

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة محمد البشير الإبراهيمي برج بوعريريج Bordj Bou Arreridj – Université Mohamed El Bachir El Ibrahimi

Faculté des Sciences et de la Technologie

كلية العلوم والتكنولوجيا

Département génie civil

قسم الهندسة المدنية



Mémoire de fin d'études

Domaine : Sciences et Technologies

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Présentée par : *Benlounis hadjer – Mahiddine narimane*

Thème :

**Etude d'une construction en béton armé (R+4) avec sous sol
contreventé par voile et implanté à Draria**

Devant le jury composé de :

Doudi larbi
Loumachi lazher

Président
Examineur
Encadreur
Co-Encadreur

Année Universitaire : 2024/2025

Remerciement

Tout commence et tout s'accomplit par la volonté d'Allah .

On remercie dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d' entamer et de terminer ce mémoire .

Ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement de Mr DJOUDI Larbi on le remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel , pour sa patience , sa rigueur et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire .

Nos remerciement s'adresse à Mr Loumachi Lazher pour son aide pratique et son soutien et ses encouragement.

Nos vifs remerciement vont aux membres de jury pour avoir accepté de juger nos présent travail.

Didicace

Nous dédions ce modeste travail Au meilleur des pères et à nos très chères mamans qui ils trouvent en moi la source de leur fierté qui ne cessent de nos donner avec amour le nécessaire pour que nous puissions arriver à ce que nous sommes aujourd'hui.

Enfin , nous dissons : derrière chaque réussite , il y a une histoire de travail acharné , de nuits blanches et de soutien de la famille et des proches .Mes plus profondes gratitude à tout ceux qui nos aidé à arriver jusqu'isi.

Résumé

Ce projet présente une étude structurale d'un immeuble résidentiel de 12 logements situé à Draria, dans la wilaya d'Alger, en zone sismique 6. Les normes RPA 99 version 2024 et BAEL91 modifié 99 sont utilisées pour la conception du bâtiment, qui comprend un sous-sol, un rez-de-chaussée et quatre étages. L'objectif principal est de dimensionner les éléments porteurs pour assurer la stabilité de la structure. L'objet de l'étude concerne la conception, les dimensionnements préliminaires, le calcul des éléments secondaires comme les escaliers, les dalles et les acrotères, ainsi que l'analyse sismique avec diverses configurations de voiles de soutien. Elle se termine en étudiant les fondations (semelles isolées et filantes), qui assurent stabilité, sécurité et transmission des charges au sol.

Abstract

This project presents a structural study of a residential building with 12 dwellings located in Draria, in the wilaya of Algiers, in seismic zone 6. The standards RPA 99 version 2024 and BAEL91 modified 99 are used for the design of the building, which includes a basement, a ground floor and four floors. The main objective is to size the supporting elements to ensure the stability of the structure. The subject of the study concerns the design, preliminary dimensioning, the calculation of secondary elements such as stairs, slabs and acroteries, as well as seismic analysis with various configurations of support sails. It ends by studying the foundations (insulated and stringed footings), which ensure stability, security, and transmission of loads on the ground

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة إنشائية لمبنى سكني مكون من ١٢ وحدة سكنية يقع في درارية، ولاية الجزائر، في المنطقة الزلزالية 6. يتكون المبنى من قبو وطابق أرضي وأربعة طوابق، وهو مصمم من الخرسانة المسلحة المعدلة 99. الهدف الرئيسي هو تحديد أحجام العناصر BAEL91 إصدار 2024 و RPA 99 وفقاً لمعايير الحاملة للأحمال لضمان ثبات الهيكل. تشمل الدراسة التصميم، وتحديد الأبعاد المسبقة، وحساب العناصر الثانوية (السلالم، والبلاطات، والهيكل الخرسانية)، والتحليل الزلزالي باستخدام تكوينات مختلفة من جدران القص. وينتهي بدراسة الأساسات (القواعد المعزولة والمتصلة)، لضمان الثبات والسلامة ونقل الأحمال إلى الأرض.

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I-1- Dosage et composition du béton.....	26
Tableau I-2- Caractéristiques des aciers utilisées.....	35
Tableau I-3- Récapitulatif des données des matériaux.....	42

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux et descente des charges.

Tableau II -1- Surfaces de poteau le plus sollicité.....	47
Tableau II -2- Charges permanentes cumulée-poteau.....	48
Tableau II -3- - Dégression des charge d'exploitation	49
Tableau II -4- Vérification à la compression simple de poteau.....	50
Tableau II-5- Vérification du l'effort normale de poteau au niveau du sous-sol	51
Tableau II-6- Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	54
Tableau II-7- Evaluation des charges « G »et surcharges « Q » du plancher terrasse.....	61
Tableau II-8- Evaluation des charges « G »et surcharges « Q »du plancher courant.....	62
Tableau II-9- Evaluation des charges «G»et surcharges «Q»du plancher dalle plein (balcon)...	62
Tableau II-10- Évaluation des charges de mur double cloison.....	63
Tableau II-11- Evaluation des charges « G » des Murs intérieurs.....	63
Tableau II-12- Evaluation des charges « G »et surcharges « Q »des paliers des escaliers.....	64
Tableau II-13- Evaluation des charges « G »et surcharges « Q »de la volée	64

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III -1- Sollicitation d'acrotère.....	66
Tableau III -2- combinaisons des charges d'escalier	69
Tableau. III -3- Résultat de Sollicitation à l'E.L.U et l'E.L.S d'escalier.....	71
Tableau. III -4- calculs pour le ferrillage	74
Tableaux III -5- Combinaison des charges de plancher.....	79
Tableaux III -6- Les moments sur appui et en travée	81
Tableaux III -7- Efforts maximaux en appuis et en travées	82
Tableaux III -8- vérification etat limite de compression du béton.....	86

Tableaux III -9- Les moments en travées et en appuis.....	92
Tableaux III -10- Efforts maximaux en appuis et en travées	93
Tableaux III -11 <i>Etat</i> limite de compression du béton	94
Tableaux III -12- les efforts internes à L'ELU et L'ELS (balcon).....	102
Tableaux III -13-.Ferrailage de balcon sens X.....	102
Tableaux III -14-les efforts internes à L'ELU et L'ELS(dalle plein)	103
Tableaux III -15- Ferrailage de balcon sens Y.....	104
Tableaux III -16-Vérification de l'effort normal de la dalle plein.....	105
Tableau III .17. charges et surcharges d'ascenseur.....	109

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV-1- . Résultats les modes propre	119
Tableau IV-2- T calculer et T empirique.....	120
Tableau IV-3- .Le pourcentage de l'effort tranchant de voile et de poteau.....	122
Tableau IV-4- Valeurs des Pondérations P_q	123
Tableau IV-5-.Vérification de pourcentage de la distance entre le centre de gravité de masse et le centre de rigidité.....	123
Tableau IV-6-.Les masses de chaque niveau.....	124
Tableau IV-7-.les facteur de la force sésmique.....	125
Tableau IV-8- Calcul de la force sésmique.....	126
Tableau IV-9- Vérifications des déplacements de niveaux sens x-x et y-y.....	127
Tableau IV-10- Les résultat de l'effort normale de poteau (40× 50).....	128
Tableau IV-11- Les résultat de l'effort normale de poteau (50× 50).....	128
Tableau IV-12- vérification de renversement suivant X	129
Tableau IV-13- vérification de renversement suivant Y	130
Tableau IV-14- Vérification Effet P- Δ	131

Chapitre V :Calcul des éléments structuraux

Tableau v-1 - Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.....	135
Tableau V-2- Les sollicitations sur le poteau50×50.....	139
Tableau V-3- Les sollicitations sur le poteau50×40.....	141
Tableau V-4- Ferrailage des poteaux dans les différents niveaux de la Tour.....	144
Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux.....	145
Tableau V.6.Vérification des contraintes de cisaillement.....	146
Tableau V-7-Vérification des contraintes normal.....	148
Tableau V-8- les moments max dans les poutre principales.....	151
Tableau V-9- Vérification des sections d'armatures en Appuis de rive	156
Tableau V-10 - Vérification des sections d'armatures en Appuis intermédiaires	156
Tableau V-11- Vérification de la contrainte de compression du béton	157
Tableau V-12-Vérification de la contrainte limite d'acier.....	158
Tableau V-13-La section d'armatures.....	159
Tableau V-14-Vérification de la contrainte limite de béton.....	159
Tableau V-15- Vérification des contraintes tangentielles	160
Tableau V-16- les moments max dans les poutre secondaire	161
Tableau V-17- résultats des section calculer et Les pourcentage minimal d'armatures.....	162
Tableau V-18 - Vérification des sections d'armatures en Appuis de rive	163
Tableau V-19- Vérification des sections d'armatures en Appuis intermédiaires.....	164
Tableau V-20-Vérification de la contrainte de compression du béton	164
Tableau V-21- :Vérification de la contrainte limite de béton.....	165
Tableau V-22-La section d'armatures.....	166
Tableau V-23- Vérification de la contrainte limite de béton.....	166
Tableau V-24 -Vérification des contraintes tangentielles.....	167

Chapitre VI: Etude des fondations

TableauVI-1-Les valeurs des Moment et les efforts normaux à E.L.U et E.L.S.....	185
Tableau VI-2- Résultats des contraintes.....	187
Tableau VI-3 - Ferrailage de la semelle isolée.....	188
Tableau VI.4 :Vérification de contrainte	190
Tableau VI.5 :Ferrailage de longrine à L'ELU.....	191
Tableau VI.6 :Ferrailage de longrine à L'ELS.....	192
Tableau VI.7: ferrailage inferieur de la poutre de libage.....	194
Tableau VI.8: ferrailage supérieures de la poutre de libage.....	194
Tableau VI.9.récapitulation du ferrailage des poutres de libage.....	195

TableauV1 : Estimation de prix

Tableau VI.1 . devis quantitatif et estimatif.....	199
--	-----

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Fig. I-1 : évolution de la résistance F_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	29
Fig. I-2 : Déformation dans une section droite d'une poutre	31
Fig. I-3: Diagrammes déformations – contrainte de béton	32
Fig .I-4: Diagramme contrainte – déformation du béton (ELS).....	33
Fig .I-5 : Diagramme contrainte – déformation du béton (ELU).....	34
Fig .I-6 : Diagramme contrainte – déformation de l'acier	36
Fig .I-7 : Diagramme contraintes- déformations (de calcul) de l'acier.....	37

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments et et descente des charges.

Fig. II-1 : Poutre.....	45
Fig. II-2 : Plancher corps creux	55
Fig.II-3: Détail d'un escalier droit: Acrotère.....	57
Fig. II-4 : Acrotère.....	59

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Fig. III -1 : Schémas de ferrailage de l'acrotère.....	69
Fig.III-2 : schéma statique de la charge équivalente d'escalier	70
Fig.III-3 : schéma de ferrailage d'escalier (RDC).....	77
Fig. III-4 : schéma de ferrailage de la poutre palière.....	77
Fig. III-5: Schéma de ferrailage de plancher	98
Fig. III -6 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	99
Fig. III-7 :1 ^{er} shéma statique de balcon	101
Fig. III-8 : le moment de 1 ^{er} shéma statique de balcon	101
Fig. III-9 : 2 ^{éme} shéma statique de balcon	101
Fig. III-10 : combinaison des moment de balcon.....	102

Fig. III-11: Schéma de ferrailage de la dalle plein	106
Fig. III -12: Ascenseur électrique.....	107
Fig. III – 13 : schéma de ferrailage de la dalle machine..... ;;;;	113

Chapitre IV : Etude dynamique

Fig.IV-1 : Vu 3D de la structure	118
Fig.IV-2 : Les différents modes.....	120
Fig.IV-3 : Effet P- Δ	131

Chapitre V :Calcul des éléments structuraux

Figure V.1 : As cal de poteaux (50× 50)cm ²	139
Figure V.2 : As cal de poteaux (50× 40)cm ²	142
Figure V-3- shéma ferrailage poteau(40× 50).....	148
Figure V-4- shéma ferrailage poteau (50× 50).....	148
Figure V-5- Section calculer sur logiciel Robot expert 2010 en travée de PP.....	153
Figure V-6-Sectin calculer sur logiciel Robot expetrt2010 sur appui de PP.....	154
Figure V-7- Section calculer sur logiciel Robot expert 2010 en travée de PS.....	161
Figure V-8- Section calculer sur logiciel Robot expert 2010 sur appui de PS.....	162
Figure V -9-Shéma de ferrailage P.P.....	168
Figure V -10-Shéma de ferrailage P.S.....	168
Figure V-11-voile sens x-x	171
Figure-12- Diagramme des contraintes.....	173
Figure V-13-voile sens y-y.....	175
Figure V -14- Diagramme des contraintes.....	177
Figure V -15-Shéma de ferrailage voile (x-x).....	177
Figure V -16-Shéma de ferrailage voile (y-y).....	179

Chapitre VI: Etude des fondations

Figure VI-1 : Type des semelles superficielles.....	183
Figure VI-2 : schéma de ferrailage la semelle isolé	188
Figure VI-3 : schéma de ferrailage de longrine	193
Figure VI-4: schéma de ferrailage de la semelle filante	195

Symboles et Notations:

A, Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement	At: section d'un cours d'armature transversal
A : Coefficient d'accélération de zone	CT : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage
e : Epaisseur.	f_{gi} : La flèche correspondant à g.
α : Coefficient de la fibre neutre	f_{qi} : La flèche correspondant à q.
B : Aire d'une section de béton.	f_{gv} : La flèche correspondant à v.
Br : Section réduite.	f_{ji} : La flèche correspondant à j
B, b : la largeur (m).	Δ : La flèche admissible.
D : Facteur d'amplification dynamique moyen.	F : Coefficient de sécurité = 1.5
Cu : La cohésion du sol (KN/m ²).	Δf_t : La flèche totale
D : Diamètre, dalle	H : Hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).
ELS : Etat limite de service.	ht : Hauteur totale du plancher
ELU : Etat limite ultime	h₀ : Epaisseur de la dalle de compression.
G : Action permanente.	he : Hauteur libre d'étage.
E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.	I : Moment d'inertie (m ⁴).
Es : Module d'élasticité de l'acier.	I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j.
Ed, Ec : Sont les modules de déformation	I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g
F : Force ou action générale.	I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q
Ft28 : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).	I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v
f : Flèche	Q : Charge variable
Nu : Effort normal ultime	Q : Facteur de qualité.
n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence	qs : Charge de service. .
P : Poids total transmis par la superstructure (KN).	L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m)
N : Effort normale du aux charges verticales	
T : Effort tranchant.	L_x = distance entre nus de poutrelles
Ly = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.	Ma : Moment sur appui
l'g et l'd : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement	Mu : Moment de calcul ultime
M : Moment en général	Mser : Moment de calcul de service

