

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية  
الشعبية

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaid – Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE



## **MEMOIRE**

Présenté pour l'obtention du diplôme de MASTER

En GENIE CIVIL

Spécialité : STRUCTURES

**Par : MWANDAWIRO GODRICK MWANGEMI et BENADIS CHARAFEDDINE**

### **Thème**

**ETUDE TECHNIQUE D'UN BATIMENT R+7 EN BETON ARME**

Soutenu publiquement le 22/06/2025 devant le jury composé de :

Mr. GHENNANI BOUBKEUR

Université de Tlemcen

Président

Mme. BENHACHLIF SOUAD

Université de Tlemcen

Examinatrice

Mme. GHEZALI SABAH

Université de Tlemcen

Encadreur

Année universitaire : 2024 /2025

## **REMERCIEMENTS**

Nous tenons à remercier, en premier lieu, le bon DIEU de nous avoir donné la patience, le courage et la volonté de mener à terme ce présent travail.

Nous adressons nos sincères remerciements à notre encadreur Mme GHEZALI SABAH, à qui nous exprimons toute notre connaissance, de nous avoir encadré tout au long de notre mémoire. Merci pour soutien, ses remarques pertinentes, sa disponibilité, sa confiance et les précieux conseils qu'elle nous ont prodigués tout au long de la réalisation de notre projet.

Nos sincères remerciements à Mme MEDJAHED AMINA, pour sa disponibilité et l'aide précieuse tout au long de la réalisation de notre projet.

Nous exprimons nos remerciements aux membres de Jury, pour l'intérêt qu'ils ont porté en acceptant d'examiner notre travail.

Notre gratitude pour nos parents pour leurs encouragements et leurs soutien pendant tous les cycles de nos études.

Enfin, nous tenons à remercier nos chères amies de promo STRUCTURE 2024/2025 et toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

## **DEDICACES**

Je dédie ce modeste travaille :

À DIEU tout puissant.

À mes chers parents JEPHTHA MWANDAWIRO et PRUDENCE MGHOI et ma famille en générale pour leur amour, leur encouragement, leur soutien et leurs sacrifices qui ont rendu ce parcours possible.

A mon binôme pour ce travail qu'on a réalisé ensemble, mes amis et camarades de promo STRUCTURE 2024/2025 leurs aide et leurs amitié précieuse.

À mes professeurs et encadreur pour leurs sagesse, leurs patiences et leurs conseils avisés qui m'ont guidé tout au long de cette aventure académique.

À tous ceux qui ont contribué à l'aboutissement de ce travail, je vous dédie ce mémoire avec toute ma gratitude et mon respect.

**Mwandawiro Godrick Mwangemi**

## **DEDICACES**

Par la grâce de Dieu, qui a éclairé mon chemin et m'a donné la force, la volonté et le courage nécessaires pour mener à bien ce travail, je tiens à dédier ce mémoire, du fond du cœur, à toutes les personnes qui occupent une place précieuse dans ma vie :

**À ma chère mère, Nouria,**

Aucune dédicace ne saurait traduire l'immensité de mon amour, mon respect profond et ma gratitude infinie pour vos sacrifices, votre tendresse et votre soutien constant. Vous êtes mon pilier, depuis toujours. Que votre bénédiction m'accompagne à chaque étape de mon parcours.

**À mon cher père, Rachid**

Ce mémoire est dédié à vous, mon cher père, qui avez toujours cru en moi et soutenu mes études. C'est un geste de reconnaissance empreint d'amour.

**À mes sœurs**

Vous êtes mes plus beaux trésors. Merci pour votre amour sincère et votre présence réconfortante.

**À mes parents** qui m'ont toujours soutenu.

**À mon binôme**, pour ce travail qu'on a réalisé ensemble.

**À mon fidèle ami, Mohammed**

Merci pour ton soutien, ton amitié précieuse et ta présence sincère.  
Sans oublier tous les professeurs que ce soit du Primaire, du moyen, du secondaire ou de l'enseignement supérieur.

Enfin, à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à ma réussite.

**Benadis Charafeddine**

## Résumé

Ce projet présente une étude technique d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, composé d'un rez-de-chaussée plus sept étages, ainsi qu'une terrasse inaccessible.

La structure est implantée à Wilaya de Tlemcen « Bouhanak », classée en zone sismique III selon la Réglementation Parasismique Algérien RPA version 2024.

Le calcul et la vérification de tous les éléments de la structure est effectué selon les règles de construction en vigueur RPA version 2024 et BAEL91 modifié 99 en garantissant la sécurité et la stabilité de la structure.

Nous avons utilisé le logiciel de calcul de structure SAP2000 pour réaliser la modélisation et l'étude sismique. Ensuite, nous avons procédé au ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles et fondation) en faisant une analyse approfondie.

**Mots clés :** Béton armé, Modélisation, Bâtiment, RPAV2024, BAEL91, SAP2000. Etude dynamique, dimensionnement.

## Abstract

This project presents a technical study of a reinforced concrete residential building, consisting of a ground floor plus seven upper floors, as well as an inaccessible terrace.

The structure is located in the Bouhanak district of Tlemcen, classified as seismic zone III according to the Algerian Seismic Regulations (RPA) version 2024.

The calculation and verification of all structural elements was carried out in accordance with the current construction regulations (RPA) version 2024 and BAEL91 amended 99, ensuring the safety and stability of the structure.

We used SAP2000 structural calculation software to perform the modelling and seismic study. We then reinforced the various structural elements (columns, beams, shear walls, and foundations) through a thorough analysis.

**Keywords:** Reinforced concrete, Modelling, Building, RPAV2024, BAEL91, SAP2000. Dynamic study, dimensioning.

## المخلص

يعرض هذا المشروع دراسة تقنية لمبنى سكني مكون من طابق ارضي و سبعة طوابق إضافة الى سطح غير قابل للوصول.  
تم انشاء هذا البناء في ولاية تلمسان (بوهناق), المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية الثالثة حسب تنظيم المقاوم للزلازل الجزائري (RPA) نسخة 2024.  
تم حساب والتحقق من جميع عناصر الهيكل وفقا لقواعد البناء المعمول بها (BAEL91,RPA 2024) المعدلة سنة (1999), مع ضمان امان واستقرار المنشأة.  
استخدمنا برنامج SAP2000 لتحليل النمذجة والدراسة الزلزالية, ثم قمنا بتسليح مختلف العناصر المقاومة للهيكل (الاعمدة, الجوائز, الجدران الحاملة و الاساسات) من خلال تحليل دقيق و مفصل.  
**الكلمات المفتاحية:** الخرسانة المسلحة, النمذجة, المبنى دراسة ديناميكية BAEL91, RPA 2024, SAP2000

# Sommaire

<b>Introduction générale.....</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre I: .....</b>	<b>2</b>
<b>Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux .....</b>	<b>2</b>
I.1 Introduction.....	3
I.2 Présentation de l'ouvrage .....	3
I.3 Caractéristique géométrique de l'ouvrage .....	3
I.4 Données sismiques de l'ouvrage .....	4
I.5 Conception de la structure .....	4
I.6 Caractéristique mécanique des matériaux.....	6
I.6.1 Béton .....	6
I.6.2 Acier.....	8
I.7 Hypothèses de calcul.....	10
I.8 Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :.....	10
I.9 Règlements et normes utilisés .....	10
<b>Chapitre II: .....</b>	<b>12</b>
<b>Descente des charges et prédimensionnement des éléments.....</b>	<b>12</b>
II.1 Prédimensionnement des éléments .....	13
II.1.1 Introduction .....	13
II.1.2 Plancher .....	13
II.1.3 Les poutres .....	14
II.1.4 Les poteaux.....	16
II.1.5 Voile .....	19
II.2 Descente des charges .....	20
II.2.1 Introduction .....	20
II.2.2 Plancher étage courant corps creux .....	20
II.2.3 Plancher terrasse inaccessible .....	21
II.2.4 Mur double parois .....	22
II.2.5 Mur simple parois.....	22
II.2.1 Dalle pleine de 15cm (balcon) .....	23
II.2.2 Escalier.....	23
II.3 Conclusion .....	24
<b>Chapitre III: .....</b>	<b>25</b>
<b>Etude des éléments secondaires .....</b>	<b>25</b>
III.1 Introduction.....	26
III.2 Etudes des poutrelles .....	26
III.2.1 Les types des poutrelles.....	27
III.2.2 Différentes charges des poutrelles.....	27
III.2.3 Détermination des efforts internes.....	27

Calcul de l'effort tranchant : .....	30
III.2.4 Résultats des efforts tranchant et moments des poutrelles : .....	30
III.2.5 Calcul de ferrailage .....	31
III.3 Balcon .....	37
Charges et surcharges supportées par le balcon : .....	37
III.3.1 Moments fléchissant et efforts tranchants : .....	38
III.3.2 Calcul de ferrailage : .....	39
III.4 L'acrotère .....	42
Evaluation des charges .....	42
Calcul des sollicitations : .....	43
Ferrailage de l'acrotère : .....	44
III.5 Escalier .....	47
III.5.1 Prédimensionnement escalier .....	47
III.5.2 Etude des escaliers : .....	49
Détermination des moments et des réactions : .....	49
III.5.3 Détermination du ferrailage : .....	53
III.5.4 Etude de la poutre palier .....	58
III.6 L'ascenseur .....	64

## **Chapitre IV: .....72**

### **Étude dynamique .....72**

IV.1 Introduction .....	73
IV.2 Objectif de l'étude dynamique .....	73
IV.3 Modélisation de la structure : .....	73
IV.4 Méthode de Calcul .....	74
IV.5 La méthode statique équivalente .....	74
Force sismique totale <b>V</b> .....	74
IV.5.1 Estimation de la période fondamentale de la structure <b>T<sub>0</sub></b> .....	75
IV.5.2 Coefficient d'accélération de zone A .....	76
IV.5.3 Coefficient de comportement global de la structure R .....	76
IV.5.4 Coefficient d'importance I .....	76
IV.5.5 Coefficient de site S .....	77
IV.5.6 Coefficient de correction $\lambda$ : .....	77
IV.5.7 Facteur de qualité <b>QF</b> .....	77
IV.5.8 Spectre de calcul .....	78
IV.5.9 Le poids total de la structure ( <b>WT</b> ) : .....	79
IV.5.10 Détermination l'effort tranchant (V) : .....	79
IV.6 Les forces sismiques de chaque niveau .....	79
IV.7 Vérification du coefficient de comportement R : .....	80
IV.8 Vérification de la résultant des forces sismiques : .....	81
IV.9 Justification de la sécurité .....	82
IV.9.1 Vérification de l'effort normal réduit .....	82
IV.9.2 Vérification de la stabilité de la structure vis-à-vis le renversement .....	83
IV.10 Vérification des déplacements .....	85

IV.10.1 Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages .....	85
IV.10.1 Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	86
<b>Chapitre V: .....</b>	<b>88</b>
<b>Etude des éléments structuraux .....</b>	<b>88</b>
V.1 Introduction .....	89
V.2 Les poteaux .....	89
V.2.1 Sollicitations max des poteaux à l'ELU.....	90
V.2.2 Calcul du ferrailage.....	90
V.3 Poutres .....	98
V.3.1 Les sollicitations des Poutres .....	98
V.3.2 Ferrailages des poutres.....	98
V.3.3 Ferrailages des poutres principale .....	99
V.3.4 Ferrailage poutre secondaire .....	103
V.4 Les voiles .....	108
V.4.1 La disposition des voiles : .....	108
V.4.2 Calcul des voiles : .....	109
V.5 Conclusion .....	112
<b>Chapitre VI: .....</b>	<b>113</b>
<b>Etude de l'infrastructure .....</b>	<b>113</b>
VI.1 Introduction .....	114
VI.2 Type des fondations .....	114
VI.3 Choix de type de la fondation .....	114
VI.4 Semelle filante.....	114
VI.5 Radier générale .....	115
VI.5.1 Les sollicitations du radier .....	120
VI.5.2 Calcul du ferrailage de la dalle .....	120
VI.5.3 Calcul du ferrailage de la nervure : .....	126
<b>Conclusion générale .....</b>	<b>131</b>
<b>Reference bibliographie .....</b>	<b>132</b>
<b>Annexes.....</b>	<b>133</b>
<b>Annexe « A » : Les plans architecturaux.....</b>	<b>134</b>
<b>Annexe « B » : Les plans de génie civil.....</b>	<b>142</b>

## Liste des figures

Figure I. 1 Plan de situation. ....	3
Figure I. 2 Plancher en corps creux .....	4
Figure I. 3 Plancher dalle pleine.....	4
Figure I. 4 Schéma d'un escalier .....	5
Figure I. 5 Diagramme déformation contrainte du béton à l'ELU .....	7
Figure I. 6 Diagramme déformation contrainte du béton à l'ELS .....	8
Figure I. 7 Diagramme contrainte-déformation de l'acier .....	9
Figure II. 1 Coupe transversal d'une corps creux .....	13
Figure II. 2 Dalle pleine .....	14
Figure II. 3 Poutre principal .....	15
Figure II. 4 Poutre secondaire .....	15
Figure II. 5 section de poteau le plus sollicité .....	16
Figure II. 6 Coupe de voile en élévation .....	19
Figure II. 7 Plancher corps creux .....	20
Figure II. 8 Plancher terrasse inaccessible .....	21
Figure II. 9 Mur double parois .....	22
Figure III. 1 Coupe transversale d'une poutrelle.....	26
Figure III. 2 Diagramme du moment fléchissant à l'ELU .....	29
Figure III. 3 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU .....	29
Figure III. 4 Ancrage .....	36
Figure III. 5 Ferrailage de poutrelle en appui .....	36
Figure III. 6 Ferrailage de poutrelle en travée.....	36
Figure III. 7 Section de calcul de ferrailage de balcon .....	39
Figure III. 8 Schéma de ferrailage de balcon .....	41
Figure III. 9 Coupe transversale de l'acrotère.....	42
Figure III. 10 Section de calcul de ferrailage d'acrotère .....	44
Figure III. 11 Ferrailage d'acrotère .....	46
Figure III. 12 Vue en plan d'escalier.....	47
Figure III. 13 Schéma statique des escaliers a ELU.....	49
Figure III. 14 Diagramme du moment fléchissant à ELU .....	51
Figure III. 15 Diagramme d'effort tranchant à ELU .....	51
Figure III. 16 Schéma statique des escaliers à ELS .....	51
Figure III. 17 Diagramme du moment fléchissant à ELS .....	53
Figure III. 18 Diagramme d'effort tranchant à ELS.....	53
Figure III. 19 Schéma du ferrailage d'escaliers .....	57
Figure III. 20 Schéma statique de poutre palier .....	58
Figure III. 21 Schéma de ferrailage de la poutre palière .....	63
Figure III. 22 Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique .....	64
Figure III. 23 Schéma représente la surface d'impact sur la salle.....	66
Figure III. 24 Schéma de ferrailage de la dalle pleine d'ascenseur .....	71
Figure IV. 1 Modélisation de la structure avec « SAP2000 » .....	73
Figure V. 1 Détaille de zone nodale .....	94
Figure V. 2 La longueur de la zone nodale des poteaux .....	95

Figure V. 3 Sollicitation des poteaux à ELS .....	95
Figure V. 4 Schéma de ferrailage des poteaux.....	97
Figure V. 5 Schéma ferrailage des poutres principales.....	107
Figure V. 6 Schéma ferrailage des poutres secondaires.....	107
Figure V. 7 Dispositions du ferrailage longitudinal du voile.....	112
Figure VI. 1 Schéma du radier .....	115
Figure VI. 2 Déplacement $U_z$ en ELS donné par logiciel SAP 2000 .....	118
Figure VI. 3 Moment $M_{11}$ à ELU suivant $L_x$ .....	119
Figure VI. 4 Moment $M_{22}$ à ELU suivant $L_y$ .....	119
Figure VI. 5 Ferrailage radier.....	125
Figure VI. 6 Dimension de la nervure. ....	126
Figure VI. 7 Ferrailage de la nervure. ....	130

## Liste des tableaux

Tableau I. 1 Caractéristique géométrique de l'ouvrage .....	3
Tableau I. 2 Les hypothèses de calcul .....	10
Tableau II. 1 Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux.....	18
Tableau II. 2 La descente de charge d'un plancher corps creux .....	20
Tableau II. 3 La descente de charge d'un plancher corps creux .....	21
Tableau II. 4 La descente de charge d'un mur double parois .....	22
Tableau II. 5 La descente de charge d'un mur simple parois.....	22
Tableau II. 6 La descente de charge d'une dalle pleine .....	23
Tableau II. 7 La descente de charge du palier.....	23
Tableau II. 8 La descente de charge de la paillasse .....	24
Tableau III. 1 Type des poutrelles.....	27
Tableau III. 2 Evaluation des charges de poutrelle .....	27
Tableau III. 3 Récapitulation des sollicitations des poutrelles de RDC + étages courants .....	30
Tableau III. 4 Récapitulation des sollicitations des poutrelles de terrasse inaccessible .....	30
Tableau III. 5 Récapitulation de ferrailage de RDC +étage courante en appui .....	34
Tableau III. 6 Récapitulation de ferrailage de RDC+etage courante en travée .....	34
Tableau III. 7 Récapitulation de ferrailage de terrasse inaccessible courante en appui.....	34
Tableau III. 8 Récapitulation de ferrailage de terrasse inaccessible courante en travée.....	34
Tableau III. 9 Charges et surcharges supportées par le balcon. ....	37
Tableau III. 10 Charge de la maçonnerie. ....	38
Tableau III. 11 Récapitulation du ferrailage de balcon (dalle pleine).....	41
Tableau III. 12 Récapitulation des différents efforts internes des escalier par SAP 2000.....	53
Tableau III. 13 Caractéristiques de l'ascenseur .....	65
Tableau III. 14 Résultats des vérifications des contraintes de l'ascenseur .....	71
Tableau IV. 1 Valeurs du coefficient CT.....	75
Tableau IV. 2 Périodes et factures de participation modale par SAP 2000 .....	75
Tableau IV. 3 Valeur de la période T0 pour le calcul de l'effort tranchant à la base V .....	76
Tableau IV. 4 Coefficient d'accélération de zone.....	76
Tableau IV. 5 Coefficient d'importance .....	77
Tableau IV. 6 Valeur de T1 et T2selon le site .....	77
Tableau IV. 7 Valeurs des Pondérations Pq.....	78
Tableau IV. 8 Poids de chaque niveau .....	79
Tableau IV. 9 Les forces sismiques des différents niveaux .....	80
Tableau IV. 10 Effort tranchant global a la base par SAP 2000 .....	81
Tableau IV. 11 Effort tranchant des voiles par SAP 2000 .....	81
Tableau IV. 12 Les réactions à la base par SAP 2000 .....	82
Tableau IV. 13 Les réactions à la base par SAP 2000 .....	83
Tableau IV. 14 Vérification de l'effort normal réduit après augmentation des sections .....	83
Tableau IV. 15 Récapitulation effort normal global de la structure et moment de renversement .....	84
Tableau IV. 16 Valeurs limites des déplacements inter-étages.....	85
Tableau IV. 17 Vérification du déplacement inter-étage suivant X-X .....	85
Tableau IV. 18 Vérification du déplacement inter-étage suivant Y-Y .....	86
Tableau IV. 19 Vérification de l'effet P-Delta (Sens X-X).....	87

Tableau IV. 20 Vérification de l'effet P-Delta (Sens Y-Y) .....	87
Tableau V. 1 Récapitulation des Sollicitations max des poteaux à l'ELU .....	90
Tableau V. 2 Récapitulation des calcule ferrailage des poteaux utilisant N max et M cor.....	92
Tableau V. 3 Récapitulation des calcule ferrailage des poteaux utilisant M max et N cor.....	92
Tableau V. 4 Récapitulation des calcule ferrailage des poteaux utilisant N min et M cor .....	92
Tableau V. 5 Récapitulation des calcules ferrailages poteaux pour cas le plus défavorable ..	93
Tableau V. 6 Ferrailage transversal des poteaux .....	94
Tableau V. 7 Longueur de recouvrement des poteaux .....	94
Tableau V. 8 Vérification à ELS des poteaux .....	97
Tableau V. 9 Sollicitations des Poutres.....	98
Tableau V. 10 Sollicitations dans les voiles.....	110
Tableau VI. 1 Les sollicitations du radier .....	120
Tableau VI. 2 Récapitulation du ferrailage de la dalle.....	125
Tableau VI. 3 Les sollicitations de la nervure.....	126
Tableau VI. 4 Récapitulation du ferrailage de la nervure .....	129

## Liste des Abréviations

**G** : Action permanente.

**Q** : Action d'exploitation.

**E** : Action accidentelle.

**RPA** : Le Règlement Parasismique Algérien.

**BAEL** : Le règlement du Béton Armé aux Etats Limites.

$\sigma_{st}$  : Contrainte d'acier.

$\overline{\sigma}_{st}$  : Contrainte admissible d'acier.

$\sigma_{bc}$  : Contrainte du béton.

$\overline{\sigma}_{bc}$  : Contrainte admissible du béton.

$\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement.

$\overline{\tau}_u$  : Contrainte admissible de cisaillement.

$E_{ij}$  : Déformations instantanées.

$E_{vi}$  : Déformations différées.

$f_{bc}$  : Contrainte de calcul.

$f_{tj}$  : Résistance à la traction.

$f_{cj}$  : Résistance à la compression.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique a 28jours

$\nu$  : Coefficient de poisson.

$\theta$  : Coefficient d'application

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité d'acier.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité de béton.

$f_e$  : Limite élastique d'acier.

$A_{st}$  : Section d'armature.

$A_r$  : Armature de répartition.

$\rho$  : Masse volumique.

**S** : Surface.

**U** : Périmètre de la section.

**e** : Excentricité

**ep** : Epaisseur.

**he** : Hauteur libre d'étage.

**$I_x, I_y$**  : Moment d'inertie.

**$i_x, i_y$**  : Rayon de giration.

**$M_0$**  : Moment isostatique.

**$M_t$**  : Moment en travée.

**$M_a$**  : Moment en appuis.

**$M_u$**  : Moment fléchissant à l'état limite ultime.

**$M_s$**  : Moment fléchissant à l'état limite service.

**$T$**  : Effort tranchant, Période.

**$V$**  : Effort tranchant à la base.

**ELU** : Etat limite ultime.

**ELS** : Etat limite de service.

**$N_u$**  : Effort normal aux ELU.

**$N_s$**  : Effort normal aux ELS.

**$\mu$**  : Moment ultime réduit.

**$\alpha$**  : Position relative de la fibre neutre.

**$z$**  : Bras de levier.

**$d$**  : Distance séparent entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

**$d'$**  : Distance entre les armatures et la fibre neutre.

**$B_r$**  : Section réduite.

**C. V** : Condition vérifié.

**C.N. V** : Condition non vérifié.

**C.N. F** : Condition de non fragilité.

**A** : Coefficient d'accélération de zone

**D** : Facteur d'amplification dynamique

**$\xi\%$**  : Le pourcentage d'amortissement.

**R** : Coefficient de comportement global de la structure.

**Q** : Facteur de qualité.

**$W_T$**  : Poids total de la structure.

**$W_i$**  : Poids sismique au niveau « i ».

**C<sub>t</sub>** : Coefficient de période.

**$\beta$**  : Coefficient de pondération.

**$\eta$**  : Facteur de correction d'amortissement.

$L_f$  : Longueur de flambement.

$L_r$  : Longueur de recouvrement.

$L$  : Longueur ou portée.

$\phi_l$  : Diamètre d'une barre d'acier longitudinal.

$\Phi_t$  : Diamètre d'une barre d'acier transversale.

$St$  : Espacement.

$\lambda g$  : L'élancement géométrique.

$\Delta_k$  : Déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1.

$\overline{\Delta_K}$  : Déplacement limite :

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.

$\sigma_{moy}$  : Contrainte moyenne.

$h_d$  : Epaisseur de la dalle.

$h_N$  : Epaisseur de la nervure

$l_{lc}$  hauteur libre d'étage.

# Introduction générale

L'Algérie est vulnérable aux séismes car elle se trouve dans une zone sismique avec plusieurs failles actives présentes. Tout au long de son histoire, le pays a connu de nombreux tremblements de terre dévastateurs, engendrant de lourdes pertes humaines et matérielles. Face à ces catastrophes, les autorités algériennes ont été amenées à adopter diverses mesures visant à améliorer la capacité du pays à faire face aux risques sismiques.

Les ingénieurs en génie civil ont un rôle essentiel pour concevoir des structures résistantes aux séismes, tout en répondant à des contraintes techniques, sécuritaires et architecturales. Leur mission est de garantir la sécurité des personnes, la structure et bonne intégration dans l'environnement bâti.

Notre projet vise à étudier un bâtiment en béton armé de type R+7 à usage d'habitation situé à Tlemcen-Bouhanak classe en zone sismique III.

Cette étude respecte les normes et règlements en vigueur, notamment le RPA version 2024, le BAEL et le Document Technique Règlementaire D.T.R. BC 2.2. Le logiciel SAP 2000 a été employé pour l'analyse dynamique et la fondation. L'AUTOCAD a été utilisé pour la création des plans de ferrailages et MATLAB pour faire un programme de calcul ferrailages. Ces outils informatiques jouent un rôle crucial dans le traitement des études de construction.

Le travail est organisé de la manière suivante :

- ❖ Chapitre I présente le projet et les caractéristiques des matériaux utilisés.
- ❖ Chapitre II présente le prédimensionnement des différents éléments porteurs (les poteaux, les poutres, les planchers et les voiles) et la descente des charges.
- ❖ Chapitre III présente l'étude des éléments secondaires (poutrelle, acrotères, balcon, escaliers, et l'ascenseur)
- ❖ Chapitre IV présente l'étude dynamique à l'aide de logiciel SAP 2000
- ❖ Chapitre V présente l'étude des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles) conformément aux règlements algériens en vigueur (RPA 2024 et BAEL)
- ❖ Chapitre VI présente l'étude de l'infrastructure

Et nous terminons par une conclusion générale de ce travail.

# **Chapitre I: Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux**

## I.1 Introduction

Le but de ce chapitre est de présenter le bâtiment étudié, concernant le type de structure, les Éléments structuraux, la géométrie et les propriétés des matériaux.

## I.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage étudié est un bâtiment constitué d'un Rez-De- Chaussée plus sept étages à usage d'habitation. Le bâtiment est implanté à la wilaya de Tlemcen-Bouhanak-, classée comme une région de moyenne sismicité (zone III) selon le règlement parasismique algérien RPA 2024.

La stabilité de cet ouvrage est assurée par un système de contreventement constitué de portiques et voiles.

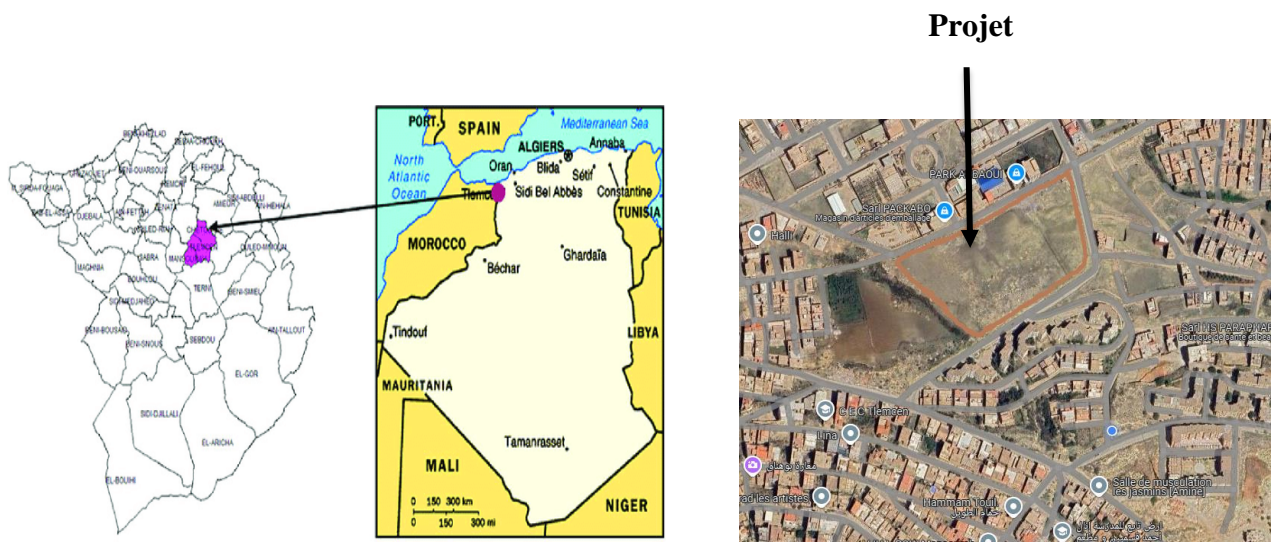


Figure I. 1 Plan de situation.

## I.3 Caractéristique géométrique de l'ouvrage

Tableau I. 1 Caractéristique géométrique de l'ouvrage

La longueur du bâtiment	26,90 m
La largeur du bâtiment	20,20 m
Hauteur totale du bâtiment	24,82 m
Hauteur de RDC	3.40 m
Hauteur de l'étage courant	3.06 m

## I.4 Données sismiques de l'ouvrage

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 selon le RPA 2024

On suppose la contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 1.8$  bars

Le site est considéré comme un site meuble 'S3' selon le RPA 2024.

## I.5 Conception de la structure

### Ossature du bâtiment :

Système de contreventement constitué par des voiles.

La résistance aux charges verticales ainsi qu'aux charges latérales est assurée, principalement, par des voiles structuraux verticaux.

Pour ce système de contreventement, les bâtiments sont limités en hauteur à 48 m

### Poteaux :

Dans notre cas on utilise des poteaux carrés.

### Poutres :

Toutes les poutres qui composent les différents étages sont des poutres principales et des poutres secondaires.

### Les planchers :

On a utilisé deux types de planchers :

- Plancher corps creux : pour RDC, étages courants et terrasse.

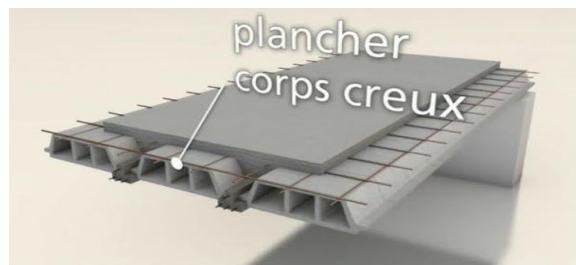


Figure I. 2 Plancher en corps creux [1]

- Plancher dalle pleine : pour les balcons et la dalle d'ascenseur.

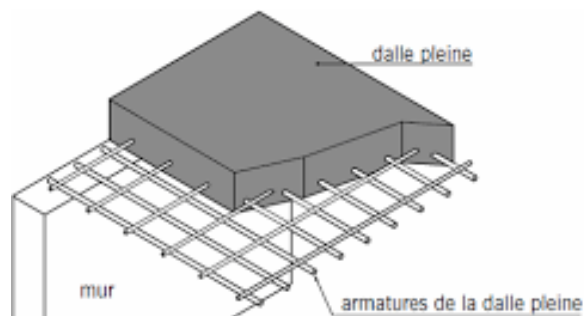


Figure I. 3 Plancher dalle pleine [1]

### **Maçonneries**

Les murs de notre structure sont en brique creuse.

- Mur extérieur : à double cloison

- Brique creuse de 15 cm.
- Brique creuse de 10 cm.
- L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

-Mur intérieur en brique creuse de 10cm.

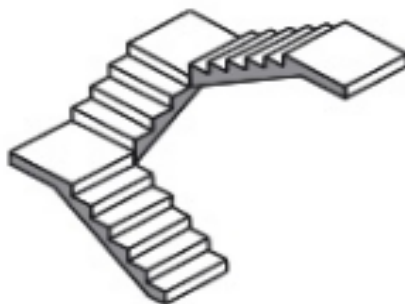
### **Revêtement :**

- Enduit en ciment et en plâtre pour les murs et les plafonds.
- Revêtement à carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Etanchéité multicouche imperméable pour plancher terrasse inaccessible.

### **Les escaliers :**

Les escaliers sont des éléments secondaires dans la structure servent à faciliter les déplacements verticaux entre les étages.

Dans notre cas on utilise un seul type d'escalier consistant de trois volé avec deux paliers de repos.



**Figure I. 4** Schéma d'un escalier [2]

### **Ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil destiné à faire monter verticalement des personnes ou des chargements aux différents niveaux dans un bâtiment.

Selon le règlement Algérien, la conception d'un ascenseur est indispensable pour un bâtiment plus de R+5 pour assurer la facilité et la rapidité de déplacement entre les niveaux d'étage.

### **Terrasse :**

La terrasse est inaccessible et l'étanchéité du plancher terrasse est assurée par une forme de pente et un système en multicouches.

### **L'Acrotère**

Sur la terrasse le bâtiment est entouré d'un acrotère réalisé en béton armé (de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur), elle a un rôle de protéger les murs extérieurs du débordement des eaux pluviales.

### Balcon

Le balcon est en dalle pleine

### Isolation

L'isolation thermique de notre structure est assurée par :

- L'âme d'air pour les murs extérieur.
- La couche de liège pour les plancher terrasse.

### Fondation

Les fondations sont des éléments très important dans la construction, assurant la transmission uniforme des charges de la structure au sol.

Pour ce bâtiment la transmission des charges par la superstructure en sol est assurée par un radier nervuré.

## I.6 Caractéristique mécanique des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé : CBA 93, BAEL 91, et RPA 2024.

### I.6.1 Béton

Le béton est un mélange des granulats avec un liant hydraulique ciment et de l'eau et parfois des adjuvants.

Le béton équilibrer les efforts de compression.

### Résistance du béton

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200 cm<sup>2</sup> de section et ayant une hauteur double de leur diamètre (H = 32cm).

Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes selon CBA 93 :

- **Compression :**

$$\text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} : \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

$$\text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} : \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

Pour notre étude on prend  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

- **Traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée est conventionnellement définie par la relation ci-dessous :

$$\begin{cases} f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa} \\ f_{t28} = 0,275(f_{c28})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa} \end{cases}$$

Pour notre cas  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1\text{MPa}$

### Module de déformation longitudinale du béton :

Module instantané :  $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$  Pour le calcul sous charges de courte durée (<24h)

Module différé :  $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$  Pour le calcul sous charge de longue durée (>24h)

### Coefficient de poisson :

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{béton fissuré à ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{béton non fissuré à ELS} \end{cases}$$

### Contrainte admissible de cisaillement :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \quad \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \quad \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une section en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime  $T_u$ .

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

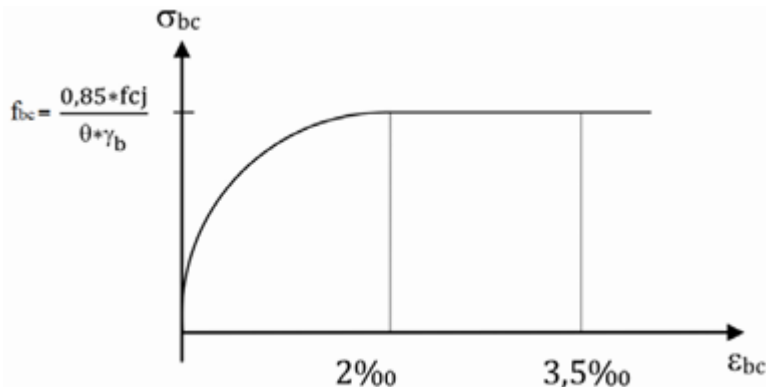
Avec :

b : Largeur de la section.

d : Hauteur utile (d=0.9h)

### Déformation et contraintes de calcul :

- Etat limite ultime en compression « ELU » :



$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Figure I. 5 Diagramme déformation contrainte du béton à l'ELU [3]

Avec :

$f_{bc}$  : Contrainte de calcul pour  $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰$

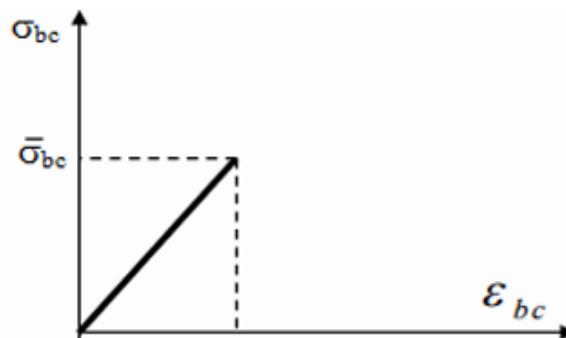
$\epsilon_{bc}$  : La déformation du béton à la compression.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité ;  $\begin{cases} 1,5 & \text{cas général} \\ 1,15 & \text{cas accidentel} \end{cases}$

➤ **Etat limite service de résistance « ELS » :**

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'action réelles et les sollicitations calculées sans dépassement des contraintes limites, en supposant que le matériau se déforme dans le domaine élastique.



**Figure I. 6** Diagramme déformation contrainte du béton à l'ELS [3]

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$$

## 1.6.2 Acier

Les armatures en acier a pour rôle de supporter les efforts de traction dans les éléments fléchis et tendues, parmi ses caractéristiques importantes : la flexibilité, la plasticité et la ductilité.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : **Es = 210 000MPa**

### Résistance caractéristique de l'acier :

#### Types d'aciers :

On utilise les nuances d'acier suivantes :

- Les hautes adhérences (H.A) : FeE 400 MPa Pour les armatures longitudinales.
- Les ronds lisses (R.L) : FeE 235 MPa pour les armatures transversales.
- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm<sup>2</sup> avec  $\Phi = 3,5$  mm.

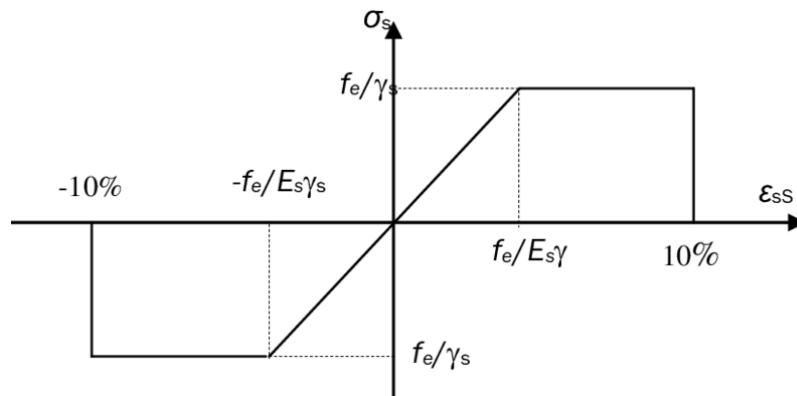
**Les contraintes limites :**

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

Les contraintes de calcul à l'ELU des armatures longitudinales et transversales sont données en fonction des déformations des aciers par le diagramme suivant :

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

- $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,00 \\ \gamma_s = 1,15 \end{array} \right.$  Pour les situations accidentelles  
Pour les situations courantes



**Figure I. 7** Diagramme contrainte-déformation de l'acier [4]

➤ **Etat limite service (ELS) :**

Les contraintes limites de l'acier sont données en fonction de la fissuration.

$$\bar{\sigma}_{st} = \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f t 28} \right) \quad \text{Si la fissuration est préjudiciable}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \left( \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f t 28} \right) \quad \text{Si la fissuration est très préjudiciable}$$

$\eta$  : coefficient de fissuration  $\left\{ \begin{array}{l} 1,6 \\ 1,0 \end{array} \right.$  pour les H. A  
pour les R. L

## I.7 Hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul adoptées sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau I. 2** Hypothèses de calcul

La résistance à la compression du béton	$f_{c28} = 25MPa$
La résistance à la traction du béton	$f_{t28} = 2,1MPa$
Contrainte limites de béton à la compression	$f_{bc} = 14,17MPa$
Module d'élasticité longitudinal instantané	$E_{ij} = 32164,2 MPa$
Module d'élasticité longitudinal différé	$E_{vj} = 10819 MPa$
Limite d'élasticité des armatures longitudinales [HA]	$F_e = 400 MPa$
Limite d'élasticité des armatures transversales [RL]	$F_e = 235 MPa$
Facteur de correction d'amortissement	$\eta = 1,6$
Contrainte admissible du béton	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$
Contrainte à la Limite d'élasticité	$\sigma_{st} = 347,82 MPa$
Contrainte admissible d'acier	$\bar{\sigma}_{st} = 201,63$

## I.8 Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'actions suivantes :

- ELU :  $1,35G+1,5Q$
- ELS :  $G+Q$
- Combinaison sismique :  $G + \psi \cdot Q + E_1$   
 $G + \psi \cdot Q + E_2$   $\left\{ \begin{array}{l} E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{array} \right.$

G : charge permanente

Avec : Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

## I.9 Règlements et normes utilisés

Notre projet est calculé en respectant les règlements suivants :

- RPA 2024 (Règlement Parasismiques Algériennes) ;
- BAEL91 (Béton Armé aux Etats limites) ;
- Le CBA93 (Calcul Béton Arme) ;
- DTR BC.2.2 (Document Technique Règlementaire).

