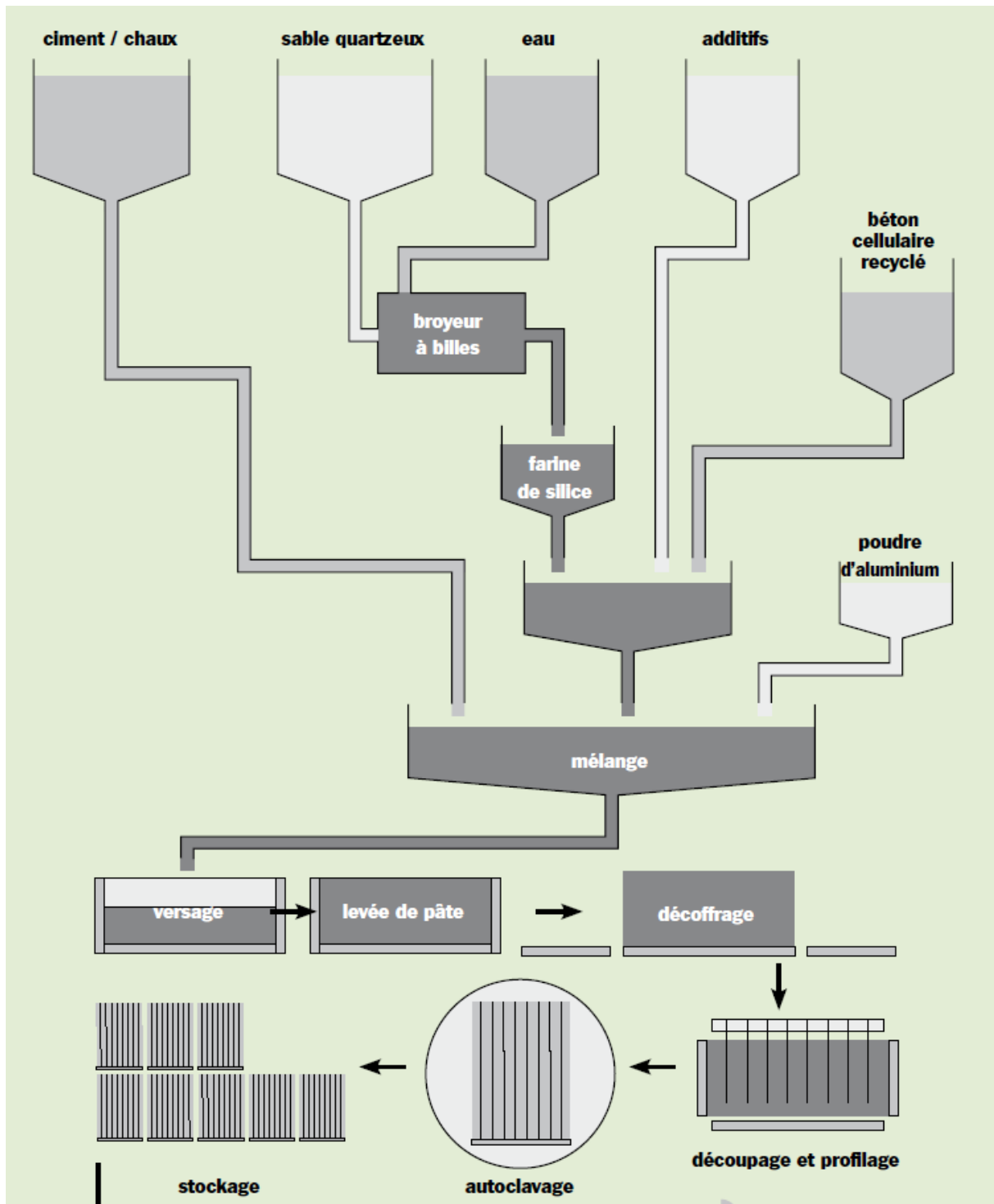


Figure I.4: Le schéma de fabrication des blocs non armés [1]

Partie 1 : Synthèse bibliographique
Chapitre I : Présentation du béton cellaire

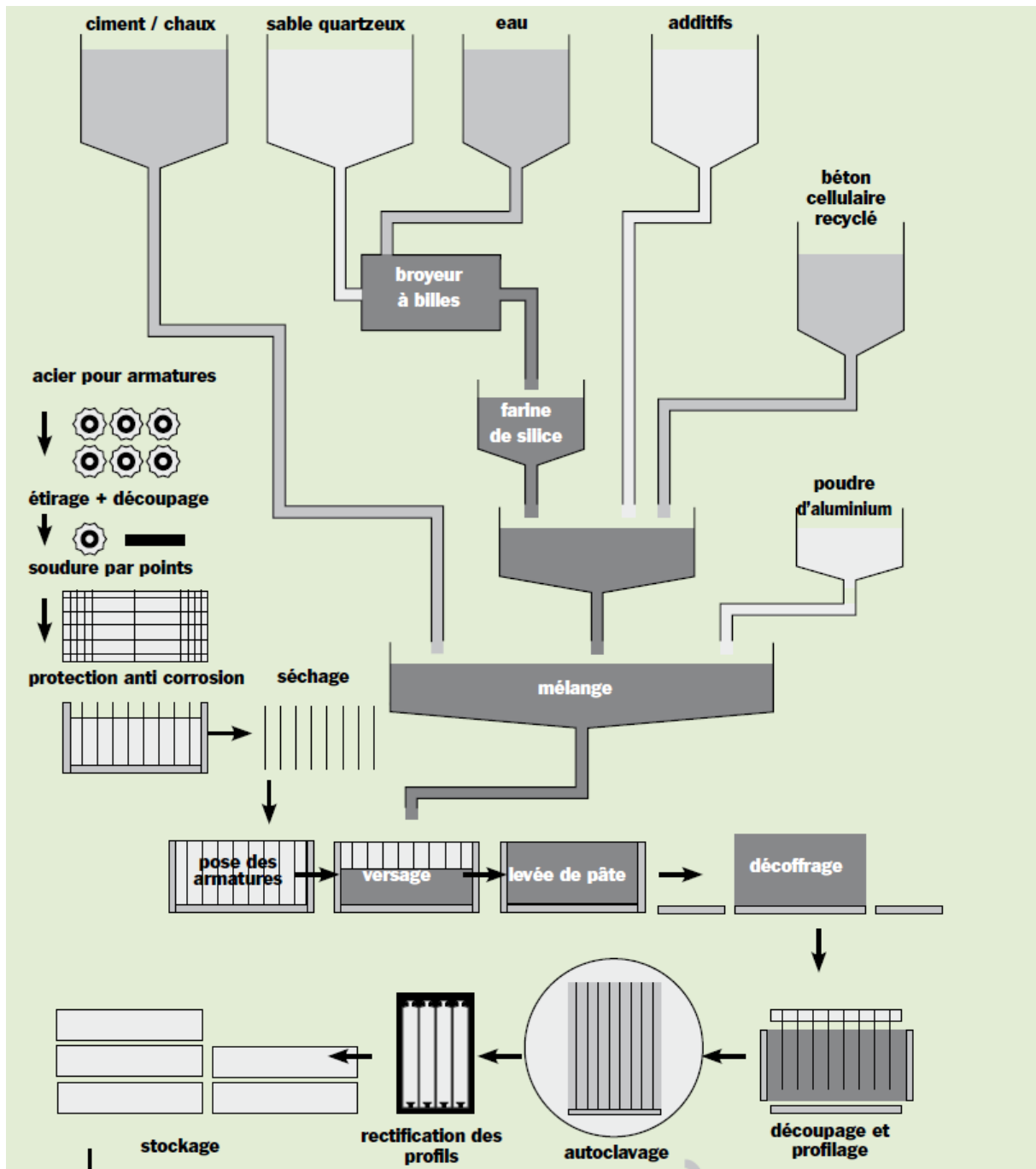


Figure I.5: Le schéma de fabrication des éléments armés [1]

I.6 Principales utilisations

Tous les types de construction tels que : les habitations unifamiliales, les appartements, les bureaux, les garages, les magasins, les écoles, les hôpitaux, les bâtiments industriels ou même le secteur agricole, exigent les produits en béton cellulaire.

Portants ou non portants, les blocs sont utilisés aussi bien en murs intérieurs qu'extérieur.

En bâtiments industriels ou en grandes surfaces commerciales, on utilise principalement les dalles de mur, appelées aussi dalles de bardage.

Quant aux constructions industrielles, grandes ou petites, mais aussi aux habitations groupées ou unifamiliales, aux bureaux ou aux bâtiments d'hébergement, on opte pour les dalles de toiture.

Pour son excellente isolation thermique, le béton cellulaire est généralement utilisé, il est ainsi et particulièrement apprécié car il conserve la fraîcheur des bâtiments en été. Avec des matériaux traditionnels, la mise en œuvre du béton cellulaire devient plus facile et plus rapide. Cela participe à la diminution des coûts de construction.[1]

I.6.1 Projets réalisés avec le béton cellulaire :



Figure I.6: Le tours BORDJ EL ARAB-DUBAI [11]

Partie 1 : Synthèse bibliographique
Chapitre I : Présentation du béton cellulaire



Figure I.7: La nouvelle construction du centre commercial CARREFOUR LES GRANDS PRES-MONS-Belgique [12]



Figure I.8: La nouvelle construction-centre logistique NIKE-meerhout [12]



Figure I.9: La rénovation d'un complexe d'appartements de MEYERIJ-GRAND [12]

Partie 1 : Synthèse bibliographique
Chapitre I : Présentation du béton cellulaire



Figure I.10: La rénovation d'euro block II-bureaux-Bruxelles [12]



Figure I.11: Maison individuelle construite en béton cellulaire

Chapitre II :
Caractéristiques physiques
et mécaniques

Chapitre II : Caractéristiques physiques et mécaniques

II.1 Caractéristiques physiques et mécaniques

II.1.1 Aspect et Structure

La matrice microporeuse solide et macroporeuse est le caractère principal de la structure du béton cellulaire.

En raison de l'expansion de la masse causée par aération. Bien que le système de vides d'air reste identique, mais la différence est là dans la structure de béton cellulaire autoclavé (AAC) et du béton cellulaire non autoclavé (NAAC) en raison de la variation de l'hydratation. Ce qui montre la variation de leurs propriétés.[13]

Les micropores se forment et apparaissent dans les parois qui se trouvent entre eux. Ils sont définis comme des pores avec un diamètre de plus de $60\mu\text{m}$. [3]

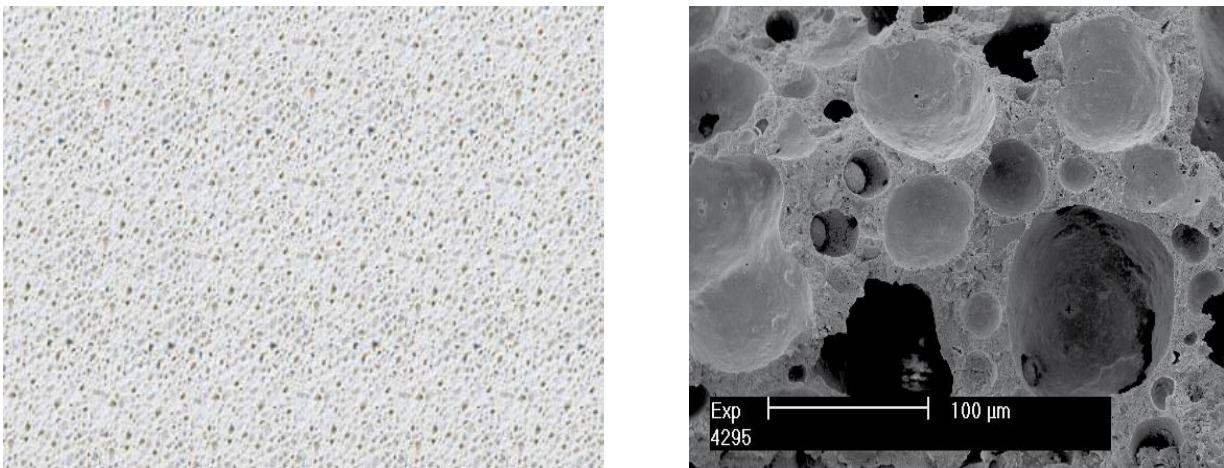


Figure II.12: La structure du béton cellulaire (échelle 1/1) microscopique

On classifie le système poreux du béton cellulaire en fonction de la distribution des tailles des pores : artificielles, intra-particules et intra-liants. Leur distribution dans la matrice a une influence grandiose sur les propriétés de ce béton cellulaire. Ces propriétés telles que : la résistance, la perméabilité, la diffusivité, le retrait et le fluage sont intimement liées à sa porosité et à la distribution de la taille des pores.

Il est donc extrêmement important de caractériser la structure des pores, surtout dans le cas du béton cellulaire où la porosité peut être aussi haute que 80%. Avec la composition et le mode de cure, on peut avoir une grande variante de la porosité et de la distribution des tailles de pores de béton cellulaire.[3]

Chapitre II : Caractéristiques physiques et mécaniques

Lors de l'expansion de la masse, on distingue deux types de cellules : les microcellules (0.5 -2 mm). Elles sont formées lors du dégagement d'hydrogène. Ce n'est que lors de l'expansion de la masse que se forment les microcellules de dimensions capillaire qui se répartissent dans la partie consistante des masses.[1]

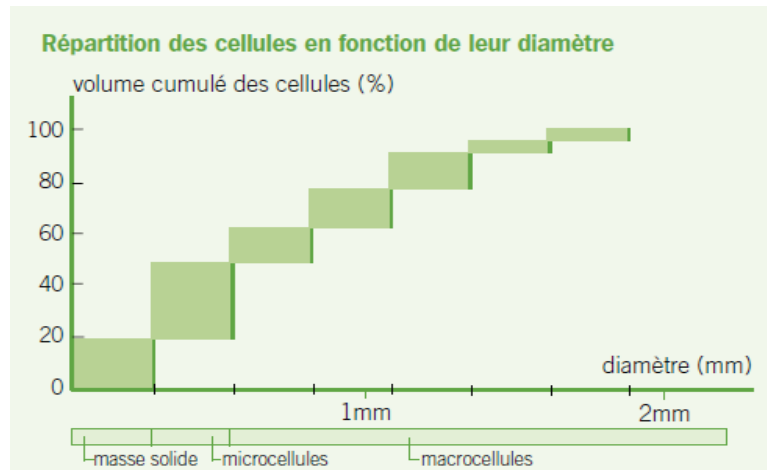


Figure II.13: La répartition des cellules en fonction de leur diamètre [1]

Exemple

Pour un béton cellulaire de 450 kg/m^3 , la répartition en volume des cellules est de : 50 % de macro cellules.

30 % de microcellules capillaires réparties dans la masse solide.

1 m^3 de matières premières permet donc de produire 5 m^3 de matériau de maçonnerie en béton cellulaire.

Cette très grande économie de matières premières est l'un des aspects écologiques du béton cellulaire.[1]

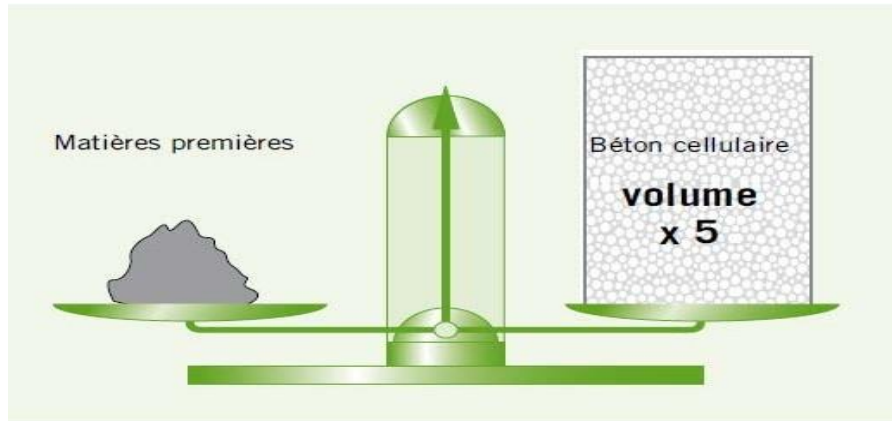


Figure II.14: La correspondance entre le volume de la matière première et le volume du béton cellulaire [1]

II.1.2 La densité

Les propriétés du béton cellulaire léger sont directement ou indirectement liées à sa densité, telles que la résistance du béton cellulaire léger diminue de façon exponentielle avec la réduction de sa densité.[14]

Comme son nom l'indique, le béton cellulaire léger est celui qui a un poids propre et plus léger que le béton conventionnel. Il peut, ainsi, avoir une résistance presque similaire à celle du béton à résistance normale qui a des teneurs inférieures.

On définit le béton léger par une densité inférieure à 2000kg/m^3 , il peut donc sécher à l'air. Par contre, la densité du béton normal est de 2350kg/m^3 . [13]

Les conditions d'humidité, ou le séchage à l'étuve ou à l'air libre, doivent être indiquées tout en spécifiant la densité.

Avec une vaste gamme de densité pour des applications spécifiques, le béton cellulaire peut être fabriqué en variant la composition. Cette dernière influe, à son tour, sur la structure, la taille, et la distribution des pores.

Pour des propriétés structurelles et fonctionnelles optimums, une structure cellulaire stable, de préférence sphérique est nécessaire. Afin d'obtenir, aussi, des produits de densité uniforme, les pores doivent être distribués uniformément dans la masse. D'une façon significative, la densité a donc une influence sur le développement des macros pores dans la matrice. Et en terme conventionnel, la densité de ce béton cellulaire, est liée à sa compacité et à sa porosité.[3]

Les normes belges **NBN B 21-002** ainsi que les normes européennes **EN 771-4** classifient qualitativement le béton cellulaire en catégories en fonction de leur masse volumique sèche

Chapitre II : Caractéristiques physiques et mécaniques

apparente (**classe ρ**) et de leur résistance à la compression (**classe f**) et la résistance caractéristique à la compression (**RC**).

- **Les normes belges :**
PTV 21-002 (blocs)
NBN B 21-004 (éléments armés)
- **Les normes européennes :**
NBN EN 771-4 (blocs)
NBN EN 12602 (éléments armés).[1]

Tableau II.1: La classification du béton cellulaire selon la masse volumique et la résistance à la compression [1]

Classe ρ	Critères	Classe	RC (N/mm²)
P400	$350 \text{ kg/m}^3 \leq \rho < 400 \text{ kg/m}^3$	F2	$\text{RC} \geq 2$
P450	$400 \text{ kg/m}^3 \leq \rho < 450 \text{ kg/m}^3$	F3	$\text{RC} \geq 3$
P550	$500 \text{ kg/m}^3 \leq \rho < 550 \text{ kg/m}^3$	F4	$\text{RC} \geq 4$
P650	$600 \text{ kg/m}^3 \leq \rho < 650 \text{ kg/m}^3$	F5	$\text{RC} \geq 5$

Les différentes catégories sont désignées par la lettre **C** pour les blocs et **CC** pour les éléments armés, suivi d'indication de la classe de résistance à la compression.[1]

Tableau II.2 : Les catégories des blocs [1]

Designation	Classe f (N/mm²)	Classe ρ
C2/400	2	ρ 400
C3/450	3	ρ 450
C4/550	4	ρ 550
C5/650	5	ρ 650

Tableau II.3: La catégories éléments armés [1]

Designation	Classe f (N/mm²)	Classe ρ (kg/m³)
CC3/500	3	$400 \leq \rho < 500$
CC4/600	4	$500 \leq \rho < 600$

II.1.3 Résistance à la compression

La résistance à la compression diminue de façon exponentielle avec une réduction de la densité du béton mousse.[15] , comme en attestent les tableaux extraits des normes belges **NBN 21-002** et **NBN B 21-004** repris au § 4.2.[1]

Les paramètres affectant la résistance du béton mousse sont les rapports ciment-sable et eau-ciment, le régime de durcissement, le type et la distribution granulométrique du sable et le type d'agent moussant utilisé.[15]

En utilisant des éprouvettes cubiques de densités sèche de 400kg/m³, la valeur moyenne des résistances mécaniques a été rapportée égale environ. 2MPa. Et pour une densité sèche de 700kg/m³, la valeur est d'environ 6 MPa.

Selon un autre rapport, la résistance à la compression est de 2 à 4 MPa, si la gamme de densité est de 500 à 700 kg/m³.

La forme stable de la tobermorite est le résultat de l'amélioration que procure l'autoclavage aux résistances mécaniques d'une façon significative, et cela sous des températures et des pressions élevées.[3]

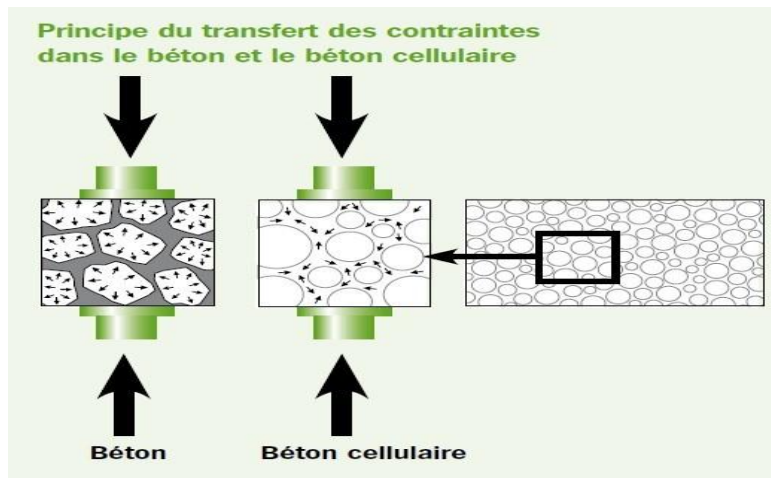


Figure II.15: Le transferts des contraintes dans le béton ordinaire et dans le béton cellulaire [1]

Tableau II.4: La résistance à la compression du béton cellulaire selon la densité [3]

ρ kg/m ³	350	400	450	500	550	600	650	700	750
RC MPa	3	3	3.5	4	4.5	5	5.5	6	6.5

Chapitre II : Caractéristiques physiques et mécaniques

Entre 28 jours et 6 mois, la résistance mécanique du **BCNA** augmente de 30 à 80%. Cependant, si on dépasse cette période, une partie de cette augmentation est attribué au processus de carburation.

Par ailleurs, cette résistance compressive est, respectivement, réduite d'environ 20 à 25%, avec un contenu d'humidité de 5 à 10%.

En utilisant les cendres volantes comme un remplacement partiel/complet des fillers, la résistance de **BCNA** et **BCA** a prouvé que l'utilisation des cendres volantes a abouti à un rapport de résistance et de densité plus élevé.

Ce qui accroît la largeur et la résistance de la paroi des cellules, c'est le fait qu'elles soient plus petites dans un béton cellulaire de forte densité.

On a clairement et essentiellement précisé cette caractéristique, dans le complément de la norme **EN771-4**. [3]

II.1.4 Résistance à la traction par flexion

La performance de tous les bétons est nettement moins en traction qu'en compression.

D'après plusieurs expériences, "un gradient d'humidité dans un échantillon de test peut avoir un grand effet sur le résultat du test de la résistance à la traction.

Pour les conditions de test, la mesure de cette propriété est encore plus sensible que celle de la résistance à la compression.

Les chiffres et les statistiques suivants sont à prendre en considération :

La résistance caractéristique du béton cellulaire à la traction pure représente 12% de la résistance en compression, ($R_t = 0.12 \cdot R_C$)

Par flexion, la résistance caractéristique à la traction est de 22% de celle en compression: ($R_t = 0.22 \cdot R_C$), cela est prouvé par la norme (**NBN EN 12602**), Le tableau 5 montre les valeurs de la résistance à la traction par flexion.[1]

Tableau II.5: Les valeurs caractéristiques de la résistance à la traction par flexion [1]

Classe	Rt (MPa)
F2	0.44
F3	0.66
F4	0.88
F5	1.10
F6	1.32

Chapitre II : Caractéristiques physiques et mécaniques**II.1.5 Résistance au cisaillement**

Les valeurs à prendre en compte pour la résistance au cisaillement du béton cellulaire, sont les suivantes :

Tableau II.6: La résistance au cisaillement [1]

Categories	τ (N/mm ²)
CC3/500	0,07
CC4/600	0,10

II.1.6 Module d'élasticité (Valeur E)

Pour calculer le module d'élasticité "E" du matériau, il existe un certain nombre de formules. C'est le pourcentage d'humidité contenu dans le matériau qui influence sur la valeur quasi-statique de ce module et également sur la résistance à la compression.

Avec une bonne approximation, la valeur du module d'élasticité d'un béton cellulaire autoclavé, est calculée par la formule(1), tout en ayant une masse volumique comprise entre 400 et 700kg/m³ et un taux d'humidité compris entre 3% et 10%.

$$E = k \cdot \rho_{sec} \cdot \sqrt{\sigma_c} \quad (1)$$

« E » est le module d'élasticité tangent, en MPa, « ρ_{sec} » est la masse volumique apparente du matériau, en kg/m³, « σ_c » est la résistance à la compression du matériau, en MPa, et « k » est un coefficient variable entre 1 et 1.5 et dépendant de la masse volumique du matériau et de son humidité.[16]

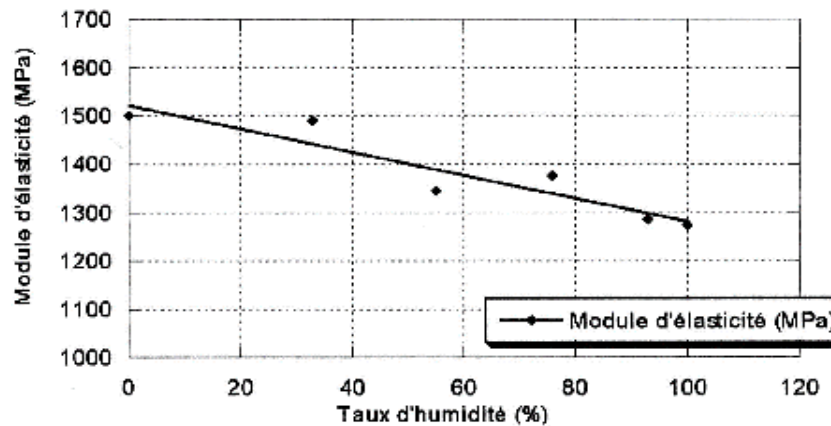


Figure II.16: Le module d'élasticité en fonction du taux d'humidité dans le matériau [16]

II.1.7 .Comportement dans le temps

II.1.7.1. Séchage du béton cellulaire

Le béton de cellulaire possède un retrait au séchage élevé en raison de l'absence d'agrégats, c'est-à-dire jusqu'à 10 fois plus élevé que ceux observés sur du béton de poids normal. L'autoclavage réduirait considérablement le retrait au séchage de 12 à 50% de celui du béton durci à l'humidité en raison d'un changement dans les compositions minéralogiques. Le rétrécissement de béton cellulaire diminue avec la densité qui est attribuée à la faible teneur en pâte affectant le retrait dans les mélanges à faible densité.[15]

À la sortie de l'autoclave, la teneur en humidité du béton cellulaire est d'environ 23% (+/-) en volume. Comme l'indique le graphique, l'essentiel de l'humidité présente a disparu après 3 mois, alors que la construction en est encore au stade du gros œuvre.[1]

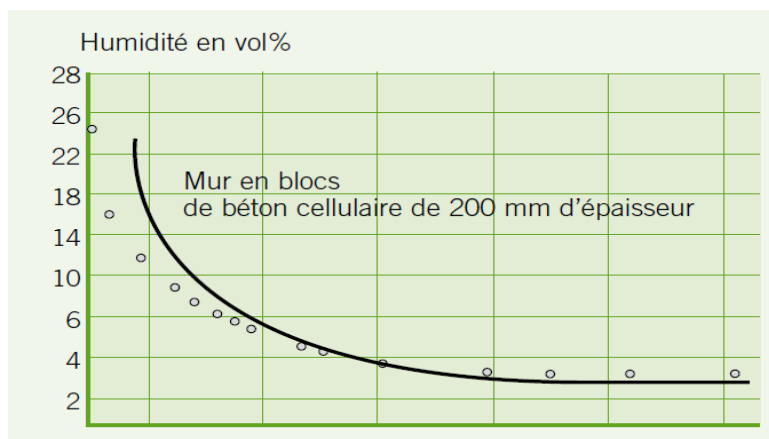


Figure II.17: La courbe de séchage des blocs en béton cellulaire à température ambiante intérieure [1]

Chapitre II : Caractéristiques physiques et mécaniques

Compte tenu des intempéries et de l'eau apportée par la mise en œuvre et les finitions en cours de chantier, dans la pratique, et après 12 à 23 mois d'occupation du bâtiment, le taux d'équilibre de 2.5% en volume de maçonneries en béton cellulaire de masse volumique de 450kg/m³ est atteint, tout en suivant les conditions particulières d'utilisation de la construction. Ce taux d'équilibre peut varier légèrement en fonction de la masse volumique du béton cellulaire, comme l'indique la courbe ci-dessous :[1]

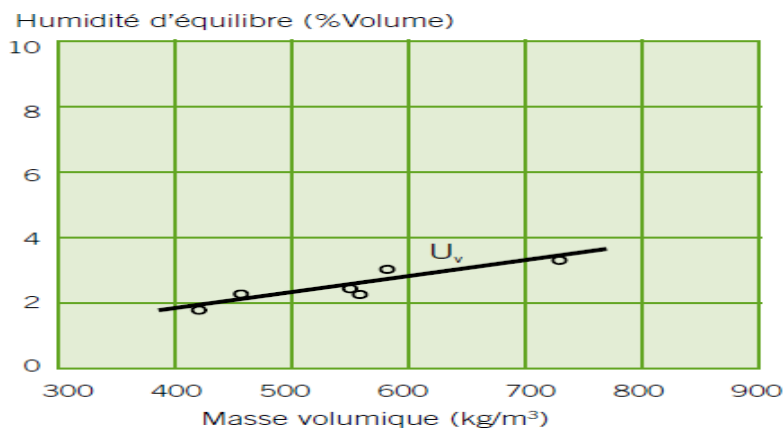


Figure II.18: La teneur en humidité d'équilibre(en volume) en fonction de la masse volumique [1]

L'eau résiduelle dans le béton cellulaire se retrouve sous diverses formes :

- d'eau liée chimiquement (cristaux) ;
- d'eau gélifiée dans les micropores et comme eau libre ;
- dans l'air des capillaires et les macropores.

Pour le béton cellulaire, le retrait dû à ce séchage ne dépasse pas 0,2 mm/m ce qui est nettement inférieur à celui des blocs de béton lourd.[1]

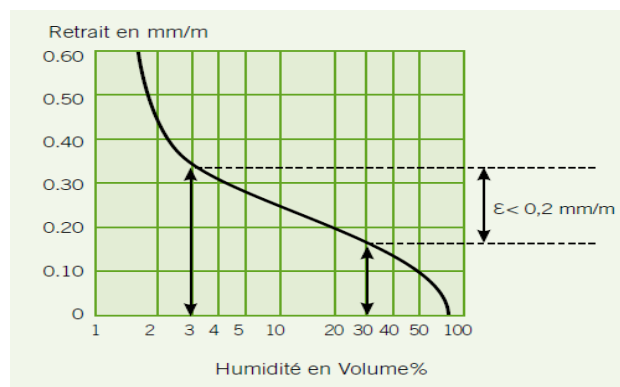


Figure II.19: Le retrait dû au séchage pour le béton cellulaire [1]

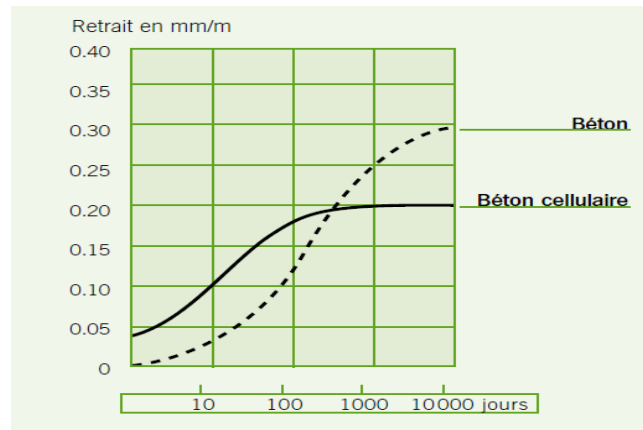


Figure II.20: Le retrait dans le temps [1]

II.1.7.2. Retrait dû au durcissement

C'est en raison de la perte d'eau absorbé du béton que le retrait arrive. A cause de sa haute porosité totale (40-80%) et sa surface spécifique de pores (au tour de $30\text{m}^2/\text{g}$), ce retrait est significatif dans le béton cellulaire.

Avec seulement le ciment comme liant, le retrait du béton cellulaire, est restitué plus important que celui, produit avec la chaux ou le mélange (chaux et ciment), le retrait de ce dernier est le moindre. On constate, d'une part, l'élévation du retrait des spécimens durcis à l'air libre. D'autre part, en milieu humide, ces spécimens ont des valeurs de retrait qui s'étendent de 0,06, à plus de 3% quand ils sont séchés à des températures ordinaires. De plus,

Les valeurs les plus basses du retrait sont associées à la densité la plus haute et aux pourcentages élevés du sable.

À cause du plus grand volume de micropores, on attribue le plus grand retrait au **BCNA**.

Cependant, des changements fondamentaux ont lieu dans la constitution minérale, quand le même produit est autoclave. Cela peut réduire le retrait à 1/4 ou même à 1/5 de celui du produit durci à l'air.

L'intervention de ceci se fait en cours d'autoclavage, lorsque les cristaux de silicate de calcium hydraté (tobermorite), se forment. Ils lui procurent sa résistance caractéristique.

Il est à préciser que tout retrait ultérieur n'est plus à craindre, car à sa sortie de l'autoclave, le processus de durcissement est terminé. Il n'y a donc pas lieu d'en tenir compte lors de la mise en œuvre. [17]

II.1.7.3. Dilatation thermique

Le coefficient de dilatation linéaire d'un matériau est la variation de longueur d'un élément de 1m pour 1K de variation de température. Pour le béton cellulaire, ce coefficient de dilatation est de $8.10^{-6} \text{ mK}^{-1}$. [1]

Tableau II.7: Le coefficient de dilatation [18]

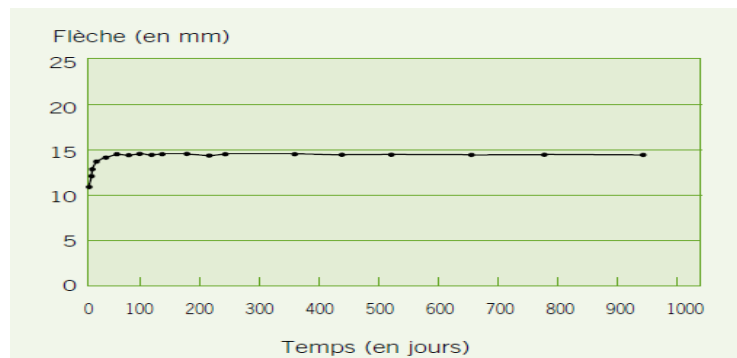
Valeurs indicatives de différents coefficients de dilatation linéaire en (mK^{-1})	
Béton	10.10^{-6}
Blocs silico-calcaire	9.10^{-6}
Thermopierre	8.10^{-6}
Brique	5.10^{-6}
Granit	5.10^{-6}

II.1.7.4. Flèche des éléments armés en béton cellulaire

Une déformation par fluage se poursuit faiblement et lentement dans le temps, en plus de la flèche instantanée enregistrée lors du changement de l'élément.

À mesure que les éléments avancent en âge, cet accroissement de flèche des dalles diminue sous l'effet d'une charge fixe permanente. [1]

La courbe ci-dessous résume cette relation entre l'âge et la flèche :

**Figure II.21:** la courbe des éléments armés en béton cellulaire [1]**II.1.7.5 Diffusion de vapeur**

La différence de pression de vapeur entre les deux côtés d'une paroi poreuse, provoque la diffusion de la vapeur.

Cette différence de pression permet la diffusion de vapeur dans la direction de la chute de pression, elle n'a donc aucune action mécanique.

Chapitre II : Caractéristiques physiques et mécaniques

Cette diffusion dénommée "coefficient de résistance à la diffusion de vapeur" de valeur (μ) se retrouve face opposée à une certaine résistance de la part de tout matériau de construction.

1 est la valeur (μ) de l'air.

Le nombre de fois que la résistance à la diffusion de la vapeur de ce matériau est supérieure à celle d'une couche d'air de la même épaisseur, est indiqué par la valeur d'un matériau.

Concernant le béton cellulaire, la valeur (μ) varie entre 5 et 10, selon sa masse. Néanmoins, celle d'un matériau étanche est infinie(∞).[1]

Tableau II.8: Le facteur de résistance à la diffusion de vapeur [18]

Facteur de résistance à la diffusion de vapeur d'eau (μ)		
Matériau	Sec	Humide
Béton cellulaire	10	6
Terre cuite	16	10
Bois non résineux	200	50
Béton armé	130	80
Béton plein	150	120
Polystyrène expansé	60	60
Asphalte	50000	50000
PVC	50000	50000
Verre	∞	∞
Couv. métallique	∞	∞

II.1.7.6. Résistance aux agents chimiques

La résistance aux agents chimiques du béton cellulaire est similaire à celle du béton lourd.

L'un et l'autre résistent toutefois moins bien aux acides puissants que l'on ne trouve habituellement pas en habitation ou en construction industrielle. Grâce à son alcalinité élevée, le béton cellulaire résiste aux pluies acides. Seuls quelques mm peuvent être légèrement altérés.[1]

II.1.7.7. Absorption d'eau

En contact direct avec l'eau (y compris la pluie), les matériaux absorbent l'eau par capillarité suivant la formule :

$$M(t) = A \cdot \sqrt{tw}$$

M(t) = Eau absorbée par unité de surface (kg/m^2) pour une période '**t**'

A = Coefficient d'absorption d'eau ($\text{kg}/\text{m}^2 \cdot \text{s}^{0.5}$)

Tw = temps de contact avec l'eau (secondes).[1]

Partie 1 : Synthèse bibliographique
Chapitre II : Caractéristiques physiques et mécaniques

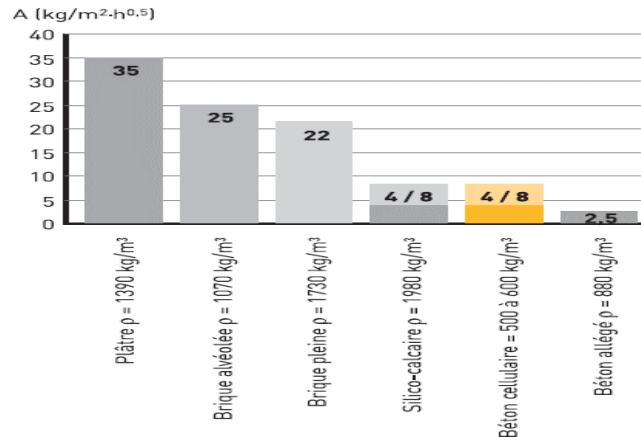


Figure II.22: Le coefficient d'absorption d'eau de différents matériaux [18]

La valeur A du béton cellulaire varie entre $70 \cdot 10^{-3}$ et $130 \cdot 10^{-3}$ kg/ (m².s^{0.5}). Elle est nettement inférieure à celle de la terre cuite ou du plâtre. Dans le cas du béton cellulaire, grâce aux cellules fermées, le transfert de l'eau ne peut se faire que par la matière solide qui constitue les parois de celles-ci et qui ne représente que 20% du volume, ce qui ralentit très sensiblement la progression de l'eau.[1]

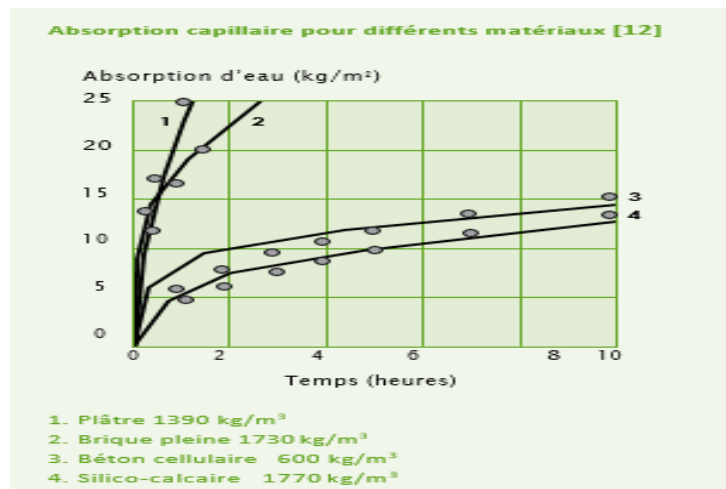


Figure II.23: La courbe de l'absorption capillaire pour différents matériaux [1]

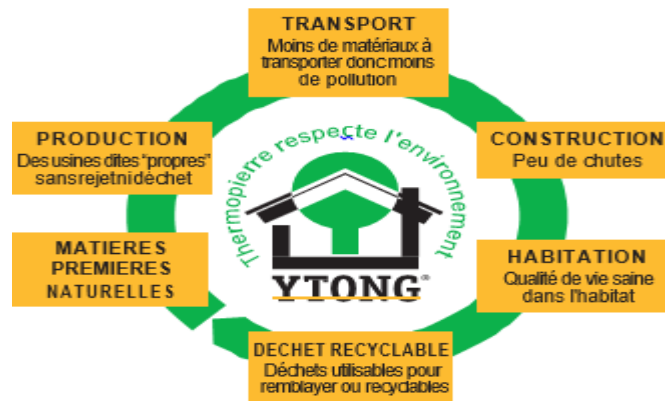
II.1.7.8. Résistance au gel et dégel

Grâce à sa structure cellulaire et à la faible capillarité qui en résulte, le béton cellulaire (mono mur Thermo pierre) ne peut pas être touché par les dégâts causés par les cycles gels et dégels. Des précautions doivent être prises, uniquement pour quelques constructions spéciales. À l'instar de la construction de chambres froides. Au-dessus d'une teneur en humidité critique, les matériaux poreux, en général, ne résistent pas au gel. Cela concerne beaucoup plus le béton lourd que le béton cellulaire. Ce dernier, quand il est du type C4, ne peut atteindre le seuil

Chapitre II : Caractéristiques physiques et mécaniques

d'humidité qu'aux taux de 45% du volume.

Cependant, dans un chantier, ce taux ne peut jamais être atteint.



Il ne se stabilise que peu après l'occupation de la construction, et cela entre 2 et 4 % d'humidité en volume. Pourtant, ce e taux peut atteindre 10%, dans le cas où les murs extérieurs en béton cellulaire ne seraient pas protégés ou traités. Il est donc indispensable que la couche de protection soit perméable à la vapeur d'eau, à condition que le traitement des surfaces extérieures soit souhaitable afin d'éviter une absorption d'eau en surface, cela diminue ainsi le pouvoir isolant thermique du béton cellulaire.

La couche de protection se condense à la partie la plus extérieur du mur, si elle est imperméable à la vapeur d'eau. Dans ce cas elle peut être saturée et peut dépasser le taux d'humidité critique. Ainsi, provoquer, comme conséquences, des dégâts dus au gel. Ce principe est valable pour la plupart des matériaux. Un revêtement doit répondre aux critères de "künzel", pour qu'il soit perméable à la vapeur d'eau, à savoir :

Coefficient d'absorption d'eau :

$$A \leq 0.5 \text{ kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{h}^{0.5})$$

Résistance à la diffusion de vapeur d'eau :

$$Sd \leq 2\text{m}$$

Où, $Sd = \mu \cdot d$, soit le coefficient de résistance à la diffusion de la vapeur d'eau multiplié par l'épaisseur.

Le produit de ces deux paramètres est soumis à l'exigence suivante :

$$A \cdot Sd \leq 0.2 \text{ kg}/(\text{m} \cdot \text{h}^{0.5}).[1]$$

II.1.8. Environnement et qualité de vie

Le béton cellulaire a décerné le label « Produit vert ». Il participe, à plus d'un titre, au respect de la nature et de l'environnement.[19]

Figure II.24: Le cycle de vie d'un béton cellulaire [18]

II.1.8.1. Sauvegarde des ressources naturelles

Le béton cellulaire (mon mur Thermo pierre) se compose de plusieurs matières premières, dont le sable, la chaux, le ciment, l'eau et une très faible quantité d'environ 0.05% de la poudre d'aluminium. On les retrouve en abondance dans la nature.

Le béton cellulaire n'en abuse pas puisque il est neutre et 100% recyclable.

Pour produire 1m³ de produit fini, 500g à peine sont suffisants, soit environ 1/3 de ce qui est nécessaire dans la fabrication de d'autres matériaux de grosses œuvres.[18]

II.1.8.2. Besoins en énergie

Pour produire 1m³ de béton cellulaire, 200 kWh suffisent et cela grâce au procédé d'autoclavage utilisé au cours de la fabrication.

Il est à préciser que, près de 90% de la vapeur d'eau produite pour l'autoclavage est réinjectée dans le circuit.

Le transport de tout ce qui concerne les matières premières est plus réduit que celui des livraisons sur le chantier, grâce à la légèreté du matériau.[1]

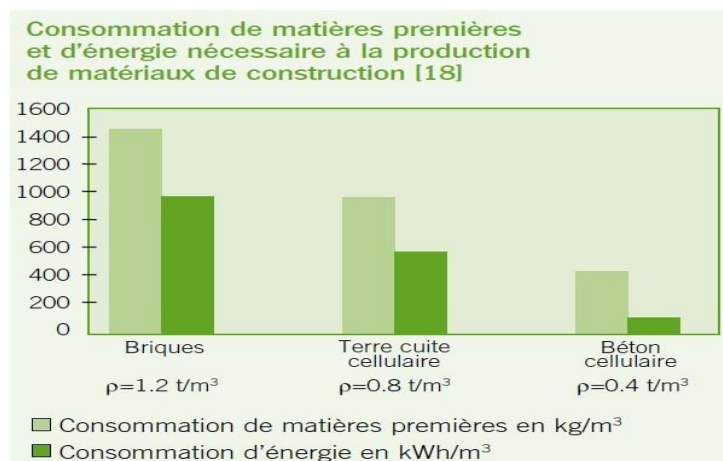


Figure II.25: La consommation de matières premières et d'énergie nécessaire à la production

II.1.8.3. Recyclage

Le béton cellulaire ne peut pas être amené dans une décharge de **classe III** car il contient des sulfates susceptibles d'aboutir dans la nappe phréatique par percolation. Cette percolation peut néanmoins être limitée si les sulfates sont liés.

Le béton cellulaire intact collecté sur chantier peut être réutilisé et retiré en toute sécurité et servir de matière première pour fabriquer de nouveau du béton cellulaire. Des entreprises de recyclage se chargent alors de le réduire en granulats ou en poudre.

Ces produits recyclés remplacent ensuite le sable et le granulats dans les mélanges pour chapes et sont utilisés pour les chapes isolantes ou comme matériau de remplissage isolant.[18]

Le béton cellulaire peut incorporer du laitier granulé de haut fourneau ou des cendres volantes dans la conception du mélange de coulis ou de coulis sans nuire aux performances du béton cellulaire.[2]



Figure II.26: Le cercle du recyclage du béton cellulaire [20]

II.1.8.4. Respect de l'environnement

La fabrication du béton cellulaire ne dégage aucun gaz toxique, ni élément radioactif et n'entraîne aucune pollution de l'eau.[19]

II.1.8.5. Qualité de vie

Le béton cellulaire assure, par ses qualités d'isolation et d'inertie thermique, non seulement des économies d'énergie et le respect de l'environnement, mais contribue aussi à un confort particulier de l'habitat, tant en été qu'en hiver.