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).	Mt : Moment en travée
S : Section, surface	M0 : Moment isostatique
S : Surface du radier (m ²).	Mg et Md : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.
St : Espacement des armatures.	Mi : Moment à l'appui
fbu : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R	Mj : Moment correspondant à j
Pg et pd : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement	Mg : Moment correspondant à g.
V : Effort tranchant	Mq : Moment correspondant à q.
X, Y et Z : Coordonnées en général.	Ms : Effort normal de service
Y : Ordonnée de la fibre neutre.	b0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure
Z : Coordonnée, bras de levier	d : Hauteur utile
Z : profondeur au-dessous de la fondation (m).	e : Excentricité, épaisseur
T2 : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.	fe : Limite d'élasticité.
W : poids propre de la structure	fcj : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).
WQi : Charges d'exploitation.	ftj : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa)
σb : Contrainte de compression du béton	hN : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
hN : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.	σs : Contrainte de compression dans l'acier
σadm : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).	σ : Contrainte normale
WGi : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels	σq : Contrainte correspondant à q.
σb : Contrainte de compression du béton.	q : chargement KN/m
v : Coefficient de poison	λv : Coefficient différé
σj : Contrainte correspondant à j.	τu : Contrainte de cisaillement (MPa).
σg : Contrainte correspondant à g.	η : Facteur d'amortissement.
φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).	β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation
σb : Contrainte de compression du béton	μu : Moment ultime réduit
λi : Coefficient instantané	γb Coefficient de sécurité
τultim : Valeur de cisaillement limite donné par le	qu : Charge ultime

BAEL (MPa).	
μ_l: Moment réduit limite.	R : coefficient de comportement global.
: Poids volumique de l'eau (t/ m³).	ht : Hauteur total du radier (m).
γ_S: Coefficient de sécurité.	

Sommaire

Introduction générale.....

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I-1 : Présentation de l'ouvrage.....	24
I-2 : Implantation de l'ouvrage.....	24
I-3 : Caractéristiques du bâtiment.....	24
I-3-1 : Caractéristiques architecturales.....	24
I-3-2 : Les éléments structuraux	25
I-4 : Caractéristiques du sol	27
I-5 : Caractéristiques des matériaux	27
I-5-1 : Béton	27
I-5-1-2 : Résistance caractéristique du béton.....	29
I-5-1-3 : Contraintes limite du Béton.....	33
I-5-2 : Acier	35
I-5-2-1 : Différents types d'aciers	36
I-5-2-2 : Contraintes limites.....	37
I-6 : Méthodes de calcul aux états limites.....	41
I-7 : Règlements et normes utilisés.....	41
I-7 : Action et sollicitation	41
I-7.1- : Les actions	41
I-7-2 : Sollicitations	42
I-7-3 : Les combinaisons des actions	42
I-8 : Les logiciels utilisés	43

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges.

II-1:Introduction	45
II-2:Pré dimensionnement des éléments principaux	45
II-2-1:Les poutres.....	45
II-2-2 : Les poteau	48
II-2-3 : Les planchers.....	56
II-2-3-1 :Planchers à corps creux	56
II-2-3-2 : Dalle plein	57
II-2-4:Escaliers	58
II-2.5 : L'acrotère.....	60
II-3: Les charges réglementaires	61
II-3-1 : Evaluation des charges et des surcharges	62
II-3-1-1: Plancher terrasse (inaccessible).....	62
II-3-1-2: Planchers étages courant + RDC.....	63
II-3-1-3: Balcon.....	63
II-3-1-4:Maçonnerie	64
II-3-1-5:L'escalier.....	64

Chapitre III : Etudes des éléments secondaires

III.1 : Introduction.....	67
III.2 : Acrotère.....	67
III-2- 1 : Evaluation des charges	67
III-2- 2 : Calcul des sollicitations.....	68
III-2- 3 : Détermination des efforts.....	68
III-2-4 : Calcul de l'excentricité e_0	68
III-2-5 :Calcul du Ferrailage	68
III-2-6 :Schéma de ferrailage	70
III-3 : Etude escalier.....	70
III-3-1 : Combinaisons des charges	70
III-3-2 : Moment de calcul	71
III-3-3:Calcul du ferrailage	72

III-3-4: Vérification de l'effort tranchant	74
III-4 : étude de la poutre palière	75
III-4-1 : Les vérification selon L'RPA 2024.....	75
III-4-2 : Evaluation des charges	76
III-4-3: Sollicitations de calcul.....	76
III-4- 4 :Calcul de la section d'armature a la flexion simple	76
III-4- 5 :Calcul des armatures d'âmes	77
III-5 :Plancher.....	79
III-5-1 : Choix de la méthode de calcul	79
III-5-2 : Combinaison des charges	80
III-5-3 :Ferrailage en travée	83
III-5-4 : Ferrailage En appui.....	84
III-5-5: Les vérification	85
III-5-6:Calcul des armatures transversales.....	85
III-5-7:La Vérification à L' ELS	87
III-5-8:Evaluation des moments en travées selon le chargement considéré	96
III-5-9 : Calcul des contraintes.....	97
III-5-10 : Calcul de flèche	98
III-6 : Etude de la dalle de compression	100
III-6-1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles	100
III-6-2: Armatures parallèles aux poutrelles	100
III-7 : Etude de balcon(dalles pleines)	101
III-7-1: Evaluation et combinaison des charges	101
III-7-2: Calcul du ferrailage.....	103
III-7-3: Armature de répartition.....	107
III .8.Etude de l'ascenseur	108
III .8.1.Pré-dimensionnement.....	109
III .8.2.Ferrailage de la dalle	111
III .8.3.Vérification de l'effort tranchant Sollicitation ultimes	111
III .8.4.Schéma de ferrailage de la dalle machine	114

Chapitre IV :Etude dynamique

IV.1 Introduction	116
IV.1.1 Objectif de l'étude dynamique	116
IV.1.2 Le but.....	116
IV.2 Présentation du logiciel de calcul.....	116
IV.2.1 Choix de la méthode de calcul.....	117
IV.2.2 Modélisation	118
IV.2.2.1 Présentation des différentes étapes de calcul	119
IV.2.2.2 Estimation de la période fondamentale	120
IV.2.2.3 Vérification des masses cumulés : selon RPA 2024.....	122
IV.2.2.3.1 Vérification du coefficient de comportement (R).....	122
IV.2.2.3.2 Facteur de qualité.....	123
IV.3 Calcul de la force sismique totale V	126
IV.4 Vérification de déplacement.....	127
IV.5 Vérification de l'effort normal réduit	128
IV.6 Vérification de stabilité au renversement:.....	130
IV.7 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :.....	131

Chapitre V :Calcul des éléments structuraux

V.1. Introduction.....	134
V.2. Les combinaison du RPA 99 / version 2024	134
V.3. Composantes horizontales de l'action sismique	134
V.4. Composante verticale de l'action sismique	135
V.5. combinaisons considérées pour les calculs sont.....	135
V.6. Etude de ferrailage des poteaux	135
V.6.1. Calcul du ferrailage des poteaux.....	140
V.6.2. Vérification spécifiques	146
V.6.3:Schéma de ferrailage poteaux	149

V.7. FERRAILLAGE DES POUTRES.....	150
V.7.1. Combinaisons.....	150
V.7.2. Recommandations.....	150
V.7.3. FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES.....	152.
V.7.4: FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE.....	157
V.7.5: schéma ferrailage des poutres.....	162
V.8: Etude de ferrailage des voiles	170
V.8.1. Introduction	170
V.8.2.1:Calcul de ferrailage le voile (sens x-x).....	172
V.8.2.2: calcul de ferrailage le voile :(sens y-y).....	172
V.8.3:Schéma de ferrailage.....	176
V.9: Conclusion.....	181

Chapitre VI: Etude des fondations

VII.1: Introduction	185
VII.2: Les différents types de fondations	185
VII.3: Vérification de type de la semelle	185
VII.4: Etude des semelles isolées	186
VII.5: Ferrailage des semelles isolées	185
VII.6: Semelles filantes	190
VII.6.1 : Ferrailage des semelles filantes	191
VII.7:Les longrines	192
VII.7.1:Dimensionnement de la longrine.....	192
VII.7.2:Ferrailage de la longrine(RPA2024).....	193
VII.8:Etude de la poutre de libage	194.
VII.8 .1:Calcul du ferrailage.....	195

Chapitre VII : Estimation de prix

VII .1. Introduction	198
VII .2. Définition du métré et de l'avant métré.....	198
VII .3. Les devis.....	199
VII .4. RECAPITULATION GENERALE PROJET	200

Introduction générale

Introduction générale

Introduction :

Le génie civil représente l'ensemble des techniques de constructions civiles. C'est l'art de concevoir et de réaliser des ouvrages, d'infrastructures. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception ; la réalisation ; l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société ; tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Très variées leurs réalisations, se répartissent principalement dans cinq grands domaines d'intervention : structure, géotechnique, hydraulique, transport, connaissance exacte des lois de comportement des matériaux, ainsi que celles des sollicitations, ceci a conduit les ingénieurs à établir des règlements de conception et de calcul des structures avec un compromis entre coût et niveau de sécurité à considérer. Un ingénieur en structure est donc responsable d'étudier la stabilité des constructions soumises à des différentes actions ; permanentes ou variables dans le temps ; statique ou dynamique. Afin de satisfaire la sécurité ; l'économie et le confort. Cette étude nécessite de maîtriser l'outil informatique et des logiciels tels que ROBOT.

En Algérie les expériences vécues, durant les derniers séismes a conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le **(RPA99/Version2024)** dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiées. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé à faire l'étude d'un bâtiment comportant un RDC plus 4 étages avec un sous-sol dont le système de contreventement est assuré par des voiles.

Chapitre I

Présentation du projet

et caractéristiques

des matériaux

I.1 Présentation de l’ouvrage :

L’ouvrage à étudier est un bâtiment du projet de 12 logements promotionnels du programme de l’agence algérienne du développement du logement.

Notre projet présente une étude structurale d’un bâtiment R+4 (un rez-de-chaussée plus 4 étages) avec un sous-sol en béton armé à usage d’habitations.. La structure du bâtiment est assurée par des portiques contreventés par des voiles. Ce projet est un ouvrage réalisé ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieure à 48 mètres, . il est donc classée au groupe **d’usage 2** d’après le règlement parasismique algérien (RPA99/ version 20024).

I.2 Implantation de l’ouvrage :

Cet ouvrage est **implanté à Wilaya d’ALGER Commune DRARIA** à réalisé au lieu-dit

C.W 116 SEBALA ILOT N°1708 _ SECTION CADASTRALE 02 qui est classé d’après la classification sismique des wilayas et communes d’Algérie (RPA99/version 2024), cf. Figure (3.1), , en zone 5a de sismicité élevé .Le site concerné par la présente étude est situé sur un terrain relativement plat.

I.3 Caractéristiques du bâtiment :

I.3.1. Caractéristiques architecturales :

a-Dimension en élévation :

- ❖ Hauteur d’étage :.....H= 3.06 m
- ❖ Hauteur de rez-de chaussé :.....H= 3.91 m
- ❖ Hauteur totale du bâtiment :.....H= 18.65 m
- ❖ Hauteur de sous sol :H = 2.72

b- Dimensions en plan :

❖ Longueur du bâtiment :..... 23.90 m.

❖ Largeur du bâtiment :..... 14.80m

I.3.2. Les éléments structuraux :

 **Choix de Contreventement :**

L'ouvrage en question doit être parasismique, il rentre dans le cadre de l'application du **RPA99/version 20024**.d'après l'article 3-4 du **RPA99/version 2003**, le contreventement sera assuré par les voiles porteur.

 **L'acrotère :**

c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse coulée sur place. L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

 **Les planchers :**

Ce sont des aires, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment . Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression, reposant sur des poutrelles ,ils peuvent être des dalles pleines aussi. Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales .

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Raison économique.
- Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique.

Chapitre I **Présentation et Caractéristiques des matériaux**

Les poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux ou inclinés, utilisés pour supporter des charges et les transférer aux fondations. Elles sont conçues pour résister aux efforts de flexion.

Les poteaux :

Ces sont des éléments verticaux essentiels pour la stabilité de la structure et leur conception doit être soigneusement étudiée pour éviter tout effondrement, destinés à supporter des charges verticales constituées des charges permanentes et des surcharges des poutres et des planchers qui s'appuient sur eux. Ils sont destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissants) à la base de la structure.

L'escalier :

Est une suite régulière de marches permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre, réalisés en béton armé.

La maçonnerie : *La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :*

▪ **Murs extérieurs :**

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10).

▪ **Murs intérieurs :**

Mur intérieur en un seul cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

Revêtement :

- ✓ Mortier de ciment : pour les murs de façades et les salles d'eau.
- ✓ Plâtre : pour les cloisons et les plafonds.
- ✓ Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.

✚ L'infrastructure:

L'infrastructure est un ensemble d'éléments structuraux interconnectés qui fournissent le cadre pour supporter la totalité de la structure et assure les fonctions suivantes :

- ✓ La répartition des charges de la construction sur l'ensemble du sol .
- ✓ Limiter les tassements .

I.4. Caractéristiques du sol :

D'après le rapport de sol de notre projet les caractéristiques du sol en place sont les suivantes :

- ✓ La contrainte admissible du sol : 2.5 bar.
- ✓ La nature du sol : sol ferme de catégorie (S2) , d'après les règles parasismiques algériennes **RPA99/version 2024** « cf. Tableau (3.1)»

I.5. Caractéristiques des matériaux :**I.5.1. Béton :**

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment de granulats (sable et gravier) et d'eau et éventuellement des adjuvant respectant des rapports bien définis . pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement .

