

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة لتعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد- تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd- Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE

Département de GENIE CIVIL



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER**

En : Génie Civil

SPECIALITE : Structure **FILIERE**: Efficacité énergétique dans les bâtiments de constructions

Par : CHERIF BENMOUSSA Racim & CHERIF BENMOUSSA Sofiane

SUJET

Dimensionnement d'un bâtiment en R+7 à usage résidentiel avec un parking en sous-sol, structure en béton armé à haute performance énergétique

Soutenu le 11/06/2025 devant le jury composé de :

TALEB Omar	Maitre de conférence	Université de Tlemcen	Président
HAMZAOUI Fethi	Maitre de conférence	Université de Tlemcen	Examineur
MAHI Imène	Maitre de conférence	Université de Tlemcen	Encadrante
TAIBI Abdelsemi	Docteur	Université de Tlemcen	Co-Encadrant

Année universitaire : 2024/2025

DEDICACES

Nous dédions ce modeste travail à :

Nos parents, pour leur amour inconditionnel, leur soutien moral et matériel, et les valeurs qu'ils nous ont transmises. Sans eux, rien de tout cela n'aurait été possible.

Notre famille, notre frère MEHDI et sa femme NAHIDA et notre sœur NEYLA et son mari WASSIM, pour leur présence, leur encouragement à chaque étape de notre parcours, sans oublier nos neveux MOHAMED KAMIL, KHALIL, KENZA et AHMED ALI.

A tous nos oncles, tantes, cousins et cousines pour leur soutien indéfectible.

A nos grands-parents paternels qui ne sont plus de ce monde et qui voyait en nous de futurs ingénieurs.

A notre grand-père maternel qui n'est plus de ce monde et qui a été toujours à nos côtés par ses conseils et ceci depuis notre jeune âge.

A notre grand-mère maternelle qui a toujours été à notre disposition pour son soutien moral durant toute la durée de nos études.

Nos amis proches, pour leurs encouragements constants, leurs conseils et les moments partagés, qui nous ont permis de garder le cap, ainsi qu'à tous les camarades de la promotion Master 2 Efficacité énergétique (promotion 2025).

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à réaliser ce modeste travail.

RACIM & SOFIANE

REMERCIEMENTS

Avant tout, nous rendons grâce à **Dieu** pour nous avoir donné la force, la santé et la persévérance nécessaire pour mener à bien ce travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à Madame MAHI Imène et Monsieur TAIBI Abdelsemi nos encadrants, pour leur disponibilité, leurs conseils avisés et leur bienveillance tout au long de ce projet.

Nos sincères remerciements vont également à Monsieur TALEB Omar qui a bien accepté de présider notre jury et Monsieur HAMZAoui Fethi qui a bien accepté d'examiner ce modeste travail.

Nous remercions aussi chaleureusement l'ensemble du corps enseignant et administratif du département de génie civil pour la qualité de la formation reçue et l'environnement d'apprentissage offert ainsi que leur accompagnement technique et scientifique.

Une pensée particulière à mes camarades de promotion, avec qui nous avons partagé des années de travail, d'effort et d'entraide.

Enfin, un immense remerciement à ma famille et à mes amis pour leur amour, leur patience et leur soutien indéfectible, constant même dans les moments difficiles.

RACIM & SOFIANE

Résumé

Ce projet porte sur une étude approfondie d'un bâtiment à usage résidentiel, comprenant un sous-sol, un rez-de-chaussée et sept étages (R+7), situé dans la commune de Tlemcen, wilaya de Tlemcen. Cette région est classée en zone sismique I selon la réglementation RPA99 version 2003.

L'étude est menée conformément aux normes actuelles de calcul et de vérification du béton armé, notamment le RPA99V2003 et le B.A.E.L 91 modifié 99. Elle s'articule autour de plusieurs volets :

- Présentation générale du projet,
- Pré dimensionnement et descente des charges,
- Étude des éléments secondaires : poutrelles, escaliers, acrotères, balcons, cage d'ascenseur et dalle pleine,
- Analyse dynamique du comportement sismique,
- Étude des éléments structuraux principaux,
- Conception de l'infrastructure (fondations),
- Et enfin, une évaluation des performances thermiques de bâtiment.

L'ensemble des calculs est réalisé en conformité avec les règlements en vigueur concernant les structures en béton armé (RPA99V2003 et BAEL91 modifié 1999).

Mots clé : Structure en béton armé, radier général, nervures, poutres principales et secondaires, dalle pleine et dalles en corps creux, efficacité énergétique, caractéristiques géométriques et thermiques, conductivité, isolant thermique par micronal, confort thermique optimal, laine de verre, laine de roche et produits innovants matériaux à changement de phase.

ملخص

، يتكون من طابق تحت أرضي، طابق (يعرض هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى ذي استعمال سكني تُصنف هذه المنطقة ضمن .، ويقع في بلدية تلمسان، ولاية تلمسان (R+7) أرضي، وخمسة طوابق علوية إصدار RPA99 2003 المنطقة الزلزالية الأولى وفقاً للوائح

تُجرى هذه الدراسة وفقاً للمعايير الحديثة لحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة، خاصة المعدل 1999، وتشمل عدة محاور رئيسية B.A.E. L 91 و RPA99V2003

- العرض العام للمشروع،
- التحديد الأولي للأبعاد وانتقال الأحمال،
- دراسة العناصر الثانوية: الكمرات، السلالم، الحواجز، الشرفات، بئر المصعد، والبلاطات المصمتة
- التحليل الديناميكي للسلوك الزلزالي،
- دراسة العناصر الإنشائية الرئيسية،
- (تصميم البنية التحتية) (الأساسات)
- تقييم الأداء الحراري للمباني

BAEL91 و RPA99V2003) تم إجراء جميع الحسابات وفقاً للوائح المعتمدة لهياكل الخرسانة المسلحة (المعدل 1999).

الكلمات الرئيسية: الخرسانة المسلحة، الإشعاع العام، الأعصاب، القوى الرئيسية والثانوية، الكفاءة الحيوية، الخصائص الهندسية والحرارية، التوصيل، العزل الحراري الجزئي، الراحة الحرارية المثلى، خط زجاجي، *Laine de Roche* ومنتجات مبتكرة من مواد قابلة للتغيير .

ABSTRACT

This Project presents a detailed study of a **building** residential, consisting of a **basement, a ground floor, and five upper floors (R+7)**, located in the **municipality of Tlemcen, wilaya of Tlemcen**. This region is classified as **seismic zone I** according to the **RPA99 version 2003** regulation.

The study is conducted in accordance with the current **standards for the calculation and verification of reinforced concrete**, particularly **RPA99V2003** and **B.A.E.L 91 modified 99**. It is organized into several main parts :

- General presentation of the project,
- Preliminary sizing and load transfer analysis,
- Study of secondary elements: beams, staircases, parapets, balconies, elevator shaft, and solid slabs,
- Dynamic analysis of seismic behavior,
- Study of the main structural elements,
- Design of the infrastructure (foundations),
- And finally, evaluation of the thermal performance of buildings

All calculations are carried out in strict compliance with the applicable regulations for reinforced concrete structures (RPA99V2003 and BAEL91 modified 1999).

Keywords: Reinforced concrete structure, general raft, ribs, main and secondary beams, solid slab and hollow body slabs, energy efficiency, geometric and thermal characteristics, conductivity, thermal insulation by micronal, optimal thermal comfort, glass wool, rock wool and innovative phase change materials.

Tables des matières

Tables des matières	6
Liste des tableaux.....	10
Liste des figures	11
INTRODUCTION GENERALE	13
1.1Présentation du projet.....	15
1.2 Caractéristiques géométriques de l'ossature.....	15
1.3 Conception de la structure :.....	15
1.4 Données géotechniques du laboratoire	16
Essais physiques	16
Essais mécaniques	17
Essais chimiques	17
1.1 Caractéristiques des matériaux de construction	18
a). Module de déformation longitudinal :	19
b). Module de déformation longitudinal différée :	20
c). Module de déformation transversale (G) :.....	20
d) Fluage du béton :	20
e) Phénomène de retrait :	21
1.2. Notions des états limites :	21
1.3. Module d'élasticité longitudinale.....	24
1.4. Coefficient de réduction.....	24
1.5. La limite d'élasticité de l'acier (Art A.4.3,2 de BAEL91 / version 99).....	24

Diagramme contrainte-déformation : (Art A.2.2, 2/BAEL 99).....	25
Les actions et sollicitations.....	25
.1.6 Actions	25
1.7. Les actions variables (Qi)	26
1.8. Les actions accidentelles (FA).....	26
1.9. Sollicitations	26
1.10. Conclusion	27
2.1 Introduction :	28
2.2 Le plancher :	28
2.3 Les Poutres :	29
Les poutres principales	30
Les poutres secondaires.....	30
2.4 Poteaux :.....	31
2.5 Dalle pleines :	31
Salle Ascenseurs :.....	32
2.6 voiles de contreventement :.....	32
2.7 Conclusion	34
3.1 Introduction :	35
3.2 Calcul des charges	35
3.3 Justification de calcul des poutrelles.....	37
3.4 Calcul des poutrelles à l'effort tranchant	39
3.5 Conclusion :	41
4.1 Introduction.....	42
4.2 Vérification de la rigidite du radier.....	42
4.3 DETERMINATION DU FERRAILLAGE DE RENFORT	47
4.4 DETERMINATION DU FERRAILLAGE DE RENFORT	48

4.5	Conclusions :	49
5.1	Introduction :	50
5.2	Calcul des voiles :	50
5.3	Etude du voile périphérique	51
5.4	Modélisation et calcul du voile périphérique.....	52
5.5	Conclusion :	55
6.1	Introduction :	56
6.2	Etude vis-à-vis sollicitation sismique :	56
6.2.1	Analyse sismique.....	56
6.2.2	Estimation du poids de la structure :	60
6.2	METHODE STATIQUE EQUIVALENTE	62
6.4	Conclusion :	73
7.1	Introduction :	74
7.2	Ferraillage du radier nervuré	74
7.3	Ferraillage des voiles des périphériques	82
7.4	Ferraillage de la dalle pleine	84
7.5	Ferraillage des voiles de contreventements	86
7.6	Ferraillage des poutrelles.....	87
7.5.1	Niveau étage courant	87
	Calcul des poutrelles a l'effort tranchant	89
7.7	Ferraillage poteaux	90
	Ferraillage poteaux	90
7.8	Conclusion	96
8.1	Introduction.....	97

8.2 Isolation thermique dans les bâtiments	97
8.3 Impact de l'isolation thermique sur l'aspect énergétique & confort thermique	97
8.4 Modélisation thermique des murs multicouches : Influence de type d'isolation.....	100
8.5 Apport des matériaux à changement phase dans le comportement des murs multicouches.	106
CONCLUSION GENERALE.....	113
ANNEXES : Pièces graphiques.	

- Plan N° 01
- Plan N°02
- Plan N° 03
- Plan N°04
- Plan N° 05
- Plan N°06

Liste des tableaux

Tableau 3. 1 Charges permanentes et exploitations pour terrasse inaccessible.....	35
Tableau 3. 2 Charges permanentes et exploitations pour terrasse inaccessible.....	35
Tableau 3. 3 Charges permanentes et exploitations pour poutre palier d'escalier.....	36
Tableau 3. 4 Charges permanentes et exploitations pour poutre palier d'escalier.....	36
Tableau 5. 1 Effort internes trouvés à l'aide logiciel Sap 2000 (RDC N° 235).	50
Tableau 5. 2 ferrailage internes trouvés à l'aide logiciel Sap 2000 (RDC N° 235).....	50
Tableau 5. 3 Effort internes trouvé à l'aide logiciel Sap 2000 (RDC N° 312).....	51
Tableau 5. 4 ferrailage internes trouvés à l'aide logiciel Sap 2000 (RDC N° 312).....	51
Tableau 6. 1 coefficient d'accélération de la zone.....	60
Tableau 6. 2 Valeur de pondération β	60
Tableau 6. 3 Effort repris par le voile selon les deux directions.....	62
Tableau 6. 4 Déplacements de chaque étage selon direction XX.	70
Tableau 6. 5 Déplacements de chaque étage selon direction XX.	71
Tableau 8. 1 : les caractéristiques géométriques et thermiques pour différents cas.	100
Tableau 8. 2 Caractéristique thermique de Micronal PCM	108
Tableau 8. 3 Bilan thermique pour les différentes simulations numériques.....	111

Liste des figures

Figure 1. 1 Conception général de la structure	16
Figure 2. 1 Illustration d'un Plancher en corps creux 16+4 [1]	29
Figure 2. 2 Pré dimensionnement des Poutres principales et secondaires	30
Figure 2. 3 Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres	33
Figure 2. 4 Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations	33
Figure 2. 5 Prise en compte des voiles de retour	34
Figure 2. 6 Paramètres d'entrées utilisé pour le calcul des poutrelles	38
Figure 4. 1 La répartition du champ de déplacements du radier (SAFE).	43
Figure 4. 2 Schéma du ferrailage.	44
Figure 4. 3 Ferrailage de la nappe supérieure selon Y	45
Figure 4. 4 Ferrailage de la nappe supérieure selon Y	45
Figure 4. 5 Ferrailage de la nappe inférieure selon X	46
Figure 4. 6 Ferrailage de la nappe inférieure selon Y	46
Figure 4. 7	47
Figure 4. 8 Détermination de ferrailage de renfort selon la direction de Y	48
Figure 8. 1 Répartition les types d'isolations existent dans le marché.	99
Figure 8. 2 Passage modèle physique vers un modèle EF (discrétisation)	102
Figure 8. 3 Température ambiante extérieur et intérieur appliqué sur les parois externe et interne	102
Figure 8. 4 Carte de distribution de température dans le mur à différent instant (Isolation par laine de verre).	103
Figure 8. 5 Carte de distribution de température dans le mur à différent instant (Isolation par laine de roche).	104
Figure 8. 6 Carte de distribution de température dans le mur à différent instant (Isolation par liège).	104

Figure 8. 7 Evolution temporelle de température dans le mur (Isolation par laine de verre).	105
Figure 8. 8 Evolution temporelle de température dans le mur (Isolation par laine de roche). ...	105
Figure 8. 9 Evolution temporelle de température dans le mur (Isolation par liège).	106
Figure 8. 10 Evolution de coefficient de conductivité et la masse volumique de PCM en fonction de la température.....	108
Figure 8. 11 Carte de distribution de température dans le mur à différent instant (Isolation par Micronal PCM).	109
Figure 8. 12 Evolution temporelle de température dans le mur (Isolation par Micronal PCM).	110
Figure 8. 13 Comparaison les évolutions temporelles de température générées dans le mur pour les différents types d'isolation.	110

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

La croissance démographique, l'urbanisation intense, le changement climatique, la performance énergétique est devenue aujourd'hui un enjeu majeur dans le contexte actuel énergétique et de développement durable nécessitant des exigences en matière de conception et de construction des bâtiments.

Il est à signaler que le secteur du bâtiment est l'un des plus grands consommateurs d'énergie tant à un niveau mondial en général qu'en Algérie en particulier au vue de la proportion importante de la demande énergétique nationale du fait que certaines constructions sont inadaptées aux conditions climatiques locales notamment dans les zones à climat chaud ce qui entraine une dépendance accrue aux systèmes de climatisation et par conséquent, une augmentation substantielle des consommations énergétiques.

L'objectif principal de l'étude d'un bâtiment à usage résidentiel de type R+7 avec un niveau parking en sous-sol vise à garantir une conception qui allie durabilité, confort des occupants des logements et conformité aux réglementations en vigueur en matière d'efficacité énergétique, aboutissant à une faible consommation d'énergie en assurant un cadre de vie agréable et fonctionnel pour ces habitants, ajouter à cela l'analyse de l'ensemble des éléments liés à la conception, la modélisation et la réalisation d'un bâtiment de sept étages hors-sol, reposant sur un niveau de sous-sol destinés au stationnement des véhicules. L'analyse portera notamment sur la structure, les fondations, la stabilité, la sécurité incendie, l'accessibilité, ainsi que le respect des normes en vigueur, tant à un niveau architectural que technique. L'étude de ce bâtiment à usage résidentiel de type R+7, comprenant un niveau de parking en sous-sol, s'inscrit dans une démarche d'urbanisation croissante et d'optimisation de l'espace dans les zones urbaines à forte densité. Ce type d'ouvrage présente des enjeux techniques, architecturaux, et réglementaires importants, nécessitant une approche pluridisciplinaire dès les premières phases de conception.

Chap1. Présentation du projet

1.1 Présentation du projet

Notre projet consiste à étudier un ensemble résidentiel composé d'un bâtiment en R+7 et un sous-sol et situé à EL KIFFANE TLEMCEN, classée comme étant une zone de sismicité faible Zone I selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99/ modifié 2003).

1.2 Caractéristiques géométriques de l'ossature

Il est indispensable de respecter les caractéristiques géométriques du bâtiment lors de la réalisation.

Les dimensions en plan sont 26 m x 17 m. Il est prévu en béton armée. Les voiles ont 20 et 25 cm d'épaisseur. La dalle des sous-sols a une épaisseur de 20 cm. Le rez-de-chaussée et les étages courants ont des dalles de 21 cm jugée suffisante structurellement. La hauteur du bâtiment au-dessus du terrain est de 30,5 m, la fondation est un radier général nervuré.

Il est composé de 7 étages de 3,06 m (de dalle à dalle) avec une hauteur exigée sous plafond de 2,86 m.

Un noyau central formé par les éléments de circulations (cage d'escaliers, cage d'ascenseur) constitue une zone de contreventement très rigide de par la présence d'une forte concentration de voiles. Cet élément, ainsi que les voiles 25/20 cm d'épaisseur permettent d'assurer le contreventement longitudinal et transversal de la structure.

1.3 Conception de la structure :

Le projet se constitue un bloc à savoir:

- Longueur de 16,60m.
- Largeur de 25,60m.
- Hauteur de 31,45m

Chap1. Présentation du projet

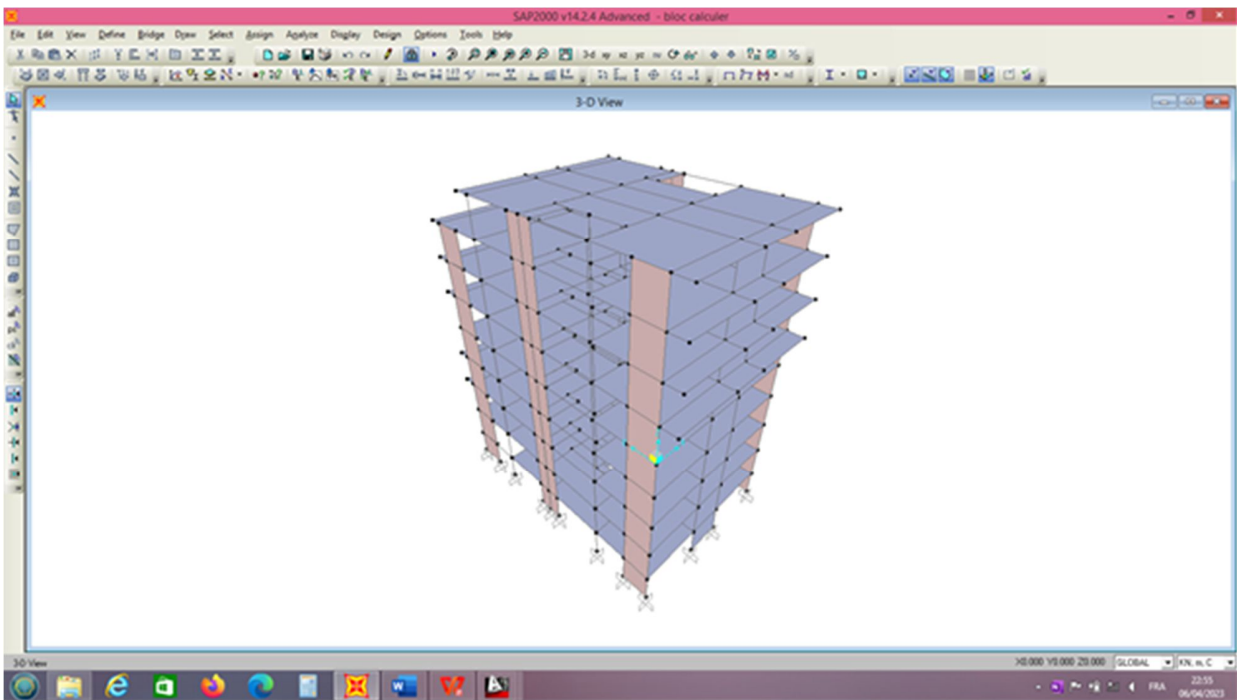


Figure 1. 1 Conception général de la structure

1.4 Données géotechniques du laboratoire

Les échantillons récupérés lors des sondages carottés ont été soumis aux essais physiques en vue d'identifier le sol par rapport à la Norme NFP EN 933-1 du mois de Décembre 1997 et la Norme NFP 94-057 du mois de Mai 1992, aux essais mécaniques à l'effet de déterminer les caractéristiques de résistance au cisaillement, et la compressibilité à l'œdomètre ainsi qu'une analyse chimique sommaire.

Essais physiques

- . Mesure de la teneur en eau : $17,4 < W(\%) < 19,5$
- Mesure de la densité sèche et humide : $1,82 < \gamma_h \text{ (t/m}^3\text{)} < 1,99$
 $1,55 < \gamma_d \text{ (t/m}^3\text{)} < 1,66$

Chap1. Présentation du projet

- Calcul du degré de saturation : $63 < Sr (\%) < 84$
- Détermination des limites d'Atterberg : $17,53 < IP (\%) < 18,53$
 $40,45 < WL (\%) < 42,61$
- Détermination de la courbe granulométrique : $69,60 < \phi < 80\mu (\%) < 70,00$

Essais mécaniques

- Mesure de la compressibilité à l'œdomètre : $0,60 < Pc (\text{bars}) < 1,82$
 $16,60 < Cc (\%) < 21,10$
 $1,00 < Cs (\%) < 2,50$
 $0,24 < Ss (\text{bars}) < 0,50$

Essais chimiques

- Détermination des sulfates : $SO_4^- = \text{néant}$
- Détermination des chlorures : $0,35 < Cl^- < 0,39$
- Détermination des carbonates : $21,37 < CaCO_3 < 44,38$
- Analyse des matières organiques du sol : $5,41 < MO < 6,61$

Interprétation des essais de laboratoire :

Le sol étudié est généralement fin, à granulométrie étalée, avec une fraction de particules fines variant de 69,60 % à 70,00 %. Selon les profondeurs de récupération des échantillons soumises aux essais, l'indice de plasticité fluctuant entre 17,53 % à 18,43 % indique un sol argileux, peu plastique, peu dense et humide. Les essais mécaniques indiquent un sol moyennement compressible et ce selon les résultats des indices de compression.

Les coefficients de gonflement sont de 0,24 à 0,50 soit un potentiel de gonflement faible. L'essai de cisaillement rectiligne à la boîte consolidé et non drainé confirme un angle de frottement de $7,89^\circ$ et une cohésion des grains de 0,39 bar.

Chap1. Présentation du projet

Selon la norme (NF P 18-011) de la classification des environnements agressifs, le rapport d'analyse chimique sommaire des échantillons de sol étudiés, aucune agressivité vis-à-vis des bétons et des armatures n'est à signaler.

1.1 Caractéristiques des matériaux de construction

Le béton et l'acier sont deux matériaux utilisés pour la réalisation de cet ouvrage, ils sont caractérisés par la résistance à la compression pour le béton et à la traction pour les aciers, ils doivent répondre aux règlements parasismiques algérien RPA 99 / version 2024 et le règlement de béton armée aux états limites BAEL 91 / version 99.

Le béton

Le béton est le matériau le plus largement employé dans la construction d'ouvrages variés tels que les bâtiments, barrages, stades, routes et ouvrages d'art. Il s'agit d'un matériau artificiel, généralement de nature minérale, constitué de granulats comme le gravier et le sable, assemblés grâce à un liant hydraulique, généralement le ciment. Ce liant a la capacité d'agglomérer les différents composants, auxquels peuvent s'ajouter des adjuvants destinés à modifier les propriétés physiques et chimiques du mélange pour répondre aux besoins spécifiques de chaque projet. [1]

Résistance caractéristique du béton a la compression

Le béton est défini de point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, il varie en fonction du diamètre des granulats et du dosage en ciment et de la quantité de l'eau de gâchage. Cette résistance caractéristique à la compression (f_{c28}) est déterminée après plusieurs essais d'écrasement par compression axial sur des éprouvettes cylindriques normalisées d'une hauteur 32 cm et d'un diamètre de 16 cm (Art A.2.1.11 BAEL 91/ version 99).

- **Pour $j \leq 28$ jours :**

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{MPa}$$

Chap1. Présentation du projet

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} > 40 \text{MPa}$$

- **Pour $j \leq 28$ jours** : Elle est prise conventionnellement égale à :

$$f_{cj} = f_{c28}$$

Le béton qui sera mis en œuvre dans cet ouvrage à une résistance caractéristique à la compression de 25 MPA à 28 jours.

1.1.1. Résistance caractéristique du béton à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours. Elle est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (BAEL91 – art A.2.1, 12)} \quad (1.1)$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \Rightarrow$ On aura : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPA}$

Avec :

f_{tj} : Résistance caractéristique due à la traction à (j) jours en MPA (N/mm²).

f_{cj} : Résistance caractéristique due à la compression (j) jours en MPA (N/mm²).

1.1.2. Module d'élasticité

C'est le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée, selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types :

a). Module de déformation longitudinal :

D'après l'article **A.2.1, 21BAEL91/ version99** Lorsque la durée d'application des contraintes est inférieure à 24h, le module de déformation longitudinale instantanée du béton est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]} \quad (1.2)$$

- Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA} \Rightarrow E_{ij} = 32164,20 \text{ MPA}$

b). Module de déformation longitudinale différée :

D'après l'article (BAEL 91/ A.2.1,21), Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton, nous prendrons un module égal :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPA (1.3)}$$

- Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA} \Rightarrow E_v = 10818,86 \text{ MPA}$

c). Module de déformation transversale (G) :

La valeur du module d'élasticité transversale G est de :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (1.4)$$

Avec :

ν : Coefficient de poisson.

E : Module de YOUNG.

• Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale. Les valeurs de ce coefficient sont données par l'article (A.2.1, 3 du BAEL 99)

$\nu = 0$ Pour un calcul de sollicitations à l'ELU.

$\nu = 0.2$ Pour un calcul de déformations à l'ELS.

d) Fluage du béton :

Les déformations différées des bétons, et notamment mécaniques comme le fluage sous contrainte, peuvent mettre en cause la durabilité des ouvrages. Dans le cas des structures isostatiques, ces déformations différées, notamment les flèches, sont incompatibles avec le bon fonctionnement en service des ouvrages. Lorsque l'on applique une charge permanente à une structure en béton, elle subit une déformation instantanée au moment du chargement, et une déformation différée (qui se prolonge au cours du temps). Cette déformation différée est appelée : **fluage**. [1]

Le fluage dépend des paramètres suivants :

- Valeur de la charge appliquée

Chap1. Présentation du projet

- Caractéristiques mécaniques du béton, en particulier son module d'élasticité
- Conditions ambiantes
- Âge auquel est appliqué la charge : plus le béton est chargé tardivement moins il flue.

e) Phénomène de retrait :

Le retrait est un phénomène qui concerne les matériaux composés de ciment et d'eau. Il se manifeste par des contraintes internes dans ces matériaux de construction, apparaissant lorsque leur résistance est dépassée. Ce phénomène débute dès la mise en œuvre du béton, durant sa prise et son durcissement, et continue à se développer au fil du temps. [1]

1.2. Notions des états limites :

Généralités CHAPITRE I La notion d'état-limite se traduit essentiellement au niveau des critères de calcul, par des coefficients partiels de sécurité qui prennent en compte les différentes incertitudes liées aux actions appliquées, aux propriétés des matériaux et à la qualité de la réalisation de l'ouvrage. [1]

On distingue deux états limites :

- Etat Limite Ultime (ELU)
- Etat Limite de Service (ELS)

Hypothèse de calcul a L'ELU et a L'ELS :

* Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation (Théorie de Navier-Bernoulli).

*La résistance du béton à la traction est considérée comme nulle (négligeable).

*Par adhérence il n'y a pas de glissement relatif entre l'acier et béton en contact.

*Raccourcissement ultime du béton : $\epsilon_{bu} = 3,5\%$ en flexion et $\epsilon_{bu} = 2\%$ en compression

*Allongement ultime de l'acier est limité à 10 %.

*Les diagrammes linéaires de déformation passent obligatoirement par l'un des pivots A, B ou C.

[1]

Chap1. Présentation du projet

1.2.1. Etat Limite Ultime (ELU) :

C'est un état au-delà duquel, le bâtiment n'est plus exploitable, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer. Il doit être justifié vis-à-vis de trois conditions :

- Etat limite de l'équilibre statique (renversement)
- Etat limite de résistance des matériaux
- Etat limite de stabilité (flambement). [1]

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par l'article (A.4.3, 41 du BAEL 91) :

$$f_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \gamma_b} f_{c28} \quad (1.5)$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_b = 1.5$ (En situation courante).

$\gamma_b = 1.15$ (En situation accidentelle).

θ : Coefficient en fonction de la durée (t) d'application de l'action considérée.

$\theta = 1$ (Pour $t > 24$ h).

$\theta = 0.9$ (Pour $1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h}$).

$\theta = 0.85$ (Pour $t < 1 \text{ h}$).

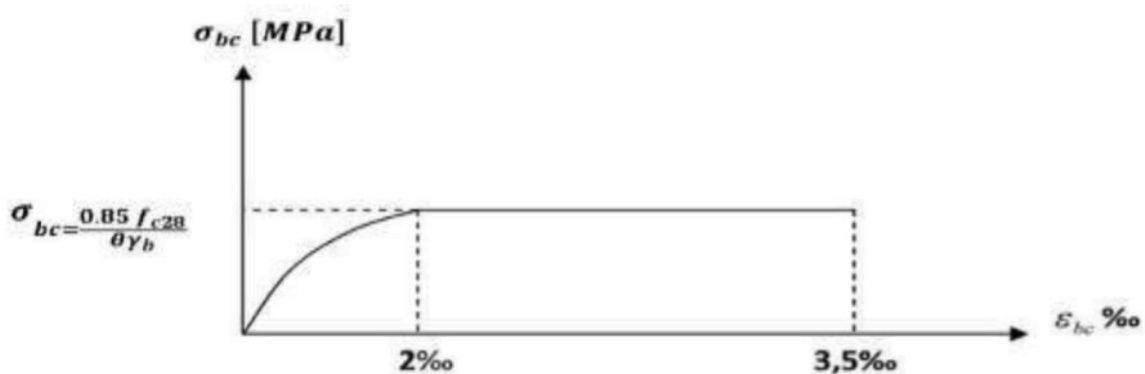


Figure 1. 2 Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'ELU

- Le diagramme est composé d'une partie parabolique où la déformation relative est limitée

Chap1. Présentation du projet

à 2 ‰ (Etat élastique).

- Et d'une partie rectangulaire comprise entre $2 ‰ \leq \xi_{bc} \leq 3.5 ‰$ (Etat plastique).