Les murs construits uniformément en béton cellulaire évitent la condensation et les moisissures, car ils ne représentent pas de ponts thermiques. De plus, ils respirent bien et contribuent à la qualité de l'air ambiant des locaux, cela grâce à leur valeur (μ) de résistance à la diffusion de vapeur d'eau très favorable.[1]

II.2. Caractéristiques thermiques

Emprisonnant dans sa masse le meilleur isolant qui soit, l'air, le béton cellulaire est un matériau dit "à isolation répartie" : il offre une protection thermique parfaitement conforme aux exigences de la loi et ce, sans l'ajout d'aucun matériau d'isolation complémentaire. C'est le fameux 2 en 1 : porteur et isolant, c'est la garantie d'un bilan énergétique toujours performant.[18]

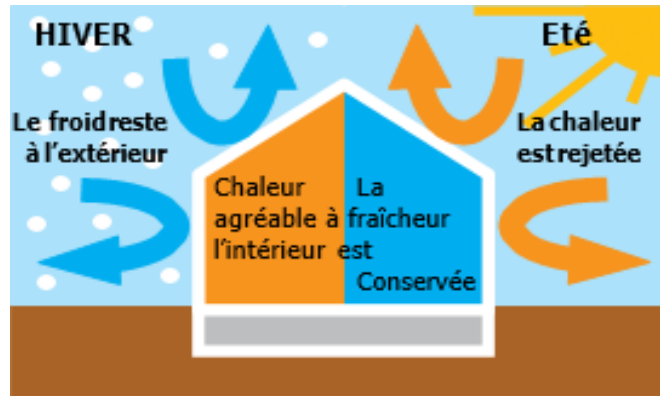


Figure II.27: La protection thermique d'une maison en béton cellulaire [20]

II.2.1. Coefficient de conductivité thermique λ

La quantité de chaleur, transmise par heure, à travers un matériau de 1m^2 de superficie et de 1m d'épaisseur, est exprimée par le coefficient de conductivité thermique (λ).

Cela lorsque 1 degré Kelvin (symbole **K**) est la différence de température entre les deux faces opposées.[20]

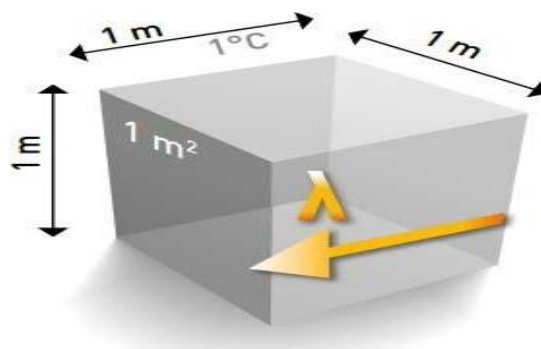


Figure II.28: Le coefficient de la conductivité thermique [21]

La nature, la microstructure cellulaire et la teneur en humidité du matériau définissent la valeur (λ). Plus, cette dernière, est petite, plus sa capacité d'isolement est grande

Une étude a confirmé que la conductivité thermique du béton cellulaire est située dans une

Chapitre II : Caractéristiques physiques et mécaniques

gamme de 1100 jusqu'à 1600 kg/m³. Elle a aussi prouvé que cette conductivité augmente avec une densité plus élevée. La plus faible a une densité de 1100 kg/m³. [13]

De plus, une usine, appelée Cellumat, a développé une nouvelle génération de béton cellulaire. Elle offre, dans sa gamme thermique, des blocs isolants avec une valeur (λ) de 0.09 w/mK. [22]

II.2.2. Coefficient de conductibilité thermique λ pour murs en blocs de béton cellulaire

En Belgique, il est recommandé de suivre l'approche européenne (CEN) et d'utiliser les valeurs de conductibilité thermique conformément aux normes européennes :

EN 1745 (2002) :

Maçonnerie et produits de maçonnerie – Détermination des valeurs thermiques de calcul

EN 12524 (2000) :

Matériaux et produits pour le bâtiment – Propriétés hygrothermiques – Valeurs utiles tabulées

EN ISO 10456 (2000) :

Isolation thermique – Matériaux et produits du bâtiment – Détermination des valeurs thermiques déclarées et utiles

EN ISO 6946 (2003) :

Composants et parois de bâtiments – Résistance thermique et coefficient de transmission thermique – Méthode de calcul.

II.2.2.1. Valeurs de base des blocs de béton cellulaire

Les valeurs de base à prendre en considération sont les valeurs de la norme **EN 1745 (2002)** selon le tableau suivant :

Tableau II.9: Les valeurs de base [1]

La masse volumique (kg/m³)	$\lambda_{10,dry}$ (W/mk)
400	0.110
500	0.130
600	0.160

Sachant que :

$\lambda_{10,dry}$: base sur la fractale 90% au niveau de confiance 90%.

II.2.2.2. Valeurs utiles des murs en béton cellulaire collés (Design values)

Les valeurs utiles λ_{U_i} et λ_{U_e} pour le calcul de la conductibilité thermique sont déterminées d'après les formules et les coefficients indiqués dans les normes **EN 1745**, **EN 12524** et **EN ISO 10456**.

$$\lambda_{U_i} = \lambda_d \cdot e^{fu \cdot (u_2 - u_1)}$$

Chapitre II : Caractéristiques physiques et mécaniques

Avec :

λ_{ui} : est utilisé pour les matériaux qui sont protégés contre la pénétration de la pluie, comme par ex. les murs intérieurs, la paroi intérieure d'un mur creux extérieur, les murs extérieurs protégés par un crépi, un bardage ou un autre revêtement étanche.

λ_d = valeur de base des blocs de béton cellulaire d'après **EN 1745** – tableau précédent $\lambda_{10, dry}$ $u_1 = 0$

$u_2 = 0,026$ kg/kg

$f_u = 4$ kg/kg

$$\lambda_{Ue} = \lambda_d \cdot e^{f_u \cdot (u_2 - u_1)}$$

Avec :

λ_{ue} : est utilisé pour les matériaux qui peuvent être mouillés par la pluie ou autres sources d'humidité.

λ_d = valeur de base des blocs de béton cellulaire d'après **EN 1745** – tableau précédent $\lambda_{10, dry}$ $u_1 = 0$

$u_2 = 0,150$ kg/kg

$f_u = 4$ kg/kg.[1]

Tableau II.10: Les valeurs utiles des murs en béton cellulaire collés [1]

Masse volumique (valeur de calcul) (kg/m ³)	λ valeurs utiles
	λ_{Ui} (W/mK)
300	0,09
400	0,120
500	0,140
600	0,180

II.2.2.3. Valeurs utiles des dalles de bardage en béton cellulaire (Design values)

Tableau II.11: Les valeurs utiles des dalles de bardage en béton cellulaire [1]

Masse volumique (kg/m ³)	λ valeurs utiles	
	λ_{Ui} (W/mK)	λ_{Ue} (W/mK)
300	0,09	

Chapitre II : Caractéristiques physiques et mécaniques

400	0,120	
500	0,140	
600	0,180	0,29

II.2.2.4. Valeurs utiles des dalles de toiture en béton cellulaire (Design values)**Tableau II.12:** Les valeurs utiles des dalles de toiture en béton cellulaire [1]

Masse volumique (kg/m³)	λ_{ui} (W/mK)
400	0,120
500	0,140
600	0,180

II.2.3. Valeurs de résistance thermique R

La résistance thermique notée «**R**» est la capacité d'un matériau de résister au passage de la chaleur (flux thermique ϕ), de l'extérieur vers l'intérieur, en fonction d'une différence de température (ΔT).

La capacité d'isolation d'une couche de matériau est mesurée par la résistance thermique. Cette dernière s'élève à chaque fois que la couche est plus isolante.

La valeur de la déperdition thermique de l'outil, appelée aussi coefficient de transmission thermique de la paroi, est donnée par cet outil lui-même, en plus du calcul de la résistance thermique de la paroi. Elle devient plus isolante quand le coefficient est plus faible.

La valeur de «**R** » est donnée par la formule :

$$R = \frac{e}{\lambda}$$

Avec :

R : La résistance thermique (m². Kelvin/Watt).

e : L'épaisseur en (m).

λ : Le coefficient de conductivité thermique des matériaux (béton).[23]

II.2.4. Résistance thermique totale RT d'une paroi




La résistance thermique totale «**RT** » d'une paroi est la somme des résistances «**R** » des matériaux qui la composent, à laquelle s'ajoutent les résistances des surface intérieures «**Ri** », extérieures «**Re** » et de lame d'air «**Ra** » éventuelle.

Chapitre II : Caractéristiques physiques et mécaniques

Elle s'exprime en ($m^2 K/W$).

Les valeurs « **R_{si}**, **R_{se}** et **R_a** » peuvent varier en fonction de la direction du flux de chaleur, comme l'indiquent les tableaux ci-dessous (**EN ISO 6946**).

Tableau II.13: Les valeurs de "R_{si}" et "R_{se}" [22]

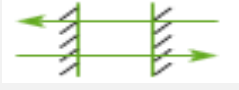
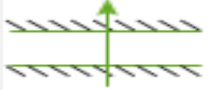

Résistance superficielles en $m^2.Kelvin/watt$		Paroi en contact avec l'extérieur			Paroi en contact avec un autre local		
		R _{si}	R _{se}	R _{si} +R _{se}	R _{si}	R _{se}	R _{si} +R _{se}
Paroi verticale		0.13	0.04	0.17	0.13	0.13	0.26
Paroi horizontale avec flux ascendant		0.10	0.04	0.14	0.10	0.10	0.20
Paroi horizontale avec flux descendant		0.17	0.04	0.21	0.17	0.17	0.34

La valeur « **R_a** » d'une couche d'air non ventilée est, suivant la norme (**EN ISO 6946**).

• **EN ISO 6946 (2003)** :

- Composants et parois de bâtiments.
- Résistance thermique et coefficient de transmission thermique.
- Méthode de calcul.[1]

Tableau II.14: La résistance thermique "R_a" des lames d'air confinées dans des plafonds, parois et plancher [1]

EN ISO 6946 : Résistance thermique de couches d'air non ventilées R _a (m^2K/W)			
Epaisseur de la couche d'air	Inclinaison des couches d'air et direction du flux de chaleur		
	Couches d'air verticales	Couches d'air horizontales	Couches d'air horizontales
			
Les deux plans avec $e \geq 0,82$ (émissivité)			
5 mm	0,11	0,11	0,11
10 mm	0,15	0,15	0,15
25 mm	0,18	0,16	0,19
50 mm	0,18	0,16	0,21

Note : Les valeurs intermédiaires peuvent être obtenues par interpolation linéaire.

II.2.5. Coefficient de transmission thermique U des parois

La quantité de chaleur traversant une paroi est caractérisée de l'intérieur vers l'extérieur, par le coefficient de transfert thermique noté « U » ou anciennement « k ». Cela en régime permanent par plusieurs unités telles que : celle de temps, de surface et de différence de température entre les ambiances situées de part et d'autre de cette paroi.

Il s'exprime en (W/m² k) :

$$U = \frac{1}{R}$$

Avec :

U : le coefficient de transmission thermique en Watt/m².Kelvin.

e : l'épaisseur du matériau en (m).

λ : le coefficient de conductivité des matériaux (béton).

R : la résistance thermique.[20]

- Le transfert thermique des parois «en série» consiste à calculer le «U» global (le coefficient de transfert thermique) pour l'ensemble des matériaux mis en multicouche.

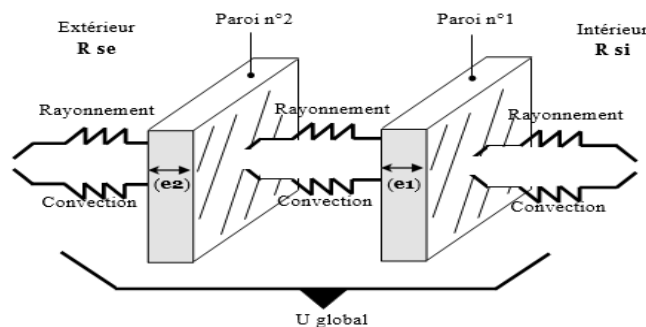


Figure II.29: Le coefficient de transmission thermique "U_{global}" « en série » [23]

$$U_{\text{global}} = \frac{1}{R_{\text{si}} + \sum \frac{e}{\lambda} + R_{\text{se}}}$$

Partie 1 : Synthèse bibliographique
Chapitre II : Caractéristiques physiques et mécaniques

$$U_{\text{global}} = \frac{1}{R_{\text{si}} + \frac{e_1}{\lambda_1} + \frac{e_2}{\lambda_2} + R_{\text{se}}}$$

Avec :

U_{global} : Le coefficient de transmission thermique en Watt / m². Kelvin.

e : L'épaisseur du matériau en (m).

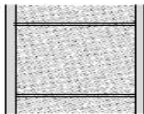
λ : Le coefficient de conductivité des matériaux (béton).

R_{si} : La résistance superficielle intérieure m². Kelvin / Watt (Voir tableaux).

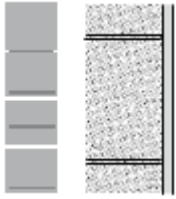
R_{se} : La résistance superficielle extérieure m². Kelvin / Watt (Voir tableaux).

Σ : La somme.[23]

Tableau II.15: Les valeurs "U" de parois en béton cellulaire [1]

Description du mur	Béton cellulaire			Coefficient U du mur (W/m ² K)
	Epaisseur (mm)	Masse vol. (kg/m ³)	λ_{Ui} (W/mK)	
Mur massif en blocs de béton cellulaire collé + crépi extérieur de 12 mm et enduit intérieur de 10 mm 	240	400	0,120	0,45
		500	0,140	0,52
		600	0,180	0,65
	300	400	0,120	0,37
		500	0,140	0,43
		600	0,180	0,54

Partie 1 : Synthèse bibliographique
Chapitre II : Caractéristiques physiques et mécaniques

<p>Mur double en blocs collés de béton cellulaire + parement en briques de 90 et enduit intérieur de 10 mm</p> 	200	400	0,120	0,49	
		500	0,140	0,56	
		600	0,180	0,68	
	240	400	0,120	0,42	
		500	0,140	0,48	
		600	0,180	0,59	
	300	400	0,120	0,35	
		500	0,140	0,40	
		600	0,180	0,49	
	<p>Les valeurs de λ_{Ui} sont celles mentionnées dans la norme belge. Certains fabricants de blocs de béton cellulaire produisent de meilleures valeurs (declared value). Prendre contact avec le fabricant à cet effet.</p>				

- Le transfert thermique des parois «en parallèle» consiste à calculer le «U» global (le coefficient de transfert thermique) pour l'ensemble des matériaux mis sur le même plan tel qu'une fenêtre avec son montant.

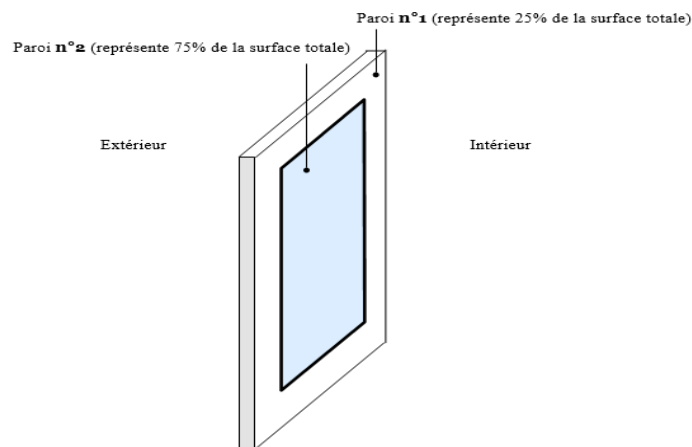


Figure II.30: Le coefficient de transmission thermique " U_{global} " « en parallèle » [23]

$$U_{global} = (0.25 \cdot U_{p1}) + (0.75 \cdot U_{p2})$$

Avec :

U_{global} : Le coefficient de transmission thermique total de la paroi en Watt / m². Kelvin.

U_{p1} : Le coefficient de transmission thermique de la paroi 1, en Watt / m². Kelvin Voir tableau.

U_{p2} : Le coefficient de transmission thermique de la paroi 2, en Watt / m². Kelvin Voir tableau.

0,25 : Représente 25% de la surface totale (peut varier en fonction des parois).

0,75 : Représente 75% de la surface totale (peut varier en fonction des parois).[23]

II.2.6.Température de surface

Le confort thermique d'une habitation est une "sensation de bien-être" que procure essentiellement la température de confort « t_c ». Elle est définie comme la moyenne entre la température ambiante « t_a » et la température moyenne de surface intérieure des parois du local « t_{pm} » :

$$t_c = \frac{t_a + t_{pm}}{2}$$

Avec :

T_{pm} = température moyenne de surface intérieure de parois (°C).

T_c = température de confort (°C).

T_a = température de l'air (°C).

La zone de confort se situe entre $t_c=19^\circ\text{C}$ et $t_c=21^\circ\text{C}$. Dans un local donné, on remarque sur le diagramme ci-après que pour une température de paroi de 15°C , la sensation de bien-être ($t_a = 20^\circ\text{C}$) n'est atteinte que pour une température de l'air de 25°C .[20]

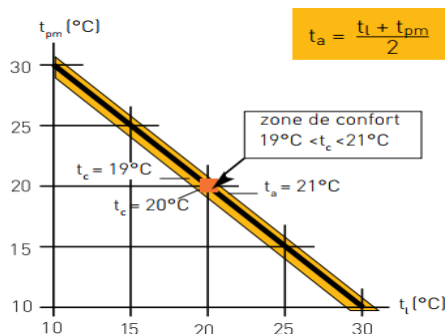


Figure II.31: Le Diagramme du confort thermique [1]

Sachant qu'une augmentation de la température de chauffe de 5°C correspond environ à une augmentation de 40% de la consommation d'énergie, on voit donc tout l'intérêt d'avoir une température de paroi élevée. Grâce à sa structure isolante, procure une température de paroi élevée, ce qui permet de réduire au maximum les coûts de chauffage, tout en jouissant d'un confort optimal.[20]

II.2.7.Inertie thermique

II.2.7.1.Généralités

D'autres paramètres en plus de l'isolation thermique, vont influencer le Confort thermique général. Ils se résument en : la capacité thermique, le temps de refroidissement, la température de surface, l'amortissement thermique et enfin le déphasage.

Chapitre II : Caractéristiques physiques et mécaniques

Ces différents paramètres, comme nous allons le voir ci-après, sont combinés, de façon optimale, par le béton cellulaire, il offre ainsi un excellent confort de vie.[1]

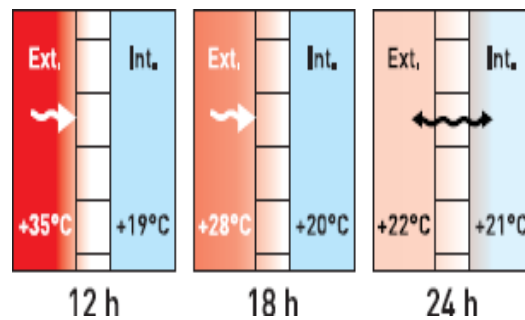


Figure II.32: L'inertie thermique d'un mur en thermo pierre assure la fraîcheur à l'intérieur [8]

II.2.7.2.Capacité thermique

Tout matériau de construction absorbe une certaine quantité de chaleur quand la température environnante s'élève. Cette quantité de chaleur qu'un matériau absorbe par m² et par degré d'augmentation de température est appelée capacité thermique :

$$Q_s = c \cdot \rho \cdot e$$

Avec :

Q_s = la capacité thermique.

c = la chaleur spécifique en (J/kg.K).

ρ = la masse volumique sèche en (kg/m³).

e = l'épaisseur en (m).[1]

Le tableau ci-dessous compare la capacité thermique de différents matériaux pour une épaisseur identique de 300 (mm).

Tableau II.16: La capacité thermique de différents matériaux pour une épaisseur identique de 300(mm) [1]

Matériau	c (J/kg K)	ρ (kg/m ³)	e (m)	Q_s (J/m ² k)	λU_i (W/mK)	A (h)
Béton cellulaire	1000	400	0,3	120000	0,120	83
Béton cellulaire	1000	500	0,3	150000	0,140	89
Béton cellulaire	1000	600	0,3	180000	0,180	83
Brique	1000	1800	0,3	540000	0,730	62
Béton	1000	2000	0,3	600000	2,100	24
Polystyrène expansé	1450	20	0,3	87000	0,040	2

II.2.7.3. Temps de refroidissement

Le refroidissement d'un mur dépend du rapport entre sa capacité thermique Q_s et son coefficient d'isolation.

Ainsi, on a :

$$A = \frac{Q_s \cdot e}{\lambda \cdot 3600}$$

Avec :

A : Le temps de refroidissement est exprimé en heures (h)

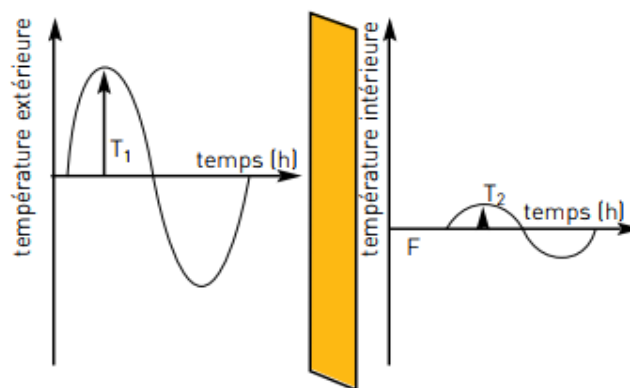
Le mur prend plus du temps à refroidir, à chaque fois que le facteur « A » grandisse. Ce n'est que plus tard, et à l'intérieur que les fluctuations externes se feront ressentir.

En suivant les informations du premier tableau, on déduit qu'à une épaisseur égale, le coefficient « A » est plus important pour le béton cellulaire, que pour les autres matériaux usuels de construction, parce que, pour obtenir un bon coefficient « A », le béton cellulaire combine deux éléments essentiels, dont une masse négligeable ainsi qu'une bonne valeur d'isolation thermique.[1]

II.2.7.4. Amortissement thermique et déphasage

C'est à des heures chaudes et à des températures externes, relativement importantes, dues aux radiations solaires, que sont soumis les bâtiments, durant les mois d'été. Ainsi, des hausses de température intérieure peuvent être le résultat des hausses extérieures. Ce qui sera désagréable pour les occupants du bâtiment.

La diminution, à l'intérieur d'une construction peut se faire, grâce à un bon amortissement thermique du mur, ainsi qu'un déphasage important. La hausse de température extérieure sera à son tour influencée.[1]



Partie 1 : Synthèse bibliographique
Chapitre II : Caractéristiques physiques et mécaniques

Figure II.33: Le diagramme du confort thermique [20]

Le déphasage « **F** » est le décalage en heures entre les maxima de température extérieure et intérieure.

L'amortissement « **μ** » est le rapport entre l'amplitude maximale de température extérieure et l'amplitude maximale de température intérieure :

$$\mu = \frac{T_1}{T_2}$$

Le déphasage et l'amortissement peuvent être calculés selon la méthode de « Hauser/Gertis », en faisant appel aux transformées de Fourier.[1]

On obtient ainsi les résultats repris au tableau ci-dessus- sous :

Tableau II.17: Les résultats de l'amortissement thermique et déphasage [1]

Matériau	ρ (kg/m ³)	λ (W/mK)	e (m)	Amortissement μ	Déphasage F (h)
Maçonnerie de béton cellulaire	400	0,120	0,24	9,09	11,4
Dalles de bardages et de toiture en béton cellulaire	600	0,16	0,24	7,14	9,7
Matériau isolant pur	500	0,14	0,20	8,06	8,7
	20	0,04	0,10	1,43	2,1
	20	0,04	0,15	1,49	3,1
Béton	2400	2,1	0,20	1,61	4,0
	2400	2,1	0,25	2,27	6,0
Bois	600	0,13	0,10	2,50	6,0

De ce tableau, il ressort que :

- 1) Pour le béton cellulaire, l'amortissement est important. Au plus grand est l'amortissement, au plus basse est la température intérieure. Ainsi, par forte chaleur, la température intérieure sera plus faible avec le béton cellulaire qu'avec beaucoup

Chapitre II : Caractéristiques physiques et mécaniques

d'autres matériaux.

- 2) Le déphasage est également plus important avec le béton cellulaire. L'avantage d'un déphasage important est qu'un maximum de température extérieure aux heures du midi ne se fera ressentir qu'en fin de journée. Ainsi il suffira d'une simple ventilation en soirée pour rafraîchir l'atmosphère.
- 3) Les matériaux isolants purs présentent un déphasage et un amortissement faibles. Si le soleil frappe à midi sur une toiture composée d'éléments non massifs, et d'isolant pur,
- 4) la température intérieure deviendra vite insupportable sans air conditionné. C'est ce qu'on appelle l'effet caravane (bonne isolation thermique, mais inertie thermique nulle).[1]

II.3 Acoustique

II.3.1. Généralités

Pour l'isolation acoustique des éléments de construction, on doit opérer une distinction entre les bruits aériens et ceux de l'impact.

Les mesures nécessaires contre ces bruits doivent être prises afin d'assurer un bon confort acoustique aux habitants d'un bâtiment.

En acoustique architecturale, on distingue différents types de bruits :

- Les bruits aériens extérieurs au bâtiment.
- Les bruits aériens intérieurs provenant de la vie et de l'activité dans les différents locaux du bâtiment.
- Les bruits d'équipement générés par les installations et les appareils propres au bâtiment.
- Les bruits d'impact, de choc, de chute ou de déplacement des personnes dans le bâtiment.
- Les phénomènes de résonance.



Figure II.34: les Types du bruit [8]

D'un espace à un autres, la résistance contre la propagation des sons est appelée l'isolation. Cette dernière, s'exprime en décibel.

D'autres problèmes acoustiques comme la résonance, font surface, en plus de ceux de l'isolation. Quant aux ondes sonores qui heurtent une paroi et la traversent également en partie, elles sont partiellement réfléchies et absorbées.[20]

II.3.2.L'absorption acoustique

Les ondes de sons heurtant une paroi sont partiellement réfléchies, absorbées et la traversent également en partie. Au niveau de l'absorption, l'énergie des ondes de sons est transformée en chaleur.

Le coefficient d'absorption α d'un mur est :

$$\alpha = \frac{\text{énergie sonor transmise + absorbée}}{\text{énergie sonor incidente}}$$

Ce coefficient d'absorption est un nombre entre 0 et 1 sans unité.

$\alpha = 1$ signifie que tous les bruits sont absorbés ou transmis.

$\alpha = 0$ signifie que tous les bruits sont réfléchis

L'importance du coefficient α (facteur d'absorption acoustique d'après Sabine) est fonction de la fréquence du bruit d'incidence et des conditions de surface de l'élément.

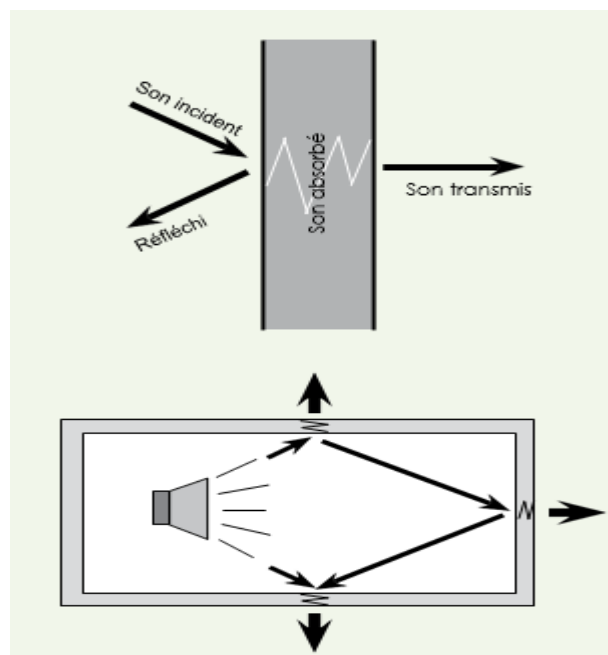


Figure II.35: Schéma du bruit incident [1]

Chapitre II : Caractéristiques physiques et mécaniques**Tableau II.18:** Le coefficient d'absorption " α " des différents matériaux [1]

Matériau	Fréquence (Hz)					
	125	250	500	1000	2000	4000
Béton lisse	0,01	0,01	0,01	0,02	0,03	0,03
Plâtre ciment	0,03	0,03	0,04	0,04	0,05	0,06
Dalles et blocs en béton cellulaire	0,09	0,09	0,12	0,18	0,19	0,18
Tôle d'acier	0,01	0,01	0,02	0,02	0,03	0,03

On aura plus l'effet de résonance dans un espace, quand le bruit d'incidence sera plus réfléchi et moins absorbé. À l'intérieur d'un espace, la résonance d'un bruit peut être évitée grâce à l'absorption sonore d'un élément de construction. La valeur du coefficient sera de 1, si toute l'énergie sonore est parfaitement absorbée. Ce n'est qu'après la norme **NBN EN 130-354(2003)**, que cette absorption pourra être déterminée. Le taux de cette dernière peut être calculé grâce à la formule de Sabine, et cela en mesurant le temps de résonance « **T** ».

La capacité d'absorption sonore du béton cellulaire est 5 à 10 fois supérieure à celle des matériaux lisses insonorisant, car il se présente, en surface, sous une structure alvéolée.[20]

II.3.3.Bruits aériens

C'est en mesurant la compréhension acoustique dans les espaces d'émission et de réception, que l'isolation des bruits aériens peut être déterminée.

Lorsque le mesurage se fait dans un laboratoire, l'index de l'amortissement acoustique « **R** » pour les bruits aériens est défini par la norme « **NBN S01-005** ».

Cette valeur est normalisée et elle tient compte, à la fois, de la surface de la paroi de séparation et des caractéristiques d'absorption des espaces d'émission et de réception.

La norme « **NBN S 01-006** » parle d'une isolation acoustique brute normalisée pour les bruits aériens, quand le mesurage se fait "il situ".[20]

Les différentes épaisseurs, en mur massif, donnent l'indice d'amortissement acoustique « **R** » suivant :

Tableau II.19: L'indice d'amortissement acoustique du murs [1]

Epaisseur s	Joints	Finition	Densités	Norme	Valeurs ISO 717-1
10 cm	Colles	Enduit des 2 cotes	C4/550	NBN S 01-005	38 dB

15cm	Colles	Enduit des 2 cotes	C4/550	NBN S 01-005	44 dB
20 cm	Colles	Enduit des 2 cotes	C3/450	NBN S 01-005	49 dB

II.3.4.L'isolation acoustique dans les bâtiments

Les portes, les fenêtres, les colonnes en béton, les canalisations, sont les différents éléments qui composent une paroi. Avec une telle composition et pour apprécier un mur, il faut tenir compte d'une différence fondamentale entre l'isolation thermique et acoustique.

L'isolation des bruits aériens, dépend des qualités isolantes de ses différents composants, à l'instar de l'isolation thermique. Dans cette dernière, c'est la moyenne des éléments, pondérée en fonction de leur protection dans la superficie totale, qui détermine le niveau d'isolation d'un élément de construction. Cela ne peut être le cas de l'isolation acoustique.

Dès la conception des plans, il convient toujours de prendre en considération le confort acoustique dans une habitation afin de bien l'obtenir. On doit veiller, en particulier, à bien disposer, d'abord, les pièces à faible niveau sonore telles que : les chambres à coucher, les chambres des enfants et le living, ensuite, les espaces à haut niveau sonore comme : la cuisine, la cage d'escalier et les sanitaires.

Il est à préciser que l'agencement des pièces, dans les maisons mitoyennes et les appartements, doit encore tenir compte des murs et des planchers mitoyens.

Pour les réaliser, il est vivement conseillé d'opter pour le mur double. Ces deux murs doivent être séparés par une couche souple, tel que l'air.[20]

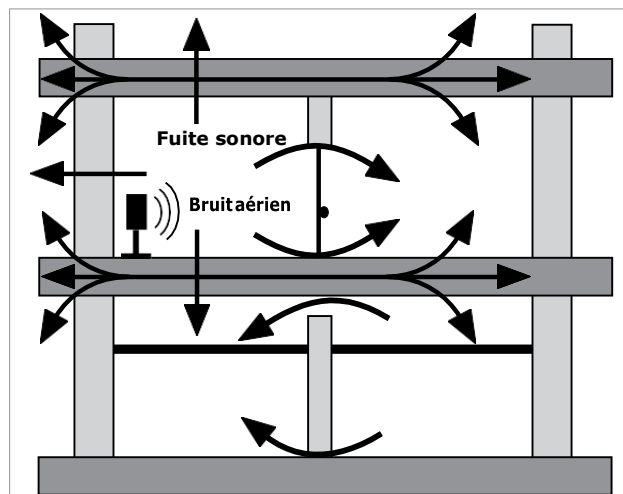



Figure II.36: la distribution des sonore du bruit aérien [20]

Chapitre II : Caractéristiques physiques et mécaniques**II.3.5. Acoustique de la construction en béton cellulaire****II.3.5.1. Murs extérieurs massifs en blocs de béton cellulaire**

Les blocs de béton cellulaire avec crépi (12 mm) et enduit cote intérieur (10 mm).


Tableau II.20: Les valeurs d'isolation "R" de mur extérieur [1]

	Valeur d'isolation R (dB)			
	Classe de densité (kg/dm ³)	Épaisseur des blocs de béton cellulaire (mm)		
		240	300	365
	0,400	-	47	50
	0,450	49	50	50
	0,550	52	50	-
	0,650	52	-	-
Les chiffres indiqués sont les valeurs suivant la norme ISO 717-1.				

II.3.5.2. Murs intérieurs en blocs de béton cellulaire

Les blocs de béton cellulaire + enduit (10 mm) sur les deux faces.

Tableau II.21: Les valeurs d'isolation "R" de mur intérieur [1]

	Valeur d'isolation R (dB)				
	Classe de densité (kg/dm ³)	Épaisseur des blocs de béton cellulaire (mm)			
		100	150	200	240
	0,450	-	40	45	49
	0,550	40	44	48	52
	0,650	-	-	51	52
Les chiffres indiqués sont les valeurs suivant la norme ISO 717-1.					

II.3.5.3. Doubles murs de séparation entre habitations de rangée / habitations doubles / appartements

Par rapport à un mur massif de même poids, un mur double présente un avantage acoustique d'environ 12 dB (décibels).

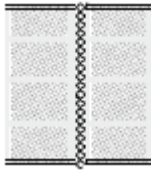
Plus large est la lame d'air, meilleure est l'isolation acoustique. L'amélioration atteint :

Partie 1 : Synthèse bibliographique
Chapitre II : Caractéristiques physiques et mécaniques

Tableau II.22: L'amélioration de l'isolation en fonction de la largeur de la lame d'air [1]

Largeur de la lame d'air (mm)	Amélioration de l'isolation (dB)
30	0
40	2,5
50	4,4
60	6,0


Tableau II.23: Les valeurs d'isolation des doubles murs de séparation [1]

	Épaisseur (mm)	Valeur d'isolation R
		(dB)
Structure du mur		
Enduit intérieur	10	
Blocs de béton cellulaire C4/550	175	
Lame d'air avec des plaques de laine minérale de 40mm	50	68

Chapitre II : Caractéristiques physiques et mécaniques

Blocs de béton cellulaire C4/550	175	
Enduit intérieur	10	
Enduit intérieur	8	
Blocs de béton cellulaire C4/550	200	57
Lame d'air	20	
Blocs de béton cellulaire C4/550	200	
Enduit intérieur	8	
Les chiffres indiqués sont les valeurs suivant la norme ISO 717-1.		

II.3.5.4. Murs intérieurs en blocs de béton cellulaire avec élément rapporté sur 1 ou 2 faces**Tableau II.24:** Les valeurs d'isolation murs intérieurs [1]

		
	Épaisseur (mm)	Valeur d'isolation R (dB)
Structure du mur		
Enduit intérieur	10	
Blocs de béton cellulaire C4/550	150	53
Laine de verre	40	
Plaque de plâtre	10	
Plaque de plâtre	10	
Laine de verre	40	
Blocs de béton cellulaire C4/550	150	58
Laine de verre	40	

Chapitre II : Caractéristiques physiques et mécaniques

Plaque de plâtre	10	
Plaque de plâtre	10	
Laine de verre	60	
Blocs de béton cellulaire C4/550	150	63
Laine de verre	60	
Plaque de plâtre	10	
Les chiffres indiqués sont les valeurs suivant la norme ISO 717-1.		

II.3.5.5. Murs extérieurs en dalles de béton cellulaire

Dans les bâtiments industriels (mais aussi les disco- thèques), l'incidence des nuisances sonores à l'extérieur doit être limitée, en tenant compte de la zone dans laquelle se trouve ledit bâtiment (milieu rural, zone résidentielle, zoning industriel...). A l'intérieur même du bâtiment, le niveau sonore doit également être maintenu à un niveau acceptable (< 85 dB(A)).

Le niveau sonore intérieur dans un atelier est naturellement fonction des sources sonores (machines), mais aussi de la capacité d'absorption des murs et plafonds. Plus la capacité d'absorption est élevée, plus le niveau sonore est faible.

Le niveau sonore à l'intérieur de l'atelier se compose du niveau sonore direct L_{dir} et du niveau sonore diffus L_{diff} .

Le niveau sonore direct change en fonction de la distance par rapport à la source du bruit comme dans un espace libre.

La réverbération sur les murs et le plafond donne naissance à un champ sonore présentant une valeur plus ou moins constante partout dans l'atelier, quelle que soit la distance par rapport à la source du bruit. C'est ce que l'on appelle le niveau sonore diffus L_{diff} .

L'importance de ce niveau sonore diffus est fonction de la capacité d'absorption des surfaces du plafond et des parois ainsi que de la géométrie du hall. Voilà pourquoi il est déconseillé d'utiliser des matériaux lisses non absorbants (tôles d'acier) dans des ateliers ayant un niveau sonore élevé. Pour les grands halls dotés d'une toiture et de murs en dalles de béton cellulaire, on peut approximativement affirmer que le niveau sonore diminue de 2,5 dB chaque fois qu'on double la distance par rapport à la source sonore (machine).

Des études ont fait apparaître qu'un mur muni d'une paroi décorative extérieure supplémentaire (ex. glasal, eternit, plaques de façade...) peut améliorer l'amortissement acoustique de l'extérieur vers l'intérieur jusqu'à plus de 14 dB. La valeur exacte dépend du type de paroi supplémentaire.[1]

II.3.5.6. Dalles de toiture en béton cellulaire

Pour les habitations, l'utilisation de dalles de toiture en béton cellulaire est principalement conseillée dans des zones à forte nuisance sonore, à proximité des aéroports par exemple.

Pour les bâtiments industriels, les dalles de toiture s'avèrent particulièrement intéressantes en raison de leur capacité d'absorption, permettant de limiter la réverbération et donc le niveau sonore diffus à l'intérieur du hall.

Au cas où ces dalles seraient lestées de 50 mm de gravier ($= 90 \text{ kg/m}^2$), ces valeurs peuvent être majorées de 6 à 8 dB.[1]

- Toiture en dalles de béton cellulaire avec couverture

Tableau II.25: La toiture en dalle de béton cellulaire avec couverture [1]

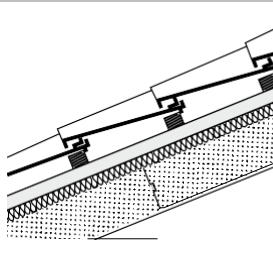
	Épaisseur (mm)	Valeur d'isolation R (dB)
Structure de la toiture		
Tuiles ou ardoises	-	
Plaques d'isolation	50	
Dalles de toiture en béton cellulaire	200	56
Enduit intérieur	10	

Tableau II.26: La toiture en dalle de béton cellulaire avec couverture [1]

Chapitre II : Caractéristiques physiques et mécaniques

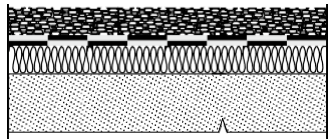
		
	Épaisseur (mm)	Valeur d'isolation R (dB)
Structure de la toiture		
Couche de gravier	50	
2 couches de matériau d'étanchéité pour toiture	-	
Plaque isolante	50	52
Dalles de toiture en béton cellulaire	200	

Tableau II.27: La toiture en dalle de béton cellulaire avec couverture[1]

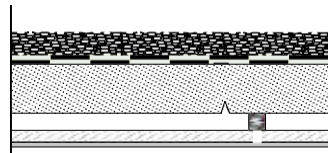
		
	Épaisseur (mm)	Valeur d'isolation R (dB)
Structure de la toiture		
Couche de gravier	50	
2 couches de matériau d'étanchéité pour toiture	-	
Dalles de toiture en béton cellulaire	200	55
Lattage - 2x30 mm	60	
Plaques de plâtre	10	

Tableau II.28: La toiture en dalle de béton cellulaire avec couverture [1]

Chapitre II : Caractéristiques physiques et mécaniques


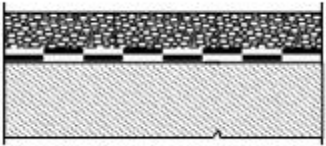
	Épaisseur (mm)	Valeur d'isolation R (dB)
	Structure de la toiture	
2 couches de matériau d'étanchéité pour toiture	-	
Dalles de toiture en béton cellulaire	200	44

Tableau II.29: La toiture en dalle de béton cellulaire avec couverture [1]

	Épaisseur (mm)	Valeur d'isolation R (dB)
	Structure de la toiture	
Couche de gravier	50	
2 couches de matériau d'étanchéité pour toiture	-	
Dalles de toiture en béton cellulaire	200	51

II.4.Résistance au feu du béton cellulaire**II.4.1.Une résistance au feu Exceptionnelle**

Le béton cellulaire est un matériau minéral, incombustible, dont le point de fusion se situe à environ 1200°C.

Le béton cellulaire est classé A1 (anciennement M0). Grâce à l'alliance de sa nature minérale

Chapitre II : Caractéristiques physiques et mécaniques

et de sa forte résistance thermique, il est particulièrement bien adapté à toutes les applications coupe-feu. Il est

Classé matériau dur par l'APSAD (Assemblée Plénière des Sociétés d'Assurances Dommages).[18]



Figure II.37: La résistance au feu du béton cellulaire [18]

Tableau II.30: Le Classement et procès-verbaux de classement au feu [18]

Désignation	Ep (cm)	N° PV	Classement
Cloisons en carreaux	7	RS 00-096 93.35128 CSTB	Coupe-Feu 1h30
Cloisons en carreaux	10	RS 00-097 91.32311 CSTB	Coupe-Feu 3h
Murs en blocs	15	RS 01-104 86.23870 CSTB	Coupe-Feu 6h
Murs en blocs	20	RS 01-105	Coupe-Feu 6h
Dalle de toiture et de plancher	Selon enrobage	86.23468 CSTB	Coupe-Feu 1h à 4h

II.4.2 Détermination de la résistance au feu

Pour déterminer la résistance au feu, on tient compte des trois critères suivants :

- **Stabilité (R)**

Le temps pendant lequel le matériau assume sa fonction portante (stabilité, déformations, ...).

- **Étanchéité aux flammes (E)**

Le matériau doit rester étanche aux flammes, aux fumées et aux gaz chauds qui pourraient propager l'incendie aux locaux adjacents.

Chapitre II : Caractéristiques physiques et mécaniques

- **Isolation thermique (I)**

Doit être suffisante pour protéger les matériaux et les revêtements qui se trouvent de l'autre côté de la paroi contre la combustion spontanée due à l'augmentation de la température de surface doit être inférieure à 140°C, et 180°C localement.[20]

II.4.3 Une assurance contre le feu du béton cellulaire

Le béton cellulaire est régulièrement utilisé pour les ouvrages nécessitant des précautions particulières en cas d'incendie (entrepôt de matières inflammable, compartimentage,...), tout cela grâce à sa résistance exceptionnelle au feu. Les assurances en tiennent compte, pour ces types de bâtiments construits en béton cellulaire, en baissant leurs tarifs.[20]

II.4.4 Résistance au feu des parois en béton cellulaire**II.4.4.1. Murs en blocs collés**

La résistance au feu minimale des murs non enduits en blocs de béton cellulaire est spécifiée dans la norme « **NBN B 21-002** ».

Des essais officiels réalisés sur des blocs de béton cellulaire placés au mortier colle donnent les valeurs suivantes :

Tableau II.31: Les valeurs des murs en blocs collés [1]

Épaisseur	Résistance au feu	Remarque
100 mm	EI 180	Mur non porteur
200 mm	REI 240	Mur porteur
240 mm	REI 360	Mur porteur

II.4.4.2. Murs en dalles armées**Tableau II.32:** Les valeurs des murs en dalles armées [1]

Épaisseur	Résistance au feu
150 mm	EI 360
200 mm	EI 360

➤ **Remarque**

C'est à une structure portante que ces dalles sont fixées. Tant que la stabilité de la structure portante n'est pas mise en défaut, il va de soi que ces valeurs de résistance au feu sont valables. Même pour de faibles épaisseurs, il est à constater que, d'abord, ces valeurs de résistance au feu sont excellentes et qu'ensuite, les plus hautes d'entre elles « EI360 » sont déjà atteintes avec un

Chapitre II : Caractéristiques physiques et mécaniques

mur de 150 mm d'épaisseur.

C'est pour cette raison qu' on opte souvent pour le béton cellulaire, dans la plupart des installations destinées à tester les propriétés de résistance au feu des autres matériaux.[1]

II.4.4.3.Dalles de toiture et de plancher

C'est selon la portée, la surcharge, ainsi que l'enrobage de l'armature inférieure que fonctionne la résistance au feu des dalles de toiture et de plancher. C'est quand l'armature atteint la température critique de 550 C°, qu'une dalle armée perd sa résistance. La référence principale, dans ce cas, est la norme "DIN4102". Cette dernière donne, pour les dalles en béton cellulaire, une résistance au feu, en fonction de l'enrobage de l'armature principale.[1]

Tableau II.33: La résistance au feu des dalles de toiture et de plancher [1]

Résistance au feu	REI 30	REI 60	REI 120	REI 180
Enrobage "u" minimum (mm)	12	20	40	55

II.4.5.Comportement du béton cellulaire en cas d'incendie

La réaction nulle et la très bonne résistance au feu sont les deux qualités essentielles combinées par le béton cellulaire, auquel elles confèrent un excellent comportement au feu.[1]

II.4.5.1.Réaction au feu

L'élément qu'un matériau de construction apporte au maintien de la combustion et à son développement, est sa réaction au feu.