Pour obtenir au moment de la mise en œuvre une consistance convenable et après durcissement des qualités par les quelles l'étude est orientée, le composition moyenne pour 1m de béton est la suivante:

<i>Composants</i>	<i>Gravies15/25mm.</i>	<i>Sable 0/5mm.</i>	<i>Ciment</i>	<i>Eau</i>
<i>Volume</i>	800 L	400 L	8 sacs	180 L
Poids (kg)	1200	600	400	180

Tableau I-1 : Dosage et composition du béton

- **Les constituants du béton:**

- **Le ciment :**

Le ciment est un produit moulu du refroidissement du clinker qui contient un mélange de silicates et d'aluminates de calcium porté à 1450 ; 1550 C température de fusion .

Le ciment usuel est aussi appelé un liant hydraulique (qui durcit sous l'action de l'eau), utilisé dans la préparation du béton, et aujourd'hui le plus souvent employé dans la confection des dallages, des parpaings, des enduits et des mortiers.

Classification selon leur composition :

Les ciments sont classés en fonction de leur composition en cinq types principaux :

- **CPA** : (ciment portland artificiel) CEM I 42.5 est obtenu par cuisson , à très haute température , CEM I 42.5= contient 97% de clinker et un filler permettant le complément.
- **CPJ**:(ciment portland composé)CEM II 42.5/AouB, résulte de la mouture de clinker dans une proportion supérieur ou égale à 65% , le reste cendre, filler, laitier Pouzzolane .
- **CLC** :(le ciment au laitier et à la cendre) = ce ciment contient entre 25 à 66 de clinker ,20 à 45% de cendre foulante et 20 à 45% de laitier et 3% de filler .
- **CLK** :(ciment de laitier ou clinker) est un ciment plus rustique que les autres , employé surtout pour les béton de fondations , il résiste très bien à l'action des eaux sulfatées , ce ciment contient plus de 80% de laitier, le reste de constituant étant le clinker et un filler dans les limites de 3%.

Actuellement le ciment se classe en cinq catégories :

CEM I, CEM II, CEM III, CEM IV, CEM V.

- **Les granulats :**

Les granulats constituent le squelette du béton et ils représentent, environ 80 % du poids total du béton. Ils sont constitués de Sables (Gros et Fin) et de gravier de différents calibres (de 0 à 5 mm pour le sable et de 5 à 25mm pour le gravier). Cependant, les granulats doivent satisfaire

à certaines exigences de qualité pour qu'ils soient utilisés dans le béton, les granulats sont classifiés en granulométrie par la grosseur de leurs grains.

➤ **L'eau :**

L'eau dans le béton est donc l'un des constituants majeurs est le plus important dans l'hydratation du ciment et dans la maniabilité du béton. Son rapport doit répondre à un dosage précis, afin que soit garantie une bonne résistance du béton, Le rapport convenable « eau/ciment » doit se situer entre (0.4 et 0.6), cependant il dépend des facteurs tels que de l'ouvrabilité souhaiter, de la qualité du béton et de l'utilisation d'adjuvant.

➤ **Les adjuvants :**

les adjuvants sont des produits dosés en faible quantité dans les bétons : moins de 5 % de la masse de ciment. Ils ont pour but d'améliorer certaines propriétés du matériau à l'état frais et/ou à l'état durci. Les adjuvants doivent être conformes à la norme NF EN 934-2.

I.5.1.2. Résistance caractéristique du béton :

✚ **Résistance à la compression f_{cj} :**

La résistance du béton est un paramètre essentiel dans la conception et la construction des structures en béton armé. Elle permet d'évaluer la capacité du matériau à résister aux charges compressives et à maintenir son intégrité structurelle. Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée f_{c28} . Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm, est généralement effectuée après 28 jours de durcissement, période pendant laquelle le béton atteint sa résistance optimale

Pour les éléments principaux, le béton d'une classe inférieure à C20/25 ne doit pas être utilisé, au niveau de la conception et de la réalisation, pour des bâtiments à implanter en toute zone sismique autre que la zone 0.

$$F_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} F_{c28} \text{ Pour : } F_{c28} \leq 40\text{MPA (} j \leq 28 \text{ jours) BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$F_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} F_{c28} \text{ Pour : } F_{c28} > 40\text{MPA (} j \leq 28 \text{ jours) BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$J > 28j \rightarrow f_{cj} = f_{c28} = 25\text{MPa}$$

Avec :

- : résistance du béton à l'âge J.
- J : l'âge en jours.

Pour l'évaluation de la déformation, pour des grandes valeurs de J, on a : $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$.

Pour le présent projet on adoptera : $f_{c28} = 25\text{MPa}$

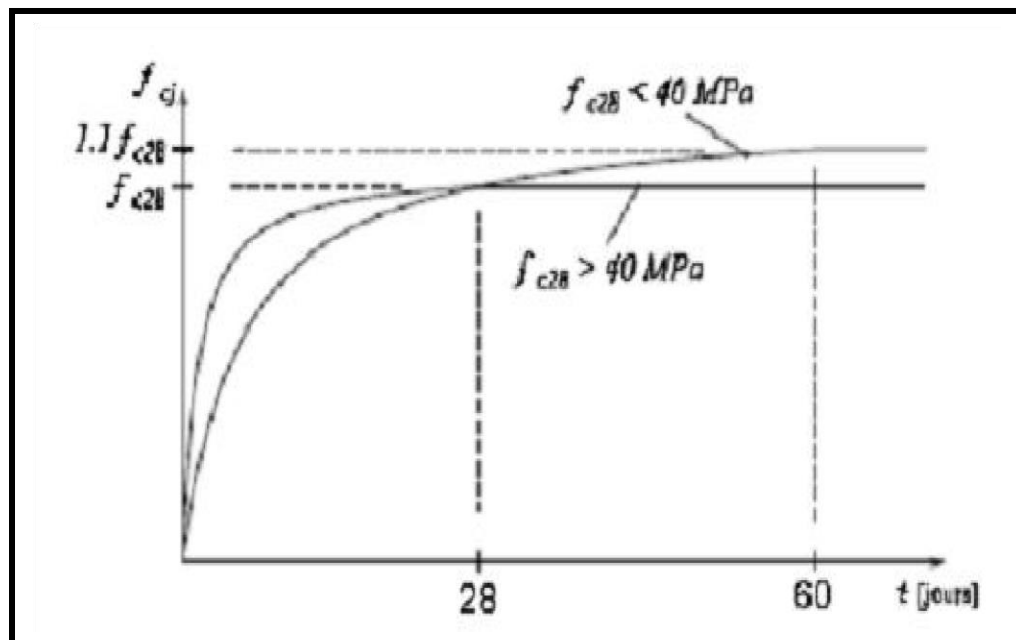


Figure I-1 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

✚ Résistance à la traction f_{tj} :

La résistance à la traction est fonction de la structure interne du béton , de la même façon que la résistance à la compression .

Les résultats de tests réalisés antérieurement démontrent une relation de la résistance à la traction avec celle en compression :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPA} \\ \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2)} & \cdot f_{tj} = 0.275f_{cj} \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ MPA} \end{array} \right.$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ donc $f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$

❖ Module de déformation longitudinale béton :

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton :

❖ Module de déformation instantanée :

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égal à :

$$11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ (MPa)} \qquad \text{(CBA 93[ART 2.1.1.2] P7)}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ donc $E_{ij} = 32164.2 \text{ MPA}$.

❖ Module de déformation différée :

Sous des charges de long durée , le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule :

$$3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ (MPa)} \qquad \text{(CBA 93[ART 2.1.2.2] P7)}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ donc $E_{vj} = 10818.86 \text{ MPA}$.

❖ **Coefficient de Poisson: (Art A.2 1 3 BAEL91) :**

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}} = \frac{\Delta a/a}{\Delta l/l}$$

ν : coefficient de poisson $\begin{cases} \nu = 0 \text{ pour le calcul des sollicitations} \\ \nu = 0.2 \text{ pour le calcul des géformations} \end{cases}$ **CBA 93[ART 2.1.2.3] P8)**

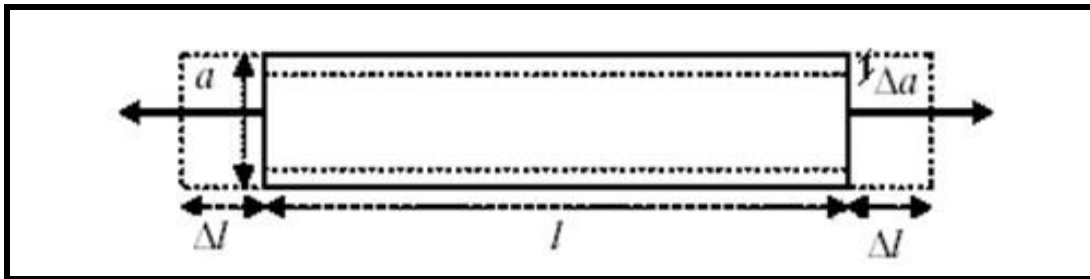


Figure I-2 : Déformations dans une section droite d'une poutre.

❖ **Module déformation transversale béton :**

$$G = \frac{E}{2(2\nu + 1)} \quad (\text{module de glissement})$$

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de Poisson

G = 0.4E pour le béton non fissuré (ELS).

G = 0.5E pour le béton fissuré (ELU).

I.5.1.3. Contraintes limite du Béton :

✚ La Contraintes de compression à L'ELU :

$$F_{bu} = \frac{0.85 \cdot F_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ en [MPa]} \quad (\text{BAEL 91[Article A.4.3.4] P26})$$

Avec :

- ✓ 0,85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée.

$\gamma_b = 1,50$ en situation courante $\implies f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle $\implies f_{bc} = 18,5 \text{ MPa}$

- ✓ θ : coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

$\theta = 1$ Si durée d'application est supérieure à 24 heures.

$\theta = 0.9$ Si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0.85$ Si la durée d'application est inférieure à 1 heure.

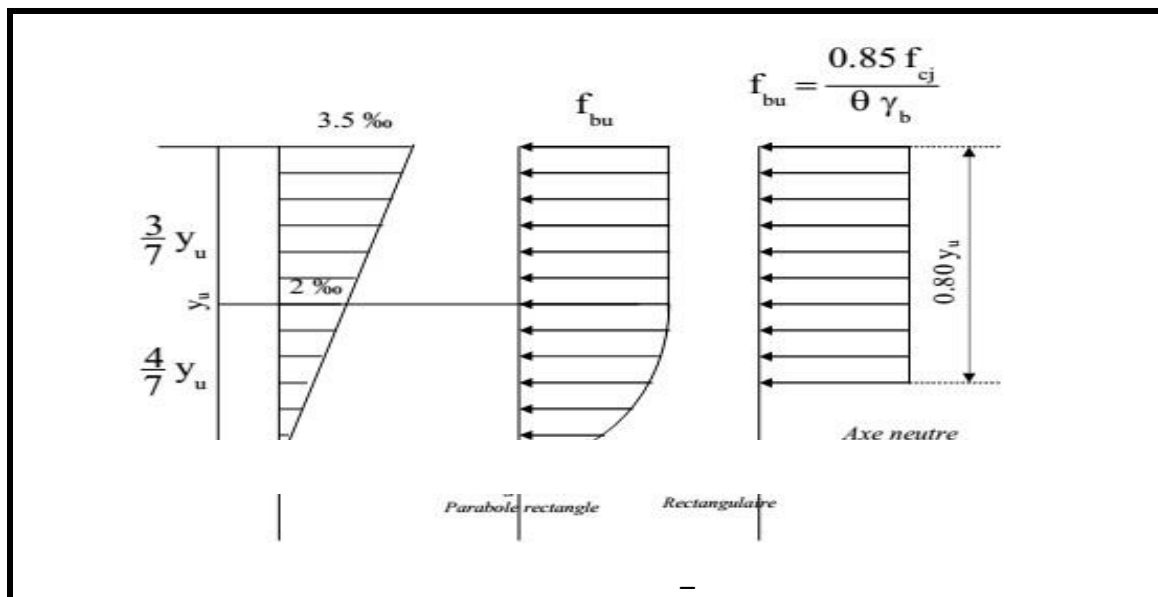


Figure I—3 Diagrammes déformations —contraintes de béton .

✚ La Contraintes de compression à L'ELS :

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$ on a :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \rightarrow \quad \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \quad (\text{CBA 93 (Article A.4.5.2)}).$$

Avec :

σ_{bc} : La contrainte admissible à l'ELS

J = 28 jour

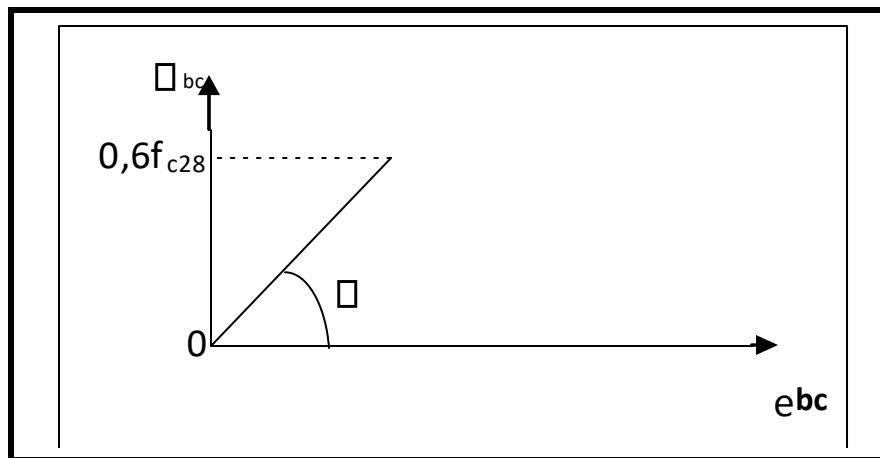


Figure I.4 : Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS).