## **Conclusion**

Ce chapitre présente une vue globale sur notre projet, les différents paramètres et les caractéristiques des matériaux à adopter, les conditions géotechniques ainsi les règlements à utiliser.

# **Chapitre II:**

## **Descente des charges et prédimensionnement des éléments**

## II.1 Prédimensionnement des éléments

### II.1.1 Introduction

Le but de prédimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments porteurs de la structure (poteau, poutre, plancher et voiles) à faire selon le **BAEL 91, RPA 2024 et CBA 93**. Le prédimensionnement est la base de la justification à la résistance, stabilité et la durabilité de la structure.

### II.1.2 Plancher

Les planchers sont des éléments qui séparent entre deux niveaux d'un bâtiment. Ils ont le rôle de transmission des charge et surcharge aux éléments porteur en assurent la fonction le confort, isolation thermique, phonique et étanchéité.

Dans notre projet en utilise deux types des plancher, corps creux et dalle pleine.

### Corps creux

D'après le BAEL 91 l'épaisseur de plancher  $h_t$  doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

$L$  : La plus grande portée dans le sens des poutrelles entre nus des appuis.

$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

$$L=3,85m$$

$$h_t \geq \frac{385}{22,5} = 17,11cm$$

On adoptera une épaisseur  $h_t = (16+4) = 20cm$

Epaisseur du corps creux : 16 cm

Epaisseur de la dalle de compression : 4 cm

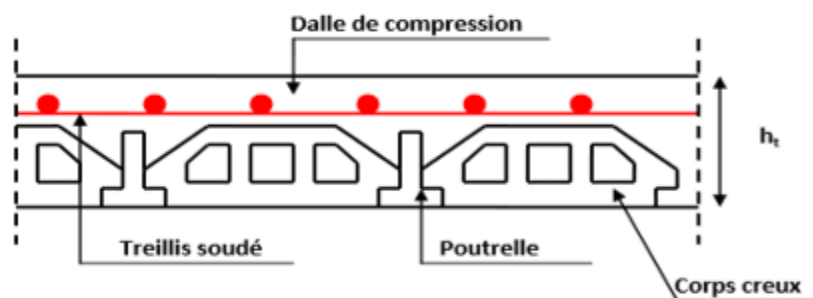


Figure II. 1 Coupe transversal d'un corps creux [5]

### Dalle pleine

D'après les règles de 'BAEL 91 modifier 99' :

$$\begin{cases} \frac{L_x}{L_y} < 0,4 & \text{dalle porte dans un seul sens} \\ 0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1 & \text{dalle porte dans les deux sens} \end{cases}$$

$L_x$ : Grand côté du panneau de la dalle

$L_y$ : Petit côté du panneau de la dalle

L'épaisseur donner aux dalles résulte des conditions suivantes :

- Condition de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} h > \frac{L_x}{30} \dots\dots\dots \text{ dalle porte dans un seul sens} \\ h > \frac{L_x}{40} \dots\dots\dots \text{ dalle porte dans les deux sens} \end{array} \right.$$

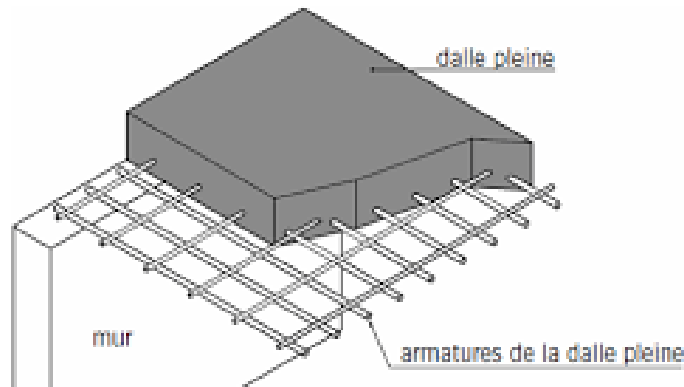
- Type 1 :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{4.1} = 0,365 < 0,4 \dots\dots\dots \text{ dalle porte dans un seul sens}$$

$$h > \frac{150}{30} = 5 \text{ cm}$$

Donc on adopte :  $h = 15 \text{ cm}$ .

Donc on adopte :  $h = 15 \text{ cm}$ .



**Figure II. 2** Dalle pleine [1]

### II.1.3 Les poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux en béton armé qui transmettent les charges aux poteaux.

On a deux type deux type des poutre, poutre principale et poutre secondaire.

#### Poutre principale

D'après BAEL 91 :  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$  et  $0,3h \leq b \leq 0,4h$

$L$  : Distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée  $L=5,5$

$h$  : Hauteur de la poutre

$b$  : Largeur de la poutre.

D'après le RPA 2024 :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} : \text{en zones I, II et III} \\ b \geq 25 \text{ cm} : \text{en zones IV, V et VI} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{max} \leq (1,5h + b_1) \end{cases}$$

$$\frac{550}{15} \leq h \leq \frac{550}{10} = 36,6 \leq h \leq 55 \rightarrow \text{donc on prendre } h=40\text{cm.}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,4h = 12 \leq b \leq 16 \rightarrow \text{donc on prendre } b=30\text{cm.}$$

La vérification selon RPA2024 :

$$\begin{cases} h = 40 \geq 30 & CV \\ b = 30 \geq 20 & CV \\ \frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 & CV \\ b_{max} \leq 1,5h + b_1 = 90 & CV \end{cases}$$

Donc on prend section des poutres principal (30x40) cm<sup>2</sup>

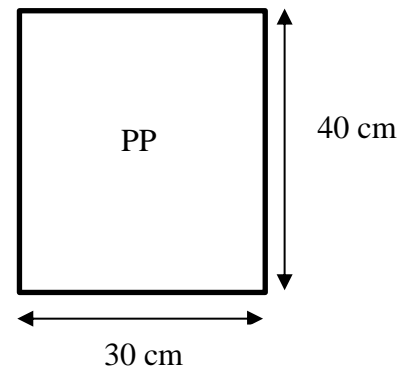


Figure II. 3 Poutre principal

### Poutres secondaires

L=5.0m

$$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} = 33,3 \leq h \leq 50 \rightarrow \text{Donc on prendre } h=40\text{cm.}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,4h = 12 \leq b \leq 16 \rightarrow \text{Donc on prendre } b=30\text{cm.}$$

La vérification selon RPA2024 :

$$\begin{cases} h = 40 \geq 30 & CV \\ b = 30 \geq 20 & CV \\ \frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 & CV \\ b_{max} \leq 1,5h + b_1 = 90 & CV \end{cases}$$

Donc on prend section des poutres secondaire (30x40) cm<sup>2</sup>

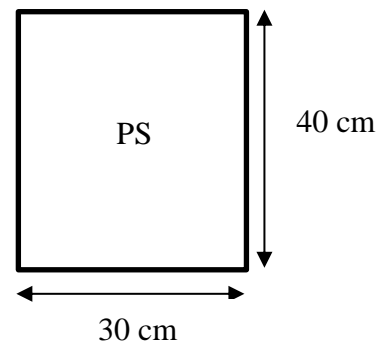


Figure II. 4 Poutre secondaire

### II.1.4 Les poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux avec rôle de reprendre les efforts dus aux surcharges et aux charges transmises par les poutres, puis de les transférer aux fondations.

Les sections transversales des poteaux doivent être conformes aux exigences du RPA 2024 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} : \text{en zones I, II et III} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} : \text{en zones IV, V et VI} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{l_{cl}}{20} : \text{quelle que soit la zone} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h_1}{b_1} \leq 4 \end{array} \right.$$

Avec :

$b_1=b$  : Largeur du poteau.

$h_1=h$  : Hauteur du poteau.

$l_{cl}$ : hauteur libre d'étage.

Le calcul se fait sur la section du poteau le plus sollicité montrée par la figure (Voir les plans d'architectures). On suppose une charge moyenne de 1 (t/m<sup>2</sup>) par étage.

$$N_u = S \times P \times n$$

Avec :

- $N_u$  : Effort normal ultime.
- $P$  : Charge moyenne répartie de 1t/m<sup>2</sup>.
- $n$  : Nombre d'étage + RDC =8

$S$ : Surface supportée par le poteau le plus sollicité.

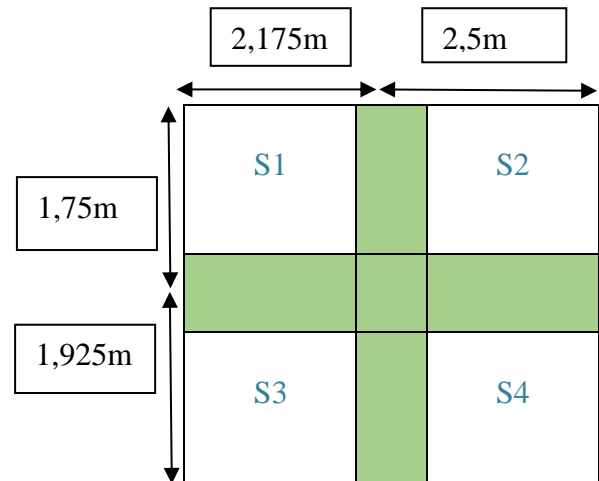
$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S = (2,175+2,5) \times (1,75+1,925) = 17,18\text{m}^2$$

$$N = 17,18 \times 1 \times 8 = 137,44\text{t} = 1,3744\text{MN}$$

**Section réduite (Br) :**

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 \times f_e}{100 \times \gamma_s}}$$



**Figure II. 5** section de poteau le plus sollicité

$\beta$  : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique  $\lambda$  des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \text{Pour } \lambda \leq 50$$

$$\beta = (0,85 \times \lambda)^2 \times 1500 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

On fixe  $\lambda=35$  pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée ;

$$\beta = 1 + 0,2 \times \left(\frac{35}{35}\right)^2 \rightarrow \beta = 1,2$$

$$\gamma_s = 1.15(\text{cas générale})$$

$$F_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\theta = 1(\text{charge} > 24\text{h})$$

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

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

$$F_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17\text{MPa}$$

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 \times f_e}{100 \times \gamma_s}} = \frac{1,2 \times 1,3744}{\frac{14,17}{0,9} + \frac{0,85 \times 400}{100 \times 1,15}} = 0,0882\text{m}^2$$

On a :

$$B_r \geq (b - 0,02)^2$$

$$b \geq \sqrt{B_r} + 0,02$$

$$b \geq \sqrt{0,0882} + 0,02 = 0,316\text{m}$$

On prend  $b = 35\text{cm}$  (section carrée),  $b = h = 35\text{cm}$

### Vérification des conditions de RPA 2024 :

- Première condition :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm} \rightarrow \text{Min}(35, 35) \geq 25\text{cm} \quad (\text{C. V}) \\ \text{Min}(b, h) \geq \frac{l_{lc}}{20} \rightarrow \text{Min}(35, 35) \geq \frac{340}{20} \rightarrow 35 > 17\text{cm} \quad (\text{C. V}) \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \rightarrow 0,25 < 1 < 4 \quad (\text{C. V}) \end{array} \right.$$

- Deuxième condition :

$$\frac{N_u}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

$$\frac{1,3744}{0,35 \times 0,35 \times 25} \leq 0,3 \rightarrow 0,448 > 0,3 \quad \text{C. N. V} \quad \text{Donc on augmente la section}$$

On prend:  $b = h = 50\text{cm}$

$$\frac{1,3744}{0,5 \times 0,5 \times 25} \leq 0,3 \rightarrow 0,22 < 0,3 \quad \text{C. V}$$

**Vérification du poteau au flambement :**

- Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = I_y = \frac{a^4}{12} \quad a = b = h$$

$$I_x = I_y = \frac{50^4}{12} \rightarrow I_x = I_y = 520833,33 \text{ cm}^4$$

- Calcul le rayon de giration  $I_x, I_y$  :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{a^2}}$$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{520833,33}{50^2}} \rightarrow i_x = i_y = 14,43 \text{ cm}$$

- Calcul de l'élanement :

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{L_f}{i}$$

Avec :

$$L_f = 0,7 \times L_0 \text{ (cas générale)}$$

$$L_0 = 3,4 \text{ m}$$

$$L_f = 0,7 \times 3,4 = 2,380 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{238,0}{14,43} \rightarrow \lambda_x = \lambda_y = 16,493 \text{ cm} < 50 \quad \text{C.V}$$

On résume les calculs de tous les poteaux dans le tableau récapitulatif suivant :

**Tableau II. 1** Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux

Poteau	n	Nu (MN)	Br (m <sup>2</sup> )	a(m)	$\frac{N_u}{B \times f_{c28}}$	$\leq 0,3$	L <sub>o</sub> (m)	L <sub>f</sub> (m)	$\lambda_x = \lambda_y$	<50
<b>RDC</b>	8	1,3744	0,088	0,50	0,219	C.V	3,40	2,380	16493	C.V
<b>Etage 1</b>	7	1,2026	0,077	0,50	0,192	C.V	3,06	2,142	16,493	C.V
<b>Etage 2</b>	6	1,0308	0,066	0,45	0,203	C.V	3,06	2,142	16,489	CV
<b>Etage 3</b>	5	0,8590	0,055	0,45	0,169	C.V	3,06	2,142	16,489	C.V
<b>Etage 4</b>	4	0,6872	0,044	0,40	0,171	C.V	3,06	2,142	18,550	C.V
<b>Etage 5</b>	3	0,5154	0,033	0,40	0,128	C.V	3,06	2,142	18,550	C.V
<b>Etage6</b>	2	0,3436	0,022	0,35	0,112	C.V	3,06	2,142	21,200	C.V
<b>Etage7</b>	1	0,1718	0,011	0,35	0,056	C.V	3,06	2,142	21,200	C.V

### II.1.5 Voile

Les voiles sont des éléments en béton armé qui résistent aux charges horizontales dues au séisme et vent. Ils servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux d'autre part, à reprendre une part des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  selon RPA 2024.

L'épaisseur minimale est de 15cm.

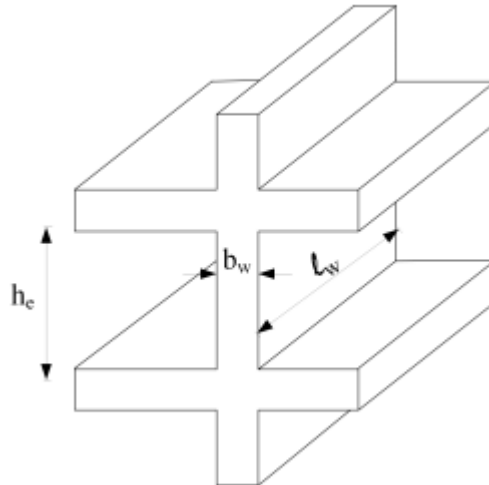


Figure II. 6 Coupe de voile en élévation [6]

Avec :

$b_w$ : l'épaisseur de la voile

$L_w$ : longueur de la voile

$h_e$ : hauteur libre de l'étage

**Calcul l'épaisseur du voile :**

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

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$b_w \geq \max \left( 0,15, \frac{2,86}{20} = 0,143 \right)$$

$$\text{on prend } b_w = 0,15 \text{ m}$$

**Calcul de la longueur du voile :**

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

$$L_w \geq \max \left( \frac{2,86}{3}, 4 \times 0,15, 1 \text{ m} \right)$$

$$L_w \geq \max(0,95 \text{ m}, 0,6 \text{ m}, 1 \text{ m}) = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{on prend } L_w = 1,5 \text{ m}$$

## II.2 Descente des charges

### II.2.1 Introduction

L'objectif du calcul de la descente des charges est de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

Les différentes charges et surcharges sont définies par le D.T.R. et sont classées comme suit :

- Charges permanentes (G)
- Charges d'exploitation (Q)

### II.2.2 Plancher étage courant corps creux

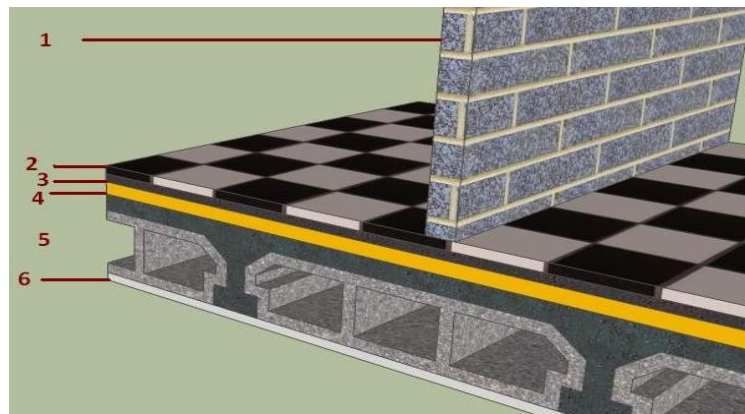


Figure II. 7 Plancher corps creux [7]

Tableau II. 2 Descente de charge d'un plancher corps creux étage courante

N	Désignation	Ep (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Plancher corps creux (16+4)	0.20	/	2,85
4	Lit de sable	0,02	18	0,36
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
6	Cloison	0,1	10	1
<b>Charge Permanente</b>				<b>G=5,21</b>
<b>Charge d'exploitation</b>				<b>Q=1,5</b>

### II.2.3 Plancher terrasse inaccessible

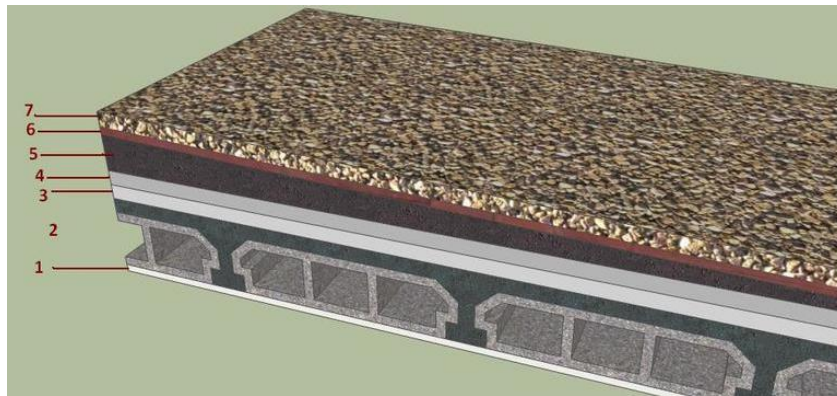


Figure II. 8 Plancher terrasse inaccessible [7]

Tableau II. 3 Descente de charge d'un plancher terrasse inaccessible

N	Designation	Ep (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
2	Plancher corps creux (16+4)	0,2	/	2,85
3	Forme de pente	0,10	22	2,2
5	Isolation thermique	0,04	4	0,16
6	Etanchéité multi-couche	0,2	/	0,12
7	Gravillon de protection	0,05	17	0,8
<b>Charge Permanente</b>				<b>G=6,33</b>
<b>Charge exploitation</b>				<b>Q=1</b>

## II.2.4 Mur double parois

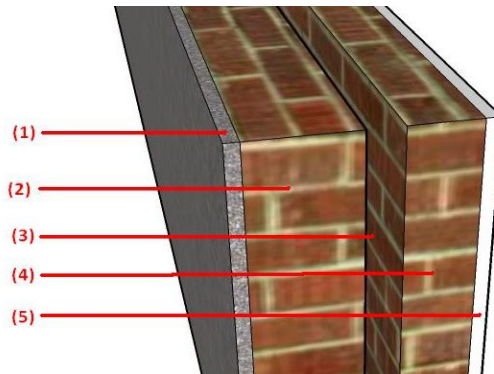


Figure II. 9 Mur double parois [7]

Tableau II. 4 Descente de charge d'un mur double parois

	Désignation	Ep (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,15	/	1,30
3	Ame d'air	0,05	/	/
4	Brique creuse	0,1	9	0,9
5	Enduit en platre	0,02	10	0,2
<b>Charge permanente</b>				<b>G=2,76</b>

## II.2.5 Mur simple parois

Tableau II. 5 Descente de charge d'un mur simple parois

	Désignation	Ep (m)		G (KN/m <sup>2</sup> )
5	Enduit en platre	0,02	10	0,2
4	Brique creuse	0,1	/	0,9
5	Enduit en platre	0,02	10	0,2
<b>Charge permanente</b>				<b>G=1,3</b>

### II.2.1 Dalle pleine de 15cm (balcon)

**Tableau II. 6** Descente de charge d'une dalle pleine

	Désignation	Ep (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
<b>1</b>	Carrelage	0,02	22	0,44
<b>2</b>	Mortier de pose	0,02	20	0,4
<b>3</b>	Lit de sable	0,02	18	0,36
<b>4</b>	Dalle en béton armé	0,15	25	3,75
<b>5</b>	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
<b>Charge Permanente</b>				<b>G=5,31</b>
<b>Charge exploitation</b>				<b>Q=3,5</b>

### II.2.2 Escalier

#### Palier

**Tableau II. 7** Descente de charge du palier

Désignation	Ep (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Poids propre de palier	0,15	25	3,75
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
<b>Charge permanente</b>			<b>G=5,31</b>
<b>Charge d'exploitation</b>			<b>Q=2,5</b>

**Paillasse**

**Tableau II. 8** Descente de charge de la paillasse

Désignation	Ep (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage horizontal	0,02	22	0,44
Mortier de pose horizontal	0,02	22	0,44
Lit de sable	0,02	18	0,36
Carrelage vertical	0,02x0,17/0.3	20	0,22
Mortier de pose vertical	0,02x0,17/0.3	20	0,22
Poids propre de paillasse / $\cos\alpha$	0,12	25	4,44
Garde de corps	/	/	0,1
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Poids propre de contre marche	0,17/2	22	1,87
<b>Charge permanente</b>			<b>G=8,5</b>
<b>Charge d'exploitation</b>			<b>Q=2,5</b>

**II.3 Conclusion**

Le prédimensionnement des éléments structuraux est une étape importante dans l'étude technique d'un bâtiment. Il permet de déterminer des dimensions économiques tout en assurant la sécurité globale de la structure.

Les résultats obtenus à cette étape ne sont pas définitifs et peuvent être ajustés après les vérifications imposées par les règlements.

La descente des charges a permis d'évaluer, niveau par niveau, les charges et surcharges des différents éléments de la structure.

# **Chapitre III: Etude des éléments secondaires**

### III.1 Introduction

Les éléments secondaires désignent des parties de la structure qui ne contribuent pas de manière significative à la résistance ou stabilité générale de la structure.

Ce chapitre se concerne l'étude des éléments suivantes : poutrelle, balcon, l'acrotère, les escalier et l'ascenseur.

### III.2 Etudes des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments porteurs horizontaux, généralement de section en T et place perpendiculairement aux poutres principales. Ils ont pour fonction de supporter les charges réparties par les dalles et de les répartir sur les poteaux. Ces éléments sont calculés comme des poutres continues.

Selon le B.A.E.L. 91, pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant, on peut utiliser l'une des trois méthodes suivantes :

- La méthode forfaitaire
- La méthode de Caquot
- La méthode des trois moments

Dans notre cas on adopte la méthode de Caquot ainsi que logiciel SAP2000, pour évaluer les moments et les efforts tranchants.

Les dimensions de la section en Té de poutrelle de notre projet sont les suivantes :

- Hauteur totale de poutrelle :  $16+4 = 20$  cm.
- Largeur de la nervure :  $b_0 = 12$  cm.
- Epaisseur de la dalle de compression :  $h_0 = 4$  cm.
- Largeur de la dalle de compression :  $b = 65$ cm

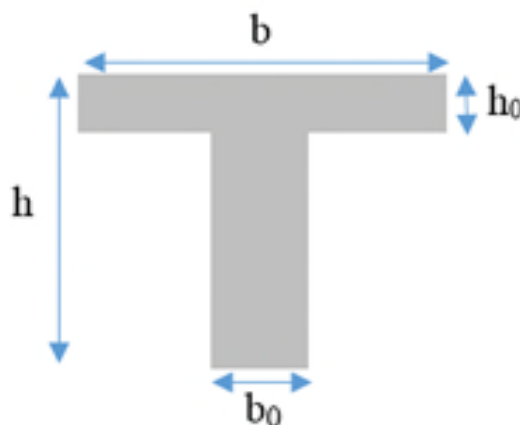


Figure III. 1 Coupe transversale d'une poutrelle

### III.2.1 Les types des poutrelles

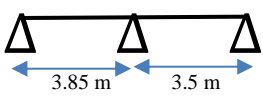
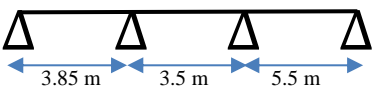
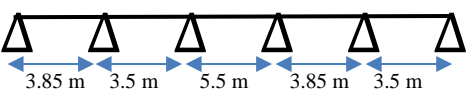
Types	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	

Tableau III. 1 Type des poutrelles

### III.2.2 Différentes charges des poutrelles

Tableau III. 2 Evaluation des charges de poutrelle

Niveau	G(KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )	b(m)	Combinaison d'action	
				ELU (KN/ml) $q_u=b(1,35G+1,5Q)$	ELS (KN/ml) $q_s=b(G+Q)$
RDC+Etage courant	5,21	1,5	0,65	6,03	4,36
Terrasse inaccessible	6,33	1	0,65	6,53	4,76

### III.2.3 Détermination des efforts internes

On a trois types des poutrelles, on fait le calcul pour le type 1 et pour les autres types on les résume dans un tableau.

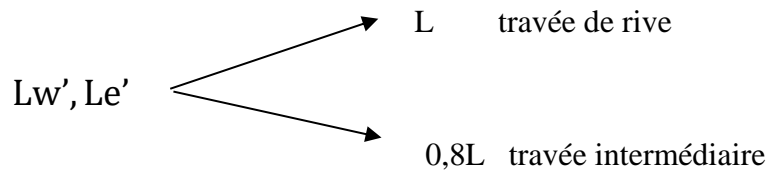
Type 1 :



ELU :

Moment fléchissant en appui :

$$M_a = \frac{-(q_w \cdot Lw^3 + q_e \cdot Le'^3)}{8,5 (Lw' + Le')}$$



Donc :  $Lw' = Le' = L$  (cas de deux travées)

$$M_A = M_C = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = \frac{-(6,03 \cdot 3,85^3 + 6,03 \cdot 3,5^3)}{8,5 (3,85 + 3,5)} = -9,65 \text{ KN.m}$$

**Moment fléchissant en travée :**

$$M_t = M(x) + Mw + \left(1 - \frac{x}{L}\right) Me + \left(\frac{x}{L}\right) M_e$$

$$M(x) = \frac{-(qu \cdot x^2)}{2} + \frac{(qu \cdot L \cdot x)}{2}$$

$$X = \frac{L}{2} - \frac{(Mw - Me)}{qu \cdot L}$$

**Travée AB :**

$$X = \frac{3,85}{2} - \frac{(0 - (-9,64))}{6,03 \times 3,85} = 1,5 \text{ m}$$

$$M(x) = \frac{-(6,03 \times 1,5^2)}{2} + \frac{(6,03 \times 3,85 \times 1,5)}{2} = 10,62 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 10,62 + 0 \left(1 - \frac{1,5}{3,85}\right) + (-9,64) \left(\frac{1,5}{3,85}\right) = 6,86 \text{ KN.m}$$

**Travée BC :**

$$X = \frac{3,5}{2} - \frac{((-9,64) - (-0))}{6,03 \cdot 3,5} = 2,20 \text{ m}$$

$$M(x) = \frac{-(6,03 \cdot 2,20^2)}{2} + \frac{(6,03 \cdot 3,5 \cdot 2,20)}{2} = 8,62 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 8,62 + (-9,64) \left(1 - \frac{2,2}{3,5}\right) + (-0) \left(\frac{2,2}{3,5}\right) = 5,04 \text{ KN.m}$$

**ELS :**

**Moment fléchissant en appui :**

$$M_a = \frac{-(qw \cdot Lw'^3 + qe \cdot Le'^3)}{8,5 (Lw' + Le')}$$

$$M_A = M_C = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = \frac{-(4,36 \times 3,85^3 + 4,36 \times 3,5^3)}{8,5 (3,85 + 3,5)} = -6,97 \text{ KN.m}$$

**Moment fléchissant en travée :**

$$M_t = M(x) + Mw + \left(1 - \frac{x}{L}\right) + Me \left(\frac{x}{L}\right)$$

$$M(x) = \frac{-(qs \cdot x^2)}{2} + \frac{(qs \cdot L \cdot x)}{2}$$

$$X = \frac{L}{2} - \frac{(Mw - Me)}{qs \cdot L}$$

**Travée AB :**

$$X = \frac{3,85}{2} - \frac{(0 - (-6,97))}{4,36 \times 3,85} = 1,5 \text{ m}$$

$$M(x) = \frac{-(4,36 \times 1,5^2)}{2} + \frac{(4,36 \times 3,85 \times 1,5)}{2} = 7,68 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 7,68 + 0 \left(1 - \frac{1,5}{3,85}\right) + (-6,97) \left(\frac{1,5}{3,85}\right) = 4,96 \text{ KN.m}$$

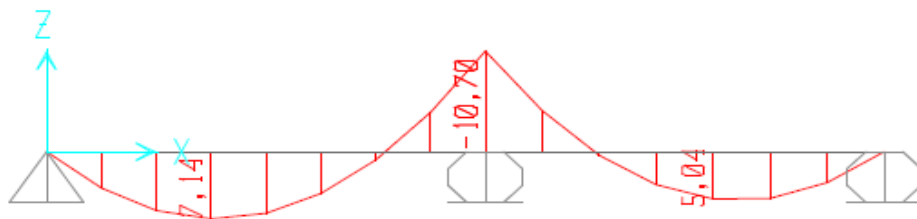
**Travée BC :**

$$X = \frac{3,5}{2} - \frac{((-6,97) - (-0))}{4,36 \times 3,5} = 2,20 \text{ m}$$

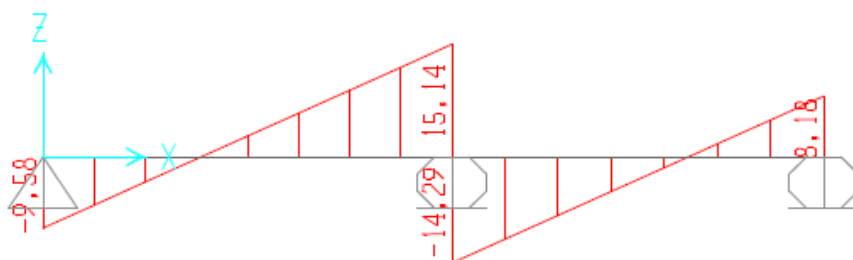
$$M(x) = \frac{-(4,36 \times 2,20^2)}{2} + \frac{(4,36 \times 3,5 \times 2,20)}{2} = 6,23 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6,23 + (-6,97) \left(1 - \frac{2,2}{3,5}\right) + (-0) \left(\frac{2,2}{3,5}\right) = 3,64 \text{ KN.m}$$

**Verification avec SAP 2000**



**Figure III. 2** Diagramme du moment fléchissant à l'ELU



**Figure III. 3** Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

### Calcul de l'effort tranchant :

$$V(x) = \mp \frac{qu.L}{2} + \Delta T$$

$$\Delta T = \frac{Me - Mw}{L}$$

**Travée AB :**

$$\Delta T = \frac{(-9,65) - (-0)}{3,85} = -2,50 \text{ KN}$$

$$V(0) = \frac{6,03 \times 3,85}{2} + (-2,50) = 9,10 \text{ KN}$$

$$V(L) = -\frac{6,03 \times 3,85}{2} + (-2,50) = -14,10 \text{ KN}$$

**Travée BC :**

$$\Delta T = \frac{(-0) - (-9,65)}{3,5} = 2,75 \text{ KN}$$

$$V(0) = \frac{6,03 \times 3,85}{2} + (2,75) = 14,35 \text{ KN}$$

$$V(L) = -\frac{6,03 \times 3,85}{2} + (2,75) = -8,85 \text{ KN}$$

### III.2.4 Résultats des efforts tranchant et moments des poutrelles :

Pour les autres poutrelles des différents étages nous avons utilisé le logiciel SAP 2000 ;

Les résultats obtenus sont représentés dans les tableaux ci-après :

**Tableau III. 3** Récapitulation des sollicitations des poutrelles de RDC + étages courants

Types des poutrelles	ELU			ELS		
	Mmax(app) (KN.m)	Mmax(trav) (KN.m)	Tmax (KN)	Mmax(app) (KN.m)	Mmax(trav) (KN.m)	Tmax (KN)
<b>Type 01</b>	9,64	6,85	14,35	7,08	5,04	15,76
<b>Type 02</b>	13,14	16,28	18,77	10,09	13,13	16,56
<b>Type 03</b>	12,84	10,76	17,83	8,41	7,98	18,95

**Tableau III. 4** Récapitulation des sollicitations des poutrelles de terrasse inaccessible

Types des poutrelles	ELU			ELS		
	Mmax(app) (KN.m)	Mmax(trav) (KN.m)	Tmax (KN)	Mmax(app) (KN.m)	Mmax(trav) (KN.m)	Tmax (KN)
<b>Type 01</b>	11,44	7,63	16,18	8,49	5,65	17,23
<b>Type 02</b>	14,32	17,40	22,20	11,76	14,87	20,34
<b>Type 03</b>	13,79	11,50	19,06	9,45	9,12	19,23

### III.2.5 Calcul de ferrailage

#### Armatures longitudinales

- ELU

$$b = 0,65 \text{ m} ; h_0 = 0,04 \text{ m} ; h = 0,20 \text{ m} ; \gamma_b = 1,15 ;$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 0,20 = 0,18 \text{ m} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 14,17 \text{ Mpa}$$

#### En Appui :

$$M_{ua} = 9,64 \text{ KN.m} = 0,00964 \text{ MN.m}$$

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 65 \times 10^{-2} \times 4 \times 10^{-2} \times 14,17 \times \left( 18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-2} = 0,058 \text{ MN.m}$$

Lorsque  $(M_{utmax} = 0,00964 < M_t = 0,058)$ , cela indique que la table n'est pas entièrement comprimée, ce qui signifie que l'axe neutre se trouve dans la table. Pour les calculs des armatures, nous considérons notre section (Section Te) comme une section rectangulaire de hauteur (h) et de largeur ( $b_0$  en appui et  $b$  en travee).

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,00964}{0,12 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,175$$

$$\mu_u = 0,175 < \mu_R = 0,392 \quad \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,175} \right) = 0,242$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,242) = 0,163 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,00964}{0,163 \times 347,826} = 1,7 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,7 \text{ cm}^2$$

Choix :

$$A_{st} = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armateur montage} = 1T12 = 1,13 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Vérification

$$A_{min} \leq A_{st} + A_{sc} \leq A_{max}$$

$$A_{min} = 0,5\% (b \cdot h_0 + b_0(h - h_0)) = \frac{0,5 (65 \cdot 4 + 12 (20 - 4))}{100} = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% (b \cdot h_0 + b_0(h - h_0)) = \frac{4 (65 \cdot 4 + 12 (20 - 4))}{100} = 18,08 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} + A_{sc} = 3,39 + 1,13 = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$2,26 \text{ cm}^2 \leq 4,52 \text{ cm}^2 \leq 18,08 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

**En Travée :**

$$M_{ut} = 6,85 \text{ KN.m} = 0,0068 \text{ MN.m}$$

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 65 \times 10^{-2} \times 4 \times 10^{-2} \times 14,17 \left( 18 - \frac{5}{2} \right) \times 10^{-2} = 0,058 \text{ MN.m}$$

Lorsque ( $M_{uTmax} = 0,0068 < M_t = 0,058$ ), cela indique que la table n'est pas entièrement comprimée, ce qui signifie que l'axe neutre se trouve dans la table. Pour les calculs des armatures, nous considérons notre section (Section Te) comme une section rectangulaire de hauteur (h) et de largeur (b).

