

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



UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF

- M'SILA -

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

Mémoire pour l'obtention du diplôme

Du master en génie civil

Option : structure

Thème :

***Etude d'un bâtiment (R+5), à usage d'habitation,
contreventé par voiles***

Encadré par :

-Mr. BELOUAHRI BRAHIM

Réalisé par :

- SAUDI FARIS

- SAIHE HANENE

Année universitaire : 2023/2024

مِنْ مَعْرِفَةِ

Dédicace

POUR MA MÈRE CHÉRIE

Quand je plonge au plus profond de mon cœur, je me trouve incapable d'exprimer l'ampleur du respect et de l'amour que je te porte. Tes sacrifices incommensurables pour mon éducation et mon bien-être dépassent de loin les mots. Je te remercie pour tout, du soutien que tu m'as apporté à chaque instant, à l'amour que tu m'as donné à chaque minute. J'espère que ce modeste travail pourra être le reflet de tes grands souhaits et le fruit de tes sacrifices inestimables. Je ne pourrai jamais te rendre complètement ce que tu as fait pour moi, mais je prie Dieu de te donner toujours la santé, le bonheur et une longue vie, et de me garder toujours à la hauteur de tes attentes.

POUR MON CHER PÈRE

Papa, tu n'es pas seulement mon père, mais aussi mon ami et mon modèle. Grâce à toi, j'ai appris les valeurs de la patience, du dévouement et du courage. Sans ton soutien constant et tes sages conseils, je ne serais pas la personne que je suis aujourd'hui. Merci pour tout, pour ton noble esprit et pour ton amour sans pareil. Que Dieu te protège toujours et te comble de toutes les bénédictions.

POUR MES CHERS FRÈRES ET SŒURS

Je vous souhaite à tous une joie perpétuelle et un succès continu. Vous n'êtes pas seulement ma famille, mais aussi mes compagnons dans le voyage de la vie. Continuons à construire ensemble de beaux souvenirs et à nous soutenir mutuellement.

POUR MES CHERS AMIS

Mes amis, vous êtes une richesse inestimable dans ma vie. Vous avez apporté de la joie, du rire et du bonheur dans ma vie, et je vous en suis profondément reconnaissant. Continuons à créer de beaux souvenirs ensemble et à partager notre amour et notre amitié pour toujours

SAUDI FARIS

Dédicace

À MA MÈRE

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour tes sacrifices en faveur de mon éducation et de mon bien-être. Je te remercie pour tout le soutien et l'amour que tu m'as donnés depuis mon enfance, et je souhaite que ta bénédiction m'accompagne toujours. J'espère que ce modeste travail réalisera tes chers souhaits et sera le fruit de tes grands sacrifices, bien que je ne puisse jamais assez te rendre grâce. Que Dieu Tout-Puissant te donne santé, bonheur et longue vie, et que je sois toujours à la hauteur de tes attentes.

À MON PÈRE

Mon cher père, tu es ma force et mon modèle après le Prophète Muhammad, que la paix et les bénédictions de Dieu soient sur lui. Je te remercie infiniment pour ton soutien constant et pour m'avoir élevé. Sans toi et maman, je ne serais pas ce que je suis aujourd'hui, et je n'aurais pas surmonté les difficultés que j'ai rencontrées. Que Dieu vous protège et vous garde comme un trésor au-dessus de ma tête.

À MES CHERS FRÈRES ET SŒURS

En témoignage de mon amour fraternel, de ma profonde affection et de ma gratitude, je vous souhaite une vie pleine de bonheur et de succès, et que Dieu veille toujours sur vous et vous protège.

À MES AMIS

À mes chers amis, en souvenir de notre amitié sincère, folle et profonde, et des beaux moments que nous avons partagés ensemble. J'espère que vous trouverez dans ce travail une expression de mon profond respect et de mon amour sincère.

SAIHE HANENE

ملخص:

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية سكنية مكونة من طابق أرضي +5 طوابق، تقع في ولاية المسيلة بمنطقة سيدي عيسى، المصنفة كمنطقة زلزالية رقم I وفقاً للمعايير الجزائرية المضادة للزلازل RPA99 الإصدار 2003. يتم ضمان استقرار البناية تحت كل الأحمال الرأسية والأفقية بواسطة الأشربة. تم دراسة وتحليل البناية باستخدام برنامج ROBOT 2014. تم تحديد أبعاد وتسليح جميع العناصر المقاومة للبناية وفقاً للمعايير والقوانين المعتمدة في الجزائر، بما في ذلك البلاطات المسطحة والأشربة والدرج. تم تنفيذ تسليح العناصر المقاومة (الأشربة) يدوياً وفقاً للمعايير RPA 99 الإصدار 2003 و BAEL 91. يتكون نظام البنية التحتية للمبنى من أساس عام للبلاطة. تمت دراسة هذا المشروع عبر عدة مراحل، منها تصميم وتهيئة المنشأة باستخدام برنامج ROBOT ومقارنة نتائج الحساب اليدوي بنتائج برنامج ROBOT بخصوص الأساس العام للبلاطة.

Résumé :

Ce projet vise à étudier un **bâtiment résidentiel de R+5**, situé dans la wilaya de **M'sila à Sidi Aïssa**, classée en **zone sismique I** selon les normes algériennes antisismiques **RPA99** version 2003. La stabilité de la structure sous toutes les charges verticales et horizontales est assurée par des voiles. L'étude et l'analyse de la structure ont été réalisées à l'aide du logiciel **ROBOT 2014**. Les dimensions et l'armature de tous les éléments structuraux de la structure ont été déterminées conformément aux normes et règlements en vigueur en Algérie, notamment pour les dalles plates, les **voiles** et les escaliers. Le ferrailage des éléments structuraux (**voiles**) a été effectué manuellement selon les normes **RPA 99 version 2003 et BAEL 91**. Le système d'infrastructure de ce bâtiment comprend une fondation générale pour la dalle. Ce projet a été étudié à travers plusieurs étapes, notamment la conception et la modélisation de la structure dans le programme **ROBOT** ainsi que la comparaison entre les résultats du calcul manuel et ceux du programme **ROBOT** pour la fondation générale de la dalle (Radier general).

Summary :

This project aims to study a **residential building of R+5 floors**, located in the province of **M'sila in Sidi Aïssa**, classified in **seismic zone I** according to Algerian anti-seismic standards **RPA99 version 2003**. The stability of the building under all vertical and horizontal loads is ensured by shear walls. The building was studied and analyzed using the **ROBOT 2014** software. The dimensions and reinforcement of all structural elements of the building were designed in accordance with the applicable standards and regulations in Algeria, including flat slabs, shear walls, and stairs. The reinforcement of the structural elements (shear walls) was manually executed according to **RPA 99 version 2003 and BAEL 91 standards**. The infrastructure system of this building includes a general foundation for the slab. This project was studied through several stages, including the design and structural modeling in the **ROBOT** program, as well as the comparison between manual calculation results and **ROBOT** program results for the general slab foundation.

تشكرات

قبل كل شيء نحمد الله العليّ القدير أن منحنا القوة والشجاعة لإنجاز هذا العمل، كما نتقدم بخالص الشكر والامتنان لأستاذنا الكريم ومشفقنا السيد بلوهري إبراهيم لتوجيهاته لنا أثناء تطوير هذا العمل.

ولجميع أولئك الذين ساعدونا بشكل مباشر أو غير مباشر في تحقيق مشروع نهاية الدراسة هذا

- الأستاذ كنان

- المهندسة قصري سوسن

- المهندس أسامة بوعاية

- مكتب الدراسات والاستشارات المعمارية والعمرانية

وعلاوة على ذلك، نود أن نتقدم بالشكر الجزيل إلى جميع أساتذة قسم الهندسة المدنية بجامعة المسيلة – القطب الجامعي-

وشكرا

Remerciement

Par- dessus tous, nous remercions Dieu tout-puissant de nous avoir donné la force et le courage d'accomplir ce travail. Nous exprimons également nos sincères remerciements et notre gratitude à notre honorable professeur et superviseur, **M. BELOUAHRI IBRAHIM**, pour ses conseils tous ou long du développement de ce travail.

Et à tous ceux qui nous ont aidé de près ou de loin dans la réalisation de ce projet de fin d'études :

✚ **Professeur Kenan**

✚ **Ingénieur Gasri Sawsan**

✚ **Ingénieur Bouaaya Osama**

✚ **Bureau d'étude et de consultation architectural et urbaine.**

Par ailleurs, nous tenons à adresser nos sincères remerciements à tous les professeurs du Département de Génie Civil de l'université de M'sila (pôle universitaire)

Merci.

Table de matières

Dédicaces	I
Résumé	II
Introduction générale	1

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage.

I) -Introduction	2
I-1) -Présentation de l'ouvrage.....	2
I-2) - Caractéristiques géométriques de la structure.....	3
I-2-1) Dimension en élévation.....	3
I-2-2) Dimension en plan:	3
I-2-3) Le rapport géotechnique.....	3
I-3) Conception de la structure	3
I-7) Règlements et normes utilisés	5
I-8) Résistances mécaniques du béton.....	5
I-8-1) Résistance à la compression.....	5
I-8-2) Résistance à la traction	5
I-9) Contraintes limites.....	6
I.7) Acier	7
I.7.1) Contrainte limite des aciers.....	8
I.8) Conclusion.....	9

Chapitre II: Pré dimensionnement et descente de charge.

II.1) Introduction	12
II.2) Pré dimensionnement et descente de charge	12
II.2.1) l'escalier.....	12
II.2.2) les plancher	13
II.2.3) les voile.....	14
II.2.4) Les poutres longitudinal	14
II.3) évaluation des charges.....	15
II.3.1) plancher terrasse	15
II.3.2) plancher d'étage courant	16
II.3.3) a- 1 ^{ère} type des Murs extérieures.....	16

II.3.4) La cloison intérieure	17
II.3.5) Acrotère	17
II.3.6) Les escaliers.....	17
II.4) Descente de charge	18
II.4.1) -Rôle de descente de charge	18
II.4.2)-Charges et surcharge	18
II.4.3) - le poids des voiles	18
II.4.4) Descente des charges	19
II-5) Vérification de la section du voile	22

Chapitre III: Calcul des éléments secondaires.

III.1) Introduction.....	24
III.2) méthode de travail.....	24
III.3) Évaluation des charges et des surcharges	24
III.3.1) Evaluation des charges	24
III.4) Calcul du ferrailage.....	25
III.5) La force horizontale due à la force de séisme.....	25
III.6) Évaluation des sollicitations	25
III.7) Calcul du ferrailage à l'ELU.....	26
III.8) calcul du ferrailage à l'ELS	27
III.9) vérification au cisaillement	27
III.2) Étude de la dalle pleine	29
III.2.1) Introduction	29
III.2.2) Théorie de calcul	29
III.2) Combinaisons des charges et surcharges	31
III.3) Évaluation des moments appliqués sur la dalle	31
III.3.1) Calcul des moments isostatique	31
III.3.2) Le moment total appliqué sur la dalle	32
III.4) Calcul de ferrailage à ELU	34
III.4.1) Détermination des hauteurs utiles	34
III.4.2) Détermination des armatures	34
III.5) Ferrailage de plancher.....	40
III.5.1) Plancher terrasse.....	40
III.5.2) plancher d'étage courant.....	40
III.6) Vérification	40
III.6.1) Vérification à ELS.....	40

III-6-2) vérification de la contrainte de cisaillement.....	40
III-6-3) condition de non fragilité.....	41
III.3) Les escalier.....	44
III.3.1) Introduction	44
III.3.2) 1ère type (RDC – étage courant).....	44
III.2.5 Ferrailage.....	51
III.2.6 Section minimale d’armature d’âme	56

Chapitre IV : Etude sismique.

IV.1) Introduction	64
IV.2) Choix de la méthode de calcul (art 4.1 de RPA 99 V 2003).....	64
IV.2.1) Méthode statique équivalente	64
IV.2.2) Méthode dynamique modale spectrale.....	67
IV.2.3) Méthode d’analyse dynamique par accélérogrammes.....	67
IV.4) Présentation du programme ROBOT	68
IV.4.1) Modélisation de la structure	68
IV.4.2) Combinaisons d’actions.....	68
IV.5) Description générale du projet	69
IV.6) Vérification du comportement dynamique.....	69

Chapitre V : Ferrailage des éléments de contreventement.

V.1) Introduction	79
V.2) Ferrailage du voile	79
V.2.1) Caractéristique des armatures du voile	79
V.2.2) Choix de combinaisons d’actions (pour les armatures verticales).....	80
V.2.3) Calcul de la section d’armatures selon les règles B-A-E-L91.....	80
V.2.4) Les armatures horizontales.....	81
V.2.5) Les armatures transversales.....	82
V.2.6) Armature minimale de L4 R.P.A 99.....	82
V.3) Ferrailage de voile avec ouverture de linteaux	88
V.3.1) Définition	88
V.3.2) Sollicitation dans les linteaux	88
V.3.3) Ferrailage des linteaux	88
V.3.4) Ferrailage minimal	89

Chapitre VI : Étude de l'infrastructure.

VII.1) Introduction	62
VII.2) Radier general.....	101
VII.3) Calcul de radier	101
VII.4) Pré dimensionnement du radier	101
VII.5) Verification des contraintes dans le sol	102
VII.6) Dalle repose sur 4cotés	102
VII.7) Combinaisons des charges et surcharges	103
VII.8) Évaluation des moments appliqués sur la dale.....	104
VII.9) Calcul des moments isostatique	104
VII.9.1) Le moment total applique sur la dalle	104
VII.9.2) Le moment total applique sur la dale.....	105
VII.10) Calcul de ferrailage à ELU.....	106
VI.10.1) Détermination des hauteurs utiles	106
VI.10.2) Détermination des armatures	106
VI.11) Verification	110
VI.11.1) Verification à ELS	110
VI.11.2) verification de la contrainte de cisaillement	110
VI.11.3) condition de non fragilité	110
VII.11.4) adaptation de ferrailage	111
VI.11.5) verification de l'écartement	111
VI.11.6) verification des armatures de repartition.....	111
VI.11.7) Verifications de la fleche	111
VI.11) Etude du voile périphérique.....	113
VII.11.1) Modélisation et Calcul du voile périphérique.....	114

Chapitre VII : Comparaison entre le calcul manuelle et le programme ROBOT.

VII.1) Introduction:	117
VII.2) Verification des contraintes dans le sol	117
VII.3) Le moment total applique sur la dale	118
VII.4) Calcule adaptation de ferrailage	120
VII.5) Résumé des résultats des calculs manuels et des résultats du programme ROBOT	122
VII.6) Une étude comparative	122
VII.6.1) Comparaisons l'effort tronche à la base	122

VII.6.2) Comparaison entre la période de calcul avec Robot et la période de calcul manuel.....	123
VII.6.3) Comparaison de l'armature des voiles	124
VII.6.4) Comparaison des résultats de renforcement obtenus par calcul manuel et par le programme Robot.....	124
Conclusion générale	127
Référence Bibliographiques	129

Liste des tableaux :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

Tableau I.1: variation de θ en fonction du temps	7
Tableau I.2: caractéristique mécanique de l'acier	8

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge

Tableau II.1 poids de voiles transversales.....	19
Tableau II.2 : poids des voiles longitudinale.....	19
Tableau II.3 : Descente des charges de voile de rive	21
Tableau II.4 : Descente des charges de voile intermédiaire.....	22

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

Tableau III.1: Sollicitations de calcul à l'ELU et l'ELS	26
Tableau III.2 : armature de plancher terrasse (x-x).....	37
Tableau III.3 : armature de plancher terrasse (y-y).....	37
Tableau III.4 : armature de plancher étage courant (x-x).....	38
Tableau III.5 : armature de plancher étage courant (y-y).....	38
Tableau III.6 : Ferrailage de plancher terrasse.....	40
Tableau III.7 : Ferrailage de plancher étage courant.....	40
Tableau III.8 : Combinaison de charge volée 1	44
Tableau III.9 : Récapitulatif des moments vol 01	45
Tableau III.10: Ferrailage des volées 01	45
Tableau III.11 : Récapitulatif des vérifications volées 01.....	46
Tableau III.12 : Combinaison des charges volées 02.....	47
Tableau III.13 : Récapitulatif des moments vol 02	47
Tableau III.14 : Ferrailage de volée02	49
Tableau III.15 : Récapitulatif des vérifications vol 02.....	49
Tableau III.16 : Combinaison de charge volée 03	49
Tableau III.17 : Récapitulatif des moments volée 03.....	50
Tableau III.18 : Ferrailage de volée 03	52
Tableau III.19 : Récapitulatif des vérifications volée 03	52
Tableau III.20 : Ferrailage de poutre palier	53
Tableau III.21 : Ferrailage de poutre palier	56
Tableau III.22 : Ferrailage de poutre chaînage (20*30).....	58

Chapitre IV : Etude sismique.

Tableau IV.1: Pénalité en fonction de critère de qualité.....	66
Tableau IV.2: Périodes et facteurs de participation modale.....	70
Tableau IV.3 : Centre de gravité, centre de torsion et excentricité retenues.....	72

Tableau IV.4: Estimation de la période empirique	73
Tableau IV.5: Valeurs de la période dans les deux sens	73
Tableau IV.6: Valeurs des forces sismiques et des efforts tranchants des différents niveaux. 74	
Tableau IV.7: Valeurs des renversements.....	74
Tableau IV.8: Valeurs des Moment stabilisant	75
Tableau IV.9 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	75

Chapitre V: Ferrailage des éléments de contreventement.

Tableau V.1 : Ferrailage horizontal.	86
Tableau V.2 : Ferrailage de linteaux	91

Chapitre VI : Étude de l'infrastructure.

Tableau VI.1: Données relatives aux matériaux ; chargement.....	101
Tableau VI.2 : les valeurs de μ_x et μ_y , à l'E.L.U et l'E.L.S.....	104
Tableau VI.3 : Armature de Radier général (X-X)	108
Tableau VI.4 : Armature de Radier général (Y-Y)	108
Tableau VI.5 : Ferrailage de Radier général	109
Tableau VI.6 : Vérification de la stabilité au renversement	112
Tableau VI.7 : Valeur des moments de calcul pour le voile périphérique.....	115
Tableau VI.8 : Ferrailage du voile périphérique	115

Chapitre VII : Comparaison entre le calcul manuelle et le programme ROBOT.

Tableau VII.1 : récapitulatif des moments M_{xx} [KN.m/m]	120
Tableau VII.2 : récapitulatif des moments M_{yy} [KN.m/m]	120
Tableau VI.3 : Résumé de l'effort de tranche selon les deux méthodes	122
Tableau VII.4 : Période ROBOT et manuelle	123
Tableau VII.5 : Résumé le ferrailage des voiles.....	123
Tableau VII.6 : Résumé en pourcentages du ferrailage selon les deux méthodes.....	126

Liste des figures :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

Figure I.1.1: Plan de masse	2
Figure I.1.2. Vue en plan d'un étage	3
Figure I.1.3. Vue Positionnement des voiles.....	4
Figure I.1.4. Vue de la façade principale.....	5
Figure I.2 : Dalle plein	6
Figure I.3: Brique utilisée.....	7
Figure I.4: Évolution de la résistance du béton à la compression et à la traction	8
Figure I.5: Diagramme contraintes-déformation du béton.....	8
Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation des aciers.....	9

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge.

Figure II.1 :les éléments des escaliers.....	12
Figure II.2: Coupe de voile	14
Figure II.3 :planchers terrasse	15
Figure II.4 : plancher d'étage courant.....	16
Figure II.6 : mur extérieur	17
Figure II.7: Voiles de rive.....	20
Figure II.8 : Voiles intermédiaire	21

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

Figure III.1 : présentation de L'acrotère.....	26
Figure III.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.	28
Figure III.3 : Schéma statique de la dalle.....	29
Figure III.4 : coupe en travée	34
Figure III.5 : Ferrailage de la dalle.....	43

Chapitre IV : Etude sismique.

Figure IV.1 : (RPA99 V2003).....	67
Figure IV.2 : la forme générale de la structure	69
Figure IV.3: Les trois premiers modes de déformation	70

Chapitre V : Ferrailage des éléments de contreventement.

Figure V.1 : Présentation de voile	79
Figure V.2 : coupe ferrailage de voile.....	87
Figure V.3 : coupe ferrailage de linteaux.....	92

Chapitre VI : Étude de l'infrastructure.

Figure V.1: Présentation de voile	79
Figure VI.2: Coupe ferrailage de radier	113
Figure VI.3: schema statique du voile périphérique	114
Figure VI.4: Coupe ferrailage de voile périphérique	116

Notation

\ddot{A} : Coefficient d'accélération de zone.

Ast : Aire d'une section d'acier tendue

Asc : Aire d'une section d'acier comprimée

Ah : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales

Ar : Armature répartition

d : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton

E_{ij} : Module de Young instantané à « j » jours

E : Charges sismiques

e : Excentricité de l'effort normal (ou épaisseur d'une dalle ou d'un voile)

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression

G : Charges permanentes

h : Hauteur d'une section d'une poutre ou d'un poteau, d'une fondation

Moment d'inertie d'une section

L : Portée d'une poutre ou d'une dalle

L_f : Longueur de flambement

M_{ser} : Moment fléchissant de calcul de service

Mu : Moment fléchissant de calcul ultime

Mr : Moment renversant

Ms : Moment stabilisant

Ns : Effort normal de calcul de service

Nu : Effort normal de calcul ultime

Q : Charges variables (charges d'exploitations), Facteur de qualité

R : Coefficient de comportement de la structure

St : Espacement des armatures transversales

$T1$ Et **$T2$** : Périodes caractéristiques

Vu : Effort tranchant à l'état limite ultime

W : Poids total de la structure

α : Angle d'une armature avec la fibre moyenne, coefficient de sécurité sans dimension en général (alpha)

γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma)

γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton

η : Coefficient de fissuration relatif à une armature, Facteur de correction d'amortissement (êta)

ν : Coefficient de poisson (nu)

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (xi)

ρ : Poids volumique, rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho)

σ : Contrainte normale (sigma)

$\bar{\sigma}$: Contrainte admissible du béton comprimé

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible dans les aciers

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus

σ_s : Contrainte dans les aciers comprimés : Contrainte tangente (τ)

Φ_l : Diamètre d'une armature longitudinale (ϕ)

Φ_t : Diamètre d'une armature transversale

Liste des Abréviations

ELU : Etat limite ultime

ELS : Etat limite de service

ELA : Etat limite accidentel

RDC : Rez-de-chaussée

HA : haute adhérence

TS : Treillis soudé

RPA : Règlement parasismique algérien

BAEL : Béton armé à l'état limite

CBA : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé

DTR : Document technique réglementaire algérien

Introduction générale

L'introduction générale

L'Algérie fait face à un besoin urgent en logements pour répondre à la demande croissante due à l'augmentation de la population. Les méthodes traditionnelles de construction seules ne peuvent pas satisfaire cette demande. C'est pourquoi l'Algérie s'est tournée vers de nouvelles méthodes et techniques de construction axées sur la rapidité d'exécution. Parmi ces méthodes, nous pouvons citer les coffrages de tables, les coffrages de poutres et les coffrages tunnel, qui utilisent un système de construction de murs et de dalles en béton armé.

Dans ce contexte, nous avons orienté notre projet de fin d'études universitaires vers l'étude d'un projet résidentiel utilisant un système de coffrage tunnel situé dans la wilaya de M'sila, dans la région de Sidi Issa. Ce système nous permet de réaliser en moyenne deux unités de logement par jour et améliore la qualité de la construction grâce aux ressources utilisées et aux tâches répétitives effectuées par les ouvriers sur le chantier.

L'objectif principal de cette étude est de répondre à trois critères importants dans tout projet :

- 1) Il doit être conforme aux normes et réglementations en vigueur.
- 2) Il doit être réalisable relativement facilement et dans des délais serrés (choix du système de construction).
- 3) Il doit être financièrement acceptable, ce qui pousse l'étude à optimiser les dimensions des éléments structurels.

Pour atteindre notre objectif, nous organisons notre travail en 6 chapitres, commençant par une introduction générale et se terminant par une conclusion générale. Le premier chapitre présente les travaux étudiés, le deuxième chapitre traite du dimensionnement préliminaire et des charges légères, le troisième chapitre se concentre sur le calcul des éléments secondaires, le quatrième chapitre aborde l'analyse sismique, le cinquième chapitre concerne le renforcement des éléments de support, le sixième chapitre discute de l'étude de l'infrastructure, et enfin, nous comparons les calculs manuels avec ceux réalisés par le logiciel ROBOT 2014 pour l'infrastructure de ce projet.

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage.

I) - Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. À cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I-1) -Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation constitué de :

- ❖ Un rez-de-chaussée (RDC) à usage d'habitation.
- ❖ Du 1er au 5^{ème} étage à usage d'habitation

Le bâtiment sera implanté à SIDI AISSA wilaya de M'sila. Cette région est classée en zone sismique (I) selon le RPA99 version 2003.

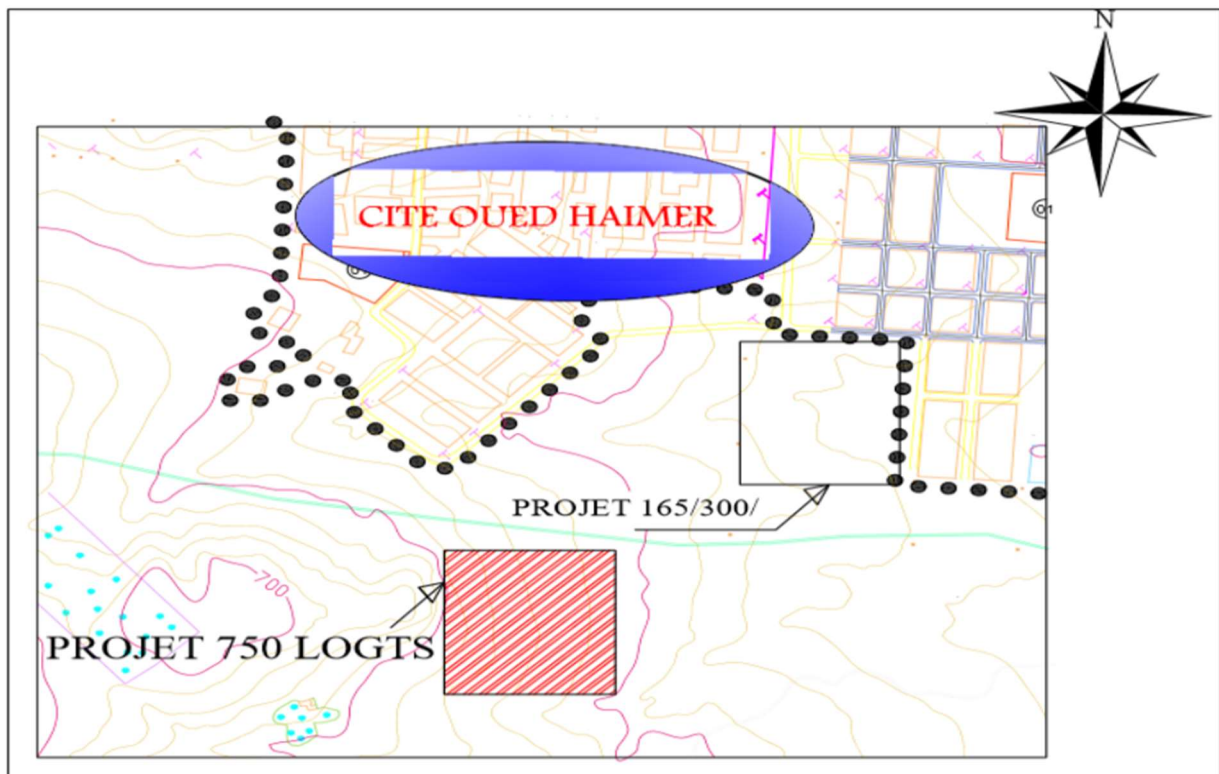
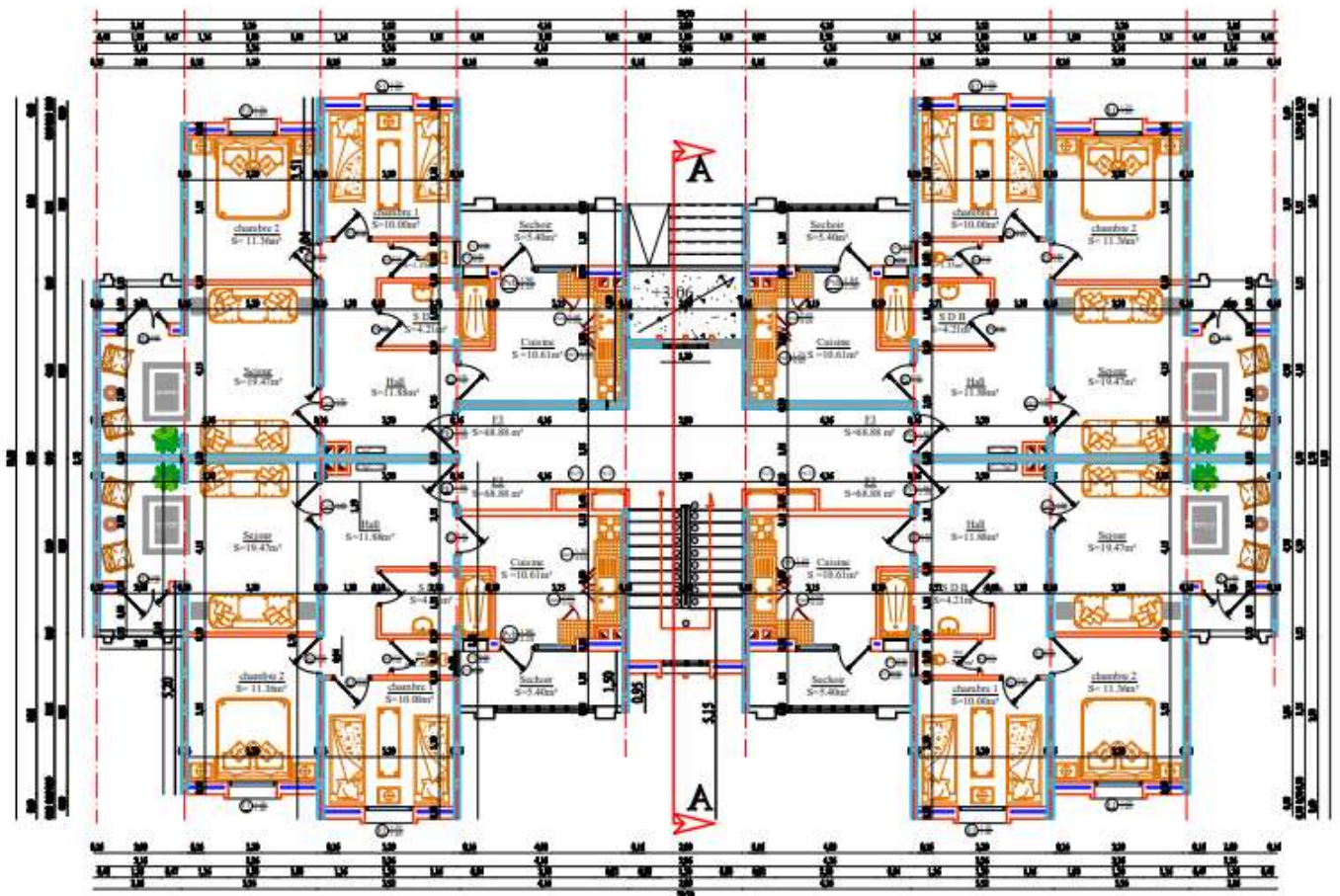
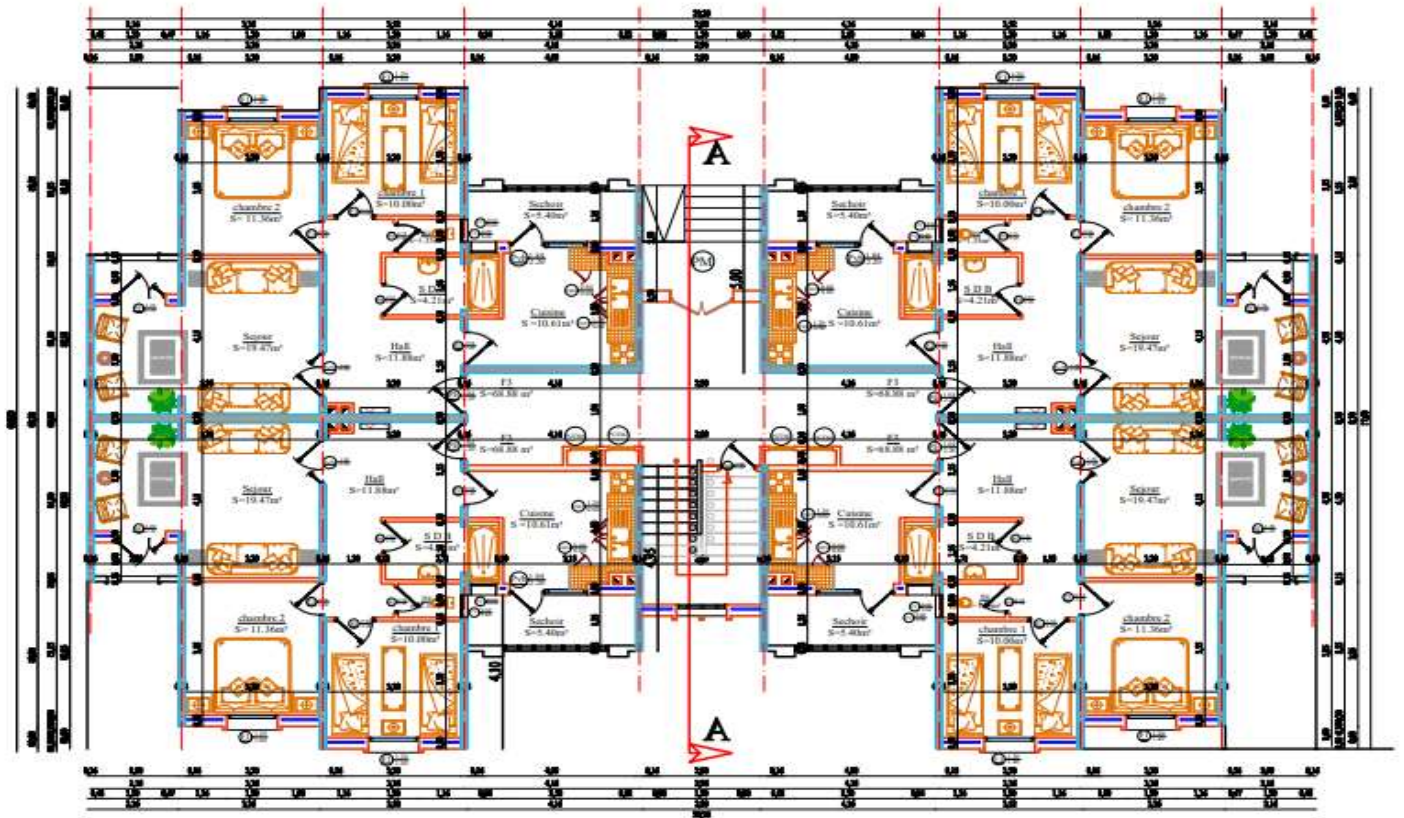


Figure I.1.1: Plan de masse

PLAN DU RDC



PLAN DU 1.2.3.4.5 EME ETAGE

Figure I.1.2. Vue en plan d'un étage

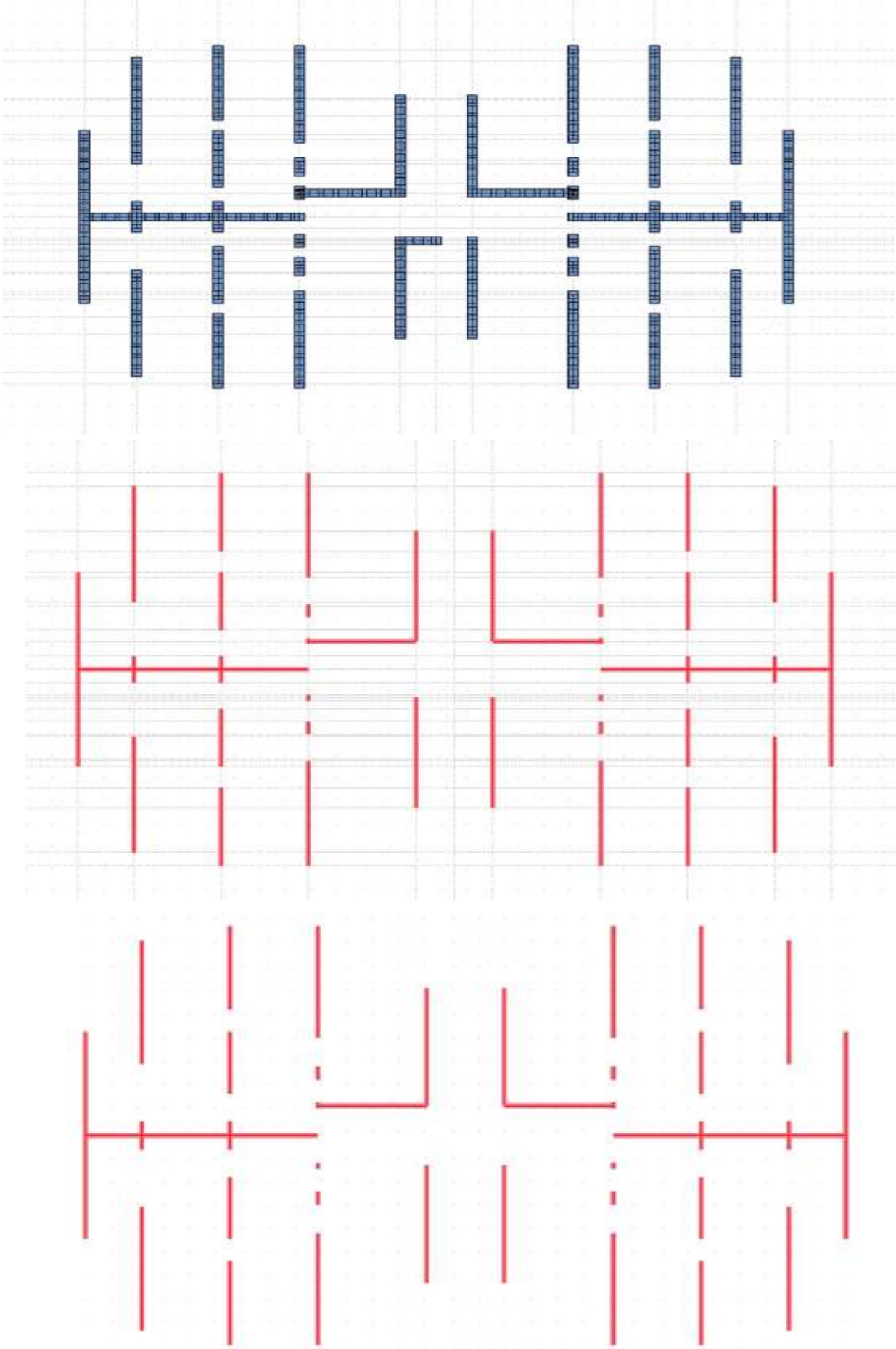


Figure I.1.3. Vue Positionnement des voiles



FAÇADE PRINCIPALE

Figure I.1.4. Vue de la façade principale

I-2) - Caractéristiques géométriques de la structure :

I-2-1) Dimension en élévation :

- ✓ Hauteur de RDC (usage d'habitation) $H=3.06$ m
- ✓ 1^{er} étage jusqu'à 5^{ème} étage $H=3.06$ m.
- ✓ Hauteur totale de bâtiment $H=18.36$ m.

I-2-2) Dimension en plan :

La structure présente une forme régulière.