✚ Contrainte limite de cisaillement (Art A – 5.1.21 BAEL91) :

$\tau_{adm} = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$ pour la fissuration peu nuisible

. $\tau_{adm} = \min (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$ pour la fissuration préjudiciable.

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ donc :

. $\tau_{adm} = 3.33$ pour la fissuration peu nuisible.

. $\tau_{adm} = 2.5$ pour la fissuration préjudiciable.

✚ Diagramme contrainte déformation :

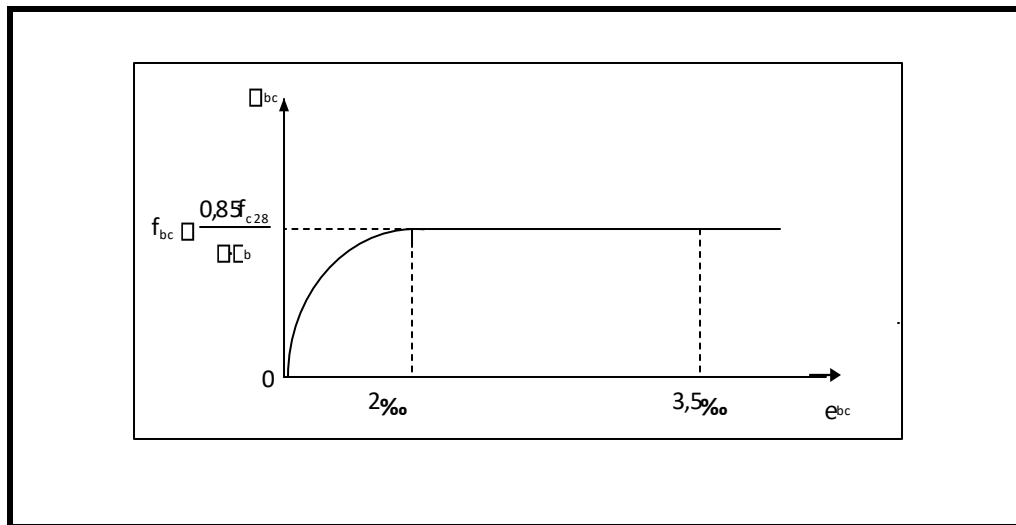


Figure I-5 : Diagramme des contraintes-déformations du béton(ELU).

Le diagramme parabole rectangle (**Figure I-2**) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance. Le raccourcissement relatif à de la fibre la plus comprimée est limité à :

- ✓ 2‰ : en compression simple ou flexion composée avec compression.
- ✓ $3,5\text{‰}$: en flexion simple ou composée.

Pour :

$$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \sigma_{bc} = 0,25 \cdot f_{bc} \cdot 10^3 \cdot \epsilon_{bc} (4 - 10^3 \cdot \epsilon_{bc})$$

$$2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \quad \sigma_{bc} = f_{bu} \quad \text{tel que : } f_{bc} = f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta}$$

I.5.2. Acier :

L'acier est un **matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone**, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous-sol (mines de fer et de charbon). Le carbone n'intervient, dans la composition, que pour une très faible part (généralement inférieure à 1 %). Son rôle est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Il

est utilisés pour le ferrailage des éléments de la structure , Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité longitudinale de est pris égale à : $E_s=210\ 000$ MPA.

I.5.2.1. Différents types d'aciers :

- Les ronds lisses de nuance FeE215 pour les armatures transversales .
 - Les barres hautes adhérence de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales .
 - Les treillis soudés ($\Phi 6$) pour les hourdis des planchers à corps creux .
- Les diamètres commerciaux des barres indépendantes sont en (mm) ($\Phi 6$ $\Phi 8$ $\Phi 10$ $\Phi 12$ $\Phi 14$ $\Phi 16$ $\Phi 20$ $\Phi 25$ $\Phi 32$ $\Phi 40$).

Type D'aciers	Nomination	Symbole	Limite D'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la rupture	Allongement Relatif à la Rupture (o/oo)	Coefficient de fissuration	Coefficient De scellement (ω)
Acier En Barre	Rond lisse feE24	R.L	235	410-490	22	1	1
	Haute Adhérence FeE40	H.A	400	480	14	1,6	1,5
Acier En Treillis	Treillis Soudés (T.S) TL520 ($\Phi < 6$)	T.S	520	550	8	1,3	1

Tableau I-2 : caractéristiques des aciers utilisés.

Selon le RPA99 version 2024 :(Article 7.2.) les armatures transversales doivent être :

- ✓ De haute adhérence avec $f_e \geq 400$ MPa. et inférieure ou égale à 600 MPa.
- ✓ La valeur caractéristique de la déformation relative sous charge maximale doit être supérieure ou égale à 5%.

- **Protection des armatures (Art A.7-2 4 BAEL91) :**

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5$ cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3$ cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1$ cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

I.5.2.2. Contraintes limites :

❖ Etat limite ultime :

Le comportement des aciers pour le calcul à l'état limite ultime Vérifie une loi du types élasto_ plastique parfait , comme décrit le diagramme de contrainte déformation .

❖ Diagramme contrainte déformation :

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui Consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

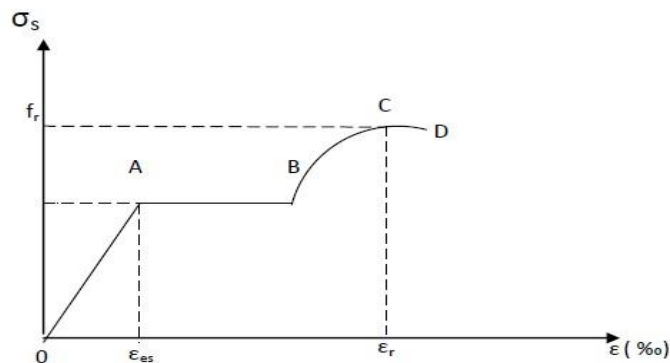


Figure I-6 : Diagramme contrainte- déformation de l'acier

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_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

- **Zone OA** : Domaine élastique linéaire
- **Zone AB** : Domaine plastique
- **Zone BC** : Domaine de raffermissement
- **Zone CD** : Domaine de striction

❖ **Diagramme contrainte déformation de calcul :**

Le diagramme contraintes-déformations à considérer dans le calcul à l'E.L.U est défini conventionnellement comme suit :

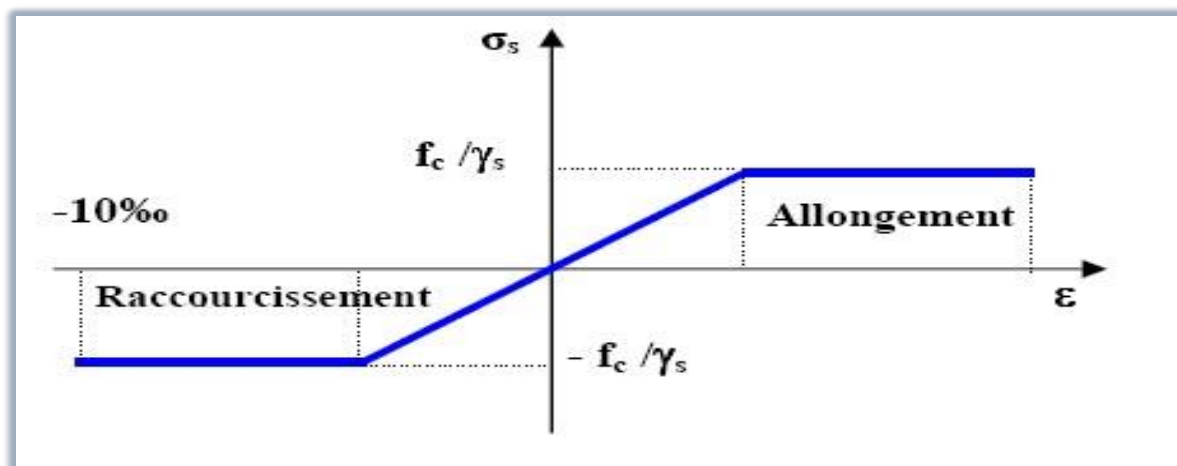


Figure I-7: Diagramme contraintes- déformations (de calcul) de l'acier.

La contrainte limite ultime : $\sigma_s = \frac{Fe}{\gamma_s}$

Avec :

✓ La coefficient de sécurité γ_s : $\gamma_s = \begin{cases} 1 \text{ pour la situation accidentelles} \\ 1.15 \text{ pour la situation durable} \end{cases}$

✓ E_s : Module d'élasticité longitudinale est pris égal à 2×10^5

❖ Etat limite de service :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendus sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

a) Fissuration peu nuisible : (BAEL9 / Art 4-5-32)

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

b) Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4-5-33)

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} fe , \max \left(\frac{fe}{2} , 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \right\}$$

c) Fissuration très préjudiciable : (BAEL91/ Art 4-5.34)

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} fe , 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

Avec :

η : un coefficient de fissuration $\eta = \begin{cases} 1 \text{ pour les ronds lisses} \\ 1.6 \text{ pour les armatures à haute adhérence} \end{cases}$

I.6.Méthodes de calcul aux états limites :

Le dimensionnement des structures s'appuie sur une méthode de calcul aux états limites . On distingue deux catégories d'états limites :

- ELS : Etat limite de service
- ELU : Etat limite ultime
- **Etat limite de service :**

Les Etat limites de service correspondent à des états de la structure lui causant des dommages limités .Ils sont relatifs aux critères d'utilisation courants ,fissurations ,déformations,vibrations ,durabilité liés aux conditions normales d'exploitation de l'ouvrage . C'est un état qu'il faut respecter parfaitement pour compromettre à la durabilité et à l'exploitation de l'ouvrage dans de bonne condition, on distingue :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation.
- Etat limite de compression du béton

➤ Etat Limite Ultime (ELU) :

Les états limites ultimes concernent la sécurité des personnes et /ou la sécurité de la structure et des biens .Ils incluent éventuellement les états précédant un effondrement , à la ruine ou une rupture de la structure . .Ils correspondent au maximum de la capacité portante maximum de l'ouvrage ou d'un de ses éléments .

On distingue :

- Un état de perte d'équilibre statique
- Etat Limite Ultime ou déformation plastique excessive
- Etat Limite Ultime de instabilité de forme (flambement ..)

I.6. Règlements et normes utilisés :

L'étude d'un projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mis en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- ❖ CBA93 (Code De Béton Armé).
- ❖ RPA99 version 2024(Règlement Parasismique Algérien).
- ❖ BAEL91modifie 99 (Béton Armé Aux Etats Limites).
- ❖ DTR BC2.2 (Document Technique Réglementaire Charges Et Surcharges).
- ❖ DTR BC2.331 (Règles De Calcul Des Fondations Superficielles).

I.7. Action et sollicitation :**I.7.1. Les actions :**

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, ...etc.) appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'état (retrait, variation de températures, tassements d'appuis, ... etc.) qui entraînent des déformations dans la structure, on distingue :

➤ Les actions permanentes (G) :

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- Le poids propre des éléments de la structure.
- Le poids des poussées des terres.
- Le poids des murs, cloisons, revêtements... etc.

➤ Les actions variables (Q) :

Ce sont des actions dont l'intensité est variable dans le temps.

- Surcharge d'exploitation
- Charges appliquées au cours d'exécution.
- Charges climatiques (neige, vent).
- Les actions dues à la température.

➤ **Les actions accidentelles (E) :**

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée

d'application :

- Séisme.
- Chocs.
- Les feux.

I.7.2.Sollicitations :

Les sollicitations sont des efforts (normaux, tranchants) et des moments (de flexion, de torsion) calculés à partir des actions.

I.7.3.Les combinaisons des actions :

➤ **A l'état limite ultime ELU :**

la combinaison est : $1.35G+1.5Q$

➤ **A l'état limite de service ELS :**

la combinaison est : $G+Q$

➤ **Sollicitations sismiques :**

les combinaisons sismiques données par RPA 99/2024 :

Situation durable :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

Situation accidentelle :

➤ Composantes horizontales de l'action sismique selon RPA99/2024 :

$$\begin{cases} G + \Psi Q + E1 \\ G + \Psi Q + E2 \end{cases} \quad (5.1)$$

Ou :

- G : charges permanentes
- Q : charges d'exploitation, non pondérées
- ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le Tableau (4.2).
- Composante verticale de l'action sismique

$$\begin{cases} G + \Psi Q + E3 \\ G + \Psi Q + E4 \\ G + \Psi Q + E5 \end{cases} \quad (5.3)$$

I.8. Les logiciels utilisent :

- Robot : Pour la modélisation de la structure.
- AUTOCAD : Pour les dessins des plans.

Données	Valeurs
f_{c28}	25MPA
f_{t28}	2.1MPA
E_{tj}	32164.2 MPA
E_{vj}	10818.86 MPA
E_s	2×10^5 MPA
σ_{bc}	14.2MPA
σ_s	348MPA

Tableau I-3 :Récapitulatif des données des matériaux

Chapitre II

Prédimensionnement

des éléments et désente

des

charges

II .Le pré dimensionnement des éléments :

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments de la structure est une étape qui représente le point de départ qui nous permet de justifier plusieurs paramètres à savoir la stabilité la durabilité et la résistance de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

sollicitations verticales : Elle sont dues aux surcharges d'exploitation de plancher ; poutrelle ; poutres ; poteaux et aussi dues aux charges permanentes et finalement transmises au sol par les fondations .

sollicitations horizontales : Sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques .Elle sont généralement d'origine sismique .

Cette étape basée sur des lois empirique . Elle consiste à fixer les sections de béton des différents éléments résistants .

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles : B.A.E.L 91 ; CBA 93 ; DTR et RPA 2024 .

II.2.Pré dimensionnement des éléments principaux :

II. 2.1.Les Poutres :

➤ Les poutres principales :

Selon BAEL 91 le dimensionnement des poutres se fait en respectant la condition suivante :

✚ **La hauteur h** : La hauteur h est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

L_{\max} : La plus grande portée entre axes .