1.2.2. Etat limite de service :

L'état limite de service consiste à vérifier pour les éléments de la structure que leur déformation élastique reste compatible avec le fonctionnement. C'est un état au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la structure ne sont plus satisfaites (Ouverture des fissures, flèches ou déformations excessives, rupture des matériaux). D'après l'article (A.4.5,2 du BAEL 99) la contrainte de compression du béton ($\bar{\sigma}_{bc}$) est limitée à $0.6f_{cj}$.

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \quad (1.6)$$

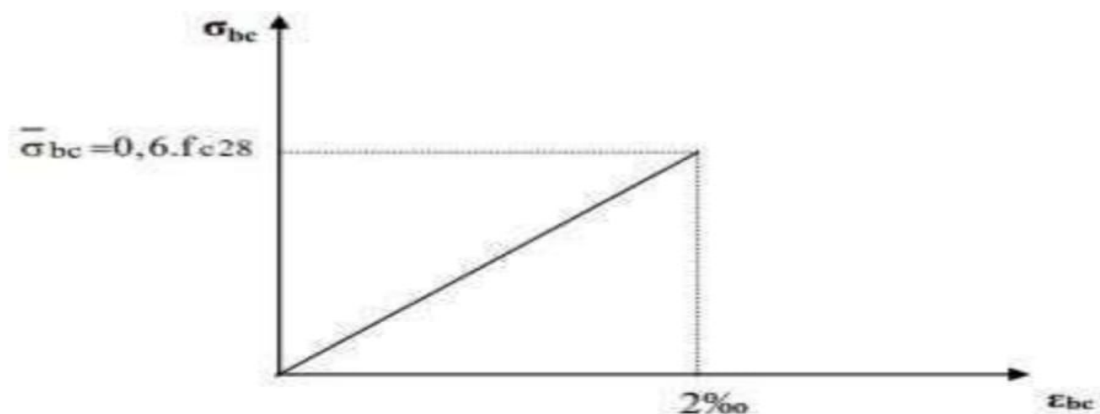


Figure 1. 3 Diagramme des contraintes-déformations du béton a l'ELS

Les aciers

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, son rôle est de résister sous les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, auxquels le béton ne résiste pas. Les aciers sont distingués par leur nuance et leurs états de surface. En général, trois types sont utilisés :

- Les aciers à haute adhérences (HA).
- Les Treillis soudés (TS).

Chap1. Présentation du projet

- Les aciers doux (lisses).

Et nous travaillons avec les aciers à haute adhérences (HA) :

Selon Art.7.2.2 du RPA 99 / version 2003, excepté pour les armatures transversales, les armatures pour le béton armé des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec une limite d'élasticité spécifiée inférieure ou égale à 400 MPa

1.3.Module d'élasticité longitudinale

C'est une caractéristique de quantité d'un matériau, qui exprime la relation entre la contrainte et la déformation, sa valeur est constante quel que soit la nuance de l'acier. Le module d'élasticité longitudinale de l'acier (ES) est donné par l'article (BAEL 91 A.2.2, 1) comme suit : $E_s = 200000$ MPA.

1.4.Coefficient de réduction

Coefficient de diminution pour la résistance de l'acier, $\gamma_s = 1.15 / 1$ (Situation durable / Situation accidentelles).

1.5.La limite d'élasticité de l'acier (Art A.4.3,2 de BAEL91 / version 99)

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

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (1.7)$$

Avec :

- γ_s : Coefficient de sécurité.
- $\gamma_s = 1.15$ pour la situation durable.
- $\gamma_s = 1.00$ pour la situation accidentelle.
- $\sigma_{st} = 348$ MPa pour les aciers à haute adhérence FeE400.

1.5.1. Etat limite de service

L'Etat limite de service de l'acier à l'ELS est donnée par formule suivante :

Chap1. Présentation du projet

$$\sigma_s = \frac{2}{3} f_e \quad (1.8)$$

- $\sigma_s = 267 \text{ MPa}$ pour les aciers à haute adhérence FeE400.

Diagramme contrainte-déformation : (Art A.2.2, 2/BAEL 99)

Ce diagramme est valable pour tous les aciers quel que soient leurs modes d'élaboration.
L'allongement maximal de l'acier est limité à 90‰

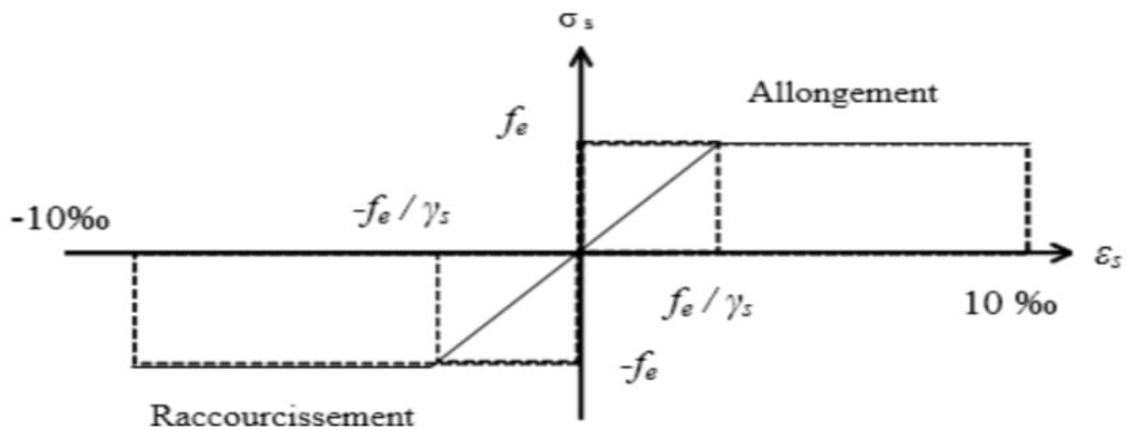


Figure 1. 4 Diagramme de calcul contraintes –déformation de l'acier

Les actions et sollicitations

1.6.Actions

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'états (retrait, fluage, les variations de température, tassements) qui entraînent des déformations de la structure, elles proviennent donc [1]

- Charges permanentes.
- Charges d'exploitation.
- Charges climatiques.

Chap1. Présentation du projet

1.6.1. Les actions permanentes (G)

Les actions permanentes, notées G, sont des forces dont l'intensité reste constante ou subit des variations très faibles au fil du temps, ou évolue toujours dans la même direction en se rapprochant d'une limite, comme c'est le cas pour les effets liés aux déformations différées du béton (retrait, fluage). Ces actions se caractérisent par des fluctuations d'intensité rares ou négligeables par rapport à leur valeur moyenne, elles comportent :

- Poids propres des éléments de construction.
- Le poids de revêtement et cloisons.
- Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.

1.7. Les actions variables (Qi)

Les actions variables, notées Qi, dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps ; elles comportent en particulier :

Surcharge d'exploitation.

Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).

Actions de températures, du retrait...etc.

1.8. Les actions accidentelles (FA)

Les actions accidentelles, notées FA, provenant de phénomènes rares avec une faible durée d'application citant :

- Chocs de véhicules routiers.
- Explosion.
- Séisme

1.9. Sollicitations

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion). [1]

Chap1. Présentation du projet

- Différentes combinaisons d'action données par le RPA :

Les calculs seront menés selon les règles CBA 93 basées sur le principe des états limites et les règles RPA 99 /version 2003 (DTR BC 248) pour la descente de charge (DTR BC 2.2).

De ce fait, les combinaisons d'actions utilisées sont :

A l'E.L.U :

$1.35 G + 1.5 Q$ combinaison fondamentale (Situation durable)

$G + Q \pm E$ combinaison accidentelle (Séisme)

$0.8 G \pm E$ combinaison accidentelle (Séisme)

$0.8 G - E$ combinaison accidentelle (Séisme)

A l'E.L.S :

$G + Q$ combinaison rare.

1.10. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons défini tous les éléments constituant notre ouvrage et les caractéristiques mécaniques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction en respectant le règlement parasismique algérien « RPA99/ version 2003 » et les règles du « BAEL 91 / modifié 99 ».

2.1 Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments permet d'avoir un pré avis sur les dimensions des éléments de la structure, c'est une étape importante qui doit être réalisée avec précautions et conformités avec les différents règlements afin d'assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage à savoir RPA99 /2024 et le BAEL91/99 Nous allons pré-dimensionner les planchers, les poutres, les voiles, les dalles pleines et les poteaux.

2.2 Le plancher :

Le plancher est un élément structurel horizontal qui sépare deux niveaux d'un bâtiment et remplit plusieurs fonctions essentielles.

- Résistance : Il est considéré comme rigide dans son plan horizontal et doit supporter son propre poids ainsi que les surcharges liées à l'usage du niveau. Ces charges sont ensuite transmises aux poutres, qui les redistribuent aux poteaux, puis aux fondations.
- Isolation : Le plancher assure une isolation thermique et acoustique entre les étages, tout en garantissant l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- Protection incendie : Il joue un rôle de barrière contre la propagation du feu entre les niveaux.
- Contreventement : Il contribue à la stabilité des murs et des ossatures en résistant aux efforts horizontaux.

Sa composition typique comprend des hourdis posés sur des poutrelles préfabriquées en béton armé, elles-mêmes appuyées sur les poutres principales (dans le sens de la petite portée), le tout étant recouvert d'une dalle de compression en béton armé renforcée par un treillis soudé.

La hauteur du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad (2.1)$$

Chap2. Prédimensionnement des éléments structuraux

ht : Hauteur totale du plancher

Lmax : Portée maximale entre nœud d'appui dans le sens des poutrelles.

$$ht > L_{\text{Max}} / 22.5 \Rightarrow ht = 450 \text{ m} / 22,5 = 20 \text{ cm}$$

⇒ On opte pour un plancher de type ht = 16 + 4 = 20 cm

16 cm : épaisseur de corps creux (Hourdis)

4 cm : épaisseur de la dalle de compression

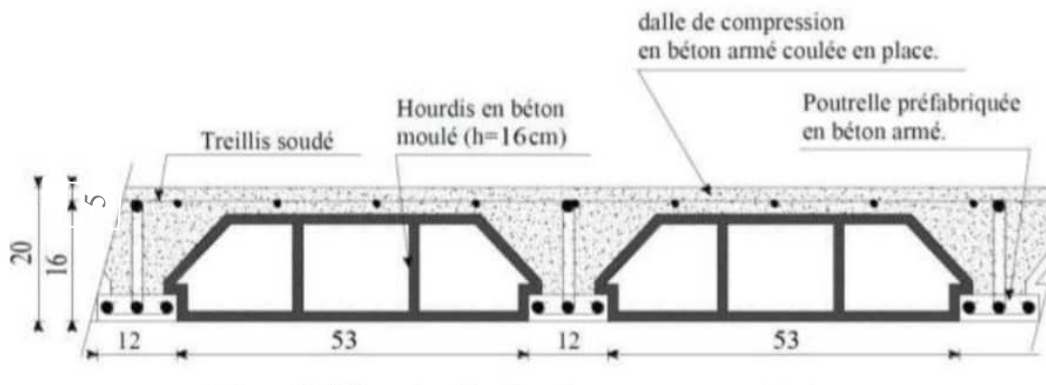


Figure 2. 1 Illustration d'un Plancher en corps creux 16+5 [1]

2.3 Les Poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux ayant un rôle la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux, voiles). Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon la formule suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{12}$$

Chap2. Prédimensionnement des éléments structuraux

Les poutres principales

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{12} \Rightarrow (\text{RPA 99 /version 2003})$$

L_{max} : Distance maximale entre-axes des poteaux

$$L_{max} = 6,45 \text{ m} \Rightarrow 43 \text{ cm} \leq h \leq 53,75 \text{ cm}$$

Soit : (30cm x 55 cm)

Les poutres secondaires

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{12} \Rightarrow (\text{RPA 99 /version 2003})$$

$$L_{max} = 6,65 \text{ m} \Rightarrow 44 \text{ cm} \leq h \leq 55 \text{ cm}$$

Soit : (30cm x 50 cm).

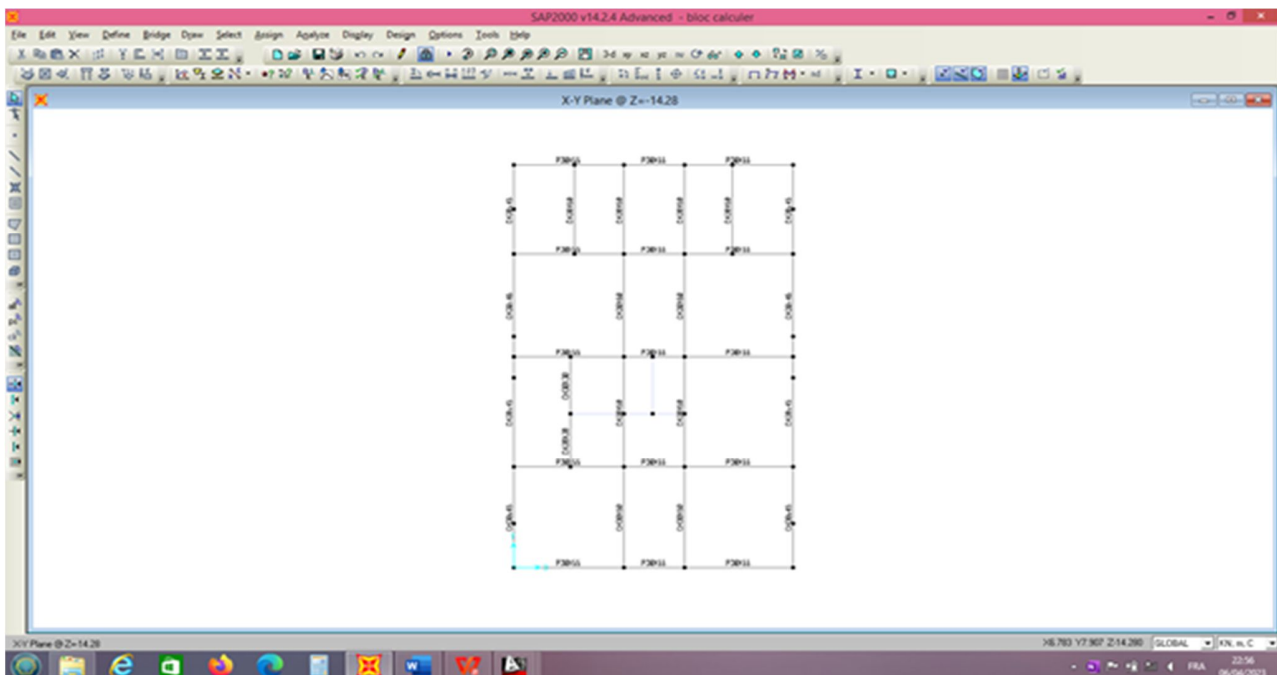


Figure 2. 2Pré dimensionnement des Poutres principales et secondaires

2.4 Poteaux :

Poteaux carré (40x40) cm² la plus petite section des poteaux

Vérification au flambement :

$$A = 40 \text{ cm}$$

$$B = 40 \text{ cm}$$

$$L = 357 \text{ cm}$$

$$I_x = I_y = A \cdot B^3 / 12$$

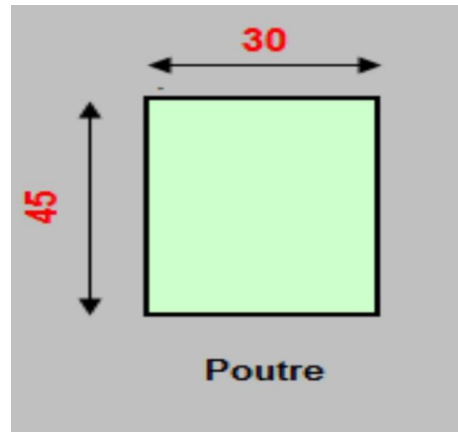
$$I_x = 213333,33 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } i_x = 11.55 \text{ cm}$$

$$\lambda = L_f / i_x < 50$$

$$\text{Avec : } L_f = 250 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 21.65 < 50$$

Donc les poteaux résistent au flambement.



Vérification de la rigidité poteaux-poutres :

A & B Section poteaux

H : hauteur poteau considéré

Soit : H = 357 cm

b & h Section poutre

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

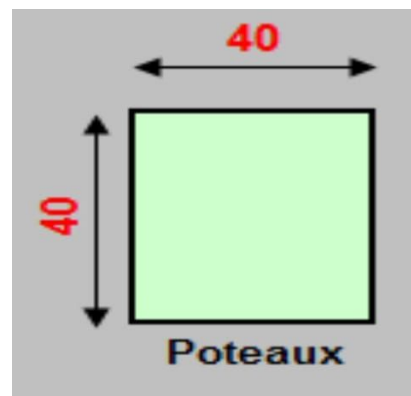
$$h = 45 \text{ cm}$$

L = 645 cm (L longueur de la poutre)

Vérification :

$$(A \times B^3) / H^3 > (b \times h^3) / L^3 \Rightarrow \text{Bon}$$

2.5 Dalle pleines



La dalle pleine est un plancher en béton armé réalisé en coulant le béton sur un coffrage plat. Le diamètre et le nombre des armatures intégrées dépendent des dimensions de la dalle ainsi que

Chap2. Prédimensionnement des éléments structuraux

de l'intensité des charges qu'elle doit supporter. Le pré-dimensionnement du plancher en dalle pleine est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation :

Salle Ascenseurs :

$$L_x = 645 \text{ cm} ; L_y = 700 \text{ cm} \Rightarrow \rho_x = \frac{645}{700} = 0.92$$

Alors : $0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow$ le panneau de dalle travaille dans les deux sens, l'épaisseur sera calculée par la formule :

$$e_p \geq \frac{L_x}{30} = 21.5 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur $e = 25 \text{ cm}$.

2.6 voiles de contreventement :

Les voiles, constitués de béton armé coulé sur site, jouent un rôle essentiel dans la stabilité de la structure. Ils permettent de résister aux charges horizontales engendrées par les séismes et le vent, tout en supportant également une partie des charges verticales.

Sont considérés et pris en compte comme voiles de contreventement, au sens du présent document technique réglementaire, les éléments de contreventement satisfaisant la condition exprimée par Eqn. (2.2), cf. Figure (2.3) :

$$l_w \geq \max \left(\frac{h_e}{3}, 4b_w, 1 \text{ m} \right) \quad (2.2)$$

Où:

l_w : représente la longueur du voile. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux).

L'épaisseur minimale (b_w) doit respecter la condition suivante :

$$b_w \geq \max \left(15 \text{ cm}, \frac{h_e}{20} \right) \quad (2.3)$$

Par ailleurs, en plus des résultats donnés par les calculs de dimensionnement, ou de vérification requis, et pour des considérations de stabilité de forme (non flambement), l'épaisseur doit être déterminée en fonction de h_e , la hauteur libre du niveau, et des conditions de rigidité aux extrémités, cf. Figure (2.4).

Chap2. Prédimensionnement des éléments structuraux

Pour les calculs de l'inertie des voiles, il est admis de considérer l'influence des voiles perpendiculaires. La longueur du voile, prise en compte de chaque côté, devrait être la plus petite des valeurs indiquées par Figure (2.5).

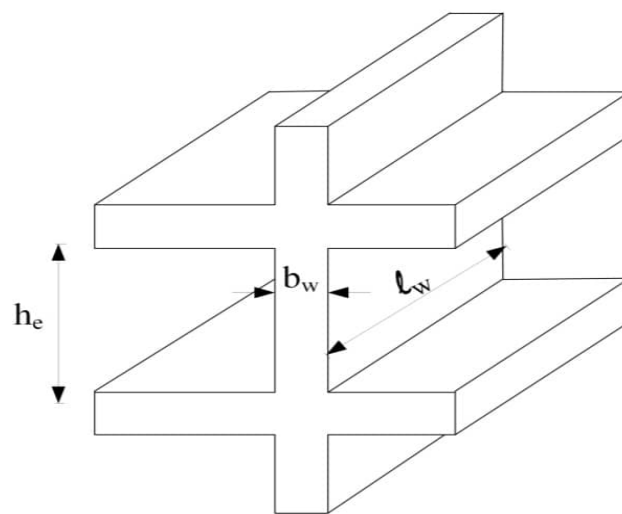


Figure 2. 3Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres

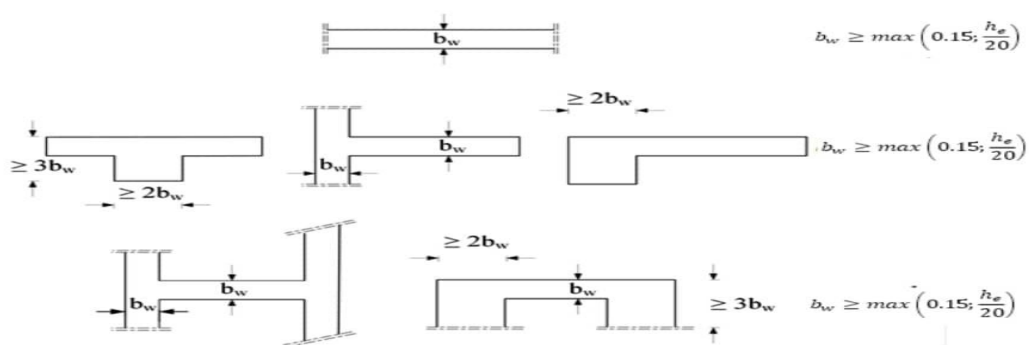


Figure 2. 4Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations

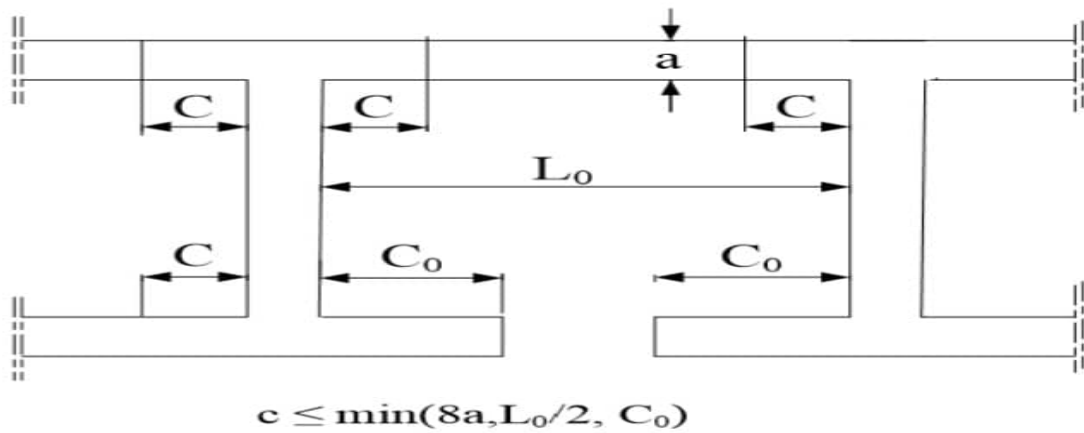


Figure 2. 5Prise en compte des voiles de retour

Il convient d'éviter les ouvertures non organisées, disposées de manière irrégulière dans les voiles, à moins que leur influence ne soit négligeable ou prise en compte dans l'analyse, le dimensionnement et les dispositions constructives.

2.7 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons défini tous Pré dimensionnement des éléments structuraux que nous allons utiliser lors de la construction en respectant le règlement parasismique algérien « RPA99/ version 2024 » et les règles du « BAEL 91 / modifié 99 ».

Chap3. Descentes des charges

3.1 Introduction :

Dans le bâtiment, les **charges** sont les poids que doit supporter une structure (comme le poids des matériaux ou des meubles). Les **surcharges** sont les charges temporaires dues à l'usage, comme les personnes ou le vent. Elles sont essentielles à prendre en compte pour assurer la solidité de l'ouvrage.

3.2 Calcul des charges

Les différentes charges utilisées dans notre projet de recherche sont déterminées à partir du document technique réglementaire (DTR bc.248).

3.2.1 Niveau Plancher terrasse inaccessible corps creux :

Tableau 3. 1 Charges permanentes et exploitations pour terrasse inaccessible

<u>Charges permanentes</u>	Valeurs
Plancher 16+5	295 Kg/m ²
Enduit sous plafond	36 Kg/m ²
Isolation thermique	10 Kg/m ²
Etanchéité multicouche	30 Kg/m ²
Forme de pente	200 Kg/m ²
Gravier de protection	75 Kg/m ²
	G₁ = 646 Kg/m²
<u>Surcharge d'exploitation</u>	Q₁ = 100 Kg/m²

3.2.2 Niveau Plancher étage courant:

Tableau 3. 2 Charges permanentes et exploitations pour terrasse inaccessible

Chap3. Descentes des charges

<u>Charges permanentes</u>	Valeurs
Plancher 16+5	295 Kg/m ²
Enduit sous plafond	35 Kg/m ²
Carrelage+mortier de pose	120 Kg/m ²
Cloison	100 Kg/m ²
	G₂ = 550 Kg/m²
<u>Surcharge d'exploitation</u>	Q₂ = 150 Kg/m²
<u>Salle de cours</u>	
<u>Surcharge « Balcons »</u>	Q₃ = 250kN/m²

3.3.3 Palier d'escalier :

Tableau 3. 3Charges permanentes et exploitations pour poutre palier d'escalier

<u>Charges permanentes</u>		
Poids propre (e=15cm)	0,15 x 2500 x 1,30	487,5Kg/ml
Carrellage	0,03x 2200x1,30	85,8Kg/ml
Mortier de pose	0,03x2000x1,30	78Kg/ml
Enduit sous plafond	36x1,30	46,8Kg/ml
		G₄=698,1 Kg/ml
<u>Surcharge d'exploitation</u>	250x1,30	Q₄ =325 Kg/m²

3.3.4Volée d'escalier :

Tableau 3. 4Charges permanentes et exploitations pour poutre palier d'escalier

Chap3. Descentes des charges

<u>Charges permanentes</u>		
Poids propre (e=15cm)	$0,15 \times 2500 \times 1,30 / \cos(32,51)$	578,09Kg/ml
Poids marches contre marches (e=17cm)	$2500 \times 0,17 \times 0,5 \times 1,30$	276,25Kg/ml
Carrellage	$0,03 \times 2200 \times 1,30$	85,8Kg/ml
Mortier de pose	$0,03 \times 2000 \times 1,30$	78Kg/ml
Enduit sous plafond	$36 \times 1,30$	46,8Kg/ml
		G₅=1018,14 Kg/ml
<u>Surcharge d'exploitation</u>	$250 \times 1,30$	Q₅ = 325 Kg/m²

- Maçonnerie double parois (sans ouverture) $h=3,57 \text{ m} = 0,26 \times 3,02 = \mathbf{0,785 \text{ t/ml}}$
- Maçonnerie double parois (avec ouverture $h=3,00 \text{ m} = 0,702 \times 0,85 \approx \mathbf{0,60 \text{ t/ml}}$
- Garde-corps en maçonnerie de 10 cm **= 0,20 t/ml**

3.3 Justification de calcul des poutrelles

Moment statique est $M_u = ql/8$

Niveau étage courant

Travée l=4,55m

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = (5,5 + 2,5) \times 0,6 = \underline{4,8 \text{ KN/ml}}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_u = (1,35 \times 5,51 + 1,5 \times 2,5) \times 0,6 = \underline{6,705 \text{ KN/ml}}$$

$$M_s = ql/8 \Rightarrow M_s = 4,8 \times (4,55)^2 / 8 = 12,42 \text{ Kn.m}$$

$$\text{poutre hyperstatique } M_{T_{\text{ravée}}} = 0,85 \times M_s \Rightarrow M_{T_{\text{ravée}}} = 10,55 \text{ KN.m}$$

$$M_u = ql/8 \Rightarrow M_u = 6,705 \times (4,55)^2 / 8 = 17,35 \text{ KN.m}$$

$$\text{poutre hyperstatique } M_{T_{\text{ravée}}} = 0,85 \times M_s \Rightarrow M_{T_{\text{ravée}}} = 14,74 \text{ KN.m}$$

Chap3. Descentes des charges

sans nom - BaefT

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses | Saisie | Dessin | Résultats | Aperçu

Nom d'affaire :

Nom du fichier : sans nom

Dessin Géométrie Type
 Dessin Géométrie Saisie

Matériaux

Contrainte béton : f_{td} MPa Coeff. acier/béton : n

Limite élast. acier : f_s MPa

Calcul aux ELU

Effort normal : Nu kN

Moment fléchissant : Mu kN.m

Calcul aux ELS

Effort : Ns kN

Moment : Ms kN.m

Coefficients

durée chargement : B

sécurité du béton : γ_b

sécurité de l'acier : γ_s

Sections d'armatures

supérieures : cm²

inférieures : cm²

Convention signes

N > 0 : compression
M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration

pas préjudiciable
 préjudiciable
 très préjudiciable

Type d'armature

rgnrd lisse
 bgrre HA
 bgrre HA

Géométrie

Largeur de la table : b m

Largeur de la nervure : b0 m

Hauteur totale : h m

Hauteur de la table : h0 m

Pgs. cdg armatures sup. : d' m

Pgs. cdg armatures inf. : c m

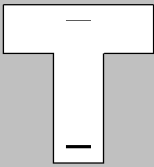
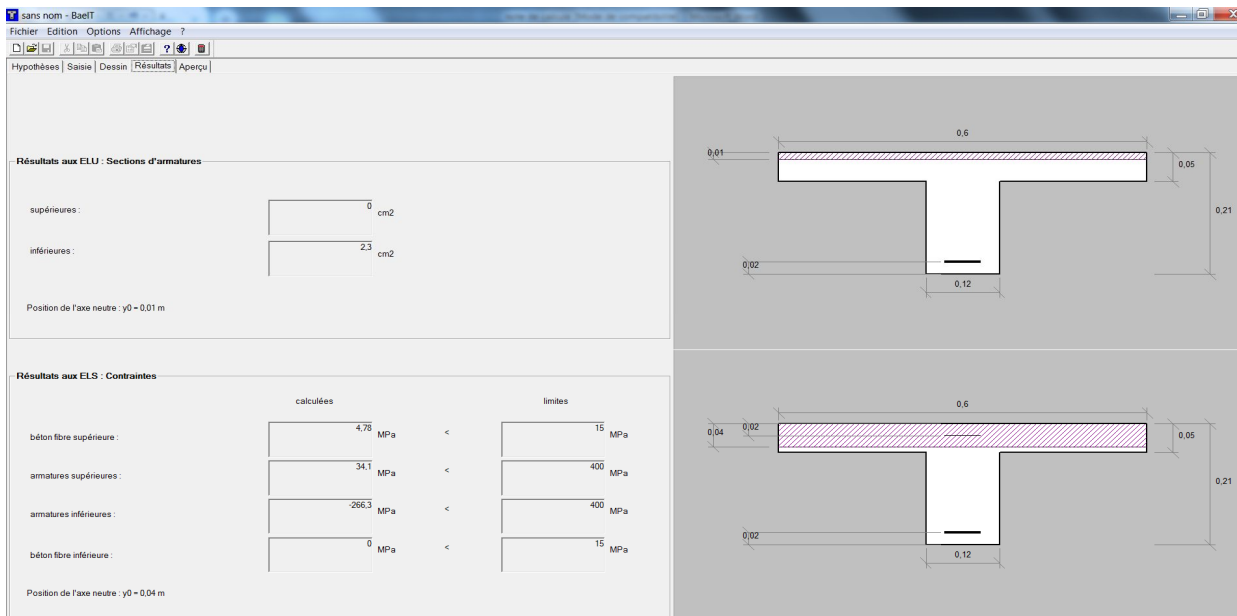



Figure 2. 6 Paramètres d'entrées utilisés pour le calcul des poutrelles

On adopte 3T12 comme armatures inférieures

$$M_{apps} = 0.6 \times M_s = 0,6 \times 12,42 = 7,452 \text{ KN.m}$$

Chap3. Descentes des charges

$$M_{appu} = 0,6 \times M_u = 0,6 \times 17,35 = 10,41 \text{ KN.m}$$

On adopte **1T14** comme armature supérieure.