- ✓ La longueur totale en plan : 29.20 m
- ✓ La largeur totale en plan : 17.60 m

I-2-3) Le rapport géotechnique :

Le sol d'assise de la construction est un sol rocheux d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols (L.H.C.O) \Rightarrow Laboratoire de l'Habitat et de la Construction de L'Ouest.

- La contrainte admissible du sol est $\delta_{sol} = 2 \text{ bars}$.

I-3) Conception de la structure :

I-3-1) Ossature :

Il y a deux solutions pour les bâtiments en B.A.

- Solution poteaux poutres (traditionnelle).
- Solution voiles dalles pleines (coffrage tunnel). \Rightarrow Notre cas il y a deux directions.

I-3-2) Plancher :

I-3-2-1) Dalle pleine :

Largement utilisée dans le domaine de la construction, une dalle pleine est une structure horizontale porteuse en béton armé continue sans nervures.

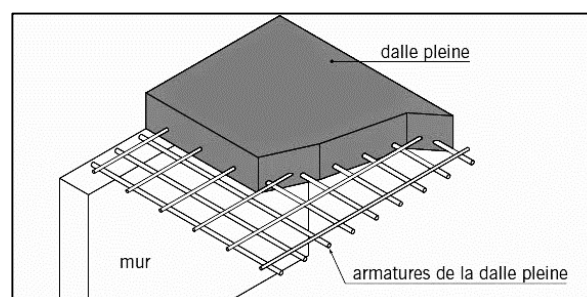


Figure I.2 : Dalle plein

I-3-2-2) Balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

I-3-2-3) Les voiles :

Ce sont des éléments rigides en béton armé, coulé sur place, ils assurent d'une part le transfert des charges verticales et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales.

I-3-2-4) Escalier :

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, ou degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant et poutre palier intermédiaire droites.

I-3-2-5) Maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en brique creuse et le parpaing. On a :

- ✓ Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5 cm pour l'isolation thermique et phonique.
- ✓ Les murs intérieurs sont en simples parois réalisées en briques d'épaisseur de 10 cm.

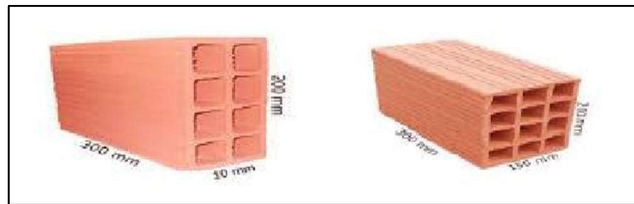


Figure I.3: Brique utilisée.

I-3-3) Revêtement :

I-3-3-1) Terrasse :

- ✓ Protection gravillon.
- ✓ Forme de pente.
- ✓ Étanchéité multicouche.
- ✓ Isolation en liège.
- ✓ Enduit en plâtre.

I-3-3-2) Étage courant :

- ✓ Carrelage.
- ✓ Mortier de pose.
- ✓ Couche de sable.
- ✓ Enduit en plâtre.

I-3-3-3) Murs extérieurs (double paroi) :

- ✓ Enduit en ciment de 2cm à l'intérieur et à l'extérieur.

I-4) La terrasse :

Dans notre projet la terrasse est inaccessible.

I-5) L'acrotère :

C'est un élément encastré dans le plancher-terrasse réalisé en béton armé, qui va servir comme garde-corps.

I-6) Infrastructure :

L'infrastructure sera réalisée en béton armé en assurant :

- ✓ Transmission des charges verticales au sol d'assise de la structure.
- ✓ Limitation des tassements différentiels.
- ✓ Encastrement de la structure dans le sol.

I-7) Règlements et normes utilisés :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- ✓ RPA 99/version 2003.
- ✓ CBA 93 (Code du béton armé).
- ✓ DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- ✓ BAEL 91 modifié99.
- ✓ RNV 1999 cr

I-8) Résistances mécaniques du béton :

I-8-1) Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de diamètre égal à 16 cm et d'une hauteur de 32 cm.

Pour un dosage courant de 350 kg/m³ de ciment CPJ325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25$ MPa)

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} & \text{Si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 = f_{c28} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa

$$\begin{cases} f_{cj} = 0.6 + 0.06f_{cj} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 0.275f_{c28}^{2/3} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

I-8-2) Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours noté f_{tj} et conventionnellement définie pour les relations suivantes :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ si } f_{c28} < 60\text{MPa} \\ f_{tj} = 0.275(f_{cj}) \text{ si } f_{c28} > 60\text{MPa} \end{cases}$$

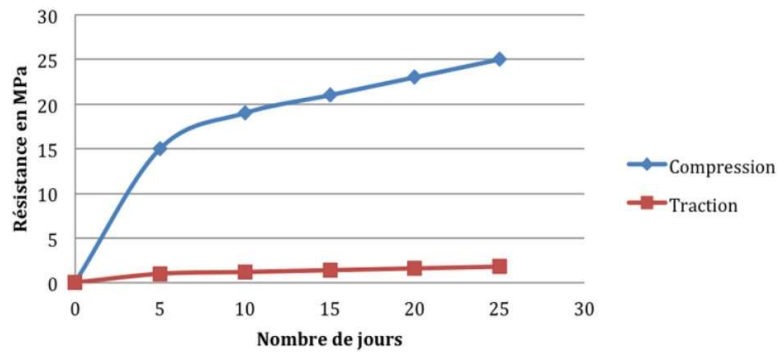


Figure I.4: Évolution de la résistance du béton à la compression et à la traction

I-9) Contraintes limites :

I-9-1) Contrainte du béton :

I-9-1-1) État limite ultime (ELU) :

En compression, le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

$$-\epsilon_{bc1} = 2\text{‰}$$

$$-\epsilon_{bc2} = \begin{cases} 3.5\text{‰} \text{ si } f_{c28} < 40\text{MPa} \\ (4.5 ; 0.025f_{c28}) \text{ si } f_{c28} > 40\text{MPa} \end{cases}$$

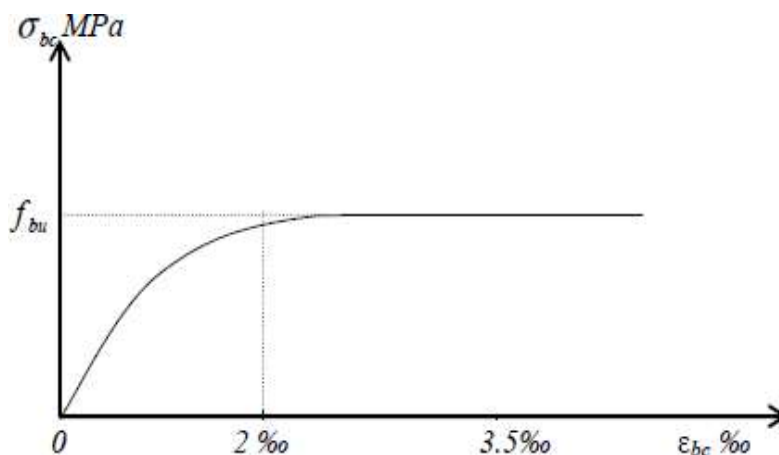


Figure I.5: Diagramme contraintes-déformation du béton

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

f_{bu} : Contrainte de calcul pour $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5‰$

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \text{ cas général.} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ cas accidentel} \end{cases}$$

θ : Coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement

θ	Durée d'application
1	> 24h
0.9	1h ≤ Durée ≤ 24h
0.85	< 1h

Tableau I.1: variation de θ en fonction du temps

I.6.3.1.2) État limite de service (ELS) :

La contrainte limite de service en compression de béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$

Avec : $f_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

- **Module de déformation longitudinale :**

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$\checkmark E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164 \text{ MPa BAEL 91 (A. 1. 2. 21)}$$

$$\checkmark E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa BAEL 91 (A. 1. 2. 22)}$$

- **Module de déformation transversal :**

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ et en simplifiant

$$G = 0.417 E$$

$$G = 13412.39 \text{ MPa}$$

-Coefficients de poisson :

Il sera pris égale à :

$$\nu = \begin{cases} \nu = 0 \text{ a (ELU)} \\ \nu = 0.2 \text{ a (ELS)} \end{cases} \text{ CBA93 (Article A.2.1.3)}$$

I.10) Acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone, ils sont nécessaires pour reprendre les efforts de traction et pour limiter la fissuration. Les différents types d'aciers utilisés dans les ouvrages en béton armé sont :

Type	Nuance (FeE)	Fe (MPa)
Haute Adhérence	FeE400	400
	FeE500	500
Fils treillis HA	FeE400	400
	FeE500	500
Acier naturel	FeE215	215
	FeE235	235

Tableau I.2: caractéristique mécanique de l'acier

II-10-1) Contrainte limite des aciers :

I-10-1-1) ELU :

a) Hypothèses de calcul

- 1- Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation
 - 2- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton
 - 3- La résistance à la traction du béton est négligée à cause de la fissuration, il résulte de cette hypothèse que les contraintes normales de traction doivent être équilibrées uniquement par les efforts existant dans les armatures longitudinales.
 - 4- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5‰ dans le cas de la flexion et 2‰ dans le cas de la compression.
 - 5- Les diagrammes, déformations- contraintes, de calcul du béton et de l'acier sont donnés sur les figures 1 et 2 respectivement.
 - 6- La section totale d'un groupe de barres disposées en plusieurs lits, peut être remplacée par la section d'une barre unique située au centre de gravité du groupe, à condition que l'erreur ainsi commise sur les déformations ne dépasse pas 15 % pour les lits extrêmes.
- Ramme contraint – déformation est défini ci-dessous :

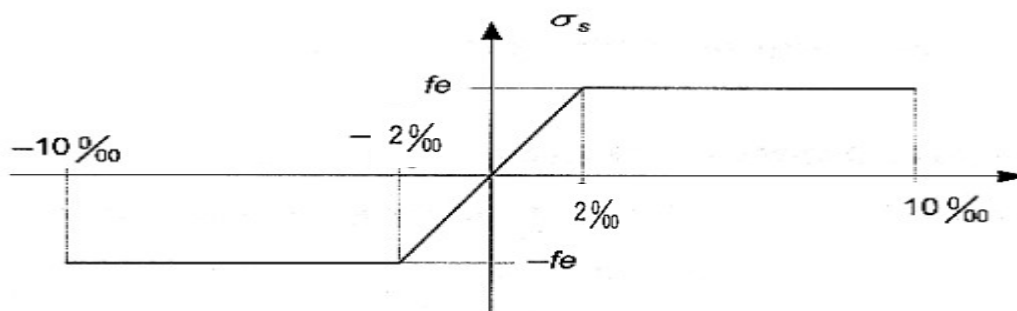


Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation des aciers

I-10-1-2) ELS :

b) Hypothèses de Calcul

Les calculs pour les sollicitations sont conduits à partir des hypothèses suivantes, correspondant à la combinaison d'actions à l'état limite de service :

Planéité des sections droites :

Les sections droites de la structure restent planes lors de la déformation. Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

Matériaux élastiques linéaires :

L'acier et le béton sont considérés comme des matériaux élastiques linéaires. Les effets du retrait et du fluage du béton sont négligés dans les calculs.

Négligence du béton tendu :

Le béton soumis à des contraintes de traction est négligé. Cela signifie que toute portion du béton qui serait en traction n'est pas prise en compte dans l'analyse de la résistance de la structure.



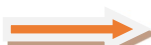
Rapport des coefficients d'élasticité :

Le rapport entre les coefficients d'élasticité longitudinale de l'acier et du béton est pris égal à 15, c'est-à-dire $=15$. Cela simplifie l'analyse en considérant l'acier et le béton comme des matériaux homogènes à propriétés proportionnelles.

Concentration de la section d'acier :

La section d'acier est supposée concentrée en son centre de gravité. Cette simplification est acceptable tant que l'erreur commise sur les déformations ne dépasse pas 15 %.

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures

- Fissuration peu préjudiciable  pas de limitation
- Fissuration préjudiciable  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$
- Fissuration très préjudiciable  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} \min \left(\frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$

η : Coefficient de fissuration avec :

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ Pour les armatures à haute adhérence (HA) avec $\Phi \geq 6$ mm

$\eta = 1.3$ Pour les armatures à haute adhérence (HA) avec $\Phi < 6$ mm

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

III.8) Conclusion :

Dans ce premier chapitre on a présenté la structure à étudier, définit les différents éléments qui la composent et on a choisi les matériaux à utilisés. Ceci est dans le but d'approfondir l'étude qui permettra ensuite une étude de prédimensionnement précise au chapitre suivant

Chapitre II :

**Pré dimensionnement et
descente de charge.**

II-1) Introduction :

Le pré dimensionnement est une étape très importante pour la suite des calculs, il sert à déterminer par un procédé estimatif réglementaire les sections préliminaires des éléments principaux et secondaires de la construction étudiée. Il est basé sur la vérification anticipée de certaines conditions sur les contraintes et les flèches conformément aux règles en vigueur

II-2) Pré dimensionnement et descente de charge :

II-2-1) l'escalier :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. L'escalier se compose volée ou plus comportant des marches, des paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaires, celui-ci comporte de plusieurs types d'escalier droits, et qui composent de deux ou trois volées et un palier chacun

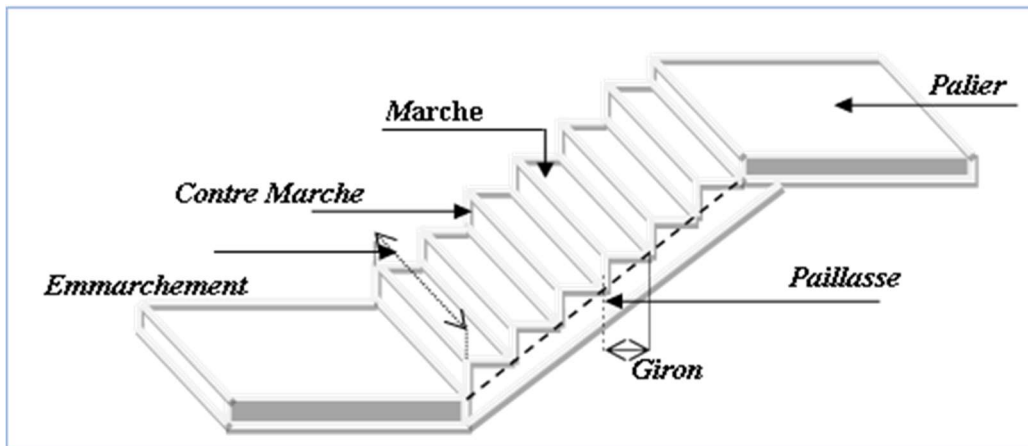


Figure II.1 : les éléments des escaliers

II-2-1-1) - type deux volées (étage curant) :

Soit : (h) la hauteur du contre marche :

$$16 \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

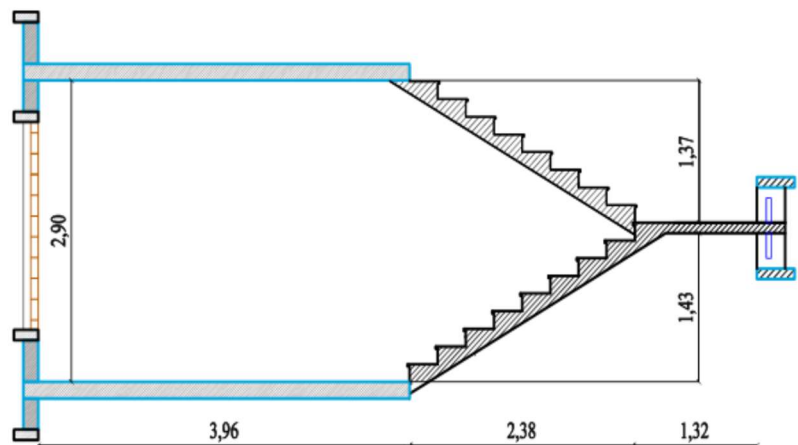
(g) la largeur de la marche (giron) :

$$27 \leq g \leq 30 \text{ cm}$$

(g) et (h) doivent satisfaire la relation de "BLONDEL" : $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$

$$H_V = \frac{H}{2} = \frac{2.90}{2} = 1.45 \text{ m}$$

On a choi la hauteur de contre marche sera :



$$h = 16 \text{ cm}$$

$$n = \frac{H_v}{h} = \frac{145}{16} = 9 \text{ marche}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } 27 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm}$$

- On a choisi $g = 29 \text{ cm}$

$$g = \frac{L}{n-1} = g \times n = (29 \times 9) - 29 = 238 \text{ cm}$$

$$\text{Tog } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{16}{29} = 0.55, \text{ donc } \alpha = 28.89^\circ$$

- $\text{Cos } \alpha = 0.88$ $\text{Sin } \alpha = 0.48$

a)-Largeur de la paillasse :

$$L_0 = (H_v^2 + L^2)^{1/2} = \sqrt{(1.45)^2 + (2.38)^2} = 2.79 \text{ m}$$

$$L_1 = L_0 + H_h = 2.79 + 1.32 = 4.11 \text{ m}$$

b)-Épaisseur de la paillasse et de palier :

$$\frac{L_1}{30} \leq e \leq \frac{L_1}{20} \quad 13.7 \text{ cm} \leq e \leq 20.55 \text{ cm}$$

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

II-2-2) - les plancher :

L'épaisseur de la dalle est déterminée à partir les conditions suivantes :

II -2-2-1) résistance à la flexion :

$$\frac{L}{30} \leq e_1 \leq \frac{L}{20} \quad \Longrightarrow \quad \text{Dalles reposant sur 2 appuis}$$

$$\frac{L}{50} \leq e_1 \leq \frac{L}{40} \quad \Longrightarrow \quad \text{Dalles reposant sur 3 ou 4 appuis}$$

$$\frac{400}{50} < e_1 < \frac{400}{40} \quad \text{Donc : } 08 \text{ cm} < e_1 < 10 \text{ cm}$$

- Donc : $e_1 = 9 \text{ cm}$

II-2-2-2) isolations phoniques :

Selon les règles de calcul du béton armé CBA93, l'épaisseur du plancher, si nous voulons obtenir une bonne isolation acoustique, doit être supérieure ou égale à **13 cm**

II-2-2-3) résistances au feu :

$$e_3 = 7 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Pour une heure de résistance au feu}$$

$$e_3 = 11 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Pour deux heures de résistance au feu}$$

II-2-2-4) conditions de flèche :

(Conception et calcul des stucateurs en béton armé tome 1)

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{L_x}{30} \leq e_4 \leq \frac{L_x}{20}$$

$$\frac{400}{30} \leq e_4 \leq \frac{400}{20} \quad 13.33 \leq e_4 \leq 20$$

- **Donc : $e_4 = 16 \text{ cm}$**

Telle que : $e \geq \max(e_1, e_2, e_3, e_4) = \max(9, 13, 11, 16)$

Donc : on prend **$e = 16 \text{ cm}$** Pour l'épaisseur de la dalle.

II-2-3) les voile :

D'après RPA art.7.1.1 les voiles de système contreventement ne sont considérés sauf qu'il soit

Satisfaisants les conditions suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15cm pour les constructions de la zone I et II ($e=15\text{cm}$).
- La longueur de refond (L) doit respecter la citée plus haut (RPA99) :

$$L \geq 4a.$$

- Condition de la rigidité aux extrémités

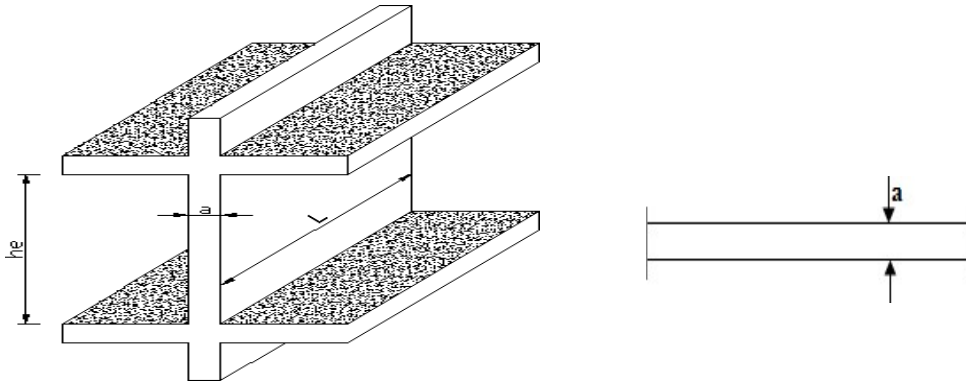


Figure II.2: Coupe de voile

$$H=3.06$$

$$h_e = H - e = 3.06 - 0.16 = 2.90 \text{ m} ; e : \text{épaisseur de la dalle}$$

$$a \geq \frac{h_e}{22} = 290/22 = 13.18 \text{ cm} \quad a \geq \frac{h_e}{20} = 290/20 = 14.50 \text{ cm}$$

Donc pour la superstructure on a une épaisseur de **20cm** dans les deux sens.

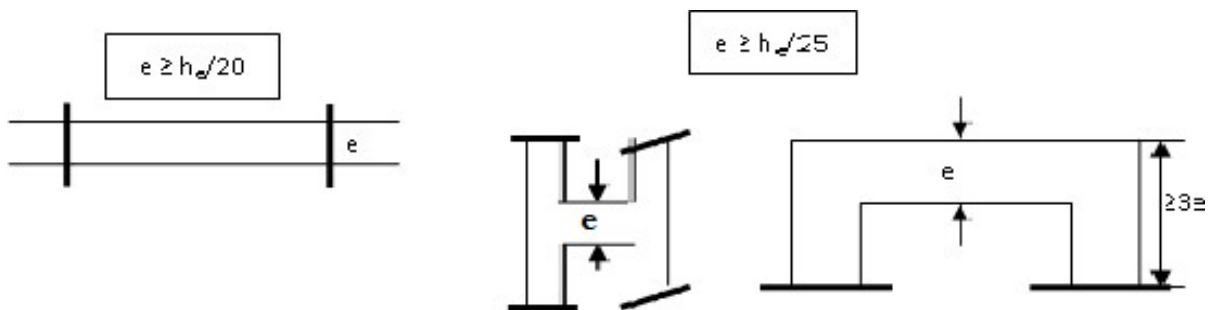


Fig. II-4 épaisseur de dalle

II-2-4) Les poutres longitudinal :

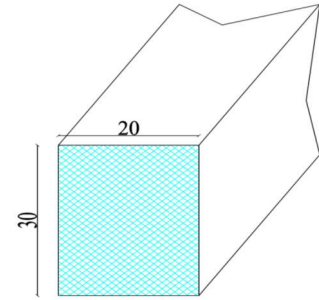
- **$L_1 = 4.16 \text{ m} ; L_1 = 3.36 \text{ m} ; L_1 = 2.96 \text{ m} ; L_1 = 2.16 \text{ m}$**
Selon BAEL 91 : on doit vérifier les conditions souvantes :

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

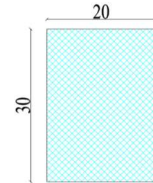
$$\frac{416}{15} \leq h \leq \frac{416}{10} \implies 27.73\text{cm} \leq h \leq 41.6 \text{ cm}$$

Donc on prend : $h = 30 \text{ cm}$

$$0.03h \leq b \leq 0.5h$$



- Et selon RPA 99 : $\begin{cases} h \geq 30 \\ b \geq 20 \\ \frac{h}{b} < 4 \end{cases} \implies b = 30 \text{ cm}$; alors on des poutres de $(20 \times 30)\text{cm}^2$



II-3) évaluation des charges :

II 3-1) plancher terrasse :

- charge permanente :

- 1-couche protection gravions (5cm) $\longrightarrow 0.05 \times 17 = 0.85\text{KN/m}^2$
- 2-étanchéité multicouche (2cm) $\longrightarrow 0.02 \times 10 = 0.2\text{KN/m}^2$
- 3-couche isolation thermique (4cm) $\longrightarrow 0.04 \times 4 = 0.16\text{KN/m}^2$
- 4-forme de pente (10cm) $\longrightarrow 0.10 \times 20 = 2\text{KN/m}^2$
- 5-dalle en béton armé (15cm) $\longrightarrow 0.15 \times 25 = 3.75\text{KN/m}^2$
- 6-enduit de plâtre (2cm) $\longrightarrow 0.02 \times 14 = 0.28\text{KN/m}^2$

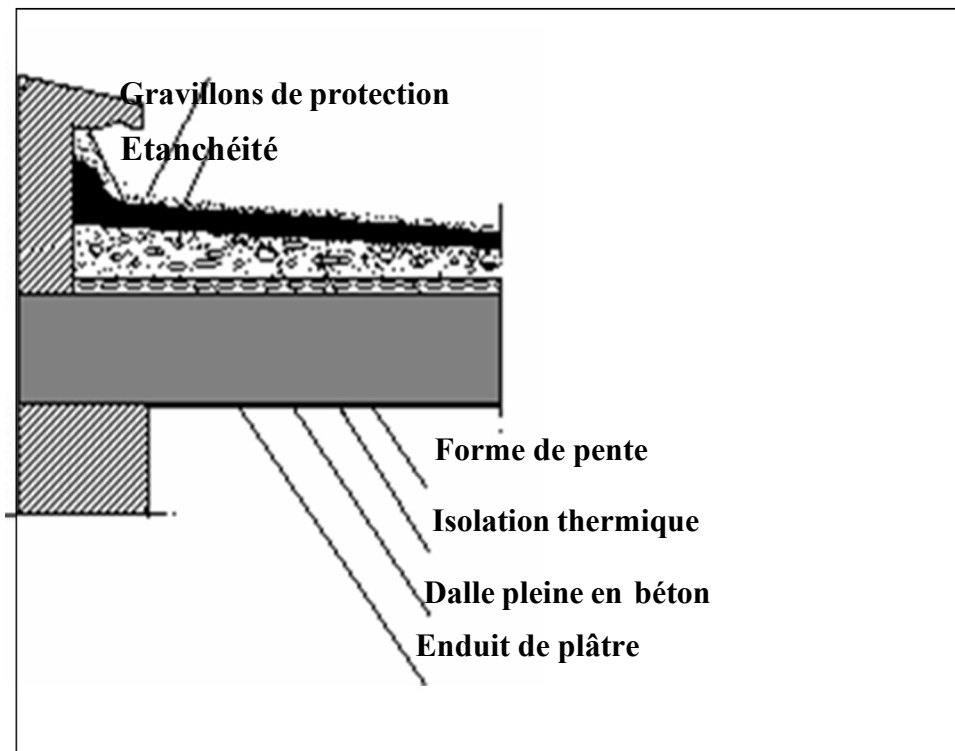


Figure II.3 : Planchers terrasse

$$G = 7.24 \text{ KN/m}^2$$

-charge d'exploitation : (terrasse inaccessible) $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

II-3-2) plancher d'étage courant :

-charge permanent :

1-carrelage (2cm)	→	$0.02 \times 22 = 0.44 \text{ kN/m}^2$
2-mortier de pose (2cm)	→	$0.02 \times 20 = 0.4 \text{ kN/m}^2$
3-couche de sable (2cm)	→	$0.02 \times 18 = 0.36 \text{ kN/m}^2$
4-dalle pleine (16cm)	→	$0.16 \times 25 = 4 \text{ kN/m}^2$
5-enduit de plâtre (2cm)	→	$0.02 \times 10 = 0.20 \text{ kN/m}^2$
6-cloisons légères (10cm)	→	$0.1 \times 0.9 = 0.09 \text{ kN/m}^2$

- Charge d'exploitation :(DTR-BC 2-2) $G = 5.49 \text{ KN/m}^2$
 $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$

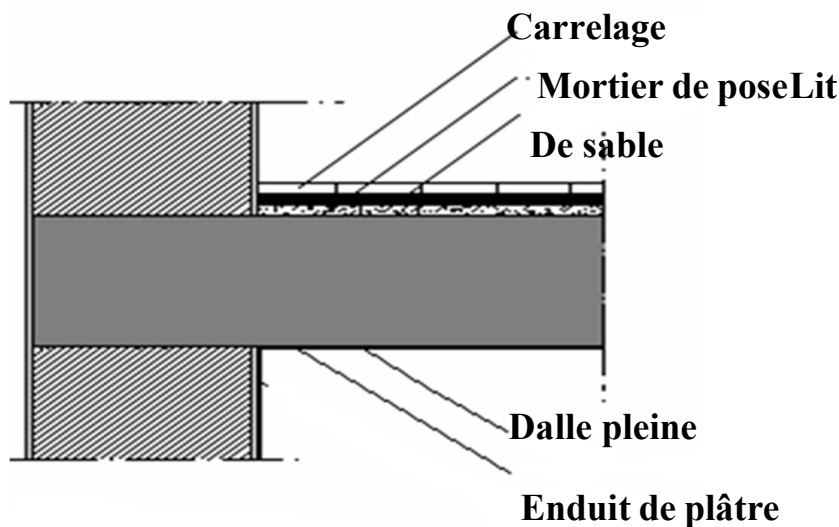


Figure II.4 : plancher d'étage courant

II-3-3) a- 1^{ère} type des Murs extérieures :

Utilisée en béton armé :

- 1- Enduite extérieur (ciment) (2cm) $0.02 \times 20 = 0.36 \text{ KN/m}^2$
- 2- Brique creuse (15cm) $0.1 \times 9 = 1.35 \text{ KN/m}^2$
- 3- lame d'air (5cm) $0.02 \times 20 = 0.4 \text{ KN/m}^2$
- 4- Brique creuse (10cm) $0.1 \times 9 = 0.9 \text{ KN/m}^2$
- 5- Enduit en Plâtre (2cm) $0.02 \times 10 = 0.2 \text{ KN/m}^2$ Charge permanente $G = 3.21 \text{ KN/m}^2$

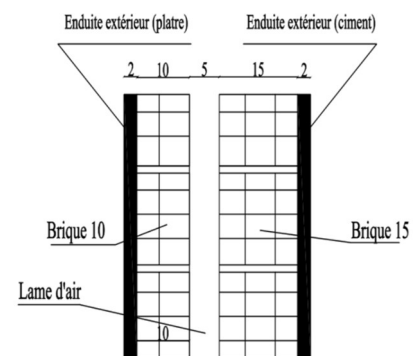


Figure II.5 : mur extérieur

b-2^{ème} type des Murs extérieures :

Utilisée en béton armé :

- 1- Enduite extérieur (ciment) (2cm) $0.02 \times 20 = 0.36 \text{ KN/m}^2$
- 2- Brique creuse (15cm) $0.15 \times 9 = 1.35 \text{ KN/m}^2$

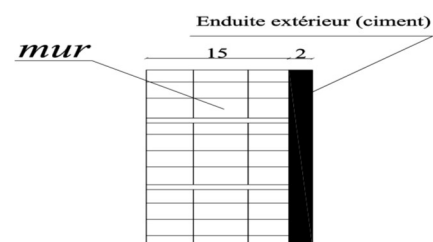


Figure II.5 : mur extérieur

3- Enduit en Plâtre (2cm) $0.02 \times 10 = 0.2 \text{ KN/m}^2$

Charge permanente $G = 1.91 \text{ KN/m}^2$

II-3-4) La cloison intérieure :

Enduit en Plâtre (2cm) $0.02 \times 10 = 0.2 \text{ KN/m}^2$

Brique creuse (10cm) $0.1 \times 9 = 0.9 \text{ KN/m}^2$

Enduit en Plâtre (2cm) $0.02 \times 10 = 0.2 \text{ KN/m}^2$

-Charge permanente : $G=1.3 \text{ KN/m}^2$

II-3-5) Acrotère :

Charge permanente : G

$A = 0.6 \times 0.1 + 0.12 \times 0.07 + 1/2 \times 0.1 \times 0.03 = 0.075 \text{ m}^2$

Enduit de ciment (2cm) ... $0.02 \times 1.37 \times 20 = 0.548 \text{ KN/ml}$

Poids linéaire :

$G = 25 \times 0.075 + 0.548 = 2.26 \text{ KN/ml}$

$Q_{\text{acrotère}} = 1 \text{ KN/ml}$

II-3-6) Les escaliers :

a- Palier :

1-Poids propres... $25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$

2-carrelage..... $22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$

3-mortier de pose..... $20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/m}^2$

4-revêtement..... $20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/m}^2$

$G = 4.99 \text{ KN/m}^2$

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

b- Paillasse :

$g_1 (\text{KN/m}^2)$: le poids propre = $\gamma_{\text{BA}} (e / \cos\alpha + h/2)$

Avec : $e = 0.15 \text{ m}$, $h = 0.16 \text{ m}$, $\alpha = 28.89^\circ$

$$g_1 = 25 \left(\frac{0.15}{0.88 + 0.08} \right) = 3.91 \text{ KN/m}^2$$

$g_2 = P_1 + P_2 (h/g) + p_3 / \cos\alpha$

Avec :

P_1 : Le revêtement sur marche (carrelage + mortier de pose) $P_1 = 0.84 \text{ KN/m}^2$

P_2 : Le revêtement sur contre marche $P_2 = 0.84 \text{ KN/m}^2$

P_3 : Le revêtement en sous- face de la paillasse $P_3 = 0.40 \text{ KN/m}^2$

Donc :

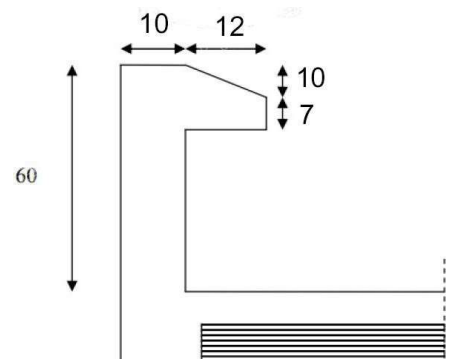
$g_2 = 0.84 + 0.84(0.16/0.29) + 0.4/0.87 = 1.76 \text{ KN/m}^2$

g_3 : Le poids propre des garde-corps métallique

$g_3 = 0.10 \text{ KN/ml}$

$G = g_1 + g_2 + g_3$ **$G = 5.76 \text{ KN/m}^2$**

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$



II-4) Descente de charge :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur de puis le dernier niveau jusqu' à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes, les charges d'exploitations telles que ; le poids propre de l'élément, le poids des plancher ; et des murs de façade etc.

II-4-1) -Rôle de descente de charge :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.
- vérification de la section des éléments porteurs (voile).

II-4-2)-Charges et surcharge :

- (1) - plancher- terrasse : $G=7.24 \text{ kN/m}^2$
 $Q=1 \text{ kN/m}^2$
- (2) - plancher d étage courant : $G=5.24 \text{ kN/m}^2$
 $Q = 1.50 \text{ kN/m}^2$
- (3) - Acroter: $G = 2.26 \text{ kN/ml}$
 $Q = 1 \text{ kN/ml}$
- (4) - Escalier :
- volée : $G=5.76 \text{ kN/m}^2$
- palier de repos : $G=4.99 \text{ kN/m}^2$
 $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$.

II-4-3)- le poids des voiles :

Titre d'exemple : soit le voile (Vt3)

- Surface brute : $S_b=2.90 \times 2.80=8.12 \text{ m}^2$
- Surface d'ouverture : $S_o=1.20 \times 2.90 =3.48 \text{ m}^2$.
- Surface nette: $S_n=S_b-S_o=8.12 -3.48 \Rightarrow S_n= 4.64 \text{ m}^2$.
- Le poids de voile $P=0.2 \times 4.64 \times 25= 23.2 \text{ KN}$.

(A)-Sens Transversale :

Les voiles	Voiles Transversale		Les Ouvertures		Surface brute (m ²)	Surface D'ouvertures (m ²)	Epais (m)	Poids(KN)
	Long	Haut	Long	Haut				
Vt1	8.88	2.90	/	/	25.75	/	0.2	128.75
Vt2	4.16	2.90	/	/	12.06	/	0.2	60.30
Vt3	2.80	2.90	1.20	2.90	9.74	3.48	0.2	31.35
Vt4	4.16	2.90	/	/	12.06	/	0.2	60.35
Vt5	8.88	2.90	/	/	25.75	/	0.2	128.75

Tableau II.1 poids de voiles transversales

(B)-Sens Longitudinale :

Les voiles	Voiles Longitudinaux		Les ouvertures		Surface brute (m ²)	Surface d'ouvertures (m ²)	Epais (m)	Poids (kN)	SOM (Poids voils)
	Long	haut	Long	haut					
Vl1.Vl1'	8.70	2.90	/	/	25.23	2.04	0.2	115.95	231.9
Vl2.Vl2' Vl3.Vl3'	8.10	2.90	2.40	2.90	23.49	6.96	0.2	82.65	330.6
Vl4. Vl4'	8.70	2.90	0.94	2.20	25.23	2.07	0.2	115.95	231.9
Vl5.Vl5'	8.70	2.90	1.20	2.20	25.23	2.64	0.2	112.95	225.9
Vl6. Vl6' Vl7. Vl7'	8.70	2.90	0.6 1.2 1.98	0.6 2.9 2.2	25.23	8.20	0.2	85.15	340.6
Vl6. Vl6' Vl7. Vl7'	9.75	2.90	/	/	28.28	/	0.2	140	560

Tableau II.2 : poids des voiles longitudinales

II-4-4)- Descente des charges :

La descente de charge consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de cumuler jusqu'aux fondations. Ce calcul doit être fait pour chaque catégorie de charge : charge permanent G, charge d'exploitation Q.

- Loi de dégression des charges (DTR.B.C article 63)

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveau ou les occupations des divers niveaux peuvent être considéré comme indépendantes. C'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement.

On adoptera pour le calcul :

- Sous terrasse Q_0 .
- Sous dernier étage Q_0+Q_1 .
- Sous l'étage immédiatement inférieur $Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$.
- Sous le troisième étage $Q_0+0.9 (Q_1+Q_2+Q_3)$.
- Sous le quatrième étage $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.

