



Université Mohamed khider –Biskra

Faculté d'Architecture, de l'Urbanisme, de Génie Civil et de l'Hydraulique

Département de Génie civil et d'Hydraulique

MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies

Filière : Génie civil

Spécialité : calcul et contrôle technique des constructions

Réf. :

Présenté et soutenu par :

IKHLASSE GAGUI

Le: mardi 3 juin 2025

***Etude d'un bâtiment à usage d'habitations (R+12) a
contreventement mixte, avec rapport de suivis de chantier***

Encadreur : DR. IMAD EDINE DEBBABI

Année universitaire : 2025



ملخص

للمنشآت. إن أهداف الكبرى للمذكرة هي أولا عرض تقرير لتربص ميداني يتعلق بمتابعة أشغال انجاز مجمع مدرسي عبارة عن ثانوية تقع في بلدية جمورة ولاية بسكرة, أما الهدف الثاني فهو عرض تفصيلي لدراسة بناية جديدة تقع في ولاية بومرداس مُوجهة للاستعمال السكني الجماعي تتكون من 13 طابقا. و قد تمت هيكلة المذكرة لكي تتكون من جزئين. نعرض في الجزء الأول تقرير التربص الميداني و فيه فصول و نعرض في الجزء الثاني تقرير حساب البناية متعددة الطوابق و فيه ثمانية فصول.

- 1) Le présent mémoire de master en génie civil option « Calcul et Contrôle Technique des Constructions » a deux grands objectifs : le premier est de présenter un rapport de stage pratique effectué par l'étudiante, ce stage consistait à suivre les travaux d'exécution d'un nouveau complexe éducatif ; il s'agit d'un lycée qui est en cours de construction dans la commune de Djemoura wilaya de Biskra. Le deuxième objectif est de faire une étude de conception et dimensionnement d'un nouveau bâtiment composé de 13 niveaux à usage d'habitations collectives R+12 situé dans la wilaya de Boumerdes avec application de la réglementation nationale pour la protection contre les séismes « RPA version 2024 ». Pour cet ouvrage, nous avons opté pour une structure en béton armé composée de portiques et des voiles de contreventement, ce système mixte est capable de résister et transmettre aux fondations toutes les charges et actions pouvant agir. Sur la base des résultats d'une étude géotechnique et d'une bonne conception nous avons opté pour une infrastructure de type : radier général nervuré.

شكر و عرفان

عرفانا بالجميل والتقدير أتقدم بجزيل الشكر إلى أستاذي الدكتور عماد الدين دبابي الذي أشرف على إنجاز هذا العمل المتواضع والذي لم ييخل علي بنصائحه وإرشاداته التي كانت بمثابة المصباح الذي ينير لي الطريق وكان له الأثر الايجابي في إنجازي لمذكرتي كما أتقدم بالشكر إلى كل من علمني حرفا و أنار لي طريق العلم الذي سلكته طيلة مساري الدراسي.

إهداء

أهدي هذا العمل...

إلى امي يا من كانت دعواتك سر عطائي ودموعك نور طريقي وابتسامتك طمأننتي في كل لحظة ضعف

إليك اهدي كل من حرف سطر في هذه المذكرة وكل نجاح أحققه هو ثمرة تعبك وصبرك

إلى أبي يا من علمتني كيف يكون الإصرار وكيف يثبت الإنسان أمام العواصف إليك من زرعت في الثقة أرفع ثمرة جهدي وعرفانا ومحبة

إلى أخواتي وأخي العزيز أنتم السند الذي لا يميل والكتف الذي اتكئ عليه في كل لحظة ضعف اليكم يا من كنتم قوتي ورفاق دربي ومصدر دعمي وتشجيعي في كل خطوة

اهدي هذا العمل المتواضع عربون محبة وامتنان واعتراف بفضلكم في حياتي

إلى رفيقاتي وفاء تغريد فيروز ياسمين كنتم نعم الأصدقاء ودعم النفسي ويد المساعدة لي في هذا العمل

Sommaire

Partie I- *RAPPORT des MISSIONS de SUIVIS de CHANTIER des TRAVAUX*

I. Introduction Générale	20
-Introduction:	22
Presentation du projet:	23
1.1. Le plan de situation et plan de masse:	23
1.3Panneau décrivant l'intitulé du projet	24
1.4. Les différent acteurs du projet:	24
1.5. Les objectifs de suivi de chantier:	25
Equipements et engins lourds de chantier:	Error! Bookmark not defined.
2.1L'engin de levage (grue):	26
2.2. Installations des postes de coffrage et de ferrailage	28
3. Examen des constituants du béton :	30
3.1 CIMENT :	30
.1.1 Stockage de ciment	30
3.2.Le Gravier et sable :	31
3.4 L'eau de gâchage:	32
4. Le béton:	33
4.1 Composition du béton:	33
4.1.1. Les conditions de béton.....	33
4.1.2 Le contrôle de béton:	34
Sur chantier:	34
5.1. Examen de ferrailage:	36
6. Le coffrage:	36
6.1 Le examen de coffrage:	36
7. L'implantation du projet (terrain):	37
7.1Examen fond de fouille.	37
7.1.1Les semelles isolées:	37
7.1.1.1Coulage du gros béton:	39
7.1.1.2 Mise en place de ferrailage des semelles:	39
7.1.1.3 Le coulage:	40

8. Examen des éléments verticaux de la structure:.....	43
8.1Le Poteau:.....	44
8.2 Le joints de dilatation:.....	45
8.3 Les voiles:	45
9. Examen des éléments horizontaux de la structure:.....	46
9.1Le plancher:	46
9.1.1Plancher corps creux:	46
10. Examen Les travaux de finition CES:	48
10.1. La maçonnerie:.....	48
10.2 La peinture:.....	49
10.3. L'étanchéité:	49

Partie 2: Etude d'un bâtiment à usage d'habitations (R+12)

Chapitre 1 : Descriptif du projet.....	54
<i>I. Introduction :</i>	55
I.2. Présentation de l'ouvrage:	55
I.2.1. Caractéristiques géométrie :	55
I.2.2. Conception structurelle :	56
I.3. Règlements et normes de calculs:	57
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :	57
I.4.1. Le Béton :	57
I.4.1.1 Principaux caractères et avantages:.....	58
I.4.1.2 Caractéristiques physiques :	59
I.5.2.2.2. Etat limite de service	69
Chapitre 2 : Prédimensionnement des éléments structuraux	71
<i>Introduction :</i>	72
II.1. Pré-dimensionnement des éléments porteurs :	72
II.2. Evaluation des charges et surcharges :	80
IV.3Descente des charges sur Poteau centrale :	84
CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires.....	95
III.1: Introduction:	96
III.2: Etudes des planchers:.....	96
III.2.Etude des poutrelles :	96
III.2.3 Disposition des poutrelles :	97
III.2.4charges revenant aux poutrelles :	97
III.2.5Calcul des sollicitations :	97

III.3.3.5. Vérification :	122
CHAPITRE V Etude sismique.....	140
V.1 : Introduction :	141
V.2 : Choix de la méthode de calcul :	141
V.2.1: Méthode statique équivalente:	141
V.2.3: Classification de l'ouvrage selon les RPAVersion 2024 :	142
V.2.4 : Spectre de réponse de calcul :	142
V.2.5Classification des zones sismiques.....	143
V.2.6 Classification des sites.....	143
V2.7 A:coefficient d'accélération.....	143
V.3: Estimation de la période fondamentale de la structure :	145
V.4.2 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :	152
V.6Vérifications :	160
V.6.1. Vérification de l'effort normal réduit.....	161
Chapitre VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....	162
VI.1 Introduction :	163
VI.2. Combinaisons d'actions :	163
VI.3.3. Calcul des ferraillements :	166
VI.3.3.1. Armatures longitudinales :	166
VI.4. Ferrailage des poutres :	174
VI.4.1. Introduction :	174
VI.4.2. Combinaisons des charges :	174
VI.4.5. Calcul de ferrailage :	176
V.4.6. Armatures transversales :	180
CHAPITREVII : Etudes des fondations.	188
VII.1. Etudes des fondations.....	189
VII .1.1 : Introduction :	189
VII .2.2. Le choix de type de fondation :	189
VII.2.3. Combinaison d'action :	189
VI.3. Etude du radier :	191
VI.5. Ferrailage du radier :	193
VII.5.3.2.Vérification au poinçonnement :	193
VII.5.3.3.Vérification de la stabilité du radier :	194
VII.5.4.Caractéristiques géométriques du radier :	195
VII.5.5.Ferrailage du radier :	195
VII.5.5.3.Méthode de calcul :	196

VII.5.5.2.Calcul de la réaction du sol sous le radier :	196
VII.5.5.3.Ferraillage de la dalle de radier :	196
VII.6.3.Etude de la nervure :	200
VII.6.5.Diagrammes des sollicitations :	201
conclusions.....	206
BIBLIOGRAPHIE	208

LISTE DES TABLEAUX :

Tableau (IL) : Résistance f_{cj} du béton à 7, 14 et 90 jours	60
Tableau III: Déformations limites du pivot considéré.....	67
Tableau IV: Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser	69
Tableau (II.5) : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse	80
Tableau (II.7) : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.	82
Tableau II.8 Evaluation des charges dans les murs extérieurs.....	82
Tableau (II.9 Evaluation des charges permanentes de palier.....	82

Tableau (II.10) : Evaluation des charges permanentes de volée	83
Tableau II.11. Descente des charges sur Poteau centrale.	88
Tableau (III .12 :valeur des charges et surcharges à L'ELU et L'ELS.	97
Tableau (III.13) Moments en travées.	101
Tableau (III.16 efforts tranchants.	104
Tableau (III.17 efforts tranchants.....	105
Tableau (III.18 es moments en appuis.	106
Tableau (III.19 les moments en appuis.	106
Tableau (III.20 Moments en travées.....	106
Tableau (III.21Moments en travées.....	107
Tableau (III.22) efforts tranchant	107
Tableau (III.23efforts tranchants.....	108
Tableau (III24) : Les Résultats Max en ELU et ELS	108
<i>Tableau(III .25): résultats de l'armature longitudinale en travée.....</i>	<i>110</i>
Tableau (III.26 les moments en ELU	115
<i>Tableau(III 27): Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale</i>	<i>121</i>
Tableau (III28):Le ferrailage de poutre palier.	122
Tableau(III .29):Vérification de la contrainte.	123
Tableau (III.30 valeur des charges et surcharges à L'ELU et L'ELS.	127
<i>Tableau III31: Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.....</i>	<i>128</i>
<i>Tableau III .32 Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.</i>	<i>135</i>
Tableau V33 : Classification des zones sismiques.....	143
Tableau V34 :coefficient d'accélération.....	144
Tableau V .35 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique	144
Tableau V .36:VALEURS DE ξ	144
Tableau V .37 :valeurs des coefficients d'importance.....	144
Tableau V .38 :valeurs des ponderations P_q	145
Tableau V .39 LEvaleurs	145
Tableau V .40:Période à utiliser	146
Tableau.V.41 : les résultats des forces sismiques	154
Tableau.V.42 : les résultats des forces sismiques à la base.	155
Tableau V 43valeur limites de déplacement inter-étages.....	157
<i>Tableaux V.44 : Vérification la déformation dans chaque étage suivant Y.</i>	<i>158</i>
<i>Tableaux V45: Vérification de l'effet P-Δ (X-X).</i>	<i>159</i>
Tableau.V.46 : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales pour les deux sens.	160
Tableau.V47 : les résultats des différents centre de gravité et de rigidité	161
Tableau VI48 : Coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques.	163
Tableau VI. 49 : Pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales.	164
Tableau VI50 Les résultats des efforts et des moments pour chaque combinaison dans les poteaux.....	166
Tableau.VI.51 choix des sections d'armature.....	169
Tableau.VI.52: Récapitulatif des valeurs des moments dans les poutres dus aux combinaisons les plus défavorables.....	175
Tableau VI.53 : Récapitulatif résultats de la vérification à l'E.L.S.	178
Tableau V54: Récapitulatif résultats du ferrailage.....	178
Tableau V. 55: Vérification des conditions de flèche.	179

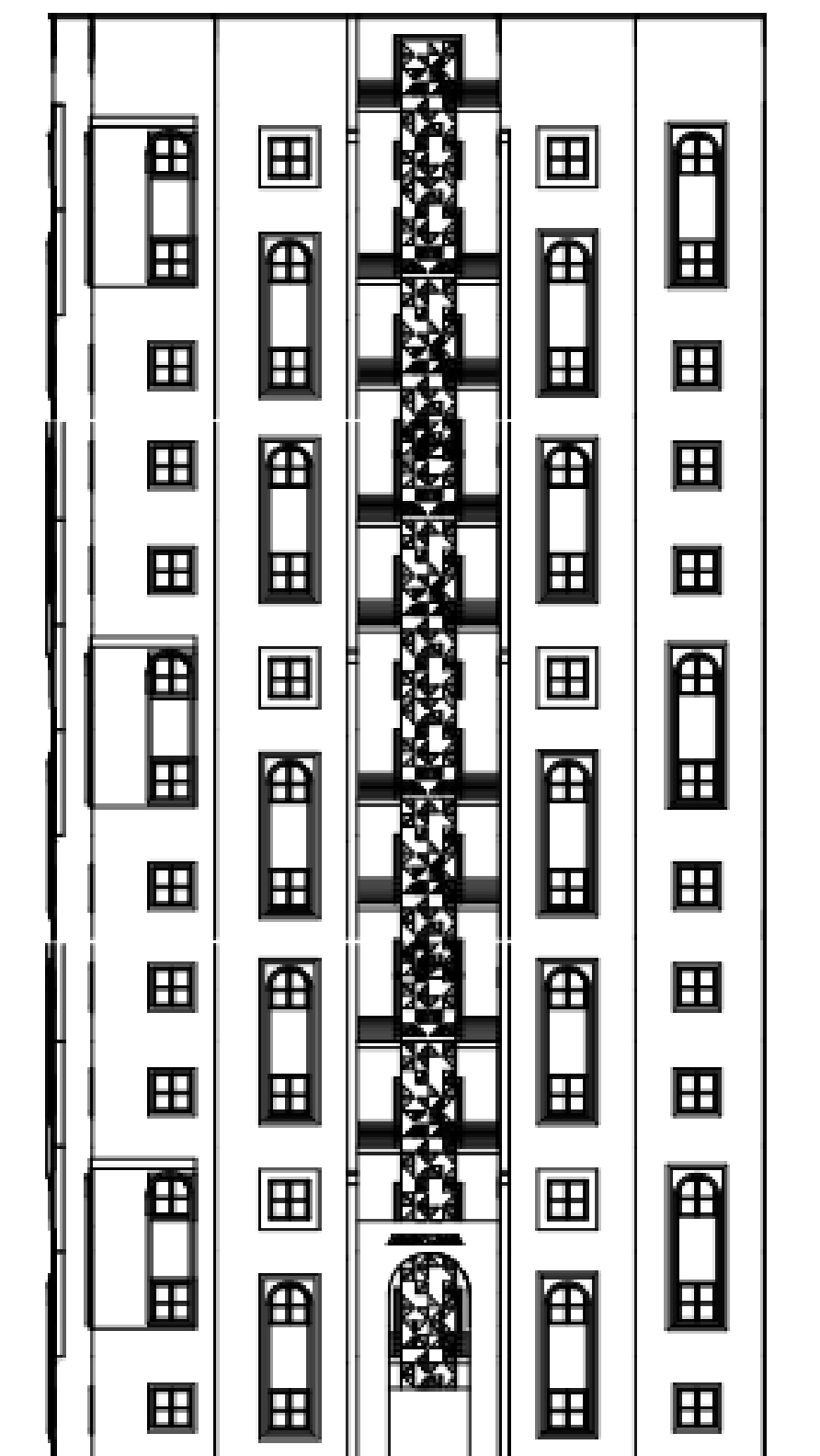
Tableau VI.56: Récapitulatif des efforts internes dans le voile dus aux	183
Tableau VII-57: Résultats de Méthodes de calcul.....	196
Tableau VII-58: Réaction du sol sous le radier.....	196
Tableau VII-59: Ferrailage de radier à l'ELU.	198
Tableau VII-60: Ferrailage de radier à l'ELS.	199
Tableau VII-61: Sollicitation sur les nervures sens (x-x).....	201
Tableau VII-62 Sollicitation sur les nervures sens (y-y).....	201
Tableau VII-63: Les résultats de ferrailage des nervures à L'ELU	202
Tableau VII-64: Les résultats de ferrailage des nervures à L'ELS.....	203

LISTE DES FIGURE

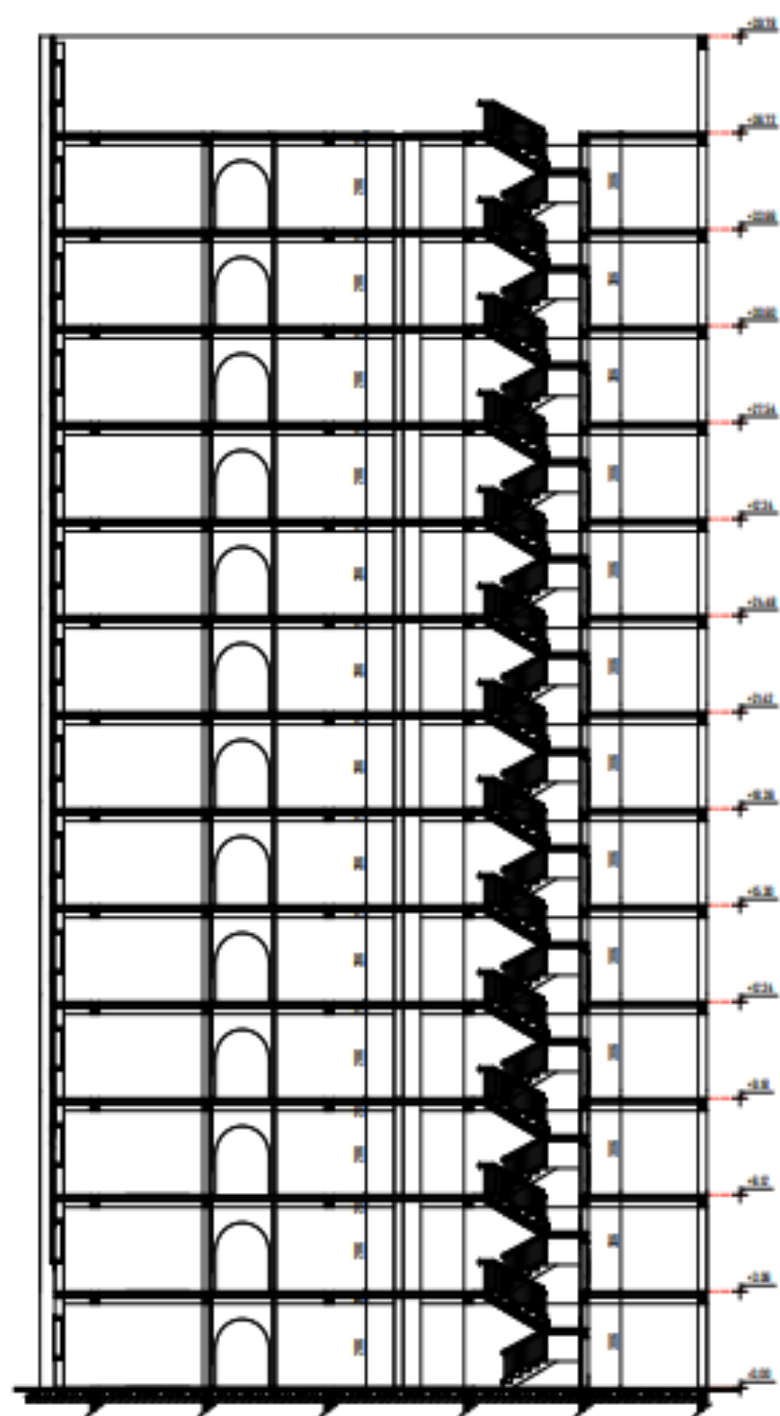
Figure 1 Diagramme de contrainte	61
Figure 2	62
Figure 3: Diagramme contrainte-déformation d'armature.....	64
Figure 4: diagramme contraintes-déformation.....	65
Figure : 5 Diagramme des déformations limitées de la section	67
Figure 6. Plancher à corps creux	73
Figure (II.7) schéma des poutrelles	74
Figure (II.8) Coup de poteaux.....	78

Figure. (II.9) : coupe plancher terrasse Charge permanente	80
Figure. (II.10) : coupe plancher étage courant	81
Figure II.11 Murs extérieurs	82
Figure II.13. Les escaliers.....	93
Figure II 14 l'acrotère.....	94
Figure III 15 Plancher à corps creux	96
Figure III.16 : schéma de tybe 1.....	99
Figure III.17 : schéma de tybe 2.....	99
Figure III.18: Moments en travées.	102
Tableau (III.19) Moments en travées.	102
Figure III.20 Moments en travée.....	102
Figure III.21: schéma de tybe 1.....	103
Figure (III.22): Diagramme des efforts tranchants (t)	104
Figure (III 23 : Diagramme des efforts tranchants (t)	105
Figure (III.24)Moments en travées.	106
Figure(III.25) Moments en travées.....	107
Figure(III 26) : Diagramme des efforts tranchants (t)	107
Figure(III .27) : Diagramme des efforts tranchants (t)	108
Figure (III.28) : schéma de ferrailage de plancher	114
Figure III.29: Schéma de ferrailage de l'escalier.	119
Figure III.30 : schéma du balcon a étudié.....	126
Figure III.31: ferrailage du balcon	130
FigureIII 32 : Dimensions de l'acrotère.....	130
Figure III.33Section à ferrailer.	132
Figure III.34 : schéma du ferrailage DE l'acrotère	COUPE A-A.....138
Figure.V35: 3D DE LA STRUCTUER.....	147
Figure.V.36: Variante n°01 d'un voile:	148
Figure V.37 : Périodes et coefficients de participation modaux variante 1	148
Figure V.38. Variante n°02 d'un voile:	149
Figure V.39: Périodes et coefficients de participation modaux variante 2	149
Figure V. 40 : Variante n°03 d'un voile:	150
Figure V.41 Périodes et facteurs de participation massique du modèle.....	150
Figure V. 42 Premier mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=1.16sec)	151
Figure V. 43 : Deuxième mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=0.98sec).	152
Figure V. 44 : Troisième mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=0.78sec).....	152
Figure V. 45: spectre de calcul Le Sens X.....	155
Figure V.46: spectre de calcul Le Sens Y.....	155
FIGUER V.47 Vérification les déplacements :(RPA2024 art 4.5.2)	156
Fig.V.48 Le ferrailage des poteaux 50× 60.....	174
Figure IV 49: FERRAILAGE DE POUTER PP ET PS.....	181
Figure .VI.50 : Schéma du ferrailage de voile.	187
Figure VI.51: Schéma représente la semelle du radier.	191
Figure VII-52 Répartition des charges trapézoïdale sur les nervures	200
Figure VIII-53: Ferrailage de radier.	204
Figure VII-54: Schéma de ferrailage de nervure.....	205

Les plans



FACADE POSTERIEUR



COUPE A-A ECH 1/50

Parti 1

I. Introduction Générale

Introduction Générale

Dans le cadre de réalisation du présent mémoire de fin d'étude du cycle master de la filière génie civil, option « Calcul et contrôle technique de construction (CTC) », nous allons mener deux études ; La première étude est un travail pratique de terrain, il consiste à suivre les travaux d'exécution du projet de construction du nouveau lycée 300/1000 situé dans la commune de Djamora-centre, on y suivra les procédés de construction appliqués pour les ouvrages d'infrastructure, les ouvrages des structures en béton armé pour les divers bâtiments, et on y suivra aussi les travaux des réseaux divers et des corps d'états secondaires CES prévus dans la période réservée à notre mémoire (janvier à mai 2025). Le but de ce travail est d'effectuer des visites sur le site des travaux (le chantier) du projet en cours afin d'examiner les différentes étapes de réalisation à savoir; le stockage des matériaux, l'excavation de sol, la réalisation des fondations, des poteaux et des planchers ainsi que les travaux des CES (maçonnerie, enduits, revêtements de sol, étanchéité). Ce travail à la fin est sanctionné par un rapport final dont lequel il a été indiqué les différents essais et les techniques de contrôle de qualité de toutes les étapes ainsi que le recensement des anomalies constatées, depuis le démarrage jusqu'à l'achèvement des travaux.

La deuxième étude visée par notre mémoire est une étude de conception et dimensionnement de la structure et des fondations d'un nouveau bâtiment composé de 13 niveaux (R+12) situé dans la wilaya de Boumerdès. Nous avons prévu de calculer les éléments porteurs secondaires : acrotère, éléments des planchers, éléments des escaliers, ensuite nous modéliserons la structure principale à l'aide du logiciel Robot, afin d'étudier ses comportements statique et dynamique sous les charges verticales, les forces du vent et l'action sismique. L'objectif de cette analyse est de définir les paramètres à prendre en compte pour déterminer les sollicitations dues aux diverses charges, puis de faire les vérifications nécessaires selon les règlements en vigueur, afin de vérifier le comportement du bâtiment et d'assurer le respect des exigences de sécurité, d'aptitude au service, de durabilité et d'économie.

Contrôle et suivie de chantier

-Introduction:

Le contrôle technique de la construction a été constituée depuis plus d'un quart de siècle, sa réputation en tant que prestation liée à l'acte de bâtir est longuement établie et ne nécessite donc qu'un bref rappel :

Avant de parler de la mission du contrôle , on vous faire un rappel historique de l'apparition de cette mission en Algérie , le code civile algérien dans son article 554 fait peser sur l'architecte et l'entrepreneur une responsabilité civile de dix ans (la garantie décennale) pour les ouvrages et les édifices qu'ils réalisent, il stipule en effet :

“L'architecte et l'entrepreneur répondent solidairement pendant dix ans, de la destruction partielle ou totale des travaux de construction immobilière et des ouvrages permanents et ce alors même que la destruction proviendrait de vices de sol ”.

Cette mesure débouchant sur une responsabilité lourde à assumer, le Ministère des travaux publics et de la construction par circulaire du 10 mai 1967 a rendu obligatoire l'assurance de matière de responsabilité civile.

DIFFERENTES PHASES DE LA MISSION DE CONTROLE TECHNIQUE :

- ✓ Phase 1 : Contrôle de la conception.
- ✓ Phase 2 : Contrôle de document d'exécution.
 - Procédure d'approbation des plans.
- ✓ Phase 3 : Contrôle de la réalisation.
 - Contrôle de l'exécution : *Principes, *Fréquence des visite de chantiers.
 - Contrôle de la qualité
 - Qualité des bétons
 - Qualité des matériaux
 - Contrôle de l'étanchéité.
 - Contrôle des CES.
 - Cas de la réception provisoire.
 - Cas de la période de garantie.

La première partie est consacrée au suivie de chantier ,nous avons choisi d'effectuer cette phase de projet au sein du bureau d'études ATRIUM CONSTRUCTION.

les techniques ainsi que les moyens de contrôle des Travaux dans un chantier en cours de réalisation et de constater le respect des règlements en vigueur et les bonnes règles de la construction.

Presentation du projet:

1.1. Le plan de situation et plan de masse:



Figure 1.1 plan de situation.



Figure 1.2 plan de masse

1.3Panneau décrivant l'intitulé du projet.



Figure.1.3 Panneau de chantier

1.4. Les different acteurs du projet:

- Maitre d'ouvrage: Direction de l'équipement public de la wilaya de Biskra.

- **Maitre d'œuvre** : Sarl civil dès l'ingénieurs et architecteurs ATRIUM CONSTRUCTION
- **Entreprise de réalisation**: Yasead Farouk
- **Contrôle technique**: comité nationale de contrôle technique de construction (C.T.C de Biskra).
- **Le délai de réalisation est de**: 12 mois.
- **Date de début des travaux** 30/04/20023

1.5. Les objectifs de suivi de chantier:

- Le suivi des délais: IL doit répondre à des objectifs adoptés par l'ensemble des responsables à tous les niveaux. Afin de coordonner chacune des étapes de l'opération, un planning détaillé sera établi, et permettra ainsi de faire un suivi direct de l'avancement des activités et une évaluation des résultats d'exécution en fonction des objectifs.
- Le suivi du résultat : pour le chantier dans sa globalité et/ou pour chaque section, il faut :
 - Mettre en place le système de saisie des informations comptables
 - Adapter le plan comptable analytique
- Le suivi des dépenses: il faudra déterminer un droit à dépenses par rubriques que l'on pourra comparer à la comptabilité de chantier, puis à la comptabilité analytique d'agence.

1.6. Installation du chantier et des équipements.

Cette étape est la plus importante des premières étapes du travail. Pour assurer une bonne organisation de chantier et le bon fonctionnement des ouvrages. Accomplir des sites de stockage et les emplacements des équipements et les engins de chantier et la mise en place des travailleurs et des réseaux de distribution au chantier.

1.6.1. Plan d'installation de chantier:

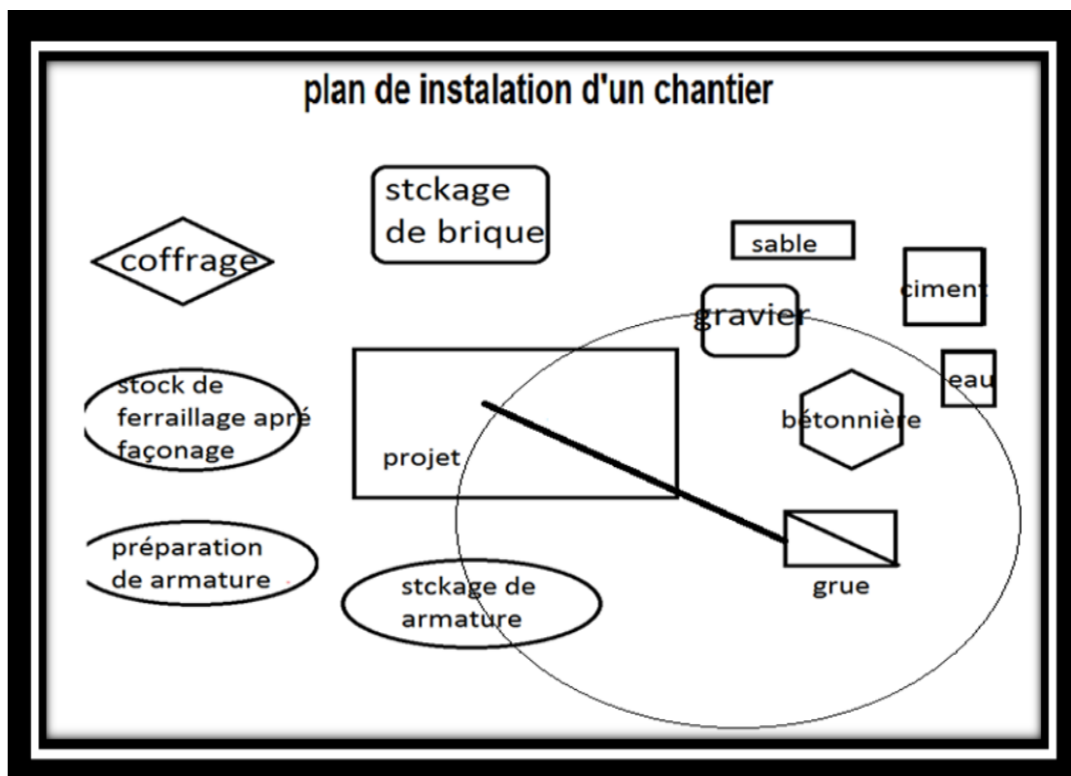


Figure.1.4. Plan de l'installation de chantier.

- Stockage des matériaux dans un endroit inapproprié.
- Le personnel (bureau et atelier de façonnage de ferrailage).
- Les engins (aires des emplacements).
- Les matériaux, (aires de stockage).
- Les installations et les équipements.

2. Equipements et engins lourds de chantier

2.1L'engin de levage (grue):

Pour la manutention d'un point à un autre du chantier, des matériaux, produits œuvrés, matériels et outillages spéciaux de mise en œuvre.



Figure.1.5. La grue de chantier Pour transporte de béton ET chargeur pour les remblais ou chargement.

Foreuse (perceuse mécanique) : pour creuser des excavations et réaliser des remblais et terrassements sur chantier.

❖ **Le camion du transport:** Le chantier est équipé de deux camions pour le transport du matériel pour le chantier.



Figure.1.8.camions de transport des matériaux (gravier ou sable).



Figure.1.9.camion destiné pour le transport de l'eau. **Figure.1.10** Camion toupie (Malaxeur)



Figure.1.9.camion destiné pour le transport de l'eau

Le camion citerne: pour alimenter le chantier de l'eau pour la confection du béton ainsi que les besoins du chantier en eau.

2.2. Installations des postes de coffrage et de ferrailage:

- ❖ poste de ferrailage: le façonnage et l'assemblage des aciers.



Figure.1.11. Mauvais stockage de ferrailage



Figure.1.10. Poste de ferrailage

Remarque: Mauvais stockage pour les ferrailages cantate avec le sol direct.

Matériel	Type	Nombre	SITUATIO
NIVELEUSE	KOMATSU	01	BIEN
PELLETEUSE	JCB	02	MOYEN
BETONIERE	ATLAS	03	MOYEN
TRACTEUR	CERT C/680	01	BIEN
DAMPER	ATLAS	02	MOYEN
CAMION	SONACOME C-70	02	MOYEN
APPAREIL VIBRATION	HATS	03	EXELENT
APPAREIL DE LEVAGE	MARTIN	01	BIEN
CAMION	RENAULT 340	01	BIEN
-RESERVOIRES	-	-	BIEN
- PIOCHES	-	-	
-PELLES	-	-	
-SURJOINTS	-	-	
- BROUETTES	-	-	
-COUFFRAGE EN BOIS (chevrons)	-	-	

3. Contrôle des matériaux sur chantier :

Les constituants du béton doivent faire l'objet d'un stockage compatible avec les besoins du chantier en évitant aussi bien les ruptures de stock que les sur stockages. Les constituants utilisés doivent toujours être de qualités, et conformes aux normes en vigueur.

3.1 CIMENT :

3.1.1 Stockage de ciment

Le ciment, liant hydraulique, réagit avec l'eau, doit être protégés contre l'humidité et les intempéries.

- **Recommandations :**

- Stockage du ciment dans des silos (grand chantier).
- Les sacs de ciment doivent être protégés contre l'humidité
- Utiliser des palettes pour isoler du sol
- Stocker le ciment de préférence à l'intérieure de locaux secs.

Tableau : durée de stockage en fonction des conditions de stockage.

Condition de stockage	Durée de stockage
Silo hermétiquement fermé	Durée illimitée
Local sec + protection en poly âne	10 – 12 mois
A ciel ouvert	2 – 4 mois en hiver 1 -2 mois en été



Figure.1.14. Stockage de ciment en sac.

3.2.Le Gravier et sable :

Provenant de la carriere de la region de Foughala, Dans ce projet on utilise: Gravier (15/25), Gravier (7/15).

Remarque:

15/25: utilisé en général pour les foundations.

7/15: utilisé pour coulage les éléments très compliqué de ferrallaige et finition de la dalle de compression.

✓ Nature de stockage dans ce chantier:

Le stockage du gravier sur place est non conformes aux normes avec présence des impurtés, (natures, origines ou de classes granulaires différentes). Pour éviter le melange des granulats avec le sol et les dechets de chantier, Le gravier à utilise doit etre stocké sur un support propre exemple plate forme.



Figure.1.15. Stockage de gravier au chantier.

- ❖ **Examen de gravier:** Sur chantier, on aussi vérifier la qualité du gravier à l'œil en assurent qu'il ne contient pas des impuretés indésirables qui peuvent interagir avec du

ciment. Pour se débarrasser de la poussière le gravier devrait être pulvérisé avec de l'eau.

✓ **Nature de stockage dans ce chantier:**

Anomalie constatée: Ce fait dans des mauvaises conditions a cause de:

- L'emplacement contiens des éléments fin telle que l'argile.
- Des résidus organiques telle que les débris de bois de foin et restes des plantes.
- L'éloignement du lieu de malaxage.

❖ **Examen de sable :**

Sur chantier: Au niveau du chantier, on à vérifier la qualité du sable à l'œil en assurant la non présence des gros grains et les déchets végétales.

3.4 L'eau de gâchage:

L'eau doit être propre, c'est généralement de l'eau potable. Si elle contient des chlorures, une réaction chimique a lieu et modifie la prise du ciment. Le béton perd alors ses qualités de résistance, la consistance du béton, et donc sa facilité de mise en œuvre dans les coffrages.

✓ **Nature de stockage dans cet chantier:**



Figure.1.17. stockage de l'eau.

❖ Examen d'eau :

Sur chantier: L'eau peut être contrôlée visuellement .

4. Le béton:

Le béton est un matériau hétérogène comme tout les matériaux; ce dernier résiste très bien à la compression et mal à la traction; le béton armé utilisé dans la construction de cet ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé.

4.1 Composition du béton:

On utilise dans notre projet un béton dosé à 350 kg/m^3 de ciment CPA pour un béton courant, la composition est définie par trois composants qui sont respectivement par $/\text{m}^3$:

- La quantité de ciment: **350** Kg/ m^3 de ciment C.P.A.
- La quantité de sable: **400** Kg/ m^3 de sable $D \leq 5$.
- La quantité de gravier: 800 kg/m^3 de gravier $D \leq 25\text{mm}$.
- La quantité d'eau: **175** litres d'eau.

Le dosage des différents constituants du béton dépend du type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations. En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et de facteurs extérieurs, tels que la température.

4.1.1. Les conditions de béton: Utilisation de bons matériaux (ciment. gravier. sable. L'eau de gâchage), Respect Bien des norms en cours du coulage (dans ce chantier), utilisation du vibreur lors du gâchage et arrosage juste après coulage. Pour s'assurer de la bonne mise en œuvre du béton, on doit:

- Utiliser de la grue pour déplacer le béton aux endroits de coulage.
- Utiliser du béton ferme.
- Utiliser l'essai du cône d'ABRAMS pour tester l'affaissement.
- Conserver les éprouvettes de béton dans l'eau et les soumettre à l'écrasement à 7 jours et à 28 jours.