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,0068}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,023$$

$$\mu_u = 0,023 < \mu_R = 0,392 \quad \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,023} \right) = 0,03$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,03) = 0,18 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,0068}{0,18 \times 347,826} = 1,087 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,087 \text{ cm}^2$$

Choix :

$$A_{st} = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armateur montage} = 1T12 = 1,13 \text{ cm}^2$$

Vérification

$$A_{min} \leq A_{st} + A_{sc} \leq A_{max}$$

$$A_{min} = 0,5\% (b \cdot h_0 + b_0(h - h_0)) = \frac{0,5 (65 \cdot 4 + 12 (20 - 4))}{100} = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% (b \cdot h_0 + b_0(h - h_0)) = \frac{4 (65 \cdot 4 + 12 (20 - 4))}{100} = 18,08 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} + A_{sc} = 3,39 + 1,13 = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$2,26 \text{ cm}^2 \leq 4,52 \text{ cm}^2 \leq 18,08 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

• **ELS :**

**En Appui :**

$$X = n \times \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \times \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st} + d' \times A_{sc}}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{3,39 + 0}{65} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times 65 (18 \times 3,39)}{15(3,39)^2}} - 1 \right) = 4,58 \text{ cm} = 0,05 \text{ m}$$

$$I = b \times \frac{X^3}{3} + nA_{sc}(X - d')^2 + nA_{st}(d - X)^2$$

$$I = 0,65 \times \frac{0,050^3}{3} + 15 \times 3,39 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,050)^2 = 1,13 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

❖ Vérification des contraintes :

• Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = \frac{7,08 \times 10^{-3} \times 0,05}{1,13 \times 10^{-4}} = 3,13 MPa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 MPa$$

• Acier :

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = 201,63 MPa$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - X)}{I} = \frac{15 \times 7,08 \times 10^{-3} \times (0,18 - 0,05)}{1,13 \times 10^{-4}} = 122,18 MPa$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 3,13 \leq 15 & C.V \\ 122,18 \leq 201,63 & C.V \end{cases}$$

En Travée :

$$X = n \times \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \times \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st} + d' \times A_{sc}}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{3,39 + 0}{65} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times 65 \times (0,18 \times 3,39)}{15(3,39)^2}} - 1 \right) = 4,58 cm = 0,05$$

$$I = b \times \frac{X^3}{3} + nA_{sc}(X - d')^2 + nA_{st}(d - X)^2$$

$$I = 0,65 \times \frac{0,050^3}{3} + 15 \times 3,39 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,050)^2 = 1,13 \times 10^{-4} m^4$$

❖ Vérification des contraintes :

• Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = \frac{5,04 \times 10^{-3} \times 0,05}{1,13 \times 10^{-4}} = 2,23 MPa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

• Acier :

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - X)}{I} = \frac{15 \times 5,04 \times 10^{-3} \times (0,18 - 0,05)}{1,13 \times 10^{-4}} = 117,07 MPa$$

$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 MPa$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 2,23 \leq 15 & (C.V) \\ 117,07 \leq 201,63 & (C.V) \end{cases}$$

On résume les calculs de ferrailage de tous les types dans les tableaux suivants :

**En appui (RDC + étage courante) :**

**Tableau III. 5** Récapitulation de ferrailage de RDC +étage courante en appui

Types	$\mu_\mu$	$\alpha$	Z	$A_{st}$	Choix	$\sigma_{st}$	$\overline{\sigma_{st}}$	$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
01	0,175	0,242	0,163	1,70	3T12	122,18	201,63	CV	3,13	15	CV
02	0,154	0,212	0,176	1,98	3T12	134,76	201,63	CV	5,23	15	CV
03	0,160	0,192	0,192	2,01	3T12	145,65	201,63	CV	4,40	15	CV

**En travée (RDC+ étage courante) :**

**Tableau III. 6** Récapitulation de ferrailage de RDC+étage courante en travée

Types	$\mu_\mu$	$\alpha$	Z	$A_{st}$	Choix	$\sigma_{st}$	$\overline{\sigma_{st}}$	$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	$\frac{\sigma_{bc}}{\overline{\sigma_{bc}}} < 1$
01	0,023	0,028	0,180	1,087	3T12	117,07	201,63	CV	2,23	15	CV
02	0,024	0,037	0,240	2,12	3T12	131,76	201,63	CV	4,12	15	CV
03	0,084	0,032	0,244	1,67	3T12	154,98	201,63	CV	3,53	15	CV

**En appui (terrasse inaccessible) :**

**Tableau III. 7** Récapitulation de ferrailage de terrasse inaccessible courante en appui

Types	$\mu_\mu$	$\alpha$	Z	$A_{st}$	Choix	$\sigma_{st}$	$\overline{\sigma_{st}}$	$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	$\frac{\sigma_{bc}}{\overline{\sigma_{bc}}} < 1$
01	0,141	0,189	0,192	2,01	3T12	187,06	201,63	CV	5,43	15	CV
02	0,234	0,333	0,198	2,98	3T12	154,37	201,63	CV	4,69	15	CV
03	0,163	0,243	0,221	3,06	3T12	167,69	201,63	CV	5,32	15	CV

**En travée (terrasse inaccessible) :**

**Tableau III. 8** Récapitulation de ferrailage de terrasse inaccessible courante en travée

Types	$\mu_\mu$	$\alpha$	Z	$A_{st}$	Choix	$\sigma_{st}$	$\overline{\sigma_{st}}$	$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
01	0,017	0,027	0,203	2,78	3T12	126,87	201,63	CV	2,74	15	CV
02	0,012	0,016	0,194	3,98	3T12	143,76	201,63	CV	5,09	15	CV
03	0,026	0,033	0,182	2,16	3T12	164,02	201,63	CV	6,43	15	CV

❖ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_0 \times d} = \frac{18,95 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,87 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad (C.V)$$

❖ **Vérification au glissement :**

$$T_{u\max} - \frac{M_{u\max}}{0,9 \times d} \leq 0 \quad ; \text{ (BAEL 91)}$$

Avec :

$$M_{u\max} = 9,64 \text{ KN.m}$$

$$T_{u\max} = 18,95 \text{ KN}$$

$$18,95 - \frac{9,64}{0,9 \times 0,18} = -40,55 \leq 0 \quad C.V$$

**Armatures Transversales :**

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) = \text{min} \left( 1,2; \frac{20}{35}; \frac{12}{10} \right) = \text{Min} (1,2; 0,57; 1,2)$$

$$\phi_t \leq 0,57 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

$$A_t = 2 \times \frac{\pi \times \phi_t^2}{4} = 2 \times \frac{\pi \times 0,6^2}{4} = 0,56 \text{ cm}^2$$

❖ **L'espacement des barres :**

D'après le RPA 2024

• **Zone Nodale :**

$$S_t \leq \text{min} \left( \frac{h}{4}; 24 \times \phi_t; 17,5 \text{ cm}; 6 \times \phi_l \right) = \text{min} \left( \frac{20}{4}; 24 \times 0,6; 17,5 \text{ cm}; 6 \times 1,2 \right)$$

$$S_t \leq \text{min} (5 \text{ cm}; 14,4 \text{ cm}; 17,5 \text{ cm}; 7,2 \text{ cm}) = 5 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 5 \text{ cm}$  (min RPA)

• **Zone courante :**

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm} \quad , \text{ On prend : } S_t' = 10 \text{ cm.}$$

❖ **L'encrage des barres :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot T_s}$$

Avec :

$$T_s = 0,6 \times (\psi)^2 \times f_{t28} \quad ; \quad (\psi = 1,5 \text{ acier HA})$$

$$T_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} \quad \text{On prend : } L_s = 45 \text{ cm}$$

On adopte un crochet à :  $\theta = 90^\circ \rightarrow \alpha = 1,87 ; \beta = 2,19$

$$r = 5.5 \times \varnothing \text{ (acier H. A)}$$

$$L2 = Ls - \alpha L1 - \beta r$$

D'après la Règle CBA :

$$L1 = 10 \times \varnothing = 10 \times 1,2 = 12 \text{ cm}$$

$$r = 5.5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm}$$

$$L2 = 45 - (1,87 \times 12) - (2,19 \times 6,6) = 8,106 \text{ cm}$$

$$L = L2 + r + \frac{\varnothing}{2} = 8,106 + 6,6 + \frac{1,2}{2} = 15,306 \text{ cm}$$

On prend :  $L = 16 \text{ cm}$

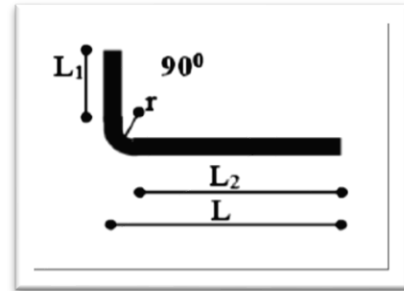


Figure III. 4 Ancrage

Schéma de ferrailage des poutrelles :

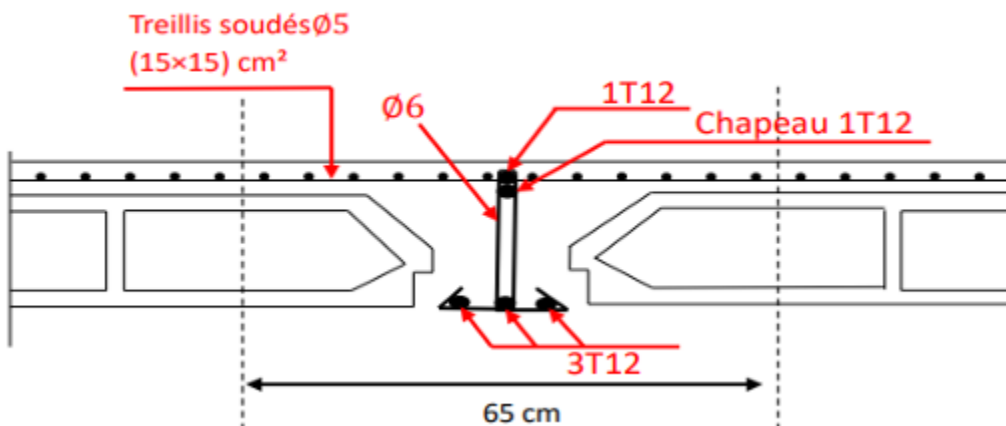


Figure III. 5 Ferrailage de poutrelle en appui [8]

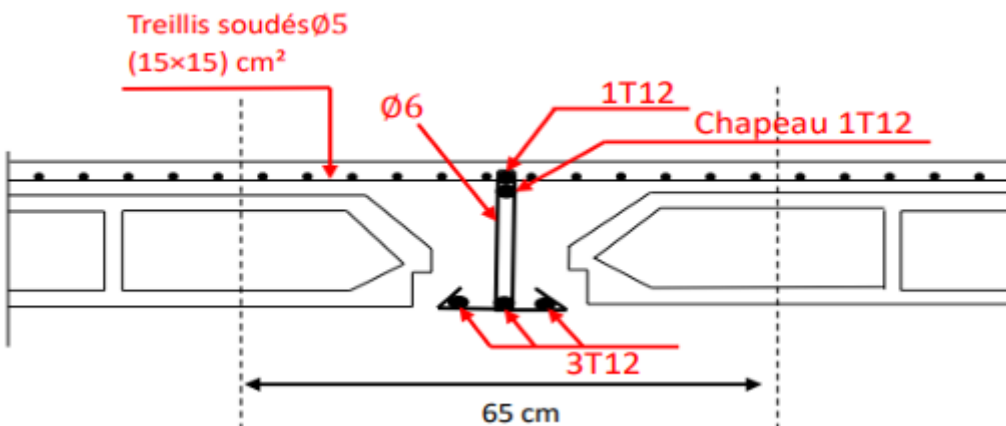


Figure III. 6 Ferrailage de poutrelle en travée [9]

### III.3 Balcon

Le balcon travaille comme une console encastree au niveau de la poutre de rive et libre de l'autre extremité. Il est soumis à son poids propre, au poids du revêtement et au poids du garde-corps.

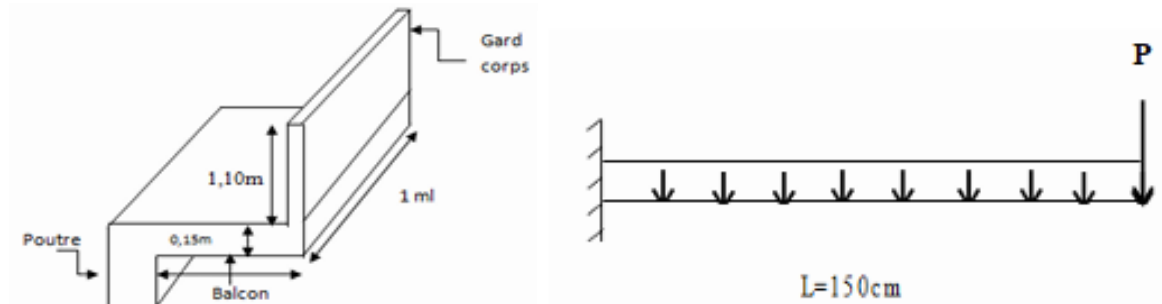


Figure : Schéma statique du balcon [8]

On a :

$$L = 1,5 \text{ m} \quad \text{et} \quad e = 15 \text{ cm}$$

#### Charges et surcharges supportées par le balcon :

##### ❖ Poids propre et charge d'exploitation :

Tableau III. 9 Charges et surcharges supportées par le balcon.

G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	Q <sub>u</sub> (KN/ml) (1,35G + 1,5Q) × 1ml	Q <sub>s</sub> (KN/ml) (G + Q) × 1ml
5,31	3,5	12,41	8,81

##### ❖ Mur de simple cloison:

$$G_{mur} = 1,30 \text{ KN/m}^2 \quad h_{gard \text{ corps}} = 1,1 \text{ m}$$

$$P = G_{mur} \times h_{gard \text{ corps}} \times 1 \text{ ml}$$

P : Charge de la maçonnerie (force ponctuelle)

$$P = 1,30 \times 1,1 \times 1 = 1,43 \text{ KN}$$

##### • ELU :

$$P_u = 1,35 \times P = 1,35 \times 1,43 = 1,93 \text{ KN}$$

##### • ELS:

$$P_s = P = 1,43 \text{ KN}$$

Tableau III. 10 Charge de la maçonnerie.

Gmur (KN/m <sup>2</sup> )	Hauteur (m)	Pu (KN/ml)	Ps (KN/ml)
1,30	1,1	1,93	1,43

### III.3.1 Moments fléchissant et efforts tranchants :

- **ELU :**

Travée :  $0 \leq x \leq 1,5$  m

$$M_u = -P_u \times x - q_u \times \frac{x^2}{2} = -1,93 \times x - 12,41 \times \frac{x^2}{2}$$

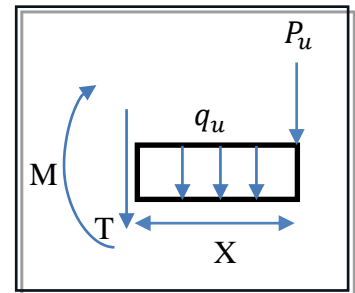
$$\begin{cases} M_u(0) = 0 \\ M_u(1,5) = -16,85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -P_u - q_u \times x = -1,93 - 12,41 \times x$$

$$\begin{cases} T(0) = -1,93 \\ T(1,5) = -20,54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow -1,93 - 12,41 \times x = 0$$

$$x = -\frac{1,93}{12,41} = -0,15 \text{ m} \notin [0; 1,5]$$



- **ELS :**

Travée :  $0 \leq x \leq 1,5$  m

$$M_s = -P_s \times x - q_s \times \frac{x^2}{2} = -1,43 \times x - 8,81 \times \frac{x^2}{2}$$

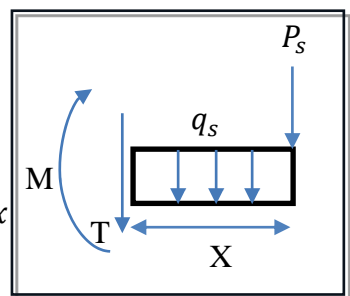
$$\begin{cases} M_s(0) = 0 \\ M_s(1,5) = -11,15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -P_s - q_s \times x = -1,43 - 8,81 \times x$$

$$\begin{cases} T(0) = -1,43 \\ T(1,5) = -14,64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow -1,43 - 8,81 \times x = 0$$

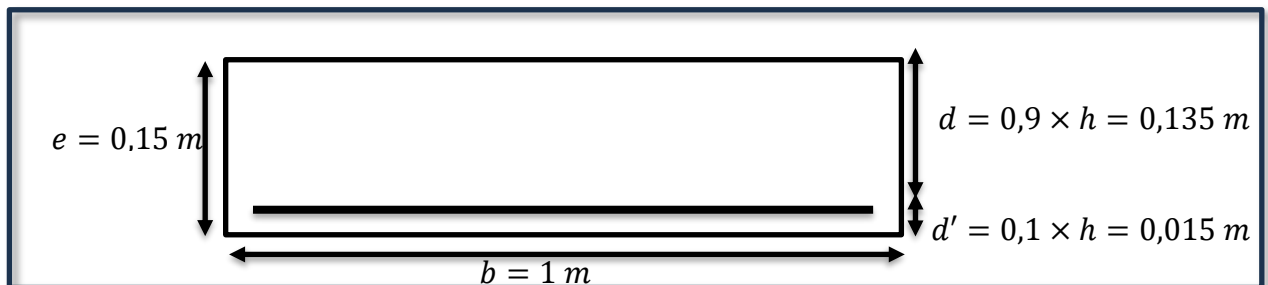
$$x = -\frac{1,43}{8,81} = -0,16 \text{ m} \notin [0; 1,5]$$



### III.3.2 Calcul de ferrailage :

Les balcons sont soumis à une flexion simple, générant un moment fléchissant. Afin de déterminer les sections des armatures longitudinales, nous devons effectuer des calculs appropriés.

Figure III. 7 Section de calcul de ferrailage de balcon [9]



ELU :

On a:  $M_{u\ max} = 16,85\ KN.m$

$$\mu_u = \frac{M_{u\ max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{16,85 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,065$$

$\mu_u = 0,065 < \mu_R = 0,392$  Une section à simple armature  $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,065}) = 0,084$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,135 \times (1 - 0,4 \times 0,084) = 0,130\ m$$

$$A_{st} = \frac{M_{u\ max}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{16,85 \times 10^{-3}}{0,13 \times 347,82} = 3,72 \times 10^{-4}\ m^2 = 3,72\ cm^2$$

Choix :  $A_{st} = 4\ T12 = 4,52\ cm^2$

D'après le R.P.A :

$$A_{st\ min} = 0,5\% \times b \times h$$

$$A_{st\ min} = 0,005 \times 1 \times 0,15 = 7,5 \times 10^{-4}\ m^2 = 7,5\ cm^2$$

On a :  $A_{st\ choisi} < A_{st\ min}$

Donc on augmente :  $A_{st} = 7\ T12 = 7,92\ cm^2$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,135 \times 2,1}{400} = 1,63 \times 10^{-4}\ m^2 = 1,63\ cm^2$$

$A_{st} > 1,63\ cm^2$  C.V

• **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_r = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

• **Espacement maximal :**

$$S_t \leq \min(3h, 33) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(3 \times 15, 33) \text{ cm} = \min(45; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

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

**ELS :**

Simple armature  $A_{sc} = 0$

$$X = n \times \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \times \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times b \times (d \times A_{st} + d' \times A_{sc})}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{7,92 \times 10^{-4}}{1} \times \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times 1 \times (0,135 \times 7,92 \times 10^{-4})}{15 \times (7,92 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 0,045 \text{ m} = 4,5 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{X^3}{3} + n \times A_{sc} \times (X - d')^2 + n \times A_{st} \times (d - X)^2$$

$$I = 1 \times \frac{0,045^3}{3} + 15 \times 7,92 \times 10^{-4} \times (0,135 - 0,045)^2$$

$$I = 1,26 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

❖ **Vérification des contraintes :**

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = \frac{11,15 \times 10^{-3} \times 0,045}{1,26 \times 10^{-4}} = 3,98 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

• **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - X)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 11,15 \times 10^{-3} \times (0,135 - 0,045)}{1,26 \times 10^{-4}} = 119,46 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 3,98 \leq 15 \dots \dots \dots (C.V) \\ 119,46 \leq 201,63 \dots \dots \dots (C.V) \end{cases}$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d} = \frac{20,54 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

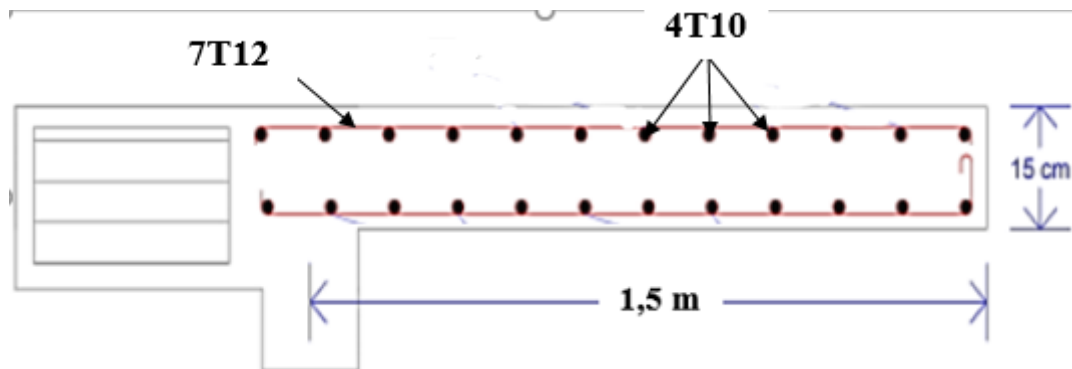
❖ **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,15}{1,5} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \quad \text{C.V} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10 \times M_u} \rightarrow \frac{0,15}{1,5} = 0,1 \geq \frac{11,15}{10 \times 16,85} = 0,066 \quad \text{C.V} \\ \frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{7,92 \times 10^{-4}}{1 \times 0,135} = 5,86 \times 10^{-3} \leq \frac{4,2}{400} = 1,05 \times 10^{-2} \quad \text{C.V} \end{array} \right.$$

**Tableau III. 11** Récapitulation du ferrailage de balcon (dalle pleine)

Armature longitudinal (cm <sup>2</sup> /ml)		Armature de répartition (cm <sup>2</sup> /ml)	
Ast calculé	Ast choisi	Ar calculé	Ar choisi
3,72	7T12 = 7,92	1,98	4T10 = 3,14

Schéma de ferrailage de balcon :



**Figure III. 8** Schéma de ferrailage de balcon [9]

### III.4 L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse. Il a le rôle d'assurer la protection des personnes et contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures suivant la ligne conjoncture entre l'acrotère et la forme en pente.

L'acrotère est soumis à son poids propre (G), une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (Fp).

Le calcul se fait en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

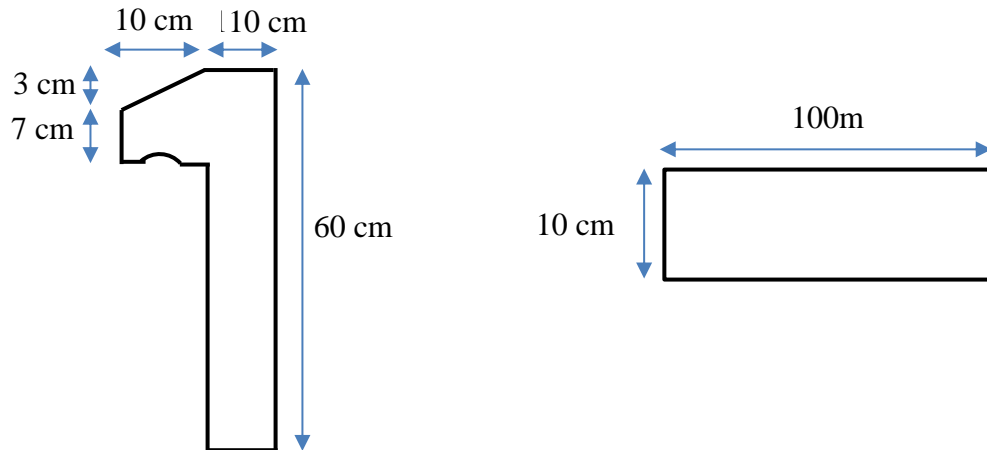


Figure III. 9 Coupe transversale de l'acrotère

#### Evaluation des charges

- Poids propre de l'acrotère :  $G = \gamma_b \times S$

$$S = (0,1 \times 0,6) + (0,03 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G = 0,0685 \times 25 = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

- Charge horizontale due à la main courante :  $Q = 1 \text{ KN/m}$
- Force sismique :

D'après le R.P.A 2024 :

$$F_p = (A \cdot I \cdot S) \cdot C_p \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot h_z}{H}\right) \cdot W_p$$

Avec :

$F_p$ : Force horizontale ;

$A$  : Coefficient d'accélération de la zone :  $A = 0,15$  (zone III)

$I$  : Coefficient d'importance :  $I = 1$

$S$  : Coefficient de site :  $S = 1,55$

$H$  : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base :  $H = 24,82 \text{ m}$

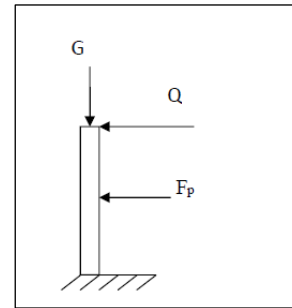
$h_z$  : Hauteur du niveau , à partir de la base :  $3,4 \text{ m}$

$C_p$ : Facteur de force horizontale :  $C_p = 0,8$  ;

$W_p$ : Poids propre de l'acrotère :  $G \text{ (KN)} = 1,7125 \text{ KN}$

$$F_p = (0,15 \times 1 \times 1,55) \times 0,8 \times \left(1 + \frac{3 \times 3,4}{24,82}\right) \times 1,7125 = 0,449 \text{ KN/ml}$$

L'acrotère	G (KN/ml)	1,7125
	Q (KN/ml)	1
	$F_p$ (KN/ml)	0,449



**Calcul des sollicitations :**

**ELU :**  $1,35G + 1,5Q$

- Moment de renversement dû à la surcharge Q

$$M_u = 1,5 M_Q = 1,5QH$$

$$M_u = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KNm}$$

- Effort normal :

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,7125 = 2,31 \text{ KN/ml}$$

- Effort tranchant :

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

**ELS :**  $G + Q$

Moment de renversement  $M_s = QH = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KNm}$

Effort normal :  $N_s = G = 1,7125 \text{ KN}$

Effort tranchant :  $V_s = Q = 1 \text{ KN/ml}$

	<b>M (KNm)</b>	<b>N (KN)</b>	<b>V (KN)</b>
<b>ELU</b>	0,9	2,31	1,5
<b>ELS</b>	0,6	1,7125	1

**Calcul d'excentricité :**

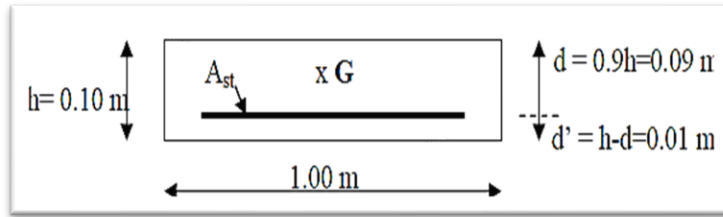
$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,31} = 0,389 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,6 \text{ cm}$$

La section est partiellement comprimée avec le centre de pression est situé à l'extérieur du noyau central.

**Ferraillage de l'acrotère :**

- ELU



**Figure III. 10** Section de calcul de ferraillage d'acrotère [9]

**Moment de flexion fictif ( $M_a$ )**

$$e_a = e + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,389 + \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right) \rightarrow e_a = 0,429 \text{ m}$$

$$M_a = N_u e_a = 2,31 \times 0,429 = 0,99 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,99 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,17} = 0,0086$$

$$\mu_u = 0,0086 < \mu_R = 0,392 \quad \text{section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}\right) = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0086}\right) = 0,011$$

$$z = d \times \left(1 - 0,4 \times \alpha\right) = 0,09 \times \left(1 - 0,4 \times 0,011\right) = 0,0896 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \times \left(\frac{M_a}{z} - N_u\right) = \frac{1}{347,82} \times \left(\frac{0,99 \times 10^{-3}}{0,0896} - 2,31 \times 10^{-3}\right) = 2,50 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,09 \times 2,1}{400} = 1,08 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,08 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} < A_{min} \quad \text{donc on prend } A_{min}$$

$$\text{choix } A_{st} = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

**Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{choix } A_r = 3T8 = 1,13 \text{ cm}^2$$

**Espacement des barres**

$$S_t \leq \min(3h, 33) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(3 \times 10, 33) \text{ cm}$$

$$\text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

• **ELS :**

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,7125} = 0,35 \text{ m}$$

$$e \geq \frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,016 \text{ m}$$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{0,1}{2} + e_1 - 0,35$$

$$e_1 + p \times e_1 + q = 0$$

$$p = -3 \times \left( e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6 \times n \times A_{st}}{b} \times \left( e - \frac{h}{2} + d \right)$$

$$p = -3 \times \left( 0,35 - \frac{0,1}{2} \right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 1,51 \times 10^{-4}}{1} \times \left( 0,35 - \frac{0,1}{2} + 0,09 \right) = -0,267 \text{ m}^2$$

$$q = 2 \times \left( e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6 \times n \times A_{st}}{b} \times \left( e - \frac{h}{2} + d \right)^2$$

$$q = 2 \times \left( 0,35 - \frac{0,1}{2} \right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 1,51 \times 10^{-4}}{1} \times \left( 0,35 - \frac{0,1}{2} + 0,09 \right)^2 = 0,051 \text{ m}^2$$

Méthode des interactions successives :

$$e_1 = \sqrt[3]{(-p \times e_1 - q)} \quad , \text{ On prend la valeur initiale de : } e_1 = 1 \text{ m}$$

$$e_1 = \sqrt[3]{(0,267 \times 1 - 0,051)} = 0,6 \text{ m}$$

<i>e<sub>1</sub>choisi</i>	1	0,6	0,477	0,424	0,396	0,379	0,368	0,361
<i>e<sub>1</sub>trouve</i>	0,6	0,47	0,424	0,396	0,379	0,368	0,361	0,356

<i>e<sub>1</sub>choisi</i>	0,356	0,353	0,351	0,349	0,348	0,347	0,346	0,345
<i>e<sub>1</sub>trouve</i>	0,353	0,351	0,349	0,348	0,347	0,346	0,345	0,345

Donc après itération on prend :  $e_1 = 0,345 \text{ m}$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{0,1}{2} + 0,345 - 0,35 = 0,045 \text{ m}$$

$$S = \frac{b \times x^2}{2} - nA_{st}(d - x)$$

$$S = \frac{1 \times 0,045^2}{2} - 15 \times 0,000151 \times (0,09 - 0,045) = 9,10 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

**Vérification des contraintes :**

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times X}{S} = \frac{1,7125 \times 10^{-3} \times 0,045}{9,10 \times 10^{-4}} = 0,08 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad C.V$$

• **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot N_s (d - x)}{S}$$

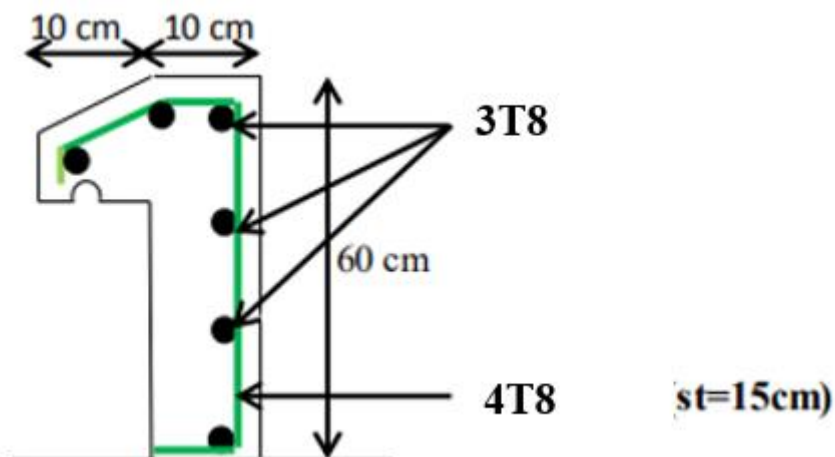
$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 1,7125 \times 10^{-3} \times (0,09 - 0,045)}{9,10 \times 10^{-4}} = 1,27 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} \quad C.V$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,09} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left( \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,16 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \quad C.V$$



**Figure III. 11** Ferrailage d'acrotère

### III.5 Escalier

#### III.5.1 Prédimensionnement escalier

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

Notre projet présente un escalier à trois volés avec deux paliers intermédiaires.

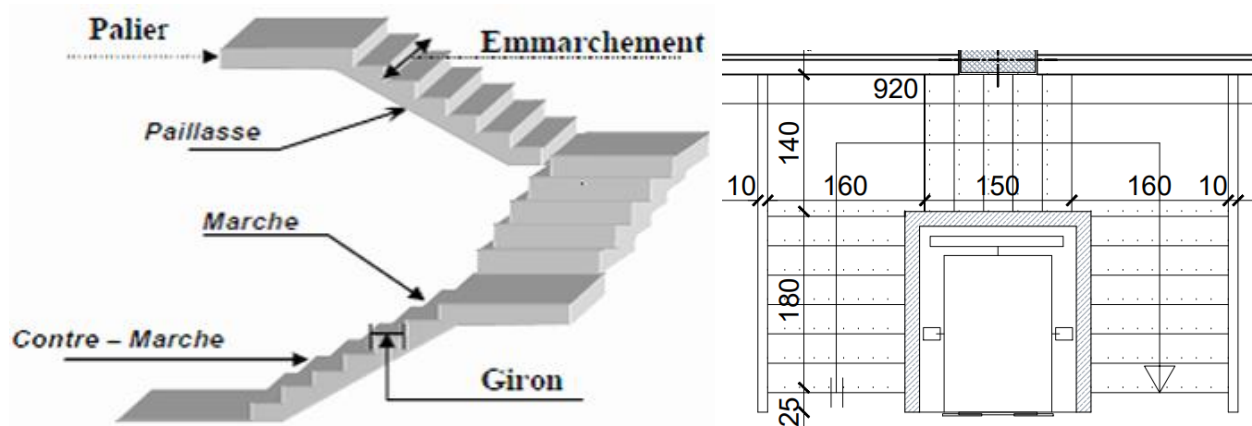


Figure III. 12 Vue en plan d'escalier [8]

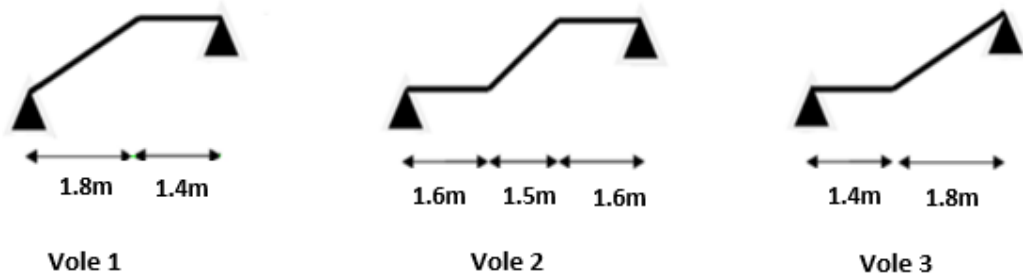


Figure III. 13 Schéma statique des voles

On utilise généralement la formule de BLONDEL Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h"

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

Avec ;  $14\text{cm} \leq h \leq 20 \text{ cm.}$  On prend  $h = 17\text{cm}$  et  $g = 30\text{cm}$

#### Escalier de rez de chaussée

Nombre de contre marche  $n$ :

$$n = \frac{H_e}{h}$$

Avec :

$H_e$ : Hauteur de niveau ;

$h$  : Hauteur de contre marche.

$$n = \frac{3,4}{0,17} = 20 \text{ contre marche}$$

Pour volée n°1 on a 7 contre marches donc 6 marches

Pour volée n°2 on a 6 contre marches donc 5 marches

Pour volée n°3 on a 7 contre marches donc 6 marches

### Escalier d'étage courante

Nombre de contre marche  $n$ :

$$n = \frac{H_e}{h} = \frac{3,06}{0,17} = 18 \text{ contre marche}$$

Pour les trois volées d'étage courante on a 6 contre marches et 5 marches

Angle d'inclinaison ( $\alpha$ ):

$$\alpha = \arctg\left(\frac{h_0}{L}\right)$$

Avec :

$h_0$  : Hauteur de volée ;

$L$  : Longueur de la ligne de foulée.

Pour volée de 7 contre marches et 6 marches

$$\alpha = \arctg\left(\frac{7 \times 0,17}{6 \times 0,3} = \frac{1,19}{1,8}\right) = 33,45^\circ$$

Pour volée de 6 contre marches et 5 marches

$$\alpha = \arctg\left(\frac{6 \times 0,17}{5 \times 0,3} = \frac{1,02}{1,5}\right) = 34,22^\circ$$

Epaisseur de la paille ( $e_p$ ):

$$\frac{L_t}{30 \cos \alpha} \leq e_p \leq \frac{L_t}{20 \cos \alpha}$$

Avec :

$L_t$  : Longueur réelle de la volée.

$$\frac{L_t}{30 \cos \alpha} \leq e_p \leq \frac{L_t}{20 \cos \alpha}$$

$$L_t = \frac{1,19}{\sin 33,45} = 2,16 \text{ m}$$

$$\frac{2,16}{30 \cos(33)} \leq e_p \leq \frac{2,16}{20 \cos(33)}$$

$$0,09 \leq e_p \leq 0,13 \quad \text{On prend : } e_p = 0,12\text{m}$$

Epaisseur de pallier ( $e$ ):

$$\frac{L}{20} \leq e \leq \frac{L}{15}$$

$$\frac{1,8}{20} \leq e \leq \frac{1,8}{15}$$

$$0,09 \leq e \leq 0,12 \quad \text{On prend : } e = 12\text{cm}$$

### III.5.2 Etude des escaliers :

#### Combinaisons d'action

$$\text{Paillasse} \begin{cases} G = 8,5 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Palier} \begin{cases} G = 5,31 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{ELU} : Q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS} : Q_s = G + Q$$

- **Paillasse :**

$$Q_u = 1,35 \times 8,5 + 1,5 \times 2,5 = 15,23 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = 8,5 + 2,5 = 11 \text{ KN/ml}$$

- **Palier :**

$$Q_u = 1,35 \times 5,31 + 1,5 \times 2,5 = 10,86 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = 5,27 + 2,5 = 7,77 \text{ KN/ml}$$

#### Détermination des moments et des réactions :

##### ELU

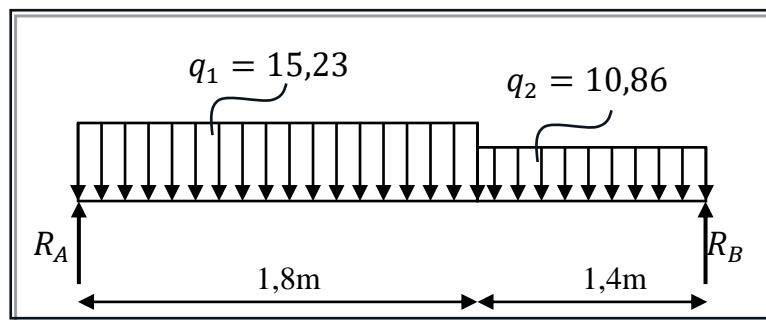


Figure III. 14 Schéma statique des escaliers a ELU [9]

$$\sum F_{/y} = 0 \quad \rightarrow \quad R_A + R_B = q_1 \times 1,8 + q_2 \times 1,4 = 42,62 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \quad \rightarrow \quad R_B \times 3,2 - q_1 \times 1,8 \times \left(\frac{1,8}{2}\right) - q_2 \times 1,4 \times (1,8 + 0,7) = 0$$

$$R_B = \frac{q_1 \times 1,62 + q_2 \times 3,5}{3,2} = \frac{15,23 \times 1,62 + 10,86 \times 3,5}{3,2} = 19,59 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \quad \rightarrow \quad -R_A \times 3,2 + q_1 \times 1,8 \times \left(\frac{1,8}{2} + 1,4\right) + q_2 \times 1,4 \times \left(\frac{1,4}{2}\right) = 0$$

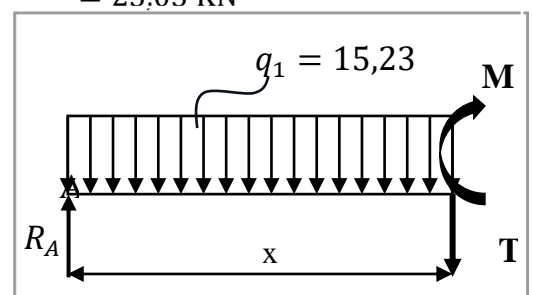
$$R_A = \frac{-q_1 \times 4,14 - q_2 \times 0,98}{3,2} = \frac{15,23 \times 4,14 + 10,86 \times 0,98}{3,2} = 23,03 \text{ KN}$$