Sous le cinquième étage et les suivants : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1+Q_2+Q_3+ +Q_n)$

II-4-4-1) Voiles de rive :

$$S = A1+A2+A3+A4$$

$$S = (4.28 \times 1) + (0.15 \times 1) \times 2 + (0.2 \times 8.56) + (0.2 \times 1)$$

$$S = 6.492 \text{ m}^2$$

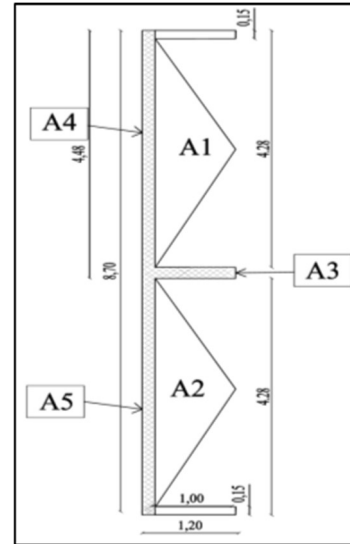


Figure II.7: Voiles de rive

Niveau	Détermination des charges (kN)	G (KN)	Q (KN)
1—1	-Acrotère : $8.7 \times 2.26 = 19.66$ -Plancher terrasse : $7.24 \times 6.492 = 47.00$ -Surcharge : $1 \times 6.492 = 6.492$	73.15	6.49
2—2	-Venant 1-1 = 73.152 -Voile : 124.12 -Murs de façade : $1 \times 2.9 \times 5.12 = 14.85$ -Plancher d étage courant : $5.24 \times 6.492 = 34.02$ -Surcharge : $1.5 \times 6.492 = 9.74$	246.14	16.23
3--3	-Venant 2-2 = 246.14 -Voile + Murs de façade + Plancher = 172.99 -Surcharge : 9.74	419.13	25.97
4--4	-Venant 3-3 = 419.13 -Voile + Murs de façade + Plancher = 172.99 -Surcharge : 9.74	592.12	35.71
5--5	-Venant 4-4 = 592.12 - Voile + Murs de façade + Plancher = 172.99 -Surcharge : 9.74	765.11	27.77
6--6	-Venant 5-5 = 765.11 - Voile + Murs de façade + Plancher = 172.99 -Surcharge : 9.74	938.10	37.46

Tableau II.3 : Descente des charges de voile de rive

$$G_{tot} = 938.10 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = 37.46 \text{ KN}$$

$$NU = 1.35 G_{tot} + 1.5 Q_{tot}$$

$$= 1.35 (938.10) + 1.5 (37.46) = 1322.63 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = G_{tot} + Q_{tot}$$

$$= 938.10 + 37.46 = 975.56 \text{ KN}$$

II-4-4-2) Voiles intermédiaires :

$$S = (8.7 \times 0.16) + (1.6 \times 8.7) + (2 \times 7.8)$$

$$S = 30.91 \text{ m}^2$$

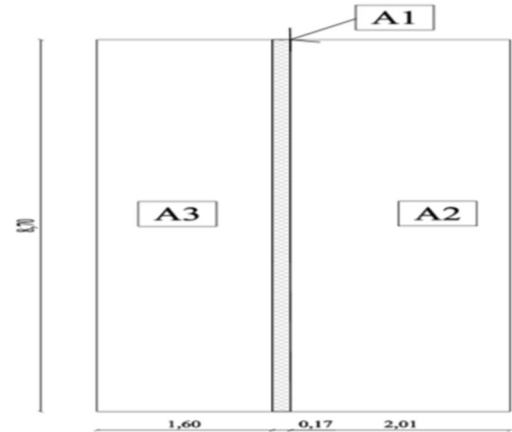


Figure II.8 : Voiles intermédiaire

Niveau	Détermination des charges (KN)	G (KN)	Q (KN)
1—1	-Plancher terrasse : $7.24 \times 30.91 = 122.07$ -Surcharge : $1 \times 30.91 = 30.91$	223.79	30.91
2—2	-Venant 1-1 = 223.79 -Voile : 126.15 -Murs de façade : $2.76 \times (2+1.6) \times 2.9 = 28.81$ -Plancher d étage courant $5.24 \times 30.91 = 161.97$ -Surcharge : $1.5 \times 30.91 = 46.37$	507.21	77.29
3—3	-Venant 2-2 = 507.21 -Voile + Murs de façade + Plancher = 280.78 -Escalier ; Volée : $2.9 (5.76) = 16.70$; palier : $2.38 (4.99) = 11.88$ -Surcharge : $1.5 (30.91) = 46.37$	816.57	81.66
4—4	-Venant 3-3 = 816.57 -Voile + Murs + Plancher + Escalier = 309.36 -Surcharge : 46.37	1125.93	128.03
5—5	-Venant 4-4 = 1125.93 -Voile + Murs + Plancher Escalier = 309.36 -Surcharge : 46.37	1435.29	174.40
6—6	-Venant 5-5 = 1435.29 -Voile + Murs + Plancher + Escalier = 309.36 -Surcharge : 46.37		220.77

Tableau II.4 : Descente des charges de voile intermédiaire

$$G_{tot} = 1744.65 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = 220.77 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35 G_{tot} + 1.5 Q_{tot} \\ = 1.35 (1744.65) + 1.5 (220.77) = 2686.43 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = G_{tot} + Q_{tot} \\ = 1744.65 + 220.77 = 1965.42 \text{ KN}$$

II-5) Vérification du la section du voile :

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$$\overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \sigma = \frac{N_u}{S}$$

II-5-1) Le voile de rive :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1322.63 \text{ KN}$$

$$S = (0.2 \times 1000) \times (8.56) \times (1000) = 1712000 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = 1322.63 \times 10^3 / 1712 \times 10^3 = 0.77 \text{ MPa} < \sigma_b = 15 \text{ MPa} \text{ (condition. Vérifiée)}$$

II-5-2) Le voile intermédiaire :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 2686.43 \text{ KN}$$

$$S = (0.2 \times 1000) \times (8.7 \times 1000) = 1740000 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = 2686.43 \times 10^3 / 1740 \times 10^3 = 1.54 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \text{ (condition. Vérifiée)}$$

Donc la section choisie est suffisante.

N B : L'épaisseur choisie est suffisante dans tous les voiles.

Chapitre III :

Calcul des éléments secondaires.

III.1) Introduction :

L'acrotère est un élément de protection conçu à contourner le bâtiment, c'est un mur Périphérique réalisé en béton armé.

Le rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse. Ainsi, il sert à la protection des ouvriers de maintenance

III.2) méthode de travail :

L'acrotère est calculé comme une console encastrée a sa base dans la terrasse Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire sous l'effet :

- De la surcharge "Q" horizontale due à la poussée de la main courante appliquée à l'extrémité supérieure.
- Un effort normal "N" appliquée au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre "G".

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

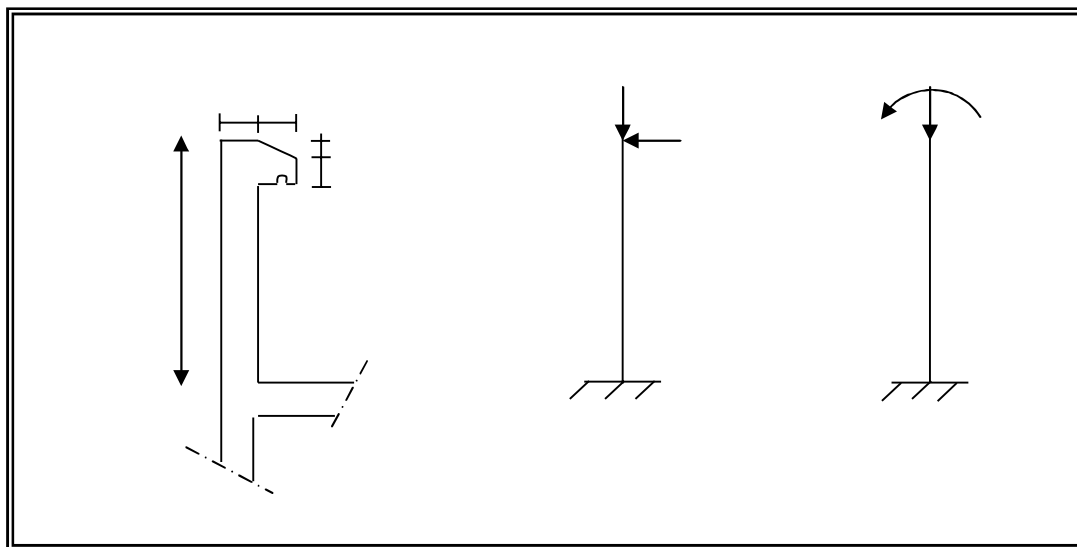


Figure III.1 : présentation de L'acrotère

III.3) Évaluation des charges et des surcharges :

III.3.1) Evaluation des charges :

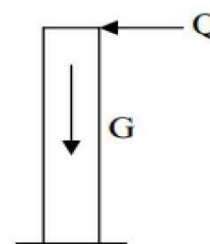
Les sollicitations à utiliser pour le calcul du ferrailage sont données dans le tableau suivant :

$$\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.12) + 0.1 \times (0.12 / 2) = 0.0744 \text{ m}^2$$

$$G_1 = \gamma_b \times S = 25 \times 0.0744$$

$$G_1 = 1.86 \text{ kN/ml}$$



$$G_2 = 0,02 \cdot 0,6 \cdot 20 = 0,24 \text{ kN/ml}$$

$$G = 2,1 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ kN/ml}$$

III.4) Calcul du ferrailage :

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire (100cm x 10cm) soumise à la flexion composée à l'ELU avec une vérification à l'ELS.

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que les éléments sont exposés aux intempéries (variation de température, l'eau, neige, etc. ...) donc le calcul effectuera à l'ELS.

Les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section d'armatures pour la zone comprimée (soit : $A_s' = A_s$).

III.5) La force horizontale due à la force de séisme :

On a :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \text{ RPA99 version 2003 (Article 6.2.3)}$$

A : coefficient d'accélération de zone.

$$A = 0,15 \text{ (groupe 2, zone IIa). RPA99 version 2003 (Tableau 4.1)}$$

$$C_p = 0,80 \text{ (Élément en console). RPA99 version 2003 (Tableau 6.1)}$$

$$W_p = G = 2,10 \text{ kN/ml. (Poids de l'acrotère)}$$

D'où:

$$F_p = 1,01 \text{ KN/ml} \longrightarrow F_p < 1,5 Q \longrightarrow F_p < 1,5 \text{ KN/ml} \implies \text{CV}$$

On retient comme ferrailage de l'acrotère celui obtenu sous l'ELU et l'ELS

III.6) Évaluation des sollicitations :

- ELU :

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 2,10 = 2,835 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times Q \times H = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.ml}$$

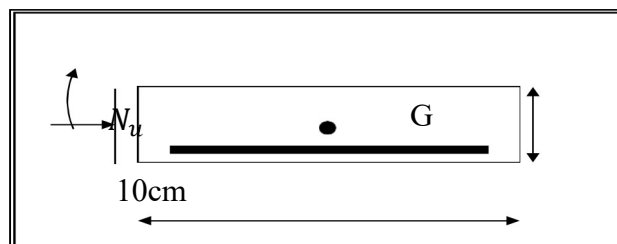
$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

- ELS :

$$N_{ser} = G = 2,10 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Q \times H = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.ml}$$

$$V_{ser} = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$



	Moment [KN.m]	Effort normal [KN]	Effort tranchant [KN]
ELU	0.9	2.835	1.5
ELS	0.6	2.10	1

Tableau III.1: Sollicitations de calcul à l'ELU et l'ELS.

III.7) Calcul du ferrailage à l'ELU

➤ **L'excentricité :**

« e » c'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.835} = 0.317 \text{ m}$$

$$e > \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.0157 \text{ m}$$

Section partiellement comprimée (SPC), ainsi le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

➤ **Le moment au centre de gravité des armatures inférieures e_a :**

$$e_a = e + (d + h/2)$$

$$M_A = N \times e_a = N \times e + (d + h/2)$$

$$M_A = N \times e_a = M_u + (d - h/2)$$

$$M_A = 0.9 + (0.08 - 0.1/2)$$

$$\mathbf{M_A = 0.93 \text{ KN.m}}$$

• **Flexion simple :**

$$\mu = \frac{M_A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.93 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 15} = 0.0097$$

$$\mu_R = 0.186$$

$$\mu < \mu_R \quad \Longrightarrow \quad \text{section simplement armée}$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.0122$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 0.08 \times (1 - 0.4 \times 0.0122) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_A}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{0.93 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} = 0.338 \text{ cm}^2$$

$$A_{st,u} = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.338 \times 10^{-4} - \frac{2.835 \times 10^{-3}}{348} = 0.257 \text{ cm}^2$$

$$A_{st,u} = 0.257 \text{ cm}^2$$

• **Ferraillage minimal :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{c28}}{f_e}\right) \implies \text{Condition de non fragilité}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \left(\frac{2.1}{400}\right) = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

III.8) calcul du ferraillage à l'ELS :

On doit calculer les armatures à l'ELS et comparer avec celles trouvées à l'ELU :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3}f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] = 201.63 \text{ MPa} \\ \eta = 1.6 \end{cases}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15\bar{\sigma}_{st}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = 0.527 \text{ m}$$

$$z = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) = 0.066 \text{ m}$$

$$y = \bar{\alpha} \cdot d = 0.527 \times 0.08 = 0.042 \text{ m}$$

$$M_B = M_S + N_S \times \left(d + \frac{h}{2}\right) = 0.6 + 2.10 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right)$$

$$M_B = 0.663 \text{ KN.m}$$

$$A_2 = \frac{M_A}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{0.93 \times 10^{-3}}{0.066 \times 201.63} = 0.69 \text{ cm}^2$$

$$A_{st,ser} = A_2 - \frac{N_S}{\sigma_s} = 0.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2 > A_{st,ser} = 0.63 \text{ cm}^2 > A_{st,u} = 0.257 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \text{Max}(A_{\min}; A_{st,u}; A_{st,ser}) = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.966 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA8 (2.01 cm²) avec espacement S_t = 15 cm

III.9) vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{(1 \times 0.08)} = 0.019 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \implies \text{fissuration préjudiciable}$$

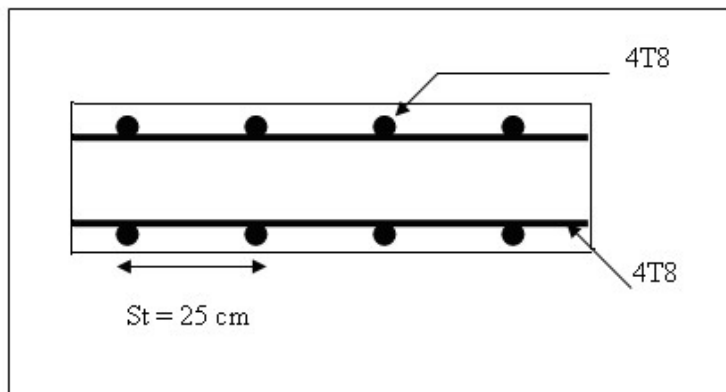
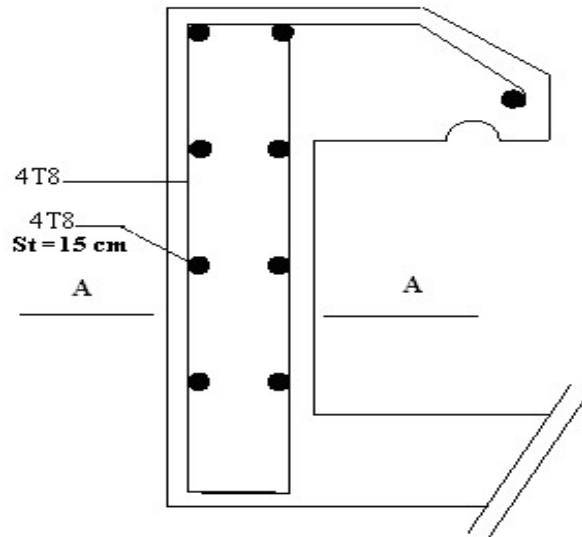
$$\bar{\tau}_u = 0.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \longrightarrow \quad CV$$

- Calcul des armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{0.966}{4} = 0.2415 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA8 (2.10cm^2) avec espacement $S_t = 15 \text{ cm}$



Coupe A-A

Figure III.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.2) Étude de la dalle pleine :

III.2-1) Introduction :

Les dalles sont des pièces minces (une dimension nettement inférieure aux deux autres dimensions) et plane. Elles reposent sans ou avec continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou voiles.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

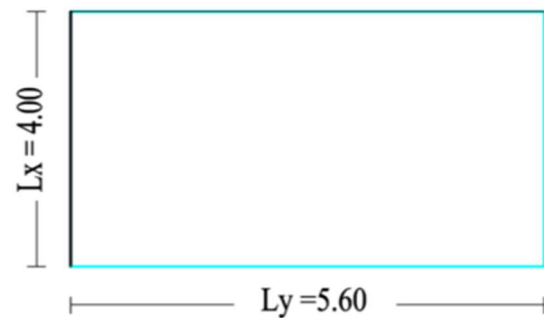


Figure III.3 : Schéma statique de la dalle

III.2-2) Théorie de calcul :

a- Hypothèse concerne les matériaux formants la dalle :

L'hypothèse relative les matériaux de la dalle :

- Le matériau de la dalle est complètement élastique.
- Le matériau de la dalle est homogène et isotrope.
- L'épaisseur de la dalle est constante.
- La dalle est considérée comme un élément bidimensionnel.

b- Hypothèse de calcul sous l'action d'une charge :

- La fibre de la dalle perpendiculaire au plan médian reste plane après flexion.
- La tensions normale perpendiculaire au plan de la dalle est négligeable.
- Les angles de la dalle sont assurés contre le soulèvement.

c- Méthode de calcul :

Dans le calcul des planchers en désigne les méthodes suivantes :

- 1-Méthode de l'équation de Lagrange.
- 2-Méthode de l'équation de Timoshenko.
- 3-3-méthode de l'équation de Kalender.
- 4-Annexe E3. BAEL 91.
- 5-Méthode de treilles élastiques de Marcus.
- 6-abaque de Pigeaud.
- 7-digramme d'influence de Pocher.

8 méthodes simplifiées de Marcus.

9-tableau de R. Barrés.

10-méthode des lignes de rupture.

Dans notre cas, les planchers sont des dalles pleines d'épaisseur égal à 16 cm, sont généralement appuyée sur 3 ou 4 côtés, donc on peut utiliser la méthode exposée dans les règles BAEL pour les panneaux qui reposent sur 4 cotés, par contre les panneaux sur 3 cotés seront étudiés par la méthode simplifiée.

d- Dalle repose sur 4 cotés :

➤ **Dalle travaille dans un seul sens :**

Lorsque les deux conditions suivantes sont simultanément remplies :

$$l_x/l_y < 0.4$$

- La dalle est uniformément chargée.

On évalue le moment en ne tenant compte de la flexion que suivant la petite portée L_x .

De ces conditions on calcul les armatures parallèles aux cotés, puis on distingue Les

Armatures perpendiculaires par la répartition avec :

✓ Moment en travée :

$$M_t = 0,85 M_0 \quad M_0 = \frac{pL^2}{8}$$

✓ Moment en appui :

$$M_a = 0,5 M_0$$

➤ **Dalle travaille dans deux sens :**

$$0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1$$

- La dalle est uniformément chargée.

Dans ce cas, on détermine les moments suivant les deux directions L_x, L_y . On calcul les armatures parallèles à ces deux directions en fonction du moment en travée, les moments M_x, M_y sont calculés suivant la méthode exposée dans l'annexe E3 des règles BAEL 91.

Les charges appliquées sur la dalle pleine sont :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \longrightarrow \mu_x, \mu_y$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \cdot p \cdot L^2 \\ M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \end{cases}$$

- Si la dalle est continue au-delà de ces appuis, on aura une dalle intermédiaire.

✓ Moment en travée :

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

$$M_{ty} = 0,75 M_y$$

✓ Moment en appui :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$$

- si la dalle est une dalle de rive:

$M_a = 0.3 M_{ox}$ pour appuis de rive.

$M_a = 0.5 M_{oy}$ pour appuis intermédiaire.

- **Planche terrasse :**

- ❖ Charge permanente : $G = 7.24 \text{ KN/m}^2$

- ❖ Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

- **Planche d'étage courant :**

- ❖ Charge permanente : $G = 5.49 \text{ KN/m}^2$

- ❖ Charge d'exploitation : $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$

III-2) Combinaisons des charges et surcharges :

✓ ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 11.27 \text{ KN/m}^2 \text{ Planche terrasse}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 9.66 \text{ KN/m}^2 \text{ Planche d'étage courant}$$

✓ ELS :

$$q_s = G + Q = 8.24 \text{ KN/m}^2 \text{ Planche terrasse}$$

$$q_s = G + Q = 6.99 \text{ KN/m}^2 \text{ Planche d'étage courant}$$

III-3) Évaluation des moments appliqués sur la dalle :

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.00}{5.60} = 0.71 > 0.4 \quad \Longrightarrow \quad \text{Dalle portante dans les deux sens}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.20}{8.40} = 0.38 < 0.4 \quad \Longrightarrow \quad \text{Dalle portante dans un seul sens}$$

III-3-1) Calcul des moments isostatique :

📌 **Le 1^{er} type de dalle :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.71 \quad 0.4 \leq \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.71 \leq 1$$

✓ ELU

μ_x et μ_y Dépendent de α et sont donner par un tableau **BAEL91 modif 99** et **DYU associés** (article tableau chapitre 03 IV. Dalles de planchers).

$$\mu_x = 0,0671 \quad \mu_y = 0,4471$$

- **Planche terrasse :**

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0671 \times 11.27 \times 4^2 = 12.10 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.4471 \times 12.10 = 5.41 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_x = 12.10 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = 5.41 \text{ KN.m}$$

- **Planche d'étage courant :**

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0671 \times 9.66 \times 4^2 = 10.37 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.4471 \times 12.10 = 4.64 \text{ KN.m}$$

$$M_x = 10.37 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 4.64 \text{ KN.m}$$

III-3-2) Le moment total appliqué sur la dalle.

- **Planche terrasse :**

❖ **Panneau courant** (continu sur ses quatre bords) :

✓ Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_x \quad M_{tx} = 9.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y \quad M_{ty} = 4.10 \text{ KN.m}$$

✓ Moment en appui :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x \quad M_a = 6.05 \text{ KN.m}$$

- **Panneau de rive** (à l'extrémité de la dalle) :

- Si la dalle est une dalle de rive :

$$M_a = 0.3M_{0x} \dots\dots\dots \text{ pour appuis de rive.}$$

$$M_a = 0.5M_{0y} \dots\dots\dots \text{ pour appuis d'intermédiaire.}$$

- **Planche d'étage courant :**

❖ **Panneau courant** (continu sur ses quatre bords) :

✓ Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_x \quad M_{tx} = 7.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y \quad M_{ty} = 3.48 \text{ KN.m}$$

✓ Moment en appui :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x \quad M_a = 5.19 \text{ KN.m}$$

- **Panneau de rive** (à l'extrémité de la dalle) :

- Si la dalle est une dalle de rive :

$$M_a = 0.3M_{0x} \dots\dots\dots \text{ pour appuis de rive.}$$

$$M_a = 0.5M_{0y} \dots\dots\dots \text{ pour appuis d'intermédiaire.}$$

Le 2^{ème} type de dalle :

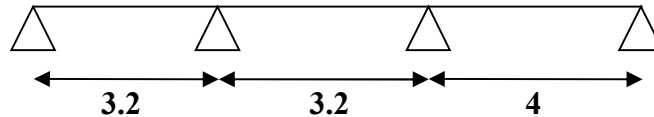
$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.38 \quad 0.4 \geq \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.71$$

- **Nous appliquons méthode forfaitaire :**

Elle est applicable si les conditions suivantes satisfaites.

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

$$0.5M_0 \quad 0.5M_0$$



. Planche terrasse : . Planche d'étage courant :

$$M_{02} = \frac{PL_x^2}{8} = 9.27 \text{ KN.m} \quad M_{02} = \frac{PL_x^2}{8} = 7.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{PL_x^2}{8} = 14.48 \text{ KN.m} \quad M_{03} = \frac{PL_x^2}{8} = 10.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{01} = \frac{PL_x^2}{8} = 9.27 \text{ KN.m} \quad M_{01} = \frac{PL_x^2}{8} = 7.03 \text{ KN.m}$$

III-3-2) Le moment total appliqué sur la dalle :

❖ **Calcule le moment sur l'appuie :**

- **Planche terrasse :**

$$M_a = 0.5M_0 = 7.24 \text{ KN.m}$$

- **Planche d'étage courant :**

$$M_a = 0.5M_0 = 5,49 \text{ KN.m}$$

- **Calcule le moment sur la travée :**

$$M_t + \frac{(M_w + M_e)}{2} \geq (1 + 0.3\alpha) \times M_0$$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = 0.12$$

Alour $((1 + 0.3\alpha) \times M_0 = 1.05M_0 = 15.20 \text{ KN.m}$

- **Planche terrasse :**

$$M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \times M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2}$$

$$M_t \geq 15,20 - 1,975 = 13,23$$

$$M_t = 13,5 \text{ KN.m}$$

- **Planche d'étage courant :**

$$M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \times M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2}$$

$$M_t \geq 14,68 - 3,475 = 11.21$$

$$M_t = 11,5 \text{ KN.m}$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} \times M_0 = 8,94 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{ pour appuis de rive.}$$

$$\frac{1.2+0.5\alpha}{2} \times M_0 = 6,79 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{ pour appuis d'intermédiaire.}$$

III-4) Calcul de ferrailage à ELU :

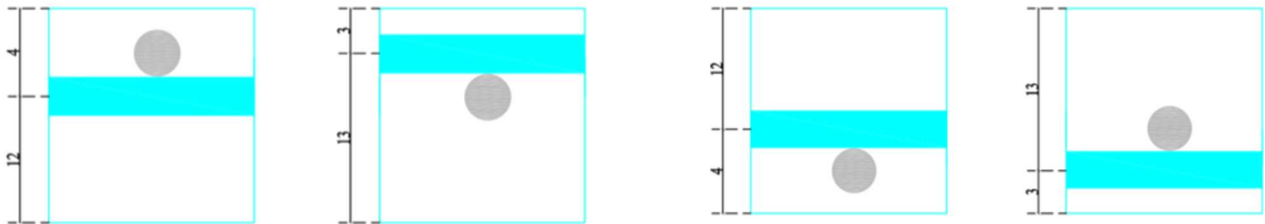
III-4-1) Détermination des hauteurs utiles :

La dalle n'étant pas exposée aux intempéries, nous placerons la génératrice des armatures de la nappe inférieure à 1cm de parois (art A.7.1) des règles BAEL 91 ; et comme le diamètre maximal des armatures qu'il possible d'utiliser dans une dalle d'épaisseur $h=16\text{cm}$, on selon les règles BAEL 91 :

$\emptyset \leq h/10 = 16\text{mm}$ nous prendrons $c=2.5\text{cm}$, d'où : $d_x = 13.5\text{cm}$

Supposons qu'on va utiliser des barres de $\emptyset_x = \emptyset_y = 10\text{mm}$

$$D'où : d_y = d_x - \frac{\emptyset_x + \emptyset_y}{2} = 12.5 \text{ cm}$$



-coupe sur appuis- Figure III.4 : coupe en travée-

III-4-2) Détermination des armatures :

a- Plancher terrasse :

❖ Sens xx :

En travée :

$$\mu_{tx} = \frac{M_{tx}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{9.10 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.035 < \mu_1 = 0.392(\text{FeE400})$$

$$\alpha_{tx} = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{tx}}) = 0.045$$

$$\beta_{tx} = 1 - 0.4\alpha_{tx} = 0.98$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{baree(FeE400)} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{9.10 \times 10^3}{348 \times 0.98 \times 13.5} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$\mu_{ax} = \frac{M_{ax}}{\sigma_{bc} \times b \times d_x^2} = \frac{6.05 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.023 < \mu_1 = 0.392(\text{FeE400})$$

$$\alpha_{ax} = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{ax}}) = 0.03$$

$$\beta_{ax} = 1 - 0.4\alpha_{ax} = 0.99$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{baree(FeE400)} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{6.05 \times 10^3}{348 \times 0.99 \times 13.5} = 1.3 \text{ cm}^2$$

❖ **Sens vy :**

En travée :

$$\mu_{ty} = \frac{M_{ty}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{4.10 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 12.5^2} = 0.018 < \mu_1 = 0.392(\text{FeE400})$$

$$\alpha_{ty} = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{tx}}) = 0.023$$

$$\beta_{ty} = 1 - 0.4\alpha_{tx} = 0.99$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{baree(FeE400)} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{4.10 \times 10^3}{348 \times 0.99 \times 12.5} = 0.95 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$\mu_{ay} = \frac{M_{ay}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{6.05 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 12.5^2} = 0.027 < \mu_1 = 0.392(\text{FeE400})$$

$$\alpha_{ay} = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{ay}}) = 0.035$$

$$\beta_{ay} = 1 - 0.4\alpha_{ay} = 0.99$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{baree(FeE400)} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{6.05 \times 10^3}{348 \times 0.99 \times 12.5} = 1.40 \text{ cm}^2$$

b- Plancher d'étage courant :

❖ **Sens xx :**

En travée :

$$\mu_{tx} = \frac{M_{tx}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{7.78 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.03 < \mu_1 = 0.392 (\text{FeE400})$$

$$\alpha_{tx} = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{tx}}) = 0.0382$$

$$\beta_{tx} = 1 - 0.4\alpha_{tx} = 0.98$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{baree(FeE400)} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{7.78 \times 10^3}{348 \times 0.98 \times 13.5} = 1.69 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$\mu_{ax} = \frac{M_{ax}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{5.19 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.02 < \mu_1 = 0.392(\text{FeE400})$$

$$\alpha_{ax} = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{tx}}) = 0.025$$

$$\beta_{ax} = 1 - 0.4\alpha_{tx} = 0.99$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{baree(FeE400)} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{5.19 \times 10^3}{348 \times 0.99 \times 13.5} = 0.90 \text{ cm}^2$$

❖ **Sens yy :**

En travée :

$$\mu_{ty} = \frac{M_{ty}}{\sigma_{bc} \times b \times d_y^2} = \frac{3.48 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 12.5^2} = 0.016 < \mu_1 = 0.392(\text{FeE400})$$

$$\alpha_{ty} = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{tx}}) = 0.02$$

$$\beta_{ty} = 1 - 0.4\alpha_{tx} = 0.99$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{baree(FeE400)} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{3.48 \times 10^3}{348 \times 0.99 \times 12.5} = 0.81 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$\mu_{ay} = \frac{M_{ay}}{\sigma_{bc} \times b \times d_y^2} = \frac{5.19 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 12.5^2} = 0.023 < \mu_1 = 0.392(\text{FeE400})$$

$$\alpha_{ay} = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{tx}}) = 0.03$$

$$\beta_{ay} = 1 - 0.4\alpha_{tx} = 0.99$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{baree(FeE400)} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{5.19 \times 10^3}{348 \times 0.99 \times 12.5} = 1.21 \text{ cm}^2$$

Les tableaux récapitulatifs qui viennent ci-après, nous montrent l'évaluation d'armatures des panneaux :

a Plancher terrasse:(ELU)

❖ Sens xx :

Panneaux	P1.2.3.4	P5.6.7.8	P13.14.15.16	P17.18
Lx (m)	2.00	3.20	4.00	2.80
Ly (m)	2.90	7.80	5.60	7.65
Mx (KN.m)	3.14	12.57	12.10	9.73
Mtx (KN.m)	2.36	9.43	9.10	7.30
μ_{tx}	0.02	0.036	0.045	0.038
β_{tx}	0.99	0.98	0.98	0.98
Atx (cm ²)	0.51	2.05	1.98	2.11
Max (KN.m)	1.57	6.29	6.05	4.87
μ_{ax}	0.01	0.024	0.023	0.02
β_{ax}	0.99	0.99	0.99	0.99
Aax (cm ²)	0.34	1.35	1.30	1.05

Tableau III.2 : armature de plancher terrasse (x-x)

❖ Sens-y-y :

Panneaux	P1.2.3.4	P5.6.7.8	P13.14.15.16	P17.18
Lx (m)	2.00	3.20	4.00	2.80
Ly (m)	2.90	7.80	5.60	7.65
My (KN.m)	1.31	3.14	4.64	2.43
Mty (KN.m)	0.98	2.36	4.10	1.82
μ_{ay}	0.004	0.012	0.012	0.008
β_{ay}	0.99	0.99	0.99	0.99
Aty (KN.m)	0.23	0.55	0.95	0.42
May (KN.m)	0.66	1.57	2.32	1.22
μ_{ay}	0.002	0.007	0.01	0.005
β_{ay}	0.99	0.99	0.99	0.99
Aay (cm ²)	0.15	0.37	0.54	0.3

Tableau III.3 : armature de plancher terrasse (y-y)

b- Plancher d'étage courant :

❖ Sens x-x

Panneaux	P1.2.3.4	P5.6.7.8	P13.14.15.16	P17
Lx (m)	2.00	3.20	4.00	2.80
Ly (m)	2.90	7.80	5.60	7.65
Mx (KN.m)	2.69	10.76	8.67	8.34
Mtx (KN.m)	2.02	8.07	6.50	6.26
μ_{tx}	0.007	0.031	0.025	0.024
β_{tx}	0.99	0.99	0.99	0.99
Atx (KN.m)	0.43	1.74	1.40	1.35
Max (KN.m)	1.35	5.38	4.35	4.17
μ_{ax}	0.005	0.021	0.02	0.02
β_{ax}	0.99	0.99	0.99	0.99
Aax (cm²)	0.3	1.17	0.94	0.90

Tableau III.4 : armature de plancher étage courant (x-x)

❖ Sens-y-y :

Panneaux	P1.2.3.4	P5.6.7.8	P13.14.15.16	P17.18
Lx (m)	2.00	3.20	4.00	2.80
Ly (m)	2.90	7.80	5.60	7.65
My (KN.m)	1.12	2.69	5.17	2.09
Mty (KN.m)	0.95	2.02	3.88	1.57
μ_{ty}	0.004	0.01	0.02	0.01
β_{ty}	0.99	0.99	0.99	0.99
Aty (KN.m)	0.2	0.5	0.90	0.36
May (KN.m)	0.42	1.01	1.94	0.79
μ_{ay}	0.002	0.005	0.009	0.002
β_{ay}	0.99	0.99	0.99	0.99
Aay (cm²)	0.02	0.23	0.45	0.18

Tableau III.5 : armature de plancher étage courant (y-y)

❖ Etude des armatures Le 2^{ème} type de dalle :

Panneaux (9.10.11.12) : Dalle portante dans les deux sens

$$M_t = 3 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 2 \text{ KN.m}$$

➤ Donc :

a) Plancher terrasse :

En travée :

$$\mu_t = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{3 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.012 < \mu_1 = 0.392(\text{FeE400})$$

$$\alpha_t = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_t}) = 0.045$$

$$\beta_{tx} = 1 - 0.4\alpha_t = 0.99$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{baree(FeE400)} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{3 \times 10^3}{348 \times 0.99 \times 13.5} = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \mathbf{0.65 \text{ cm}^2}$$

Sur appui :

$$\mu_a = \frac{M_{ax}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{7.24 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.028 < \mu_1 = 0.392(\text{FeE400})$$

$$\alpha_a = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{tx}}) = 0.035$$

$$\beta_a = 1 - 0.4\alpha_{tx} = 0.99$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{baree(FeE400)} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7.24 \times 10^3}{348 \times 0.99 \times 13.5} = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \mathbf{1.6 \text{ cm}^2}$$

b) Plancher d'étage courant :

En travée :

$$\mu_t = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{2 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.008 < \mu_1 = 0.392 (\text{FeE400})$$

$$\alpha_t = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_t}) = 0.01$$

$$\beta_t = 1 - 0.4\alpha_{tx} = 0.99$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{baree(FeE400)} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{2 \times 10^3}{348 \times 0.98 \times 13.5} = 0.43 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \mathbf{0.43 \text{ cm}^2}$$

Sur appui :

$$\mu_a = \frac{M_{ax}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{7.24 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.028 < \mu_1 = 0.392(\text{FeE400})$$

$$\alpha_a = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{tx}}) = 0.035$$

$$\beta_a = 1 - 0.4\alpha_{tx} = 0.99$$

(baree(FeE400)

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7.24 \times 10^3}{348 \times 0.99 \times 13.5} = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.6 \text{ cm}^2$$

III-5) Ferrailage de plancher :

III-5-1) Plancher terrasse :

Dalle	P1	P2	P3	P4	P5
A _{tx}	6ø10	6ø10	6ø10	6ø10	6ø10
A _{ty}	6ø10	6ø10	6ø10	6ø10	6ø10
A _{ax}	5ø10	5ø10	5ø10	5ø10	5ø10
A _{ay}	5ø10	5ø10	5ø10	5ø10	5ø10

Tableau III.6 : Ferrailage de plancher terrasse

III-5-2) plancher d'étage courant :

Dalle	P1	P2	P3	P4	P5
A _{tx}	6ø10	6ø10	6ø10	6ø10	6ø10
A _{ty}	6ø10	6ø10	6ø10	6ø10	6ø10
A _{ax}	5ø10	5ø10	5ø10	5ø10	5ø10
A _{ay}	5ø10	5ø10	5ø10	5ø10	5ø10

Tableau III.7 : Ferrailage de plancher étage courant

III-6) Vérification :

III-6-1) Vérification à ELS :

Daprès le livre (exercices de béton arme) page 113, lorsque les armatures des dalles sont en FeE400, et que : $\mu_{max} = 0.2372$ il n'y a pas généralement lieu de vérification pour l'ELS, lorsque la poutre est nuisible.

Dans notre cas : $\mu_{max} = 0.045 < 0.237$ (c. v)

III-6-2) vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots \dots \dots (c. v)$$

$$V_u = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2L_y \times L_x}$$

Effort tranchant maximal d'après les formules (5) de

$$V_u = \frac{11.47 \times 4 \times 5.6}{2 \times 5.6 + 4} = 16.90 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{16.9 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.123 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (\text{Art A.5.2.2})$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \bar{\tau}_u = 0.123 < \tau_u = 1.16 \text{ MPa} \dots \dots (c.v)$$

Donc il n'y a pas lieu de prévoir d'armature transversales

III-6-3) condition de non fragilité :

❖ **Sens x-x :**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

❖ **Sens y-y :**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.51 \text{ cm}^2$$

○ **D'autre part :**

$$A_{\min} = \rho \times b \times e ; \rho = \rho_0 \times \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} = 0.0008 \times \frac{3 - \frac{4}{5.6}}{2} = 0.00091$$

$$A_{\min} = 0.00091 \times 100 \times 16 = 1.47 \text{ cm}^2$$

9-4) adaptation de ferrailage :

En travée :

$$A_{tx} (\text{max}) : 2.11 \text{ cm}^2 \text{ on prend : } A = 4.71 \text{ cm}^2 \dots 6\emptyset 10$$

$$A_{ty} (\text{max}) : 0.95 \text{ cm}^2 \text{ on prend : } A = 4.71 \text{ cm}^2 \dots 6\emptyset 10$$

En appui :

$$A_{ax} (\text{max}) : 0.95 \text{ cm}^2 \text{ on prend : } A = 3.925 \text{ cm}^2 \dots 5\emptyset 10$$

$$A_{ay} (\text{max}) : 1.60 \text{ cm}^2 \text{ on prend : } A = 3.925 \text{ cm}^2 \dots 5\emptyset 10$$

9-5) vérification de l'écartement :

D'après l'article A8.2.4.2 des règles BAEL 91 :

La direction la plus sollicitée : $e \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$ soit : $e = 16 \text{ cm}$

La direction perpendiculaire : $e \leq \min(4h; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$ soit : $e = 16 \text{ cm}$

On a l'écartement en travée et sur appui dans les deux sens est vérifiée

9-6) vérification des armatures de répartition :

En travée :

$$A_{tx} (\text{max}): 4.71/4 = 1.18 \text{ cm}^2 < A_{ty} (\text{max}): 4.71 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_{ax} (\text{max}): 3.925/4 = 0.98 \text{ cm}^2 < A_{ay} (\text{max}): 3.925 \text{ cm}^2$$

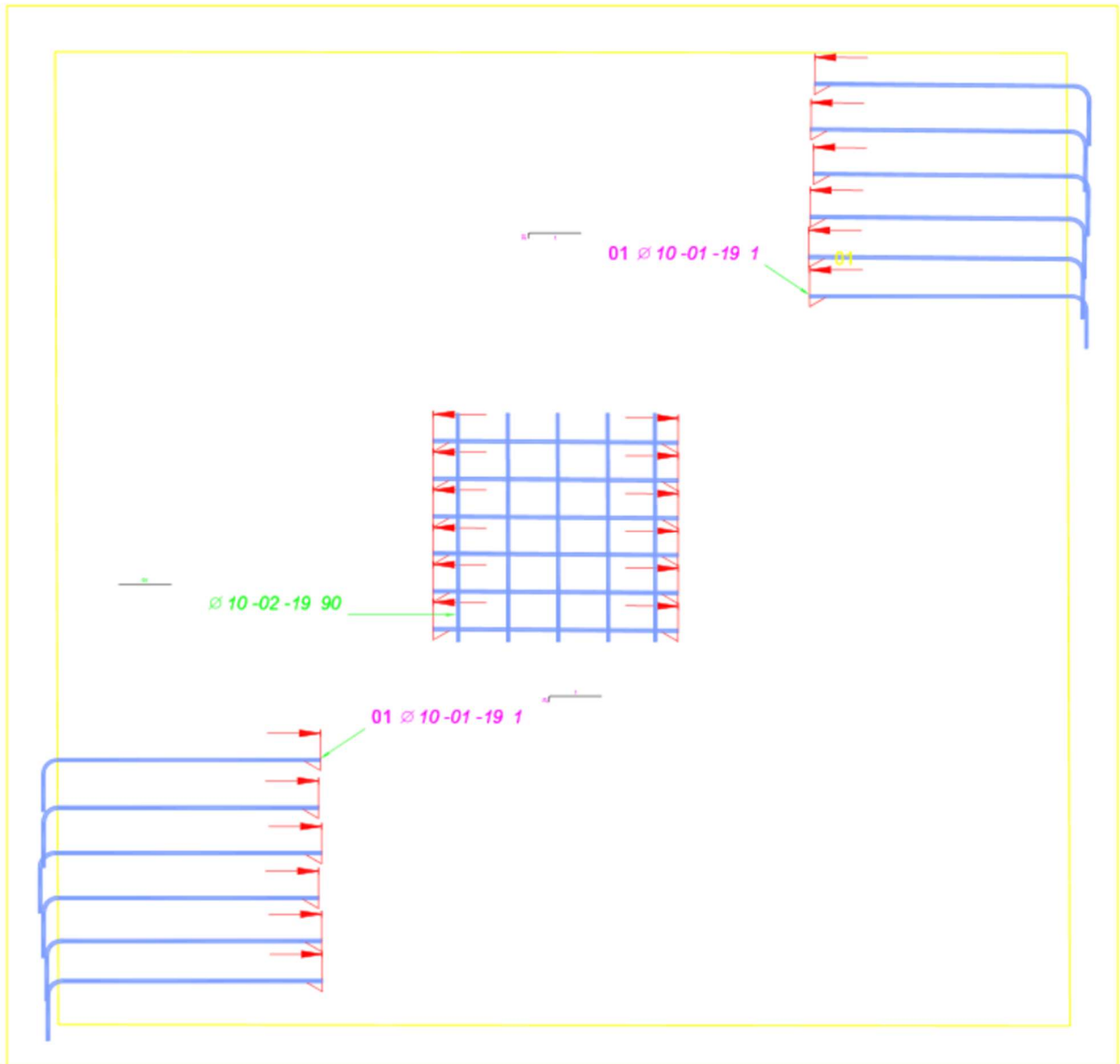
➤ Les deux conditions sont vérifiées.