Il est à préciser que le béton cellulaire est ininflammable et n'apporte aucune contribution à la combustion. Il n'émet, donc, aucune fumée en cas d'incendie et il ne contribue, en aucun, cas à la propagation du feu.[1]

II.4.5.2.Résistance au feu

La résistance au feu des éléments de construction est la durée pendant laquelle les éléments de la construction continuent à remplir le rôle qui leur est dévolu, malgré l'action d'un incendie. Dans ce cas la paroi doit rester stable, doit être étanche aux flammes et isolante thermiquement.[1]

Chapitre II : Caractéristiques physiques et mécaniques

Chapitre III
Caractéristiques des produits en béton
Cellulaire

Chapitre III : Caractéristiques des produits en béton cellulaire**Chapitre III : Caractéristiques des produits en béton cellulaire****III.1. Caractéristiques des produits****III.1.1 Eléments non armés****III.1.1.1 les blocs**

C'est dans la catégorie des bétons très et extra légers que la norme « **PTV21-002** », a classé les blocs en béton cellulaire. Elle est aussi intitulée "Matériaux de maçonnerie" ou bien "Précipitons relatives aux matériaux de maçonnerie en béton cellulaire". D'abord, leur utilisation est aussi bien en murs intérieurs qu'extérieurs, portants ou non portants. On les utilise, ensuite, dans tous les types de constructions, parmi eux on retrouve : les habitations unifamiliales, les appartements, les bureaux, les garages, les magasins, les hôpitaux, les bâtiments agricoles et industriels ou les murs coupe-feu, etc. Au moyen d'un mortier-colle, posé à joints minces on réalise, enfin, leur pose.[6]

**Figure III.38:** Blocs de béton cellulaire[8]❖ **Fiche technique des blocs [1]****Tableau II.34 :** Dimensions des blocs

Caractéristiques	Valeurs	Commentaire
Longueurs en (mm)	600	De 1, 4 à 6,6 blocs par m ² , seulement.
Hauteurs en (mm)	250	
Epaisseurs en (mm)	50-70-100-150-175-200-240-300-365	Pour certaines particularités spécifiques aux fabricants, voir leur documentation
Tolérances sur dimension	2mm max	
La plupart des blocs sont livré avec tenon et mortaise		

Chapitre III : Caractéristiques des produits en béton cellulaire**Tableau III.35:** Classification suivant la norme « PTV 21-002 »

Type	Classe	Critères masse volumique	Critères de la résistance à la compression	Commentaire
C2/400	ρ 0.4	$350\text{kg/m}^3 \leq \rho < 400\text{kg/m}^3$	$F_{bm} \geq 2 \text{ N/mm}^2$	Tous les produits en béton cellulaire vendus en Belgique répondent à l'une de ces classes et aux critères qui y correspondent
C3/450	P 0.5	$400 \text{ kg/m}^3 \leq \rho < 450\text{kg/m}^3$	$F_{bm} \geq 3 \text{ N/mm}^2$	
C4/550	P 0.6	$500\text{kg/m}^3 \leq \rho < 550\text{kg/m}^3$	$F_{bm} \geq 4 \text{ N/mm}^2$	
C5/650	P 0.7	$600\text{kg/m}^3 \leq \rho < 650\text{kg/m}^3$	$F_{bm} \geq 5 \text{ N/mm}^2$	

Tableau III.36: Mise en œuvre

Type de mortier	Directives	Commentaires
Mortier colle	<ul style="list-style-type: none"> Préparation : 1 sac de mortier colle de 25 kg 5 à 7 l d'eau Joints de 2 à 3 mm 	1 sac de mortier colle de 25 kg. suffit à réaliser 1,5 m ³ de maçonnerie (utiliser uniquement le mortier colle fourni par le fabricant des blocs)
Mortier ciment	Nécessite l'ajout d'un rétenteur d'eau. Est utilisé pour la pose de la première rangée de blocs. Dans des cas particuliers il est possible de réaliser l'entièreté de la maçonnerie en mortier ciment à joints épais (± 10 mm)	Cette mise en œuvre est nettement moins performante au niveau de : <ul style="list-style-type: none"> La rapidité de mise en œuvre La résistance à la compression l'isolation thermique l'apport d'humidité

Tableau 37 : Valeurs thermiques des maçonneries de blocs colle

Type de paroi	Béton cellulaire épaisseur en (mm)	Masse volumique	Valeurs U* (W/m ² K)	Commentaires
Mur massif avec crépi et enduit intérieur	240	400	0.45	Les murs massifs sont thermiquement et économiquement plus performants
	300		0.37	
Mur double avec parement brique de 90 mm et enduit intérieur	200		0.49	Dans le cas où la paroi intérieure des murs extérieurs est maçonnée à joints épais (± 10 mm) la valeur U est de 20% moins performante
	240		0.42	
	300		0.35	

Chapitre III : Caractéristiques des produits en béton cellulaire

III.1.1.2.Linteaux

La poutre qui sert à franchir une ouverture de porte, de fenêtre ou de cheminée est appelée un linteau. Il en existe des porteurs et des non porteurs. Les premiers (les porteurs) ont une grande résistance au poids de la section murale située au-dessus de l'ouverture.

Afin de reprendre le poids d'un éventuel planché, ces linteaux, sont les plus utilisés tout en les surplombant.

Par contre, les seconds (non porteurs), n'ont pas vraiment de fonction spécifique car ils sont de simples éléments de complément.[12]

On contribue à l'homogénéité de la construction et du support de finition par l'utilisation de linteaux en béton cellulaire. Ces derniers sont faciles à mettre en œuvre, grâce à leur poids réduit. Ils sont ainsi livrés en même temps que les blocs.

Afin de permettre à ces linteaux de reprendre des charges importantes, les armatures sont calculées et disposées.

Cela est démontré par la fiche technique ci-dessous et la documentation des producteurs pour certaines spécificités.

Il est aussi obligatoire, lors de leur mise en œuvre, de respecter le sens de pose indiqué par le fabricant qui doit être apparent sur le linteau.

Le pouvoir d'isolation thermique des produits étant composés de la même matière que les blocs, est similaire. Ainsi, ils ne peuvent pas créer de ponts thermiques.

Il est donc important de préciser que le raccourcissement des linteaux est strictement interdit.[1]



Figure III.39 : Linteau armé porteur en béton cellulaire[6]

❖ Fiche technique des linteaux [1]

Chapitre III : Caractéristiques des produits en béton cellulaire**Tableau III.38:** Dimensions des linteaux

Caractéristiques	Valeurs	Commentaire
Longueurs en (mm)	1250-1500-2000-2500- 3000	D'autres longueurs peuvent être obtenues sur demande
Hauteurs en (mm)	250	
Epaisseurs en (mm)	100 - 150 - 175 - 200 - 240 -300 - 365	

Tableau III.39: Surcharges des linteaux

Caractéristiques	Valeurs	Commentaire
Caractéristiques admissible pour linteaux porteurs	Surcharge	Variable en fonction de la portée. Consulter nécessairement la documentation des fabricants. Pour des portées ou surcharges supérieures, d'autres produits plus particuliers (en forme de U), peuvent être obtenus sur demande chez les producteurs. Tenir compte du sens de pose Indiqué sur le linteau (consulter le fabricant).

Tableau III.40: Appuis

Caractéristiques	Valeurs
	200 mm minimum de claque côté

Tableau III.41: Valeurs thermique des linteaux

Caractéristiques	Valeurs	Commentaire
	Sensiblement les mêmes que pour les blocs	Ils permettent d'obtenir des parois homogènes sans pont thermique

III.1.2.Éléments armés**III.1.2.1.Dalles de bardage (Panneaux de façade)**

L'utilisation des dalles de mur se fait généralement en combinaison avec une ossature en béton, en acier ou en bois. Leur mise en œuvre peut se réaliser horizontalement ou verticalement. C'est devant ou entre les colonnes que se trouve leur emplacement.

De plus, en constructions industrielles, elles sont autoportantes et superposables jusqu'à des hauteurs usuelles.

Afin de reprendre des charges particulières, certains éléments, comme : les allèges, les linteaux, les frontons, les silos à pomme de terre, etc., peuvent être spécialement renforcés. [6]

Chapitre III : Caractéristiques des produits en béton cellulaire**Figure III.40:** Mise en œuvre des dalles de bardage [6]

Les principales caractéristiques des éléments armés pour murs sont reprises dans le tableau ci-dessous :

❖ **Fiche technique du mur** [1]**Tableau III.42:** Dimensions des murs

Caractéristiques	Valeurs	Commentaire
Longueurs en (mm) : • standards • spéciales	jusque 6000	Les éléments armés sont fabriqués à la demande sur base des mesures et plans fournis au fabricant. D'autres épaisseurs peuvent être obtenues sur demande.
	jusque 7500	
Largeurs en (mm)	600 et 750	
Épaisseurs en (mm)	100 - 150 - 200 - 240 - 300	

Tableau III.43: Valeurs thermiques du mur

Épaisseur en (mm)	Densité	Valeur U* (W/m ² K)	Commentaires
150	CC4/600	0.86	Valeurs U pour un taux d'humidité d'équilibre de 2,5% en volume.
200	CC3/500	0.53	
240	CC3/500	0.45	
300	CC3/500	0.37	

Chapitre III : Caractéristiques des produits en béton cellulaire**Tableau III.44:** Résistance au feu du mur

Caractéristiques	Résistance au feu	Commentaire
Conformément aux normes NBN 713-020 et ISO 834	A partir de 150 mm d'épaisseur : EI = 360 min	Sécurité assurée pour autant que la structure ait les mêmes performances

III.1.2.2. Dalles de toiture

L'armement et la forte capacité portante sont deux caractéristiques des dalles de toiture des systèmes de construction. Leur utilité se résume à la réalisation de toitures isolantes, massives et portantes. On utilise la planéité de leur surface intérieure directement pour les plafonds. En plus de cela, c'est en rampant parallèlement à l'axe de de faitage et horizontalement qu'elles sont disposées. Leurs extrémités reposent précisément sur les murs porteurs et transversaux.

Ainsi, selon un plan de calepinage et en usine, on peut les dimensionner et les fabriquer sur mesure.

Les dalles de toiture en béton cellulaire apportent de nombreux avantages :

- Elles augmentent la résistance thermique de la construction.
- Elles améliorent le confort intérieur par leur forte inertie thermique.
- Elles sont massives et solides.
- Elles garantissent la pérennité de la construction.
- Elles diminuent les dépenses de chauffage.[6]

**Figure III.41 :** Mise en œuvre des dalles de toiture[6]

❖ **Fiche technique de la dalle du toiture [1]**

Chapitre III : Caractéristiques des produits en béton cellulaire**Tableau III.45:** Dimensions du toiture

Caractéristiques	Valeurs
Longueurs en (mm) : • standards • spéciales	jusque 6000
	jusque 7500
Largeurs en (mm)	600 et 750
Epaisseurs en (mm)	100 - 150 - 200 - 240 - 300

Tableau III.46: Surcharges admissibles

Caractéristiques	Valeurs	Commentaire
• Standard	1150 N/m ²	Par exemple pour lestage
• Sur demande	Plus élevée	

Tableau III.47: Valeurs thermiques coefficients : U (W/m²K)

Epaisseur en (mm)	Densité	Valeur U* (W/m ² K)	Commentaires
100	CC4/600	1.2	Valeurs pour un taux d'équilibre de 2,5% en volume.
150	CC4/600	0.86	
200	CC3/500	0.55	
240	CC3/500	0.47	
300	CC3/500	0.38	

Tableau III.48: Flèche admissible

Caractéristique	Valeurs
/	1/300 sous surcharge et poids propre

Tableau III.49: Résistance au feu

Caractéristique	Commentaire
/	REI 30 à REI 180 min en fonction de l'enrobage de l'armature principale

Tableau III.50: Mise en œuvre

Chapitre III : Caractéristiques des produits en béton cellulaire

Caractéristique	Commentaire
Pose horizontale ou inclinée	Voir documentation détaillée des producteurs Possibilité de faire participer la toiture au contreventement

III.1.2.3. Dalles de plancher

Les dalles de plancher sont éléments armés porteurs et isolants, Elles sont adaptées à un emploi sur vide sanitaire, plancher intermédiaire et toitures terrasses, elles rendent inutiles les coffrages, étaielements, dalle de compression.

La conception des dalles de plancher est calquée sur celle des dalles pour toiture. Toutefois, les armatures sont calculées pour reprendre des surcharges plus élevées.[8]



Figure III.42: Mise en œuvre des dalles de plancher

❖ **Fiche technique de la dalle du plancher [1]**

Tableau III.51: Dimensions

Caractéristiques	Valeurs	Commentaire
Longueurs en (mm)	Limitées en fonction des surcharges et flèches exigées	Consultez les fabricants
Largeurs en (mm)	600	
Epaisseurs en (mm)	200 - 240 – 300	

Tableau III.52: Flèche admissible

Caractéristique	Valeurs
-----------------	---------

Partie 1 : Synthèse bibliographique
Chapitre III : Caractéristiques des produits en béton cellulaire

/	1/500 de la portée sous surcharge
---	-----------------------------------

Tableau III.53: Valeurs thermiques

Epaisseur en (mm)	Densité	Valeur U* (W/m ² K)	Commentaires
200	CC4/600	0.53	Valeurs pour un taux d'équilibre de 2,5% en volume
240	CC4/600	0.45	
300	CC4/600	0.37	

Tableau III.54: Résistance au feu

Caractéristique	Commentaire
/	(les mêmes que pour dalles de toiture)

III.1.2.3. Dalles de cloison intérieure

Il s'agit de panneaux de séparation livrés à hauteur d'étage en épaisseur 70 et 100 mm. Ils conviennent tout particulièrement pour la réalisation des cloisons non portantes en appartements, bureaux...



Figure III.43: Dalles de cloison intérieure [1]

Ce système présente les avantages suivants :

- pose rapide.
- finition mince, moins coûteuse.
- résistance à la feu exceptionnelle épaisseur 70 mm - EI 180 min épaisseur 100 mm - EI 180 min.[1]

❖ **Fiche technique de la dalles de cloisons intérieures [1]**

Chapitre III : Caractéristiques des produits en béton cellulaire**Tableau III.55: Dimensions**

Caractéristiques	Valeurs	Commentaire
Longueurs en (mm)	Hauteur d'étage	Fabriquées sur mesure sur base de plans
Largeurs en (mm)	600	
Épaisseurs en (mm)	70-100	

Tableau III.56: Résistance au feu

Caractéristiques	Résistance au feu	Commentaire
Épaisseurs en (mm)	70 → EI 180 min 100 → EI 180 min	Valeurs largement supérieures aux exigences habituelles Sécurité renforcée

Tableau III.57: mise en œuvre

Caractéristiques	Valeurs	Commentaire
pose verticale détaillée des producteurs	Voir documentation	Pose très rapide

III.2.Utilisation des produits**III.2.1.Eléments non armés****III.2.1.1.Blocs et linteaux**

Leur utilisation est généralement dans la réalisation de tous les types de bâtiments et de murs, porteurs ou non porteurs.

C'est à joints minces de +/-2 mm, qu'on mette en œuvre les mortiers colle, contrairement au mortier ordinaire qui augmente sensiblement les performances des murs :

- Rapidité de mise en œuvre (15 l de mortier colle / m³ à préparer, transporter et placer).
- Finition moins épaisses et moins coûteuses.
- Résistance à la compression supérieure (+15%).
- Isolation thermique supérieure (+20%).
- Comportement au feu plus efficace (étanchéité aux gaz de combustion et au passage des flammes).

L'utilisation des linteaux en béton cellulaire ; également collés, rend la maçonnerie homogène, évite les ponts thermiques et les tensions dues à l'utilisation de matériaux hétérogènes.[1]

III.2.2.Éléments armés**III.2.2.1 dalles de mur**

Destinées à être posées verticalement ou horizontalement, les dalles de murs sont utilisées pour

Chapitre III : Caractéristiques des produits en béton cellulaire

la construction de :

- Murs posés contre une ossature métallique, en béton ou en bois dans les bâtiments à caractère industriel ou commercial.
- Murs portants pour la construction de bureaux ou de logements jusqu'à trois niveaux. Dans ce cas, ils sont toujours posés verticalement.
- Murs coupe-feu, compartimentage.

Les murs en dalles de béton cellulaire sont :

- économiques et de poses rapides.
- thermiquement très performants et participent largement au confort d'été
- résistants au feu.
- idéaux au niveau acoustique (absorption acoustique).[1]

III.2.2.2.Dalles de toiture

La construction de tous types de bâtiments, à toiture plate ou inclinée, exigent leur utilisation. Principalement celle des grandes surfaces comme : les usines, les hangars, les supermarchés, les garages, les logements collectifs, etc. Même dans les logements individuels conçus à cet effet, elles peuvent aussi prendre place.

Les toitures en béton cellulaire peuvent :

- participer au contreventement des constructions industrielles.
- participer aussi au confort acoustique grâce à son excellent pouvoir d'absorption sonore.
- reprendre des surcharges plus importantes (lestage - toitures vertes).
- être thermiquement très performantes.
- contribuer très largement au confort d'été grâce à l'inertie thermique du béton cellulaire. [6]

III.2.2.3.Dalles de plancher

Pour la réalisation de planchers du type « P », tel qu'elle est décrite par la norme « **NBN539** », on utilise généralement les dalles de plancher.

Ce qui caractérise ce type de plancher, c'est qu'il est constitué de dalles juxtaposées et placées sur deux appuis avec des joints remplis.

En suivant la fonction recherchée, l'isolation thermique ou légèreté devient le domaine d'application des dalles en béton cellulaire, qui s'étendra, à son tour, jusqu'à la catégorie de planchers citées dans la liste suivante :

- Les isolants sur vide sanitaire et sur cave.
- Ceux des greniers.
- Les plus légers pour bâtiments à ossature béton ou métallique auto-stable.

Chapitre III : Caractéristiques des produits en béton cellulaire

- Et ceux intégrés dans un système complet de logements.[1]

III.2.2.4 Dalles de cloison

Pour les murs non portants, dans de grands immeubles tels que : les bureaux, les hôpitaux, les cliniques, les écoles, les hôtels, les magasins, etc., ainsi que pour les logements prévus entièrement en éléments (système résidentiel), il est particulièrement convenable d'utiliser les dalles de cloison qui sont fournies à hauteur d'étage.

Les murs de cloisonnement en dalles de cloison sont :

- un système de cloisonnement d'exécution rapide et économique.
- très résistants au feu : épaisseur 70 mm : EI 180 min ; Épaisseur 100 mm : EI 180 min.
- de surfaces suffisamment planes pour permettre des finitions minces ou pelliculaires.[1]

Chapitre IV
Finitions du béton cellulaire

Chapitre IV : Finitions du béton cellulaire

IV.1 Finitions intérieures

IV.1.1 Enduits minces (2 à 5 mm d'épaisseur)

Pour le béton cellulaire, de fins enduits intérieurs monocouche spéciaux se trouvent sur le marché.

On a, aussi, adapté ses caractéristiques à un support en béton cellulaire.

Contrairement aux enduits intérieurs, ils peuvent être appliqués en une fine couche (5mm) et être directement lissés, cela grâce à leur solidité qui résulte de leur composition en matières synthétiques.

Si le fabricant de l'enduit la recommande, l'application d'une première couche s'impose.

Dans ce cas, il est conseillé d'humidifier préalablement le support, puisque l'enduit intérieur est appliqué en une épaisseur de seulement 5mm.

On commence, d'abord, par boucher les saignés des câbles électriques et des installations sanitaires à l'aide de mortier de ragréage pour béton cellulaire et, ensuite, recouvrir d'une toile en fibre de verre.

Une autre toile en polyamide est incorporée dans l'enduit, dans le cas des endroits où il existe un risque de fissuration.

Quant aux angles et les coins, ils sont équipés de cornière d'angle.

L'enduit est égalisé à la règle de plafonneur au grand couteau, après avoir été appliqué en une épaisseur de 5 mm environ.

Tout en humidifiant constamment, et dès que l'enduit prit, on lisse avec la taloche recouverte à son tour de feutre ou de caoutchouc mousse.

Cet enduit intérieur est rapidement retravaillé ou traité car il sèche très vite.[1]



Figure IV.44: Enduit intérieur pour béton cellulaire [1]

IV.1.2. Peinture intérieure

Dans ce travail, c'est uniquement les matériaux spécialement recommandé par le fabricant, qu'on doit utiliser pour le traitement du béton cellulaire. Il faut donc toujours demander au fabricant de peinture, toutes les consignes de mise en œuvre pour béton cellulaire. Ce n'est que lorsque le mur est totalement séché à l'air, qu'une application ou renouvellement d'une couche de peinture pourrait être effectuée, en d'autres termes quand la teneur en humidité du mur est inférieure à 14 % en volume.[1]



Figure IV.45: Peinture intérieure pour béton cellulaire [1]

IV.1.3 Finition intérieure des dalles en béton cellulaire

Si on le souhaite, on peut peindre les dalles de mur de la côté intérieur. Mais on doit uniquement utiliser les matériaux spécialement recommandé par le fabricant, pour l'application sur le béton cellulaire et suivre les consignes données par fabricant de peinture, pour sa mise en œuvre.

Comme on la cité dans le point précédent, l'application où le renouvellement d'une couche de peinture ne peut s'effectuer que si le mur est séché à l'air à une teneur d'humidité inférieure à 14 % en volume.

Un traitement spécial de surface est parfois imposé par la nature de l'air ambiant où les conditions de l'environnement (vapeurs agressives).

Dans ce même cas, on doit absolument veiller que la fermentation de de tous les joints horizontaux ou verticaux et de jonction soit parfaite.[1]

IV.1.4.Finitions intérieures des dalles de toiture en béton cellulaire

Un faux plafond peut être facilement accroché sous les dalles de toiture ou de plancher en béton, en plus des finitions traditionnelles (peinture, plafonnage).

Dans le vide compris entre le plafond et le dessous des dalles, il faut veiller à ce qu'il règne les mêmes conditions climatiques que celles dans le local situé plus bas. Pour cela, il faut uniquement que cet espace intermédiaire soit suffisamment ventilé. C'est en laissant suffisamment d'ouvertures entre le raccord du faux plafond et le mur, que ceci pourrait se réaliser. Cependant, des conditions physiques, incontrôlables peuvent, à défaut, se créer et conduire, par la suite, à de grands dégâts.

On prévoit, ainsi, des crochets ou des bandes métalliques dans les joints, afin de supprimer les faux plafonds.

On peut aussi, comme une autre possibilité, les fixer à l'aide de chevilles appropriées dans la face inférieure des dalles.

Il est à préciser, enfin, que toutes les tiges et tous les profils de suspension, doivent être fabriqués en acier inoxydable ou galvanisé.[1]

IV.1.5.Carrelages

Si la maçonnerie est correctement collée, les carrelages peuvent directement être placés sur le béton cellulaire, sans couche de fond. Pour ce faire, soit une colle pour carrelage, soit une autre pour carrelage élastique adaptée au béton cellulaire, sont utiles.

On doit, toujours, suivre les précautions du fabricant comme dans le cas échéant une couche d'accrochage.[24]

IV.2.Finitions extérieures

IV.2.1 .Briques de façade

Généralement maçonné avec une brique de façade au choix, le mur extérieur est relié, au moyen de crochets de murs classiques, au mur sec réalisé en blocs collés.

C'est dans les blocs et à l'aide d'un marteau que ces crochets de mur sont enfoncés. Par la suite, on les fixe, uniformément, dans les joints horizontaux de la contre façade, à hauteur des blocs, tous les 60 cm. Il peut également être fixé dans le joint vertical, si cela est nécessaire. Par contre 3 cm d'espace vide est nécessaire, de manière à éviter tout contact entre les deux murs, il est appelé aussi le pont de mortier.

La pose d'un isolant dans le vide n'est pas vraiment nécessaire pour satisfaire les exigences du décret sur l'isolation, à condition que l'épaisseur du mur, en béton cellulaire, soit suffisante, c'est à dire d'environ 17.5 cm minimum en « C3/450 ».[24]

IV.2.2. Enduits extérieurs

La plus performante des méthodes de construction est de placer un enduit minéral crépi directement sur le béton cellulaire. Dans ce sens, afin d'obtenir un mur extérieur doté d'une belle esthétique, très bien isolé, durable et très résistant pour un prix de revient très compétitif, on peut placer un enduit minéral de 1 à 2 cm d'épaisseur, sur un mur construit en béton cellulaire de 24,30,36.5, 40 ou de 50cm d'épaisseur. Il est donc très important de bien choisir un produit approprié, lors du choix d'un crépi. Quant aux propriétés de l'enduit, elles doivent être adaptées à celles du support.

Les principaux points à observer à ce niveau sont les suivants :

- L'adhérence du crépi sur le support doit être garantie.
- La perméabilité à la vapeur d'eau du crépi doit être élevée afin de ne pas entraver la diffusion de la vapeur d'eau à travers le mur.
- L'absorption d'eau par l'enduit doit être suffisamment faible pour garantir l'imperméabilité à la pluie.
- Les caractéristiques mécaniques de l'enduit doivent être compatibles avec celles du support d'enduisage afin d'éviter la fissuration.
- Le crépi doit pouvoir supporter suffisamment les chocs thermiques.
- Les caractéristiques physicochimiques de l'enduit doivent être compatibles avec les caractéristiques physico-chimiques du support. [24]

IV.2.3 Peinture extérieure sur blocs de béton cellulaire

Il est déconseillé d'appliquer une peinture extérieure sur des blocs de béton cellulaire, car elle ne permet pas d'obtenir une protection absolue contre les précipitations. Même le traitement avec un produit d'imprégnation hydrofuge ne peut être une solution.

Ces produits ont une faible résistance aux rayons UV. On ne peut se rendre compte qu'ils ont perdu leur efficacité, que, seulement, lorsque des dégâts surviennent, car ils sont incolores.[1]

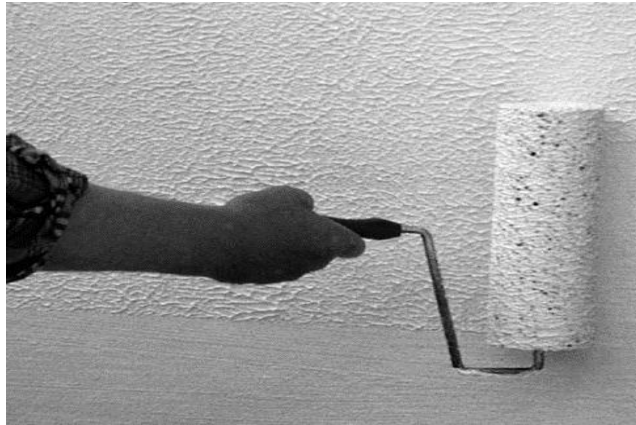


Figure IV.46: Peinture extérieure pour béton cellulaire[1]

IV.2.4 .Finition des dalles de mur en béton cellulaire

À partir du point faible où l'eau peut éventuellement s'infiltrer étant les joints, d'une épaisseur de 150 mm, les dalles de mur en béton cellulaire sont étanches à la pluie.

Une prévention d'une finition, sur les dalles de mur en béton cellulaire est toutefois conseillée, pour les raisons suivantes :

1) Le béton cellulaire absorbe l'eau jusqu'à une profondeur d'environ 20mm, en cas de pluies fortes. Une fois la couche extérieure saturée, le reste de l'eau, s'écoulera simplement et ne pourra plus pénétrer dans le mur. Il résulte de cela, une réduction du pouvoir isolant de l'une des principales propriétés du béton cellulaire.

2) Des moisissures et mousses se développeront facilement à cause de l'humidité de la couche extérieure. Elle est aussi un endroit qui s'encrasse plus rapidement, surtout si la verdure entoure le bâtiment.

3) Pour des raisons esthétiques, le béton cellulaire est défini comme un matériau de grosse œuvre qui nécessite une finition. C'est le cas de tout produit fabriqué à base de matières naturelles. Même entre des dalles fabriquées au cours d'une seule et même processus de production, des différences de teinte peuvent y apparaître. De plus, lors du stockage, les dalles risquent aussi bien de s'écraser que pendant le transport et sur le chantier.

4) La finition des dalles de mur en béton cellulaire se fait avec une couche de peinture, du côté extérieur, plus précisément avec une couche de grains de quartz ou de bardage à l'instar des plaques d'acier ou des panneaux en PVC.

Les dalles de mur en béton cellulaire doivent être protégées contre l'humidité ascensionnelle et contre tout contact avec la terre. Il est donc nécessaire de prévoir une plinthe en béton jusqu'à 300 mm au moins au-dessus du niveau du sol.[1]

IV.2.4.1. Peinture extérieure sur dalles en béton cellulaire

C'est au moyen d'une couche de peinture, que les dalles de mur en béton cellulaire peuvent être protégées contre les effets du climat. C'est pour cela, qu'à l'extérieur, il est conseillé l'utiliser une peinture acrylique, c'est une peinture de dispersion de résine synthétique hydrofuge. De plus, pour une mise en œuvre sur le béton cellulaire, Il est favorable d'employer uniquement les matériaux qui sont recommandés spécialement par le fabricant. Quant au fabricant de peinture, il faut toujours lui demander les consignes de mise en œuvre pour ce type de béton. Les murs construits à l'aide de ce type de béton ne peuvent être peints ou repeints, que lorsqu'ils sont secs à l'air, en d'autres termes quand ils présentent un degré d'humidité inférieur à 14 % en volume.[1]

IV.2.4.2. Enduit extérieur sur dalles en béton cellulaire

Afin que l'application d'un enduit extérieur sur des dalles en béton cellulaire soit possible, les dispositions, suivantes doivent être prises :

- Coller les dalles de mur les unes aux autres à l'aide du mortier colle pour béton cellulaire, qui provient de leur fabricant.
- Fermer les joints horizontaux, avec un mortier de ragréage, pour le même type de béton et les recouvrir d'une toile de joint de 100 mm de largeur.
- Incorporer, une toile polyamide, sur toute la surface de la façade, cela dans la première couche de l'enduit extérieur.
- Les joints verticaux doivent être prolongés dans l'enduit extérieur car ils sont de mouvement.

Ainsi, les propriétés, les consignes de mise en œuvre et les détails, décrits pour les blocs sont similaires à ceux utilisés dans l'exécution de l'enduit extérieur sur les dalles.[1]

IV.2.5. Finition des dalles de toiture en béton cellulaire

C'est en fonction de la pente des dalles de toiture avec un « roofing », des couvertures synthétiques, des tôles métalliques des tuiles, des ardoises, etc., que peut se réaliser la couverture de toiture.

Les dalles de toiture sont disposées, elle-même, en légère pente (<5%), dans le cas des toitures plates.

C'est pour cela que le « roofing » est le béton qu'on applique et dans lequel les couvertures synthétique sont soit collées soit fixées mécaniquement aux dalles.

Il est surtout important de veiller à assurer un raccord parfait avec le port de la toiture, les évacuations, les gargouilles, etc. Mais, la déposition d'une couche supplémentaire de gravier est toujours possible.[1]

Partie 2 :
Etude d'un bâtiment

Chapitre I :
Présentation de l'ouvrage

Partie 2 : Etude d'un bâtiment

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction

L'objectif du présent chapitre est de fournir la liste des données du bâtiment analysé en ce qui concerne le type de structure, des éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

II. Présentation de l'ouvrage :

II.1 Classification

L'ouvrage est situé à **BEB SEPT** dans la wilaya de **BLIDA** qui est classée comme étant une zone de forte sismicité (**zone III**). [1]

C'est un ouvrage courant d'importance moyenne, sa hauteur ne dépasse pas 48 m, classé dans le « **Groupe 2** ». [1]

❖ Situation :

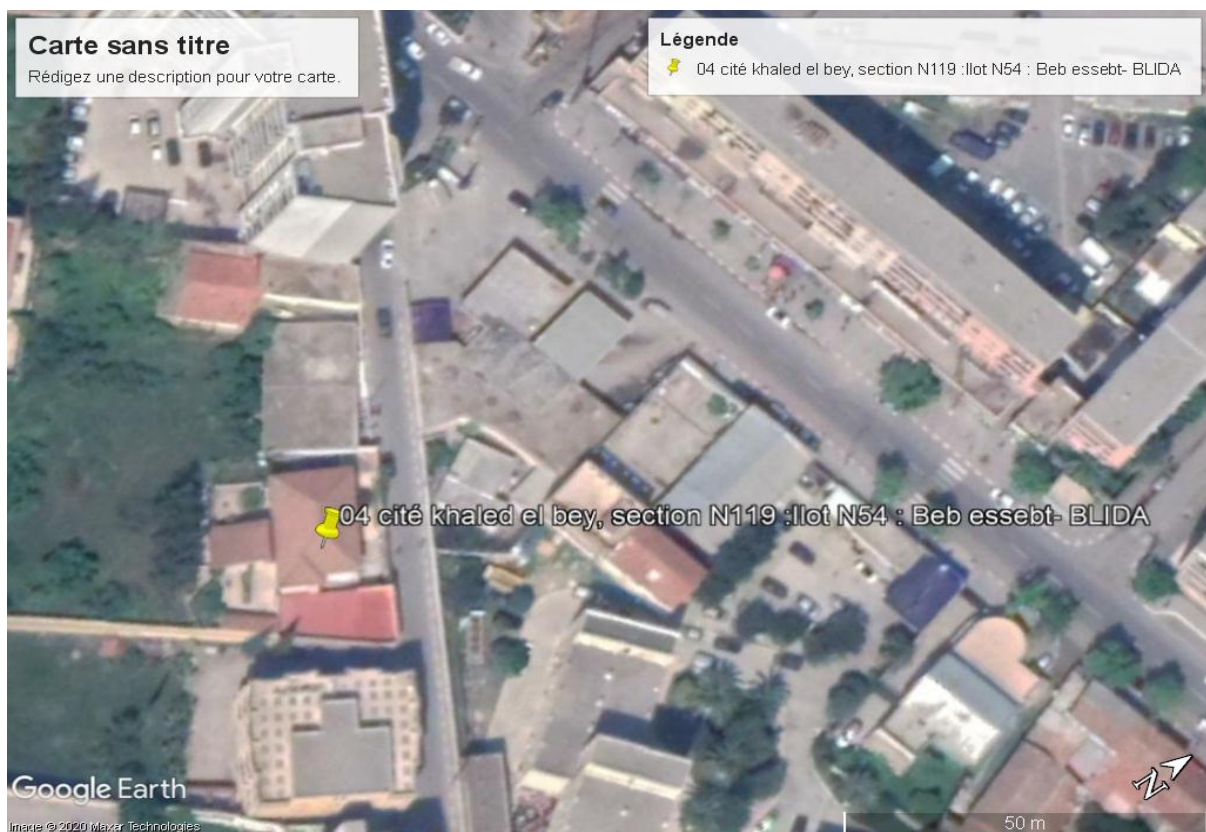


Figure I.47 : Site du projet

II.2 Modèle structural

Notre mémoire porte sur l'étude complète des éléments résistants et secondaires d'un bâtiment à usage mixte : habitation, commerce.

Le bâtiment est composé de :

Un sous-sol a usage de parking-auto.

- Un rez-de-chaussée à usage commercial/habitation.
- Le reste des étages sont à usage d'habitation.

II.3 Caractéristique géométrique

Notre bâtiment à une forme irrégulière. Il se compose de **RDC + 08 étages + un sous-sol**, avec terrasse inaccessible.

II.3.1 Dimensions en élévation

- Hauteur total sans l'acrotère = 27,88 m
- Hauteur de sous-sol est = 2,80 m
- Hauteur de rez-de-chaussée est = 3,40 m
- Hauteur de l'étage courant est = 3,06 m

II.3.2 Dimensions en plan

- Longueur totale (sens longitudinal) : $L = 26,70$ m
- Largeur total (sens transversal) : $l = 21,05$ m

II.4 Caractéristiques du sol

- La contrainte admissible du sol est de 2 ,50 bars.
- la profondeur d'ancrage de l'infrastructure est environs 5.8 m.
- la catégorie du site est un site meuble (S_3).

II.5. Structure porteuse

II.5.1 Ossature

D'après le règlement parasismique algérien [1], notre structure comporte des portiques auto-stables (poteaux-poutres) en béton armé suivant les deux directions, et des voiles de contreventement ainsi que les voiles de la cage d'ascenseur. Les charges verticales et horizontales seront reprises simultanément par les portiques et les voiles, et cela proportionnellement à leurs rigidités relatives.

II.5.2 Les planchers

Notre structure comporte deux types de planchers :

- En corps creux pour les panneaux de forme régulière.

- En dalle pleine pour les panneaux de forme irrégulière, balcons et plancher de sous-sol.

II.5.3 Escaliers

Notre structure comporte un seul type d'escalier : Escalier à deux volées.

II.5.4 Ascenseurs

La structure comporte une cage d'ascenseur du sous-sol jusqu'au **08^{ème}** étage.

II.5.5 Terrasse

Notre ouvrage comporte une terrasse inaccessible.

II.5.6 Maçonnerie

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse :

- ✓ **Murs extérieurs** : ils sont constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur.

Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur

L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur

- ✓ **Murs intérieurs** : ils sont constitués par une cloison de 10cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et interne).

II.5.7 Revêtement

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De la céramique recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

III. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans notre structure doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé [2] et tous les règlements applicables en Algérie [1] et [3].

III.1 Béton :

III.1.1 Composition

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables, de ciment, granulats et eau. Le béton armé est le matériau obtenue on enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut pas à lui seul remplir ce rôle.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et doit présenter certains critères à savoir :

- Une résistance mécanique élevée.
- Un retrait minimum.
- Une bonne tenue dans le temps (Durabilité).

III.1.1.1 Ciment

Le CEM II/B L 42,5 N est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne Liaison de granulats entre eux.

III.1.1.2 Granulats

Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

- Sable de dimension ($D_s \leq 5$) mm.
- Gravier de dimension ($5 \leq D_g \leq 25$) mm.

III.1.1.3 Eau de gâchage

Elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

❖ **Poids volumique** : On adopte la valeur : $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

III.2 Résistance du béton [2]

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

III.2.1 Résistance à la compression

Désignée par f_{c28} (résistance à la compression à 28 jours), elle est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16×32) cm² dont la hauteur est double du diamètre et leur section est de 200 cm². Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25 MPa.

Pour :

$$j < 28 \text{ jours : } f_{cj} = 0,685 \times f_{c28} \times \log(j + 1)$$

$$j = 28 \text{ jours : } f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28 \text{ jours : } f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$$

III.2.2 Résistance à la traction

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

a. Traction directe sur les cylindres précédents.

b. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).

Partie 2 : Etude d'un bâtiment
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

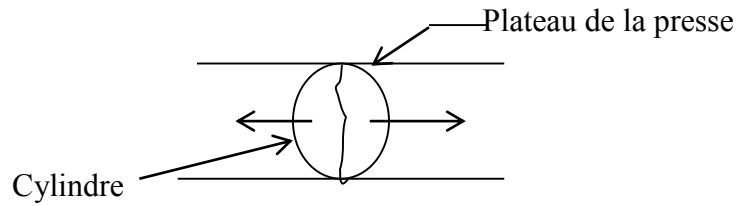


Figure I.48: Traction par fendage

c. Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion :

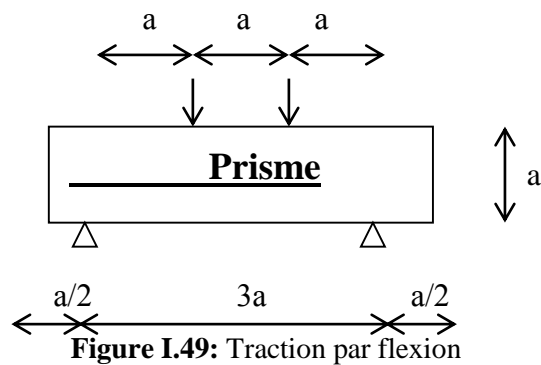


Figure I.49: Traction par flexion

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$F_{ij} = 0,6 + 0,06F_{cj} \text{ (Mpa) [2]}$$

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression : $F_{c28} = 25 \text{ MPA}$ et à la traction : $F_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$

III.2.3 Module de déformation longitudinale du béton

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal, il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

III.2.4 Module de déformation instantané

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11\,000 \times (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa) [2]}$$

Pour : $F_{c28} = 25 \text{ MPA}$, on trouve : $E_{i28} = 32164,19 \text{ MPA}$

III.2.5 Module de déformation différé

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures, ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa) [2]}$$

Partie 2 : Etude d'un bâtiment
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, on trouve : $E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa}$

III.2.6 Coefficient de poisson

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

- $\nu = 0,2$ Pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).
- $\nu = 0$ Pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

III.2.7 Contraintes limites de calcul

En se référant au règlement du [2] ; on distingue deux états limites.

III.2.7.1 Etat limite ultime « E.L.U »

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

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

- γ_b = Coefficient de sécurité.
 - $\left\{ \begin{array}{l} 1,5 \quad \text{Cas de situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 \quad \text{Cas de situations accidentelles.} \end{array} \right.$
- f_{c28} = Résistance caractéristique à la compression à 28 jours.
- θ = Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions :
 - si durée d'application est supérieur à 24 h ;(cas courant) $\square \theta = 1$
 - si la durée d'application est entre 1 h et 24 h ;(cas d'un cyclone) $\square \theta = 0.9$
 - si la durée d'application est inférieure à 1 h ;(cas accidentelle) $\square \theta = 0.85$

Avec :

t = Durée d'application de l'action considérée en heures.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.

Partie 2 : Etude d'un bâtiment
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

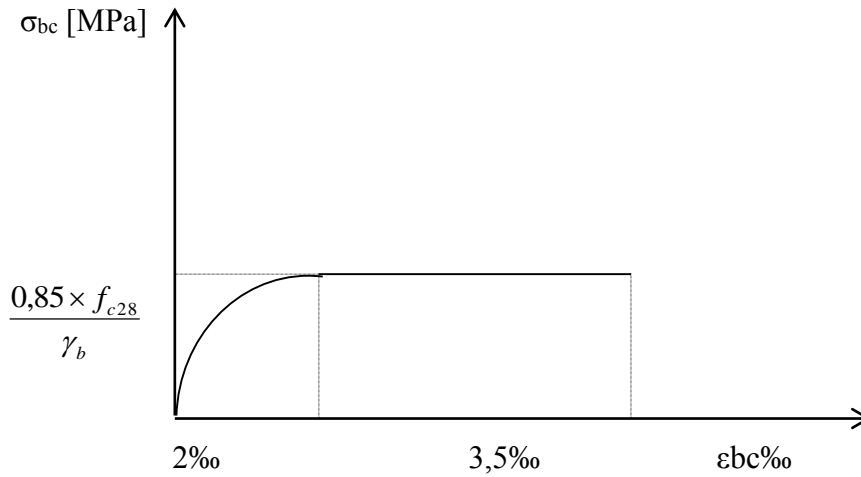


Figure I.50: Diagramme des contrainte-déformation à ELU

III.1.7.2 Etat limite de service « E. L. S »

Etat limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \text{ (MPa) [2]}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

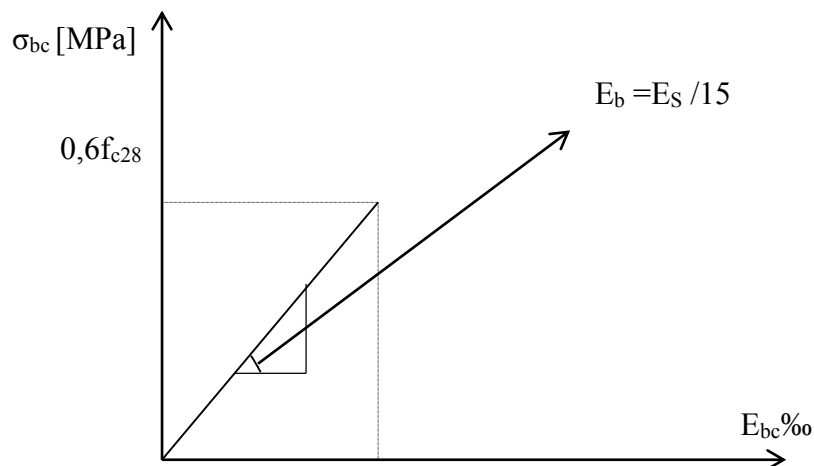


Figure I.51: Diagramme contrainte-déformation du béton à ELS

III.2.2.2 Etat limite de service « E. L. S »

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

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

Avec :

- η = Coefficient de fissuration tel que :
- $\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{Pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,6 & \text{Pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$

III.2.3. Allongement de rupture

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

III.2.4. Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations ; il sera pris égale à : $E_s = 2,1.10^5$ [MPa].

III.2.5. Diagramme contraintes – déformations à l'ELU

- σ_s = contrainte de l'acier.
- γ_s = coefficient de sécurité de l'acier.
- ε_s = allongement relatif de l'acier.

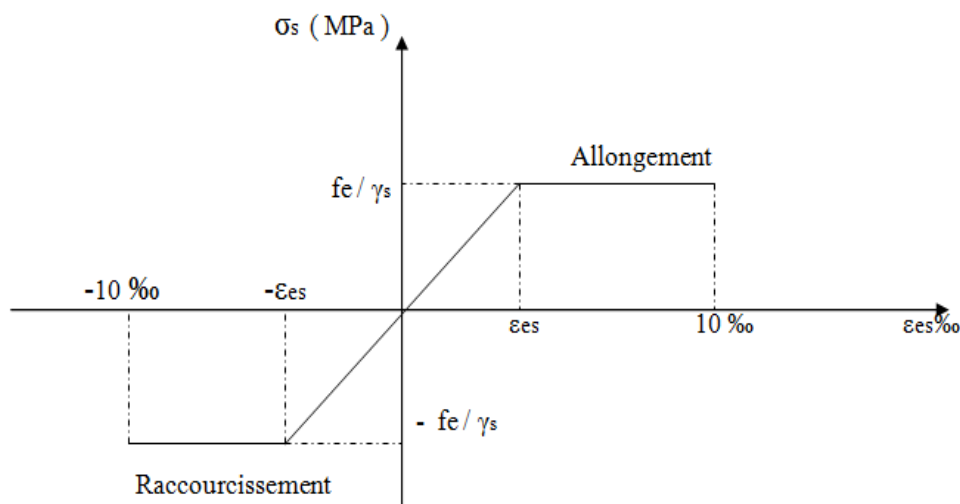


Figure I.52: Diagramme contrainte-déformations de l'acier à ELU

III.3. Hypothèses de calcul aux états limites

III.3.1. Hypothèse de calcul à l'ELU

- Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ dans le cas de flexion simple ou composée et de 2 ‰ dans le cas de compression simple.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰.

III.3.2. Hypothèse de calcul à l'ELS

- Conservation des sections planes.
- Glissement entre l'acier et le béton est négligeable.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul.
- Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b \times \varepsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

- Par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton et :

$$n = 15$$

V. Conclusion

Ce bâtiment a une forme irrégulière de **08 étages** d'une hauteur de **27.88 m**.

L'ouvrage est implanté dans **zone sismique III**. [1]

On utilise comme matériaux le béton et l'acier.

Chapitre II

Pré-dimensionnement

Chapitre II : Pré-dimensionnement

I. Introduction

Dans ce chapitre nous allons pré-dimensionner des éléments porteurs à savoir les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et enfin les voiles en utilisant Les réglementaires en vigueur : [1], [2] et [4].

II Pré-dimensionnement des planchers

Dans notre structure on distingue deux types de planchers :

- Plancher en dalle pleine pour le RDC, les balcons et certaine partie des planchers.
- Plancher en corps creux en partie courante.

II.1 Plancher en corps creux

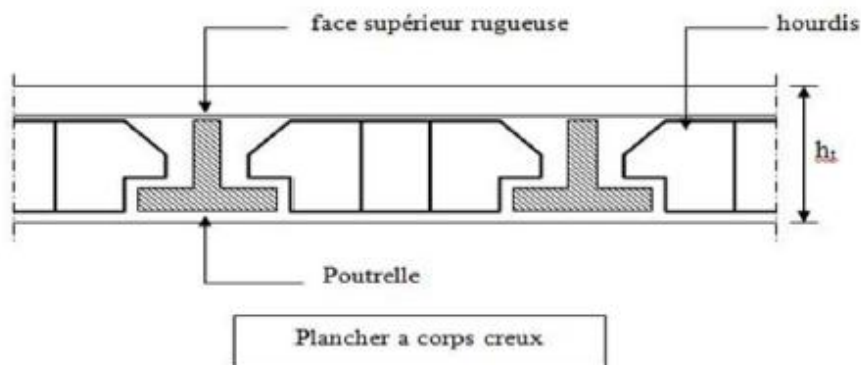


Figure II.53: Plancher à corps creux

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée, Pour le pré dimensionnement, on va utiliser les formules empiriques.

$$h_t = \left(\frac{L}{25}; \frac{L}{20} \right)$$

L : Longueur de la portée libre maximale entre nus d'appuis de la grande travée

h_t : Hauteur du plancher.

Dans notre cas : $L = 5.25 \text{ m} = 525 \text{ cm}$

$$\frac{525}{25} \leq h_t \leq \frac{525}{20} \Rightarrow 21 \leq h_t \leq 26.25$$

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

Avec :

- Épaisseur du corps creux : 20 cm
- Épaisseur de la dalle de compression : 5 cm.

II.2 Plancher en dalle pleine

la dalle pleine repose sur 2,3 ou 4 appuis, l'épaisseur à donner à la dalle pleine dépend des trois conditions suivants :

❖ Résistance à la flexion

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$

Avec :

e: Epaisseur de la dalle pleine.

L_x: la plus petite portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité.

L_x= 5,25 m

La dalle repose sur quatre appuis

On aura donc : $10 \leq e \leq 12,5$ (cm).

On opte pour : **e = 12 cm.**

❖ Résistance au feu

- e =7 cm Pour une heure de coupe-feu.
- e =11 cm Pour deux heures de coupe-feu
- e = 17 Pour quatre heures de coupe-feu

Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine doit être supérieure à 11cm.