Section 1-1 : ( $0 \leq x \leq 1,8$ ):

$$M(x) = 23,03 \times x - 15,23 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \quad M(1,8) = 16,78 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = q_1 x - R_A$$



$$T(x) = 15,23x - 23,03$$

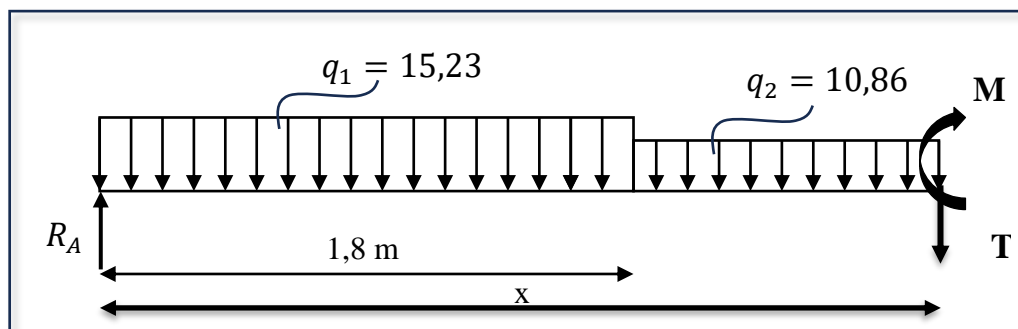
$$T(0) = -23,03 \quad T(1,8) = 4,38 \text{KN}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow 15,23x - 23,03 = 0$$

$$x = \frac{23,03}{15,23} = 1,512 \text{m}$$

$$M(1,512) = 17,41 \text{KN.m}$$

Section 2-2: ( $1,8 \leq x \leq 3,2$ ):



$$M(x) = R_A x - q_1 \times 1,8 \times (x - 0,9) - q_2 \times (x - 1,8) \times \left(\frac{x - 1,8}{2}\right)$$

$$M(x) = 23,03x - 15,23 \times 1,8 \times (x - 0,9) - 10,86 \times (x - 1,8) \times \left(\frac{x - 1,8}{2}\right)$$

$$M(x) = 23,03x - 27,414x + 24,673 - 10,86 \times \frac{(x - 1,8)^2}{2}$$

$$M(x) = -4,384x + 24,673 - 5,43 \times (x^2 - 3,6x + 3,24)$$

$$M(x) = -5,43x^2 + 15,164x + 7,08$$

$$M(1,8) = 16,78 \text{KN.m} \quad M(3,2) = 0$$

$$T(x) = -R_A + q_1 \times 1,8 + q_2 \times (x - 1,8)$$

$$T(x) = -23,03 + 15,23 \times 1,8 + 10,86 \times (x - 1,8)$$

$$T(x) = 10,86x - 15,164$$

$$T(1,8) = 4,384 \text{KN} \quad T(3,2) = 19,59 \text{KN}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow 10,86x - 15,164 = 0$$

$$x = \frac{15,164}{10,86} = 1,4 \text{m}$$

$$M(1,4) = 17,67 \text{KN.m}$$

Vérification avec SAP2000

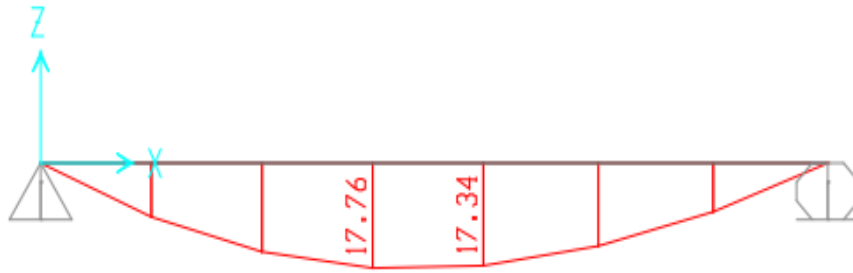


Figure III. 15 Diagramme du moment fléchissant à ELU

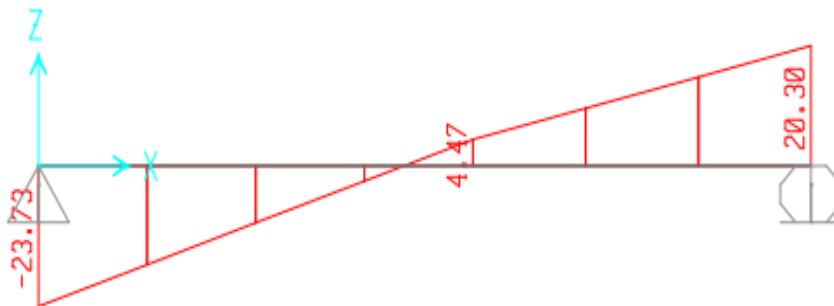


Figure III. 16 Diagramme d'effort tranchant à ELU

ELS :

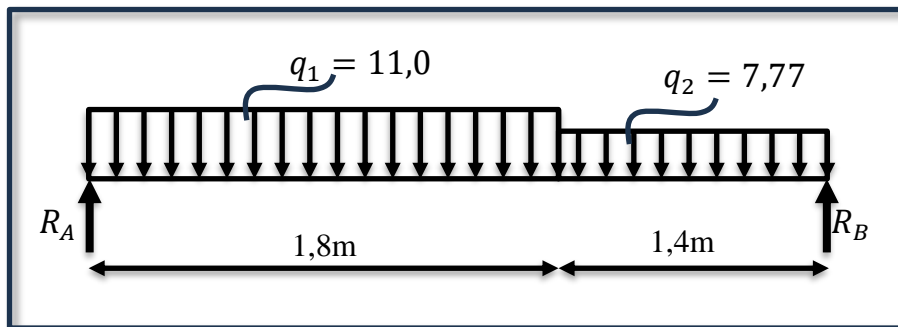


Figure III. 17 Schéma statique des escaliers à ELS [9]

$$\sum F_{/y} = 0 \rightarrow R_A + R_B = q_1 \times 1,8 + q_2 \times 1,4 = 30,68 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow R_B \times 3,2 - q_1 \times 1,8 \times \left(\frac{1,8}{2}\right) - q_2 \times 1,4 \times (1,8 + 0,7) = 0$$

$$R_B = \frac{q_1 \times 1,62 + q_2 \times 3,5}{3,2} = \frac{11 \times 1,62 + 7,77 \times 3,5}{3,2} = 14,07 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow -R_A \times 3,2 + q_1 \times 1,8 \times \left(\frac{1,8}{2} + 1,4\right) + q_2 \times 1,4 \times \left(\frac{1,4}{2}\right) = 0$$

$$R_A = \frac{-q_1 \times 4,14 - q_2 \times 0,98}{3,2} = \frac{11 \times 4,14 + 7,77 \times 0,98}{3,2} = 16,61 \text{ KN}$$

Section 1-1 : ( $0 \leq x \leq 1,8$ ):

$$M(x) = R_A \times x - q_1 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 16,61x - 11 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \quad M(1,8) = 12,08 \text{KN.m}$$

$$T(x) = q_1 \times x - R_A$$

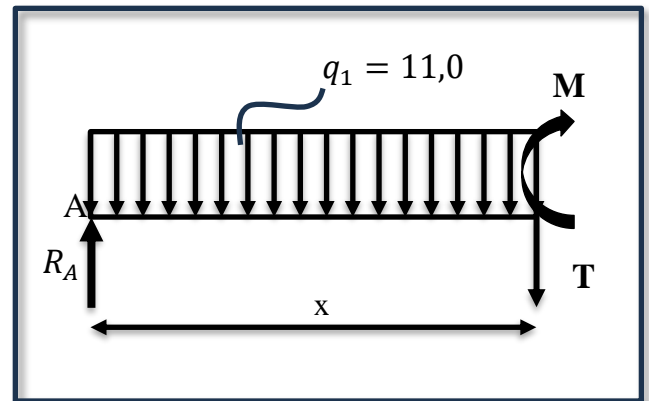
$$T(x) = 11x - 16,61$$

$$T(0) = -16,61 \quad ; \quad T(1,8) = 3,19 \text{KN}$$

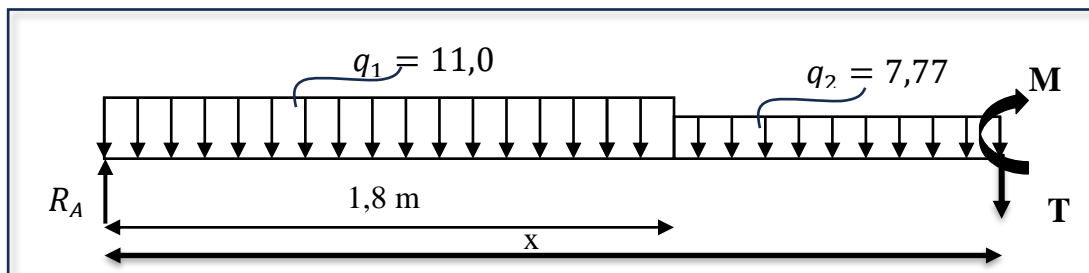
$$T(x) = 0 \rightarrow 11x - 16,61 = 0$$

$$x = \frac{16,61}{11} = 1,51 \text{m}$$

$$M(1,51) = 12,54 \text{KN.m}$$



Section 2-2 : ( $1,8 \leq x \leq 3,2$ ):



$$M(x) = R_A \times x - q_1 \times 1,8 \times (x - 0,9) - q_2 \times (x - 1,8) \times \left(\frac{x - 1,8}{2}\right)$$

$$M(x) = 16,61x - 11 \times 1,8 \times (x - 0,9) - 7,77 \times (x - 1,8) \times \left(\frac{x - 1,8}{2}\right)$$

$$M(x) = 16,61x - 19,8x + 17,82 - 7,77 \times \frac{(x - 1,8)^2}{2}$$

$$M(x) = -3,19x + 17,82 - 3,89 \times (x^2 - 3,6x + 3,24)$$

$$M(x) = -3,89x^2 + 10,814x + 5,22$$

$$M(1,8) = 12,08 \text{KN.m} \quad M(3,2) = 0$$

$$T(x) = -R_A + q_1 \times 1,8 + q_2 \times (x - 1,8)$$

$$T(x) = -16,61 + 11 \times 1,8 + 7,77 \times (x - 1,8)$$

$$T(x) = 7,77x - 10,8$$

$$T(1,8) = 3,19 \text{KN} \quad T(3,2) = 14,06 \text{KN}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow 7,77x - 10,8 = 0$$

$$x = \frac{10,8}{7,77} = 1,39 \text{m}$$

$$M(1,39) = 12,74 \text{KN.m}$$

Vérification avec SAP2000

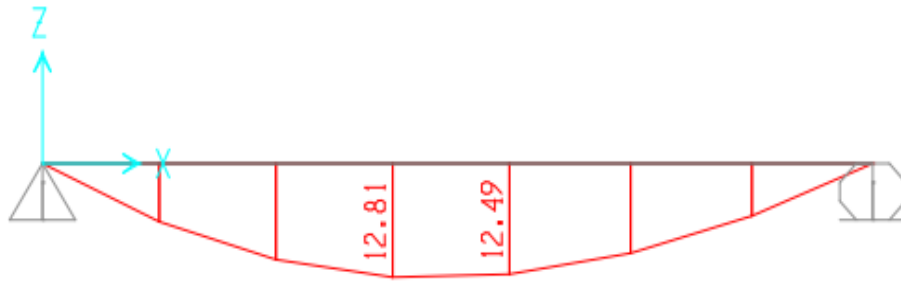


Figure III. 18 Diagramme du moment fléchissant à ELS

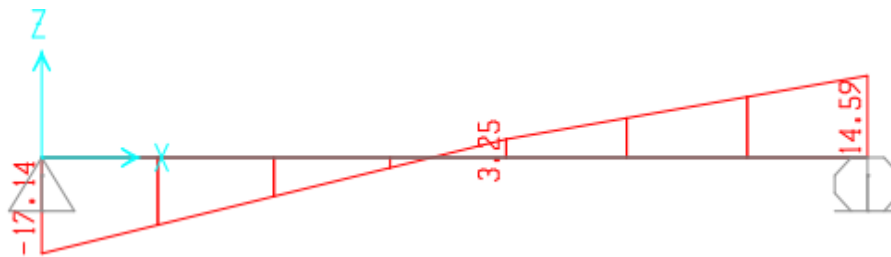


Figure III. 19 Diagramme d'effort tranchant à ELS

Le tableau suivant est récapitulation des différents efforts internes des escalier par SAP 2000

Tableau III. 12 Récapitulation des différents efforts internes des escalier par SAP 2000

Type	ELU		ELS	
	M <sub>max</sub> (KNm)	T <sub>max</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (KNm)	T <sub>max</sub> (KN)
Vole 1	17,76	23,73	12,81	17,14
Vole 2	33,28	29,84	23,96	21,45
Vole 3	13,30	20,62	9,58	14,88

### III.5.3 Détermination du ferrailage :

Le calcul se fait selon la poutre isostatique. (0.85M en travée et 0.5M en appuis).

La détermination des armatures se fait en prenant les moments fléchissant et les efforts tranchants maximum pour le calcul de type le plus défavorable. (type 2)

#### ELU

$$\begin{cases} M_t = 0,85M_{max} = 0,85 \times 33,28 = 28,29 \text{ KN.m} \\ M_A = 0,5M_{max} = 0,5 \times 33,28 = 16,64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$h=0,15\text{m} ; b= 1\text{m} ; d= 0,9 h= 0,135\text{m}$$

**En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,02829}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,11$$

$\mu_u = 0,11 < \mu_R = 0,392$  Donc section à simple armature  $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,11}) = 0,146$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,135 \times (1 - 0,4 \times 0,11) = 0,127m$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,02829}{0,127 \times 347,82} = 6,4 \times 10^{-4} m^2 = 6,4 cm^2$$

Choix :  $A_{st} = 8 T12 = 9,05 cm^2$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,135 \times 2,1}{400} = 1,63 \times 10^{-4} m^2 = 1,63 cm^2$$

$$A_{min} < A_{st} \quad (C.V)$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9,05}{4} = 2,263 cm^2$$

On prend :  $A_r = 4 T12 = 4,52 cm^2$

- **Espacement des barres :**

D'après B.A.E.L.91 :

$$S_t \leq \min(3h, 33) cm$$

$$S_t \leq \min(3 \times 15, 33) cm = \min(45 ; 33) cm = 33 cm$$

on prend  $S_t = 20 cm$

**En Appui :**

$$M_A = 16.64 KN.m$$

$$\mu_u = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,01664}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,0644$$

$\mu_u < \mu_R = 0,392$  donc section à simple armature  $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0644}) = 0,083$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,135 \times (1 - 0,4 \times 0,083) = 0,131 m$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,01664}{0,131 \times 347,82} = 3,65 \times 10^{-4} m^2 = 3,65 cm^2$$

Choix :  $A_{st} = 6 T12 = 6,79 cm^2$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,135 \times 2,1}{400} = 1,63 \times 10^{-4} m^2 = 1,63 cm^2$$

$$A_{min} < A_{st} \quad C.V$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,698 cm^2$$

On prend :  $A_r = 4T12 = 4,52 cm^2$

- **Espacement des barres :**

D'après B.A.E.L.91 :

$$S_t \leq \min(3h, 33) cm$$

$$S_t \leq \min(3 \times 15, 33) cm$$

on prend  $S_t = 20 cm$

D'après le R.P.A 2024 :

$$A_{st \min} = 0,5\%bh$$

$$A_{st \min} = 0,005 \times 1 \times 0,15 = 7,5 cm^2$$

$$A_{st} = A_{st \text{travée}} + A_{st \text{appui}} = 9,05 + 6,79 = 15,84 cm^2$$

$$A_{min} < A_{st} \quad CV$$

### ELS

$$\begin{cases} M_t = 0,85 \times M_{max} = 0,85 \times 23,96 = 20,37 KN.m \\ M_A = 0,5 \times M_{max} = 0,5 \times 23,96 = 11,98 KN.m \end{cases}$$

**En travée :**

Simple armature  $A_{sc} = 0$

$$X = n \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st} + d'A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = \frac{15 \times 9,05 \times 10^{-4}}{1} \times \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times 1 \times 0,135 \times 9,05 \times 10^{-4}}{15 \times (9,05 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = X = 0,0485 m$$

$$I = b \frac{X^3}{3} + nA_{sc}(X - d')^2 + nA_{st}(d - X)^2$$

$$I = \frac{1 \times 0,0485^3}{3} + 15 \times 9,05 \times 10^{-4} \times (0,135 - 0,0485)^2 = 1,396 \times 10^{-4} m^4$$

**Vérification des contraintes :**

- **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s X}{I} = \frac{0,02037 \times 0,0485}{1,396 \times 10^{-4}} = 7,08 MPa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad CV$$

• **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = 201,63MPa$$

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s(d - X)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 0,02037 \times (0,135 - 0,0485)}{1,396 \times 10^{-4}} = 189,32MPa$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad CV$$

**En Appui :**

Simple armature  $A_{sc} = 0$

$$X = n \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st} + d'A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = \frac{15 \times 6,79 \times 10^{-4}}{1} \times \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times 1 \times 0,135 \times 6,79 \times 10^{-4}}{15 \times (6,79 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0,0432m$$

$$I = b \frac{X^3}{3} + nA_{sc}(X - d')^2 + nA_{st}(d - X)^2$$

$$I = \frac{1 \times 0,0432^3}{3} + 15 \times 6,79 \times 10^{-4} \times (0,135 - 0,0432)^2 = 1,127 \times 10^{-4}m^4$$

**Vérification des contraintes :**

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s X}{I} = \frac{11,98 \times 10^{-3} \times 0,0432}{1,127 \times 10^{-4}} = 4,59MPa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad CV$$

• **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63MPa$$

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s(d - X)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 11,98 \times 10^{-3} \times (0,135 - 0,0432)}{1,127 \times 10^{-4}} = 146,37MPa$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad CV$$

**Vérification au cisaillement :**

$$T_{max} = 29,84 KN$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{29,84 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,22 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5} = 2,5 ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

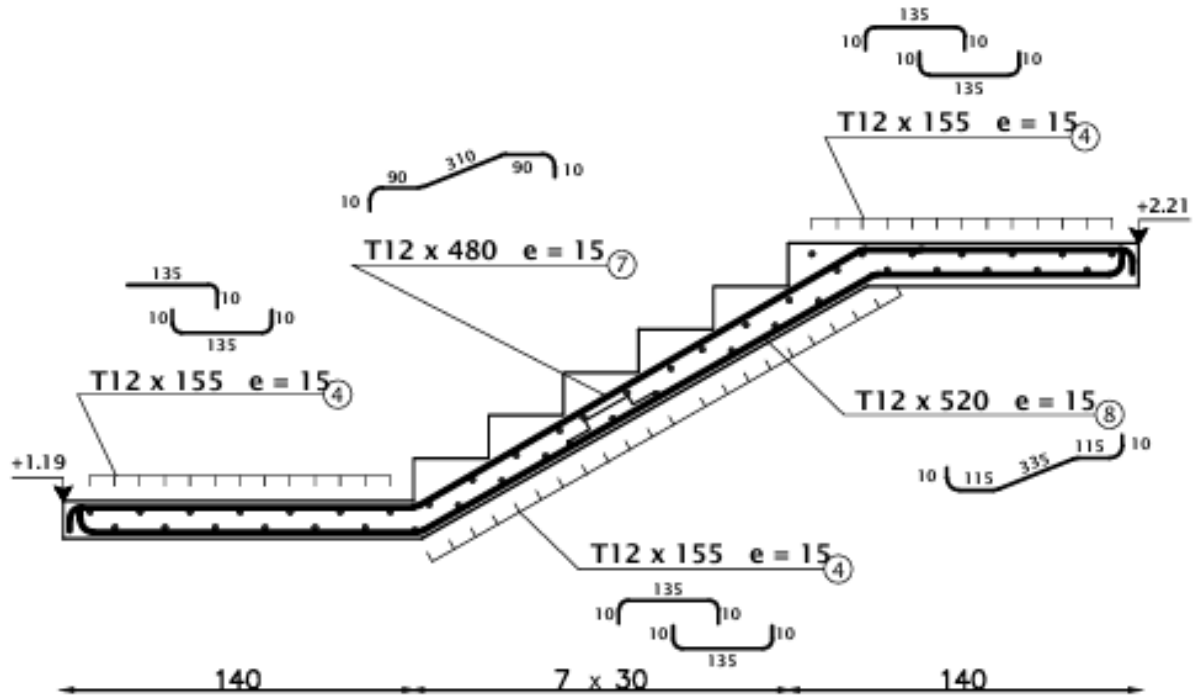
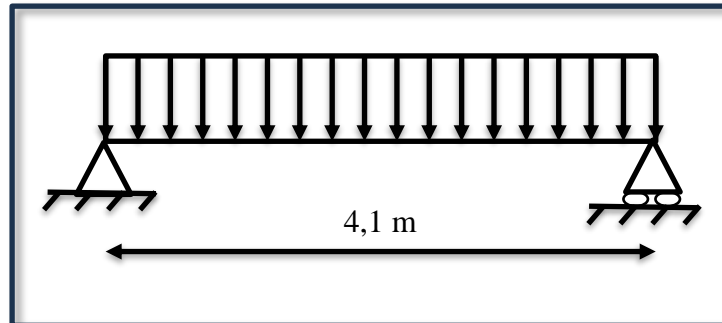


Figure III. 20 Schéma du ferrailage d'escaliers [5]

### III.5.4 Etude de la poutre palier

La poutre palière est une poutre qui supporte les volées des escaliers entre deux niveaux successifs.

Cette poutre est sollicitée par un chargement uniforme du aux poids des volées et paliers de repos.



**Figure III. 21** Schéma statique de poutre palier

La poutre palière est dimensionnée comme suite :

D'après BAEL 91 :  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

$L=5,0\text{m}$

$\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} = 27,33 \leq h \leq 41 \rightarrow$  Donc on prendre  $h=30\text{cm}$ .

$0,3h \leq b \leq 0,4h = 12 \leq b \leq 16 \rightarrow$  Donc on prendre  $b=30\text{cm}$ .

**La vérification selon RPA2024 :**

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} : \text{en zones I, II et III} \\ b \geq 25 \text{ cm} : \text{en zones IV, V et VI} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{max} \leq (1,5h + b_1) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} h = 30 \geq 30 & CV \\ b = 30 \geq 20 & CV \\ \frac{h}{b} = 1.0 \leq 4 & CV \\ b_{max} \leq 1,5h + b_1 = 90 & CV \end{array} \right.$$

Donc on prend section des poutres principal (30x30) cm<sup>2</sup>

### Évaluation des charges

$$G = G_{\text{Palier}} + G_{\text{paillasse}} + G_{\text{mur}} + G_{\text{ppoutre paliere}} .$$

$$G_{\text{Palier}} = G_{\text{Palier}} \times L_{\text{palier}} = 5,31 \times 1,6 = 8,5 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{mur}} = G_{\text{mur}} \times h_{\text{mur}} = 2,76 \times 1,02 = 2,82 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{paillasse}} = G_{\text{paillasse}} \times 0,5 L_{\text{paillasse}} = 8,5 \times 0,5 \times 1,8 = 7,65 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{ppoutre paliere}} = b \times h \times \gamma = 0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25 \text{ KN/ml.}$$

$$G = 8,5 + 2,82 + 7,65 + 2,25 = 20,32 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 20,32 + 1,5 \times 2,5 = 31,18 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 20,32 + 2,5 = 22,82 \text{ KN/ml}$$

### Moment fléchissant

$$\text{ELU: } M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{31,18 \times 4,1^2}{8} = 65,52 \text{ KNm}$$

$$\text{ELS: } M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{22,82 \times 4,1^2}{8} = 47,95 \text{ KNm}$$

### Effort tranchant

$$T = \frac{q_u l}{2} = \frac{31,18 \times 4,1}{2} = 63,92 \text{ KN}$$

### Calcul du ferrailage

$$h = 0,3 \text{ m} \quad b = 0,3 \text{ m} \quad d = 0,9h = 0,27 \text{ m} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \quad F_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

### ELU

#### En travée

$$M_t = 0,85 M_0 = 65,52 \times 0,85 = 55,69 \text{ KNm}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,05569}{0,3 \times 0,27^2 \times 14,17} = 0,179$$

$$\mu_u = 0,179 < \mu_R = 0,392 \quad \text{Section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,179}) = 0,248$$

$$z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,248) = 0,243 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,05569}{0,243 \times 347,82} = 6,58 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 6,58 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 6 \text{ T14} = 9,24 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9,24}{4} = 2,31 \text{ cm}^2$$

choix  $A_r = 3 T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,27 \times 2,1}{400} = 0,97 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{min} < A_{st} \quad CV$$

**En Appui :**

$$M_a = 0,5M_0 = 0,5 \times 65,52 = 32,76 \text{ KNm}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,03276}{0,3 \times 0,27^2 \times 14,17} = 0,105$$

$$\mu_u = 0,105 < \mu_R = 0,392 \quad \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,105}) = 0,139$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,105) = 0,259 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,03276}{0,259 \times 347,82} = 3,63 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 6 T14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,62}{4} = 2,31 \text{ cm}^2$$

choix  $A_r = 3 T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,27 \times 2,1}{400} = 0,97 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{min} < A_{st} \quad CV$$

D'après le R.P.A :

$$A_{st \text{ min}} = 0,5\%bh$$

$$A_{st \text{ min}} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6,0 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = A_{st \text{ travee}} + A_{st \text{ appui}} = 9,24 + 9,24 = 18,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{st} \quad CV$$

**ELS**

**En travée :**

$$M_t = 0,85M_0 = 47,95 \times 0,85 = 40,76 \text{KNm}$$

Simple armature  $A_{sc} = 0$

$$X = n \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st} + d'A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = \frac{15 \times 9,24 \times 10^{-4}}{0,3} \times \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times 0,3 \times 0,27 \times 9,24 \times 10^{-4}}{15 \times (9,24 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0,118 \text{m}$$

$$I = b \frac{X^3}{3} + nA_{sc}(X - d')^2 + nA_{st}(d - X)^2$$

$$I = \frac{0,3 \times 0,118^3}{3} + 15 \times 9,24 \times 10^{-4} \times (0,27 - 0,118)^2 = 4,85 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

**Vérification des contraintes :**

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s X}{I} = \frac{0,04076 \times 0,118}{4,85 \times 10^{-4}} = 9,92 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad CV$$

• **Acier :**

$$\text{Fissurations préjudiciables : } \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = 201,63 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s(d - X)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 0,04076 \times (0,27 - 0,118)}{4,85 \times 10^{-4}} = 191,61 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad CV$$

**En Appui :**

$$M_t = 0,5M_0 = 47,95 \times 0,5 = 23,98 \text{KNm}$$

Simple armature  $A_{sc} = 0$

$$X = n \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st} + d'A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = \frac{15 \times 9,24 \times 10^{-4}}{0,3} \times \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times 0,3 \times 0,27 \times 9,24 \times 10^{-4}}{15 \times (9,24 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0,118 \text{m}$$

$$I = b \frac{X^3}{3} + nA_{sc}(X - d')^2 + nA_{st}(d - X)^2$$

$$I = \frac{0,3 \times 0,118^3}{3} + 15 \times 9,24 \times 10^{-4} \times (0,27 - 0,118)^2 = 4,85 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

**Vérification des contraintes :**

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s X}{I} = \frac{23,98 \times 10^{-3} \times 0,118}{4,85 \times 10^{-4}} = 5,83 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad CV$$

• **Acier :**

Fissurations préjudiciables :  $\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = \frac{n M_s (d - X)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 23,98 \times 10^{-3} \times (0,27 - 0,118)}{4,85 \times 10^{-4}} = 112,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \quad CV$$

**Vérification au cisaillement :**

$$T = 63,92 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{63,92 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27} = 0,79 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5} = 2,5 ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,79 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

**Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{Lmin} \right) = \min \left( \frac{300}{35} ; \frac{300}{10} ; 14 \right) = \min(8,57 ; 30 ; 12)$$

$$\phi_t \leq 8,57 \text{ mm} \quad \text{on prend : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

**L'espace des barres :**

D'après le RPA 2024 :

• **Zone Nodale :**

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 24 \times \phi_t ; 17,5 \text{ cm} ; 6 \times \phi_t \right) = \min \left( \frac{30}{4} ; 24 \times 0,8 ; 17,5 \text{ cm} ; 6 \times 1,4 \right)$$

$$S_t \leq \min (7,5 \text{ cm} ; 19,2 \text{ cm} ; 17,5 \text{ cm} ; 8,4 \text{ cm}) = 7,5 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 5 \text{ cm}$  (min RPA)

$$L = 2h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

• **Zone courante :**

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} , \text{ On prend : } S_t' = 10 \text{ cm.}$$

Le schéma suivant représente ferrailage de la poutre palier ou travée et on appui :

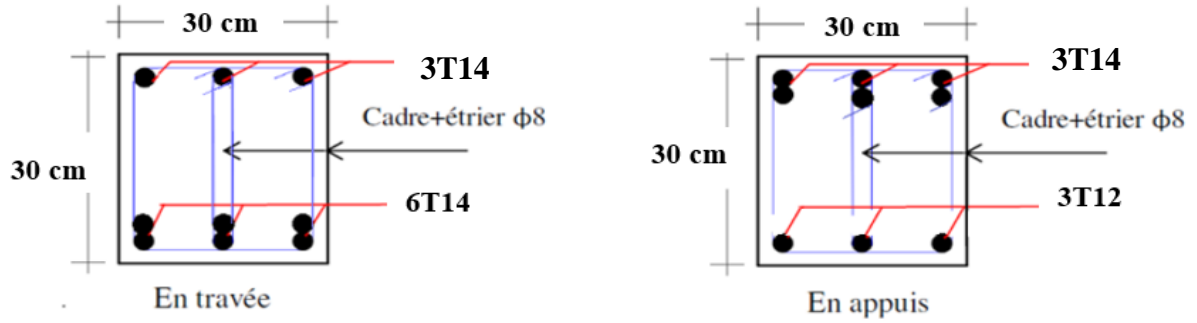


Figure III. 22 Schéma de ferrailage de la poutre palière

### III.6 L'ascenseur

L'ascenseur est prévu pour les structures de cinq étages et plus, où l'utilisation des escaliers devient très fatigante. Il se compose d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur. Il doit être équipé de dispositifs mécaniques pour déplacer la cabine (moteur électrique, le contrepoids, les câbles).

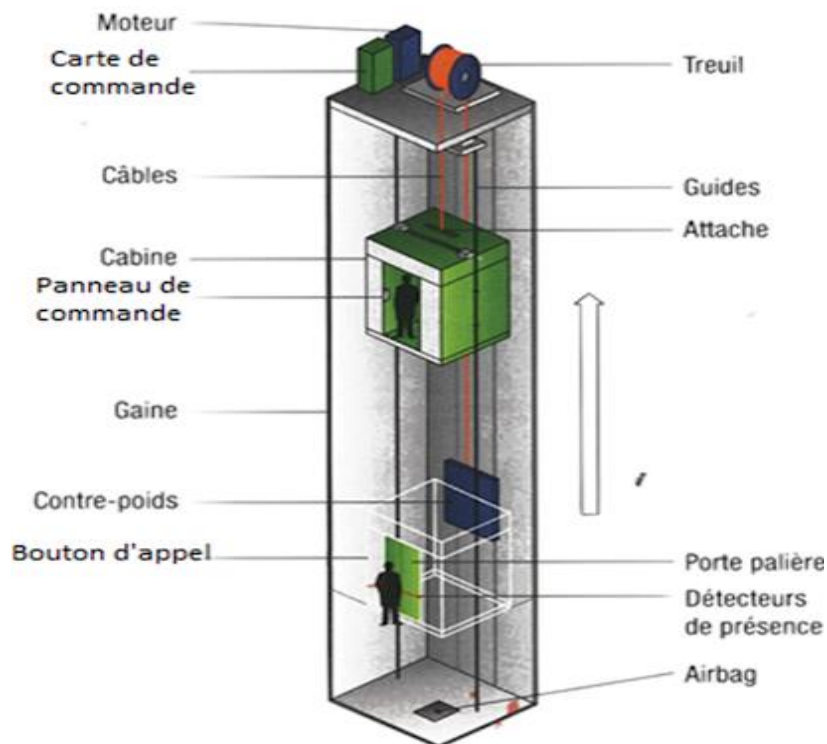


Figure III. 23 Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique [5]

#### Description de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- Le treuil de levage et sa poulie
- La cabine ou la benne
- Le contre poids

**Caractéristiques de l'ascenseur :**

**Tableau III. 13** Caractéristiques de l'ascenseur

Longueur de l'ascenseur $L$ (m)	2,1
Largeur de l'ascenseur $b$ (m)	1,8
Charge due à la rupture des câbles $f_c$ (KN)	50
Charge due à l'ascenseur $P_m$ (KN)	15
Charge due à la salle des machines $D_m$ (KN)	43
Vitesse de levage $V$ (m/s)	0,63
Poids estimatif de 8 personnes $P_{per}$ (Kg)	630
Surface de la gaine d'ascenseur $S$ ( $m^2$ )	3,78

**Epaisseur de la dalle d'ascenseur :**

$$L_x = 1,8m \quad L_y = 2,1m$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,85 \quad 0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \quad \text{donc la dalle portant dans les deux sens}$$

$$h = \frac{L_x}{40} = \frac{180}{40} = 4,5cm \quad \text{D'apres CBA 93 : } h \geq 15cm$$

La dalle reprend des charges très importantes, donc on adopte une épaisseur de 25 cm et on utilise un revêtement de 5cm pour que les conditions du poinçonnement soient vérifiées.

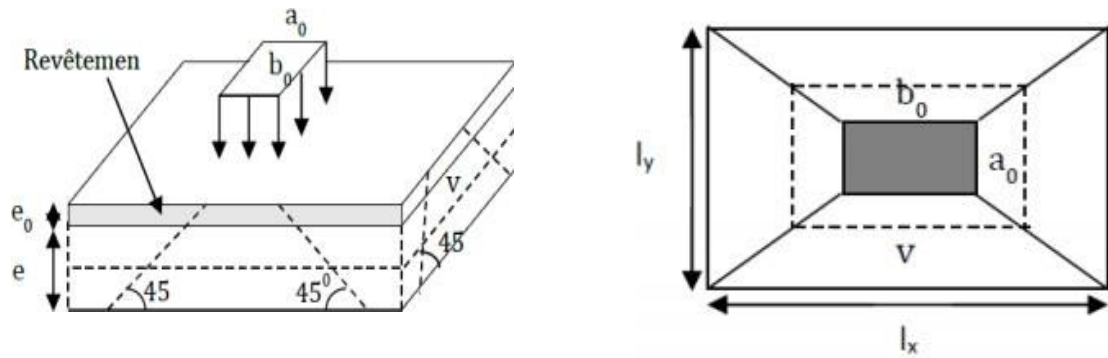
**Calcul des sollicitations de la dalle :**

On définit deux types de dalles qui sont :

- Dalle de salle machine.
- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

Avec :

$$P = D_m + P_m + P_{per} = 43 + 15 + 630, 10^{-2} = 64, 3KN$$



**Figure III. 24** Schéma représente la surface d'impact sur la dalle [5]

Avec :

$e$  : Epaisseur de la dalle = 25cm

$e_0$  : Epaisseur de revêtement = 5cm

$a_0$  Epaisseur parallèle à  $l_x = 80\text{cm}$

$b_0$  et  $v$  sont parallèle à  $l_y = 80\text{cm}$

la charge concentré «  $q$  » est appliquée à la surface de la dalle sous l'aire  $a_0 \times b_0$

$u \times v$  Située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$  : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de vitesse

$U \times V$ : Surface d'impact

$$\begin{cases} U = a_0 + e + 2\xi e_0 \\ V = b_0 + e + 2\xi e_0 \end{cases}$$

Avec :

$\xi$  : Coefficient dépend de type de revêtement ( $\xi = 0,75$ )

$$\begin{cases} U = 80 + 25 + (2 \times 0,75 \times 5) = 112,5\text{cm} \\ V = 80 + 25 + (2 \times 0,75 \times 5) = 112,5\text{cm} \end{cases}$$

$$U = V = 112,5 \text{ cm}$$

• **Calcul à l'ELU :**

Calcul des moments du système de levage « Méthode BAEL 91 » :

$$\begin{cases} M_{1x} = (M_1 + vM_2)P_u \times (U \times V) \\ M_{1y} = (M_2 + vM_1)P_u \times (U \times V) \end{cases}$$

Avec :  $v = 0$

D'après le « BAEL 91 modifier 99 », on tire les coefficients  $M_1$  et  $M_2$  en fonction de :

$$\frac{u}{L_x}, \frac{v}{L_y} \text{ et } \rho.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,8}{2,1} = 0,86$$

On utilise l'abaque :  $\rho = 0,9$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{112,5}{180} = 0,62 \quad \text{Donc } M_1 = 0,09.$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{112,5}{210} = 0,53 \quad \text{Donc } M_2 = 0,08$$

$$P_u = 1,35P = 1,35 \times 64,3 = 86,81 \text{KN}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_{1x} = (0,09 + 0 \times 0,08) \times 86,81 \times (1,125 \times 1,125) = 9,88 \text{ KN.m} \\ M_{1y} = (0,08 + 0 \times 0,09) \times 86,81 \times (1,125 \times 1,125) = 8,79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Calcul des moments dus au poids propre de la dalle « Méthode BAEL 91 » :**

$$G = 25 \times 0,25 = 6,25 \text{KN/m}^2$$

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

**ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 9,94 \text{KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_{2x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \\ M_{2y} = \mu_y \times M_{2x} \end{cases}$$

On a :  $\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,86 > 0,4 \dots \dots \dots$  la dalle porte e deux sens

D'après le tableau :  $\mu_x = 0,0496$  ;  $\mu_y = 0,7052$

$$M_{2x} = 0,0496 \times 9,94 \times 1,8^2 = 1,59 \text{MPa}$$

$$M_{2y} = 0,7052 \times 1,59 = 1,12 \text{MPa}$$

**Les moments agissants sur la dalle :**

$$M_x = M_{1x} + M_{2x} = 9,88 + 1,59 = 11,44 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{1y} + M_{2y} = 8,79 + 1,12 = 9,91 \text{ KN.m}$$

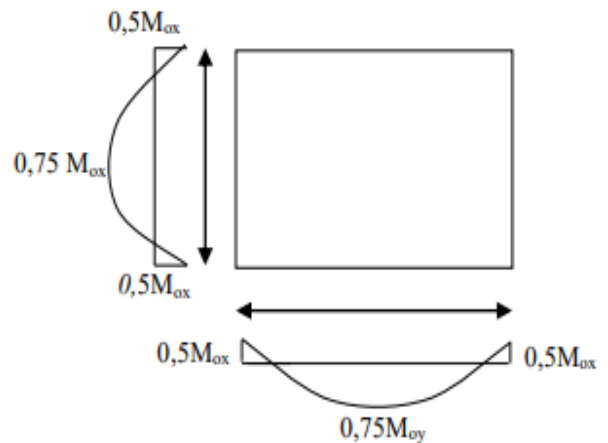
**Calcul de ferrailage :**

$$M_{tx} = 0,75M_x = 0,75 \times 11,44 = 8,58 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0,5M_x = 0,5 \times 11,44 = 5,72 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_y = 0,75 \times 9,91 = 7,43 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5M_y = 0,5 \times 9,91 = 4,95 \text{ KN.m}$$



On prend les valeur max de moment en travée et en appui entre les deux sens pour les calcule

$$M_tmax = 8,58 \text{ KN.m}$$

$$M_a max = 5,72 \text{ KN.m}$$

**En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_tmax}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8,58 \times 10^{-3}}{1 \times 0,225^2 \times 14,17} = 0,012$$

$$\mu_u = 0,012 < \mu_R = 0,392 \quad \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,012}) = 0,015$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,225 \times (1 - 0,4 \times 0,015) = 0,224 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_tmax}{z \times \sigma_{st}} = \frac{8,58 \times 10^{-3}}{0,223 \times 347,82} = 1,1 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix 4T12} = 4,52 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,225 \times 2,1}{400} = 2,7 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,7 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,94 \text{ cm}^2 < A_{st} = 2,7 \text{ cm}^2 \quad C.V$$

**En Appui :**

$$\mu_u = \frac{M_a max}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,72 \times 10^{-3}}{1 \times 0,225^2 \times 14,17} = 0,008$$

$$\mu_u = 0,008 < \mu_R = 0,392 \quad \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,008}) = 0,01$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,225 \times (1 - 0,4 \times 0,01) = 0,224 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_tmax}{z \times \sigma_{st}} = \frac{5,72 \times 10^{-3}}{0,224 \times 347,82} = 0,73 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0,73 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix 4T12} = 4,52 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,225 \times 2,1}{400} = 2,7 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,7 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,62 \text{ cm}^2 < A_{st} = 2,7 \text{ cm}^2 \quad C.V$$

**Vérification de l'espacement :**

$$S_t \leq \min(3e, 33cm)$$

$$S_t \leq \min(75, 33) = 33cm \quad \text{on prend } S_t = 20cm$$

**Vérification au poinçonnement :**

$$P_u \leq \frac{0,45 \times U_c \times e \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$U_c = 2(U + V) = 2(112,5 + 112,5) = 450cm$$

$$P_u = 86,81KN < 8437,5 KN \quad C.V$$

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_u = T_v = \frac{P_u}{3 \times U} = \frac{86,81}{3 \times 112,5 \times 10^{-2}} = 25,72KN$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{0,02772}{1 \times 0,225} = 0,114MPa$$

Pour des fissurations préjudiciables :  $\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right) = 2,5MPa$

$$\tau_u = 0,114MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \quad C.V$$

**ELS :**

**Calcul des moments du système de levage :**

$$\begin{cases} M_{1x} = (M_1 + vM_2)P_s \times (U \times V) \\ M_{1y} = (M_2 + vM_1)P_s \times (U \times V) \end{cases}$$

Avec :  $v = 0,2$

D'après le « BAEL 91 modifier 99 », on tire les coefficients  $M_1$  et  $M_2$  en fonction de :

$$P_s = P = 64,3KN$$

$$\begin{cases} M_{1x} = (0,09 + 0,2 \times 0,08) \times 64,3 \times (1,125 \times 1,125) = 8,62 KN.m \\ M_{1y} = (0,08 + 0,2 \times 0,09) \times 64,3 \times (1,125 \times 1,125) = 7,97KN.m \end{cases}$$

**Calcul des moments dus au poids propre de la dalle « Méthode BAEL 91 » :**

$$q_s = G + Q = 6,25 + 1 = 7,25KN/m^2$$

$$\begin{cases} M_{2x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 \\ M_{2y} = \mu_y \times M_{2x} \end{cases}$$

D'après le tableau :  $\mu_x = 0,0496$  ;  $\mu_y = 0,7052$

$$\begin{cases} M_{2x} = 0,0496 \times 7,25 \times 1,8^2 = 1,165 MPa \\ M_{2y} = 0,7052 \times 1,165 = 0,822 MPa \end{cases}$$

**Les moments agissants sur la dalle :**

$$\begin{cases} M_x = M_{1x} + M_{2x} = 8,62 + 1,165 = 9,785 KN.m \\ M_y = M_{1y} + M_{2y} = 7,97 + 0,822 = 8,792 KN.m \end{cases}$$

Vérification :

$$\begin{cases} M_{tx} = M_{ty} = 0,75M_x = 0,75 \times 9,785 = 7,33 KN.m \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 0,5 \times 9,785 = 4,89 KN.m \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ty} = 0,75M_y = 6,59 KN.m \\ M_{ay} = 0,5M_y = 4,48 KN.m \end{cases}$$

Calcul de position de l'axe neutre :

$$x = \frac{n(A_{st})}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st}}{n(A_{st})^2}} - 1 \right)$$

$$x = \frac{15 \times 4,52}{100} \times \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 22,5 \times 4,52}{15 \times (4,52)^2}} - 1 \right) = 4,89 cm$$

Calcul de moment d'inertie :

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = 1 \times \frac{0,0489^3}{3} + 15 \times 4,52 \times 10^{-4} (0,225 - 0,0489)^2 = 2,492 \times 10^{-4} m^4$$

**Vérification des contraintes :**

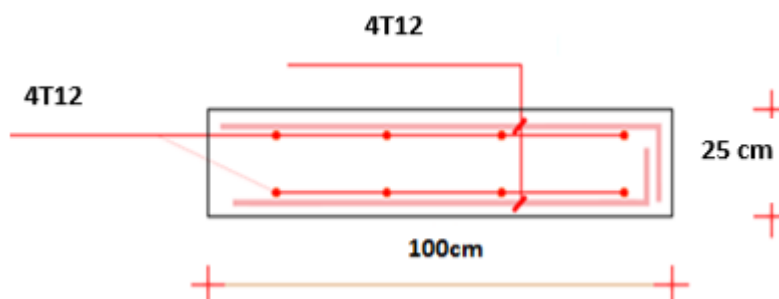
$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} \quad , \quad \sigma_{st} = \frac{nM_s (d - x)}{I}$$

On fait les calculs des vérifications des contraintes de l'ascenseur et les résume dans le tableau suivant :

**Tableau III. 14** Résultats des vérifications des contraintes de l'ascenseur

	$M_s$ ( $KN.m$ )	$A_{choisi}$ ( $cm^2$ )	$X$ ( $cm$ )	$I$ ( $cm^4$ )	$\sigma_{bc}$ ( $MPa$ )	$\overline{\sigma}_{bc}$ ( $MPa$ )	$\sigma_{st}$ ( $MPa$ )	$\overline{\sigma}_{st}$ ( $MPa$ )
<b>Travée</b>	7,33	4,52	0,0489	2,492	1,43	15	77,70	201,63
<b>Appui</b>	4,89	4,52	0,0489	2,492	0,95	15	51,81	201,63

Toutes les conditions sont vérifiées



**Figure III. 25** Schéma de ferrailage de la dalle pleine d'ascenseur

## Conclusion

Les éléments non structuraux jouent un rôle secondaire mais important dans la structure. Dans cette partie, on a réussi à déterminer les différentes sollicitations pour les éléments secondaires de notre structure soumise à l'action sismique, tout en respectant les règlements et les conditions du RPA 2024 et BAEL 91, enfin on a arrivé à un bon ferrailage qui vérifie toutes les conditions.