9-7) vérifications de la flèche :

$$\frac{h}{L_x} > \frac{M_t}{20M_x} \frac{16}{400} = 0.04 > \frac{0.70}{20} = 0.035 \dots \dots \dots (\text{CV})$$

$$\frac{2}{f_c} \geq \frac{A_{tx}}{b \times d_x} = \frac{2}{400} = 0.005 \geq \frac{2.11}{100 \times 13.5} = 0.0016 \dots \dots \dots (\text{CV})$$

➤ Alour : le calcul de flèche n'est pas nécessaire



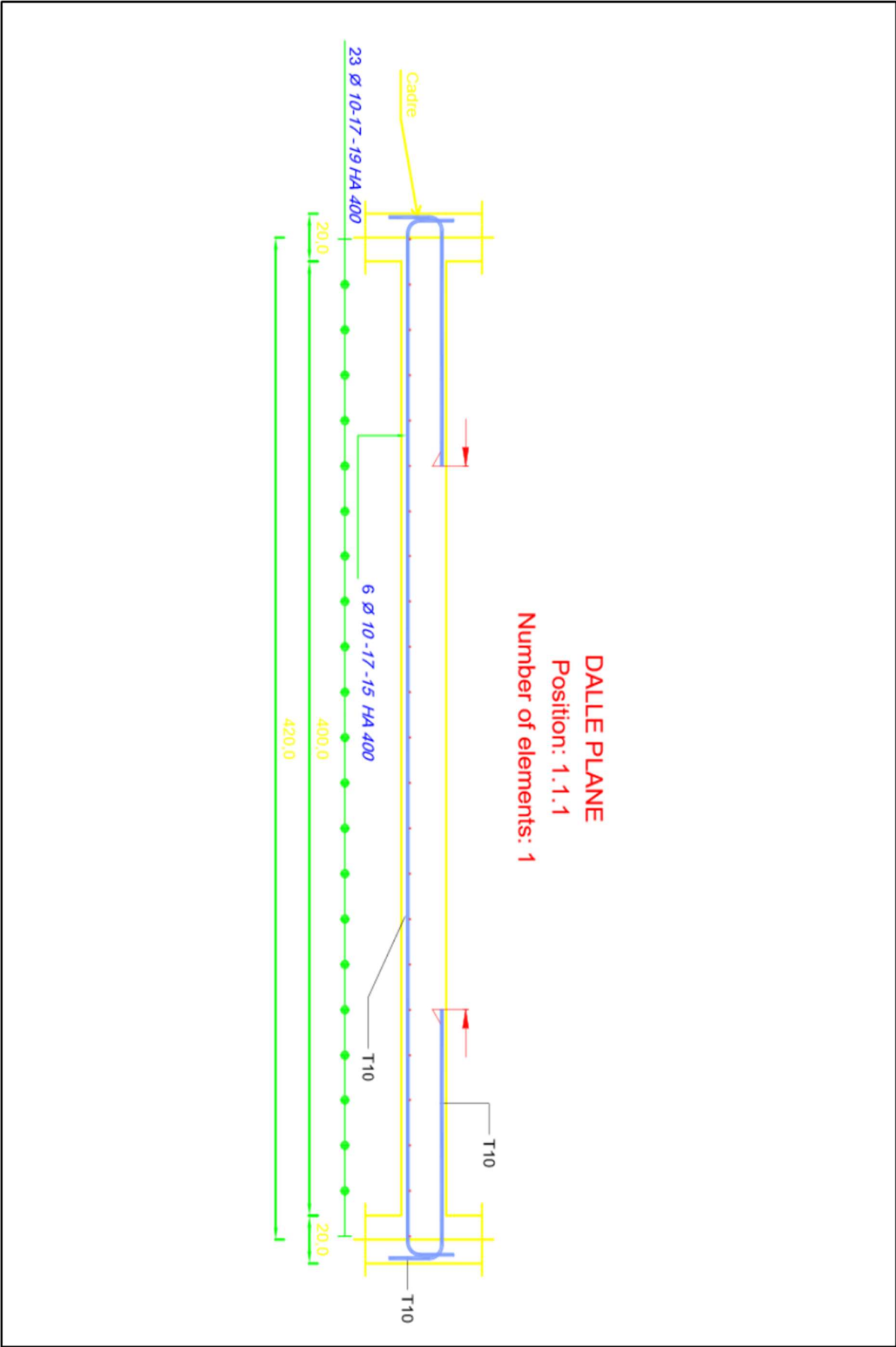


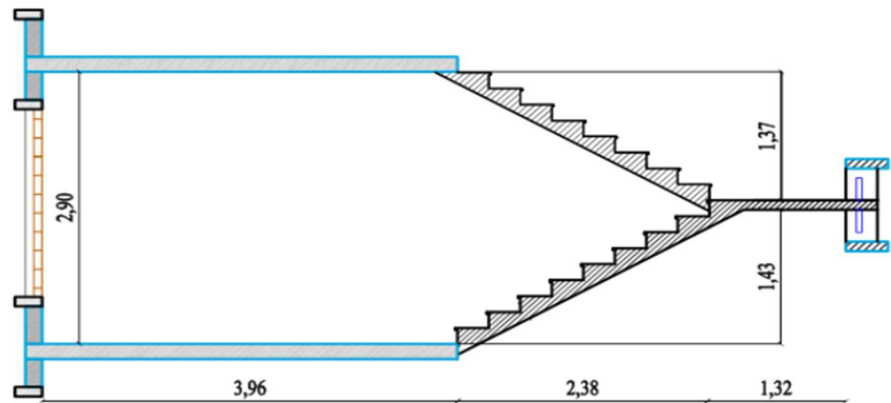
Figure III.5 : Ferrailage de la dalle

III-3) Les escalier :

III-3-1) Introduction :

L'escalier est une suite régulière de plans horizontaux permettant dépasser d'un niveau à un autre d'une construction. On appelle marche la partie horizontale des gradins constituant l'escalier et contre marche la partie verticale de ces gradins.

III-3-2) 1^{ère} type (RDC – étage courant) :



III-3-2-1) Volée 01 :

a) -Combinaison des charges :

	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	$q_u=1.35G+1.5Q$	$q_s=G+Q$
Paillasse	6.02	2.5	11.87	8.52
Palier	4.99	2.5	10.48	7.49

Tableau III.8 : Combinaison de charge volée 1

$$q_u = \max (q_u \text{ Paillasse } \cos \alpha (0.88) , q_u \text{ Palier }) = 10.48 \text{ KN .m}$$

$$q_s = \max (q_s \text{ Paillasse } \cos \alpha (0.88), q_s \text{ Palier}) = 7.49 \text{ KN .m}$$

b) - Moments des calculs et l'effort tranchant max :

Par les Calculs de la R.D.M : $V_a = 71.29 \text{ kN}$

$$V_b = 27.5 \text{ kN}$$

$$M_o = \frac{ql^2}{8} \quad M_o = \text{Calcul avec méthode rdm}$$

Moment sur appui : $M_a = 0.4 M_o$

Moment sur travée : $M_t = 0.8 M_o$

c)-Tableau récapitulatif des moments :

	M_o (KN.m)	M_T (KN.m)	M_a (KN.m)	V (KN)
E.L. U	21.98	17.58	8.79	71.29
E.L. S	15.71	12.56	6.28	27.5

Tableau III.9 : Récapitulatif des moments vol 01

d)-Ferrailage :

Les armatures sont déterminées à l'E.L.U, pour une de 1 m de largeur sollicitée de flexion simple.

La section d'armature obtenue par $A = \max (A_u, A_{CNF})$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{17.58 \cdot 10^3}{100 \cdot 13.5^2 \cdot 14.16} = 0.068$$

$$\mu_{bu} = 0.068 \leq \mu_{lu} = 0.392. \quad \implies \quad (\text{Acier FeE400}) A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.088$$

$$A_u = \frac{0.8\alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = \frac{0.8 \cdot 0.088 \cdot 100 \cdot 13.5 \cdot 14.16}{\frac{400}{1.15}} = 3.87 \text{ cm}^2$$

e) -condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23bd f_{t28} / f_e = 1.63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

Donc $A = 3.87 \text{ cm}^2$

On adopte une section d'armature de **6HA 10 = 4.710 cm²/ml**

- D'espacement **19 cm**

f) – Armature de répartition :

$$A_{rep} = A / 4 = 1.178 \text{ cm}^2 / \text{ml}, \text{ donc } \mathbf{6HA8.} \quad \longrightarrow \quad (A = 3.018 \text{ cm}^2) \text{ St} = 19 \text{ cm}$$

h) –Tableau récapitulatif des ferrailages :

	A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{ado} (cm ²)	Choix (ml)	A_{rep} (cm ²)	Choix	e(cm)
Travée	3.87	1.63	4.524	6HA10	1.178	6HA8	15
Appuis	1.89	1.63	2.012	6HA8	0.503	6HA8	15

Tableau III.10: Ferrailage des volées 01

g) - Vérification des contraintes :

Contrainte admissible de béton comprimé : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$

Contrainte admissible d'acier $\bar{\sigma}_s = \min (0.15 \frac{f_e}{\gamma_b}, 110 \sqrt{nf_{tj}}) = 201.63 \text{ Mpa}$

(Fissuration préjudiciable)

Contrainte tangentielle admissible $\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 3.26 \text{ Mpa}$

✓ Vérification à l'E.L. S [vérification des contraintes] :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{(71.29 \times 1000) [N]}{(1000 \times 135)[mm^2]} \tau_u = 0.52MPa$$

✓ Vérification à l'E.L. S [vérification des contraintes] :

🏗️ Etat limite de compression du béton :

Position de l'axe neutre (A'=0)

$$M_s = 12.56KN.m$$

$$A_t = 4.52cm^2$$

Position de l'axe neutre(x)

$$\frac{bx^2}{2} n(d-x) = 0$$

$$50x^2 - 15 \times 4.52 (13.5 - x) = 0$$

$$50x^2 + 67.8x - 915.3 = 0$$

$$x_1 = -5 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x_2 = 3.65 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I_{/AN} = \frac{b}{3}y^3 + 15(A(d-y)^2) = 7388.57cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{12.56 \times 1000}{7388.57} \times 3.65 \sigma_{bc} = 6.20MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_u}{I} \times y = \frac{17.58 \times 1000}{7388.57} \times 3.65 \sigma_{bc} = 8.68MPa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.68 < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \rightarrow OK$$

🏗️ Etat limite d'ouverture des fissures :

(Fissuration préjudiciable)

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_s}{I} (d-y) = \frac{15 \times 12.56 \times 1000}{7388.57} (13.5 - 3.65) \sigma_s = 251.16MPa$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_u}{I} (d-y) = \frac{15 \times 17.58 \times 1000}{7388.57} (13.5 - 3.65) \sigma_s = 351.54MPa$$

$$\bar{\sigma}_s = 400MPa$$

$$\sigma_s = 351.54MPa < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow OK$$

Tableau récapitulatif des vérifications :

	$\sigma_{bc}(Mpa)$	$\bar{\sigma}_b(Mpa)$	$\sigma_s (Mpa)$	$\bar{\sigma}_s(Mpa)$	$\tau_u(Mpa)$	$\bar{\tau}_u(Mpa)$	Vérification
Travée	6.20	15	251.16	400	-	-	OK
Appuis	8.68	15	351.54	400	0.52	3.26	OK

Tab III.11 : Récapitulatif des vérifications volées 01

III-4-2-2 Volée 02

a- Combinaison des charges :

	G (KN/ml)	Q(KN/ml)	$q_u = 1.35G + 1.5 Q$	$q_s = G + Q$
Paillasse	6.02	2.5	11.87	8.52
Palier	4.99	2.5	10.48	7.49

Tableau III.12 : Combinaison des charges volées 02

$$q_u = \max (q_u \text{ Paillasse } \cos \alpha (0.88) , q_u \text{ Palier }) = 10.48 \text{ K N.m}$$

$$q_s = \max (q_s \text{ Paillasse } \cos \alpha (0.88) , q_s \text{ Palier }) = 7.49 \text{ K N .m}$$

b) -Moments des calculs et l'efforts tranchants :

Par les Calculs de la R.D.M : $V_a = 71.29 \text{ kN}$

$$V_b = 27.5 \text{ kN}$$

$M_o =$ Calcul avec méthode rdm

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

Moment sur appui : $M_a = 0.4 M_o$

Moment sur travée : $M_t = 0.8 M_o$

c)-Tableau récapitulatif des moments :

	M_o (KN/m)	M_T (KN/m)	M_a (KN/m)	V(KN)
E.L. U	21.66	17.33	8.66	71.29
E.L. S	15.48	12.38	6.19	27.5

Tab III.13 : Récapitulatif des moments vol 02

d)-Ferrailage :

Les armatures sont déterminées à l'E.L. U, pour une de 1 m de largeur sollicité de flexion simple.

La section d'armateur obtenue par $A = \max (A_u, A_{CNF})$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17.33 \cdot 10^3}{100 \cdot 13.5^2 \cdot 14.16} = 0.067$$

$$\mu_{bu} = 0.067 \leq \mu_{lu} = 0.392 \text{ (Acier FeE400) } A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bc}}) = 0.086$$

$$A_u = \frac{0.8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = \frac{0.8 \cdot 0.086 \cdot 100 \cdot 13.5 \cdot 14.16}{\frac{400}{1.15}} = 3.78 \text{ cm}^2$$

e) -Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23bd f_{t28} / f_e = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

$$\text{Donc } A = 3.78 \text{ cm}^2$$

On adopte une section d'armature de **6HA10 = 3.018 cm²/ml**

D'espacement **19cm**

f) - Armature de répartition :

$$A_{rep} = A/4 = 1.106 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ donc } 6\text{HA8} (A=3.018 \text{ cm}^2) \text{ esp.}=19\text{cm}$$

g) - Vérification des contraintes :

$$\text{Contrainte admissible de béton comprimé } \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

$$\text{Contrainte admissible d'acier } \sigma_s = 164.97\text{Mpa}$$

$$\text{Contrainte tangentielle admissible } \tau = \min \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

✓ **Vérification à l'E.L. S [vérification des contraintes] :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{(71.29 \times 1000) [\text{N}]}{(1000 \times 135) [\text{mm}^2]} \tau_u = 0.52 \text{ MPa}$$

✓ **Vérification à l'E.L. S [vérification des contraintes] :**

🏗️ Etat limite de compression du béton :

Position de l'axe neutre ($A'=0$)

$$M_s = 12.38 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 4.52 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre(x)

$$\frac{bx^2}{2} n(d-x) = 0$$

$$50x^2 - 15 \times 4.52(13.5-x) = 0$$

$$50x^2 + 67.8x - 915.3 = 0$$

$$x_1 = -5 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x_2 = 3.65 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I_{/AN} = \frac{b}{3} y^3 + 15(A(d-y)^2) = 7388.57 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{12.38 \times 1000}{7388.57} \times 3.65 \sigma_{bc} = 6.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_u}{I} \times y = \frac{17.33 \times 1000}{7388.57} \times 3.65 \sigma_{bc} = 8.56 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.56 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

🏗️ Etat limite d'ouverture des fissures :

(Fissuration préjudiciable)

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_s}{I} (d-y) = \frac{15 \times 12.38 \times 1000}{7388.57} (13.5 - 3.65) \sigma_s = 247.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_u}{I} (d-y) = \frac{15 \times 17.33 \times 1000}{1350.46} (13.5 - 3.86) \sigma_s = 346.54 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 346.54 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

h-Tableau récapitulatif des ferrailrages :

	Au (cm ²)	Amin(cm ²)	A ado(cm ²)	Chois (ml)	A rep (cm ²)	Choix	e (cm)
Travée	4.04	1.63	4.524	6HA10	2.012	6HA8	15
Appuis	1.93	1.63	2.012	6HA8	0.503	6HA8	15

Tableau III.14 : Ferrailage de volée02

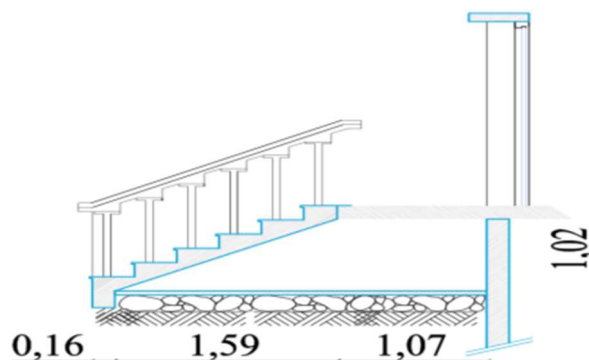
i)-vérification des contraintes :

Tableau récapitulatif des vérifications :

	σ_{bc} (Mpa)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	σ_s (Mpa)	τ_u (Mpa)	τ_u (Mpa)	Vérification
Travée	6.11	15	247.56	400	-	-	OK
Appuis	8.56	15	346.54	400	0.52	3.26	OK

Tableau III.15 : Récapitulatif des vérifications vol 02

III.5.2.2) Volée 03 :



a) - Combinaison des charges :

	G(KN/ml)	Q(KN/ml)	$q_u = 1.35G + 1.5Q$	$q_s = G + Q$
Paillasse	6.02	2.5	11.87	8.52
Palier	4.99	2.5	6.73	7.49

Tableau III.16 : Combinaison de charge volée 03

$$q_u = \max (q_u \text{ Paillasse } \cos 0.88, q_u \text{ Palier}) = 10.44 \text{ KN.m}$$

$$q_s = \max (q_s \text{ Paillasse } \cos 0.88, q_s \text{ Palier}) = 7.49 \text{ KN.m}$$

a- Moment des calculs et l'effort tranchant :

Par les Calculs de la R.D.M : $V_a = 34.11 \text{ kN}$

$$V_b = 11.8 \text{ kN}$$

$M_o =$ Calcul avec méthode rdm

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

Moment sur appui : $M_a = 0.4 M_o$

Moment sur travée : $M_t = 0.8 M_o$

b) - Tableau de récapitulatif des moments :

	M_o (K N.m)	M_t (K N.m)	M_a (K N.m)	V (KN)
E.L.U	11.43	9.14	4.57	34.11
E.L.S	8.20	6.56	3.28	11.8

Tableau III.17 : Récapitulatif des moments volée 03

d)- Ferrailage :

Les armatures sont déterminées à **L'E.L. U** pour une bonde de **1 m** de largeur sollicité de flexion simple.

La section d'armateur obtenue par $A = \max (A_u, A_{CNF})$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.14 \cdot 10^3}{100 \cdot 13.5^2 \cdot 14.16} = 0.036$$

$$\mu_{bu} = 0.036 \leq \mu_{lu} = 0.392. \quad \implies \text{(Acier FeE400) } A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.046$$

$$A_u = \frac{0.8\alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = \frac{0.8 \cdot 0.046 \cdot 100 \cdot 13.5 \cdot 14.16}{\frac{400}{1.15}} = 2.02 \text{ cm}^2$$

e) - condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23bd f_{t28} / f_e = 1.63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

Donc $A = 2.02 \text{ cm}^2$

On adopte une section d'armature de **6HA 8 = 2.515 cm² /ml**

D'espacement **19 cm**

f) - Armature de répartition :

$$A_{rep} = A / 4 = 0.63 \text{ cm}^2 / \text{ml}, \text{ donc } \longrightarrow \text{ 6HA8 (A= 2.012 cm}^2\text{) St=19 cm}$$

g) -Vérification des contraintes :

Contrainte admissible de béton comprimé : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

Contrainte admissible d'acier : $\overline{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$

$$\text{Contrainte tangentielle admissible : } \overline{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 3.26 \text{ Mpa}$$

✓ **Vérification à l'E.L.S [vérification des contraintes] :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{(34.11 \times 1000) \text{ [N]}}{(1000 \times 135) \text{ [mm}^2\text{]}} \tau_u = 0.25 \text{ Mpa}$$

✓ **Vérification à l'E.L.S [vérification des contraintes] :**

🚧 Etat limite de compression du béton :

- Position de l'axe neutre ($A' = 0$)

$$M_s = 6.56 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 2.012 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre(x)

$$\frac{bx^2}{2} n(d - x) = 0$$

$$50x^2 - 15 \times 2.012(13.5 - x) = 0$$

$$50x^2 + 30.18x - 407.48 = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X1 = -3.17 \text{ cm} \\ X2 = 2.56 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I_{/AN} = \frac{b}{3} y^3 + 15(A(d - y)^2) = 3626.92 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{6.56 \times 1000}{3626.92} \times 2.56 \quad \sigma_{bc} = 4.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_u}{I} \times y = \frac{3.28 \times 1000}{3626.92} \times 2.56 \quad \sigma_{bc} = 2.31 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.67 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

🚩 État limite d'ouverture des fissures :(Fissuration préjudiciable)

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_s}{I} (d - y) = \frac{15 \times 6.56 \times 1000}{3626.92} (13.5 - 2.56) \quad \sigma_s = 296.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_u}{I} (d - y) = \frac{15 \times 3.28 \times 1000}{3626.92} (13.5 - 2.56) \quad \sigma_s = 148.4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 296.8 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

h) - Tableau récapitulatif des ferrillages :

	Au (cm ²)	Amin (cm ²)	A ado (cm ²)	Choix (ml)	A rep (cm ²)	Choix
Travée	1.89	1.63	3.018	6HA8	0.75	5HA8
Appui	0.923	1.63	2.515	5HA8	0.63	5HA8

Tableau III.18 : Ferrillage de volée 03

i)- Vérification des contraintes :

Tableau récapitulatif des vérifications :

	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Vérification
Travée	4.63	15	296.8	400	-	-	OK
Appuis	2.31	15	148.4	400	0.25	3.26	OK

Tableau III.19 : Récapitulatif des vérifications volée 03

c) Poutre palier :

1) Réactions :

$$q_1 = 11.87 \text{ K N/ml } q_2 = 10.48 \text{ K N/ml}$$

$$\sum F_{/Y} = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B - q_1 \times 2.38 - q_2 \times 1.32 = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 2.38 q_1 + 1.32 q_2$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 42.08 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow R_A \cdot 3.7 - (2.38 q_1) \left(\frac{2.38}{2} + 1.32 \right) - (1.32 q_2) \left(\frac{1.32}{2} \right) = 0$$

$$\Rightarrow R_A \cdot 3.7 - 5.97 q_1 - 0.87 q_2 = 0$$

$$\Rightarrow R_A \cdot 3.7 = 70.68 + 4.34$$

$$R_A = 20.67 \text{ KN} \Rightarrow R_B = 21.41 \text{ KN}$$

2) - Combinaisons des charges :

$$\text{Mure extérieure} : = 2.8 \times 2.9 \times 4.00 = 32.48 \text{ KN/ ml}$$

$$\text{Poids propre} : 0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ ml}$$

$$\text{Réaction de l'escalier} : R_A = 20.67 \text{ KN}$$

$$\text{Charge d'exploitation} : Q = 2.50 \text{ KN/ ml}$$

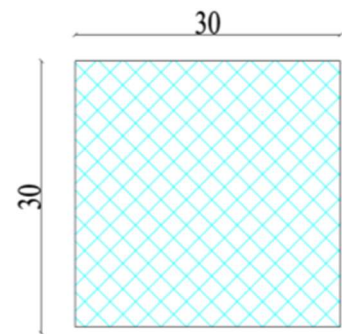
$$q_u = 1.35 (32.48 + 2.25 + 20.67) + 1.5 \times 2.50 = 78.54 \text{ KN / m}$$

3) -Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{78.54 \times (2.8)^2}{8} = 76.969 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée} : M_t = 0.85 M_0 = 65.423 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis} : M_a = 0.3 M_0 = 23.09 \text{ KN.m}$$



III-2-5 Ferrailage :

1) En travée :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{65.423 \times 10^{-3}}{0.3 (0.275)^2 \times 14.16} = 0.203$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.286$$

$$z = (1 - 0.4 \alpha_u) d = 0.243 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{65.423 \times 10^{-3}}{0.243 \times 348} = 4.37 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{rep} = 3HA14 = 4.617 \text{ cm}^2$

2) En appui :

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{23.09 \times 10^{-3}}{0.3(0.275)^2 \cdot 14.16} = 0.071$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.092$$

$$z_u = (1 - 0.4\alpha_u)d = 0.264 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_a}{z \cdot \sigma_s} = \frac{23.09 \times 10^{-3}}{0.264 \times 348} = 2.51 \text{ cm}^2$$

➤ Soit : $A_s = 2HA14 \text{ cm}^2 = 3.08 \text{ cm}^2$

➤ Donc on choisit **3HA14**

	Au (cm ²)	Amin (cm ²)	A ado (cm ²)	Choix (ml)
Travée	4.37	1.08	4.617	3HA14
Appui	2.51	1.08	4.617	3HA14

Tableau III.20 : Ferrailage de poutre palier

• **Armature transversale :**

1) - Diamètre :

$$\phi t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right\} = \{0.85; 2; 0.06\}$$

➤ $\phi t = 6 \text{ mm (RL)}$

2) - L'espacement :

$$S_t \leq \min\{2h; 25 \text{ cm}\} = \min\{60; 25 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm} \text{ Soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.08 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ok}$$

En appui : $A_s = 2.51 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.08 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ok}$

En travée : $A_s = 4.52 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.08 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ok}$

• **Vérification au cisaillement :**

$$T_u = \frac{q_l}{2} = 78.54 \times \frac{2.8}{2} = 109.956 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{109.956 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.275} = 1.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \overline{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ok}$$

• **Vérification de la flèche :**

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{A}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{30 \times 30} = 0.005 < 0.011 \dots\dots\dots \text{ok}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{30}{280} = 0.11 > 0.044 \dots\dots\dots \text{ok}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \Rightarrow \frac{0.85}{20 \times M_0} = 0.11 > 0.042 \dots\dots\dots \text{ok}$$

III-2-6) Section minimale d'armature d'âme :

$$\frac{A_t}{b \cdot s_t} \leq \frac{0.4}{f_e} \Rightarrow \frac{0.4 b_0 s_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 20}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

➤ Soit : $A_t = 3HA6 = 0.85 \text{ cm}^2$

$$M_{t \max} = M_0 \frac{1}{2} = \frac{76.969 \times 2.8}{2} = 107.75 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm (périmètre effectif)}$$

$$\Omega = (30 - 5)(30 - 5) = 625 \text{ cm}^2 \text{ (section on fictif)}$$

$$\tau_\mu = \frac{M_t}{20 \Omega \mu} = \frac{107.75 \times 10^3}{20 \times 625 \times 100} = 0.086 \text{ MPa}$$

$$\tau_\mu < \overline{\tau_\mu} \Rightarrow 0.086 < 3.26 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Ok}$$

❖ **Poutre de chaînage 01 :**

1)-Réactions :

$$q_1 = 11.87 \text{ K N/ml } q_2 = 6.73 \text{ K N/ml}$$

$$\sum F_{/Y} = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B - q_1 \times 1.59 - q_2 \times 1.07 = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 1.59 q_1 + 1.07 q_2$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 26.07 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/B} = 0$$

$$\Rightarrow R_A \cdot 2.66 - (1.59 q_1) \left(\frac{1.59}{2} + 1.07 \right) - (1.07 q_2) \left(\frac{1.07}{2} \right) = 0$$

$$\Rightarrow R_A \cdot 2.66 - 2.69 q_1 - 0.572 q_2 = 0$$

$$\Rightarrow R_A \cdot 2.66 = 31.93 + 3.84$$

$$\mathbf{R_A = 13.44 \text{ KN} \Rightarrow R_B = 12.63 \text{ KN}}$$

b) -Combinaisons des charges :

$$\text{Poids propre : } 0.16 \times 0.2 \times 25 = 0.8 \text{ KN/ ml}$$

$$\text{Réaction de l'escalier : } R_A = 13.44 \text{ KN}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 2.50 \text{ KN/ ml}$$

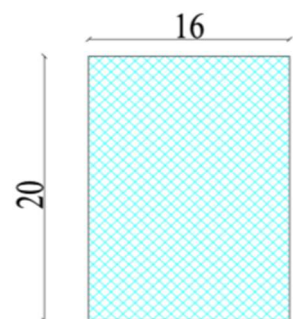
$$q_u = 1.35 (0.8 + 13.44) + 1.5 \times 2.50 = 22.97 \text{ KN / m}$$

c)-Moment isostatique :

$$M_0 = q_u \frac{l^2}{8} = \frac{22.97(1.8)^2}{8} = 9.30 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_0 = 7.90 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = 0.3 M_0 = 2.79 \text{ KN.m}$$



III-2-5 Ferrailage :

a) En travée :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.90 \times 10^{-3}}{0.16 (0.175)^2 \times 14.16} = 0.113$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.150$$

$$z = (1 - 0.4 \alpha_u) d = 0.164$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_s} = \frac{7.90 \times 10^{-3}}{0.164 \times 348} = 1.38 \text{ cm}^2$$

➤ Soit : **A rep = 2HA12 = 2.26 cm²**

b) En appui :

$$\mu_u = \frac{M_a}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.79 \times 10^{-3}}{0.16 (0.175)^2 \times 14.16} = 0.040$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.051$$

$$z_u = (1 - 0.4 \alpha_u) d = 0.171 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_a}{z \cdot \sigma_s} = \frac{2.79 \times 10^{-3}}{0.171 \times 348} = 0.47 \text{ cm}^2$$

Soit : **As = 2 HA8 = 1.01 cm²**

➤ Donc on choisit **2HA12**

• **Armature transversale :**

a) - Diamètre :

$$\phi t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right\} = \{0.85; 2; 0.06\}$$

$$\Rightarrow \phi t = 6 \text{ mm (RL)}$$

b) - L'espacement :

$$St \leq \min \{2h; 25 \text{ cm}\} = \min \{60; 25 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 25 \text{ cm Soit } St = 20 \text{ cm}$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.386 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ok}$$

En appui : $A_s = 1.01 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.386 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ok}$

En travée : $A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.386 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ok}$

• **Vérification au cisaillement :**

$$T_u = q \frac{l}{2} = 22.97 \times \frac{1.8}{2} = 20.67 \text{ KN}$$

$$\tau_\mu = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{20.67 \times 10^{-3}}{0.16 \times 0.175} = 0.738 \text{ MPa}$$

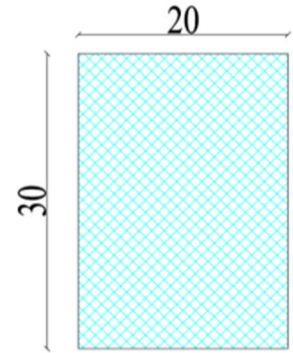
$$\tau_\mu = 0.738 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_\mu < \overline{\tau_\mu} = 3.26 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ok}$$

• **Vérification de la flèche :**

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{A}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{16 \times 17.5} = 0.008 < 0.01 \dots \text{ok}$$

$$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{30}{1.8} = 0.166 > 0.044 \dots \text{ok}$$

$$\frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{20 \times M_0} \Rightarrow \frac{0.85}{20 \times M_0} = 0.166 > 0.042 \dots \text{ok}$$



III-2-6 Section minimale d'armature d'âme :

$$\frac{A_t}{b.st} \leq \frac{0.4}{f_e} \Rightarrow \frac{0.4 b_0 st}{f_e} = \frac{0.4 \times 16 \times 20}{400} = 0.32 \text{cm}^2$$

Soit : $A_t = 3HA6 = 0.85 \text{cm}^2$

$$M_{t \max} = M_0 \frac{1}{2} = \frac{9.3 \times 1.8}{2} = 8.37 \text{KN.m}$$

$$\mu = 2(15+11) = 52 \text{ cm (périmètre effectif)}$$

$$\Omega = (20-5)(16-5) = 165 \text{cm}^2 \text{ (section on fictif)}$$

$$\tau_\mu = \frac{M_t}{20 \mu} = \frac{8.37 \times 10^3}{20 \times 165 \times 52} = 0.048 \text{MPa}$$

$$\tau_\mu < \tau_{\mu} \Rightarrow 0.048 < 3.26 \text{MPa} \dots \text{ok}$$

	Au (cm ²)	Amin (cm ²)	A ado (cm ²)	Choix (ml)
Travée	1.38	0.386	2.26	2HA12
Appui	0.47	0.386	1.01	2HA12

Tableau III.21 : Ferrailage de poutre palier

❖ **-Poutre de chaînage (20*30) :**

b) -Combinaisons des charges :

Charge critère $G = 2.26 \text{KN/ml}$

Charge terrasse $G = 7.24 \text{KN/ml}$

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

$$q_u = 1.35(7.24+2.26) + 1.5 \times 1 = 14.32 \text{KN/m}$$

c)-Moment isostatique :

$$M_0 = q_u \frac{l^2}{8} = \frac{14.32(4.16)^2}{8} = 30.98 \text{KN.m}$$

En travée : $M_t = 0.85 M_0 = 26.33 \text{KN.m}$

En appuis : $M_a = 0.3 M_0 = 9.29 \text{KN.m}$

III-2-5 Ferrailage :

a) En travée :

$$\mu_\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{26.33 \times 10^{-3}}{0.2(0.25)^2 \times 14.16} = 0.15$$

$$\alpha_{\mu} = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.2$$

$$z = (1 - 0.4\alpha_u)d = 0.23m$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{26.33 \times 10^{-3}}{0.2 \times 348} = 3.78 \text{ cm}^2$$

Soit : **A rep = 3HA14 = 4.617cm²**

b) En appui :

$$\mu_{\mu} = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.29 \times 10^{-3}}{0.2(0.25)^2 \times 14.16} = 0.052$$

$$\alpha_{\mu} = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.067$$

$$z_u = (1 - 0.4\alpha_u)d = 0.24m$$

$$A_s = \frac{M_a}{z \cdot \sigma_s} = \frac{9.29 \times 10^{-3}}{0.24 \times 348} = 1.11 \text{ cm}^2$$

Soit : **As = 2HA12 = 2.26cm²**

➤ Donc on choix **3HA14**

• **Armature transversale :**

a) **-Diamètre :**

$$\emptyset t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset \right\} = \{0.85; 2; 0.06\}$$

$$\Rightarrow \emptyset t = 6\text{mm (RL)}$$

b) **- L'espace :**

$$St \leq \text{min}\{2h; 25\text{cm}\} = \text{min}\{60; 25\text{cm}\}$$

$$St \leq 25 \text{ cm Soit } St = 20\text{cm}$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{min}} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.724\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{ok}$$

$$\text{En appui : } A_s = 1.11\text{cm}^2 \geq A_{\text{min}} = 0.724\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{ok}$$

$$\text{En travée : } A_s = 3.78\text{cm}^2 \geq A_{\text{min}} = 0.724\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{ok}$$

• **Vérification au cisaillement :**

$$T_u = q \frac{l}{2} = 14.32 \times \frac{4.16}{2} = 29.79\text{KN}$$

$$\tau_{\mu} = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{29.78 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.25} = 0.6 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\mu} = 0.6\text{MPa} \Rightarrow \tau_{\mu} < \overline{\tau_{\mu}} = 3.26 \text{ MP} \dots\dots\dots \text{ok}$$

• **Vérification de la flèche :**

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{A}{f_e} \Rightarrow \frac{1.11}{20 \times 25} = 0.002 < 0.0037 \dots\dots\dots \text{ok}$$

$$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{30}{416} = 0.072 \leq 0.18 \dots\dots\dots \text{ok}$$

$$\frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{20 \times M_0} \Rightarrow \frac{0.85}{20 \times M_0} = 0.072 > 0.042 \dots \dots \dots \text{ok}$$

III-2-6 Section minimale d'armature d'âme :

$$\frac{A_t}{b \cdot s_t} \leq \frac{0.4}{f_e} \Rightarrow \frac{0.4 b_0 s_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 20 \times 20}{400} = 0.4 \text{ cm}^2$$

Soit : **At = 3HA8 = 1.51 cm²**

$$M_{t \max} = M_0 \frac{l}{2} = \frac{30.98 \times 4.16}{2} = 64.43 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 2(30+20) = 90 \text{ cm (périmètre effectif)}$$

$$\Omega = (30-5)(16-20) = 375 \text{ cm}^2 \text{ (section on fictif)}$$

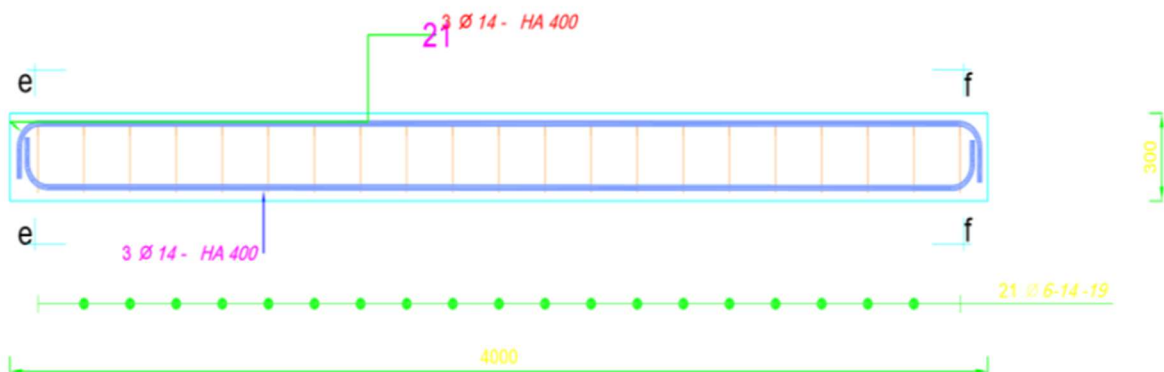
$$\tau_\mu = \frac{M_t}{20 \Omega \mu} = \frac{64.43 \times 10^3}{20 \times 375 \times 90} = 0.095 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 0.095 \text{ Mpa} < 3.26 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ok}$$