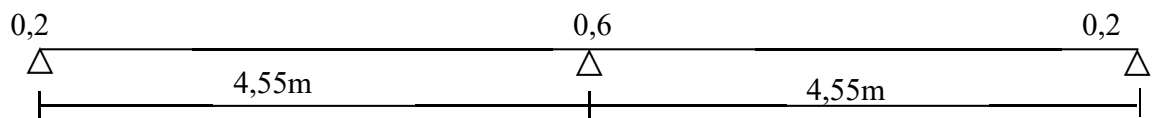
3.4 Calcul des poutrelles à l'effort tranchant

Le calcul effectué dans cette partie concerne le calcul de ferrailage sous les sollicitations au cisaillement des poutrelles, à cet effet nous avons modélisé le type de poutrelles le plus sollicité a avons trouvé ce qui suit.

La charge permanente $G = 5,51 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

$$P_u = (1,35 G + 1,50 Q) \times 0,6$$



$$Q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow Q_u = (1,35 \times 5,50 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6,28 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = q l^2 / 8 \Rightarrow M_u = 6,28 (4)^2 / 8 = 12,57 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 0,2 M_0, M_2 = 0,6 M_0$$

$$\Rightarrow M_1 = 2,51 \text{ KN.m}, M_2 = 7,54 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = q l / 2 + (M_2 - M_1) / l$$

$$T_{\max} = 11,30 \text{ KN}$$

L'effort tranchant maximum est de 11,30 KN

Armatures droites (notre cas)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \Rightarrow \tau_u = \frac{11,30 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,19} = 0,495 \text{ MN}$$

* fissuration non préjudiciable

Chap3. Descentes des charges

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \min \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa \right\}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 1,84 \leq \min \{16,67; 5\}$$

$$\tau_u = 0,3 f_{ij} = 0,63 MN$$

$$\rho_t = \frac{At}{b_b S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij}^*}{0,9 \frac{Fe}{\gamma_s}}$$

$$f_{cj} = 25MPa$$

$$f_{ij}^* = \min \{ f_{ij}; 3,3MPa \} = 2,1MPa$$

$$\Rightarrow \frac{At}{0,12 \times 0,20} \geq \frac{0,495 - 0,3 \times 2,1}{0,9 \frac{400}{1,15}}$$

$$\Rightarrow \frac{At}{0,12 \times 0,20} \geq 4,31 \times 10^{-4}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,103 cm^2$$

Vérification RPA 99 version 2003

$At = 0,003 S.b$

$At = 0,003 \times 0,20 \times 0,12 = 0,72 cm^2$

Dans notre cas on a $2\Phi 6 = 0,56 cm^2$

Le ferrailage transversal des poutrelles en cadre et étriers $\Phi 6$ est suffisant avec des espacements de 20 cm , **on adopte un espacement de 15cm**

3.5 Conclusion :

En conclusion, l'identification précise des charges et surcharges est cruciale pour assurer la fiabilité et la longévité des bâtiments. Elle permet de concevoir des structures capables de résister aux différentes sollicitations, qu'elles soient permanentes ou temporaires.

Chap4. Calcul du radier

4.1 Introduction

Le calcul justificatif de la capacité et l'ancrage du radier sous une contrainte admissible de 1,2 bar. (Rapport de sol LNHC N°41.089.22). On a procédé à la modélisation du radier par le logiciel SAFE (logiciel dédié pour le calcul et le ferrailage différents types de fondation) Les inputs introduits par le logiciel Safe sont ceux trouvés par SAP2000 « Effort interne ».

4.2 Vérification de la rigidité du radier

VERIFICATION DE LA LONGUEUR ELASTIQUE

Largeur de la semelle	B	100	cm
Hauteur de la semelle	h	30	cm
Largeur du libage	b	65	cm
Hauteur du libage y compris semelle	H	90	cm
Largeur du poteau	a	65	cm

--

Aire 1	A1	5850	cm ²
Aire 2	A2	1050	cm ²
Ordonnée centre gravité 1	y1	45	cm
Ordonnée centre gravité 2	y2	15	cm
Ordonnée centre gravité	y	40	cm
Distance 1	d1	5	cm
Distance 2	d2	25	cm

Chap4. Calcul du radier

Moment d'inertie	I	0.05	m ⁴
Module de réaction	K	2.20	kg/cm ³
Entre axes appuis	L	6.75	m
Module de Young	E	3216420	t/m ²
Longueur élastique	Le	4.10	m
Longueur seuil	$3,14/2 * Le + a$	7.09	m

SEMELLE RIGIDE

Donc le radier est souple pour le dimensionnement du libage est la plus grande portée divisée par 12 soit $700/12=58,33$ cm on prend 90cm.

On prévoit un radier général d'épaisseur 60cm nervuré (nervure de section 65x90 cm²).

Ci-joint le schéma des déplacements.

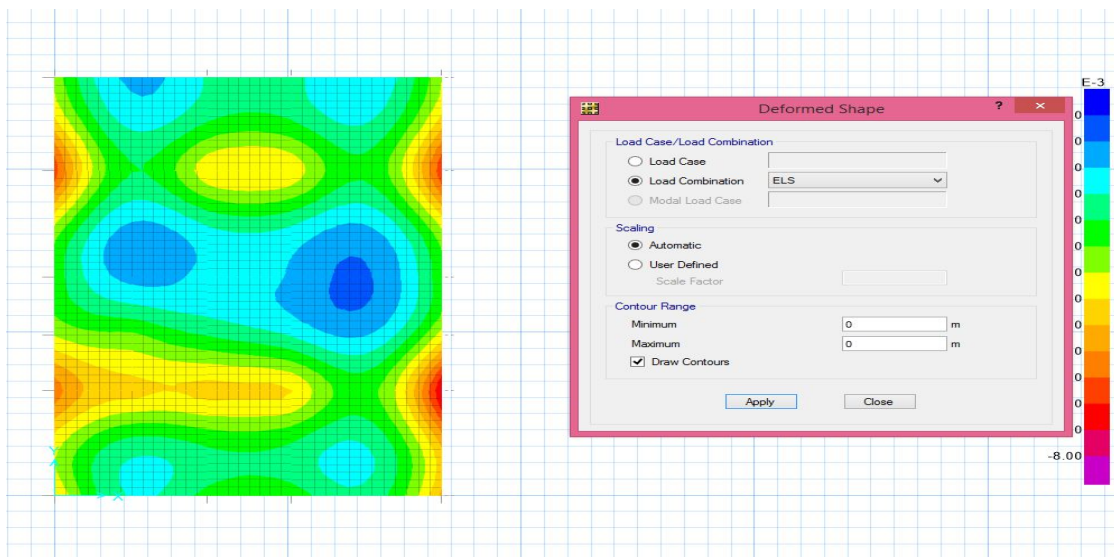


Figure 4. 1 La répartition du champ de déplacements du radier (SAFE).

$$U_{max}=0.001893 \text{ m}$$

$$U_{min}=0.007541\text{m}$$

On a une raideur du sol selon le rapport de sol (LNHC) $K=18500\text{kN/m}^2$

$$\text{On a } \sigma = k * y \rightarrow \sigma_{max} = 0,001893 \times 18500 = 35,020$$

$$\sigma_{min} = 0,007541 \times 18500 = 139,50$$

Chap4. Calcul du radier

$$\sigma = \frac{\sigma_{min} + 3\sigma_{max}}{4} = 60\text{KN/m}^2 < 120\text{KN/m}^2 = \sigma_{adm}$$

Le schéma suivant illustre les contraintes admissibles du radier sous 1,20 bar mise à part les bordures.

Ci-joint le schéma du ferrailage du radier

Ferrailage on suppose un ferrailage en T16 e=15cm.

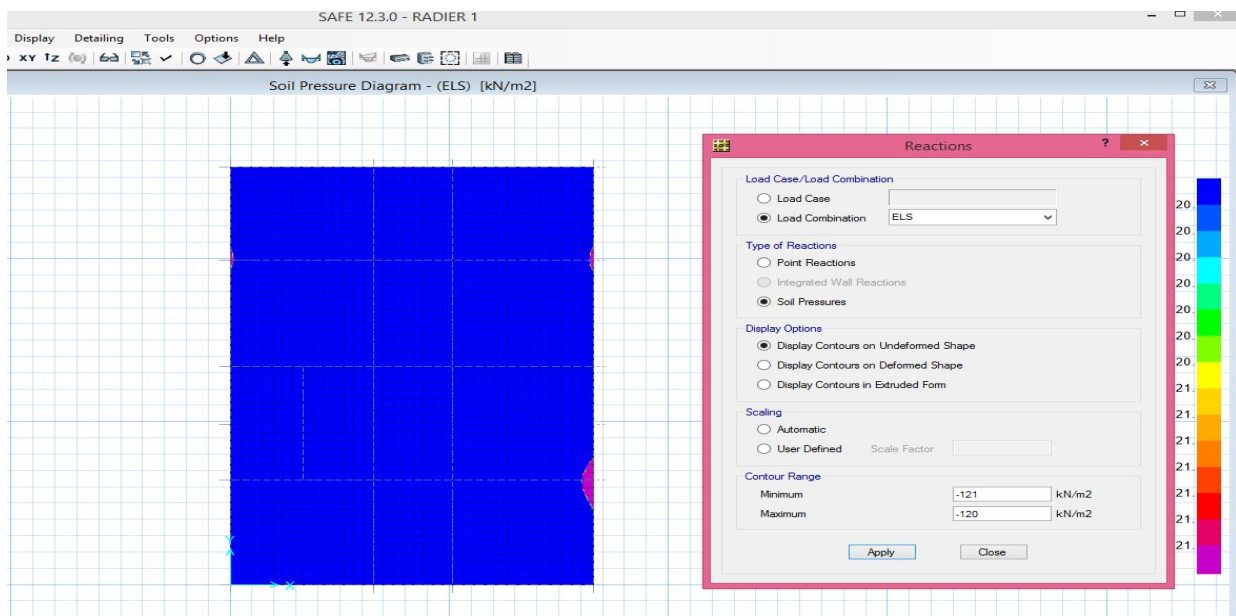


Figure 4. 2 Schéma du ferrailage.

Calcul du ferrailage du radier on propose un ferrailage de T14 e=15cm

Ferrailage de la nappe supérieure selon X

Chap4. Calcul du radier

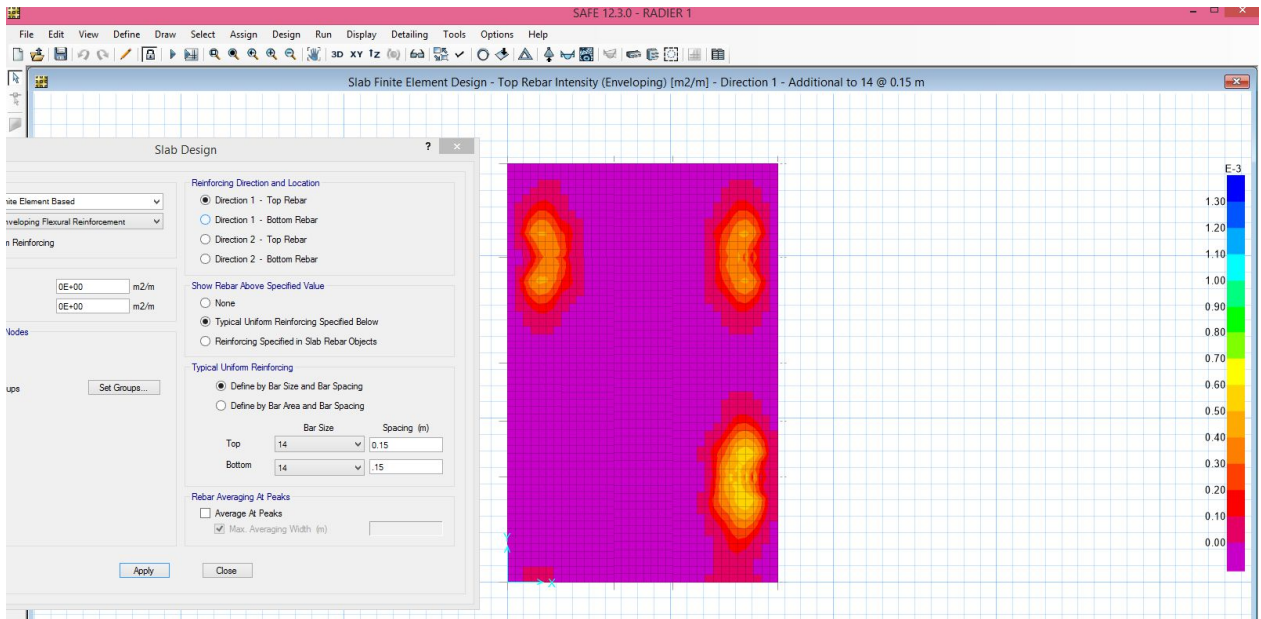


Figure 4. 3 Ferrailage de la nappe supérieure selon Y

Ferrailage de la nappe supérieure selon Y

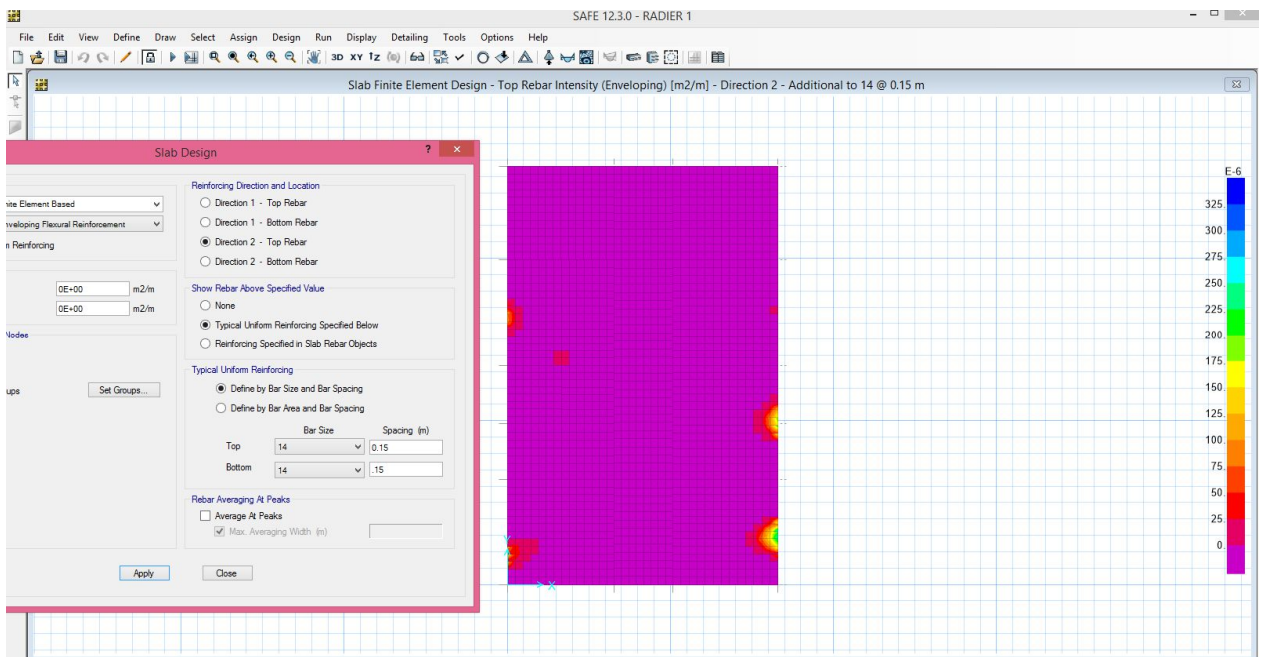


Figure 4. 4 Ferrailage de la nappe supérieure selon Y

Ferrailage de la nappe inférieure selon X

Chap4. Calcul du radier

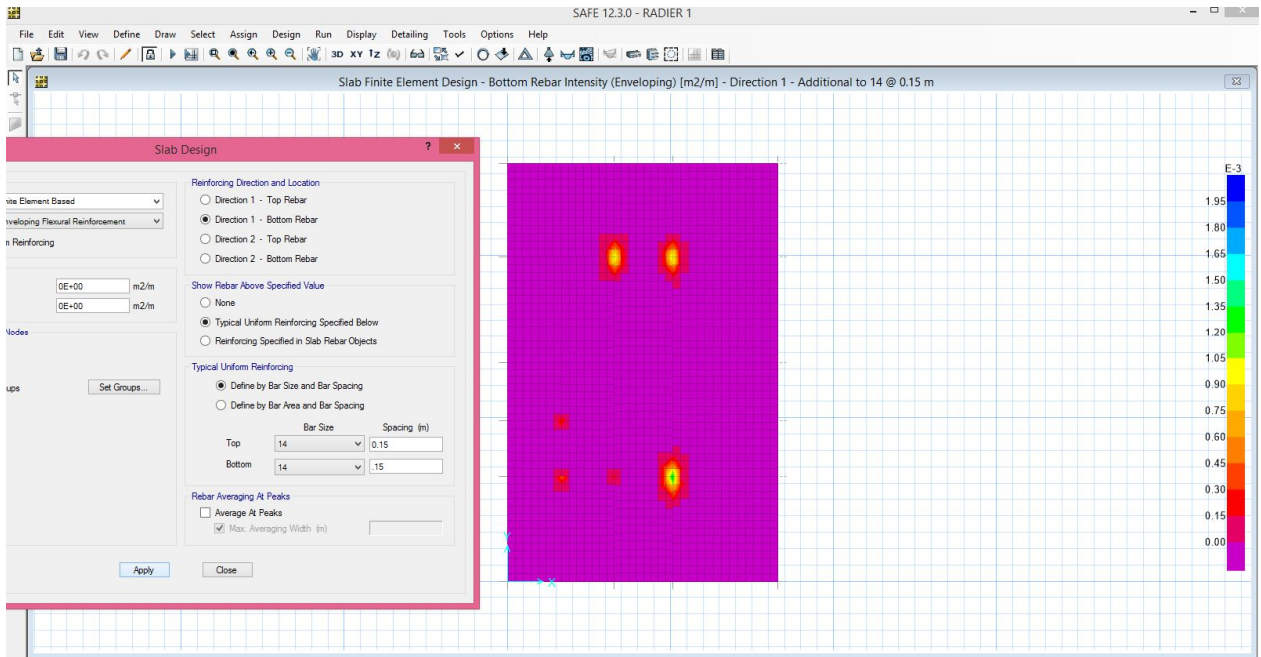


Figure 4. 5 Ferrailage de la nappe inferieure selon X

Ferrailage de la nappe inferieur selon Y

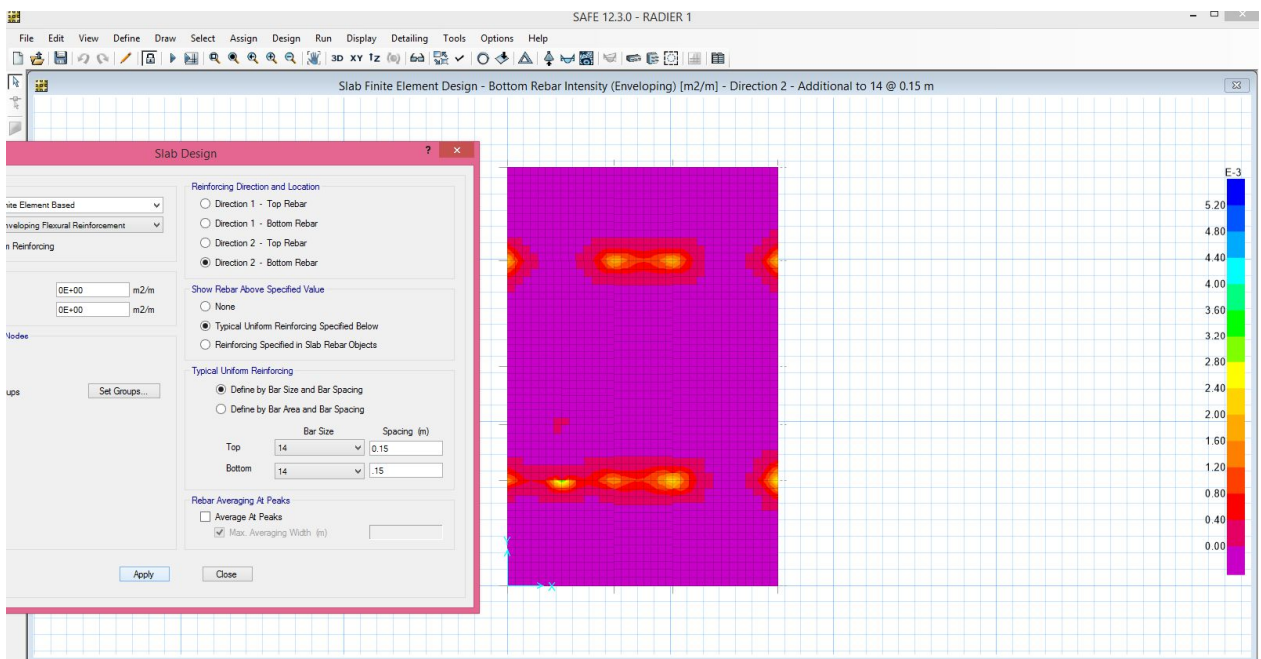


Figure 4. 6 Ferrailage de la nappe inferieure selon Y

Chap4. Calcul du radier

4.3 DETERMINATION DU FERRAILLAGE DE RENFORT

ARMATURE DE RENFORT SUPERIEUR SELON X PROPOSE EST T12 e=15cm

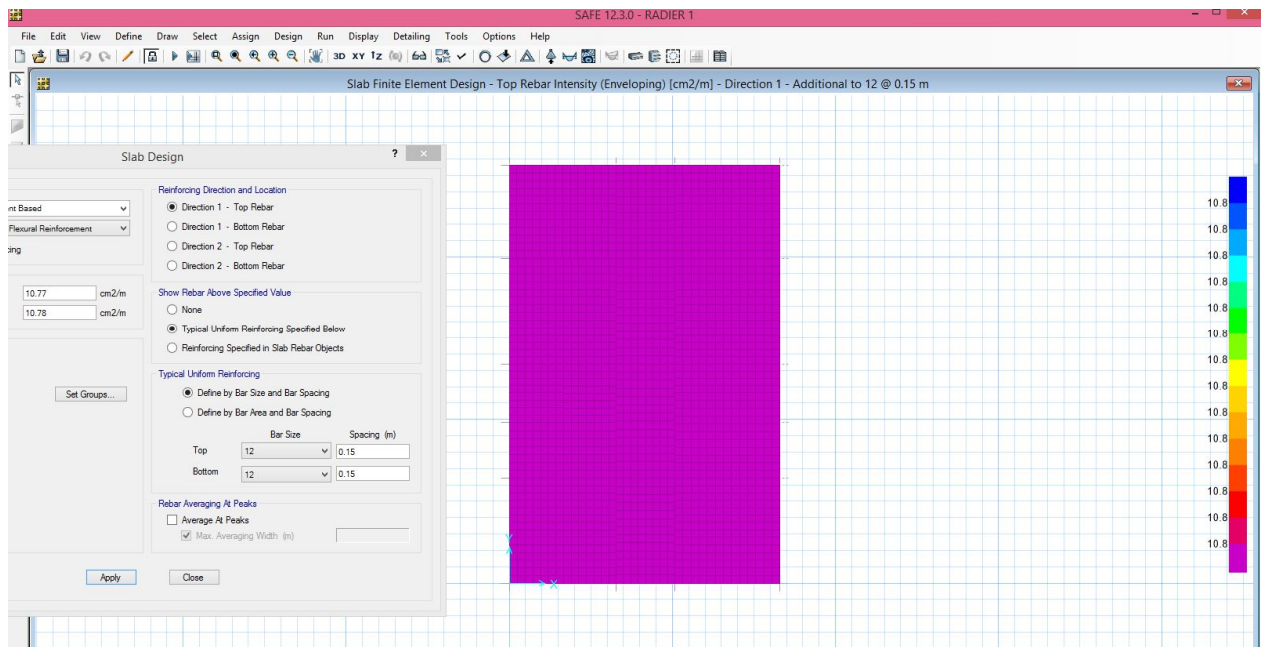


Figure 4.7 Détermination de ferrailage de renfort selon la direction de X.

Armature de renfort supérieur selon Y est proposé T12 e=15cm

Chap4. Calcul du radier

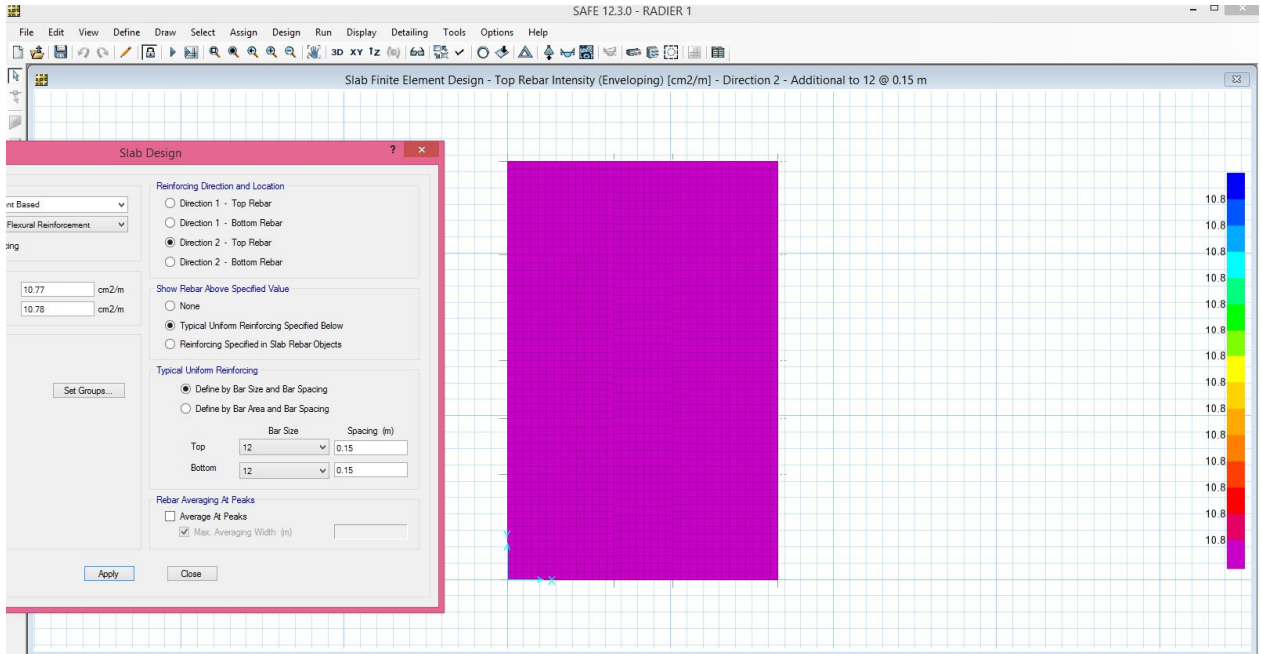
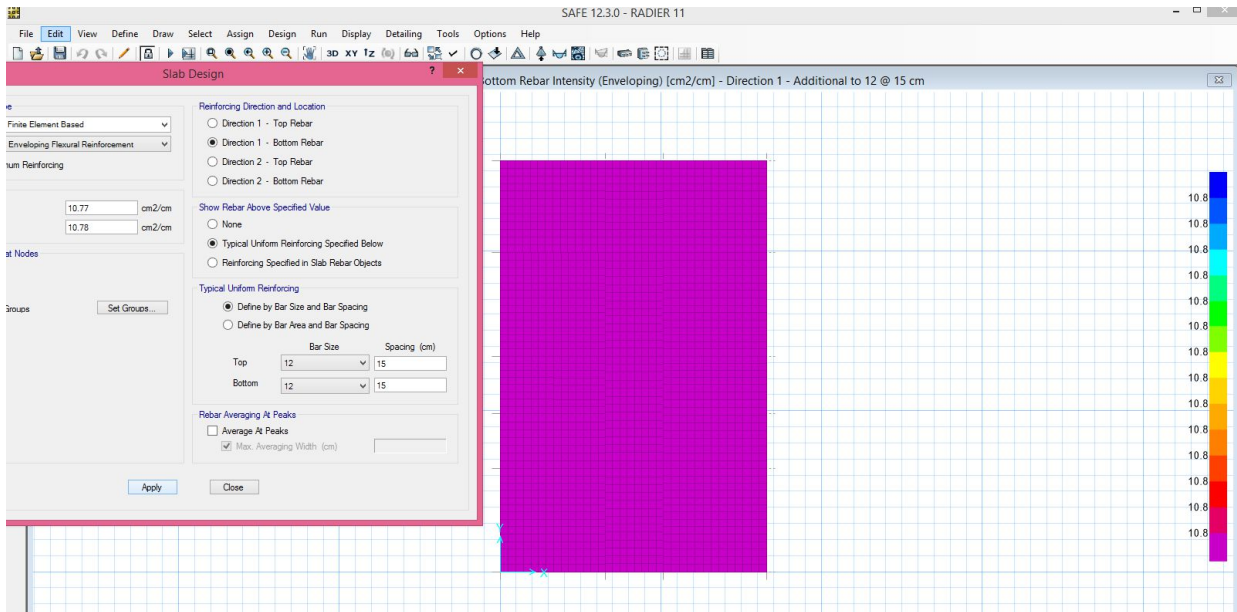


Figure 4. 8 Détermination de ferrailage de renfort selon la direction de Y

4.4 DETERMINATION DU FERRAILLAGE DE RENFORT

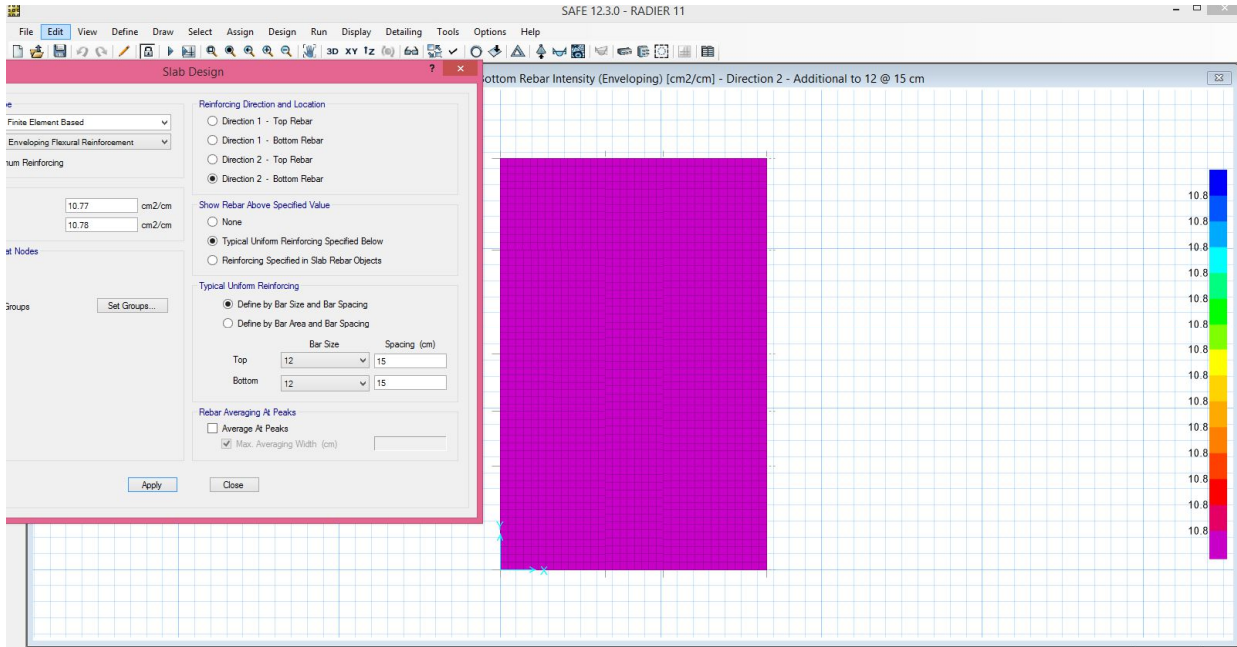
ARMATURE DE RENFORT INFERIEUR SELON X PROPOSE EST T12 e=15cm



Chap4. Calcul du radier

DETERMINATION DU FERRAILLAGE DE RENFORT

ARMATURE DE RENFORT inferieur selon Y est proposé T12 e=15cm



Donc le ferrailage du radier sera en T14 e=15cm pour les deux nappes inférieure et supérieure avec des armatures de renfort supérieure et inferieur en T12=15 cm sur les endroit cité ci avant (voir schéma) .