$L_{\max} = 650$ cm

$$\frac{650}{15} \leq h \leq \frac{650}{10}$$

$h = 50 \text{ cm}$

$$43.33 \leq h \leq 65 \quad \rightarrow \quad \text{On adopte}$$

La largeur b : La largeur b est donnée par :

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \quad \rightarrow \quad 20 \leq b \leq 40 \quad \rightarrow \quad \text{On adopte}$$

$b = 30 \text{ cm}$

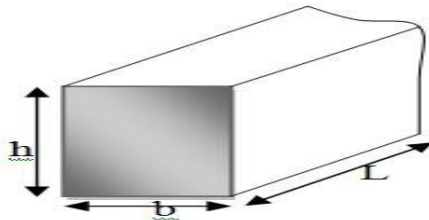


Figure II.1: poutre

✓ **Les vérification selon L' RPA 2024 (cf . Figure (7. 4)) :**

- $h = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
- $b = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} = \frac{50}{30} = 1.66 \leq 4$ Condition vérifiée.

on adopte : les dimensions de l'architecte PP(b×h)= (30×50)cm².

➤ **Les Poutres secondaires :**

Leur objectif principal est de fournir un support supplémentaire et de minimiser déflexion des poutres et des dalles .

Le pré dimensionnement des poutres secondaires se fait en respectant la condition suivante :

➤ Les Poutres secondaires :

Leur objectif principal est de fournir un support supplémentaire et de minimiser déflexion des poutres et des dalles .

Le pré dimensionnement des poutres secondaires se fait en respectant la condition suivante :

✚ **La hauteur ht** : la hauteur ht est donnée par :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec : Lmax : longueur libre entre nus d'appuis.

h : hauteur totale de la poutre.

Lmax = 520 cm.

$$\frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10} \rightarrow 34.66 \leq h \leq 52 \rightarrow \text{On adopte}$$

h = 40 cm

✚ **La largeur b:** la largeur b est donnée par :

$$0,4 h \leq b \leq 0,8 h \rightarrow 0.4 \times 40 \leq b \leq 0.8 \times 40 \rightarrow 16 \leq b \leq 32 \rightarrow \text{On adopte}$$

b = 30cm

✓ **Les vérification selon L' RPA 2024 (cf . Figure (7. 4)) :**

- h = 40 cm ≥ 30 cm Condition vérifiée.
- b = 30 cm ≥ 25 cm Condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4$ Condition vérifiée

On adoptera les dimensions suivantes :

on adopte : les dimensions de l'architecte PS(b×h)= (30×40)cm²

ce qui correspond à un poteau de reprendre la surface du plancher la plus importante ,la section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux entourants le poteau .

- Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :
 - ❖ Critère de résistance.
 - ❖ Critère de stabilité de forme (flambement).
 - ❖ Conditions de RPA.

II.2.2. Les poteaux :

Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple . Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau la plus sollicitée , c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

Caractéristique géométriques		Caractéristique géométriques	
4.80	0.5	6.5	
$S1 = 2.4 \times 2.6 = 6.24\text{m}^2$ $S2 = 3.25 \times 2.6 = 8.45 \text{ m}^2$ $S3... = 1.95 \times 2.4 = 4.68\text{m}^2$ $S4 = 3.25 \times 1.95 = 6.33 \text{ m}^2$ $L_{pp} = 2.4 + 3.25 = 5.65\text{m}$ $L_{ps} = 2.6 + 1.95 = 4.55 \text{ m}$			
$S_p = 6.24 + 8.45 + 4.68 + 6.33 = 25.7 \text{ m}^2$			
$S_t = (2.6 + 0.5 + 1.95)(2.4 + 0.5 + 3.25) = 31.05 \text{ m}^2$			

Tableau II.1. Surfaces de poteau le plus sollicité

Eta ge	G plancher	G pp	G ps	G poteau	G niv	G totale
4é me	25.70 ×5.84 =150.08	$((0.3 \times 0.5)(2.4 + 3.25) \times 25) = 21.18$	$((0.4 \times 0.3)(2.6 + 1.95) \times 25) = 13.65$	$0.4 \times 0.5 \times 3.06 \times 25 = 15.3$	200.21	200.21
3é me	25.70×5. 78= 148.54	21.18	13.65	15.3	198.67	398.88
2é me	148.54	21.18	13.65	15.3	198.67	597.55
1ér e	148.54	21.18	13.65	15.3	198.67	796.22
RD C	148.54	21.18	13.65	19,55	202,92	999,14
Sou s sol	148.54	21.18	13.65	17	200,37	1199,51

Tableau II.2. Charge permanente revenent au poteau.

Charge d’exploitation :

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le BAEL exige de majorer l’effort Nu comme suit :

1. 10 % poteaux internes voisin de rive dans le cas d’un bâtiment comportant au moins 3 travées.
2. 15 % poteaux centraux dans le cas d’un bâtiment à 2 travées.

Dans notre cas, le portique a quatre travées, donc l’effort Nu sera majoré de 10% :

Nu’ = 1.10 Nu

Etage	G totale	Q [KN]	Nu [KN]	1.1 Nu [KN]
4éme	200.21	Q0 = 31.05 × 1 = 31.05	248.135	272.94
3éme	398.88	Q1 = 31.05 + 31.05 × 1.5 = 77.62	516.66	568.32
2éme	597.55	Q2 = 31.05 + 0.95(31.05 × 1.5 × 2) = 119.54	778.21	856.03
1ére	796.22	Q3 = 31.05 + 0.90(31.05 × 1.5 × 3) = 156.8	1310.09	1441.09
RDC	994.89 999,14	Q4 = 31.05 + 0.85(31.05 × 1.5 × 4) = 189.4	1632,93	1796,22
Sous sol	1193.56 1199,51	Q5 = 31.05 + 0.8(31.05 × 1.5 × 5) = 217.35	1945,36	2139,89

Tableau II.3. dégression des charge d’exploitation

✓ **Vérifications**

II.1. Vérification à la compression simple

Vérification du poteau à la base (poteau de sous-sol) Le dimensionnement se fait à l’ELU :

$$Br \geq \frac{\beta \times Nu'}{\frac{F_{bc}}{0.9} + 0.0085 \times \frac{F_e}{\gamma_s}}$$

$$Br \geq \frac{1.044 \times 2131.06}{\frac{14.16}{0.9} + 0.0085 \times \frac{400}{1.15}} \rightarrow Br \geq 0.119$$

Poteau de (40* 50) cm² ⇒ B = 0.4*0.6 = 0.20m² > 0.119m²..... La condition est vérifiée.

Niveau	Nu' [KN]	B calculé [m ²]	B [m ²]	Observation
<u>4ème</u>	<u>272.94</u>	0.015	0.20	Vérifiée
<u>3ème</u>	<u>568.32</u>	0.032	0.20	Vérifiée
<u>2ème</u>	<u>856.03</u>	0.048	0.20	Vérifiée
<u>1ère</u>	<u>1441.09</u>	0.081	0.20	Vérifiée
<u>RDC</u>	<u>1796,22</u>	0.10	0.20	Vérifiée
<u>Sous sol</u>	<u>2139,89</u>	0.119	0.20	Vérifiée

Tableau II.4. Vérification à la compression simple de poteau.

Avec : $Br = [(b-2) \times (h-2)] \text{ cm}^2$: section réduite

As : Section d'armatures comprimées

α : Coefficient réducteur qui est en fonction de l'élanement \square

✓ **Calcul de la longueur de flambement L_f :**

D'après le règlement BAEL la longueur de flambement L_f est :

- $L_f = 0.7 L_0$ (poteau avec des extrémités encastres jusqu'à fondation)
- L_0 : Hauteur libre du poteau

Etage courant : $\rightarrow L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$

RDC : $\rightarrow L_f = 0.7 \times 3.91 = 2.73 \text{ m}$

Sous Sol : $\rightarrow L_f = 0.7 \times 2.72 = 1.90 \text{ m}$

Calcul de l'effort Nu bar :

L'effort normal admissible est :

$$Nu\ bar = \alpha \left(Br \frac{Fc28}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As.Fe}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

- Nu—: Effort normal admissible à L' E LU .
- Br : section réduite de poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 2cm d'épaisseur sur toute sa périphérie .
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :
- γ_b : 1.5 situation durable ou transitoire
- γ_b : 1.15 situation accidentelle
- γ_s : 1.15 situation durable ou transitoire
- γ_s : 1 situation accidentelle
- Fc28 = 25 MPA et Fe = 400 MPA ; Résistance caractéristiques du béton et de l'acier
- As : section d'armature dans le poteau prise égale à 0.2% de la section réelle du poteau
- α : Coefficient réducteur qui est en fonction de l'élanement

Selon le BAEL 91 modifie 99 (ART B.8.4.1) :

• Vérification du Poteau au niveau du sous-sol :

$Br = 0.27\ m^2 > 0.161\ m^2$ vérifié.

Niveau	Dimension	Br	Lf (m)	λ	α	As (mm ²)	1.1 Nu (KN)	Nu bar(KN)	1.1 NU≤ Nu bar
<u>4ème</u>	40 × 50	1824	2.14	18.53	0.804	400	<u>272.94</u>	4022.51	Oui
<u>3ème</u>	40 × 50	1824	2.14	18.53	0.804	400	<u>568.32</u>	4022.51	Oui
<u>2ème</u>	40 × 50	1824	2.14	18.53	0.804	400	<u>856.03</u>	4022.51	Oui
<u>1ère</u>	40 × 50	1824	2.14	18.53	0.804	400	<u>1441.09</u>	4022.51	Oui
<u>RDC</u>	40 × 50	1824	2.73	23.64	0.779	400	<u>1796,22</u>	3897.43	Oui
<u>Sous sol</u>	50× 50	2304	1.90	16.48	0.814	400	<u>2139,89</u>	4072.54	Oui

Tableau II.5. Vérification du Poteau au niveau du sous-sol

D'après BAEL 91 on vérifiée la condition de flambement :

Sous-sol:

Lf=1.90 m

$$B \geq \frac{190}{14.4} \quad \rightarrow \quad b = 50 \geq 13.19 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

D'après le RPA version 2024 : pour une zone 5 comme dans notre cas :

$$\min (b, h) \geq 30\text{cm} \quad \rightarrow \quad \min(50, 50) \geq 30 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\min (b, h) \geq L0 / 20 \quad \rightarrow \quad \min (50, 50) \geq 272/20 = 13.6 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b1}{h1} < 4 \quad \rightarrow \quad \frac{1}{4} < \frac{50}{50} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

RDC:

Lf=2.73 m

$$B \geq \frac{273}{14.4} \quad \rightarrow \quad b = 40 \geq 18.95 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

D'après le RPA version 2024: pour une zone 5 comme dans notre cas :

$$\min (b, h) \geq 30\text{cm} \quad \rightarrow \quad \min(40, 50) \geq 30 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\min (b, h) \geq L0 / 20 \quad \rightarrow \quad \min(40, 50) \geq 391/20 = 19.55 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b1}{h1} < 4 \quad \rightarrow \quad \frac{1}{4} < \frac{40}{50} = 0.8 < 4 \quad \rightarrow \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

1ère jusqu'à 4 eme étage :

L0 =2.14 m

$$B \geq \frac{214}{14.4} \quad \rightarrow \quad b = 40 \geq 14.86 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

D'après le RPA version 2024: pour une zone 5 comme dans notre cas :

$$\min (b, h) \geq 30\text{cm} \quad \rightarrow \quad \min(40, 50) \geq 30 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\min (b, h) \geq L_0 / 20 \quad \rightarrow \quad \min(40,50) \geq 306/20 = 15.30 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \quad \rightarrow \quad \frac{1}{4} < \frac{40}{50} = 0.8 < 4 \quad \rightarrow \quad \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Donc on adopte le dimensionnement des poteaux suivantes :

- Sous-sol on adopte un poteau (50×50) cm²
- RDC jusqu'à 4eme étage on adopte un poteau (40×50) cm²

✓ **Vérification spécifiques :**

- **Vérification spécifiques sous Sollicitations tangentés:**

Selon l’RPA 99 /2024 :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bar} = \rho d \times f_{c28}$$

Avec :
$$\begin{cases} \lambda g < 5 & \rightarrow \rho d = 0.040 \\ \lambda g \geq 5 & \rightarrow \rho d = 0.075 \end{cases}$$

λg : est l'élanement 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

l_f étage courant (1^{ère} , 2^{ème} , 3^{ème} , 4^{ème}) : 2.14 m

l_f RDC : 2.73 m

l_f Sous sol : 1.90 m

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d}$$

Avec :

b : largeur de poteau

d : hauteur utile = 0.9 h

Poteau	T max (KN)	τ_u (Mpa)	λg	ρd	τ_u bar	Observation
4 ^{ème}	282,84	0,0013	4.28	0.04	1	oui
3 ^{ème}	282,84	0,0013	4.28	0.04	1	oui
2 ^{ème}	282,84	0,0013	4.28	0.04	1	oui
1 ^{ère}	282,84	0,0013	4.28	0.04	1	oui
RDC	282,84	0,0013	5.46	0.075	1.87	oui
Sous sol	282,84	0 ,0011	4.28	0.04	1	oui

Tableau II. 6 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

II.2.3. Pré dimensionnement des planchers

Le plancher est une plaque mince dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan. Le plancher transmet les charges et les surcharges qui lui sont appliquées aux éléments porteurs. Il permet une grande variété d'application, il est économique, sa composition homogène garantit une excellente liaison entre les différents éléments : armatures de la dalle et armature de chaînage, poutres, mur.

On a deux types de planchers :

➤ II.2.3.1. Planchers à corps creux :

de compression, reposant sur des poutrelles. C'est une solution idéale pour poser un plancher de façon simple, rapide, extrêmement solide, et aussi raisonnablement économique. Tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique et thermique. Le plancher à corps creux est un élément qui sépare deux niveaux. Il est réalisé en corps creux et une dalle.