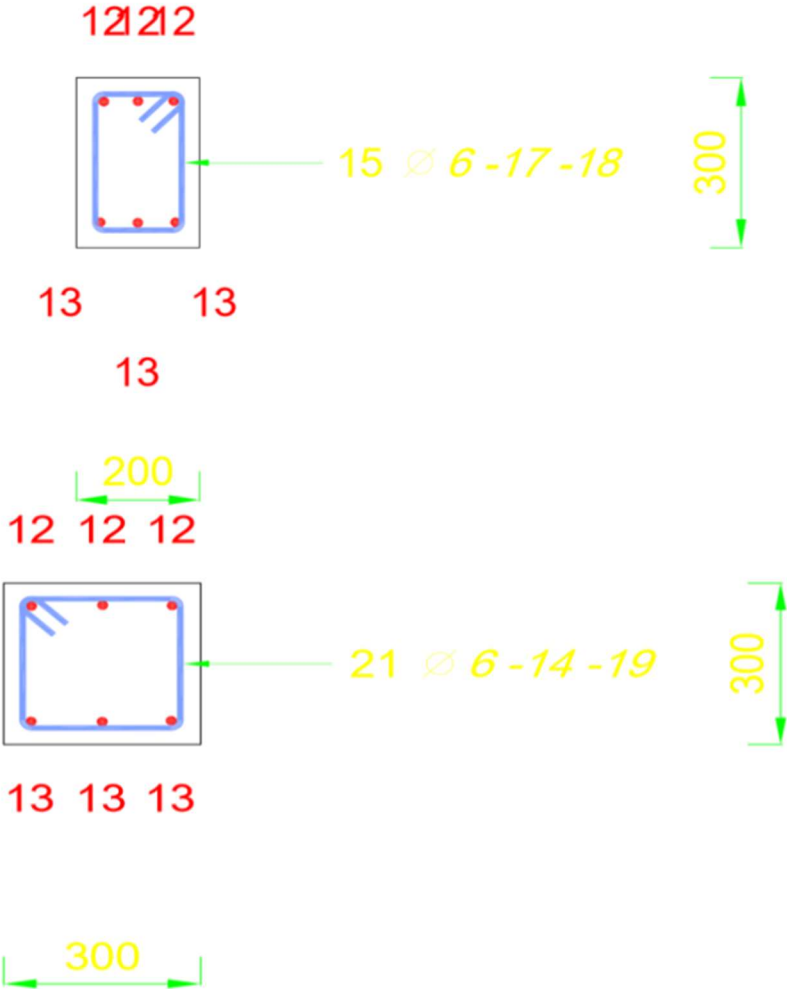
	Au(cm ²)	Amin(cm ²)	A ado(cm ²)	Choix(ml)
Travée	3.78	0.724	4.52	3HA14
Appui	1.11	0.724	2.26	2HA12

Tableau III.22 : Ferrailage de poutre chaînage (20*30).

poutre chaînage (20*30)
Scale 1 : 20

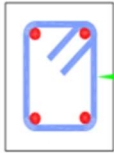


i-i



k-k

1818



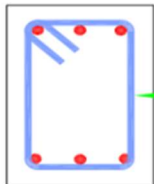
10 Ø 6-24-17



2323



121212



15 Ø 6-17-18

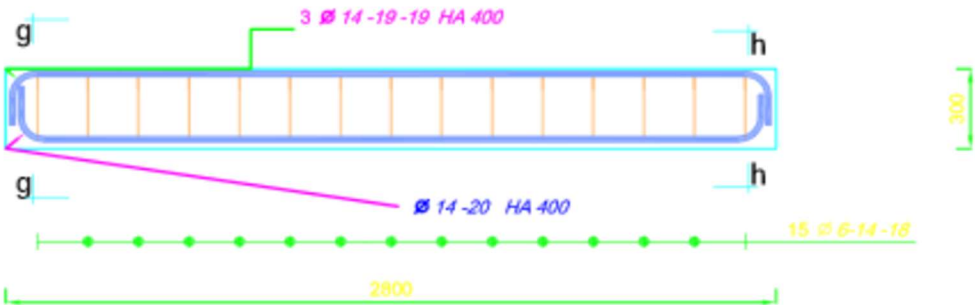


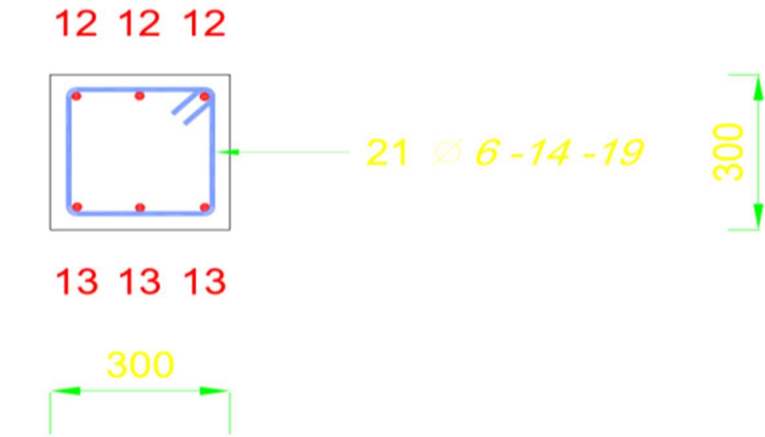
13 13

13

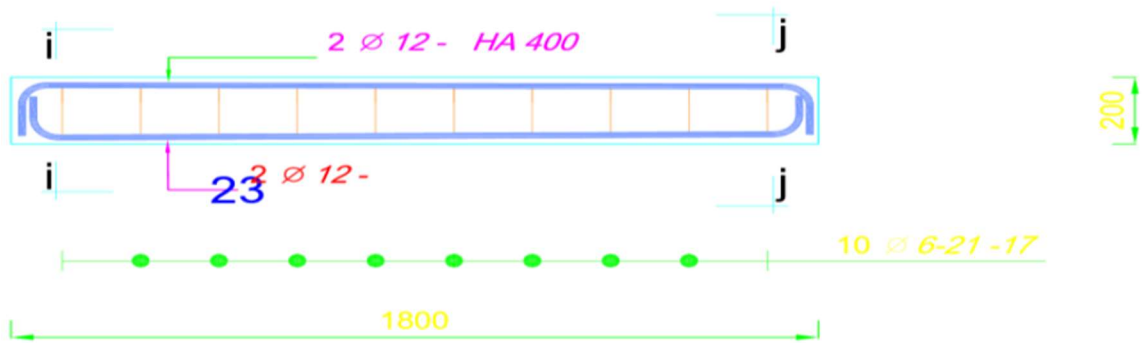


poutre palier (30*30)
Scale 1 : 20

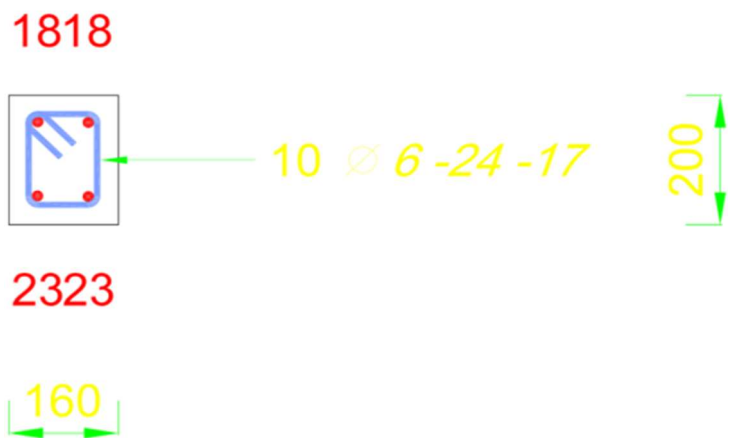


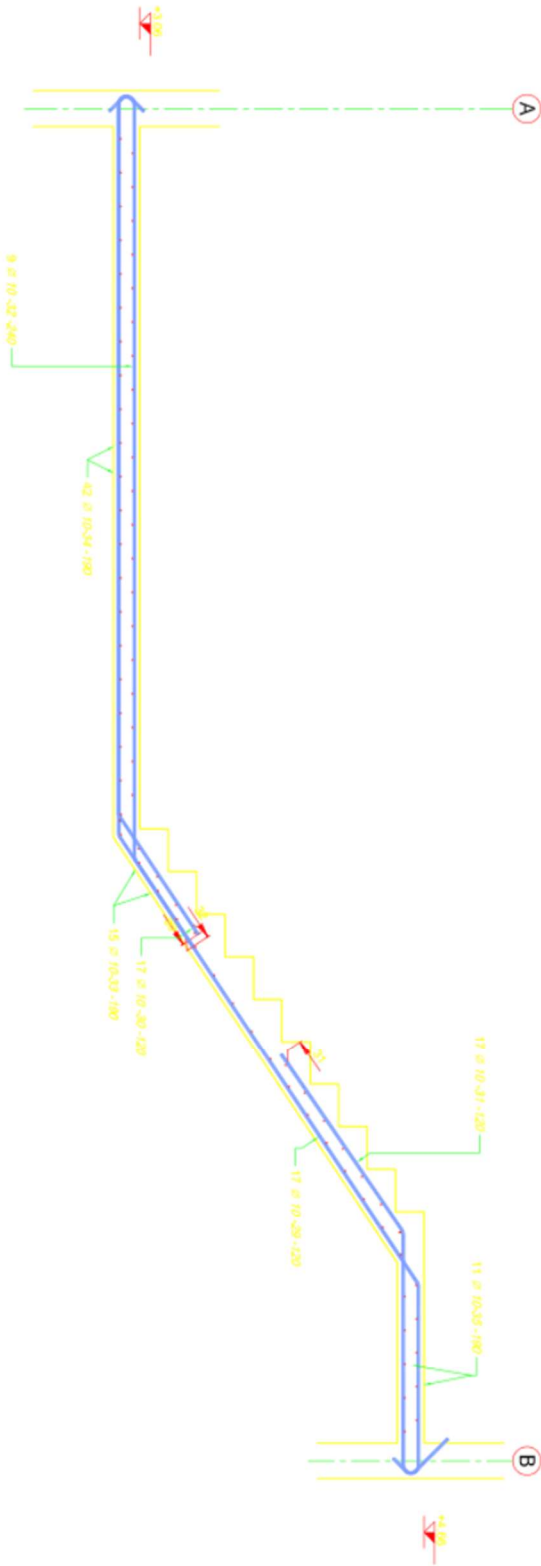


poutre chainnage 16_20
Scale 1 : 20

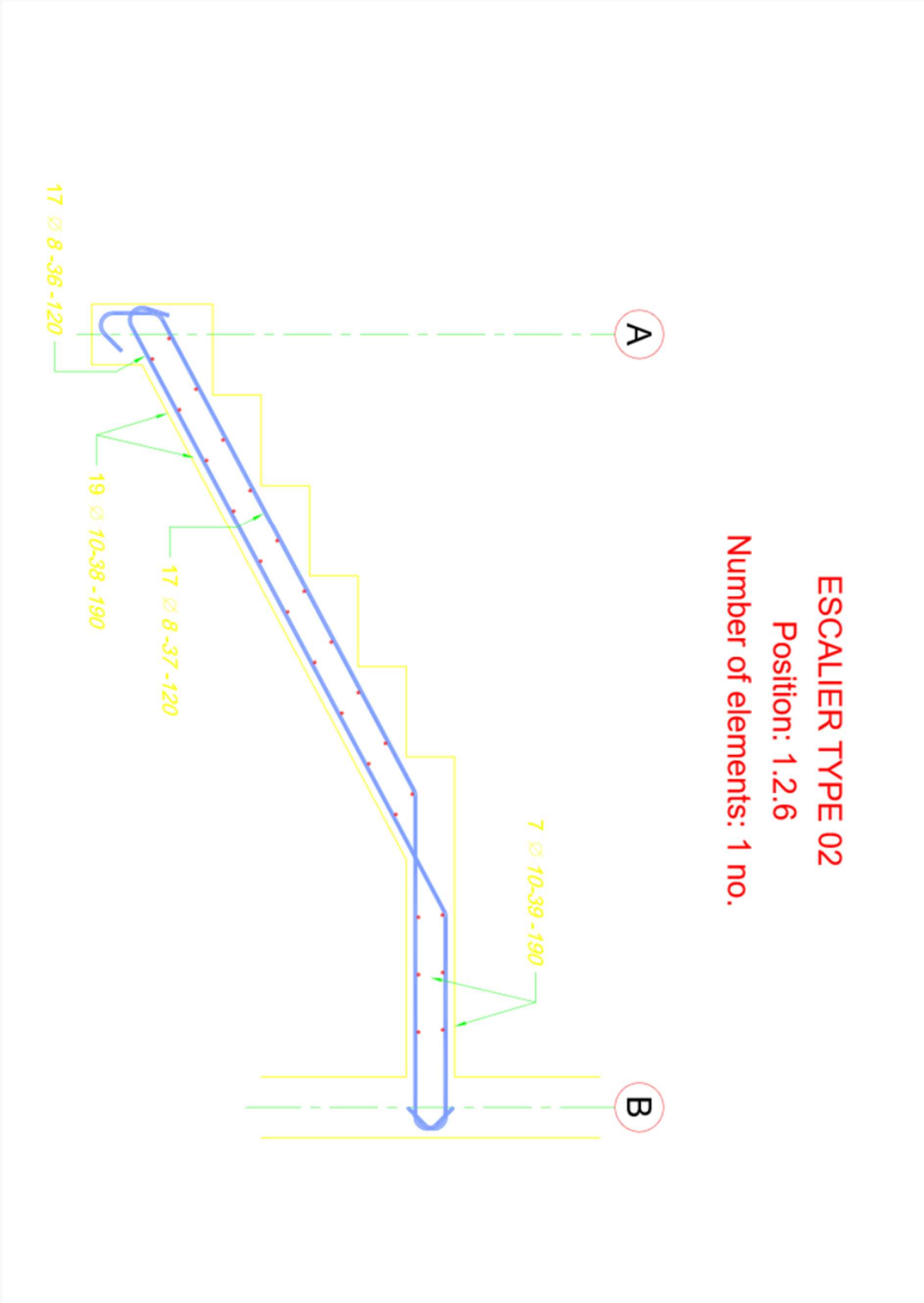


I-I





ESCALLIER TYPE(01)
Position: 1.2.6
Number of elements: 1 no.



ESCALIER TYPE 02
Position: 1.2.6
Number of elements: 1 no.

Chapitre IV:

Etude sismique.

IV-1) Introduction :

Le séisme correspond à des vibrations du sol provoqué par une libération soudaine d'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau.

Ce phénomène naturel peut causer des pertes humaines et matérielles ce qui rend l'étude de comportement de structure sous l'effet des actions dynamiques dues au séisme est obligatoire, et doit être justifié selon les règles parasismiques algériennes.

IV-2) Choix de la méthode de calcul (art 4.1 de RPA 99 V 2003) :

Le calcul des forces sismique peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente.
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale.
3. Par la méthode d'analyse dynamique par l'accélération.

IV-2-1) Méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système des forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal, les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies le projecteur, dans le cas général. Ces deux directions sont les axes principaux de plan horizontal de la structure.

IV-2-1-1) Conditions d'application :

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étude, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à **65 m** en **zone I** et **IIa** et à **30 m** en **zone IIb** et **III**.
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a les conditions suivantes :
 - Zone I : tous groupe.
 - Zone II a :
 - Groupe d'usage 3.
 - Groupe d'usage 2. Si : $ht \leq 3$ niveaux ou 17m.
 - Groupe d'usage 1B Si : $ht \leq 5$ niveaux ou 10 m.
 - Groupe d'usage 1A. Si : $ht \leq 3$ niveaux ou 23m.

Zone II b et III :

- Groupe d'usages 3 et 2.
- Groupe d'usage 3 et 2 Si : $h_t \leq 5$ niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B. Si : $h_t \leq 3$ niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1 A Si : $h_t \leq 2$ niveaux ou 08m.

IV-2-1-2) Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. Donné par le tableau 4-1(RPA99 version 2003)

- Zone sismique I : M'silla SIDI AISSA
- Groupe d'usage 2 : Bâtiment d'habitation

Donc : A = 0.10

D : Facteur d'amplification dynamique moyen. Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de période fondamentale de la structure (T).

η : Est donnée par la formule : $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$

$\xi = 10\%$ (Tableau 4-2 RPA99) **Donc : $\eta = 0.763$**

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

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N) **$h_N = 18.36$ m**

- C_T : coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage.

a) $C_T = 0.05$ (Tableau 4-6.....RPA99 Version2003)

$$T = 0.05 \times (18.36)^{3/4} \quad T_x = T_y = 0.443s$$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site (donnée par le tableau 4-7 RPA99 Version2003)

On a : **$T_2 = 0.5s$ Sol meuble.**

$$b) T_y = 0.09 h_N / \sqrt{D_y} = 0.09 \times 18.36 / \sqrt{17.60} = 0.393s$$

$$T_x = 0.09h_N/\sqrt{D_x} = 0.09 \times 18.36 / \sqrt{29.20} = 0.305s$$

$$\text{➤ } T_x = \min(0.443s; 0.393s) \rightarrow T_x = 0.393s$$

$$\text{➤ } T_y = \min(0.443s; 0.305s) \rightarrow T_y = 0.305s$$

R : Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par tableau 4-3 en fonction de système de contreventement :

R= 3.5 voiles porteurs

Q : Facteur de qualité, en fonction de :

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

La valeur de (Q) est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \text{ (RPA-2003)}$$

q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non ».

Sa valeur est donnée au tableau 4-4 (RPA).

Tableau IV.1: Pénalité en fonction de critère de qualité

Critère q	P _x	P _y
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
Redondance en plan	0.5	0.5
Régularité en plan	0.5	0.5
Régularité en élévation	0.5	0.5
Contrôle de la qualité des matériaux	0.5	0.5
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

$$P_q = 0.35 \rightarrow Q = 1 + 0.2 = 1.2, \text{ donc } Q = 1.2$$

W : poids total de la structure $w = \sum_{i=1}^n w_i$ avec $w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$

β : Coefficient de pondération ; fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau 4-5 RPA99-2003

β = 0.2 cas 01

$$S = 17.60 \times 29.2 - (114.528) = 399.392m^2$$

$$W_i = G_i + \beta Q_i$$

IV.2.2) Méthode dynamique modale spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentés par un spectre de réponse de calcul, Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.2.2.1) Spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & 0 \leq T \leq T_1 \end{cases}$$

Avec :

ξ : pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)

R : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)

T1, T2 : périodes caractéristique associées à la catégorie de sit (tableau 4.7)

Q : facteur de qualité (tableau 4.4)

A=0.1 ; R= 3.5 ; T1=0.15 ; T=0.5 (pour le site S3).

$$Q_x = Q_y = 1.2$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.76 \geq 0.7$$

$$\xi = 10\%$$

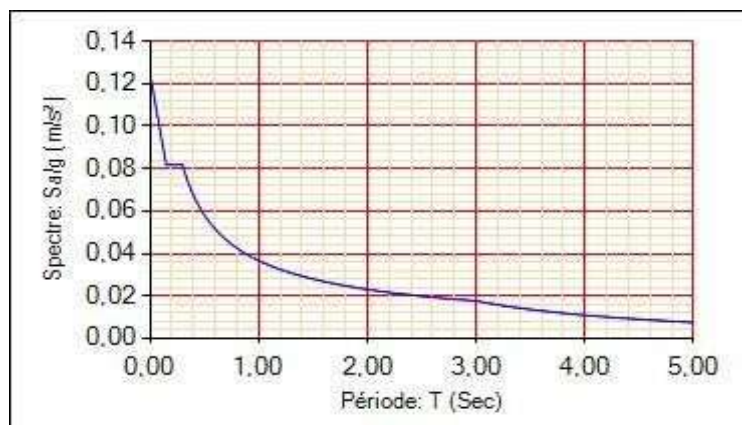


Figure IV.1 : (RPA99 V2003)

IV.3) Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Son application demande un personnel bien qualifié. Lors de la réalisation des constructions en zones sismiques il faut avoir le reflex « construction parasismique » dès les premières esquisses.

Pour notre calcul :

La méthode statique équivalent présente des irrégularités en plan, le site est classé en zone I, le groupe d'usage est 2, la hauteur du bâtiment $h = 18.36\text{m}$ et le nombre des niveaux est 6, alors les conditions d'application de la méthode n'est pas vérifiée.

Donc, on utilise la méthode dynamique spectrale.

IV.4) Présentation du programme ROBOT :

Programme ROBOT est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau...) et des travaux publics (ponts, tunnels...), il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique. L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

IV.4.1) Modélisation de la structure :

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante, Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable, le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

IV.4.2) Combinaisons d'actions :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux États Limites.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$G+Q+E \text{ et } G+Q-E \text{ (5-1)}$$

$$0.8G+E \text{ et } 0.8G-E \text{ (5-2)}$$

Pour les poteaux dans les ossatures auto stables

, la combinaison (5-1) est remplacée par la combinaison suivante : $G+Q+1.2E$ et $G+Q-1.2E$
(5.3)

- G : charge permanentes
 - Q : charge d'exploitation non pondérées
 - E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales
- la combinaison (5-1) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge d'exploitation est tout à fait improbable, une grande partie

de celle-ci (environ 40 à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

-La combinaison (5-2) tient compte de la réduction de la charge verticale qui se produira à cause des effets de l'accélération verticale

Dans les combinaisons précédentes, il y a lieu de tenir compte de la réversibilité des charges sismiques

-pour les éléments porteurs verticaux, la combinaison $G + Q + 1.2E$ en (5-3) a pour objet de leur fournir une meilleure résistance aux effets des moments de renversement dus aux mouvements sismiques majeurs

IV.5) Description générale du projet

Le projet consiste à la réalisation d'une structure contreventée par des voiles porteurs. Le bâtiment se situe à SIDI AISSA, wilaya de M'SILA, dans une région de faible sismicité qualifiée par le R.P.A 2003 en zone I.

La structure étudiée est un bâtiment en (R+5) à usage d'habitation, la hauteur de RDC et des étages est de 3.06 m, les dimensions en plan sont de (29.2m x 17.6m).

L'implantation du bâtiment sur un sol meuble de classe (S3), le groupe d'usage selon le RPA 2003 est de classe 2.

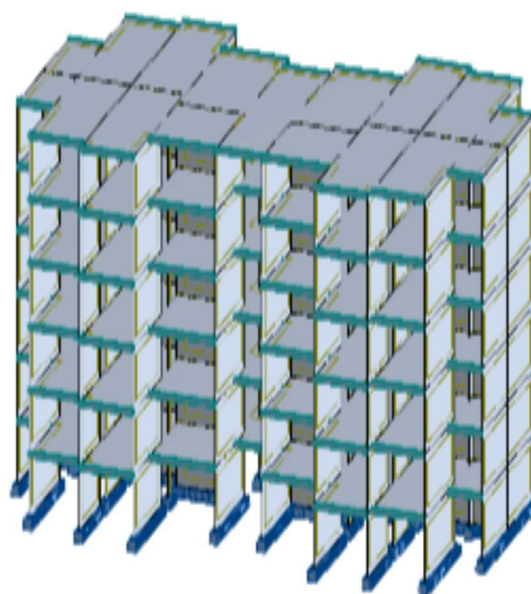


Figure IV.2 : la forme générale de la structure.

IV.6) Vérification du comportement dynamique :

Le nombre minimal de mode (k) à retenir doit être tel que :

$$k \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.20 \text{ sec (article 4.3.4.b)}$$

Où : N est le nombre de réponses au-dessus du sol et T_k la période du mode k.

MODE	Période T [Sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	0.19	75.73	0.00	75.73	0.00
2	0.17	0.00	69.36	75.73	69.36
3	0.16	0.83	0.00	76.56	69.36
4	0.08	0.00	0.12	76.56	69.48

5	0.06	13.79	0.00	90.36	69.48
6	0.06	0.00	0.02	90.36	69.50
7	0.06	0.43	0.00	90.79	69.50
8	0.06	0.00	0.01	90.79	69.51
9	0.06	0.15	0.00	90.94	69.51
10	0.05	0.00	0.06	90.94	69.58

Tableau IV.2: Périodes et facteurs de participation modale.

- Les modes 1 et 2 sont des translations suivant les directions principales de la structure.
- Le troisième mode c'est une rotation suivant l'axe Z.

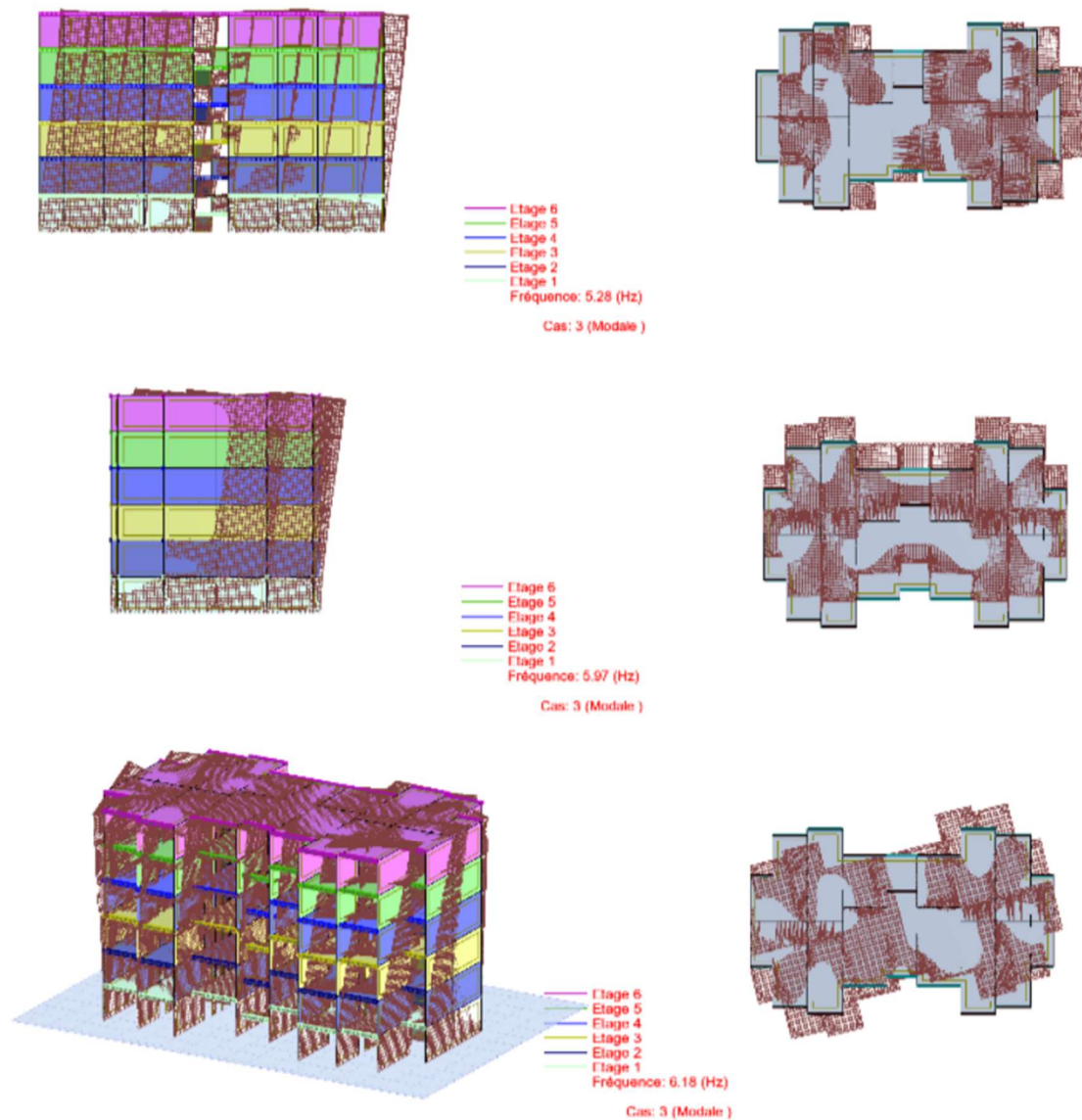


Figure IV.3: Les trois premiers modes de déformation

IV-7) centre de torsion et centre de gravité :

IV-7.1) calcul du centre de torsion :

$$X_{ct} = \frac{\Sigma R_{JK} \cdot X}{\Sigma R_{JK}}; Y_{ct} = \frac{\Sigma R_{JK} \cdot Y}{\Sigma R_{JK}}$$

IV-7.2) Calcul de centre de gravité :

$$X_g = \frac{\Sigma Y_i \cdot A_i}{\Sigma A_i}; Y_g = \frac{\Sigma X_i \cdot A_i}{\Sigma A_i}$$

IV-8) Calcul de l'excentricité de niveau :

a) Excentricité calculée :

$$e_x = |X_g - X_{ct}|$$

$$e_y = |Y_g - Y_{ct}|$$

b) Excentricité théorique :

D'après RPA 99, on prend la plus grande des valeurs :

❖ 5% de la plus grande dimension du bâtiment et excentricité théorique résultante des plans :

$$e_x = 5\%L_{max} \quad e_x = 1.46 \text{ m}$$

$$e_y = 5\%L_{max} \quad e_y = 0.88$$

La valeur de l'excentricité retenue est la plus grande des deux excentricités théoriques et calculée :

$$e_{re} = \max(e_{th}; e_{cl})$$

❖ Si l'excentricité théorique de RPA est la plus grande, le centre de torsion à retenir est :

$$\text{si } e_{th} > e_{cal} \begin{cases} X_{ctr} = X_g - e_{rt} \\ Y_{ctr} = Y_g - e_{rt} \end{cases}$$

❖ Si non on garde les valeurs de centre torsion calculée :

$$\text{si } e_{th} < e_{cal} \begin{cases} X_{ctr} = X_{ct} \\ Y_{ctr} = Y_{ct} \end{cases}$$

Tableau IV.3 : Centre de gravité, centre de torsion et excentricité retenues

Niveaux	Centre de torsion		Centre de graviter		Excentricité théorique		Excentricité calculée	
	X _{ctr}	Y _{ctr}	X _g	Y _g	e _{th,x}	e _{th,y}	e _{cal,x}	e _{cal,y}
1	14.52	8.89	14.52	9.42	1.45	0.88	0.00	0.53
2	14.52	8.89	14.52	9.42	1.45	0.88	0.00	0.53
3	14.52	8.89	14.52	9.42	1.45	0.88	0.00	0.53
4	14.52	8.89	14.52	9.42	1.45	0.88	0.00	0.53
5	14.52	8.89	14.52	9.42	1.45	0.88	0.00	0.53
6	14.52	8.89	14.52	9.44	1.45	0.88	0.00	0.51

IV-9) vérification du déplacement de l'étage :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit $k = R = 6$

$$\delta_k = R * \delta_{ek} \text{ (Article 4.4.3 R.P. A99/v2003)}$$

Le déplacement relatif (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à :

Il faut que : $\Delta_k < 1\% * h$ (h : hauteur etage) (Article 5.10 R.P. A99/v2003)

Dens le sens Y-Y							
ETAGE	δ_{ek}	$\delta_k(\text{cm})$	$\delta_{k-1}(\text{cm})$	$\Delta_k(\text{cm})$	$h_{k(\text{cm})}$	Δ_k/h_k (%)	observation
1	0.044	0.22	0	0.22	306	0.00071895	vérifiée
2	0.058	0.29	0.22	0.07	306	0.00022875	vérifiée
3	0.061	0.305	0.29	0.015	306	0.0000490	vérifiée
4	0.058	0.29	0.305	-0.015	306	0.0000490	vérifiée
5	0.052	0.26	0.29	-0.03	306	0.0000896	vérifiée
6	0.042	0.21	0.26	-0.05	306	0.00016339	vérifiée

Dens le sens Y-Y							
ETAGE	δ_{ek}	$\delta_k(\text{cm})$	$\delta_{k-1}(\text{cm})$	$\Delta_k(\text{cm})$	$h_{k(\text{cm})}$	Δ_k/h_k (%)	observation
1	0.020	0.100	0.000	0.100	306	0.000327	vérifiée
2	0.038	0.228	0.100	0.128	306	0.000418	vérifiée
3	0.047	0.282	0.228	0.054	306	0.000176	vérifiée
4	0.051	0.306	0.282	0.024	306	0.000075	vérifiée
5	0.050	0.300	0.306	-0.006	306	0.000020	vérifiée
6	0.047	0.282	0.300	-0.018	306	0.000059	vérifiée

La période fondamentale correspond a la plus petit valeur obtenue par les formules (4-6 et 4-7 de RPA)

$$T = \min \left\{ C_T \cdot h_n^{3/4}; 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \right\} \quad h_n : \text{Hauteur totale de la structure}$$

$C_T = 0.05$ D : dimension de batiment

Sens transversal : $T_y = 0.09 h_N / \sqrt{D_y} = 0.09 \times 18.36 / \sqrt{17.60} = 0.393s$

Sens longitudinale : $T_x = 0.09 h_N / \sqrt{D_x} = 0.09 \times 18.36 / \sqrt{29.20} = 0.305s$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sy} = 1.30T_y = 0.510s \\ T_{Sx} = 1.30T_x = 0.396s \end{cases}$$

Le tableau ci-dessous montre comment choisir la période de calcul de Vst :

Si	La période choisit pour le calcul du facteur D
$T_{analytique} \leq T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1.3 T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{analytique} \geq 1.3 T_{empirique}$	$T = 1.3 T_{empirique}$

Tableau IV.4: Estimation de la période empirique

La valeur de la période analytique donnée par ROPOT est :

$$\begin{cases} \text{sons (X - X): } T_{analytique} = 0.19s \\ \text{sons (Y - Y): } T_{analytique} = 0.17s \end{cases}$$

Période	$T_{analytique}$ (s)	$T_{empirique}$ (s)	$1.3 T_{empirique}$ (s)
Sens X-X	0.19	0.305	0.396
Sens Y-Y	0.17	0.393	0.510

Tableau IV.5: Valeurs de la période dans les deux sens

D'après le tableau V-6 on déduit que les valeurs de la période propre de la structure suivantes les deux directions orthogonales sont :

Sons X-X: $T_{analytique} \leq T_{empirique} \quad T_X = 0.19 \text{ s}$

Sons Y-Y : $T_{analytique} \leq T_{empirique} \quad T_X = 0.17 \text{ s}$

Donc : $0 \leq T \leq T_2 \rightarrow$

$$0 \leq 0.393s \leq 0.4s ; 0 \leq 0.305s \leq 0.4s$$

$$4s \rightarrow D = 2.5\eta$$

$D_Y = D_X = 2.5 \times 0.763 = 1.9$

- **Effort tranchant à la base de la structure est :**

$$\rightarrow V_x = V_y = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W = \frac{0.1 \times 1.2 \times 1.9}{3.5} \times 36500.60 = 2377.75 \text{ KN}$$

VI) Détermination de la force sismique de chaque niveau :

Les forces sismiques de chaque niveau sont données par la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_1^n W_i \cdot h_i} \text{ RPA99 (formule 4-11)}$$

$$F_t = 0 \text{ car } T < 0.7 \text{ s}$$

Le tableau suivant résume les valeurs des forces sismiques et les efforts tranchants des différents niveaux dans les deux sens (x-x) et (y-y).

Calcul la force sismiques				
Etage	V_x(KN)	F_x(KN)	V_y(KN)	F_y(KN)
RDC	703.93	703.93	669.51	669.51
1	1195.1	491.17	1148.69	479.18
2	1568.94	373.84	1506.83	358.14
3	1856.75	287.81	1743.24	236.41
4	2059.8	203.05	1866.58	123.34
5	2150.53	90.73	1908.36	41.78

Tableau IV.6: Valeurs des forces sismiques et des efforts tranchants des différents niveaux.

IV-10) Art 4.41 RPA 2003 :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids durement.

Calcul le Moment de renversement				
Etage	H_{etage}	h_i (m)	M_{ry} (KN.M)	M_{rx} (KN.m)
RDC	3.06	18.36	1665,8028	767,0808
1	3.06	15.3	3106,665	1887,102
2	3.06	12.24	3522,7944	2893,6584
3	3.06	9.18	3431,8512	3287,7252
4	3.06	6.12	3005,9604	2932,5816
5	3.06	3.06	2154,0258	2048,7006
			16887,0996	13816,8486

Tableau IV.7: Valeurs des renversements

Calcul le Moment Stabilising				
W (KN)	YG	M_{sx} (KN.m)	XG	M_{sy} (KN.m)
5945.22	8.89	52853,0058	14.52	86324,5944
5945.22	8.89	52853,0058	14.52	86324,5944
5945.22	8.89	52853,0058	14.52	86324,5944
5945.22	8.89	52853,0058	14.52	86324,5944
5945.22	8.89	52853,0058	14.52	86324,5944
6774.5	8.93	60496,285	14.52	98365,74
		324761,314		529988,712

	suivant xx	suivant yy
M_s(KN.m)	324761,314	529988,712
M_r(KN.m)	13816,8486	16887,0996

	suivant xx	suivant yy
M_s/M_r	5,950503002	31,38423557
	CV	CV

Tableau IV.8: Valeurs des Moment stabilisant

IV-11) Art 5.9 RPA 2003 :

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

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k H_k \leq 0.1$$

Avec :

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

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k" :

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Vérification de l'effet P-D							
Etage	hk (KN)	W (KN)	Pk (KN)	Dkx (m)	Dky(m)	Vkx (KN)	Vky (KN)
RDC	3.06	5945.22	30555.38	0.00044	0.0002	703.93	669.51
1	3.06	5945.22	24610.16	0.00058	0.00038	1195.1	1148.69
2	3.06	5945.22	18664.94	0.00061	0.00047	1568.94	1506.83
3	3.06	5945.22	12719.72	0.00058	0.00051	1856.75	1743.24
4	3.06	5945.22	6774.5	0.00052	0.0005	2059.8	1866.58
5	3.06	6774.5	0	0.00042	0.00047	2150.53	1908.36

qkx(%)	q≤0.10	qky(%)	q≤0.10
0.05844298	cv	0.06144757	cv
0.03654766	cv	0.03802428	cv
0.02220606	cv	0.02312137	cv
0.01215832	cv	0.01295	cv
0.00523332	cv	0.00577505	cv
0	cv	0	cv

Tableau IV.9 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

🚩 On remarque que θ_k ne dépassent pas 0.1, donc l'effet P-Δ est négligeable

❖ **Conclusion :**

D'après les résultats obtenus. Notre bâtiment résistera au reversement, donc le bâtiment sera stable.

Chapitre V :

Ferraillage des éléments de contreventement.

V-1) Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales, donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (**G**) et aux surcharges d'exploitation (**Q**), ainsi sous l'action des sollicitations verticales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

V-2) Ferrailage du voile :

V-2-1) Caractéristique des armatures du voile :

- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.
- ✓ Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

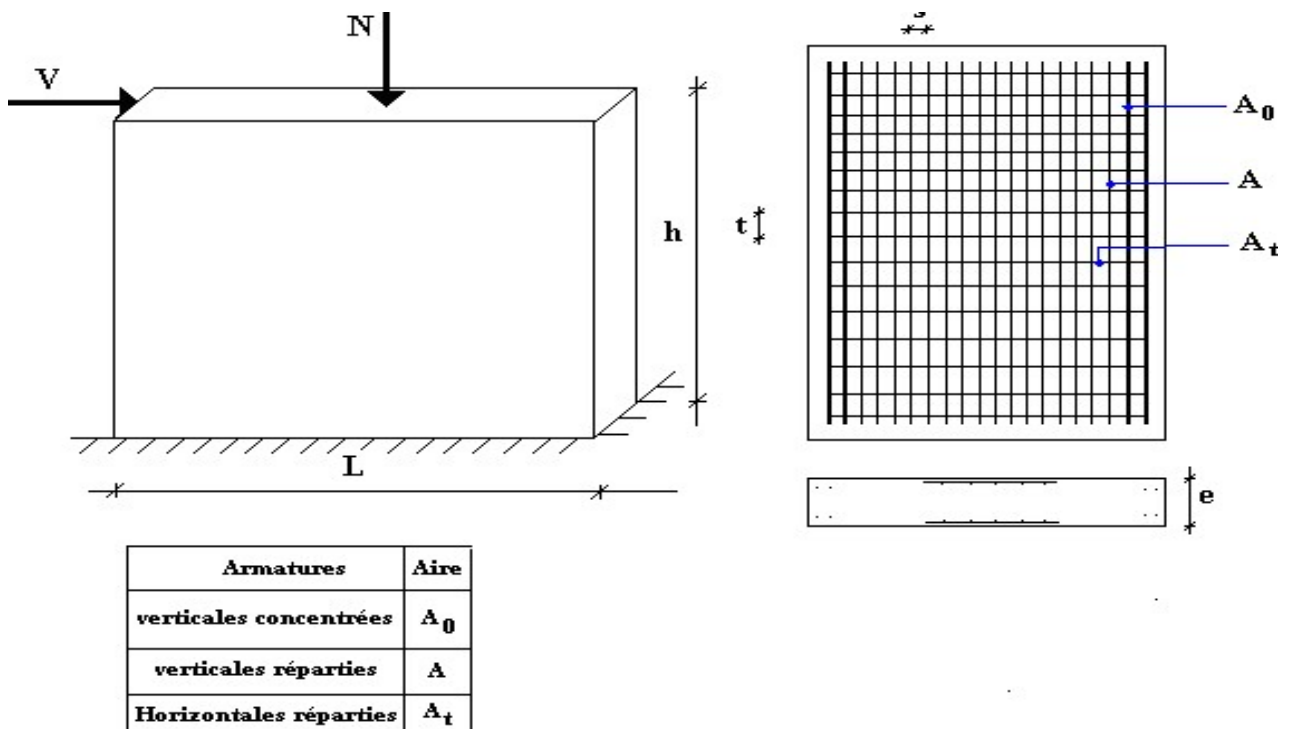


Figure V.1 : Présentation de voile.