4.5 Conclusion :

En résumé, les calculs de fondation permettent de dimensionner correctement les structures porteuses afin d'assurer une répartition optimale des charges au sol. Ils sont essentiels pour garantir la stabilité, la sécurité et la pérennité d'un ouvrage.

Chap5. Etude des éléments résistant de la structure

5.1 Introduction :

L'étude des éléments résistants de la structure est une étape essentielle dans le dimensionnement des ouvrages de génie civil. Elle consiste à analyser les composants porteurs – tels que poutres, poteaux, dalles ou voiles – afin de s'assurer qu'ils peuvent supporter les sollicitations mécaniques auxquelles ils seront soumis. Cette démarche permet de garantir la sécurité, la stabilité et la durabilité de la structure, tout en respectant les normes et les règles de l'art en vigueur.

5.2 Calcul des voiles :

- Exemple de calcul de ferrailage du voile V1 (voile RDC N° 235).

Tableau 5. 1 Effort internes trouvés à l'aide logiciel Sap 2000 (RDC N° 235).

TABLE: Element Forces - Area Shells											
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	F11	F22	F12	M11	M22	M12
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN/m	KN/m	KN/m	KN-m/m	KN-m/m	KN-m/m
43	235	Shell-Thin	57	0.8G-EX	Combination	436.05	190.64	-151.49	-1.0538	-0.0563	-2.5498
43	235	Shell-Thin	33	0.8G-EX	Combination	431.39	167.34	-214.69	-1.0216	0.2456	-1.8688
43	235	Shell-Thin	56	0.8G-EX	Combination	-1385.43	-173.66	-56.78	5.7975	0.7146	-2.5403
43	235	Shell-Thin	32	0.8G-EX	Combination	-1390.09	-196.95	-119.98	-6.8864	-2.0018	-1.8593

Tableau 5. 2 ferrailage internes trouvés à l'aide logiciel Sap 2000 (RDC N° 235)

		N(t) :	M(t,m)	L(m)	e(m)	A (m ²)	I (m ⁴)	V (m)	• t (T/m ²)	• c (T/m ²)	LT (m)		N (T)	A (cm ²)	ferrailage min
V1	57	43.605	-0.10538	2.8	0.25	0.500	0.167	1.000	87.842	86.578	2.00	ET	43.61	10.90	10.90125
	33	43.139	-0.10216	2.8	0.25	0.500	0.167	1.000	86.891	85.665	2.00	ET	43.14	10.78	
	56	-138.543	0.57975	2.8	0.25	0.500	0.167	1.000	-	-280.565	0.00	EC	EC	EC	
	32	-139.009	-0.68864	2.8	0.25	0.500	0.167	1.000	-	-282.150	0.00	EC	EC	EC	

Chap5. Etude des éléments résistants de la structure

- Exemple de calcul de ferrailage du voile V4 (voile RDC N° 312).

Tableau 5. 3 Effort internes trouvés à l'aide logiciel Sap 2000 (RDC N° 312).

TABLE: Element Forces - Area Shells											
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	F11	F22	F12	M11	M22	M12
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN/m	KN/m	KN/m	KN-m/m	KN-m/m	KN-m/m
21	82	Shell-Thin	47	0.8G-EX	Combination	691.78	162.02	140.04	3.4087	0.3582	-1.9161
21	82	Shell-Thin	71	0.8G-EX	Combination	679.2	99.14	113.77	0.4186	-0.101	-2.4663
21	82	Shell-Thin	46	0.8G-EX	Combination	-724.29	-121.19	160.65	1.3483	0.4081	-1.9004
21	82	Shell-Thin	70	0.8G-EX	Combination	-736.87	-184.08	134.39	0.612	0.2246	-2.4506

Tableau 5. 4 ferrailage internes trouvés à l'aide logiciel Sap 2000 (RDC N° 312)

		N(t) :	M(t,m)	L(m)	e(m)	A (m²)	I (m4)	V (m)	• t (T/m²)	• c (T/m²)	LT (m)		N (T)	A (cm²)	ferrailage min
V4	47	69.178	0.34087	3.60	0.25	0.938	1.099	1.875	74.372	73.208	3.75	ET	69.18	17.29	17.2945
	71	67.92	0.04186	3.60	0.25	0.938	1.099	1.875	72.519	72.377	3.75	ET	67.92	16.98	
	46	-72.429	0.13483	3.60	0.25	0.938	1.099	1.875	-77.027	-77.488	0.00	EC	EC	EC	
	70	-73.687	0.0612	3.60	0.25	0.938	1.099	1.875	-78.495	-78.704	0.00	EC	EC	EC	

On adopte un ferrailage de T12 avec un espacement de 15cm pour les armatures verticales et T12 espacement de 15cm pour les armatures transversales pour l'ensemble des voiles.

5.3 Etude du voile périphérique

Afin de donner à la partie enterrée de la construction (sous-sol) plus de rigidité et la capacité de reprendre les efforts de poussées des terres, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique en béton armé d'un double quadrillage d'armature.

Pré dimensionnement

D'après l'article 10.1.2 du RPA2003, l'épaisseur minimale du voile est de 15cm, et d'après l'article 7.7.1 du RPA2003, l'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre du sous-sol et des conditions de rigidité aux extrémités :

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{10}, \frac{h_e}{15}, \frac{h_e}{20}, 15\text{cm}\right)$$

252220

- $e \geq 17.9 \text{ cm}$

Conclusion :

Nous choisissons :

- $e = 20 \text{ cm}$
- Armatures constituées de deux nappes
- Pourcentage minimum d'armatures de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical)
- Recouvrement de 40φ pour les renforcements des angles

5.4 Modélisation et calcul du voile périphérique

Le voile périphérique est assimilé à une dalle sur quatre appuis soumise à la poussée des terres et travaillant en flexion simple. On admet que les charges verticales sont transmises aux autres éléments porteurs.

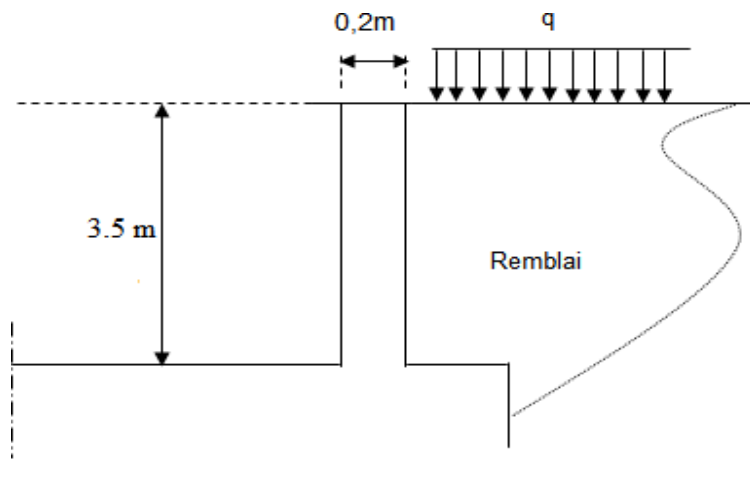


Figure 7.2. Les différentes charges et surcharges qui sollicitent le voile périphérique

Poussée due aux terres :

Poussée des terres équilibrée (pas de déplacement entête)

- $h = K_0 \cdot h \cdot Z$

Avec : h : contrainte horizontale.

Chap5. Etude des éléments résistant de la structure

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos ($K_0=0,5$).

• γ : poids volumique humide du sol ($\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$).

0 • $z = 10.03 \text{ m}$:

• $\sigma_h = K_0 \cdot \gamma \cdot z$

Pour $z=0 \text{ m}$ • • $\sigma_h = 0 \text{ kN/m}^2$.

Pour $z= 2.89 \text{ m}$ • • $\sigma_h = 26.01 \text{ kN/m}^2$.

Pour $z=6.46 \text{ m}$ • • $\sigma_h = 58.14 \text{ kN/m}^2$.

Pour $z=10.03 \text{ m}$ • • $\sigma_h = 90.27 \text{ kN/m}^2$.

Poussée due aux surcharges:

Une contrainte éventuelle d'exploitation $q=5 \text{ kN/m}^2$

• $\sigma_q = K_0 \cdot q$

• • • $\sigma_q = 2.5 \text{ kN/m}^2$.

Contrainte totale

• $\sigma_{\text{tot}} = \sigma_h(z) + \sigma_q$

Nous trouvons: $\sigma_{\text{tot}}(z) = \begin{cases} 0 & \text{pour } z=0 \end{cases}$

92.77 kN/m^2 pour $z=10.03 \text{ m}$

Les charges uniformément réparties appliquées sur les voiles sont:

$P_{\text{tot}} = 34.00 \text{ kN/m}^2$.

Chap5. Etude des éléments résistants de la structure

Les résultats du modèle :

A l'Etat Limite Ultime :

$$M_{11 \max} = 12.16 \text{ kN.m.}$$

$$M_{22 \max} = 33.79 \text{ kN.m}$$

A l'Etat Limite de Service :

$$M_{11 \max} = 9.01 \text{ kN.m.}$$

$$M_{22 \max} = 25.04 \text{ kN.m.}$$

Calcul du ferrailage du voile périphérique :

Le ferrailage du voile périphérique est calculé sous sollicitation en flexion simple avec fissuration préjudiciable, pour une bande de 1 m

The screenshots show the following data for each case:

- Case 1 (M11):**
 - Matériaux: $f_{ctd} = 25 \text{ MPa}$, $f_{td} = 400 \text{ MPa}$
 - Géométrie: $b = 1 \text{ m}$, $h = 0.2 \text{ m}$, $d = 0.03 \text{ m}$
 - Calcul aux ELS: $N_u = 0 \text{ kN}$, $M_u = 12.16 \text{ kN.m}$
 - Résultats aux ELS: $A_{st} = 0 \text{ cm}^2$, $A_{sc} = 2.03 \text{ cm}^2$
- Case 2 (M22):**
 - Matériaux: $f_{ctd} = 25 \text{ MPa}$, $f_{td} = 400 \text{ MPa}$
 - Géométrie: $b = 1 \text{ m}$, $h = 0.2 \text{ m}$, $d = 0.03 \text{ m}$
 - Calcul aux ELS: $N_u = 0 \text{ kN}$, $M_u = 33.79 \text{ kN.m}$
 - Résultats aux ELS: $A_{st} = 5.78 \text{ cm}^2$, $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$
- Case 3 (M11):**
 - Matériaux: $f_{ctd} = 25 \text{ MPa}$, $f_{td} = 400 \text{ MPa}$
 - Géométrie: $b = 1 \text{ m}$, $h = 0.2 \text{ m}$, $d = 0.03 \text{ m}$
 - Calcul aux ELS: $N_u = 0 \text{ kN}$, $M_u = 9.01 \text{ kN.m}$
 - Résultats aux ELS: $A_{st} = 0 \text{ cm}^2$, $A_{sc} = 1.5 \text{ cm}^2$
- Case 4 (M11):**
 - Matériaux: $f_{ctd} = 25 \text{ MPa}$, $f_{td} = 400 \text{ MPa}$
 - Géométrie: $b = 1 \text{ m}$, $h = 0.2 \text{ m}$, $d = 0.03 \text{ m}$
 - Calcul aux ELS: $N_u = 0 \text{ kN}$, $M_u = 25.04 \text{ kN.m}$
 - Résultats aux ELS: $A_{st} = 4.24 \text{ cm}^2$, $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

Chap5. Etude des éléments résistant de la structure

Le ferrailage choisi est supérieur à celle exigé par le minimum RPA99V2003.

On va garder notre ferrailage puisqu'il est supérieur au ferrailage calculé par l'application de la poussée des terres.

5.5Conclusion :

L'analyse des éléments résistants permet de vérifier la capacité portante de chaque composant structurel face aux différentes charges. Elle joue un rôle fondamental dans la prévention des défaillances et contribue à la fiabilité globale du bâtiment. Une conception rigoureuse, fondée sur cette étude, assure un comportement structurel conforme aux exigences de sécurité et de performance à long terme.

6.1 Introduction :

La **dynamique des structures** est une branche de la mécanique qui étudie le comportement des ouvrages soumis à des actions variables dans le temps. Contrairement à l'analyse statique, qui considère des charges constantes ou quasi constantes, l'analyse dynamique prend en compte les effets liés aux **sollicitations transitoires ou périodiques**, telles que les **séismes**, les **rafales de vent**, les **vibrations mécaniques**, ou encore les **impacts accidentels**.

Dans le domaine du bâtiment, la prise en compte des effets dynamiques est devenue incontournable, notamment dans les zones à forte sismicité ou pour les structures de grande hauteur et les infrastructures sensibles. Ces sollicitations peuvent engendrer des **déplacements**, des **contraintes**, ou des **résonances** susceptibles d'endommager, voire de déstabiliser la structure si elles ne sont pas correctement anticipées.

L'étude dynamique repose sur des modèles mathématiques et numériques qui permettent de simuler la réponse d'une structure à une excitation donnée. Elle s'appuie notamment sur des concepts fondamentaux tels que la **fréquence propre**, l'**amortissement**, ou encore la **forme modale**. Grâce aux outils modernes de calcul (éléments finis, analyse modale, spectres de réponse), les ingénieurs sont désormais en mesure de concevoir des structures capables de résister à des sollicitations dynamiques complexes.

La maîtrise de la dynamique des structures contribue ainsi à améliorer la **résilience**, la **sécurité** et la **durabilité** des ouvrages modernes.

6.2 Etude vis-à-vis de la sollicitation sismique :

6.2.1 Analyse sismique

L'analyse sismique est faite à l'aide du logiciel de calcul SAP2000 v14.2.4, la structure est modélisée en trois dimensions, le calcul est fait suivant la méthode statique équivalente.

Les unités de calcul [KNm,s].

Calcul de l'effort tranchant à la base "V" appliqué à la base

Chap 6. Calcul dynamique

La force sismique totale "V" appliquée à la base de la structure est calculée dans les deux directions longitudinal et transversal selon la formule suivante:

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Avec :

Groupe d'usage 1 zone I site S4, $\beta=0,20$.

D: facteur d'amplification dynamique moyen dépend de la catégorie du site.

Du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T.

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (4-6)$$

$$T_e = 0.050_T 6,48^{3/4} = 0,20S$$

$C_T = 0,005$ Tableau 4.6 page 31 du RPA

$$h_N = 6,48m$$

D'après le Tableau (4.2) et la formule (4.3) du RPA

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

avec $\xi(\%) = 7\%$

$$\rightarrow \eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0,88 \geq 0,7$$

Q (tableau 4.4) = 1,20

R = 3.5 (tableau 4.3)

Tableau 4.7 : Valeurs de T₁ et T₂

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

Chap 6. Calcul dynamique

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Amortissement $\xi = 7\%$

Tableau 4.7 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
$T_{1(sec)}$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_{2(sec)}$	0,30	0,40	0,50	0,70

$T_2 = 0.50$ sec

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement **R**

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

$R = 3.5$

Chap 6. Calcul dynamique

Tableau 4.6 : valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

$$C_T = 0.050$$

Tableau 4.4.: valeurs des pénalités P_q

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

- Q : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ (4-4)

$$Q = 1.20$$

Chap 6. Calcul dynamique

Tableau 6. 1 coefficient d'accélération de la zone.

Groupe	I	II	III
1A	0.12	0.25	0.35
1B2	0.10	0.20	0.30
2	0.08	0.15	0.25
3	0.05	0.10	0.15

$$A = 0.10$$

Tableau 6. 2 Valeur de pondération β .

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

$$\beta = 0.30$$

• η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7 \quad (4.3)$$

$$\eta = 0.88$$

Les blocs en question présentent une régularité en plan et en élévation ce qui a permis d'utiliser la méthode statique équivalente.

6.2.2 Estimation du poids de la structure :

$W_i =$ Poids plancher + Poids (poutres + chaînages) + Poids maçonnerie + Poids Poteaux
+ 30 % de la surcharge (Tableau 4.5 du RPA99 version 2003).

Chap 6. Calcul dynamique

Tlemcen est classée dans une région de faible sismicité (Groupe I) et les deux ouvrages font partie du groupe d'usage 1B (Article 3.2 RPA99 version 2003).

Coefficient d'accélération de zone $A=0.10$ Article 4.2.3 (Addenda du RPA99 version 2003)

Coefficient de comportement $R=3.5$ (Tableau 4.3 du RPA99 version 2003)

Facteur de qualité $Q=1.20$ (Tableau 4.4 du RPA99 version 2003)

Valeur du coefficient C_i $C_i=0.050$ (Tableau 4.6 du RPA99 version 2003)

Site S4

La période recherchée est de 0,1N méthode de MUTTO soit 1,4 S

Les résultats obtenus par logiciel SAP nous donne 1,4S

TABLE: Modal Participating Mass Ratios																
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ	
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	
MODAL	Mode	1	0.995376	0%	66%	0%	0%	66%	0%	1%	0%	15%	1%	0%	15%	
MODAL	Mode	2	0.838746	66%	0%	0%	66%	66%	0%	0%	1%	32%	1%	1%	47%	
MODAL	Mode	3	0.734084	0%	0%	0%	66%	66%	0%	0%	0%	19%	1%	1%	66%	
MODAL	Mode	4	0.232794	0%	17%	0%	66%	83%	0%	10%	0%	4%	11%	1%	70%	
MODAL	Mode	5	0.196807	18%	0%	0%	84%	83%	0%	0%	19%	9%	11%	20%	79%	
MODAL	Mode	6	0.167329	0%	0%	1%	84%	83%	1%	1%	1%	0%	11%	21%	79%	
MODAL	Mode	7	0.166974	0%	0%	0%	84%	83%	1%	0%	0%	5%	11%	21%	84%	
MODAL	Mode	8	0.153172	0%	0%	0%	84%	83%	2%	0%	0%	0%	11%	21%	84%	
MODAL	Mode	9	0.145484	0%	0%	4%	84%	83%	6%	1%	3%	0%	12%	24%	84%	
MODAL	Mode	10	0.132772	0%	0%	0%	84%	83%	6%	0%	0%	0%	12%	24%	84%	
MODAL	Mode	11	0.125734	0%	0%	6%	84%	83%	12%	2%	4%	0%	14%	28%	84%	
MODAL	Mode	12	0.123253	0%	0%	0%	84%	83%	12%	0%	0%	0%	15%	29%	84%	

TABLE:

Base

Reactions

OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
EX	LinStatic	-3502.23	-5.645E-11	-1.694E-10	-1.957E-09	-15245.5779	48364.3756
EY	LinStatic	8.026E-11	-3502.23	-7.708E-11	15245.5779	1.61E-10	-31538.8385

TABLE:

Section

Cut Forces

- Design

Chap 6. Calcul dynamique

SectionCut	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Vxx	EX	LinStatic	-107.748	2529.595	-0.408	-1938.0222	-107.5755	16355.707
Vxx	EY	LinStatic	-212.293	-1.879	77.032	1364.6075	10400.0747	-99.2087
Vyy	EX	LinStatic	31.869	64.592	2.646	-1296.3117	352.5842	18657.7208
Vyy	EY	LinStatic	-476.761	-0.434	2524.599	965.8643	-4319.6958	-490.7399

NB : l'effort sismique repris par les voiles est

Tableau 6. 3 Effort repris par le voile selon les deux directions

Effort		Effort repris par voile sur l'effort tranchant a la base
EFFORT TRANCHANT A LA BASE	3502.23/x et 3502.23/y KN	
VOILE SUIVANT X	2529.595KN	72%
VOILE SUIVANT Y	2524.599KN	72%

Donc on utilise le coefficient de comportement 3.5

6.2 METHODE STATIQUE EQUIVALENTE

Chap 6. Calcul dynamique

METHODE STATIQUE EQUIVALENTE

=====

SELON LES REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES

=====

(RPA 99)

=====

Le coefficient d'accélération de zone A=	1.000000E-01
Le facteur de qualité QX dans le sens X=	1.200000
Le facteur de qualité QY dans le sens Y=	1.200000
Le coefficient de comportement RX dans le sens X=	3.500000
Le coefficient de comportement RY dans le sens Y=	3.500000
Le pourcentage d'amortissement KSIX dans le sens X=	7.000000 %.
Le pourcentage d'amortissement KSIY dans le sens Y=	7.000000 %.
Le coefficient de période CTX=	5.000000E-02
Le coefficient de période CTY=	5.000000E-02
La catégorie du site considère=	4.000000
La dimension du bâtiment dans les sens X, LX=	16.600000 m.

Chap 6. Calcul dynamique

La dimension du bâtiment dans les sens Y, $L_Y = 25.600000$ m.

Le nombre de niveaux = 9

Niveau	Masse du niveau (t)	Hauteur du niveau (m)
1.	645.000	2.890
2.	492.000	3.570
3.	520.000	3.570
4.	517.000	3.570
5.	510.000	3.570
6.	527.000	3.570
7.	527.000	3.570
8.	520.000	3.570
9.	375.000	3.570

RESULTATS DU PROBLEME

Le coefficient de comportement de la structure est $R = 3.500000$

Le poids total de la structure est $W_T = 4633.000000$

La période dans le sens X, $T_X = C_{TX} \cdot (H_T)^{3/4} = 6.640266E-01$ sec.

La période dans le sens X, $T_X = 0.09 \cdot H_T / \sqrt{L_X} = 6.947189E-01$ sec.

Le minimum entre les deux périodes dans ce sens X = $6.640266E-01$ sec.

La période dans le sens Y, $T_Y = C_{TY} \cdot (H_T)^{3/4} = 6.640266E-01$ sec.

Chap 6. Calcul dynamique

La période dans le sens Y, $T_Y=0.09*HT/SQRT(LY)=$ 5.594267E-01 sec.

Le minimum entre les deux périodes dans ce sens Y= 5.594267E-01 sec.

Remarque: Lorsque la valeur de Ct est différente de 0.05 le programme ne prend pas en compte la valeur de la période donnée par la formule $T=0.09*HT/SQRT(D)$.

La période de coupure du site est $T1=$ 1.500000E-01 sec.

La période de coupure du site est $T2=$ 7.000000E-01 sec.

Le coefficient correcteur dans le sens X $ETAX=$ 8.819171E-01

Le coefficient correcteur dans le sens Y $ETAY=$ 8.819171E-01

Le coefficient dynamique moyen $DX=$ 2.204793

Le coefficient dynamique moyen $DY=$ 2.204793

Effort tranchant à la base dans le sens X, $VX=$ 350.221900 t.

Effort tranchant à la base dans le sens Y, $VY=$ 350.221900 t.

Force concentrée au sommet dans le sens X, $FTX=$ 0.000000E+00 t.

Force concentrée au sommet dans le sens Y, $FTY=$ 0.000000E+00 t.

Chap 6. Calcul dynamique

Niveau Force FX (t) Effort tranchant sens X (t)

Niveau	Force FX (t)	Effort tranchant sens X (t)
1.	8.581	350.222
2.	14.631	341.641
3.	24.010	327.010
4.	32.368	303.000
5.	40.311	270.633
6.	50.315	230.322
7.	58.976	180.006
8.	66.739	121.030
9.	54.292	54.292

Niveau Depl Absolu X (m) Depl Relatif X (m) Depl rela adm X (m)

Niveau	Depl Absolu X (m)	Depl Relatif X (m)	Depl rela adm X (m)
1.	.005	.005	.029
2.	.011	.006	.036
3.	.018	.006	.036
4.	.024	.006	.036
5.	.030	.006	.036
6.	.037	.006	.036
7.	.043	.006	.036
8.	.049	.006	.036
9.	.056	.006	.036

Niveau Force FY (t) Effort tranchant sens Y (t)

Niveau	Force FY (t)	Effort tranchant sens Y (t)
1.	8.581	350.222
2.	14.631	341.641
3.	24.010	327.010
4.	32.368	303.000

Chap 6. Calcul dynamique

5.	40.311	270.633
6.	50.315	230.322
7.	58.976	180.006
8.	66.739	121.030
9.	54.292	54.292

Niveau Depl Absolu Y (m) Depl Relatif Y (m) Depl rela adm Y (m)

1.	.004	.004	.029
2.	.008	.004	.036
3.	.013	.004	.036
4.	.017	.004	.036
5.	.022	.004	.036
6.	.026	.004	.036
7.	.030	.004	.036
8.	.035	.004	.036
9.	.039	.004	.036

Effet du second ordre P-Delta:

Niveau	Facteur TETAX	Facteur TETAY
1.	.023	.017
2.	.021	.015
3.	.019	.013
4.	.017	.012
5.	.016	.011
6.	.015	.011
7.	.014	.010

Chap 6. Calcul dynamique

- 8. .013 .009
- 9. .012 .009

Un poteau de 45x45 donne un N=3168.75KN

Ncal=2843.918KN.....CV

Critère de stabilité de forme des poteaux:

$$Nu \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{Br \times fc_{28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times fe}{\gamma_s} \right] \dots\dots \text{(BAEL91 art B.8.4, 1)}$$

Justification à la stabilité au renversement (vis à vis de l'équilibre d'ensemble article 5.5 DTR B.C 2.48)

Pour assurer la stabilité de la structure au renversement il faut :

L'excentricité $e = \frac{M_{renversement}}{W} < B/4$

Où B est la dimension du bâtiment dans sens de calcul.

TABLE:							
Base							
Reactions							
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
EX	LinStatic	-3502.23	-5.645E-11	-1.694E-10	-1.957E-09	-15245.5779	48364.3756
EY	LinStatic	8.026E-11	-3502.23	-7.708E-11	15245.5779	1.61E-10	-31538.8385
ELS	Combination	-3.758E-11	5.235E-11	51546.515	645193.035	-428510.36	5.478E-10
G (KN)		W (KN)	51546.515	Mx (KN.m)	15245.5779	Mx/W	0,30<4,15

Chap 6. Calcul dynamique

P (KN)	
---------------	--

My (KN.m)	15245.5779	My/W	0,30 < 6,40
------------------	------------	-------------	-----------------------

Lx	16,60	Lx/4	4,15
Ly	25,60	Ly/4	6,40

Le renversement est vérifié dans les deux directions

D'autre part pour une autre justification

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis :

des effets de renversement (par rapport aux extrémités des fondations) et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions décrites ci-dessus. Chaque bâtiment doit être vérifié vis-vis de la stabilité au renversement par rapport au niveau de ses fondations

Le moment de renversement au niveau des fondations est égal à la somme des forces latérales à chaque niveau multipliées par la hauteur de chacune d'entre elles, depuis le niveau de fondation.

Le coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement doit être au minimum de 1.75 ;

Le moment stabilisant doit être déterminé à partir des charges verticales qui sont considérées pour la détermination de la force sismique latérale.

Les poids de la fondation et du sol au dessus sont ajoutés à ces charges verticales.

Le moment stabilisant doit être calculé au niveau bas de la fondation, par rapport au bord extrême

Pour la stabilité au glissement, dans le cas où sa vérification est nécessaire, le coefficient de sécurité minimum à prendre est de 1,30.

Le moment de renversement est

Coefficient de sécurité / $x = -428510.36 / -15245.5779 = 28.10 > 1.3$ condition vérifiée

Chap 6. Calcul dynamique

Coefficient de sécurité / $y = 645193.035/15245.5779 = 42.32 > 1.3$ **condition vérifiée 6.3**

Vérification de l'effet P-delta:

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k »,
 « k »,

$$\sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi}) \quad \text{(voir paragraphe 4.2.3 calcul de W)}$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »
(voir paragraphe 4.2.10)

h_k : hauteur de l'étage « k »

VÉRIFICATION VIS-A-VIS DES DEFORMATIONS (Art 5.10 du DTR BC 2.48) :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré

Résultats obtenus à partir du logiciel SAP

Les déplacements de chaque étage suivant XX

Tableau 6. 4 Déplacements de chaque étage selon direction XX.

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	M	m	M	Radians	Radians	Radians
41	EX	LinStatic	0.000892	-0.000056	-0.000057	0.000023	0.000399	-0.000006266
80	EX	LinStatic	0.003613	-0.000227	-0.000125	0.000045	0.000862	-0.000025
116	EX	LinStatic	0.007607	-0.000473	-0.000197	0.000051	0.001081	-0.000051
159	EX	LinStatic	0.01236	-0.000761	-0.000256	0.000052	0.001193	-0.000081
202	EX	LinStatic	0.017521	-0.001065	-0.000313	0.000041	0.001175	-0.000111
250	EX	LinStatic	0.022798	-0.001371	-0.000364	0.000022	0.001063	-0.000141

Chap 6. Calcul dynamique

297	EX	LinStatic	0.027976	-0.001682	-0.000408	0.000009873	0.000946	-0.000171
344	EX	LinStatic	0.032914	-0.001997	-0.000436	0.000015	0.000947	-0.000201
391	EX	LinStatic	0.03756	-0.002292	-0.000446	-0.000029	0.000607	-0.000229

étage	Pk	dk	R	$\delta=dk*R$	Δk	Vkx	hk	$\theta_{ky}=Pk*\Delta k/Vk*hk$	P- Δ	Δk
41	645	0.000892	3.5	0.003122	0.000892	3502	2.89	5.68474E-05	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
80	492	0.003613	3.5	0.0126455	0.002721	3416	3.57	0.000109776	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
116	520	0.007607	3.5	0.0266245	0.003994	3270	3.57	0.000177908	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
159	517	0.01236	3.5	0.04326	0.004753	3030	3.57	0.000227168	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
202	510	0.017521	3.5	0.0613235	0.013908	2706	3.57	0.000734241	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
250	527	0.022798	3.5	0.079793	0.005277	2303	3.57	0.000338248	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
297	527	0.027976	3.5	0.097916	0.005178	1800	3.57	0.000424651	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
344	520	0.032914	3.5	0.115199	0.004938	1210	3.57	0.00059443	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
391	375	0.03756	3.5	0.13146	0.014762	542	3.57	0.002860941	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
	PIODS	DEPLACEMENT SAP				EFFORT TRANCHANT POUR CHAQUE ETAGE				

Les déplacements de chaque étage suivant YY

Tableau 6. 5Déplacements de chaque étage selon direction XX.