# **Chapitre IV: Étude dynamique**

## IV.1 Introduction

Toutes les structures peuvent être soumises à des charges évoluant dans le temps. Ces sollicitations, résultant notamment du vent, des séismes ou des vibrations mécaniques, rendent souvent insuffisant le simple calcul des effets des charges statiques. Il devient alors essentiel de réaliser une analyse dynamique, permettant d'identifier les caractéristiques dynamiques de la structure afin d'anticiper son comportement (déplacements et périodes) en cas de séisme.

## IV.2 Objectif de l'étude dynamique

L'étude dynamique représente une étape essentielle dans l'étude générale d'un ouvrage de génie civil. Son objectif principal est d'identifier les caractéristiques dynamiques propres de la structure afin de comprendre son comportement face aux excitations sismiques, de calculer les efforts ainsi que les déplacements maximaux induits par un séisme. Cette démarche passe par la vérification de la régularité de l'ouvrage, l'application de l'approche statique décrite par le RPA 2024, puis la réalisation d'une étude modale. Pour mener à bien cette analyse sur le bâtiment étudié, nous avons choisi d'utiliser le logiciel SAP2000.

## IV.3 Modélisation de la structure :

Pour étudier la réponse dynamique d'une structure, y compris ses périodes et modes propres, il est essentiel de choisir un modèle dynamique approprié qui reflète au mieux la réalité du système. Le modèle dynamique pour lequel nous avons opté, pour le calcul de notre ouvrage, est une console verticale infiniment rigide encastré à sa base, dont les masses sont concentrées dans le niveau central. Dans cette étude, nous utiliserons le logiciel SAP2000V14 pour la modélisation et l'analyse des tâches permettant de résoudre le problème.

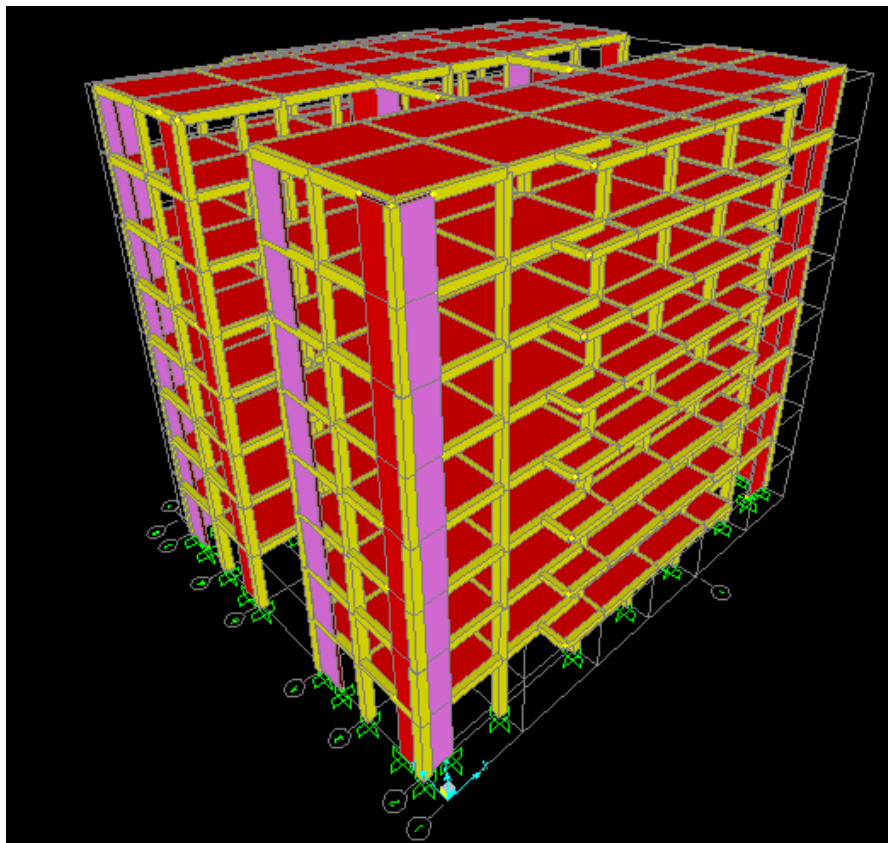


Figure IV. 1 Modélisation de la structure avec « SAP2000 »

## IV.4 Méthode de Calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes "RPA 2024", le calcul des forces sismiques peut être effectué selon trois méthodes :

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

### La méthode statique équivalente

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

#### Conditions d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment, étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et, en élévation prescrites avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I, II et III) et à 32 m en zones (IV, V et VI).
- b) Le bâtiment, ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires indiquées selon RPA 2024

### La méthode d'analyse modale spectrale ;

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et, en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

### La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Cette méthode peut être utilisée, au cas par cas, par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire

Pour notre cas, on a utilisé la méthode statique équivalente. (Zone III, groupe 2, Hauteur de bâtiment 24,82m)

## IV.5 La méthode statique équivalente

### Force sismique totale $V$

Selon le RPA2024, la force sismique totale est déterminée par la formule suivante :

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W$$

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g}$  : Ordonnée du spectre de calcul.

$T_0$  : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée

$\lambda$  : Coefficient de correction

$W$  : Poids total de la structure.

### IV.5.1 Estimation de la période fondamentale de la structure ( $T_0$ )

$$T_{empirique} = C_T \times h_n^{\frac{3}{4}}$$

$T_{empirique}$ : période fondamentale [Unité en s]

$h_n$ : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau [unité en m]:

$C_T$ : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par :

**Tableau IV. 1** Valeurs du coefficient  $C_T$  [6]

Cas	Système de contreventement	$C_T$
1	Ossatures spatiales en béton arme sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques spatiaux en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Ossature en portiques en béton arme ou en acier remplissage en maçonnerie	0.050
4	Autres types de structures	0.050

$$C_T = 0,05$$

$$h_n = 24,82m$$

$$T_{empirique} = 0,05 \times 24,82^{\frac{3}{4}} = 0,56 s$$

**Tableau IV. 2** Périodes et factures de participation modale par SAP 2000

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.841189	0.75188	2.781E-08	3.84E-09	0.75188	2.781E-08
MODAL	Mode	2	0.742091	6.894E-08	0.74905	1.492E-07	0.75188	0.74905
MODAL	Mode	3	0.710266	0.00018	0.00003676	5.298E-14	0.75206	0.74909
MODAL	Mode	4	0.27604	0.12966	4.343E-10	3.72E-08	0.88172	0.74909
MODAL	Mode	5	0.239706	2.347E-09	0.12703	9.214E-07	0.88172	0.87612
MODAL	Mode	6	0.222348	5.515E-09	0.00022	1.084E-08	0.88172	0.87634
MODAL	Mode	7	0.218476	0.000002866	0.000000522	3.161E-08	0.88173	0.87634
MODAL	Mode	8	0.207926	2.905E-10	0.000001548	3.651E-09	0.88173	0.87634
MODAL	Mode	9	0.206737	1.423E-09	0.00442	1.317E-08	0.88173	0.88076
MODAL	Mode	10	0.192725	4.381E-11	0.00003659	2.34E-08	0.88173	0.88548
MODAL	Mode	11	0.142778	0.00352	0.000006043	0.00397	0.88575	0.88551
MODAL	Mode	12	0.142501	0.00048	3.307E-08	0.000005024	0.88623	0.88551
MODAL	Mode	13	0.14097	0.03694	5.532E-07	0.00009287	0.92317	0.88551
MODAL	Mode	14	0.140384	0.00054	6.999E-08	0.00295	0.9237	0.88551
MODAL	Mode	15	0.140218	0.01251	3.947E-07	0.0001	0.93621	0.88551
MODAL	Mode	16	0.119553	1.222E-08	0.05032	4.659E-07	0.93621	0.93582

$T_x = 0,84 s$  mode 1: translation suivante  $x - x$

$T_y = 0,74 s$  mode 2: translation suivante  $y - y$

**Tableau IV. 3** Valeur de la période  $T_0$  pour le calcul de l'effort tranchant à la base V

Cas	period á utiliser
$T_{calcul} < 1,3 T_{emperique}$	$T_0 = T_{calcul}$
$T_{calcul} \geq 1,3 T_{emperique}$	$T_0 = 1,3 T_{emperique}$

$$Tx = 0,84 s \geq T_{emperique} = 0,56 \quad \text{donc } Tx = 1,3 T_{emperique} = 1,3 \times 0,56 = 0,73 s$$

$$Ty = 0,74 s \geq T_{emperique} = 0,56 \quad \text{donc } Ty = 1,3 T_{emperique} = 1,3 \times 0,56 = 0,73 s$$

$$\text{donc: } Tx = Ty = T_0 = 0,73 s$$

#### IV.5.2 Coefficient d'accélération de zone A

Notre structure classer comme zone III (sismicité moyenne) donc  $A=0,15$

**Tableau IV. 4** Coefficient d'accélération de zone

Zone de séismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.070
II	Faible a Moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Élevée	0.25
VI	Elevée	0.30

#### IV.5.3 Coefficient de comportement global de la structure R

Pour notre structure on prend système de contreventement constitué par des voiles  $4,5^{(b)}$

#### IV.5.4 Coefficient d'importance I

Notre structure est de Groupe 2 (Bâtiments d'importance moyenne) car la hauteur totale de bâtiment  $H=24,82m$  ne dépasse pas 48 m

I : Coefficient d'importance = 1

**Tableau IV. 5** Coefficient d'importance

Coefficient d'importance	Groupe d'importance			
	I	IA	IB	2
	1.40	1.20	1	0.80

#### IV.5.5 Coefficient de site S

Notre structure est sur site meuble, Catégorie S3  
**S=1,55**

**Tableau IV. 6** Valeur de **T<sub>1</sub>** et **T<sub>2</sub>** selon le site

Spectre type 2 (Zones I, II et III)	S	T <sub>1</sub> (s)	T <sub>2</sub> (s)	T <sub>3</sub> (s)
Site S <sub>1</sub>	1.00	0.05	0.25	1.20
Site S <sub>2</sub>	1.30	0.05	0.30	1.20
Site S <sub>3</sub>	1.55	0.10	0.40	1.20
Site S <sub>4</sub>	1.80	0.10	0.50	1.20

#### IV.5.6 Coefficient de correction λ :

$$\lambda = \begin{cases} (0,85 \text{ si } T_0 \leq (2 \cdot T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1, \text{ autrement} \end{cases}$$

$$T_0 = 0,73 \text{ s} \quad T_2 = 0,4 \text{ s}$$

$$T_0 = 0,73 \leq 2 \cdot T_2 = 0,8 \quad \text{donc} \quad \lambda = \mathbf{0,85}$$

#### IV.5.7 Facteur de qualité Q<sub>F</sub>

Le facteur de qualité, Q<sub>F</sub>, tient compte de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure
- La régularité en plan et en élévation

La valeur de Q<sub>F</sub> est déterminée l'équation suivante :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

**P<sub>q</sub>**: Pondération à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au cas par cas dans le Tableau

**i** : Nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée.

Les critères de qualité "q" à vérifier sont donner dans le tableau suivant

**Tableau IV. 7** Valeurs des Pondérations  $P_q$

Catégorie	Critère $q$	$P_q$	
		Observe	N/Observe
(a)	1.Regularite en plan	0	0.05
	2.Regularite en élévation	0	0.20
	3.Conditions minimales sur les nombres des étages	0	0.20
	4.Conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2.Regularite en élévation	0	0.20
	3.Redondance en plan	0	0.05

On utilise tableau (b) car on a choisi système de contreventement constitué par des voiles **4, 5<sup>(b)</sup>**  
Tous les critères sont observés donc  $P_q = 0$

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} 0 = 1$$

#### IV.5.8 Spectre de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left( 2,5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & si : 0 \leq T \leq T_1 \\ A.I.S. \left[ 2,5 \frac{Q_F}{R} \right] & si : T_1 \leq T \leq T_2 \\ A.I.S. \left[ 2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[ \frac{T_2}{T} \right] & si : T_2 \leq T \leq 3s \\ A.I.S. \left[ 2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[ \frac{T_2 \cdot T_3}{T} \right] & si : T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

$$T = 0,73 s : T_1 = 0,10 s : T_2 = 0,4 s : T_3 = 1,2 s$$

Dans notre cas :

$$T_2 \leq T \leq 3s \\ 0,4 \leq 0,73 \leq 3s$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = A.I.S. \left[ 2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[ \frac{T_2}{T} \right] = 0,15 \times 1 \times 1,55 \left[ 2,5 \times \frac{1}{4,5} \right] \cdot \left[ \frac{0,4}{0,73} \right] = 0,07$$

**IV.5.9 Le poids total de la structure ( $W_T$ ) :**

$$W_T = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

Avec :

$W_{Gi}$  : Poids du aux charges permanentes ;

$W_{Qi}$  : Poids du aux charges d'exploitation ;

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge.

$\beta = 0,2$  Pour un bâtiment à usage d'habitation.

**Tableau IV. 8** Poids de chaque niveau

Niveau	Hauteur d'étage $h_i$ (m)	$W_i$ (t)
RDC	3,40	790,99
1	6,46	777,20
2	9,52	769,61
3	12,58	762,81
4	15,54	756,01
5	18,70	750,02
6	21,76	744,50
7	24,82	697,87
		$\sum W_i = 6049,01$

**IV.5.10 Détermination l'effort tranchant (V) :**

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

$$V_x = V_y = V = 0,85 \times 0,07 \times 6049,01 = 359,916 \text{ t} = 3599,16 \text{ KN}$$

**IV.6 Les forces sismiques de chaque niveau**

Les forces sismiques de chaque niveau est donnée par la formule selon RPA 2024 :

$$F = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n W_i \times h_i}$$

La force concentrée  $F_t$  au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration, donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,07 T_0 \cdot V & \text{Si } T > 0,7s \\ F_t = 0 & \text{Si } T < 0,7s \end{cases}$$

$$T_x = T_y = 0,73 s > 0,7s \quad \text{donc } F_t = 0,07 T_0 \cdot V$$

$$F_t = 0,07 \times 0,73 \times 3599,16 = 183,92 \text{ KN}$$

**Tableau IV. 9** Forces sismiques des différents niveaux

Niveau	Wi (KN)	hi (m)	Wihi(KN. m)	Vx=Vy (KN)	Fx=Fy (KN)
<b>RDC</b>	7909,9	3,40	26893,66	470,64	109,44
<b>1</b>	7772,0	6,46	50207,12	462,43	204,30
<b>2</b>	7696,1	9,52	73266,87	457,92	298,14
<b>3</b>	7628,1	12,58	95961,50	453,87	390,50
<b>4</b>	7560,1	15,54	117483,95	449,83	478,07
<b>5</b>	7500,2	18,70	140253,73	446,26	570,73
<b>6</b>	7445,0	21,76	162003,20	442,98	659,23
<b>7</b>	6978,7	24,82	173211,33	415,23	704,84
<b>Σ</b>	<b>60490,1</b>	/	<b>839281,36</b>	<b>3599,16</b>	<b>3415,21</b>

#### IV.7 Vérification du coefficient de comportement R :

D'après RPA 2024 pour système de contreventement constitué par des voiles ( $R = 4, 5^{(b)}$ ), la résistance aux charges verticales ainsi qu'aux charges latérales est assurée, principalement, par des voiles structuraux verticaux et dont la résistance à l'effort tranchant, à la base du bâtiment, **dépasse 65 %** de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.

**Tableau IV. 10** Effort tranchant global a la base par SAP 2000

1	TABLE: Base Reactions					
2	OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX
3	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m
4	EX	LinStatic	-3415.25	5.157E-10	-3.308E-11	-9.728E-09
5	EY	LinStatic	3.844E-10	-3415.25	8.527E-12	59431.2962

**Tableau IV. 11** Effort tranchant des voiles par SAP 2000

1	TABLE: Section Cut Forces - Design						
2	SectionCut	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T
3	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m
4	VX	EX	LinStatic	26.877	2297.681	-0.003117	-2484.3154
5	VX	EY	LinStatic	-0.076	-0.553	91.995	926.584
6	VY	EX	LinStatic	30.478	258.237	-0.001837	-2534.0885
7	VY	EY	LinStatic	-0.023	-1.34	2587.267	2854.5034

$$V_{global} = 3415,25 \text{ KN}$$

$$V_{x \text{ voiles}} = 2297,68 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ voiles}} = 2587,26 \text{ KN}$$

Sens (X-X) :

$$\frac{V_{x \text{ voiles}}}{V_{global}} = \frac{2297,68}{3415,25} = 0,67 = 67\% > 65\% \quad C.V$$

Sens (Y-Y) :

$$\frac{V_{y \text{ voiles}}}{V_{global}} = \frac{2587,26}{3415,25} = 0,75 = 75\% > 65\% \quad C.V$$

Donc coefficient de comportement **R** est vérifié

#### IV.8 Vérification de la résultant des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques, V :

$$\left[ \frac{V_{dyn}}{V_{statique}} > 0,8 \right]$$

**Tableau IV. 12** Les réactions à la base par SAP 2000

1	TABLE: Base Reactions						
2	OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX
3	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m
4	EX	LinStatic		-3415.25	5.157E-10	-3.308E-11	-9.728E-09
5	EY	LinStatic		3.844E-10	-3415.25	8.527E-12	59431.2962
6	SPECTRE EX	LinRespSpec	Max	5250.531	1.422	9.551	128.863
7	SPECTR EY	LinRespSpec	Max	1.422	5686.123	4.787	99429.0527

$$V_{statique} = 3415,25 \text{ KN}$$

$$V_{x\ dyn} = 5250,53 \text{ KN}$$

$$V_{y\ dyn} = 5686,12 \text{ KN}$$

**Sens (X-X) :**

$$\frac{V_{x\ dyn}}{V_{statique}} = \frac{5250,53}{3415,25} = 1,53 > 0,8 \quad C.V$$

**Sens (Y-Y) :**

$$\frac{V_{y\ dyn}}{V_{statique}} = \frac{5686,12}{3415,25} = 1,66 > 0,8 \quad C.V$$

## IV.9 Justification de la sécurité

### IV.9.1 Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des poteaux est limité par la condition suivante selon RPA 2024

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,35$$

Avec :

$N_d$ : Effort normal maximum appliqué sur les poteaux sous les combinaisons sismiques.

$B_c$  : Section transversale des poteaux.

**Tableau IV. 13** Réactions à la base par SAP 2000

Niveau	N(MN)	a (m)	b (m)	B (m <sup>2</sup> )	V	V < 0,35
<b>RDC+1</b>	2,359	0,50	0,50	0,2500	0,36	CNV
<b>2 + 3</b>	1,727	0,45	0,45	0,2025	0,34	CNV
<b>4 + 5</b>	1,115	0,40	0,40	0,1600	0,27	CV
<b>6 + 7</b>	0,543	0,35	0,35	0,1225	0,17	CV

Les sections des poteaux (50x50) et (45x45) ne vérifient pas la condition donc on doit augmenter la section et faire les vérifications.

**Tableau IV. 14** Vérification de l'effort normal réduit après augmentation des sections

Niveau	N(MN)	a(m)	b(m)	B	V	V < 0,35
<b>RDC+1</b>	2,359	0,55	0,55	0,3025	0,31	CV
<b>2 + 3</b>	1,727	0,50	0,50	0,2500	0,28	CV
<b>4 + 5</b>	1,115	0,45	0,45	0,2025	0,22	CV
<b>6 + 7</b>	0,543	0,40	0,40	0,1600	0,13	CV

La condition de l'effort normal réduit est vérifiée pour toutes les sections adoptées pour la structure.

#### IV.9.2 Vérification de la stabilité de la structure vis-à-vis le renversement

La vérification de la stabilité de la structure contre le renversement est indispensable pour assurer sa résistance aux charges sismiques. La condition à vérifier est la suivante :

$$e = \frac{M_{renv}}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

$M$  : Moment de renversement =  $\sum W_i \times F_i$  (KN.m)

$N$  : effort normal global de la structure

Pour prendre en considération la hauteur d'ancrage en majeure effort normal par 10%  $\rightarrow N=1,1N$

$N = 1,1 \times 67564,043 = 74320,447$  KN

$B_x$  : la largeur de structure suivant x-x = 26,90m

$B_y$  : la largeur de structure suivant y-y = 20,20m

Les résultants des efforts normaux globaux de la structure et les moments de renversement sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 15** Récapitulation effort normal global de la structure et moment de renversement

Niveau	H(m)	F <sub>x</sub> =F <sub>y</sub> (KN)	M renversement
<b>RDC</b>	3,40	109,44	372,096
<b>1</b>	6,46	204,30	625,158
<b>2</b>	9,52	298,14	912,308
<b>3</b>	12,58	390,50	1194,93
<b>4</b>	15,54	478,07	1462,894
<b>5</b>	18,70	570,73	1746,433
<b>6</b>	21,76	659,23	2017,243
<b>7</b>	24,82	704,84	2156,810
$\Sigma$	/	3415,21	10487,872

**Suivante X-X :**

$$e_x = \frac{M_{renv}}{N} = \frac{10487,872}{74320,4473} = 0,14 \text{ m} \leq \frac{B_x}{4} = \frac{26,9}{4} = 7,47 \text{ m} \quad \text{C. V}$$

**Suivante Y-Y :**

$$e_y = \frac{M_{renv}}{N} = \frac{10487,872}{74320,4473} = 0,14 \text{ m} \leq \frac{B_y}{4} = \frac{20,2}{4} = 5,05 \text{ m} \quad \text{C. V}$$

## IV.10 Vérification des déplacements

### IV.10.1 Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages

Selon RPA 2024, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage du dessous ne doivent pas dépasser les limites,  $\Delta_k$ , données dans le tableau dessous :

$$v_A \cdot \Delta_K < \overline{\Delta_K}$$

Avec :

$\Delta_K$ : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k - 1" donne par l'équation suivante :

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

R: Coefficient de comportement  $R = 4,5$

$h_k$ : Hauteur de l'étage

$v_A$  : Coefficient réducteur, il est pris égal à 0.5

**Tableau IV. 16** Valeurs limites des déplacements inter-étages

Type de structure	Déplacement limite : $\overline{\Delta_K}$
Bâtiments en Acier	0.0100 $h_k$
Bâtiments en Béton Arme	0.0075 $h_k$
Bâtiments en PAF	0.0050 $h_k$
Bâtiments en Bois	0.0075 $h_k$
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	0.0050 $h_k$

Légende :  $h_k$  est la hauteur du niveau k  
Le coefficient réducteur  $v_A$ , il est égal a 0.5

Notre structure est en béton arme donc  $\overline{\Delta_K} = 0,0075h_k = 0,75\%h_k$

D'après les résultats donnés par le SAP2000, les déplacements relatifs des nœuds maitres de chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 17** Vérification du déplacement inter-étage suivant X-X

Niveau	$h_k$ (mm)	$\delta_{kx}$ (mm)	$R \cdot \delta_{kx}$ (mm)	$v_A \cdot \Delta_{KX}$	$\overline{\Delta_K}$	$v_A \cdot \Delta_{KX} < \overline{\Delta_K}$
7	3060	18,40	82,80	3,99	22,95	C.V
6	3060	16,36	74,83	4,86	22,95	C.V
5	3060	14,47	65,12	5,56	22,95	C.V
4	3060	12	54	6,19	22,95	C.V
3	3060	9,25	41,63	6,33	22,95	C.V
2	3060	6,44	28,98	6,19	22,95	C.V
1	3060	3,69	16,61	5,27	22,95	C.V
RDC	3400	1,35	6,08	3,04	25,5	C.V

**Tableau IV. 18 Vérification du déplacement inter-étage suivant Y-Y**

Niveau	$h_k$ (mm)	$\delta_{ky}$ (mm)	$R \cdot \delta_{ky}$ (mm)	$v_A \cdot \Delta_{KY}$	$\overline{\Delta_K}$	$v_A \cdot \Delta_{KY} < \overline{\Delta_K}$
7	3060	15,29	68,81	3,31	22,95	C.V
6	3060	13,82	62,19	4,07	22,95	C.V
5	3060	12,01	54,05	4,71	22,95	C.V
4	3060	9,92	44,64	5,20	22,95	C.V
3	3060	7,61	34,25	5,27	22,95	C.V
2	3060	5,27	23,72	5,13	22,95	C.V
1	3060	2,99	13,46	4,30	22,95	C.V
RDC	3400	1,08	4,86	2,43	25,5	C.V

#### IV.10.1 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Selon RPA 2024, 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 :

$$\theta_K = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,1$$

Avec :

$P_K$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k" ;

$$P_K = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

$V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau "k" ;

$\Delta_K$  : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1" ;

$h_K$  : Hauteur de l'étage "k".

-Si  $0,1 \leq \theta_K \leq 0,2$ , les effets (P-Δ) peuvent être approximativement pris en compte en amplifiant les effets de l'action sismique calculée à partir d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur :  $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

-Si  $\theta_K > 0,2$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Suivant X-X :

**Tableau IV. 19** Vérification de l'effet P-Delta (Sens X-X)

Niveau	$h_k$ (m)	$\Delta_{KX}$ (m)	$P_K$ (KN)	$P_K$ Cumulé (KN)	$V_{KX}$ (KN)	$V_{KX}$ Cumulé (KN)	$\theta_x$	$\theta_x < 0,1$
7	3,06	0,00797	6978,7	6978,70	415,23	415,23	0,044	C.V
6	3,06	0,00971	7445	14423,7	442,98	858,21	0,053	C.V
5	3,06	0,01112	7500,2	21923,9	446,26	1304,47	0,061	C.V
4	3,06	0,01237	7560,1	29484	449,83	1754,3	0,067	C.V
3	3,06	0,01265	7628,1	37112,1	453,87	2208,17	0,069	C.V
2	3,06	0,01237	7696,1	44808,2	457,92	2666,09	0,068	C.V
1	3,06	0,01053	7772	52580,2	462,43	3128,52	0,057	C.V
RDC	3,4	0,00608	7909,9	60490,1	470,64	3599,16	0,033	C.V

Suivant Y-Y :

**Tableau IV. 20** Vérification de l'effet P-Delta (Sens Y-Y)

Niveau	$h_k$ (m)	$\Delta_{KY}$ (m)	$P_K$ (KN)	$P_K$ Cumulé (KN)	$V_{KY}$ (KN)	$V_{KY}$ Cumulé (KN)	$\theta_y$	$\theta_y < 0,1$
7	3,06	0,00662	6978,7	6978,70	415,23	415,23	0,036	C.V
6	3,06	0,00814	7445	14423,7	442,98	858,21	0,044	C.V
5	3,06	0,000941	7500,2	21923,9	446,26	1304,47	0,051	C.V
4	3,06	0,01039	7560,1	29484	449,83	1754,3	0,057	C.V
3	3,06	0,01053	7628,1	37112,1	453,87	2208,17	0,058	C.V
2	3,06	0,01026	7696,1	44808,2	457,92	2666,09	0,056	C.V
1	3,06	0,00860	7772	52580,2	462,43	3128,52	0,047	C.V
RDC	3,4	0,00608	7909,9	60490,1	470,64	3599,16	0,033	C.V

### Conclusion

Après cette étude dynamique, nous constatons que le bâtiment étudié répond à toutes les exigences du règlement parasismique algérien RPA 2024.

Sur la base de ces résultats, nous pouvons conclure que le bâtiment est conçu selon des normes parasismiques rigoureuses, avec des dimensions adéquates pour ses éléments structure.

# **Chapitre V: Etude des éléments structuraux**

## V.1 Introduction

Notre structure est un ensemble tridimensionnel rigide composé de poteaux, poutres et voiles capable de résister à l'ensemble des forces verticales et horizontales, y compris les sollicitations sismiques. Les éléments structuraux jouent un rôle essentiel dans la résistance globale aux séismes et dans la répartition des efforts.

Pour le dimensionnement du ferrailage, le logiciel SAP2000 a été utilisé afin de déterminer les efforts internes selon les différentes combinaisons des charges. Les calculs des ferrillages sont conformes aux normes CBA93, BAEL91 et RPA 2024 avec :

- Les poteaux et les voiles calculés en flexion composé.
- Les poutres calculées en flexion simple.

## V.2 Les poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux, assurant la transmission des charges des niveaux aux fondations et ils sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal donc les calculs sont fait en flexion composée.

### Combinaisons des charges

Selon le BAEL91, les combinaisons des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

- **ELU** :  $1,35 G + 1,5 Q$
- **ELS** :  $G + Q$

Selon le RPA 2024, les combinaisons des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E_1 \\ G + \psi \cdot Q + E_2 \end{cases} \quad \begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases}$$

### Sollicitations à considérer

Les sollicitations à considérer pour le calcul du ferrailage sont :

- N max  $\Rightarrow$  M correspondant. (ELU)
- M max  $\Rightarrow$  N correspondant. ( $G + \psi \cdot Q + E_1$ )
- N min  $\Rightarrow$  M correspondant. ( $G + \psi \cdot Q + E_2$ )

Chacune des combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au max de ces valeurs (cas plus défavorable).

Les sollicitations sont tirées directement du logiciel SAP2000, les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

### V.2.1 Sollicitations max des poteaux à l'ELU

**Tableau V. 1** Récapitulation des Sollicitations max des poteaux à l'ELU

Niveau	B (cm <sup>2</sup> )	ELU		G + $\psi$ .Q + E <sub>1</sub>		G + $\psi$ .Q + E <sub>2</sub>	
		N max (KN)	M cor (KN.m)	M max (KN.m)	N cor (KN)	N min (KN)	M cor (KN.m)
<b>RDC+1<sup>er</sup></b>	55×55	2254,76	14,73	150,92	983,74	331,47	46,11
<b>2<sup>émé</sup> + 3<sup>émé</sup></b>	50×50	2118,19	37,15	155,25	708,18	245,78	41,83
<b>4<sup>émé</sup> + 5<sup>émé</sup></b>	45×45	1410,85	35,61	123,28	441,48	106,88	12,74
<b>6<sup>émé</sup> + 7<sup>émé</sup></b>	40×40	709,90	23,10	84,92	143,90	43,52	26,38

### V.2.2 Calcul du ferrailage

#### Armatures longitudinales :

D'après le RPA 2024 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :
- Leur pourcentage minimal sera de 0.9 % (zone III).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 8 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50 $\emptyset$  (zone III)
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm (zone III).

#### Calcule Armatures longitudinales :

On prend le poteau RDC comme exemple de calcul et les autres types poteaux des autres niveaux, on recapitule les résultats dans un tableau.

Poteau RDC (55 × 55)cm<sup>2</sup>

$$a = b = 55cm ; d = 49,5cm ; d' = 5,5cm ; \sigma_{st} = 347,826MPa ; F_e = 400MPa$$

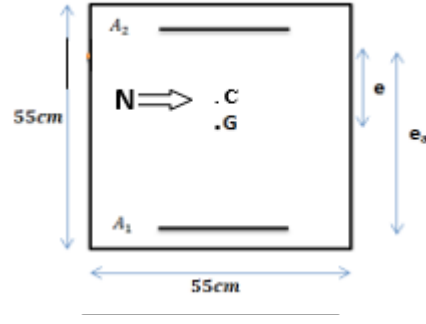
$$\gamma_s = 1,15 ; \gamma_b = 1,5 ; f_{c28} = 25MPa ; f_{bc} = 14,17MPa$$

**Calcul d'excentricité :**

$$N_u = 2254,76 \text{KN} \quad M_u = 14,73 \text{KN.m}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{14,73}{2254,76} = 0,007 \text{m} = 0,7 \text{cm}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,7 + \frac{55}{2} - 5,5 = 22,7 \text{cm}$$



N effort de compression, centre de pression entre G et le: et la Condition des domaines 4- et -5- Vérifiée

Moment fictive  $M_a$  :  $M_a = N_u \cdot e_a$

$$M_a = 2,25476 \times 0,227 = 0,512 \text{MN.m}$$

Domaine 4-5 : Section entièrement comprimée

$$N_u(d - d') - M_a < (0,5h - d')b h f_{bc}$$

$$0,4800 < 0,94 \quad \text{C.V donc domaine 4}$$

Donc on a une section entièrement comprimée avec armature inférieure tendue ( $A_1 = 0$ )

$$A_2 = \frac{1}{\sigma_{sc}} [N_u - (1 - \chi)b h f_{bc}]$$

$$\chi = \frac{0,5 - \frac{d'}{h} - \frac{(d - d')N_u - M_a}{b h^2 f_{bc}}}{\frac{6}{7} - \frac{d'}{h}} \quad \text{avec } \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{MPa}$$

$$\chi = \frac{0,5 - \frac{0,055}{0,55} - \frac{(0,495 - 0,055)2,25476 - 0,512}{0,55 \times 0,55^2 \times 14,17}}{\frac{6}{7} - \frac{0,055}{0,55}} = 0,26$$

$$A_2 = \frac{1}{347,82} [2,25476 - (1 - 0,26) \times 0,55 \times 0,55 \times 14,17] = -2,63 \times 10^{-3} \text{m}^2$$

$$A_2 = -26,36 \text{cm}^2$$

Le ferrailage est négatif, alors on va ferrailer avec le min du RPA 2024

- $A_{min} = 0,9\%b \cdot h$  (Zone III) =  $0,9\% \times 55 \times 55 = 27,23 \text{cm}^2$
- Zone courante :

$$A_{max} = 4\%b \cdot h = 4\% \times 55 \times 55 = 121 \text{cm}^2$$

- Zone de recouvrement :

$$A_{max} = 8\%b \cdot h = 8\% \times 55 \times 55 = 242 \text{cm}^2$$

choix : 10 T16 + 4 T16

$$A_{st} = 20,11 + 8,04 = 28,15 \text{cm}^2$$

De la même manière, on calcule le ferrailage dû aux autres sollicitations, et on le regroupe dans le tableau suivant :

**Tableau V. 2** Récapitulation des calculs ferrailage des poteaux utilisant N max et M cor

Section poteau (cm <sup>2</sup> )	N max (MN)	M cor (MN.m)	$e_a$ (m)	MA (MN.m)	A <sub>1</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>2</sub> cm <sup>2</sup>
<b>55×55</b>	2254,76	14,73	0,227	0,512	0	-26,36
<b>50×50</b>	2118,19	37,15	0,218	0,461	0	-16,51
<b>45×45</b>	1410,85	35,61	0,205	0,289	0	-17,22
<b>40×40</b>	709,90	23,10	0,192	0,137	0	-14,35

**Tableau V. 3** Récapitulation des calculs ferrailage des poteaux utilisant M max et N cor

Section poteau (cm <sup>2</sup> )	M max (KN.m)	N cor (KN)	$e_a$ (m)	MA (MN.m)	$\mu_u$	$\alpha$	Z (m)	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>55×55</b>	150,92	983,74	0,373	0,367	0,192	0,269	0,442	-4,37
<b>50×50</b>	155,25	708,18	0,419	0,297	0,207	0,293	0,397	1,12
<b>45×45</b>	123,28	441,48	0,459	0,203	0,194	0,272	0,361	3,45
<b>40×40</b>	84,92	143,90	0,750	0,108	0,147	0,199	0,331	5,23

**Tableau V. 4** Récapitulation des calculs ferrailage des poteaux utilisant N min et M cor

Section poteau (cm <sup>2</sup> )	N min (KN)	M cor (KN.m)	$e_a$ (m)	MA (MN.m)	$\mu_u$	$\alpha$	Z (m)	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>55×55</b>	331,47	46,11	0,359	0,119	0,062	0,081	0,479	-2,39
<b>50×50</b>	245,78	41,83	0,370	0,090	0,063	0,082	0,435	-1,06
<b>45×45</b>	106,88	12,74	0,299	0,032	0,031	0,039	0,399	-0,77
<b>40×40</b>	43,52	26,38	0,766	0,033	0,045	0,058	0,352	1,48

Après calcul des toutes les sollicitations pour trouver le ferrailage, on prend les sections de ferrailage max entre les différents types des poteaux pour la section finale (cas le plus défavorable). Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

**Tableau V. 5** Récapitulation des calculs ferrailages poteaux pour cas le plus défavorable

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Domaine	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )		A <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>st</sub> Choisis	
			0,9%	Courante 4%	recouv 8%		Choix	Section (cm <sup>2</sup> )
<b>RDC+1<sup>er</sup></b>	55×55	4 SEC	27,23	121	242	-26,36	10T16+4T16	28,15
<b>2<sup>émé</sup> + 3<sup>émé</sup></b>	50×50	4 SEC	22,5	100	200	-16,51	8T16+4T16	24,12
<b>4<sup>émé</sup> + 5<sup>émé</sup></b>	45×45	4 SEC	18,23	81	162	-17,22	8T14+4T14	18,48
<b>6<sup>émé</sup> + 7<sup>émé</sup></b>	40×40	4 SEC	14,4	64	128	-14,35	8T16	16,08

### Calcul armatures transversales

D'après le RPA 2024 les armatures transversales des poteaux sont déterminées en utilisant la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

$A_t$  : Section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale

$V_u$  : Effort tranchant de calcul

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute dans la direction considérée

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale :  $f_e = 235$  MPa ;

$\rho_a$  : Coefficient correcteur :  $\begin{cases} \rho_a = 2,5 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

$t$  : Espacement des armatures transversales. La valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale (zone critique)  $t \leq \min(10 \cdot \phi_l; 12,5 \text{ cm})$  **zone III**  
Avec :  $\phi_l$  : diamètre minimal des barres longitudinales
- Dans la zone courante :  $t' \leq 15 \times \phi_l$  **zone III**

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau :  $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$  ou  $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$

$a, b$  : Dimensions du poteau.