❖ Isolation phonique

Selon les règles [3], l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

e = max (11; 12; 13) = 13 cm

Nous optons pour une épaisseur de dalle pleine de **15 cm**

II.3 Evaluation des charges et surcharges [4]

II.3.1 les charges permanentes

II.3.1.1 plancher en corps creux (20+5)

➤ **Terrasse inaccessible**

Tableau II.58 : La masse surfacique des matériaux de corps creux

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	Masse surfaccique (kN/m ²)
1- Protection mécanique en gravier	e = 5	17	0,85
2- Etanchéité multicouche	e = 2	/	0,12
3- Forme de pente	e = 10	22	2,2
4- Isolation thermique	e = 4	4	0,16
5- Dalle de compression + corps creux (5+20)	/	/	3.2
6- Enduit de plâtre	e = 2	10	0,2
			∑ G = 6,73

➤ **Etage courant**

Tableau II.59 : La masse surfacique des matériaux de corps creux :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (kN/m ³)	Masse surfaccique (kN/m ²)
1- Carrelage	e = 2	20	0.40
2- Mortier de Pose	e = 2	20	0.40
3- lit de sable	e = 3	18	0,54
4- Dalle de compression +corps creux (5+20)	/	/	3,2
5- enduit de plâtre	e = 2	10	0,20
6- cloisons légères	/	/	1,0
			∑ G = 5,74

II.3.1.2 Plancher Dalle Pleine

➤ **Terrasse**

Tableau II.60 : La masse surfacique des matériaux de dalle pleine

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (kN/m ³)	Masse surfacique (kN/m ²)
1- Gravier de Protection	e = 5	17	0,85
2- Etanchéité multicouche	e = 2	/	0,12
3- Forme de pente	e = 10	22	2,2
4- Isolation thermique	e = 4	4	0,16
5- Dalle pleine	e = 15	25	3,75
6- Enduit de plâtre	e = 2	10	0,2
			∑ G = 7,28

➤ **Etage courant**

Tableau II.61 : La masse surfacique des matériaux de dalle pleine

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (kN/m ³)	Masse surfacique (kN/m ²)
1- Carrelage	e = 2	20	0.40
2- Mortier de Pose	e = 2	20	0.40
3- lit de sable	e = 3	18	0,54
4- dalle pleine	e = 15	25	3,75
5- enduit de plâtre	e = 2	10	0,20
6- cloisons légères	/	/	1,0
			∑ G = 6,29

II.3.2. Maçonnerie

➤ **Murs intérieurs (simple cloison)**

Tableau II.62 : charge permanents des murs intérieurs

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (kN/m ³)	Masse surfacique (kN/m ²)
1- Enduit en ciment	e = 2	0,18	0,36
2- Brique creuse	e = 10	0,90	0,90
3- Enduit en ciment	e = 2	0,18	0,36
			∑ G = 1,62

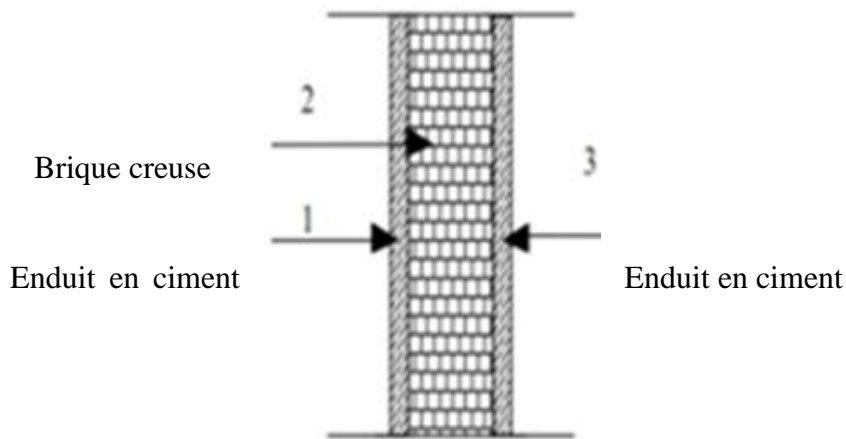


Figure II.54: Coupe verticale d'un mur intérieure

➤ **Murs extérieurs (double cloison)**

Tableau II.63 : charge permanents des murs extérieurs

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (kN/m ³)	Masse surfacique (kN/m ²)
1- Enduit en ciment	e = 2	0,18	0,36
2- Brique creuse	e = 10	0,90	0,90
3- lame d'air	e = 5	-	-
4- Brique creuse	e = 10	0,90	0,90
5- Enduit en ciment	e = 2	0,18	0,36
			∑ G = 2,52

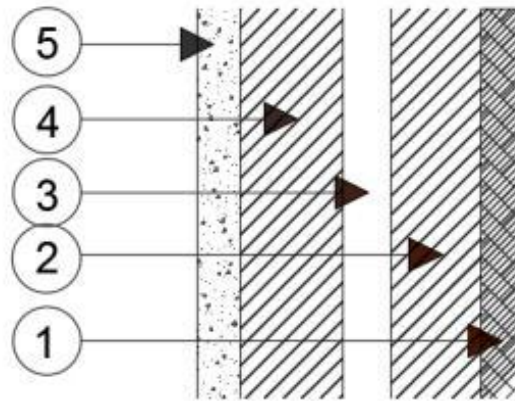


Figure II.55: Coupe verticale d'un mur extérieure

II.3.3 Acrotère

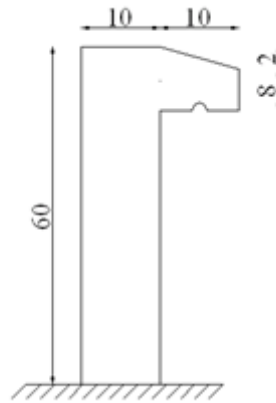


Figure II.56: Dimensions de l'acrotère

Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de : $G = \rho \times S$

- S : la surface transversale totale de l'acrotère
- ρ : le poids volumique tel que $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$G_1 = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$$

Le poids du revêtement : $e = 2 \text{ cm}$; $\rho = 14 \text{ kN/m}^3$

$$G = \rho_{ci} \cdot e \cdot P_{cne} = 14 \times 0,02 \times (60 + 10) \times 2 \cdot 10^{-2} = 0,392 \text{ kN / ml}$$

Le poids total de l'acrotère :

$$G = G_1 + G_2 = 2,117 \text{ kN/ml}$$

II.3.2.les charges d'exploitations

Tableau II.64 : des charges d'exploitations

	Surcharge
Acrotère	1,0 kN/ml
Plancher terrasse (inaccessible)	1,0 kN/m ²
Plancher courant (habitation)	1,5 kN/m ²
Plancher RDC (commerce)	5,0 kN/m ²
Escaliers	2,5 kN/m ²
Balcon	3,5 kN/m ²

III. Pré-dimensionnement des poutres

Il existe deux types de poutre :

- Les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles.
- Les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

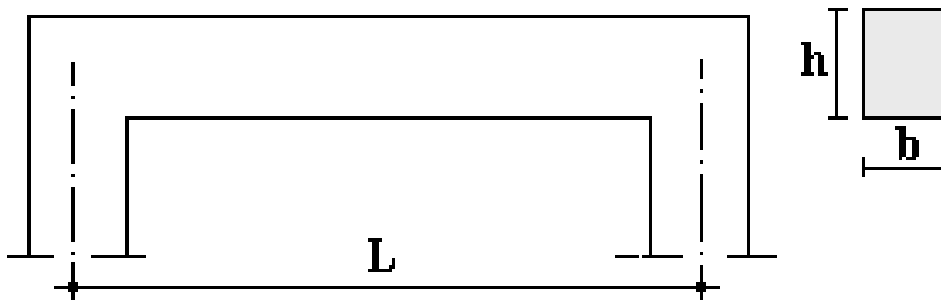


Figure II.57: Schéma de la poutre

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leur portée **L**. Ces dimensions sont données par les relations suivantes :

- **h** : La hauteur de la poutre est comprise entre $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- **b** : largeur de la poutre est comprise entre $0,3h \leq b \leq 0,7h$.
- **L^{max}** : portée libre entre nus d'appuis.

III.1. Poutre principal $L_{\max} = 5,65$ m

➤ **Selon le règlement [2] :**

$$37,66 \leq h \leq 56,5 \text{ cm} \Rightarrow h = 45 \text{ cm}$$

$$15 \leq b \leq 35 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

On choisit une poutre de : $b \times h = 30 \times 45 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification selon [1] pour la zone III**

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1,5 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les trois conditions dictées par le [1] sont vérifiées.}$$

III.2. Poutre secondaire $L_{\max} = 5,40$ m

➤ **Selon le règlement [2] :**

$$36 \leq h \leq 54 \text{ cm} \Rightarrow h = 45 \text{ cm}$$

$$15 \leq b \leq 35 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

On choisit une poutre de : $b \times h = 30 \times 45 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification selon [1] pour la zone III**

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1,5 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les trois conditions dictées par le [1] sont vérifiées.}$$

- ✓ Toutes les conditions des [1] sur les dimensions des poutres sont satisfaites, Donc on adopte :
- ✓ Pour les poutres principale on prend : $b \times h = 30 \times 45 (\text{cm}^2)$.
- ✓ Pour les poutres secondaire on prend : $b \times h = 30 \times 45 (\text{cm}^2)$.

IV. Pré-dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place. Ils sont destinés à assurer :

- La fonction de contreventement : assurer la stabilité de l'ouvrage, sous l'effet des charges horizontales.
- La fonction porteuse : reprendre une partie des charges verticales et les transmettre à la fondation.

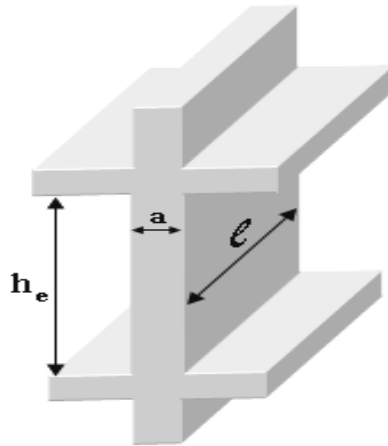


Figure II.58: Coupe de voile en élévation

D'après le [1] le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

a) L'épaisseur du voile

Il n'est considéré comme voiles que les éléments satisfaisant la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires

Avec :

- L : portée min des voiles.
- a_{\min} : épaisseur des voiles. L'épaisseur minimale est de 15cm

De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité à l'extrémité.

Dans notre cas :

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; h_e/20 \right\}$$

h_e = hauteur de l'étage.

- **Pour le RDC** : $h_e = 3,40 \text{ m}$

$$h_e = 3,40 \text{ m} = 340 \text{ cm}$$

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; 17 \text{ cm} \right\} \Rightarrow a_{\min} \geq 17 \text{ cm}$$

- **Pour l'étage courant** : $h_e = 3.06 \text{ m}$

$$h_e = 3,06 \text{ m} = 306 \text{ cm}$$

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; 15,3 \right\} a_{\min} \geq 15,03 \text{ cm}$$

On adopte pour des voiles d'épaisseur : **$a = 20 \text{ cm}$**

b) Longueur minimal du voile (vérification des exigences du [1])

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, leur longueur L doit satisfaire la condition suivante : $L_{\min} \geq 4a$

$$4a = 4 \times 20 = 80\text{cm}$$

On prend : $L_{\min} \geq 100\text{cm}$

V. Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont près-dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure. Le poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

V.1 Loi de dégression

Notre structure est constituée de 8 étages, donc nous appliquons la loi de dégression de la charge d'exploitation

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par « [2] »}$$

Avec :

n : Nombre d'étage.

Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau II.65 : Tableau de dégression des surcharges

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
Terrasse	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	1
P8	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,5
P7	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
P6	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
P5	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,10
P4	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7,00
P3	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7,75
P2	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,71(Q_1+\dots+Q_7)$	8,50
P1	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots+Q_8)$	9,28
RDC	Q_9	$\Sigma_9=Q_0+0,67(Q_1+\dots+Q_9)$	10,05
S.Sol	Q_{10}	$\Sigma_{10}=Q_0+0,65(Q_1+\dots+Q_{10})$	10,75

V.2 Dimensionnement des poteaux :

On peut calculer seulement le poteau central, et donner aux poteaux de rive et d'angles une section comparable à celle du poteau central, et cela pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Condition de stabilité :**

Considérons une section rectangulaire $a \times b$, tel que $a \leq b$:

L'élançement du poteau considéré $\lambda = \frac{L_f}{i}$

- L_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration.
- I : Moment d'inertie.
- B : Section du béton ($a \times b$).

N.B : Dans notre cas les poteaux sont bi encastés, leurs longueurs du flambement

Est égale à : $l_f = 0,7 l_0$

Sachant que :

- $I = \frac{a \cdot b^3}{12}$

- $B = a \times b \quad \Rightarrow \lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{a}$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} a \geq \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{\lambda} \\ b \leq \frac{Br}{(a-2)} + 2 \end{array} \right.$$

N.B : pour un poteau carré il est préférable de prendre $\lambda = 35$ pour faire participer à la résistance du poteau, toutes les barres d'acier de la section.

➤ **Condition de l'effort résistant des poteaux soumis à une compression simple**

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante

:

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Partie 2 : Etude d'un bâtiment
Chapitre II : Pré-dimensionnement

D'où la section réduite du poteau (B_r) est égale à :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]}$$

Avec :

- N_u : L'effort normal ultime obtenu après la descente des charges :
 $N_u = 1,35G + 1,5Q$
- A: La section d'acier minimale : $0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$ (Selon le [1])

$$A_{s \min} = 1\% B_r$$

- B_r : la section réduite du poteau, en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie. B_r peut être égale aussi à :

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

- $\gamma_b = 1,5$
- $\gamma_s = 1,15$
- f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$).
- f_e : contrainte limite élastique des aciers ($f_e = 400 \text{ Mpa}$).
- α est un coefficient en fonction de l'élanement mécanique λ .

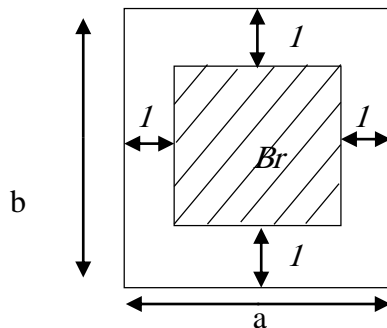


Figure II.59: Section réduit du béton (poteau)

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = 35 \leq 50 \Rightarrow \alpha = 0,708$$

En faisant l'application numérique B_r sera égale à : $B_r \geq 0,066.N_u$

❖ **Le minimum requis par [1]**

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

$$\begin{cases} * \text{Min}(a;b) \geq 30\text{cm} \\ * \text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{cases}$$

Avec :

- (a ;b) : Dimensions de la section.
 - h_e : Hauteur d'étage.
- On opte pour des poteaux de section carrée (a=b).

➤ **Vérification à l'ELS**

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0,6 f_{c28} \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal à l'ELS ($N_{ser}=N_G+N_Q$).

B : Section de béton du poteau.

A_s : Section des armatures ($A_s=1\%B$).

n: Coefficient d'équivalence $\left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$.

σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

V.3 Poteau central le plus sollicité

On calcule la surface totale reprise par le poteau, et on adopte :

S total = 28.12 m²

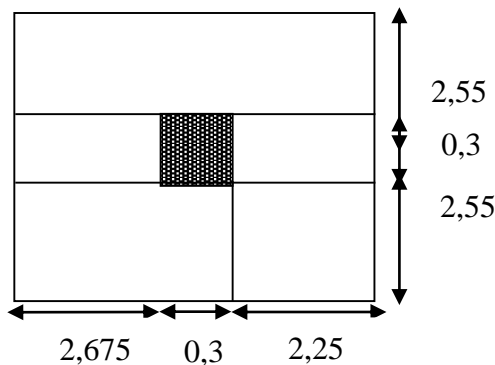


Figure II.60: Surface occupée par le poteau le plus sollicité

Partie 2 : Etude d'un bâtiment
Chapitre II : Pré-dimensionnement

a) Calcul des différents poids

▪ **Poids des poutres**

- Poids des poutres principales : $0,30 \times 0,45 \times 4,92 \times 25 = 16,60$ KN.
- Poids des poutres secondaires : $0,30 \times 0,45 \times 5,1 \times 25 = 17,21$ KN.

▪ **Poids de poteaux**

- Poids de poteau RDC : $(3,40) \times 25 \times (0,3)^2 = 7,65$ KN.
- Poids de poteau des étages courants : $(3,06) \times 25 \times (0,3)^2 = 6,88$ KN.
- Poids de poteau de l'étage S.S : $(2,80) \times 25 \times (0,3)^2 = 6,3$ KN.

b) Détermination des charges

➤ **Surcharge d'exploitation**

- $Q_0 = 1$ KN/m² (Terrasse inaccessible).
- $Q_e = 1.5$ KN/m² (usage d'habitation).
- $Q_{rdc} = 5$ KN/m² (commerce).

➤ **Charge permanente**

Tableau II.66 : Descente de charge pour poteau central.

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G(KN)	
Terrasse	N1	Poids du plancher terrasse corps creux	189,24	
		Poids des poutres	33,81	
		Poids du poteau	6,88	
		Total	= 229,93	
8^{eme}	N2	N1	229,93	
		Poids du plancher corps creux	161,4	
		Poids des poutres	33,81	
		Poids de poteau de l'étage courant	6,88	
} g			Total	= 432,02
7^{eme}	N3	N2	432,02	
		g	202,09	
		Total	= 634,11	
6^{eme}	N4	N3	634,11	
		g	202,09	
		Total	= 836,2	
5^{eme}	N5	N4	836,2	
		g	202,09	
		Total	= 1038,29	
4^{eme}	N6	N5	1038,29	
		g	202,09	
		Total	= 1240,38	
3^{eme}	N7	N6	1240,38	
		g	202,09	
		Total	= 1442,47	
2^{eme}	N8	N7	1442,47	

Partie 2 : Etude d'un bâtiment
Chapitre II : Pré-dimensionnement

		g Total	202,09 = 1644,56
1^{eme}	N8	N7 g Total	1644,56 202,09 = 1846,65
RDC	N9	N8 Poids du plancher corps creux Poids des poutres Poids de poteau de RDC Total	1846,65 161,4 33,81 7,65 = 2049,51
SS	N10	N9 Poids du plancher dalle pleine Poids des poutres Poids de poteau de l'étage S.S Total	2049,51 176,87 33,81 6,3 = 2266,49

c) choix des sections des poteaux

Tableau II.67 : Choix des sections des poteaux centraux

Niveaux	N _G	N _Q	N _u	Br	a=b	RPA	Le	N _{ser}	σ _{ser}	Obs.
	(kN)	(kN)	(kN)	(cm ²)	(cm)	(cm ²)	choix	(kN)	(MPa)	
T	229,93	28,12	352,58	226,39	17,04	30x30	30x30	258,05	/	/
P8	432,02	70,3	688,67	442,20	23,02	30x30	30x30	502,32	4,85	OK
P7	634,11	108,26	1018,44	653,94	27,57	30x30	30x30	742,37	7,17	OK
P6	836,2	142,00	1341,87	861,63	31,35	30x30	35x35	978,20	6,94	OK
P5	1038,29	171,53	1658,99	1065,24	34,63	30x30	35x35	1209,82	8,58	OK
P4	1240,38	196,84	1969,77	1264,80	37,56	30x30	40x40	1437,22	7,81	OK
P3	1442,47	217,93	2274,23	1460,29	40,21	30x30	45x45	1660,4	9,02	OK
P2	1644,56	239,02	2578,68	1655,79	42,69	30x30	45x45	1883,58	8,08	OK
P1	1846,65	260,95	2884,40	1852,1	45,00	30x30	45x45	2107,60	9,05	OK
RDC	2049,51	282,60	3190,74	2048,80	47,26	30x30	50x50	2332,11	8,11	OK
S.sol	2266,49	302,29	3513,19	2255,84	49,49	30x30	50x50	2568,78	8,93	OK

Exemple de calcul :

Etude de 6^{ème} étage :

- Pour le 7^{ème} étage on a :
 $N_{G7} = 634,11 \text{ kN}; N_{Q7} = 108,26 \text{ kN}$
- Poids du plancher : $G \times S = 5,74 \times 28,12 = 161,4 \text{ kN}$
- Poids du poteau : $\rho_b \times h_{pot} \times a \times b = 25 \times (3,06) \times (0,3)^2 = 6,88 \text{ kN}$

Partie 2 : Etude d'un bâtiment
Chapitre II : Pré-dimensionnement

- Poids des poutres principales : $0,30 \times 0,45 \times 4,92 \times 25 = 16,60 \text{ KN}$.
 - Poids des poutres secondaires : $0,30 \times 0,45 \times 5,1 \times 25 = 17,2 \text{ KN}$.
- G=202,09KN**

$$N_{G6} = N_{G7} + N_G = 836,2 \text{ kN}$$

$$N_{Q6} = Q_3 \times S = 5,05 \times 28,12 = 142,00 \text{ kN}$$

$$N_{u6} = 1,35 N_{G6} + 1,5 N_{Q6} = 1341,87 \text{ kN}$$

$$B_r \geq 0,066 \cdot N_6 \implies B_r \geq 8,85 \cdot 10^{-2}$$

$$B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) \quad ; \quad \text{On a: } a = b$$

$$\text{Donc: } B_r = (a - 0,02)^2 \implies a = \sqrt{B_r} + 0,02 = 0,317 \text{ m}$$

$$a = b = 31,7 \text{ cm}$$

Le choix: $a = b = 35 \text{ cm}$

- **Vérification de la section à l'ELS**

$$N_{ser} = N_{G6} + N_{Q6} = 978,2 \text{ KN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \quad ; \quad (B = a \times b)$$

$$\sigma_{ser} = 6,94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } B = a \times b = 1225 \text{ cm}^2$$

V.4 Choix des sections des poteaux

Pour conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux.

Tableau II.68 : Choix des sections des poteaux

Partie 2 : Etude d'un bâtiment
Chapitre II : Pré-dimensionnement

Etages	Sections carrées (axb)cm²
8^{ème}	30x30
7^{ème}	30x30
6^{ème}	35x35
5^{ème}	35x35
4^{ème}	40x40
3^{ème}	45x45
2^{ème}	45x45
1^{er}	45x45
RDC	50x50
S /SOL	50x50

VI. Conclusion

- Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après l'étude dynamique de notre structure.
- Donc pour les dalles on a :
 - ✓ Dalle en corps creux : **ht= (20+5) cm.**
 - ✓ Dalle pleine : **e= 15 cm.**
- Pour les dimensions des poutres sont comme suit :
 - ✓ les poutres principale on prend : **b x h = 30*45(cm²).**
 - ✓ les poutres secondaire on prend : **b x h = 30*45 (cm²).**
- L'épaisseur des voiles est fixé à **a=20cm**
- Pour les poteaux :
 - ✓ Sous-sol et RDC (50x50)
 - ✓ 1^{er} et 2^{ème} 3^{ème} (45x45)
 - ✓ 4^{ème} (40x40)
 - ✓ 5^{ème} et 6^{ème} (35x35)
 - ✓ 7^{ème} et 8^{ème} (30x30)

Chapitre III

Calculs des éléments
secondaires

Chapitre III : calculs des éléments secondaires**I. Introduction**

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement ni du système porteur, leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usagers, ils sont réalisés généralement en maçonnerie (balcons, cloisons ...) ou en béton (acrotère, escaliers...etc.).

Ces éléments doivent avoir un comportement adéquat en cas de séisme, ils doivent donc être réalisés conformément aux recommandations des règlements parasismiques tout en vérifiant leur résistance à un séisme important, car dans ce dernier cas ils peuvent être sollicités par l'ossature qui se déforme, ils peuvent même modifier la période d'oscillation de la structure et causer une torsion d'ensemble.

II. Acrotère

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q = 1 \text{ kN/ml}$.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b = 100\text{cm}$
- Hauteur $H = 60\text{cm}$
- Epaisseur $e = 10\text{cm}$

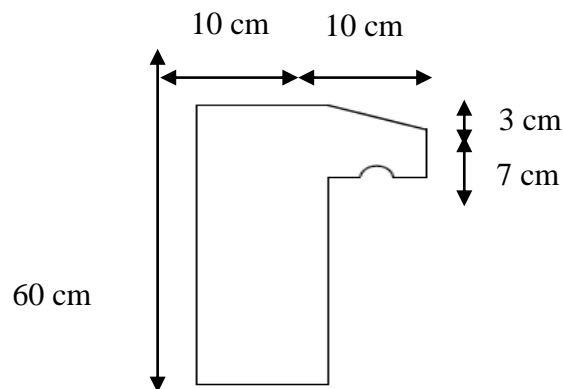
II.1 Calcul des charges sollicitant l'acrotère**A. Charge permanente et surcharge d'exploitation :****A.1. Charge permanente :**

Figure III.61: Dimensions de l'acrotère

Chapitre III : calculs des éléments secondaires

- Surface de l'acrotère :

$$S = (0,10 \times 0,6) + (0,07 \times 0,10) + \frac{(0,10 \times 0,03)}{2} = 0,0685 \text{ m}^2$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,0685 = 1,7125 \text{ kN/ml.}$$

- Revêtement en ciment :

$$G = 18 \times 2 \times 0,015 \times 0,6 = 0,324 \text{ kN/ml.}$$

- Le poids total de l'acrotère :

$$G_{\text{tot}} = 1,7125 + 0,324 = 2,04 \text{ kN/ml} \implies \mathbf{G_{\text{tot}} = 2,04 \text{ kN/ml}}$$

A.2. Charge d'exploitation

On prend en considération l'effet de la main courante :

- $Q = 1,0 \text{ kN/m}^2$

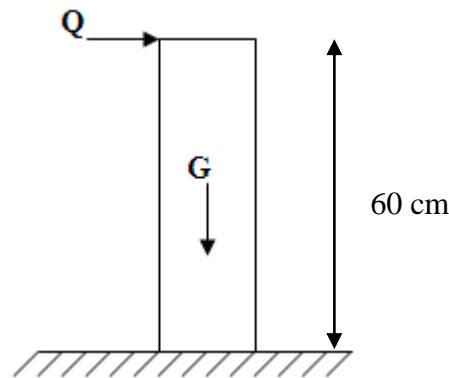


Figure III.62: Sollicitation de l'acrotère

B. Calcul de la force sismique Q_h : (F_P)

L'acrotère doit être vérifié sous l'action d'un effort sismique F_P appliqué à sa partie supérieure.

Si $F_P > 1,5 Q$; on va utiliser cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcul des armatures de ferrailage.

On a :

$$F_P = 4 \times A \times C_P \times W_P \quad [1]$$

Avec :

- F_P : Force horizontale agissant sur les éléments non structuraux.
- A : Coefficient d'accélération pour la zone III, groupe 2, $A = 0,25$.
- C_P : Facteur des forces horizontales ($C_P = 0,8$) élément consol.
- W_P : Poids de l'acrotère : $W_P = 2,04 \text{ kN/ml}$

$$F_P = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,04 = 1,632 \text{ kN/ml.}$$

Chapitre III : calculs des éléments secondaires

$$1,5.Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN/ml.}$$

$$Q_u = \text{Max} (1,5Q ; F_p)$$

$$F_p = 1,632 > 1,5 \quad \Rightarrow \quad Q_u = Q_h = 1,632 \text{ kN/ml.}$$

- Pour une bande de 1m de largeur : $\left\{ \begin{array}{l} G = 2,04 \text{ kN/ml.} \\ Q_h = 1,632 \text{ kN/ml.} \end{array} \right.$

II.2 Détermination des efforts

Pour une bande de 1m de largeur :

➤ **Calcul des efforts à L'ELU**

- $N_u = 1,35.G = 1,35 \times 2,04 = 2,754 \text{ kN}$
- $M_u = 1,5.Q_h.h = 15 \times 1,632 \times 0,6 = 1,468 \text{ kN.m.}$
- $T_u = 1,5.Q_h = 2,448 \text{ kN.}$

➤ **Calcul des efforts à L'ELS**

- $N_{ser} = G = 2,04 \text{ kN.}$
- $M_{ser} = Q_h.h = 0,979 \text{ kN.m.}$
- $T_{ser} = Q_h = 1,632 \text{ kN.}$

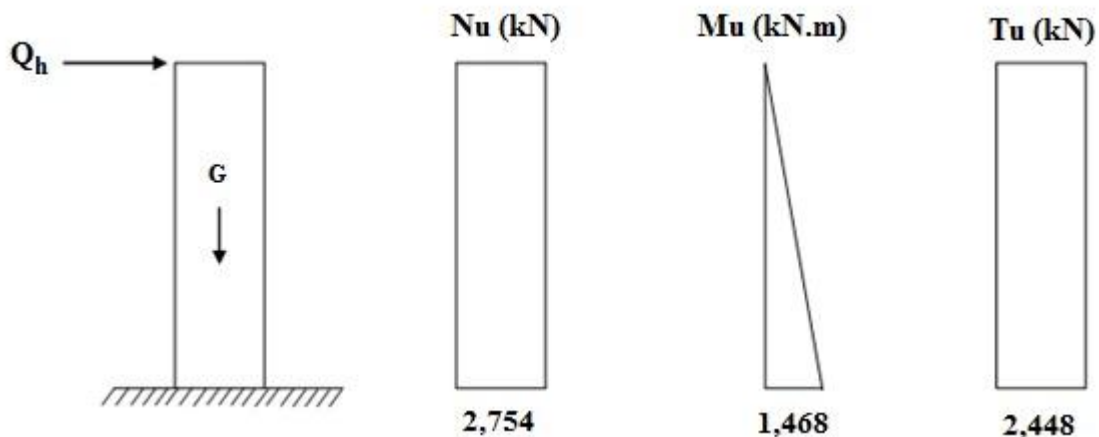


Figure III.63 : Diagramme des efforts à l'ELU.

II.3 Ferrailage de la section de l'acrotère

L'acrotère est sollicité en flexion composée le calcul s'effectuera à L'ELU.

Données : $h = 10\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $f_e = 400\text{MPa}$;

$M_U = 1,468 \text{ kN.m}$, $N_U = 2,754 \text{ kN}$; $d = 0,9 h = 9 \text{ cm}$.

• **Calcul de l'excentricité**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,468}{2,754} = 53,3 \text{ cm}$$

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

On a :

$$e_0 = 53,3 \text{ cm}$$

$$(h/2) - c' = 3 \text{ cm}$$

$$e_0 > (h/2) - c'$$

Alors la section partiellement comprimée (SPC).

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

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_F .

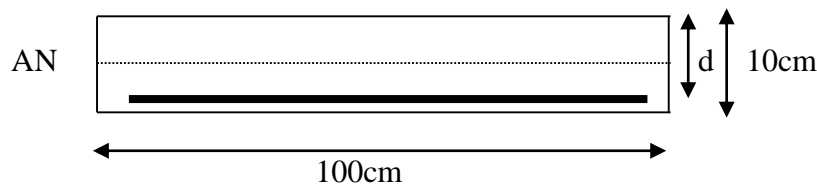


Figure III.64: Distance de l'axe neutre

• **Calcul du moment fictif « M_F »**

$$M_F = M_u + N_u (h/2 - c')$$

$$M_F = 1,468 + 2,754 (0,1/2 - 0,02) = 1,55 \text{ kN.m}$$

D'où : $M_F = 1,55 \text{ kN.m}$

D'après l'organigramme : $M = M_F = 1,55 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_F}{bd^2f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0,0135 < \mu_R = 0,392 ; A_s' = 0 \text{ (pas d'acier comprimés)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0169$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 89,39 \text{ mm.}$$

$$\mu = 0,0135 < 0,186 \Rightarrow \epsilon_s = 10\% \text{ d'où } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{M_F}{Z\sigma_s} \Rightarrow A_s = 49,82 \text{ mm}^2.$$

D'où :

$$\begin{cases} A_1 = A_s' = 0 \\ A_2 = A_s - (N_u/\sigma_s) = 49,82 - \frac{2,754 \times 10^3}{348} = 41,9 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

Chapitre III : calculs des éléments secondaires

On obtient:
$$\begin{cases} A_1 = 0 \text{ cm}^2 \\ A_2 = 0,42 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

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

$$A_s^{\min} \geq 0,23 b d (f_{t28} / f_e) = 0,23 \times 100 \times 90 \times (2,1/400) = 1,086 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_s \geq \max (A_2 ; A_s^{\min}) = 1,086 \text{ cm}^2$$

La section choisie est **6T6** avec $A_s = 1,7 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

➤ Armatures de répartitions

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,425 \leq A_r \leq 0,85 \text{ cm}^2 \quad [8]$$

La section choisie est $A_r = \mathbf{4T6} = 1,13 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 15 \text{ cm}$.

II.4 Vérification**II.4.1 Vérification à L'E.L. S**

$$- N_{\text{ser}} = 2,04 \text{ kN}.$$

$$- M_{\text{ser}} = 0,979 \text{ kN.m}.$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0,979}{2,04} = 0,48 \text{ m} \Rightarrow \text{On prend } e_0 = 48 \text{ cm}. \\ \frac{h}{2} - c' = 3 \text{ cm}. \end{array} \right.$$

On a : $e_0 = 48 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c' = 3 \text{ cm} \Rightarrow$ Section Partiellement Comprimée (SPC).

On doit vérifier le béton et l'acier

➤ **Position de l'axe neutre**

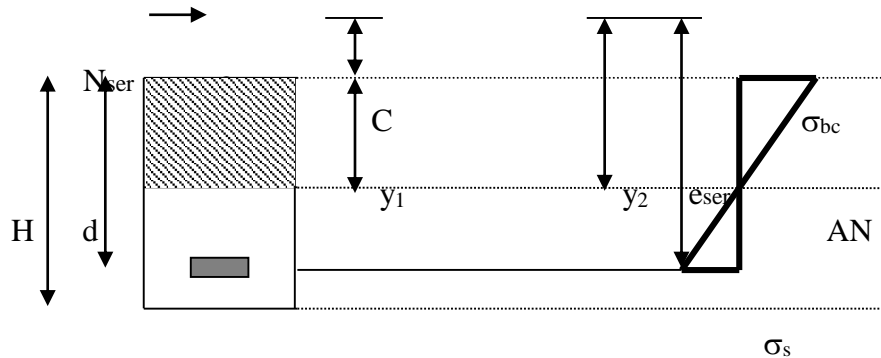


Figure III.65: Diagramme des contraintes de section partiellement comprimée

On a : $y_1 = y_c + C$ [2]

C : distance de centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

$$C = e - h / 2 = 48 - 10/2 = 43 \text{ cm}$$

$$e_{ser} = [C + (d - h/2)] \Rightarrow e_{ser} = 52 \text{ cm}$$

$$c = d - e_{ser} = 9 - 52 = -43 \text{ cm} \quad (c < 0)$$

On doit résoudre l'équation suivante selon [2] :

$$y_2^3 + P y_2 + q = 0 \text{ (2)}$$

Avec :

- y_c : la distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

- $n = 15$.

$$\begin{cases} P = -3c^2 - \frac{90A_s'(c-c')}{b} + \frac{90A_s(d-c)}{b} = -3c^2 + \frac{90}{b} A_s(d-c) \\ q = -2c^3 - \frac{90A_s'(c-c')^2}{b} - \frac{90A_s(d-c)^2}{b} = -2c^3 - \frac{90}{b} A_s(d-c)^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } A_s' = 0 \Rightarrow \begin{cases} P = -5467,44 \text{ cm}^2 \\ q = 154876,88 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

D'où l'équation (2) devient

$$y_2^3 - 5467,44 y_2 + 154876,88 = 0$$

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

$$\Delta = q^2 + 4p^3 / 27 = -2,261 \times 10^8 > 0$$

Chapitre III : calculs des éléments secondaires

D'ou :

$$\cos \varphi = \left[\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right] = -0,995$$

$$\cos \varphi = -0,99 \Rightarrow \varphi = 174,26^\circ$$

- $Y_1 = a \cos (\varphi/3) = 45,13 \text{ cm}$
- $Y_2 = a \cos (\varphi/3 + 240^\circ) = 40,19 \text{ cm}$
- $Y_3 = a \cos (\varphi/3 + 120^\circ) = -85,33 \text{ cm}$

$$\text{Avec : } a = 2 \sqrt{\frac{-P}{3}} = 85,38$$

La solution qui convient : $y_c = 45,13 \text{ cm}$.

Car : $0 < y_{\text{ser}} = y_c + c < h$ avec $y_1 = y_c + c = 45,13 - 43 = 2,13 \text{ cm}$

Alors : la position de l'axe neutre est : $y_1 = 2,13 \text{ cm}$.

➤ **Calcul du moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y_{\text{ser}}^3 + n [A_s (d - y_{\text{ser}})^2 + A'_s (y_{\text{ser}} - c')^2] = 1535,64 \text{ cm}^4 ; n = 15$$

$$\Rightarrow I = 1535,64 \text{ cm}^4$$

II.4.2 Vérification des contraintes

II.4.2.1 Contrainte de béton

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\text{ser}} = 2,04 \text{ kN.} \\ \sigma_{\text{bc}} = \left(\frac{N_{\text{ser}}}{I} y_c \right) y_{\text{ser}} \leq \bar{\sigma}_s = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{bc}} = \left(\frac{2,04 \times 10^3}{1535,64 \times 10^4} \times 45,13 \times 10 \right) \times 2,13 \times 10 = 1,276 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vétifiée.} \end{array} \right.$$

II.4.2.2 Contraintes de l'acier

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = n \left(\frac{N_{\text{ser}}}{I} y_c \right) (d - y_{\text{ser}}) \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Acier tendu} \\ \sigma'_s = n \left(\frac{N_{\text{ser}}}{I} y_c \right) (y_{\text{ser}} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Acier comprimé} \\ \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max}(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA}) \end{array} \right.$$

Chapitre III : calculs des éléments secondaires

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 15 \left(\frac{2,04 \times 10^3}{1535,64 \times 10^4} \times 45,13 \times 10 \right) \times (90 - 21,3) = 61,78 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \\ \sigma'_s = 15 \left(\frac{2,04 \times 10^3}{1535,64 \times 10^4} \times 45,13 \times 10 \right) \times (21,3 - 20) = 1,17 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

II.4.2.3 Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \tau_u = \bar{\min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa.} \\ \tau_u = 2,448 \text{ kN.} \\ \tau_u = \frac{2,448 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,0272 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \implies \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

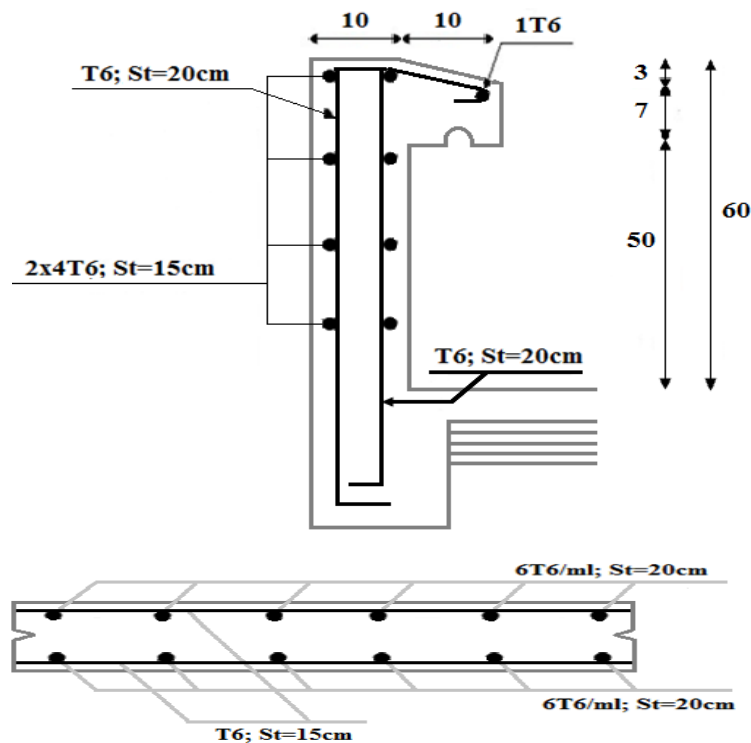


Figure III.66 : Disposition des armatures dans l'acrotère.

III. Les balcons

Le balcon est constitué d'une dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde-corps de hauteur $h=1\text{m}$ en brique creuse de 10cm d'épaisseur L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{140}{10} = 14 \text{ cm}$$

Partie 2 : Etude d'un bâtiment
Chapitre III : calculs des éléments secondaires

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

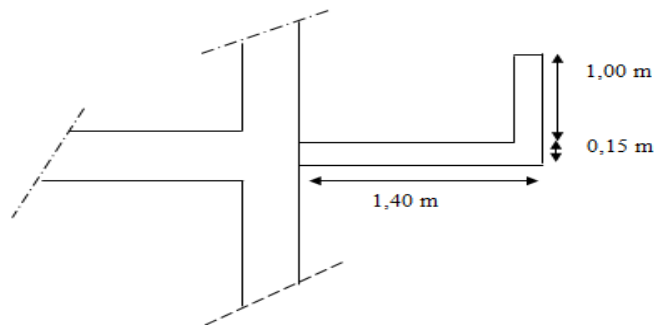


Figure III.67: Dimension du balcon

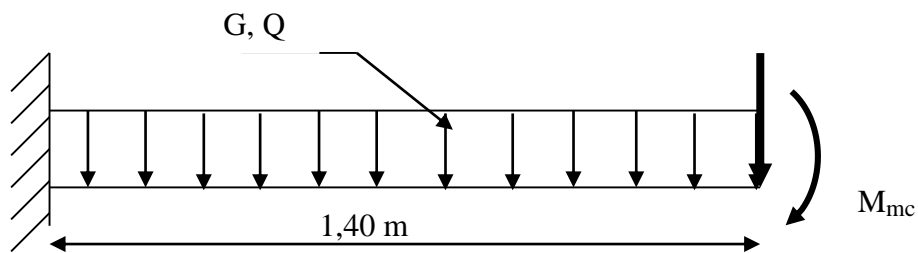


Figure III.68: Schéma statique du balcon

III.1 Calcul des charges sollicitant le balcon

III.1.2 Charges permanentes et surcharges d'exploitation

Nous considérons une bande de 1m de balcon.

➤ Charge permanente

- Carrelage ($e=2\text{cm}$) $0,40\text{KN/m}^2$
- Mortier de pose ($e=2\text{cm}$) $0,40\text{KN/m}^2$
- Lit de sable ($e=3\text{cm}$) $0,54\text{KN/m}^2$
- Dalle pleine ($e=15\text{cm}$) $3,75\text{KN/m}^2$
- Enduit en ciment ($e=2\text{cm}$) $0,36\text{KN/m}^2$

$$G_1=5,45\text{KN/m}^2$$

➤ Charge d'exploitation

$$Q = 3,5 \text{ kN/m}$$

➤ Charge concentrée

- Enduit de ciment $0,36 \text{ kN/m}^2$
- Maçonnerie (ép = 10 cm) $0,90 \text{ kN/m}^2$
- Enduit de ciment $0,36 \text{ kN/m}^2$

$$\sum F = 1,62 \text{ kN/m}^2$$

➤ Moment dû à la main courante

Chapitre III : calculs des éléments secondaires

- $M_{mc} = Q' \times L = 1 \times 1 \times 1 = 1 \text{ kN}$

III.1.3 Combinaison des charges➤ **A l'ELU**

- Dalle : $q_1 = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,45 + 1,5 \times 3,5 = \mathbf{12,60 \text{ kN/ml}}$;
- Garde-corps: $q_2 = 1,35G_1 = 1,35 \times 1,62 = \mathbf{2,187 \text{ kN/ml}}$.
- Main courante : $q_3 = 1,5 \times 1 = \mathbf{1,5 \text{ kN/ml}}$.

➤ **A l'ELS**

- Dalle : $q_s1 = 5,45 + 3,5 = \mathbf{8,95 \text{ kN/ml}}$.
- Garde-corps $q_s2 = \mathbf{1,62 \text{ kN/ml}}$.
- Main courante $q_s3 = \mathbf{1 \text{ kN/ml}}$.

Tableau III.69: Les combinaisons des charges à ELU et ELS

	ELU	ELS
q(kN/ml)	12,60	8,95
F(kN)	2,187	1,62
M_{mc}	1,50	1,00

III.1.4 Calcul des efforts internes

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

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

Tableau III.70 : Calcul des efforts internes

	ELU	ELS
M (kNm)	16,9	12,04
T (kN)	19,82	14,15

- **Diagramme des efforts internes :**

➤ **A l'ELU :**



➤ A P'ELS :

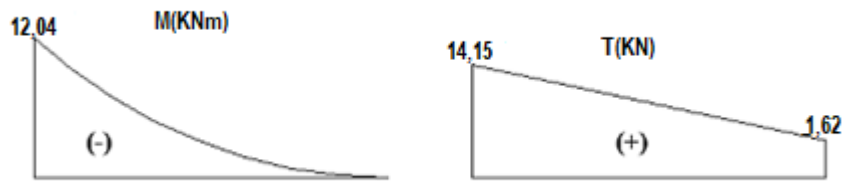


Figure III.69: Diagrammes des efforts internes

III.1.5 Calcul de ferrailage

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de longueur, avec :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$
 $f_e = 400 \text{ MPa}$.

Tableau III.71 : Ferrailage du Balcon

Mu (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	As' (cm ²)	α	Z (cm)	As (cm ²)	le choix	As ^{adp} (cm ²)	esp (cm)
16,9	0,065	OUI	0	0,084	13,04	3,45	7T10	5,5	15

$$S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (33 \text{ et } 3h) \text{ pour une charge répartie.} \\ (22 \text{ et } 2h) \text{ pour une charge concentrée.} \end{array} \right.$$

$$S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 33 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{Espacement vérifié.}$$

❖ **Armatures de répartition**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,37 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 2,75 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : 5T8/ml = 2,51 cm² avec : S_t = 20 cm

III.1.6 Vérifications

III.1.6.1 Condition de non fragilité

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

$$A_s = 5,50 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.5.3.2 Vérification de l'effort tranchant

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

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{19,82 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,146 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

Alors : $\tau_u^{\max} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

III.1.6.2 Vérification vis-à-vis de l'ELS

On considère que la fissuration est préjudiciable.

❖ Vérification des contraintes

➤ Position de l'axe neutre "y":

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

➤ Moment d'inertie "I":

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

Avec: n=15 ; c'=5cm ; d=13.5cm ; b=100cm ; A'_s=0 ; η = 1,6 (H.A)

On doit vérifier que:

$$\sigma_b = \left(\frac{M_{\text{ser}}}{I} \right) y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n \left(\frac{M_{\text{ser}}}{I} \right) (d - y) \leq \sigma_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{nf_{tj}} \right) \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

Exemple de calcul de Y

Chapitre III : calculs des éléments secondaires

$$Y : b/2 \cdot y^2 - n A_s (d - y) = 0$$

$$100/2 y^2 - 15 \times 5,50 (13,5 - y) = 0$$

$$50 y^2 + 82,5 y - 1113,75 = 0 \implies \Delta = 479,12 \implies Y_1 = 3,96 \text{ cm} ; Y_2 = - 3,96 \text{ cm}$$

$$I : I = b/3 y^3 + n A_s (d - y)^2$$

$$100/3 (3,96)^3 + 15 \times 5,50 (13,5 - 3,96)^2$$

$$\implies I = 9588,42 \text{ cm}^4$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.72 : Vérification des contraintes.