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3	

Chap 6. Calcul dynamique

Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
41	EY	LinStatic	0.000028	0.001178	-0.00011	-0.000497	0.000015	0.00000507
80	EY	LinStatic	0.000111	0.004999	-0.00026	-0.00103	0.000029	0.000021
116	EY	LinStatic	0.000231	0.01058	-0.000413	-0.001226	0.000053	0.000045
159	EY	LinStatic	0.000368	0.017116	-0.000539	-0.001293	0.00006	0.000073
202	EY	LinStatic	0.000513	0.024058	-0.000656	-0.001088	0.000074	0.000104
250	EY	LinStatic	0.000657	0.031001	-0.000759	-0.000741	0.000091	0.000136
297	EY	LinStatic	0.000792	0.037667	-0.000847	-0.000513	0.000103	0.000168
344	EY	LinStatic	0.000917	0.043895	-0.000899	-0.000579	0.000095	0.000199
391	EY	LinStatic	0.001026	0.049638	-0.000919	0.000055	0.000134	0.00023

étage	Pk	dk	R	$\delta=dk*R$	Δk	Vkx	hk	$\theta_{ky}=Pk*\Delta k/Vk*hk$	P- Δ	Δk
41	645	0.000028	3.5	0.000098	0.000028	3502	2.89	1.78445E-06	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
80	492	0.000111	3.5	0.0003885	0.000083	3416	3.57	3.34855E-06	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
116	520	0.000231	3.5	0.0008085	0.00012	3270	3.57	5.34526E-06	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
159	517	0.000368	3.5	0.001288	0.000137	3030	3.57	6.54787E-06	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
202	510	0.000513	3.5	0.0017955	0.000402	2706	3.57	2.12227E-05	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
250	527	0.000657	3.5	0.0022995	0.000144	2303	3.57	9.2302E-06	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
297	527	0.000792	3.5	0.002772	0.000135	1800	3.57	1.10714E-05	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
344	520	0.000917	3.5	0.0032095	0.000125	1210	3.57	1.50473E-05	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
391	375	0.001026	3.5	0.003591	0.000369	542	3.57	7.15138E-05	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
	PIODS	DEPLACEMENT SAP				EFFORT TRANCHANT POUR CHAQUE ETAGE				

Chap 6. Calcul dynamique

Résultats aux ELU : Déformation maximale

	calculée	limite	position (X, Y)	
béton :	0.34 ‰	3.5 ‰	0.28 m	0.28 m
armature :	0.19 ‰	10 ‰	-0.25 m	-0.25 m

La convergence est obtenue après 17 itérations.
La pente des déformations est 0.000268
L'axe neutre coupe l'axe X à $x = -0.57$ m et l'axe Y à $y = -17.86$ m

Résultats aux ELS : Contrainte maximale

	calculée	limite	position (X, Y)	
béton :	3.1 MPa	15 MPa	-0.28 m	0.28 m
armature :	27.55 MPa	400 MPa	0.25 m	-0.25 m

La convergence est obtenue après 18 itérations.
La pente des déformations est 0.000178
L'axe neutre coupe l'axe X à $x = 1.02$ m et l'axe Y à $y = -57.06$ m

6.4 Conclusion :

En conclusion, l'étude dynamique de la structure est cruciale pour comprendre et prévoir son comportement face aux sollicitations variables dans le temps, telles que les vibrations, les séismes ou les charges dynamiques. Une analyse dynamique rigoureuse permet de dimensionner la structure afin d'éviter les phénomènes de résonance, d'assurer sa stabilité et de garantir la sécurité des occupants et la durabilité de l'ouvrage.

7.1 Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants de la structure constitue une étape essentielle dans la mise en œuvre du béton armé. Il consiste à disposer les armatures en acier de manière à assurer la résistance des composants structuraux — tels que poutres, poteaux, dalles et voiles — face aux efforts de traction, de flexion, de cisaillement ou de torsion. Un ferrailage conforme aux normes garantit la performance mécanique, la sécurité et la durabilité de l'ouvrage.

7.2 Ferrailage du radier nervuré

Le calcul justificatif de la capacité et l'ancrage du radier sous une contrainte admissible de 1,2 bar.

(Rapport de sol établi par le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction LNHC

Tlemcen)

On a procédé à la modélisation du radier par le logiciel safe.

Vérification de la rigidité du radier

Vérification de la longueur élastique

Largeur de la semelle	B	100	cm
Hauteur de la semelle	H	30	cm
Largeur du libage	b	65	cm
Hauteur du libage y compris semelle	H	90	cm
Largeur du poteau	a	65	cm

Aire 1	A1	5850	cm²
Aire 2	A2	1050	cm²
Ordonnée centre gravité 1	y1	45	cm
Ordonnée centre gravité 2	y2	15	cm
Ordonnée centre gravité	y	40	cm
Distance 1	d1	5	cm
Distance 2	d2	25	cm

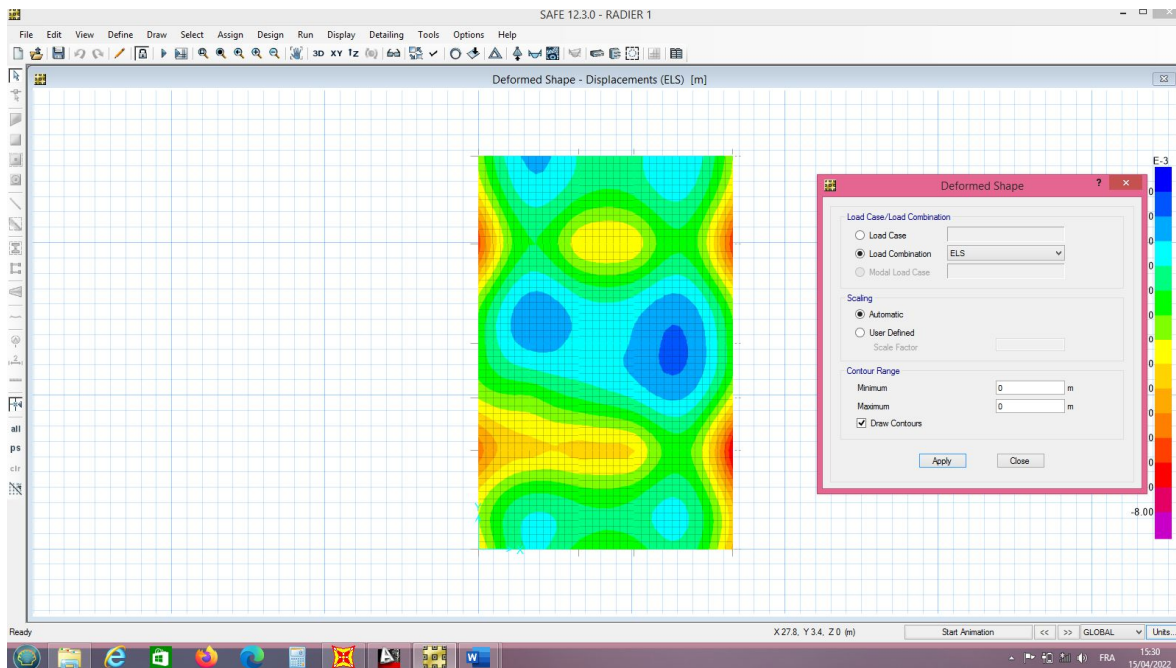
Chap 7. Ferrailage des éléments résistants de la structure

Moment d'inertie	I	0.05	m⁴
Module de réaction	K	2.20	Kg/m³
Entre avec appuis	L	6.75	M
Module de Young	E	3216420	t/m²
Longueur élastique	Le	4.10	M
Longueur seuil	3.14/2*Le + a	7.09	M

Donc le radier est souple pour le dimensionnement du libage est la plus grande portée divisée par 12 soit $700/12=58,33$ cm on prend 90cm.

On prévoit un radier d'épaisseur de 60cm nervuré de section de 65x90cm .

Ci-joint le schéma des déplacements



$$U_{\max} = 0.001893 \text{ m}$$

$$U_{\min} = 0.007541 \text{ m}$$

On a raideur du sol selon le rapport de sol $K = 18500 \text{ kn/m}^2$

$$\text{On a } \sigma = k * y \rightarrow \sigma_{\max} = 0,001893 \times 18500 = 35,020$$

$$\sigma_{\min} = 0,007541 \times 18500 = 139,50$$

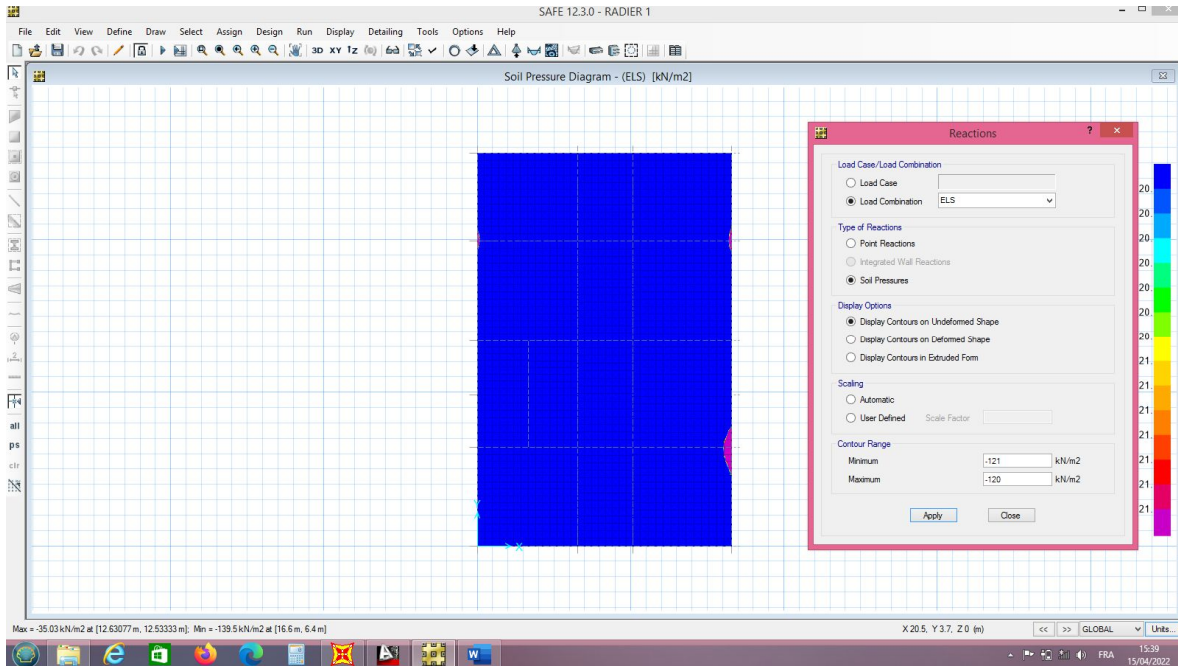
Chap 7. Ferrailage des éléments résistants de la structure

$$\sigma = \frac{\sigma_{min} + 3\sigma_{max}}{4} = 60\text{KN/m}^2 < 120\text{KN/m}^2 = \sigma_{adm}$$

Le schéma suivant illustre les contraintes admissibles du radier sous 1,2bar mise à part les bordures.

Le schéma du ferrailage du radier (voir plan ferrailage radier).

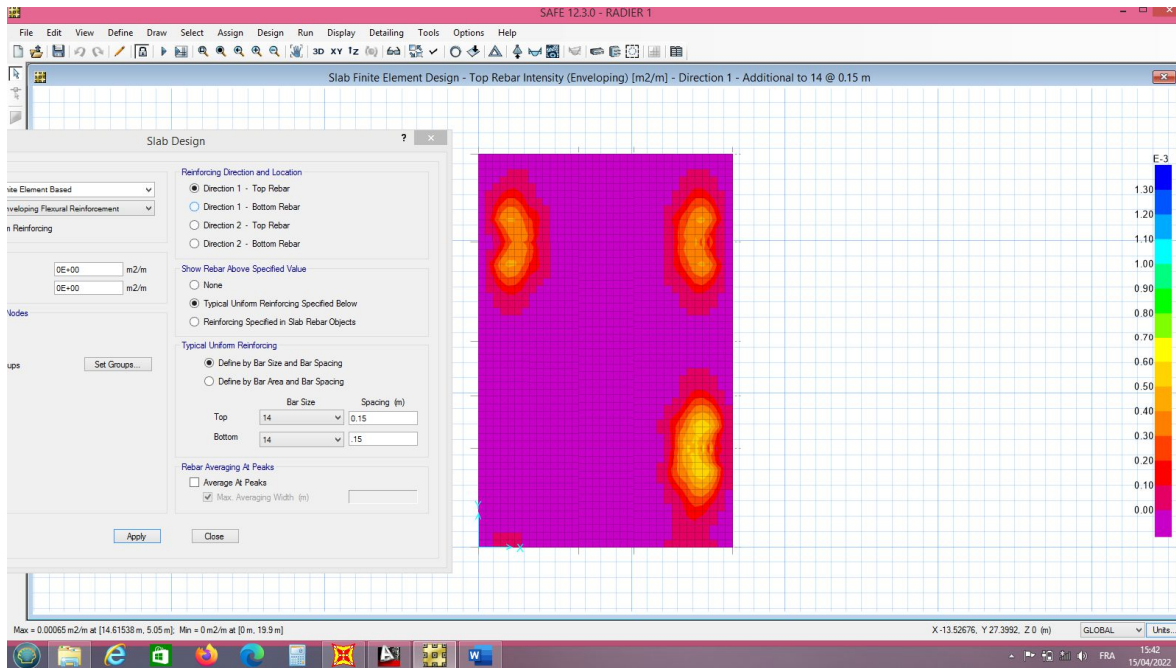
Ferrailage on a supposé un ferrailage en T16 e=15x15cm



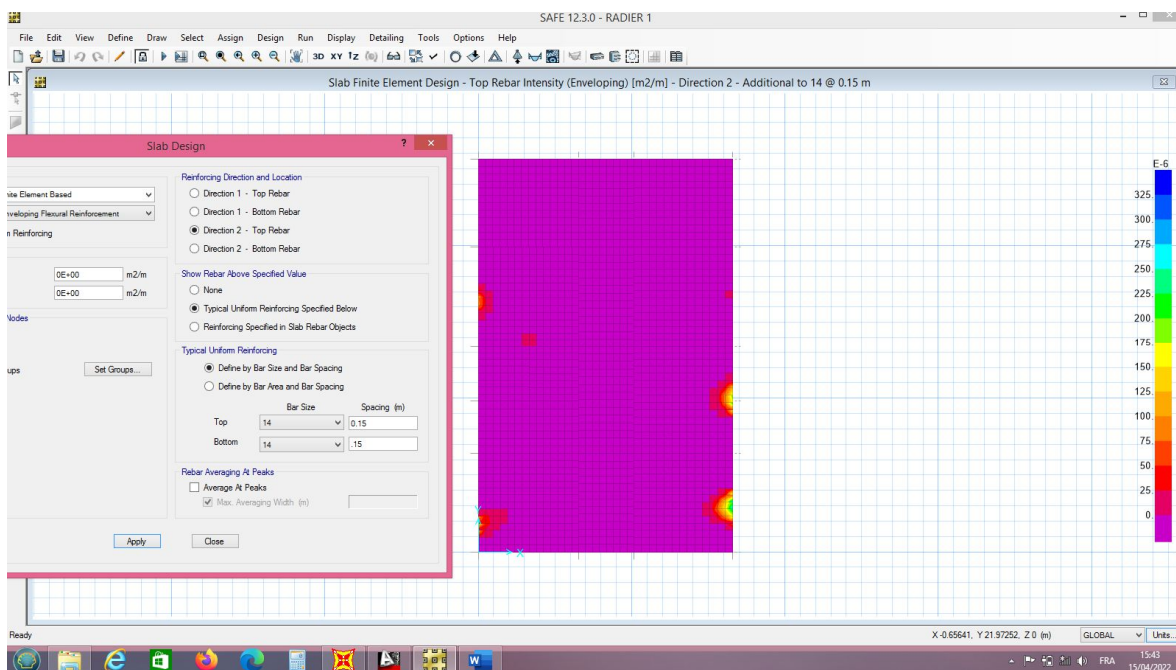
Calcul ferrailage radier on va proposer un ferrailage de T14 esp=15x15cm

Ferrailage supérieure selon X

Chap 7. Ferrailage des éléments résistants de la structure

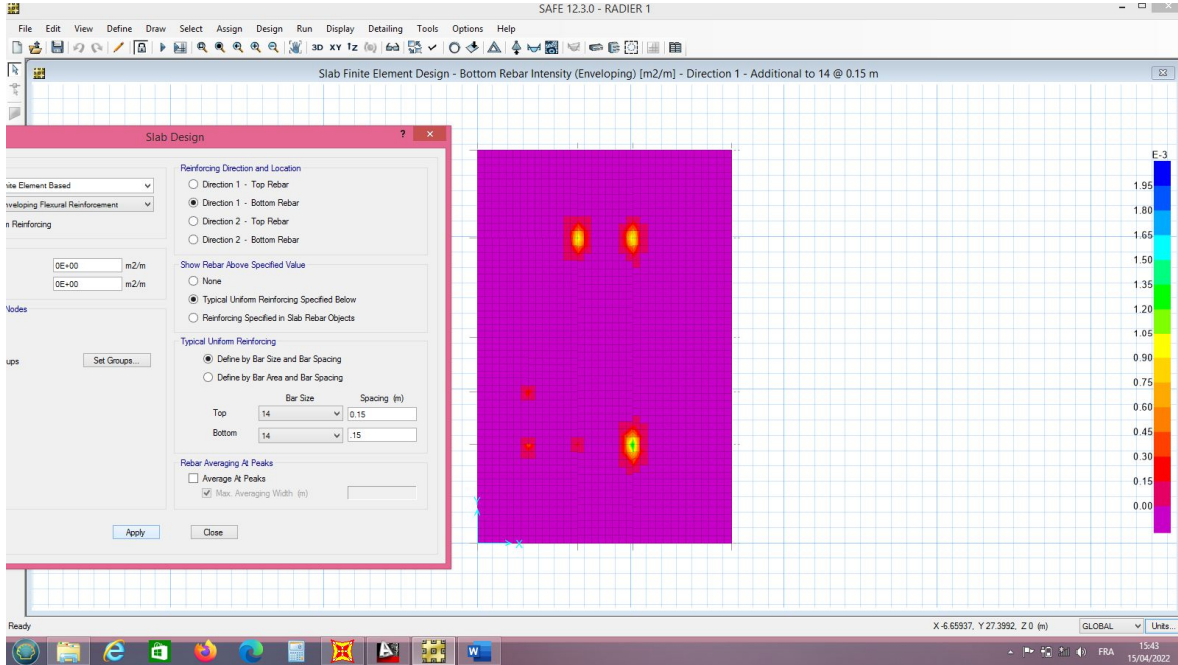


Ferrailage supérieure selon Y

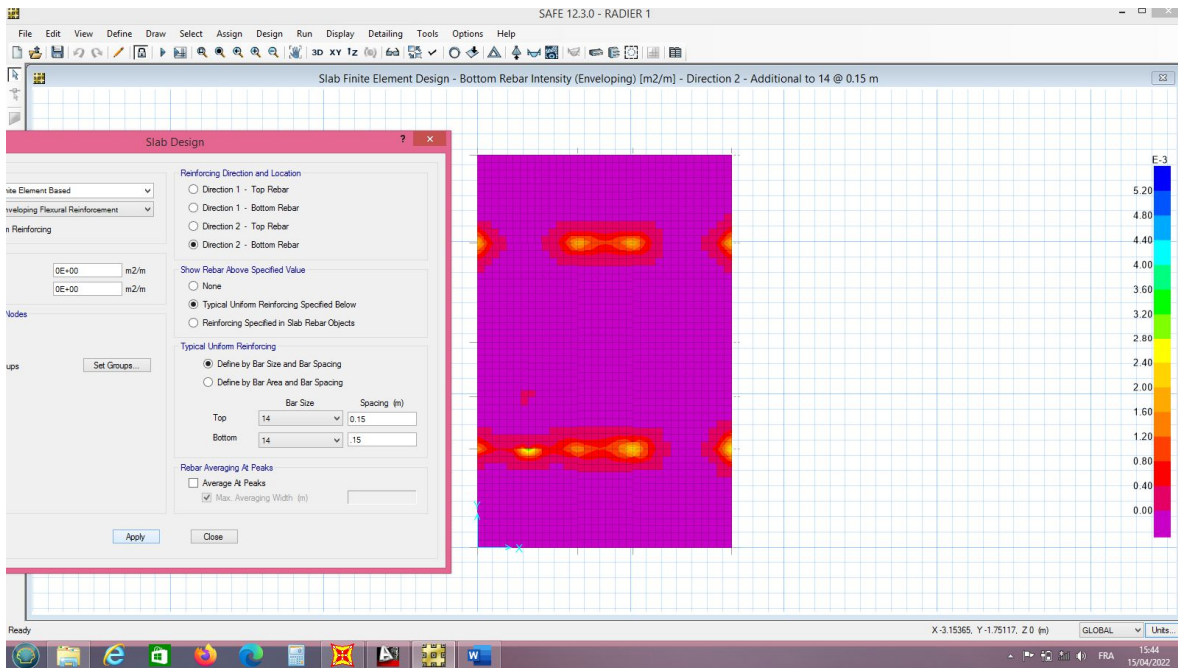


Chap 7. Ferrailage des éléments résistants de la structure

Ferrailage inferieure selon X

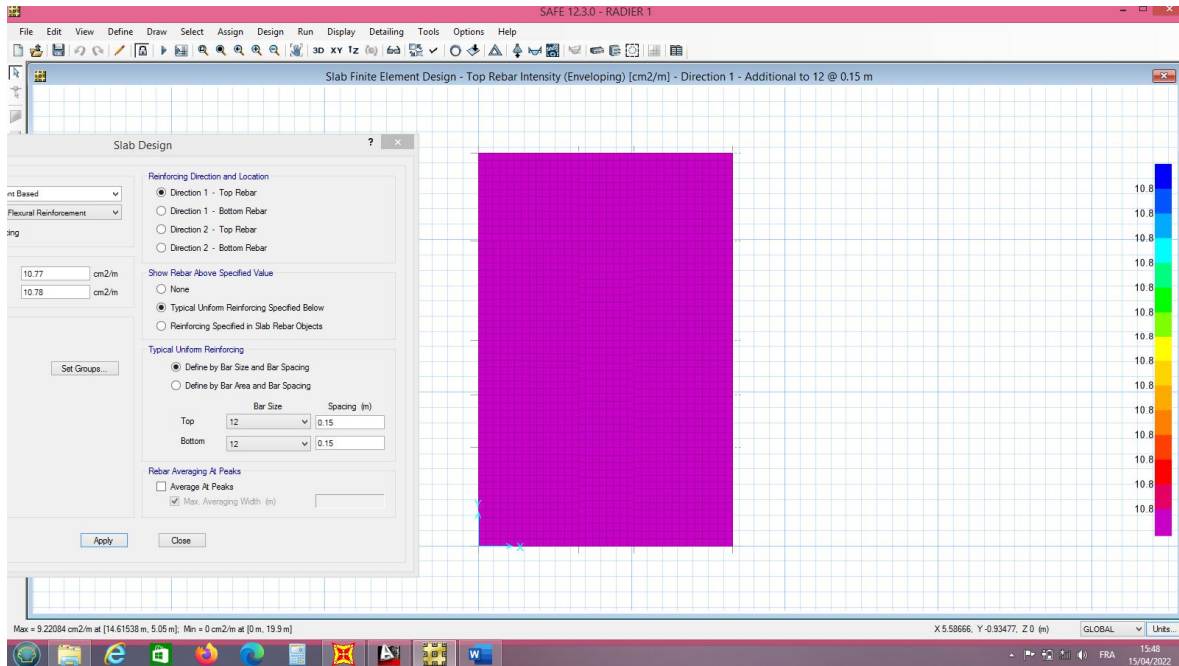


Ferrailage inferieur selon Y



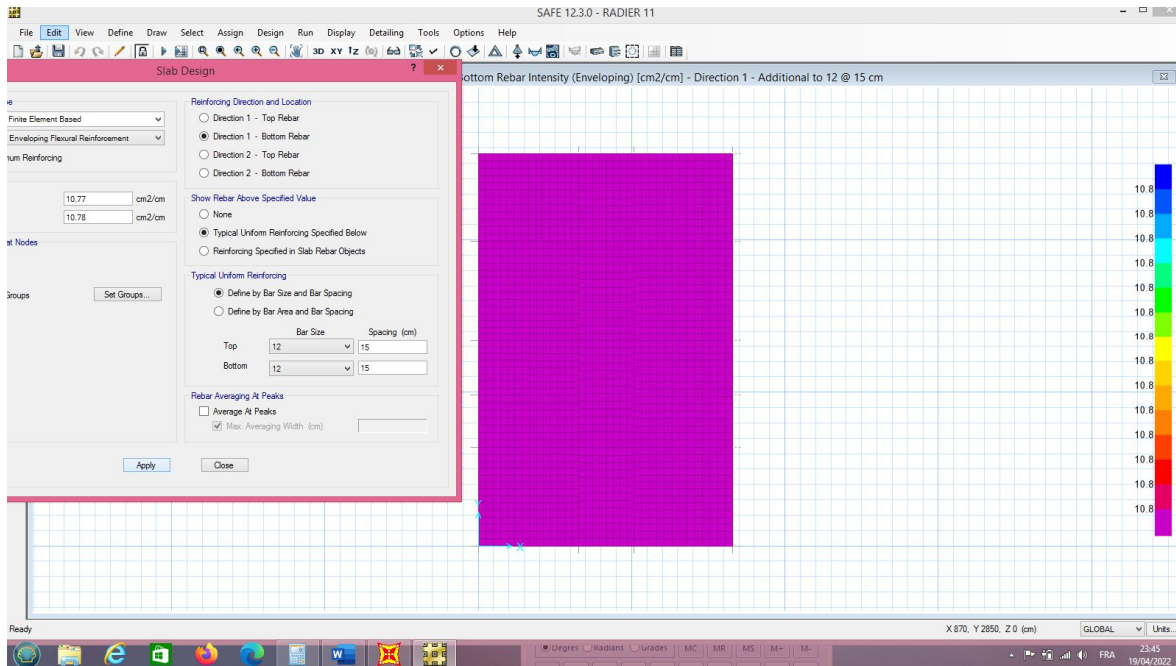
Chap 7. Ferrailage des éléments résistants de la structure

Détermination du ferrailage de renfort armature de renfort supérieur selon X propose est T12 e = 15 cm

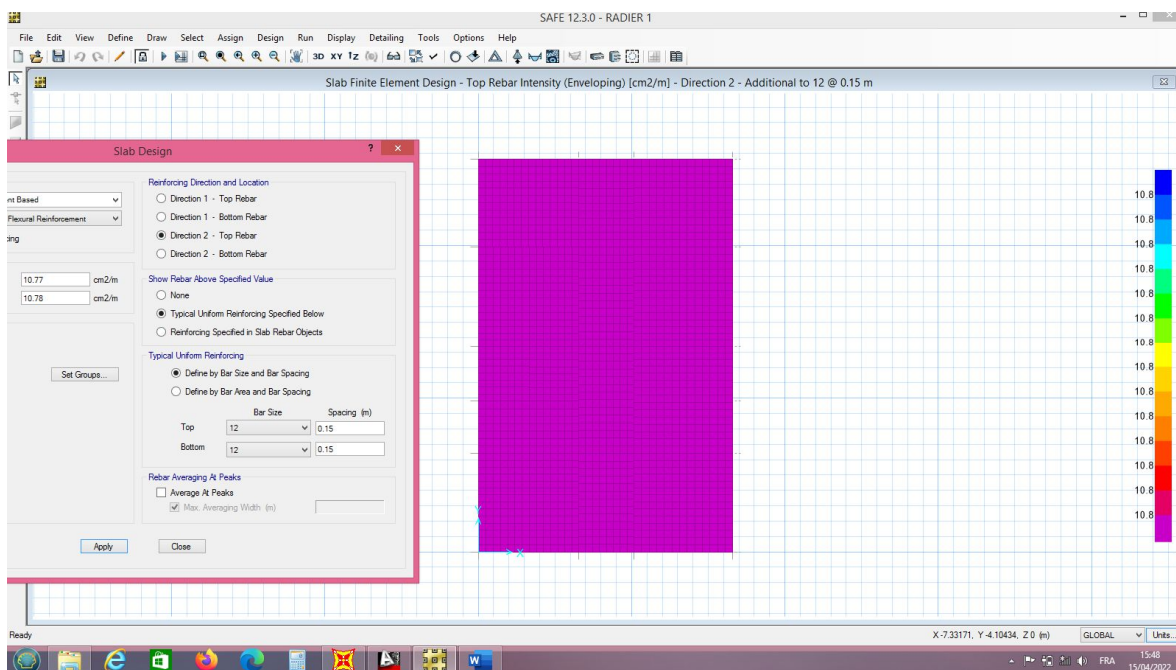


Détermination du ferrailage de renfort armature de renfort supérieur selon Y propose est T12 e = 15cm

Chap 7. Ferrailage des éléments résistants de la structure

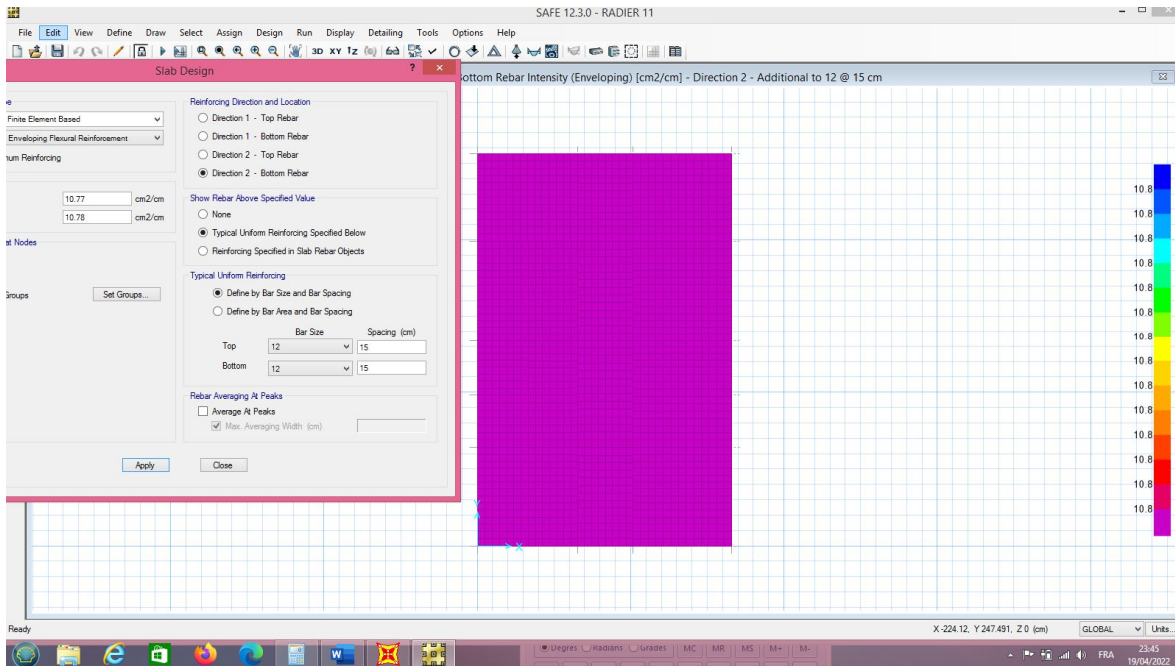


Détermination du ferrailage de renfort armature de renfort inferieur selon X propose est T12 e = 15 cm



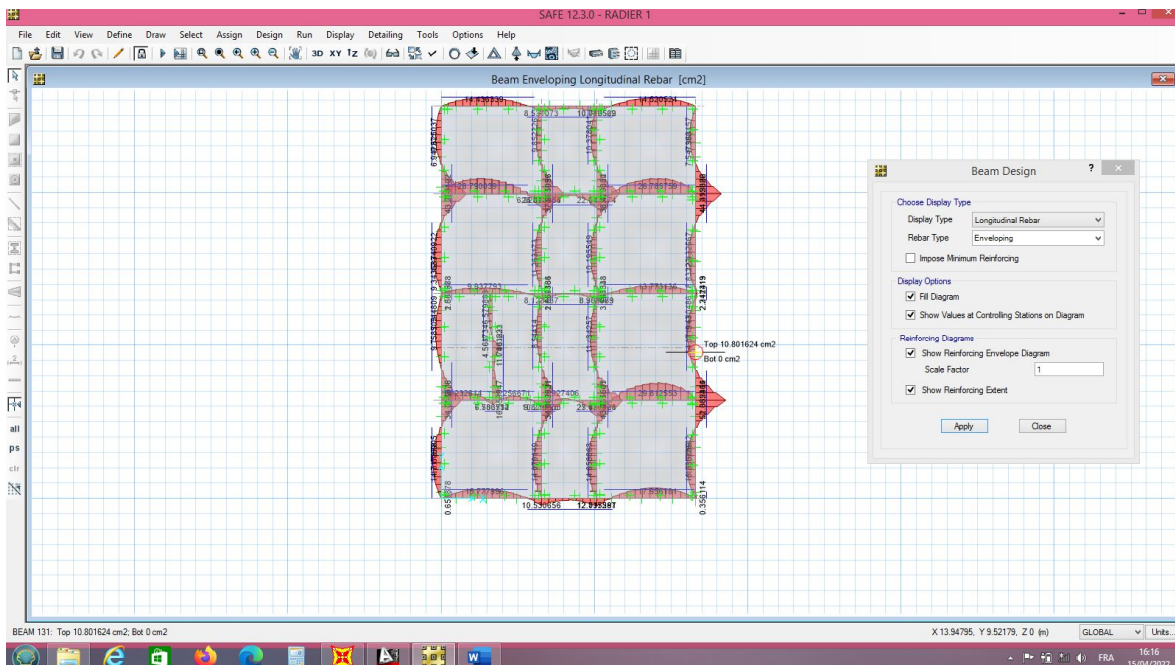
Détermination du ferrailage de renfort armature de renfort inferieur selon Y propose est T12 e = 15 cm

Chap 7. Ferrailage des éléments résistants de la structure



Donc le ferrailage du radier sera en T14 $e=15 \times 15$ cm pour les deux nappes inférieure et supérieure avec des armatures de renfort supérieure et inférieure en T12 $=15 \times 15$ cm sur les endroit cité ci avant (voir schéma).