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau :  $l_f = 0,7 \times l_0$  (Pour étage multiple)

$l_0$  : Hauteur libre du poteau :  $l_0 = h_{étage} - h_{plancher(16+5)}$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Poteaux	h (m)	V <sub>u</sub> (KN)	λ <sub>g</sub>	ρ	t (cm)	t' (cm)	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
RDC	0,55	13,72	4,01	3,75	12,5	30	0,498	Ø8
1	0,55	34,01	3,57	3,75	12,5	30	1,233	Ø8
2	0,50	28,43	3,93	3,75	12,5	30	1,134	Ø8
3	0,50	39,41	3,93	3,75	12,5	30	1,572	Ø8
4	0,45	33,10	4,37	3,75	12,5	24	1,467	Ø8
5	0,45	42,24	4,37	3,75	12,5	24	1,872	Ø8
6	0,40	30,86	4,92	3,75	12,5	24	1,538	Ø8
7	0,40	38,94	4,92	3,75	12,5	24	1,942	Ø8

Tableau V. 6 Ferrailage transversal des poteaux

**Calcul des longueurs de recouvrement :**

D'après le RPA 2024, La longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r \geq 50\phi_L \text{ pour Zone III}$$

Tableau V. 7 Longueur de recouvrement des poteaux

φ <sub>L(max)</sub> (mm)	L <sub>r</sub> (cm)	L <sub>r</sub> choisi (mm)
Ø20	100	100
Ø16	80	80

$$L_{cr} = \max \left( 1,5h_c, \frac{L_{cL}}{6}, 60 \text{ cm} \right)$$

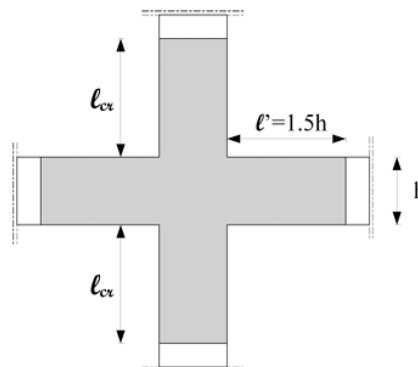


Figure V. 1 Détail de zone nodale [6]

(a=b) (cm)	L <sub>cl</sub> (cm)	L <sub>cr</sub> (cm)
55	340	82,5
50	306	75
45	306	67,5
40	306	60

Figure V. 2 Longueur de la zone nodale des poteaux

**ELS**

Les valeurs de sollicitation des poteaux à ELS sont récapitulées dans le tableau suivant :

Figure V. 3 Sollicitation des poteaux à ELS

Niveau	B (cm <sup>2</sup> )	ELS	
		N <sub>s</sub> max (KN)	M <sub>s</sub> max (KN.m)
RDC+1 <sup>er</sup>	55×55	1980,67	59,65
2 <sup>émé</sup> + 3 <sup>émé</sup>	50×50	1548,00	59,41
4 <sup>émé</sup> + 5 <sup>émé</sup>	45×45	1031,44	58,81
6 <sup>émé</sup> + 7 <sup>émé</sup>	40×40	519,58	57,89

Pour le poteau le plus sollicité (55×55) cm<sup>2</sup>

$$M_s = 59,65 \text{ KN.m} \quad N_s = 1980,67 \text{ KN}$$

$$e_1 = \frac{-\left[\frac{b h^3}{12} + b h e^2 + n A_2 \left(-e + \frac{h}{2} - d'\right)^2 + n A_1 \left(-e + \frac{h}{2} - d\right)^2\right]}{-b h e + n A_2 \left(-e + \frac{h}{2} - d'\right)^2 + n A_1 \left(-e + \frac{h}{2} - d\right)^2} = 0,18$$

$$|e_1| < h/2 + e = 0,18 < 0,2757$$

L'axe neutre à l'intérieur donc la section est partiellement comprimée (Voire partie de section partiellement comprimée à ELS )

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,059}{1.98067} = 0,03 \text{ m}$$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{0,55}{2} + e_1 - 0,03$$

$$e_1 + p \cdot e_1 + q = 0$$

$$P = -3 \left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6 n A_{sc}}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d'\right) + \frac{6 n A_{st}}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)$$

$$p = -3 \times \left(0,03 - \frac{0,55}{2}\right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 28,15 \times 10^{-4}}{0,55} \times \left(0,03 - \frac{0,55}{2} + 0,495\right) = -0,0649 \text{ m}^2$$

$$q = 2 \left( e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6 n A_{sc}}{b} \left( e - \frac{h}{2} + d' \right)^2 - \frac{6 n A_{st}}{b} \left( e - \frac{h}{2} + d \right)^2$$

$$q = 2 \times \left(0,03 - \frac{0,55}{2}\right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 28,15 \times 10^{-4}}{0,55} \times \left(0,03 - \frac{0,55}{2} + 0,495\right)^2 = -0,0582 \text{ m}^2$$

Méthode des interactions successives :

$$e_1 = \sqrt[3]{(-pe_1 - q)} \quad , \text{ On prend la valeur initiale de : } e_1 = 1 \text{ m}$$

$$e_1 = \sqrt[3]{(0,0649 \times 1 - (-0,0582))} = 0,49 \text{ m}$$

$e_1$ choisi	1	0,49	0,45	0,44
$e_1$ trouve	0,49	0,45	0,44	0,44

Donc après itération on prend :  $e_1 = 0,44 \text{ m}$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{0,55}{2} + 0,44 - 0,03 = 0,685 \text{ m}$$

$$S = \frac{b \times x^2}{2} - nA_{st}(d - x)$$

$$S = \frac{0,55 \times 0,685^2}{2} - 15 \times 28,15 \times 10^{-4} \times (0,495 - 0,685) = 0,137 \text{ m}^3$$

**Vérification des contraintes :**

- **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times x}{S} = \frac{1980,67 \times 10^{-3} \times 0,685}{0,137} = 9,90 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad C.V$$

- **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{nN_s(d - x)}{S}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 1980,67 \times 10^{-3} \times (0,495 - 0,685)}{0,137} = 41,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \quad C.V$$

**Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{13,72 \times 10^{-3}}{0,55 \times 0,495} = 0,05 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

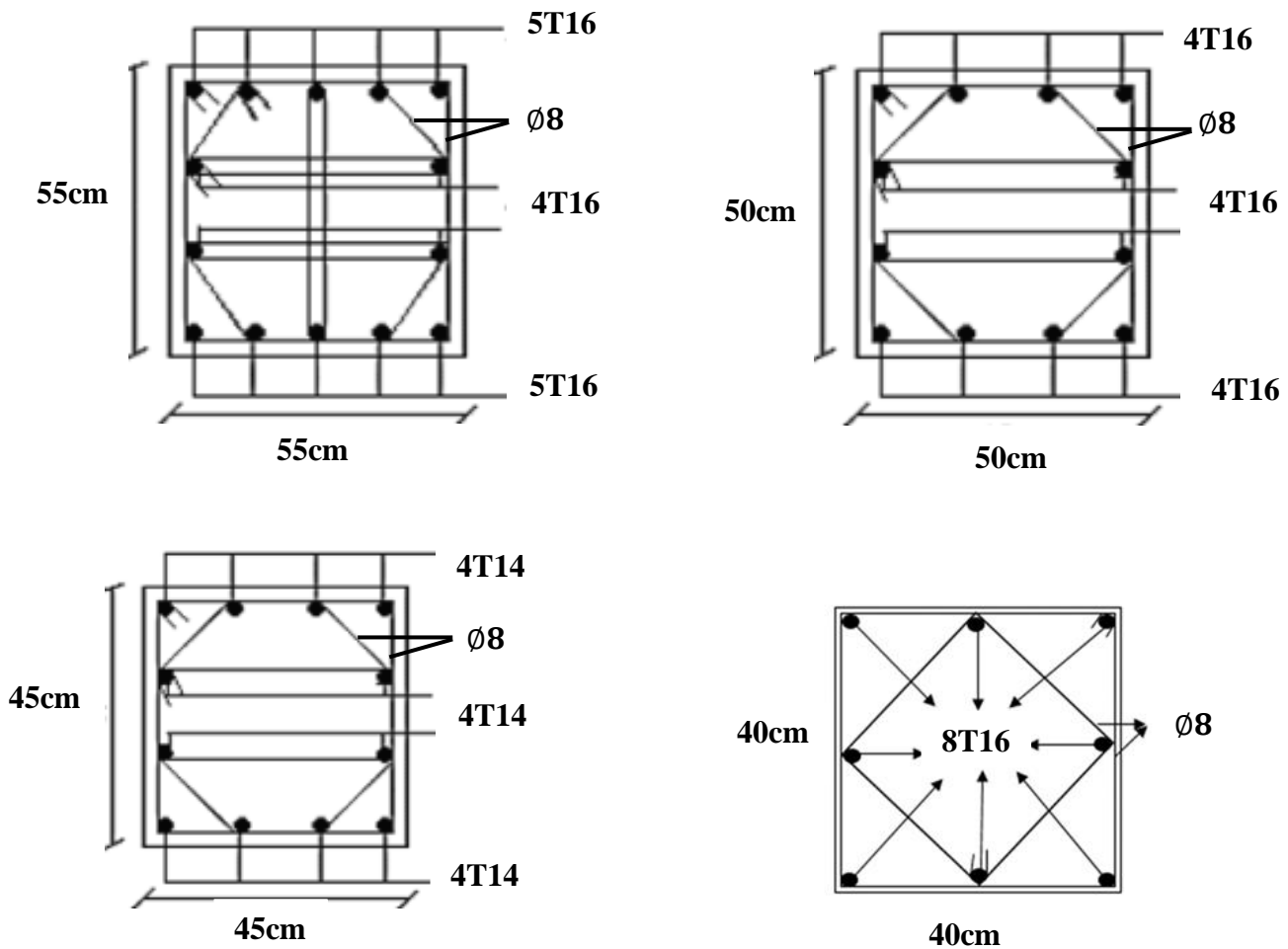
$$\tau_u < \overline{\tau}_u \quad C.V$$

De la même manière, on calcule le ferrailage à ELS dû aux autres types des poteau, et on le regroupe dans le tableau suivant :

**Tableau V. 8** Vérification à ELS des poteaux

Niveau	$A_{st}$	$\sigma_{st}$	$\overline{\sigma}_{st}$	$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
RDC+1 <sup>er</sup>	28,15	41,20	201.63	CV	9,90	15	CV
2 <sup>émé</sup> + 3 <sup>émé</sup>	24,12	45,1	201,63	CV	8,02	15	CV
4 <sup>émé</sup> + 5 <sup>émé</sup>	18,48	39,44	201.63	CV	5,56	15	CV
6 <sup>émé</sup> + 7 <sup>émé</sup>	16,08	10,32	201.63	CV	6,73	15	CV

Le schéma du ferrailage des toutes les type des poteaux est illustré sur la figure suivante :



**Figure V. 4** Schéma de ferrailage des poteaux

### V.3 Poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux. Il s'agit des éléments principalement soumis à la flexion simple (à l'effort tranchant).

Dans notre structure on a deux types de poutres :

- Poutres principales : sont des éléments porteurs chargés servent à reprendre les charges et surcharges de plancher pour les transmettre aux poteaux.
- Poutres secondaires : servent à relier les portiques pour assurent le chaînage.

#### Combinaisons des charges :

Selon BAEL91 :

- ELU :  $1,35G + 1,5Q$
- ELS :  $G+Q$

Selon RPA99 V2003 :

- $G + \psi.Q + E_1$
- $G + \psi.Q + E_2$

#### V.3.1 Les sollicitations des Poutres

Les résultats des moments et des efforts tranchantes des poutres principales et secondaires pour toutes les combinaisons sont données par logiciel « SAP 2000 » sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V. 9** Sollicitations des Poutres

Section (cm <sup>2</sup> )	ELU		G + $\psi.Q + E_1$		G + $\psi.Q + E_2$		ELS		V <sub>max</sub> (KN)
	M <sub>travée</sub> KN.m	M <sub>appui</sub> KN.m	M <sub>travée</sub> KN.m	M <sub>appui</sub> KN.m	M <sub>travée</sub> KN.m	M <sub>appui</sub> KN.m	M <sub>travée</sub> KN.m	M <sub>appui</sub> KN.m	
PP (30x40)	61,66	87,53	104,98	136,28	143,08	145,25	44,97	63,78	104,79
PS (30x40)	36,42	66,56	82,08	135,51	82,06	123,64	26,74	48,56	53,15

#### V.3.2 Ferrillages des poutres

##### Armatures longitudinales

D'après le RPAV2024 on a :

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximal des aciers longitudinaux est de :  
- 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \varnothing$  en zone III.

### V.3.3 Ferrailages des poutres principale

On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale du RDC.

- **ELU :**

$$M_{ut} = 104,98 \text{KN.m} \quad ; \quad M_{ua} = 136,28 \text{KN.m}$$

Avec :

$$b = 0,3 \text{ m} ; h = 0,4 ; d = 0,36 \text{ m} ; d' = 0,04 \text{ m} ; \sigma_{st} = 347,826 \text{ MPa} ;$$

$$F_e = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; \gamma_b = 1,5 ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

✓ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,10498}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,17} = 0,190$$

$$\mu_u = 0,190 < \mu_R = 0,392 \quad \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,190}) = 0,266$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,266) = 0,322 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,10498}{0,322 \times 347,82} = 9,37 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 9,37 \text{ cm}^2$$

Choix :

$$A_{st} = 6 \text{ T16} = 12,06 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armateur de montage} = 3 \text{ T12} = 3,39 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,36 \times 2,1}{400} = 1,30 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{st} \quad C.V$$

En Appui :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,13628}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,17} = 0,247$$

$$\mu_u = 0,247 < \mu_R = 0,392 \quad \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,247}) = 0,359$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,359) = 0,308 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,13628}{0,308 \times 347,82} = 12,72 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 12,72 \text{ cm}^2$$

Choix :

$$A_{st} = 8 \text{ T16} = 16,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armateur de montage} = 4 \text{ T12} = 4,52 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,36 \times 2,1}{400} = 1,30 \times 10^{-4} m^2 = 1,30 cm^2$$

$$A_{min} < A_{st} \quad C.V$$

• **ELS :**

En travée :

$$M_{st} = 26,74 KN.m \quad ; \quad M_{sa} = 48,56 KN.m$$

$$X = n \times \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \times \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st} + d' \times A_{sc}}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{12,06 \times 10^{-4}}{0,3} \times \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times 0,3 \times 0,36 \times 12,06 \times 10^{-4}}{15 \times (12,06 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0,16 m = 16 cm$$

$$I = b \times \frac{X^3}{3} + n \times A_{sc} \times (X - d')^2 + n \times A_{st} \times (d - X)^2$$

$$I = 0,3 \times \frac{0,16^3}{3} + 15 \times 12,06 \times 10^{-4} \times (0,36 - 0,16)^2 = 11,33 \times 10^{-4} m^4$$

**Vérification des contraintes :**

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = \frac{26,74 \times 10^{-3} \times 0,16}{11,33 \times 10^{-4}} = 3,78 MPa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 MPa$$

• **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = \min \left( \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = 201,63 MPa$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - X)}{I} = \frac{15 \times 26,74 \times 10^{-3} \times (0,36 - 0,16)}{11,33 \times 10^{-4}} = 70,80 MPa$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 3,78 \leq 15 \\ 70,88 \leq 201,63 \end{cases} \quad \begin{matrix} (C.V) \\ (C.V) \end{matrix}$$

En Appui :

$$X = n \times \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \times \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st} + d' \times A_{sc}}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{16,08 \times 10^{-4}}{0,3} \times \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times 0,3 \times 0,36 \times 16,08 \times 10^{-4}}{15 \times (16,08 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0,17 \text{ m} = 17 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{X^3}{3} + n \times A_{sc} \times (X - d')^2 + n \times A_{st} \times (d - X)^2$$

$$I = 0,3 \times \frac{0,17^3}{3} + 15 \times 16,08 \times 10^{-4} \times (0,405 - 0,16)^2 \rightarrow I = 1,36 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

**Vérification des contraintes :**

- **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = \frac{48,56 \times 10^{-3} \times 0,17}{1,36 \times 10^{-3}} = 6,07 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - X)}{I} = \frac{15 \times 48,56 \times 10^{-3} \times (0,36 - 0,17)}{1,36 \times 10^{-3}} = 101,76$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 6,07 \leq 15 & C.V \\ 101,76 \leq 201,63 & C.V \end{cases}$$

**Vérification des conditions du RPA :**

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 0,5\% \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

Il faut :  $A_{min} \leq A_{st \text{ cal}}$

**En travée :**

$$6 \leq 12,06 + 3,39 = 15,45 \text{ cm}^2 \quad C.V$$

**En appui :**

$$6 \leq 16,08 + 4,52 = 20,6 \text{ cm}^2 \quad C.V$$

**Armatures maximales :**

$$\text{En zone courante : } A_{max} = 4\% \times b \times h = 4\% \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone nodale : } A_{max} = 6\% \times b \times h = 6\% \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

**Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) = \text{min} \left( 1,2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10} \right) = \text{min} (1,2; 1,14; 3)$$

$$\phi_t \leq 1,14 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

- **L'espacement des barres :**

D'après le RPA 2024

- **Zone Nodale :**

$$S_t \leq \text{min} \left( \frac{h}{4}; 24 \times \phi_t; 17,5 \text{ cm}; 6 \times \phi_l \right) = \text{min} \left( \frac{40}{4}; 24 \times 0,8; 17,5 \text{ cm}; 6 \times 1,2 \right)$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \quad \text{On prend : } S_t = 10 \text{ cm.}$$

- **Zone courante :**

$$S_t' \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t' \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \quad \text{On prend : } S_t' = 20 \text{ cm.}$$

- ❖ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{53,15 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36} = 0,49 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{min} \left( \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \text{min} \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,49 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

- ❖ **Vérification de la flèche (BA EL 91) :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1 \times M_s}{18 \times M_u} \rightarrow \frac{0,4}{5} = 0,08 \geq \frac{48,56 \times 10^{-3}}{18 \times 136,28 \times 10^{-3}} = 0,02 \quad \text{C.V} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,4}{5} = 0,08 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \quad \text{C.V} \\ \frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } \frac{12,06 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,36} = 11,16 \times 10^{-3} \leq \frac{4,2}{400} = 1,05 \times 10^{-2} \quad \text{C.V} \\ \text{En Appui : } \frac{16,08 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,36} = 14,88 \times 10^{-3} \leq \frac{4,2}{400} = 1,05 \times 10^{-2} \quad \text{C.V} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

### V.3.4 Ferrailage poutre secondaire

On va prendre comme exemple de calcul la poutre secondaire du RDC.

- ELU :

$$M_{ut} = 82,08 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ua} = 135,51 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,3 \text{ m} ; h = 0,4 ; d = 0,36 \text{ m} ; d' = 0,04 \text{ m} ; \sigma_{st} = 347,826 \text{ MPa} ;$$

$$F_e = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; \gamma_b = 1,5 ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,08208}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,17} = 0,149$$

$$\mu_u = 0,149 < \mu_R = 0,392 \quad \text{Donc une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,149}) = 0,203$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,203) = 0,331 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,08208}{0,331 \times 347,82} = 7,13 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 7,13 \text{ cm}^2$$

Choix :

$$A_{st} = 6T14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armateur montage} = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,36 \times 2,1}{400} = 1,30 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{st} \quad C.V$$

En Appui :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,13551}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,17} = 0,246$$

$$\mu_u = 0,246 < \mu_R = 0,392 \quad \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,246}) = 0,359$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,359) = 0,308 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,13551}{0,308 \times 347,82} = 12,65 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 12,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 8T16 = 16,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armateur de montage} = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,36 \times 2,1}{400} = 1,30 \times 10^{-4} m^2 = 1,30 cm^2$$

$A_{min} < A_{st}$       C.V

• **ELS :**

En travée :

$M_{st} = 44,97 KN.m$       ;       $M_{sa} = 63,78 KN.m$

Simple armature

$A_{sc} = 0$

$$X = n \times \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \times \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st} + d' \times A_{sc}}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{9,24 \times 10^{-4}}{0,3} \times \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times 0,3 \times 0,36 \times 9,24 \times 10^{-4}}{15 \times (9,24 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0,14 m = 14 cm$$

$$I = b \times \frac{X^3}{3} + n \times A_{sc} \times (X - d')^2 + n \times A_{st} \times (d - X)^2$$

$$I = 0,3 \times \frac{0,14^3}{3} + 15 \times 9,24 \times 10^{-4} \times (0,36 - 0,14)^2 = 9,45 \times 10^{-4} m^4$$

❖ **Vérification des contraintes :**

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = \frac{44,97 \times 10^{-3} \times 0,14}{9,45 \times 10^{-4}} = 6,66 MPa$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 MPa$$

• **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = \min \left( \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = 201,63 MPa$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - X)}{I} = \frac{15 \times 44,97 \times 10^{-3} \times (0,36 - 0,14)}{9,45 \times 10^{-4}} = 157,03 MPa$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 6,66 \leq 15 & C.V \\ 157,03 \leq 201,63 & C.V \end{cases}$$

En Appui :

Simple armature

$A_{sc} = 0$

$$X = n \times \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \times \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st} + d' \times A_{sc}}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{16,08 \times 10^{-4}}{0,3} \times \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times 0,3 \times 0,36 \times 16,08 \times 10^{-4}}{15 \times (16,08 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0,17 \text{ m} = 17 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{X^3}{3} + n \times A_{sc} \times (X - d')^2 + n \times A_{st} \times (d - X)^2$$

$$I = 0,3 \times \frac{0,17^3}{3} + 15 \times 16,08 \times 10^{-4} \times (0,405 - 0,16)^2 \rightarrow I = 1,36 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

❖ **Vérification des contraintes :**

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = \frac{63,78 \times 10^{-3} \times 0,17}{1,36 \times 10^{-3}} = 7,97 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

• **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - X)}{I} = \frac{15 \times 63,78 \times 10^{-3} \times (0,36 - 0,17)}{1,36 \times 10^{-3}} = 133,66$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 7,97 \leq 15 & C.V \\ 133,66 \leq 201,63 & C.V \end{cases}$$

❖ **Vérification des conditions du RPA :**

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 0,5\% \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

Il faut :  $A_{min} \leq A_{st \text{ cal}}$

**En travée :**

$$6 \leq 9,24 + 3,39 = 12,63 \text{ cm}^2 \quad C.V$$

**En appui :**

$$6 \leq 16,08 + 4,52 = 20,6 \text{ cm}^2 \quad C.V$$

❖ **Armatures maximales :**

$$\text{En zone courante : } A_{max} = 4\% \times b \times h = 4\% \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone nodale : } A_{max} = 6\% \times b \times h = 6\% \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

• **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \phi_{lmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) = \text{min} \left( 1,2 ; \frac{40}{35} ; \frac{30}{10} \right) = \phi_t \leq \text{Min} (1,2 ; 1,14 ; 3)$$

$$\phi_t \leq 1,14 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

❖ **L'espace des barres :**

D'après le RPA 2024

• **Zone Nodale :**

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 24 \times \phi_t; 17,5 \text{ cm}; 6 \times \phi_l \right) = \min \left( \frac{40}{4}; 24 \times 0,8; 17,5 \text{ cm}; 6 \times 1,2 \right)$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \quad \text{On prend : } S_t = 10 \text{ cm.}$$

• **Zone courante :**

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \quad , \text{ On prend : } S_t' = 20 \text{ cm.}$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{104,97 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36} = 0,97 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,97 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad C.V$$

❖ **Vérification de la flèche (BAEL 91) :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1 \times M_s}{18 \times M_u} \rightarrow \frac{0,4}{5} = 0,08 \geq \frac{463,78 \times 10^{-3}}{18 \times 135,51 \times 10^{-3}} = 0,03 \quad C.V \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,4}{5} = 0,08 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \quad C.V \\ \frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } \frac{9,24 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,36} = 8,55 \times 10^{-3} \leq \frac{4,2}{400} = 1,05 \times 10^{-2} \quad C.V \\ \text{En Appui : } \frac{16,08 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,36} = 14,88 \times 10^{-3} \leq \frac{4,2}{400} = 1,05 \times 10^{-2} \quad C.V \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Les schémas des ferrailrages des poutres sont :

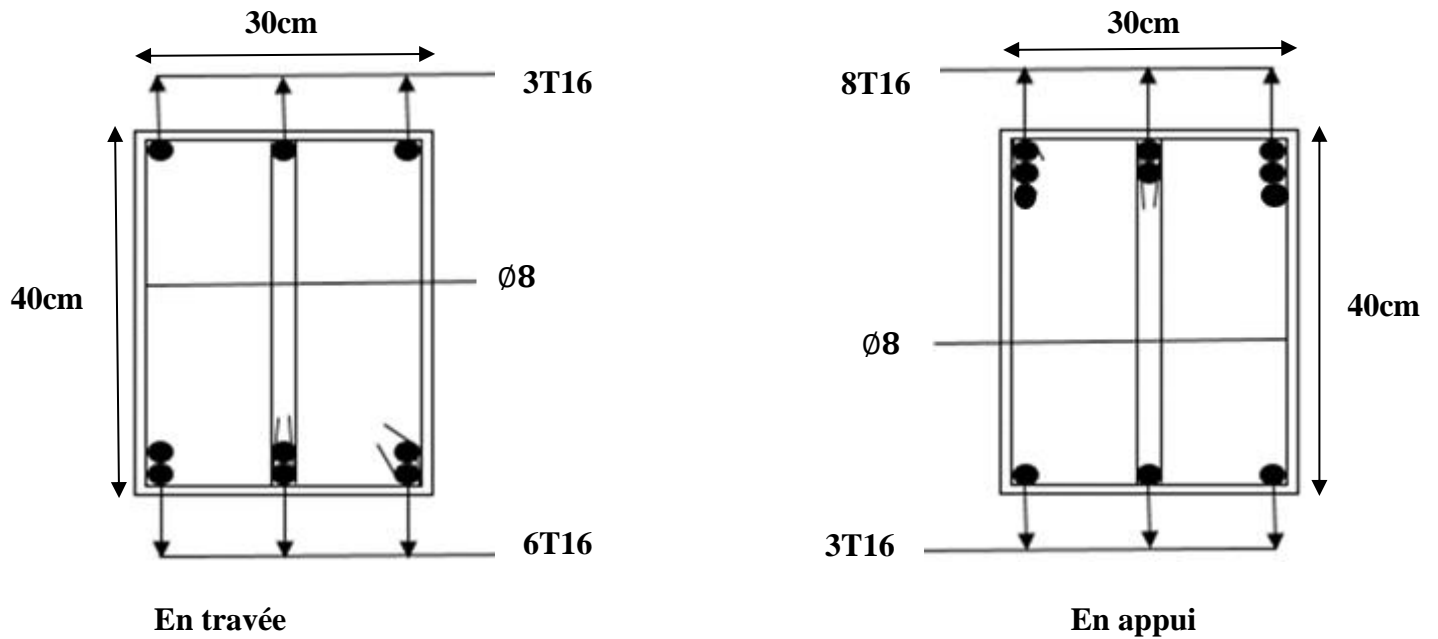


Figure V. 5 Schéma ferrailage des poutres principales

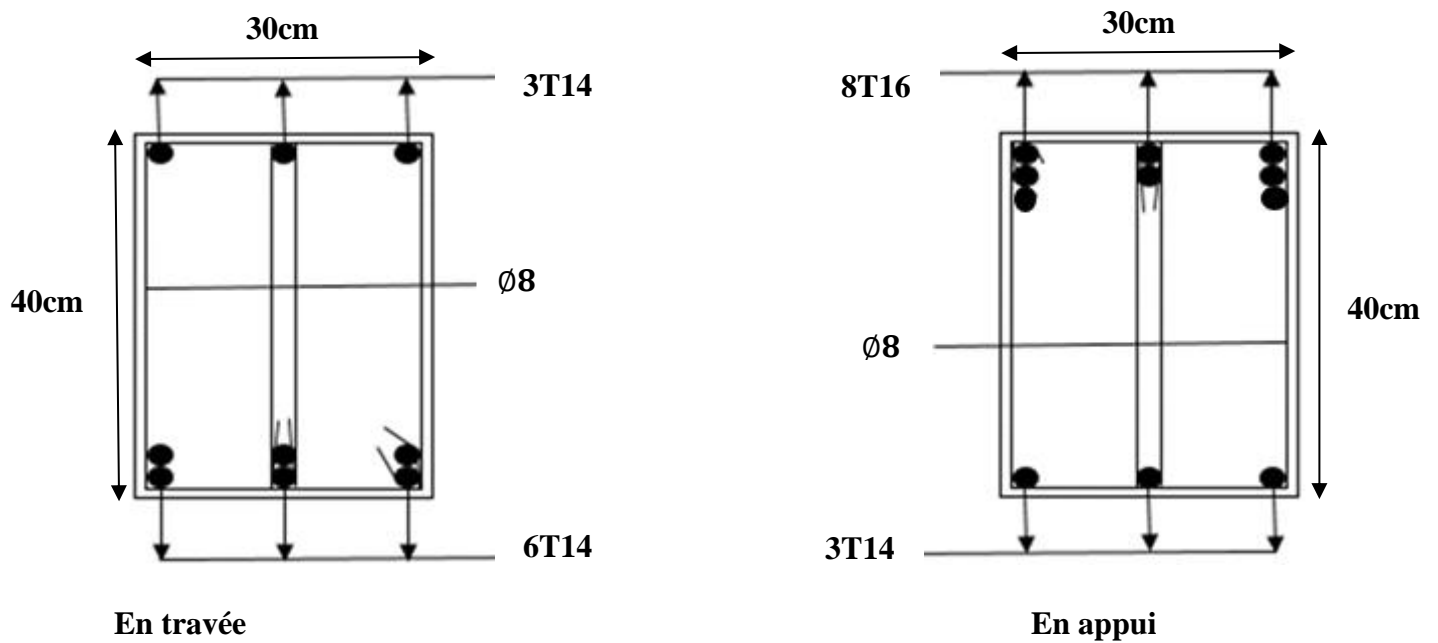


Figure V. 6 Schéma ferrailage des poutres secondaires

## V.4 Les voiles

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales induites par les actions climatiques (vent) et des événements sismiques (séismes).

Le voile soit un élément de contreventement il est soumis à des charge verticale dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que les charges horizontales dues aux séismes et vent, ce qui implique que les calculs en flexion composée et au cisaillement. Leur ferrailage est composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales

On doit minimiser l'effet d'excentricité ou de torsion par une bonne disposition des ceux voiles en assurant l'équilibre des rigidités dans les deux directions de la structure.

Les calculs sont effectués à l'aide du logiciel SAP2000, en prenant en considération les combinaisons présentées par les normes RPA 2024 et le CBA.93.

### Combinaisons de calcul :

Selon BAEL91 :

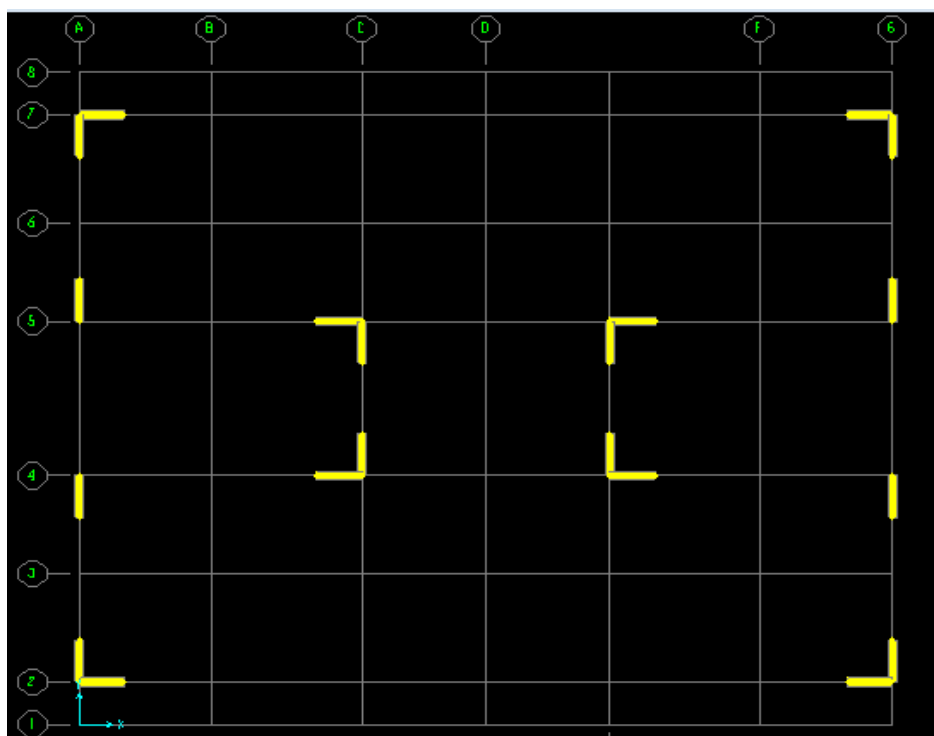
- ELU :  $1,35G + 1,5Q$
- ELS :  $G+Q$

Selon RPA 2024

- $G + \psi \cdot Q + E_1$
- $G + \psi \cdot Q + E_2$

### V.4.1 La disposition des voiles :

La disposition des voiles de notre structure est présentée dans la figure suivante à partir de logiciel SAP2000 :



### V.4.2 Calcul des voiles :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le RPA 2024 :

- Le pourcentage minimum d'armatures horizontales et verticales dans l'âme du voile est de 0,2%.
- L'espace des barres horizontales et verticales :  $s \leq \min(1,5b_w ; 25 \text{ cm})$
- Les longueurs des recouvrements doivent être égales :

$60\phi_l$  Pour les barres situées dans les zones IV, V et VI

$50\phi_l$  Pour les barres situées dans les zones I, II et III.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées)

ne devrait pas dépasser  $\frac{b_w}{10}$

#### Méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (méthode de NAVIER).

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{MV}{I}$$

Avec :

N : Effort normal appliqué

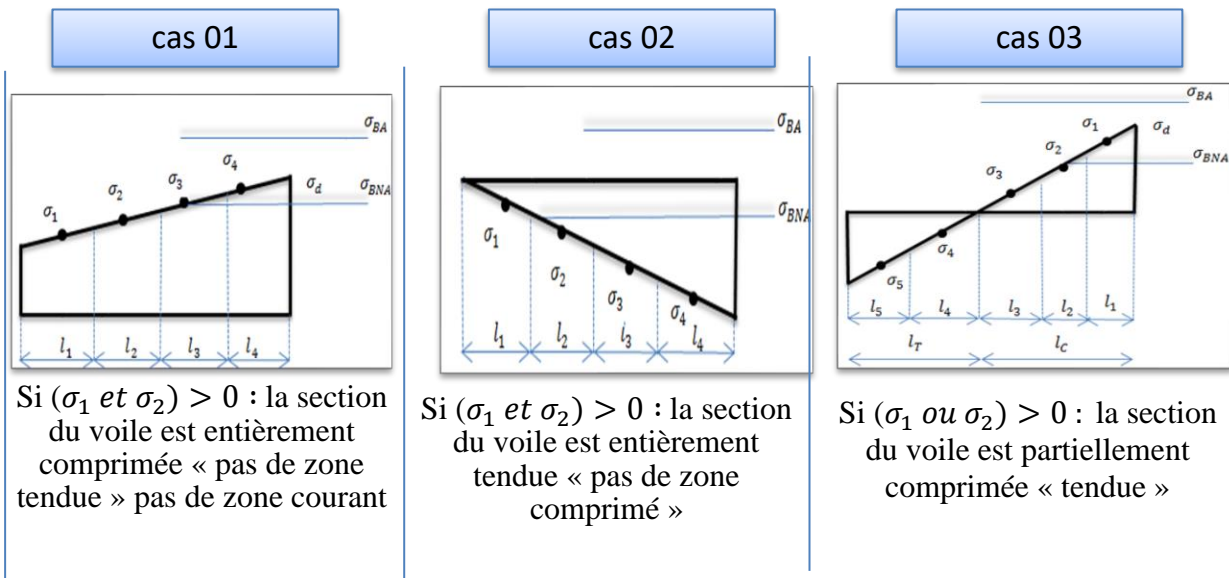
M : Moment fléchissant appliqué

A : Section du voile

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée

I : Moment d'inertie.  $I = \frac{bh^3}{12}$

On distingue trois cas :



[5]

**Détermination des sollicitations des voiles :**

D'après SAP2000, les sollicitations sont résumées dans le tableau suivant :  
Récapitulatif des résultats de sollicitations dans les voiles

**Tableau V. 10** Sollicitations dans les voiles

Combinaison	F11(KN)	M11(KN.m)	F22(KN)	M22(KN.m)	Vmax
ELU	561,17	9,78	813,30	4,41	5,97
G + Q ± E(x ; y)	1449,65	11,87	1720	4,31	7,19
0, 8G ± E(x ; y)	1353,72	9,81	1570,97	3,43	5,94

**Calcul de ferrailage**

On a un seul type de voile de l'épaisseur  $b_w = 0,15$  m et longueur  $L = 1,5$  m.