V-2-2) Choix de combinaisons d'actions (pour les armatures verticales) :

Le ferrailage se fera calculer en flexion composées sous (N et M) le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$N = 0.8N_g + N_e (N_e = 0; \text{Cas des voiles pleine})$$

$$M = 0.8M_g + M_e$$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par les combinaisons.

$$N = N_g + N_q + N_c$$

$$M = M_g + M_q + M_c$$

V-2-3) Calcul de la section d'armatures selon les règles B-A-E-L91 :

V-2-3-1) Armatures verticales (Art 7-7-4-1 RPA99) :

Le ferrailage vertical sera disposé de tel sort qu'il prendra les contraintes de flexion composées, en tenant compte des prescriptions composées par le **RPA 99Version2003** décrites ci-dessous :

- a) L'effort de traction engendré dans une partie de voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de **20%** de la section horizontale du béton tendu.
- b) Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- c) Les barres verticales de ces derniers doivent être munies des crochets (jonction de recouvrement).
- d) A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit moitié sur 1/10 de la largeur de voile, cet espacement doit être au plus égale à 15cm (le ferrailage vertical doit être disposé symétrique en raison de chargement en termes de moment).
- e) Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile égale à 0.15%.
 - En zone courante égale à 0.10%.
- f) Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

V-2-3-2) Etape de calcul (section rectangulaire)

1) Détermination de l'excentricité (e) :

$$e = \frac{M}{N_{\min}}$$

2) Détermination de la nature qui peut être :

➤ Section partiellement comprimée (S.P.C) si :

- N : effort de traction et le centre de pression <<c>> se trouve en dehors de la zone comprise entre les armatures.
- N : effort de compression et <<c>> se trouve à l'extérieur de la section.

➤ Section entièrement tendue (S.E.T) si :

- N : effort de traction et <<c>> se trouve entre les armatures.

➤ Section entièrement comprimée (S.E.C) si :

- N : effort de compression et <<c>> se trouve à l'intérieur de la section et là Condition suivante.

$$\text{Est vérifiée : } N(d - c') - M_A > (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) \cdot a \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

3) Détermination de la section d'armature :

➤ Armatures à la flexion simple

$$M_A = M + N \left(d - \frac{h}{2}\right) \quad (N : \text{compression})$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_{bc} \cdot a \cdot d^2}$$

$$A = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \quad A ; \sigma_{bc} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\gamma_s = 1, \text{cas accidentel})$$

➤ Armature à la flexion composée

$$A = A_F - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} \quad (N: \text{compression})$$

a. S.E.T : (voir les formules de <<P. Charon>>)

b. S.E.C : (voir les formules de <<P Charon >>)

V-2-4) Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales capables de répondre les efforts tranchants provoquent des fissures inclinées à 45°, pour cela on va disposer des armatures en deux nappes parallèles aux faces du refend et placée à l'extérieur des barres verticales empêchant le flambement éventuel (de ces dernières dans un plan perpendiculaire aux faces du refend sous l'action de la compression.

V-2-5) Les armatures transversales :

Dans le cas où les armatures verticales inférieure a 12mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4par m² au moins, dans le cas, ou Φ_t peuvent être des épingles de 6mm lorsque les barres longitudinale ≤ 20 mm, et 8mm dans le cas contraire.

Justification sous contrainte tangente dans le plan du mur :

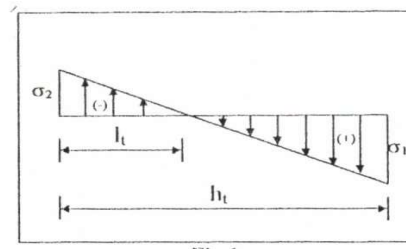
Il n'a pas lieu de justifier un mur sous sollicitation tangente ultime quand la condition suivante est vérifiée $\tau_u < \bar{\tau}_u = \frac{0.05f_{c28}}{\gamma_b}$ dans le cas contraire nous appliquons les règles de béton armé.

V-2-6) Armature minimale de L4 R.P.A 99

V-2-6-1) Armatures verticale :

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

(Pour les voiles pleins)
$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2} \\ \sigma_2 = \frac{N}{a.h} - \frac{6.M}{a.h^2} \end{cases}$$



1^{ère} cas (SPC) $\sigma_1 > 0, \sigma_2 < 0; \frac{|\sigma_1|}{h-l_t} = \frac{|\sigma_2|}{l_t}$

$\rightarrow l_t = \frac{h|\sigma_2|}{|\sigma_1|+|\sigma_2|}$

2^{ème} cas (SET) $\sigma_1 > 0, \sigma_2 > 0 \rightarrow l_t = h$

3^{ème} cas (SEC) $\sigma_1 > 0, \sigma_2 > 0, l_t = 0$

- $A_{min.1}^{RPA} = 0.20\% a.l_t$ (Art 7.7.4.1 de RPA99)
- $A_{min.2}^{RPA} = 0.15\% a.h$ (Globalement dans la section du voile)(Art7.7.4.2de RPA99)
- $A_{min.3}^{RPA} = 0.10\% a.h$ (En zone courante)

a. Espacement :

D'après l'article 7.7.4.3 de RPA99, on $S \leq \min(1.5a ; 30 \text{ cm})$

Dans la zone $h/10 ; D \leq S/2 + \min(1.5a/2 ; 30/2 \text{ cm}) \implies D \leq \min(0.75a; 15\text{cm})$

b. Les barres employées :

$$\Phi_v \leq \frac{a}{10} \text{ (Art. 7.7.4.3)}$$

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la part supérieure, les autres niveaux munies par recouvrement.

c. Le recouvrement :

$40\Phi_t$: Pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts est posse

$20\Phi_t$: Pour barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

V-2-6-2) Armature horizontale

Le pourcentage minimal d'armature horizontale est donné par l'article (7.7.4.3 de RPA99). Globalement dans la section du voile.

$-A_h^{\min} = 0.15\% a. h_e$; h_e : la hauteur entre nus de planchers du voile considéré pour une bande de 1m on a :

$$A_h^{\min} = 0.001. a. 100(a \text{ en cm})$$

a. Espacement

$$S \leq \min(1.5 a; 30\text{cm})$$

b. Les barres employées :

$\Phi_h \leq a/10$ (Art. 7.7.4.3) Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur = $10\Phi_h$ quand il y a talon → ancrage sans crochets (ancrage droit)

V-2-6-3) Armatures transversales

D'après l'article 7.7.4.3 de RPA99

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles en $\ll m^2 \gg$

- Pour les armatures horizontales

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2. f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0.d} \text{ (Art 7.7.2)}$$

d : Hauteur = 0.9 h

- Quand il y a une reprise de coulage, il faut ajouter la section suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

La section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts (la traction dus aux moments de renversement.

- **A titre d'exemple : soit le voile (Vt1)**

On prend le niveau de RDC :

$h = 4.95$; $C = h/16 = 0.31$ m ; $d = 4.46$ m ; $a = 0.2$ m

1. Les armatures verticales :

E.L.U action occidentale :

$$M_u = 44.14 \text{ KN.m } 0.8M_G + M_E$$

$$N_{ucor} = 410.43 \text{ KN } 0.8N_G$$

$$V_u = 43.57 \text{ KN}$$

$$M_A = M_U + N_U (d - h/2) = 44.10 + 410.43 (4.46 - 4.95/2) = 858.80 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 858803.6 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{858803.6}{14.2 \times 20 \times 446^2} = 0.015 < \mu_1 = 0.392 (\text{FeE400})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.02$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{baree(FeE400)} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$A_f = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{858803.6}{348 \times 0.96 \times 446} = 5.589 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100\sigma_s} = 5.589 - \frac{410430}{100 \times 348} = 5.589 - 11.794 = \mathbf{6.02 \text{ cm}^2}$$

2-les armatures verticales minimales :

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{410430}{200 \times 3060} + \frac{6 \times 858803.6}{200 \times 3060^2} = 0.67 + 0.0001 = 0.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{410430}{200 \times 3060} - \frac{6 \times 858803.6}{200 \times 3060^2} = 0.67 - 0.0001 = 0.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 > 0 \text{ et } \sigma_2 > 0 \text{ Alors (sec).} \quad \longrightarrow \quad L_f = 0$$

$$\triangleright A_{\min}^{\text{RPA}} = \mathbf{0.10\% \cdot a \cdot h = 0.001 \times 20 \times 306 = 6.12 \text{ cm}^2}$$

Comme $l_t < h/2$ la section dans la zone courante $S_{ZC}^{\text{RPA}} \geq 0.001 \cdot h \cdot a$

Remarque :

On adopte un ferrailage symétrie a cause de changement de moment qui sont dus au changement de signe des forces sismique.

$$D'ou \left\{ \begin{array}{l} 2S_{zt} + \frac{S_{zc}}{2} \geq 0.0015 \times a \times \frac{h}{2} \\ S_{zc} \geq 0.001 \times \frac{h}{2} \times a \end{array} \right.$$

Avec :

S_{zt} : Section d'armature dans la zone tendue.

S_{zc} : Section d'armature dans la zone courante.

$$A_{ad} = A_{zt} + A_{zc} \geq \mathbf{0.0015 \times a \times \left(\frac{h}{2}\right)}$$

$$A_{zt} = \max(A_{\text{cal}}^{\text{BAEL}} ; A_{\min}^{\text{RPA}})$$

$$= \max(6.02 ; 6.12) = \mathbf{6.12 \text{ cm}^2}$$

$$A_{zc} = 0.001 \times 20 \times \left(\frac{306}{2}\right) = \mathbf{3.06 \text{ cm}^2}$$

$$A_{ad} = A_{zt} + A_{zc} = 9.18 \text{ cm}^2 \geq 0.0015 \times 20 \times \frac{306}{2} = 4.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopte}} = 9.18 \text{ cm}^2$$

a) -calcul l'espace :

Selon (RPA.99) $S_t \leq a = 20 \text{ cm}$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

Danc la zone $h/10$; $D= S/2 =15/2$

Soit $D=7.5 \text{ cm}$

b) -choix des armatures :

$$A_{\text{nap1}} = A_{\text{nap2}} = \frac{A_{\text{adopte}}}{2} = \frac{9.18}{2} = 4.59 \text{ cm}^2$$

On adoptee $\text{nap1}=\text{nap2} = 4.59 \text{ cm}^2$

- On adoptee $\text{nap1}=\text{nap2} = 6\text{T}10 = 4.710 \text{ cm}^2$

2) Les armatures horizontales :

$$A_h^{\text{min}} = 0.0015 \times a \times h_2 \text{ (Globalement dans le voile)}$$

Pour une bande de 1mètre on à

$$A_h^{\text{min}} = 0.001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

Soit $A_h^{\text{min}} = 5\text{T}10 = 3,140 \text{ cm}^2$

3) Vérification les armatures de cisaillement :

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V_{u,\text{cal}}}{a(0.9 \times h)} = \frac{1.4 \times 43570}{200(0.9 \times 3060)} = 0.112 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

3-1) Espacement :

Selon (RPA 99) $e_h \leq \min(1.5a ; 30) = 30 \text{ cm}$ soit $e_h = 20 \text{ cm}$

3-2) les armatures transversales :

On prend le principe de (RPA 99) 4épangles à chaque 1m^2 soit épingles de ($\Phi 6$)

3-4) Vérification de contrainte de compression les combinaisons suivantes :

Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18.478 \text{ MPa}$

$$N = N_g + N_q + N_e$$

$$M = M_g + M_q + M_e$$

Cette combinaison donne le cas plus défavorable ou l'effort normal (N) est très imposant.

Ferrailage horizontal :

VOILE	NIVEAU	A _{RPA}	A _{min} (Cm ² /ml)	V _{cal} (KN)	τ(MPa)	L'OBSERVATION
Vt1, Vt1'	6	13	3	42.45	0.03	C.V
	3	13	3	155.90	0.12	C.V
	RDC	13	3	132.78	0.34	C.V
Vt2.Vt2', Vt3.Vt3'	6	13	3	47.79	0.04	C.V
	3	13	3	73.32	0.07	C.V
	RDC	13	3	104.11	0.10	C.V
Vt4. Vt4'	6	13	3	93.57	0.16	C.V
	3	13	3	73.39	0.12	C.V
	RDC	13	3	76.73	0.13	C.V
Vt5. Vt5'	6	13	3	87.34	0.15	C.V
	3	13	3	106.91	0.18	C.V
	RDC	13	3	98.16	0.14	C.V
Vt6. Vt6', Vt7. Vt7'	6	13	3	139.54	0.24	C.V
	3	13	3	126.39	0.21	C.V
	RDC	13	3	68.240	0.12	C.V
Vt6. Vt6', Vt7. Vt7'	6	13	3	140.15	0.24	C.V
	3	13	3	31.07	0.25	C.V
	RDC	13	3	12.53	0.12	C.V

Tableau V.1 : Ferrailage horizontal.

$$A = 2 \times 5T10 \text{ N.B : } \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

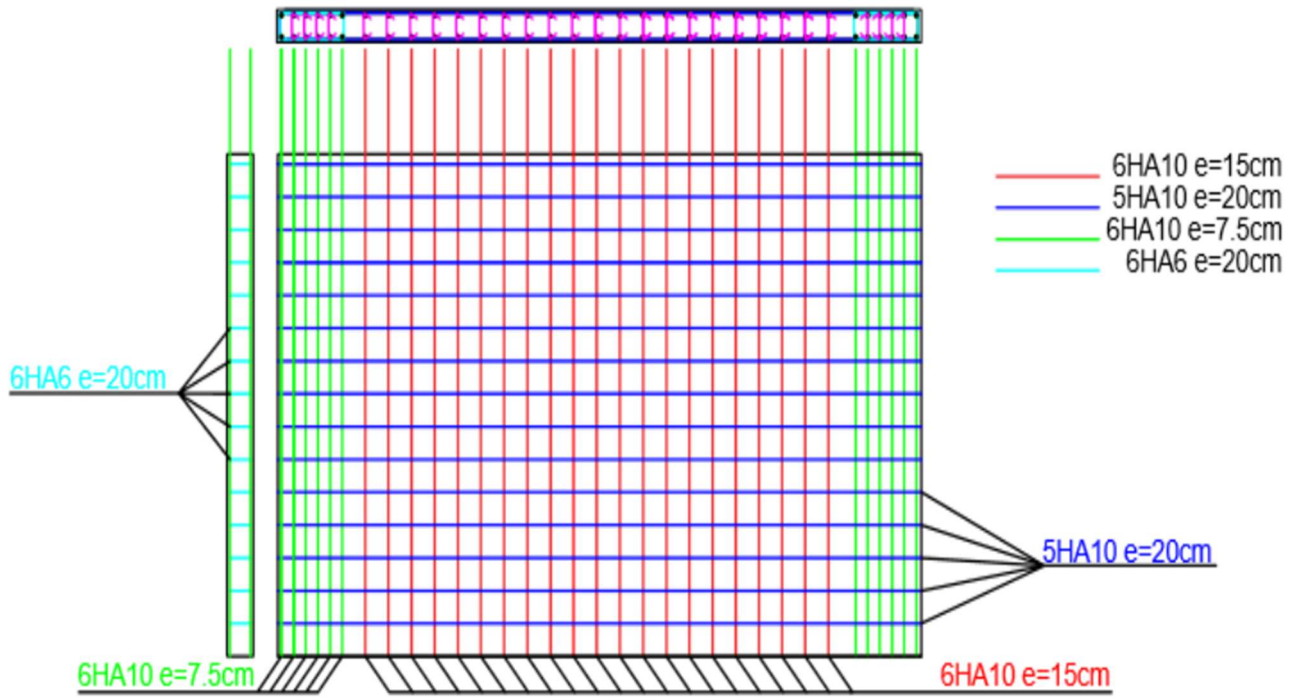
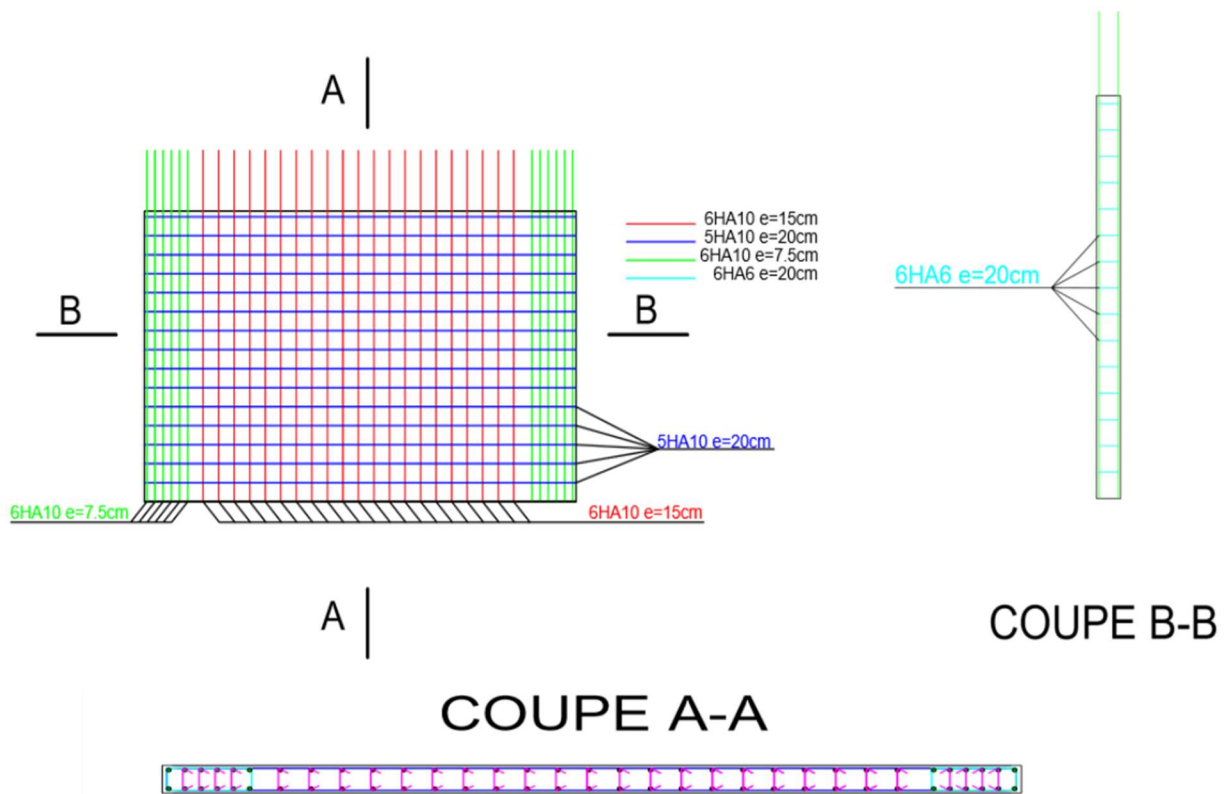


Figure V.2 : coupe ferrailage de voile



V-3 Ferrailage de voile avec ouverture de linteaux

V-3-1 Définition :

Les linteaux sont des poutres courtes ou longues selon la valeur de leur élancement (λ_g) encastées aux extrémités et reliant les deux trumeaux de voile et ayant des nœuds rigides. Les déformations dans les linteaux créent des prolongements dans les trumeaux de ce fait, la portée du linteau présente des difficultés dans le calcul (la majoration de (T) 40% peut être justifiée à la limite).

V-3-2 Sollicitation dans les linteaux :

Les linteaux sont soumis à ;

Son poids propre ;

Aux charges et sur charges du plancher qui lieu revient ;

Effet du séisme, ce dernier développe un effort tranchant et un moment fléchissant.

D'où $T=T_E + T_{(G+Q)}$; $M=M_E + M_{(G+Q)}$

Avec :

T_E : effort tranchant dû au séisme ;

$T_{(G+Q)}$: effort tranchant dû aux charges et sur charges du plancher.

$T_{(G+Q)} = \frac{(G+Q)L}{2}$; Avec L : est longueur de linteau.

M_E : moment fléchissant de séisme.

$M_{(G+Q)}$: moment fléchissant dû aux charges et sur charges du plancher.

-Sur appui : $M_{(G+Q)} = \frac{(G+Q)L}{12}$

-En travée : $M_{(G+Q)} = \frac{(G+Q)L}{24}$

V-3-3 Ferrailage des linteaux

Pour le ferrailage des linteaux deux cas peuvent se présenter : (D'après RPA99)

V-3-3-1 Première cas $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$

a) Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_1 \geq \frac{M}{Z \times f_e}$$

Avec : $Z = h - 2d$

h : la hauteur totale du linteau.

d' : la distance d'enrobage

M : moment dû à l'effort tranchant ($T=1.4 T_{calcul}$)

b) Aciers transversaux

b-1) linteau long : $\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$

$$S_t \leq A_t \frac{f_e \cdot Z}{T}$$

Avec :

S_t : espacement des cours d'armatures transversales

A : section d'un cours d'armatures transversales

$Z = h - 2d$

$T = 1.4 T_{calcul}$

L : portée de linteau

b-2) linteau court : $\lambda_g \leq 1$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e L}{(V + A_t f_e)}$$

$T = \min (V_1, V_2)$

$T_2 = 2T_{CAL}$

$T_1 = (M_{ci} + M_{cj}) / l_{ij}$

Avec M_{ci} et M_{cj} moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite de linteau de portée l_{ij} .

$M_c = A_L \cdot f_e \cdot Z$

V-3-3-1) Deuxième cas : $\tau_b > 0.06 f_{c28}$:

Pour ce cas ; il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieure et inférieure).

Transversale et de la partie courante suivant le minimum réglementaire.

Les sollicitations (M, T) reprisent suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (A_D) à disposer obligatoirement.

Le calcul de ses armatures se fait suivant la formule :

$A_D = T / 2f_e \sin\alpha$; Avec : $t_g(\alpha) = (h - 2d') / L$

T : calcul sans majoration.

V-3-4) Ferrailage minimal :

V-3-4-1) Armatures longitudinal :

$(A_L, A_L) \geq 0.0015bh$

Avec : b : l'épaisseur de linteau.

h : hauteur du linteau.

V-3-4-2) Armatures transversales :

Pour $\tau_b \leq 0.0025f_{c28} \cdot A_T \geq 0.0015 bs$ (0.15%)

$\tau_b \leq 0.0025f_{c28} \cdot A_T \geq 0.0025 bs$ (0.25%)

V-3-4-3) Armature en section courante (armatures de peau) :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau (A_c) en deux nappes doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%. $A_c \geq 0.002bh$

❖ Exemple de calcul :

Soit le linteau de **panneau 81** au niveau de **RDC** Son dimension et :

L : porte de linteau = 1.2 m

h : hauteur de linteau = 0.86 m

a : épaisseur de linteau = 0.2 m

S_a : Surface afférente qui revient au linteau = 1.032 m²

Sollicitation :

a. Due au séisme :

$$T = 76,510 \text{ KN}$$

$$M = 6,870 \text{ KN.m}$$

b. La contrainte de cisaillement :

$$\tau = 1.4 \times \frac{T}{b \times d}$$

$$\tau = 1.4 \times \frac{76510}{200 \times 860} = 0,622 \text{ MPa}$$

$$\tau \leq \bar{\tau} = 0.06 f_{c28} :$$

a) Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par formule :

$$A_1 \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

Avec : $z = h - 2d'$ ou h : est la hauteur totale du linteau

d' : est la distance d'enrobage

M : moment dû à l'effort tranchant (\bar{V})

$$A_1 = \frac{6870000}{800.400} = 0.215 \text{ cm}^2$$

- Alors choix armature minimal ($A_1; A'_1$) $\geq 0.0015 bh = 2.58 \text{ cm}^2$
($A_1; A'_1$) = 3, 140 cm² = 4HA10

b) Aciers transversaux :

❖ **Premier sous-cas** : linteaux longs ($\frac{l}{h} = \frac{120 \text{ cm}}{86 \text{ cm}} = 1.39 > 1$)

On a :

$$S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{\bar{V}}$$

Ou S=espacement des cours d'armatures transversale.

A_t = section d'un cours d'armature transversale

$z = h - 2d'$

\bar{V} = Effort tranchant dans la section considérée(\bar{V})

l = Portée du linteau

- **Donc Premier sous-cas :**

$$S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{\bar{V}} \implies \frac{S \cdot \bar{V}}{f_e \cdot z} \leq A_t$$

$$\frac{S \cdot \bar{V}}{f_e \cdot z} \leq A_t \implies A_t \geq \frac{200.76510}{400.800} = 0.48 \text{ cm}^2$$

$$S \leq \frac{h}{4} = 21,5 \text{ cm}^2 ; S = 20 \text{ cm}^2$$

- Alors choix armature minimal $A_t \geq 0.0015 b \cdot S = 0.6 \text{ cm}^2$
 $A_t = 1.132 \text{ cm}^2 = 4\text{HA6}$

c) Armature de zone courante (armature de peau <<Ac>>) :

Ces aciers doivent être disposés en deux nappes suivant le minimum réglementaire :

$$A_c \geq 0.0020 \cdot b \cdot h = 3,44 \text{ cm}^2$$

Pour les deux nappes soit $\Phi = 5\text{HA10} = 3,925 \text{ cm}^2$

Niveau	RDC	1-3 ème étage	4-6 ème étage
M (N.m)	6870	12200	11930
T(N)	76510	118800	91850
τ_b (Mpa)	0,492976804	0,765463918	0,59181701
$A1=A1'$ (cm2)	0,24354793	0,432501418	0,422929665
A_t (cm2)	0,542470221	0,842314237	0,651233693
A_c (cm2)	3,925	3,925	3,925

Tableau V.2 : Ferrailage de linteaux

Alore choix armature minimal (RPA)				
Niveau	RDC	1-3 ème étage	4-6 ème étage	
$A1=A1'$ (cm2)	3,14	3,14	3,14	4HA10
A_t (cm2)	1,132	1,132	1,132	4HA6
A_c (cm2)	3,925	3,925	3,925	5HA10

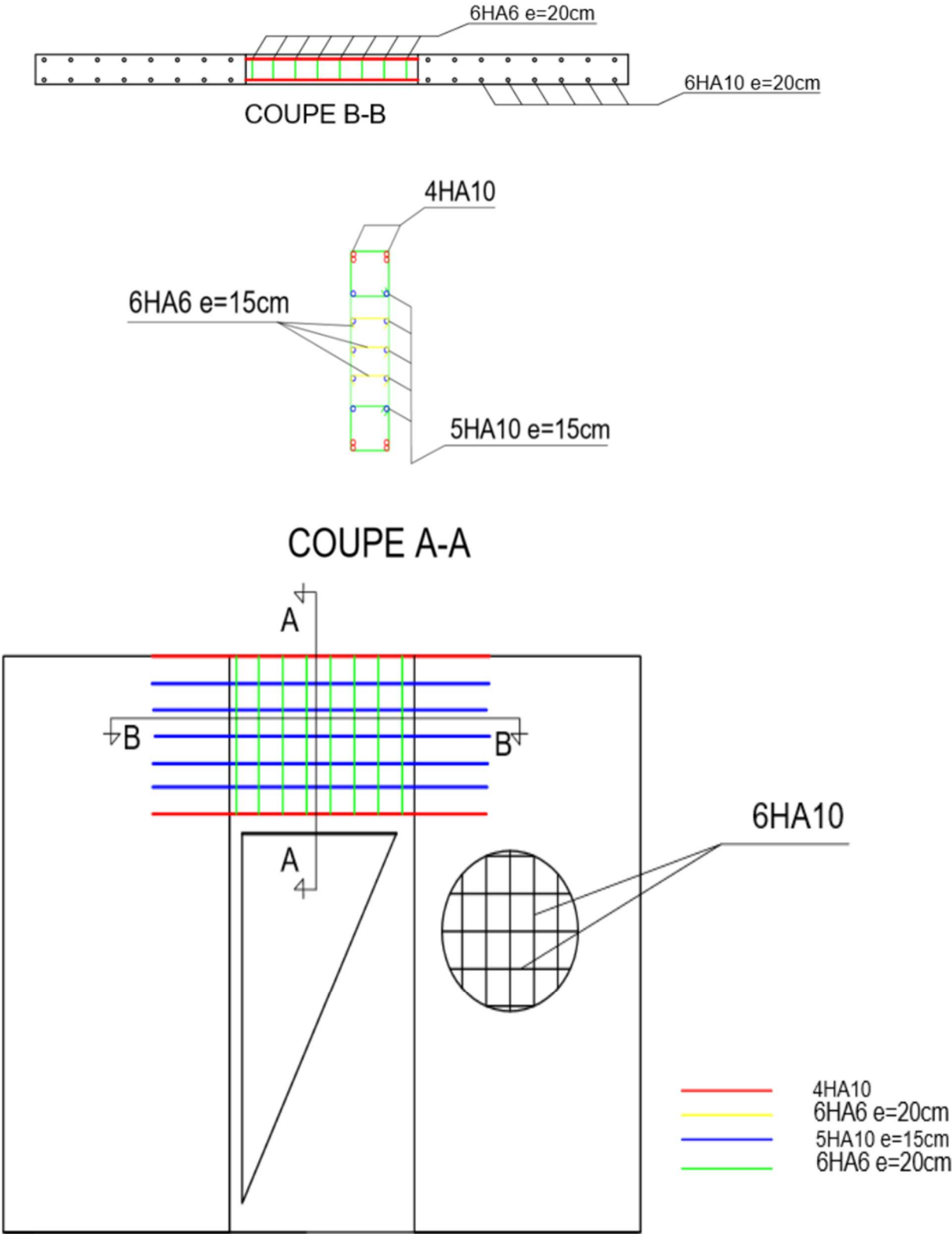


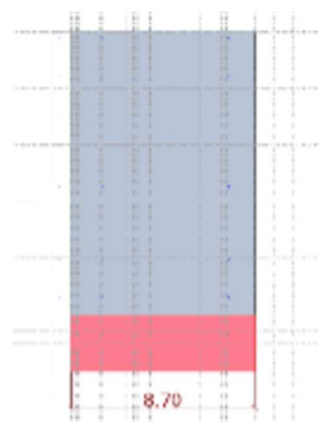
Figure V.3 : coupe ferrailage de linteaux.

Voile	Niveau	L(m)	h (m)	c (m)	d (cm)	a (cm)	M (KN.m)	N (KN)	e(m)	Etat	Ma (KN.m)	μ	α
Vt1, Vt1'	6	8.7	3.06	0.54375	815.625	20	8.04	380.77	0.021115	SPC	2531.117	0.013397	1.23314
	3	8.7	3.06	0.54375	815.625	20	3.79	15.13	0.250496	SPC	104.0452	0.000551	1.249311
	RDC	8.7	3.06	0.54375	815.625	20	27.65	37.23	0.742681	SPC	274.3453	0.001452	1.248184
Vt2, Vt2, Vt2', Vt2'	6	5.2	3.06	0.325	487.5	20	14.66	325.31	0.045065	SPC	1102.822	0.016339	1.229406
	3	5.2	3.06	0.325	487.5	20	38.89	945.29	0.041141	SPC	3200.885	0.047424	1.189243
	RDC	5.2	3.06	0.325	487.5	20	28.81	1882.39	0.015305	SPC	6325.405	0.093718	1.12678
Vt3, Vt3, Vt3', Vt3'	6	3.51	3.06	0.219375	329.0625	20	1.06	282.23	0.003756	SPC	497.9612	0.016193	1.229592
	3	3.51	3.06	0.219375	329.0625	20	0.75	805.79	0.000931	SPC	1419.444	0.046158	1.190906
	RDC	3.51	3.06	0.219375	329.0625	20	1.18	1982.77	0.000595	SPC	3492.094	0.113556	1.098925
Vt4, Vt4, Vt4', Vt4'	6	4.7	3.06	0.29375	440.625	20	7.36	348.39	0.021126	SPC	1009.417	0.018307	1.226903
	3	4.7	3.06	0.29375	440.625	20	67.17	997.45	0.067342	SPC	2936.086	0.053249	1.181565
	RDC	4.7	3.06	0.29375	440.625	20	1.18	1982.77	0.000595	SPC	5704.122	0.10345	1.113201
Vt5, Vt5, Vt5', Vt5'	6	4.95	3.06	0.309375	464.0625	20	44.14	410.43	0.107546	SPC	1320.834	0.021596	1.222707
	3	4.95	3.06	0.309375	464.0625	20	16.73	1032.92	0.016197	SPC	3229.757	0.052808	1.182149
	RDC	4.95	3.06	0.309375	464.0625	20	18.88	1915.96	0.009854	SPC	5978.713	0.097754	1.121168
Vt6, Vt6'	6	3.36	3.06	0.21	315	20	19.54	270.09	0.072346	SPC	457.0858	0.01622	1.229557
	3	3.36	3.06	0.21	315	20	2.82	719.77	0.003918	SPC	1168.847	0.041478	1.19703
	RDC	3.36	3.06	0.21	315	20	54.35	1356.61	0.040063	SPC	2252.058	0.079917	1.145757

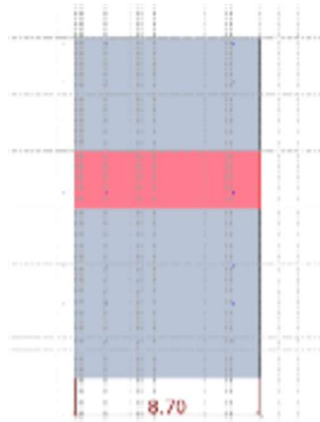
V17. V17'	6	4.16	3.06	0.26	390	20	22.44	312.55	0.071797	SPC	763.1835	0.017668	1.227717
	3	4.16	3.06	0.26	390	20	20.77	852.03	0.024377	SPC	2040.081	0.047228	1.189501
	RDC	4.16	3.06	0.26	390	20	43.47	1681.86	0.025846	SPC	4029.478	0.093283	1.127383

B	Af (cm2)	Acal	$\sigma 1$	$\sigma 2$	Lt(m)	Amin cm2	Azt	Azc cm2	Aad	Anap cm2	Barre	St (cm)
0.506744	17.59762	6.655948	66.35313	-18.877	0	6.12	6.655948	3.06	9.715948	4.857974	7HA10	15
0.500275	0.732728	0.297958	2.642231	-0.86128	0	6.12	6.12	3.06	9.18	4.59	6HA10	15
0.500727	1.93031	0.860483	6.53161	-2.7064	0	6.12	6.12	3.06	9.18	4.59	6HA10	15
0.508238	12.79042	3.44243	54.95723	17.82196	0	6.12	6.12	3.06	9.18	4.59	6HA10	15
0.524303	35.98603	8.822528	159.6894	51.90612	0	6.12	8.822528	3.06	11.88253	5.941264	8HA10	15
0.549288	67.87882	13.78715	317.9157	104.9207	0	6.12	13.78715	3.06	16.84715	8.423576	8HA12	15
0.508163	8.557262	0.447204	46.92968	30.16185	0	6.12	6.12	3.06	9.18	4.59	6HA10	15
0.523638	23.67172	0.516838	133.9844	86.18752	0	6.12	6.12	3.06	9.18	4.59	6HA10	15
0.56043	54.41355	-2.5626	329.6881	212.099	0	6.12	6.12	3.06	9.18	4.59	6HA10	15
0.509239	12.92709	2.915879	58.57584	24.58581	0	6.12	6.12	3.06	9.18	4.59	6HA10	15
0.527374	36.30795	7.645593	167.7796	68.9129	0	6.12	7.645593	3.06	10.70559	5.352797	7HA10	15
0.554719	67.06054	10.08439	333.3025	141.2279	0	6.12	10.08439	3.06	13.14439	6.572197	6HA12	15
0.510917	16.00818	4.214211	69.22195	24.74558	0	6.12	6.12	3.06	9.18	4.59	6HA10	15
0.527141	37.93916	8.257548	174.0552	65.29973	0	6.12	8.257548	3.06	11.31755	5.658774	6HA12	15

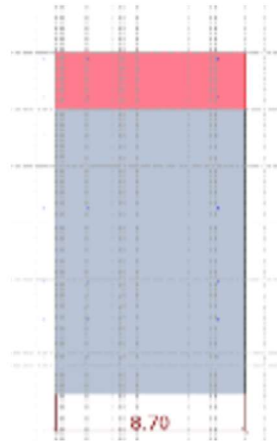
0.551533	67.12443	12.06811	322.8345	121.5136	0	6.12	12.06811	3.06	15.12811	7.564054	7HA12	15
0.508177	8.205271	0.444064	44.87923	29.4878	0	6.12	6.12	3.06	9.18	4.59	6HA10	15
0.521188	20.45849	-0.22455	119.5194	80.16082	0	6.12	6.12	3.06	9.18	4.59	6HA10	15
0.541697	37.92566	-1.05738	225.3481	149.5147	0	6.12	6.12	3.06	9.18	4.59	6HA10	15
0.508913	11.04947	2.068144	52.31729	26.61866	0	6.12	6.12	3.06	9.18	4.59	6HA10	15
0.5242	28.67523	4.191606	142.5541	73.85851	0	6.12	6.12	3.06	9.18	4.59	6HA10	15
0.549047	54.07487	5.745557	281.3978	145.7134	0	6.12	6.12	3.06	9.18	4.59	6HA10	15



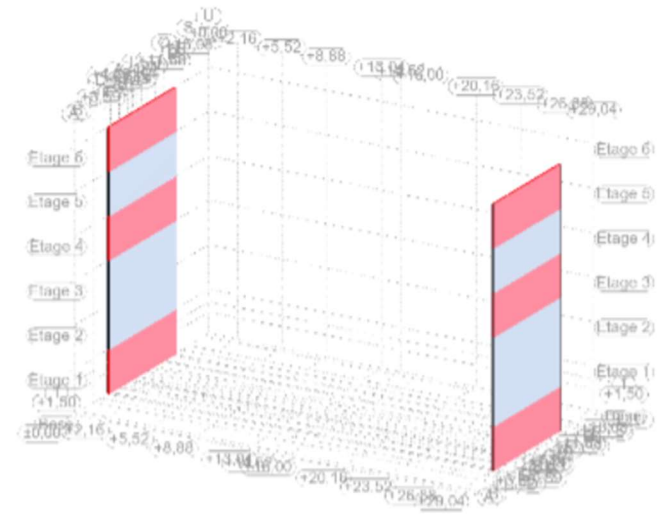
Etage R.D.C



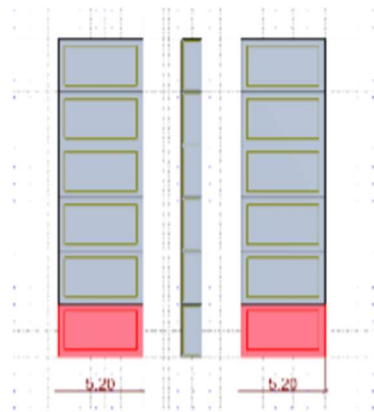
Etage 3



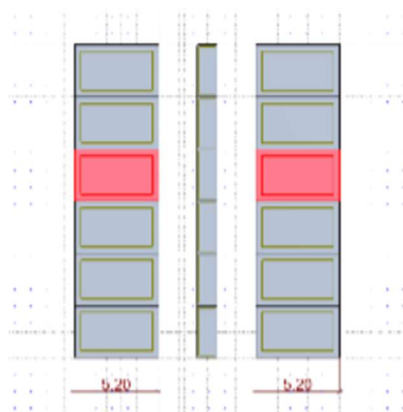
Etage 6



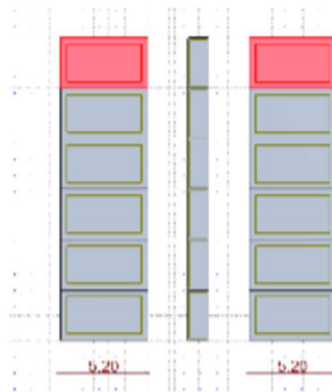
Voiles Vt1, Vt1'