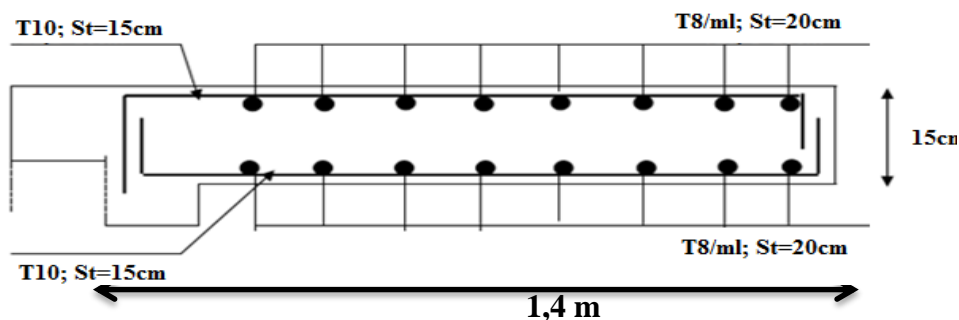
M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
12,04	5,50	3,96	9588,4	4,97	15	vérifié	179,68	201,6	vérifié
			2					3	

III.1.6.3 Vérification de la flèche

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser du calcul de la flèche. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0,107 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow 0,00407 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10M_0} \Leftrightarrow 0,107 \geq 0,1 \dots\dots\dots \text{vérifier.} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire



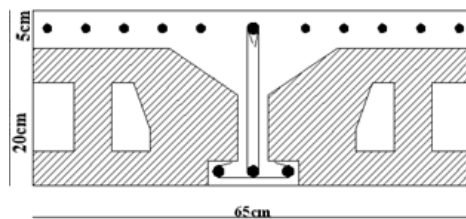
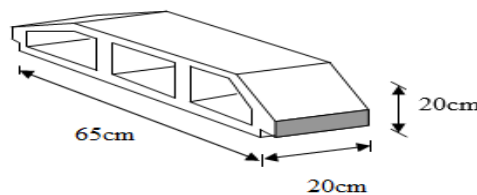
Chapitre III : calculs des éléments secondaires**Figure III.70:** Schéma du ferrailage du balcon**IV. Etudes des planchers**

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

IV.1 Plancher à corps creux

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(20 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

**Figure III.71:** Coupe du plancher en corps creux**Figure III.72:** Dimensions de l'hourdis**IV.1.1 Etude des poutrelles**

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

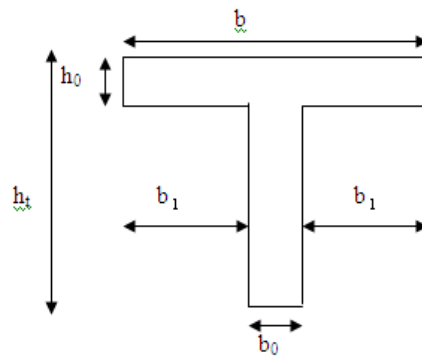
A. Dimensions des poutrelles

$$\frac{1}{25} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{20}$$

- ✓ Poutrelle de travée $L_{\max} = 5,40 \text{ m}$; donc on a : $21,6 \text{ cm} \leq h \leq 27 \text{ cm}$

Nous avons comme données :

$$h_t = 25 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm}, b = 65 \text{ cm} ; b_1 = (b - b_0) / 2 = 26,5 \text{ cm}$$

Chapitre III : calculs des éléments secondaires**Figure III.73:** Dimension de la poutrelle**B. Calcul des moments**

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

- ✓ Méthode forfaitaire [1].
- ✓ Méthode de CAQUOT [1].
- ✓ Méthode des éléments finis.

Les moments, et les efforts tranchants seront calculés à l'aide du logiciel (**ETABS2016**)

C. Calcul des poutrelles

Le calcul se fait en deux étapes :

- 1^{ère} étape : Avant le coulage de la table de compression.
- 2^{ème} étape : Après le coulage de la table de compression.
- ◆ **1^{ère} étape** : Avant le coulage de la table de compression
 - Poutrelle de travée $L=5,40$ m
 - On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
 - Son poids propre.
 - Poids du corps creux.
 - Surcharge due à l'ouvrier $Q=1\text{kN/m}^2$

❖ Evaluation des charges et surcharges**➤ Charges permanentes**

- poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15\text{kN/ml}$
- Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,25 \times 14 = 2,28\text{kN/ml}$

$$\mathbf{G=2,43\text{kN/ml}}$$

➤ Charges d'exploitation

Chapitre III : calculs des éléments secondaires

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$$

❖ **Combinaison des charges**

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 4,26 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}} = G + Q = 3,08 \text{ kN/ml}$$

❖ **Calcul des moments**

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{4,26 \times (5,40)^2}{8} = 15,53 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}} \cdot l^2}{8} = \frac{3,08 \times (5,40)^2}{8} = 11,23 \text{ kN.m}$$

✓ **Ferraillage**

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L. U

$M_u=15,53 \text{ kNm}$; $b=12 \text{ cm}$; $d=4,5 \text{ cm}$; $\sigma_{bc}=14,17 \text{ Mpa}$

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

$$\mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{15,53 \times 10^6}{14,17 \times 120 \times 45^2} = 4,51 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow AS' \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaielements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

◆ **2^{ème} étape** : Après le coulage de la table de compression

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té »

❖ **Evaluation des charges et surcharges**● **Plancher terrasse**➤ **Charge permanentes**

$$G = 6,73 \times 0,65 = 4,38 \text{ kN/ml}$$

➤ **Surcharges d'exploitation**

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$$

● **Plancher courant**➤ **Charge permanente**

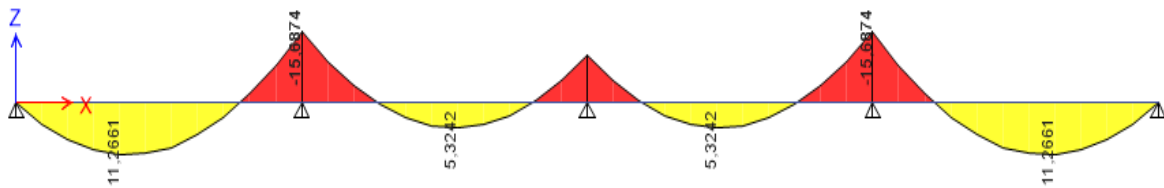
$$G = 5,74 \times 0,65 = 3,74 \text{ kN/ml}$$

➤ **Surcharge d'exploitation**

Partie 2 : Etude d'un bâtiment
Chapitre III : calculs des éléments secondaires

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ kN/ml}$$

❖ **Combinaison des charges**



➤ **Plancher terrasse**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,89 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = G + Q = 5,03 \text{ kN/ml}$$

➤ **Plancher courant**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,52 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = G + Q = 4,72 \text{ kN/ml}$$

◆ **Remarque** : Le plancher terrasse est le plus sollicité.

a. Calcul des efforts internes

Dans notre structure, on a quatre (03) types de poutrelle :

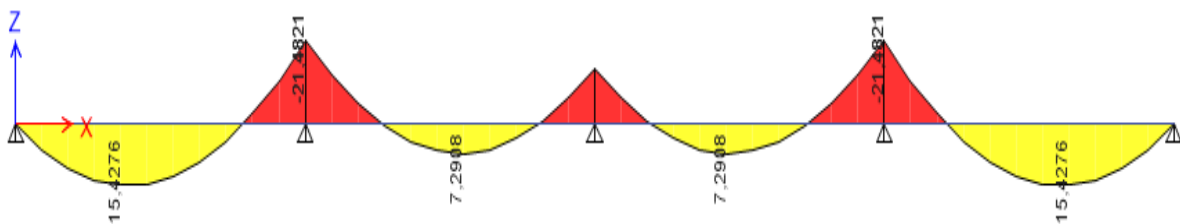
- Poutrelle à 04 travées.
- Poutrelle à 02 travées.
- Poutrelle à 01 travée.

Les moments, et les efforts tranchants seront calculés à l'aide du logiciel (ETABS2016).

➤ **Type 1 : Poutrelle à 4 travées**

Récapitulation des moments sur appuis et en travées et l'effort tranchant de la poutrelle, (5,4m – 5,4m – 5,4m – 5,4m).

❖ **Diagrammes des moments à ELU**



❖ **Diagrammes des moments à ELS**

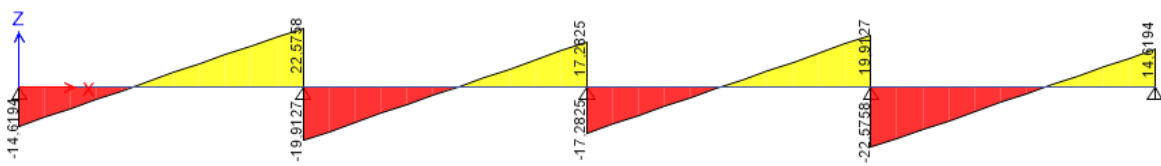
❖ Diagrammes des efforts tranchant à ELU

❖ Diagrammes des efforts tranchant à ELS

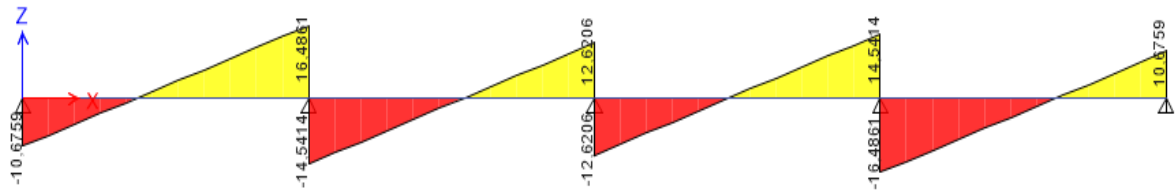
⇒ Récapitulation des résultats

• ELU

- $M_{travée}^{max} = 15,43 \text{ kN.m}$
- $M_{appui}^{max} = 21,48 \text{ kN.m}$



- $T_u^{max} = 22,58 \text{ kN}$



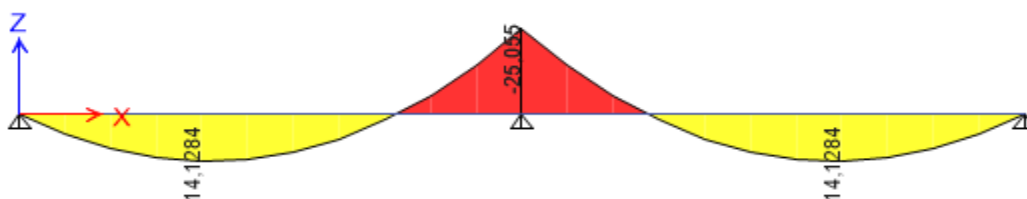
• ELS

- $M_{travée}^{max} = 11,27 \text{ kNm}$
- $M_{appui}^{max} = 15,69 \text{ kNm}$

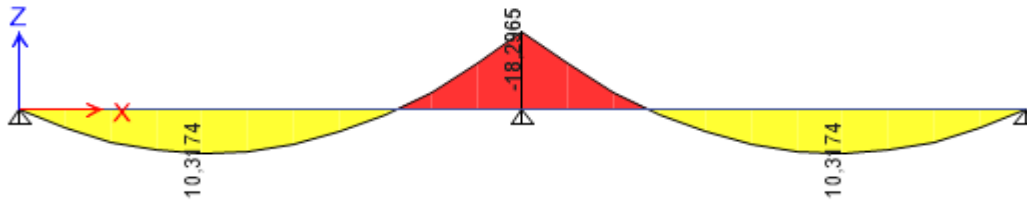
➤ Type 2 : Poutrelle à 2 travées

Récapitulation des moments sur appuis et en travées et l'effort tranchant de la poutrelle, (5,4m – 5,4m).

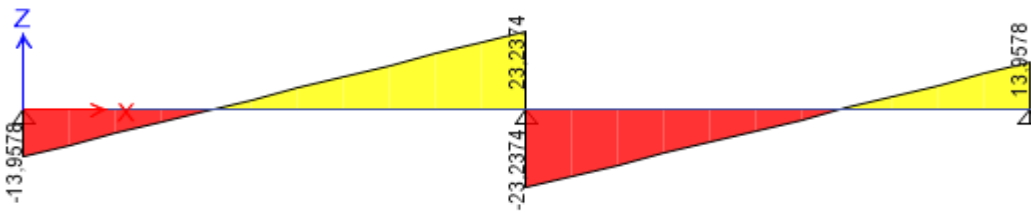
❖ Diagrammes des moments à ELU



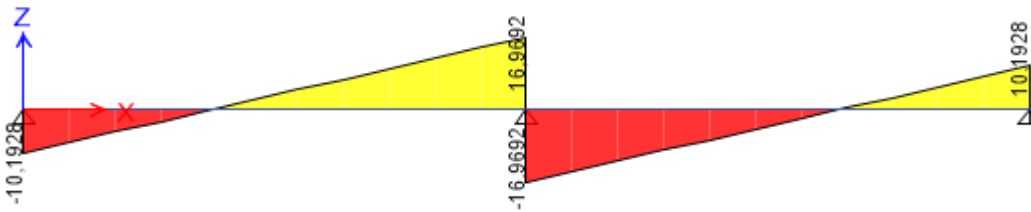
❖ **Diagrammes des moments à ELS**



❖ **Diagrammes des efforts tranchant à ELU**



❖ **Diagrammes des efforts tranchant à ELS**



⇒ **Récapitulation des résultats**

• **ELU**

- $M_{travée}^{max} = 14,13 \text{ kN.m}$
- $M_{appui}^{max} = 25,06 \text{ kN.m}$
- $T_u^{max} = 23,24 \text{ kN}$

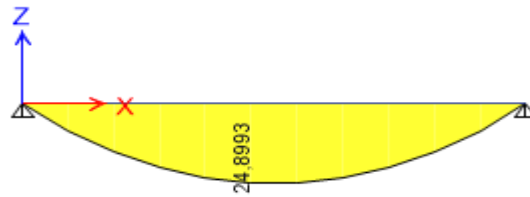
• **ELS**

- $M_{travée}^{max} = 10,32 \text{ kNm}$
- $M_{appui}^{max} = 18,30 \text{ kN.m}$

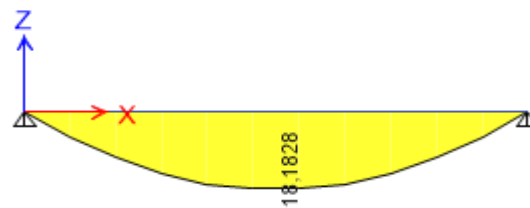
➤ **Type 3 : Poutrelle à 1 travée**

Récapitulation des moments sur appuis et en travées et l'effort tranchant de la poutrelle, (5,4m).

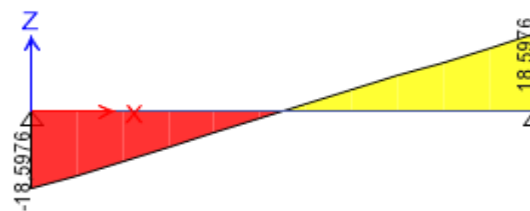
❖ Diagrammes des moments à ELU



❖ Diagrammes des moments à ELS



❖ Diagrammes des efforts tranchant à ELU



❖ Diagrammes des efforts tranchant à ELS



⇒ Récapitulation des résultats

• ELU

– $M_{\text{travée}}^{\text{max}} = 24,90 \text{ kN.m}$

– $M_{\text{appuis}}^{\text{max}} = 0 \text{ kN.m}$

– $T_u^{\text{max}} = 18,60 \text{ kN}$

• ELS

Chapitre III : calculs des éléments secondaires

- $M_{travée}^{max} = 18,18 \text{ kNm}$
- $M_{appuis}^{max} = 0 \text{ kN.m}$

IV.1.1.1 Calcul du ferrailage

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

- **ELU**

- $M_{travée}^{max} = 24,90 \text{ kN.m}$
- $M_{appuis}^{max} = 25,06 \text{ kN.m}$
- $T_u^{max} = 23,24 \text{ kN}$

- **ELS**

- $M_{travée}^{max} = 18,18 \text{ kNm}$
- $M_{appuis}^{max} = 18,30 \text{ kN.m}$

1. Ferrailage en travée

$h=25\text{m}$; $h_0=5\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=22,5\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 92,11 \text{ kN.m}$$

On a: $M_{travée u}^{max} = 24,90 \text{ kN.m} < M_{tab} = 92,11 \text{ kN.m}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Partie 2 : Etude d'un bâtiment
Chapitre III : calculs des éléments secondaires

Tableau III.73 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
24,90	0,053	Oui	0	0,068	21,88	Oui	10‰	348	3,27

➤ **Condition de non fragilité**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s^{\min} \geq 0,23 \times bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,77 \text{ cm}^2 \\ A_s = \text{Max} \{1,77 \text{ cm}^2 ; 3,77 \text{ cm}^2\} = 3,77 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

⇒ Choix : 3T12 ($A_s=3,39 \text{ cm}^2$).

2. Ferrailage sur appuis

On a: $M_{\text{appuis}}^{\max} = 25,06 \text{ kN.m} < M_{\text{tab}} = 92,11 \text{ kN.m}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple.

Tableau III.74 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

M_{Ua} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
25,06	0,054	Oui	0	0,069	21,88	Oui	10‰	348	3,29

➤ **Condition de non fragilité**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s^{\min} \geq 0,23 \times b_0 d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,33 \text{ cm}^2 \\ A_s = \text{Max} \{0,33 \text{ cm}^2 ; 5,60 \text{ cm}^2\} = 5,60 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

⇒ Choix : 2T14 ($A_s=3,08 \text{ cm}^2$).

IV.1.1.2 Vérifications

• **Effort tranchant**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 23,24 \text{ kN}$

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

Tel que :

Chapitre III : calculs des éléments secondaires

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{fissuration peu nuisible.} \\ \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{23,24 \times 10^3}{120 \times 225} = 0,86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

• Au voisinage des appuis**a) Appuis de rives****➤ Vérification de la compression du béton [2]**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 18,60 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\gamma_b = \frac{18,60 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 225} = 0,77 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ Vérification des armatures longitudinales [2]

$$A_s = 3,08 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{f_e \gamma_s} = 0,53 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

b) Appuis intermédiaires :**➤ Vérification de la contrainte de compression [2]**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0d} = \frac{23,24 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 225} = 0,96 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ Vérification des armatures longitudinales [2]

$$A_s = 3,08 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{au}}{0,9d}}{\sigma_s} = -2,9 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• Vérification à l'ELS

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

a) Vérification des contraintes du béton [2]

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Chapitre III : calculs des éléments secondaires

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

b) Détermination de l'axe neutre

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\Longrightarrow \frac{b}{2} \cdot Y^2 + n \cdot A'_s \cdot (Y - c') - n \cdot A_s \cdot (d - Y) = 0$$

Avec :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15; b = 65\text{cm (travée)}; b_0 = 12\text{cm (appuis)}; h = 25\text{cm}; h_0 = 5\text{cm}; d = 0,9h = 22,5\text{cm}$$

Y : la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} \frac{b}{2} y^2 + n(A_s + A'_s)y - n(A_s \cdot d + A'_s \cdot c') = 0 \\ I = \frac{b}{3} \cdot Y^3 + n \cdot A'_s \cdot (Y - c')^2 - n \cdot A_s \cdot (d - Y)^2 \end{cases}$$

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée.
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance "y" et le moment d'inertie "I" se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

c) Exemple de calcul**✦ Travée**

$$65/2 y^2 + 15 \times 3,39y - 15(3,39 \times 22,5) = 0$$

$$32,5 y^2 + 50,85 y - 1144,13k = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = b^2 - 4ac = 388,97 \Rightarrow Y_1 = 6,23\text{cm}, Y_2 = -7,79\text{cm}$$

✦ Le moment d'inertie "I"

$$I = b/3 y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

$$65/3 \times 6,23^3 + 15 \times 3,39(22,5 - 6,23)^2 = 0 \implies I = 18699,75\text{cm}^4$$

✦ Appuis

$$65/2 y^2 + 15 \times 3,08 y - 15(3,08 \times 22,5) = 0$$

$$32,5 y^2 + 46,2 y - 1039,5 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = b^2 - 4ac = 370,50 \Rightarrow Y_1 = 4,99\text{cm}, Y_2 = -6,41\text{cm}$$

Chapitre III : calculs des éléments secondaires

➤ **Le moment d'inertie « I »**

$$I = b/3 y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

$$\frac{65}{3} \times 4,99^3 + 15 \times 3,08 (22,5 - 4,99)^2 = 0 \implies I = 16857,04 \text{ cm}^4$$

Tableau III.75: vérification à l'ELS.

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
Travée	18,18	3,39	6,23	18699,75	6,06	Vérifiée
Appuis	18,30	3,08	4,99	16857,04	5,42	Vérifiée

• **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = 0,046 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} = 0,0126 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \\ \frac{h}{L} = 0,046 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = 0,1117 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Nous remarquons que les (03) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

- Flèche totale :

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

$$\text{Avec : } f = \frac{M_{\text{Ser}}^{\text{max}} \cdot L^2}{10 E_i I_F}$$

$$\text{Tel que : } \left\{ \begin{array}{ll} \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} & \text{Si } L > 5,00 \text{ m} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} & \text{Si } L < 5,00 \text{ m} \end{array} \right.$$

Chapitre III : calculs des éléments secondaires

- Tel que : $\bar{f} = 0,5 + L/1000 = 1,04 \text{ cm}$ ($L > 5,00 \text{ m}$)
- f_i : La flèche due aux charges instantanées.
- f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

➤ **Position de l'axe neutre « y_1 »**

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0 \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

➤ **Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » [2]**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h-y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3} (y_1-h_0)^3 + 15A_s (d-y_1)^2$$

➤ **Calcul des moments d'inerties fictifs [2]**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_i\mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1+\lambda_v\mu}$$

Avec :

$$\left(\begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta \left(2+3\frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.} \\ \lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta \left(2+3\frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.} \end{array} \right.$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.76 : Récapitulatif du calcul de la flèche

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
18,18	3,39	9,02	0,0125	238,34	3,28	1,31	0,73	41392,12	13413,66	21158,37

➤ **Calcul des modules de déformation**

Chapitre III : calculs des éléments secondaires

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20\text{MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40\text{MPa}$$

➤ **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées**

$$f_i = \frac{M_{\text{ser}}L^2}{10E_iI_{fi}} = 1,31 \text{ cm} \quad (L = 5,4\text{m})$$

➤ **Calcul de la flèche due aux déformations différées**

$$f_v = \frac{M_{\text{ser}}L^2}{10E_vI_{fv}} = 2,32 \text{ cm} \quad (L = 5,4\text{m})$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 1.01\text{cm} < \bar{f} = 1,04\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

IV.1.1.3 Calcul des armatures transversales et l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa)

➤ **Selon le règlement [2]**

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

➤ **Selon le règlement [1]**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_1\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_1; \frac{b}{10}\right)$$

– \varnothing_1 : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

– $\varnothing_t \leq \text{Min}(0,60\text{cm}; 1,2\text{cm}; 1,2\text{cm}) = 0,60\text{cm}$

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

➤ **Selon la référence [2] :**

Chapitre III : calculs des éléments secondaires

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 8,94.10^{-3} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 17,01 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 1,2.10^{-2} \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ **Selon la référence [1]**

- $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036$
- $S_t \leq 6,25 \text{ cm}$ zone nodale
- $S_t \leq 12,5 \text{ cm}$ zone courante

❖ **Choix des armatures**

On adopte : $A_t = 2T6 = 0,57 \text{ cm}^2$

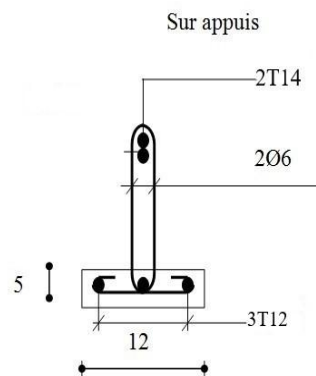
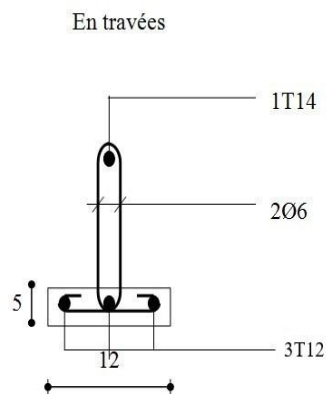
❖ **Choix des espacements**

- $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \rightarrow S_t \leq 15,83 \text{ cm}$
- $S_t \leq 6,25 \text{ cm}$ Zone nodale
- $S_t \leq 12,5 \text{ cm}$ Zone courante

Remarque : Le ferrailage des poutrelles sont regroupés dans les tableaux suivant :

Tableau III.77 : ferrailages des poutrelles.

Ferrailage longitudinale			Ferrailage Transversal			
Poutrelle		$A_{adoption}$ (cm^2)	Barres	A_t (cm^2)	S_t (cm)	
					Z .nodale	Z .courante
Plancher en corps creux	Travée	3,39	3T12	2T6	6	12
	Appuis	3,08	2T14			



Chapitre III : calculs des éléments secondaires**Figure III.74:** Ferrailages des poutrelles en travée et en appuis**IV.1.2 Etude de la dalle de compression****IV.1.2.1 Ferrailage de la dalle de compression :**

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferrailage en quadrillage.

La dalle de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles.

Le quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} & \Rightarrow A_1 = 4 \frac{L_1}{f_e} \text{ avec : } (L_1 \text{ en cm}). \\ L_1 \leq 50 \text{ cm} & \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

- L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65$ cm).
- A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).
- A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).
- $A_2 = A_1 / 2$
- $f_e = 520$ MPa (quadrillage de TS.TIE520 $\rightarrow \varnothing \leq 6$ mm).

On a : $L_1 = 65$ cm

$$\text{On obtient : } A_1 = 4 \frac{65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } 5T6 = 1,41 \text{ cm}^2$$

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

B. Armatures de répartition :

$$A_2 = A_1 / 2 = 0,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 5T6 \Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ et } S_t = 20 \text{ cm.}$$

Chapitre III : calculs des éléments secondaires

- Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte des treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens :

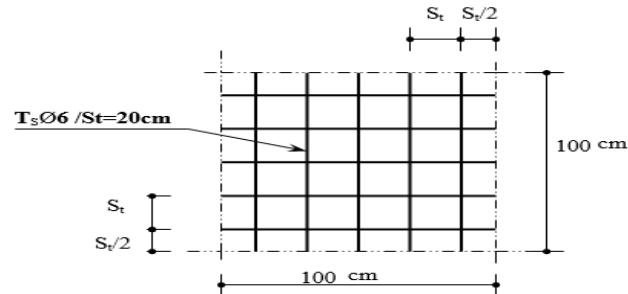


Figure III.75: Disposition constructive des armatures de la table de compression

V. Escaliers

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

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

V.1 Les différents types d'escaliers

On peut pratiquement, à condition naturellement que les dimensions le permettent, d'adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- À cartier tournants.
- À palier intermédiaire.
- À la Française (limon apparent sur le côté).
- À l'anglaise (marche en débord sur le limon).

La figure suivante donne quelques exemples des systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs des immeubles.

Un escalier extérieur permettant l'accès à un immeuble, s'appelle un perron. On peut en imaginer des formes et des dispositions très variées, la figure donne quelques exemples :

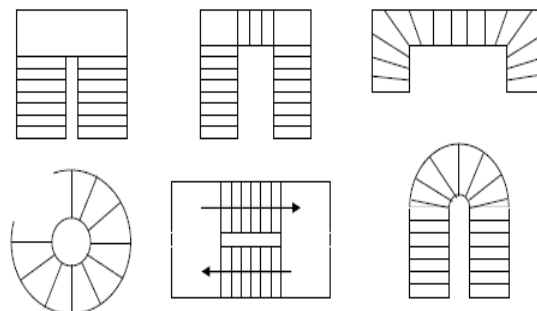


Figure III.76: Types des escaliers

V.2 Définition d'un élément d'escalier

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse.

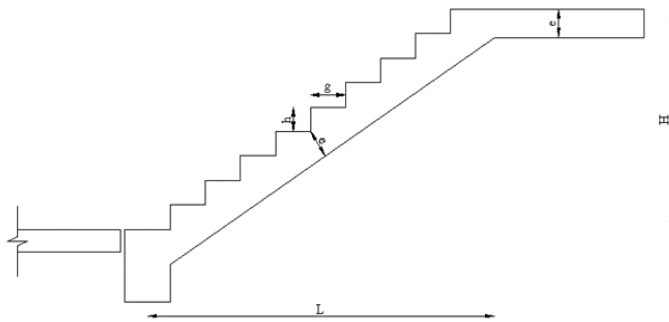


Figure III.77: Les éléments de l'escalier

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

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

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

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

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

n : Le nombre des contre marches

$(n-1)$: Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2 - (64+2H+L) n + 2H = 0 \dots\dots\dots (4)$$

Avec :

- n : La racine de l'équation

Notre escalier comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée :

Les valeurs de **H** et **L**

$H=153\text{cm}$; $L=270\text{cm}$

$$64n^2 - 640n + 306 = 0$$

Solution

- $n_1=0,50$
- $n_2=9$

On prend :

- Le nombre de contre marche $n=9$
- Le nombre des marches $n-1=8$

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{1,53}{9} = 0,17m = 17cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 0,30m = 30cm$$

V.3 Vérification de l'équation de

« **BLONDEL** »

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)cm \\ (16 \leq h \leq 18)cm \\ (22 \leq g \leq 33)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64cm \\ h = 17cm \\ g = 30cm \end{cases} \quad \text{Vérifiée}$$

❖ Détermination de l'épaisseur de la paillasse

$$\frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20}$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,5 = \sqrt{(2,70)^2 + (1,53)^2} + 1,5 = 4,60m$$

$$15,33 \leq e \leq 23cm$$

On prend : $e=20$ cm

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse. Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

❖ Angle d'inclinaison de la paillasse

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{270} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

V.4 Evaluation des charges

V.4.1 Palier

A. Charges permanentes

- Carrelage ($e=2cm$) 0,50KN/m²
- Mortier de pose ($e=2cm$) 0,40KN/m²
- Lit de sable ($e=3cm$) 0,54KN/m²
- Dalle pleine ($e=20cm$) 5KN/m²
- Enduit en ciment ($e=2cm$) 0.36KN/m²

Chapitre III : calculs des éléments secondaires

$$G_1=6,80\text{KN/m}^2$$

B. Charge d'exploitation

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

V.4.2 Paillasse**A. Charge permanentes**

- Poids propre de la paillasse $\left(\frac{25 \times 0,20}{\cos 29,54}\right) = \dots\dots\dots 5,75\text{KN/m}^2$
- Carrelage (e=2cm) $\dots\dots\dots 0,50\text{KN/m}^2$
- Mortier de pose (e=2cm) $\dots\dots\dots 0,40\text{KN/m}^2$
- Poids propre de la marche $\frac{25 \times 0,17}{2} = \dots\dots\dots 2,13\text{KN/m}^2$
- Garde-corps $\dots\dots\dots 1,00\text{KN/m}^2$
- Enduit en ciment (e=2cm) $\dots\dots\dots 0,36\text{KN/m}^2$

$$G_2=10,13\text{KN/m}^2$$

B. Charge d'exploitation

$$Q_2=2,50\text{KN/m}^2$$

V.5 Combinaison des charges**Tableau III.78 : Récapitulation les résultats de combinaison des charges**

	Paillasse	Palier
E.L.U : $N_u = 1,35G + 1,5Q$ (kN/ml)	$N_u = 1,35 \times 10,13 + 1,5 \times 2,50$ $= 17,42$	$N_u = 1,35 \times 6,80 + 1,5 \times 2,50$ $= 12,93$
E.L.S : $N_s = G + Q$ (kN/ml)	$N_s = 10,13 + 2,5 = 12,63$	$N_s = 6,80 + 2,5 = 9,3$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableau III.79 : Calcul des sollicitations d'escalier étage courant

	Paillasse	Palier
ELU	17,42	12,93
ELS	12,63	9,3

V.5.1 Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant

- $L = 4,2 \text{ m}$

➤ **A'ELU :**

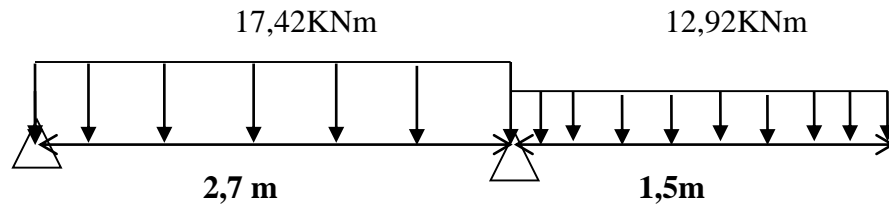


Figure III.78: Schéma statique

D'après logiciel RDM6 on a :

- Moment isostatique : $M_U = 14,57 \text{ kNm}$
- Effort tranchant : $T_U = 28,91 \text{ kN}$
- **En appuis :**
 - $M_a = 0,5 \times M_u = 0,5 \times 14,57 = 7,28 \text{ kNm}$
- **En travée :**
 - $M_t = 0,85 \times M_u = 0,85 \times 14,57 = 12,38 \text{ kNm}$

➤ **ELS:**

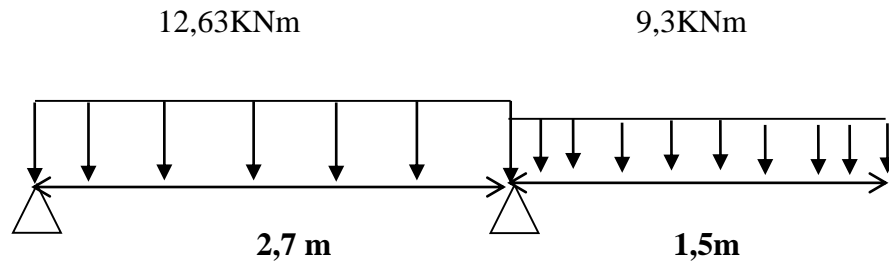


Figure III.79: Schéma statique

- Moment isostatique : $M_{SER} = 10,56 \text{ kN.m}$
- Effort tranchant : $T_{SER} = 20,96 \text{ kN}$
- **En appuis :**
 - $M_a = 0,5 \times M_s = 0,5 \times 10,56 = 5,28 \text{ kNm}$
- **En travée :**
 - $M_t = 0,85 \times M_s = 0,85 \times 10,56 = 8,98 \text{ kNm}$

V.6 Ferrailage de l'escalier

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)
 Tel que : b=100cm ; h=20cm
- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I, voir annexe)

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,10 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; d = 0,9h = 18$$

Chapitre III : calculs des éléments secondaires

$$\sigma_s = 348 \text{MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; f_e = 400 \text{MPa}$$

Tableau III.80 : Ferrailage de l'escalier

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	$A_s^{\text{cal}}/\text{ml}$ (cm ²)	Choix	$A_s^{\text{adp}}/\text{ml}$ (cm ²)
Travée	12,38	0,027	Oui	0	0,034	17,75	2,005	5T12	5,65
Appuis	7,28	0,016	Oui	0	0,020	17,85	1,17	4T10	3,14

V.6.1 Vérifications**V. 6.1.1 Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17 \text{cm}^2$$

- En travée : $A_s = 5,65 \text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 2,17 \text{cm}^2$ vérifiée
- Sur appui : $A_s = 3,14 \text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 2,17 \text{cm}^2$ vérifiée

❖ Espacement

- En travée : $\text{esp} \leq \frac{100}{5} = 20 \text{cm}$
- Sur appui : $\text{esp} \leq \frac{100}{4} = 25 \text{cm}$

❖ Armature de répartition

- En travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,41 \text{cm}^2/\text{ml} \leq A_r \leq 2,82 \text{cm}^2/\text{ml}$

Le choix est de 4T8=2,01cm² avec S_t=15cm

- Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,78 \text{cm}^2/\text{ml} \leq A_r \leq 1,57 \text{cm}^2/\text{ml}$

Le choix est de 3T8=1,51cm² avec S_t=15cm

Esp = 15cm < Min(3h; 33cm) = 33cm.....Vérifiée

V. 6.1.2 Vérification au cisaillement

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = \frac{28,91 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,16 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

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

Chapitre III : calculs des éléments secondaires

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

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

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

$$- T_u - \frac{M_u}{0,9d} = -47509,75 \text{ KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

➤ **Vérification des armatures transversales**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,016 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

V. 6.1.3 Vérification à l'ELS

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

✓ **Position de l'axe neutre**

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

✓ **Moment d'inertie**

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

Avec :

$$n=15 ; c'=2 \text{ cm} ; d= 15.3 \text{ cm} ; b=100 \text{ cm} ; A_s'=0$$

Nous devons vérifier que :

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

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

Tableau III.81 : Vérification à l'E.L.S

Chapitre III : calculs des éléments secondaires

	M _{ser} (KNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	8,98	5,65	4,76	18454,05	2,27	Vérifiée
Appui	5,28	3,14	3,67	11319,62	1,71	Vérifiée

V. 6.1.4 Vérification de la flèche

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{420} = 0,0476 \geq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{5,65}{100 \times 18} = 0,00313 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,0476 \geq 0,1 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

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

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right.$$

- **Moment d'inertie de la section homogène I₀**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\text{Moment d'inertie fictive : } \left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

Chapitre III : calculs des éléments secondaires

$$E_i = 32164,20\text{MPa} ; E_v = 10721,40\text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.82 : Vérification de la flèche de l'escalier

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
8,98	5,65	0,0031	88,29	6,774	2,709	0,150	72090,66	39333,23	51260,82

Le résultat final de la flèche :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,051\text{cm} \\ f_v = 0,119\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,068\text{cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} = \frac{270}{500} = 0,54\text{cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,068\text{cm} < \bar{f} = 0,54\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

V.6.2 La poutre palière

C'est une poutre de section rectangulaire, encadrée à ces deux extrémités.

V.6.2.1 Pré-dimensionnement de la poutre palière

- La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L_{max}}{16} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$
- La largeur b de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,6h$

Avec :

- L_{MAX} : La plus grande portée entre nus d'appuis.
- h : hauteur de la poutre.
- b : largeur de la poutre.

➤ Selon le règlement [1]

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30\text{cm}$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20\text{cm}$
- Le rapport hauteur largeur doit être : $h / b \leq 4$

On a : $L = 500\text{ cm}$

- $(31,25 \leq h \leq 50)\text{ cm} \Rightarrow$ on prend : $h = 45\text{cm}$.
- $(13,5 \leq b \leq 27)\text{ cm} \Rightarrow$ on prend : $b = 30\text{ cm}$.

➤ Vérification selon [1] pour la zone III

- $b \geq 20\text{ cm} \longrightarrow 30\text{ cm} \geq 20\text{ cm} \dots$ vérifiée.
- $h \geq 30\text{ cm} \longrightarrow 45\text{cm} \geq 30\text{ cm} \dots$ vérifiée.

Chapitre III : calculs des éléments secondaires

- $h/b < 4$ \longrightarrow $45/30 = 1.5 < 4$... vérifiée

Le choix final des sections de la poutre plaire :

- Poutres palière (b×h) = (30x45) cm²

V.6.2.2 Détermination des charges

Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,30 \times 45 = 3,375$ KN/ml

Réactions des escaliers :

- ELU : $R_{au} = 48,3$ kN/ml
- ELS : $R_{as} = 34,87$ kN/ml

Combinaison de charge :

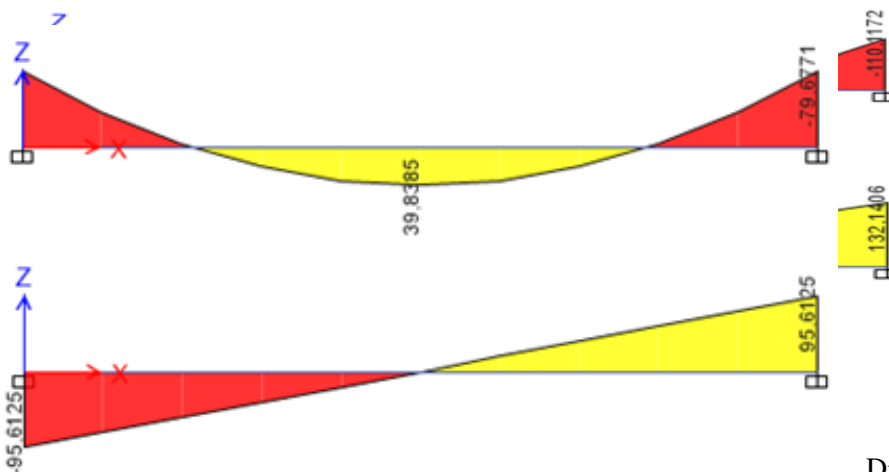
- $q_u = 1.35G + R_{au} = 1.35 \times 3.375 + 48,3 = 52,85$ kN/ml
- $q_s = G + R_{as} = 3.375 + 34,87 = 38,25$ kN/ml

V.6.2.3 Diagramme des efforts internes

- **ELU :**

Figure III.80: Diagrammes des moments et des efforts tranchants à ELU

- **ELS :**



Figure

moments et des efforts tranchants à ELS

III.81:
Diagrammes des

Partie 2 : Etude d'un bâtiment
Chapitre III : calculs des éléments secondaires

Tableau III.83 : Les efforts tranchant et les moments maximaux de la poutre palière

E.L.U		E.L.S	
M_u^{max} (kNm)	T_u^{max} (kNm)	M_{ser}^{max} (kNm)	N_{ser}^{max} (kNm)
110,11	132,14	79,67	95,61

V.6.2.4 Ferrailage de la poutre palière a ELU

Les efforts et les moments maximaux sont calculés avec l'ETABS 17.0.1 :

Données : $h=45\text{cm}$; $b=30\text{cm}$; $d=0,9h=40,5\text{cm}$; $F_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$, $\gamma_b=1,5$.

➤ **Sur travée**

Tableau III.84: Ferrailage de la poutre palière à ELU

M_s (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} /ml (cm ²)	A_{min} (cm)	Choix	A_s^{adp} /ml (cm ²)
55,09	0,079	Oui	0	0,103	38,83	4,07	1,46	3T14	4.62

➤ **Sur appuis**

Tableau III.85 : Ferrailage de la poutre palière à ELU

M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} /ml (cm ²)	A_{min} (cm)	Choix	A_s^{adp} /ml (cm ²)
110,11	0,158	Oui	0	0,216	36,99	8,55	1,46	6T14	9,24

Soit : 3HA14filantes + 3HA14 Chapeaux avec : 3HA14 = 4.62 cm²

- Le RPA exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0.5 en toute section.

$$9,24+4,62=13,86 \text{ cm}^2 > \frac{0,5 \times b \times h}{100} = \frac{0,5 \times 30 \times 45}{100} = 6,75 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

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

$$9,24+4,62=13,86 \text{ cm}^2 > \frac{4 \times b \times h}{100} = \frac{4 \times 30 \times 45}{100} = 54 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

❖ **Condition de non fragilité**

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,46 \text{ cm}^2$$

Chapitre III : calculs des éléments secondaires

- En appuis : $A = 9.23 \text{ cm}^2 > 1.46 \text{ cm}^2$ C.V
- En travée : $A = 4.62 \text{ cm}^2 > 1.46 \text{ cm}^2$ C.V

V.6.2.5 Vérifications à ELU :**➤ Vérification de la contrainte de cisaillement**

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

Avec :

- T_u : l'effort tranchant maximum.
- b : Largeur de la section de la poutre.
- d : Hauteur utile.

On a : $T_u^{\max} = 132,14 \text{ KN}$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{(Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{132,14 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,405} = 1,087 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{La Condition est vérifiée.}$$

➤ Calcul des armatures transversales et l'espacement**➤ Selon le règlement [2]**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d; 40 \text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_c} \quad (K=1: \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_c}{bS_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{MPa} \right) \end{array} \right.$$

➤ Selon le règlement [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003 S_t b \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi_1 \right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10} \right)$$

Tableau III.86 : Calcul des armatures transversales

Chapitre III : calculs des éléments secondaires

T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{min} (cm ²)	Choix
		S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC		
132,14	1,087	36,45	11,25	22,5	10	20	1,8	4T8 =2,01cm ²

V.7.2.6 Vérification à l'E.L. S

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par [2] :

- **Béton**

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

- **Acier**

- ✓ Peu nuisible : Pas de vérification.
- ✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max\left(\frac{f_e}{2}; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)\right)$
- ✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = 0,8 \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max\left(\frac{f_e}{2}; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)\right)$

NB : Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

Avec :

$$ht = 45 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 40,5 \text{ cm} ; L = 5 \text{ m} ; A_s = 4,62 \text{ cm}^2 \quad M_{ser,t} = 79,67 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 110,11 \text{ KN.m} ; f$$

$$e = 400 \text{ MPa}$$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

NB : Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

Tableau III.87 : Vérification à ELS

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _b (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
79,67	6,02	3,017	15	vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

Avant de passer à la vérification de la flèche proprement dit, on doit examiner les Conditions de non vérification de la flèche par l'article B.7.5 des règles [2] comme suit :

Chapitre III : calculs des éléments secondaires

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{16} = (0,09 \geq 0.0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10M} = (0,09 \geq 0.072) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{As}{bd} \leq \frac{4,2}{Fe} = (0,0034 \leq 0.0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

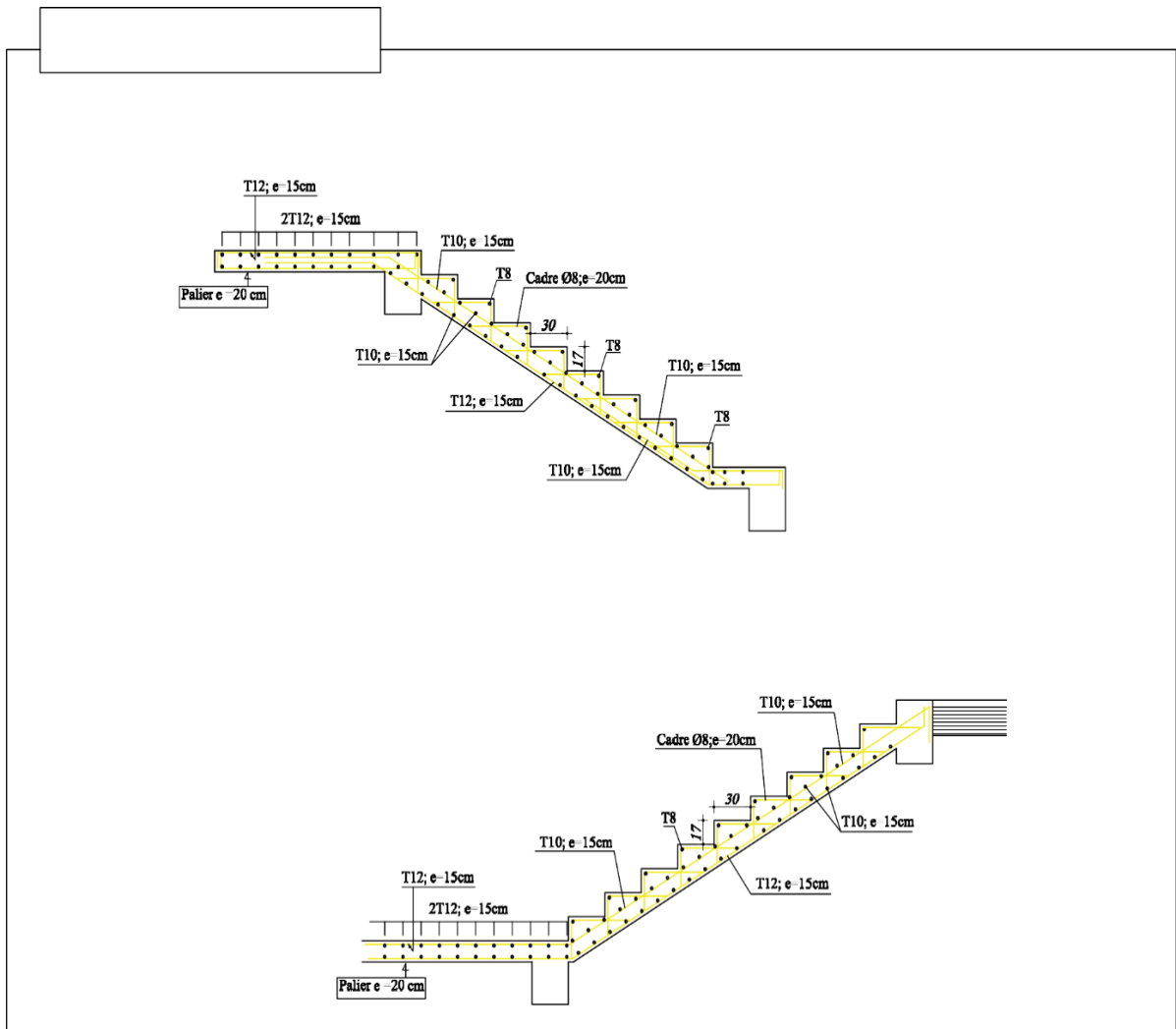


Figure III.82 : Schéma du ferrailage de l'escalier

Conclusion

Après nos calculs et des vérifications exigées par les règlements, on opte un ferrailage final des éléments secondaires suivants :

- Acrotère :
 - Ferrailage longitudinales : 6HA6
 - Ferrailage transversales : 4HA6
- Balcon :
 - Ferrailage longitudinales : 6HA6
 - Ferrailage transversales : 4HA6
- Poutrelle :
 - Ferrailage longitudinales : 3HA12 (en travée) ; 2HA14 (sur appuis)
 - Ferrailage transversales : 2HA6
- Dalle de compression :
 - Ferrailage longitudinales : 5HA6
 - Ferrailage transversales : 5HA6
- Escalier :
 - Paillasse :
 - Ferrailage longitudinales : 5HA12(en travée) ; 4HA6 (sur appuis)
 - Ferrailage transversales : 4HA8

Chapitre III : calculs des éléments secondaires

- Poutre palière : -Ferrailage longitudinales : 3HA14(en travée) ; 6HA14 (sur appuis)
- Ferrailage transversales : 4HA8

Chapitre IV
Etude dynamique

Chapitre IV : Etude dynamique

I. Introduction

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges Sismiques.