Figure.1.18. Espace de préparation du béton.

➤ **Commenter:** l'aire bétonnée non conformable.

4.1.2 Le contrôle de béton: Sur chantier:



Figure.1.19. Le Cône d'abrams



Figure.1.20. Mesurer de l'ouvrabilité.



Figure.1.21. Les éprouvettes (16/32)

-Scléromètre à béton:

Le test du béton avec le scléromètre à béton Original Schmidt constitue la méthode la plus utilisée dans le monde entier pour les tests non destructifs du béton.

-L'ultrason de béton:

Cette technique permet d'apprécier la qualité du matériau en place, notamment les zones de faiblesse par mesures comparatives.

IL s'agit d'un essai non destructif dont le principe est de générer des ultrasons via Un transducteur d'émission. Le transducteur de réception reçoit le signal au bout d'un certain temps. Le temps de propagation mesuré permet de calculer la vitesse de propagation à l'intérieur du matériau. Dans un matériau continu dont on connaît le coefficient de Poisson, cette vitesse ne dépend que du module élastique, qui définit le comportement et les caractéristiques mécaniques du matériau.



Figure.1.22. test de scléromètre.

5.1. Examen de ferrailage:

Examen par leur diamètres et leur longueur et de la manière de les stocker, on peut aussi effectuer l'essai de pliage des barres pour la vérification de la ductilité des aciers.

6. Le coffrage:

Doit être rigide et étanche pour nous assurer qu'ils sont d'intégrité. En bois sont stockés dans des endroits adéquats.

6.1 Le examen de coffrage: nettoyés le



coffrage.

Figure.1.28. stockage des panneaux de coffrage

- Avant le stockage de bois sur chantier en vérifier que :
 - Le terrain de stockage est solide pour résister le poids de stocke de bois.
 - Le sol de terrain de stockage est séché (pas d'humidité).
 - Le terrain est en surface plane.
- Au période de stockage :
 - Assurer un bon fixé pour le stock de bois.
 - Assurer la pénétration de l'air à l'intérieur de stock.
 - Organiser les rangs de bois pour faciliter le travail.

7. L'implantation du projet (terrain):

L'implantation d'une construction est la première étape sur le terrain concernant l'acte de construire. Elle est très importante et même déterminante pour la suite des opérations.

Pour cette opération, l'entrepreneur procédera à la mise en place de piquets maçonnés dont les têtes seront rattachées en plan et en altitude à des repères fixes.

Cette tâche consiste à déterminer sur le terrain l'emplacement de la construction et situer la position des murs de façades, refend, pignon et poteaux. Pratiquement sur chantier on utilise des chaises pour la fixation des centres des axes préférés.

7.1 Examen fond de fouille.

7.1.1 Les semelles isolées:

C'est le type de fondation adopté pour le projet.



Figure.1.29. Mesure de la profondeur de fouille (bon sol).

- Contrôle de profondeur de fouille selon le rapport du sol.
- Notre projet la profondeur de fouille 2m parce que le bon sol se trouve après 2m.
- ✓ Après excavation du fond des fouilles, on doit mettre les chaises. C'est une opération importante qui consiste à maintenir les axes fondamentaux de la construction.



Figure.1.30. L'emplacement Les chaise



Figure.1.31. Matérialiser les axes.



Figure.1.32. Réalisation de piquetage.



Figure.1.33. Lieu mettre gros Béton.



Figure.1.3. barres d'armature près de terrassement. **Figure.1.35.** presences de canalisation.

-Anomalie constatée:

- Le problème de l'existence de canaux.

-Ce défaut est très danger puisque cette ouverture provoque le tassement de sol après le remblai des fouilles.

- Problèmes de présences des barres d'armature près de terrassement.

7.1.1.1 Coulage du gros béton:

-Utilise le
le

gros béton pour
protection.



Figure.1.36. Gros béton.

***Commentaire :** augmentation la hauteur de gros béton dans ce chantier à cause de problème de niveau de terrain.

7.1.1.2 Mise en place de ferrailage des semelles: Vérifier les ferrailages avant coulage.

-Vérifier la conformité aux plans: longueurs, diamètres, espacements, longueurs de recouvrement ou d'ancrage, calages, arrimages et ligatures.

Dans ce chantier : Après avoir terminé le coulage du gros béton, on place le ferrailage des semelles isolée et en respectant bien dans ce chantier les recommandations et les plans de génie civil.



Figure.1.37. Mettre Les écarteurs

Figure.1.38.pour régler la verticalité

***Commentaire:** le positionnement des écarteurs pour un enrobage convenable.

7.1.1.3 Le coulage:

Le coulage se fait en deux phases: La première phase consiste à couler le béton de la semelle après durcissement, on entame le coulage de la poutre libage.

➤ Le béton utilise dans ce chateir est dosé à 370 kg/m³ de ciment C.R.S pour tous les éléments en contact direct avec le sol (semelles, amorces poteaux et longrines plus voiles périphériques).

➤ Béton dosé à 250 kg/m³ de ciment C.R.S ou équivalent pour béton de plots et gros béton.

➤ Béton dosé à 300 kg/m³ de ciment C.R.S ou équivalent pour la dalle flottante.

➤ Imperméabilisation de toute face de béton armé en contact direct avec le sol par application de (02) deux couches croisées de flint-coat d'accrochage suivies de (02) deux couches croisées d'émulsion bitumineuse.

➤ Enrobage des aciers : ($e \geq 4$ cm) pour les parties en béton arme de l'infrastructure, ($e \geq 2.5$ cm) pour la superstructure superstructure.

- vérification la vibration n'est pas réalisée de manière excessive



Figure.1.39. Coulage de semelle par la grue.



Figure.1.40. fin de coulage



Figure.1.41. Coffrage et coulage de l'amorce poteau.

- ❖ Après le décoffrage, badigeonnage de toutes les surfaces en contact direct avec le sol par deux couches de bitume croisées pour protéger le béton de l'infrastructure.



Figure.1.42. Mauvais badigeonnage.

❖ Verification les barres d'attente pour les éléments réalisés en console.

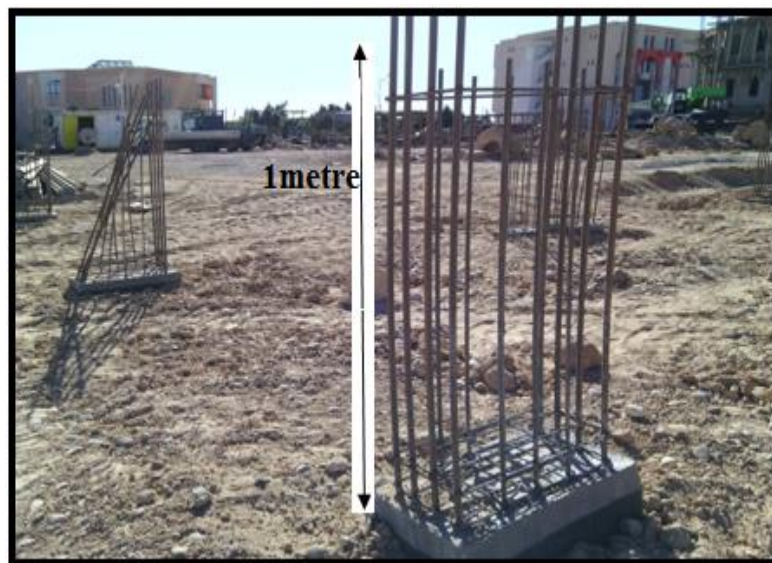


Figure.1.43. fin de travail de l'infrastructure.

❖ **Vérification la liaison structure verticale et horizontale (étape important):**



Figure.1.44. Ferrailage et couffrage la longrine. **Figure.1.45.** Découfrage la longrine

-Remarque: Dans ce chantier respecter bien l'espacement entre les barres.



Figure.1.46. Pose le hérissonnage et le treillis soudé **Figure.1.47.** La dalle flottante.

8. Examen des éléments verticaux de la structure:

Les éléments verticaux sont des éléments de contreventements de la structure du bâtiment qui consiste a absorber les charges verticales ainsi que les efforts verticaux et ils contribuent à la stabilité des structures.

8.1 Le Poteau:

Le Poteau est un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentre de façon ponctuelle les charges de la superstructure et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de ce ouvrage (les fondations).



Figure.1.48. Ferrailage du poteau.



Figure.1.49. Coffrage du poteau.

- **Verification de la verticalité de Poteau et la section.**



Figure.1.50. Controle de verticalité



Figure.1. 51. Vérification la section

- Le Non-respect du dosage minimal en ciment et du rapport E/C maximal sur la charge engendre :
- ✓ perte de compacité et de résistance avec problème de fissuration éventuel

8.2 Le joints de dilatation: réalisation des joints de dilatation chaque 20m.

-Examen des joints.



Figure.1.52. Respecter bien le joints.

8.3 Les voiles:

Ils sont des éléments structuraux qui contribuent à la stabilité de l'édifice et le protéger contre les forces verticales et horizontales surtout les forces sismiques.



Figure.1.53. Ferrailage de voile.



Figure.1.54. Assurer le coffrage.



Figure.1.55. Décoffrage de voile.

9. Examen des éléments horizontaux de la structure:

9.1 Le plancher:

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction et capable de supporter des charges (plancher sur vide sanitaire, plancher intermédiaires, plancher de toiture terrasse).

9.1.1 Plancher corps creux: Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux, Les corps creux qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings), Les poutrelles en béton armé qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.



Figure.1.56. Le coffrage des poutrelles.



Figure.1.57. pose du treillis soudés.



Figure.1.58. Fin de dallage.

- ❖ Après le durcissement. On à constaté l'apparition des fissures en surface dues au retrait du béton.



Figure.1.59.

Les fissures de retrait en surface.

-La cause: Les fissures dues au retrait plastique apparaissent suite à l'évaporation rapide de l'eau de gâchage hors du béton frais.

9.2 Les poutres:

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux.

11.2.1 Les défauts sur les bétons après les décoffrages:



Figure.1.60. présence de la ségrégation dans la poutre.

- **Anomalie constatée:** présence de la ségrégation
- La causes de segregation: la vibration n'est pas réalisée de manière excessive.

10. Examen Les travaux de finition CES:

10.1. La maçonnerie:

La maçonnerie est une l'opération de bâtir une construction par l'assemblage de matériaux élémentaires, liés par un mortier.



Figure.1.61. La maçonnerie.

10.2 La peinture:

La peinture en bâtiment est celui qui apporte la touche finale à un chantier de construction. IL recouvre d'un revêtement, en extérieur et à l'intérieur, murs et plafonds.



Figure.1.62. La peinture.

10.3. L'étanchéité:

L'étanchéité décrit les moyens mis en œuvre pour s'assurer que les éléments naturels extérieurs (pluies, humidité ascensionnelle, vent) ou intérieurs (air saturé en humidité) ne viennent pas mettre en péril les éléments constitutifs du bâtiment (structure, isolation).

Et chaque fois renouvelé un certain .Tout d'abord, nous nettoyons la terrasse de la structure mettre et mettre en place une couche d'accrochage de flint coat puis le bitume. Placer trois couches des multicouches croisées et au périmètre une couche en paxalumin .une fois ce travail est achevé, on mis en place une couche de protection en gravier roulé de diamètre 25mm.

Dans l'ordre de la construction, leur composition la plus courante est la suivante:

L'élément porteur + une forme de pente éventuelle.

- Le par- vapeur.
- L'isolant thermique.
- La liaison entre l'isolant et l'étanchéité.
- Le revêtement d'étanchéité.

-La protection d'étanchéité.



Figure.1.64. Badigeonnage de la terrasse



Figure.1.63. Nettoyage des surfaces.



Figure.1.65 Feuillet étanches.

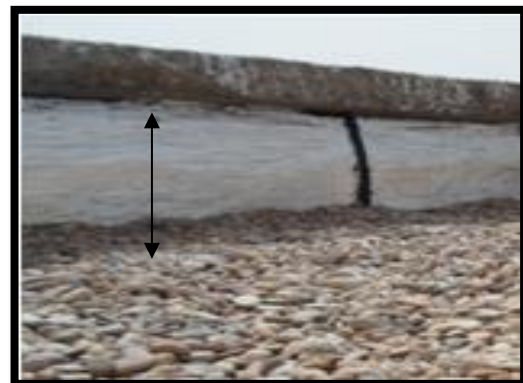


Figure.1.66. terrasse étanche.

-Examen de l'étanchéité:



Figure.1.67. pose l'eau dans le terrace.

Après l'essai de mise en eau par 48 heures la commission de CTC visite au chantier et vitrifier que l'étanchéité est bien réalisée

-Remarque: la réalisation de l'étanchéité bien de conformable.

Conclusion

Le chantier des travaux de construction du projet « nouveau lycée 300/1000 places pédagogiques à Djamora » était riche en matériaux, en ouvrages à réaliser, en matériel et équipements, en procédés techniques de construction et en procédés de contrôle de qualité.

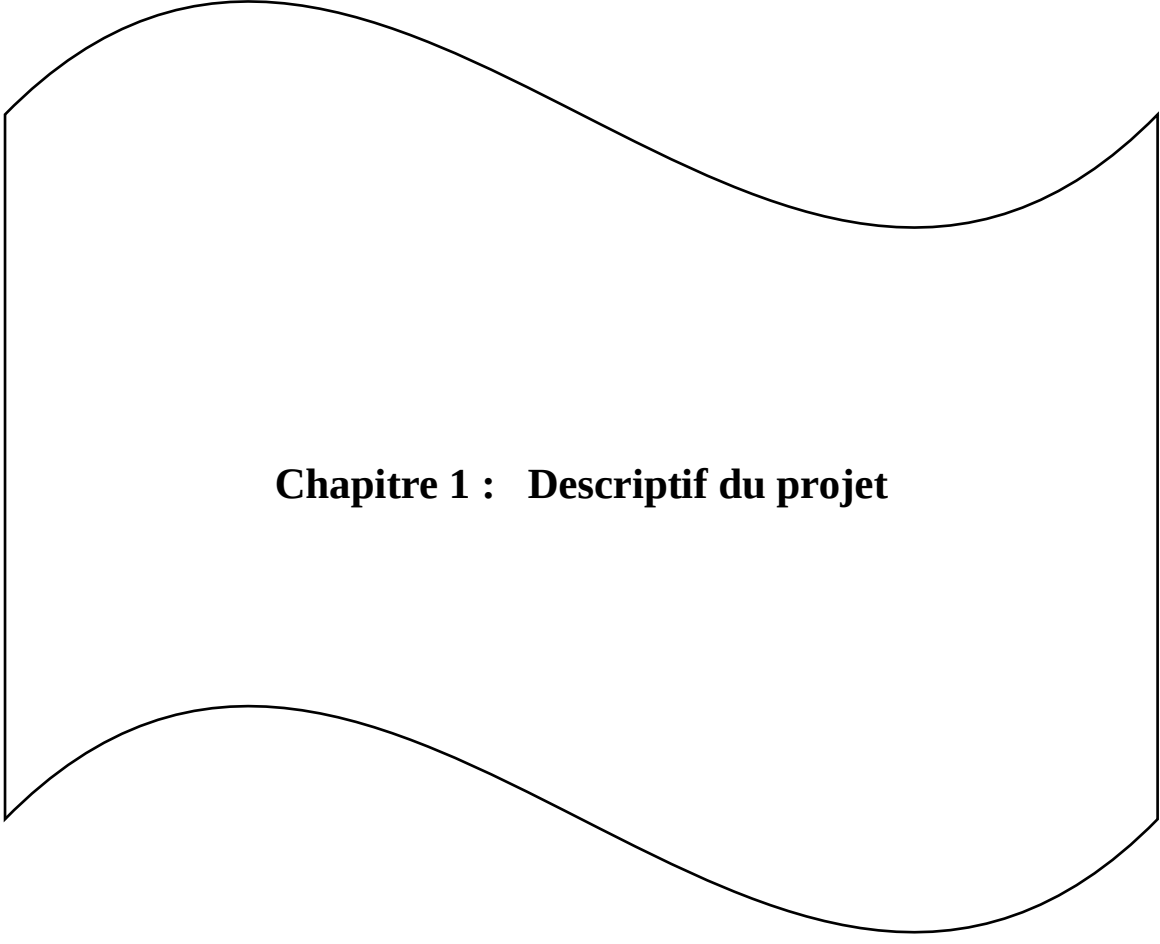
Les visites effectuées au chantier des travaux ont permis de mettre en évidence les règles d'organisation d'un chantier.

Ce suivi nous a permis aussi de constater les étapes de réalisation avec tous les problèmes rencontrés au chantier et les défauts de réalisation rencontrés ; tels que le mauvais stockage des matériaux et les procédures non-convenables de composition des gâchés du béton destiné au coulage, etc.

Ce suivi nous a permis de découvrir les techniques de contrôle de qualité effectués par les différents organismes intervenant dans ce projet : les représentants du maître d'œuvre, les représentants du maître d'ouvrage et les représentants de l'organisme de contrôle technique CTC (agence de Biskra).

Partie II

Etude d'un bâtiment à usage d'habitations (R+12)



Chapitre 1 : Descriptif du projet

I. Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres ...) aux différentes sollicitations (compression, traction, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et leurs dimensions et leurs caractéristiques. Ce chapitre est consacré à la présentation de la structure ainsi qu'aux matériaux qui le constitue.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2024) qui d'appuis sur la connaissance des matériaux (Béton et Acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure .

Dans ce chapitre nous aborderons :

- **Présentation de l'ouvrage**
- **Caractéristiques géométriques**
- **caractéristique des matériaux**

I.2. Présentation de l'ouvrage:

Ce projet présente une étude d'une structure en béton armé à usage d'habitation, comporte un rez-de-chaussée plus 12 étages , il est implanté dans la wilaya de Boumerdes cette région est classée comme zone forte sismicité (zone4) group d'usage (2) par ce que le bâtiment est considère comme bâtiment d'usage d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48 m la classification .Des zones établie par les règlement parasismique algérien RPA 99 (version 2024) La structure de bâtiment présente une irrégularité en plan. La structure de l'ouvrage est mixte en portiques et voiles avec interaction qui assure un contreventement mixte.

I.2.1. Caractéristiques géométrie :

✓ **Les caractéristiques de la structure sont:**

- Largeur en plan 15.35 m.
- Longueur en plan.....31.6 m.
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) 39.78m.
- Hauteur du RDC 3.06 m.
- Hauteur d'étage courant 3.06 m.

I.2.2. Conception structurelle :

a. Choix du contreventement :

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2024). Et puisqu'il répond aux conditions de l'article 1-b du RPA99/version 2024, le contreventement sera assuré par un contreventement mixte avec justification d'interaction portique-voile. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

b. Description structurale :

- ❖ **Les planchers :** constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissants dans son plan aux éléments de contreventement.
- ❖ **Les escaliers :** sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre
- ❖ **Les façades et les cloisons :**
 - les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm Séparées par une âme d'air de 5cm.
 - les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm.

❖ **Local d'ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

❖ **L'acrotère :**

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, Encastré sa base Au plancher terrasse qui est accessible.

❖ **Etanchéité terrasse :**

- Ces travaux comprennent :
- La préparation des surfaces à étanché, décrottage et nettoyage.

- Une couche E.A.F
- Une couche 36s
- Deux couches E.A.O
- pose de carrelage.

❖ **L'infrastructure :**

Elle assure les fonctions suivantes :

-transmission des charges verticales et horizontales au sol. limitation des tassements différentiels.

I.3. Règlements et normes de calculs:

Notre étude est élaboré et établie suivant les règles de calculs et de conceptions qui sont mise en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Règles Techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limite (**BAEL91**).
- Règles parasismique Algérienne (**RPA 99 version 2003 et 2024 ; DTR- BC.2.48**).
- Charges permanentes et charges d'exploitation (**DTR –BC.2.2**).

Etats limites:

Selon les règles **B.A.E.L 91**, on distingue deux états de calcul :

- ✓ Etats limites ultimes de résistance **E.L.U.R**
- ✓ Etats limites de service **E.L.S**

▪ **E.L.U.R:**

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismique algériennes R.P.A 99 (version 2003).

On doit par ailleurs vérifier que l'**E.L.U.R** n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

▪ **E.L.S:**

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées dépassant des contraintes limites.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.4.1. Le Béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment et de granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, a ces composantes s'ajoutent parfois des adjuvants et des éléments encore plus fins qui améliorent sensiblement sa performance ainsi que sa compacité. Le béton

armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction. La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se faire soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton. La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

- ✓ **Ciment:** Les ciments sont des liants hydrauliques constitués de poudre fines qui on leur ajoute de l'eau, forment une pate capable par hydratation de faire prise et dures en un temps plus ou moins long. Pour faire du béton ou du mortier, on utilise du ciment gris ordinaire dit de Portland
- ✓ **Granulats :** Le granulat est constitué d'un ensemble de grains minéraux qui selon sa dimension (comprise entre 0 et 125 mm) désigné à confectionné le béton et mortier.
- ✓ **L'eau de gâchage:** c'est un constituant du béton intervient à toutes les étapes de la vie du matériau par ces propriété physique et chimique.
- ✓ **Les adjuvants :** sont des matériaux actifs ajoutés en très petite quantité dans le but d'influencer certaines propriétés par une action chimique ou physique. Ils ne doivent pas modifier défavorablement la durabilité du béton ou toute autre propriété du béton armé.

La composition d'un mètre cube (m^3) de béton courant est comme suit :

350 Kg de ciment CPA 325

400 L de sable..... $dg \leq 5 \text{ mm}$

800 L de gravillons..... $dg \leq 25 \text{ mm}$

175 L d'eau de gâchage.

La préparation du béton sera faite mécaniquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une centrale à béton.

I.4.1.1 Principaux caractères et avantages:

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte quatre opérations:

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Le coulage du béton dans le coffrage.

d) Décoffrage ou démoulage après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont:

- 1) Economie: Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- 2) Souplesse des formes: elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages aux quels on peut donner toutes les sortes de formes.
- 3) Résistance aux agents atmosphériques: elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- 4) Résistance au feu; le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

I.4.1.2 Caractéristiques physiques :

❖ Masse volumique

La masse volumique du béton est comprise entre 2,2 et 2,5 t/m³. Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration.

❖ Coefficient de dilatation

Comme tout matériau, le béton réagit à la température, l'effet de celle-ci est très important surtout dans le cas des constructions hyperstatiques ou des dégâts considérables peuvent surgir. Il est donc nécessaire d'en tenir compte la variation de température à considérer est de (-40 à +30) °C avec une température initiale de 5 à 10°C, le coefficient de dilatation thermique du béton varie entre (0,7 à 1,2)10⁻⁵ et en moyenne. Il est de l'ordre de 10⁻⁵

$$\frac{\Delta l}{l} = \alpha \cdot \Delta T$$

Avec : α : Coefficient de dilatation

ΔT : Variation de température

$\frac{\Delta l}{l}$: Déformation de dilatation

❖ Retrait :

C'est un phénomène de raccourcissement qui accompagne la prise du ciment, on peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de température entraînant un raccourcissement. Le durcissement sous l'eau diminue beaucoup les effets de retrait. On peut déduire que le retrait est une fonction de la quantité de ciment, d'eau et des conditions climatiques.

❖ Fluage :

Pour la plupart des matériaux, la relation entre la contrainte et la déformation varie en fonction du temps : l'augmentation graduelle de la déformation sous la charge maintienne

constante avec le temps est due au fluage. Le fluage peut donc être défini comme une augmentation de la déformation sous une contrainte constante. Comme cette augmentation de la déformation peut être plusieurs fois supérieure à la déformation sous l'application d'une charge, la prise en compte du fluage est d'une importance considérable lors du calcul des structures en béton.

I.4.1.3 Caractéristiques mécaniques:

I.4.1.3.1 Résistance à la compression:

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière elle est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28} \\ f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28} \end{cases}$$

- pour 28 jours < j < 60 jours $f_{cj} = f_{c28}$

- pour j ≥ 60 jours $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ (à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement).

Pour notre étude, on prend : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

$f_{c28} \text{ (Mpa)}$	16	20	22	25	30	35	40
7 jours	1,06	13,2	14,6	16,5	19,9	23,2	26,5
14 jours	13,7	17,9	18,8	21,4	25,6	29,9	34,2
90 jours	17,6	22	24,2	27,5	33	38,5	44

Tableau (IL) : Résistance f_{cj} du béton à 7, 14 et 90 jours

I.4.1.3.2 Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj}$$

$$\text{Donc pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad = 2,1 \text{ Mpa}$$

I.5. Définition des états limites: (BAEL91)

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis:

- de sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments.

- du comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers. Les états limites sont classés en deux catégories:

a) Etat limite ultime:

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

b) Etat limite de service:

Au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformations, excessives des éléments porteurs).

I.5.1. Déformation et contraintes de calcul :

-Etat limite de résistance : Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit:

"Parabole –rectangle" et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

Diagramme parabole – rectangle : C'est un diagramme déformations – contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

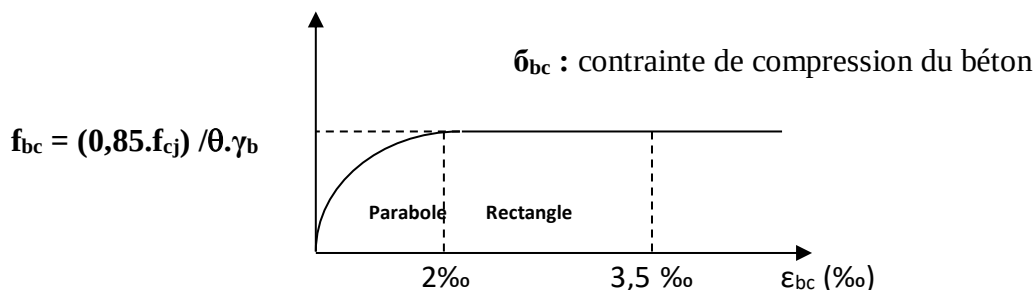


Figure 1 Diagramme de contrainte

Avec:

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression

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

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

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,5$: cas générale

$\gamma_b = 1,15$: cas de combinaisons accidentelles.

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

b) Diagramme rectangulaire Utilisé dans le cas où la section considérée est partiellement

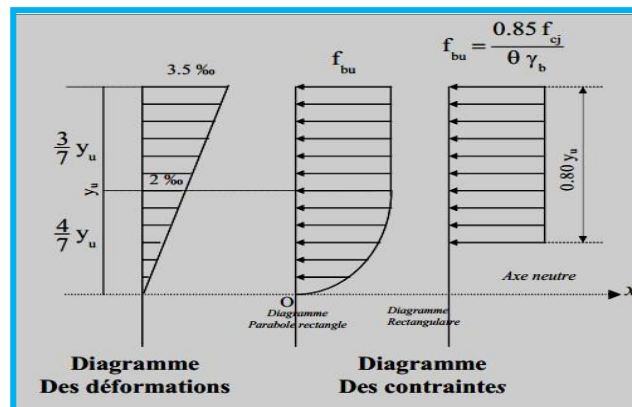


Figure 2 Diagrammes déformations

➤ **Contrainte admissible de cisaillement:**

$\tau_u = \min(0,2 f_{cj} / \gamma_b; 5 \text{ Mpa})$ Fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u = \min(0,15 f_{cj} / \gamma_b; 4 \text{ Mpa})$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

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

$$\tau_u = T_u / (b_0 \cdot d) \text{ avec : } \begin{cases} b_0 : \text{Larg eur.de.la.pièce} \\ d : \text{Hauteur.utile} \end{cases}$$

▪ **Modules de déformation longitudinale du béton:**

a) Module de déformation instantanée:

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton âgé de j jour égal à :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} ; \text{ pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; E_{i28} = 32164,2 \text{ Mpa.}$$

b) Module de déformation différée:

$$E_{vj}=3700(f_{cj})^{1/3} ; \text{ pour } f_{c28}= 25\text{Mpa}; E_{i28}= 10818,9\text{Mpa}$$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

c) Module de déformation transversale :

La valeur du module de déformation transversale donnée par l'expression suivante :

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

Où ν : est le coefficient de poisson

$\nu = 0,.....$ Pour le calcul des sollicitations.

$\nu = 0,2,.....$ Pour le calcul des déformations

I.4.2. L'acier:

Le matériau acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage. c'est un matériau homogène qui résiste bien en traction qu'en compression. Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de la structure sont de 3 types:

✓ **Les ronds lisses (RL)** : Ce sont fabriquées à partir d'acier naturelle. Les nuances utilisées sont les Fe E 215 et Fe E 235.

✓ **Les armatures à haute adhérence (HA)** : Pour augmenter l'adhérence entre le béton et l'acier, on utilise des armatures de forme spéciales qui la plupart du temps ont subi des traitements mécaniques pour augmenter le domaine d'élasticité. On utilise les nuances FeE 400 et FeE 500.

✓ **Les treillis soudés (TS)**: Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs croisements. On distingue les treillis soudés à fils tréfilés lisses dits TSL des treillis soudés à fils à haute adhérence dits TSHA

Le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante :

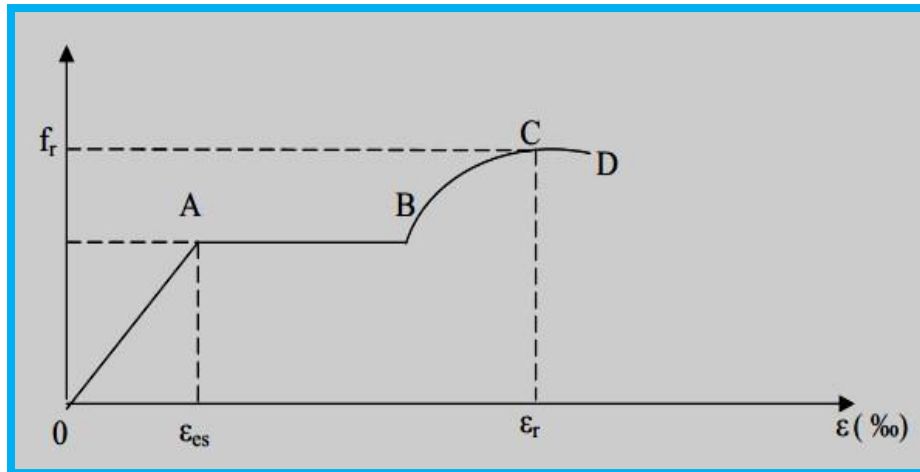


Figure 3: Diagramme contrainte-déformation d'armature.

Avec :

f_r : Résistance à la rupture.

f_e : Limite d'élasticité.

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

ϵ_{esr} : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone 0A : Domaine élastique linéaire.

Zone AB : Domaine plastique.

Zone BC : Domaine de raffermissement.

Zone CD : Domaine de striction.

❖ Caractéristiques mécaniques :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de $[\psi]$ scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22 %	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 %	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6$)	T S	520	550	8 %	1,3	1

Tableau II : caractéristiques mécaniques

❖ **Contrainte limite de l'acier :**

⊗ **Etat limite ultime (ELU):** Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante au de la de cette limite. On a les diagrammes contraintes- déformations

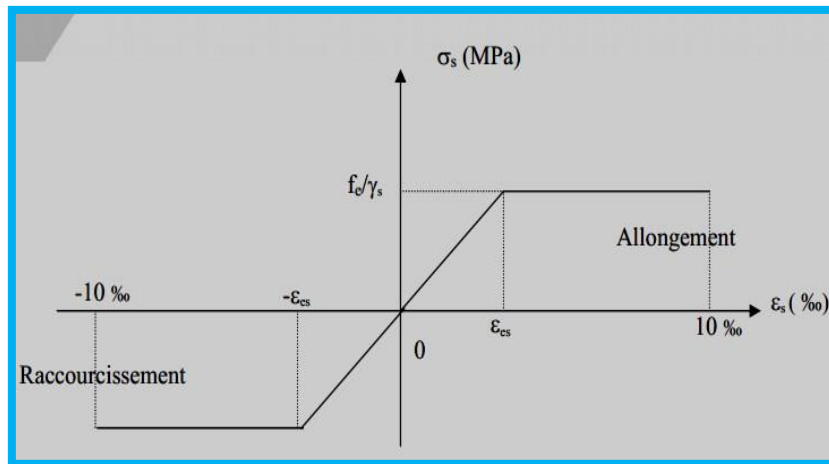


Figure4: diagramme contraintes-déformation

❖ **contraintes limites de traction des armatures:**

Fissuration peu préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation

Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e; 110. \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$ Mpa.

Fissuration très préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e; 90. \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$ Mpa.

η : coefficient de fissuration ;

f_{ij} : Résistance caractéristique à la traction du béton ;

f_e : Limite d'élasticité des aciers.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{Pour rond lisse} \\ \eta = 1,6 \\ \eta = 1,3 \end{array} \right. \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \emptyset \geq 6\text{mm}$$

Pour hautes adhérences avec $\emptyset < 6\text{mm}$

- **Poids volumique:**

- Béton armé..... $\gamma_b=25 \text{ KN/m}^3$
- Béton non armé..... $\gamma_b=22 \text{ KN/m}^3$
- Acier..... $\gamma_b=78,5 \text{ KN/m}^3$

❖ Hypothèse de calcul :

a) E.L.U :

- conservation des sections planes avant et après déformation.
- la résistance de béton à la traction est négligeable.
- pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.
- raccourcissement ultime de béton.

$$\epsilon_{bc} = 3,5\% \text{ en flexion}$$

$$\epsilon_{bc} = 2\% \text{ en compression centrée}$$

- allongement ultime de l'acier est limite à : $10 \cdot 10^{-3}$; 10%
- les diagrammes de déformation passent par des pivots A ; B ; et C.

b) E. L. S :

- Conservation des sections planes.
- Le béton à une résistance à la traction supposée nulle.
- Pas de glissement relatif béton acier.
- Les contraintes de compression pour le béton et de traction pour l'acier sont supposées proportionnelles à leur déformation élastique (Loi de Hooke).

Coefficient d'équivalence a pour valeur ($n = 15$)

➤ Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

* Pour le Béton :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818,865 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$.

* Pour les armatures de l'acier:

- longitudinales : on a choisi le : « Fe E 400 » H.A.
- transversales : on a choisi le : « Fe E 235 » R.L.
- treillis soudés (de la dalle de compression) : « Fe E 500 » H.A.

I.5.2. Règles des trois pivots : En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.
- les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.
- la déformation est représentée par une droite passant par l'un des points **A**, **B** ou **C** appelés pivots.

Pivot	Domaine	Déformations limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier $10^0/_{00}$
B	2	Raccourcissement unitaire du béton $3,5^0/_{00}$
C	3	Raccourcissement unitaire du béton $2^0/_{00}$

Tableau III: Déformations limites du pivot considéré

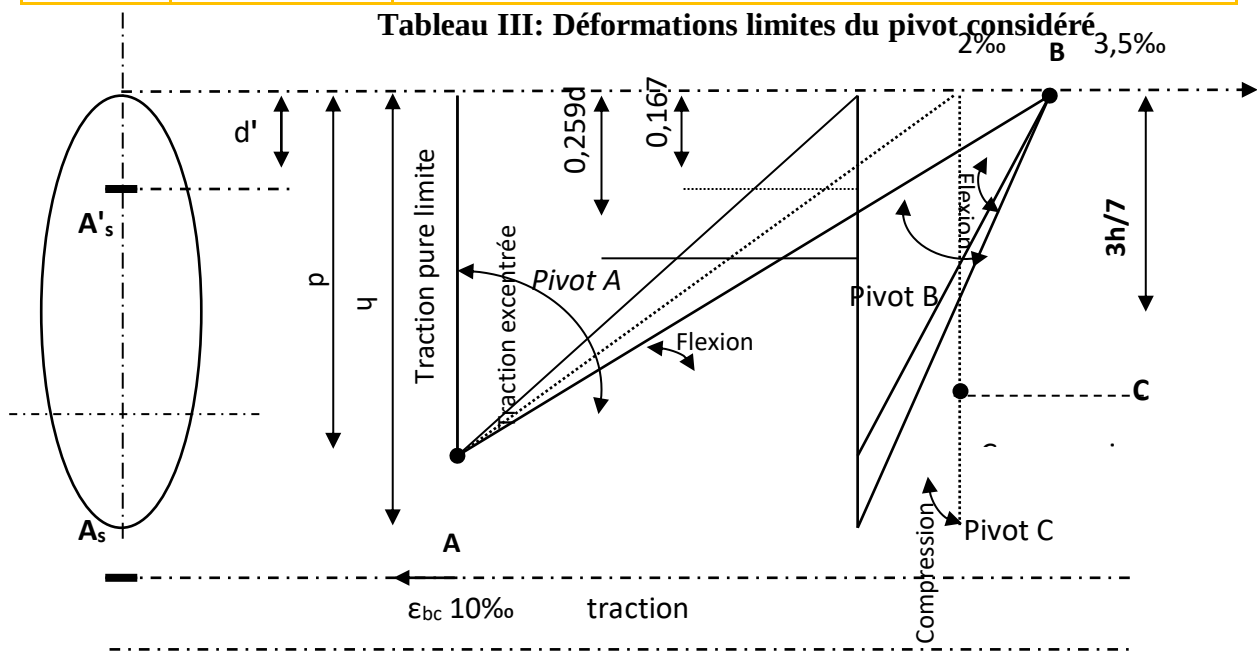


Figure : 5 Diagramme des déformations limitées de la section
- Règles des trois pivot

I.5.2.1. Hypothèses de calcul :

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- le béton tendu est négligé ;

- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \quad ; \quad \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \quad ; \quad \text{Avec : } \varepsilon = \frac{\Delta.L}{L}$$

-Pour convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.