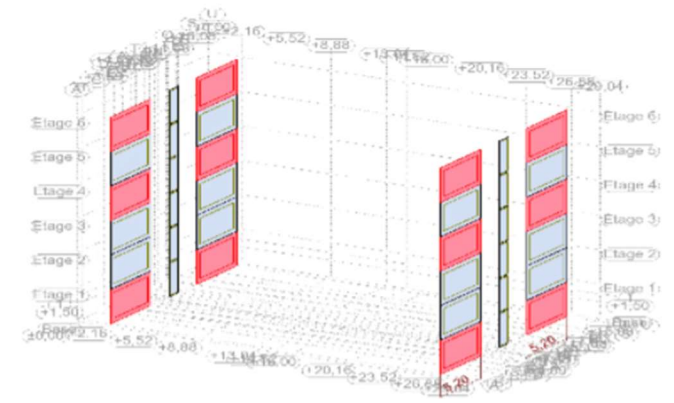
Etage R.D.C



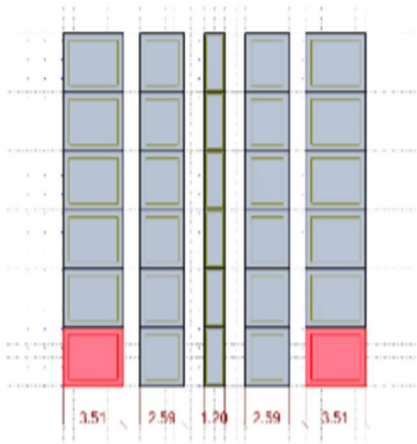
Etage 3



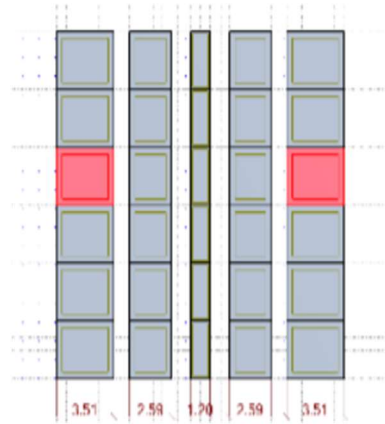
Etage 6



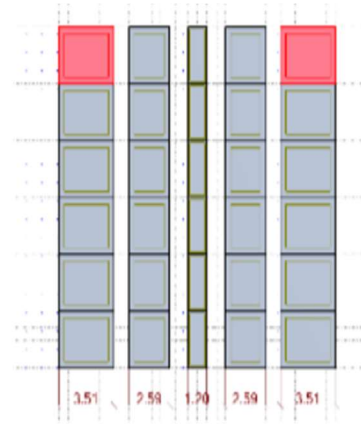
Voiles $\begin{cases} Vt2, Vt2', \\ Vt2'', Vt2''' \end{cases}$



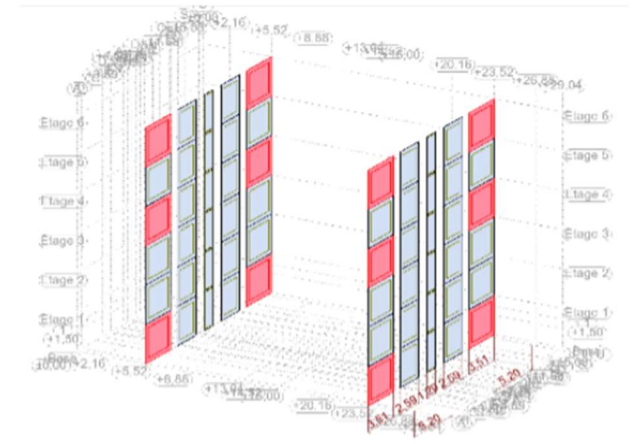
Etage R.D.C



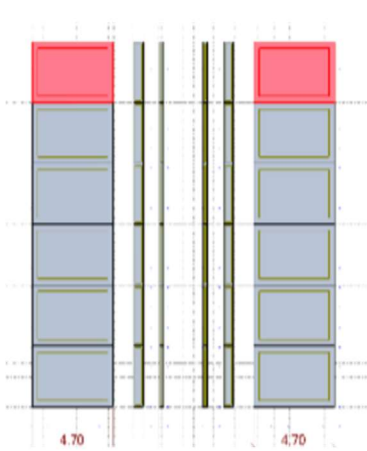
Etage 3



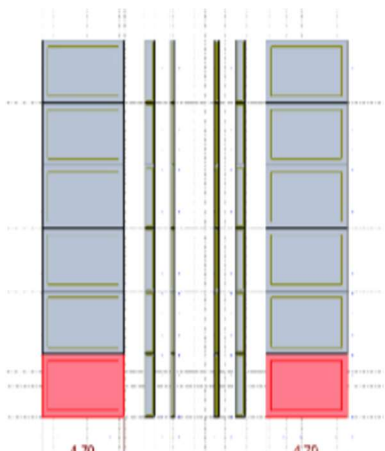
Etage 6



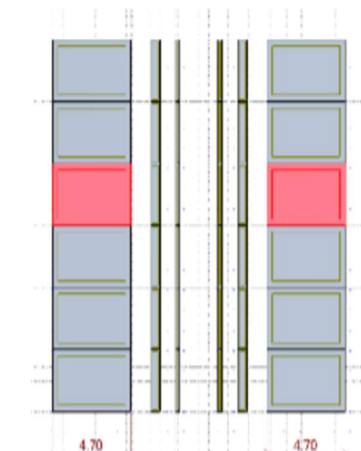
Voiles $\left\{ \begin{array}{l} V\ell3, V\ell3' \\ V\ell3'', V\ell3''' \end{array} \right.$



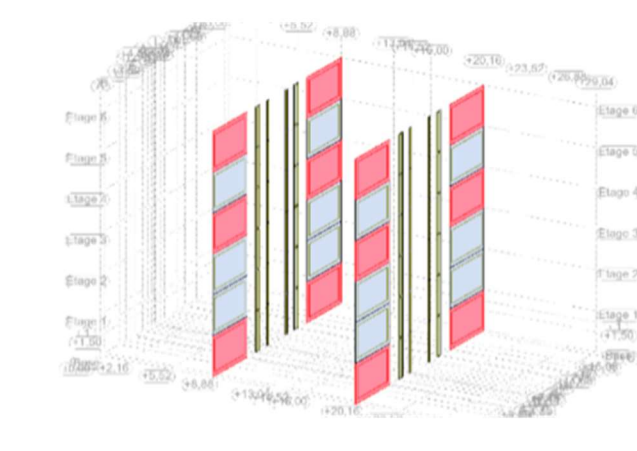
Etage R.D.C



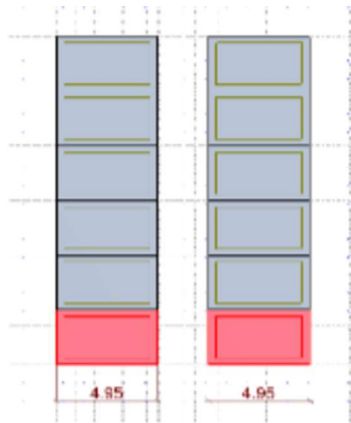
Etage 3



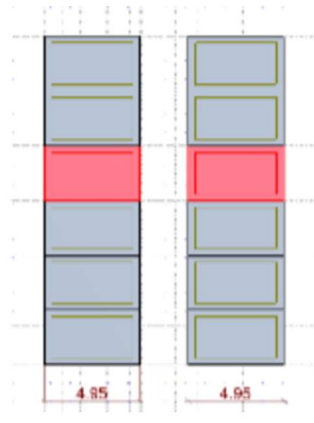
Etage 6



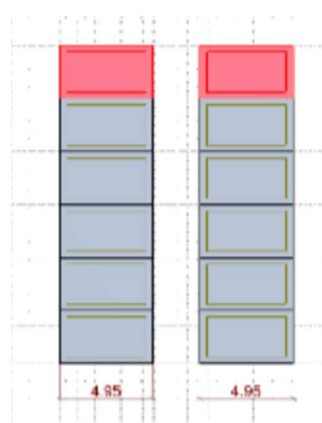
Voiles $\left\{ \begin{array}{l} V\ell4, V\ell4' \\ V\ell4'', V\ell4''' \end{array} \right.$



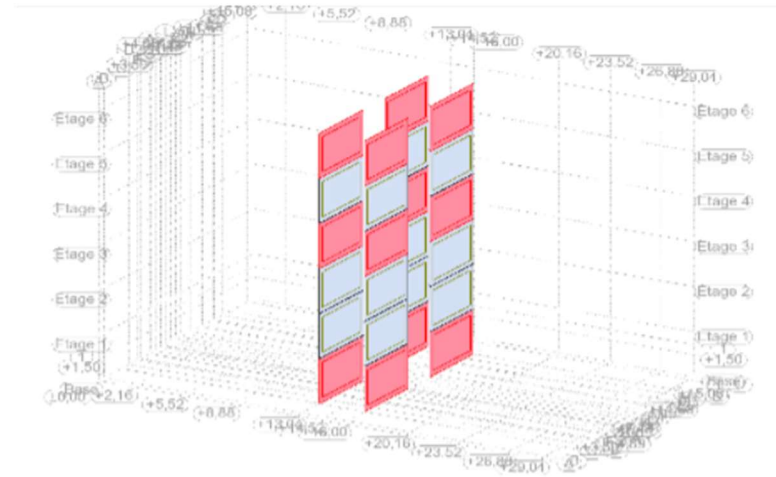
Etage R.D.C



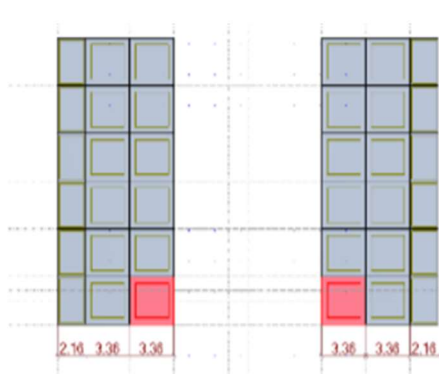
Etage 3



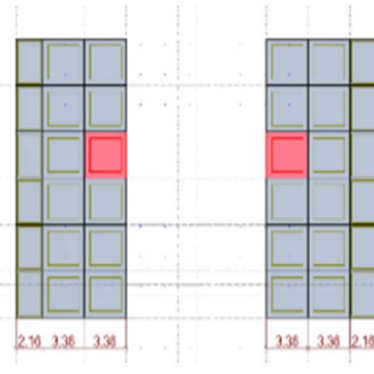
Etage 6



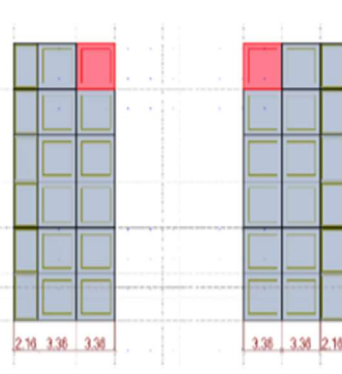
Voiles $\begin{cases} V\ell 5, V\ell 5' \\ V\ell 5'', V\ell 5''' \end{cases}$



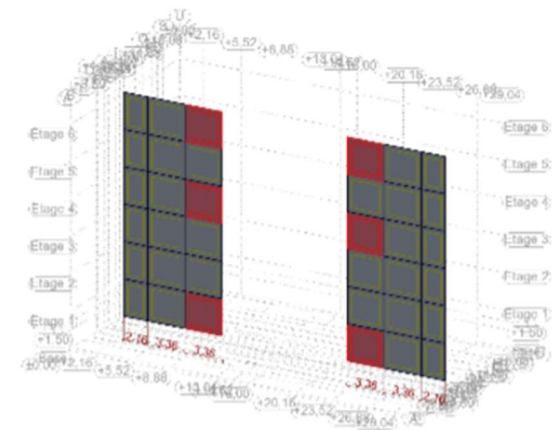
Etage R.D.C



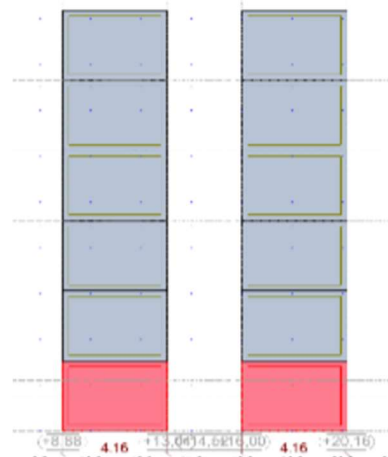
Etage 3



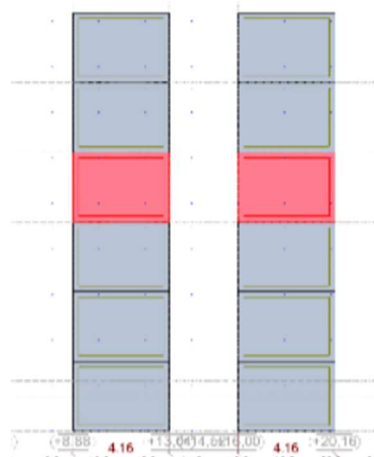
Etage 6



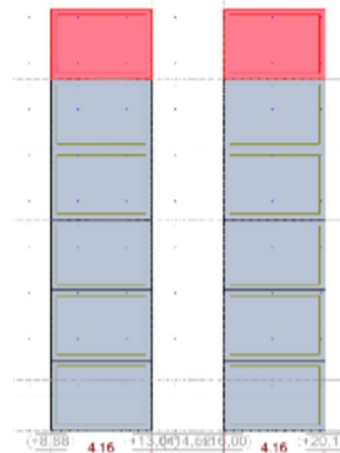
Voiles $V\ell 6', V\ell 6$



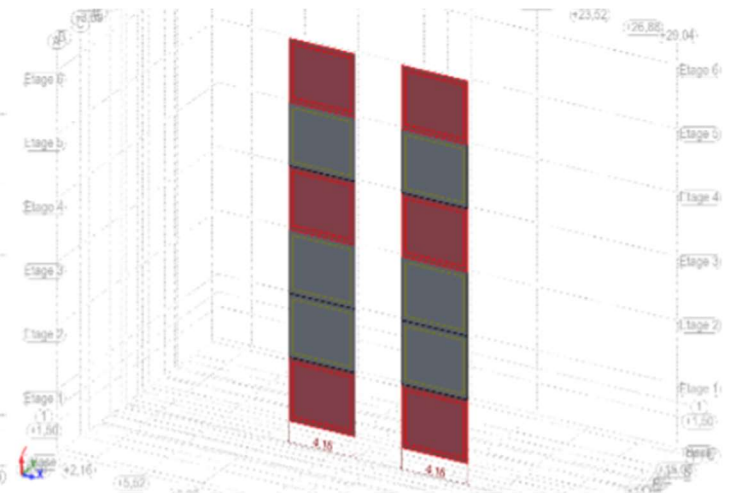
Etage R.D.C



Etage 3



Etage 6



Voiles Vℓ7'. Vℓ7

Chapitre VI :

Étude de l'infrastructure.

VI-1) Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par des parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles sur pieux).

Le rapport de sol montre que la contrainte admissible de sol $\bar{\sigma}_{sol}$ est égale 2 bars

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 20\text{t/m}^2$$

- Surface totale du bâtiment : 399,112 m²

VI-2) Radier général :

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol du bâtiment, cette semelle débordé par des consoles extérieures.

Le radier général présent les avantages suivants :

- ✓ Aucune difficulté de coffrage ;
- ✓ Facilité de mise en œuvre du béton ;
- ✓ Rapidité d'exécution ;

VI -3) Calcul de radier :

- La surface nécessaire du radier :

La contrainte ramenée de la structure au sol doit être inférieure à la contrainte admissible $\bar{\sigma}_{sol}$

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{S_{sol}} \Rightarrow \bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar} = 200\text{KN} \text{ Donc la surface du radier.}$$

$$S_{radier} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{39098,63}{200} = 195,49 \text{ m}^2$$

$$S_{radier} = 399,112 \text{ m}^2$$

VI -4) Prédimensionnement du radier :

Données du béton		Données du sol	
f_{c28} [MPa]	25	Contrainte du sol (bar)	2,00
f_e [MPa]	400		
Densité du béton KN/m ³	25		

Tab VI.1: Données relatives aux matériaux ; chargement

hr : Hauteur de la dalle.

Lmax : La longueur maximale entre axe des voiles. (L max = 4,16 m)

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{416}{10} \Rightarrow h = 60 \text{ cm}$$

VI -5) Vérification des contraintes dans le sol :

On a une capacité portante du sol $\sigma_{\max} = 2,00 \text{ Bar}$

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\sigma_i \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$
$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_i = Z_{\max} \times K \\ \sigma_i = \frac{F_z}{S_r} \end{array} \right.$$

Avec :

Z_{\max} : déplacement maximum « U_z » à l'ELS obtenu par le logiciel ROBOT

$$Z_{\max} = 4 \times 10^{-3} \text{ m}$$

K : le coefficient de ballast « coefficient de la raideur du sol »

$$K = 2,5 \text{ Kg/cm}^3 \text{ (Tableau du module de réaction du sol) pour } \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2,00 \text{ Bar}$$

Fz : réaction totale de la structure à l'ELS obtenue par le robot.

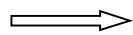
$$F_z = 45075,13 \text{ KN}$$

Sr : Surface du radier.

$$S_r = 399,112 \text{ m}^2$$

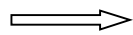
Donc on aura :

$$\sigma_{b1} = Z_{\max} \times K = 4 \times 10^{-3} \times 25000$$



$$\sigma_{b1} = 1,00 \text{ bar } \sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{b2} = \frac{F_z}{S_r} = \frac{45075,13}{399,112} = 1,12 \text{ bar}$$



$$\sigma_{b1} = 1,15 \text{ bar } \sigma_{b2} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

\Rightarrow **Donc la condition est vérifiée**

VI.6) Dalle repose sur 4cotés :

➤ Dalle travaille dans un seul sens :

Lorsque les deux conditions suivantes sont simultanément remplies :

$$. lx/ly < 0.4$$

- La dalle est uniformément chargée.

On évalue le moment en ne tenant compte de la flexion que suivant la petite portée L_x .

De ces conditions on calcul les armatures parallèles aux cotés, puis on distingue Les

Armatures perpendiculaires par la répartition avec :

✓ Moment en travée :

$$M_t = 0,85 M_0 M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

✓ Moment en appui :

$$M_a = 0,5 M_0$$

➤ **Dalle travaille dans deux sens :**

$$0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1$$

- La dalle est uniformément chargée.

Dans ce cas, on détermine les moments suivant les deux directions L_x , L_y . on calcul les armatures parallèles à ces deux directions en fonction du moment en travée, les moments M_x, M_y sont calculés suivant la méthode exposée dans l'annexe E3 des règles BAEL 91.

Les charges appliquées sur la dalle pleine sont :

$$\longrightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} \mu_x, \mu_y$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \cdot p \cdot L^2 \\ M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \end{cases}$$

- Si la dalle est continue au-delà de ces appuis, on aura une dalle intermédiaire.

✓ Moment en travée :

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

$$M_{ty} = 0,75 M_y$$

✓ Moment en appui :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$$

- si la dalle est une dalle de rive:
 $M_a = 0.3 M_{0x}$ pour appuis de rive.
 $M_a = 0.5 M_{0y}$ pour appuis intermédiaire.

VI-7) Combinaisons des charges et surcharges :

✓ ELU :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 61340,90 \text{ KN}$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{61340,90}{399,112} = 153,69 \text{ KN/m}^2$$

✓ ELS :

$$q_s = G + Q = 45075,13 \text{ KN}$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_r} = \frac{45075,13}{399,112} = 112,93 \text{ KN/m}^2$$

VI-8) Évaluation des moments appliqués sur la dalle :

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.00}{5.60} = 0.71 > 0.4 \implies \text{Dalle portante dans les deux sens}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.20}{8.40} = 0.38 < 0.4 \implies \text{Dalle portante dans un seul sens}$$

VI-9) Calcul des moments isostatique :

🚦 **Le 1^{er} type de dalle :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.71 \quad 0.4 \leq \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.71 \leq 1$$

✓ **ELU**

μ_x et μ_y Dépendent de α et sont donner par un tableau **BAEL91 modif 99 et DYU associés** (article tableau chapitre 03 IV).

	μ_x	μ_y
E.L.U	$\frac{1}{8(1 + 2,4\alpha^3)}$	$\alpha^3(1,9 - 0,9\alpha) \geq \frac{1}{4}$
E.L.S	$\frac{1}{8(1 + 2\alpha^3)}$	$\alpha^3(1 + \frac{3}{2}(1 - \alpha)^2) \geq \frac{1}{4}$

Tableau VI.2 : les valeurs de μ_x et μ_y à l'E.L.U et l'E.L.S

✓ **E.L.U :**

$$\mu_x = 0,0672. \quad ; \quad \mu_y = 0,4513$$

• **Planche d'étage courant :**

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0672 \times 153,69 \times 4^2 = 165,25 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,4513 \times 165,25 = 74,57 \text{ KN.m}$$

$$M_x = 165,25 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 74,57 \text{ KN.m}$$

VI.9.1) Le moment total applique sur la dalle :

❖ **Panneau radier** (continu sur ses quatre bords) :

✓ Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_x \quad M_{tx} = 123,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y \quad M_{ty} = 55,93 \text{ KN.m}$$

✓ Moment en appui :

$$M_{ax} = 0,5 M_x \quad M_{ax} = 82,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_y \quad M_{ay} = 37,29 \text{ KN.m}$$

- **Panneau de rive** (à l'extrémité de la dalle) :
- Si la dalle est une dalle de rive :
 $M_a = 0.3M_{0x}$ pour appuis de rive.
 $M_a = 0.5M_{0y}$ pour appuis d'intermédiaire.

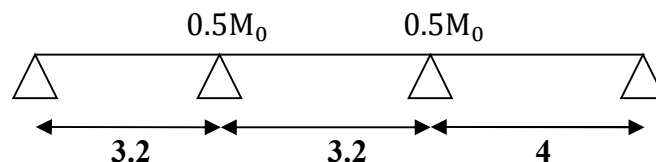
 **Le 2^{ème} type de dalle :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.38 \quad 0.4 \geq \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,38$$

▪ **Nous appliquons méthode forfaitaire :**

Elle est applicable si les conditions suivantes satisfaites.

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



• **Dalle radier général :**

$$M_{02} = \frac{PL_x^2}{8} = 196,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{PL_x^2}{8} = 370,38 \text{ KN.m}$$

$$M_{01} = \frac{PL_x^2}{8} = 196,72 \text{ KN.m}$$

VI.9.2) Le moment total applique sur la dalle.

❖ **Calcule le moment sur l'appuie :**

• **Dalle radier général :**

$$M_a = 0.5M_0 = 185,19 \text{ KN.m}$$

• **Calcule le moment sur la travée :**

$$M_t + \frac{(M_w + M_e)}{2} \geq (1 + 0.3\alpha) \times M_0$$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = 0.013$$

Alour $((1 + 0.3\alpha) \times M_0 = 1.004M_0 = 371,86 \text{ KN.m}$

✓ **Donc :**

$$M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \times M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2}$$

$$M_t \geq 371,86 - 283,55 = 88,31$$

$$M_t = 88,31 \text{ KN. m}$$

$$0,3 \times M_0 = 11,21 \text{ KN. m} \dots\dots\dots \text{ pour appuis de rive.}$$

$$0,5 \times M_0 = 185,19 \text{ KN. m} \dots\dots\dots \text{ pour appuis d'intermédiaire.}$$

VI.10) Calcul de ferrailage à ELU :

VI.10.1) Détermination des hauteurs utiles :

La dalle n'étant pas exposée aux intempéries, nous placerons la génératrice des armatures de la nappe inférieure à 1cm de parois (art A.7.1) des règles BAEL 91 ; et comme le diamètre maximal des armatures qu'il possible d'utiliser dans une dalle d'épaisseur h=60cm, on selon les règles BAEL 91 :

$$\varnothing \leq h/10 = 16 \text{ mm nous prendrons } c = 5 \text{ cm, d'où : } d_x = 55 \text{ cm}$$

Supposons qu'on va utiliser des barres de $\varnothing_x = \varnothing_y = 14 \text{ mm}$

$$D'où : d_y = d_x - \frac{\varnothing_x + \varnothing_y}{2} = 53,60 \text{ cm}$$

VI.10.2) Détermination des armatures :

❖ **Sens xx :**

En travée :

$$\mu_{tx} = \frac{M_{tx}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{123,94 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 55^2} = 0.029 < \mu_1 = 0.392 (\text{FeE400})$$

$$\alpha_{tx} = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{tx}}) = 0.037$$

$$\beta_{tx} = 1 - 0.4\alpha_{tx} = 0.99$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{baree(FeE400)} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{123,94 \times 10^3}{348 \times 0.99 \times 55} = 6,58 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$\mu_{ax} = \frac{M_{ax}}{\sigma_{bc} \times b \times d_x^2} = \frac{82,63 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 55^2} = 0.019 < \mu_1 = 0.392 (\text{FeE400})$$

$$\alpha_{ax} = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{ax}}) = 0.024$$

$$\beta_{ax} = 1 - 0.4\alpha_{ax} = 0.99$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{baree(FeE400)} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{82,63 \times 10^3}{348 \times 0.99 \times 55} = 4,36 \text{ cm}^2$$

❖ **Sens yy :**

En travée :

$$\mu_{ty} = \frac{M_{ty}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{55,93 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 53,60^2} = 0,014 < \mu_1 = 0,392(\text{FeE400})$$

$$\alpha_{ty} = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{tx}}) = 0,018$$

$$\beta_{ty} = 1 - 0,4\alpha_{tx} = 0,99$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{baree(FeE400)} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right\}$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{55,93 \times 10^3}{348 \times 0,99 \times 53,60} = 3,02 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$\mu_{ay} = \frac{M_{ay}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{37,29 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 53,60^2} = 0,009 < \mu_1 = 0,392(\text{FeE400})$$

$$\alpha_{ay} = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{ay}}) = 0,01$$

$$\beta_{ay} = 1 - 0,4\alpha_{ay} = 0,99$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{baree(FeE400)} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right\}$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{37,29 \times 10^3}{348 \times 0,99 \times 53,60} = 2,01 \text{ cm}^2$$

Les tableaux récapitulatifs qui viennent ci-après, nous montrent l'évaluation d'armatures des panneaux :

- **Dalle radier général :(ELU)**

Sens xx :

Panneaux	P1.2.3.4	P5.6.7.8	P13.14.15.16	P17.18
Lx (m)	2.00	3.20	4.00	2.80
Ly (m)	2.90	7.80	5.60	7.65
Mx (KN.m)	42,9680563	168,8016513	165,3481704	135,4493413
Mtx (KN.m)	32,22604223	126,6012385	124,0111278	101,587006
μ_{tx}	0,01000304	0,039297323	0,038493347	0,031532846
β_{tx}	0,9948	0,98	0,984	0,9872

Atx (cm²)	1,692502278	6,749474255	6,584512481	5,376393911
Max (KN.m)	21,48402815	84,40082567	82,67408519	67,72467064
μ_{ax}	0,00500152	0,019648662	0,019246673	0,015766423
β_{ax}	0,997999392	0,992140535	0,992301331	0,993693431
Aax (cm²)	1,124717629	4,4445886	4,352952127	3,560840735

Tableau VI.3 : Armature de Radier général (X-X)

Sens-y-y :

Panneaux	P1.2.3.4	P5.6.7.8	P13.14.15.16	P17.18
Lx (m)	2.00	3.20	4.00	2.80
Ly (m)	2.90	7.80	5.60	7.65
My (KN.m)	18,05358791	17,81162125	74,62589048	9,95957056
Mty (KN.m)	13,54019093	13,35871594	55,96941786	7,46967792
μ_{ay}	0,00315218	0,003109933	0,01302978	0,001738954
β_{ay}	0,9948	0,98	0,984	0,9872
Aty (KN.m)	0,711126853	0,712191369	2,971760172	0,39532547
May (KN.m)	9,026793956	8,905810627	37,31294524	4,97978528
μ_{ay}	0,002101454	0,002073288	0,00868652	0,001159303
β_{ay}	0,999159419	0,999170685	0,996525392	0,999536279
Aay (cm²)	0,472016097	0,46568456	1,956271951	0,260297575

Tableau VI.4 : Armature de Radier général (Y-Y)

❖ **Etude des armatures Le 2^{ème} type de dalle :**

Panneaux (9.10.11.12) : Dalle portante dans les deux sens

$$M_t = 88,31 \text{ KN.}$$

$$M_a = 11,26 \text{ KN.m}$$

Donc :

c- Plancher terrasse :

En travée :

$$\mu_t = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{88,31 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 55^2} = 0,02 < \mu_1 = 0,392(\text{FeE400})$$

$$\alpha_t = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_t}) = 0,025$$

$$\beta_{tx} = 1 - 0,4\alpha_t = 0,99$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{baree(FeE400)} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right\}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{88,31 \times 10^3}{348 \times 0,99 \times 55} = 4,66 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4,66 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$\mu_a = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{185,19 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 55^2} = 0,04 < \mu_1 = 0,392(\text{FeE400})$$

$$\alpha_a = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{tx}}) = 0,055$$

$$\beta_a = 1 - 0,4\alpha_{tx} = 0,98$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{baree(FeE400)} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right\}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{185,19 \times 10^3}{348 \times 0,98 \times 55} = 9,87 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 9,87 \text{ cm}^2$$

Dalle	P1	P2	P3	P4	P5
A _{tx}	5ø14	5ø14	5ø14	5ø14	5ø14
A _{ty}	5ø14	5ø14	5ø14	5ø14	5ø14
A _{ax}	4ø12	4ø12	4ø12	4ø12	4ø12
A _{ay}	4ø12	4ø12	4ø12	4ø12	4ø12

Tableau VI.5 : Ferrailage de Radier général

VI.11) Vérification :

VI.11.1) Vérification à ELS :

D'après le livre (exercices de béton armé) page 113, lorsque les armatures des dalles sont en FeE400, et que : $\mu_{\max} = 0.2372$ il n'y a pas généralement lieu de vérification pour l'ELS,

Lorsque la poutre est peu nuisible.

Dans notre cas : $\mu_{\max} = 0.039 < 0.237$ (c.v)

VI.11.2) vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots \dots \dots (c.v)$$

$$V_u = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2L_y \times L_x}$$

Effort tranchant maximal d'après les formules (5) de

$$V_u = \frac{153,69 \times 4 \times 5.6}{2 \times 5.6 + 4} = 76,85 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{76,85 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.57 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (\text{Art A.5.2.2})$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \bar{\tau}_u = 0.57 < \tau_u = 1.16 \text{ MPa} \dots \dots (c.v)$$

Donc il n'y a pas lieu de prévoir d'armature transversales

VI.11.3) condition de non fragilité :

Sens x-x : $A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 55 \times \frac{2.1}{400} = 6,64 \text{ cm}^2$

Sens y-y : $A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 53,6 \times \frac{2.1}{400} = 6,47 \text{ cm}^2$

D'autre part :

$$A_{\min} = \rho \times b \times e ; \rho = \rho_0 \times \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} = 0.0008 \times \frac{3 - \frac{4}{5.6}}{2} = 0.00091$$

$$A_{\min} = 0.00091 \times 100 \times 60 = 5,46 \text{ cm}^2$$

VI.11.4) adaptation de ferrailage :

En travée :

$$A_{tx} (\text{max}) : 6,75 \text{ cm}^2 \text{ on prend : } A = 10,78 \text{ cm}^2 \dots 7\emptyset 14$$

$$A_{ty} (\text{max}) : 2,97 \text{ cm}^2 \text{ on prend : } A = 10,78 \text{ cm}^2 \dots 7\emptyset 14$$

En appui :

$$A_{ax} (\text{max}) : 4,44 \text{ cm}^2 \text{ on prend : } A = 9,24 \text{ cm}^2 \dots 6\emptyset 14$$

$$A_{ay} (\text{max}) : 1,96 \text{ cm}^2 \text{ on prend : } A = 9,24 \text{ cm}^2 \dots 6\emptyset 14$$

VI.11.5) vérification de l'écartement :

D'après l'article A8.2.4.2 des règles BAEL 91 :

La direction la plus sollicitée : $e \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$ soit : $e = 15 \text{ cm}$

La direction perpendiculaire : $e \leq \min(4h; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$ soit : $e = 17 \text{ cm}$

On a l'écartement en travée et sur appui dans les deux sens est vérifiée

VI.11.6) vérification des armatures de répartition :

En travée :

$$A_{tx} (\text{max}) : 10,78 / 4 = 2,70 \text{ cm}^2 < A_{ty} (\text{max}) : 10,78 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_{ax} (\text{max}) : 9,24 / 4 = 2,31 \text{ cm}^2 < A_{ay} (\text{max}) : 9,24 \text{ cm}^2$$

➤ Les deux conditions sont vérifiées.

VI.11.7) Vérifications de la flèche :

$$\frac{h}{L_x} > \frac{M_t}{20M_x} \frac{60}{400} = 0.15 > \frac{88,31}{20 \times 165,25} = 0.01 \dots \dots \dots (CV)$$

$$\frac{2}{f_e} \geq \frac{A_{tx}}{b \times d_x} = \frac{2}{400} = 0.15 \geq \frac{6,65}{100 \times 55} = 0.0012 \dots \dots \dots (CV)$$

➤ Alour : le calcul de flécher n'est pas nécessaire.

VI.11.8) Vérifications de la stabilité au renversement :

D'après le RPA l'article 10.1.5 le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

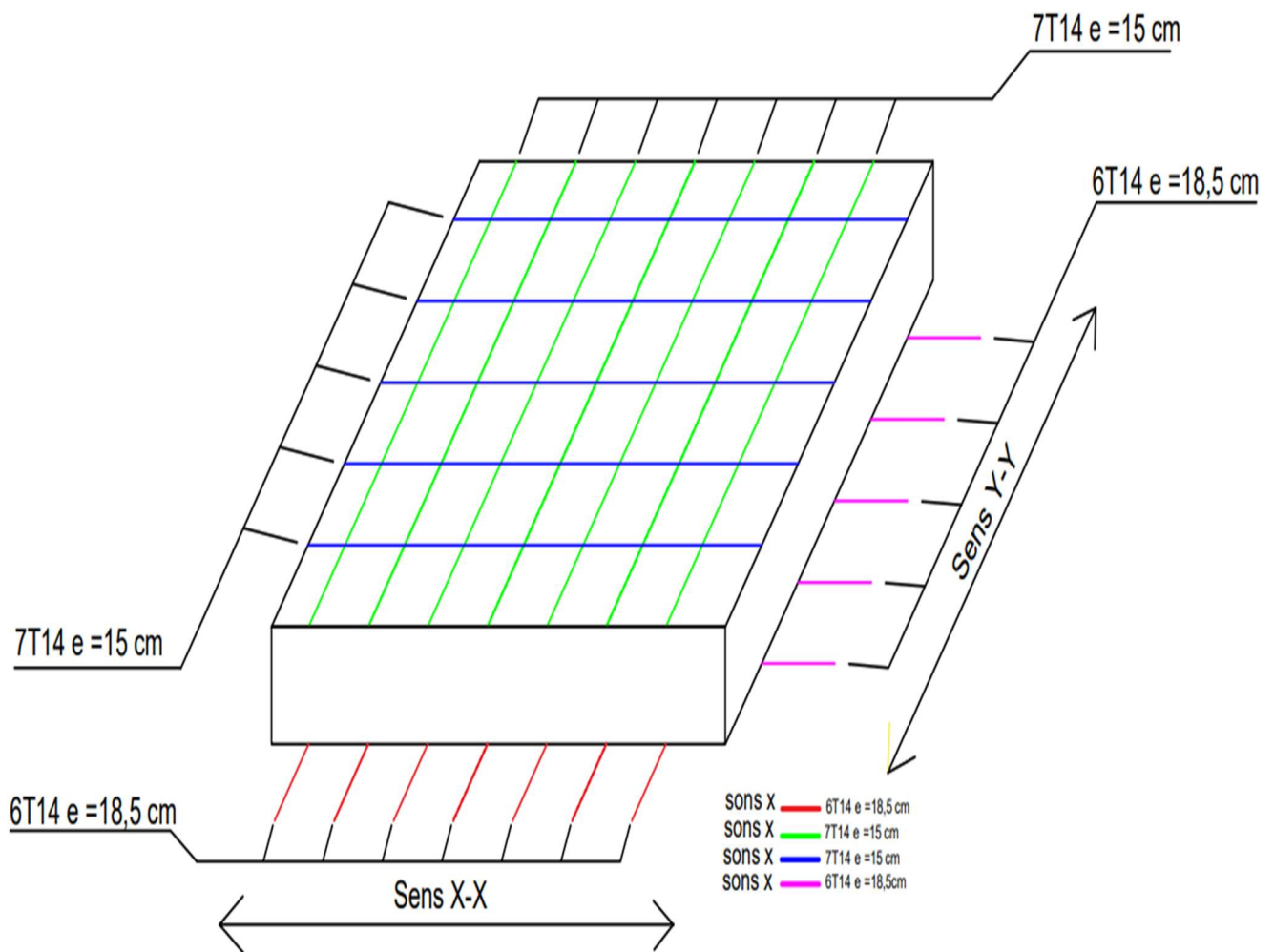
e : excentricité de la résultante des charges verticales

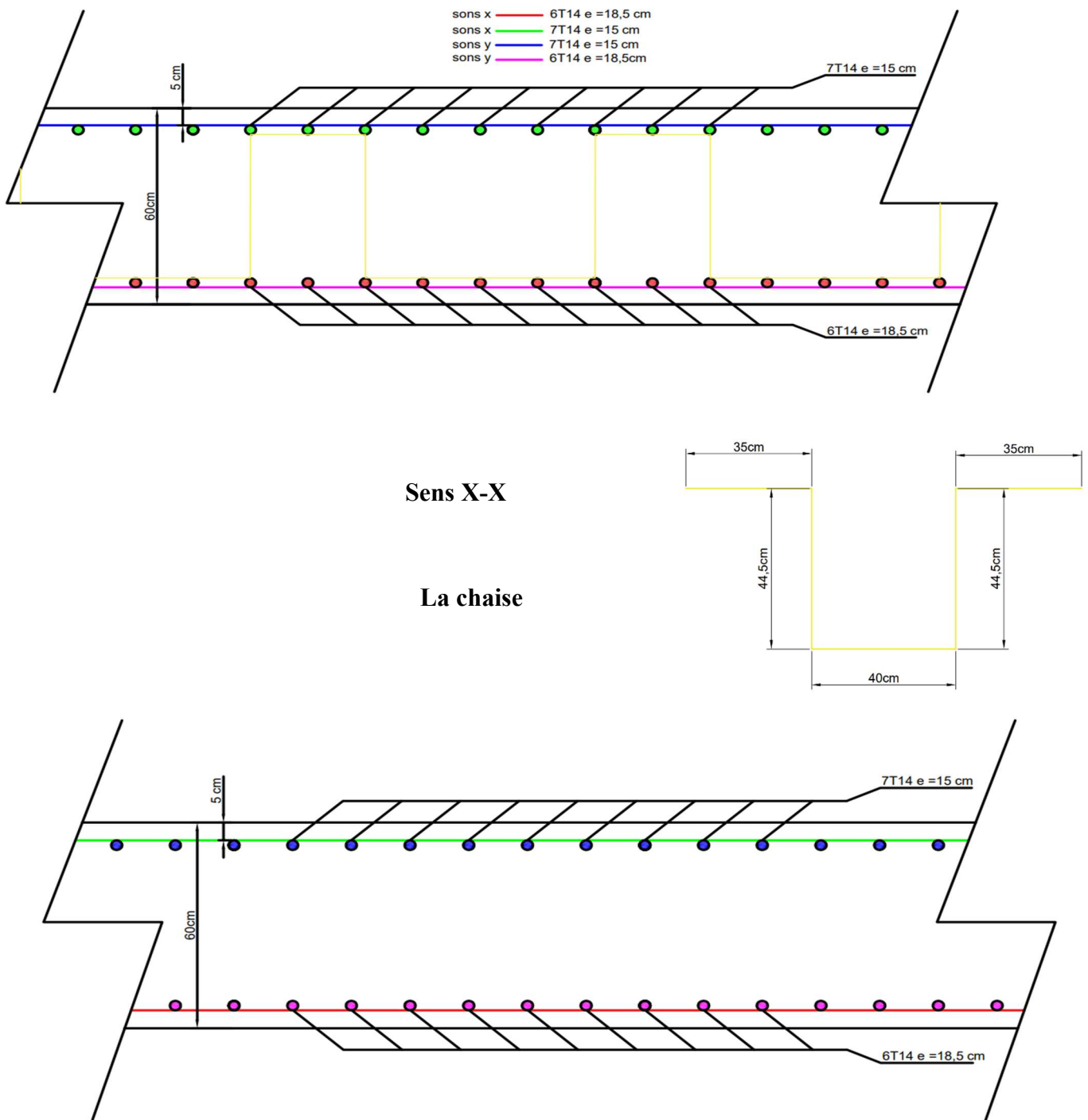
M : moment du au séisme

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

	Longitudinale	Transversale	Longitudinale	Transversale
N(KN)	5,91	5,96	7,71	8,21
M(KN.m)	4,72	7,12	6,82	9,71
e=M/N	0,798646362	1,194630872	0,884565499	1,182704019
B/4	7,3	4,4	7,3	4,4
La condition	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tableau VI.6 : Vérification de la stabilité au renversement





Figures VI.2 : Coupe ferrailage de radier

VI.11) Etude du voile périphérique :

Selon le RPA les conditions minimales que doivent satisfaire les voiles périphériques sont :

- Epaisseur $e \geq 15$ cm
- On doit disposer deux nappes d'armatures symétriques
- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est de 0,1%
- Un recouvrement de 40ϕ pour le renforcement des angles.