A l'aide de cette étude nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis L'excitation sismique.

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des Chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques Parait insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les Caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, Effort et période.....) sous l'effet du séisme.

Le but est en premier lieu d'éviter les pertes humaines, mais aussi d'éviter une catastrophe technologique que des dégâts incontrôlés risqueraient de provoquer, en maintenant la stabilité, L'intégrité ou la fonctionnalité d'installation sensible, stratégique ou potentiellement Dangereuse. Dans tous les cas, la meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques Consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement Cohérents.

II. Etude dynamique

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

II.1. Caractéristique dynamique propres

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M] \left\{ \ddot{x}(t) \right\} + [K] \{x\} = \{0\}$$

Avec : [M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\left\{ \ddot{x} \right\}$: Vecteur des accélérations relatives.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements relatifs

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi)$$

Avec :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\left\{ \ddot{x} \right\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M])\{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \dots \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M])\{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues "A_i". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω est nul c'est à dire :

$$\Delta_\omega = |[K.] - \omega^2 [M]| = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée «**Equation caractéristique**».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2).

Les (n) solutions ($\omega_1^2; \omega_2^2; \dots; \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond a ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$)

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ ou forme modale (modale shape).

II.3. Modélisation

Le logiciel d'ETABS permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la Géométrie, conditions aux limites, chargement, caractéristiques des matériaux ...etc.) De façon entièrement graphique numérique ou combinés, en utilisant les innombrables outils disponibles. En effet, une structure peut être composée en sous schémas (portiques, treilles, dalles, voiles ou autres).

Chaque élément est défini dans sa base graphique correspondante, ensuite ces éléments sont assemblés en un modèle final de calcul. Quant à la compatibilité, elle s'effectue de façon automatique.

II.3.1. Modélisation de la structure

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière.

Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

II.3.2. Modélisation de la rigidité

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

- Chaque poutre et chaque poteau a été modélisé par un élément fini de type " Frame " (Poteaux- Poutres) à deux nœuds (6 d.d.l par nœud).
- Les voiles sont modélisés par des éléments " Shell " à quatre nœuds.

IV.3.2. Modélisation de la masse

La masse volumique attribuée au matériau constituant les poteaux, les poutres et les voiles est prise égale à celle du béton armé à savoir 25kN/m³.

La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie linéairement aux Niveaux des nœuds correspondants à leur emplacement

II.4. Etude sismique

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

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

II.4.1. Méthode statique équivalente

❖ Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de L'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

L'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

• **Conclusion**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié ne sont pas vérifiées car la structure est irrégulière en plan. Cette méthode n'est pas applicable selon l'article 4.1.2.b du R.P.A99 ver2003 (Zone III et groupe d'usage 2 mais elle dépasse 17m), donc la méthode utilisable est la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique.

II.4.2. Méthodes Dynamiques

a) La méthode d'analyse modale spectrale

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

b) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

• **Conclusion**

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, donc le calcul sismique se fera par la méthode d'analyse modale spectrale. La méthode dynamique par accélérogramme ne sera pas considéré due à sa complexité.

II.4.3. Méthode dynamique modale spectrale

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci.

L'analyse spectrale permet d'avoir :

Pour chaque mode propre : la période, les facteurs des participations massique.

Pour chaque direction : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

II.4.4. spectre de réponse

Un spectre de réponse (ou spectre d'oscillateurs) est un diagramme donnant le maximum de réponse d'un oscillateur linéaire (système masse- ressort- amortisseur) en déplacements, vitesses ou accélérations, lorsqu'il est soumis à un séisme donné en fonction de sa fréquence propre ou de sa période propre. Ce mode de présentation du mouvement est plus " parlant " pour l'ingénieur pour les calculs courants qu'un accélérogramme, car il permet de lire directement la réponse d'une structure simple et met en évidence les zones de fréquences les plus défavorables.

Le règlement (RPA) recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction

Suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

- g : accélération de la pesanteur.
- A : coefficient d'accélération de zone.
- η : facteur de correction d'amortissement.
- R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contre-ventement.
- T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- Q : Facteur de qualité.

- La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des 'n' modes utiles considérés dans le calcul de la réponse.
- Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

II.4.5. Procédure de calcul

- **Calcul de la force sismique total**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

- **Classification de l'ouvrage selon leur groupe d'usage et sa zone**

Dans notre cas : on a un bâtiment à usage d'habitation, donc il est de Groupe 2 (ouvrage de grande importance) avec zone sismique : **III**. Ce qui implique $A = 0,25$.

- **Facteur d'amplification dynamique moyen D**

Il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure où :

La catégorie de site est : sol meuble S3 \Rightarrow
$$\begin{cases} T1 = 0.15 \text{ s.} \\ T2 = 0.50 \text{ s.} \end{cases}$$

Le facteur de correction d'amortissement η est fonction du pourcentage critique ξ où: $\xi = 7\%$.

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} = 0,8819$$

- **La période fondamentale :**

La valeur de la période fondamentale (T_f) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques qui sont données par [1] :

Soit :

$$T_f = C_T (h_N)^{3/4}$$

- **h_N** : La hauteur du bâtiment mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (h).
- **C_T** : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Dans notre cas on a :

$$\begin{cases} C_T = 0,05. \\ T_f = 0,050 (28,5)^{3/4} = 0,62 \text{ s.} \end{cases}$$

Soit :

$$T_f = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}}$$

Partie 2 : Etude d'un bâtiment
Chapitre IV : Etude dynamique

Avec :

- h_N : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.
- Suivant la direction (x - x) : $T_{fx} = \frac{0,09 \times 28,5}{\sqrt{26,7}} = 0,56 \text{ s}$
- Suivant la direction (y - y) : $T_{fy} = \frac{0,09 \times 28,5}{\sqrt{21,05}} = 0,5 \text{ s}$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = \min(0,56; 0,62) = 0,56 \text{ s} \\ T_y = \min(0,5; 0,62) = 0,5 \text{ s} \end{cases}$$

$$\text{D'où : } D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{0,56}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,64 \\ D_y = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{0,5}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,64 \end{cases}$$

• **Facteur de qualité Q**

Il est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1,3$$

Partie 2 : Etude d'un bâtiment
Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV.88: Facteur de Qualité 'q'

Critère q	P _q			
	Suivant x		Suivant y	
	Observé	Non Observé	Observé	Non Observé
1- Condition minimale sur les files de contreventement.	-	0,05	-	0,05
2-Redondances en plan.	0		0	
3- Régularité en plan.	-	0,05	-	0,05
4- Régularité en élévation.	-	0,05	-	0,05
5-Contrôle de la qualité des matériaux.	-	0,05	-	0,05
6-Contrôle de la qualité de l'exécution.	-	0,1	-	0,1
Total	1,30		1,30	

• **Le poids total de la structure**

$$w = \sum_{i=1}^n w_i \quad \text{et} \quad w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

Où :

- β : est la valeur du coefficient de pondération, notre structure est classée pour un $\beta=0,2$ (Bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).

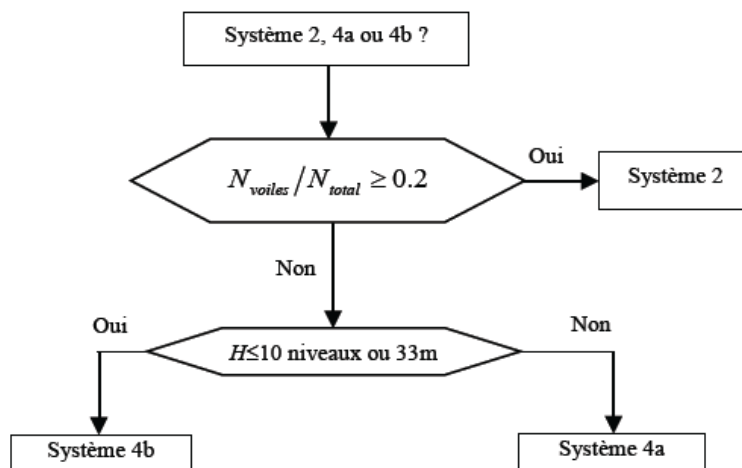


Figure IV.83: Organigrammes du Coefficient de comportement R

- **Coefficient de comportement R :**

Il est fonction du système de contreventement, nous allons démarrer l'analyse avec **R=3,5** (Mixte portique /voiles avec interaction) car : $H < 33m$. D'après l'organigramme de la classification entre système de contreventement avec les voiles.

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{(0.25)(2,04)(1.25)}{3,5} W \Rightarrow V^x = 0,182 \times W \\ V_y = \frac{(0.25)(2,2)(1.25)}{3,5} W \Rightarrow V^y = 0,196 \times W \end{array} \right.$$

II. Résultats de l'analyse

III.1 Modèle Initial

Il s'agit de considérer uniquement les voiles de l'ascenseur :

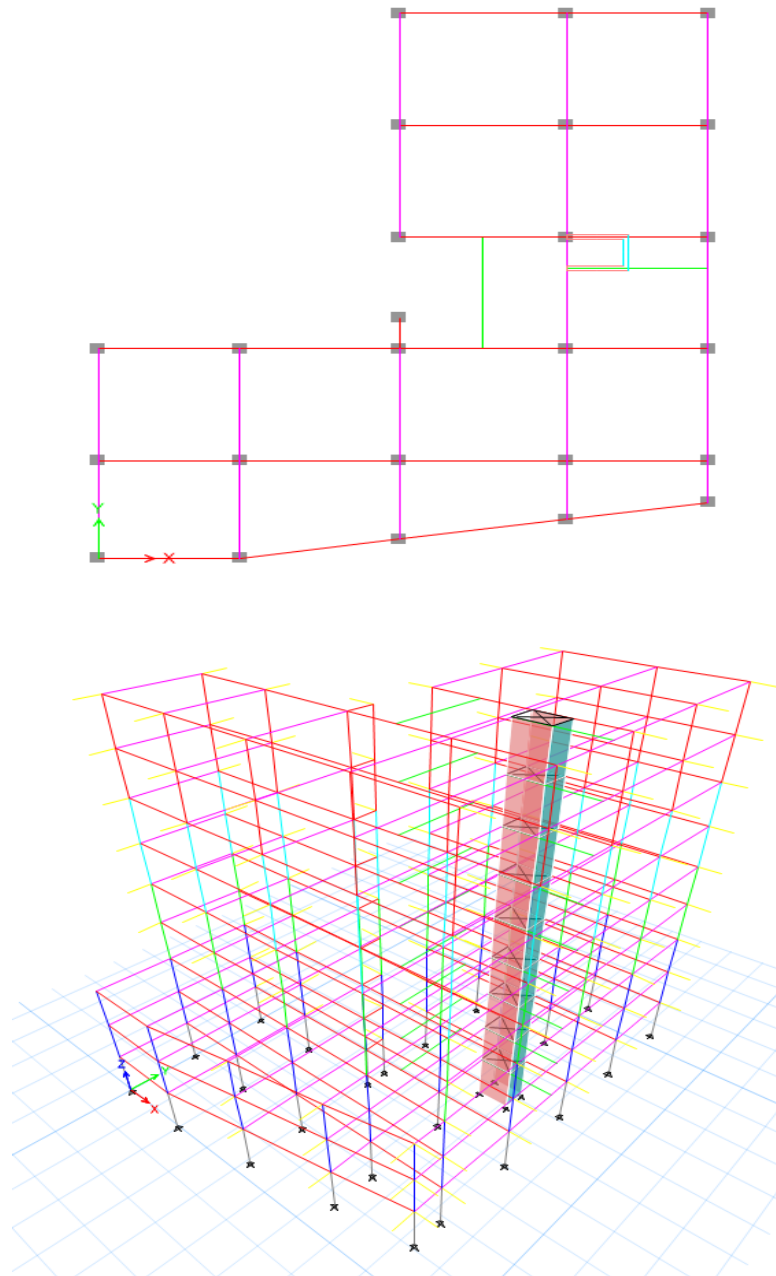


Figure IV.84: Dispositions des voiles du modèle initial

III.1.2 Analyse Modale

L'analyse du modèle initial a donné les résultats résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.89 : Périodes et facteurs de participation massique du premier modèle.

Mode	Période (s)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	1,501	0,00000427	0,3526	0	0,00000427	0,3526	0
2	1,206	0,6937	0,0003	0	0,6937	0,353	0
3	1,179	0,0004	0,3722	0	0,6941	0,7252	0
4	0,595	0,0081	0,0485	0	0,7022	0,7737	0
5	0,395	0,0655	0,0832	0	0,7677	0,8569	0
6	0,354	0,1021	0,0385	0	0,8698	0,8955	0
7	0,339	0,0011	0,0148	0	0,8709	0,9102	0
8	0,219	0,0012	0,0011	0	0,8721	0,9113	0
9	0,195	0,0149	0,0414	0	0,887	0,9527	0
10	0,164	0,0481	0,0074	0	0,9351	0,9601	0
11	0,162	0,00000201	0,0015	0	0,9351	0,9616	0
12	0,133	0,0007	0,0013	0	0,9358	0,9629	0

Les résultats de l'analyse du **Modèle 1** sont donnés comme suit :

- Une période fondamentale $T = 1,501 \text{ s}$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation à y-y
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation à x-x
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation

III.1.3 Vérification de l'effort tranchant à la base

Tableau IV.90 : Vérification de l'effort tranchant à la base

sens	A	D	Q	R	W	V	0,8V
x-x	0,25	1,64	1,3	3,5	30762,697	4684,72	3747,78
y-y	0,25	1,64	1,3	3,5	30762,697	4684,72	3747,78

Tableau IV.91 : Vérification de l'effort tranchant à la base

0,8V _x	3747,78	r _x	0,99
E _{xmax}	3772,89		

Partie 2 : Etude d'un bâtiment
Chapitre IV : Etude dynamique

0,8V_y	3747,78	r_y	0,97
E_y_{max}	3840,68		

Dans notre cas, et selon le règlement [1], on doit multiplier les valeurs des déplacements latéraux inter-étages de la structure par le coefficient r_x et r_y selon la direction.

III.1.4 Vérification des Déplacements inter-étage

La vérification des déplacements inter-étage est résumée dans le tableau suivant :

➤ **Sens x-x :**

Tableau IV.92 : déplacement inter-étage dans le sens x-x

Z(m)	$\delta_{eK}^x (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$	Observation
27,88	86,30	345,22	36,94	30,6	Non vérifier
24,82	77,07	308,28	42,04	30,6	Non vérifier
21,76	66,56	266,24	43,93	30,6	Non vérifier
18,7	55,57	222,30	46,65	30,6	Non vérifier
15,64	43,91	175,65	45,10	30,6	Non vérifier
12,58	32,63	130,54	40,32	30,6	Non vérifier
9,52	22,55	90,22	31,04	30,6	Non vérifier
6,46	14,79	59,17	29,15	30,6	Non vérifier
3,4	7,506	30,02	30,02	34	vérifier

➤ **Sens y-y :**

Tableau IV.93 : déplacement inter-étage dans le sens y-y

Z(m)	$\delta_{eK}^y (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$	Observation
27,88	164,81	659,24	43,18	30,6	Non vérifier
24,82	154,01	616,06	68,21	30,6	Non vérifier
21,76	136,96	547,84	69,88	30,6	Non vérifier
18,7	119,49	477,96	82,55	30,6	Non vérifier
15,64	98,85	395,41	77,90	30,6	Non vérifier
12,58	79,38	317,51	76,21	30,6	Non vérifier
9,52	60,33	241,30	57,24	30,6	Non vérifier
6,46	46,02	184,06	69,43	30,6	Non vérifier
3,4	28,66	114,64	114,64	34	Non vérifier

Les déplacements latéraux inter étage ne sont pas vérifiés a tous les niveaux et dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Dans ce cas nous allons rigidifier notre structure par l'ajout de voiles (voir Modèle final).

III.2 Modèle Final

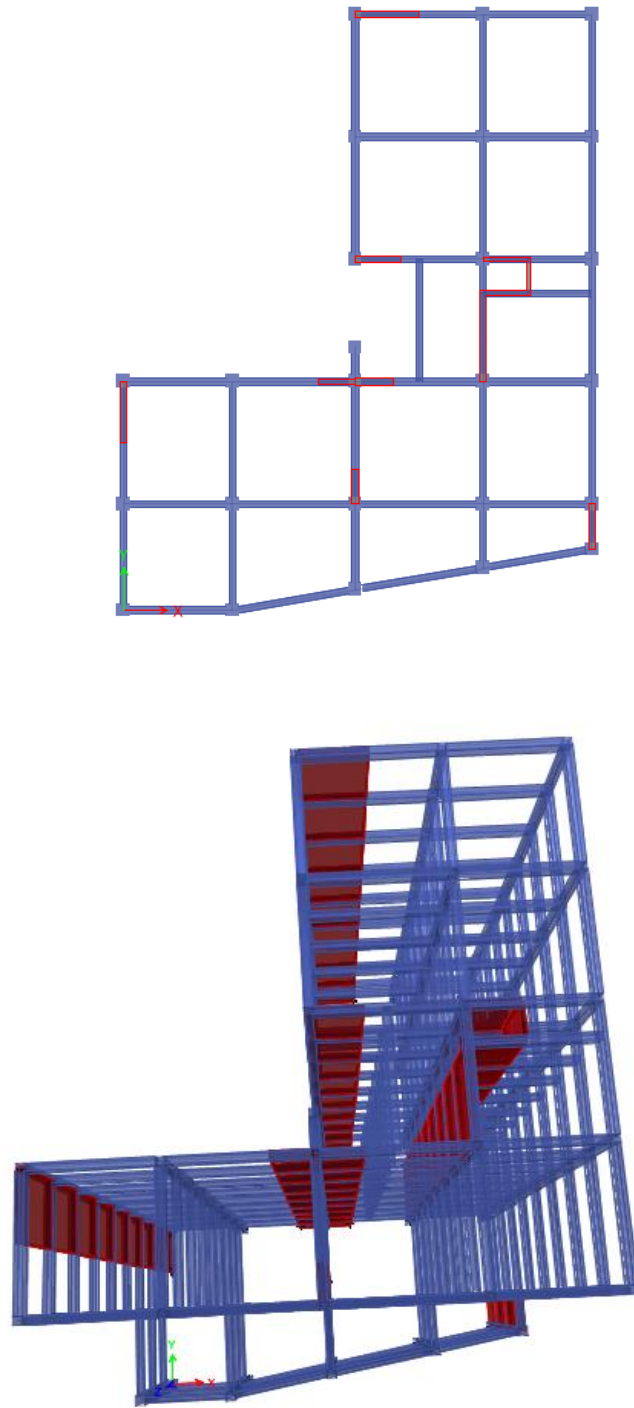


Figure IV.94: Disposition des voiles du modèle finale

III.2.1 Analyse Modale

L'analyse du modèle final a donné les résultats résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.95 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle finale.

Mode	Période (s)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0,813	0,515	0,096	0	0,515	0,096	0
2	0,686	0,130	0,090	0	0,646	0,187	0
3	0,614	0,028	0,466	0	0,674	0,654	0
4	0,228	0,122	0,023	0	0,796	0,677	0
5	0,18	0,042	0,002	0	0,839	0,680	0
6	0,162	0,014	0,178	0	0,853	0,858	0
7	0,104	0,045	0,009	0	0,898	0,867	0
8	0,079	0,005	0,019	0	0,904	0,887	0
9	0,077	0,019	0,040	0	0,924	0,928	0
10	0,058	0,024	0,003	0	0,948	0,931	0
11	0,048	0,000003419	0,025	0	0,948	0,956	0
12	0,043	0,011	0,003	0	0,959	0,959	0

L'analyse dynamique du **Modèle final** a conduit aux résultats suivants :

- Une période fondamentale : **T = 0,813 s.**
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8^{ème} mode.**
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 2^{ème} mode est un mode de rotation.
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à y-y

III.2.2 Vérification de l'effort tranchant à la base :

Tableau IV.96 : Vérification de l'effort tranchant à la base

sens	A	D	Q	R	W	V	0,8V
x-x	0,25	1,64	1,3	4	35558,3804	4738 ,15	3790,52
y-y	0,25	1,64	1,3	4	35558,3804	4738 ,15	3790,52

Partie 2 : Etude d'un bâtiment
Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV.97 : Vérification de l'effort tranchant à la base

0,8V_x	3790,52	r_x	0,998
E_{xmax}	3791,28		
0,8V_y	3790,52	r_y	0,992
E_{ymax}	3798,06		

III.2.3 Vérification des Déplacements inter-étage

La vérification des déplacements inter-étage est résumée dans le tableau suivant :

Sens x-x : **Tableau IV.98** : déplacement inter-étage dans le sens x-x

Z(m)	δ_{ek}^x (mm)	δ_K^x (mm)	Δ_K^x (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
27,88	39,08	156,31	17,80	30,6	vérifier
24,82	34,63	138,52	19,11	30,6	vérifier
21,76	29,85	119,41	20,52	30,6	vérifier
18,7	24,72	98,89	21,32	30,6	vérifier
15,64	19,39	77,57	21,35	30,6	vérifier
12,58	14,05	56,22	16,94	30,6	vérifier
9,52	9,82	39,28	18,38	30,6	vérifier
6,46	5,23	20,90	13,94	30,6	vérifier
3,4	1,74	6,96	6,96	34	vérifier

Sens y-y :

Tableau IV.99 : déplacement inter-étage dans le sens y-y

Z(m)	δ_{ek}^y (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
27,88	25,18	100,70	13,16	30,6	vérifier
24,82	21,89	87,54	13,77	30,6	vérifier
21,76	18,44	73,77	14,17	30,6	vérifier
18,7	14,90	59,60	14,00	30,6	vérifier
15,64	11,40	45,61	13,38	30,6	vérifier
12,58	8,06	32,23	11,89	30,6	vérifier
9,52	5,08	20,34	9,34	30,6	vérifier
6,46	2,75	10,99	7,14	30,6	vérifier
3,4	0,96	3,85	3,85	34	vérifier

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée [1].

III.2.4 Vérification du critère de l'effort normal réduit

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

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

Partie 2 : Etude d'un bâtiment
Chapitre IV : Etude dynamique

- B_c : l'aire (section brute) de cette dernière
- f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA).

Tableau IV.100 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux

Niveaux	N_d (KN)	B_c (cm ²)	ν	Condition
8 ^{eme} étage	244,73	40x40	0,06	> 0,3
7 ^{eme} étage	486,28	40x40	0,10	> 0,3
6 ^{eme} étage	747,78	45x45	0,15	> 0,3
5 ^{eme} étage	1034,28	45x45	0,17	> 0,3
4 ^{eme} étage	1339,02	50x50	0,21	> 0,3
3 ^{eme} étage	1656,93	50x50	0,22	> 0,3
2 ^{eme} étage	1969,09	55x55	0,26	> 0,3
1 ^{er} étage	2264,10	55x55	0,25	> 0,3
R.D.C	2519,65	60x60	0,28	> 0,3

❖ **Remarque :**

- L'effort N_d est tiré de logiciel ETABS pour chaque section de poteau en prenant la valeur maximal donnée par les combinaisons sismique suivante :
 - G+Q+Ex
 - 0,8G±Ex
 - G+Q+Ey
 - 0,8G±Ey
- les poteaux qui sont solidaires aux voiles ne rentrent pas dans cette vérification

III.2.5 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

D'après le (RPA99 V2003 l'article 5.9) :

L'effet P-Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_{k,hk}} \leq 0,10$$

Avec :

- P_k : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ». (G+0,2Q)
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »

Partie 2 : Etude d'un bâtiment
Chapitre IV : Etude dynamique

- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Sens x-x :

Tableau IV.101 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux

Niveaux	$P_k(kN)$	$\Delta_k(m)$	$V_k(kN)$	$h_k(m)$	θ	Observation
8 ^{eme} étage	3876,72	17,80	838,48	3,06	0,02	vérifier
7 ^{eme} étage	7417,28	19,11	1423,12	3,06	0,03	vérifier
6 ^{eme} étage	10957,84	20,52	1894,45	3,06	0,03	vérifier
5 ^{eme} étage	14494,27	21,32	2280,29	3,06	0,04	vérifier
4 ^{eme} étage	18101,58	21,35	2604,58	3,06	0,04	vérifier
3 ^{eme} étage	21783,28	16,94	2871,57	3,06	0,04	vérifier
2 ^{eme} étage	26253,72	18,38	3120,64	3,06	0,05	vérifier
1 ^{er} étage	30826,58	13,94	3310,53	3,06	0,04	vérifier
R.D.C	35558,38	6,96	3411,38	4,08	0,02	vérifier

Sens y-y :

Tableau IV.102: Vérification de l'effort normal pour les poteaux

Niveaux	$P_k(kN)$	$\Delta_k(m)$	$V_k(kN)$	$h_k(m)$	θ	Observation
8 ^{eme} étage	3876,73	13,16	898,31	3,06	0,02	vérifier
7 ^{eme} étage	7417,29	13,77	1500,60	3,06	0,02	vérifier
6 ^{eme} étage	10957,85	14,17	1965,52	3,06	0,03	vérifier
5 ^{eme} étage	14494,27	14,00	2341,86	3,06	0,03	vérifier
4 ^{eme} étage	18101,58	13,38	2659,51	3,06	0,03	vérifier
3 ^{eme} étage	21783,29	11,89	2924,41	3,06	0,03	vérifier
2 ^{eme} étage	26253,72	9,34	3171,05	3,06	0,03	vérifier
1 ^{er} étage	30826,58	7,14	3373,63	3,06	0,02	vérifier
R.D.C	35558,38	3,85	3486,52	4,08	0,01	vérifier

III.2.6 choix du coefficient de comportement

Tableau VI.103 : Participation des voiles dans la structure

R=4					
sens	Totale	Voile	Portique	voile%	Portique%
Ex	3791,28	3039,43	751,85	80,17%	19,83%
Ey	3798,06	3169,26	628,80	83,44%	16,56%
Wx	35558,38	7066,72	28491,66	19,87%	80,13%
Wy	35558,38	5822,09	29736,29	16,37%	83,63%

IV. Conclusion

La vérification de toutes les exigences de l'étude dynamique n'a pas été une chose aisée pour notre structure. Les contraintes architecturales étaient vraiment un obstacle à la disposition des voiles. On constate que :

- 1- L'effort normal réduit calculé répond à la condition édicté par le RPA (≤ 0.3).
- 2- D'après les résultats obtenus pour les deux sens considérés et selon les prescriptions du code parasismique RPA 99 : les valeurs de $\Theta < 0.10$ et l'effet du second ordre est négligé.
- 3- Les déplacements inter étages sont vérifiés à tous les niveaux
- 4- Les voiles reprennent plus de 20 des sollicitations dus aux charges verticales et la totalité des charges sismiques.
- 5- les éléments de la structure correspondant au modèle finale qui seront ferrailés dans les chapitres qui suivent.

Chapitre V

Calculs des éléments porteurs

Chapitre V : Calculs des éléments porteurs

I. Introduction

Le présent chapitre consiste à calculer le ferrailage des éléments résistants de notre structure et de vérifier leurs résistances vis-à-vis des différentes sollicitations. Dans notre cas ces éléments sont :

- Poteaux
- Poutres
- Voiles

II. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétries, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (due à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- ✓ Section entièrement tendue **SET**.
- ✓ Section entièrement comprimée **SEC**.
- ✓ Section partiellement comprimée **SPC**.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau V.104: Caractéristiques du béton et de l'acier

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bc} (MPa)	γ_s	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,47	1	400	400

II.1. Combinaisons d'actions

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

II.1.1. Combinaisons Situation durable [3]

$$\left[\begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G+1,5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right.$$

II.1.2. Combinaisons Situation accidentelle [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

Avec :

- G : Charges permanentes.
- Q : Surcharge d'exploitation.
- E : Action du séisme.

II.1.3. Recommandations

Pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet [1].

- Leur pourcentage est limité par :

✓ $0,9 < \frac{A_s}{B} < 4\%$: Zone courante (Z.C)

✓ $0,9 < \frac{A_s}{B} < 6\%$: Zone de recouvrement (Z.R)

Avec :

- A_s : La section d'acier.
- B : Section du béton [cm²].
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de 50Ø en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

II.2. Résultats des efforts et ferrailage des poteaux

Les résultats des efforts sont donnés après calcul par logiciel [6]

Les tableaux ci-après regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons.

Remarque : Le logiciel de **SOCOTEC** est utilisé pour le ferrailage des sections soumises à la flexion composée.

Partie 2 : Etude d'un bâtiment
Chapitre V : Calculs des éléments porteurs

Tableau IV.105: Ferrailages des poteaux situation durable et accidentelle

Etage	Combo	Station (m)	N (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	Mz (kN.m)	My (kN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
SS	ELU	0	-3446,01	17,25	1,45	1,79	20,84	0	0
RDC	G+Q+Ey	0	-3657,86	-14,48	-22,87	-71,77	-46,32	0	0
RDC	0,8G+Ey	0	2395,67	13,03	23,32	71,73	50,41	33,27	26,63
RDC	G+Q+Ex	0	-2048,76	-20,26	-32,24	-128,04	-73,79	0	0
RDC	G+Q+Ex	0	-444,85	42,83	8,86	30,04	146,23	0,96	0
1^{er}	G+Q+Ey	0	-2895,78	-24,64	-26,07	-59,38	-47,65	0	0
1^{er}	0,8G+Ey	0	1813,01	22,01	27,54	61,99	47,76	25,53	19,79
1^{er}	G+Q+Ex	0	-1829,11	-30,24	-90,89	-168,85	-69,47	0	0
1^{er}	G+Q+Ex	0	-1105,13	75,90	13,04	29,15	153,55	0	0
2^{ème}	ELU	0	-2280,74	15,44	0,15	-0,13	24,51	0	0
2^{ème}	0,8G+Ey	0	1250,02	22,93	16,78	36,66	41,77	17,76	13,49
2^{ème}	G+Q+Ex	0	-1591,06	-23,16	-91,01	-152,69	-49,22	0	0
2^{ème}	G+Q+Ex	0	-148,49	118,69	12,69	20,90	167,75	6,45	0
3^{ème}	ELU	0	-1940,55	20,44	-3,75	-6,87	32,02	0	0
3^{ème}	0,8G+Ey	0	972,02	34,44	21,95	42,81	55,80	15	9,3
3^{ème}	G+Q+Ex	0	-1349,14	-32,74	-120,25	-188,07	-58,06	0	0
3^{ème}	G+Q+Ex	0	-14,64	96,19	76,57	125,17	159,32	7,68	0
4^{ème}	ELU	0	-1604,92	17,61	-3,80	-6,08	26,93	0	0
4^{ème}	0,8G+Ey	0	547,79	29,65	14,55	26,10	45,89	9,46	4,24
4^{ème}	G+Q+Ex	0	-1104,04	-28,10	-103,12	-156,05	-45,94	0	0
4^{ème}	G+Q+Ex	0	-913,43	-86,43	-4,32	-8,71	-130,09	0	0

Chapitre V : Calculs des éléments porteurs

5^{ème}	ELU	0	-1278,44	20,93	-5,43	-8,32	31,82	0	0
5^{ème}	0,8G+E _y	0	288,98	32,66	12,09	20,45	48,88	6,39	0,84
5^{ème}	G+Q+E _x	0	-866,78	-30,64	-117,93	-175,53	-46,50	0	0
5^{ème}	G+Q+E _x	0	-710,33	-99,14	-4,17	-6,99	-147,77	0	0
6^{ème}	ELU	0	-965,80	17,22	-5,14	-7,67	25,44	0	0
6^{ème}	0,8G+E _x	0	126,30	2,13	34,97	49,26	4,45	4,63	0
6^{ème}	G+Q+E _x	0	-640,36	-24,47	-89,76	-131,53	-35,28	0,64	0
6^{ème}	G+Q+E _x	0	-517,07	-75,03	-2,58	-3,95	-110,28	0,55	0
7^{ème}	ELU	0	-649,11	19,34	-6,06	-9,46	29,80	0	0
7^{ème}	0,8G+E _x	0	115,04	1,34	34,89	51,43	3,80	4,62	0
7^{ème}	G+Q+E _x	0	-424,68	-22,77	-94,11	-141,33	-35,23	3,76	0
7^{ème}	G+Q+E _x	0	-335,01	-79,65	-2,25	-2,76	-119,69	3,32	0
8^{ème}	ELU	0	-334,38	21,55	-7,65	-9,91	28,04	0	0
8^{ème}	0,8G+E _x	0	56,76	5,13	8,43	11,84	5,96	1,57	0
8^{ème}	G+Q+E _x	0	-219,93	-32,38	-86,18	-115,38	-37,69	5,61	
8^{ème}	G+Q+E _x	0	-162,60	-71,14	0,48	-0,12	-96,43	4,83	0

II.3. Choix des armatures

Tableau V.106: Choix Des armatures des poteaux

Etages	Section	As calculé	choix/face	choix/Totale	As min (RPA)	As max (ZC)	As max (ZR)
/	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²
SS	60×60	33,27	7HA25=34,36	24HA25=117,81	32,4	108	216
RDC	60×60	33,27	7HA25=34,36	24HA25=117,81	32,4	108	216
1 ^{er}	60×60	25,53	7HA25=34,36	24HA25=117,81	32,4	108	216
2 ^{ème}	55×55	17,76	7HA20=21,99	24HA20=75,40	27,23	90,75	181,5
3 ^{ème}	55×55	15	7HA20=21,99	24HA20=75,40	27,23	90,75	181,5
4 ^{ème}	50×50	9,46	5HA20=15,71	20HA20=62,83	22,5	75	150
5 ^{ème}	50×50	6,39	5HA14=7,70	20HA14=30,79	22,5	75	150
6 ^{ème}	45×45	4,63	4HA14=6,16	12HA14=18,47	18,23	60,75	121,5
7 ^{ème}	45×45	4,62	4HA14=6,16	12HA14=18,47	18,23	60,75	121,5
8 ^{ème}	40×40	4,83	4HA14=6,16	12HA14=18,47	14,4	48	96

II.4. Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service

Les contraintes admissibles sont données par :

➤ **Béton :** $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

➤ **Acier :**

{	Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
	Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left(\frac{2}{3}f_e, \text{Max} (0,5f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right)$
	Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = 0,8\xi$

Avec :

– $\eta=1,6$ pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable : $\sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.107: Vérifications des contraintes des poteaux

Partie 2 : Etude d'un bâtiment
Chapitre V : Calculs des éléments porteurs

Etage	Sections (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kNm)	As /face (cm ²)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérificat
8 ^{ème}	40x40	-244,99	20,42	6,16	2,31	201,63	3,48	15	Ok
7 ^{ème}	45x45	-473,81	21,65	6,16	14,4	201,63	3,48	15	Ok
6 ^{ème}	45x45	-704,08	18,48	6,16	31,6	201,63	4,85	15	Ok
5 ^{ème}	50x50	-931,33	23,11	7,70	35,7	201,63	5,02	15	Ok
4 ^{ème}	50x50	-1168,79	19,56	15,71	44	201,63	6,07	15	Ok
3 ^{ème}	55x55	-1660,48	17,79	21,99	53,9	201,63	6,79	15	Ok
2 ^{ème}	55x55	-1412,97	23,25	21,99	43	201,63	6,03	15	Ok
1 ^{er}	60x60	-1915,93	24,07	34,36	47,5	201,63	6,76	15	Ok
RDC	60x60	-2178,87	9,59	34,36	58,5	201,63	7,27	15	Ok
SS	60x60	-2499,60	14,82	34,36	66,1	201,63	8,43	15	Ok

II.5. Vérification vis-à-vis de l'Effort Tranchant

• **Vérification de la Contrainte de Cisaillement**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

- T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.
- b : Largeur de la section du poteau.
- d : Hauteur utile de la section du poteau.
- τ_u : Contrainte de cisaillement.
- τ̄_u : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte τ̄_u doit être limitée aux valeurs suivantes :

• **Selon le règlement [2]**

- τ̄_u = Min(0,10f_{c28}, 4MPa) Fissuration préjudiciable.

• **Selon le règlement [1]**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

- ρ_d = 0,075..... si l'élancement λ ≥ 5
- ρ_d = 0,040..... si l'élancement λ < 5

Avec :

- λ: L'élancement du poteau $\left(\lambda = \frac{L_f}{i} \right)$

Chapitre V : Calculs des éléments porteurs

- i : Rayon de giration.
- I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.
- B : Section du poteau.
- L_f : Longueur de flambement.

$$\left(\lambda = \frac{L_f}{i} \right)$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.108: Vérification de la contrainte de cisaillement des poteaux

Etage	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	τ _u RPA (MPa)	τ _u BAEL (MPa)	Vérification
8 ^{eme}	40x40	86,18	0,059	18,55	0,075	1,875	2,50	Ok
7 ^{eme}	45x45	94,11	0,050	16,49	0,075	1,875	2,50	Ok
6 ^{eme}	45x45	89,76	0,048	16,49	0,075	1,875	2,50	Ok
5 ^{eme}	50x50	117,93	0,050	14,84	0,075	1,875	2,50	Ok
4 ^{eme}	50x50	103,12	0,044	14,84	0,075	1,875	2,50	Ok
3 ^{eme}	55x55	120,25	0,042	13,49	0,075	1,875	2,50	Ok
2 ^{eme}	55x55	118,69	0,041	13,49	0,075	1,875	2,50	Ok
1 ^{er}	60x60	90,89	0,027	12,37	0,075	1,875	2,50	Ok
RDC	60x60	42,83	0,013	13,74	0,075	1,875	2,50	Ok
SS	60x60	17,25	0,005	11,32	0,075	1,875	2,50	Ok

II.6. Ferrailage transversale des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du [3] et [1] ; elles sont données comme suit :

- Selon le règlement [3]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right) \\ \frac{A_t f_c}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- A_t : Section d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section droite.

Chapitre V : Calculs des éléments porteurs

- h: Hauteur de la section droite.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- \varnothing_t : Diamètre des armatures transversales.
- \varnothing_l : Diamètre des armatures longitudinales.

• **Selon le règlement [1]**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

- A_t : Section d'armatures transversales.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- T_u : Effort tranchant à l'ELU.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- h: Hauteur totale de la section brute.
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.
- $\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

- $S_t \leq 10\text{cm}$Zone nodale (zone III).
- $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\varnothing_l\right)$Zone courante (zone III).
- \varnothing_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 5 \\ 0,8\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si : } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$$\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

- λ_g : L'élancement géométrique du poteau
- a : Dimension de la section droite du poteau.
- L_f : Longueur du flambement du poteau.

Chapitre V : Calculs des éléments porteurs

Pour les armatures transversales $f_e = 400\text{MPa}$ (FeE40).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.109: Le choix des armatures longitudinales des poteaux

Etage	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
8 ^{eme}	40x40	4HA14	14	7	15
7 ^{eme}	45x45	4HA14	14	7	15
6 ^{eme}	45x45	4HA14	14	7	15
5 ^{eme}	50x50	5HA14	14	10	15
4 ^{eme}	50x50	5HA20	20	10	20
3 ^{eme}	55x55	7HA20	20	10	20
2 ^{eme}	55x55	7HA20	20	10	20
1 ^{er}	60x60	7HA25	25	10	25
RDC	60x60	7HA25	25	10	25
SS	60x60	7HA25	25	10	25

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

Tableau V.110: Le choix des armatures transversales des poteaux

Etage	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
8 ^{eme}	40x40	2,142	5,36	2,5	86,18	N	7	0,94	4HA8	2,01
						C	15	2,01	4HA8	2,01
7 ^{eme}	45x45	2,142	4,76	3,75	94,11	N	7	1,37	6HA8	3,02
						C	15	2,94	6HA8	3,02
6 ^{eme}	45x45	2,142	4,76	3,75	89,76	N	7	1,31	6HA8	3,02
						C	15	2,81	6HA8	3,02
5 ^{eme}	50x50	2,142	4,28	3,75	117,93	N	10	2,21	6HA10	4,71
						C	15	3,32	6HA10	4,71
4 ^{eme}	50x50	2,142	4,28	3,75	103,12	N	10	1,93	6HA10	4,71
						C	20	3,86	6HA10	4,71
3 ^{eme}	55x55	2,142	3,89	3,75	120,25	N	10	2,05	6HA10	4,71
						C	20	4,1	6HA10	4,71
2 ^{eme}	55x55	2,142	3,89	3,75	118,69	N	10	2,02	6HA10	4,71
						C	20	4,04	6HA10	4,71
1 ^{eme}	60x60	2,142	3,57	3,75	90,89	N	10	1,42	6HA10	4,71
						C	25	3,55	6HA10	4,71
RDC	60x60	2,38	3,97	3,75	42,83	N	10	0,67	6HA8	3,02
						C	25	1,68	6HA8	3,02
SS	60x60	1,96	3,27	3,75	17,25	N	10	0,27	6HA8	3,02
						C	25	0,68	6HA8	3,02

- **Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_l$ en zone III.

Pour :

- (HA25) $L_r=125$ cm.
- (HA20)..... $L_r=100$ cm.
- (HA14)..... $L_r=70$ cm.

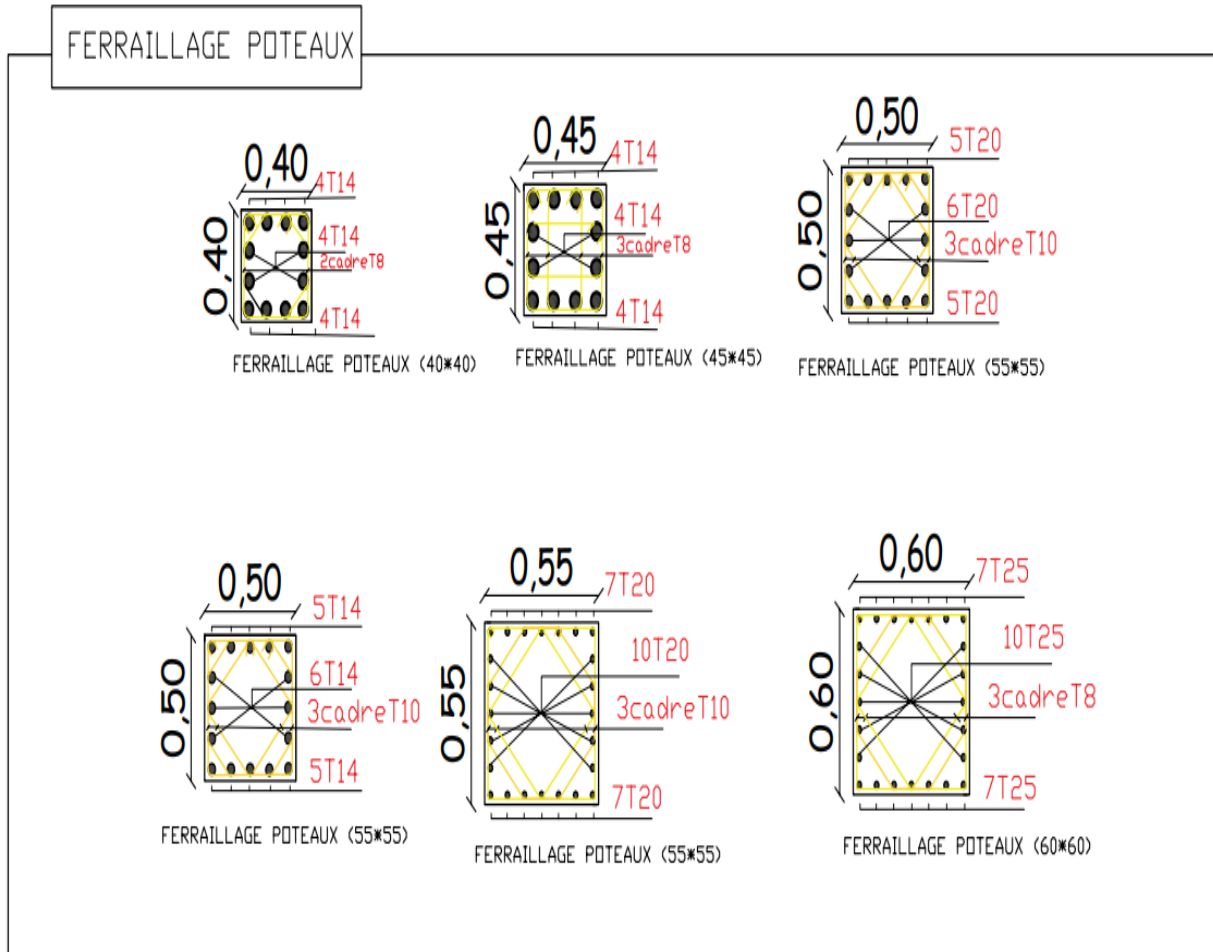


Figure V.85: Schéma du ferrailage des poteaux

III. Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

III.1. Les Combinaisons de Charges

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

❖ **Combinaisons Situation durable [3]**

- E.L.U : $1.35 G + 1.5 Q$
- E.L.S : $G + Q$

❖ **Combinaisons Situation accidentelle [1]**

Chapitre V : Calculs des éléments porteurs

- $0.8 G \pm E$
- $G + Q \pm E$
 - G : charge permanente.
 - Q : charge d'exploitation.
 - E : charge sismique.

III.2. Recommandations des règlements

✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section [1].

✓ Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par:

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\% \text{ Au niveau de la zone courante.} \\ 0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\% \text{ Au niveau de la zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

- b : largeur de la poutre.
- h : hauteur de la poutre.

✓ La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone III).

✓ Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.

✓ La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par: $A_t = 0.003 \times S_t \times L$

- L: longueur de la poutre.
- S_t : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4} ; 12\Phi \right] \dots\dots\dots(\text{Zone nodale}). \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots(\text{Zone courante}). \end{array} \right.$$

- h : hauteur de la poutre.
- Φ : Le plus grand diamètre d'acier.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes:

❖ Situation durable

- Béton: $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$.
- Acier: $\gamma_s = 1,15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

❖ Situation accidentelle

- Béton: $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$.