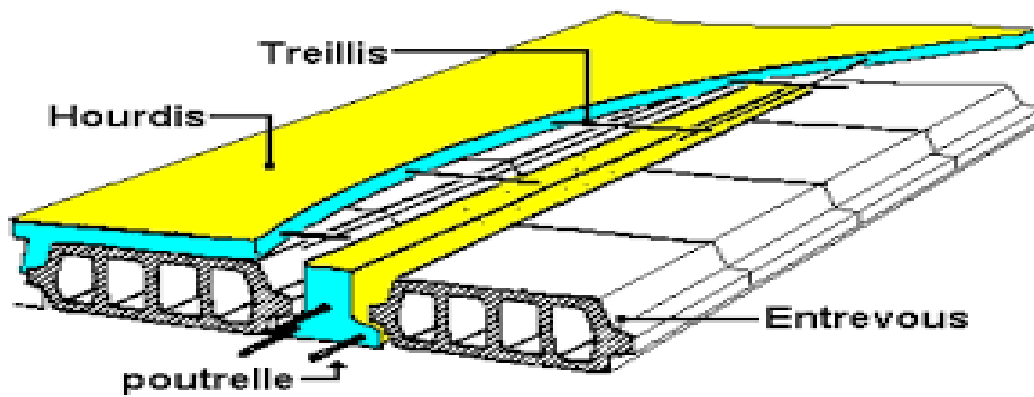


Figure II.2: Plancher corps creux

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 :

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{CBA93 Art B.6.8.4.2.4) p138}$$

Avec :

- **L_{max}**: Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles
- **ht** : hauteur totale de la section (hourdis + table de compression)
- **L** = 520cm

$$ht \geq \frac{520}{22.5} = 23.11 \text{ cm}$$

Donc on adoptera :

$$h+4 \rightarrow \text{ht} = 24\text{cm}$$

II.2.3.2.Dalle plein :

Une dalle plein est une plaque porteuse horizontal , d'épaisseur mince en béton armé coulé sur place reposant sur des appuis ,et de porté L_x et L_y . On désigne par L_x la plus portée, ce type de plancher est utilisé quand le plancher à corps creux n'est valable .

Le dimensionnement de l'épaisseur « e » de ce type de plancher à partir des critères suivantes:

➤ Critère de résistance à la flexion

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \rightarrow \quad \text{Pour les dalles sur deux appuis ayant } (\rho < 4).$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \rightarrow \quad \text{Pour les dalles sur trois ou quatre appuis ayant } (\rho \geq 4).$$

$e \geq \frac{Lx}{20}$ → Pour une dalle sur un seul appui.

Lx : la plus petite dimension du panneau de dalle.

Pour notre projet nous avons Panneau sur 02 appuis (Balcon)

- Lx=1 .60 m(coté Séjour)
- Lx= 2m (coté d'accès logement et accès parking)
- Lx= 1.90 m (coté séjour et autre coté de chambre)

On voit bien que les dimensions sont très petites donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable.

On prend : **e = 15 cm**

II.2.4.Les escaliers :

- Définition générale:

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux. Ou bien, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction. La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers

- **Caractéristiques techniques:**

Hauteur (sous sol)	-2.72m
Hauteur (RDC)	3.91m
Hauteur (etage)	3.06m
Giron	0.3 m

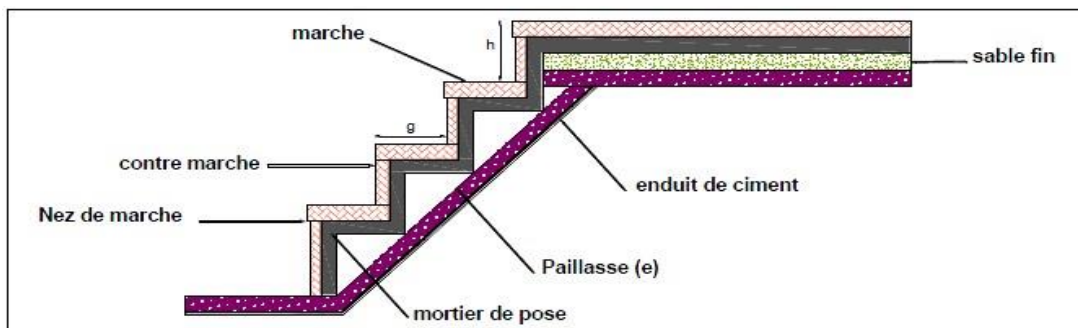


Figure II.3. Détail d'un escalier droit.

Dans notre immeuble, nous avons au sous sol 2 volée ,et nous l'avons au RDC 3 volée ,et Chaque etage 2 volée

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

Ona: $59 < 2h + g < 66$ Donc $14,5 < h < 18$

h: varie de 14.5cm à 18cm

g: varie de 22 à 33 cm

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

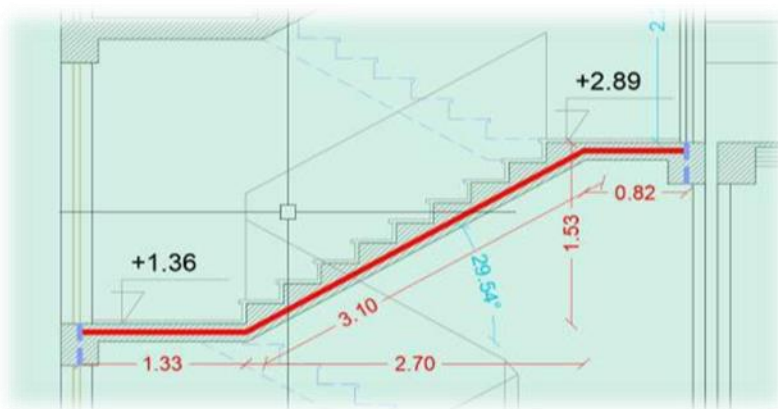
- NC (Etages) $= H/h = 306/17 = 18$
- NC(RDC) $= H/h = 391/17 = 23$
- NC(Sous-sol) $= H/h = 272/17 = 16$

NC : nombre des contremarches.

On aura 18 contremarches entre chaque étage (2 x 9) contremarches.

On aura 23 contremarches (11-12-6) au niveau du RDC

On aura 16 contremarches (2 x 8) au niveau du Sous-sol



- La longueur de la volée :
 $L_v = N_m \times g = 9 \times 30 = 270 \text{ cm}$ vérifiée

- L'angle d'inclinaison :

$$\tan \alpha = H/L = 1.53/2.70 = 0.56 \quad \alpha = \cotg(0.56) = 22.54^\circ$$

- L'épaisseur de la paillasse :

est calculée suivant la condition

$$L_p = (P + H^2)^{1/2} = (270^2 + 153^2)^{1/2} = 310 \text{ m}$$

L'épaisseur de la paillasse et palier

$$L = L_p + L_{pp} = (133 + 82 + 310) = 525$$

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$$525/30 \leq e \leq 525/20 \quad 17.5 \leq e \leq 26.25$$

- On adopte: 20cm

II.2.5.L'acrotère:

Etude de l'acrotère: L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse, cet élément est assimilé à une console encastrée dans le plancher, son rôle est la sécurité et la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses inaccessibles.

- Il forme une paroi protégeant contre tout risque de chute

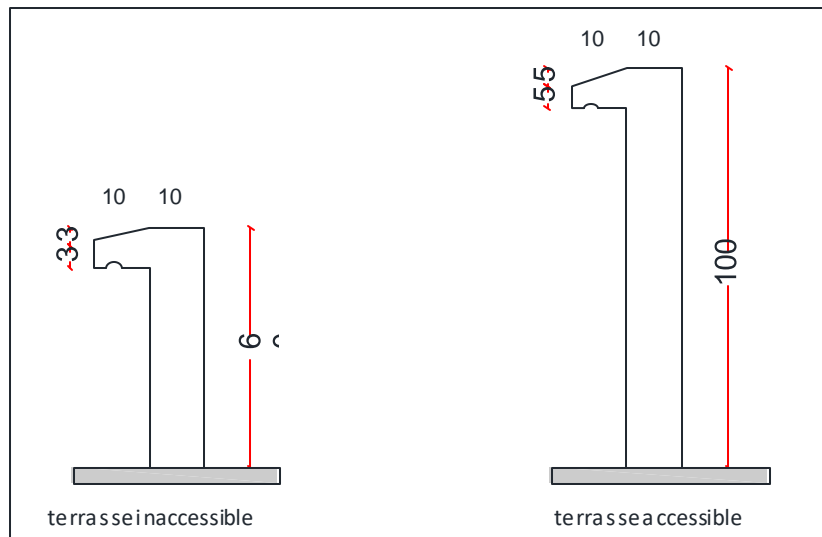


Figure II.4. L'acrotère de la terrasse accessible et inaccessible.

$$S = (0.1 \times 0.05) / 2 + (0.08 \times 0.1) + (0.08 \times 0.2) + (0.6 \times 0.1) = 0.0705 \text{ m}^2$$

$$P = 0.0705 \times 25 = 1.762 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Enduit : } ep \ 0.02 \text{ m} = 0.4 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charge permanente : } G = 2.312 \text{ KN/ml} \quad ; \quad \text{Charge d'exploitation : } Q = 1.00 \text{ KN/ml}$$

II.3. Les charges réglementaires :

Les charges réglementaires sont en général composés de :

- ✚ Charges permanentes.
- ✚ Charges d'exploitation ou surcharges.

➤ **Les charges permanentes (G):**

Le charges permanentes qui présentent le poids propres (G) .

➤ **Les charges d'exploitation : (Q)**

Ces charges sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations .

II.3.1 : Evaluation des charges et des surcharges :

II.3 .1.1 :Plancher terrasse (inaccessible) :

Une terrasse est le dernier plancher d'un bâtiment et réalisée en plancher a corps creux surmonté de plusieurs couches , de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales. La pente n'excède pas 15 % d'une construction et varie généralement de 0 à 3 % suivant le système d'étanchéité retenu. Un usage complet du volume intérieur. Dans nos projet la forme de pente, est 5%.

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0.04	0.8
2	Etanchéité Multicouche	6	0.02	0.12
3	Forme de pente	22	0.05	1.1
4	Corps creux	/	0.20+0.04	3.3
5	Isolation thermique	4	0.04	0.16
6	Enduit de plâtre	10	0.02	0.36
	Charge permanent G			5.84
	charge d'exploitation Q			1

Tableau II.7:Evaluation des charges « G »et surcharges « Q »des du plancher terrasse.

II.3.1.2. Planchers étages courant + RDC:

Les planchers des étages courant sont en corps creux.

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0.02	0.4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.01	0.18
4	Corps creux	/	0.20+0.04	3.3
5	Cloisons	/	/	1.30
6	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Charge permanent G				5.78
charge d'exploitation Q				1.5

Tableau II.8: Evaluation des charges « G »et surcharges « Q »des du plancher courant.

II.3.1.3. Balcons :

Les balcons sont en dalle pleine

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0.02	0.4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.01	0.18
4	Dalle pleine	25	0.15	3.75
5	Cloisons	/	/	1.30
6	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanent G				6.6
charge d'exploitation Q				3.5

Tableau II.9. Évaluation des charges revenant au plancher dalle pleine (balcon)

II.3.1.4. Maçonnerie :

1. Murs extérieurs :

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
2	Brique creuses 15	9	0.15	1.35
3	Lame d'aire	/	0.05	/
4	Brique creuses 10	9	0.1	0.9
5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Charge permanent G				2,72

Tableau II.10. Évaluation des charges de mur double cloison

2. Murs intérieurs :

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	10	(0.02 × 2)	0.40
2	Brique creuses 10	9	0.1	0.9
Charge permanent G				1.3

Tableau II.11 : Evaluation des charges « G » des Murs intérieurs

II.3.1.5.L'escalier:

➤ **paliers des escaliers :**

	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0.15	3.75
2	Carrelage	20	0.02	0.40
3	Mortier de pose	20	0.02	0.40
4	Lit de sable	18	0.01	0.18
5	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanent G				5
charge d'exploitation Q				2.5

Tableau II.12:Evaluation des charges « G »et surcharges « Q »des paliers des escaliers

➤ **volée (paillasse):**

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0,15/cos(α)	4.31
2	Carrelage	Horizontal	0.02	0.4
		Vertical	0.02	0.4
3	Mortier de pose	Horizontal	0.02	0.4
		Vertical	0.02	0.4
4	Enduit de ciment	18	0,015/cos(α)	0.31
5	poids des marches	22	h/2	1.87
6	Garde de corps	/	/	0.27
Charge permanent G				8.36
charge d'exploitation Q				2.5

Tableau II.13:Evaluation des charges « G »et surcharges « Q »de la volée

Chapitre III

Etude des éléments

secondaires

III .1 .NTRODUCTION :

Les deux types d'éléments qui on distingue dans une structure sont :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans ce calcul on veut assurer la stabilité et la résistance des différents éléments secondaires de notre ouvrage (acrotère ,plancher escalier) et respectivement vis à vis aux effets des actions sismique et actions vertical (permanente et d'exploitation) .

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement [BAEL91]en respectant le règlement parasismique Algérien[RPA 2024].

III .2. L'acrotère :

L'acrotère est un élément de façade et de protection, contournant le sommet du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviale. Elle sera calculée comme étant une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible. L'étude sera faite sur une bande de 1,00 ml. L'acrotère sera calculé à la flexion composée sous l'effet d'un effort normal dû au poids propre et un moment de flexion à la base dû à la charge de la main courante estimée à : $Q = 1,0 \text{ KN/m}^2$

III .2.1.Evaluation des charges :

Elle est sollicitée par son poids propre (G) et une poussée horizontale :

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1m.