Donc notre, on a adopté des voiles périphériques :

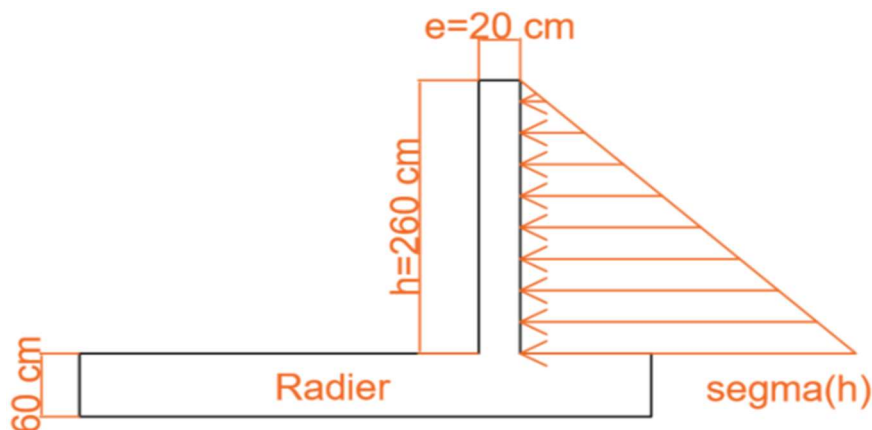
- ✓ D'épaisseur $e=20$ cm
- ✓ Et de hauteur $h=2,6$ m

VI.11.1) Modélisation et calcul du voile périphérique :

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

a) Sollicitations de calcul :

Les voiles sont soumis à la pression des terres. Cette pression est une charge triangulaire répartie le long de voile. Par hypothèse, ce dernier est considéré encastré parfaitement au niveau du massif des fondations.



Figures VI.3 : schéma statique du voile périphérique.

Les voiles périphériques sont considérés sollicités en flexion simple.

$$\sigma_h = \gamma_d \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 20 \times 2,6 \times 0,45$$

$$\sigma_h = 23,40 \text{ KN/m}^2$$

γ_d : poids spécifique du remblai = 20 KN/m^3 ; φ : angle de frottement interne du remblai = 22°

Le voile est donc soumis à une charge triangulaire qu'on assimilera en charge

Uniformément répartie équivalente à $\frac{1}{2} \cdot \sigma_h = p = 11,70 \text{ KN/m/ml}$

Le voile périphérique le plus sollicité a comme largeur $l_y = 4,00 \text{ m}$ et comme hauteur $l_x = 2,60 \text{ m}$;

Ceci revient à dimensionner une dalle sur 4 appuis (les appuis sont les poteaux et les Poutres).

On applique donc les règles du BAEL 91 pour ce type de dalles pour 1 mètre linéaire.

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,60}{4,00} = 0,65 > 0,4$$

b) Ferrailage horizontal :

Donc la dalle travaille dans les deux sens, d'où

-sens de la grande portée (y) : $L = 4,00 \text{ m}$

$$M_{0y} = \frac{P \cdot L_y^2}{8} = 23,40 \text{ KN.m/m}$$

Suivant y	En travée (x0,75) (KN.m)	En appui (x0,5) (KN.m)
		17,55

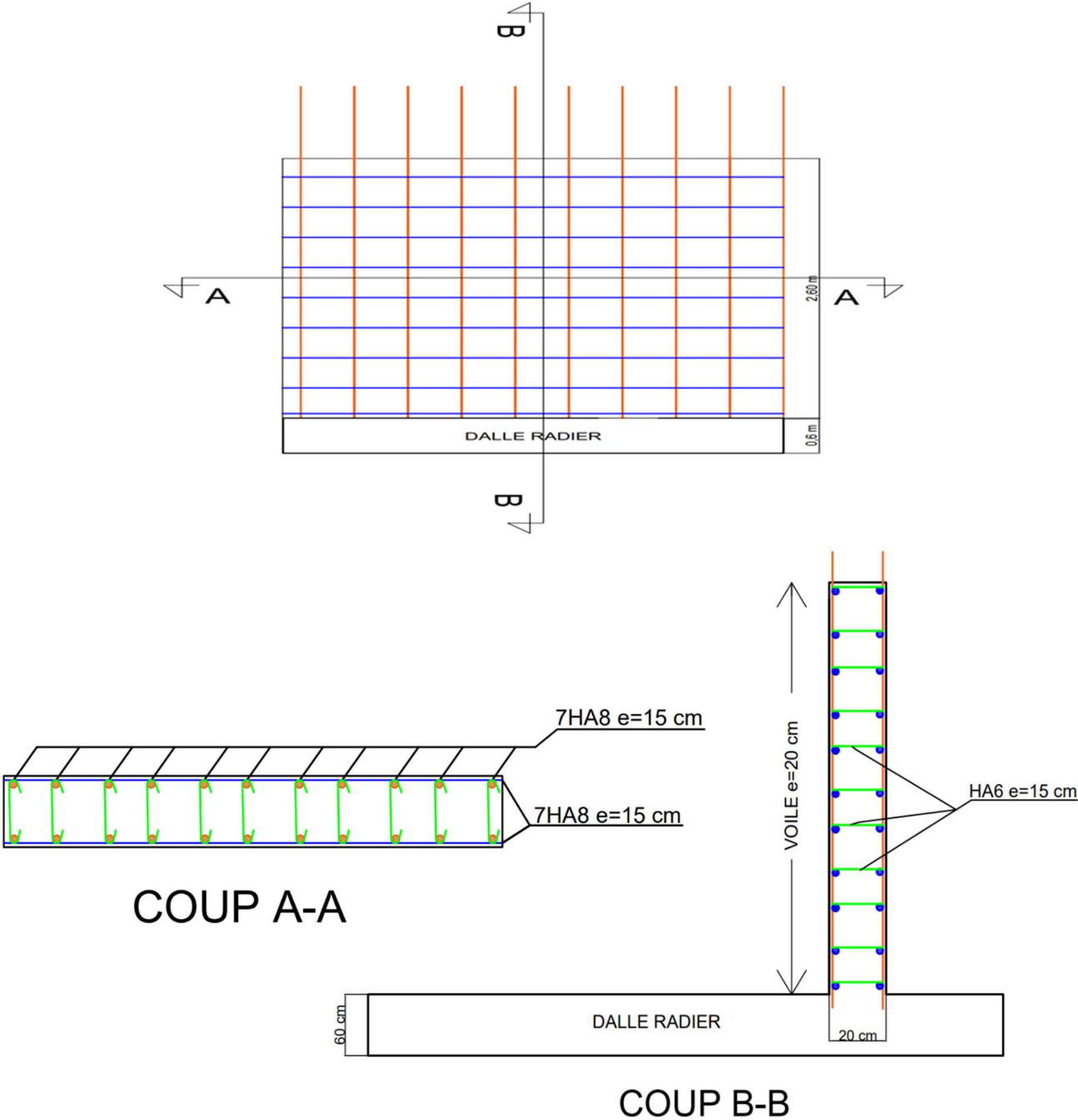
Tableau VI.7 : Valeur des moments de calcul pour le voile périphérique.

Les résultats du ferrailage sont donnés dans le tableau suivant pour 1m.l

Suivant y	En travée (cm ²)	En appui (cm ²)	Section min RPA (cm ²)	Section adoptée (cm ²)	
				En travée	En appui
	3,03	2,00	2(5HA8)	3,52(7HA8)	3,52(7HA8)

Tableau VI.8 : Ferrailage du voile périphérique.

⇒ On adopte le ferrailage: **(7HA8) /face/ml** pour les deux sens.



Figures VI.4 : Coupe ferrailage de voile périphérique

Conclusion :

La compréhension des facteurs influant sur le comportement dynamique d'une structure nécessite l'analyse de plusieurs configurations de système structural, une bonne distribution des voiles peut réduire considérablement les effets, des modes de torsion induisant des efforts supplémentaires et améliorer le comportement de la structure durant le séisme.

Cette présente étude m'a permis de mettre en application les connaissances acquises durant ma formation et de les enrichir par l'utilisation des logiciels de calcul des structures comme ROBOT.

Enfin mon objectif est de réduire le risque sismique et pour cela, il faut avoir des bonnes connaissances dans ce domaine.

Chapitre VII:

**Comparaison entre le calcul
manuelle et le programme
ROBOT.**

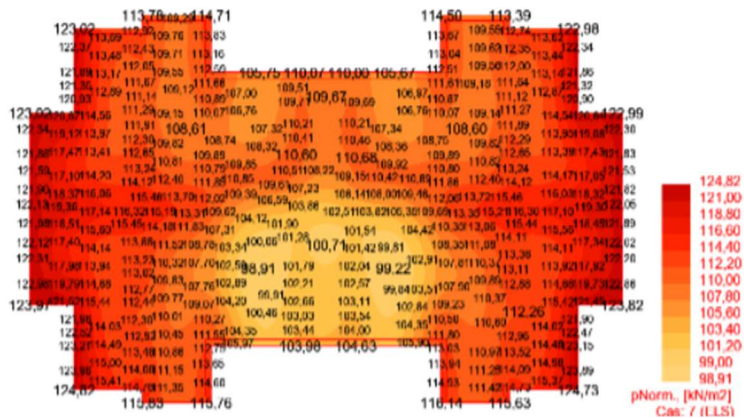
VII-1) Introduction :

Dans cette section, nous comparons les résultats obtenus par calcul manuel avec ceux extraits du programme que nous avons utilisé pour analyser la structure, à savoir le programme ROBOT. Nous cherchons à mettre en évidence les différences entre les deux méthodes, que ce soit en termes de temps, de précision des résultats, etc.

VII-2) Vérification des contraintes dans le sol :

Distribution des contraintes à l'ELS

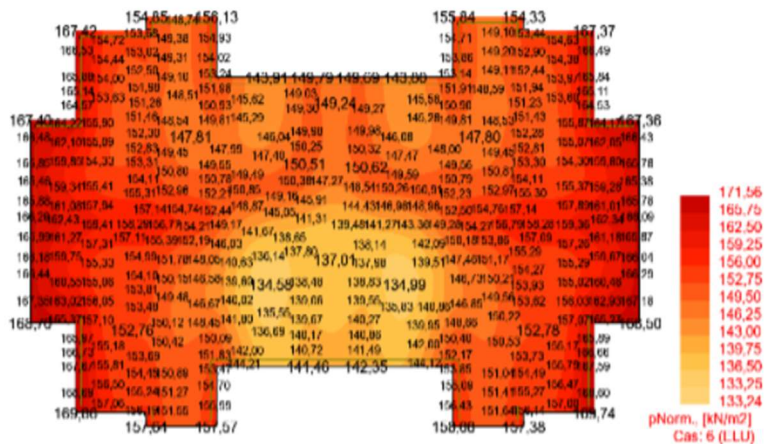
$\sigma_{max} = 1,24 \text{ Bar}$



1,24Bar < 2,00Bar => Condition vérifiée

Distribution des contraintes à l'ELU

$\sigma_{max} = 1,71 \text{ Bar}$



1,71Bar < 3,00Bar => Condition vérifiée

Distribution des contraintes : Combinaisons accidentelles

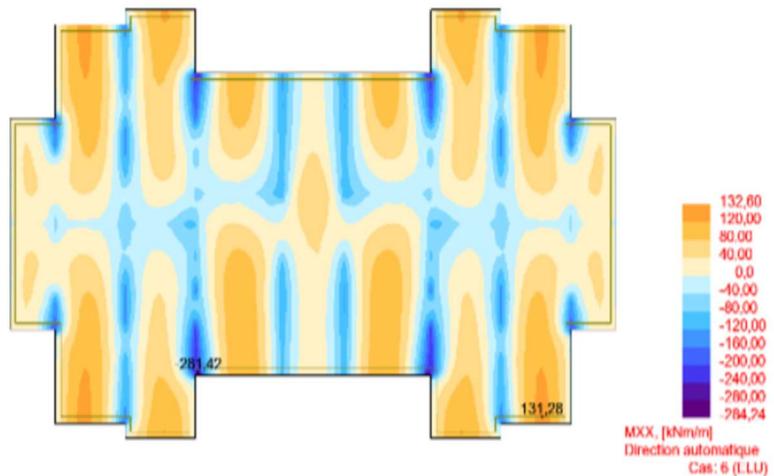


$2,81\text{Bar} < 3,00\text{Bar} \Rightarrow$ Condition vérifiée

VII -3) Le moment total applique sur la dalle :

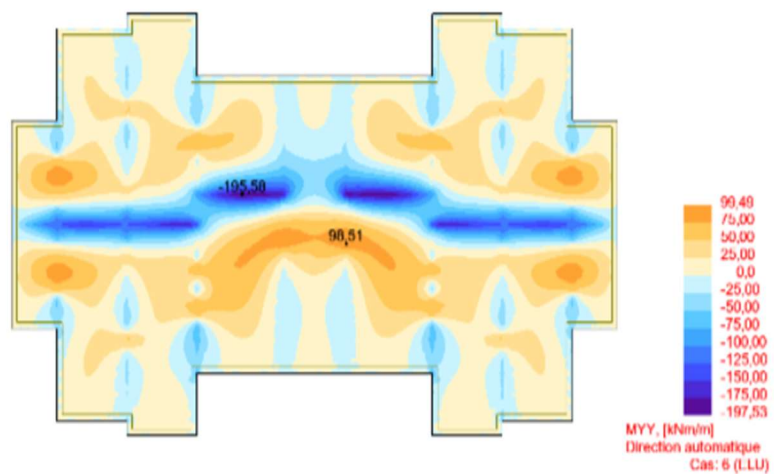
Cartographie des moments à l'ELU (Mxx KN.m)

$M_{max} = 132,60 \text{ KN.m/m}$
 $M_{min} = -284,24 \text{ KN.m/m}$



Cartographie des moments à l'ELU (Myy KN.m)

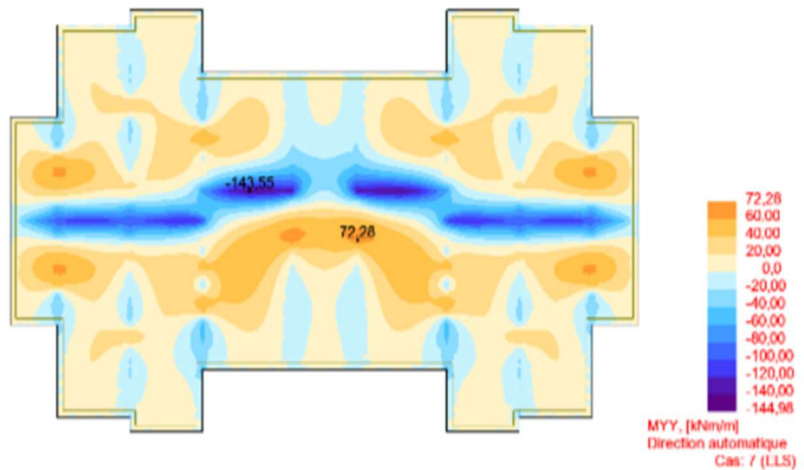
$M_{max} = 96,51 \text{ KN.m/m}$
 $M_{min} = -197,53 \text{ KN.m/m}$



C
Cartographie des moments à l'ELS (Mxx KN.m)

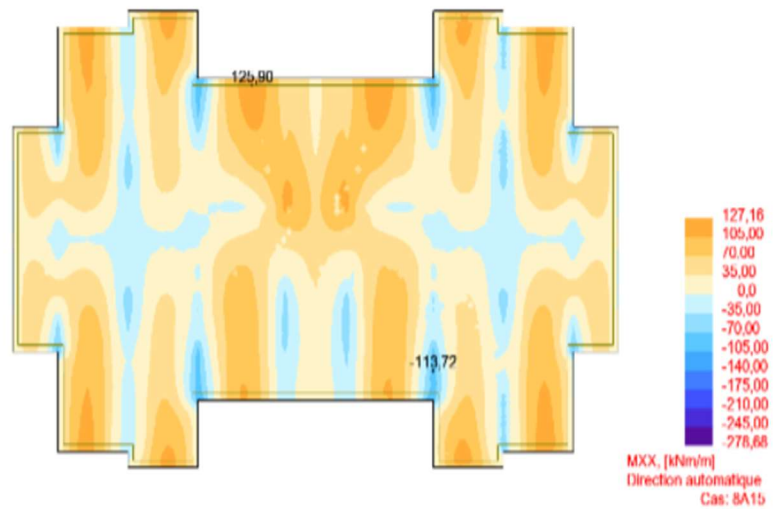
Cartographie des moments à l'ELS (Myy KN.m)

$M_{max} = 96,37KN.m/m$
 $M_{min} = -206,32KN.m/m$



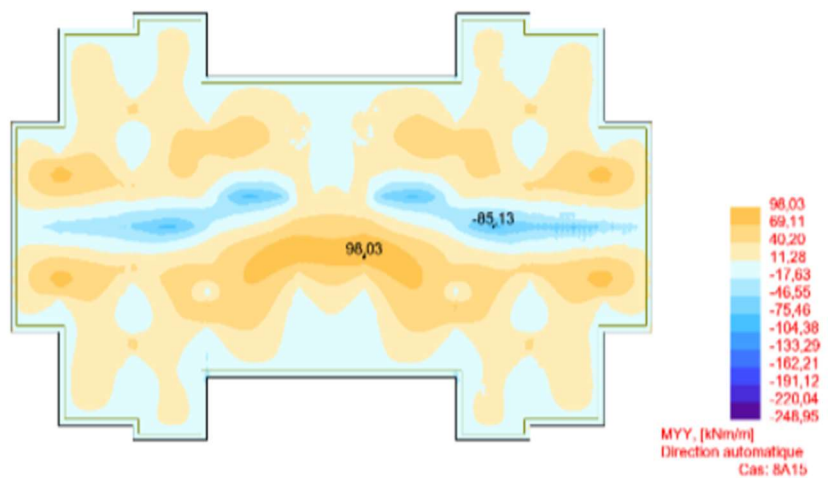
Cartographie des moments à l'ELA (Mxx KN.m)

$M_{max} = 72,28KN.m/m$
 $M_{min} = -144,98KN.m/m$



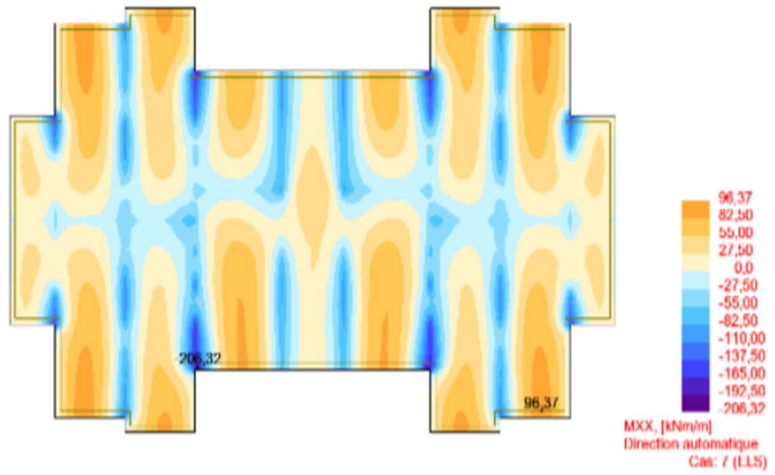
Cartographie des moments à l'ELA (Myy KN.m)

$M_{max} = 127,16KN.m/m$
 $M_{min} = -275,55KN.m/m$



$$M_{max} = 98,03 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{min} = -248,95 \text{ KN.m/m}$$



Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Radier	-284,24	132,60	-206,32	96,37	-275,55	127,16

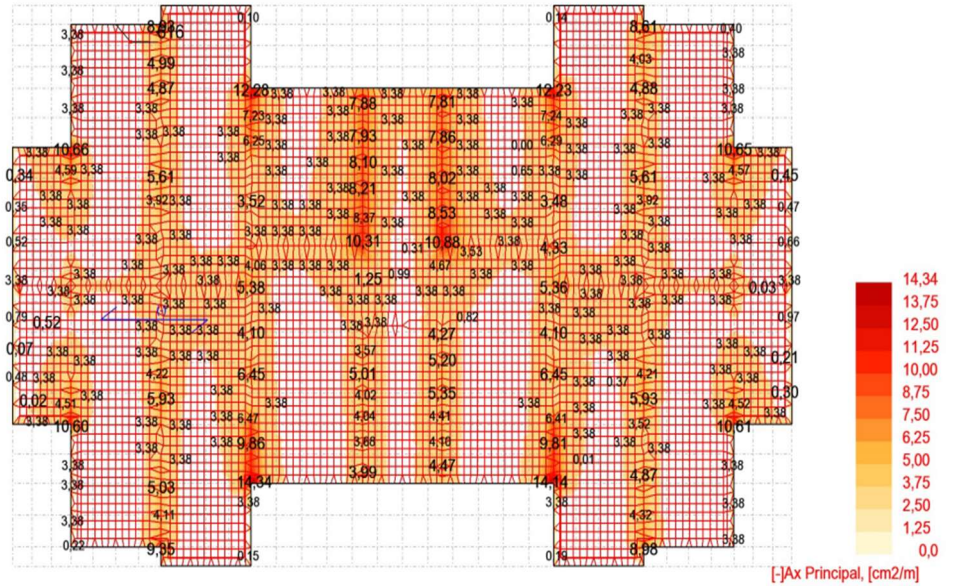
Tableau VII.1 : récapitulatif des moments Mxx [KN.m/m]

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Radier	-197,53	96,51	-144,98	72,28	-248,95	98,03

Tableau VII.2 : récapitulatif des moments Myy [KN.m/m]

VII.4) Calcule adaptation de ferrailage :

A INF (-X)	
A _{max} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
14,34	13,75
13,75	12,5
12,5	11,25
11,25	10
10	8,75
8,75	7,5
7,5	6,25
6,25	5
5	3,75
3,75	2,5
2,5	1,25
1,25	0

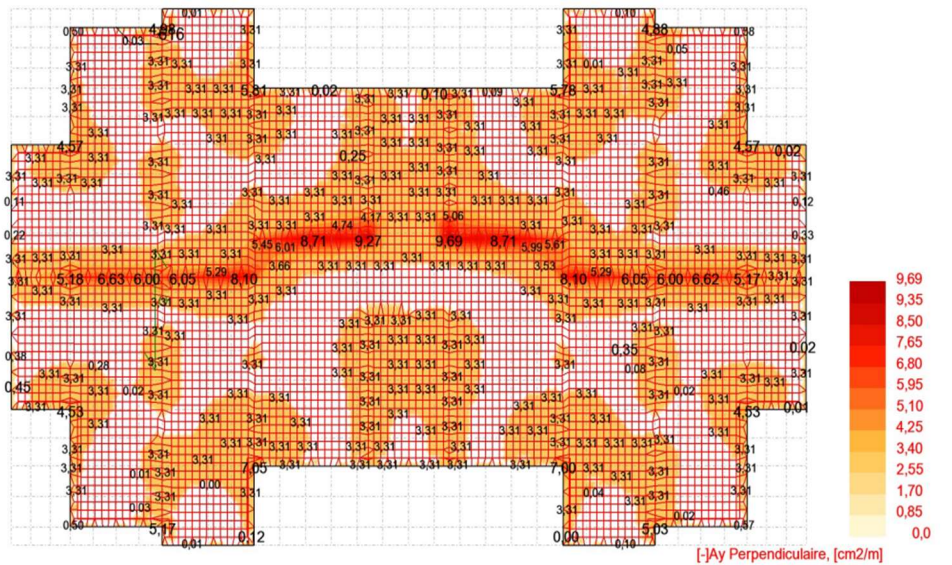


$A_{max} = 14,34 \text{ cm}^2$

Adopte A=8HA16 =16,08 cm²

e=15cm

A SUP (-Y)	
A _{max} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
9,69	9,35
9,35	8,5
8,5	7,65
7,65	6,8
6,8	5,95
5,95	5,1
5,1	4,25
4,25	3,4
3,4	2,55
2,55	1,7
1,7	0,85
0,85	0

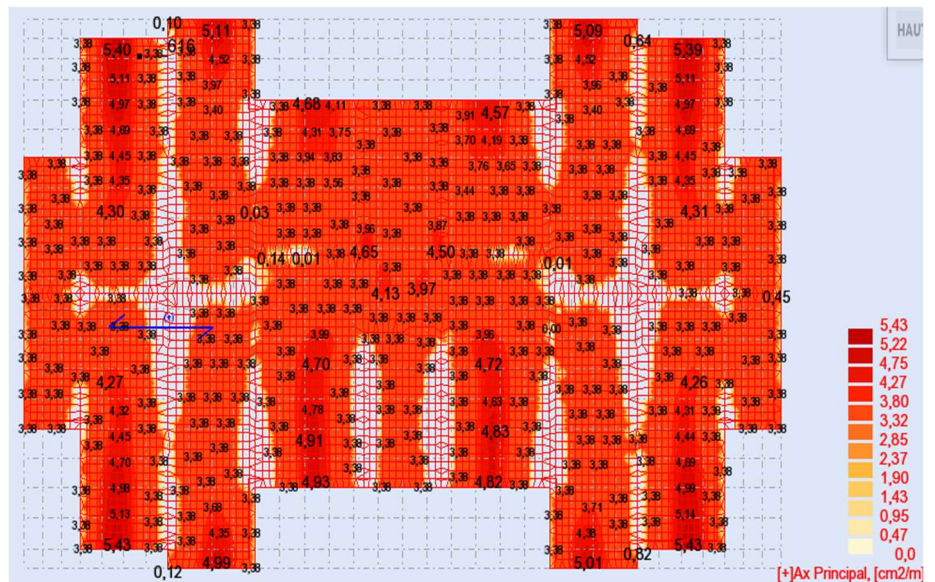


$A_{max} = 9,69 \text{ cm}^2$

Adopte A=7HA14 =10,78 cm²

e=15cm

A SUP (+X)	
A _{max} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
5,43	5,22
5,22	4,75
4,75	4,27
4,27	3,8
3,8	3,32
3,32	2,85
2,85	2,37
2,37	1,9
1,9	1,42
1,42	0,95
0,95	0,47
0,47	0

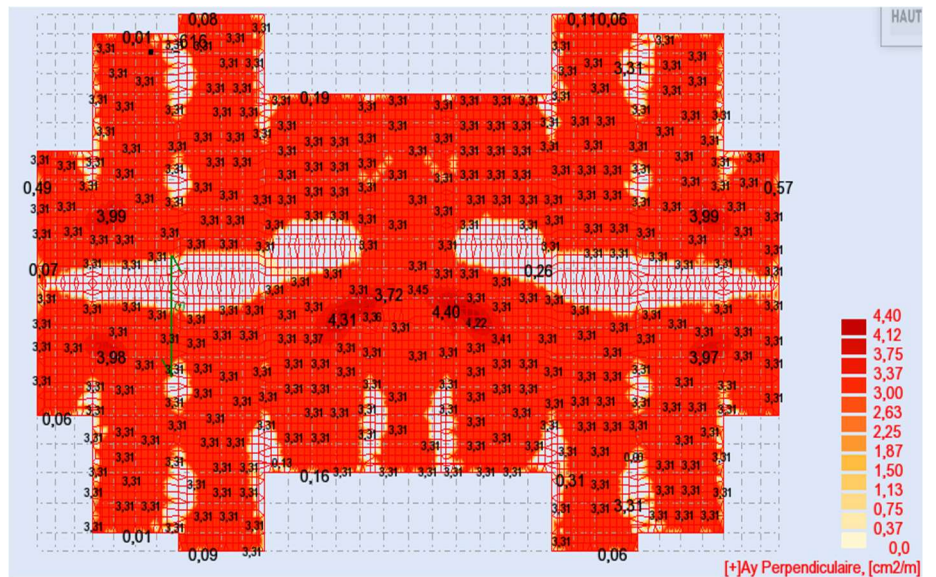


$A_{max} = 5,43 \text{ cm}^2$

Adopte A=5HA12 =5,65 cm²

e=19 cm

A SUP (+Y)	
A _{max} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
4,4	4,12
4,12	3,75
3,75	3,37
3,37	3
3	2,62
2,62	2,25
2,25	1,87
1,87	1,5
1,5	1,13
1,13	0,75
0,75	0,37
0,37	0



$A_{max} = 4,40 \text{ cm}^2$

Adopte A=4HA12 =4,52 cm²

e=25 cm

VII.5) Résumé des résultats des calculs manuels et des résultats du programme ROBOT :

a) Adaptation du ferrailage en utilisant la méthode de calcul manuelle :

En travée :

$A_{tx} \text{ (max)} : 6,75 \text{ cm}^2$ on prend : **A = 6,79 cm²** 6Ø12

$A_{ty} \text{ (max)} : 2,97 \text{ cm}^2$ on prend : **A = 4,52 cm²** 4Ø12

En appui :

$A_{ax} \text{ (max)} : 9,87 \text{ cm}^2$ on prend : **A = 10,78 cm²** 7Ø14

$A_{ay} \text{ (max)} : 1,96 \text{ cm}^2$ on prend : **A = 3,39 cm²** 3Ø12

b) Adaptation du ferrailage à l'aide du programme ROBOT :

En travée :

$A_{tx} \text{ (max)} : 5,43 \text{ cm}^2$ on prend : **A=5,65 cm²** 5Ø12

$A_{ty} \text{ (max)} : 4,40 \text{ cm}^2$ on prend : **A=4,52 cm²** 4Ø12

En appui :

$A_{ax} \text{ (max)} : 14,34 \text{ cm}^2$ on prend : **A=16,08 cm²** 8Ø16

$A_{ay} \text{ (max)} : 9,69 \text{ cm}^2$ on prend : **A=10,78 cm²** 7Ø14

VII.6) Une étude comparative :

VII.6.1) Comparaisons l'effort tronche à la base :

Dans notre étude du bâtiment, nous avons déterminé la force agissant sur la base du bâtiment selon les directions x et y, et ce, selon deux méthodes : la méthode de calcul manuel et la méthode du programme robotique (méthode statistique équivalente et méthode modale spectrale), comme indiqué dans le tableau ci-dessous.

L'effort tronche	$V_{x,y}$ Statique	$V_{x,y}$ Dynamique
Sons X-X	2377,75	2150.53
Sons Y-Y	2377,75	1908.36

Tableau VI.3 : Résumé de l'effort de tranche selon les deux méthodes

➤ **Remarque :**

Nous remarquons que l'effort tronqué par la méthode statique équivalente est égal dans les directions x et y, tandis que l'effort tronqué par la méthode modale spectrale diffère entre les deux directions. En effet, dans les directions x et y, l'effort statique est supérieur à l'effort modal, ce qui nous donne la relation suivante :

$$V_{x,y,dyn} > 0.8V_{x,y,sta}$$

VII.6.2) Comparaison entre la période de calcul avec Robot et la période de calcul manuel :

La période d'une structure est une mesure de sa réponse dynamique aux vibrations, oscillations ou mouvements sismiques. Elle représente le temps nécessaire à la structure pour effectuer un cycle complet de vibration sous l'effet d'une force externe, telle qu'un séisme. La période est souvent exprimée en secondes et est influencée par les propriétés géométriques, matérielles et structurelles de la construction. Elle est essentielle dans l'analyse sismique des bâtiments et des ouvrages pour évaluer leur comportement et leur performance sous des charges sismiques.

Dans nos études et en extrayant les résultats à la fois manuellement et à l'aide d'un programme de robot, nous avons obtenu les résultats suivants :

	Période ROBOT	Période manuelle
Sens X	0,19	0.393s
Sens Y	0,17	0.305s

Tableau VII.4 : Période ROBOT et manuelle

➤ **Remarque :**

Nous remarquons que la période obtenue à partir du calcul manuel est environ deux fois plus grande que celle obtenue à partir du programme robotique dans les directions x et y

VII.6.3) Comparaison de l'armature des voiles :

Le voile, élément fondamental de la construction, revêt un rôle essentiel et varié. Ainsi, il est impératif de vérifier régulièrement la validité des résultats pour garantir la sécurité. À travers l'étude du voile dans notre bâtiment, nous avons obtenu les résultats présentés dans les deux tableaux ci-dessous."

Calcule manuelle		
Armature vertical		
Acier	Diamètre	Espacement
HA 400	HA10	15
Armature horizontale		
Acier	Diamètre	Espacement
HA 400	HA10	15

Calcule programme ROBOT		
Armature vertical		
Acier	Diamètre	Espacement
HA 400	HA10	25
Armature horizontale		
Acier	Diamètre	Espacement
HA 400	HA10	15

Tableau VII.5 : Résumé le ferrailage des voiles

➤ **Remarque :**

Le ferrailage recommandé par le calcul manuel est légèrement supérieur à celui extrait du programme ROBOT pour le ferrailage vertical de base, tandis que les ferrillages horizontaux sont égaux, comme indiqué dans le tableau ci-dessous

VII.6.4) Comparaison des résultats de renforcement obtenus par calcul manuel et par le programme Robot :

Après plusieurs calculs manuels et l'utilisation du logiciel d'analyse robotique, nous sommes parvenus aux résultats suivants :

		Calcule manuelle	Calcule programme ROBOT
En travée	A_{tx} (max)	120%	83%
	A_{ty} (max)	67%	149%
En appui	A_{ax} (max)	67,04%	149,17%
	A_{ay} (max)	23,28%	429,5%

Tableau VII.6 : Résumé en pourcentages du ferrailage selon les deux méthodes.

➤ **Remarque :**

Après avoir présenté les résultats et les avoir comparés, nous constatons qu'ils sont cohérents pour le bâtiment que nous étudions. Le renforcement issu du calcul manuel représente 50% du renforcement issu du calcul avec le programme ROBOT, et cela est vrai pour les éléments de support, mais dans les éléments de travée, les résultats sont très proches.

Le reason de la différence des résultats réside dans les étapes utilisées dans chaque méthode. Le calcul manuel repose sur le positionnement des murs en béton comme supports, négligeant ainsi voiles, et la force est distribuée uniformément, contrairement à La méthode des éléments finis utilisée par le programme ROBOT.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Le rôle de l'ingénieur en structure dans un projet de construction d'un bâtiment est essentiel. Il doit concevoir et calculer les éléments de la structure de manière à ce qu'ils puissent supporter toutes les charges prévues et assurer une durabilité satisfaisante tout au long de la période d'exploitation.

Ce projet de fin d'études nous a offert l'opportunité de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises lors de notre master pour analyser, étudier et superviser un projet de construction réel. Nous avons compris l'importance d'analyser soigneusement la structure avant de procéder à son calcul. L'analyse structurelle d'un projet de construction est une étape cruciale qui permet de concevoir efficacement une structure résistante aux séismes à moindre coût.

Dans l'étude sismique, plusieurs configurations de murs porteurs ont été testées. La variante retenue a donné des résultats acceptables en termes de participation massique, d'efforts, de période et de déplacement. Cependant, il est important de comprendre que la quantité de murs porteurs ne garantit pas nécessairement un bon comportement de la structure, mais c'est la disposition optimale qui permet d'obtenir des résultats satisfaisants, assurant à la fois un bon comportement du bâtiment et une économie de béton et d'acier. Nous avons réalisé notre étude en sept chapitres et, dans le dernier chapitre, nous avons effectué une comparaison entre le calcul manuel et le calcul à l'aide du logiciel ROBOT. Nous avons constaté une différence dans les résultats concernant le ferrailage des appuis, tandis que les résultats pour les travées étaient proches. La différence dans les résultats est due à la divergence entre les deux méthodes de calcul. Le calcul manuel est simple et ne prend pas en compte les voiles, répartissant les forces de manière uniforme, contrairement à la méthode des éléments finis.

En conclusion, nous espérons que ce modeste travail servira de référence pour d'autres projets de fin d'études.

Références Bibliographie.

Références Bibliographie :

Livres :

- RPA 99 version 2003(Règlement parasismique Algérien).
- BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites).
- CBA 93(Code De Béton Armé).
- DTR-BC2-2(Document Technique Réglementaire charges et surcharges).
- DTR –BC2-331(Règles De calculs fondation radier).
- Pratique du BAEL 91(cours avec exercices corrigés)
- Exercices BA

Projet de fin d'étude :

- Mémoire de fin d'études, université de Abu Bekr-Belkaid –Tlemcen-étude structurelle d'un bâtiment voile dalle « R+9 » a usage d'habitation.
- Mémoire de fin d'étude (Tarfaoui noura + guenidi sabrine)2021333

Site web :

- <https://www.univ-msila.dz/site>
- <https://www.univ-tlemcen.dz/pages>

Outils informatiques utilisées :

- ROBOT 2014.
- Paramètre RPA 99 version 2003.
- Calcul de section d'aciers.
- EXCEL 2016.
- WORD 2016.
- AUTO CAD 2014.
- AUTO CAD Structural Detailing 2015.
- POWER POINT 2016.