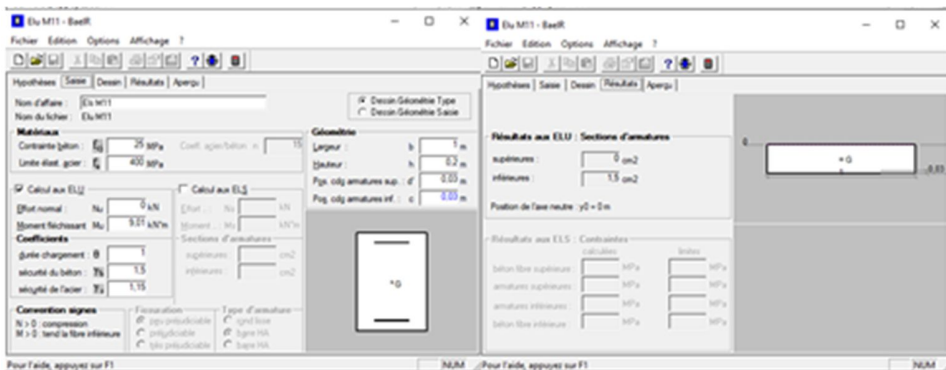
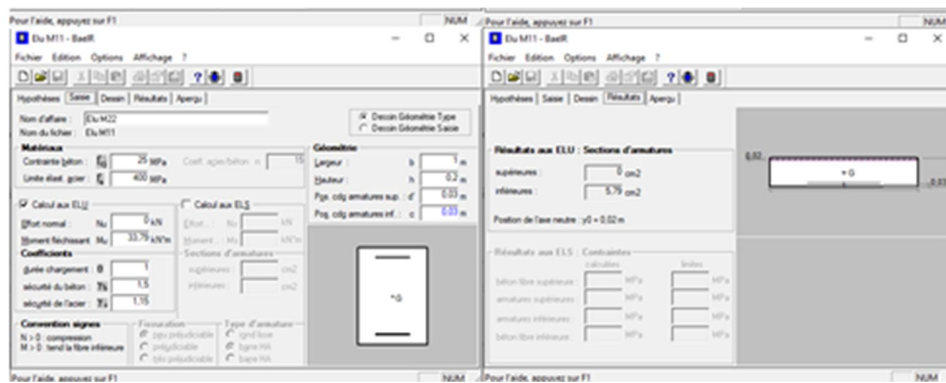
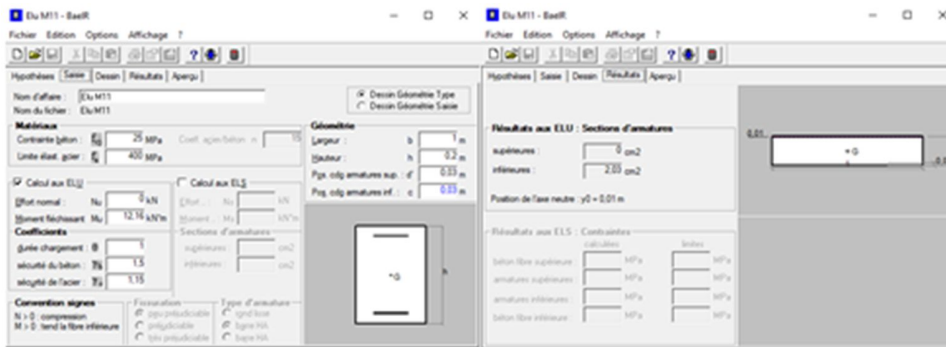
Ci-joint le ferrailage des différents libages



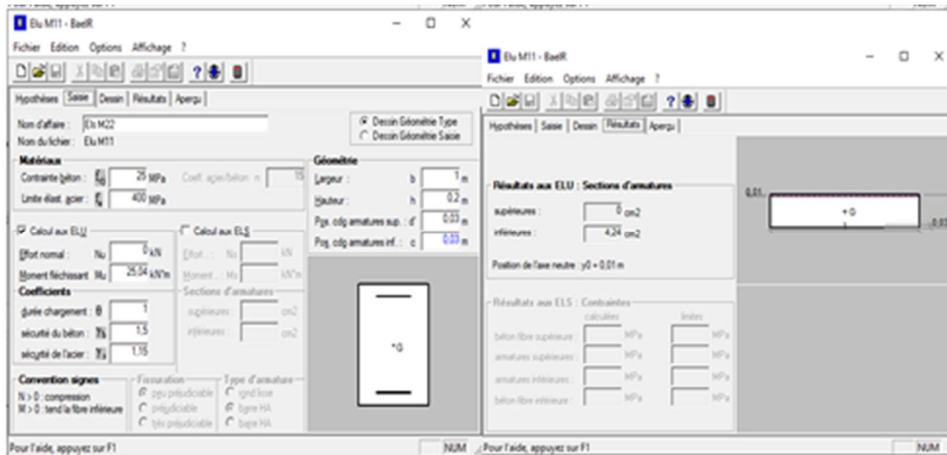
Chap 7. Ferrailage des éléments résistants de la structure

7.3 Ferrailage des voiles des périphériques

Le ferrailage se fera en flexion simple avec fissuration préjudiciable, pour une bande de 1 m.



Chap 7. Ferrailage des éléments résistants de la structure



Le ferrailage choisi est supérieur à celle exigé par le minimum RPA99V2003.

On va garder notre ferrailage puisqu'il est supérieur au ferrailage calculé par l'application de la poussée des terres.

7.4 Ferrailage de la dalle pleine

Charges (G) diverses : $G \text{ (KN/m}^2\text{)} = 5.50$

Travée de rive : (1) Oui, (2) Non : 1

Epaisseur de la dalle : $e_p \text{ (m)} = 0.25$

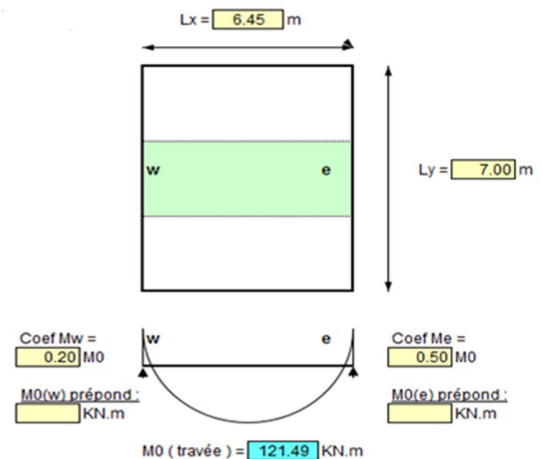
Contrainte de l'acier utilisé : Fe E 400 (MPa)

=400

Contrainte du béton à 28 j : $f_{c28} \text{ (MPa)} = 25$

Charges d'exploitations Q : $Q \text{ (KN/m}^2\text{)} = 500$

Enrobage des aciers : C (cm) = 3 cm.



Calcul des moments agissants		
Charges permanentes G	(épaisseur dalle x 25 KN/m ³) + G	G = 11.75 KN/m ²
Effort ultime repris par le plancher	(1.35 G + 1.5 Q)	Pu = 23.36 KN/m
Moment isostatique de la travée	(Pu x Lx ²) / 8	M0 (trav) = 121.49 KN.m
Moment sur appui gauche (W)	(M0 (w) pré pond x Coef Mw)	Mw = 24.30 KN.m
Moment sur appui droite €	(M0 (e) pré pond x Coef Me)	Me = 60.75 KN.m
Calcul du coefficient α	Q / (G + Q)	α = 0.30
Calcul du coefficient I	Maxi (1.05 ; 1 + (0.3 x α))	λ = 1.09
Moment dans la travée	[(2 x λ x M0) - Me - Mw] / 2	Mt = 89.855 KN.m
Vérification	Travée de rive => Mt > [(1.2 + 0.3α)/2] x M0 Travée intermédiaire =>	Contrôle : vérifié

Chap 7. Ferrailage des éléments résistants de la structure

	$M_t > [(1 + 0.3 \alpha) / 2] \times M_0$	
--	---	--

Calcul des sections d'armatures		
Ferrailage de travée sens (Lx)	Soit (M_u), moments agissants ($\mu \mu < \mu l$)	$A_x = 12.63 \text{ cm}^2/\text{m}^2$
Ferrailage sur appui (W)	Calculs identiques à une section Rectangulaire (ELU)	$A_x (w) = 3.23 \text{ cm}^2/\text{m}^2$
Ferrailage sur appui (e)		$A_x (e) = 8.33 \text{ cm}^2/\text{m}^2$
Ferrailage mini dans le sens (Ly)	(8 x ep) pour FeE 400 (6 x ep) pour FeE 500 et TS	$\rho_0 (y) = 2.00 \text{ cm}^2/\text{m}^2$
Ferrailage mini dans le sens (Lx)	$\rho_0 (y) x ((3 - \alpha) / 2)$	$\rho_0 (x) = 2.70 \text{ cm}^2/\text{m}^2$

Vérification de la contrainte de cisaillement		
Effort tranchant maximal (sans Lx)	$1.10 \times ((P_u \times L(x)) / 2)$	$V_u. \text{ max} = 82.88 \text{ KN}$
Contrainte tangente de travail	$V_u / (1.00 \times e_p - C)$	$\tau_u = 0.377 \text{ MPa}$
Contrainte tangente admissible	$(0.07 \times F_{c28}) / 1.5$	$\tau_u. \text{ adm} = 1.167 \text{ MPa}$
vérification	$\tau_u < \tau_u. \text{ adm}$	Vérification

On adopte T12 e=15x15cm comme armature de la dalle

7.5 Ferrailage des voiles de contreventements

Calcul des voiles:

- Exemple de calcul de ferrailage du voile V1 (voile RDC N° 235).

Tableau 7.1 Les éléments forces-Area Shell

Area	AreaElem	Shell Type	Joint	OutputCase	Case Type	F11	F22	F12	M11	M22	M12
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN/m	KN/m	KN/m	KN-m/m	KN-m/m	KN-m/m
43	235	Shell-Thin	57	0.8G-EX	Combination	436.05	190.64	-151.49	-1.0538	-0.0563	-2.5498
43	235	Shell-Thin	33	0.8G-EX	Combination	431.39	167.34	-214.69	-1.0216	0.2456	-1.8688
43	235	Shell-Thin	56	0.8G-EX	Combination	-1385.43	-173.66	-56.78	5.7975	0.7146	-2.5403
43	235	Shell-Thin	32	0.8G-EX	Combination	-1390.09	-196.95	-119.98	-6.8864	-2.0018	-1.8593

		N(t) :	M(t,m)	L(m)	e(m)	A (m ²)	I (m ⁴)	V (m)	• t (T/m ²)	• c (T/m ²)	LT (m)		N (T)	A (cm ²)	ferrailage min
V1	57	43.605	-0.10538	2.8	0.25	0.500	0.167	1.000	87.842	86.578	2.00	ET	43.61	10.90	10.90125
	33	43.139	-0.10216	2.8	0.25	0.500	0.167	1.000	86.891	85.665	2.00	ET	43.14	10.78	
	56	-138.543	0.57975	2.8	0.25	0.500	0.167	1.000	-	-280.565	0.00	EC	EC	EC	
	32	-139.009	-0.68864	2.8	0.25	0.500	0.167	1.000	-	-282.150	0.00	EC	EC	EC	

- Exemple de calcul de ferrailage du voile V4 (voile RDC).

Tableau 7.2 Les éléments Forces- Area Shell

Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	Case Type	F11	F22	F12	M11	M22	M12
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN/m	KN/m	KN/m	KN-m/m	KN-m/m	KN-m/m

Chap 7. Ferrailage des éléments résistants de la structure

21	82	Shell-Thin	47	0.8G-EX	Combination	691.78	162.02	140.04	3.4087	0.3582	-	1.9161
21	82	Shell-Thin	71	0.8G-EX	Combination	679.2	99.14	113.77	0.4186	-0.101	-	2.4663
21	82	Shell-Thin	46	0.8G-EX	Combination	-	-121.19	160.65	1.3483	0.4081	-	1.9004
21	82	Shell-Thin	70	0.8G-EX	Combination	-	-184.08	134.39	0.612	0.2246	-	2.4506

		N(t) :	M(t,m)	L(m)	e(m)	A (m ²)	I (m ⁴)	V (m)	• t (T/m ²)	• c (T/m ²)	LT (m)		N (T)	A (cm ²)	ferrailage min
V4	47	69.178	0.34087	3.60	0.25	0.938	1.099	1.875	74.372	73.208	3.75	ET	69.18	17.29	17.2945
	71	67.92	0.04186	3.60	0.25	0.938	1.099	1.875	72.519	72.377	3.75	ET	67.92	16.98	
	46	-72.429	0.13483	360	0.25	0.938	1.099	1.875	-77.027	-77.488	0.00	EC	EC	EC	
	70	-73.687	0.0612	3.60	0.25	0.938	1.099	1.875	-78.495	-78.704	0.00	EC	EC	EC	

On adopte un ferrailage de T12 avec un espacement de 15cm pour les armatures verticales et T12 espacement de 15cm pour les armatures transversales pour l'ensemble des voiles.

7.6 Ferrailage des poutrelles

Moment statique est $M_u = ql/8$

7.5.1 Niveau étage courant

Travée $l=4,55m$

$$Q_s = G+Q \Rightarrow q_s = (5.5+2.5) \times 0,6 = 4,8 \text{KN/ml}$$

$$Q_u = 1.35G+1.5Q \Rightarrow q_u = (1.35 \times 5,5 + 1.5 \times 2.5) \times 0,6 = 6,705 \text{KN/ml}$$

$$M_s = ql/8 \Rightarrow M_s = 4,8 \times (4,55)^2/8 = 12,42 \text{KN.m}$$

$$\text{Poutre hyperstatique } M_{T_{ravée}} = 0,85 \times M_s \Rightarrow M_{T_{ravée}} = 10,55 \text{KN.m}$$

$$M_u = ql/8 \Rightarrow M_u = 6,705 \times (4,55)^2/8 = 17,35 \text{KN.m}$$

$$\text{Poutre hyperstatique } M_{T_{ravée}} = 0,85 \times M_u \Rightarrow M_{T_{ravée}} = 14,74 \text{KN.m}$$

Chap 7. Ferrailage des éléments résistants de la structure

sans nom - BaefT

Fichier | Edition | Options | Affichage ?

Hypothèses | Saisie | Dessin | Résultats | Aperçu

Nom d'affaire :

Nom du fichier : sans nom

Dessin Géométrie Type
 Dessin Géométrie Saisie

Matériaux

Contrainte béton : f_{tj} MPa Coeff. acier/béton : n

Limite élast. acier : f_{yk} MPa

Calcul aux ELLU

Effort normal : N_u kN

Moment fléchissant : M_u kNm

Coefficients

durée chargement : θ

sécurité du béton : γ_b

sécurité de l'acier : γ_s

Sections d'armatures

supérieures : cm²

inférieures : cm²

Convention signes

N > 0 : compression
M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration

peu préjudiciable
 préjudiciable
 très préjudiciable

Type d'armature

rond lisse
 barre HA
 barre HA

Géométrie

Largeur de la table : b m

Largeur de la nervure : b0 m

Hauteur totale : h m

Hauteur de la table : h0 m

Pgs. cdg armatures sup. : d' m

Pgs. cdg armatures inf. : c m

sans nom - BaefT

Fichier | Edition | Options | Affichage ?

Hypothèses | Saisie | Dessin | Résultats | Aperçu

Résultats aux ELLU : Sections d'armatures

supérieures : cm²

inférieures : cm²

Position de l'axe neutre : y0 = 0,01 m

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées		limites
béton fibre supérieure :	<input type="text" value="4,78"/> MPa	<	<input type="text" value="15"/> MPa
armatures supérieures :	<input type="text" value="34,1"/> MPa	<	<input type="text" value="400"/> MPa
armatures inférieures :	<input type="text" value="266,3"/> MPa	<	<input type="text" value="400"/> MPa
béton fibre inférieure :	<input type="text" value="0"/> MPa	<	<input type="text" value="15"/> MPa

Position de l'axe neutre : y0 = 0,04 m

On adopte 3T12 comme armature inférieures

$$M_{apps} = 0,6 \times M_s = 0,6 \times 12,42 = 7,452 \text{ KN.m}$$

$$M_{appu} = 0,6 \times M_u = 0,6 \times 17,35 = 10,41 \text{ KN.m}$$

On adopte 1T14 comme renfort supérieur

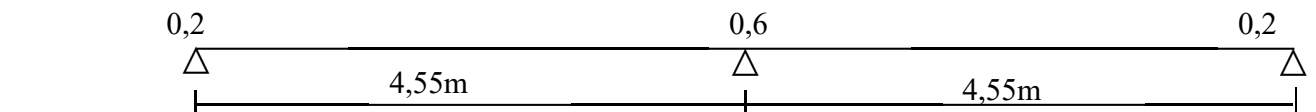
Calcul des poutrelles a l'effort tranchant

La présente note de calcul concerne le calcul de ferrailage sous les sollicitations au cisaillement des poutrelles, A cet effet nous avons modélisé le type de poutrelles le plus sollicité et avons trouvé ce qui suit.

La charge permanente $G=5,51 \text{ Kn/m}^2$

La charge d'exploitation $Q=2,50 \text{ Kn/m}^2$

$P_u=(1,35 g +1,50Q) \times 0,6$



$$Q_u=1.35G+1.5Q \Rightarrow q_u=(1.35 \times 5,50+1.5 \times 1.5) \times 0,65 = 6,28 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = q_l/8 \Rightarrow M_u=6,28(4)^2/8= 12,57 \text{ Kn.m}$$

$$M_1 = 0.2 M_0, M_2 = 0.6 M_0$$

$$\Rightarrow M_1= 2.51 \text{ KN.m}, M_2=7,54 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = q_l/2 + (M_2 - M_1)/l$$

$$T_{\max}= 11,30 \text{ KN}$$

L'effort tranchant maximum est de 11,30 KN

Armatures droites (notre cas)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \Rightarrow \tau_u = \frac{11,30 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,19} = 0,495 \text{ MN}$$

* fissuration non préjudiciable

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \min \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 1,84 \leq \min \{16,67; 5\}$$

Chap 7. Ferrailage des éléments résistants de la structure

$$\tau_u = 0,3 f_{tj} = 0,63 \text{ MN}$$

$$\rho_t = \frac{At}{b_b S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj}^*}{0,9 \frac{Fe}{\gamma_s}}$$

$$f_{tj} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{tj}^* = \min\{f_{tj}; 3,3 \text{ MPa}\} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \frac{At}{0,12 \times 0,20} \geq \frac{0,495 - 0,3 \times 2,1}{0,9 \frac{400}{1,15}}$$

$$\Rightarrow \frac{At}{0,12 \times 0,20} \geq 4,31 \times 10^{-4}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,103 \text{ cm}^2$$

Vérification RPA 99 version 2003

$At = 0,003 \text{ S.b}$

$At = 0,003 \times 0,20 \times 0,12 = 0,72 \text{ cm}^2$

Dans notre cas on a $2\Phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$

Le ferrailage transversal des poutrelles en cadre et étriers $\Phi 6$ est suffisant avec des espacements de 16 cm **on adopte un espacement de 15cm**

7.7 Ferrailage poteaux, poutres principales, secondaires et palières

Ferrailage poteaux

Les poteaux sont soumis à un effort normal et à un moment de flexion. Ils sont calculés en flexion composée sous les différentes combinaisons de calcul des poteaux. Les sections d'armatures choisies sont au moins égales au pourcentage minimal du RPA99.

Poteaux type 65x65:

Chap 7. Ferrailage des éléments résistants de la structure

Concrete Design Data EUROCODE 2-1992

File

EUROCODE 2-1992 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Frame Units: KN, m, C

Units: KN, m, C

Element: 562
 Station Loc: 1.445
 Section ID: C65X65
 Combo ID: ELU

Material Partial Factors of Safety $\gamma_{concrete}=1.5$ $\gamma_{steel}=1.15$

L=2.890
 B=0.650 D=0.650 dc=0.070
 E=24855578.28 $f_{yk}=450000.000$ $f_{ck,cyl}=25000.000$ Light Wt. Shr. Fac.=1.000 $f_{yk}=450000.000$
 RLLF=1.000

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR P_u , M_2 , M_3

Rebar Area	Design P_u	Design M_2	Design M_3	Minimum M_2	Minimum M_3
0.001	1706.33kN	1.021	55.456	55.456	55.456

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS

	M_1 Moment	M_{add} Moment	M_a Moment	Beta Factor	L
Major Bending(M_3)	0.000	0.000	0.000	1.000	2.890
Minor Bending(M_2)	0.000	0.000	0.000	1.000	2.890

SHEAR DESIGN FOR U_2, U_3

	Design Rebar	Shear U_u	Shear $U_u/\gamma_{concrete}$	Shear $U_u/\gamma_{concrete}$
Major Shear(U_2)	0.000	2.396	371.352	0.000
Minor Shear(U_3)	0.000	2.892	371.352	0.000



Ready

X3.350 Y6.400 Z:15.402 GLOBAL KN, m, C 09:56 20/04/2022

Concrete Design Data EUROCODE 2-1992

File

EUROCODE 2-1992 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Frame Units: KN, m, C

Units: KN, m, C

Element: 562
 Station Loc: 2.890
 Section ID: C65X65
 Combo ID: ELU

Material Partial Factors of Safety $\gamma_{concrete}=1.5$ $\gamma_{steel}=1.15$

L=2.890
 B=0.650 D=0.650 dc=0.070
 E=24855578.28 $f_{yk}=450000.000$ $f_{ck,cyl}=25000.000$ Light Wt. Shr. Fac.=1.000 $f_{yk}=450000.000$
 RLLF=1.000

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR P_u , M_2 , M_3

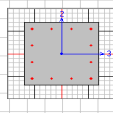
Rebar Area	Design P_u	Design M_2	Design M_3	Minimum M_2	Minimum M_3
0.001	1224.55kN	3.76kN	39.798	39.798	39.798

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS

	M_1 Moment	M_{add} Moment	M_a Moment	Beta Factor	L
Major Bending(M_3)	0.000	0.000	0.000	1.000	2.890
Minor Bending(M_2)	0.000	0.000	0.000	1.000	2.890

SHEAR DESIGN FOR U_2, U_3

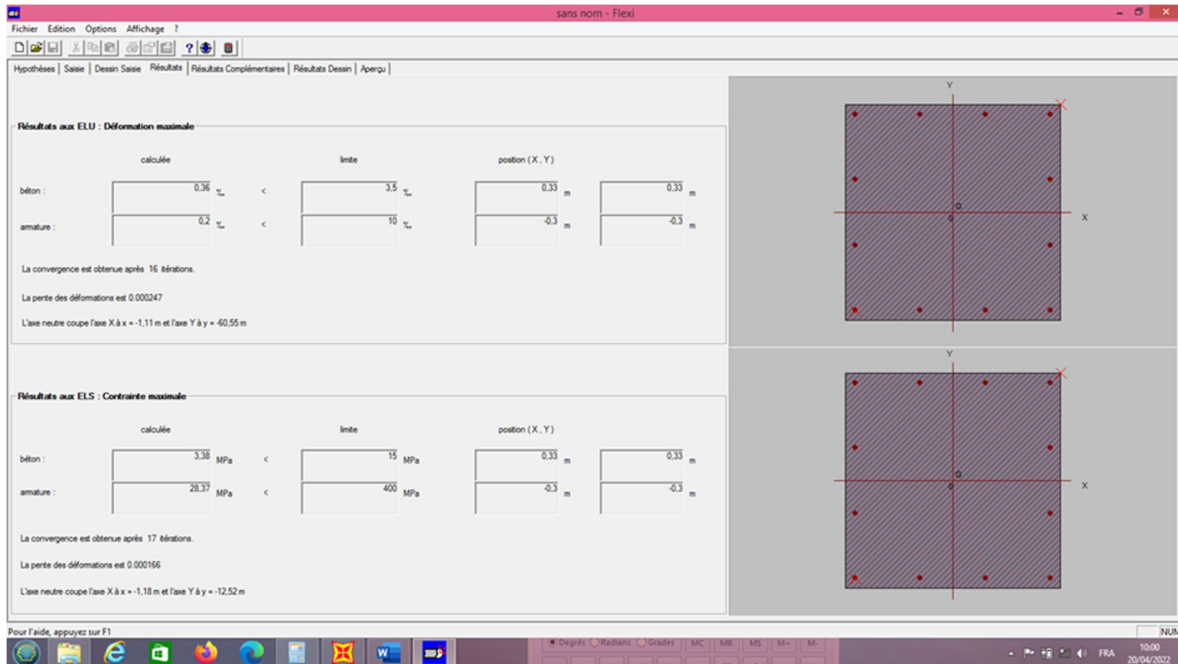
	Design Rebar	Shear U_u	Shear $U_u/\gamma_{concrete}$	Shear $U_u/\gamma_{concrete}$
Major Shear(U_2)	0.000	1.85kN	306.868	0.000
Minor Shear(U_3)	0.000	2.888	306.868	0.000



Ready

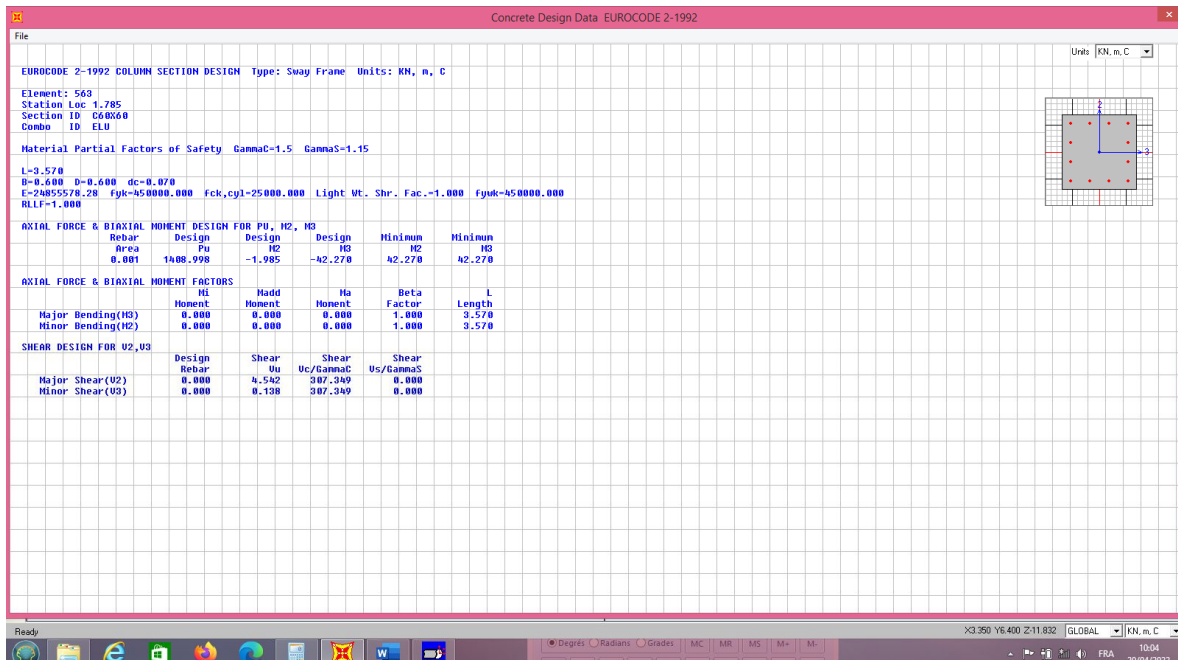
X3.309 Y6.400 Z:15.321 GLOBAL KN, m, C 09:56 20/04/2022

Chap 7. Ferrailage des éléments résistants de la structure



Donc on adopte un ferrailage de poteau de 8T20+4T16 sur toute la section du poteau.