I.5.2.2. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

I.5.2.2.1. Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1,35.G + 1,5.Q$$

I.5.2.2.2. Etat limite de service : Combinaison d'action : G+Q

-Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ G+Q\pm 1,2E \\ 0,8.G\pm E \end{array} \right. \quad \text{Avec:} \quad \left\{ \begin{array}{l} G : \text{charge permanente ;} \\ Q : \text{charge d'exploitation ;} \\ E : \text{effort de séisme.} \end{array} \right.$$

Matériaux à utiliser

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable	14,2
	*situation accidentelle	18,45
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164,19
Acier	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10721,39
	Limite d'élasticité f_e	400
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle	400
	*situation courante	348
	Contrainte à l'ELS	/
		240
		176

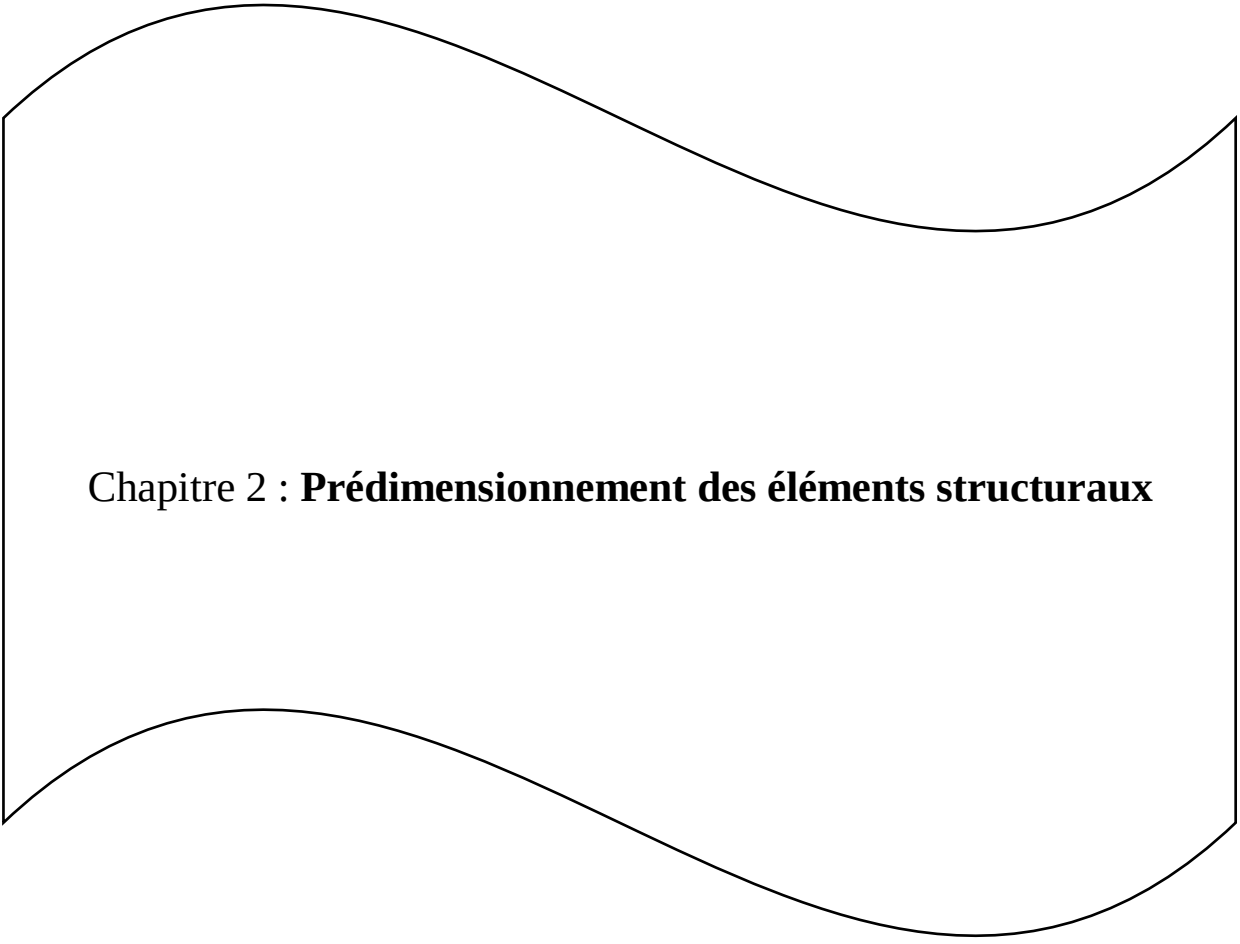
Tableau IV: Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser

I.6. Caractéristiques du sol :

Le terrain réservé pour la réalisation d'une promotion immobilière à Ihaddaden est essentiellement constitué d'une couche de terre végétale allant jusqu'à 0.8 m reposant sur une couche de limon marneux plastique; puis on trouve une couche de marne plastique sableuse assez compacte de couleur grise. Les toutes reposent sur une couche de marne très compacte légèrement coquillée de couleur grise. D'après ce rapport de sol, on peut classer notre sol en classe S3 (sol meuble). Le taux de travail à adopter pour le calcul des fondations sera de 1.15 bars. L'ancrage des fondations devrait être à au moins 3.4 m de profondeur par rapport à la cote du terrain naturel.

I.7. Conclusion :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base, et cela pour obtenir une structure à la fois sécurisée et économique. A cet effet, Nous avons consacré ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier, ce qui facilitera nos calculs dans les suivants chapitres.



Chapitre 2 : **Prédimensionnement des éléments structuraux**

Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but “ le pré calcul “des sections des différents éléments. Il sera fait selon les règles du BAEL 91 et CBA93et DTR le RPA 99 modifié **2003**, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d’éviter un sur plus d’acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges →poutrelles →planchers →poutres →poteaux →fondations →sol.

- Les éléments structuraux sont des éléments porteurs dans la structure, comportant:
 - ✓ Eléments secondaires : ce sont des éléments porteurs ne faisant pas partie du système de contreventement (escaliers, l’acrotère, poutrelles, planchers, balcons, cloisons).
 - ✓ Eléments principaux : ce sont des éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poteaux, poutres, voiles).

II.1. Pré-dimensionnement des éléments porteurs :**a) Les planchers :**

Le plancher est un élément horizontal. Il a pour rôle la séparation entre les niveaux d’un bâtiment, la transmission des différentes charges aux éléments porteurs et de contreventements, tout en assurant des fonctions de confort comme l’isolation phonique et thermique. Le projet étudié comporte deux types de planchers :

- Planchers à corps creux : étages courants et terrasse.
- Planchers dalle pleine : balcons et escaliers (paillasse et paliers).

 Planchers à corps creux:

Ils sont composés de 3 éléments principaux :

- les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu,
- les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de tractions grâce à leurs armatures,
- une dalle de compression armée qui reprend les efforts de compressions.

La figure ci-dessous illustre la disposition des différents éléments d’un plancher à corps

creux.

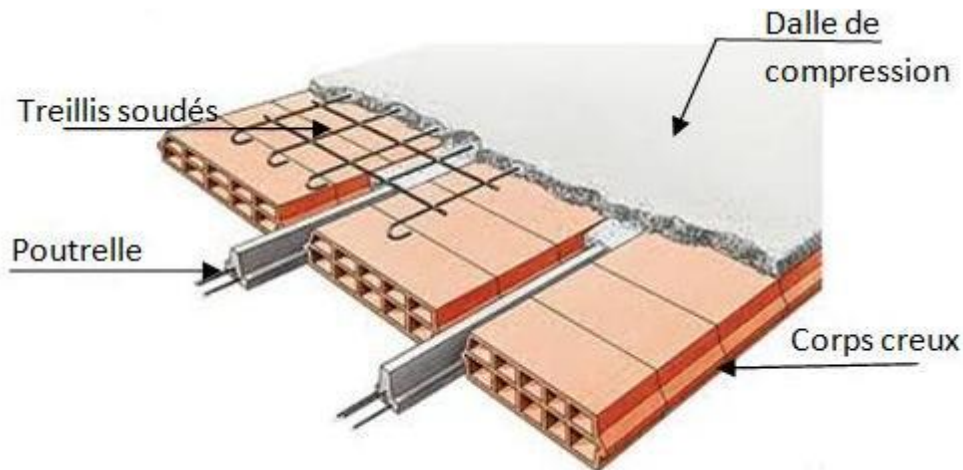


Figure 6. Plancher à corps creux

Selon le CBA93, on doit dimensionner le plancher suivant la condition suivante:

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

L : Longueur de la poutrelle entre nus d'appuis.

h_t : Hauteur du plancher.

$$L = \min (L_x^{\max}, L_y^{\max})$$

$$L = \min (430, 460) \Rightarrow L = 430 \text{ cm} \qquad L = 430 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{430}{22.5} = 19.11 \text{ cm.}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4)=20\text{cm}$.

Avec :

16 cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la dalle de compression.

✓ **Condition d'isolation acoustique :**

Pour obtenir une bonne isolation, on doit vérifier la condition suivante :

$$h_{\min} \geq 16 \text{ cm}, \qquad 20 \text{ cm} \geq 16 \text{ cm.}$$

➤ **Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

-Soit $b_0 = 10$ cm.

-Le hourdis choisis est normalisé de hauteur 16 cm et de longueur 55 cm.

-La section en travée à considérer est une section en T

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$b_1 = \min$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_n}{2} = \frac{55}{2} = 27,5 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{460}{10} = 46 \text{ cm} \end{array} \right.$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives

L : la longueur de la nervure.

Donc on prend $b_1 = 27.5$ cm

$$b = 2.b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 \Rightarrow b = 65 \text{ cm.}$$

Soit : $b = 65$

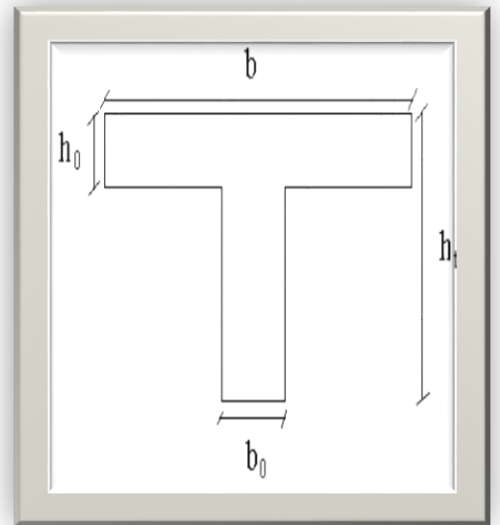


Figure (II.7) schéma des poutrelles

Les voiles :

Selon le RPA99 V2024 l'épaisseur minimale d'un voile est de 15 cm.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités. $a \geq h_e/20$

$$h_e = 3.06 - 0.20 = 2.86 \text{ m.}$$

$$a \geq \max \left[\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm} \right].$$

$$a \geq \max \left[\frac{2.86}{20}; 15 \text{ cm} \right]. \quad \text{RPA99 (Article 7.7.1)}$$

$$\Rightarrow a \geq \max [0.14; 15 \text{ cm}].$$

Soit $a = 20$ cm pour les étages de 2 à 12.

Pour les étages Sous-Sol, RDC, Entre Sol et l'étage 1 :

$$a \geq \max \left[\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm} \right].$$

$$a \geq \max \left[\frac{3.50}{20}; 15 \text{ cm} \right].$$

$$\Rightarrow a \geq \max [17.5; 15 \text{ cm}].$$

Soit $a = 20 \text{ cm}$

$$L \geq 4 \times a = 80 \text{ cm}.$$

c) Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon le RPA99-2024

1) Selon BAEL91 :

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{1}{10}$$

L: la portée de la poutre

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

h: la hauteur de la poutre.

b: la largeur de la poutre

Vérification d'après RPA99 version 2024 pour la zone

$$b \geq 25 \text{ cm : en zones IV, V et VI}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

✓ Les poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est:

➤ Par BAEL 91 :

$$\frac{L_{\max}}{16} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$L_{\max}$: Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$L_{\max} = 490 \text{ cm}.$$

$$\Rightarrow 30.62 \text{ cm} \leq h \leq 49 \text{ cm} \longrightarrow h = 45 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 12 \leq b \leq 28 \longrightarrow b = 30 \text{ cm}$$

***Vérifications :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2024), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 25 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

Sachant que $\left\{ \begin{array}{l} b : \text{largeur de la poutre.} \\ h : \text{hauteur de la poutre.} \end{array} \right.$

Soit : $h = 45 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

$$(2) \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)} \end{array} \right.$$

$$h / b = 45 / 30 = 1.5 < 4$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :

$$b \times h = 30 \times 45 \text{ cm}^2$$

✓ **Les poutres secondaires :**

Elle sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{16} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{Condition de flèche}).$$

$L_{\max}$: Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$L_{\max} = 460 \text{ cm}.$$

$$\Rightarrow 28.75 \text{ cm} \leq h \leq 46 \text{ cm} \longrightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 12 \leq b \leq 28 \longrightarrow b = 30 \text{ cm}$$

***Vérifications :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2024), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 25 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.0 \end{array} \right. \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

Sachant que $\left\{ \begin{array}{l} b : \text{largeur de la poutre.} \\ h : \text{hauteur de la poutre} \end{array} \right.$

Soit : $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

$$(2) \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}) \\ h / b = 40 / 30 = 1.3 < 4 \end{array} \right.$$

Donc on adopte pour les poutres secondaires

Donc on adopte pour les poutres secondaires

$$b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$$

d) Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version 2024), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IV:

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$: en zones I, II et III

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$: en zones IV, V et VI

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 364/20$: quelle que soit la zone

$1/4 < b_1/h_1 < 4$: quelle que soit la zone

Tel que :

h_e : Hauteur libre d'étage, elle est égale à :

$h_e = 3.06m$ Pour les étages 1 jusqu'au 12^{ème}.

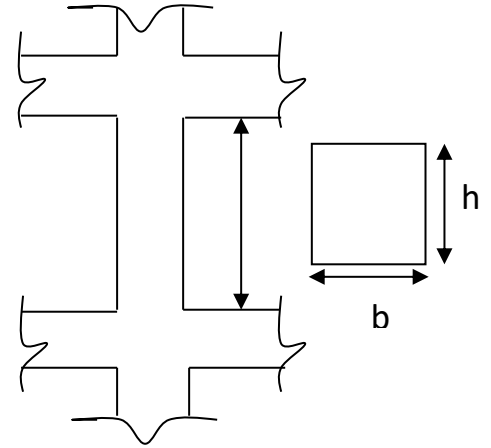


Figure (II.8) Coup de poteaux

On dimensionne la section du poteau comme suit :

Selon les règles (BAEL) on a :

$$L_f = 0.7 \times h_0$$

$$H_0 = 3.06 = 3.06$$

$$L_f = 0.7 \times 2.61 = 1.82$$

$$\text{Max}(\lambda_x, \lambda_y) \leq 70$$

$$\lambda_x = 3.46 \times \frac{l_f}{b_i}$$

$$\lambda_y = 3.46 \times \frac{l_f}{h_i}$$

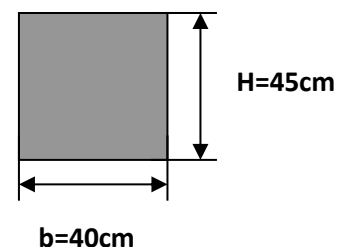
$$\lambda_x = 3.46 \times \frac{l_f}{b_i} \Rightarrow b_i \geq \frac{3.46 \times 252}{50} = 17.43 \text{ cm}$$

$$b_i \geq 17.43 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 3.46 \times \frac{l_f}{h_i} \Rightarrow h_i \geq \frac{3.46 \times 252}{40} = 21.79 \text{ cm}$$

$$h_i \geq 21.79 \text{ cm}$$

b_i : parallèle à l'axe x



h_i : parallèle a l'axe y

Selon les règles (RPA99/v.2024) art (7.4.1) dans la zone III

$$\text{vérifier) } \left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm : en zones IV, V et VI} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots \text{(Condition} \\ 1/4 < b_1/h_1 < 4 : \text{quelle que soit la zone} \end{array} \right.$$

-Prédimensionnement empirique :

$$B \geq N/10$$

N : L'effort normal de la descente.

* Donc on adopte une section de **(40x45)**

$$b \times h = 40 \times 45 \text{ cm}^2$$

II.2. Evaluation des charges et surcharges :

Introduction :

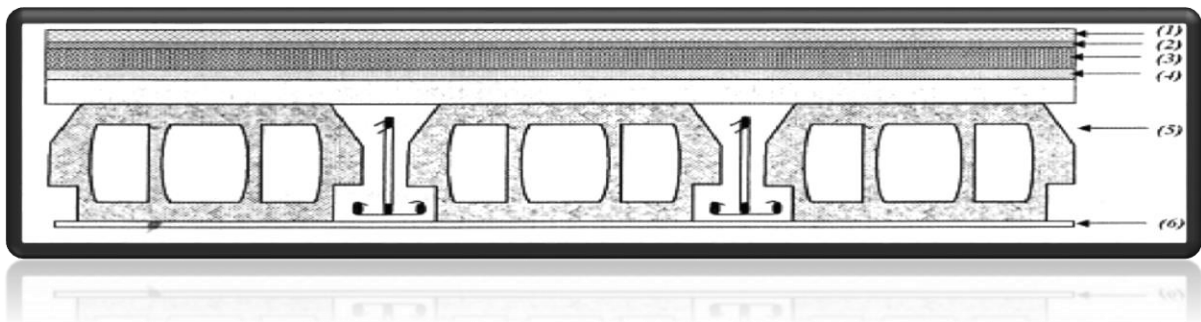
L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

- ❖ Les charges permanentes (**G**).
- ❖ Les surcharges d'exploitation (**Q**).

1) Les planchers a- Plancher terrasse (inaccessible)

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales



Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1- Protection en gravillon	5	1500	75
2- Etanchéité multicouche	5	200	10
3- Forme de pente	10	2200	220
4- Isolation liège	4	400	16
5- Dalle en corps creux	16+4	1400	270
6- Enduit plâtre	1	1000	10

Figure. (II.9) : coupe plancher terrasse Charge permanente

○ Tableau (II.5) : Evaluation des charges permanentes du plancher trrrasse

- La charge permanente totale est estimée à : $G = 6.01 \text{ KN/m}^2$.
- Il s'agit d'un plancher terrasse, la charge d'exploitation correspond à la charge due au personnel d'entretien $\Rightarrow Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$ DTR B.C.2.2.

2)Les planchers des étages courant sont en corps creux.

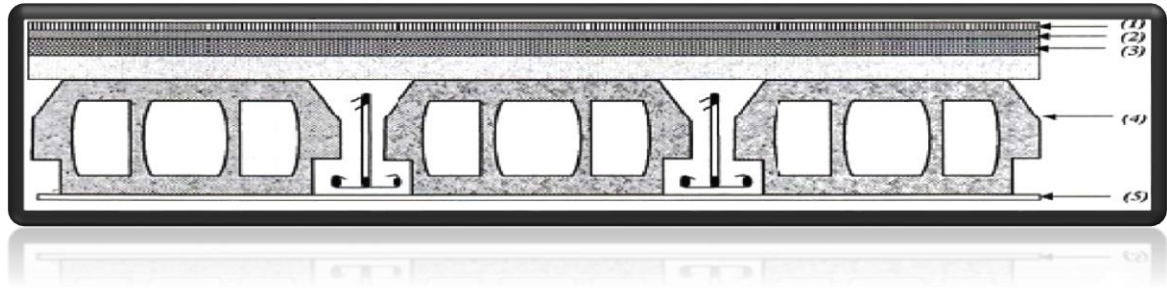


Figure. (II.10) : coupe plancher étage courant
Charge permanente :

Matériaux	Epaisseur e (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1-Carrelage	3	2200	66
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lit de sable	2	1700	34
4-Dalle en corps creux	16+4	/	270
5-Enduit plâtre	1	1000	10
6-cloison de séparation	/	/	90
			$\Sigma G = 5.10$

Tableau (II.2) : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

- La charge permanente totale est estimée à : $G = 5.10 \text{ KN/m}^2$.
- Il s'agit d'un plancher terrasse, la charge d'exploitation correspond à la charge due au personnel d'entretien $\Rightarrow Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ DTR
 B.C.2.2.

3) Balcons : Les balcons sont en dalle pleine

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en BA	15	2500	375
Enduit ciment	2	2000	40
			$\Sigma G = 5.35$

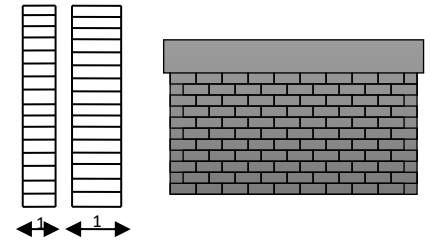
Tableau (II.6) : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.

- La charge permanente totale est estimée à : $G = 5.35 \text{ KN/m}^2$.
- Il s'agit d'un plancher terrasse, la charge d'exploitation correspond à la charge due au personnel d'entretien $\Rightarrow Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ DTR

B.C.2.2.

4) Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses)

Désignation des éléments	e m)	Poids KN/m ²)	G (kg/m ²)
Enduit de plâtre	0.02	2000	40
Briques creuses	0.15	1400	210
Lame d'air	0.05	0.00	0
Briques creuses	0.10	1400	140
Enduit de ciment	0.015	1200	18
$\sum G = 408 \times 0.7 = 28.56$			

**Figure II.11 Murs extérieurs****Tableau II.7 Evaluation des charges dans les murs extérieurs**

- La charge permanente totale qu'on a est $G_{mur} = 2.67 \text{ KN/m}^2$.

L'escalier :**➤ Palier**

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1700	34
Dalle en BA	14	2500	350
Enduit ciment	1	1000	10
$\sum G = 4.78$			

Tableau (II.8 Evaluation des charges permanentes de palier

- La charge permanente totale est estimée à : $G = 4.78 \text{ KN/m}^2$.
- Il s'agit d'un plancher terrasse, la charge d'exploitation correspond à la charge due au personnel d'entretien $\Rightarrow Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$ DTR

B.C.2.2.

➤ Volée:

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Marche	17	2200	$2200 \times 0,17/2 = 187$
Paillasse	14	2500	$(2500 \times 0,12)/\cos 33,3 = 419,47$
Enduit ciment	1	1000	10
Gardes corps	/	/	15
			$\sum G = 7,00$

Tableau (II.9) : Evaluation des charges permanentes de volée

- La charge permanente totale est estimée à : $G = 7 \text{ KN/m}^2$.
- Il s'agit d'un plancher terrasse, la charge d'exploitation correspond à la charge due au personnel d'entretien $\Rightarrow Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$ DTR B.C.2.2.

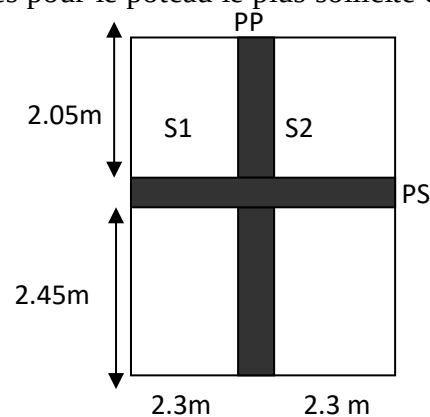
Descente de charge :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

IV.1 Etapes de calcul :

Les étapes de prédimensionnement sont :

- Le choix du poteau le plus sollicité.
- Le calcul de la surface reprise par ce poteau.



La détermination des efforts repris par ce poteau à l'ELU ~~on fait~~ vérification à RPA 2024.

IV.2 Rôle de descente de charge :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

IV.3 Descente des charges sur Poteau centrale :

- La surface afférente pour la charge permanente

$$S = (2.45 + 2.05) \times (2.3 + 2.3) \Rightarrow S = 20.7m^2$$

- La surface afférente pour la charge d'exploitation

$$S_{Q0} = (4.9 * 5.05) = 24.74m^2$$

Fig II.11 surface afférente $S_{Q1} = 24.74 - (0.4 \times 0.45) = 24.56m^2$

Niveau	Elément	G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher terrasse : (6.01×20.7) Poutre principale (Pp) :(0,3× 0.45 ×25×4.5) Poutre secondaire (Ps) :(0,3×0,40×25×4.6) Poteaux :(0,5×0.6 (3.06×25) Surcharge :(1×24.56)	=124.40 =15.18 =13.8 =13.77	 =24.56
Totale		=167.15	=24.56
2-2	Venant 1-1 Plancher étage courant (corps creux) :5.10 ×20.7 Pp :(0,3× 0.45×25×4.5) Ps : (0,3×0,35×25×4.6) Poteaux :(0,4× 0.45 (3.06 ×25) Surcharge :(1.5×24.56)	=167.15 =105.57 =15.18 =13.8 =13.77	24.56 =24.56
Totale		=209.9	=49.12

3-3	Venant 2-2 Plancher étage courant (corps creux) : 5.10×20.7 $P_p : (0,3 \times 0.45 \times 25 \times 4.5)$ $P_s : (0,3 \times 0,4 \times 25 \times 4.6)$ Poteaux : $(0,4 \times 0.45 (3.06 \times 25))$ Surcharge : $(1.5 \times 0.9 \times 24.56)$	=209.9 105.57 15.18 13.8 =13.77	=49.12 =33.15
Totale		=358.22	=82.27

Niveau	Elément	G(KN)	Q(KN)
4-4	Venant 3-3 Plancher étage courant (corps creux) : 5.10×20.7 Poutre principale (P_p) : $(0,3 \times 0.45 \times 25 \times 4.5)$ Poutre secondaire (P_s) : $(0,3 \times 0,40 \times 25 \times 4.6)$ Poteaux : $(0,4 \times 0.45 (3.06 \times 25))$ Surcharge : $(1.5 \times 0.8 \times 24.56)$	=358.22 =105.57 =15.18 =13.8 =13.77	=82.27 =29.47
Totale		=506.54	=111.74
5-5	Venant 4-4 Plancher étage courant (corps creux) : 5.10×20.7 $P_p : (0,3 \times 0.45 \times 25 \times 4.5)$ $P_s : (0,3 \times 0,4 \times 25 \times 4.6)$ Poteaux : $(0,5 \times 0.6 (3.06) \times 25)$ Surcharge : $(1.5 \times 0.7 \times 24.56)$	=506.54 =105.57 =15.18 =13.8 =13.77	=111.74 =25.78
Totale		=654.86	=137.52

Niveau	Elément	G(KN)	Q(KN)
6-6	Venant 5-5 Plancher étage courant (corps creux) : 5.10×20.7 Pp : $(0,3 \times 0.45 \times 25 \times 4.5)$ Ps : $(0,3 \times 0,4 \times 25 \times 4.6)$ Poteaux : $(0,4 \times 0.45 (3.06) \times 25)$ Surcharge : $(1.5 \times 0.6 \times 24.56)$	=654.86 =105.57 =15.18 =13.8 =13.77	=137.52 =22.10
Totale		=803.18	=159.62
7-7	Venant 6-6 Plancher étage courant (corps creux) : 5.10×20.7 Poutre principale (Pp) : $(0,3 \times 0.45 \times 25 \times 4.5)$ Poutre secondaire (Ps) : $(0,3 \times 0,40 \times 25 \times 4.6)$ Poteaux : $(0,4 \times 0.45 (3.06 \times 25))$ Surcharge : $(1.5 \times 0.5 \times 24.56)$	=803.18 =105.57 =15.18 =13.8 =13.77	=18.42
Totale		=951.5	=178.04
v 8-8	Venant 7-7 Plancher étage courant (corps creux) : 5.10×20.7 Pp : $(0,3 \times 0.45 \times 25 \times 4.5)$ Ps : $(0,3 \times 0,4 \times 25 \times 4.6)$ Poteaux : $(0,4 \times 0.45 (3.06) \times 25)$ Surcharge : $(1.5 \times 0.5 \times 24.56)$	=951.5 =105.57 =15.18 =13.8 =22.95	=18.42
Totale		=1099.82	=196.82

Niveau	Elément	G(KN)	Q(KN)
9-9	Venant 8-8 Plancher étage courant (corps creux) :5.10 ×20.7 Pp :(0,3× 0.45×25×4.5) Ps : (0,3×0,4×25×4.6) Poteaux :(0,4× 0.45 (3.06) ×25) Surcharge :(1.5×0.5*24.56)	=1099.82 =105.57 =15.18 =13.8 =13.77	=196.82 =18.42
Totale		=1248.14	=215.24
10-10	Venant 9-9 Plancher étage courant (corps creux) :5.10 ×20.7 Poutre principale (Pp) :(0,3× 0.45 ×25×4.5) Poutre secondaire (Ps) :(0,3×0,40×25×4.6) Poteaux :(0,4×0.45 (3.06×25) Surcharge :(1.5×0.5*24.44)	=1248.14 =105.57 =15.18 =13.8 =13.77	=215.24 =18.42
Totale		=1396.46	=233.66
11-11	Venant 10-10 Plancher étage courant (corps creux) :5.10 ×20.7 Pp :(0,3× 0.45×25×4.5) Ps : (0,3×0,4×25×4.6) Poteaux :(0,4× 0.45 (3.06-0.40) ×25) Surcharge :(1.5×0.5*24.56)	=1396.46 =105.75 =15.18 =13.8 =13.77	=233.66 =18.42
Totale		=1544.78	=252.08

12-12	Venant 11-11 Plancher étage courant (corps creux) :5.10 ×20.7 Pp :(0,3× 0.45×25×4.5) Ps : (0,3×0,4×25×4.6) Poteaux :(0,4× 0.45 (3.06) ×25) Surcharge :(1.5×0.5*24.44)	=1544.78 =105.57 =15.18 =13.8 =13.77	=252.08 =18.42
--------------	--	--	-------------------------------

totale		=1693.1	=270.5
13-13	Venant 12-12 Plancher étage courant (corps creux) :5.10 ×20.7 Poutre principale (Pp) :(0,3× 0.45 ×25×4.5) Poutre secondaire (Ps) :(0,3×0,40×25×4.6) Poteaux :(0,4×0.45 (3.06×25) Surcharge :(1.5×0.5*24.44)	=1693.1 =105.57 =15.18 =13.8 =13.77	=270.5 =18.42
Totale		=1841.42	=288.92
14-14	Venant 13-13 Plancher étage courant (corps creux) :5.10 ×20.7 Pp :(0,3× 0.45×25×4.5) Ps : (0,3×0,35×25×4.75) Poteaux :(0,4× 0.45 (3.06) ×25) Surcharge :(1.5×0.5*24.56)	=1841.42 =105.57 =15.18 =13.8 =18.77	=288.92 =18.42
Totale		=1989.74	=307.34

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (1989.74) + 1.5 \times (307.34) = 3147.15 \text{ kn}$$

$$N_{ser} = G + Q = 2297.08 \text{ kn}$$

Tableau II.10. Descente des charges sur Poteau centrale.

- **Dimensionnement des poteaux :**

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

* N_u : Effort normal ultime (compression) = 1,35G+1,5Q.

* α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

λ : Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.

l_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.

B : Surface de la section du béton ($B=a \times b$).

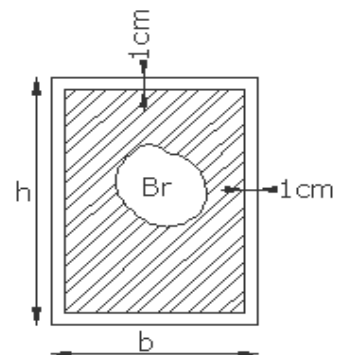
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,20$).....situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,00$).....situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e=400\text{MPa}$).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25\text{MPa}$).
- A_s : Section d'acier comprimée.
- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br = (a-0,02)(b-0,02)$) [m^2].

Selon le "BAEL 91 modifié 99" [1]:

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda &\leq 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$



FigureII12 Poteau (40×45):

$$\lambda = \max(\lambda_x; \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} \quad L_f = 0,7 \times l_0$$

$l_0 =$

$$\lambda = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 2.61}{0.40} = 15.82$$

$$\lambda = 15.82 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0.81$$

Pas de risque de flambement.

-B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périmétrique.

$$B_r = (h-2)(b-2) = (40-2)(45-2) = 1634 \text{ cm}^2.$$

- A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max (A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}})$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B)$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 400 \times 450}{100} = 360 \text{ mm}^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(400+450)}{100} = 68 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.9 \% B \quad (\text{zone III})$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = \frac{0.9}{100} B = \frac{0.1}{100} (400 \times 450) = 1803.6 \text{ mm}^2$$

$$\text{Alors : } A = \max (360, 1804) = 1804 \text{ mm}^2$$

$$\bar{N} = 0.81 \left[\frac{163400 \times 25}{0.9 \times 1.20} + 1804 \frac{400}{1} \right]$$

$$\bar{N} = 3648246 \text{ N} = 3648.246 \text{ KN} ; N_u = 1.35G + 1.5Q = 3147.15 \text{ kn}$$

$$\bar{N} > N_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

a) Vérification vis-à-vis du RPA 2024 (ART 7.4.3.1) :

- b) Pour le but d'éviter ou limité le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivant :

$$c) \quad \nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.35$$

d) V_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton à l'ELS.

e) C : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f) f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton. (25MPa)

$$V_d = N_{ser} = G + Q = 2297.08 \text{ kn} = 2.29708 \text{ mn}$$

Alors

Donc on calcule la section qu'est assurée la stabilité du poteau selon la condition de

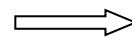
l'RPA 2024.

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.35$$

$$\nu = \frac{2.29705}{0.4 \times 0.45 \times 25} = 0.510 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifi é}$$

$$\frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.35$$

$$B_c \geq \frac{N_d}{0.35 \cdot f_{c28}} = 0.262 \text{ m}^2$$



$$b = 0.61h$$

$$B_c = h \times b = 0.61 h^2 = 0.262 \text{ m}^2 \implies h = 0.65 \text{ m} ; b = 0.40 \text{ m} \longrightarrow (40 \times 65) \text{ cm}^2$$

. Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté la section (40×65).

Pré-dimensionnement des éléments secondaires:

b) Dalle pleine:

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci après

- $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coup de feu.
- $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coup de feu.
- $e = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coup de feu.

➤ **Isolation phonique :**

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : 13 cm

➤ **La résistance à la flexion :**

- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $L_x / 50 \leq h_t \leq L_x / 40$.

Type de panneau : $L_x = 4.60 \text{ m}$, $L_y = 4.90 \text{ m}$

$L_x/L_y = 0.93 > 0.4 \rightarrow$ dans cette cas la dalle reposant sur 4 cotés.

$$\text{Donc : } h_t = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right) L_x \Longrightarrow h_t = (9.2 \div 11.5)$$

D'après les 3 conditions on adopte un épaisseur de dalle pleine **12 cm**

e) Balcon :

Le balcon est d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

$$L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow \text{on a : } L = 1.45 \text{ m}$$

$9 \leq e \leq 16.11 \text{ cm}$ On prend une épaisseur de : 15cm

f) Les escaliers :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place, les différents éléments constituant un escalier sont :

H_0 : demi-hauteur d'étage.

L_0 : longueur totale d'escalier.

g : le giron.

h : hauteur de la contre marche.

L'escalier de notre projet est de même type : deux volées et un palier intermédiaire. Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$0.59 \leq g + 2 \times h \leq 0.64 \text{ m} \dots \dots \dots (1)$$

Caractéristiques techniques :

➤ Pour étage courant:

Hauteur : $H=3,06\text{m}$.

Giron : $g=30\text{ cm}$.

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL** :

On a: $59 < 2h + g < 66 \Rightarrow 14,5 < h < 18$.

h : varié de 14 cm à 20 cm.

g : varié de 22 cm à 33 cm.

Pour: $h=17\text{ cm}$

$N_c = H/h$

$$= 306/17$$

On aura 18 contre marche, entre chaque étage

9 contre marche

➤ Inclinaison de la paillasse:

$$\text{Tg}\alpha = H' / L'$$

$$H' = N_c \times h \Rightarrow H' = 9 \times 17 \Rightarrow H' = 1.53\text{m}$$

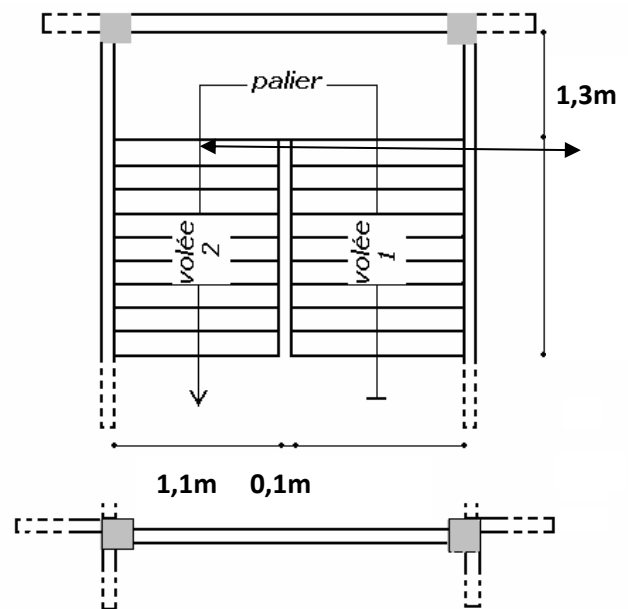


Figure II.13. Les escaliers

$$L' = (n-1) \times g \Rightarrow L' = (9-1) \times 30 \Rightarrow L' = 2.4\text{m}$$

$$\text{Tg}\alpha = 1.53/2.4 \Rightarrow \alpha = 32$$

$$\text{La longueur de volée est : } L = 1.53 / \sin\alpha \Rightarrow L = 2.70\text{m}$$

$$\text{L'épaisseur de la paillasse est : } L/30 < e < L/20 \Rightarrow 270/30 < e < 270/20 \Rightarrow e = 14\text{cm}.$$

*L'épaisseur du la palier est la même que celle de la paillasse.

g) L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionné dans les plans d'architecture.

Pour la terrasse inaccessible on prend $H = 60cm$.