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{MV}{I}$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{1,5}{2} = 0,75 \text{ m}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,15 \times 1,5^3}{12} = 0,04219 \text{ m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{MV}{I} = \frac{1720 \times 10^{-3}}{0,225} + \frac{11,87 \times 10^{-3} \times 0,75}{0,04219} = 7,86 \text{ MN} > 0$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{MV}{I} = \frac{1720 \times 10^{-3}}{0,225} - \frac{11,87 \times 10^{-3} \times 0,75}{0,04219} = 7,43 \text{ MN} > 0$$

Donc on a ( $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ )  $> 0$  donc la section du voile "est entièrement comprimée " pas de zone tendue La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 2024

**Calcul des armatures verticales**

D'après le R.P.A 2024 on a ;

$$A_{min} = 0,20\% \times b_w \times L = 0,0020 \times 15 \times 150 = 4,5 \text{ cm}^2$$

**Calcul des armatures horizontales**

D'après le R.P.A 2024 on a ;

$$A_{min} = 0,20\% \times b_w \times L = 0,0020 \times 15 \times 150 = 4,5 \text{ cm}^2$$

On prend le choix de la section des armatures verticales : 4T14 = 6,16 cm<sup>2</sup>

**Calcul de Diamètre des barres :**

$$D \leq \frac{b_w}{10} = \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm} = 15 \text{ mm} \quad \text{donc on adopte } D = 14 \text{ mm}$$

**Calcul de l'espacement :**

Selon RPAV2024 on a :

$$s \leq \min(1,5b_w ; 25 \text{ cm})$$

$$s \leq \min(1,5 \times 15 = 22,5 \text{ cm} ; 25 \text{ cm})$$

$$s \leq 22, \text{ cm} \quad \text{On prend: } s = 20 \text{ cm}$$

Pour la zone nodale de longueur  $l = L/10 = 15 \text{ cm}$  l'espacement est la moitié de celui de la zone courante :

$$s' = \frac{s}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm} \quad \text{On prend : } s' = 10 \text{ cm}$$

**Calcul des armatures verticales horizontal :**

D'après le R.P.A 2024 on a ;

$$A_{min} = 0,20\% \times b_w \times L = 0,0020 \times 15 \times 150 = 4,5 \text{ cm}^2$$

On prend le choix de la section des armatures verticales : 4T14 = 6,16 cm<sup>2</sup>

**Vérification des contraintes de cisaillement :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant, trouvé à la base du voile majoré de 40%

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_b = \frac{1,4 \times V}{b \times d}$$

Avec :

V : Effort tranchant max de voile ;

b : Epaisseur du voile ;

d : Hauteur utile ;  $d = 0,9h$

La contrainte limite est :

$$\bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

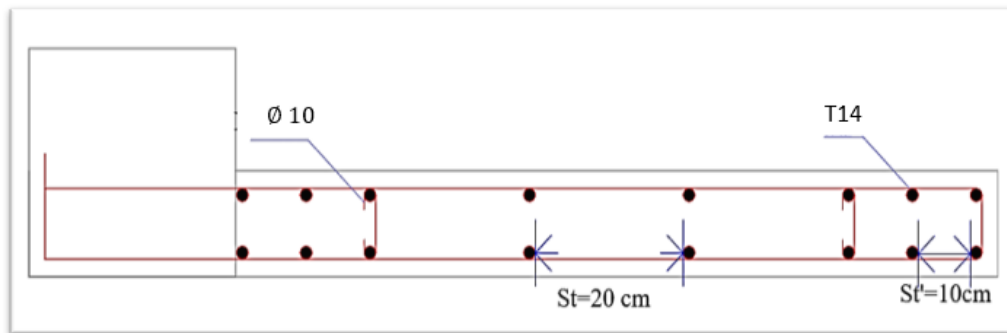
Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_b < \bar{\tau}_b$$

On calcule la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 7,19 \times 10^{-3}}{0,15 \times 0,9 \times 1,5} = 0,049 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,049 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \quad C.V$$



**Figure V. 7** Dispositions du ferrailage longitudinal du voile [9]

## V.5 Conclusion

Dans cette partie, nous avons déterminé le ferrailage nécessaire des éléments structuraux pour assurer la sécurité et la stabilité de la structure sous l'action d'un séisme.

# **Chapitre VI:**

# **Etude de l'infrastructure**

## VI.1 Introduction

Les fondations sont des éléments qui sont en contact directement avec le sol, elles assurent la transmission et la répartition des charges de la superstructure vers le sol sur lequel elle repose, limite le tassement et encastre la structure.

La fondation doit garantir un équilibre entre la pression exercée par les charges de la superstructure et la capacité portante du sol (contrainte admissible).

## VI.2 Type des fondations

Les types de fondation sont :

- Les fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).
- Les fondations profondes (pieux, puits).

## VI.3 Choix de type de la fondation

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs facteurs, notamment :

- Type d'ouvrage à construire
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge que la fondation devra supporter ;
- La profondeur de bon sol
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation
- La distance entre axes des poteaux ;

Pour déterminer le type de fondation, en examinant successivement les possibilités suivantes : les semelles filantes et le radier général, afin de déterminer celui qui convient le mieux au notre structure.

On a contrainte admissible du sol de  $\sigma_{adm} = 1.8\text{bars}$ .

## VI.4 Semelle filante

Le prédimensionnement des semelles filantes se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$\frac{\sum N_i}{L \times B} \leq \sigma_{adm}$$

Avec :

$\sum N_i$  : Somme des efforts normaux à (ELS) de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

$\sum N_i = 11807,234 \text{ KN}$  (Donnée par SAP 2000)

L : Longueur de la file considérée L =26,9 m

B : Largeur de la semelle filante.

$\sigma_{adm} = 0,18 \text{ MPa}$

$$\frac{\sum N_i}{L \times B} \leq \sigma_{adm}$$

$$\frac{11807,234 \times 10^{-3}}{(26,9 \times B)} \leq 0,18$$

$$B \geq \frac{11807,234 \times 10^{-3}}{26,9 \times 0,18} = 2,43 \text{ m} \quad \text{donc on prend } B = 3\text{m}$$

On adopte une semelle filante  $(26,9 \times 3)\text{m}^2$

### Vérification de chevauchement entre semelle filante :

Il faut vérifier que :  $\frac{S_{\text{semelle filante}}}{S_{\text{batiment}}} \leq 50\%$

$$S_{\text{semelle filante}} = n \times L \times B$$

$S_{\text{batiment}}$  : Surface de bâtiment sur le sol

$L$  : Longueur totale des semelles filantes

$S_{\text{semelle filante}}$  : section de semelle filante

$B$  : largeur de la semelle

$n$  : nombre des semelles

$$S_{\text{semelle filante}} = 6 \times 26,9 \times 3 = 484,2 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 20,2 \times 26,9 = 543,38$$

$$\frac{484,2}{543,38} = 0,891 = 89,10\% > 50\% \quad \text{C.N.V}$$

On remarque que les semelles filantes occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte un radier général.

### VI.5 Radier générale

Le radier général est une forme de fondation continue constituée d'une dalle en béton armé parfois renforcée par des nervures qui recouvre toute la surface de la structure à construire. Pour notre fondation on utilise dalle nervurée.

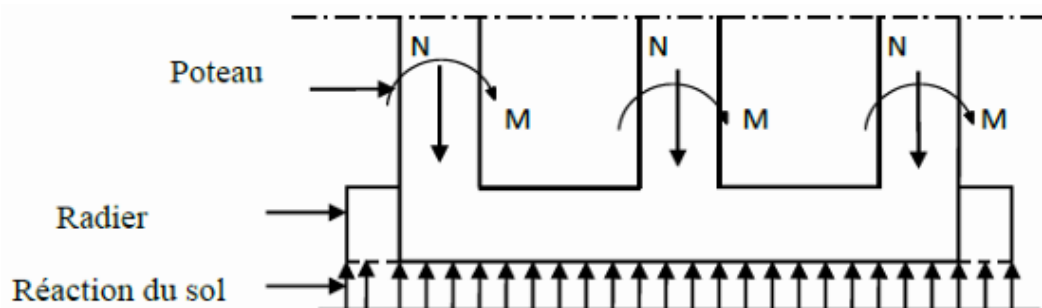


Figure VI. 1 Schéma du radier [10]

### Prédimensionnement du radier

- **La nervure :**

L'épaisseur  $h_N$  de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_N \geq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :

$h_N$  : Epaisseur de la nervure ;

$L_{max}$  : Distance maximale entre deux files successives elle est égale à  $L_{max} = 5,5 m$ .

$$h_N \geq \frac{5,5}{10} = 0,55 m \quad \text{On prend : } h_N = 0,8 m$$

- **La dalle :**

L'épaisseur  $h_d$  de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{5,5}{20}$$

Avec :

$h_d$  : Epaisseur de la dalle.

$$h_d \geq \frac{5,5}{20} = 0,275 m \quad \text{On prend : } h_d = 0,40 m$$

### Vérification au poinçonnement :

D'après BAEL99

$$N_u \leq \frac{0,045 \times h \times P_r \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_u$  : La charge à l'état limite ultime du poteau le plus sollicitée ;

$P_r$  : Périmètre de centre cisaillement.

$$N_u = 2,254 MN$$

$$P_r = 4 \times (a + h)$$

$$a = 55cm \quad ; \quad h = 0,8 m$$

$$P_r = 4 \times (0,55 + 0,8) = 5,4 m$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times 0,8 \times 5,4 \times 25}{1,5} = 2,254 MN \leq 3,24 MN \quad C.V$$

### Calcul de surface du radier :

$$S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{adm}} \quad \text{et} \quad S_{batiment} \geq S_{radier}$$

Avec :

$N_s$  : Effort normal de la structure, il est égal à  $N_s = 67564.043 KN$

$$S_{radier} \geq \frac{67564.043}{180} = 375,36 m^2$$

La surface du bâtiment est :  $S_{batiment} = 26,9 \times 20,2 = 543,38 m^2$

On prend :  $S_{radier} = 376 m^2$

$$S_{batiment} \geq S_{radier} \quad C.V$$

**Calcul de Débordement D :**

$$D \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$D \geq \max\left(\frac{0,8}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max(40; 30 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

On prend :  $D = 100 \text{ cm} = 1 \text{ m}$

**Vérification au renversement :**

Selon le RPA 2024, afin de prévenir tout risque de renversement, il est nécessaire que cette condition soit respectée :

$$e = \frac{M}{N_s} \leq \frac{B}{4}$$

Avec

$M$ : Moment de renversement suivant chaque direction ;

$N_s$  : Effort normal total.

$$N_s = N_{s \text{ super structure}} + N_{s \text{ radier}}$$

$$N_{s \text{ super structure}} = 67564.043 \text{ KN}$$

**Calcul du poids propre du radier :**

$$P_{P_{\text{radier}}} = V_{\text{radier}} \times \gamma_b$$

Avec

$V_{\text{radier}}$ : Volume du radier ;

$\gamma_b$  : Poids volumique du BA.

D'où :

$$V_{\text{radier}} = S \times h = 376 \times 0,4 = 150,4 \text{ m}^3$$

$$P_{P_{\text{radier}}} = 150,4 \times 25 = 3760 \text{ KN}$$

$$N_s = N_{s \text{ super structure}} + N_{s \text{ radier}}$$

$$N_s = 67564,043 + 3760 = 71324,043 \text{ KN}$$

**Sens (x-x) :**

$$e = \frac{M_x}{N_s} \leq \frac{B}{4}$$

$$e = \frac{10487,872}{71324,043} = 0,147 \leq \frac{26,9}{4} = 6,725 \quad \text{CV}$$

**Sens (y-y) :**

$$e = \frac{M_y}{N_s} \leq \frac{B}{4}$$

$$e = \frac{10487,872}{71324,043} = 0,147 \leq \frac{20,2}{4} = 5,05 \quad \text{CV}$$

### Vérification de la contrainte du sol

D'après le rapport géotechnique, on a  $\overline{\sigma_{sol}} = \sigma_{adm} = 1,8 \text{ bars}$ , donc on doit vérifier les deux conditions suivantes :

- Condition 1 :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$$\sigma_{b1} = K \times Z_{\max} \quad ; \quad \sigma_{b2} = K \times Z_{\min}$$

D'où :

$Z_{\max}$ ,  $Z_{\min}$  : Déplacement maximal et minimal suivant axe Z ;

$K$ : Coefficient de BALLAST.

$$K = 2 \times \overline{\sigma_{sol}} = 2 \times 1,8 = 3,6 \text{ kg/cm}^3$$

$$Z_{\max} = 0,48 \text{ cm}$$

$$Z_{\min} = 0,01 \text{ cm}$$

$$\sigma_{b1} = 3,6 \times Z_{\max} = 3,6 \times 0,48 = 1,728 \text{ bars}$$

$$\sigma_{b2} = 3,6 \times Z_{\min} = 3,6 \times 0,01 = 0,036 \text{ bars}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{b1} + \sigma_{b2}}{4}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 1,728 + 0,036}{4} = 1,305 \text{ bars} < \overline{\sigma_{sol}} = 1,8 \text{ bars} \quad \text{C.V}$$

D'après logiciel SAP 2000, on obtient le déplacement et moment fléchissant :

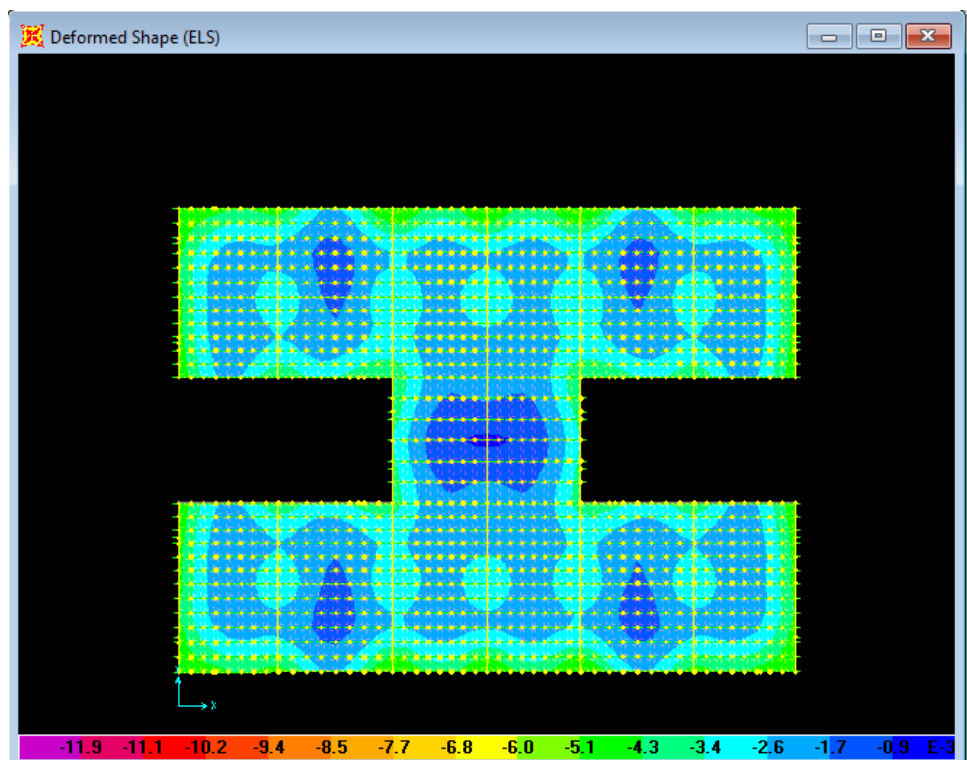


Figure VI. 2 Déplacement  $U_z$  en ELS donné par logiciel SAP 2000

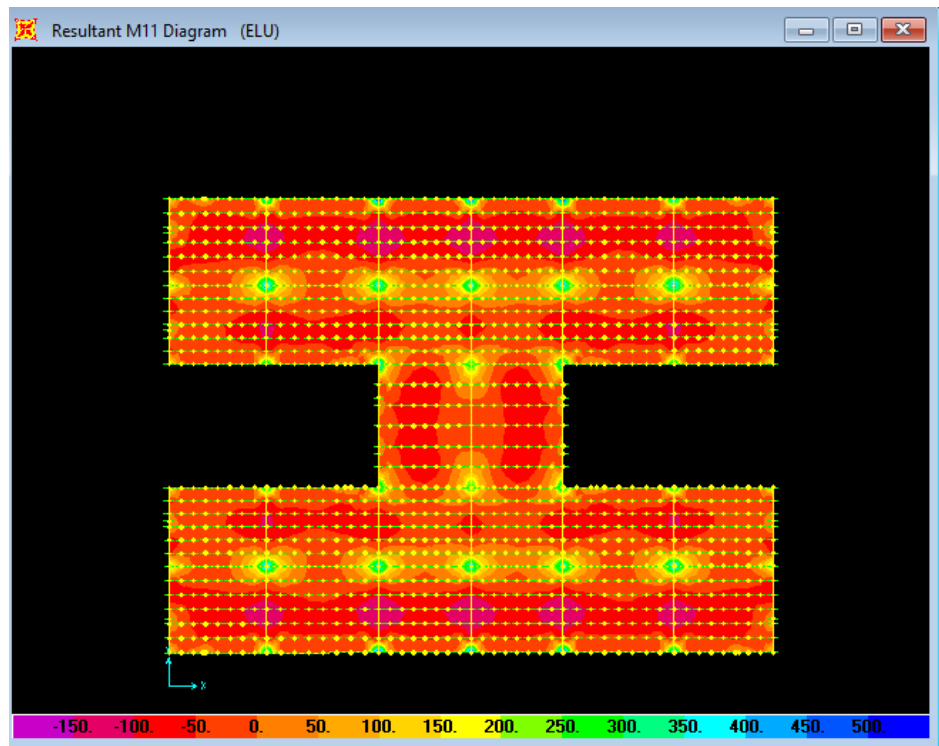


Figure VI. 3 Moment  $M_{11}$  à ELU suivant  $Lx$

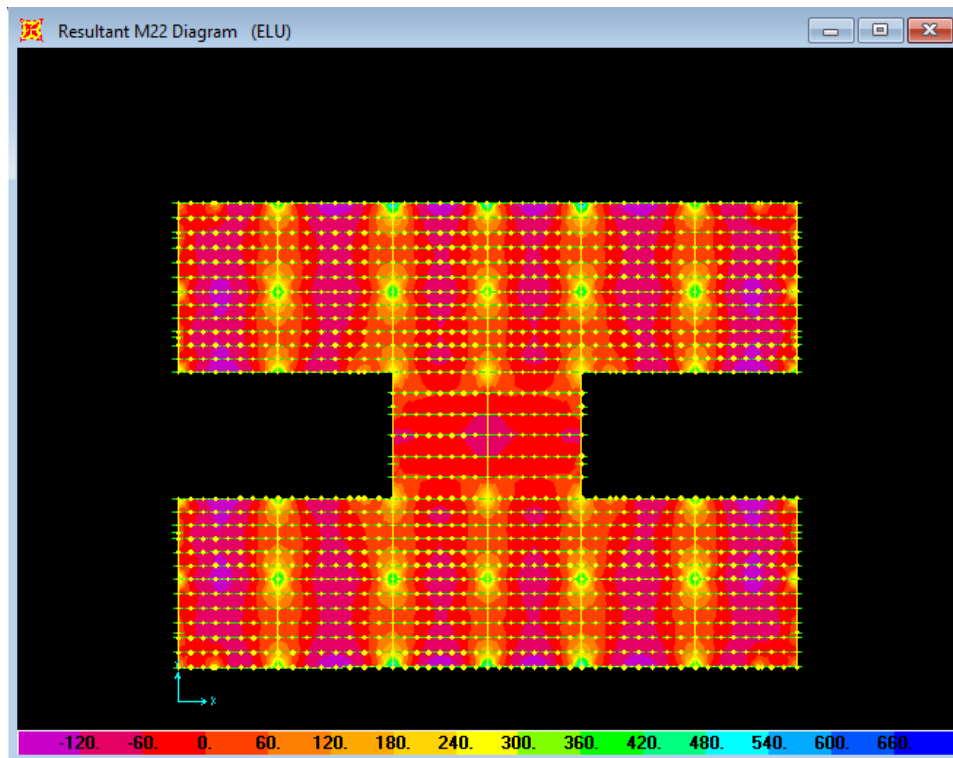


Figure VI. 4 Moment  $M_{22}$  à ELU suivant  $Ly$

### VI.5.1 Les sollicitations du radier

Les sollicitations du radier à partir de logiciel SAP 2000 sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI. 1** Les sollicitations du radier

		ELU		ELS		V	
		M <sub>11</sub> (KN.m)	M <sub>22</sub> (KN.m)	M <sub>11</sub> (KN.m)	M <sub>22</sub> (KN.m)	V <sub>x</sub> (KN)	V <sub>y</sub> (KN)
Dalle	Travée	323,12	273,72	265,57	207,21	452,84	405,10
	Appui	392,1	340,45	286,98	280,60		

### VI.5.2 Calcul du ferrailage de la dalle

Le calcul se fait en flexion simple avec une section (0,40 × 1,00) m<sup>2</sup> en deux directions, l'une suivant Lx et l'autre suivant Ly.

**En Travée :**

**ELU :**

- **Ferraillages suivant Lx :**

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,32312}{1 \times (0,9 \times 0,4)^2 \times 14,17} = 0,176.$$

$$\mu_u = 0,176 < \mu_R = 0,392 \quad \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,176}) = 0,243$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,243) = 0,325 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u11}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,32312}{0,325 \times 347,82} = 2,858 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 28,58 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 10T20 = 31,42 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \max \left( \frac{b \times h}{1000}; \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{min} = \max \left( \frac{1 \times 0,4}{1000}; \frac{0,23 \times 1 \times 0,36 \times 2,1}{400} \right) = \max(4 \times 10^{-4}; 4,34 \times 10^{-4})$$

$$A_{min} = 4,34 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4,34 \text{ cm}^2 < A_{st} = 31,42 \text{ cm}^2 \quad C.V$$

• **Ferraillages suivant Ly :**

$$\mu_u = \frac{M_{22}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,27372}{1 \times (0,9 \times 0,4)^2 \times 14,17} = 0,149$$

$$\mu_u = 0,149 < \mu_R = 0,392 \quad \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,149}) = 0,202$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,202) = 0,330 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u11}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,27372}{0,330 \times 347,82} = 2,169 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 21,69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 12T16 = 24,13 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \max\left(\frac{b \times h}{1000}; \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{min} = \max\left(\frac{1 \times 0,4}{1000}; \frac{0,23 \times 1 \times 0,36 \times 2,1}{400}\right) = \max(4 \times 10^{-4}; 4,34 \times 10^{-4})$$

$$A_{min} = 4,34 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4,34 \text{ cm}^2 < A_{st} = 24,13 \text{ cm}^2 \quad C.V$$

**Vérification à L'ELS :**

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

• **Suivant Lx :**

$$\gamma = \frac{0,32312}{0,26557} = 1,22$$

$$\alpha \leq \frac{1,22 - 1}{2} + \frac{25}{100} \quad \rightarrow \quad \alpha = 0,24 \leq 0,36 \quad C.V$$

• **Suivant Ly :**

$$\gamma = \frac{0,27372}{0,20721} = 1,32$$

$$\alpha \leq \frac{1,32 - 1}{2} + \frac{25}{100} \quad \rightarrow \quad \alpha = 0,20 \leq 0,41 \quad C.V$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\sigma < \overline{\sigma_{sol}}$ .

Les armatures calculées à l'ELU convient pour l'ELS.

**En appui :**

**ELU :**

- **Ferraillages suivant Lx :**

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,3921}{1 \times (0,9 \times 0,4)^2 \times 14,17} = 0,213$$

$$\mu_u = 0,213 < \mu_R = 0,392 \quad \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,213}) = 0,30$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,310) = 0,317 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u11}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,3921}{0,317 \times 347,82} = 3,556 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 35,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 18T16 = 36,19 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \max\left(\frac{b \times h}{1000}; \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{min} = \max\left(\frac{1 \times 0,4}{1000}; \frac{0,23 \times 1 \times 0,36 \times 2,1}{400}\right) = \max(4 \times 10^{-4}; 4,34 \times 10^{-4})$$

$$A_{min} = 4,34 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4,34 \text{ cm}^2 < A_{st} = 36,19 \text{ cm}^2 \quad C.V$$

- **Ferraillages suivant Ly :**

$$\mu_u = \frac{M_{22}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,34045}{1 \times (0,9 \times 0,4)^2 \times 14,17} = 0,185$$

$$\mu_u = 0,185 < \mu_R = 0,392 \quad \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,185}) = 0,257$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,257) = 0,323 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u11}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,34045}{0,323 \times 347,82} = 3,058 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 30,58 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 16T16 = 32,17 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \max\left(\frac{b \times h}{1000}; \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{min} = \max\left(\frac{1 \times 0,4}{1000}; \frac{0,23 \times 1 \times 0,36 \times 2,1}{400}\right) = \max(4 \times 10^{-4}; 4,34 \times 10^{-4})$$

$$A_{min} = 4,34 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4,34 \text{ cm}^2 < A_{st} = 32,17 \text{ cm}^2 \quad C.V$$

**Vérification à L'ELS :**

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

• **Suivant Lx :**

$$\gamma = \frac{0,3921}{0,28698} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} \quad \rightarrow \quad \alpha = 0,30 \leq 0,435 \quad C.V$$

• **Suivant Ly :**

$$\gamma = \frac{0,34045}{0,28060} = 1,21$$

$$\alpha \leq \frac{1,21 - 1}{2} + \frac{25}{100} \quad \rightarrow \quad \alpha = 0,25 \leq 0,35 \quad C.V$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\sigma < \overline{\sigma_{sol}}$  .  
Les armatures calculées à l'ELU convient pour l'ELS.

**Armature de répartition :**

**En Travée :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

**Suivant Lx :**

$$A_r = \frac{31,42}{4} = 7,86 \text{ cm}^2$$

Choix : 6T14 = 9,24 cm<sup>2</sup>

**Suivant Ly :**

$$A_r = \frac{24,13}{4} = 6,03 \text{ cm}^2$$

Choix : 6T14 = 9,24 cm<sup>2</sup>.

**En appui :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

**Suivant Lx :**

$$A_r = \frac{36,19}{4} = 9,04 \text{ cm}^2$$

Choix : 6 T14 = 9,24 cm<sup>2</sup>

**Suivant Ly :**

$$A_r = \frac{32,17}{4} = 8,04 \text{ cm}^2$$

Choix : 6T14 = 9,24 cm<sup>2</sup>.

**Vérification au cisaillement :**

• **Suivant Lx :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$$

$$\tau_u = \frac{0,45284}{1 \times 0,36} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4MPa\right) = \min(2,5; 4MPa) = 2,5MPa$$

$$\tau_u = 1,25 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \quad C.V$$

• **Suivant Ly :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$$

$$\tau_u = \frac{0,40510}{1 \times 0,36} = 1,13 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4MPa\right) = \min(2,5; 4MPa) = 2,5MPa$$

$$\tau_u = 1,13 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \quad C.V$$

**Les Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) = \min(1,4; 1,57; 5,5) = 1,4 \text{ cm}$$

On prend :  $\phi_t = 10 \text{ mm}$

**Calcul de l'espacement :**

D'après le B.A.E.L 91 on a ;

$$S_t \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times 36; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(32,4 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 32,4 \text{ cm}$$

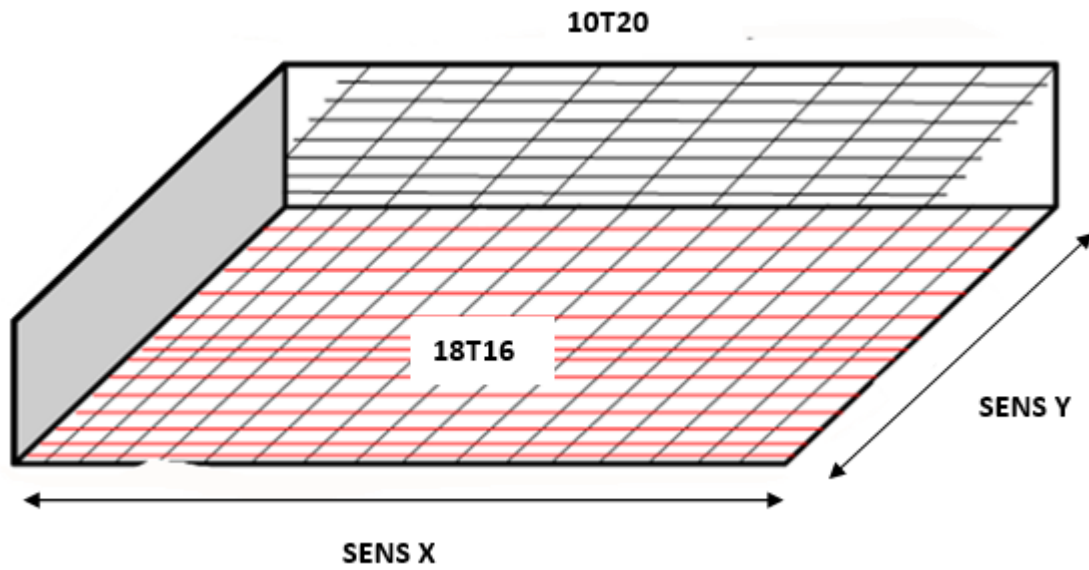
On prend  $S_t = 20 \text{ cm}$

Après le calcul du ferrailage de la dalle , les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI. 2** Récapitulation du ferrailage de la dalle

		$A_{st\text{ cal}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{st\text{ choisi}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{r\text{ cal}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{r\text{ choisi}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$\varnothing_t$ (mm)	$S_t$ (cm)
<b>Lx</b>	<b>Travée</b>	28,58	10T20 31,42	7,86	6T14 9,24	10	20
	<b>Appui</b>	35,56	18T16 36,19	6,03	6T14 9,24	10	20
<b>Ly</b>	<b>Travée</b>	21,69	12T16 24,13	9,04	6T14 9,24	10	20
	<b>Appui</b>	30,58	16T16 32,17	8,04	6T14 9,24	10	20

Le schéma suivant représente le ferrailage du radier



**Figure VI. 5** Ferrailage radier

### VI.5.3 Calcul du ferrailage de la nervure :

Le calcul se fait à la flexion simple sur une nervure de dimension  $(0,55 \times 0,8) \text{ m}^2$

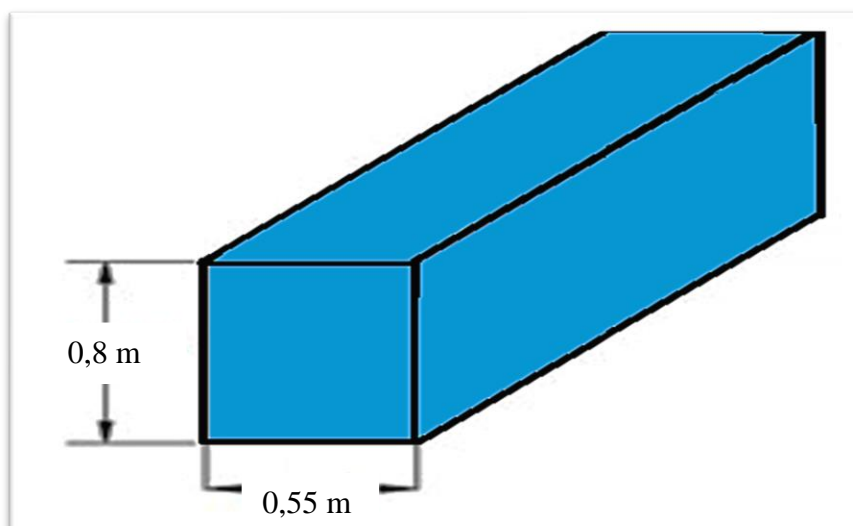


Figure VI. 6 Dimension de la nervure.

Les sollicitations de la nervure.

Tableau VI. 3 Sollicitations de la nervure.

Position	ELU	V (KN)	ELS
	$M_u$ (KN.m)		$M_s$ (KN.m)
Travée	229,07	270,32	204,29
Appui	288,25		161,92

En Travée :

- ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,22907}{1 \times (0,9 \times 0,8)^2 \times 14,17} = 0,03.$$

$$\mu_u = 0,03 < \mu_R = 0,392 \quad \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,03}) = 0,038$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,81 \times (1 - 0,4 \times 0,038) = 0,711 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,22907}{0,711 \times 347,82} = 9,26 \times 10^{-4} m^2 = 9,26 cm^2$$

Choix :  $A_{st} = 6 T16 = 12,06 cm^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \max\left(\frac{b \times h}{1000}; \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{min} = \max\left(\frac{0,55 \times 0,8}{1000}; \frac{0,23 \times 0,55 \times 0,9 \times 0,8 \times 2,1}{400}\right)$$

$$A_{min} = \max(4,4 \times 10^{-4}; 4,78 \times 10^{-4})$$

$$A_{min} = 4,78 \times 10^{-4} m^2 = 4,78 cm^2 < A_{st} = 12,06 cm^2 \quad (C.V)$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

$$A_r = \frac{12,06}{4} = 3,015 cm^2$$

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

**Vérification à L'ELS :**

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

$$\gamma = \frac{0,22907}{0,20429} = 1,12$$

$$\alpha \leq \frac{1,12 - 1}{2} + \frac{25}{100} \quad \rightarrow \quad \alpha = 0,038 \leq 0,31 \quad C.V$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\sigma < \overline{\sigma_{sol}}$  .

Les armatures calculées à l'ELU convient pour l'ELS

**En appui :**

- **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,28825}{1 \times (0,9 \times 0,8)^2 \times 14,17} = 0,039.$$

$$\mu_u = 0,039 < \mu_R = 0,392 \quad \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,039}) = 0,049$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,9 \times 0,8(1 - 0,4 \times 0,049) = 0,705 m$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,28825}{0,705 \times 347,82} = 1,175 \times 10^{-3} m^2 = 11,17 cm^2$$

Choix :  $A_{st} = 6T16 = 12,06 cm^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \max\left(\frac{b \times h}{1000}; \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{min} = \max\left(\frac{0,55 \times 0,8}{1000}; \frac{0,23 \times 0,55 \times 0,9 \times 0,8 \times 2,1}{400}\right)$$

$$A_{min} = \max(4,4 \times 10^{-4}; 4,78 \times 10^{-4})$$

$$A_{min} = 4,78 \times 10^{-4} m^2 = 4,78 cm^2 < A_{st} = 12,06 cm^2 \quad C.V$$

**Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

$$A_r = \frac{12,06}{4} = 3,015 cm^2$$

$$\text{Choix : } 4T12 = 4,52 cm^2$$

**Vérification à L'ELS**

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

$$\gamma = \frac{0,28825}{0,16192} = 1,78$$

$$\alpha \leq \frac{1,78 - 1}{2} + \frac{25}{100} \quad \rightarrow \quad \alpha = 0,049 \leq 0,64 \quad C.V$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\sigma < \overline{\sigma}_{sol}$ .

Les armatures calculées à l'ELU convient pour l'ELS

**Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$$

$$\tau_u = \frac{0,27032}{1 \times 0,9 \times 0,8} = 0,375 MPa$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 5MPa\right) = \min(2,5; 4MPa) = 2,5MPa$$

$$\tau_u = 0,375 \leq \overline{\tau}_u = 2,5 \quad C.V$$

**Les Armatures transversales :**

$$\emptyset_t \leq \min\left(\emptyset_{min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) = \min(1,6; 1,57; 5,5) = 1,57 cm$$

On prend :  $\emptyset_t = 10 mm$

**L'espacement des barres :**

D'après le RPA 2024

• **Zone Nodale :**

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 24\phi_t; 17,5\text{cm}; 6\phi_l \right) = \min \left( \frac{55}{4}; 24 \times 1; 17,5 \text{ cm}; 6 \times 1,6 \right)$$

$$S_t \leq \min (13,75; 24; 17,5 \text{ cm}; 9,6)$$

$$S_t \leq 9,6 \text{ cm} \quad \text{On prend : } S_t = 8 \text{ cm}$$

• **Zone courante :**

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{55}{2} = 27,5 \text{ cm} \quad \text{On prend : } S_t' = 25 \text{ cm}$$

Après les calculs les résultats du ferrailage de la nervure sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI. 4** Récapitulation du ferrailage de la nervure

	<b>A<sub>st</sub> cal (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>st</sub> choisi (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>r</sub> cal (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>r</sub> choisi (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Ø<sub>t</sub> (mm)</b>	<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	<b>S<sub>t</sub>' (cm)</b>
<b>Travée</b>	9,26	6T16 12,06	3,015	4T12 4,52	10	8	25
<b>Appui</b>	11,17	6T16 12,06	3,015	4T12 4,52	10	8	25

Les schémas de ferrailage de la nervure sont montrés ci-dessous :

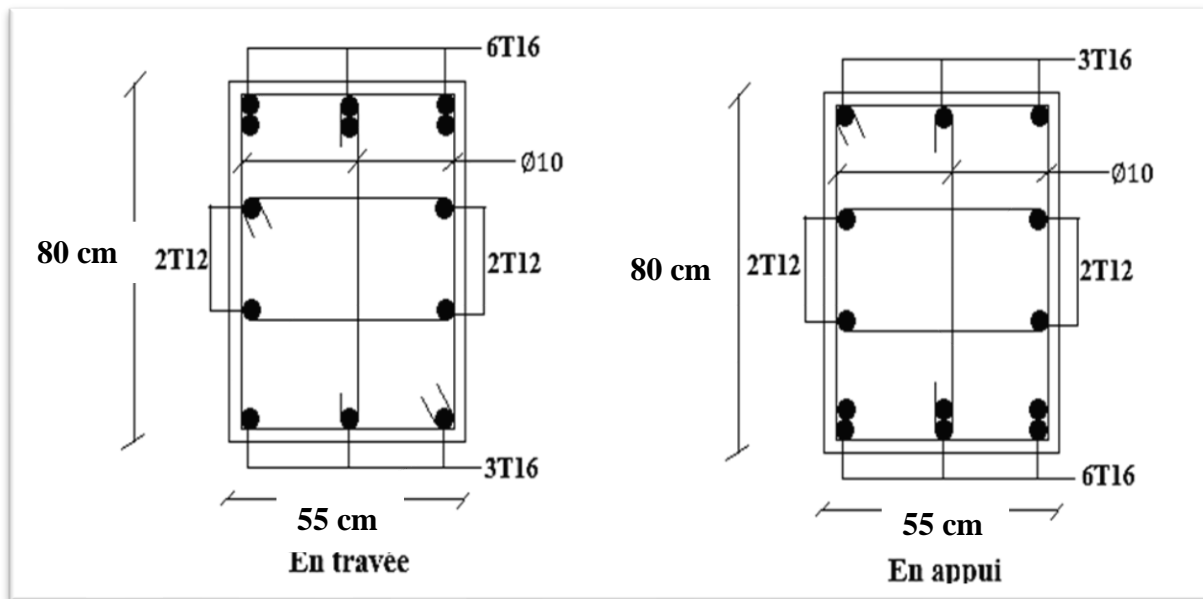


Figure VI. 7 Ferrailage de la nervure.

## Conclusion

Ce chapitre aborde l'étude des fondations sur radier général, en couvrant toutes les vérifications relatives au ferrailage.

# Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises au cours de notre cycle de la formation, d'approfondir nos connaissances sur les différentes méthodes de calcul et d'analyses des structures en se basant sur les documents techniques et réglementaires, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Ce projet nous a aidés à mieux comprendre les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments d'une structure afin de pouvoir appliquer les règlements indispensables.

Nous avons appliqué les normes RPA 2024, BAEL 91, CBA 93 et DTR.BC 2.2 afin d'assurer la conformité de la structure aux exigences de résistance et de sécurité parasismique.

La modélisation 3D avec SAP2000 est une étape essentielle pour représenter le comportement réel de la structure et d'évaluer les sollicitations sur les éléments structuraux. La disposition des voiles est cruciale pour renforcer la structure et cette disposition doit être bien fait pour éviter la torsion. Cette démarche a amélioré notre capacité à concevoir une structure résistante face aux séismes.

Dans l'étude des éléments structuraux et les éléments secondaires, on a réussi à déterminer les différentes sollicitations de notre structure soumissent à l'action sismique, tout en respectant les règlements et les conditions du RPA 2024 et BAEL 91, afin d'arrivé à un ferrailage adéquat qui vérifie toutes les conditions.

A cause de l'importance des charges transmises par la structure au sol, nous avons choisi de considérer l'infrastructure comme un radier nervuré, offrant une répartition efficace des charges et assurant la stabilité de la structure.