1 . Poids propre :

$$G = 2.162 \text{ KN/ml}$$

2 . Charge d'exploitation :

Suite au rôle « garde-corps » de l'acrotère, cette dernière est soumise, selon l'article (7.7 du DTR BC-22), à la charge variable suivante :

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

Charge permanente	2.162 KN/ml
Charge d'exploitation	1KN /ml

Tableau III .1: - Sollicitation d'acrotère

III .2.2.Calcul des sollicitations :✓ **ELU**

$$M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q \rightarrow 1.35 \times 0 + 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q \rightarrow 1.35 \times 2.162 + 1.5 \times 0 = 2.918 \text{ KN}$$

✓ **ELS**

$$M_{ser} = M_G + M_Q = 0 + 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$N_{ser} = N_G + N_Q = 2.162 + 0 = 2.162 \text{ KN}$$

III .2.3.Détermination des efforts :

$$N_G = 2.162 \text{ KN} \quad ; \quad M_G = 0$$

$$N_Q = 0 \quad ; \quad M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.ml}$$

$$T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$$

III .2.4.Calcul de l'excentricité e_0 :

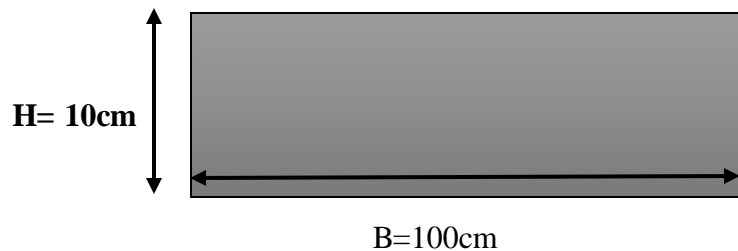
$$e_1 = M_u / N_u = 0.9 / 2.918 = 0.30 \text{ m}$$

$$e_1 = 0.30 > h / 6 = 10 / 6 = 0.016 \text{ m} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée}$$

III .2.5.Calcul du Ferrailage :

L'acrotère est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif :

$$M_{uA} = M_u + N_u \times (d - h / 2)$$

✓ **ELU :**

- **Section de calcul de l'acrotère:**

$$H = 10 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm} ; d'=2\text{cm}; b = 100 \text{ cm}$$

MuG et Nu : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton

MuA : moment de flexion évalué au niveau de l'armature

$$\Rightarrow MuA = 0.90 + 2.918 \times (0.08 - 0.1/2) = 0.114 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des aciers à la flexion simple :**

$$\mu bu = MuA / b d^2 f_{bu} = 114 \times 1000000 / 1000 \times (80)^2 \times 14.16$$

$$= 0.0125 < \mu l = 0,392$$

$\Rightarrow A' = 0$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,031$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 8 \times (1 - 0,4 \times 0,031) = 7.90 \text{ cm}$$

$$A = MuA / Z \times \sigma_s = 0.114 \times 1000000 / 79 \times 348 = 41.5 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A - (/\sigma_s) = 41.5 - (2918 / 348) = 33.11 \text{ mm}^2 = 0.331 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times (Ft28 / F) = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times 2.1 / 400 = 0.966 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > A$ on adopte $A = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Armatures de répartition :**

$$(A_r \geq \frac{A_s}{4} = 0.50 \text{ cm}^2)$$

Soit 4T6/ml, de section 1.13 cm^2

- **Calcul de l'espacement :**

$$st = \min(3h ; 33) \text{ cm} \rightarrow st = 30 \text{ cm}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ (}\tau_u \text{: contrainte de cisaillement maximale)}$$

$$\tau_u = Vu / b \cdot d$$

Avec :

$$V_u = 1,5Q = 1,5 \times 100 = 150\text{kg}$$

$$\tau_u = 150 \times 10 / (10^3 \times 80) = 0,019\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.20\gamma_b \times f_c = 0.075 \times 25 = 1.875\text{MPa}$$

$\tau_u = 0,019\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1.875\text{MPa} \rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

III .2.6. Schéma de ferrailage :

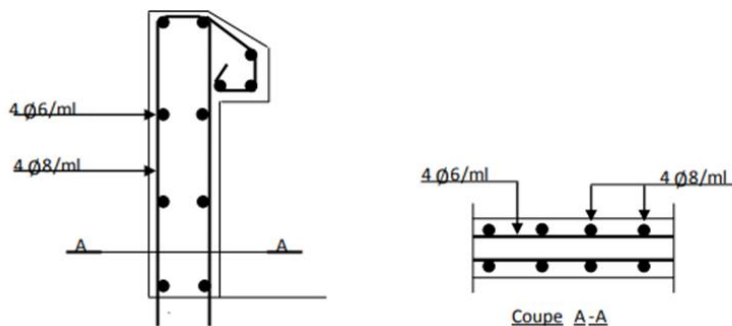


Fig. III -1 : Schémas de ferrailage de l'acrotère

III .3. Etude escalier:

III .3.1 Combinaisons des charges :

Tableau des Charges sur les éléments de l'escalier

	G(Kn/M2)	Q(Kn/M2)	ELU(KN) (1.35G+1.5Q)	ELS(KN) (G+Q)
Paillasse	8.36	2.5	15.03	10.86
palier	5	2.5	10.5	7.5

Tableau III .2: combinaisons des charges d'escalier

- Calcul de la charge équivalente:

$$q_e = \sum q_i \times L_i / \sum L_i$$

✓ **ELU:**

$$q_e(u) = (3.10 \times 15.03 + 1.33 \times 10.5 + 0.82 \times 10.5) / (3.10 + 1.33 + 0.82)$$

$$Q_e(u) = 13.17 \text{ KN/m}$$

✓ **ELS:**

$$q_e(s) = (3.10 \times 10.86 + 1.33 \times 7.5 + 0.82 \times 7.5) / (3.10 + 1.33 + 0.82)$$

$$(s) = 9.48 \text{ KN/m}$$

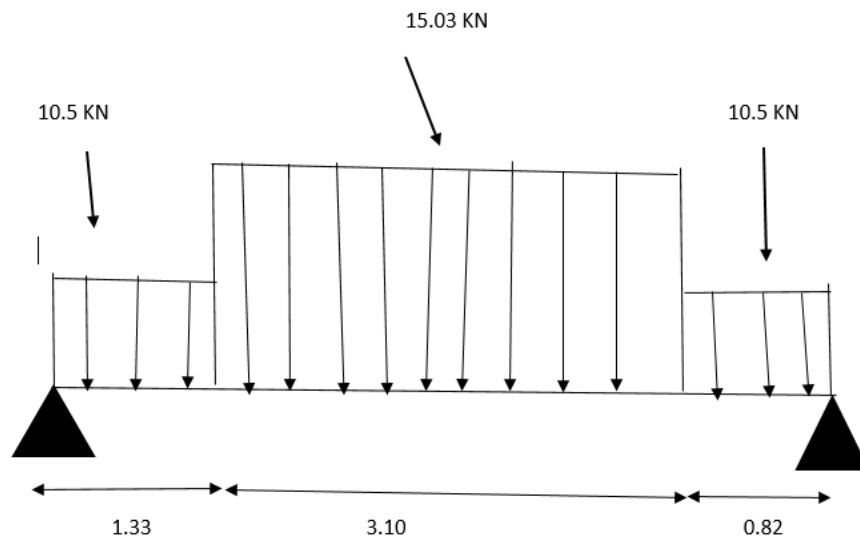


Fig. III -2: schéma de la charge équivalente d'escalier

III .3.2.Moment de calcul :

On supposera que l'escalier est partiellement encasté dans les poutres du fait de sa solidarité entre les deux

$$M_a = (0.3 ; 0.5) M_o$$

$$M_t = (0.7 ; 0.85) M_o$$

$M_o = q.l^2 / 8$

$M_{ou} = qe(u) l^2 / 8 = 13.17 (525)^2 / 8 = 45.37 \text{KN.m}$

$M_{tu} = 0.85 M_{ou} = 0.85 \times 45.37 = 38.56 \text{ KN.m}$

$M_{au} = 0.3 M_{ou} = 0.3 \times 45.37 = 13.61 \text{ KN.m}$

• **ELS**

$M_0 = qe(s) l^2 / 8 = 32.66 \text{ KN.m}$

$M_a = 9.79 \text{ KN.m}$

$M_t = 27.76 \text{ KN.m}$

III .3 .3.Calcul du ferrailage :

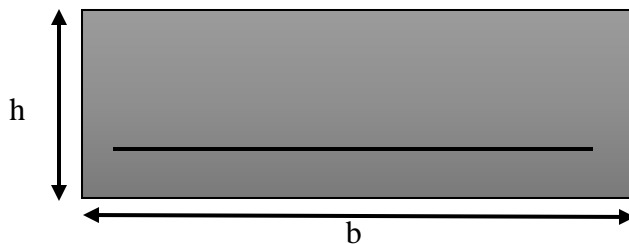
Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section

$(bxh) = (100 \times 16) \text{ cm}^2$

	M appui(KN.M)	M travée(KN.M)	T(KN)
ELU	13.61	9.79	34.57
ELS	38.56	27.76	24.88

Tableau III .3. Résultat de Sollicitation à l'E.L.U et l'E.L.S d'escalier

• **Caractéristique de la section :**



$b = 100 \text{cm} ; d = 16 \text{cm} ; d' = 4 \text{cm} ; \sigma_s = 348 \text{MPa} . ; f_{bu} = 14,16 \text{ MPa}$

- **Ferraillage en travée :**

$$M_{travée} = 38.56 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark \mu_u = Mu / b \times d^2 \times f_{bc}$$

$$\mu = 38560000 / 1000(160)^2 \times 14,16 = 0,10 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

(Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\checkmark \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,25$$

$$\checkmark Z = d(1 - 0,4\alpha) = 14 \times (1 - 0,4 \times 0,25) = 14,4$$

$$\checkmark A_u = Mt / Z \times \sigma_s = 38560000 / 144 \times 348 = 7.69 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow on adopte $A_s = 7\text{HA}12/\text{ml} = 7.90 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times (F_{t28} / F) = 0.23 \times 1 \times 0.16 \times (2.1 / 400) = 1.93 \text{ cm}^2$$

$A > A_{min} \rightarrow \text{C.V}$

- **Ferraillage en appuis :**

$$M_{appui} = 13.61 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark \mu_u = Mu / b \times d^2 \times f_{bc}$$

$$\mu = 13610000 / 1000(160)^2 \times 14,16 = 0,037 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

(Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\checkmark \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.175$$

$$\checkmark Z = d(1 - 0,4\alpha) = 14 \times (1 - 0,4 \times 0,25) = 14.88 \text{ cm}$$

$$\checkmark A_u = Mt / Z \times \sigma_s = 13610000 / 148.8 \times 348 = 2.54 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow on adopte $A_s = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times (F_{t28} / F) = 0.23 \times 1 \times 0.16 \times (2.1 / 400) = 1.93 \text{ cm}^2$$

$A > A_{min} \rightarrow \text{C.V}$

- **Calcul des armatures de répartition:**

- **En travée :**

$$A_r \geq A_s / 4 = 7.69 / 4 = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$A_r \geq 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend} \quad \rightarrow \quad 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

- **En appuis :**

$$A_{\text{appui}} \geq A_a / 4 = 2.54 / 4 = \text{cm}^2$$

$$A_{\text{appui}} \geq 0.635 \text{ cm}^2 \quad \text{On choisit} \quad \rightarrow \quad 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des barres:**

$$\text{Armatures principales : } S_t \leq \min (3 \times h ; 33) \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures de répartition : } S_t \leq \min (4 \times h ; 45) \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$$

III .3.4.Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91. Art.A.5.5.2)

- **Ferraillage transversal :**

Effort tranchant maximal :

$$V_u = 34.57 \text{ KN}$$

✓ La contrainte de cisaillement maximale est de:

$$\tau_u = V / b.d = 34.57 \times 10^6 / 1000 \times 160 = 0.21 \text{ MPA}$$

✓ La fissuration étant peu nuisible, il faudra vérifier que :

$$\tau_u < (\tau_u^-) \text{ avec } (\tau_u^-) = \min (0.2 \times F_{c28} \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \geq 0.21$$

La condition est vérifiée et les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires.

On placera des armatures de répartition à raison de 5HA8/ml, et les marches ne seront pas ferrillées

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

	M(KN.m)	μu	α	Z (m)	A cal (cm ² /ml)	A adopté (cm ² /ml)	Amin (cm ²)	St (cm)
En travée	38.56	0.10	0.25	0.144	7.69	7.90	1.93	20
En appuis	13.61	0.037	0.175	0.148	2.54	3.14	1.93	20

Tableau III .4._ calculs pour le ferrailage

III .4.Etude de la poutre palière :

La poutre palière est considérée partiellement encastree sur ses 2 extremités, soumise aux sollicitations dues à son poids propre et aussi à la charge qui lui revient des escaliers (la réaction venant de l'escalier), sollicitée à la flexion simple.