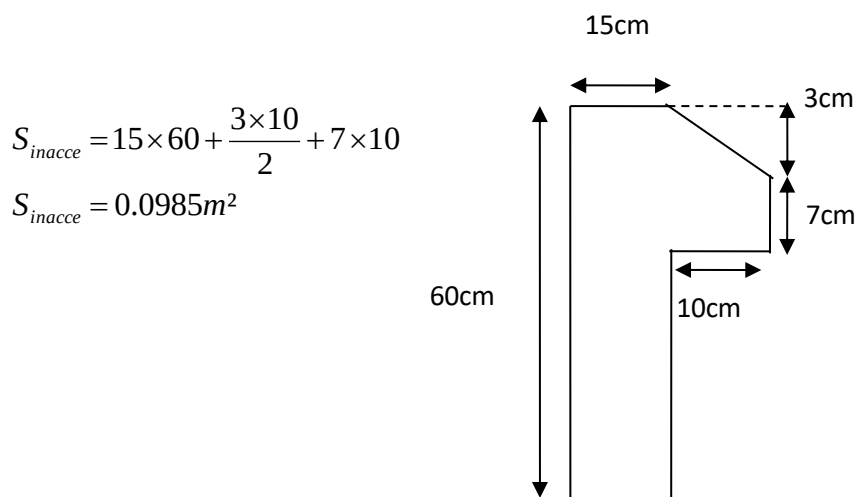
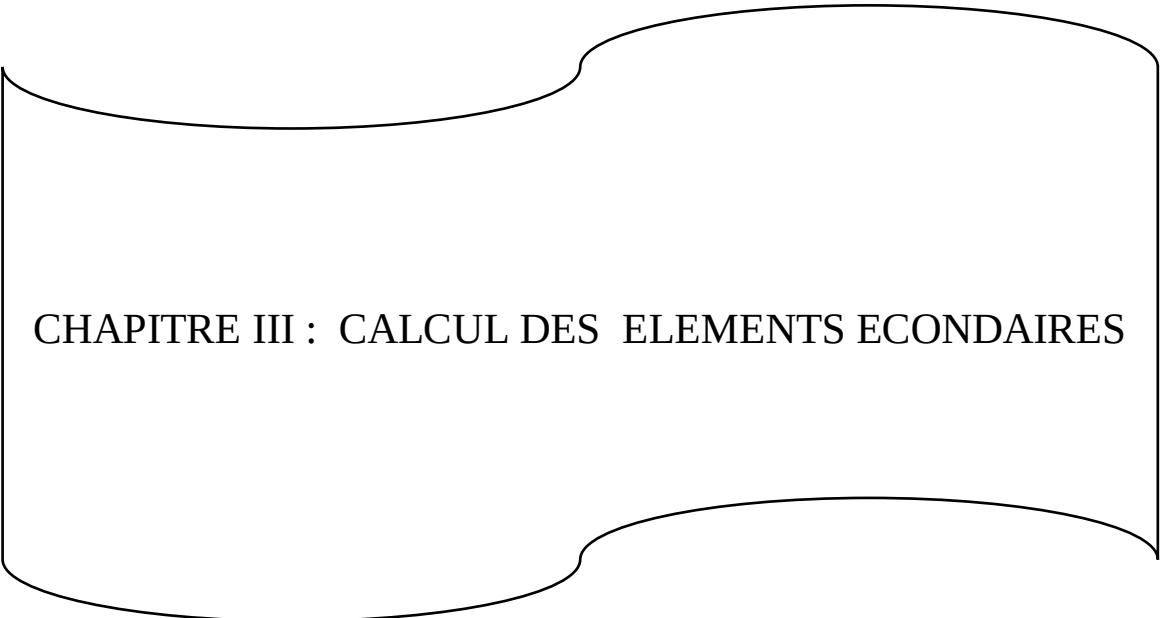


Figure II 14 l'acrotère



CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS ECONDAIRES

III.1: Introduction:

Dans ce chapitre nous nous intéresserons à l'étude des éléments non structuraux qui ne font pas partie du système de contreventement (différents planchers, escaliers, et acrotère). Cette étude va se faire en suivant les étapes suivantes: évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables, puis la détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes en respectant la réglementation en vigueur.

III.2: Etudes des planchers:

Les planchers sont des plaques horizontales réalisées en béton armé, délimitant les différents niveaux d'une structure. ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

La structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux). de dimensions $(16 \times 20 \times 55) \text{ cm}^3$, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

Dalle à corps creux

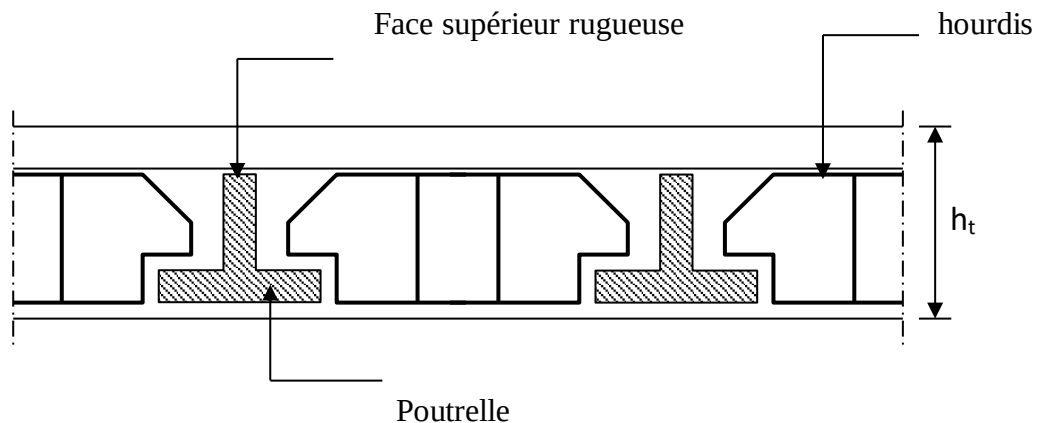


Figure III 15 Plancher à corps creux

III.2.1 Etude des poutrelles :

Les poutrelles se calculent à la flexion simple, sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

III.2.3 Disposition des poutrelles :

Dans notre cas elles sont disposées dans le sens transversal et longitudinal respectant les critères de continuité et de la petite portée.

III.2.4 charges revenant aux poutrelles :

	G	Q	ELU	ELS
Les planchers (inaccessible)	6.01	1	9.61	7.01
Les plancher (etage courant)	5.10	1.5	9.88	6.15

Tableau (III .11 :valeur des charges et surcharges à L'ELU et L'ELS.

III.2.5 Calcul des sollicitations :

A. Méthodes de calculs :

Pour le calcul des sollicitations on applique deux méthodes qui sont :

- a) Méthode forfaitaire.
- b) Méthode de Caquot.

A.1) Présentation théorique de la méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91):

IL s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées, tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitation, les bâtiments à usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux.....

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct. Suivant le **BAEL 91** , on peut appliquer « *la méthode forfaitaire* » pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée, si les conditions suivants sont remplies :

1^{ère} Condition : $Q \leq \min (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$

- Plancher terrasse :

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min (12.02, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \text{ CV}$$

- Plancher étage courant:

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (10.20, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \text{ CV}$$

2^{ème} Condition: $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

- $0.8 \leq \frac{4.60}{4.60} = 1.00 \leq 1.25$ CV
- $0.8 \leq \frac{4.60}{4.40} = 1.04 \leq 1.25$ CV
- $0.8 \leq \frac{4.40}{4.40} = 1.00 \leq 1.25$ CV
- $0.8 \leq \frac{4.40}{4.60} = 0.95 \leq 1.25$ CV

3^{ème}. Condition : les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différents travées en continuité « I = constante » CV

4^{ème}. Condition : la fissuration est considérée comme non préjudiciable à terme du béton.

D'après cette vérification, toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul se fait par « **la méthode forfaitaire** ».

B. Application de la méthode :

Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$ (le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes en valeur non pondérée).

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

M_w ; M_e : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et droite dans la travée considérée.

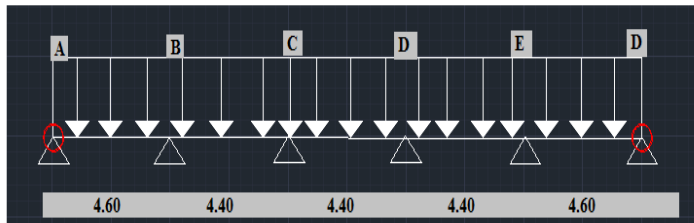
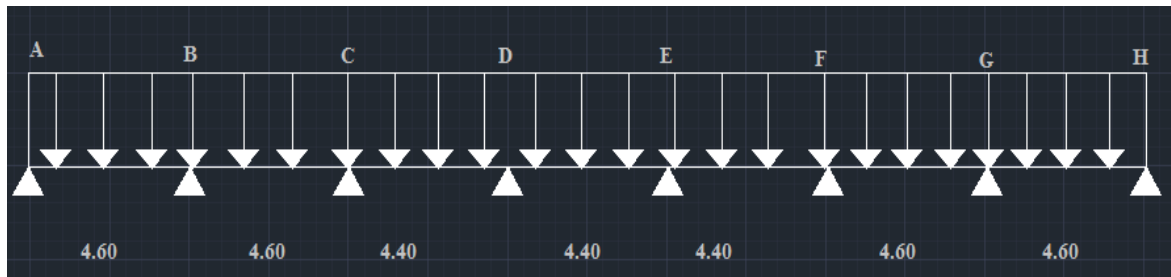
M_t : moment maximal dans la travée considérée.

D'après les règles de **BAEL91** les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions **BAEL91** les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions :

- $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} [(1+0.3 \alpha) M_0 ; 1.05 M_0]$

2. $\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (1+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \end{array} \right.$ dans une travée intermédiaire

$$M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée de rive}$$

Tybe 1 :**Figure III.16 : schéma de tybe 1****Tybe 2 :****Figure III.17 : schéma de tybe 2****III.2.4.1 Etude du Plancher terrasse inaccessible:**

$$G = 6.01 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

✚ Calcul à l'ELU :

La poutrelle reprend la charge sur une distance de 0.65m.

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times b = (1.35 \times 6.01 + 1.5 \times 1) \times 0.6 = 5.7 \text{ KN/ml}$$

✚ Calcul à l'ELS :

$$q_s = (G + Q) \times b = (6.01 + 1) \times 0.6 = 4.20 \text{ KN/ml}$$

Calcule le moment sur appuis :

Moments isostatiques : $M_0 = \frac{q_s L^2}{8}$

Type 1 :

$$M_0 = \frac{q \times L_i^2}{8} = \frac{5.76 \times (4.60)^2}{8} = 15.25 \text{ KN.m}$$

□ **Les moments sur appuis :**

APPUIS	0.2M _A	0.5M _B	0.4M _C	0.4M _D	0.5M _E	0.2M _F
ELU	3.05	7.62	5.58	5.58	7.62	3.05
ELS	2.22	5.56	4.07	4.07	5.56	2.22

Tableau (III.2) les moments en appuis.

Type 2 :

$$M_0 = \frac{q \times L_i^2}{8} = \frac{5.76 \times (4.60)^2}{8} = 15.25 \text{ KN.m}$$

- **Les moments sur appuis :**

APPUIS	0.2M _A	0.5M _B	0.4M _C	0.4M _D	0.4M _E	0.4M _F	0.5M _A	0.2M _A
ELU	3.05	7.62	6.10	5.58	5.58	6.10	7.62	3.05
ELS	2.22	5.56	4.45	4.07	4.07	4.45	5.56	2.22

Tableau (III.3) les moments en appui

-Moments en Travées :

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2): \begin{cases} M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(b) \end{cases}$$

Type 2:

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.01} = 0.14$$

$$M_0 = \frac{p_s l_{AB}^2}{8} = \frac{5.76 \times 4.6^2}{8} = 15.25 \text{ KN.m}$$

Avec : M_d : Moment sur l'appui de droite : $M_a = 0.2 \times 15.25 \text{ KN.m} = 3.05$

M_g : Moment sur l'appui de gauche : $M_b = 0.5 \times 15.25 = 7.62 \text{ KN.m}$

$$M_t + \frac{3.02 + 7.62}{2} \geq 1.05 \times 15.25 \quad \dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 15.25 \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 10.68 \text{ KN.m} \quad \dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 9.48 \text{ KN.m} \quad \dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(10.68; 9.48) = 10.68 \text{ KN.m} \quad M_t = 10.68 \text{ KN.m}$$

travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
ELU(M_T)	10.68	8.05	9.07	8.05	10.68
ELS (M_T)	7.78	5.87	6.61	5.87	7.78

Tableau (III.12) Moments en travées.

A-B= 10.68 KN

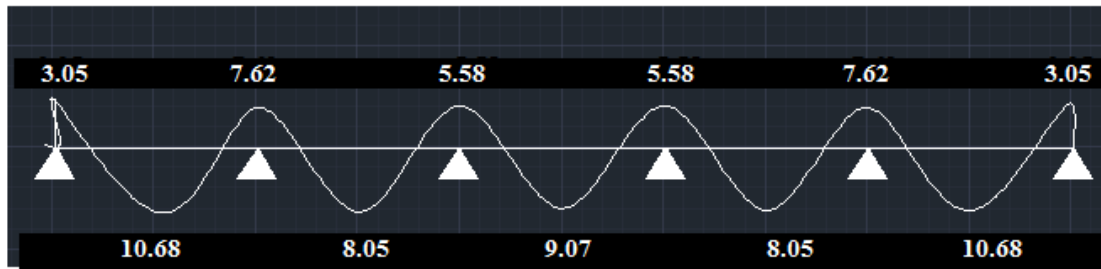


Figure III.18: Moments en travées.

Type 2:

travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
ELU(M_T) (kn.m)	10.68	9.15	8.81	9.07	8.81	9.15	10.68
ELs(M_T)	7.78	6.67	6.42	6.61	6.42	6.67	7.78

Tableau (III.19) Moments en travées.

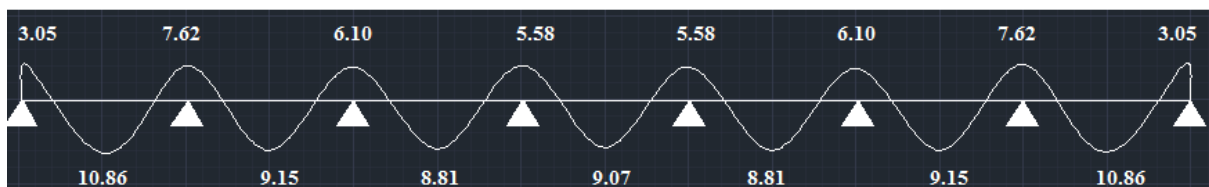


Figure III.20 Moments en travée

-Calcul des efforts tranchants :

Type 1I :

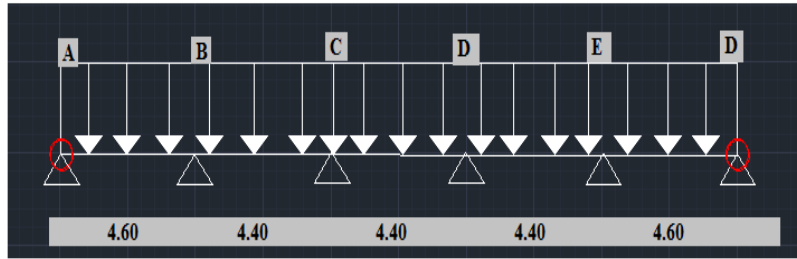


Figure III.21: schéma de type 1

Travée AB :

$$T_D = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_G - M_D}{L_{AB}} = \frac{5.7 \times 4.6}{2} + \frac{3.05 - 7.62}{4.6} = 12.27$$

$$T_G = -\frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_G - M_D}{L_{AB}} = -\frac{5.7 \times 4.6}{2} + \frac{3.05 - 7.62}{4.6} = -14.26$$

Travée BC :

$$T_D = \frac{q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_G - M_D}{L_{BC}} = \frac{5.7 \times 4.4}{2} + \frac{7.62 - 5.58}{4.4} = 13.15$$

$$T_G = \frac{q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_G - M_D}{L_{BC}} = -\frac{5.7 \times 4.4}{2} + \frac{7.62 - 5.58}{4.4} = -12.22$$

Travée CD :

$$T_D = \frac{q_u \times l_{CD}}{2} + \frac{M_G - M_D}{L_{CD}} = \frac{5.7 \times 4.4}{2} + \frac{5.58 - 5.58}{4.4} = 12.69$$

$$T_G = \frac{q_u \times l_{CD}}{2} + \frac{M_G - M_D}{L_{CD}} = -\frac{5.7 \times 4.4}{2} + \frac{5.58 - 5.58}{4.4} = -12.69$$

Travée DE :

$$T_D = \frac{q_u \times l_{DE}}{2} + \frac{M_G - M_D}{L_{DE}} = \frac{5.7 \times 4.4}{2} + \frac{5.58 - 7.62}{4.4} = 12.22$$

$$T_G = \frac{q_u \times l_{DE}}{2} + \frac{M_G - M_D}{L_{DE}} = -\frac{5.7 \times 4.4}{2} + \frac{5.58 - 7.62}{4.4} = -13.15$$

Travée EF :

$$T_D = \frac{q_u \times l_{EF}}{2} + \frac{M_G - M_D}{L_{EF}} = \frac{5.7 \times 4.6}{2} + \frac{7.62 - 3.05}{4.6} = 14.26$$

$$T_G = \frac{q_u \times l_{EF}}{2} + \frac{M_G - M_D}{L_{EF}} = -\frac{5.7 \times 4.6}{2} + \frac{7.62 - 3.05}{4.6} = -12.27$$

	AB		BC		CD		DE		EF	
travées	T_D	T_G	T_D	T_G	T_D	T_G	T_D	T_G	T_D	T_G
L'effort en(KN)	12.27	-14.26	13.15	-12.22	12.69	-12.69	12.22	-13.15	14.26	-12.27

Tableau (III.13) efforts tranchants.

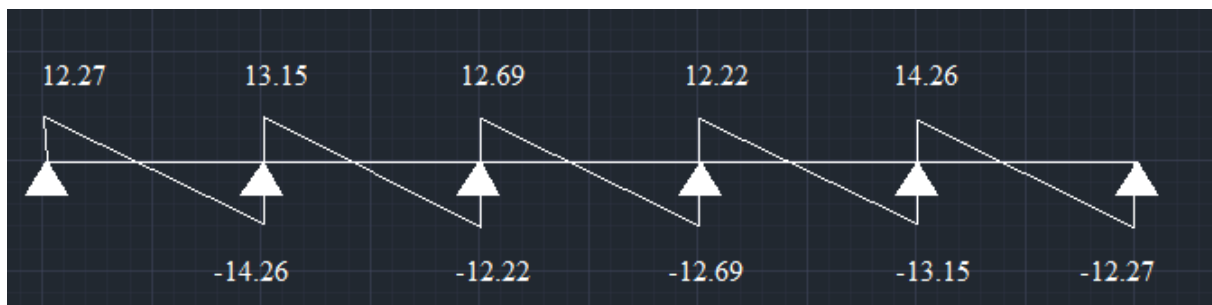


Figure (III.22) : Diagramme des efforts tranchants (t)

Type 2I :

	AB		BC		CD		DE		EF	
travées	T_D	T_G	T_D	T_G	T_D	T_G	T_D	T_G	T_D	T_G
L'effort en(KN)	11.66	-13.55	12.92	-12.29	12.17	-11.94	12.05	-12.05	11.94	-12.17

	FG		GH	
travées	T_D	T_G	T_D	T_G
L'effort en(KN)	12.29	-12.92	13.55	-11.66

Tableau (III.14 efforts tranchants

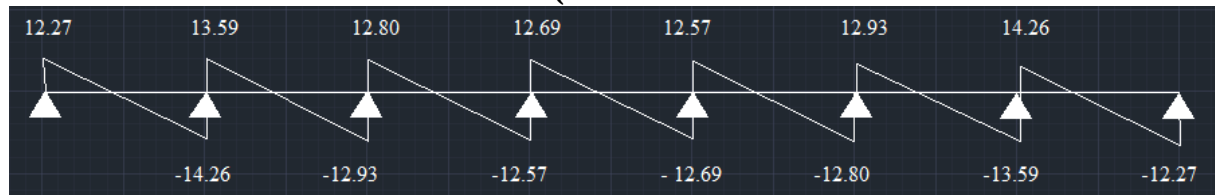


Figure (III 23 : Diagramme des efforts tranchants (t)

➤ III.2.4.2: Etude du Plancher étage courant:

$$G = 5.10 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

✚ Calcul à l'ELU :

La poutrelle reprend la charge sur une distance de 0.65m.

$$Q_u = (1.35G + 1.5Q) \times b = (1.35 \times 5.10 + 1.5 \times 11.5) \times 0.6 = 5.48 \text{ KN/ml}$$

✚ Calcul à l'ELS :

$$q_s = (G + Q) \times b = (5.10 + 1.5) \times 0.6 = 3.96 \text{ KN/m}$$

Calcule le moment sur appuis :

Type 1 :

$$M_0 = 14.49 \text{ KN.m}$$

□ Les moments sur appuis :

APPUIS	$0.2M_A$	$0.5M_B$	$0.4M_C$	$0.4M_D$	$0.5M_E$	$0.2M_F$
ELU	2.89	7.24	5.30	5.30	7.24	2.89
ELS	2.09	5.23	3.83	3.83	5.23	2.09

Tableau (III.15 es moments en appuis.

Type 2 :

$$M_0 = 15.25 \text{ KN.m}$$

- Les moments sur appuis :

APPUIS	$0.2M_A$	$0.5M_B$	$0.4M_C$	$0.4M_D$	$0.4M_E$	$0.4M_F$	$0.5M_A$	$0.2M_A$
ELU	2.89	7.24	5.79	5.30	5.30	5.79	7.24	2.89
ELS	2.09	5.23	4.19	3.83	3.83	4.19	5.23	2.09

Tableau (III.16 les moments en appuis.

-Moments en Travées :

TYBE1 :

travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
ELU(M_T)	10.41	7.89	8.86	7.89	10.41
ELS (M_T)	7.52	5.70	6.40	5.70	7.52

Tableau (III.17 Moments en travées

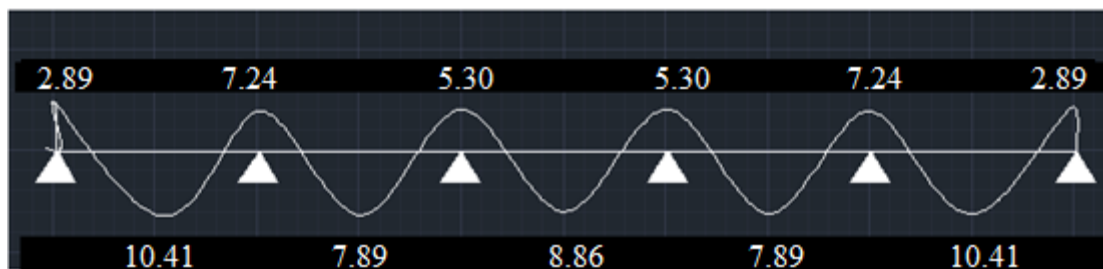
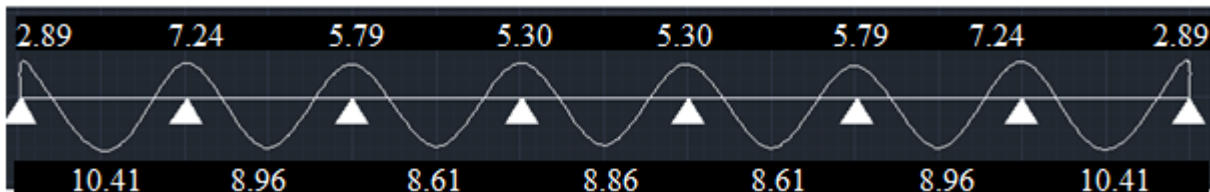


Figure (III.24) Moments en travées.

Type 2:

travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
ELU(M_T) (kn.m)	10.41	8.96	8.61	8.86	8.61	8.96	10.41
ELs(M_T)	7.52	6.47	6.22	6.40	6.22	6.47	7.52

Tableau (III.18) Moments en travées.



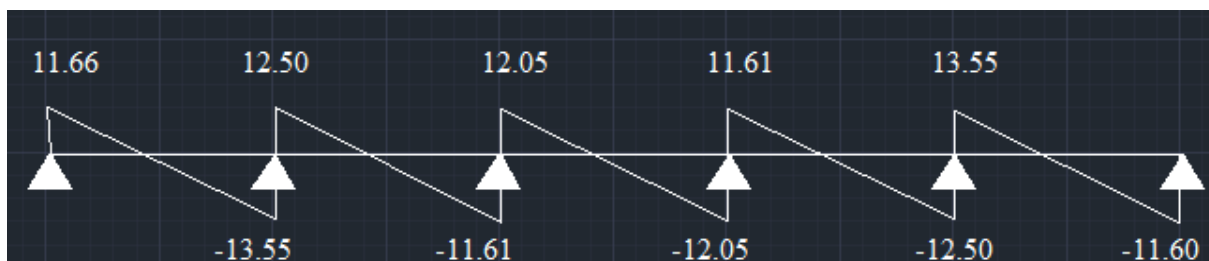
Figure(III.25) Moments en travées.

III.2.4.3 Calcul des efforts tranchants :

TYBE 1 :

	AB		BC		CD		DE		EF	
travées	T_D	T_G	T_D	T_G	T_D	T_G	T_D	T_G	T_D	T_G
L'effort en(KN)	11.66	-13.55	12.50	-11.61	12.05	-12.05	11.61	-12.50	13.55	-11.66

Tableau (III.19) efforts tranchant



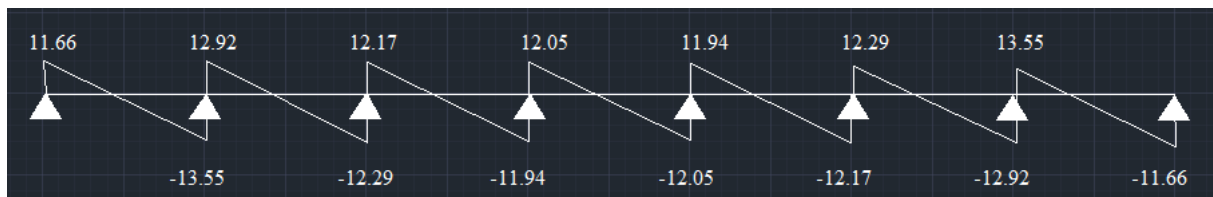
Figure(III 26) : Diagramme des efforts tranchants (t)

Type 2 :

	AB		BC		CD		DE		EF	
travées	T_D	T_G	T_D	T_G	T_D	T_G	T_D	T_G	T_D	T_G
L'effort en(KN)	11.66	-	12.92	-	12.17	-	12.05	-	11.94	-12.17
		13.55		12.29		11.94		12.05		

	FG		GH	
travées	T_D	T_G	T_D	T_G
L'effort en(KN)	12.29	-12.92	13.55	11.66

Tableau (III.20) efforts tranchants



Figure(III .27) : Diagramme des efforts tranchants (t)

Les Résultats Max

	MT_{MAX}	Ma_{max}	T_{MAX}
ELU	10.68	7.62	14.26
ELS	7.78	5.56	-14.26

Tableau (III21) : Les Résultats Max en ELU et ELS

III.2.4.5 Ferrailage des poutrelles :

$$b_0 = 12 \text{ ; } h_0 = 4 \text{ cm } d = 18 \text{ cm } h = 20 \text{ cm ; } b = 65 \text{ cm } 1)$$

MT_{MAX}	Ma_{max}	T_{MAX}
------------	------------	-----------

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation(R+12) contreventement mixte+suivie

10.68

7.62

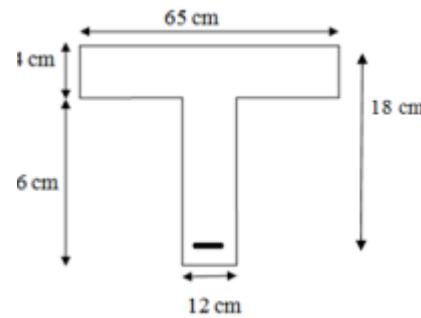
14.26

ELU

En travée:

Calcul de M_{TU} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.059 MN.m$$



$$M_{tu} = 0.059 MN.m$$

Béton Armé IUP GCI3 (Article 4.4.2)

$$M_t^{\max} = 10.68 \times 10^{-3} MN.m$$

$M_{tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous emmène à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{10.68 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.035 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

On a:

$$\mu_l = 0.3916$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de A:

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.035}) = 0.044$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.044) = 0.179m$$

$$A_t = \frac{10.68 \times 10^{-3}}{348 \times 0.179} = 1.71 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_t = 1.71 cm^2$$

A_s adopté(cm^2)

3T10=2.36

M(t.m)	μ	α	Z	A_t	A_s
10.68	0.035	0.044	0.179	1.71	2.36 3T10

Tableau(III .22): résultats de l'armature longitudinale en travée

• En appuis

$M_{a_{max}} = 7.62$

$M_{a_{max}} = 7.62 \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0$

L'axe neutre tombe dans la table de compression le calcul se ramène a une section rectangulaire ($b \times h$) = (12×20) cm^2

M(t.m)	μ	α	Z	A_t	A_s
7.62	0.025	0.064	0.175	1.22	1.51 3T8

Tableau(III .16): résultats de l'armature longitudinale en appuis

III 2.4.6 Vérification de l'effort tranchant

$T_{MAX} = 14.26$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{14.26 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.792 MPa$$

Fissuration peu nuisible

$$\overline{\tau_u} = \min [0.13 f_{c28}; 4 MPa] = 3.25 MPa$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \quad \text{C'est vérifié.}$$

L'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T < 0,267 a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{avec } a = 0,9 \quad d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ c}$$

$$T = 1,045 \times 103 < 0,267 \times 16,2 \times 12 \times 250$$

$$T = 1,35 \times 103 < 12,9762 \times 103 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures ne sont pas nécessaires

Condition de non fragilité :

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

Le choix :

$$A = \text{Max} (A_{\min} ; A)$$

$$A = 1,89 \text{ cm}^2$$

D'après l'abaque $A = 2,26 \rightarrow 2T12$

3. ELS

- En travée

Position de l'axe neutre

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

$$\frac{100}{2} x^2 - 15 * 2.36 (12 - x) = 0$$

$$50 x^2 + 35.4 x - 424.8 = 0$$

$$\Delta = 86213.16 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 293.62$$

$$X = 3.28$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} x^3 - n A_s (d - x)^2 = 0$$

$$I = \frac{100}{3} (3.28)^3 - 15 * 3.26 (12 - 3.28)^2 = 0$$

$$I = 8235.50$$

Calcul des contraintes $\otimes$

Contrainte max dans le béton comprimé

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} x$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.78 \times 10^3}{8235.50} * 3.26 = 3.07$$

$$\sigma_{bc}' = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MP$$

$$\sigma_{bc} = 3.07MPa < \sigma_{bc}' = 15MPa \dots \dots \dots$$

vérif

Contrainte max dans l'acier tendu

Fissuration peu nuisible

pas de vérification

En appuis

Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} x^2 - nAs (d - x) = 0$$

$$\frac{12}{2} x^2 - 15 * 1.51 (18 - x) = 0$$

$$6 x^2 + 22.65 x - 407.7 = 0$$

$$\Delta = 10297.82$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 101.47$$

$$X = 10.34$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} x^3 - nAs (d - x)^2 = 0$$

$$I = \frac{12}{3} (10.34)^3 - 15 * 1.51 (18 - 1.51)^2 = 0$$

$$I = 4817.62$$

Calcul des contraintes ⊗

Contrainte max dans le béton comprimé

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} x$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.56 \times 10^3}{4817.62} * 10.34 = 11.93$$

$$\sigma_{bc}' = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MP$$

$$\sigma_{bc} = 11.93MPa < \sigma_{bc}' = 15MPa \dots \dots \dots$$

vérif

⊗ Contrainte max dans l'acier tendu

Fissuration peu préjudiciable $\Rightarrow$ pas de vérification

Les armatures transversales

$$Q_t \leq \min \left(\frac{H}{35} ; \frac{B}{10} \right)$$

$$Q_t \leq \min \left(\frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1,2 \right)$$

$$Q_t \leq \min(0,57; 1,2 ; 1,2) \Rightarrow Q_t = 0,57 \text{ on adopte } 2T6 \Rightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$$

L'espacement

$$St \leq (0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq \min(16,2 ; 40 \text{ cm}) \quad St \leq A_t \times f_e 0,4b_0 \Rightarrow St \leq 47,5 \text{ cm} \blacklozenge$$

Vérification de la flèche

L'article (B-6-8-4-24) des règles BAEL 91 ; nous montre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si cette dernière est associée à un hourdi et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_{tser}}{M_{ser}}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

: portée entre nus d'appuis.

: hauteur totale de la section

: hauteur utile de la section

: largeur de la nervure

M_{tser} : moment maximale dans la travée s

: section de armatures tendues

f: limite élastique de l'acier utilisé (en MPa)

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} = \frac{20}{460} = 0.043 \leq \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad \dots\dots\dots C v$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1 \text{ Mtser}}{15 \text{ Maser}} = \frac{20}{460} = 0.043 \leq \frac{1 \times 7.78}{15 \times 5.56} = 0.093 \quad \dots\dots\dots cv$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{3.6}{f_e} = \frac{2.26}{12 \times 18} = 0.0104 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \dots\dots\dots cv$$

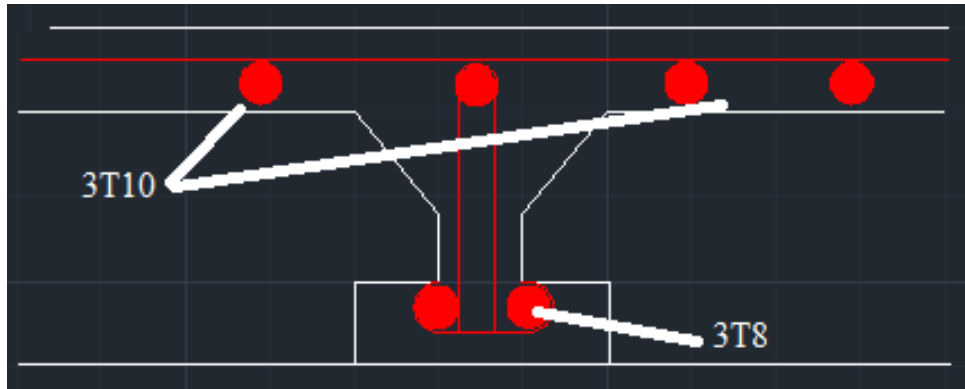


Figure (III.28) : schéma de ferrailage de plancher

III.3. Les Escaliers ::

III.3.1 – Introduction :

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents de construction. La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et les escaliers adoptés sont coulés en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

III.3.2 – calcul des sollicitations :

∞ Evaluation des charges:

❖ Charges et surcharges :

$$\text{Palier : } G_{\text{palier}} = 4.78 \text{ KN} / \text{m}^2$$

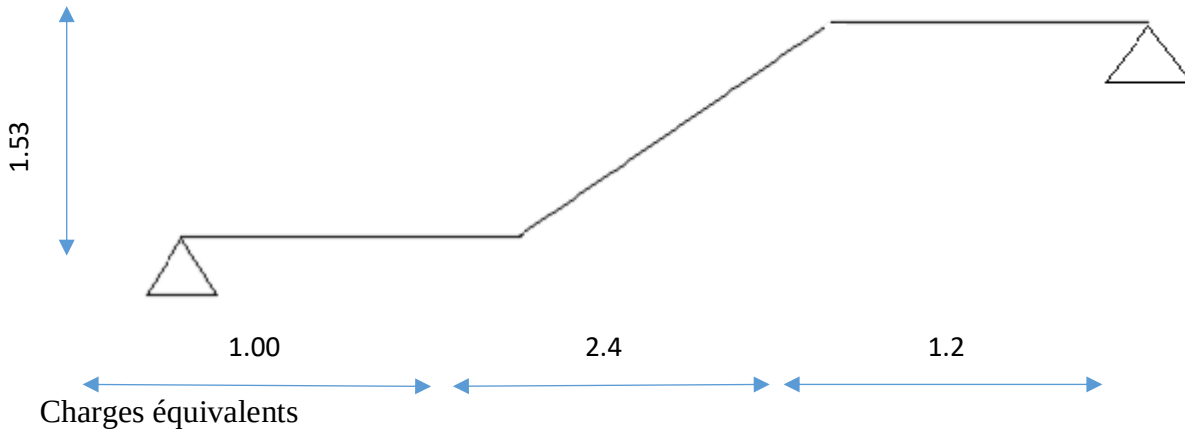
$$\text{Volée : } G_{\text{paillasse}} = 7.00 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q_{\text{escalier}} = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2$$

III.3.3 Calcul des sollicitations

Combinaison	Le palier q1 (KN/m2)	La paillasse q2 (KN/m2)	P équivalent
ELU	10.20	13.20	12.38
ELS	7.28	9.5	17.95

Tableau (III.17) valeur des charges et surcharges à L'ELU et L'ELS.



✓ ELU:

$$Q_{eq} = \frac{\sum q_i \times l_i}{\sum l_i} = \frac{10.20 \times 0.15 + 13.20 \times 2.4 + 10.20 \times 1.2}{3.75} = 12.12$$

✓ ELS :

$$Q_{eq} = \frac{\sum q_i \times l_i}{\sum l_i} = \frac{7.28 \times 0.15 + 9.5 \times 2.4 + 7.28 \times 1.2}{3.75} = 8.70$$

III.3.4. Ferrailage

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisible ; La section est soumise à la flexion simple. L'enrobage : $C \geq 1$ cm soit $c = 2$ cm.