Chapitre V : Calculs des éléments porteurs

- Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

III.3. Calcul du ferrailage

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par [6]. On dispose de 3 types de poutres :

- Poutre principale 30x45 (cm²)
- Poutre secondaire 30x45 (cm²)
- Poutre de chaînage 30x45 (cm²)

III.3.1.1. Situation accidentelle**Tableau V.111:** Calcul du Ferrailage des poutres (Situation accidentale)

Poutres	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
PP	30x45	travée	195,783	12,9	0	6,75
		appuis	-260,69	0	17,93	6,75
PS	30x45	travée	211,68	14,09	0	6,75
		appuis	-244,60	0	16,64	6,75
PCH	30x45	travée	97,49	6,08	0	6,75
		appuis	-163,99	0	10,6	6,75
Pc	30x45	travée	2,8331	0,17	0	6,75
		appuis	-26,1074	0	1,97	6,75

III.3.1.1. Situation durable**Tableau V.112:** Calcul du ferrailage des poutres (situation durable)

Chapitre V : Calculs des éléments porteurs

Poutres	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
PP	30x45	travée	1,6355	0,11	0	6,75
		appuis	-50,3528	0	3,57	6,75
PS	30x45	travée	38,5562	2,71	0	6,75
		appuis	-61,0174	0	4,37	6,75
PCH	30x45	travée	42,845	3,02	0	6,75
		appuis	-69,884	0	5,04	6,75
Pc	30x30	travée	1,1416	0,08	0	4,5
		appuis	-33,7366	0	2,36	4,5

III.3.1.2. Choix des armatures**Tableau V.113:** Choix des armatures des poutres

Poutres	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	Poutres	Section (cm ²)
PP	30x45	travée	12,9	6,75	54	81	3T25	14,72
		appuis	17,93					
PS	30x45	travée	14,09	6,75	54	81	3T25	14,72
		appuis	16,64					
PCH	30x45	travée	6,08	6,75	54	81	3T25	14,72
		appuis	10,6					
Pc	30x30	travée	0,18	4,5	36	54	3T16	6,03
		appuis	3,57					

III.4. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{c28}}{f_e}$$

Tableau V.114: Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	A _{s(choisi)} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
PP (30x45)	14,72	1,46	Vérifiée
PS (30*45)	14,72	1,46	Vérifiée
Poutre de chaînage (30*45)	14,72	1,46	Vérifiée
Poutre consol (30*30)	6,03	0,98	Vérifiée

III.5. Vérification de L'ELS

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par [2] :

➤ **Béton**

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

➤ **Acier**

- Peu nuisible : Pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} = \min \{2/3f_e; \max (f_e/2; 110\sqrt{\eta f_{t28}})\}$
- Pour une fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} = 0,8 \min \{2/3f_e; \max (f_e/2; 110\sqrt{\eta f_{t28}})\}$

Où :

- $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

- On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d-y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{cases}$$

Partie 2 : Etude d'un bâtiment
Chapitre V : Calculs des éléments porteurs

Tableau V.115: Vérification des poutres principales à ELS

Poutres	Position	M _{ser} (kNm)	Choix des armatures	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Observation
PP	travée	66,55	3T25	14,72	6,67	15	126,3	201,63	vérifiée
	appuis	-92,67	5T25	24,53	8,07		109,1		vérifiée
PS	travée	27,91	3T25	14,72	2,8	15	52,9	201,63	vérifiée
	appuis	-44,07	5T25	24,53	3,84		51,9		vérifiée
Pch	travée	31,16	3T25	14,72	3,12	15	59,1	201,63	vérifiée
	appuis	-51,07	3T25	14,72	5,12		96,9		vérifiée
Pconsol	travée	0,82	3T16	6,03	0,11	15	3,62	201,63	vérifiée
	appuis	-24,51	3T16	6,03	3,3		108,1		vérifiée

III.6. Vérification de l'effort tranchant

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

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

Avec :

- T_u : l'effort tranchant maximum.
- b : Largeur de la section de la poutre.
- d : Hauteur utile.
- $\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

Partie 2 : Etude d'un bâtiment
Chapitre V : Calculs des éléments porteurs

Tableau V.116: Vérifications de la contrainte de cisaillement

Poutres	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
PP (30x45)	184,3015	1,517	2.5	Vérifiée
PS (30*45)	171,2749	1,410	2.5	Vérifiée
Poutre de chaînage (30*45)	107,4686	0,885	2.5	Vérifiée
Poutre consol (30*30)	56,2887	0,695	2.5	Vérifiée

III.7. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence et nuance FeE400 (f_e=400 MPa).

Selon le règlement [2]

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

Selon le règlement [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \quad \text{Avec : } \varphi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10}\right) \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Tableau V.117: Calcul des armatures transversales

Partie 2 : Etude d'un bâtiment
Chapitre V : Calculs des éléments porteurs

Section	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{max} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC		
P.P(30x45)	184,3015	1,517	38	11,25	22.5	10	20	2.01	4T8
P.S(30x45)	171,2749	1,410	38	11,25	22.5	10	20	2.01	4T8
P.Ch(30x45)	107,4686	0,885	38	11,25	22.5	10	20	2.01	4T8
Pcon-sol(30x30)	56,2887	0,695	25	7,5	15	5	15	2.01	4T8

III.8 Recouvrement des Armatures Longitudinales

L_r = 50Ø (zone III) : Longueur de recouvrement

On a :

- Ø=25mm L_r=125cm
- Ø=16mm L_r=80cm

III.9 Vérification de la flèche

On doit vérifier que : $f_{\max} \leq \bar{f}$ [2]

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{Si } L > 5\text{m} \\ \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{Si } L \leq 5\text{m} \end{cases}$$

Remarque

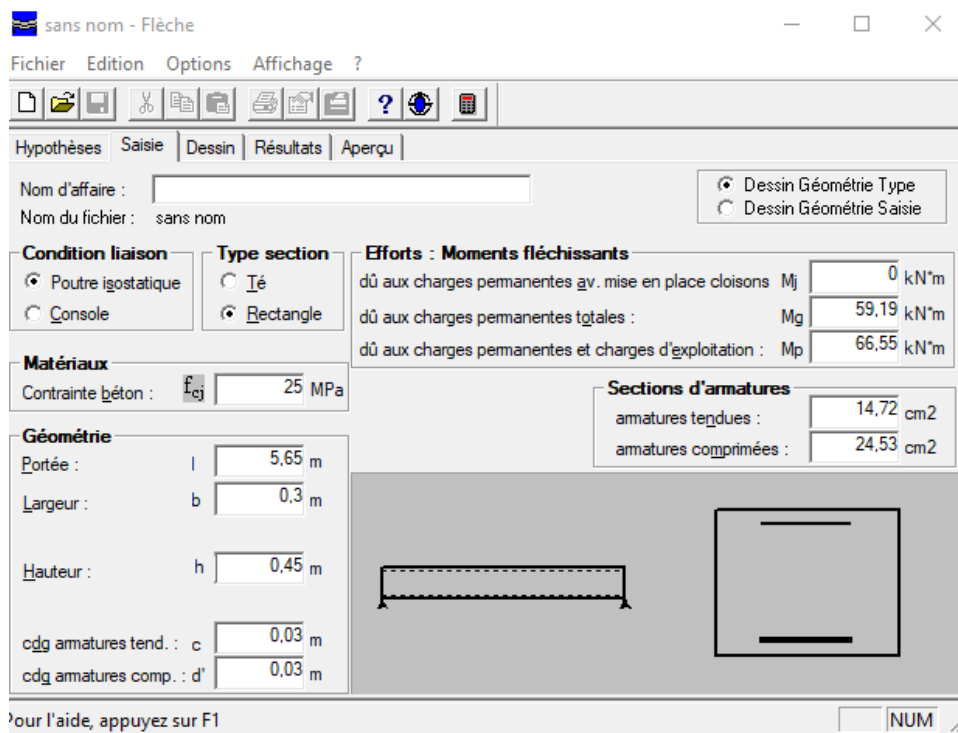
La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel **SOCOTEC**.

Exemple qui illustre les étapes de calcul :

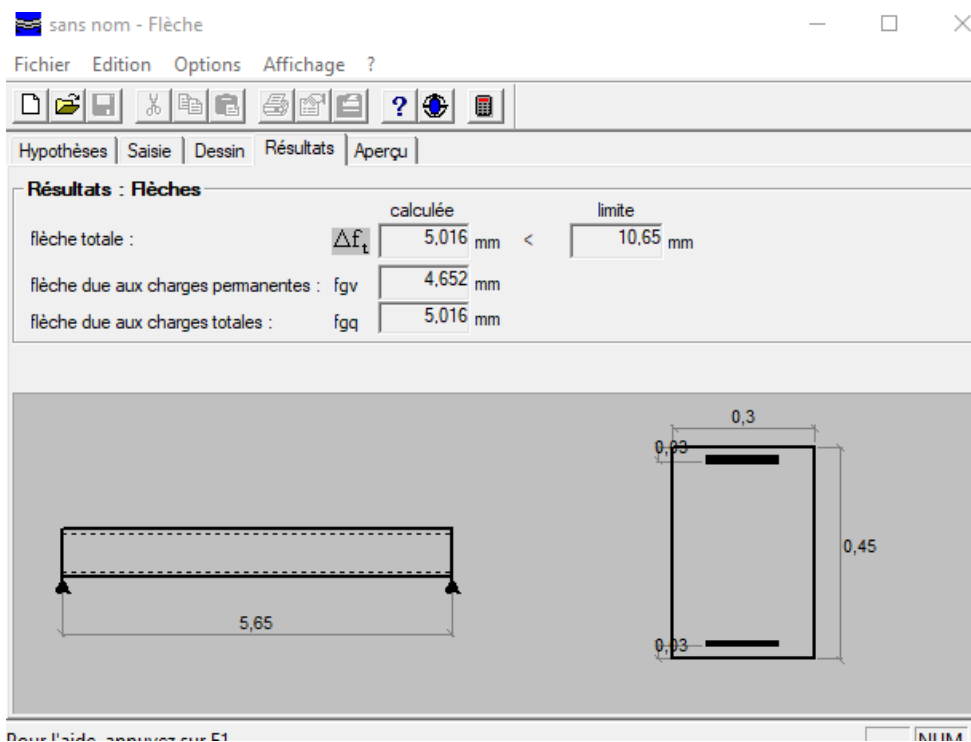
Partie 2 : Etude d'un bâtiment
Chapitre V : Calculs des éléments porteurs

III.9.1 Poutre principale

• Insertion des données



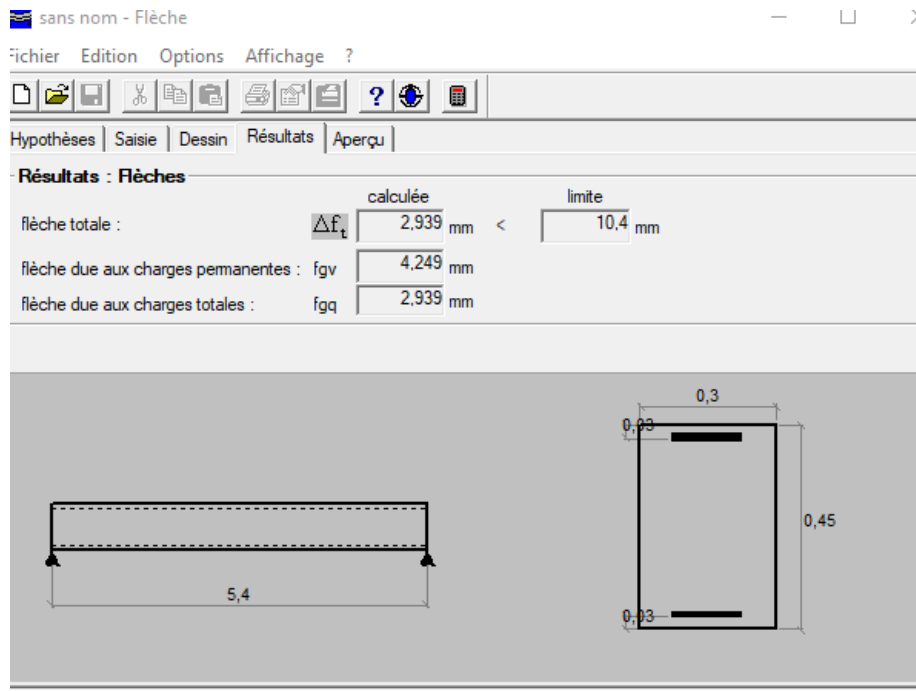
• Résultat



Partie 2 : Etude d'un bâtiment
Chapitre V : Calculs des éléments porteurs

III.9.2 Poutre secondaire

• **Insertion des données**



Résultat :

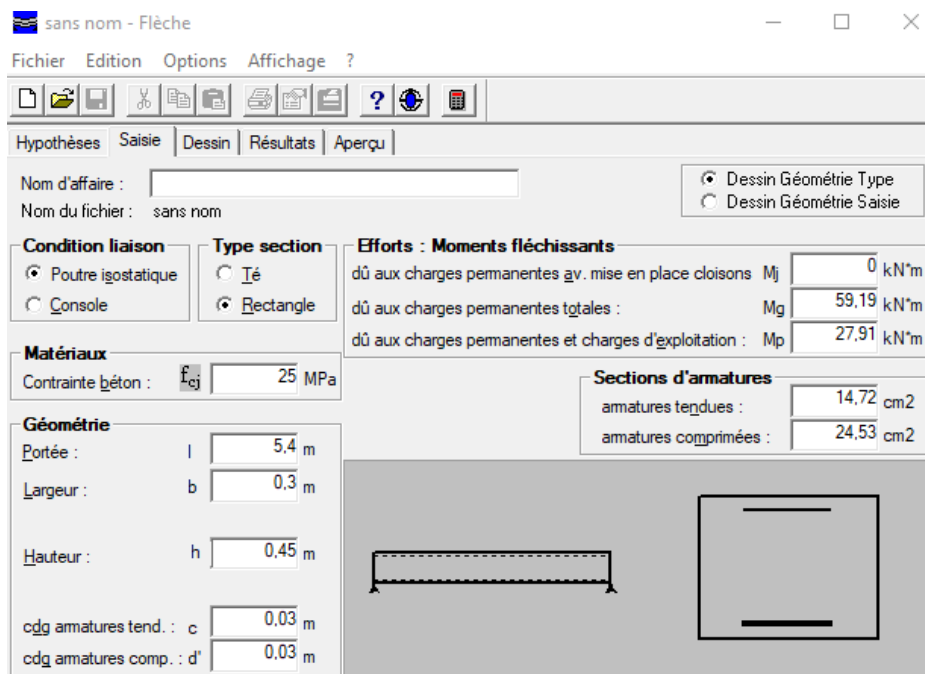
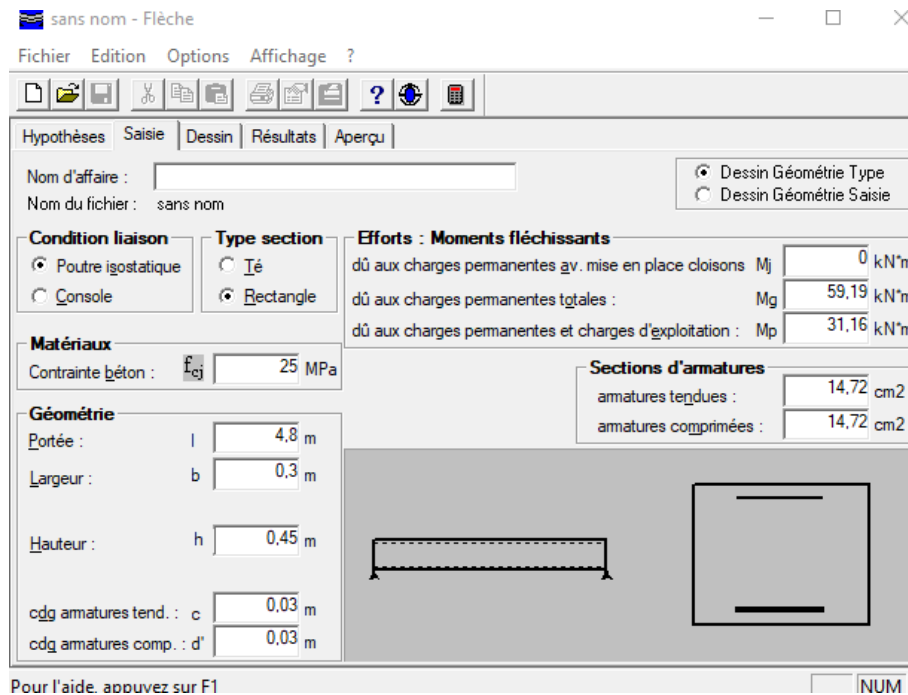


Figure V.86: Exemple du calcul.

Partie 2 : Etude d'un bâtiment
Chapitre V : Calculs des éléments porteurs

III.9.3 Poutre de chaînage

- Insertion des données



- Résultat

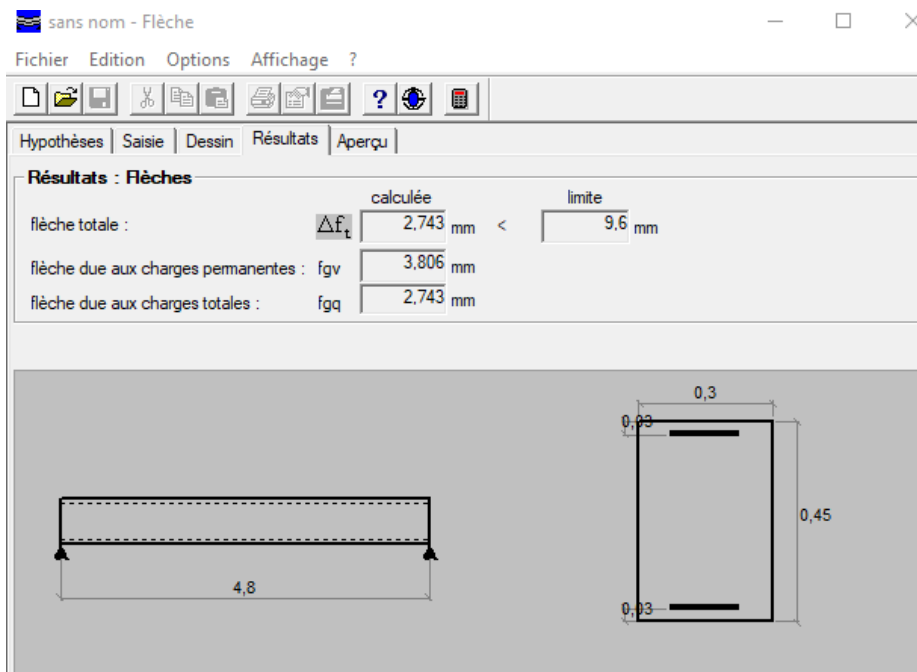
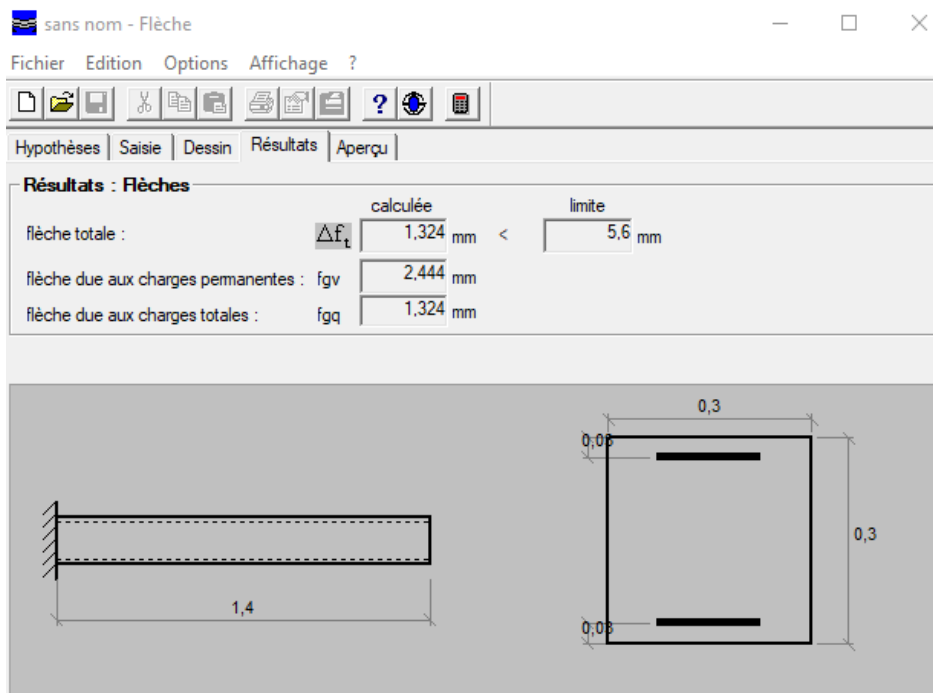


Figure V.87: Exemple du calcul

III.9.4 Poutre de console

- Insertion des données



- Résultat

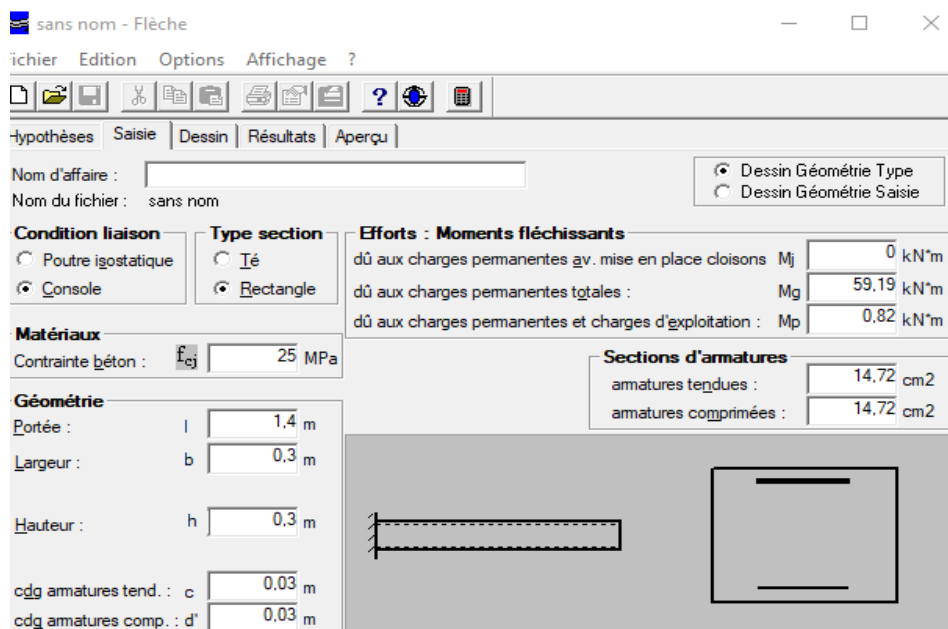


Figure V.88: Exemple du calcul

Nous résumons le calcul de la flèche des poutres principales, secondaires et de chaînage dans le tableau ci-dessous :

Partie 2 : Etude d'un bâtiment
Chapitre V : Calculs des éléments porteurs

Tableau V.118: Vérification de la flèche des poutres

Poutres	f (mm)	f ^{add} (mm)	Observation
PP (30x45)	5,01	10,65	Vérifier
PS (30x45)	2,93	10,4	Vérifier
PCh (30x45)	2,74	9,6	Vérifier
PC (30x30)	1,32	5,6	Vérifier

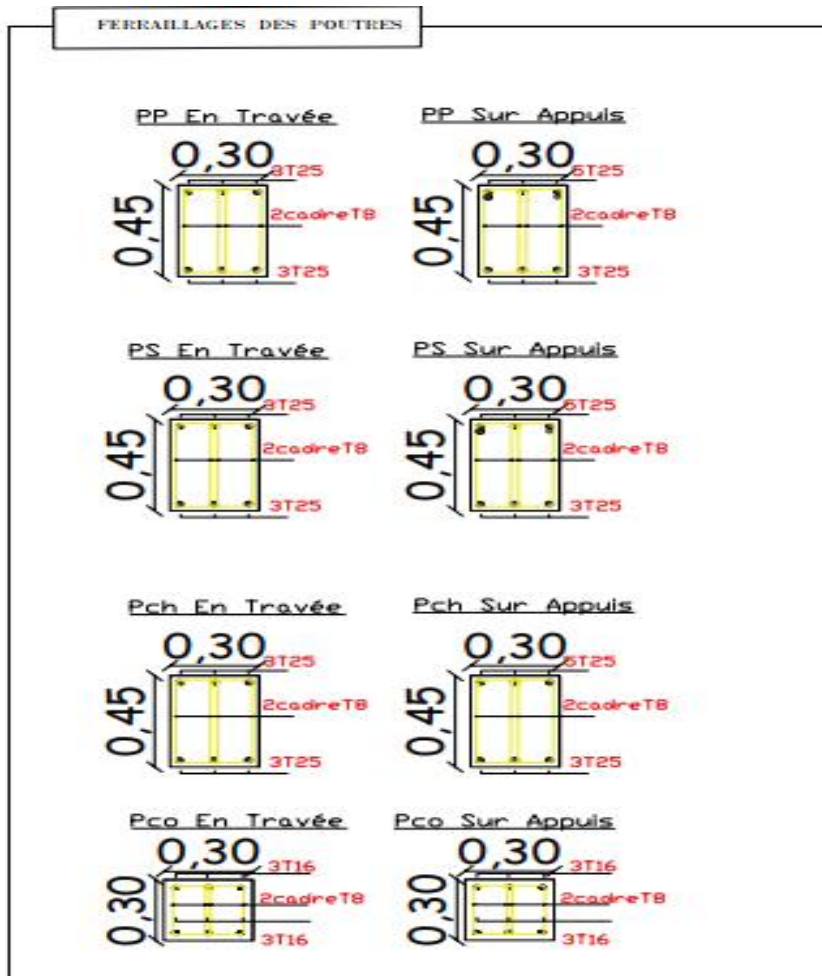


Figure V.89: Schéma du ferrailage des poutres

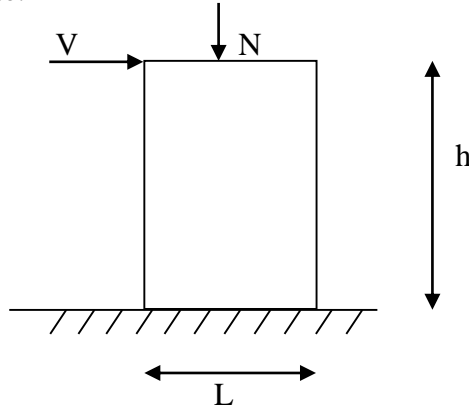
IV. FERRAILAGE DES VOILES

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du **DTU 23.1** « murs en béton banché » [10].

Un poteau «allongé» de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile. [9]

Chapitre V : Calculs des éléments porteurs**V.1 ferrailage des voiles**

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base. La **figure1** montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.



Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v)
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

Partie 2 : Etude d'un bâtiment
Chapitre V : Calculs des éléments porteurs

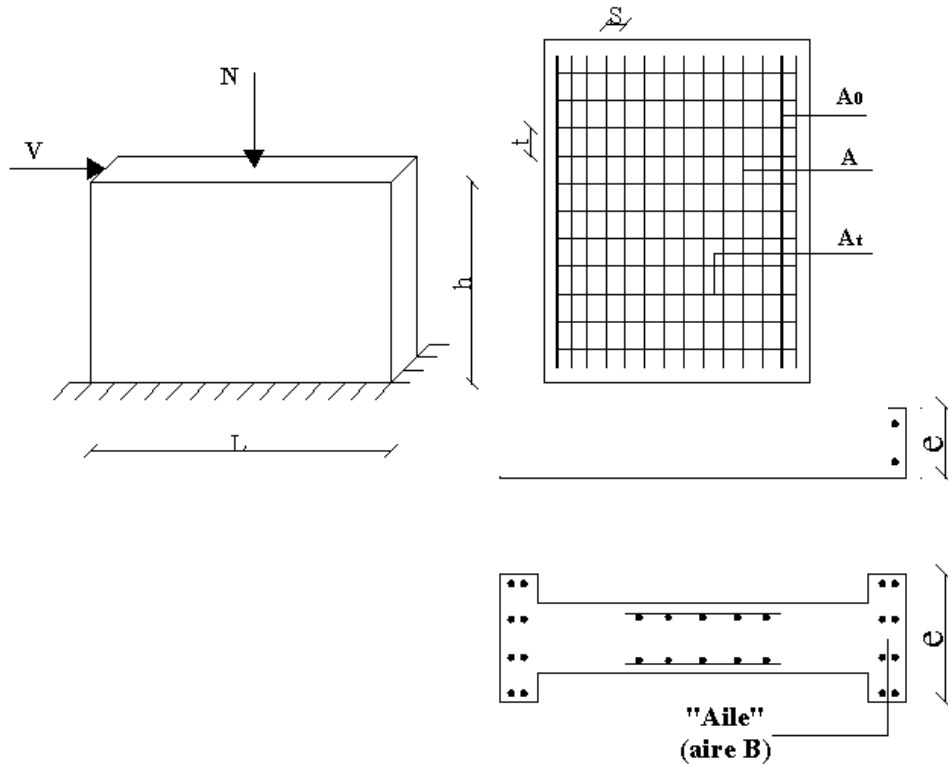


Figure V.90: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

IV.2 Justifications sous sollicitations normales [11]

a. Conditions d'application:

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10\text{cm}$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12\text{cm}$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15\text{cm}$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité h : $h \geq 3a$

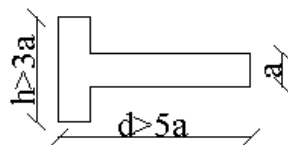
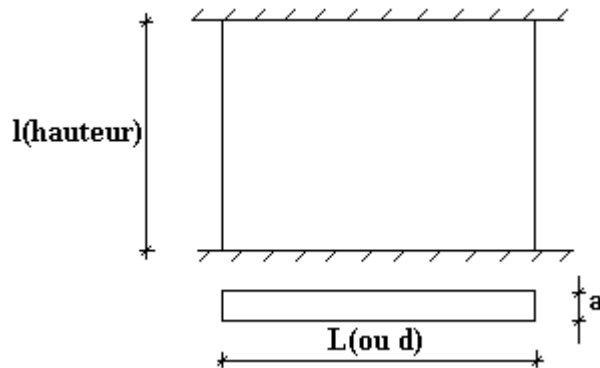


Figure V.91: Définition de l'élément mur

Chapitre V : Calculs des éléments porteurs**b. Longueur de flambement:** (murs non raidi latéralement)

Soit :

l: la hauteur libre du mur;

 l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.**Figure V.92:** Dimension du voile

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f est déduite de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher.

Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Tableau V.119: Valeurs de (l_f/l)

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encasté en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élanement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

c. Effort de compression en ELU : [9]

Soient :

 l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a: épaisseur du voile

d: longueur du voile

 f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

Chapitre V : Calculs des éléments porteurs

f_e : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Nota:

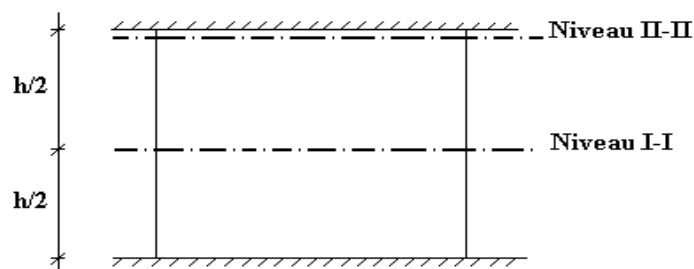
Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon voir [11].

Tableau V.120 : Calcul de $\sigma_{u\text{lim}}$

	Notation	Unités	Voile armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	M^2	$d(a-0,02)$	
Pour $\lambda \leq 50$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$
Pour $50 \leq \lambda \leq 80$			$0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	
Effort limite ELU	$N_{u\text{lim}}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u\text{lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u\text{lim}}}{ad}$

Remarque :

La contrainte limite vaut $\sigma_{u\text{lim}} = \frac{N_{u\text{lim}}}{ad}$ que nous appelons σ_{bna} , ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

d. Niveaux de vérification : [9]**Figure V.93:** Niveaux de vérification du voile

Chapitre V : Calculs des éléments porteurs

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u \text{ lim}}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

e. Aciers minimaux : [9]

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a

1. Aciers verticaux, aciers horizontaux :**Tableau V.121:** Aciers verticaux et horizontaux

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3}; 0,001 \right]$
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u \text{ lim}}} - 1 \right) \right]$ <p>par moitié sur chaque face</p> <p>Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive</p> <p>$\theta = 1$ pour un voile intermédiaire</p>	$\rho_{v\text{Max}}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

2. Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements) **[9], [11]**

Seuls les aciers verticaux (de diamètre \emptyset_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u \text{ lim}}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre \emptyset_t).

Chapitre V : Calculs des éléments porteurs**Tableau V.122:** Aciers transversaux

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m^2 de voile	6mm
$12\text{ mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales	6mm
$20\text{mm} < \phi_l$	Espacement $\leq 15 \phi_l$	8mm

f. Cisaillement :

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$)

IV.3 Procédure de ferrailage des trumeaux**IV.3.1 introduction**

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

IV.3.2 MÉTHODE SIMPLIFIÉE (VARIANTE 2) POUR LES VOILES RECTANGULAIRES [9]

- C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes (variante 2), proposé en référence [9].
- Le **DTU 23.1 NF** (ou le **DTR B-C 2.42**) admet de faire les calculs de contraintes en supposant un diagramme linéaire.

Nota :

- Les contraintes normales de flexion du voile (dans son plan) peuvent être directement lues à partir du fichier résultat du **SAP 2000** (il s'agit des contraintes **S22**)
- L'interface graphique permet de visualiser la distribution des contraintes dans tous les voiles de la structure.

Chapitre V : Calculs des éléments porteurs

- Dans notre cas les contraintes de calcul correspondront à la combinaison de charge qui favorise l'apparition des contraintes importantes de traction (ici G+Q+E) du moment que celles de compression sont très loin de la contrainte du béton armé.

Le calcul se fait en flexion composée avec effort tranchant.

$$\begin{cases} \sigma_T = \frac{N}{A} + \frac{M l_t}{I} & (\text{traction}) \\ \sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M l_c}{I} & (\text{compression}) \end{cases}$$

$$A = l \cdot a \quad ; \quad I = \frac{a l^3}{12}$$

N: effort normal

M : moment pouvant être dû à un excentrement des charges verticales ou à des forces horizontales (vent ou séisme)

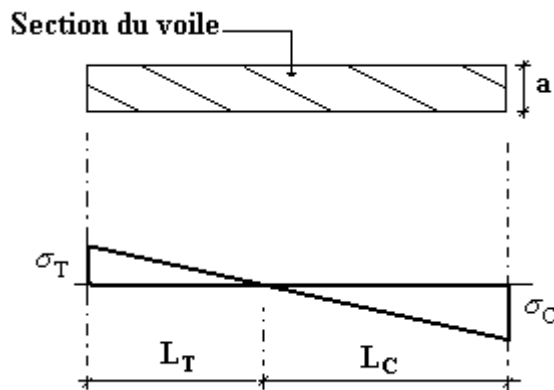


Figure V.94: Diagramme des contraintes du voile

1^{er} cas :

Section Entièrement Comprimée : [9]

Le **DTU 23.1, art 4.224** permet de découper la zone comprimée en bande dont la largeur

L_i est tel que :

$$L_i \leq \text{Min} \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right)$$

h_e : Hauteur d'étage.

L_c : Longueur de la zone comprimée.

σ_i : Contrainte moyenne de la zone i .

- Si la contrainte moyenne d'une bande ne dépasse pas la contrainte de béton non armé σ_{bna} on ne disposera pas d'aciers de compression.

Chapitre V : Calculs des éléments porteurs

- Si la contrainte moyenne de la bande la plus sollicitée dépasse la contrainte de béton armé σ_{ba} , on devra augmenter les dimensions du voile.

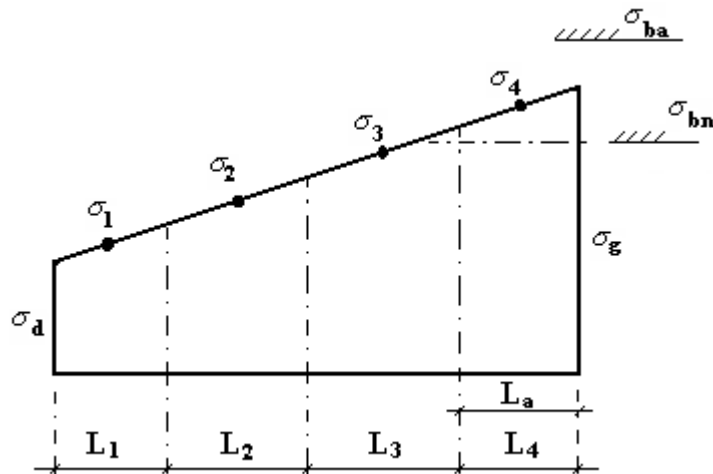


Figure V.95: Section rectangulaire entièrement comprimé

2^{ème} cas :

Section Partiellement Tendue : [9]

- Pour le découpage et la vérification des contraintes de la zone comprimée voir **1^{er} cas**.
- Pour la zone tendue, on pourra la diviser en bandes de même section d'aciers par unité de longueur, celle-ci correspondant à la contrainte maximale de traction du béton de la bande (on pourra prendre la contrainte moyenne de la bande pour un voile rectangulaire)

Ainsi les contraintes moyennes de traction valent σ_4 et σ_5 et entraînent une section d'acier :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_i \gamma_s \Delta_s}{f_e} \quad i = 4 \text{ ou } 5$$

$\Delta_s = b.L_i$ où b : épaisseur du voile

$\frac{A_s}{S}$: est réparti sur S

Exemple :

Pour une section rectangulaire d'épaisseur b , et si $l_t < h_e$ on peut prendre

$$L_4 = L_5 = \frac{L_t}{2}$$

$i = 4 \text{ ou } 5$

$$\Delta_s = b.L_i$$

$$\sigma_4 = 0,25 \sigma_g$$

$$\sigma_5 = 0,75 \sigma_g$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} A_4 = \sigma_g \frac{\gamma_s b L_t}{f_e 8} \\ A_5 = 3A_4 \end{cases}$$

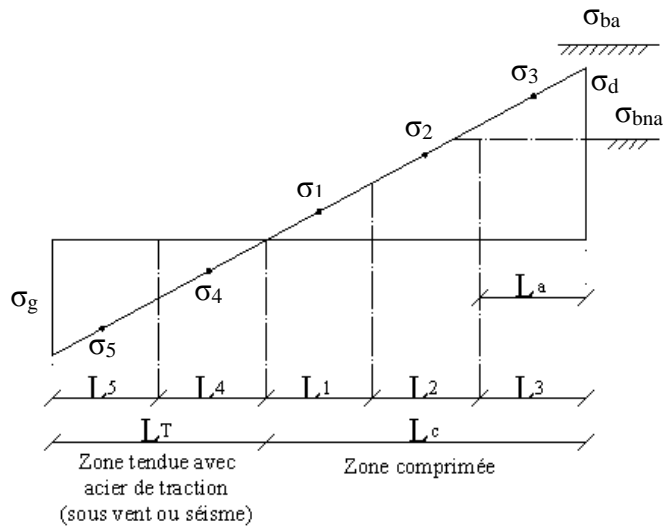


Figure V.96: Voile partiellement tendue

VI.3.3 ACIERS HORIZONTAUX :

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25 \quad [11]$$

$\tau_u = S_{12}$ Est donnée par le **SAP 2000**

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

IV.3.4 ACIERS SUPPLÉMENTAIRES ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

➤ **Aciers de peau** : pour limiter les effets hygrothermiques

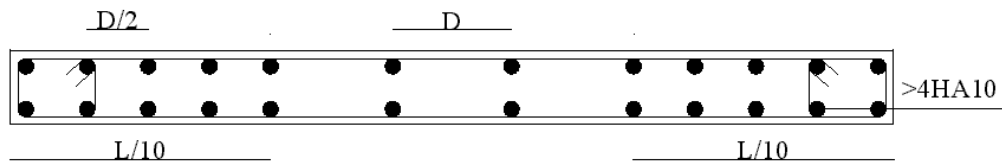
Tableau V.123: Aciers supplémentaires

Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	cm ²	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
Espacement maximal	m	0,5	0,33

IV.3.5 PRÉCONISATION DU RÉGLEMENT PARASISMIQUE ALGÉRIEN (RPA99 VERSION 2003)

a. Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.



Disposition des armatures verticales dans les voiles

Figure V.97: Disposition des armatures verticales dans les voiles

b. Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c. Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15%
 - En zone courante 0,10%

Chapitre V : Calculs des éléments porteurs

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

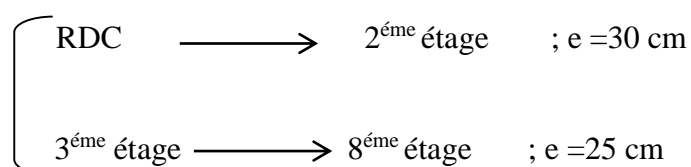
IV.4 Ferrailage des voiles :

Suivant la méthode des contraintes, Le calcul se fait par l'effort normal et moment fléchissant de la combinaison la plus défavorable (qui donne A_{smax}) on calcule les paramètres suivant :

- $\sigma_t = \frac{N}{S} - \frac{M}{w}$
- $\sigma_c = \frac{N}{S} + \frac{M}{w}$
- $L_t = \frac{\sigma_t + l}{\sigma_t + \sigma_c}$
- $A_s = \frac{F_v}{f_e}$ avec : $F_v = \frac{\sigma_t \times L_t \times b}{2}$ et $F_e = 400 \text{ Mpa}$
- $A_{smin} = 0,80\%$ de la section horizontale de béton tendu ($L_t \times e$).

❖ L'épaisseur des voiles :

- P1, P2, P3, P4, P6, P7, P8 et P9 :



Chapitre V : Calculs des éléments porteurs

- P5 : RDC \longrightarrow 8^{ème} étage ; e = 30 cm

NB : dans notre cas on va étudier deux voiles :

- le voile le plus sollicité suivant x-x : V2(P1)
- le voile le plus sollicité suivant y-y : V1(P2)

Avec : $L_{p1} = 2.8\text{m}$ et $L_{p2} = 4\text{ m}$

IV.4.1 Effort de compression a l'ELU :**❖ Voile 2 (p1)**

L'effort limite ultime $N_{u.lim}$ est donné par les formules suivantes :

$$N_{u.lim} = \alpha \times \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$$B_r = l_w \times (a - 2) ; \lambda = \frac{l_f \times \sqrt{12}}{a}$$

Et :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,65}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2} \quad \text{si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = \frac{0,65}{\left(\frac{\lambda}{50}\right)^2} \quad \text{si } 50 \leq \lambda \leq 80 \end{array} \right.$$

l_w = Longueur du voile

a : Épaisseur du voile

l_f = Longueur du flambement

Pour le RDC :

$$B_r = 2825 \times (300 - 20) = 791000\text{mm}^2 ; \lambda = \frac{2,36 \times \sqrt{12}}{0,3} = 27,25 \text{ donc } : \alpha = 0,56$$

$$N_{u.lim} = 0,56 \times \frac{79,1 \times 10^4 \times 25}{0.9 \times 1,5} + 44,10 \times 10^2 \times \frac{400}{1,15} = 11603,54 \text{ kN}$$

$N_{u.RDC} = 2124,98 \text{ kN} \leq N_{u.lim} = 11603,54 \text{ kN} \dots \dots \dots$ **Vérifiée.**

❖ Voile 1 (P2)

L'effort limite ultime $N_{u.lim}$ est donné par les formules suivantes :

$$N_{u.lim} = \alpha \times \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

Chapitre V : Calculs des éléments porteurs

$$B_r = l_w \times (a - 2) ; \lambda = \frac{l_f \times \sqrt{12}}{a}$$

Et :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,65}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2} \quad \text{si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = \frac{0,65}{\left(\frac{\lambda}{50}\right)^2} \quad \text{si } 50 \leq \lambda \leq 80 \end{array} \right.$$

 l_w = Longueur du voile

a : Épaisseur du voile

 l_f = Longueur du flambement

Pour le RDC :

$$B_r = 4000 \times (300 - 20) = 1120000 \text{ mm}^2 ; \lambda = \frac{2,36 \times \sqrt{12}}{0,3} = 27,25 \text{ donc } : \alpha = 0,56$$

$$N_{u \text{ lim}} = 0,56 \times \frac{112 \times 10^4 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 85,21 \times 10^2 \times \frac{400}{1,15} = 14578,64 \text{ kN}$$

 $N_{(u \text{ RDC})} = 3244,1769 \text{ kN} \leq N_{(u \text{ lim})} = 14578,64 \text{ kN} \dots \dots \dots$ **Vérifiée.****IV.4.1.1 Ferrailage vertical :**❖ **Voile 2 : L = 2,8m****Tableau V.124:** Calcul du ferrailage du voile 2 (P1)

NTV	combinaison	N (m)	M(m ²)	σ_t (MPa)	σ_c (MN)	L_t (cm ²)	A_s	A_{min} (cm ²)	A_s (cm ²)
8 ^{ème}	G+Q+Ex Min	312,55	254,13	0,33	1,22	0,60	0,62	2,99	6,24
	G+Q+Ex Max	65,93	281,16	0,77	0,95	1,25	2,99	6,24	
7 ^{ème}	G+Q+Ex Min	631,02	313,73	0,06	1,86	0,09	0,02	0,43	6,07
	G+Q+Ex Max	98,597	342,77	0,91	1,19	1,21	3,44	6,07	
6 ^{ème}	G+Q+Ex Min	861,83	380,15	0,07	2,39	0,08	0,02	-0,41	5,36
	G+Q+Ex Max	215,32	426,90	1,00	1,61	1,07	3,34	5,36	
5 ^{ème}	G+Q+Ex Min	1024,64	498,64	0,06	2,99	0,06	0,01	0,29	5,03
	G+Q+Ex Max	359,37	595,65	1,31	2,34	1,01	4,12	5,03	
4 ^{ème}	G+Q+Ex Min	1145,59	820,37	0,87	4,15	0,49	1,33	2,44	6,58
	G+Q+Ex Max	577,41	954,48	2,10	3,75	1,00	6,58	5,03	
	G+Q+Ex Min	1201,33	1094,80	1,64	5,07	0,68	3,49	3,42	9,51
	G+Q+Ex Max	829,81	1375,87	3,03	5,40	1,01	9,51	5,03	
3 ^{ème}	G+Q+Ex Min	1372,03	1906,45	3,23	6,50	0,93	11,26	5,58	15,27
	G+Q+Ex Max	1045,56	1996,57	3,85	6,34	1,06	15,27	6,35	
2 ^{ème}	G+Q+Ex Min	1859,78	2420,35	3,96	8,39	0,90	13,34	5,39	26,79
	G+Q+Ex Max	842,41	2729,86	5,96	7,97	1,20	26,79	7,2	
	G+Q+Ex Min	2546,98	3404,25	5,65	11,72	0,91	19,31	5,47	44,10
	G+Q+Ex Max	544,98	3784,08	9,00	10,30	1,31	44,10	7,84	

Partie 2 : Etude d'un bâtiment
Chapitre V : Calculs des éléments porteurs

❖ **Voile 1 : L = 4m**

Tableau V.125 : Calcul de ferrailage du voile 1 (P2)

NIV	Combinaison	N (kN)	M (kN.m)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L _T (m)	A _s (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	A _{s choisi} (cm ²)
8 ^{ème}	G+Q+Ey Min	399,17	502,28	0,35	1,15	0,94	1,04	4,71	6,97
	0,8G+Ey Min	231,41	507,65	0,53	0,99	1,39	2,31	6,97	
7 ^{ème}	G+Q+Ey Min	878,69	925,99	0,51	2,27	0,73	1,17	3,68	7,78
	G+Q+Ey Max	327,53	981,47	1,14	1,80	1,56	5,56	7,78	
6 ^{ème}	G+Q+Ey Min	1444,48	1681,71	1,08	3,97	0,85	2,88	4,28	4,28
	G+Q+Ey Min	1444,48	1681,71	1,08	3,97	0,85	2,88	4,28	
5 ^{ème}	G+Q+Ey Min	2047,23	2273,78	1,36	5,46	0,80	3,41	4	22,22
	0,8G+Ey Max	101,04	2233,21	3,45	3,25	2,06	22,22	10,31	
	G+Q+Ey Min	2047,23	2273,78	1,36	5,46	0,80	3,41	4	
4 ^{ème}	G+Q+Ey Min	2829,73	3252,93	2,05	7,71	0,84	5,38	4,21	34,66
	0,8G+Ey Max	430,57	3096,08	5,07	4,21	2,19	34,66	10,93	
	G+Q+Ey Min	2829,73	3252,93	2,05	7,71	0,84	5,38	4,21	
3 ^{ème}	0,8G+Ex Max	3477,29	3792,40	2,21	9,17	0,78	5,37	3,89	44,56
	G+Q-Ex Min	734,89	3708,23	6,30	4,83	2,26	44,56	11,33	
	0,8G+Ex Max	3477,29	3792,41	2,21	9,17	0,78	5,37	3,89	
2 ^{ème}	G+Q+Ey Min	4567,70	4147,37	1,38	8,99	0,53	2,75	3,19	58,48
	0,8G+Ey Max	1221,82	4460,42	6,59	4,56	2,37	58,48	14,2	
	G+Q+Ey Max	643,69	4516,38	6,18	5,11	2,19	50,77	13,15	
1 ^{èr}	G+Q+Ey Min	5186,97	5214,30	2,20	10,84	0,67	5,55	4,05	71,25
	0,8G+Ey Max	1516,59	5388,37	8,00	5,47	2,38	71,25	14,26	
	G+Q+Ey Max	884,77	5415,49	7,51	6,03	2,22	62,43	13,31	
RDC	G+Q+Ey Min	5809,20	6610,92	3,42	13,10	0,83	10,36	4,98	85,21
	0,8G+Ey Max	1757,03	6536,55	9,63	6,71	2,36	85,21	14,16	
	G+Q+Ey Min	5809,20	6610,92	3,42	13,10	0,83	10,36	4,98	