Poteaux type 60x60:



Chap 7. Ferrailage des éléments résistants de la structure

sans nom - Flexi

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Saisie Résultats Résultats Complémentaires Résultats Dessin Aperçu

Nom d'affaire :

Nom du fichier : sans nom

Dessin Géométrie Type
 Dessin Géométrie Saisie

Matériaux

Contrainte béton : f_{td} MPa Module élast. acier : E_a MPa

Limite élast. acier : f_{yk} MPa Coeff. aggr./béton : n

Convention signes

$N > 0$: compression
 $M_x > 0$: tend la fibre inférieure
 $M_y > 0$: tend la fibre gauche

Calcul aux ELS
Effort normal : N_u kN
Moment fléchissant : M_{xu} kNm
Moment fléchissant : M_{yu} kNm

Calcul aux ELU
Effort ... : N_s kN
Moment ... : M_{xs} kNm
Moment ... : M_{ys} kNm

Coefficients

unité chargement : β
écarté du béton : β_{bc}
écarté de l'acier : β_{st}
luge du béton : β_{luge}
aligné du béton : α

Fissuration

peu préjudiciable
 préjudiciable
 très préjudiciable

Saisir la section ...

Pour l'aide, appuyez sur F1

NUM 1000 20/04/2022

Concrete Design Data EUROCODE 2-1992

File

EUROCODE 2-1992 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Frame Units: KN, m, C

Element: 568
Station Loc: 3.570
Section ID: C60x60
Combo ID: ELS

Material Partial Factors of Safety $\gamma_{m,c}=1.5$ $\gamma_{m,s}=1.15$

$L=3.570$
 $B=0.600$ $D=0.600$ $dc=0.070$
 $E=24855578.28$ $f_{yk}=450000.000$ $f_{ck,cyl}=25000.000$ Light Ut. Shr. Fac.=1.000 $f_{yk}=450000.000$
 $RLI=1.000$

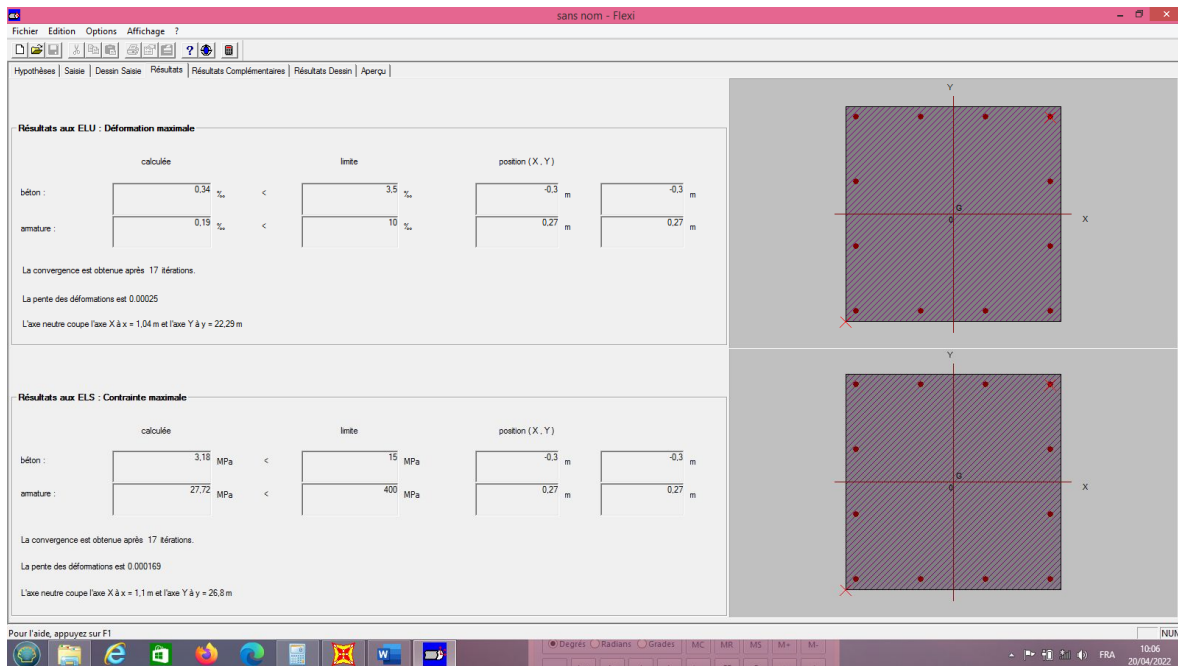
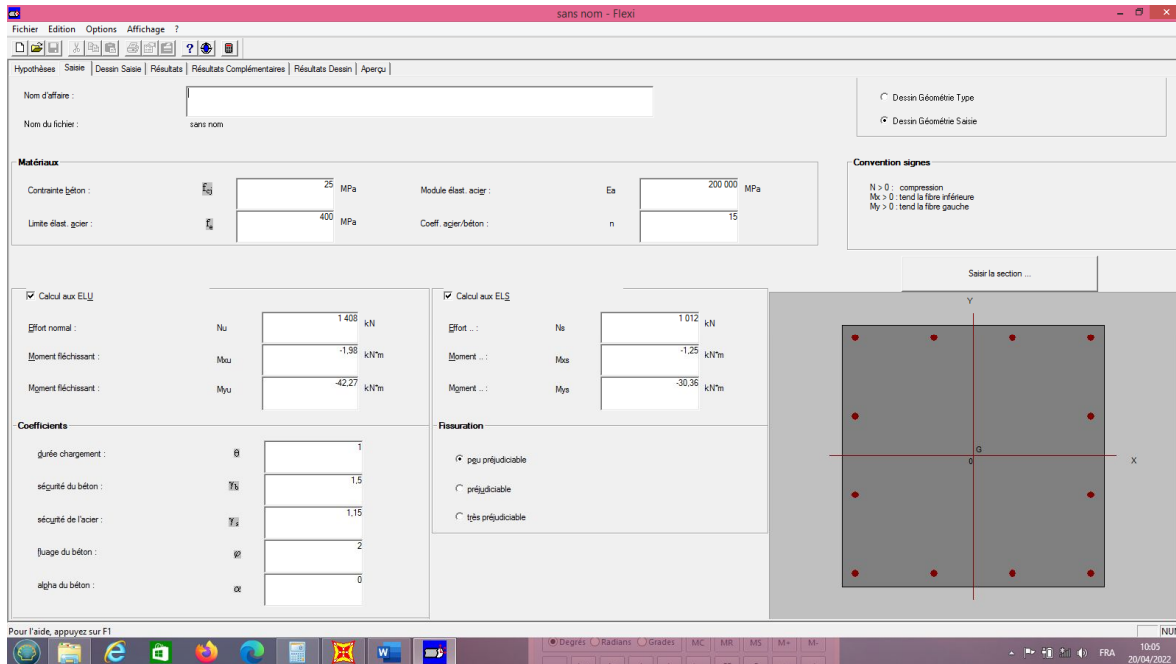
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR P_u, M_x, M_y						
	Rebar Area	Design P_u	Design M_x	Design M_y	Minimum M_x	Minimum M_y
	0.001	1012.185	-1.247	-30.366	30.366	30.366

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS					
	H_1 Moment	M_{add} Moment	M_a Moment	Beta Factor	L Length
Major Bending (M_x)	0.000	0.000	0.000	1.000	3.570
Minor Bending (M_y)	0.000	0.000	0.000	1.000	3.570

SHEAR DESIGN FOR V_u, V_3					
	Design Rebar	Shear V_u	Shear $V_u/\gamma_{m,c}$	Shear $V_u/\gamma_{m,s}$	Shear $V_3/\gamma_{m,s}$
Major Shear (V_2)	0.000	3.262	254.772	0.000	0.000
Minor Shear (V_3)	0.000	0.099	254.772	0.000	0.000

Ready X3.350 Y6.400 Z-12.197 GLOBAL | KN, m, C 10:04 20/04/2022

Chap 7. Ferrailage des éléments résistants de la structure



Donc
on

adopte un ferrailage de poteau de 4T20+8T16 sur toute la section du poteau.

Chap 7. Ferrailage des éléments résistants de la structure

Poteaux type 55x55:

Concrete Design Data EUROCODE 2-1992

File

Units: KN, m, C

EUROCODE 2-1992 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Frame Units: KN, m, C

Element: 564
Station Loc 0.000
Section ID 055X55
Combo ID ELS

Material Partial Factors of Safety $\gamma_{m,c}=1.5$ $\gamma_{m,s}=1.15$

L=3.570
B=0.550 d=0.550 dc=0.070
E=24855570.28 $f_{yk}=450000.000$ $f_{ck,cyl}=25000.000$ Light Mt. Shr. Fac.=-1.000 $f_{yk}=450000.000$
RLLF=1.000

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR P_u , M_2 , M_3

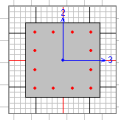
Rebar Area	Design Pu	Design M2	Design M3	Minimum M2	Minimum M3
9.075E-04	1205.020	1.000	33.138	33.138	33.138

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS

	M1 Moment	Madd Moment	Ma Moment	Beta Factor	L Length
Major Bending(M3)	0.000	0.000	0.000	1.000	3.570
Minor Bending(M2)	0.000	0.000	0.000	1.000	3.570

SHEAR DESIGN FOR U2,U3

	Design Rebar	Shear Vu	Shear Vu/ $\gamma_{m,c}$	Shear Vu/ $\gamma_{m,s}$
Major Shear(U2)	0.000	2.775	257.982	0.000
Minor Shear(U3)	0.000	0.379	257.982	0.000



Ready X3.350 Y6.400 Z=8504 GLOBAL KN, m, C 10/09 20/04/2022

Concrete Design Data EUROCODE 2-1992

File

Units: KN, m, C

EUROCODE 2-1992 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Frame Units: KN, m, C

Element: 564
Station Loc 3.570
Section ID 055X55
Combo ID ELS

Material Partial Factors of Safety $\gamma_{m,c}=1.5$ $\gamma_{m,s}=1.15$

L=3.570
B=0.550 d=0.550 dc=0.070
E=24855570.28 $f_{yk}=450000.000$ $f_{ck,cyl}=25000.000$ Light Mt. Shr. Fac.=-1.000 $f_{yk}=450000.000$
RLLF=1.000

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR P_u , M_2 , M_3

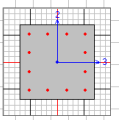
Rebar Area	Design Pu	Design M2	Design M3	Minimum M2	Minimum M3
9.075E-04	852.774	0.419	-23.451	23.451	23.451

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS

	M1 Moment	Madd Moment	Ma Moment	Beta Factor	L Length
Major Bending(M3)	0.000	0.000	0.000	1.000	3.570
Minor Bending(M2)	0.000	0.000	0.000	1.000	3.570

SHEAR DESIGN FOR U2,U3

	Design Rebar	Shear Vu	Shear Vu/ $\gamma_{m,c}$	Shear Vu/ $\gamma_{m,s}$
Major Shear(U2)	0.000	2.061	211.869	0.000
Minor Shear(U3)	0.000	0.234	211.869	0.000



Ready X3.350 Y6.400 Z=8504 GLOBAL KN, m, C 10/09 20/04/2022

Chap 7. Ferrailage des éléments résistants de la structure

Résultats aux ELU : Déformation maximale

	calculée		limite		position (X, Y)	
béton :	0,34 ‰	<	3,5 ‰		0,28 m	0,28 m
armature :	0,19 ‰	<	10 ‰		-0,25 m	-0,25 m

La convergence est obtenue après 17 itérations.
La pente des déformations est 0,000268
L'axe neutre coupe l'axe X à $x = -0,97$ m et l'axe Y à $y = -17,86$ m

Résultats aux ELS : Contrainte maximale

	calculée		limite		position (X, Y)	
béton :	3,1 MPa	<	15 MPa		-0,28 m	0,28 m
armature :	27,55 MPa	<	400 MPa		0,25 m	-0,25 m

La convergence est obtenue après 19 itérations.
La pente des déformations est 0,000178
L'axe neutre coupe l'axe X à $x = 1,02$ m et l'axe Y à $y = -57,05$ m

Donc on adopte un ferrailage de poteau de 12T16 sur toute la section du poteau.

7.8 Conclusion

En conclusion, le ferrailage joue un rôle fondamental dans le bon comportement des structures en béton armé. Une disposition correcte et conforme aux règles de l'art des armatures permet d'assurer la résistance des éléments aux sollicitations prévues, tout en garantissant la stabilité, la sécurité et la longévité de l'ouvrage. Une exécution rigoureuse du ferrailage est donc indispensable à la fiabilité globale de la structure.

8.1 Introduction

Aujourd'hui, le secteur du bâtiment consomme plus d'un tiers de l'énergie mondiale et produit un quart des émissions de CO₂. Il est donc crucial d'améliorer l'efficacité thermique et énergétique des bâtiments. La performance énergétique d'un bâtiment est en partie liée à sa conception thermique. L'Algérie, comme d'autres pays d'Afrique, est un pays où le secteur du bâtiment est l'un des principaux secteurs consommateurs d'énergie. A titre d'exemple, la part de la consommation des systèmes de ventilation et de climatisation dans le secteur de bâtiment est de l'ordre 39% de la consommation totale de pays. Dans ce sens, toute amélioration de la conception thermique de l'enveloppe du bâtiment présente un intérêt socio-économique considérable, surtout si les matériaux de construction sont locaux. Dans ce chapitre, des simulations numériques à l'échelle macroscopique sont réalisées sur des murs multicouches pour analyser le comportement thermique de l'enveloppe d'un bâtiment d'une manière globale. L'influence de type d'isolant sur la réponse thermique est étudiée. Les matériaux à changement phase sont également introduit afin de démontrer impact ce type des matériaux dans l'amélioration des performances énergétique dans les bâtiments neufs. Les performances énergétiques sont exprimées en terme l'évolution temporelle de température, les cartes de distribution de températures au niveau de différentes couches de mur et le bilan thermique.

8.2 Isolation thermique dans les bâtiments

L'isolation thermique est un terme énergétique vise de décrire le processus de réduction de transfert de chaleur entre deux milieux ambiants. Elle consiste de crée une enveloppe autour de construction afin de garantir aux occupants une situation confortable sans avoir à consommer beaucoup d'énergie. Cette technique permet à la fois de réduire les consommations d'énergie de climatisation/chauffage (limite les apports en été / les déperdition durant les saisons hivernal) et par conséquent a la préservation des ressources naturelles et à la réduction des émissions de gaz à effet de serre CO₂. Ainsi, garantir le confort des occupants (maintien les températures aux niveaux de confort d'été comme d'hiver).

8.3 Impact de l'isolation thermique sur l'aspect énergétique & confort thermique

Chap 8. Efficacité énergétique du bâtiment

Efficacité énergétique

L'isolation thermique est un investissement stratégique dans la construction neufs et la rénovation, capable de réduire les coûts de chauffage jusqu'à 30 % ou plus, en fonction de la qualité de l'installation et des matériaux utilisés. En minimisant les pertes de chaleur par toitures, les murs et les planchers, elle améliore considérablement la performance énergétique de la maison ou du bâtiment commercial. Cette réduction de la consommation d'énergie permet non seulement de réduire les cout (aspect économique), mais aussi de contribuer aux enjeux environnementaux en réduisant les émissions de gaz à effet de serre. A l'heure où l'efficacité énergétique devient une priorité, l'isolation thermique est un outil efficace pour atteindre ces objectifs (économiques/environnementales).

Confort thermique optimal

Le confort thermique des bâtiments est aussi *un impact de la rénovation énergétique*. Durant la saison hivernale, Une isolation performante évite les déperditions de chaleur et maintient une température intérieure agréable et constante. A l'inverse, La rénovation énergétique limite l'entrée de la chaleur par les fenêtres et les murs, évitant ainsi les surchauffes. Ce contrôle de la température intérieure crée un environnement plus frais et plus agréable, tout en réduisant la nécessité de disposer d'un système d'air conditionné (climatisation).

Prévention de la condensation

La condensation et l'humidité constituent des problèmes majeurs dans les bâtiments mal isolés, entraînant des pathologies structurelles important et des problèmes de santé pour les occupants. L'isolation thermique réduit ces problèmes en créant une barrière qui empêche la condensation de se produire sur les surfaces froides.

Les isolants thermiques :

Les matériaux d'isolation thermiques est définie comme un matériau ou une combinaison de matériaux qui retardent le flux de chaleur. Il ralentit la perte de chaleur d'une surface chaude et réduit de la même manière le gain de chaleur dans un corps froid. Il n'arrête pas complètement la perte ou le gain de chaleur. Quelle que soit la qualité de l'isolation, les bâtiments auront besoin d'un apport continu de chaleur pour maintenir les niveaux de température souhaités.

Types de matériaux d'isolation

Ces matériaux peuvent être classifiés en deux catégories :

Les matériaux d'isolation inorganiques : sont obtenus à partir de sources non renouvelables et sont classés en matériaux cellulaires et fibreux (les fibres de verre, laine de laitier, verre en mousse).

Les matériaux d'isolation organiques : sont utilisés pour l'isolation thermique sont principalement obtenus à partir de ressources naturelles et renouvelables, de sorte que l'isolation thermique à l'aide de ces matériaux est également une option intéressante. Ces matériaux comprennent le chanvre, le liège, la cellulose, la laine de bois et la laine de mouton.

Les deux types de matériaux offrent des propriétés thermiques distinctes. En outre, les progrès de la science des matériaux ont conduit à l'émergence de nouveaux matériaux dotés de capacités d'isolation exceptionnelles. Selon la littérature, environ 60 à 65 % des matériaux d'isolation présents sur le marché sont à base inorganique (laine minérale), environ 21 % sont des matériaux à base organique, et le reste représente les nouveaux matériaux et les matériaux composites et les matériaux changement de phases PCM Figure 8.1.

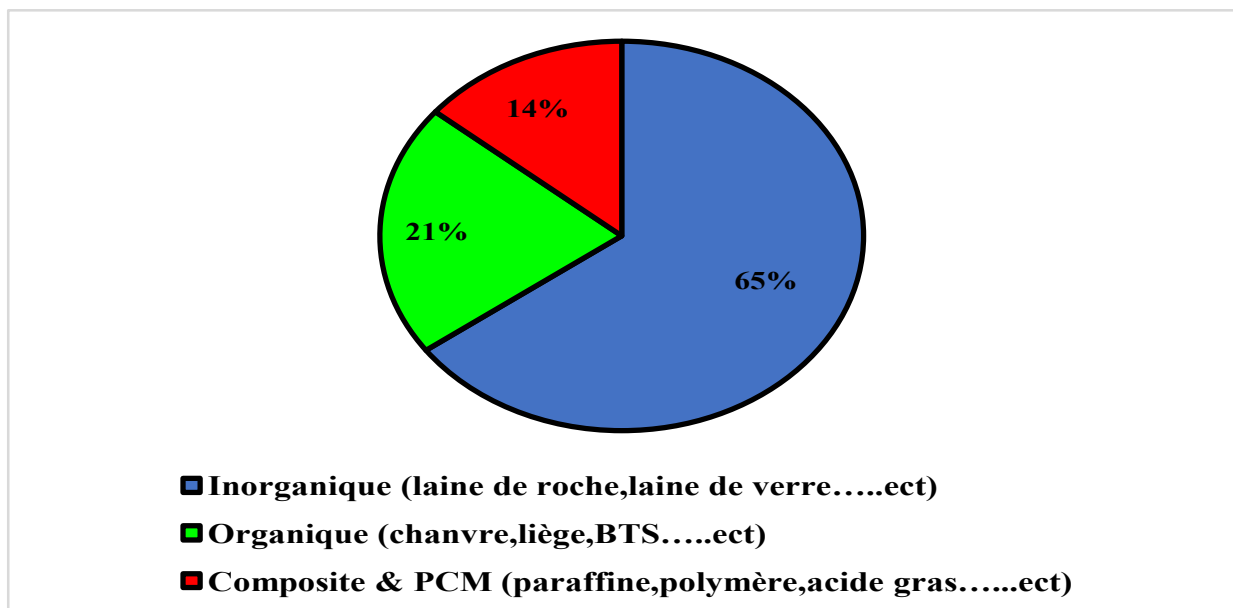


Figure 8. 1 Répartition les types d'isolations existent dans le marché.

8.4 Modélisation thermique des murs multicouches : Influence de type d'isolation

Dans cette investigation numérique trois simulations est considéré :

Cas 1 (cas de référence) : l'objectif est de démontrer le transfert de chaleur comment se fait dans un mur multicouche dans un régime transitoire.

Cas 2 - Cas 3 pour mettre en évidence l'effet de type d'isolant sur le comportement thermique de murs constitué de plusieurs couches.

Les données géométriques et physiques utilisée dans les simulations numériques sont récapitulées dans le Tableau 8.1.

Tableau 8.1 : les caractéristiques géométriques et thermiques pour différents cas.

Cas	Couches	Épaisseur (m)	Conductivité thermique (W/m.K)	Capacité spécifique (J/Kg/m3)	Masse volumique (Kg/m3)
(1)	Béton	0.10	2	790	2300
	Verre	0.05	0.040	660	11
	BA13	0.013	0.325	1400	816
(2)	Béton	0.10	2	790	2300
	Roche	0.05	0.03	700	40
	BA13	0.013	0.325	1400	816
(3)	Béton	0.10	2	790	2300
	Liège	0.05	0.050	2000	150
	BA13	0.013	0.325	1400	816

8.4.1 La démarche numérique de comportement thermique des murs composé de plusieurs couches

Les murs multicouches considéré dans cette investigation numérique est modélisé en 2D en considèrent une configuration de contrainte plane car les échanges thermiques peuvent être considèrent comme uniforme dans le sens longitudinal de la paroi. Concernant la discrétisation du maillage des éléments finis TRI3 avec une interpolation triangulaire sont adopté (500éléments pour béton, 300élément pour l'isolant, 100éléments pour le BA13). La Figure 8.2 montre la discrétisation éléments finis de mur multicouches. Le transfert thermique entre l'air-mur multicouche et le transfert entre la différente couche est piloté respectivement par un chargement convectif et conductif. Il est important de noter que le coefficient d'échange thermique pour la simulation d'échange thermique entre l'aire et le système est choisi deux valeurs un coefficient échange intérieur et extérieur est sont respectivement 5 et $8\text{W/m}^2\text{K}^{-1}$. La résolution numérique est résolue dans le régime transitoire par un calcul incrémental implémenté dans le code de calcul . Les températures ambiantes extérieur et intérieur appliqué sur le mur multi couche pour les trois simulations seront présenté dans la Figure 8.3. Il est important de noter que la température intérieure est fixée de 20°C pour la présentation de l'état de confort du bâti.

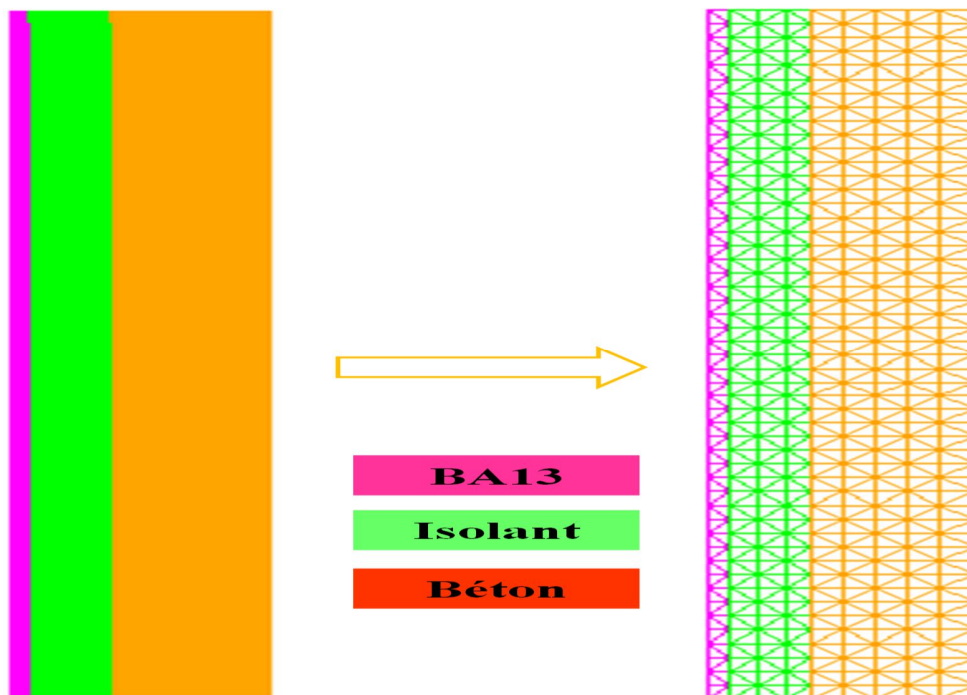


Figure 8. 2 Passage modèle physique vers un modèle EF (discrétisation)

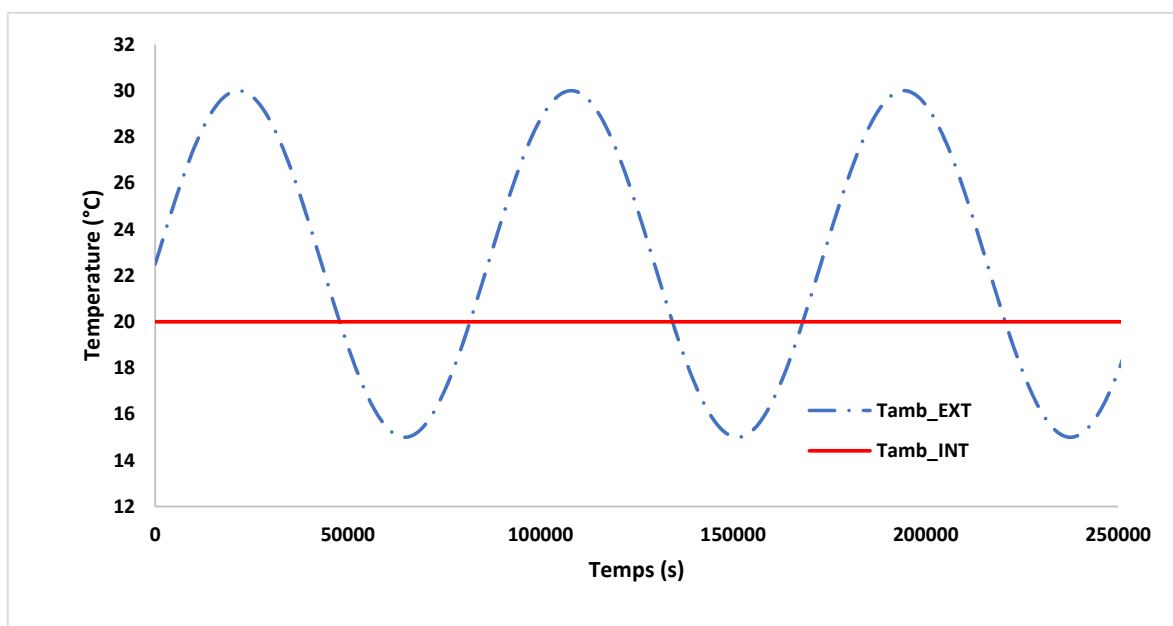


Figure 8. 3 Température ambiante extérieure et intérieure appliquée sur les parois externe et interne

8.4.2 Réponse locale de distribution de température

Les figure 8.4, 8.5 et 8.6 illustrent les cartes de distribution de la température dans les murs pour les trois cas **laine de verre**, **laine de roche** et **liège respectivement à différent stade** (on a choisi un intervalle du temps 0,5jour). A travers ces cartes on peut constater que le transfert thermique et les phénomènes générés lors du transfert sont bien reproduits. L'effet de type d'isolant influe d'une manière significative sur la distribution de température dans le mur.

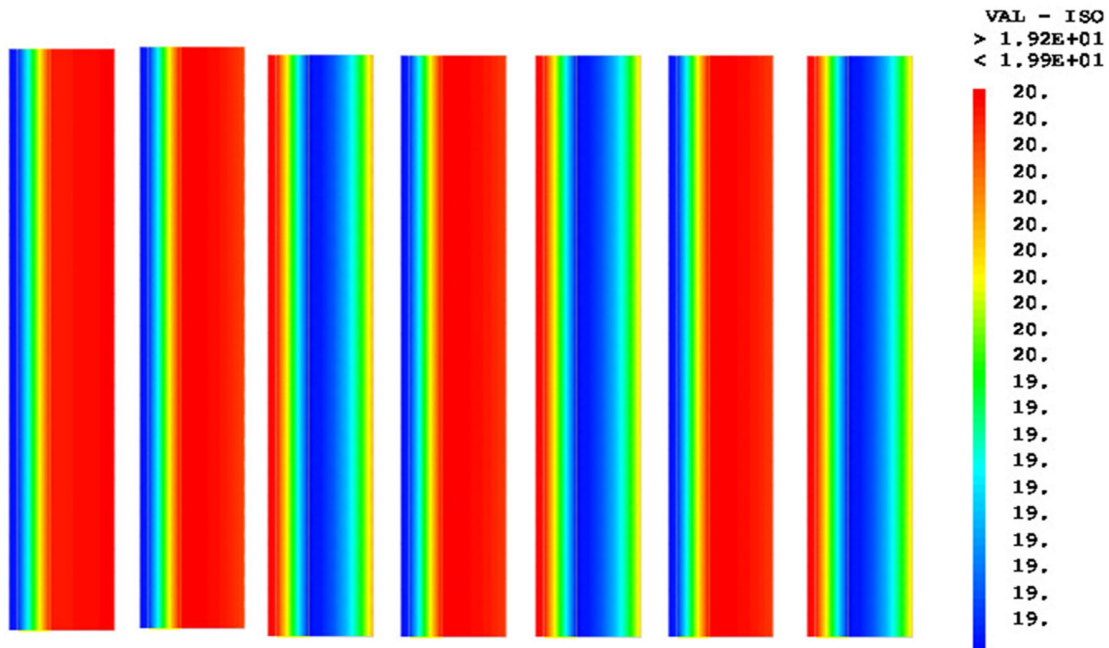


Figure 8. 4 Carte de distribution de température dans le mur à différent instant (Isolation par laine de verre).