✓ ELU :

$$M_0 = Q_{eq} \frac{l^2}{8} ; \quad M_t = 0,8 M_0 ; \quad M_a = 0,4 M_0 ; \quad T_u = Q_{eq} \frac{l}{2}$$

M_0	M_T	M_A	T_U
21.30	17.04	8.52	22.72

Tableau (III.23) les moments en ELU

↓ Ferrailage

	M(t.m)	μ	α	Z (cm)	(cm ²)	A(cm ²)	As adopté(c m ²)	Ar
--	---------	-------	----------	--------	--------------------	---------------------	------------------------------------	----

En travée	17.04	0.083	0.108	11.48	4.26	1.45	4T12=4.5 2	3T10=2.36
En appuis	8.52	0.041	0.052	11.75	2.08	1.45	4t10=3.1 4	2T10=1.57

Tableau (III.19) : les ferrailage en ELU

III.3.5 Vérification de l'effort tranchant

$$T_U = 22.72$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 3.25\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{22.72 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.16\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ ELS :

M₀	M_T	M_A	T_U
15.29	12.72	6.36	4.07

Tableau (III.20) : les moments en ELS

En travée

Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} x^2 - nAs (d - x) = 0$$

$$\frac{100}{2} x^2 - 15 * 4.52 (12 - x) = 0$$

$$50 x^2 + 67.8 x - 813.6 = 0$$

$$\Delta = 167316.84 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 409.04$$

$$X = 3.14$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} x^3 - nAs (d - x)^2 = 0$$

$$I = \frac{100}{3} (3.14)^3 - 15 * 4.52 (12 - 3.14)^2 = 0$$

$$I = 6354.24$$

Calcul des contraintes ⊗

Contrainte max dans le béton comprimé

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} x$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12.72 \times 10^3}{6354.24} * 3.14 = 6.28$$

$$\sigma_{bc}' = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 MP$$

$$\sigma_{bc} = 6,28 MPa < \sigma_{bc}' = 15 MPa \dots \dots \dots$$

vérifié

Contrainte max dans l'acier tendu

Fissuration peu nuisible → pas de vérification

En appuis

Position de l'axe neutre

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

$$\frac{100}{2} x^2 - 15 * 4.52 (12 - x) = 0$$

$$50 x^2 + 67.8 x - 813.6 = 0$$

$$\Delta = 167316.84 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 409.04$$

$$X = 3.14$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} x^3 - n A_s (d - x)^2 = 0$$

$$I = \frac{100}{3} (3.14)^3 - 15 * 4.52 (12 - 3.14)^2 = 0$$

$$I = 6354.24$$

Calcul des contraintes ⊗

Contrainte max dans le béton comprimé

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} x$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.36 \times 10^3}{6354.24} * 3.14 = 3.14$$

$$\sigma_{bc}' = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MP$$

$$\sigma_{bc} = 3.14 MPa < \sigma_{bc}' = 15MPa \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

vérif

Contrainte max dans l'acier tendu

Fissuration peu nuisible pas de vérification

Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_u}{20M_0} \Leftrightarrow \frac{14}{375} \geq \frac{23.4}{20 \times 21.30} \Leftrightarrow 0.03 > 0.05 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{4.52}{100 * 13} \leq \frac{4.2}{4000} \Leftrightarrow 0.003 \leq 0.01 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

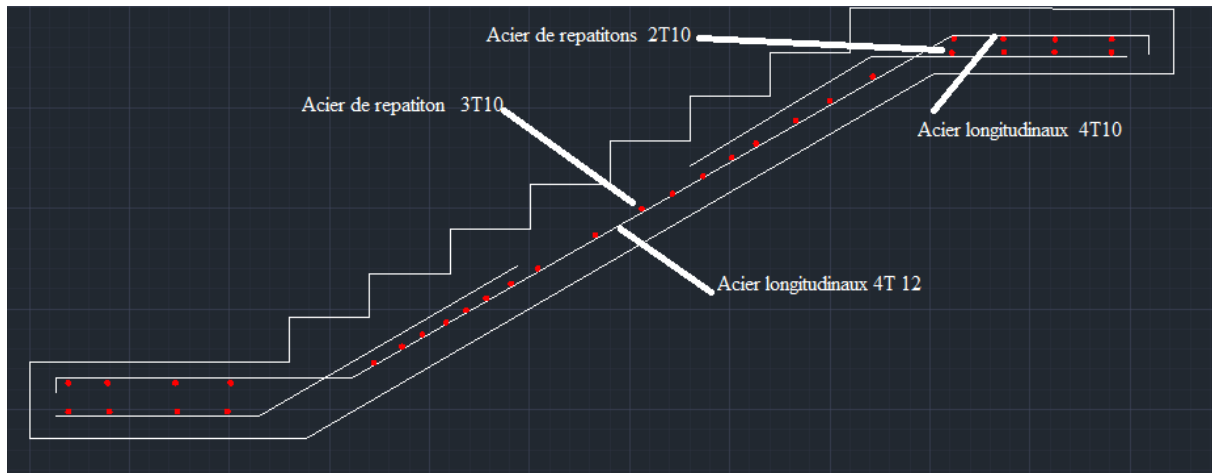


Figure III.29: Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.3.3.1 Poutre palière

Pré dimensionnement $L = 375$ cm

$$\frac{l}{16} \leq h \leq \frac{l}{10} \rightarrow \frac{375}{16} \leq h \leq \frac{375}{10} \rightarrow 23.4 \leq h \leq 37.5 \text{ on adopte}$$

$H=35$

$$0,3h \leq b \leq 0,7 h \Rightarrow 0,3 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 10.5 \leq b \leq 24.5 \text{ on adopte } \diamond$$

$B=25$

***Vérifications :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2024), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 25 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

⊗ Chargement de la poutre

→ Définition des charges :

La poutre palière est soumise à : Son poids propre : $G_0 = 25 \times 0,30 \times 0,40 = 3 \text{ KN/m}$

Evalution des charge

Poids du palier : $G=4.78 \text{ kn}$

Poids de la paillasse $G=7.00$

➤ **La reaction descalier ou niveau du palier**

$$P=p_{eq} \times \frac{l}{2} = \left(\frac{4.78 \times 0.15 + 7 \times 2.4}{0.15 + 2.4} \right) \times \frac{3.75}{2} = 12.88 \text{ kn/ml}$$

La sur charge

$$Q=q \times \frac{l}{2} = 2.5 \times \frac{3.75}{2} = 4.68 \text{ kn/ml}$$

Poids du mur

$$p_m = g_m \times \frac{h}{2} - h p_{asec} = 2.856 \times \frac{3.06}{2} - 0.35 = 3.37 \text{ kn/}$$

III.3.3.2 CALCUL DE LA POUTER EN FLEXION :

Combinaison d'ACTION :

ELU :

$$P_u = 1.35(g + p + p_m) + 1.5q$$

$$P_u = 1.35(3 + 12.88 + 3.37) + 1.5(4.68) = 33 \text{ KN/ml}$$

ELS:

$$P_{ser} = g + p + p_m + q$$

$$P_{ser} = 3 + 12.88 + 3.37 + 4.68 = 23.93 \text{ KN/ml}$$

III.3.3.3. Les sollicitations :

ELU :

$$M_a = P_u \times \frac{L^2}{12} = 33 \times \frac{3.75^2}{12} = 38.67 \text{ KN/Ml}$$

$$M_t = P_u \times \frac{L^2}{24} = 33 \times \frac{3.75^2}{24} = 19.33 \text{ KN/mL}$$

$$T_u = P_u \times \frac{L^2}{2} = 33 \times \frac{3.75^2}{2} = 232.03 \text{ KN/mL}$$

ELS:

$$M_a = P_s \times \frac{L^2}{12} = 23.93 \times \frac{3.75^2}{12} = 28.04 \text{ KN/ml}$$

$$M_t = P_s \times \frac{L^2}{24} = 23.93 \times \frac{3.75^2}{24} = 14.02 \text{ KN/ml}$$

$$T_u = P_s \times \frac{L^2}{2} = 23.93 \times \frac{3.75^2}{2} = 168.25 \text{ KN/m}$$

Elément	Peq (KN/ml)	Ma (KN/ml)	Mt (KN/ml)	Tu (KN /ml)
ELU	33	38.67	19.33	232.03
ELS	23.93	28.04	14.02	168.25

Tableau(III .21):Effort interne dans poutre palier.

III.3.3.4 Calcul du ferrailage à l'E.L. U :**➤ Armatures Longitudinales**

On va calculer le balcon plus sollicité : fissuration peu nuisible On prend :

➤ ELU :

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \sigma_b = 14.2 \text{ MPa} \quad \mu_l = 0.392$$

$$C = 3 \text{ cm} ; \quad h = 35 \text{ cm} ; \quad b = 25 \text{ cm} ; \quad d = h - C = 35 - 3 = 32 \text{ cm}$$

➤ Sur appui :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{38.67 \times 10^3}{14.2 \times 25 \times 32^2} = 0.106 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2(0.106)}] = 0.140$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.140) = 0.944$$

$$A = \frac{38.67 \times 10^3}{348 \times 0.94 \times 32} = 3.69 \text{ cm}^2$$

A=0 (La section est simplement armée).

Elément	Mu (N.m)	μ	α	β	A _{cal} (cm ²)	AS
Sur appuis	38.67	0.106	0.140	0.94	3.69	4.62 3T14
Sur travée	19.33	0.053	0.068	0.72	2.41	3.39 3T12

Tableau(III 24): Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale

III.3.3.5. Vérification :

Vérification à l'E.L. U :

➤ Condition de non fragilité : BAEL 91(ART-A.4.2) :

$$A_{min}^1 \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 0.96 \text{ cm}^2$$

➤ Pourcentage minimal : BAEL91 (ART-B.5.3,1)

$$A_{min}^2 \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 25 \times 35 = 0.87 \text{ cm}^2$$

➤ Pourcentage minimal : RPA (art7.5.1.2)

$$A_{min}^{RPA} \geq 0.5\% \times b \times h = 0.5\% \times 25 \times 35 = 4$$

$$\text{Donc : } A = \max(A_{min}^1; A_{min}^2; A_{min}^{RPA}; A^u)$$

Elément	$A_s(\text{cm}^2)$	A_{min}^1	A_{min}^2	A_{min}^{RPA}	$A_{max}(\text{cm}^2)$
En travée	3.39	0.96	0.87	4	3.39
En appuis	4.62	0.96	0.87	4	4.62

Tableau (III25):Le ferrailage de poutre palier.

Donc on choisit la section de ferrailage après le calcul de la poutre palière à la torsion.

b) Vérification à l'E.L. S :

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type fe E400, la vérification de σ_b est inutile, si la Condition suivante est remplie :

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma-1}{2} \right) + \left(\frac{f_{c28}}{100} \right) \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Elément	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	α	Condition
En appuis	38.67	28.04	1.37	25	0.43	0.237	C.V
En travée	19.33	14.02	1.37	25	0.43	0.112	C.V

Tableau(III .26):Vérification de la contrainte.

III. 3.3.6. Contrainte de cisaillement : BAEL 91 (ART : A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{232.03 \times 10^3}{250 \times 320} = 2.9 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.9 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots (\text{CV})$$

III.3.3.7. Armatures transversales : D'après le RPA (art.7.5.2.2) :

$$S \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_L \right) = \min \left(\frac{35}{4} ; 12\phi_L \right) \Rightarrow S \leq 10 \text{ cm} \Rightarrow S = 8.75 \text{ cm}$$

III.3.3.8. Calcul de la poutre palière à la torsion :

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier.

$$M_{\text{tor}} = M_{\text{app}}(\text{Escalier}) = 8.52 \text{ N.ml.}$$

Le moment de torsion maximale :

Contrainte tangente due à l'effort tranchant : BAEL (art A.5.4.21)

$$\tau_u = \frac{M_{\text{TOR}}}{2 \times \Omega \times e}$$

e : épaisseur de la paroi au point considérée.

Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega : (h - e) (b - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 4.16 \text{ cm} \quad \Omega = (35 - 4.16) (25 - 4.16) = 643 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{8.52 \times 10^3}{2 \times 643 \times 4.16} = 1.59 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

A) Les armatures longitudinales : (BAEL 91 ver 99 ; Art 5.4.4)

$$\sum A_l = \frac{U \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_s}$$

μ : Le périmètre du contour d'aire Ω de la section efficace.

$\sum A_l$ = la des sommes des sections aciers longitudinaux.

T_u = le moment de torsion maximale.

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(25 - 4.16) + (35 - 4.16)] = 72.52 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{72.52 \times 8.52 \times 10^3}{2 \times 643 \times 348} = 1.38 \text{ cm}^2$$

B) Les armatures transversales : (BAEL 91 ver 99 ; Art 5.4.4)

$$A_t = \frac{T_u \times S_t}{2 \times \Omega \times \sigma_s} \Rightarrow \frac{232.03 \times 10}{2 \times 643 \times 348} = 5.18 \text{ cm}^2$$

S_t : L'espacement d'armature.

•

• **Espacement :**

▪ **D'après BAEL 91 (art.A.5.1.22):**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times 32 = 28.8; 40 \text{ cm}) = 28.8 \text{ cm}.$$

▪ **D'après RPA2024 (Article 7.5.2.2) Pag 53 :**

-Dans la Zone nodale : $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi l \right\}$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4} = 8.75 ; 12 \times 1 = 12 \right\} = 8.75 \text{ cm}$$

III.3.3.9. Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1) :

Pour une poutre encastree dans ses extremités, la flèche est :

$$f = \frac{P \times L^4}{348 \times E \times I}$$

I=l'inertie de la poutre

$$I = \frac{30 \times 40^3}{12} = 160000 \text{ cm}^4$$

E= model de YOUNG E = 3.2×10^5 daN/cm²

L: longueur de la poutre L= 3.10 m

P= Pu = 1,35 (g + p + p_m) + 1,5 q = 42880N/ml

$$\text{Donc : } f = \frac{42880 \times 5.30^4}{348 \times 3.2 \times 10^5 \times 16} = 0.0035 \text{ m} = 0.35 \text{ cm}$$

$$f = 0.35 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{530}{1000} + 0.5 = 1.03 \text{ cm} \dots \dots (C.V)$$

❖ **Les armatures totales :**

1) Armatures longitudinales : $A_l^{tot} = A_l^{fl} + A_l^{tor}$

$$\text{Nappe supérieure : } A_l^{tot} = A_l^{fl} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 8.66 + \frac{2.74}{2} = 10.03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_l^{tot} = \mathbf{5HA16} = 10.05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nappe inférieure : } A_l^{tot} = A_l^{fl} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 6 + 0.75 = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_l^{tot} = \mathbf{6HA12} = 6.79 \text{ cm}^2$$

III.4 Balcon :

Les balcons sont des éléments décoratifs dans les bâtiments à usage d'habitation. Ils sont calculés comme des consoles encastrees, soumise à son poids propre et à une charge d'exploitation et aussi le poids propre du mur. Le calcul se fera pour une bande de 1ml à la flexion simple.



Figure III.30 : schéma du balcon a étudié

III.4.1 Charges et surcharges supportées par le balcon :

Le balcon reprend deux types de charges, une charge répartie dû à son poids propre et à la charge d'exploitation et une charge concentrée du mur en maçonnerie. Les charges sont résumées dans les tableaux suivants :

III.4.2.Caractéristique du balcon :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{115}{410} = 0,28 < 0,4$$

Donc la dalle travaille dans un seul sens

Evaluation des charges et surcharges

III.4.3 - Charge concentrée de garde corps :

Garde corps (fixé sur maçonnerie).....1x1 = 1 kN/ml

Poids du mur (briques creuses, e=10 cm).....9x0,1=0,9

Enduit de ciment 0,36 KN/m²

$$G_2 = 2.26 \text{ KN/m}$$

- Moment dû à la main courante :

G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/ml) (1,35G + 1,5Q) × 1ml	ELS (KN/ml) (G + Q) × 1ml	M	P _U =1.35G ₂

5.35	3.5	12.47	8.85	1	3.05
------	-----	-------	------	---	------

$M_{main} = 1 \times 1 \text{ m} = 1 \text{ kNm}$; $H = (\text{Garde corps}) = 1 \text{ m}$

Tableau (III.27) valeur des charges et surcharges à L'ELU et L'ELS.

✓ ELU:

• Moment $M_u =$

$$M_u = q_u \frac{l^2}{2} p_u l = 12.47 \times \frac{1.15^2}{2} \times 3.05 \times 1.15 = 28.92 \text{ kn}$$

✓ ELS :

• Moment

$$M_s = q_s \frac{l^2}{2} p_s l = 8.85 \times \frac{1.15^2}{2} \times 2.26 \times 1.15 = 15.20 \text{ kn}$$

⊗ Le ferraillage:

❖ ELU

⊗ Le ferraillage:

❖ ELU

$$b = 100 \text{ ; } h = 15 \text{ cm ; } c = 2 \text{ cm ; } d = 13 \text{ cm}$$

$$14,17 \text{ MPa ; } M_u = 28.92 \text{ kN.m ; } s_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = 0,001 < u_R = 0,392 \text{ p } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1 (1 - \sqrt{1 - 2u}) = 0,001$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) \text{ donc } Z = 12.94 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot s_s} = 6.42 \text{ cm}^2 \text{ On prend } A_s = 6.79$$

❖ **Armature de répartition :**

$$\frac{A}{4} \leq A_{rep} \leq \frac{A}{2} \Rightarrow A_{rep} = 1.69 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } 6T6 = 1.70 \text{ cm}^2$$

M(kn.m)	μ	α	Z	A_s	A_{sc}	A(cm ²)	A_s adopté(cm ²)	(cm ²)
28.92	0.001	0.001	12.94	6.42	5.04	1.56	6.79(6T12)	1.70

Tableau III28: Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale

III.4.4Vérification de l'effort tranchant

$$T_u = q_{ul} + P_u = 12.47(1,15) + 3.05 \Rightarrow T_u = 17.93$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17.93 \times 10}{100 \times 13} = 0,13 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2,2 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.4.5Condition de non fragilité CBA93 article (B.6.5.1)

$$A_s \geq 0,23 A_{s \min} = 0,23 b d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 3,07 > 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400}$$

$$\Rightarrow 3.16 > 1,56 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

ELS

Position de l'axe neutre

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

$$\frac{100}{2} x^2 - 15 * 6.79 (13 - x) = 0$$

$$50x^2 - 101.85x + 1324.05 = 0$$

$$\Delta = 275183.42 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 524.58$$

$$X = 4.22$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} x^3 - n A_s (d - x)^2 = 0$$

$$I = \frac{100}{3} (4.22)^3 - 15 * 6.79 (13 - 4.22)^2 = 0$$

$$I=10356.50$$

Calcul des contraintes ⊗

Contrainte max dans le béton comprimé

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} x$$

$$\sigma_{bc} = \frac{15.20}{10356.50} * 4.22 = 6.19$$

$$\sigma_{bc}' = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MP$$

$$\sigma_{bc} = 6,19 MPa < \sigma_{bc}' = 15MPa \dots \dots \dots$$

vérifié

Contrainte max dans l'acier tendu

$$\sigma_{st} = \frac{15M_s}{I} (d - x)$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 * 15.20 * 10}{10356.50} (13 - 4.22) = 193.29$$

Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \sigma_{st} \leq \min \{ 23 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{c28}} \}$ $\sigma_{st} \leq \min \{ 266,66 ; 201,6 MPa \}$

$$\sigma_{st} = 193.29MPa < \bar{\sigma}_{st} = 201,6 MPa \dots \dots \dots$$

.. vérifié

III 4.6Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_u}{20M_0} \Leftrightarrow \frac{15}{115} \geq \frac{28.92}{20 \times 2.06} \Leftrightarrow 1 > 0.7 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{115} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 1 > 0.06 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{6.79}{100 * 13} \leq \frac{4.2}{4000} \Leftrightarrow 0.005 \leq 0.01 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

Schéma de ferrailage

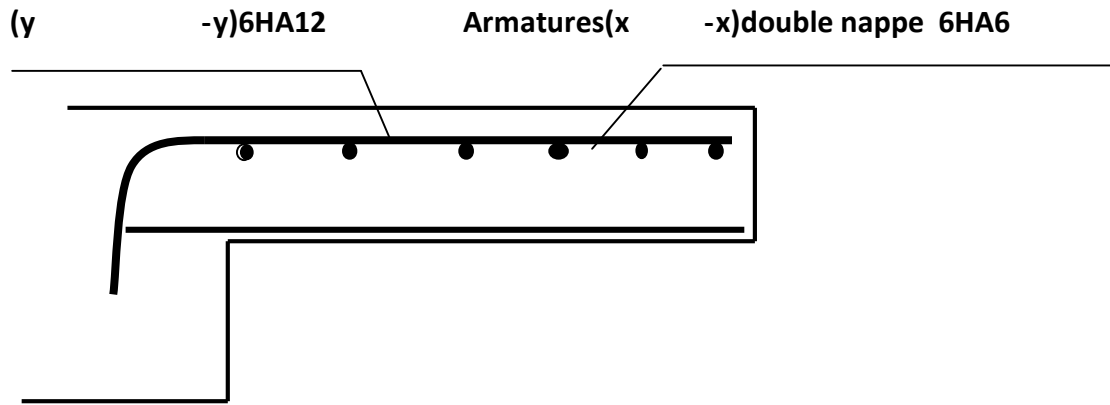


Figure III.31: ferrailage du balcon

III. 5 L'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (G).
- Un moment dû à la surcharge (Q). IL a pour rôle de :
 - ✓ Protection d'étanchéité.
 - ✓ Servant comme garde-corps.

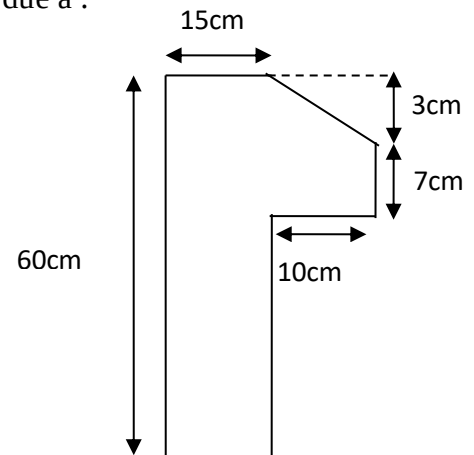


Figure III 32 : Dimensions de l'acrotère

III .5.2 Principe de calcul :

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

Terrasse inaccessible H= 60cm :

$$S_{inacce} = 15 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S_{inacce} = 0.0985m^2$$

Hypothèse de calcul :

- Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est nuisible.
- Le calcul sera fait en flexion composée.

III.5.3 Evaluation des charges :

- Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.0985 \times 1 = 2.46KN$.
- Poids d'enduit extérieur (ciment :e =1.5cm) :
 $G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.60 \times 1 = 0.18KN$.
- Poids d'enduit intérieur (ciment:e=2cm) :
 $G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.60 \times 1 = 0.24KN$.
- $W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.88KN$.
- $Q = 1KN$.

III.5.4.Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme:

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_{pk} = (A.I.S).C_p.(1+\frac{3.h_z}{H}).W_p \dots \dots \dots \text{RPA99}$$

(Article 6.2.3)

- A : Coefficient d'accélération de zone (la zone IV moyenne à élever A= 0.20 (cf. Tableau (3.2))
- I : Coefficient d'importance (Groupe d'importance 2 I=1 cf. Tableau (3.10))
- S : Coefficient de site (site: S3 =1.30cf. Tableaux (3.3) & (3.4))
- C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8 (Cheminées (console) $C_p = 0.8$ cf. Tableau (6.1))
- W_p : Poids de l'élément considéré $W_p = 2.88$
- H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base $H = 39.78$
- h_z : Hauteur, du niveau "k", à partir de la base $h_z = 3.06$

$$F_{pk} = (0.20 \times 1 \times 1.30) \times 0.8 \times \left(1 + \frac{3 \times 3.06}{39.78}\right) \times 2.88 = 0.737 \text{ kn /m}$$

Charge d'exploitation :

Soit $Q = 1 \text{ KN/m}$ (surcharge due a la main courant l'acrotère

Donc : $F_p < Q$

III.5.6 Calcul des efforts :

Pour une bande de 1m de largeur :

✓ ELU :

$$N_u = 1,35G \rightarrow N_u = 1,35 \times 2.88 \rightarrow N_u = 3.88 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5F_{pk} \times h \rightarrow M_u = 1,5 \times 1 \times 0,6 \rightarrow M_u = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1,5F_{pk} \rightarrow T_u = 1,5 \times 1 \rightarrow T_u = 1.50 \text{ KN}$$

✓ ELS :

$$N_s = G = 2.88 \text{ KN}$$

$$M_s = F_p \times h = 1 \times 0.6 \rightarrow M_s = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$V_s = F_p = 1 \text{ KN}$$

Calcul des efforts :

Pour une bande de 1m de largeur :

✓ ELU :

$$N_u = 1,35G \rightarrow N_u = 1,35 \times 2.88 \rightarrow N_u = 3.88 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5F_{pk} \times h \rightarrow M_u = 1,5 \times 0.737 \times 0,6 \rightarrow M_u = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1,5F_{pk} \rightarrow T_u = 1,5 \times 1 \rightarrow T_u = 1.50 \text{ KN}$$

✓ ELS :

$$N_s = G = 2.88 \text{ KN}$$

$$M_s = F_p \times h = 1 \times 0.6 \rightarrow M_s = 0,60 \text{ KN.m}$$

$$V_s = F_p = 1 \text{ KN}$$

La combinaison à considérer est : $1,35G + 1,5Q$.

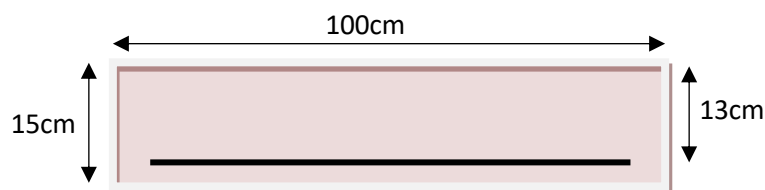


Figure III.33 Section à ferrailler.

$$N_u = 3.88 \text{ KN.}$$

$$M_u = 0.9 \text{ KN.m}$$

- L'acrotère travaille en flexion composée.

III 5.7. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

- Etat limite ultime de résistance:

$b = 100 \text{ cm}$ $h = 15 \text{ cm}$ $d = 13 \text{ cm}$ $c = 2 \text{ cm}$ Acier FeE400 Fissuration préjudiciable

- Calcul de l'excentricité : :

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

e_1 : excentricité du 1er ordre.

e_2 : excentricité du 2e ordre due au flambement.

e_a : excentricité additionnelle.

$$\text{Avec : } e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.663 \times 10^2}{3.88} = 23.19 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{h}{2} - 2 = \frac{15}{2} - 2 = 3.5 \text{ cm}$$

$$e_1 = 23.19 \text{ cm} > e_0 = 3.5 \text{ cm}$$

Le centre de pression de la travée à l'extérieur de la section donc la section est partiellement comprimé Le calcul se fait à la flexion simple

III.5.8 Calcul de la section en flexion simple

Moment de flexion par rapport au centre de gravité des aciers tendu

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 0.9 + 3.88 \left(\frac{15}{2} - 2 \right) = 22.24 \text{ kn}$$

Calcul de ferrailage

Le calcul se fait pour une bande de 1 m

b= 100 cm d= 13 cm

$$\mu = \frac{Mf}{b \times d^2 \times f_b} \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}; \quad Z = (1 - 0.4\alpha); \quad A_s = \frac{Mf}{Z \times \sigma}$$

La section d'armature de compression simple

$$A_{sc} = A_s \frac{N_u}{\sigma_s}$$

M1 : moment par apport aux armatures tendues

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{22.24 \times 10^3}{14.17 \times 100 \times 13^2} = 0.092 \quad \text{Avec : } \sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$$\mu = 0.092 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \quad (\text{Armature comprimée non nécessaires})$$

$$\mu < 0.1, \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times Z} = \frac{22.24 \times 10^3}{348 \times 12.37} = 5.16 \text{ cm}^2$$

-La section réelle d'acier en flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 5.16 - \frac{3.88 \times 10}{348} = 5.04 \text{ cm}^2$$

III.5.9 Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max(1.5; 1.56) \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\min}; A_1) = A = 5.04 \text{ cm}^2$$

Soit : **A = 4T14 = 6.16 cm²**

Espacement :

✓ D'après B.A.E.L 99 :

$$S_t \leq \min(3h; 33) = 30 \text{ cm} \Rightarrow$$

On prend: $S_t = 25 \text{ cm}$

✓ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.45 \text{ cm}^2 \text{ Soit : ... } A=4T8=2.01 \text{ cm}^2$$

.Espacement :

$$S_t \leq \min(4h; 45) \text{ On prend : } S_t = 25 \text{ cm}$$

M(t.m)	μ	α	Z	A_s	A_{sc}	A(cm ²)	A_s adopté(cm ²)
22.24	0.092	0.12	12.37	5.16	5.04	1.56	6.16(4T14)

Tableau III .29 Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.

III.5.10 Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.10 \times 10}{100 \times 13} = 0.008 \text{ kN}$$

d'après BAEL 99 on a :

$$\text{Fissuration préjudiciable } \tau' \quad \overline{\tau_u} = \min \left(0.15, \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2.2 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.008 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.2 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.}$$

III.5.11 Vérification à l'état limite de service :

✓ ELS

L'effort normal $N_s = G = 2.88 \text{ kn}$

- Moment fléchissant $M_S = M_Q = 0,9 \text{ kn}$

Calcul de centre de pression

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.40}{2.88} = 0.3125 \text{ m} = 31.25 \text{ cm}$$

$$e_0 = 31.25 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 23.75 \text{ cm} \quad \text{Le centre de pression est trouve à l'extérieur.}$$

$e_0 \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimé, il faut résoudre l'équation du 3ème degré

$$e_1^3 + P e_1 + q = 0$$

$$p = -3C^2 + 90A_s \left(\frac{d-C}{b} \right) = -3 \times (-23.75)^2 + 90 \times 6.16 \times \left(\frac{31.25 + 6.38}{100} \right)$$

$$p = -1387.26$$

$$q = -2C^3 - 90A_s \frac{(d-C)^2}{b} = -2 \times (-6.38)^3 - 90 \times 6.16 \times \frac{(13 + 6.38)^2}{100}$$

$$q = 10022.36$$

Résolution de l'équation

$$Y_c^3 - 1387.26 Y_c + 10022.36 = 0$$

On calcule Δ :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = 393.09^2 + \frac{4 \cdot (-12.04)^3}{27} = -2 \times 10^8$$

$$\Delta = -2 \times 10^8 < 0$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \varphi = \text{Arc cos} \left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) = \text{Arc cos} \left(\frac{3 \times 10022.36}{2 \times (-1387.26)} \times \sqrt{\frac{-3}{-1387.26}} \right)$$

$$\Rightarrow \varphi = 120.26^\circ$$

$$\checkmark \quad a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{1387.26}{3}} = 43.00$$

✓ Nous avons trois solutions :

$$Y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 43 \times \cos\left(\frac{120.26}{3}\right) = 32.89 \text{ cm}$$

$$Y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = 43 \times \cos\left(\frac{120.26}{3} + 120^\circ\right) = -40.42 \text{ cm}$$

$$Y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 43 \times \cos\left(\frac{120.26}{3} + 240^\circ\right) = 7.53 \text{ cm}$$

$$Y_{ser1} = Y_1 + C = 32.89 - 23.75 = 9.14 \text{ cm}$$

$$Y_{ser2} = Y_3 + C = 7.53 - 23.75 = -16.22 \text{ cm}$$

Il faut que : $0 \leq Y_{ser} \leq d$

$$\text{Donc : } \begin{cases} Y_{ser} = Y_{ser1} = 9.14 \text{ cm} \\ Y_1 = 32.89 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ Vérifications :

a) Calcul des contraintes :

Moment d'inertie :

On calcule le moment d'inertie de la section homogène réduite :

D'après B.A.E.L. 99 on a :

$$I = \frac{b \cdot Y_{ser}^3}{3} + 15 \cdot A_s (d - Y_{ser})^2 = \frac{100 \times 9.14^3}{3} + 15 \times 6.16 (13 - 9.14)^2$$

$$I = 26828.45 \text{ cm}^4$$

Le coefficient angulaire des contraintes :

$$K = \frac{N_{ser}}{I} \times Y_1 = \frac{3.88}{26828.45} \times 32.89 = 0.0047 \text{ kN/cm}^3$$

b) Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = K \times Y_{ser} = 0.0047 \times 9.14 \times 10 = 0.04 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 \cdot f_{c28} = 13.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.04 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 13.2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_s = 15K(d - Y_{ser}) = 15 \times 0.0047 \times (13 - 9.14) \times 10 = 2.72 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max}(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right\} \quad (\eta=1)$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \{ 266.66 \text{ MPa} ; \text{Max}(200 ; 159.405 \text{ MPa}) \} = 200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 2.72 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 200 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à L'ELUR sont convenables.

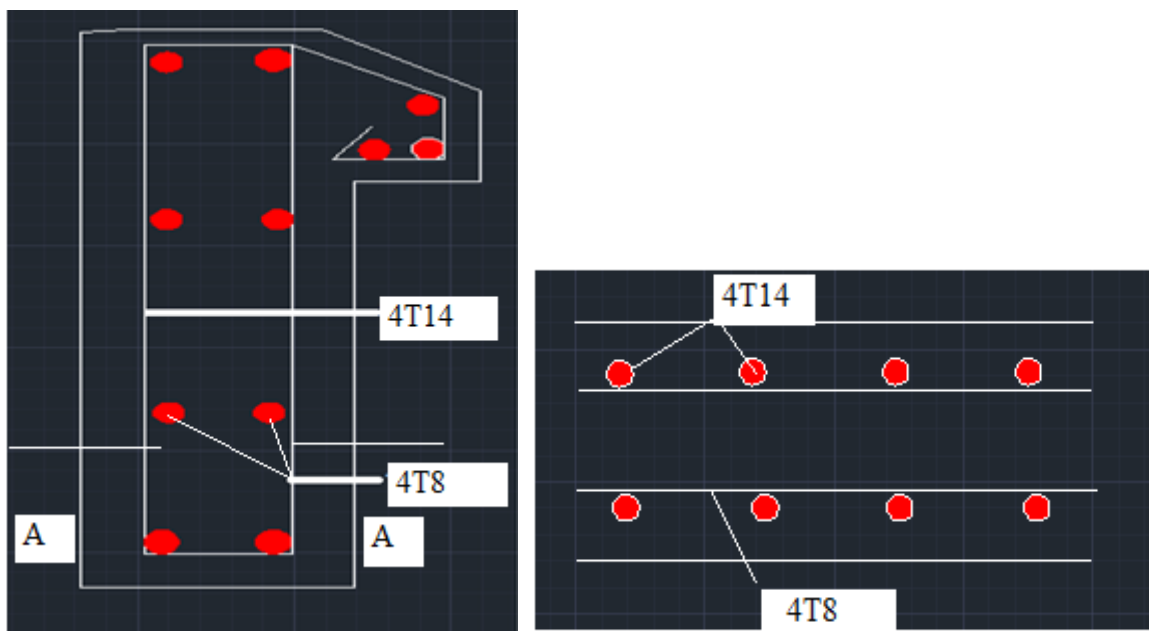


Figure III.34 : schéma du ferrailage DE l'acrotère

COUPE A-A

III .3.Conclusion :

L'étude des éléments non structuraux dans la structure, comme les escaliers et les acrotères, ont pour but d'assurer le confort et la sécurité des personnes. La circulation entre les différents niveaux est assurée par ces escaliers. L'étude et le ferrailage ont été effectués selon les règlements en vigueur BAEL91 ET RPA2024

CHAPITRE V Etude sismique

V.1 : Introduction :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action séismique sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées à fin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois manières :

- Méthode statique équivalente.
- La méthode de l'analyse modale spectrale.
- La méthode de l'analyse dynamique par accélérogramme.

Les deux méthodes de calcul utilisées dans notre étude sont la méthode statique équivalente et la méthode dynamique modale spectrale

V.2 : Choix de la méthode de calcul :

V.2.1: Méthode statique équivalente:

a) Définition :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure

- une ductilité suffisante.
- une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

Conditions d'application de la méthode statique équivalente La méthode statique équivalente

peut être utilisée dans les conditions suivantes : a) Le bâtiment, ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et, en élévation prescrites au § 3.7, 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 au Tableau (4.1).

V.2.2 : 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.

• Buts de l'analyse dynamique :

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Détermination des modes et les périodes propres. ROBOT considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considéré concentrées au niveau de chaque plancher.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharge d'exploitation

V.2.3: Classification de l'ouvrage selon les RPA Version 2024 :

- ✓ Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de boumrda donc en zone IV.
- ✓ Notre bâtiment est à usage multiple collective donc classé dans le Groupe 2.
- ✓ Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble (S3).
- ✓ La hauteur de la structure : $h = 39.78 < 65$ m (zone IV) Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA 2024, quant à l'application de la méthode statique équivalente. Q

V.2.4 : Spectre de réponse de calcul :

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul, comme il est indiqué dans chapitre IV, paragraphe 4.3.3 du RPA version 2024, défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{sec} \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 - T_3}{T} \right] & \text{si } T > 3.0 \text{sec} \end{cases}$$

où: •

$\frac{S_{ad}}{g}$) : spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur, g;

- R : coefficient de comportement de la structure (RPA 2024, Tableau 3.18)
- QF : facteur de qualité (RPA 2024Tab 3.8).

T : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté ;

- A : coefficient d'accélération de calcul pour un sol de classe S1 pour la période de retour de non effondrement $T_r=475$ ans (RPA 2024.TAB 3.3)
- T1 : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante
- T2 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante

- T_3 : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant

$T(1 \ 2 \ 3)$; (RPA 2024 Tab 3.4)

- I : coefficient d'importance ;(RPA 2024Tab 3.11)
- S : coefficient de site (RPA 2024 Tab 3.4 et 3.5)
- η : coefficient de correction de l'amortissement.