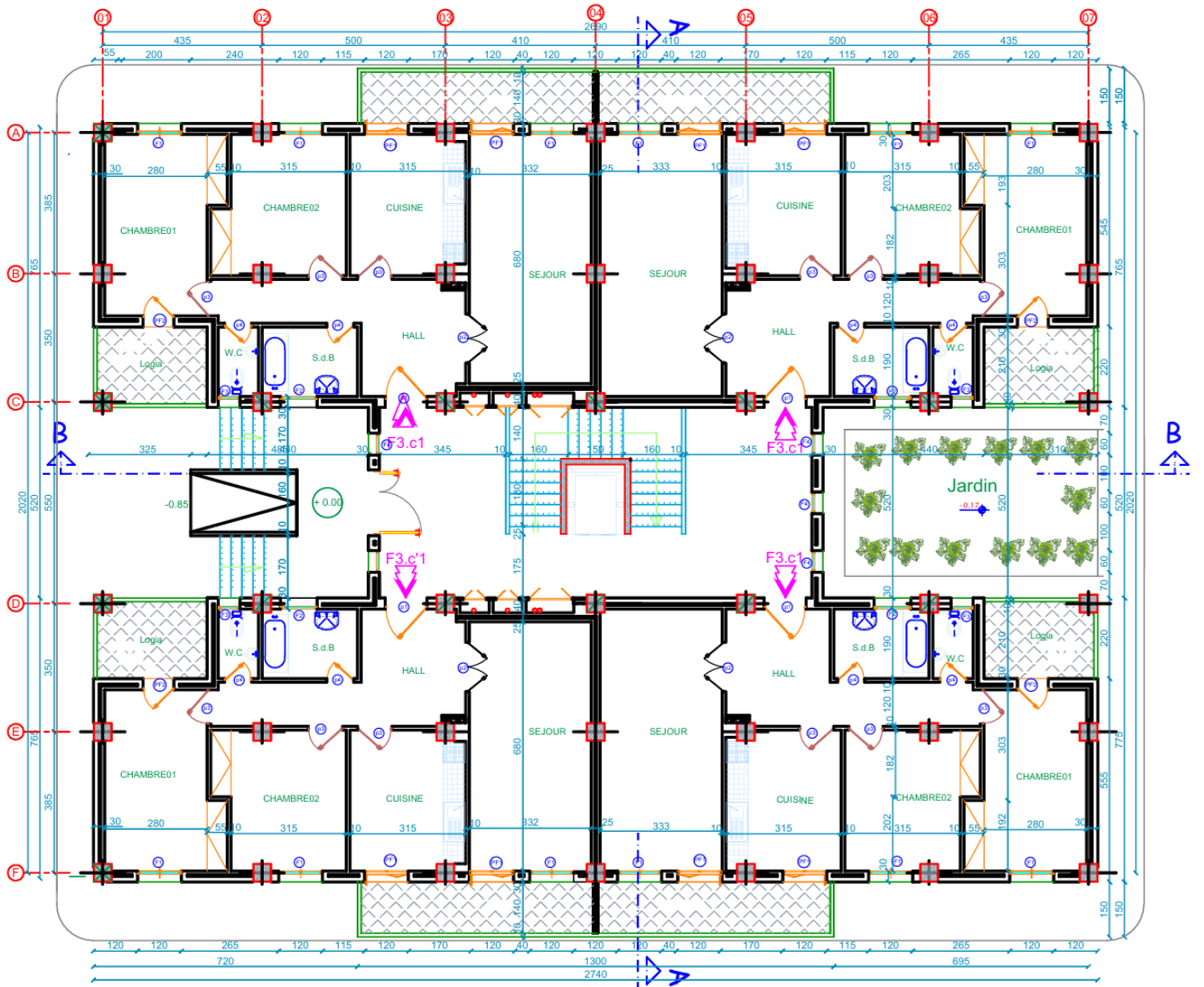
Nous espérons que notre travail pourra bénéficier aux futures promotions d'étudiants et contribuer positivement au domaine du génie civil.

# Reference bibliographie

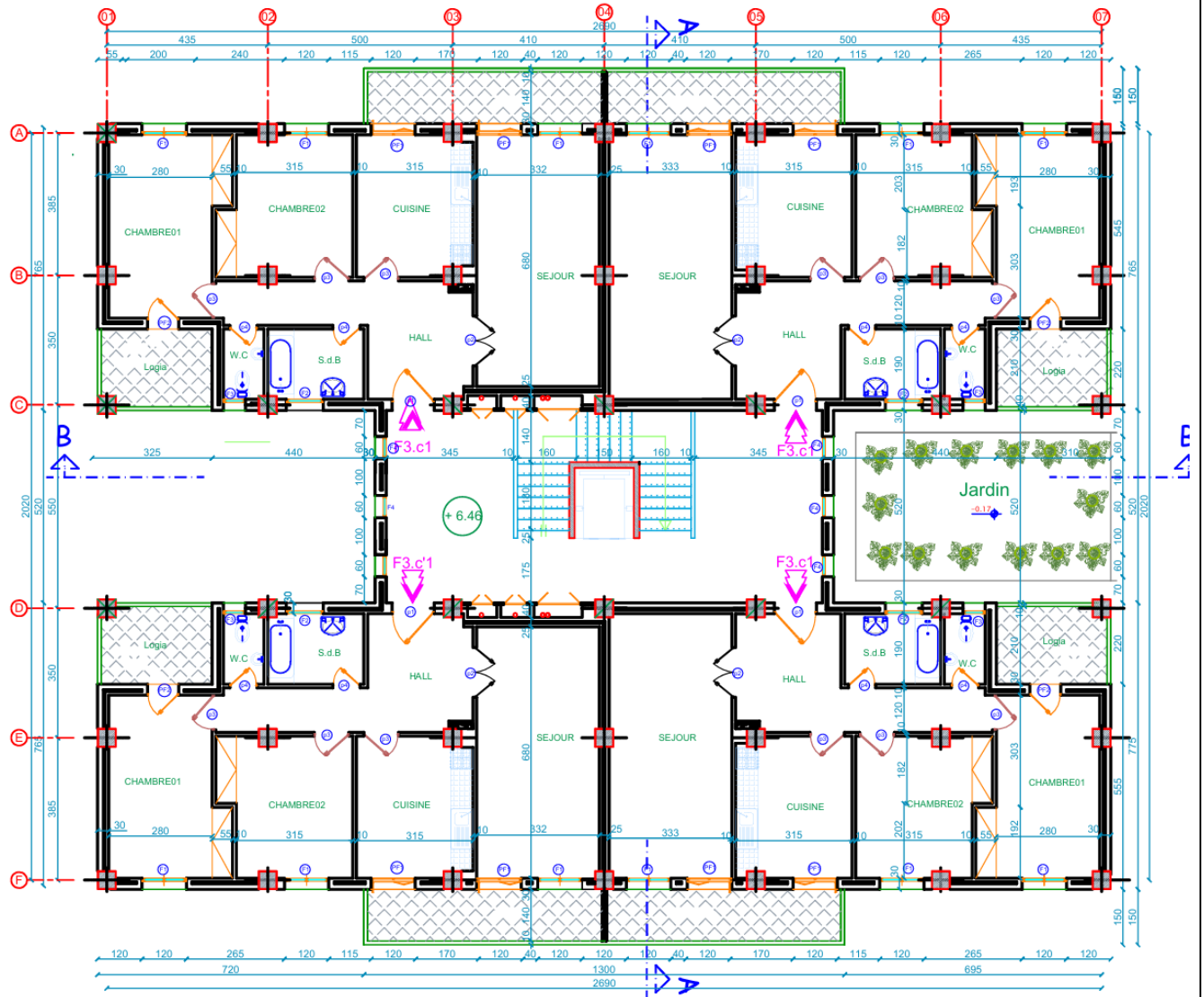
- [1] B. M. C. e. A. B. OMAR, L'isolation sismique dans une structure, 2023.
- [2] B. Y. e. B. A. ELREZAK, ETUDE D'UN BATIMENT DE R+6 EN BÉTON, UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET, 2023.
- [3] BTP-cours, Construction d'une maison résidentiel à 2 niveaux (R+1), BTP-cours, 2020.
- [4] O. Jaradat, ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION (R+8) CONTREVENTEMENT MIXTE, Université de Biskra.
- [5] G. N. e. G. Merwa, Etude technique et analyse statique non linéaire d'un bâtiment en béton armé, Université de Tlemcen, 2019.
- [6] REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 2024, Alger: CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE PARASISMIQUE, 2024.
- [7] U. D. KHENCHELA, Prédimensionnement des Éléments Structurels et Calcul de Descente de Charge, 4geniecivil.com.
- [8] B. A. e. K. MALEK, ETUDE TECHNIQUE D'UN BATIMENT R+9 A USAGE D'HABITATION A EL HENAYA – TLEMEN, Université de Tlemcen, 2024.
- [9] G. Djeflal Mohammed El-Hadi Anas et Kioun, Etude d'un bâtiment en béton armé, Université de Tlemcen, 2024.
- [10] REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCULDES STRUCTURES EN BETON ARME, 1993.
- [11] Document Technique Règlementaire, Charges permanentes et charges d'exploitation"D.T.R-B.C22", Alger: Mellak Hichemi, 1988.
- [12] J.-P. Mougine, Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, 1994.
- [13] Y.Cheraït, Règles de conception et de Calcul des structures en Béton Armé CBA 93, 2004.
- [14] B. K. e. S. ZOULIKHA, ETUDE D'UN BATIMENT R+8 EN BETON ARME, Université de Tlemcen, 2023.
- [15] O. A. e. K. MALEK, ETUDE TECHNIQUE D'UN BATIMENT R+9 A USAGE, Université de Tlemcen , 2024.

# **Annexes**

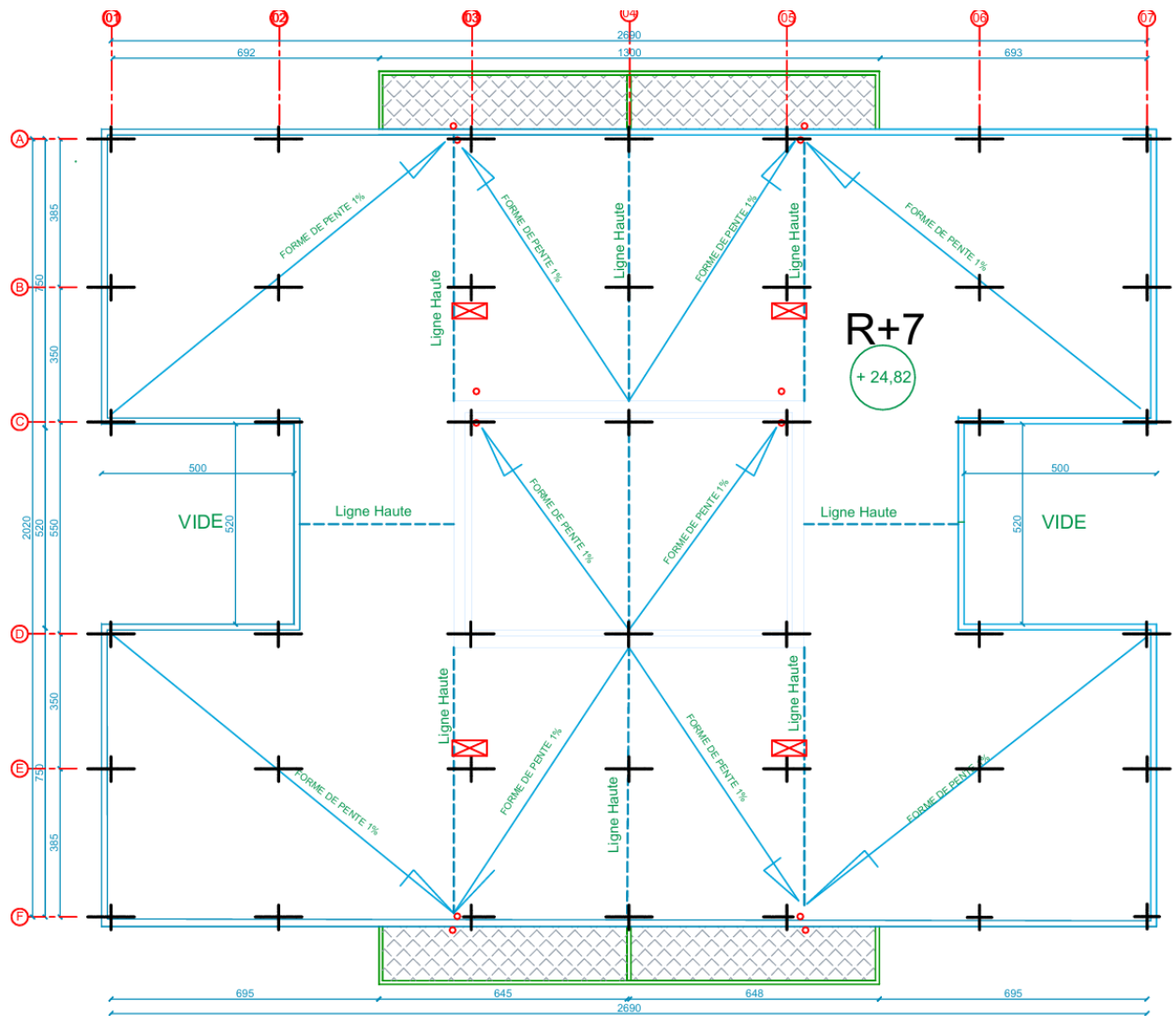
## **Annexe « A » : Les plans architecturaux**



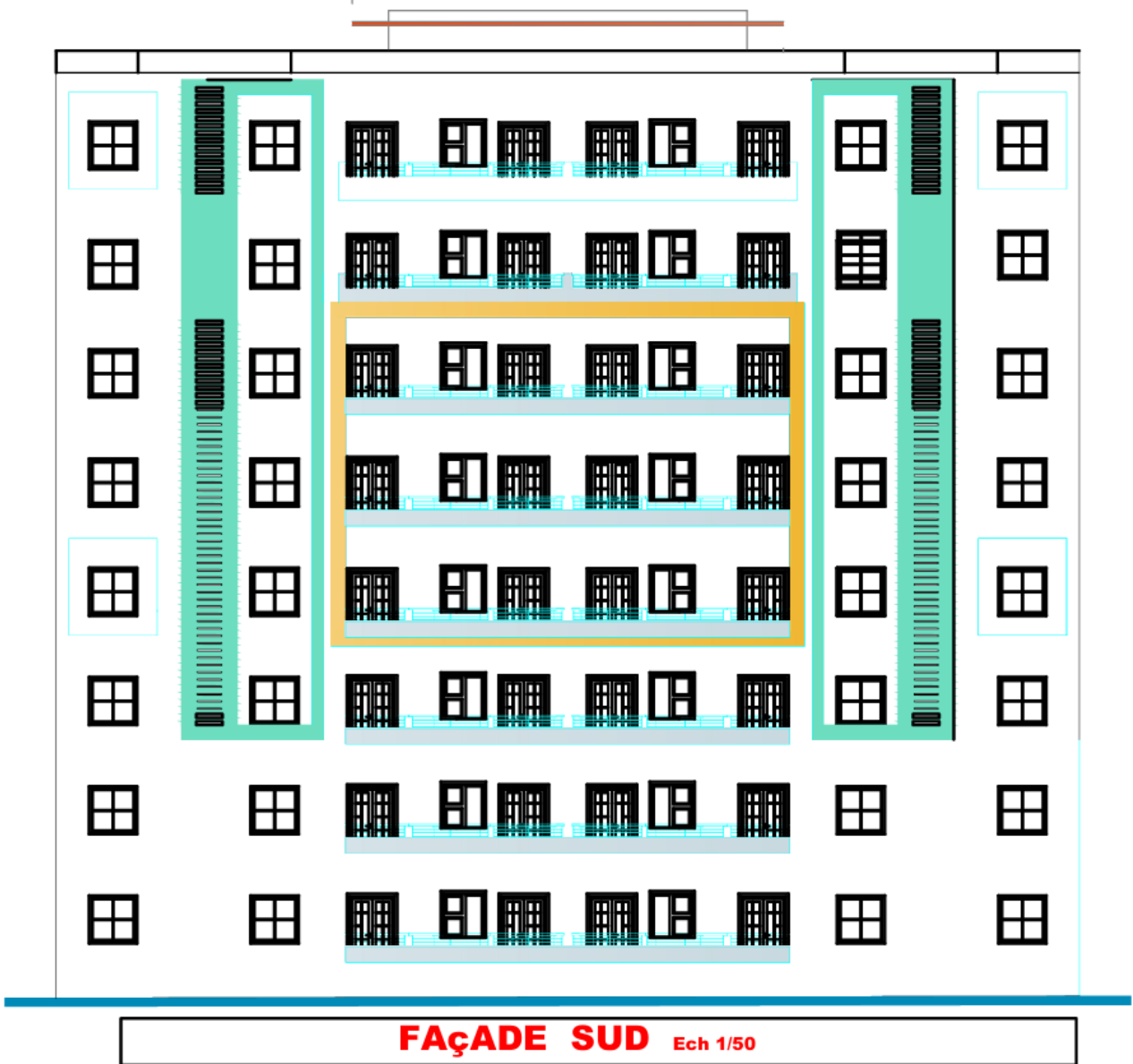
Plan du RDC



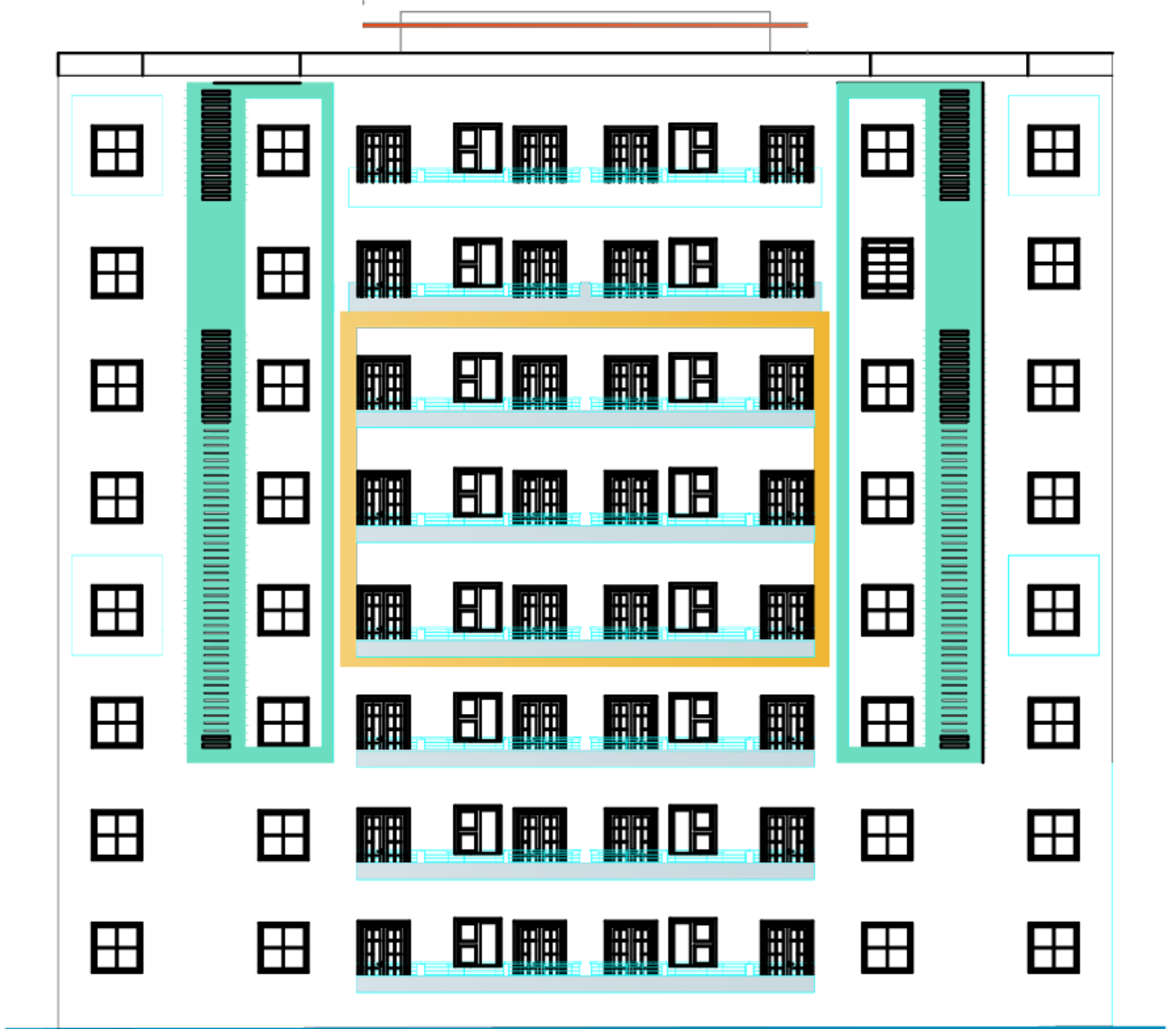
Plan du 1<sup>er</sup> étage jusqu'à 7 -ème étage



**Plan de la terrasse**

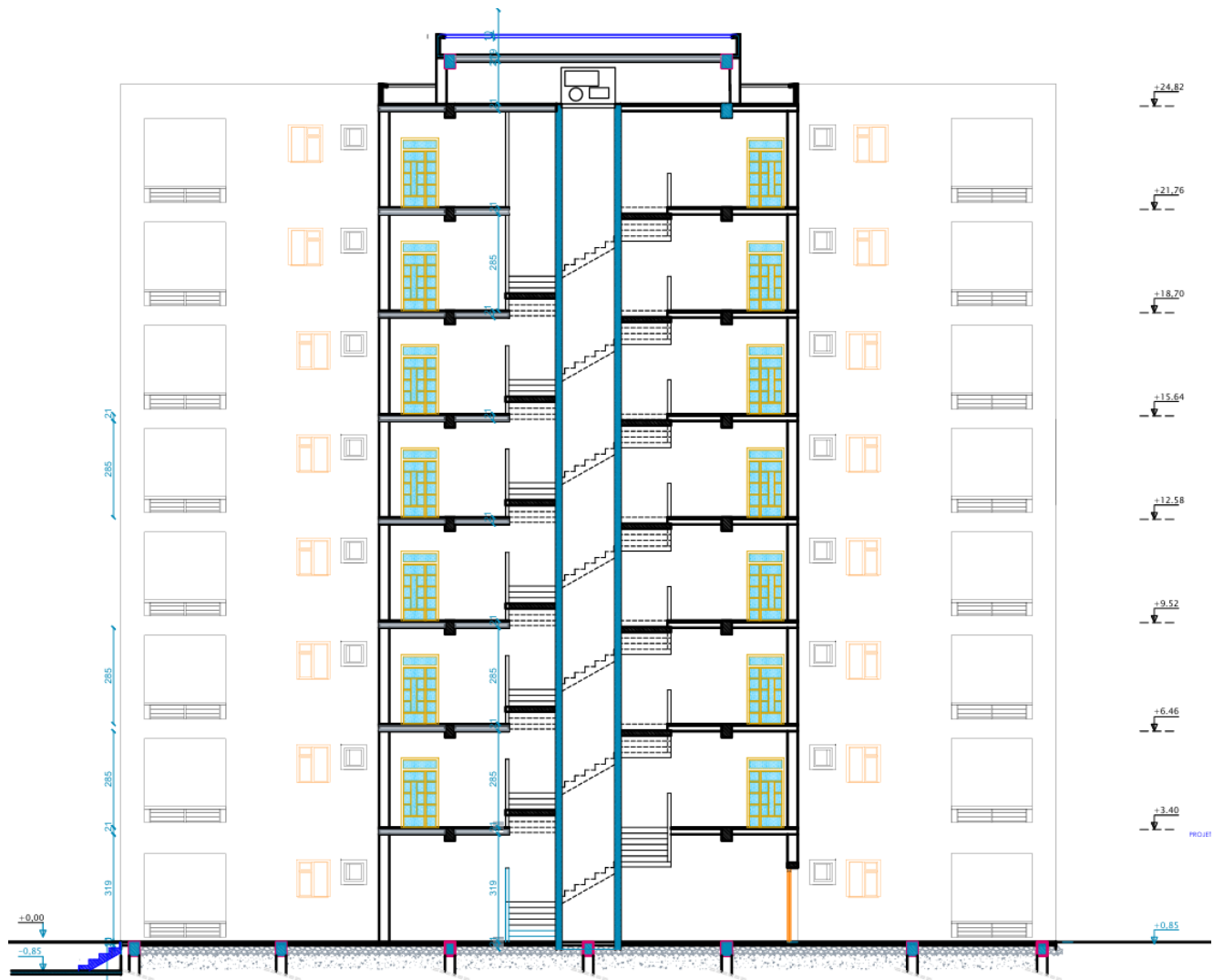


**FAÇADE SUD** Ech 1/50



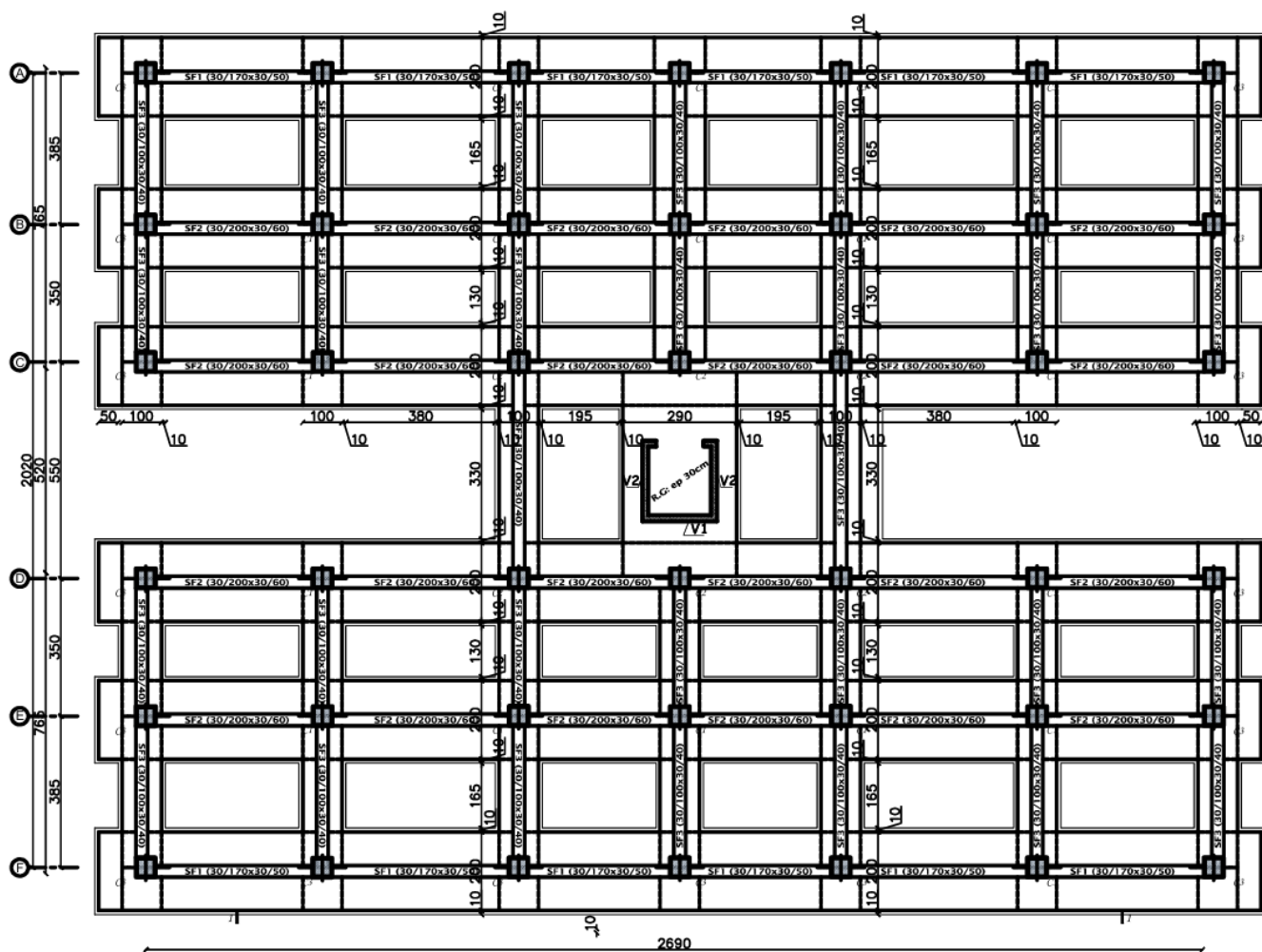
**FAÇADE NORD** Ech 1/50



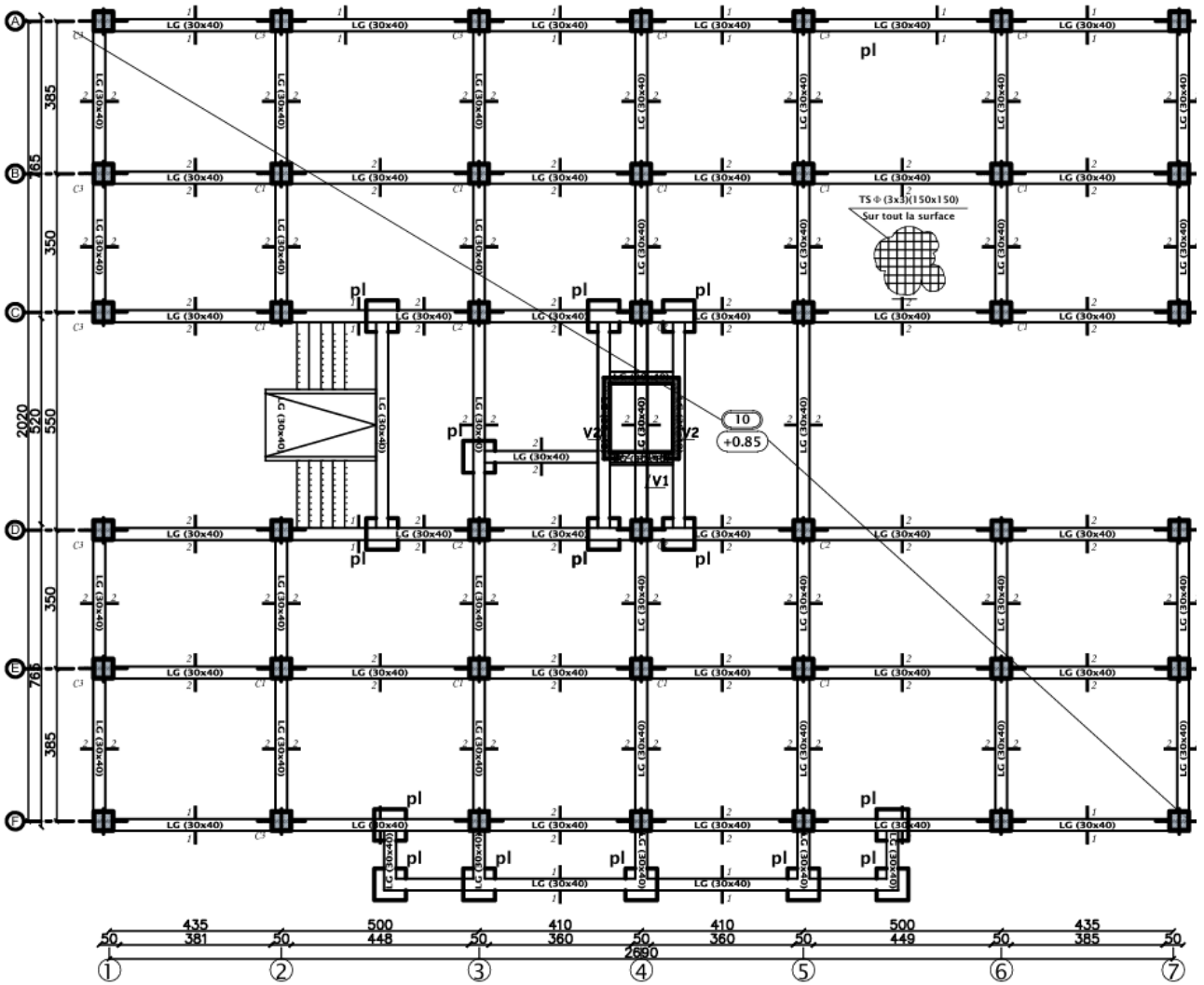


**LA COUPE -BB- Ech 1/50**

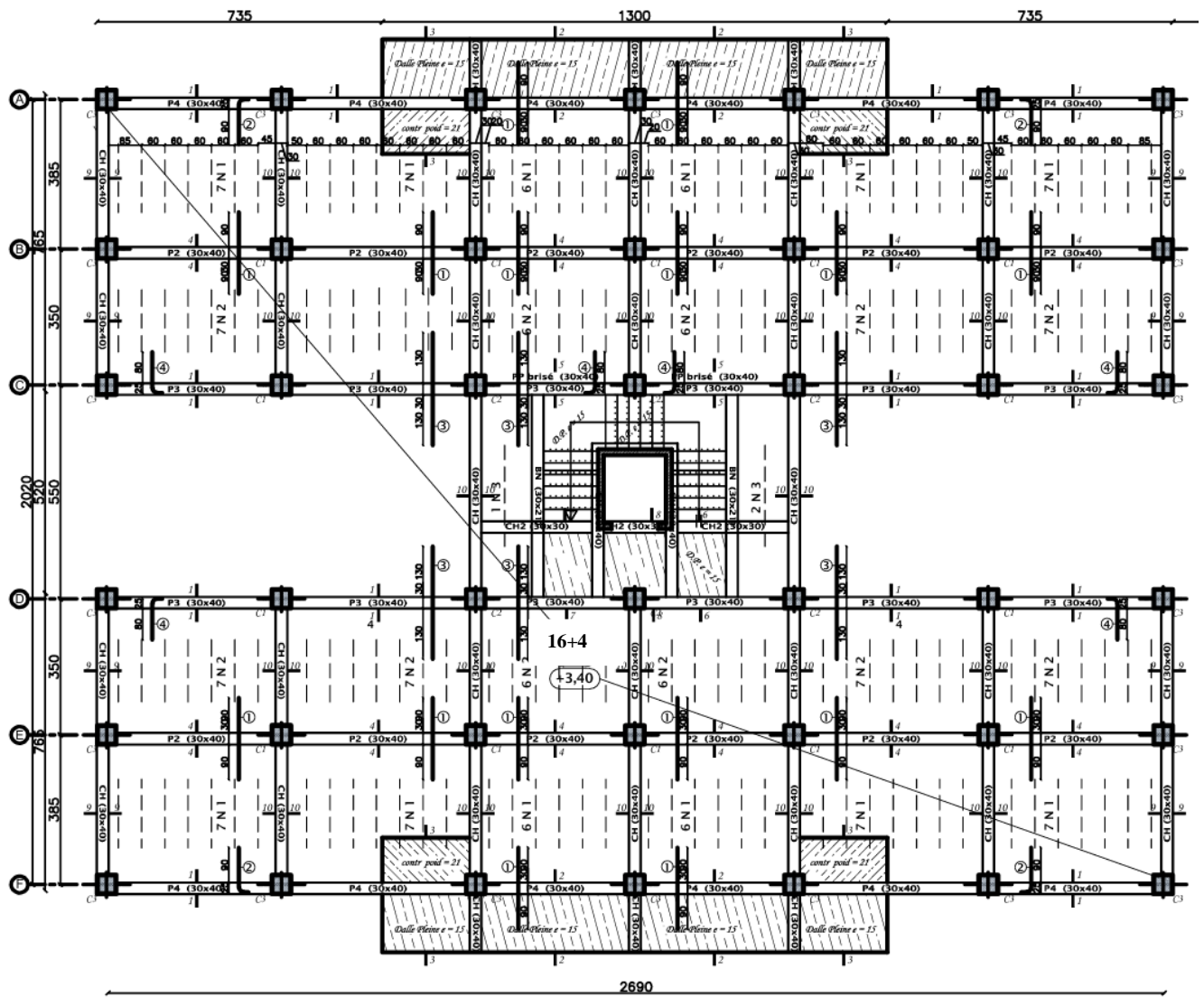
## **Annexe « B » : Les plans de génie civil**



PLAN COFFRAGE FONDATION Niv -1.50 Ech:1/50



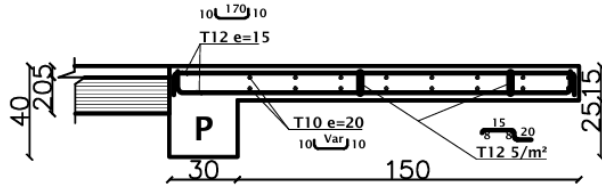
PLAN COFFRAGE FONDATION Niv +0.85 Ech:1/50



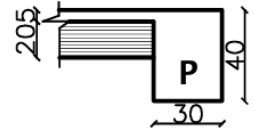
PLAN COFFRAGE PLANCHER du R.d.C., 1, 2, 3, 4, 5, 6ème & 7ème Etage Ech: 1/50

COUPE

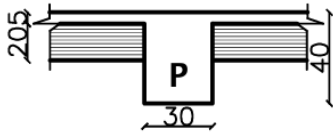
COUPE 2-2



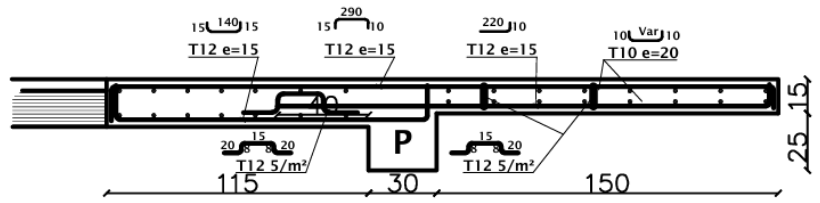
COUPE 1-1



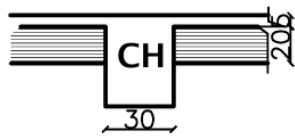
COUPE 4-4



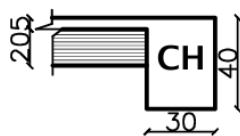
COUPE 3-3



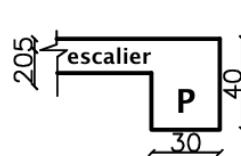
COUPE 10-10



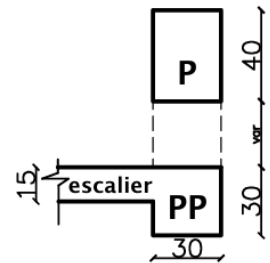
COUPE 9-9



COUPE 6-6



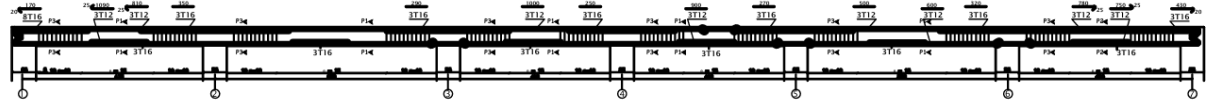
COUPE 5-5



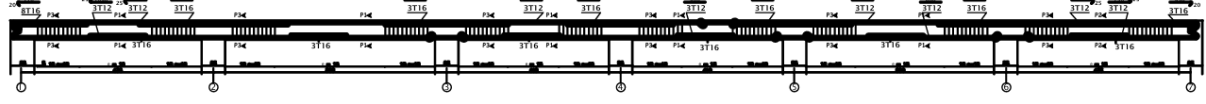


poutres

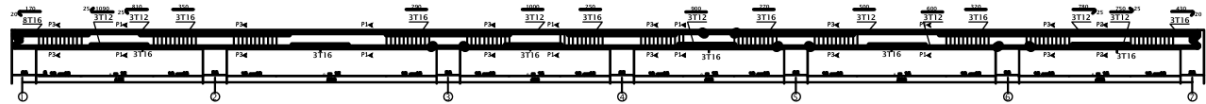
"P. 2 (30 x 40)" : [ Axe A & F ] bloc "A2"



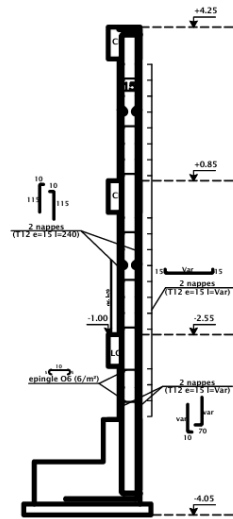
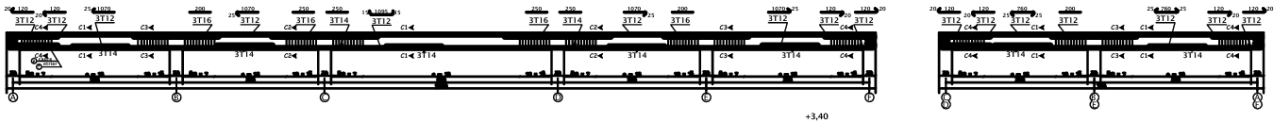
"P. 3 (30 x 40)" : [ Axe C & D ] bloc "A2"



"P. 4 (30 x 40)" : [ Axe A & F ] bloc "A2"



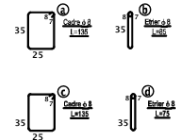
chainage (ps) :



COUPES POUTRES PRINCIPALES



COUPE CHAINAGES



ESCALIER