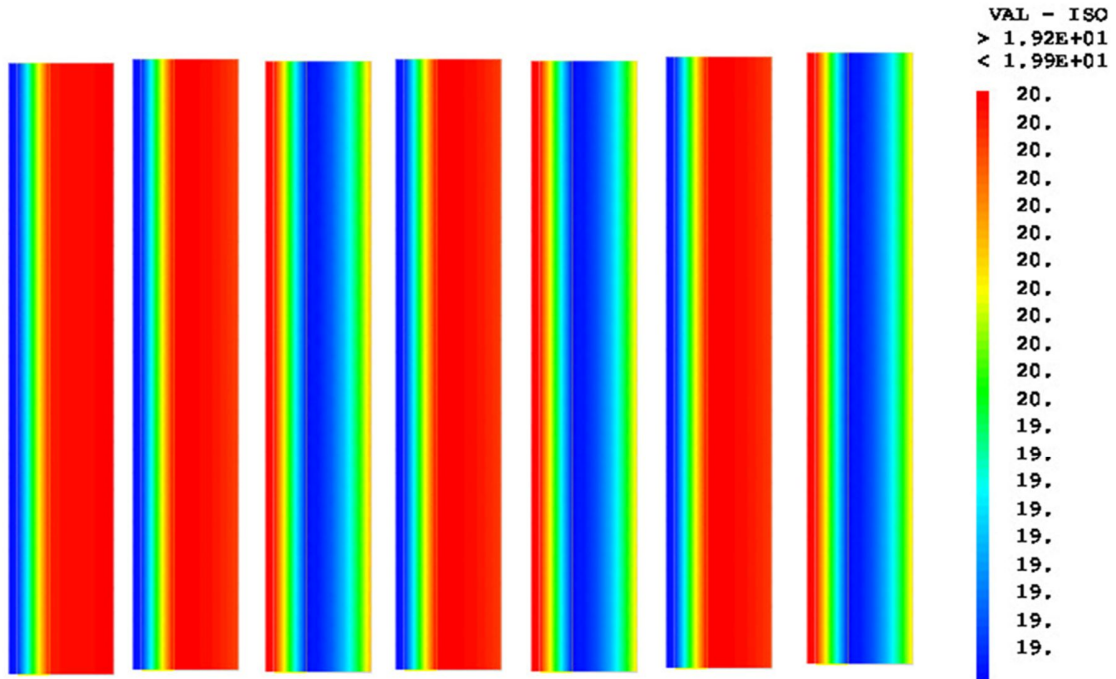


Figure 8. 5 Carte de distribution de température dans le mur à différent instant (Isolation par laine de roche).

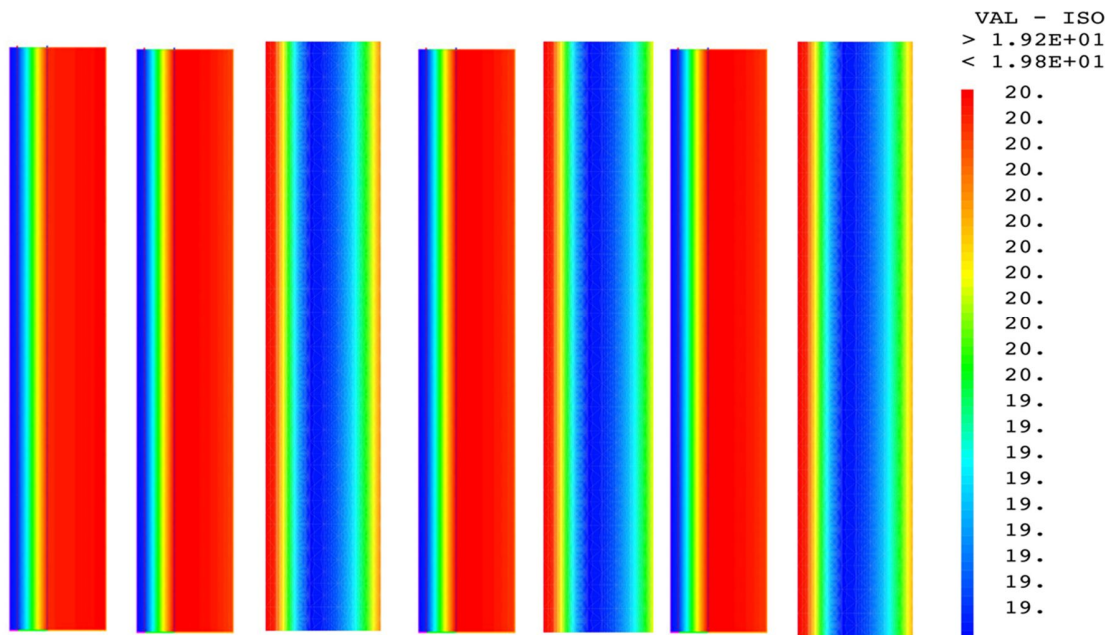


figure 8. 6 Carte de distribution de température dans le mur à différent instant (Isolation par liège).

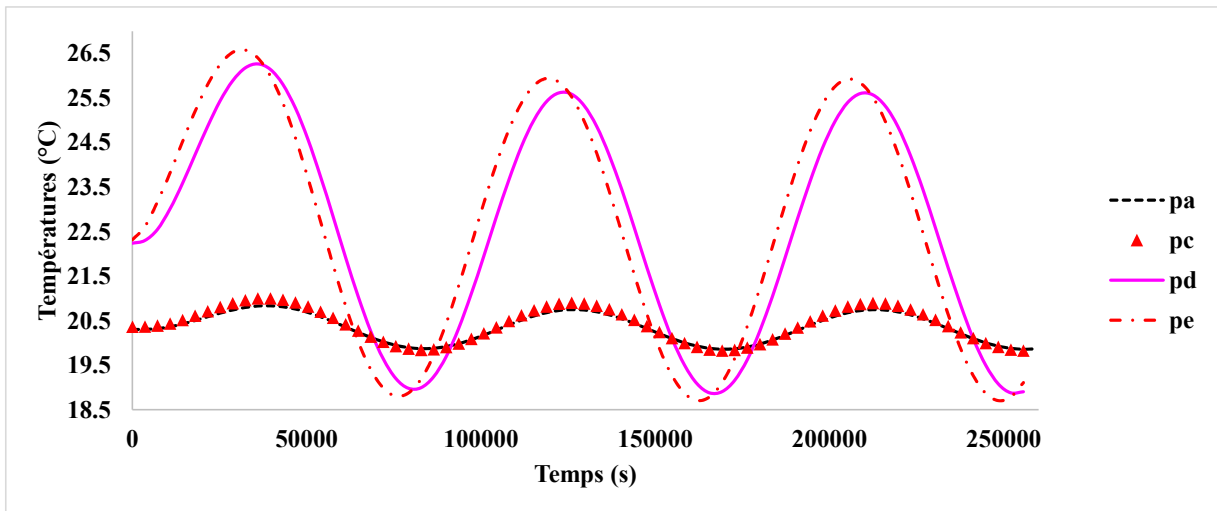


Figure 8. 7 Evolution temporelle de température dans le mur (Isolation par laine de verre).

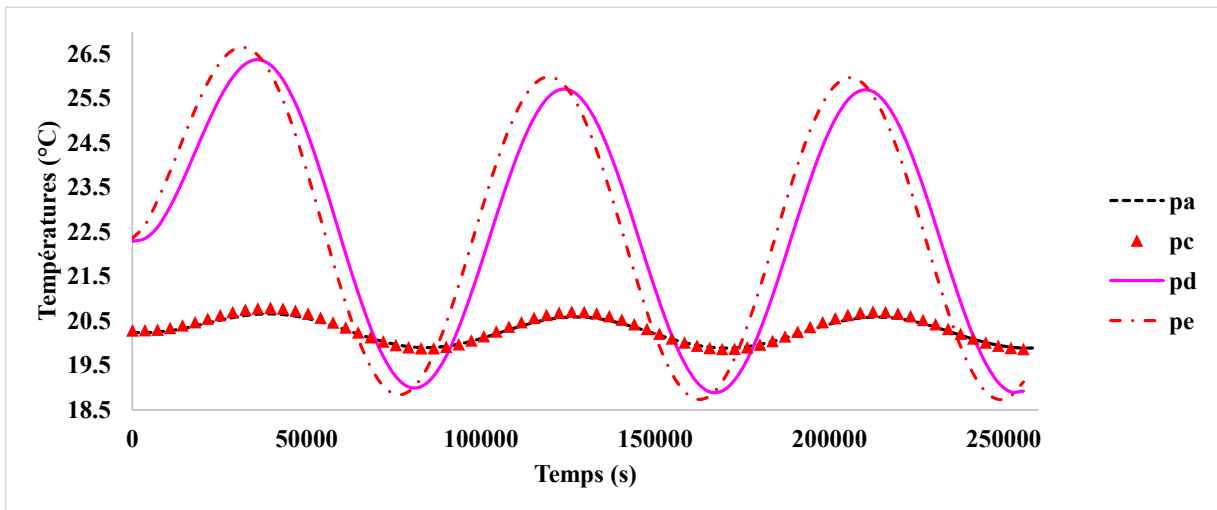


Figure 8. 8 Evolution temporelle de température dans le mur (Isolation par laine de roche).

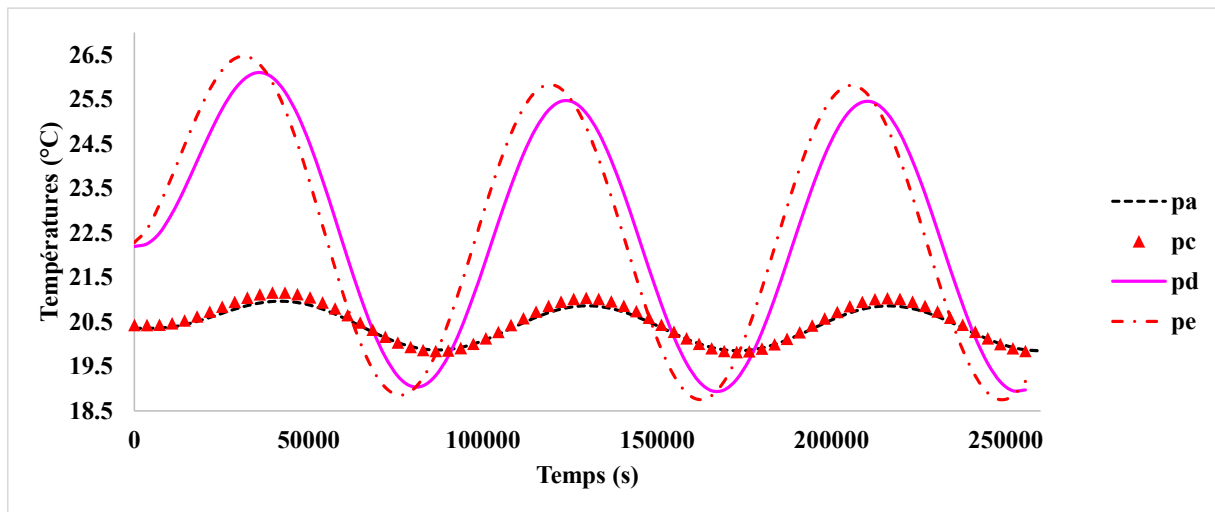


Figure 8. 9 Evolution temporelle de température dans le mur (Isolation par liège).

Les Figures 8.7-8.9 et 8.10 illustrent l'évolution temporelle de température sur la paroi externe « pe » et interne « pa » et au niveau du contact isolant-paroi extérieure « pd » et isolant-paroi intérieure « pc » pour les trois configurations (1), 2 et (3). En général, les profils de température dans les différentes études de cas (Isolation en laine de verre, Isolation en laine de roche, isolation avec liège) présentent des comportements similaires en raison de leurs propriétés thermiques presque similaires. En plus, les résultats numériques confirment que la conductivité est faible, plus le matériau est isolant et par voie de conséquence, une réduction de flux de chaleur. Les résultats numériques montrent que les isolants thermiques sélectionnés dans cette investigation diminuent les pics de température au niveau de la paroi intérieure et la température générale durant la simulation est autour de $20^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ pour les trois cas d'études avec un intervalle de températures extérieures appliquées sur la paroi externe varie de $[15^{\circ}\text{-}30^{\circ}]$. Cela signifie qu'ils offrent une régulation plus efficace de la température intérieure, contribuant à maintenir un confort thermique optimal en été comme en hiver.

8.5 Apport des matériaux à changement phase dans le comportement des murs multicouches.

Chap 8. Efficacité énergétique du bâtiment

Les matériaux changement de phase PCM (phase changed Materials) sont l'une des techniques de contrôle intelligentes les plus prometteuses dans les constructions à haute efficacité énergétique. Les PCM en tant que masse thermique, peuvent absorber et retarder la perte de chaleur à l'intérieur du bâtiment, ce qui permet de maintenir le confort dans le bâtiment. Les PCM sont des éléments de stockage de chaleur latente lors du processus de fusion et de restitution pendant la solidification en conservant une température constante. Ces matériaux possèdent une grande capacité de stockage de l'énergie et une capacité à maintenir une température constante tout en absorbant la chaleur pendant la fusion et restitution lors la solidification

Retour d'expérience sur la modélisation des PCM dans les murs de bâtiment

Dans la dernière décennie, la modélisation des matériaux à changement phase incorporé dans le domaine de bâtiments (plafond, murs extérieurs, cloisons de séparation) a fait l'objet de plusieurs travaux recherches expérimentales/numériques. Les investigations numériques réalisées sur des murs multicouches des bâtiments comportant les PCM peuvent être catégorisés selon la résolution équation de chaleur : une équation de chaleur unidirectionnelle ; une équation de chaleur bidirectionnelle ; une équation de chaleur directionnelle dans un mur et une équation 2d vs 3d dans le mur.

Cette partie est consacrée à l'étude du comportement thermique des murs multicouches avec l'intégration des PCM. Suivant la même démarche numérique utilisé dans la partie précédente. Pour étudier l'effet des PCM, une couche de micronal PCM de 5mm a été introduit entre l'isolant (laine de verre) et le couche interne (BA13). Numériquement, les caractéristiques thermiques de PCM sont évolutives en fonction de plusieurs facteurs notamment la température de fusion (la température où le matériau passe de l'état solide à l'état liquide), la chaleur latente c'est la chaleur échangée avec le milieu ambiant lors le changement d'état. Aussi les paramètres thermique intrinsèques (capacité calorifique, coefficient de conductivité, la masse volumique qui sont évolutifs avec la température externes). Le Tableau 8.2 et la Figure 8.11 représente les caractéristiques thermiques utilisées dans la simulation numérique.

Tableau 8.2 Caractéristique thermique de Micronal PCM

Caractéristiques thermiques	La chaleur latente Q (J/Kg)	Température de fusion(°C)	Capacité calorifique Micronal PCM/ (Kg. K)
Micronal PCM	70000	21.7	385

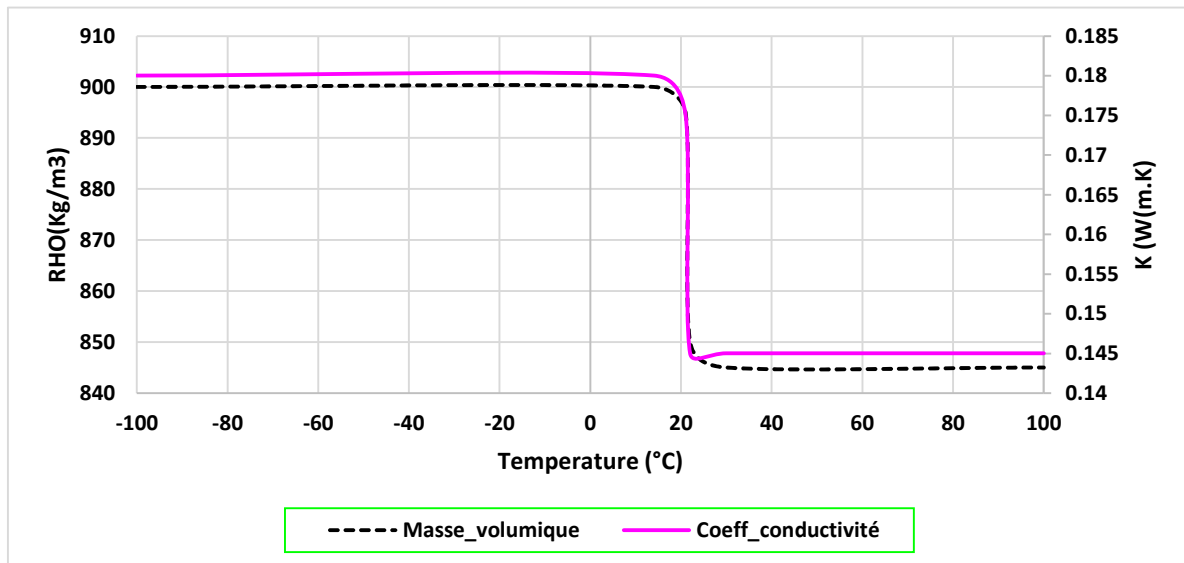


Figure 8.10 Evolution de coefficient de conductivité et la masse volumique de PCM en fonction de la température

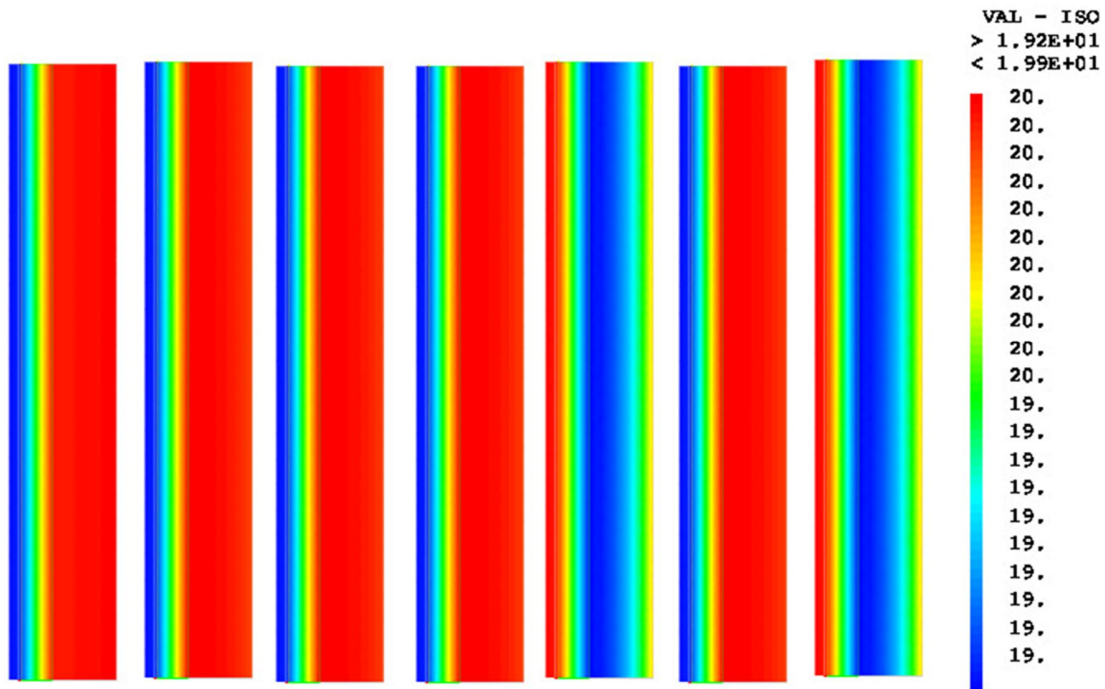


Figure 8. 11 Carte de distribution de température dans le mur à différent instant (Isolation par Micronal PCM).

La figure 8.11 montre la carte de distribution de température dans le mur avec l'intégration des matériaux à changement de phase et on a constaté une similarité du comportement thermique par rapport les autres simulations avec une légère différence de température (la différence on peut le voir dans la partie comparaison).

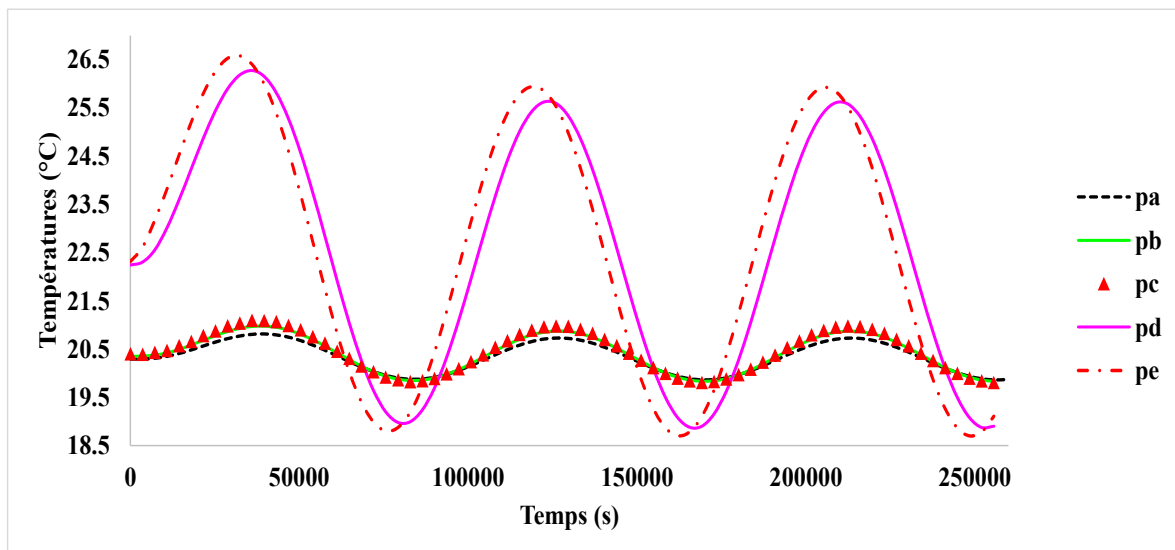


Figure 8. 12 Evolution temporelle de température dans le mur (Isolation par Micronal PCM).

L'évolution des profils de température sur les parois externes et internes et au niveau des interface avec intégration des matériaux a changement phase représente un comportement similaire à celui des murs sans intégration les CPM (cas 1,2 et 3), à la différence que les températures sur la paroi interne de mur avec PCM varient beaucoup plus rapidement avec les températures de la paroi externe.

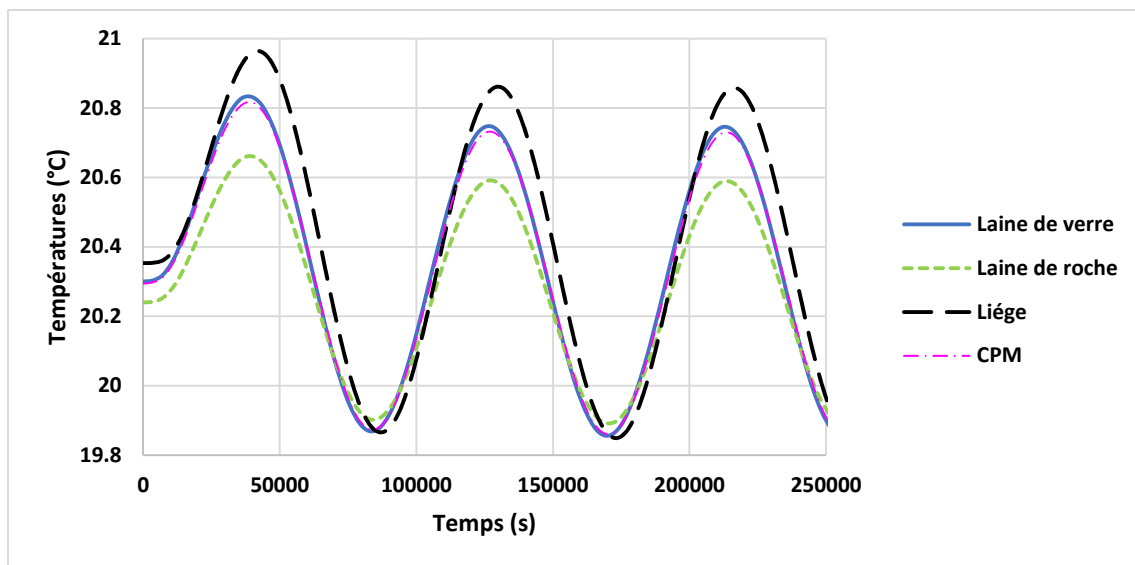


Figure 8. 13 Comparaison les évolutions temporelles de température générées dans le mur pour les différents types d'isolation.

Pour une meilleure visibilité des résultats numériques, la Figure 8.13 illustre l'évolution temporelle de la température générée dans la paroi intérieure pour les quatre types d'isolation. Dans un premier temps on a constaté un comportement thermique similaire avec une légère différence pour les murs avec isolant type laine de verre et laine de verre avec intégration d'une couche de micronal PCM. En plus, l'isolation des murs avec laine de roche reproduit un bon comportement thermique vis-à-vis des autres simulations numériques. Contrairement, l'isolation avec un isolant organique comme le liège surestime le comportement thermique avec un gradient thermique de 0,6-1,4-0,7% pour les trois cas : laine de verre ; laine de roche et laine de verre avec l'intégration de PCM, respectivement. La raison de cette variation de température est due à l'effet de conductivité (K) et la capacité

Chap 8. Efficacité énergétique du bâtiment

calorifique ©. Afin de démontrer l'influence de type d'isolation et l'apport d'intégration des PCM dans les bâtiments sur les critères de performances des bâtiments en terme d'efficacité énergétique, on a essayé de calculer le bilan thermique pour les quatre configurations. Il faut noter que le bilan thermique c'est la somme des flux de chaleur dans une période définie (dans notre cas la période c'est trois jours). Les flux de chaleur reproduits dans les simulations numériques sont obtenus à l'aide d'une méthode de post-traitement dans le code élément fini CASTEM. Après le calcul de flux de chaleur, on a essayé de calculer le gain/perte d'énergie. Le Tableau 8.3 illustre le flux total généré dans la paroi intérieure et la différence de flux en termes d'énergie pour les quatre cas. À travers les résultats indiqués dans le tableau, un gain d'énergie de l'ordre de 20% avec isolant de laine de roche par rapport à l'isolation avec la laine de roche. Aussi on a constaté une légère perte d'énergie pour le cas d'utilisation du liège comme un matériau isolant. Pour la quatrième situation, l'ajout d'une couche de PCM avec isolant laine de verre permet d'améliorer les performances thermiques par rapport au cas sans intégration des PCM. En plus, malgré cette baisse d'énergie n'est pas flagrante mais dans le domaine de construction des bâtiments à haute efficacité énergétique à un sens important car dans notre cas on a étudié seulement le comportement des murs composés de plusieurs couches avec différents types d'isolant et qui ne reflète correctement le comportement thermique complexe de tout le système de bâtiment (cloison de séparation, toiture, murs extérieurs, les ouvertures, les planches).

Tableau 8. 3 Bilan thermique pour les différentes simulations numériques

Cas	Flux total intérieur	Gain/perte d'énergie
(1)	4.44°5	-
(2)	3.56°5	19,81%
(3)	5.314°5	-19,68%
(4)	4.37°5	2%

Conclusions

Cette étude porte sur l'analyse du comportement thermique d'un mur multicouche de bâtiment comportant une couche isolante. L'influence du choix d'isolant est étudiée, en choisissant trois types d'isolant : la laine de verre, la laine de roche et le liège. L'impact des matériaux à changement

Chap 8. Efficacité énergétique du bâtiment

phase sur les performances énergétique est également étudiée. L'évaluation est réalisée en comparant la température intérieure du mur et le flux de chaleur (bilan thermique). Les résultats numériques trouvée montrent que le choix d'isolant a une influence significative sur les performances énergétiques de murs. Les résultats numériques ont montré une réduction significative du flux de chaleur intérieur lorsque le PCM est utilisé.

CONCLUSION GENERALE

L'étude du bâtiment résidentiel en R+7, intégrant un niveau de parking en sous-sol a permis d'examiner les différents aspects techniques, architecturaux et environnementaux liés à sa conception et à sa réalisation. Ce type de projet, de par sa complexité structurelle et ses exigences réglementaires, requiert une approche rigoureuse et multidisciplinaire.

L'étude globale du bâtiment résidentiel en R+7, doté d'un niveau de parking en sous-sol s'inscrit dans une démarche d'urbanisation moderne et durable. Ce projet, à usage exclusivement résidentiel, répond aux enjeux actuels en matière de densification urbaine, de maîtrise de l'énergie, de confort des usagers et de respect des normes environnementales.

L'intégration de solutions d'efficacité énergétique, telles qu'une isolation thermique renforcée, des systèmes de chauffage et de ventilation performants, et une gestion optimisée des apports solaires, contribue à réduire significativement l'empreinte environnementale du bâtiment tout en assurant un confort accru aux résidents. En somme, ce projet illustre l'importance de concilier performance énergétique, qualité architecturale et fonctionnalité dans la conception de bâtiments résidentiels modernes. Il constitue un exemple pertinent d'intégration des enjeux de développement durable dans le secteur du bâtiment, répondant à la fois aux attentes des usagers et aux exigences réglementaires actuelles.

Comme vous l'avez constaté, le bâtiment du point de vue architecturale présente une conception rationnelle et optimisée, répondant aux exigences de confort thermique, acoustique et de fonctionnalité des espaces. Les typologies de logements ont été pensées pour maximiser l'éclairage naturel et l'orientation favorable au gain solaire passif. Des espaces communs ont été intégrés pour favoriser la convivialité et la qualité de vie des résidents.

D'un point de vue structurel, l'édifice repose sur une infrastructure robuste adaptée aux contraintes du sol et aux charges générées par la superstructure R+7. L'utilisation de béton armé pour les éléments porteurs principaux (voiles, poteaux, dalles) garantit la stabilité de l'ouvrage, tandis que la fondation en radier général assure la transmission des charges vers le sol porteur, particulièrement important avec les deux niveaux de parking en sous-sol.

Sur le plan de l'efficacité énergétique, cette dernière constitue un axe majeur de cette étude.

Conclusion générale

Le bâtiment a été conçu en intégrant une isolation thermique renforcée (murs, toitures, planchers bas), des menuiseries à haute performance énergétique (double vitrage, ponts thermiques traités). L'optimisation de la consommation énergétique vise à atteindre un niveau de performance supérieur au minimum réglementaire.

En termes de sécurité et de fonctionnalité, les deux niveaux de parking en sous-sol ont été conçus conformément aux normes d'accessibilité, de sécurité incendie et de ventilation. Une attention particulière a été portée à l'évacuation des fumées, à l'éclairage de sécurité, ainsi qu'à la gestion des eaux de ruissellement et à l'imperméabilisation des parois enterrées.

Enfin, cette étude met en évidence l'importance d'une approche intégrée du projet, alliant expertise technique, respect des normes, et engagement en faveur du développement durable.

Elle illustre comment un bâtiment résidentiel de grande hauteur peut, grâce à une conception intelligente et responsable, concilier performance énergétique, qualité de vie, sécurité, et intégration urbaine. Enfin et en guise de perspectives, un apport scientifique important réside au niveau des pistes décrites ci-dessous :

- Etude des structures en béton armé selon la nouvelle version de RPA2024.
- Analyse critique de la nouvelle version de RPA2024.
- Vérification et validation de conformité thermique des bâtiments en béton armé selon les différentes normes existantes (RT2012).
- Recueil de textes législatifs et réglementaires sur la maîtrise de l'énergie. (APRUE) 2019.
- Document technique réglementaire, réglementation thermique du bâtiment C3.2/4 (2016).

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] :

[2] :

[3] :

[4] :

[5] :

[6] :

[7] :

[8] :

[9] :

[10] :

[11] :

[12] :

[13] :

[14] :

[15] :

[16] :

[17] :

[18] :

[19] :

[20] :

[21] :

[22] :

[23] :

[24] :

[25] :

[26] :

[27] :

[28] :

[29] :

ANNEXES

- **PLANCHE N°01 :**
- **PLANCHE N°02 :**
- **PLANCHE N°03 :**
- **PLANCHE N°04 :**
- **PLANCHE N°05 :**
- **PLANCHE N°06 :**
- **PLANCHE N°07 :**