V.2.5 Classification des zones sismiques

Le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité, cf. Figure (3.1), et l'Annexe A qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Sismicité	zone
Très faible	0
Faible	I
Faible à moyenne	II
Moyenne	III
Moyenne à élevée	IV
Elevée	V & VI

Tableau V30 : Classification des zones sismiques

V.2.6 Classification des sites

Catégorie	Description	q_{c30} (MPa) (c)	N_{30} (coups) (d)	C_{u30} (kPa) (e)	R_{c30} (MPa) (f)	Pl_{30} (Mpa) (g)	E_{p30} (MPa) (g)	V_{S30} (m/s) (h)
S_1	Rocheux (a)	/	/	/	>10	>5	>100	>800
S_2	Ferme	>15	>50	>100	0.4-10	2-5	20-100	360-800
S_3	Meuble	1.5-15	15-50	50-100	0.1-0.4	1-2	5-20	180-360
S_4	Très Meuble ou Présence de 3 m, au moins, d'argile molle (b)	< 1.5	<15	<50	<0.1	<1	<5	<180
S_5	site nécessitant investigations approfondies et études spécifiques (cf. § 3.3.3)	/	/	/	/	/	/	/

Tableau V .2 : Classification des sites

V2.7 A:coefficient d'accélération

Zone de sismicité Niveau de sismicité A

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-

I	faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevé	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

Tableau V31 :coefficient d'accélération

V2.8 Spectre type 1 (Zones IV, V et VI)

Spectre type 1 (Zones IV, V et VI)	S	T1 (s)	T2 (s)	T3 (s)
site: S1	1.00	0.10	0.40	2.0
site: S2	1.20	0.10	0.50	2.0
site: S3	1.30	0.15	0.60	2.0
site: S4	1.35	0.15	0.60	2.0

Tableau V .32 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique

La valeur du coefficient de correction d'amortissement visqueux, η , peut être déterminée par Eqn. (3.9):

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$$

	Portiques (*)		Voiles (**)
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	10

(*): Sans présence de voiles ou de noyaux en béton armé
(**): Valeurs valables même si les voiles sont associés à des portiques

Table 3.5: Valeurs de ξ (%)

Tableau V .33:VALEURS DE ξ

Coefficient d'importance, I	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I	1.40	1.20	1	0.80

Table 3.10: Valeurs des coefficients d'importance

Tableau V .34 :valeurs des coefficients d'importance

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+1}} = 1.52 \geq 0.7$$

- R : Coefficient de comportement de la structure donné par le tableau 3.17
Contreventement par voile R =
- La valeur de Q est déterminée par la formule : $QF = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} Pq$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 3.18 **Qq** =1.

Catégorie	Critère, q	P_q	
		Observé	N/observé
(a)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

Table 3.18: Valeurs des Pondérations P_q

Tableau V .35 :valeurs des ponderations Pq

A	Q _F	S ₃		T ₁	T ₂	T ₃	R	I	ξ (%)
0.20	1	1.30		0.15	0.60	2	4.5	1	10

Tableau V .36 LEvaleurs

V.3: Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. - La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante : RPA 2024 (Art.4.2.4).

$$T_{\text{Empirique}} = C_T h_N^{3/4}$$

C_T : Coefficient. Fonction du système de contreventement. Et du type de remplissage et donné par le tableau (4.6).

$$T_{\text{Empirique}} = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesuré en mètres à partir de la base du structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$\rightarrow h_N = 39.78 \text{ m}$$

HN:La Hauteur du Batiment

$$h_N = 39.78 \text{ m}$$

Donc :

V .3.1 La période fondamentale statique :

$$T_{\text{empirique}} = 0.05 \times 39.78^{\frac{3}{4}} = 0.79 \text{ s}$$

Cas	Période à utiliser
$T_{\text{calcul}} < 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = T_{\text{calcul}}$
$T_{\text{calcul}} \geq 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = 1.3 T_{\text{empirique}}$

Tableau V .37: Période à utiliser

$$T_{\text{calcul}} = 1.16 \text{ (s)}$$

$$T_{\text{calcul}} < 1.3 T_{\text{empirique}} \rightarrow T_0 = T_{\text{calcul}}$$

$$1.16 < 1.18 \rightarrow T_0 = 1.16 \text{ (s)}$$

Période à utiliser d'après RPA .

D'après Le logiciel robot On trouve :

$$\text{Le sens X : } T_x = 1.16 \text{ s} < 1.3 T_{\text{empirique}} = 1.18 \text{ s}$$

$$\text{Le sens Y : } T_y = 0.98 \text{ s} < 1.3 T_{\text{empirique}} = 1.18 \text{ s}$$

Donc On utilise Les période Calculés avec Le logiciel dans Le calcul de la force sismique.

V.4. Calcul des actions sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale):

V.4.1. Présentation du logiciel de calcul :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse est logiciel ROBOT Structural analyses Professional. Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

On trouve les paramètre du spectre suivantes :

V.4.2 Calcul du spectre de réponse dans les deux sens X,Y :

Le Sens X :

$$\text{On a : } T_2 = 0.60 \text{ s} < T_x = 1.16 \text{ s} < T_3 = 2 \text{ s}$$

Donc on travail avec La formule 3 du spectre:

$$S_{\text{adg}}(T) = A.I.S. \cdot [2.5 QFR] \cdot [T_2/T]$$

On Trouve :

$$S_{\text{adg}}(T) = 0.20 \times 1 \times 1.30 \times [2.5 \times 1/4.5] \times [0.60/T_x = 1.15]$$

$$S_{\text{adg}}(T) = 0.149$$

Le Sens Y :

$$\text{On a : } T_2 = 0.60 \text{ s} < T_y = 0.98 \text{ s} < T_3 = 2 \text{ s}$$

Donc on travail avec La formule 3 :

$$\text{Sadg}(T) = A.I.S. \cdot \left[2.5 \frac{QF}{R} \right] \cdot \left[\frac{T^2}{T} \right]$$

On Trouve :

$$\text{Sadg}(T) = 0.20 \times 1 \times 1.30 \times \left[2.5 \times 1/4.5 \right] \cdot \left[0.60/T = 0.98 \right]$$

$$\text{Sadg}(T) = 0.176$$

V.4.2.1. Variante initiale :

- 05voiles en forme de "L" de 20 cm.
- 0 4voiles transversaux (sens-Y) de 20 cm.
- 04 voiles longitudinaux (sens-X) de 20 cm.
- Escalier est modélise.

V.4: Analyse de la structure :

V.4.1 : Représentations des résultats de la méthode modale spectrale et commentaires :

On a pris en considération le plan d'architecture et le nombre minimale des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment. - La disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante :

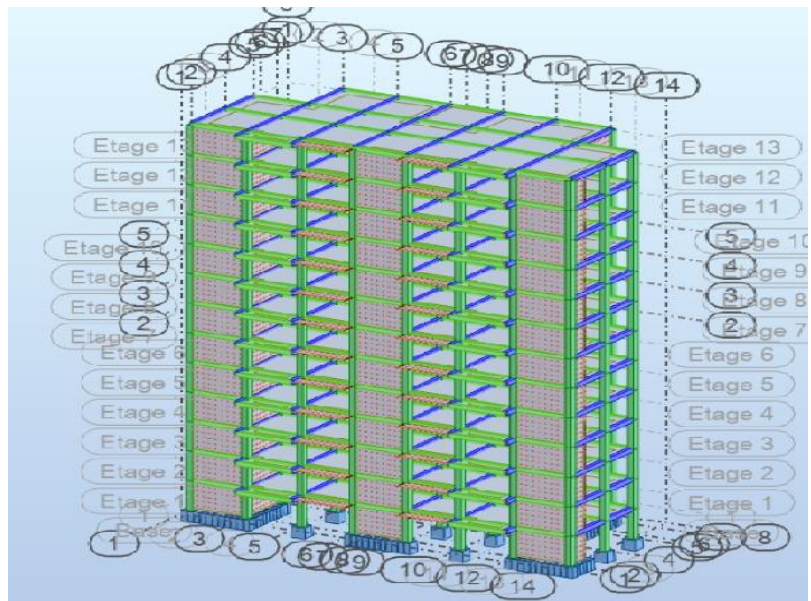


Figure.V35: 3D DE LA STRUCTUER

1. Première variante :

La variante proposée est présentée dans la figuresuivante

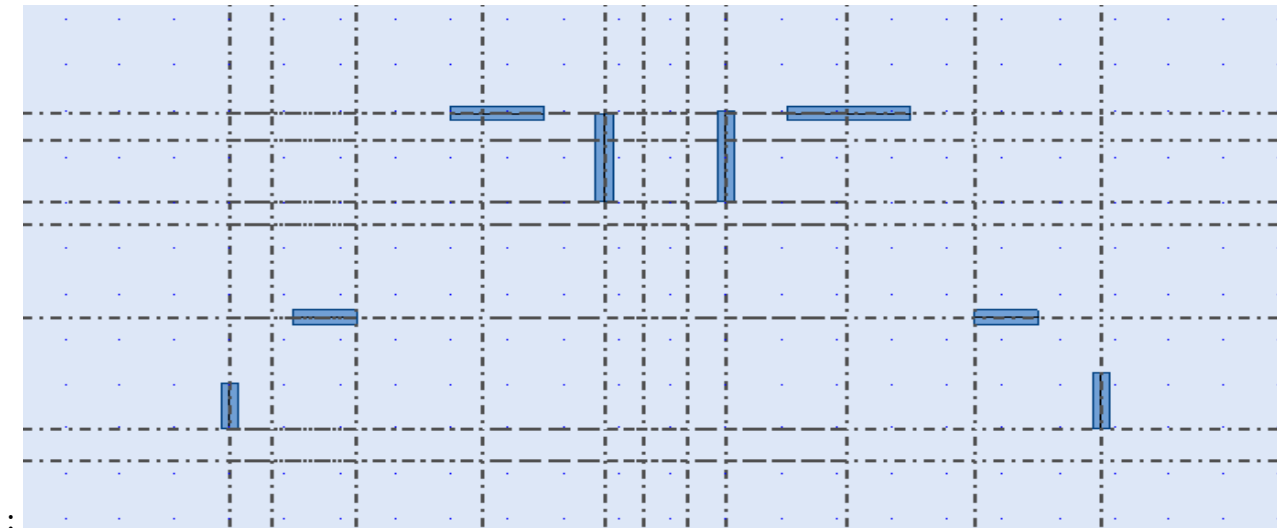


Figure.V.36: Variante n°01 d'un voile:

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
5/ 1	0,51	1,95	43,53	0,02	#ind#	43,53	0,02	#ind#	5498299,61	5498299,61	0,0
5/ 2	0,56	1,77	43,53	73,68	#ind#	0,00	73,66	#ind#	5498299,61	5498299,61	0,0
5/ 3	0,65	1,53	75,42	73,69	#ind#	31,89	0,01	#ind#	5498299,61	5498299,61	0,0
5/ 4	1,58	0,63	82,14	73,70	#ind#	6,72	0,01	#ind#	5498299,61	5498299,61	0,0
5/ 5	1,62	0,62	82,15	73,92	#ind#	0,01	0,22	#ind#	5498299,61	5498299,61	0,0
5/ 6	1,77	0,56	82,16	85,92	#ind#	0,01	12,00	#ind#	5498299,61	5498299,61	0,0
5/ 7	1,85	0,54	82,16	85,92	#ind#	0,01	0,00	#ind#	5498299,61	5498299,61	0,0
5/ 8	1,91	0,52	85,04	85,92	#ind#	2,88	0,00	#ind#	5498299,61	5498299,61	0,0
5/ 9	2,45	0,41	85,50	85,92	#ind#	0,46	0,00	#ind#	5498299,61	5498299,61	0,0
5/ 10	2,46	0,41	85,65	85,92	#ind#	0,15	0,00	#ind#	5498299,61	5498299,61	0,0

Figure V.37 : Périodes et coefficients de participation modaux variante

1

♦ Interprétation des résultats :

D'après l'analyse des caractéristiques dynamiques de la structure initiale nous interprétons les résultats obtenus comme suit :

1. La période fondamentale de la structure $T_x=0.51$ sec.le qui ma... que la structure ot trop souple

2. le premier mode est un mode de la translation selon l'axe x avec mobilisation de $u_x = 43.53$ % de la masse modale couplé avec la torsion.

3. le deuxième mode ($T_y =$ sec) est un mode de translation dans le sens Y, avec mobilisation de 73.68 % de la masse modale, couplé avec la torsion.

4. Le troisième mode est un mode de torsion avec une translation à l'axe X avec $U_x =$

75.42 % de la masse totale.

5. Il faut 8 modes pour mobiliser plus de 90 % de la participation des masses modales exigée par le règlement [RPA2024 (Art. 4.3.4)].

2. Deuxième variante

: La variante proposée est présentée dans la figure suivante

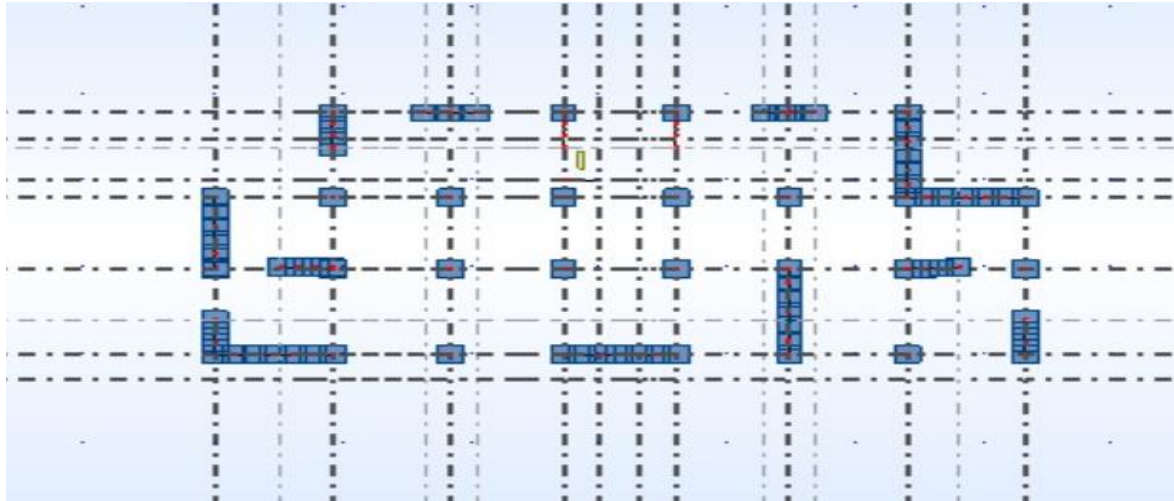


Figure V.38. Variante n°02 d'un voile:

Les résultats obtenus de la structure initiale sont récapitulés dans le tableau suivant :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
5/ 1	0,79	1,26	39,59	29,19	#ind#	39,59	29,19	#ind#	6132940,62	6132940,62	0,0
5/ 2	0,87	1,15	65,85	62,82	#ind#	26,26	33,63	#ind#	6132940,62	6132940,62	0,0
5/ 3	1,09	0,92	68,33	68,13	#ind#	2,48	5,31	#ind#	6132940,62	6132940,62	0,0
5/ 4	1,77	0,56	68,54	69,03	#ind#	0,21	0,90	#ind#	6132940,62	6132940,62	0,0
5/ 5	1,93	0,52	68,58	69,18	#ind#	0,05	0,15	#ind#	6132940,62	6132940,62	0,0
5/ 6	2,30	0,44	68,58	76,65	#ind#	0,00	7,47	#ind#	6132940,62	6132940,62	0,0
5/ 7	2,67	0,37	68,68	76,84	#ind#	0,10	0,20	#ind#	6132940,62	6132940,62	0,0
5/ 8	2,91	0,34	81,69	76,98	#ind#	13,01	0,14	#ind#	6132940,62	6132940,62	0,0
5/ 9	3,16	0,32	81,70	77,37	#ind#	0,01	0,39	#ind#	6132940,62	6132940,62	0,0
5/ 10	3,26	0,31	81,74	77,55	#ind#	0,03	0,18	#ind#	6132940,62	6132940,62	0,0

Figure V.39: Périodes et coefficients de participation modaux variante 2

♦ Interprétation des résultats :

D'après l'analyse des caractéristiques dynamiques de la structure initiale nous

interprétons les résultats obtenus comme suit :

1. La période fondamentale de la structure $T_x=0.79$ sec.le qui ma... que la structure ot trop souple

2. le premier mode est un mode de la translation selon l'axe x avec mobilisation de $u_x = 39.59$ % de la masse modale couplé avec la torsion.

3. le deuxième mode ($T_y = \text{sec}$) est un mode de translation dans le sens Y, avec mobilisation de 33.63 % de la masse modale, couplé avec la torsion.
4. Le troisième mode est un mode de torsion avec une translation à l'axe X avec $U_x = 2.38 \%$ de la masse totale.
5. Il faut 8 modes pour mobiliser plus de 90 % de la participation des masses modales exigée par le règlement [RPA2024 (Art. 4.3.4)].

3. Troisième variante:

- ❖ Le troisième système de contreventement se présente comme suit :
- ❖ - 10 voiles transversaux (sens X) de 20cm.
- ❖ - 09 voiles longitudinaux (sens Y) de 20 cm.
- ❖ - Les escaliers sont modélisés.

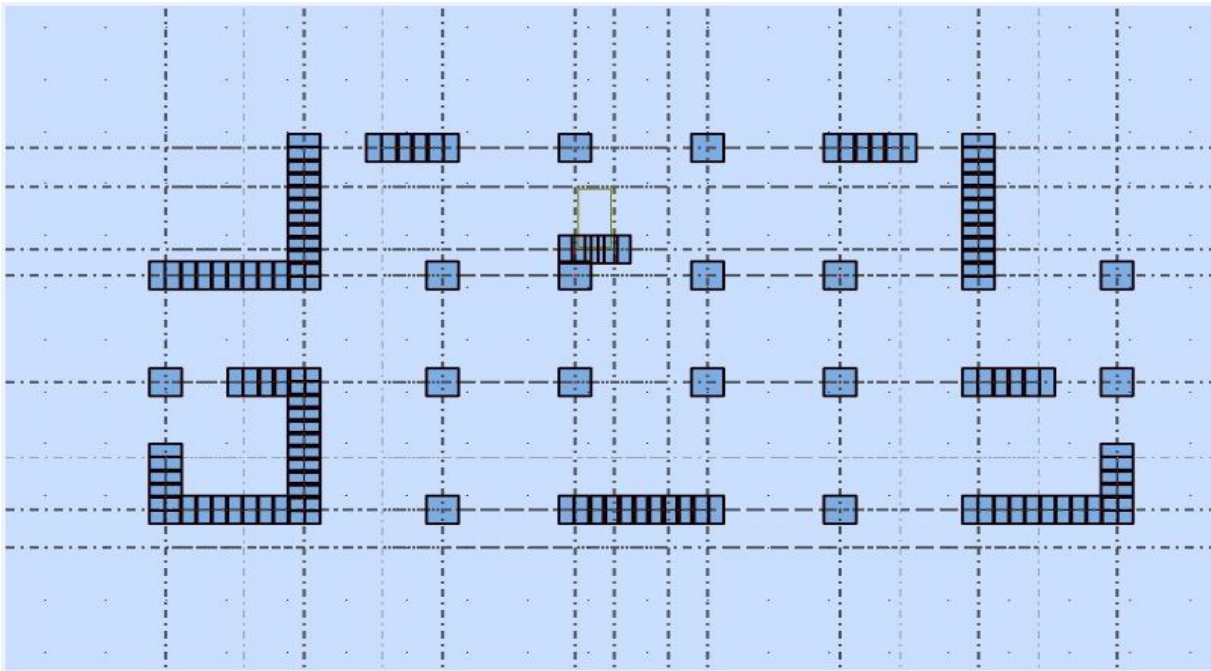


Figure V. 40 : Variante n°03 d’un voile:

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
5/ 1	0.86	1.16	7.92	55.21	0.0	7.92	55.21	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 2	1.02	0.98	67.59	61.84	0.0	59.67	6.63	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 3	1.28	0.78	67.60	68.23	0.0	0.01	6.39	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 4	1.83	0.55	67.60	70.30	0.0	0.00	2.07	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 5	2.24	0.45	67.92	74.81	0.0	0.32	4.51	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 6	2.27	0.44	68.94	79.85	0.0	1.02	5.05	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 7	2.84	0.35	69.14	79.86	0.0	0.19	0.00	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 8	3.27	0.31	78.61	79.89	0.0	9.48	0.03	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 9	3.53	0.28	79.98	79.92	0.0	1.37	0.03	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 10	3.62	0.28	80.03	81.20	0.0	0.05	1.28	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0

Figure V.41 Périodes et facteurs de participation massique du modèle.

✓ Remarque :

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants :

- ◆ La période fondamentale T_x (dyn)= 1.16 s.
- ◆ La période fondamentale T_y (dyn)= 0.98 s

On a :

$$1.3 \times T_{ex} = 1.3 \times 0.496 = 0.64 > T_y(\text{dyn}) = 0.63 \text{ (la condition est vérifiée).}$$

$$1.3 \times T_{ey} = 1.3 \times 0.522 = 0.67 > T_x(\text{dyn}) = 0.62 \text{ (la condition est vérifiée).}$$

- ◆ Interprétation des résultats :

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- ❖ le 1er mode est un mode de translation selon l'axe $U_x = 70,82\%$ de participation de masse modale.
- ❖ le 2ème mode est un mode de translation selon l'axe $U_y = 70,45\%$. ❖ Le troisième mode c'est un mode de torsion.
- ❖ Les 8 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90% (Selon le RPA99 version 2024).

➤ Présentation des trois premiers modes de vibration de la structure :

1 er Mode :

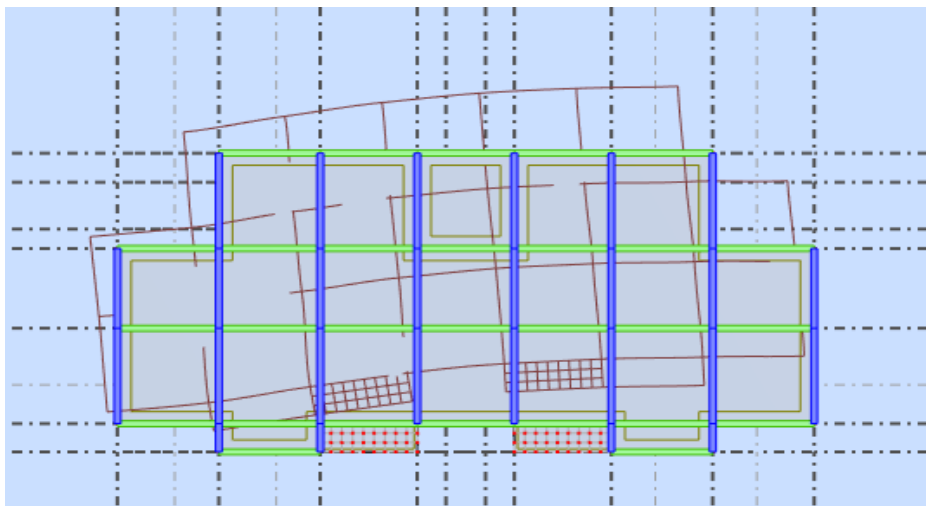


Figure V. 42 Premier mode de vibration : Vue en 3D et en plan ($T=1.16\text{sec}$)
2ème Mode :

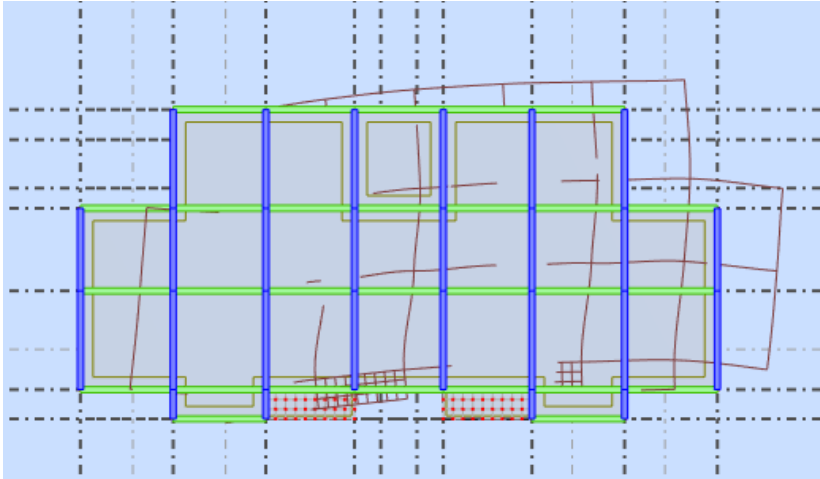


Figure V. 43 : Deuxième mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=0.98sec).
3ème Mode :

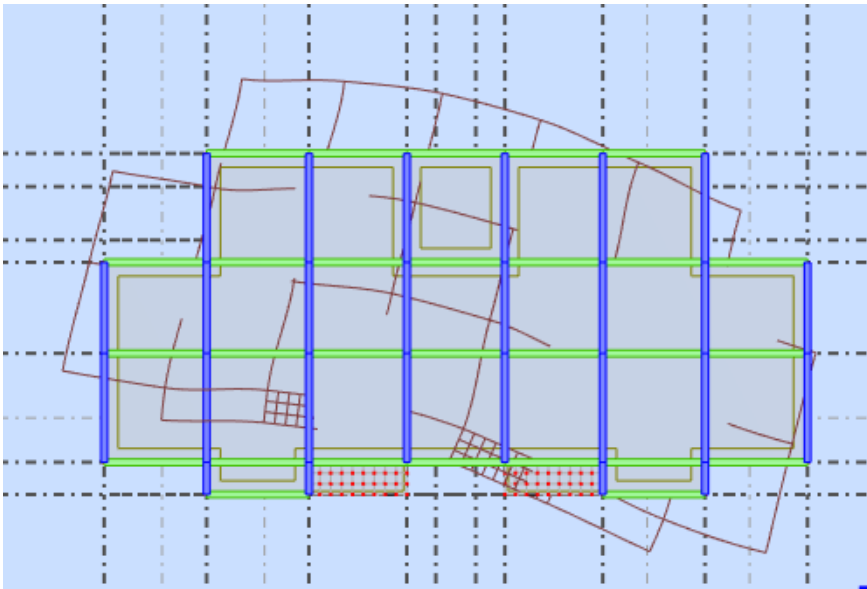


Figure V. 44 : Troisième mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=0.78sec).

V.4.2 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux : { Art7.4.3 rpa 2024 }

La section du Poteaux (60×50) cm²

On Prend Les Résultats Suivantes :

$$V = \frac{Nd (N)}{(b \text{ mm} \times c \text{ mm}) \times FC28(MPA)} \leq 0.35$$

$$\Rightarrow V = 304 = 0.45 \leq 0.35 \dots \text{Condition NON Vérifié}$$

V.4.3 Vérification de l'effort normal réduit dans les voiles : { Art 7.7.4 rpa 2024 }

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile (en flexion composée), sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd(N)}{(b \text{ mm} \times c \text{ mm}) \times FC28(\text{MPa})} \leq 0.40$$

$$V = \frac{3448.51 \times 10^3}{(200 \times 2000) \times 25} = 0.34 \leq 0.40 \dots \text{Condition Vérifié}$$

V.4.4: Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent :

L'effort tranchant au niveau de l'étage est donné par la formule :

D'après l'art 4.2.3 de RPA2024, La force sismique totale, V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon La formule suivante :

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W$$

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul (cf. § 3.3.3) pour le période T_0 .

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée (cf. § 4.2.4).

$$\frac{S_a}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left(\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_f}{R} - \frac{2}{3} \right) \right) & \text{si: } 0 < T < T_1 \\ A.I.S. \left(2.5 \frac{Q_f}{R} \right) & \text{si: } T_1 < T < T_2 \\ A.I.S. \left(2.5 \frac{Q_f}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right) & \text{si: } T_2 < T < T_3 \\ A.I.S. \left(2.5 \frac{Q_f}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right) & \text{si: } T_3 < T < T_4 \end{cases}$$

On trouve les paramètre du spectre suivantes :

Calcul du spectre de réponse dans les deux sens X,Y :

Le Sens X :

On a : $T_2 = 0.60\text{s} < T_x = 1.16\text{s} < T_3 = 2\text{s}$

Donc on travail avec La formule 3 du spectre:

$$S_{adg}(T) = A.I.S. \cdot [2.5 \frac{Q_f}{R}] \cdot [\frac{T_2}{T}]$$

On Trouve :

$$S_{adg}(T) = 0.20 \times 1 \times 1.30 \times [2.5 \times 1/4.5] \times [0.60/T_x = 1.15]$$

$$S_{adg}(T) = 0.149$$

Le Sens Y :

On a : $T_2 = 0.60\text{s} < T_y = 0.98\text{s} < T_3 = 2\text{s}$

Donc on travail avec La formule 3 :

$$S_{adg}(T) = A.I.S. \cdot [2.5 \frac{Q_f}{R}] \cdot [\frac{T_2}{T}]$$

On Trouve :

$$\text{Sadg}(T) = 0.20 \times 1 \times 1.30 \times [2.5 \times 1/4.5] \times [0.60/T = 0.98]$$

$\text{Sadg}(T) = 0.176\lambda$: Coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 & \text{si } T_0 \leq (2 \cdot T_0) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1, & \text{autrement} \end{cases}$$

W : Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau « i »:

$$W = \sum_{i=1}^n W_i, \text{ n'étant le nombre de niveaux.}$$

$$W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné au Tableau (4.2). $\psi = 0.20$

$$\text{Donc } W = 5063.66 \text{ KN}$$

D'après la formule 4.2 du RPA

$$\lambda = 0.85$$

$$T_0 = 1.16 \leq (2 \times (T_2 = 0.60)) = 1.20$$

On a plus de 2 Niveaux .

V.4.5 La force sismique totale à la base de la structure V :

a) La Direction X :

$$V_x \text{ statique} = \lambda \cdot \text{Sadg}(T_x) \cdot W$$

$$V_x \text{ statique} = 0.85 \times 0.149 \times 5063.66 = 641.31 \text{ KN}$$

b) La Direction Y :

$$V_y \text{ statique} = \lambda \cdot \text{Sadg}(T_y) \cdot W$$

$$V_y \text{ statique} = 0.85 \times 0.176 \times 5063.66 = 757.52 \text{ KN}$$

	λ	$\frac{\text{Sad}}{g}(T)$	W (KN)	$V_{st}(\text{KN})$	$V_{dyn}(\text{KN})$
Sens longitudinal	0.85	0.149	5063.66	641.31	3247.56
Sens transversal	0.85	0.176	5063.66	757.52	1526.44

Tableau.V.38 : les résultats des forces sismiques

V.4.6. L'effort sismique à la base VT :(RPA 2024 art 4.3.5)

La résultante des forces sismiques à la base, V_t , obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques, $V_{statique}$

	$V_{st}(KN)$	$V_{dyn}(KN)$	80% $V_{st}(KN)$	80% $V_{st} \leq V_{dyn}$
Sens X	641.31	3247.56	513.04	CV
Sens Y	757.52	1526.44	606.01	CV

Tableau.V.39 : les résultats des forces sismiques à la base.

La force sismique V_{dyn} dans Les Sens X et Y est obtenu par un spectre de calcul

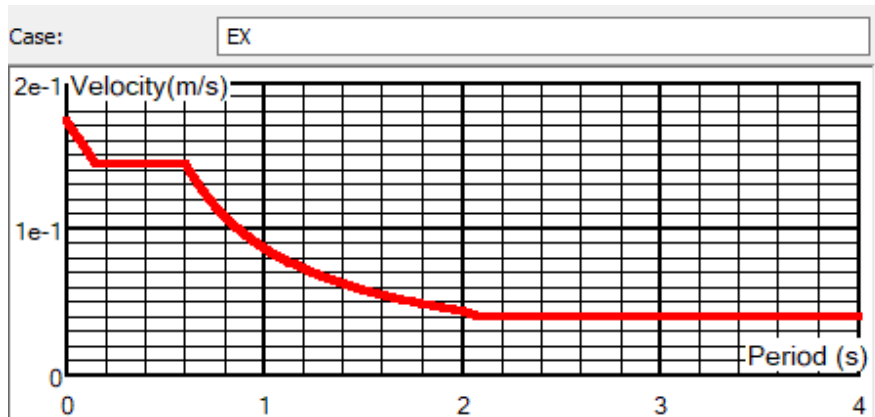


Figure V. 45: spectre de calcul Le Sens X

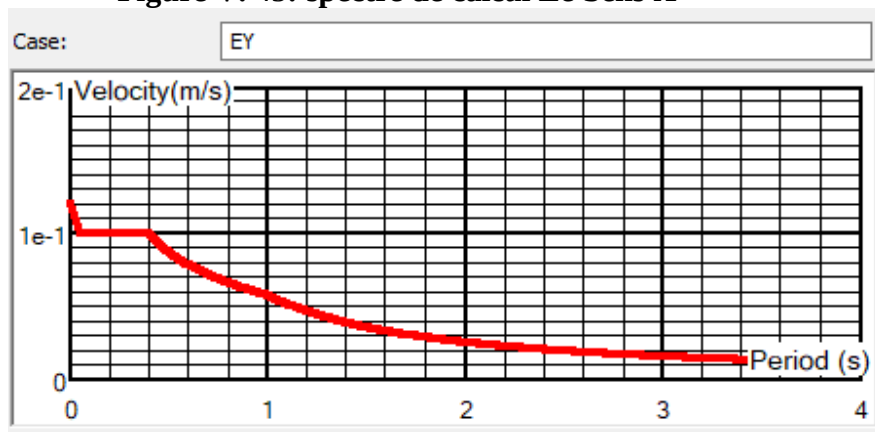


Figure V.46: spectre de calcul Le Sens Y

V.4.7. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base, V , doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon le formule suivant : (**art 4.2.5.RPA 2024**). $V = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$

F_t = force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule

suivante :
$$\begin{cases} F_t = 0,07 \cdot T \cdot V & \text{si } T \geq 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

F_i = effort horizontal revenant au niveau i

$$F_i = \frac{(v - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum W_j \times h_j}$$

Avec :

Fi: effort horizontal revenant au niveau i

hi: niveau du plancher où s'exerce la force Ft

hj: niveau du plancher quelconque

Wi,Wj: poids revenant aux planchers i et j, respectivement.

	T(sec)	V(KN)	Ft(KN)
Sens X	0.71	8419.32	308.79
Sens Y	0.64	8150.11	308.01

Tableau.V. : résultant des forces concentrées.

V.5. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux : { Art7.4.3 rpa 2024 }

La section du Poteaux (50*60) cm²

On Prend Les Résultats Suivantes :

V.5. Comportement de structure :

Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Rel.mas.UZ (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Cur.mas.UZ (%)	Total mass UX (kg)	Total mass UY (kg)	Total mass UZ (kg)
5/ 1	0.86	1.16	7.94	55.18	0.0	7.94	55.18	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 2	1.02	0.98	67.58	61.84	0.0	59.64	6.67	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 3	1.28	0.78	67.60	68.21	0.0	0.02	6.37	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 4	1.82	0.55	67.60	70.32	0.0	0.00	2.11	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 5	2.24	0.45	67.90	74.95	0.0	0.30	4.62	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 6	2.26	0.44	68.93	79.82	0.0	1.03	4.87	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 7	2.80	0.36	69.10	79.82	0.0	0.17	0.01	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 8	3.27	0.31	78.48	79.85	0.0	9.37	0.03	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 9	3.50	0.29	79.50	79.87	0.0	1.03	0.02	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 10	3.60	0.28	80.05	80.45	0.0	0.55	0.58	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 11	3.64	0.27	81.39	81.98	0.0	1.34	1.53	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 12	3.82	0.26	81.53	83.72	0.0	0.14	1.74	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 13	3.90	0.26	81.64	84.29	0.0	0.11	0.57	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 14	4.34	0.23	82.62	84.33	0.0	0.99	0.03	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 15	4.51	0.22	82.66	84.89	0.0	0.03	0.56	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 16	4.70	0.21	82.72	86.48	0.0	0.07	1.60	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 17	4.80	0.21	82.75	86.54	0.0	0.03	0.05	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 18	5.02	0.20	82.75	86.60	0.0	0.00	0.06	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 19	5.14	0.19	82.75	87.74	0.0	0.00	1.14	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 20	5.24	0.19	82.89	87.88	0.0	0.13	0.14	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 21	5.53	0.18	82.90	88.15	0.0	0.01	0.27	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 22	5.88	0.17	83.02	88.17	0.0	0.12	0.01	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 23	5.92	0.17	83.62	88.22	0.0	0.60	0.05	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 24	6.10	0.16	85.96	88.24	0.0	2.34	0.02	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 25	6.16	0.16	86.26	88.26	0.0	0.31	0.02	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 26	6.21	0.16	86.26	88.83	0.0	0.00	0.57	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 27	6.54	0.15	86.58	88.83	0.0	0.31	0.00	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 28	6.85	0.15	86.63	89.68	0.0	0.05	0.85	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 29	6.88	0.15	86.70	89.96	0.0	0.07	0.28	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0
5/ 30	7.15	0.14	86.88	90.06	0.0	0.19	0.10	0.0	6541939.96	6541939.96	0.0

FIGUER V.47 Vérification les déplacements :(RPA2024 art 4.5.2)

$$\delta k = \frac{R}{Q_f} \cdot \delta e k$$

$\delta e k$: Déplacement élastique dû aux forces sismiques Fi (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement

QF : Coefficient de qualité

$$\Delta k = \delta k - \delta k-1$$

Δk : Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

D'après art 5.10 RPA2024 :

Les déplacements relatifs latéraux ne doivent pas dépasser les limites, Δ_k données dans le Tableau

➤ Distribution des forces sismiques (sens X) :

$$v_A \cdot \Delta_k \leq \overline{\Delta_k}$$

Type de Structure	Déplacement limite: $\overline{\Delta_k}$
Bâtiments en Acier	0.0100 h_k
Bâtiments en Béton Armé	0.0075 h_k
Bâtiment 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 est défini en § 1.2 : il est pris égal à 0.5

Table 5.2: Valeurs limites des déplacements inter-étages

Tableau V 40 valeur limites de deplacement inter-étages

Étage	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	0.0075 h_k (cm)	Vérification
RDC	0.1	0.1,	0	2.29	CV
1	0.1	0.2	0.1	2.29	CV
2	0.1	0.3	0.2	2.29	CV
3	0.1	0.4	0.3	2.29	CV
4	0.1	0.6	0.5	2.29	CV
5	0.1	0.7	0.6	2.29	CV
6	0.1	0.9	0.8	2.29	CV
7	0.2	1.0	0.8	2.29	CV
8	0.2	1.2	1.0	2.29	CV
9	0.2	1.3	1.10	2.29	cv
10	0.2	1.5	1.30	2.29	cv
11	0.2	1.7	1.50	2.29	cv
12	0.1	1.8	1.7	2.29	cv

Suiv
ant
X :

**Tabl
eaux
V.13
:**
Vérif
icati
on la
défor
mati
on
dans
chaq
ue
étage

suivant X.