❖ **Choix des armatures :**

Tableau V.126 : Choix de l'armature longitudinale du voile 2 (P1)

Etage	Choix					A _s Choix(cm ²)
	L/10				L/10	
RDC	2x4HA20	2x5HA20	2x1HA20	2x5HA20	2x4HA20	119,32
	ST=10cm	ST=20cm	ST=10cm	ST=20cm	ST=10cm	
1 ^{èr} -4 ^{ème}	2x4HA16	2x5HA16	2x1HA16	2x 5HA16	2x4HA16	76,36
	ST=10cm	ST=20cm	ST=10cm	ST=20cm	ST=10cm	
5 ^{ème} - 6 ^{ème}	2x4HA14	2x5HA14	2x1HA14	2x5HA14	2x4HA14	58,47
	ST=10cm	ST=20cm	ST=10cm	ST=20cm	ST=10cm	
7 ^{ème} - 8 ^{ème}	2x4HA12	2x5HA12	2x1HA12	2x5HA12	2x4HA12	42,96
	ST=10cm	ST=20cm	ST=10cm	ST=20cm	ST=10cm	

Partie 2 : Etude d'un bâtiment
Chapitre V : Calculs des éléments porteurs

❖ **Choix des armatures :**

❖ **Voile 1 : L = 4m**

Tableau : ferrailage pour chaque étage du voile 1 (P2)

Etages	choix			As choisi (cm ²)
	L/10		L/10	
RDC, 1^{er}, 2^{ème}	2×9HA20	2×20HA20	2×9HA20	238,64
	S _t = 5 cm	S _t = 15 cm	S _t = 5 cm	
3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}	2×9HA16	2×20HA16	2×9HA16	152,73
	S _t = 5 cm	S _t = 15 cm	S _t = 5 cm	
6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}	2×9HA12	2×20HA12	2×9HA12	85,91
	S _t = 5 cm	S _t = 15 cm	S _t = 5 cm	

IV.4.1.2 Ferrailage horizontal :

❖ **Voile 2 (P1) :**

$$A_h = \frac{2}{3} \times A_v$$

A_v : Section d'acier vertical du bond la plus armée

➤ **Pour le RDC : A_v=56,52 cm² (2×4HA20+2×5HA20)**

$$A_h = \frac{2}{3} \times 56,52 = 37,68 \text{ cm}^2$$

On a choisi les armatures horizontales de (HA12) avec espacement de 15 cm

$$A_h=40,69 \text{ cm}^2 \text{ (2×18HA12)}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \times V_{sd}}{a \times L_c} \leq (0,8 \times f_e \times \frac{A_H}{a \times S_t} + 0,3 \times f_{tj}) \times \frac{1}{1,25}$$

Avec :

f_e=400MPa ; f_{tj}=2,1MPa ; a=30 cm ; S_t=15cm ; L_c=1,7 m ; V_{sd}=610,95 kN

τ_u=1,68 MPa ≤ 23,65MPa..... **Vérifiée.**

➤ **Pour le 1^{ème}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} : A_v = 36,17 cm² (2×4HA16+2×5HA16)**

A_h=24,12 cm² ↪ Le choix : (2×11HA12) = 24,87cm²

Avec : S_t = 25 cm

$$\tau_u = \frac{1,4 \times V_{sd}}{a \times L_c} \leq (0,8 \times f_e \times \frac{A_H}{a \times S_t} + 0,3 \times f_{tj}) \times \frac{1}{1,25}$$

Avec :

F_e=400MPa ; F_{tj}=2,1MPa ; a=25 cm ; S_t=25 cm ; L_c=1,7 m

V_{sd}=570,69 kN

τ_u=1,88 MPa ≤ 10,69 MPa..... **Vérifiée.**

Chapitre V : Calculs des éléments porteurs

➤ **Pour le 5^{ème}, 6^{ème} :** $A_v = 27,69 \text{ cm}^2$ ($2 \times 4\text{HA}14 + 2 \times 5\text{HA}14$)

$$A_h = 18,46 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Le choix : } (2 \times 13\text{HA}10) = 20,41 \text{ cm}^2$$

Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$.

$$\tau_u = \frac{1,4 \times V_{sd}}{a \times L_c} \leq (0,8 \times f_e \times \frac{A_H}{a \times S_t} + 0,3 \times f_{tj}) \times \frac{1}{1,25}$$

Avec :

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{tj} = 2,1 \text{ MPa} ; a = 25 \text{ cm} ; S_t = 20 \text{ cm} ; L_c = 1,7 \text{ m}$$

$$V_{sd} = 275,18 \text{ kN}$$

$$\tau_u = 0,91 \text{ MPa} \leq 10,95 \text{ MPa} \dots \dots \text{Vérfiée.}$$

➤ **Pour le 7^{ème}, 8^{ème} :** $A_v = 20,35 \text{ cm}^2$ ($2 \times 4\text{HA}12 + 2 \times 5\text{HA}12$)

$$A_h = 13,57 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Le choix : } (2 \times 10\text{HA}10) = 15,70 \text{ cm}^2$$

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

$$\tau_u = \frac{1,4 \times V_{sd}}{a \times L_c} \leq (0,8 \times f_e \times \frac{A_H}{a \times S_t} + 0,3 \times f_{tj}) \times \frac{1}{1,25}$$

$$\text{Avec : } f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{tj} = 2,1 \text{ MPa} ; a = 25 \text{ cm} ; S_t = 25 \text{ cm} ; L_c = 1,7 \text{ m}$$

$$V_{sd} = 137 \text{ kN}$$

$$\tau_u = 0,045 \text{ MPa} \leq 6,93 \text{ MPa} \dots \dots \text{Vérfiée}$$

❖ **Voile 1(P2) :**

$$A_h = \frac{2}{3} \times A_v$$

A_v : Section d'acier vertical du bond la plus armée

➤ **Pour le RDC, 1^{er}, 2^{ème} :** $A_v = 56,52 \text{ cm}^2$ ($2 \times 9\text{HA}20$)

$$A_h = \frac{2}{3} \times 56,52 = 37,68 \text{ cm}^2$$

On a choisi les armatures horizontales de (HA12) avec espacement de 15 cm

$$A_h = 40,69 \text{ cm}^2$$
 ($2 \times 18\text{HA}12$)

$$\tau_u = \frac{1,4 \times V_{sd}}{a \times L_c} \leq (0,8 \times f_e \times \frac{A_H}{a \times S_t} + 0,3 \times f_{tj}) \times \frac{1}{1,25}$$

$$\text{Avec : } f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{tj} = 2,1 \text{ MPa} ; a = 30 \text{ cm} ; S_t = 15 \text{ cm} ; L_c = 2,4 \text{ m}$$

$$V_{sd} = 1462,80 \text{ kN}$$

$$\tau_u = 2,84 \text{ MPa} \leq 23,65 \text{ MPa} \dots \dots \text{Vérfiée.}$$

Chapitre V : Calculs des éléments porteurs

➤ **Pour le 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} : $A_v=36,17 \text{ cm}^2$ (2×9HA16)**

$A_h=24,12 \text{ cm}^2 \mapsto$ Le choix : (2×11HA12)=24,87cm²

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

$$\tau_u = \frac{1,4 \times V_{sd}}{a \times L_c} \leq (0,8 \times f_e \times \frac{A_H}{a \times S_t} + 0,3 \times f_{tj}) \times \frac{1}{1,25}$$

Avec : $f_e=400\text{MPa}$; $f_{tj}=2,1\text{MPa}$; $a=25 \text{ cm}$; $S_t=25 \text{ cm}$; $L_c=2,4 \text{ m}$

$V_{sd}=1489,15 \text{ kN}$

$\tau_u=3,47 \text{ MPa} \leq 10,69 \text{ MPa}$Vérifiée.

➤ **Pour le 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} : $A_v=20,35 \text{ cm}^2$ (2×9HA12)**

$A_h=13,57 \text{ cm}^2 \mapsto$ Le choix : (2×10HA10)=15,70 cm²

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

$$\tau_u = \frac{1,4 \times V_{sd}}{a \times L_c} \leq (0,8 \times f_e \times \frac{A_H}{a \times S_t} + 0,3 \times f_{tj}) \times \frac{1}{1,25}$$

Avec :

$f_e=400\text{MPa}$; $f_{tj}=2,1\text{MPa}$; $a=25 \text{ cm}$; $S_t=25 \text{ cm}$; $L_c=2,4 \text{ m}$

$V_{sd}=832,45 \text{ kN}$

$\tau_u=1,94 \text{ MPa} \leq 6,93 \text{ MPa}$Vérifiée.

Chapitre V : Calculs des éléments porteurs

- Ferrailage transversales : 6HA10
 - ✓ **5^{ème}** :
- Ferrailage longitudinales : 5HA14
- Ferrailage transversales : 6HA10
 - ✓ **6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}** :
- Ferrailage longitudinales : 4HA14
- Ferrailage transversales : 6HA8 (6^{ème}, 7^{ème}), 4HA8 (8^{ème})
 - **Poutre :**
 - ✓ **Poutre principale :**
 - Ferrailage longitudinales : 3HA25(en travée), 5HA25 (sur appuis)
 - Ferrailage transversales : 4HA8
 - ✓ **Poutre secondaire :**
 - Ferrailage longitudinales : 3HA25(en travée), 5HA25 (sur appuis)
 - Ferrailage transversales : 4HA8
 - ✓ **Poutre chénage :**
 - Ferrailage longitudinales : 3HA25(en travée), 3HA25 (sur appuis)
 - Ferrailage transversales : 4HA8
 - ✓ **Poutre console :**
 - Ferrailage longitudinales : 3HA16(en travée), 3HA16 (sur appuis)
 - Ferrailage transversales : 4HA8
 - **Voile :**
 - **Voile1 :**
 - ✓ **RDC, 1^{er}, 2^{ème} étage :**
 - Ferrailage longitudinales : 2×38HA20
 - Ferrailage transversales : 2×18HA12
 - ✓ **3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}** :
 - Ferrailage longitudinales : 2×38HA16
 - Ferrailage transversales : 2×11HA12
 - ✓ **6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}** :
 - Ferrailage longitudinales : 2×38HA12
 - Ferrailage transversales : 2×10HA10
 - **Voile2 :**
 - ✓ **RDC :**

Chapitre V : Calculs des éléments porteurs

-Ferrailage longitudinales : $2 \times 19\text{HA}20$

-Ferrailage transversales : $2 \times 18\text{HA}12$

✓ 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} :

-Ferrailage longitudinales : $2 \times 19\text{HA}16$

-Ferrailage transversales : $2 \times 11\text{HA}12$

✓ 5^{ème}, 6^{ème} :

-Ferrailage longitudinales : $2 \times 19\text{HA}14$

-Ferrailage transversales : $2 \times 13\text{HA}10$

✓ 7^{ème}, 8^{ème} :

-Ferrailage longitudinales : $2 \times 19\text{HA}12$

-Ferrailage transversales : $2 \times 10\text{HA}10$

Chapitre VI

Etude Infrastructure

Chapitre VI : Etude Infrastructure

I. Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quel sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations :

- Fondation superficielle :
 - Semelle isolée
 - Semelle filante
 - Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux).

II. Choix de type de fondation

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 2,00 bars)

Sur lequel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous avons conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution.

III. Calcul des fondations

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

- σ_{sol} : Contrainte du sol $\sigma_{sol}=2,5$ bar .
- $S_{néc}$: Surface de la fondation.
- N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.

III.1. Semelles filantes croisées

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que :

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée

$$\Leftrightarrow B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$$

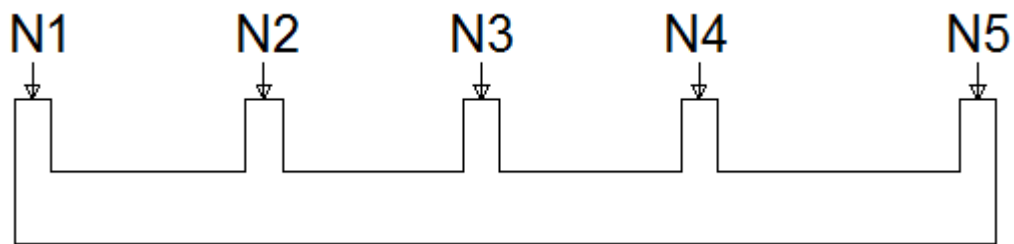


Figure VI.99: Les efforts normaux supportés par la semelle filante

NB : Mais tout d'abord il faut calculer les coefficients de répartition des charges pour retrouver la charge revenant à chaque semelle filante.

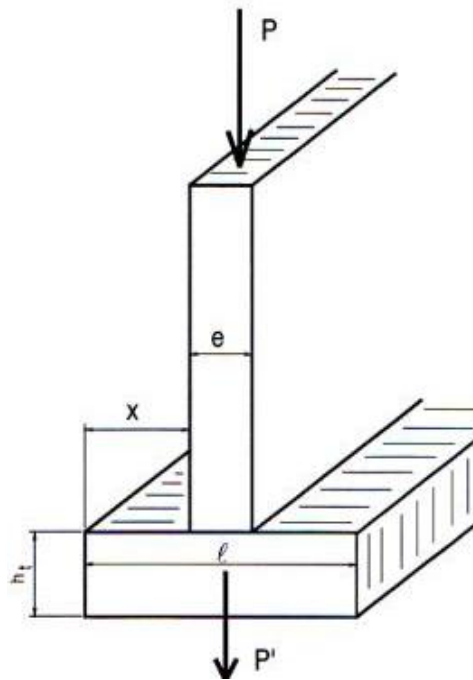


Figure VI.100: schéma de la semelle filante

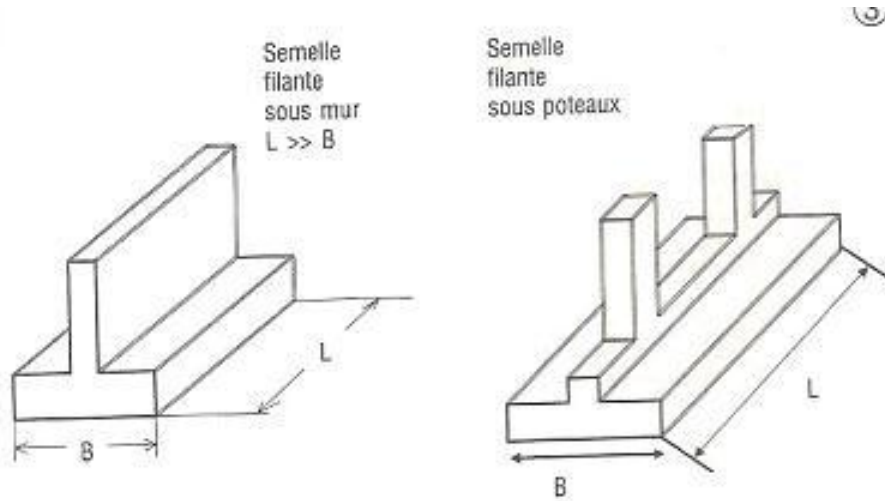


Figure VI.101: semelle filante sous mur et semelle filante sous poteaux

Tableau VI.127: la répartition pour les poteaux

poteaux					
	% sens x-x	% sens y-y	P _K (kN)	N _X (kN)	N _Y (kN)
1	0,51	0,49	331,80	167,65	164,15
5	0,32	0,68	1050,63	338,46	712,17
6	0,31	0,69	1297,57	399,25	898,32
10	1,00	0,00	1072,46	1072,46	0,00
11	0,68	0,32	580,86	397,63	183,22
12	0,00	1,00	700,25	0,00	700,25
13	1,00	0,00	921,47	921,47	0,00
14	1,00	0,00	630,45	630,45	0,00
15	0,50	0,50	2036,73	1023,38	1013,35
16	0,49	0,51	1659,74	806,16	853,58
18	1,00	0,00	803,95	803,95	0,00
19	0,49	0,51	294,38	142,98	151,40
20	0,00	1,00	685,12	0,00	685,12
22	0,74	0,26	646,04	480,72	165,32
25	0,55	0,45	1791,55	977,61	813,94
26	0,51	0,49	2384,55	1205,92	1178,63
27	0,00	1,00	1055,26	0,00	1055,26
28	0,51	0,49	2199,38	1112,27	1087,11
29	0,51	0,49	2164,90	1094,84	1070,07
30	0,67	0,33	1399,61	940,17	459,45
33	0,79	0,21	617,40	486,93	130,47
35	0,56	0,44	1523,28	853,52	669,75
36	0,49	0,51	2224,95	1094,15	1130,80
37	0,65	0,35	131,07	85,70	45,37
38	0,49	0,51	1282,06	630,47	651,59
39	0,49	0,51	2402,17	1181,30	1220,87
40	1,00	0,00	1167,53	1167,53	0,00
41	0,47	0,53	55,32	26,03	29,29
42	0,31	0,69	122,10	37,57	84,53
43	0,49	0,51	272,74	132,47	140,27
44	0,71	0,29	1013,11	715,14	297,97
45	0,39	0,61	979,49	385,37	594,12
46	0,31	0,69	1770,81	544,86	1225,94
47	0,31	0,69	112,19	34,52	77,67
48	0,31	0,69	1463,63	450,35	1013,28
49	0,31	0,69	1994,05	613,55	1380,49
50	0,47	0,53	1260,31	593,09	667,22
73	0,00	1,00	1873,03	0,00	1873,03
76	1,00	0,00	965,10	965,10	0,00
79	0,57	0,43	955,26	545,86	409,40

❖ Les charges qui reviennent pour chaque fille

Tableau VI.128: Section des semelles filante sens y-y

Fils	P (kN)	σ (kN/m ²)	L (m)	B _{calculé} (m)	B _{choisi} (m)	S _f (m ²)
SFA	2651,26	250	26,3	0,40	1,1	28,93
SFB	2387,19	250	26,3	0,36	1,1	28,93
SFC	5474,76	250	26,3	0,83	1,1	28,93
SFD	5676,50	250	26,3	0,86	1,1	28,93
SFE	5179,04	250	26,3	0,79	1,1	28,93
						144,65

Tableau VI.129: Section des semelles filante sens x-x

Fils	P (kN)	σ (kN/m ²)	L (m)	B _{calculé} (m)	B _{choisi} (m)	S _f (m ²)
SF1	2248,07	250	20,65	0,44	1,1	22,715
SF2	3578,36	250	20,65	0,69	1,1	22,715
SF3	5484,75	250	20,65	1,06	1,1	22,715
SF4	4397,65	250	20,65	0,85	1,1	22,715
SF5	3070,25	250	20,65	0,59	1,1	22,715
SF6	3733,99	250	20,65	0,72	1,1	22,715
/						136,29

S _f (m ²)	S _{total} (m ²)	%
244,64	543,51	45,01

III.2. Pré dimensionnement de la semelle filante

III.2.1. Dalle

- **Condition de l'épaisseur minimale**

La hauteur de la semelle doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

On prend $h = 30 \text{ cm}$

$$h_t = \left(\frac{B - b}{4} \right) + 5 \text{ cm}$$

$$h_t = \left(\frac{110 - 60}{4} \right) + 5 \text{ cm}$$

$$h_t = 17,5 \text{ cm} \rightarrow h_t = 25 \text{ cm}$$

III.2.2. Nervure

Pour l'étude d'une nervure nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique

La nervure est rigide : $L_{max} \leq \left(\frac{\pi}{2} \times l_e\right) + a$

$$\left(\frac{\pi}{2} \times l_e\right) \geq (\text{entre axe poteaux}) \quad \text{càd} \quad \frac{\pi}{2} \times l_e \geq \text{longueur travée}$$

Avec :

E: Module de Young

K: Coefficient de raideur du sol (selon le rapport du sol)

I: Inertie de la section transversale du semelle filante.

b_n : largeur de la nervure

b_{sf} : largeur utile

a : largeur de poteau

$$- l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b_{sf}}}$$

$$- I = \frac{b_n \times h_n^3}{12} \quad ; \quad b_n = 60 \text{ cm}$$

$$- b_{sf} = 1,1 \text{ m}$$

$$- E = 11000 \times 25^{1/3} = 32164.195 \text{ Mpa}$$

$$- K = 40 \text{ MN/m}^3$$

Alors la relation devient :

$L_{max} = 5,65 \text{ m}$ entre nus d'appuis

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times b_{sf} \times l^4}{E \times b_n \times \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 0,040 \times 1100 \times 5650^4}{32164.195 \times 600 \times \pi^4}} = 1.046 \text{ m}$$

❖ Le choix final :

- Epaisseur de la dalle de la semelle $h=25\text{cm}$
- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_n = 105\text{cm} \\ b_n = 60\text{cm} \end{cases}$

IV. Vérifications Nécessaires

IV.1. Vérification des contraintes dans le sol sous semelle filante

✓ ELS

Tableau VI.130: Vérification des contraintes dans le sol sous semelle filante (y-y)

Sens y-y					
File	P (kN)	S _f (m ²)	σ (kN/m ²)	σ (kN/m ²)	observation
SFA	2651,26	28,93	91,64	250	ok
SFB	2387,19	28,93	82,52	250	ok
SFC	5474,76	28,93	189,24	250	ok
SFD	5676,50	28,93	196,22	250	ok
SFE	5179,04	28,93	179,02	250	ok

Tableau VI.131: Vérification des contraintes dans le sol sous semelle filante (x-x)

Sens x-x					
File	P (kN)	S _f (m ²)	σ (kN/m ²)	σ (kN/m ²)	observation
SF1	2248,07	22,715	98,97	250	ok
SF2	3578,36	22,715	157,53	250	ok
SF3	5484,75	22,715	241,46	250	ok
SF4	4397,65	22,715	193,60	250	ok
SF5	3070,25	22,715	135,16	250	ok
SF6	3733,99	22,715	164,38	250	ok

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

IV.2 Vérification au poinçonnement

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : La charge revenant au poteau ou au voile le plus chargé à l'ELU

h : Epaisseur totale du radier.

$$\mu_c = (2a + 2h) \times 2 = (2 \times 0.60 + 2 \times 1.1) \times 2 = 6,8 \text{ m}$$

$$N_u = 330 \leq \frac{0,045 \times 6,8 \times 105 \times 25}{1,5} = 673,2 \text{ T} \quad \text{C'est vérifier.}$$

IV.3 Vérification au renversement

Le logiciel donne les efforts aux points d'ancrage c'est-à-dire 0-0, le moment de renversement se mesure à la base de la fondation (assise des semelles ou radier) donc les résultats seront erronés de la faite que le logiciel ne tient pas compte de l'ancrage donc comme cas défavorable en calcul avec le moment de renversement a la base et avec le poids sismique W de la supers-structure.

2^{eme} condition :

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)**, quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié de la centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

M_r : Moment de renversement dû aux forces sismique.

N_r : effort normal de la structure ($W=G+\beta Q$)

B : la largeur de semelle filante

Tableau VI.132 : Vérification au renversement

	Nr (kN)	Mr (kN.m)	e (m)	B (m)	B/4 (m)	Observation
Sens x-x	40518,63	64872,04	1,60	26,30	6,58	Vérifier
Sens y-y	40518,63	65994,37	1,63	20,65	5,16	Vérifier

Les conditions sont vérifiées donc le bâtiment est stable.

V. Ferrailage des semelles filantes

V.1.Ferrailage de la dalle

❖ Armatures principales et Armatures de répartitions :

Le ferrailage se calcule par la méthode des bielles à l'ELU pour 1 m linéaire, nous avons :

$$A_s = \frac{Qu(B - b)}{8 \times d \times \sigma_s}$$

P_u : L'effort normal reparti à l'ELU

➤ Exemple de calcul

$$A_s = \frac{295,63 \times 1000 \times (1,05 - 0,60)}{8 \times 0,2 \times \frac{400}{1,15}} = 2,39 \text{cm}^2$$

$$A_r = \frac{A_s \times B}{4} = \frac{2,39 \times 1,05}{4} = 0,62 \text{ cm}^2 \text{ on prend 4HA12 (cm}^2\text{)}$$

$$\text{CNF: } 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 20 \times \frac{2.1}{400} = 2,415 \text{ cm}^2$$

Tableau : Ferrailage de la dalle semelle filante

File	Pu kN	m	Qu kN/m l	mm ²	cm ²	As CHOIX	ST (cm)	Ar	Ar choix
SF	7775,0	26,3	295,6	265,6	2,6	5T12/5,65cm ²	25	1,5	4T12/4,52cm ²
D	6	0	3	0	6			5	

V.2.Ferrailage des nervures

- Les charges revenant pour chaque file à L'ELU

$$q_{\text{ELU}} = \frac{N}{L}$$

- Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } M_t = 0,85 M_0 \\ \text{Sur appuis : } M_a = 0,50 M_0 \end{array} \right.$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s^{\min} = 0,23 \times 60 \times (105 - 5) \times \frac{2,1}{400} = 7.24 \text{ cm}^2 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

- **Condition A_s^{\min} de RPA99**

- A_s^{\min} :

$$A_s^{\min} = 0,5\% \times (h \times b)$$

$$A_s^{\min} = 0,005 \times 105 \times 60 = 31,5 \text{ cm}^2$$

- A_s^{\max} :

$$A_s^{\max} = 0,06 \times 105 \times 60 = 378 \text{ cm}^2 \text{ Zone recouvrement.}$$

$$A_s^{\max} = 0,04 \times 105 \times 60 = 252 \text{ cm}^2 \text{ Zone courante... vérifiée.}$$

V.3. Calcul des armatures

Les données : $b = 60\text{cm}$; $h = 105\text{cm}$; $d = 100\text{ m}$; $c = 5\text{cm}$

➤ **Sens porteur (y-y) = Sens non porteur (x-x)**

$L = 5,65\text{m}$; $Q_u = 295,63\text{kN/ml}$

Tableau VI.133: Ferrailage des nervures

ELU										
Position	Q_u kN/ml	M_0 kNm	M_u kNm	$A_{s\text{ cal}}$ cm ²	$A_{s\text{ min}}$ RPA	$A_{s\text{ max}}$ RPA Z.C	$A_{s\text{ max}}$ RPA Z.N	CNF	choix	A_s adopté
Travée	295,63	1179,65	1002,71	30,83	31,5	252	378	7,24	12HA20	37,68
Appuis			589,83	17,61	31,5	252	378	7,24	7HA20	21,98

V.3. 1.Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI.134: Vérification des contraintes à l'ELS

ELS										
Position	Q_u kN/ml	M_0 kNm	M_u kNm	A_s adopté	choix	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	
Travée	215,48	861,26	732,07	58,88	12HA25	6,82	15	144,3	161,3	
Appuis			430,63	34,34	7HA25	4,79		141,3		

V.3.2Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{295,63 \times 5,65}{2} = 835,15\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{835,15 \cdot 10^3}{600 \times 1000} = 1,39\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots$$

Vérifiée

V.4.Ferrailage transversal

- **BAEL 91 modifié 99 [1]**

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_c} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$\frac{A_t f_c}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa}$$

• **RPA99 version 2003 [2]**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 52,5\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 2,5\text{cm}$$

Donnée : $f_c = 400\text{MPa}$; $\tau_u = 1,39\text{Mpa}$; $f_{t28} = 2,1\text{Mpa}$; $b = 60\text{cm}$; $d = 100\text{cm}$. On trouve :

$S_t = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$ / $S_t = 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$

Tableau VI.135: Ferrailage transversal et l'espacement.

	$S_t(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Zone nodale	15	2,7	6T10	4,71
Zone courante	20	3,6	6T10	4,71

V.5. Armatures de peau

Pour les poutres dépassant une hauteur « **ha** » (avec **ha** ≥ 2 (**80- fe/10**) : ha en cm et Fe en MPa), il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend de préjudice de la fissuration.

En effet, on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. (Afin de limiter la fissuration de retrait)

Pour ces armatures les barres à Hautes Adhérences sont plus efficaces que les barres Ronds Lisses.

Tableau VI.136 : Armatures de peau

	F.P.P	F.P	F.T.P
Armature de Peau par mètre de longueur de parement $A_p \geq$	3 cm ² /m	3 cm ² /m	5 cm ² /m

Donnée : $h_a = 105$ cm

$h_a \geq 2 (80 - 400/10) = h_a \geq 80$ cm.... condition vérifiée

$$A_p = \frac{5 \text{ cm}^2}{\text{m}} \times 1.05 = 5,25 \text{ cm}^2$$

Par paroi en prend : **4HA14** = 6,15 cm²

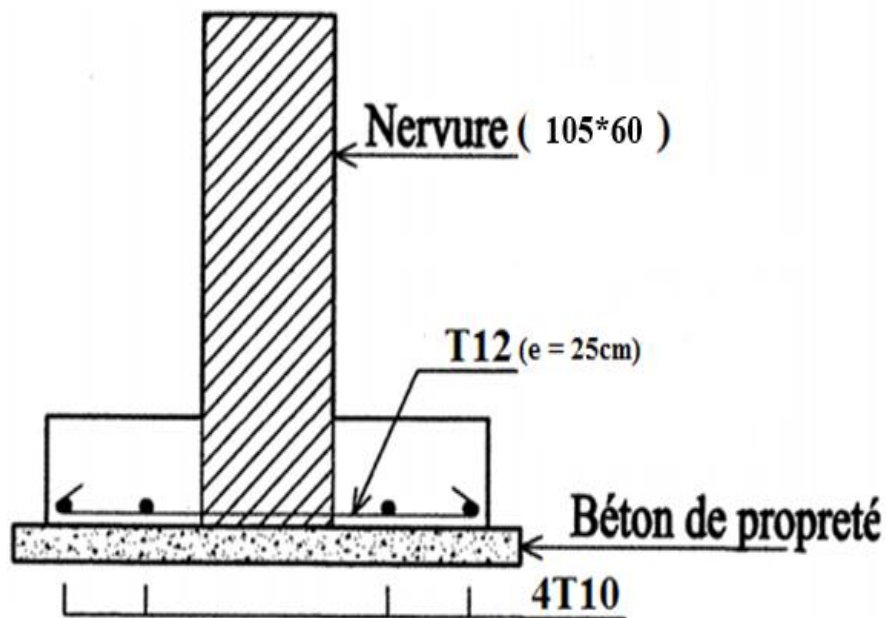


Figure VI.102: Schéma de ferrailage dalle de la semelle

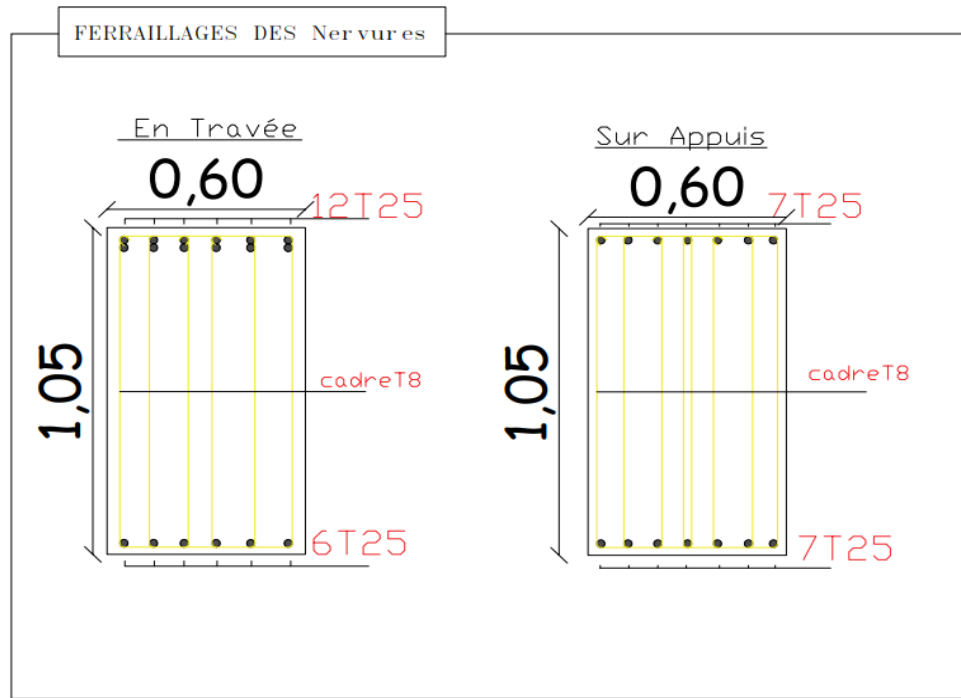


Figure VI.103: Schéma du ferrailage de la nervure

VI. Voile périphérique

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

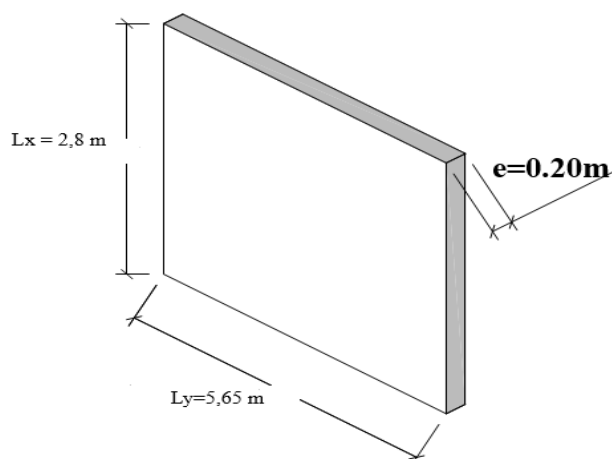


Figure VI.104: Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.

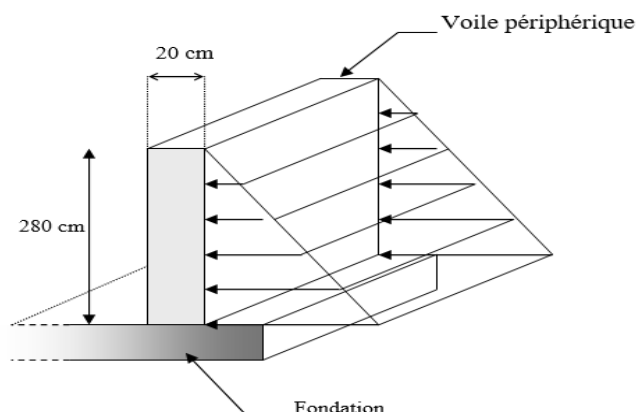


Figure VI.105: Schéma statique du voile périphérique

VI.1 Pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions des **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - Epaisseur $e \geq 15 \text{ cm}$
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B : Section du voile.

B=20 cm.

❖ Evaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable. Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x = 2,8 \text{ m}$; $L_y = 5,65 \text{ m}$; $e = 20 \text{ cm}$.

La charge de poussées des terres est données par :

$$Q = A_x \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A: coefficient de poussée des terres en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\phi = 28^\circ \Rightarrow K_0 = f(\phi) = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 0,195$$

$$Q = K_0 \cdot \gamma \cdot h = 10,92 \text{ kN/ml} \rightarrow Q_u = 1.35 \times 10,92 = 14,74 \text{ kN/ml}$$

❖ **Effort dans le voile périphérique**

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Tableau VI.137: Effort dans le voile périphérique

Panneaux	L _X (m)	L _Y (m)	L _X /L _Y	U _X	U _Y	Q _u (kN/m)	L _x ² m	M _X	M _Y
1	2,8	5,65	0,50	0.0966	0.2500	14,74	7,84	11,16	2,80

VI.2.Ferraillage du voile périphérique

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85M_x$$

$$M_{ty} = 0,85M_y$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$$

$b = 100\text{cm}$; $h = 20\text{cm}$; $d = 15\text{cm}$; $f_e = 400\text{MPa}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$;

$\sigma_s = 348\text{MPa}$ $F_{bc} = 14,17\text{MPa}$ (organigramme I voir annexe)

Tableau VI.138: Calcul du ferraillage du voile périphérique

			As calcul cm ²	Choix	As (cm ²)	S _t (m)
		M _{tx} (kN)	9,49	1,85	5HA10	3,93
M _x =	11,16	→	Max (kN)	5,58	1,08	3HA10
M _y =	2,80		M _{ty} (kN)	2,38	0,46	/
			May (kN)	5,58	1,08	/

- **Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,81 \text{ cm}^2 < A_s = 2,36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Condition exigées** : le pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens .Et sera disposé en deux nappes [1].

$$A_s^{\min} = 0,1\% \times b \times h = 2,00 \text{ cm}^2 < A_s = 2,36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

VI.3.Vérification de l'effort tranchant

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

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 20,73 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 13,76 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 20,73 \text{ kN}$$

$$\tau_u = 0.14 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

VI.4.Vérification à L'ELS

$$Q_s = 10,92 \text{ kN/ml}$$

Tableau VI.139: Vérification des Contraintes à l'ELS

Panneaux	L _X (m)	L _Y (m)	L _X /L _Y	U _X	U _Y	Q _s (kN/m)	L _X ² m	M _X	M _Y
1	2,8	5,65	0,50	0.1000	0.3671	10,92	7,84	8,56	3,15

- M_X = 8,56 kN.m → M_{tx} = 7,28 kN.m

$$M_{ax} = 4,28 \text{ kN.m}$$

- M_Y = 8,56 kN.m → M_{ty} = 2,68 kN.m

$$M_{ay} = 4,28 \text{ kN.m}$$

VI.5.Vérification des contraintes

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration très préjudiciable

$$\sigma_s = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 \times f_e = 0,5 \times 400 = 200 \text{ Mpa} \\ \max \left\{ 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} = 90 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} = 164.94 \text{ Mpa} \right. \end{array} \right.$$

Avec : η = 1,6 (HA)

Les tableaux suivant récapitulent les résultats trouvés :

Tableau VI.140: Vérification des Contraintes à l'ELS sur travée

	Sens	Ms (kN.m)	As adopté (cm ²)		Calculée (MPa)	Limite (MPa)	Note
Tra-vée	x-x y-y	7,28	3,93	BFS	2,89	15	Vérifiée
				AS	/	200	Vérifiée
				AI	134,4	200	Vérifiée
				BFI	0	15	Vérifiée

Tableau VI.141: Vérification des Contraintes à l'ELS sur appuis

	Sens	Ms (kN.m)	As adopté (cm ²)		Calculée (MPa)	Limite (MPa)	Note
Ap-puis	x-x y-y	4,28	2,36	BFS	2,09	15	Vérifiée
				AS	/	200	Vérifiée
				AI	129,3	200	Vérifiée
				BFI	0	15	Vérifiée

:

VI.6.Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,0689 > 0,042 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 0,0689 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 3,05 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

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

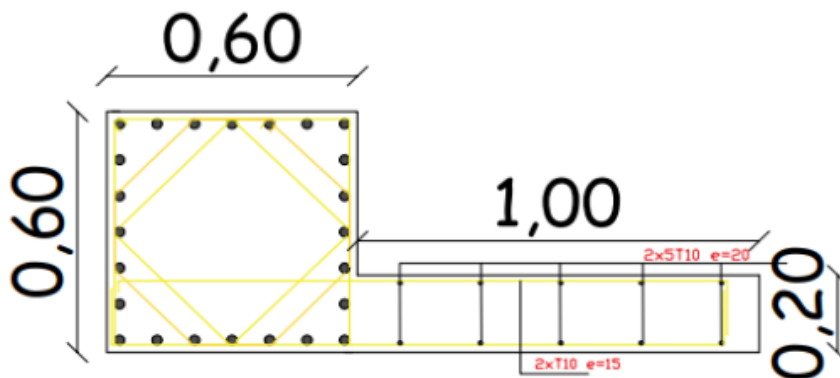


Figure VI.106: Schéma du ferrailage du voile périphérique

V. Conclusion

Nous avons effectué l'étude de l'infrastructure, dans notre cas c'est des semelles filantes croisées qui ont été retenues. Après dimensionnement et vérifications de ces dernières, nous concluons :

- ✓ le renversement est vérifié donc le bâtiment est stable
- ✓ pas de risque de soulèvement.
- ✓ toutes les conditions sont vérifiées pour le voile périphérique

Conclusion Générale

Nous avons effectué dans la première partie de notre travail une étude bibliographique complète sur les bétons cellulaires.

Ce béton est un matériau, à la fois traditionnel et moderne, il est classé dans la catégorie des matériaux d'exception de construction dits propres, il est aussi léger, solide, économique et très bon isolant thermique et phonique.

L'étude bibliographique concerne une présentation des caractéristiques physiques, et mécaniques de ce matériau, ainsi que les caractéristiques thermiques et acoustiques. Les différents éléments des produits en béton cellulaire (dalle, bloc, linteaux, cloison...) ont été présentés aussi.

La deuxième partie concerne le calcul d'un bâtiment R+8+ 1 sous sol, à usage commerce et habitation, implanté au centre de Blida.

Les résultats obtenus dans le pré dimensionnement des éléments résistants de notre ouvrage ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après l'étude dynamique de notre structure.

Calculé et vérifié selon les règlements, les éléments secondaires suivants : acrotère, balcon, plancher corps creux, escaliers et poutre palière.

L'étude dynamique qui consiste à déterminer les réponses de la structure sous le chargement sismique n'a pas été une chose simple pour nous. En effet les contraintes architecturales étaient vraiment un obstacle à la disposition des voiles de contreventements. Malgré cela, les vérifications de toutes les exigences de l'étude dynamique telles que : l'effort normal réduit, les déplacements inter étages, l'effet du second ordre et la vérification du facteur de comportement R, ont été effectuées.

Les efforts obtenus par l'étude sismique nous ont permis de calculer le ferrailage des éléments résistants de notre structure (poteaux, poutres et voiles) et de vérifier leurs résistances vis-à-vis des différentes sollicitations.

L'étude de l'infrastructure de notre ouvrage a donné des semelles filantes croisées. Après dimensionnement et vérifications de ces dernières, nous concluons que notre structure ne présente pas d'instabilité vis-à-vis du renversement, ni de risque de soulèvement.

Bibliographie

Bibliographie :

PARTIE 1 : Synthèse bibliographique

- [1] A. I. Cox, Jos , J. Sizaire, P. Meulders, E. Van Overmeire, “Le Béton Cellulaire: Matériau d’avenir,” vol. 122, pp. 13–120, 2012.
- [2] S. Nandi, A. Chatterjee, P. Samanta, and T. Hansda, “Cellular Concrete & its facets of application in Civil Engineering,” *Int. J. Eng. Res.*, vol. ISSN, no. 1, pp. 37–46, 2016, doi: 10.17950/ijer/v5i1/009.
- [3] I. SAITI, “Étude d’un procédé d’élaboration d’un béton léger cellulaire à base de sable de dune de la région de GHARDAIA.” p. 90, 2014.
- [4] “Rénovation & Travaux, Béton cellulaire: Prix et application.” <https://www.renovationettravaux.fr/beton-cellulaire-prix-applications>.
- [5] M. B. E. N. YOUSSEF, K. MILED, J. NEJI, and M. A. NACCACHE, “Formulation et caractérisation mécanique d’un nouveau béton cellulaire en Tunisie dit béton mousse: étude préliminaire,” vol. 6, no. May, pp. 1–2, 2015.
- [6] C. G. Collectif - Syndicat national des fabricants de béton cellulaire, *Collectif syndicat national des fabricants de béton cellulaire, construire en béton cellulaire*, EYROLLES 6. ÉDITIONS EYROLLES 61, bd Saint-Germain 75240 Paris Cedex 05, 2011.
- [7] A. Zeitschrift, “Le béton cellulaire,” p. 46, 2020.
- [8] Collectif - Syndicat national des fabricants de béton cellulaire, “Mémento technico-économique du béton cellulaire 2012,” vol. 44, p. 6, 2012.
- [9] “Le Grand guide construction de la maçonnerie.” <https://maconnerie.bilp.fr/guide-general/part-1-generalites/materiel-materiaux/beton/le-beton-cellulaire>.
- [10] “Atelier MCA recommandé le béton cellulaire YTONG.” <http://mcav2.media-one.fr/maison-beton-cellulaire/technique-beton/>.
- [11] “Les défis architecturaux du présent.” <http://www.tpearchitecture.byethost7.com/part-1.php?i=1>.
- [12] “De ideale partner voor uw grote en prestigieuze projecten.”
- [13] D. Jain, A. K. Hindoriya, and S. S. Bhadauria, “Évaluation des propriétés du béton cellulaire léger,” vol. 020034, 2019.
- [14] R. Vardhan, S. Chandel, and R. Sakale, “Étude du béton cellulaire léger,” vol. 4, p. 1, 2016.
- [15] A. Ruwad and L. Leyde, “Cellular Lightweight Concrete (CLC),” no. Clc, pp. 22–25, 2011.
- [16] R. Belouettar, J. R. Klepaczko, and M. T. Abadlia, “Etude du comportement mécanique du béton cellulaire autoclavé produit en Algérie,” *Sci. Technol. A, Sci. exactes*, pp. 49–54, 2002.
- [17] P. Cormon and Y. Aubert, *Bétons légers d’aujourd’hui*. Eyrolles Paris, 1973.
- [18] C. D. F. Thermopierre, “YTONG, LA SOLUTION RÉVOLUTIONNAIRE !; Gros œuvre et applications en béton cellulaire,” vol. 54, pp. 20–31.
- [19] M. A. Belkacem, “ÉXPOSÉ SUR LE MATÉRIAU « BÉTON »,” p. 144, 2008.
- [20] B. Caractéristiques, “Xella(YTONG): B.2 Caractéristiques physiques et mécaniques,” pp. 57–100.
- [21] C. Boutin, “Conductivité thermique du béton cellulaire autoclavé : modélisation par méthode autocohérente To cite this version : HAL Id : hal-00941106,” pp. 4–8, 2014.
- [22] “Cellumat: innovateur en béton cellulaire,” [Online]. Available: <https://www.cellumat.fr/atouts/isolation-thermique-optimale>.
- [23] Thermique du Bâtiment, “Tableau de conductivité thermique des matériaux,” pp. 1–6, 2013.
- [24] “XELLA : Les pierres angulaires d’un avenir meilleur,” p. 02/15, 2020.

PARTIE 2 : Etude d'un bâtiment

- [1] “R.P.A 99/ version 2003.” .
- [2] AFNOR, *Règles BAEL 91 révisées 99 - Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*, vol.

- 99, no. mars 1992. 1992.
- [3] M. D. E. L. Habitat and D. T. Reglementaire, “C.B.A/ 93,” 1997.
 - [4] Ministry of Housing and Urban Planning, “D.T.R B-C 22,” 1988.
 - [5] “Davidovitchi Volume 1 “Formulaire du béton armé.””
 - [6] A. Emre AKIN, “ETABS 2016 – RC Frame Example,” 2016.
 - [7] R. Taleb, “Conception et Calcul des Structures en Béton Armé Contreventées par Voiles Selon les RPA 99 / Version 2003 Revue de certains articles liés au calcul des structures en béton armé,” no. June 2011, 2017.
 - [8] H. Thonier, “Conception et calcul des structures de bâtiment : Tome 7 L’Eurocode 2 pratique,” vol. 7, p. 581, 2010, [Online]. Available: <http://www.amazon.fr/dp/2859784462>.
 - [9] C. D. R. T. Reglementaire, “D.T.R B-C 2.42.”
 - [10] A. BOUAFIA, “Mécanique des Sols appliquée - Problèmes résolus, 5e édition 2016,” 2019.