Suivant Y :

Étage	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$0.0075 h_k$ (cm)	Vérification
RDC	0.1	0.1	0	2.29	CV
1	0.2	0.1	0.1	2.29	CV
2	0.3	0.1	0.2	2.29	CV
3	0.4	0.1	0.3	2.29	CV
4	0.5	0.1	0.4	2.29	CV
5	0.5	0.1	0.4	2.29	CV
6	0.6	0.1	0.5	2.29	CV
7	0.7	0.1	0.6	2.29	CV
8	0.8	0.1	0.7	2.29	CV
9	0.9	0.1	0.8	2.29	cv
10	1	0.1	0.9	2.29	cv
11	1	0.1	0.9	2.29	cv
12	1.1	0.1	1	2.29	cv

Tableaux V.41 : Vérification la déformation dans chaque étage suivant Y.

V.5.1. Justification de l'effet P- Δ :

Les effets du 2^{ème} ordre ou effet P- Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : **RPA/V2024 (5.9)**

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

Avec :

$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \psi W_{Qi})$: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k).

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

h_k : Hauteur de l'étage (k).

Suivant X :

Étage	Pk (kn)	Δk (m)	V_k [kn]	hk (m)	Θ_x	≤ 0.1
RDC	5063,66	0	3948.85	3.06	0	c.v
1	5063,66	0.001	3808.45	3.06	0.005	c.v
2	5063,66	0.002	3451.05	3.06	0.010	c.v
3	5063,66	0.003	2979.22	3.06	0.019	c.v
4	5063,66	0.005	2576.12	3.06	0.038	c.v
5	5063,66	0.006	2345.19	3.06	0.05	c.v
6	5063,66	0.008	2217.10	3.06	0.07	c.v
7	5063,66	0.008	2091.19	3.06	0.007	c.v
8	5063,66	0.01	1976.38	3.06	0.094	c.v
9	5063,66	0.01	1914.27	3.06	0.096	C.V
10	5063,66	0.01	1823.06	3.06	0.098	C.V
11	5063,66	0.01	1522.85	3.06	0.01	C.V
12	4655,37	0.01	879.90	3.06	0.01	C.V

Tableaux V42: Vérification de l'effet P- Δ (X-X).

Suivant Y :

Étage	Pk (kn)	Δk (m)	V_y [kn]	hk (m)	Θ_x	≤ 0.1
RDC	5063,66	0	2215.65	3.06	0	c.v
1	5063,66	0.001	1977.95	3.06	0.00083	c.v
2	5063,66	0.002	1682.10	3.06	0.001	c.v
3	5063,66	0.003	1382.69	3.06	0.003	c.v
4	5063,66	0.004	1169.01	3.06	0.005	c.v
5	5063,66	0.004	1035.60	3.06	0.006	c.v
6	5063,66	0.005	957.47	3.06	0.008	c.V

7	5063,66	0.006	897.42	3.06	0.011	c.v
8	5063,66	0.007	836.56	3.06	0.013	c.v
9	5063,66	0.008	763.44	3.06	0.017	c.v
10	5063,66	0.009	673.88	3.06	0.022	c.v
11	5063,66	0.009	557.79	3.06	0.026	c.v
12	4655,37	1	336.29	3.06	0.044	c.v

Tableaux V.16 : Vérification de l'effet P-Δ (Y-Y).

V.5.2: Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Mr : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales. $M_r = \sum F_i \times h_i$

MS : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$MS = W \times (XG ; YG)$$

W : Le poids total de la structure.

XG ; YG : Dimension de la structure (Largeur ou Longueur).

Etage	h [m]	Sens x		Sens y	
		F_{ix} (KN)	F_{ix} h_i	F_{iy} (KN)	F_{ix} h_i
RDC	3.06	3948.85	12083.48	2215.65	6779.88
1	6.12	3808.45	23307.71	1977.95	12105.05
2	9.18	3451.05	31680.63	1682.10	15441.67
3	12.24	2979.22	36465.65	1382.69	16924.12
4	15.3	2576.12	39414.63	1169.01	17885.85
5	18.36	2345.19	43057.68	1035.60	19013.61
6	21.42	2217.10	2217.10	957.47	20509.00
7	24.48	2091.19	51192.33	897.42	21968.84
8	27.54	1976.38	54429.50	836.56	23038.86
9	30.6	1914.27	58576.66	763.44	23361.26
10	33.66	1823.06	61364.19	673.88	22682.80
11	36.72	1522.85	55919.05	557.79	18775.21
12	39.78	879.90	35002.42	336.29	13377.61

Tableau.V.43 : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales pour les deux sens.

V.6Vérifications :

- **Sens X :**

$$M_s = 506366 \times 15.56$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{7879054.96}{458638.03} = 17.17 \geq 1.5$$

- Sens-Y :

$$M_s = 506366 \cdot 7.45$$

Etag	W [KN]	Position du centre de masse		Position du centre de torsion		Excentricité	
		XG(m)	YG(m)	XCR(m)	YCR(m)	Ex(m)	Ey(m)
RDC	5063,66	15.56	7.45	12.33	4.44	3.23	3.01
1	5063,66	15.56	7.45	12.33	4.44	3.23	3.01
2	5063,66	15.56	7.45	12.33	4.44	3.23	3.01
3	5063,66	15.56	7.45	12.33	4.44	3.23	3.01
4	5063,66	15.56	7.45	12.33	4.44	3.23	3.01
5	5063,66	15.56	7.45	12.33	4.44	3.23	3.01
6	5063,66	15.56	7.45	12.33	4.44	3.23	3.01
7	5063,66	15.56	7.45	12.33	4.44	3.23	3.01
8	5063,66	15.56	7.45	12.33	4.44	3.23	3.01
9	5063,66	15.56	7.45	12.33	4.44	3.23	3.01
10	5063,66	15.56	7.45	12.33	4.44	3.23	3.01
11	5063,66	15.56	7.45	12.33	4.44	3.23	3.01
12	4655,37	15.56	7.45	12.33	4.44	3.18	3.05

Tableau.V44 : les résultats des différents centre de gravité et de rigidité

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{3772426.7}{231863.76} = 16.27 \geq 1.5$$

V.6.1. Vérification de l'effort normal réduit : RPA2024 (art 7.1)

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.35$$

Nd : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc : Est l'aire (section brute) de cette dernière.

fc : Est la résistance caractéristique du béton.

V.7: Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale). Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles. La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes. Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA 2024.

Chapitre VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS
STRUCTURAUX

VI.1 Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Robot Structural Analysais), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Les ferraillages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions courantes (G, Q et W) et accidentelles (sismiques E) ; en considérant les combinaisons les plus défavorables.

VI.2. Combinaisons d'actions :

Après la détermination des sollicitations M, N et T, on procède au ferraillage avec les

Combinaisons les plus défavorables à savoir :

- Selon BAEI91 (art. 6.1.2) (La combinaison fondamentale) :
- ELU : $1,35G + 1,5Q + W$
- $1,35 G + 1,5W + Q$
- ELS : $G + Q + W$
- Selon RPA 2024 Formule (5-1 ; 2) (Combinaisons accidentelles) :
- $G + \Psi + E_1$
- $G + \Psi + E_2$

OU ;

G=charges permanentes

O= charges d'exploitation

Ψ = coefficient d'accompagnement

Et ;

$$E_1 = \pm E_X \pm 0,3E_Y$$

$$E_2 = \pm 0,3E_X \pm E_Y$$

VI.3.Ferraillage Des Poteaux

Situation	γ_b	$F_{c28}(\text{MPa})$	$\sigma_b(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	1.20	25	14.2	348
Accidentelle	1.20	25	18.5	400

Tableau VI45 : Coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques.

VI.3. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, qui sont dus à (G), (Q) et l'effort sismique (E), ainsi que des efforts tranchants. Leur ferrailage longitudinal se fera en flexion composée avec une fissuration peu nuisible. Les armatures seront déterminées sous les couples de sollicitations suivants :

$$1) N_{\text{Max}} \rightarrow M_{\text{corr}} \quad ; 2) N_{\text{Min}} \rightarrow M_{\text{corr}} \quad ; 3) M_{\text{max}} \quad N_{\text{corr}}$$

Sachant que :

1) Les combinaisons (G+Q et 1.35G+1.5Q) donne un effort normal maximal et un moment correspondant (Nmax, Mcorr).

2) Les combinaisons (G+0.30Q-0.30EX-EY et G+0.30Q+0.30EX-EY) donne un moment maximal et un effort normal correspondant (Mmax , Ncorr).

→ Elle dimensionne le coffrage des sections de béton.

3) Les combinaisons (G+0.30Q-0.30EX-EY et G+0.30Q+0.30EX-EY) donne un effort normal minimum et un moment correspondant (Nmin , Mcorr).

→ Elle dimensionne les sections d'acier (contrainte de traction maximale).

VI.3.1. Recommandations du RPA2024 : (art7.4.2 pages 104)

A) Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- $A_{\text{min}} = 1.0 \%$ de la section de béton (en zone IV).
- $A_{\text{max}} = 4 \%$ $b \times h$ (en zone courante).
- $A_{\text{max}} = 8 \%$ $b \times h$ (en zone de recouvrement).
- $\phi_{\text{min}} = 12 \text{ mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 60ϕ en zone IV.
- La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 15cm (zone IV).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (VI.1) Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA2024 Sont apportées dans le tableau suivant :

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A_{min} RPA (cm ²)	A_{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC et 12 étages	50×60	30	120	240

Tableau VI. 46 : Pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales.

B) Armatures transversales : RPA2024 (art. 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots (A)$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h₁ : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant,

il est pris égal à :

$$\begin{cases} 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \lambda_g = \min \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

a, b : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

S_t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (A), Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale** : $S_t \leq \min \left(\frac{b_0}{3}, 10\text{cm}, 60\phi \right)$ (en zones IV).

Avec :

* **b₀** : dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement)

* **φ₁** : diamètre minimal des barres longitudinales

- **Dans la zone courante** : $S_t \leq \left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_1 \right)$ (en zones IV).

où : **φ₁** est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale :

$$\frac{A_t}{t \times b_1} \text{ En \% est donnée comme suit :}$$

Si : En % est donnée comme suit :

– **λ_g ≥ 5** : 0.3 %

– **λ_g ≤ 3** : 0.8 %

– **3 < λ_g < 5** : Interpoler entre les valeurs précédentes.

Où : **λ_g** est l'élancement géométrique du poteau :

$$\left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$$

Avec :

a et b, dimensions de la section droite du poteau, dans la direction de déformation considérée ;
 l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135°, ayant une longueur droite de (10 ϕ t) minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites).

$$C \geq C_0 + \frac{\phi}{2} \quad \text{Où } C_0 = 1 \text{ cm (Fissuration peu préjudiciable) BAEL91 A.7.1.}$$

$$\phi = \frac{h}{10} = \frac{60}{10} = 6 \text{ cm} \quad C \geq 1 + \frac{7}{2} = 4 \text{ cm}$$

Donc on adopte : **C= 4cm**

VI.3.2. Les sollicitations dans les poteaux :

Section	N ^{max} M ^{corr} (ELU)		M ^{max} N ^{corr} (G+0.30Q-0.30EX-EY)		N ^{max} M ^{corr} (ELS)	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.M)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
50×60	3448.51	15.12	87.61	1987.27	2514.56	11.17

Tableau VI47 Les résultats des efforts et des moments pour chaque combinaison dans les poteaux.

VI.3.3. Calcul des ferraillages :

VI.3.3.1. Armatures longitudinales :

Le calcul du ferraillage est en **flexion composée** dans les deux sens **Y** et **Z**, car le poteau est sollicité par un effort normal N et deux moments fléchissant **My**.

$$N_{\max} = 3448.51 \text{ kN} ; M_{\text{corr}} = 15.12 \text{ kN.m}$$

$$M_{\max} = 87.61 \text{ kN.m} ; N_{\text{corr}} = 1987.27 \text{ kN}$$

➤ **1er cas** : la combinaison **ELU** (1,35 G+1,5 Q) :

✚ **Exemple de calcul** :

$$\begin{cases} N_{\max} = 3448.51 \text{ kN} \\ M_{\text{cor}} = 15.12 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Selon l'article **(A.4.4 du BAEL91)**, on adoptera une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \quad ; \quad e_1 = e_0 + e_a$$

e1 : Excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e2 : Excentricité dus aux effets du second ordre.

ea : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

$$e_0 = \frac{M_{corr}^y}{N_{max}} = \frac{15.12}{3448.51} = 0.004 \text{ m} = 0.4 \text{ cm}$$

$$e_a = \max\left(4 \text{ cm} ; \frac{L}{250}\right) = \max\left(4 \text{ cm} ; \frac{306}{250} = 1.224 \text{ cm}\right) = 4 \text{ cm} .$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.4 + 4 = 4.4 \text{ cm}$$

L : hauteur totale du poteau.

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}.$$

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} < \max\left(15 ; 20 \times \frac{e_1}{h}\right)$$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$\frac{2.142}{0.6} = 3.57 < \max\left(15 ; 20 \times \frac{4.4}{60} = 1.46\right) = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = \sqrt{12} \times \frac{2.142}{0.6} = 12.36$$

$$\text{Alors : } \lambda \leq 50 \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{12.36}{35}\right)^2} = 0.83$$

Ø : Généralement égal à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \varnothing) = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.60} \times (2 + 0.83 \times 2) = 0.0083 \text{ m} = 0.83 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 4.4 + 0.83 = 5.23 \text{ cm}.$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 3448.51 \times 0.050 = 172.42 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} N_{\text{max}} = 3448.50 \text{ KN} \\ M_{\text{corrigé}} = 172.42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') . b.h. \sigma_b = (0.337 \times 60 - 0.81 \times 4) 50 \times 60 \times 14.2 = 723.348 \text{ KN.m}$$

$$A = 723.348 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 172.42 + 3448.51 \times \left(0.56 - \frac{0.60}{2}\right) = 1069.03 \text{ KN.m}$$

$$B = (3448.51 \times (0.56 - 0.04) - 1069.03) = 724.19 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = A - B = 1069.03 - 724.19 = 344.84 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_U \geq M_3; \text{no}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$N_0 = b \times h \times \sigma_b = 500 \times 600 \times 14.2 = 4260 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \varphi = \frac{0.3754 N_0 + A - M_u}{(0.857h - C)N_0} = \frac{0.3754 \times 4260 + 723.348 - 172.42}{(0.85 \times 0.6 - 0.04) \times 4260} = 1.07$$

$\varphi \geq 0.8095$ donc la section entièrement comprimée

$\Rightarrow$

$$\Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa} \end{cases}$$

: $A_1 = 0$ Alor $A=0$ Donc la section du béton résiste aux efforts de compression et on pas besoin à des armatures de compression.

$$\Rightarrow A_2 = \frac{N_u - \varphi N_0}{\sigma_s} = \frac{3448.51 - (1.07 \times 4260)}{348} = -3.18$$

Cas 2: G+0.30Q+0.30EX+EY:

$$e_a = \max\left\{2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2 \text{ cm}; \frac{306}{250}\right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{87.61}{1987.27} = 0.044 \text{ m} = 4.4 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 4.4 = 6.4 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.60} \times (2 + 0.83 \times 2) = 0.00839 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.044 + 0.00839 = 0.052 \text{ m} = 5.2 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 1987.27 \times 0.052 = 103.33 \text{ KN.m}$$

➤ **Les efforts corrigés seront :**

$$\begin{cases} N_{\text{max}} = 1987.27 \text{ KN} \\ M_{\text{corr}} = 103.33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c'). \text{ b.h. } \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 60 - 0.81 \times 4) 50 \times 60 \times 18.5 = 942.390 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = (103.33) + (1987.27) \times (0.56 - \frac{0.60}{2}) = 543.55 \text{ KN.m}$$

$$B = (1987.27 (0.56 - 0.04) - (543.55)) = 489.83 \text{ MN.m}$$

$$M_3 = A - B = 942.390 - 489.83 = 455.56 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_U \geq M_3; \text{donc}$$

$$\Rightarrow N_0 = b \times h \times \sigma_b = 500 \times 600 \times 18.5 = 5550 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \varphi = \frac{0.3754N_0 + A - Mu}{(0.857h - C)N_0} = \frac{0.3754 \times 5550 + 942.390 - 103.33}{(0.85 \times 0.6 - 0.04) \times 5550} = 1.12$$

$\varphi \geq 0.8095$ donc la section entièrement comprimée

$$\Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ MPa} \end{cases}$$

: $A_1 = 0$ Alor $A=0$ Donc la section du béton résiste aux efforts de compression et on pas besoin à des armatures de compression.

$$\Rightarrow A_2 = \frac{Nu - \varphi N_0}{\sigma_s} = \frac{1987.27 - (1.12 \times 5550)}{400} = -10.57$$

VI.3.3.2. Vérification des sections : RPA2024

- Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{11.17}{2514.56} = 0.0044$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_0 - 0.45d}{e_0 - 0.185d} = 0.23 \times 50 \times 56 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{0.0022 - 0.45(56)}{0.0022 - 0.185(56)} = 8.22 \text{ cm}^2$$

	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ BAEL}$ $\text{(cm}^2\text{)}$	$A_{RPA} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$
ELU	-3.18	8.22	30	4HA32 = 32.17
Accidentelle	-10.57	8.22	30	4HA32 = 32.17

Tableau.VI.48 choix des sections d'armature.

- Vérification vis-à-vis de l'E.L. S :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

Les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations de (N_{ser} , M_{ser})

La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

$M_{ser} = 11.17 \text{ (KN.m)}$

$N_{ser} = 2514.56 \text{ (KN)}$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{11.17}{2514.56} = 0.0051 \text{ m} = 0.5 \text{ cm}$$

$$e_0 = 0.2 < \frac{h}{6} = \frac{60}{6} = 10 \text{ cm}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1) = 50 \times 60 + 15(32.17) = 3482.55 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right] = \frac{1}{3482.55} \left[\frac{50 \times 60^2}{2} \right] + 15(32.17 \times 4 + 32.17 \times 56) = 28.97 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 60 - 28.97 = 31.03 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2(v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{50}{3} (28.97^3 + 31.03^3) + 15[32.17(31.03 - 4)^2 + 32.17(31.03 - 4)^2] = 1608304.93 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène.

$$M_G = 11.17 \text{ N.m}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{11.17 \times 10^6}{1608304.93 \times 10^4} = 0.00069$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{2514.56 \times 10^3}{100 \times 3482.55} = 7.22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 7.22 + 0.00069 \times 28.97 = 7.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 7.23 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots (cv)$$

Donc : les armatures déterminées pour L'E.L. U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[7.22 + 0.00069(28.97 - 4)] = 108.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[7.22 - 0.00069(56 - 28.97)] = 108.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^1 = 108.55 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

$$\sigma_s^2 = 108.02 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

Armatures transversales :

Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (Accidentelle) donne l'effort tranchant max.

$$V_{\max} = 123.19 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{123.19 \times 10^3}{500 \times 600} = 0.41 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau = 0.41 < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

▪ **Calcul d'armature transversale:**

Selon (RPA2024:7.4) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$

- A_t : section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale
- V_u : effort tranchant de calcul
- h : hauteur totale de la section brute dans la direction considérée
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture, par effort tranchant; il est pris égal à 2.50, si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5, et égal à 3.75, dans le cas contraire.
- t : espacement des armatures transversales (cf. Figure (7.5)) dont la valeur est déterminée par Eqn. (7.3). Par ailleurs, la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

– dans la zone nodale (zone critique) :

$$\begin{cases} t \leq \text{Min}(10\phi; 12.5 \text{ cm}) : \text{en zones I, II et III} \\ t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}; 10 \text{ cm}; 60\phi\right) : \text{en zones IV, V et VI} \end{cases}$$

Avec :

* b_0 : dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement)

* ϕ : diamètre minimal des barres longitudinales

– dans la zone courante

$$\begin{cases} t' \leq 15\phi : \text{en zones I, II et III} \\ t' \leq \text{Min}\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi\right) : \text{en zones IV, V et VI} \end{cases}$$

Où : ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale (A_t t. b1) en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% \text{ si: } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \text{ si: } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpoler entre les 2 valeurs limites précédentes si: } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

où : λ_g est l'élancement géométrique du poteau:

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec:

a et b, dimensions de la section droite du poteau, dans la direction de déformation considérée;
 L_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135°, ayant une longueur droite de (10 ϕ_t) minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites).

$$\lambda_g = \left(\frac{2.142}{50} \text{ ou } \frac{2.142}{60} \right) \quad \lambda_g = (4.2) > 5 \text{ alors : } \rho_a = 3.57$$

RPA2024[Art.7.4]

- La zone nodale : $t \leq \min \left(\frac{b_0}{3}; 10\text{cm}; 60\phi \right)$. en prend $t = 10 \text{ cm}$ **en zones IV**
- La zone courante : $t' \leq \min \left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l \right)$. en prend $t = 15 \text{ cm}$ **en zones IV**

ϕ_ℓ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

On prend : $S_t=10 \text{ cm}$ en zone nodale et $S_t = 15 \text{ cm}$ dans la zone courante.

✓ **En zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3,75 \times 123,19 \times 0,10}{60 \times 400} = 1,92 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8=2.01**

▪ **Vérification des cadres des armatures minimales :**

D'après RPA99 (7.4.2.2)

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

✓ **Dans la zone nodale** : $t=10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% = \frac{2,60}{10 \times 55} = 0,33\% > 0,3$$

$\Rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 55 = 1,56 \text{ cm}^2$ Alors la condition est vérifiée.

✓ **Dans la zone courant** : $t=15 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 55 = 2,47 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

BAEL91 : (art A.8.1,3)

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

$$\phi_t = 2 \text{ cm}$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

2/ leur espacement : $S_t \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$S_t = 10 \leq \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 65 \text{ cm}) \dots\dots\dots (\text{CV})$

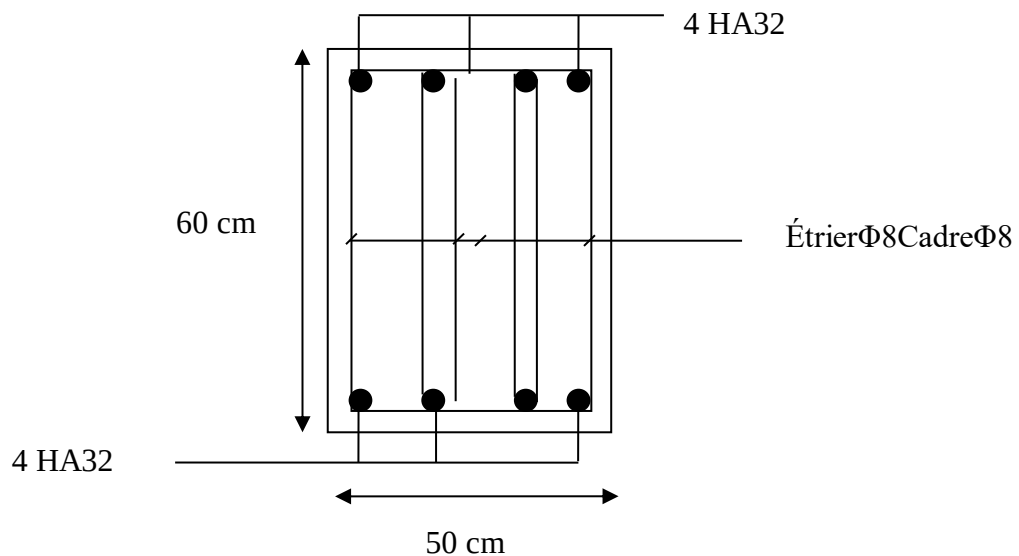


Fig.V.48 Le ferrailage des poteaux 50× 60

VI.4. Ferrailage des poutres :

VI.4.1. Introduction :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99, on se rapportera aussi au RPA 99 / version 2003 pour la vérification.

VI.4.2. Combinaisons des charges :

- Combinaisons données par BAEL.91 [1]
 - Situation accidentelle :

$$\begin{cases} 1,35 G + 1,5 Q & \text{ELU} \\ G + Q & \text{ELS} \end{cases}$$

VI.4.3. Recommandation des RPA 2024 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement avec :
 - Au moins deux barres d'aciers longitudinaux, à haute adhérence de diamètre 14 mm (dans les zones IV, V et VI), doivent être placées sur les faces supérieure et inférieure, sur la longueur totale de la poutre ;
 - Un quart de la section maximale d'armatures supérieures sur appuis est prolongée sur toute la longueur de la poutre.

Les poutres, supportant de faibles charges verticales, et sollicitées principalement, par les forces latérales sismiques, doivent avoir des armatures symétriques avec une section, en travée, au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- (50ϕ) en zones I, II et III
- (60ϕ) en zones IV, V et VI

L'ancrage des armatures longitudinales, supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle, doit être effectué conformément à la Figure (7.5) avec des crochets à 90° . Cette même figure illustre les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

VI.4.4. Les sollicitations dans les poutres :

	ELU		ELS		ELA		Situation accidentelle
Moment (KN. m)	Ma	Mt	Ma	Mt	Ma	Mt	Ma
Poutre principale	-142.02	53.06	-102.92	39.06	34.87	148.23	121.33
Poutre Secondaire	-104.73	54.82	-76.11	39.81	36.39	154.67	127.15

Tableau.VI.49: Récapitulatif des valeurs des moments dans les poutres dus aux combinaisons les plus défavorables.

VI.4.5. Calcul de ferrailage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre principale).
- Sens chaînage (poutre secondaire).
 - **Les poutres principales :**
 - **L'enrobage :**

$$C \geq C_0 + \frac{\emptyset}{2} \quad ; C_0 = 1 \text{ cm}$$

$$\emptyset = \frac{h}{10} = \frac{45}{10} = 4.5 \text{ cm} \quad ; C \geq 1 + \frac{4.5}{2} = 3.25 \text{ cm}$$

Donc on adopte : C=3cm

VI.2.3.1. Ferrailage longitudinal (poutres principales) :

a) Ferrailage en travées : (situation durable) ELU

$B = 30 \times 45 \text{ cm}^2$; $F_e = 400 \text{ MPa}$.

$M_t = 53.06 \text{ KN.m}$ (robot 2012)

$M_a = -121.33 \text{ KN.m}$

D'après **B.A.E.L 91** :

$\alpha_c = 0.4399$

$\mu_c = 0.2900$

$$\mu_a = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{53.06 \times 10^6}{14.5 \times 300 \times 420^2} = 0.069 \quad \mu = 0.069 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 0.089$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.96$$

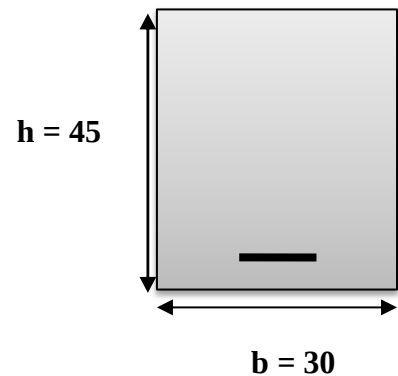
$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{53.06 \times 10^4}{348 \times 0.96 \times 420} = 3.78 \text{ cm}^2$$

Ferrailage en travées : sous combinaison accidentelle.

Exemple de calcul : $M_{Pp} = 121.33 \text{ KN.m}$

$$\mu_a = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{121.33 \times 10^6}{14.5 \times 300 \times 420^2} = 0.158 \quad \mu = 0.158 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 0.216$$



$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0.91$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{53.06 \times 10^4}{348 \times 0.96 \times 420} = 3.7 \text{ cm}^2$$

Nous faisons le même calcul pour les autres éléments et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Etat	Elements	Localisation	M (KN.m)	μ	α	β	As (cm ²)
ELU	Pp	Travée	53.06	0,069	0,089	0.96	3.78
		Appui	-142.02	0,185	0,257	0.89	10.91
	Ps	Travée	54.82	0,092	0,132	0.94	4.52
		Appui	-104.73	0,175	0,114	0.95	8.56
ELA	Pp	Travée	148.23	0,151	0,204	0.91	9.64
		Appui	34.87	0,035..	0,046	0.98	2.12
	PS	Travée	154.67	0,203	0,285	0.88	11.86
		Appui	36.39	0,047	0,060	0.97	2.52

Tableau V. 6: Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.

V.4.5.2. Les vérifications :

➤ ELS :

-La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s . -Pour le béton : section rectangulaire flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \gamma = \frac{M}{M_{ser}}$$

	Localisation	α	M(KN.m)	M _{ser} (KN.m)	γ	f _{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
Pp	Travée	0,204	148.23	39.06	3.8	25	2.15	C.V
	Appui	0,046	34.87	-102.92	0.33	25	0.41	C.V
Ps	Travée	0,285	154.67	39.81	3.9	25	2.2	C.V
	Appui	0,060	36.39	-76.11	0.5	25	0.50	C.V

Tableau VI.50 : Récapitulatif résultats de la vérification à l'E.L.S.

➤ ELU :

- Condition de non fragilité : BAEL91 (Article A.4.2)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

- Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (Art B.6.4) :

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0.1\% (b \times h)$$

- Pourcentage minimal d'après le RPA2024 (Art7.5.2.1) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.5\% (b \times h)$$

		A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A _{adpotée} (cm ²)	Ferraillage utilisée (cm ²)
Pp	Appui	3.78	1.52	1.35	6.75	6.79	6HA12
	Travée	10.91	1.52	1.35	6.75	12.06	6HA16
Ps	Appui	4.52	1.34	1.2	6	5.65	5HA12=5.65
	Travée	8.56	1.34	1.2	6	9.05	6HA14.

Tableau V51: Récapitulatif résultats du ferraillage.

- Pourcentage maximal d'après le RPA2024(Art7.5.2.1) :

- 4% en zone courante

- 6% en zone de recouvrement



Exemple de calcul :

Pp :- Zone courante : $6.79 \text{ cm}^2 \leq 0.04 \times b \times h = 6.79 \text{ cm}^2 \leq 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$

-zone de recouvrement : $5.65 \text{ cm}^2 \leq 0.04 \times b \times h = 6.79 \text{ cm}^2 \leq 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

	Aappui(cm²)	Atravée(cm²)	Amax(cm²)		Observation
			zone courante	zone de recouvrement	
Pp	6.79	12.06	54	81	C.V
Ps	5.65	9.05	48	72	C.V

Tableau V.9: Vérifications des pourcentages maximaux des aciers longitudinaux.

• Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

-La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right) = 5 \text{ MPA}$ (fissuration peu préjudiciable)

	V _u (KN)	b (cm)	d (cm)	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Observation
Pp	117.35	30	42	0.095	5	C.V
Ps	285.32	30	37	0.30	5	C.V

Tableau V. 10: Vérification des contraintes tangentielles.

➤ Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

• Poutre principale :



Exemple du calcul :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{45}{460} \geq \frac{1}{16} = 0.097$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{40}{L} \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085$$

Nous faisons le même calcul pour les autres éléments et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	h/L	1/16	$\frac{M_t}{10M_0}$	4.2 / f _e	$\frac{A}{b.d}$	Observation
Pp	0.097	0.0625	0.084	0.0105	0.055	C.V
Ps	0.081	0.0625	0.084	0.0105	0.013	C.V

Tableau V. 52: Vérification des conditions de flèche.

V.4.6. Armatures transversales :

➤ **Diamètre des armatures transversales : BAEL91 (art.A.7.2, 2) :**

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{ht}{35} ; \varphi_l ; \frac{b}{10} \right)$$

φ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{45}{35} ; 1.2 ; \frac{30}{10} \right) = 1.2$$

Soit $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

• **BAEL 91 (art.A.5.1, 22)**

$$St \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm})$$

• **RPA : D'après RPA2024 (art.7.5.2, 2) :**

• **Dans la Zone nodale :**

$$St \leq \min (h/4; 12 \varphi_l \text{ cm}) = 11.25 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de **10 cm** en zone nodale avec longueur suivant :

$$L_r = 2.h = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

▪ **Dans la Zone courante :**

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de **St = 15 cm** en zone courante.

➤ **La section de ferrailage transversal :**

• **BAEL : D'après BAEL 99(Article A.5.1, 22):**

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} \quad A_t \geq \frac{St \times 0.4 \times b}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{15 \times 0.4 \times 30}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre HA8 + un étrier HA8 = 4HA8 = 2.01 cm².

• **RPA : D'après RPA 2024 (A.7.5.2.2):**

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2 \quad (\text{C.V})$$

-Présentation Du Ferrailage :

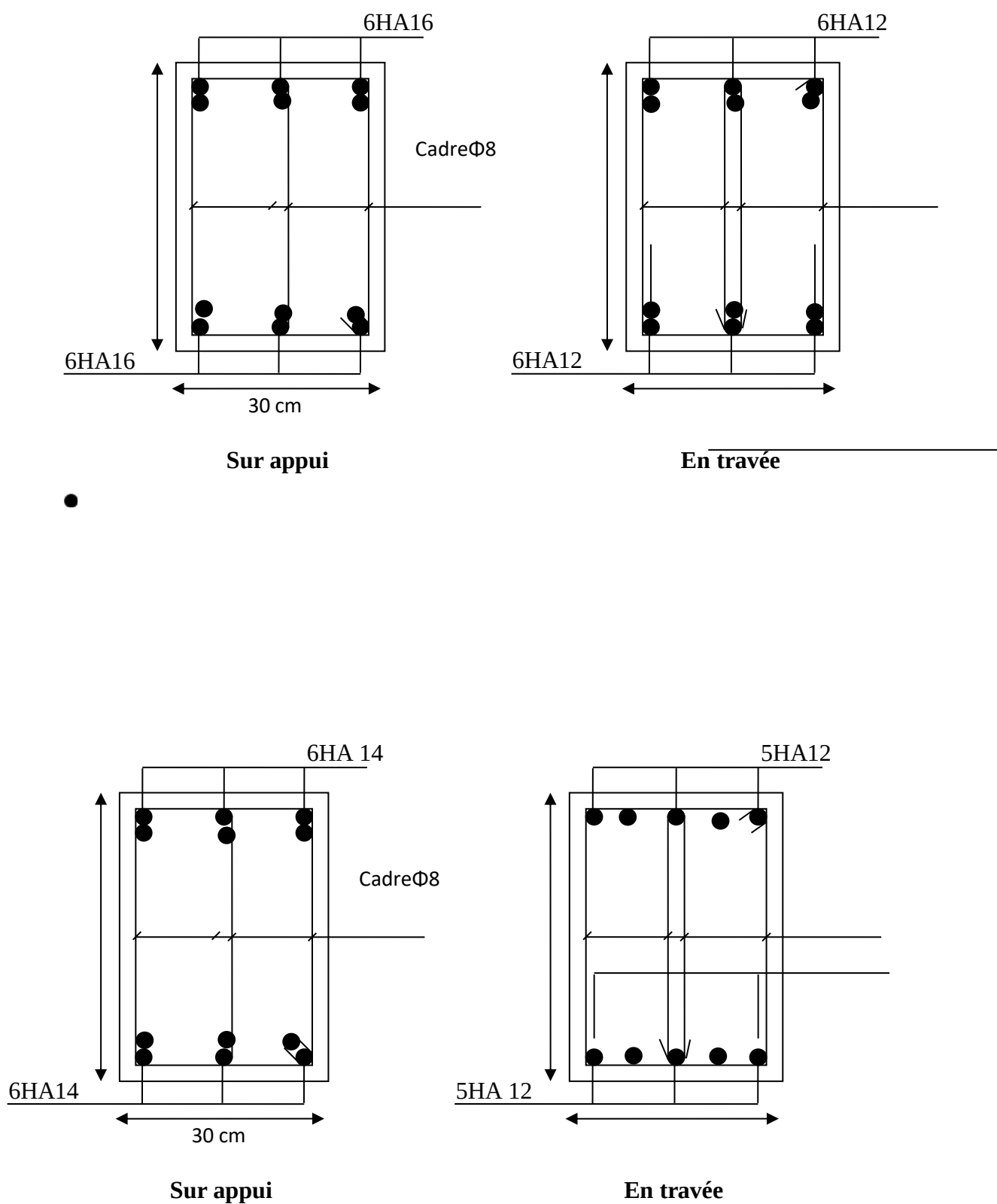


Figure IV 49: FERRAILLAGE DE POUTER PP ET PS

V.5.Ferraillage des voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrailée en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferrailage suivante :

- ✓ Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- ✓ Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- ✓ Des aciers transversaux.

VI.5.1. Recommandations du RPA 2024 :

A) Armatures verticales :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.
- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20 %.
- Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.
- Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile ou du trumeau l'espacement des barres doit être au plus égale à 15cm.

B) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes:

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des deux valeurs suivantes :
 - $S_t \leq 1,5a \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (30\text{cm} ; 1,5a)$, avec a : épaisseur du voile.
 - $S_t \leq 30\text{cm}$
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser **1 /10** de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - **40Φ** : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible;
 - **20Φ** : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} ; \text{ Avec } V = 1.4 V_{\text{calculé}}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

C) Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

VI.5.2. Les sollicitations dans les voiles :

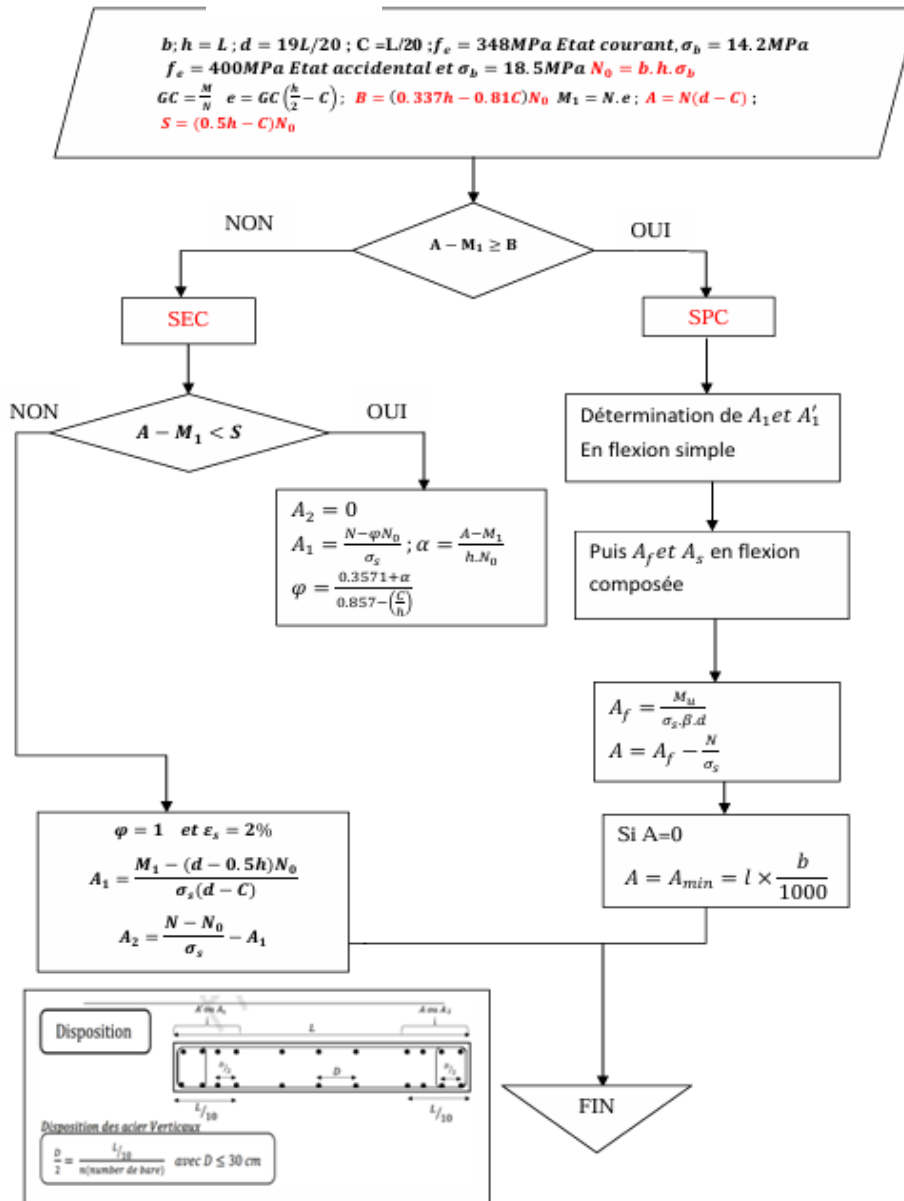
ACCIDENTELLE		
$M_{\max}$ (KN.m)	N_{corr} (KN)	$T_{\max}$ (KN)
2921.78 KN.m	2465.32 KN	

Tableau VI.53: Récapitulatif des efforts internes dans le voile dus aux
Combinaison les plus défavorables.

VI.5.3. Calcul du Ferraillage:

$$M_{\max} = -2921.78 \text{ KN.m}$$

➤ Organigra 12HA10



$$N_{\text{corr}} = -2465.32 \text{ KN}$$

$$h = 3.0 \text{ m} ; C = 0.15 \text{ m}$$

$$d = \frac{19L}{20} = 2.85 \text{ m} ; e = 0.15 \text{ m} .$$

$$GC = \frac{M_{\max}}{N_{\text{corr}}} = \frac{-2921.78}{-2465.32} = 1.18 \text{ m} > \frac{h}{6} = \frac{3.00}{6} = 1.5 \text{ m} \quad e = 1.59 \text{ m}$$

$$N_0 = b \cdot h \cdot \sigma_b = 0.15 \times 3.00 \times 18.5 = 8325 \text{ KN}$$

$$B = (0.337 \times h - 0.81 \times C) N_0 = 7325.03 \text{ KN} \cdot m \quad A = N (d - C) = 6656.36 \text{ KN} \cdot m$$

$$M_1 = N \times e = 3919.85 \text{ KN} \cdot m$$

$A - M_1 = 2736.51 \text{ KN} \cdot m > B \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée.

$$S = (0.5h - C) = (0.5 \times 3.00 - 0.15) \times 8325 = 11238.75$$

$$A_2 = 0$$

$$\Rightarrow \varphi = \frac{0.3754N_0 + A - Mu}{(0.857h - C)N_0} = \frac{0.3754 \times 4260 + 723.348 - 172.42}{(0.85 \times 0.6 - 0.04) \times 4260} = 1.07$$

$$\alpha = A - \frac{M_1}{h \cdot N_0} = 6656.36 - \frac{3919.85}{8325 \times 3.00} = 0.109$$

$$\varphi = \frac{0.3571 + \alpha}{0.857 - C/h} = \frac{0.3571 + 1.07}{0.857 - (0.15 \times 3)} = 3.05$$

$$A_1 = \frac{N - \varphi N_0}{\sigma_s} = \frac{2465.32 - (3.05 \times 8325)}{400} = -57.31$$

Vérification de flambement:

$$\frac{L_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20 \cdot e}{h}\right)$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{20 \times 0.15}{3.00} = 1 < 15 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{2465.32}{109 \times 3000} + \frac{2921.78 \times 10^6}{109 \times 3000^2} = 7.55 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{2465.32}{150 \times 3000} - \frac{6 \times 2921.78 \times 10^6}{150 \times 3000^2} = -7.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cas (SPT)} : \sigma_1 \geq 0 ; \sigma_2 \leq 0 ; L_t = h \times \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_2| + |\sigma_1|} = 3.00 \times \frac{7.52}{7.55 + 7.55} = 0.49 \text{ m}$$

L_t : longueur de la section tendue.

Alors :

- $A^{\text{RPA}}_{\min} = 0.002 \times L_t \times b = 0.002 \times 49.0 \times 15 = 14.7 \text{ cm}^2$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales total est donné comme suit :

- $A^g_{\min} = 0.001 \times h \times b = 0.001 \times 300 \times 15 = 4.5 \text{ cm}^2$

Donc on prend:

▪ **Dans la zone tendue:**

$$A = \text{Max} (A^{\text{cal}}, A^{\text{RPA}}_{\text{Min}}) = \text{Max} (57.31, 14.7)$$

Alors on prend $A = 57.31 \text{ cm}^2$

▪ **En zone courante :**

$$h' = h - 2L_t > 0$$

$$h' = 3.00 - 2 \times 49 = 0.02 \text{ m}$$

$$A_{\text{min}2} = 0.001 \times b \times h' = 0.001 \times 15 \times 2 = 0.03 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{tot}} = 2A_{\text{tendue}} + A_c > A_{\text{gmin}}$$

Niveau	A_{tendu} (cm^2)	A_c (cm^2)	A_{total} (cm^2)	$A^{\text{g}}_{\text{min}}$ (cm^2)	Condition
RDC	57.31	0.03	145.85	14.70	Vérifiée

Tableau VI. 13: Récapitulatif résultats du ferrailage vertical de voile.

➤ **Choix d'armature:**

• **Dans la zone tendue:**

$$A = 57.31 \text{ cm}^2 \quad 12\text{HA}25 = 58.91$$

• **En zone courante :**

$$A = 0.03 \quad 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

✚ **Remarque :**

On adopte un ferrailage symétrie à cause de changement de signe des moments qui sont dus au changement de signe des forces sismiques.

➤ **L'espacement:**

D'après RPA99/V2003(art.7.7.4.1)

$$S < \min (1.5.a; 30\text{cm}) = \min (1.5 \times 15 = 22.5 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm}.$$

On prend: $S = 15 \text{ cm}$

• **Dans la zone $\frac{h}{10}$:**

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{15}{2} = 7.5$$

On prend : $D = 7 \text{ cm}$

Les espacements suivant le (BAEL) sont négligés par rapport **RPA**.

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

T : Effort tranchant à la base du voile.

b : épaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d=0.9 \times h$).

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \text{ RPA99/V2003 (art.7.7.2)}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{calculée}}{b \times (0.9 \times h)} = \frac{1.4 \times 874.81 \times 10}{150 \times (0.9 \times 3000)} = 3.02 < 5 \text{ MPa}$$

VI.5.3.2. Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

- **Globalement dans la section du voile : RPA99/V2003(art.7.7.4.3)**

$$A_{\min}^h = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{\text{hor}} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $S_h = 15 \text{ cm}$.

VI.5.3.3. Armatures transversales : RPA99/V2003(art.7.7.4.3)

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles $\emptyset 6$ au mètre carré.

VI.5.4. Présentation du ferrailage :

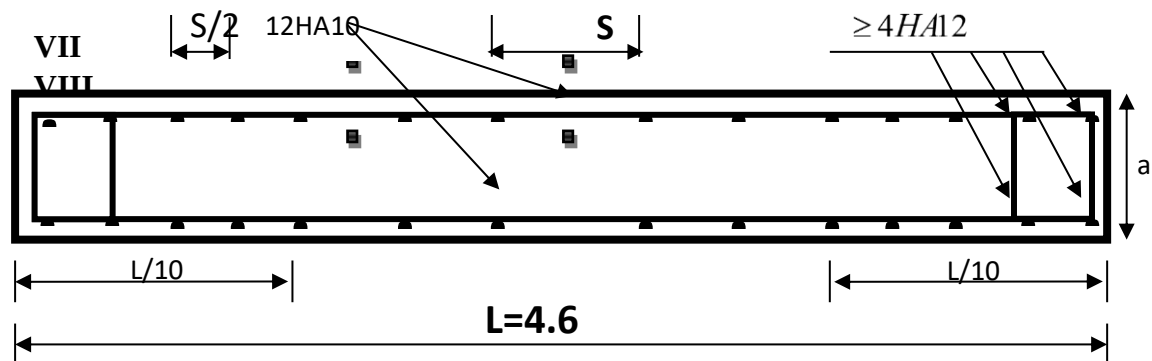


Figure .VI.50 : Schéma du ferrailage de voile.

CHAPITRE VII : Etudes des fondations.

VII.1. Etudes des fondations.

VII .1.1 : Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VII.1.2 Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers).
- Semi profondes (les puits).
- Profondes (les pieux).
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...).

VII .2.2. Le choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VII.2.3. Combinaison d'action :

- ELS : (G + Q + W) pour le dimensionnement
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle (0.8G ± E ; G+Q±E) pour la vérification.

VII.2.5. Présentation de rapport de sol :

Le bâtiment est à usage d'habitation implanté dans la wilaya de Boumerdes les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont : - Contrainte admissible : $\bar{\sigma}_{sol} = 1.15 \text{ bar}$ pour l'ensemble du site. - Type de sol : classé dans la catégorie S3 selon le RPA 2024 (meuble). - Ancrage des fondations : d = 4 m. Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes. La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

Solidarisation des points d'appui

a) Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarités par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent, tendant à s'opposer au déplacement horizontal relatif de ces points d'appui.

b) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- 25 cm x 30 cm : sites de catégorie S2 et S3
- 30 cm x 30 cm : site de catégorie S4 Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à une force axiale égale à :

$$(F = \pm \alpha \cdot (A.I.S) \cdot N) \geq 20 \text{ kN (10.1) avec:}$$

- N : valeur moyenne des charges verticales apportées par les points d'appui solidarités en situation sismique.
- α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. Il est donné par :

$$\alpha = 0.3: \text{ pour S2}$$

$$= 0.4: \text{ pour S3}$$

$$= 0.6: \text{ pour S4}$$

(10.2) Le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à (min(20 cm; 15 ϕ)).

$$\frac{S_s}{S_b} \geq 50\%$$

VI.2.6. Vérification du chevauchement (S_s / S_b) :

- $S_s / S_b \leq 50\%$ c'est-à-dire : il-y a des semelles isolées sous poteaux et filantes sous voile.
- $S_s / S_b \geq 50\%$ c'est-à-dire : il-y a radier général comme type de fondation.

S_b : la surface totale du bâtiment.

S_s : La surface totale de la semelle.

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_s}$$

N_{ser} : La somme des réactions des poteaux et voiles à l'E.L.S.

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.15 \text{ bar} = 115 \text{ kN/m}^2$$

$$N_{ser} = 37235.50$$

$$S_s \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_s} = \frac{37235.50}{115} = 324$$

Surface total du bâtiment : $S_b = 420.26 \text{ m}^2$

➤ **Vérification :**

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{324}{420.26} = 0.77 = 77\% \geq 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

Pour cela on a opté pour un **radier général** comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la Structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VI.3. Etude du radier :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

VI.3.1. Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

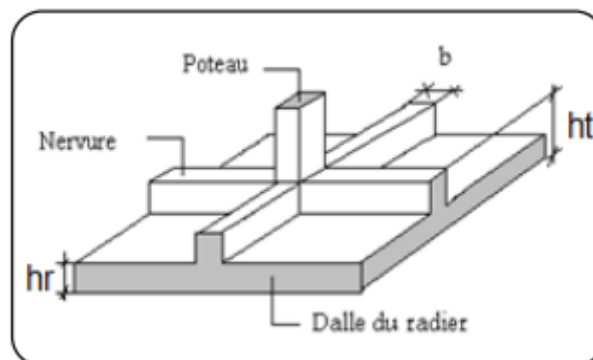


Figure VI.51: Schéma représente la semelle du radier.

a) Condition forfaitaire :

- La dalle : $h \geq \frac{L_{\max}}{20}$

Avec :

$L_{\max}$: 4.90 m (La longueur maximale entre axes des poteaux)

Donc : $h \geq 29 \text{ cm}$

- La nervure : $h \geq \frac{L_{\max}}{10}$

Donc : $h \geq 49 \text{ cm}$

b) Condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 29 cm ($h_{\min} \geq 29 \text{ cm}$).

c) Condition de la rigidité :

$$L_{\max} \geq \frac{\pi \cdot L_e}{2}$$

L_e : Longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E = Module d'élasticité du béton $E = 3216420 \text{ t/m}$

I : Inertie d'une bande d'1 m de radier. $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$ = Tapez une équation ici.

K : coefficient de raideur du sol, pour les sols moyenne résistance il est pris égal à ($K=4000 \text{ t/m}^3$).

b : largeur du radier (bande de 1m).

$$\text{Donc : } h \geq \sqrt[3]{\frac{48E \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}}$$

$L = 4.90 \text{ m}$; $E = 3216420 \text{ t/m}$; $K = 4000 \text{ t/m}^3$

$h \geq 30.6 \text{ m}$

• Conclusion :

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$h_r = \max (14 \text{ cm} ; 49 \text{ cm} ; 30.6 \text{ cm})$

- On prend : $h_r = 50 \text{ cm}$

🚦 Remarque :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h_r = 50 \text{ cm}$ nervure

$b = 60 \text{ cm}$ largeur de la nervure.

$h = 30 \text{ cm}$ dalle

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.0022}{4000 \times 0.30}} = 2.20 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 4.9 \text{ m} \geq \frac{\pi \cdot L_e}{2} = 3.45 \text{ m} \dots \text{condition vérifiée.}$$

VI.3.1.2. Détermination des efforts :

ELU : $N_u = 58370.42 \text{ KN}$

ELS : $N_s = 37235.50 \text{ KN}$

VI.3.1.3. Détermination de la surface du radier :

$$\text{- ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{58370.42}{115} = 508 \text{ m}^2$$

$$- \text{ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{37235.50}{115} = 324 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Bâtiment}} = 420.26 \text{ m}^2 \leq \max(S_1 ; S_2) = 508 \text{ m}^2$$

VI.4. Les vérifications nécessaires :

VI.4.1. Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (art.A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \min \left(\frac{0.15 F_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\text{avec : } b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9 h = 81 \text{ cm}$$

$$T_{u\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_{u\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{58370.42 \times 1}{508} \cdot \frac{4.90}{2} = 282 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{282}{1 \times 0.27} = 1.04 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.5. Ferrailage du radier :

- Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.
- Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de BAEL91 annexe E3 pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

VI.5.1. Méthodes de calcul :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot q_u \cdot L_y^2$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\rho = l_x / l_y$ et ν (prend **0.2** à l'ELS, **0** à l'ELU).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Le plus grand panneau est le panneau de rive (4.6 × 4.9) m²

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.60}{4.90} = 0.85 \longrightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

VII.5.3.2. Vérification au poinçonnement :

❖ Vérification pour les poteaux :

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier

Le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante (BAEL 91 Article A.5.2.42) :

$$N_u \leq 0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge revenant au poteau plus chargé.

Dans notre cas le poteau le plus sollicité transmet au radier la charge à l'ELU suivante

$$N_u = 58370.42 + 10\%(58370.42) = 64207.46 \text{ kn.}$$

μ_x : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

$$\mu_x = 2(a + b + 2h_r)$$

$$\mu_x = 2(0.59 + 0.60 + 2 \times 0.5) = 4.38 \text{ m.}$$

h : Epaisseur du radier.

$$N_u \leq 0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b \quad \Rightarrow \quad N_u \leq 0.045 \times 4.38 \times 0.5 \times 2500 / 1.5 = 164250 \text{ kn}$$

$$N_u = 64207.46 \leq 164250 \dots\dots\dots (C.V)$$

❖ Vérification pour les voiles :

Il faut vérifier que :

$$N_u \leq 0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge revenant au voile plus chargé.

$$N_u = 344.85 \text{ t}$$

$$\mu_x = 2(a + b + 2h_r)$$

$$\mu_x = 2(4.38 + 0.5 + 2 \times 0.5) = 11.76 \text{ m.}$$

$$N_u \leq 0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b \quad \Rightarrow \quad N_u \leq 0.045 \times 11.76 \times 0.9 \times 2500 / 1.5 = 793.8 \text{ t}$$

$$N_u = 344.85 \text{ t} \leq 793.8 \text{ t} \dots\dots\dots (C.V)$$

VII.5.3.3. Vérification de la stabilité du radier :

❖ Vérification à l'effort de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effort de sous

pression hydrostatique on doit vérifier :

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

Avec :

W : poids total du bâtiment à la base du radier.

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$).

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/ m}^3$)

h : profondeur de l'infrastructure ($D = 0.5\text{m}$).

S : surface de radier ($S = 508\text{m}^2$).

$$N_G = 4718.39\text{t}$$

$$N_{\text{radier}} = 508 \times 0.4 \times 2.5 = 508\text{t}$$

$$N_T = N_G + N_{\text{radier}} = 6372,82 + 508 = 6696.82\text{t}$$

$$W = N_T = 6372,82\text{t}$$

$$\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 1.5 \times 10 \times 0.5 \times 508 = 2430\text{t}$$

$$W = 6372,82\text{t} \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 2430\text{t}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de soulèvement.

VII.5.4. Caractéristiques géométriques du radier :

➤ **Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT :**

$$X = \sum S_i \times X_i / \sum S_i = 15.56 \text{ m}$$

$$Y = \sum S_i \times Y_i / \sum S_i = 7.45\text{m}$$

➤ **Moment d'inertie d'un radier :**

$$I_{X-X} = \frac{bh^3}{12} = \frac{32.5 \times 15^3}{12} = 9140.62\text{m}^4$$

$$I_{Y-Y} = \frac{15 \times 32.5^3}{12} = 42910.15\text{m}^4$$

VII.5.5. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la réaction du sol, pour cela on utilise la méthode de BAEL91 annexe E3 pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport $\alpha = l_x/l_y$

VII.5.5.3.Méthode de calcul :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν ($\nu = 0.2$ à 1 'ELS, 0 à 1 'ELU) Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis. En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$

Tableau VII-54: Résultats de Méthodes de calcul.

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant **préjudiciable**.

VII.5.5.2.Calcul de la réaction du sol sous le radier :

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q) / S_{rad}$ $q_u = 58370.42 / 508$	$q_{ser} = (G + Q) / S_{rad}$ $q_{ser} = 37235.50 / 508$
$q_u = 1.49 \text{ t/m}^2$	$q_{ser} = 7.3 \text{ t/m}^2$

Tableau VII-55: Réaction du sol sous le radier.

VII.5.5.3.Ferrailage de la dalle de radier :

Le plus grand panneau est le panneau de rive : $(4.6 \times 4.9) \text{ m}^2$.

➤ L'ELU :

$$v = 0 ; q_u = 29 \text{ KN/m}$$

$$\alpha = 4.6 / 4.9 = 0.9 > 0.4$$

Alors le panneau travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0458 \\ \mu_y = 1.0 \end{cases}$$

Donc les moments sont :

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \quad M_x = 0.0458 \times 1.49^2 = 37.15 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \quad M_y = 1 \times 37.15 = 37.15 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x \quad M_{tx} = 0.85 \times 37.15 = 31.57 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y \quad M_{ty} = 0.85 \times 37.15 = 31.57 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \quad M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times 37.15 = 11.15 \text{ KN.m/ml.}$$

1. Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \cdot \beta = (1 - 0.4\alpha) \cdot b = 100 \text{ cm. } \sigma_b = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\emptyset \leq \frac{400}{10} = 40 \text{ mm}$$

$$d_x = 40 - 5 - \frac{4}{2} = 33 \text{ cm}$$

$$d_y = 33 - \frac{4}{2} - \frac{4}{2} = 29 \text{ cm}$$

2. Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)

$$A_{min} \geq 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Sens X :

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 33 \times 2.1/400 = 3.98 \text{ cm}^2$$

Sens-Y :

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 29 \times 2.1/400 = 3.5 \text{ cm}^2$$

3. Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b = 0.001 \times 40 \times 100 = 4 \text{ cm}^2$$

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mu (N ×m)	12.05	34.23	12.05	34.23
μ	0.069	0.200	0.101	0.223
μ<μ_l	CV	CV	CV	CV
As' (cm²)	0	0	0	0
α	0.102	0.324	0.136	0.324
β	0.959	0.870	0.958	0.870
σ_s (Mpa)	348			
A_s (cm²/ml)	1.12	3.50	1.27	3.50
A_s min (cm²/ml)	3.98		3.5	
Choix des barres/ml	4HA12	6HA12	4HA12	6HA12
As_{corres} (cm²/ml)	4.52	6.79	4.52	6.79
Espacement (cm)	6.79	16	25	16

Tableau VII-56: Ferrailage de radier à l'ELU.

4. **Espacement** : $S_t = 100/6 = 16.6 \text{ cm}$ donc $\Rightarrow$ on prend $S_t = 16 \text{ cm}$

$$S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{donc on prend } S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ **ELS :**

$$v = 0.2 ; q_s = 27.2 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art .4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \text{ FeE400} \Rightarrow \eta = 1.6 \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \{ 266.67 ; 201.63 \}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 5.9 / 4.9 = 1.20 > 0.4$$

Alors le panneau travaille dans les deux sens.

A partir du tableau :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0442 \\ \mu_y = 1.000 \end{cases}$$

Donc les moments sont :

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 M_x = 0.0442 \times 27.2 \times (5.9)^2 = 36.36 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x M_y = 1 \times 36.36 = 36.36 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x M_{tx} = 0.85 \times 36.36 = 30.90 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y M_{ty} = 0.85 \times 36.36 = 30.90 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times 36.36 = 10.90 \text{ KN.m/ml.}$$

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mu (N ×m)	11.02	29.22	11.02	29.47
μ	0.004	0.016	0.005	0.012
μ<μ_l	CV	CV	CV	CV
As' (cm²)	0	0	0	0
α	0.005	0.017	0.007	0.022
β	0.998	0.993	0.997	0.991
σ_s (Mpa)	201.63			
A_s (cm²/ml)	1.64	4.67	1.86	5.33
A_s min (cm²/ml)	3.98		3.5	
Choix des barres/ml	4HA12	6HA12	4HA12	6HA12
Ascorres (cm²/ml)	4.52	6.79	4.52	6.79
Espacement (cm)	25	16	25	16

Tableau VII57: Ferrailage de radier à l'ELS.

VII.6.Espacement : $S_t = 100/6 = 16.6 \text{ cm} \Rightarrow$ donc on prend $S_t = 16 \text{ cm}$

$S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} \Rightarrow$ donc on prend $S_t = 25 \text{ cm}$

VII.6.1.Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots \dots \dots (A. 5.1,1)$$

$$T_u = \frac{P_u \cdot l_x \cdot l_y}{2L_y + l_x} = \frac{37 \times 5.9 \times 4.9}{2 \times (5.9 + 4.9)} = 67.83 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{67.83 \times 10^3}{1000 \times 330} = 0.20 \text{ Mpa}$$

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

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

VII.6.3. Etude de la nervure :

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures. Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

➤ Charge trapézoïdal :

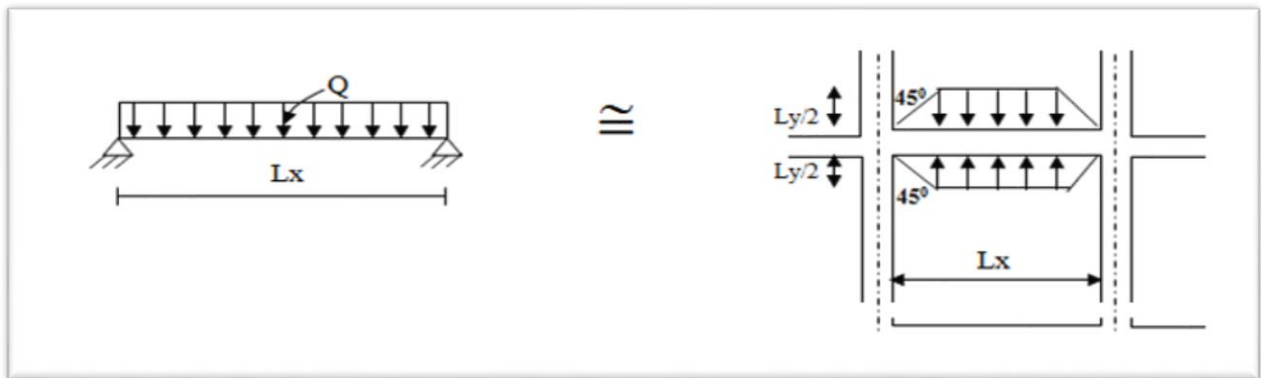


Figure VII-52 Répartition des charges trapézoïdale sur les nervures

$$P = \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \frac{q_u \cdot l_x}{2}$$

Avec :

P : charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$$\begin{cases} q_u = 29 \text{ KN/m} \\ q_{ser} = 27.2 \text{ (KN/m)} \end{cases}$$

VII.6.4. Calcul des sollicitations :

➤ Sens (x-x) :

L(m)	4.80	5.00	5.00	5.00	4.8
P (KN/m)ELU	430.08	448	448	448	430.08
P (KN/m)ELS	314.4	327.5	327.5	327.5	314.4

Tableau VII-58: Sollicitation sur les nervures sens (x-x).

➤ Sens (y-y) :

L(m)	4.90	4.60	4.20
P (KN/m) ELU	592.43	448	484.56
P (KN/m) ELS	433.09	327.5	354.22

Tableau VII-59 Sollicitation sur les nervures sens (y-y).

VII.6.5. Diagrammes des sollicitations :

Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel ROBOT 2025.

Calcul du ferrailage :

- L'enrobage :

$$\emptyset = \frac{h}{10} = \frac{90}{10} = 9 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{BAEL91. A.7.2.1})$$

$$C \geq 2 + \frac{9}{2} = 6.5 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $C = 7 \text{ cm} \Rightarrow d = 90 - 7 = 83 \text{ cm}$; $b = 60 \text{ cm}$

- Calcul des armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})/\beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 14.2 \text{ Mpa} \\ \sigma_b = 15 \text{ Mpa} \end{cases} \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = 201.63 \text{ Mpa} \end{cases}$$

1. Condition de non fragilité : BAEL91 (Article A.4.2)

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 6.52 \text{ cm}^2$$

2. Le pourcentage minimal armature : BAEL91 (Article B.6.4)

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0.001 \times h \times b = 5.4 \text{ cm}^2$$

3. Section minimale de RPA 2024 :

$$A_{\text{RPA}} = 0.05 \times h \times b = 27 \text{ cm}^2$$

➤ **ELU :**

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mu (N × m)	912.05	465.49	1733.51	868.45
μ	0.148	0.076	0.282	0.141
μ < μ_l	CV	CV	CV	CV
As' (cm²)	0	0	0	0
α	0.201	0.099	0.425	0.191
β	0.92	0.96	0.83	0.92
σ_s (Mpa)	348			
A_s (cm²/ml)	33.51	16.39	70.60	31.91
A_s min (cm²/ml)	27			
Choix des barres/ml	8HA25	6HA20	8HA32+4HA25	4HA20+4HA20
A_s corres (cm²/ml)	39.27	18.85	83.97	32.2

Tableau VII-60: Les résultats de ferrailage des nervures à L'ELU

➤ ELS

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mu (N ×m)	1599.10	816.15	1296.24	650.14
μ	0.246	0.125	0.199	0.1
μ<μ_l	CV	CV	CV	CV
As' (cm²)	0	0	0	0
α	0.359	0.167	0.280	0.132
β	0.856	0.933	0.888	0.947
σ_s(Mpa)	201.63			
A_s(cm²/ml)	108.25	51.04	85.17	40.05
A_smin(cm²/ml)	27			
Choix des barres/ml	6HA32+ 6HA40	4HA32+ 4HA25	4HA40+ 4HA32	4HA32+ 4HA25
AS_{corres} (cm²/ml)	123.65	51.81	92.44	51.81

Tableau VII-61: Les résultats de ferrailage des nervures à L'ELS.

- Vérification de la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (Article A.5.1)

$$V_u^{\max} = 470018$$

$\overline{\tau}_u = 2.5$ Mpa pour la fissuration préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{470018}{600 \times 830} = 2,3 \text{ Mpa} > \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

Selon BAEL le calcul des armatures transversales est nécessaire

- Armatures minimales :

➤ Armatures transversales minimales :

$$HA \leq \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset \right) \Rightarrow \text{On prend } HA = 10 \text{ mm}$$

➤ Armatures transversales minimales :

$$A_t = 0.003.S_t.b_t \Rightarrow A_t = 0.003.10.60 = 1.8 \text{ cm}^2$$

➤ Espacement des armatures transversales :

En zone nodale : $S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \Rightarrow S_t = \min\left(\frac{90}{4}; 12(10)\right) \Rightarrow 15\text{cm}$

En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} \Rightarrow S_t = 20\text{cm}$

➤ **La longueur de la zone nodale :**

$$L' = 2 * h = 2 * 90 = 180 \text{ cm.}$$

➤ **Détermination des armatures transversales : (B.A.E.L. A.5.1, 23)**

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{tj})}{0.9f_e}$$

$$A_t = \frac{1.15(2.3 - 0.3 \times 2.1) \times 15 \times 60}{0.9 \times 400} = 4.80 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \min(A_t; A_t^{RPA}; A_t^{BAEL}) = \max(1.8; 0.10; 4.80) = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6\text{HA8} = 3.02 \text{ cm}^2.$$

VII.7.Schémas de ferrailage:

➤ **Radier :**

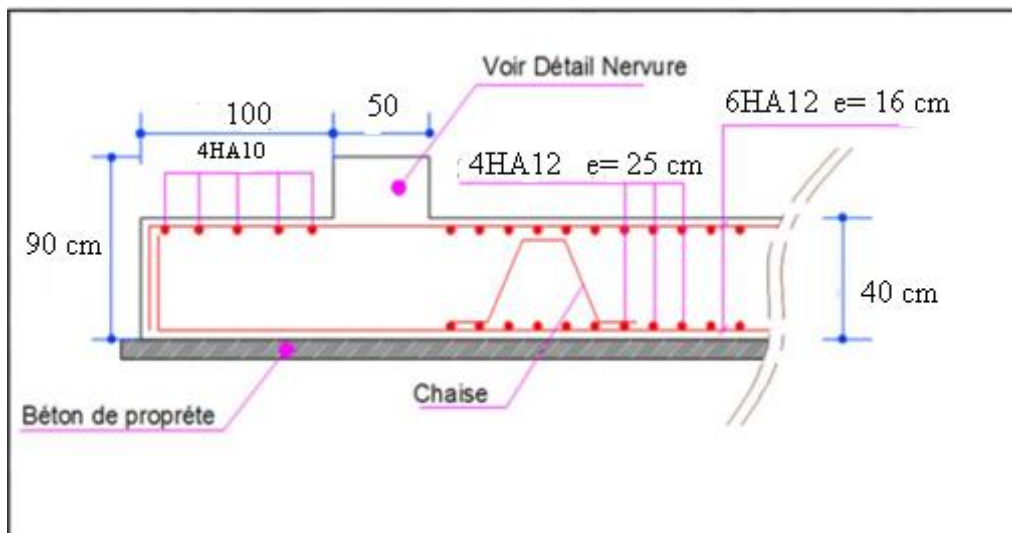


Figure VIII-53: Ferrailage de radier.

➤ **Nervure :**

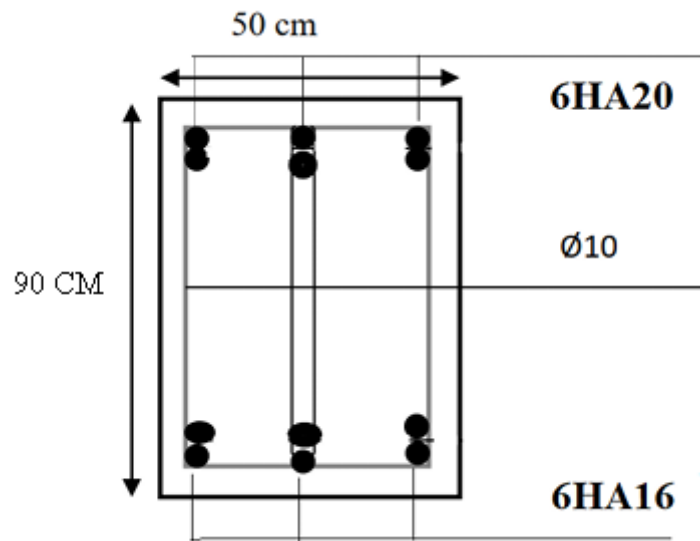
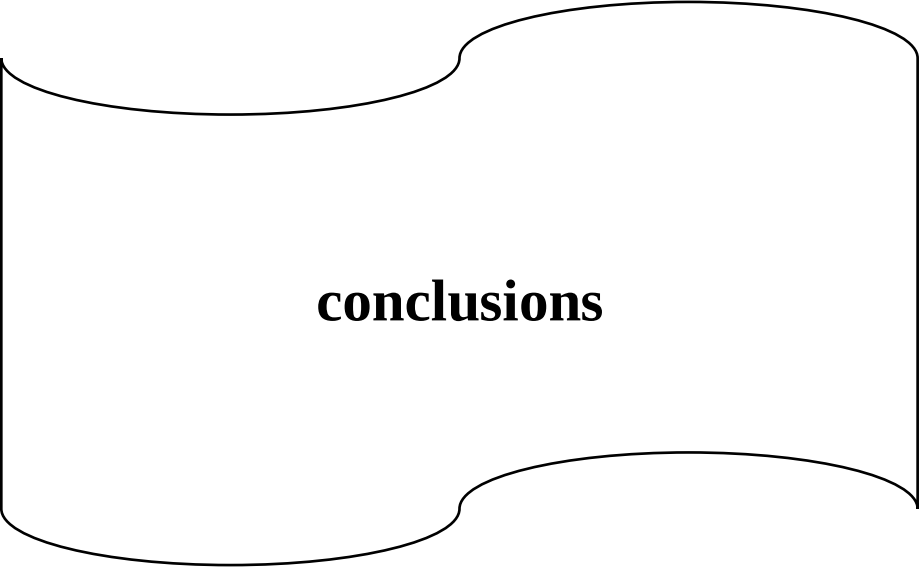


Figure VII-54: Schéma de ferrailage de nervure



conclusions

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :
Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures en béton armé.

La connaissance du comportement dynamique d'une structure, ne peut être approchée de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité. Rappelons que la 1ère étape de l'analyse dynamique d'un modèle de structure consiste dans le calcul des modes propres et des fréquences naturelles de vibrations.

- Il est prouvé que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. Les modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré-dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure.

La définition d'une méthode de conception et l'évaluation de la résistance des structures est un problème large et complexe. D'une part, il est nécessaire de définir, de manière la plus réaliste possible, la capacité du système structural, en terme de résistance, pour prévoir le comportement global de la structure.

Notons enfin que ce projet constitue pour moi une première expérience. Il m'a été très bénéfique aussi bien sur le plan scientifique et technique que dans la maîtrise de l'outil informatique nécessitant la connaissance de certaines notions de base relatives aux sciences de l'ingénieur.

BIBLIOGRAPHIE

[1] Règles B.A.E.L 91

[2] Règles parasismiques algériennes R.P.A 99 « version 2003 » et RPA 2024

[3] Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R-B.C 2.2

[4] Calcul des ouvrages en béton armé ; J. CHAROUN

[5] Les cours de béton armé et conception (1eme année Master)

[6] Mémoires de fin d'étude en G.civil

Livres :

- Le projet de béton armé (Henry Thonier)
- Calcul des structures en béton armé (Belazougui)

Cours de l'université de Biskra

- Résistance des matériaux
- Béton armé
- Dynamique des structures
- Cours de bâtiment
- Génie sismique

Logiciels et programmes :

- AUTOCAD 2014 (Dessin)
- Robot V2025 (Analyse des structures)