• **Dimensionnement :**

Selon le B.A.E.L 91/99, le critère de rigidité est :

$$L / 15 \leq h \leq 1 / 10 \rightarrow 310 / 15 \leq h \leq 310 / 10 \rightarrow 22.4 \leq h \leq 31 \text{ cm}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$ doc $d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \rightarrow 9,45 \text{ cm} \leq b \leq 12,6 \text{ cm}$$

On prend \rightarrow **b = 30cm**

III .4.1.Les vérification selon L’RPA 2024 (cf. Figure (7.4)) :

- $h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée
- $b = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée
- $h / b = 1,16 < 4 \text{ cm}$ Condition vérifiée

III .4.2.Evaluation des charges:

- Poids propre : $(30 \times 35 \times 25) = 2.6 \text{ KN/m}$

✓ **Réaction de la poutre :**

- $R_q = (13.17 \times 3.10) / 2 = 20.41 \text{ KN}$
- $R_s = (9.48 \times 3.10) / 2 = 14.69 \text{ KN}$

III .4.3. Sollicitations de calcul :

- ELU $q_u = 1.35 G + R_u \rightarrow 1.35 \times 2.6 + 20.41 = 23.92 \text{ KN}$

$$M_0 = q_u \times l^2 / 8 = 30.47 \times (3.10)^2 / 8 = 28.73 \text{ KN}$$

$$M_0 = 28.73 \text{ KN.m}$$

- Le moment en travée $\rightarrow M_t = 0.85 M_0 = 24.42 \text{ KN.m}$
- Le moment sur appui $\rightarrow M_a = 0.3 M_0 = 8.62 \text{ KN.m}$

III .4.4.Calcul de la section d'armature a la flexion simple :

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 35 \text{ cm} ; d = 31.5 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bu} = 14.16 \text{ MPa} ; f_{st} = 400 \text{ MPa}$$

- **Ferraillage en travée :**

$$M_{\text{travée}} = 24.42 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 24420000 / 1000(3.15)^2 \times 14.16 = 0,017 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

(Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0425$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 33 \times (1 - 0,4 \times 0,0425) = 30.96 \text{ cm}$$

$$A_u = M_t / Z \times \sigma_s = 24420000 / 315 \times 348 = 2.266 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{on adopte } A_s = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage en appui :**

$$M_{\text{appui}} = 8.62 \text{KN.m}$$

$$\mu = 8620000 / 1000(3.15)^2 \times 14 \cdot 16 = 0,0061 < \mu_l = 0,392$$

$\Rightarrow A' = 0$ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,015$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 33 \times (1 - 0,4 \times 0,038) = 31.40 \text{cm}$$

$$A_u = M_a / Z \times \sigma_s = 8620000 / 314 \times 348 = 0.78 = 0.78 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } A_s = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{cm}^2$$

- **Ferraillage transversal :**

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

Fissuration non préjudiciable :

$$\tau_{u^-} = \min(0,2 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{MPa}) = 3,33 \text{MPa}$$

$$V_u = q_u L / 2 = 23.92 \times 3,1 / 2 = 37.07 \text{KN}$$

$$\tau_u = V_u / b \cdot d = 1.17 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.17 \text{MPa} \leq \tau_{u^-} = 3,33 \text{MPa} \quad \text{C.V}$$

III .4.5. Calcul des armatures d'âmes :

$$A_t \cdot f_e / b \cdot St \geq (/ 2 ; 0,4 \text{MPa}) = 0,58 \text{MPa}$$

$$\text{et: } St \leq (0,9d; 40 \text{cm}) = 28,35 \text{cm}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,4 b \cdot St / f_e = 0,4(30 \times 28,35 / 400) = 0,850 \text{cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t = 0.864 \text{cm}^2$$

Donc on adopte $\rightarrow 2\text{T}8 = 1,01 \text{cm}^2$

- Les schéma de ferrailage :

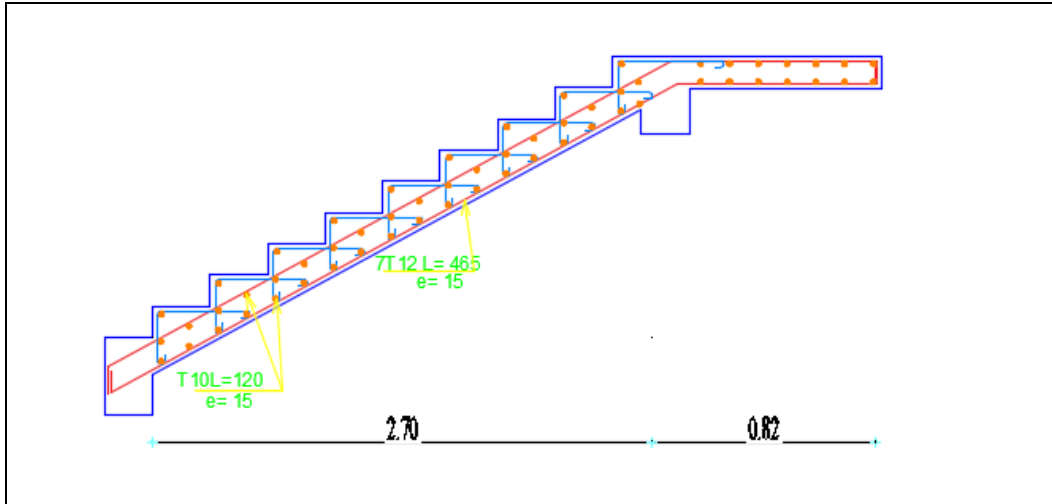


Fig.III-3 : schéma de ferrailage de l'escalier (RDC)

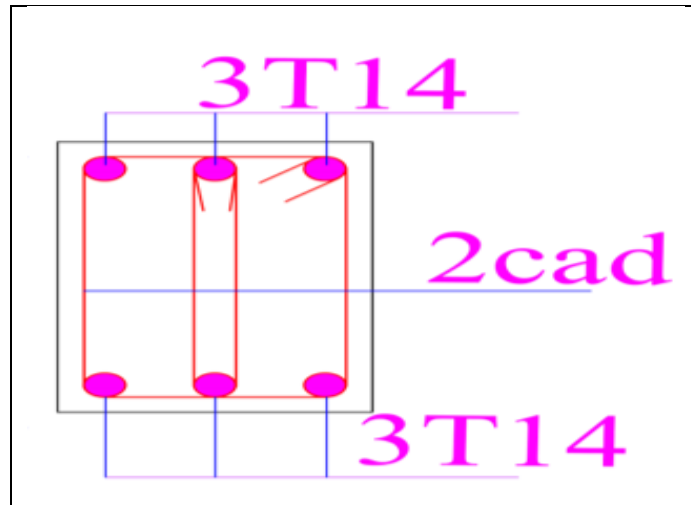


Fig.III-4 : schéma de ferrailage de la poutre palier

III .5.Plancher :

Les planchers rencontrés dans les bâtiments de destinations diverses ou dans les constructions industrielles se classent en quatre grandes catégories :

1 . Planchers avec dalle , poutres secondaires (poutrelles) et poutres principales .

1 . Planchers à poutrelles parallèles rapprochées .

2 Planchers à hourdis creux (ou à corps creux) .

3 Planchers champignons et planchers_ dalles .

Un planchers d'habitation une aire généralement plane , destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sols ,dont les deux fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance mécanique : il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complémentairement par un faux plafond : dans le cas des bâtiments d'habitation , les épaisseur de dalle sont les plus souvent fixées par des critères d'isolation et sont ainsi supérieures aux épaisseurs imposées par les critères de résistance .
- **Les planchers à corps creux sont composés de trois éléments principaux :**
 - Les corps creux : qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings) .
 -
 - Une dalle de compression : coulée sur les corps creux qui reprend les efforts de compression
 - Les poutrelles en béton armé ou précontraint : qui assurent la tenue de l'ensemble et reprend les efforts de traction grâce à leurs armatures .

III .5.1.Choix de la méthode de calcul :

1.la méthode forfaitaire :

Les quatre hypothèses doivent être vérifiées :

- **Hyp1** : Les charges d'exploitation sont modérées :

$$Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow 1.5 \leq \max (2 \times 5.78 ; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow 1.5 \leq 11.56 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

- **Hyp2** : La fissuration est peu préjudiciable . \rightarrow C.V

- **Hyp3** : Les moments d'inerties des section sont constants dans les différents travées en continuité . → C.V
- **Hyp4** : Le rapport entre les portées succesives doit etre compris entr 0,8 et 1 ,25 . → C.N.V

La 4ème hypothese de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite pour le type 01, car : le rapport entre les portées succesives n'est pas vérifié pour ce type, donc la méthode forfaitaire ne peut être appliquée. On applique alors la méthode **de Caquot** .

2.La méthode de Caquot :

La méthode de Caquot s'applique essentiellement aux poutre – plancher généralement des constructions industruelles . C'est-à-dire pour des charges d'exploitation élevées :

$$Q > 2G \text{ ou } Q > 5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- **Principe de la méthode :**

On adopte des longueurs de portées fictives « l' » , tel que :

$L' = L$ pour les deux travées de rive .

$L' = 0.8 .L$ pour les travées intermédiaires .

q_w et q_e : Une charge répartie uniforme d'intensité .

P_w et P_e :Des charges concentrées appliquées à distances a_w et a_e de l'appui.

Les travées en toutes le même moment d'inertie .

III .5.2.Combinaison des charges :

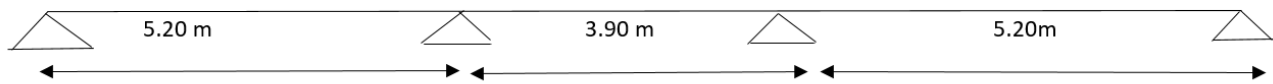
Plancher terrasse	
ELU	$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35(5.84) + 1.5 (1) = 9.38 \text{ KN} / \text{m}^2$
ELS	$q_{ser} = G + Q = 5.84 + 1 = 6.84 \text{ Kn} / \text{m}^2$
Plancher étage courant	
ELU	$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35(5.78) + 1.5 (1.5) = 10.05 \text{ KN} / \text{m}^2$
ELS	$q_{ser} = G + Q = 5.78 + 1 .5 = 7.28 \text{Kn} / \text{m}^2$

Tableau IV.5.Combinaison des charges de plancher

Remarque : Les poutrelles de plancher étage courant sont les plus sollicitées .

$$O_{na} : q_w = q_e = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 (5.78) + 1.5 (1.5)) \times 0.65 = 6.53 \text{ KN /m}$$

✓ **Type 1 :**



• **Moments en appui :**

$$M_a = 0.2 M_0$$

appui de rive , avec $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

$$M_a = \frac{q_w . l_w l'^3 + q_e . l_e l'^3}{8.5(l_w' + 1 e')}$$

appui intermédiaire .

• **Effort tranchant :**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q l}{2}$$

$$V_e = V_w + q.l$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = M_w - V_w \times X_0 - \frac{-q.X^2}{2} \quad \text{Avec : } X_0 = \frac{-V_w}{q}$$

Chapitre III

Etude des éléments secondaires

- Moment en travée : $M_t = M_w - V_w \times X_0 - \frac{-q \cdot X^2}{2}$ Avec : $X_0 = \frac{-V_w}{q}$

Travées		A – B	B – C	C – D	/
Longueur réelle (m)		5.20	3.90	5.20	/
Longueur réduit l' (m)		5.20	3.12	5.20	/
Appuis		A	B	C	D
L' w (m)		0	5.20	3.12	5.20
L'e (m)		5.20	3.12	5.20	0
Sur appuis	Mu(kN .m)	4.41	15.78	15.78	4.41
	Mser (KN.m)	3.19	11.43	11.43	3.19
ELU	Vw (KN)	-19.16	-10.18	-14.78	/
	Ve (KN)	14.79	10.19	19.16	/
ELS	Vw (KN)	-13.88	-7.37	-10.71	/
	Ve (KN)	10.71	7.38	13.88	/
X0(m)	Elu	2.93	1.55	2.26	/
	Els	2.93	1.55	2.26	/
En travée	Mu(kN .m)	32.50	23.71	32.50	/
	Mser (KN.m)	23.55	17.17	23.55	/

Tableaux III -6- Les moments sur appui et en travée

- Efforts maximaux en appuis et en travées .

M_{au}^{max} (kN.m)	$M_{a ser}^{max}$ (kN.m)	M_{tu}^{max} (kN.m)	$M_{t ser}^{max}$ (kN.m)	V_u^{max} (kN)
15,78	11.43	32,50	23.55	19.16

Tableau III.7.Efforts maximaux sur appuis et en travées .

III .5.3.Ferrailage en travée :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14.16 \text{ MPA}$$

$$M_{bu} = F_{bu} \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad \text{avec} \quad h_0 = 0,9 \cdot h$$

$$M_{bu} = 14.16 \times 65 \times 10 \times 40 \left(216 - \frac{40}{2} \right) \rightarrow M_{bu} = 72.15 \text{ KN.m}$$

On a :

$72.15 \geq 32.50$; donc $\rightarrow M_{bu} \geq M_t \rightarrow$ l'axe neutre se trouve dans la nervure et la section à étudier est une section rectangulaire (b×h) en flexion simple .

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{32.50 \times 10^6}{650 \times 216^2 \times 14,16} = 0,0756 \quad \rightarrow \quad \mu = 0.0756 < \mu_l = 0,391$$

$$\text{Alors : } \alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0.0756)} \right) = 0.098$$

$$Z = d \left(1 - 0,4 \alpha \right) = 216 \left(1 - 0,4 \times 0,098 \right) = 207, 532 \text{ mm}$$

$$\text{Alors : } A_s = \frac{32,50 \times 10^6}{207,532 \times 348} = 4, 5 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad f_{t28} = 0,6 + 0,006 f_{c28} = 2,1 \text{ MP}$$

$$A_{s \min} \geq 0,23 \times 650 \times 216 \times \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$O_{na} : A_s \text{ travée} = 4,5 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 1,69 \text{ cm}^2$$

III .5.4.En appui :

$$M_a = 15,78 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$O_{na} : \quad M_{bu} = 72.15 \text{ KN.m} > M_a = 15,78 \text{ KN.m} \rightarrow \text{section rectangulaire}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15,78 \times 10^6}{650 \times 216^2 \times 14,16} = 0,0367 \quad \rightarrow \quad \mu = 0,0367 < \mu_l = 0,391$$

$$\text{Alors : } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,0367)}) = 0,046$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 216 \cdot (1 - 0,4 \times 0,046) = 212,025 \text{ mm}$$

$$\text{Alors : } A_s = \frac{15,78 \times 10^6}{212,025 \times 348} = 2,13 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad f_{t28} = 0,6 + 0,006 f_{c28} = 2,1 \text{ MPA}$$

$$A_{s \min} \geq 0,23 \times 650 \times 216 \times \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2$$

Chois des barres :

$$\text{Travée : } A_s = 4,5 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appui : } A_s = 2,13 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad 4T10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

III .5.5.Les vérification :

$$O_{na} : \tau_u \text{ bar} = \min(0,20 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA})$$

$$\tau_u \text{ bar} = \min(0,20 \cdot \frac{25}{1,5} ; 4 \text{ MPA}) \rightarrow \tau_u \text{ bar} = \min(3,33 ; 4 \text{ MPA}) \rightarrow \tau_u \text{ bar} = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \max}{b_0 \cdot d} = \frac{19,16 \times 10^3}{100 \times 216} = 0,88 \text{ MPA}$$

$$\text{Alors : } \tau_u = 0,88 \text{ MPA} < \tau_u \text{ bar} = 3,33 \text{ MPA} \quad \rightarrow \quad \text{C.V}$$

III .5.6. Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est de :

$$\varphi_t = \frac{\varphi_{l \max}}{3} ; \varphi_t \leq \min(\varphi_{l \min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10})$$

$$\varphi_t = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm} ; \varphi_t \leq \min(12 ; 0,68 ; 1) \rightarrow \varphi_t \leq 0,68$$

Alors $\rightarrow \varphi_t = 6 \text{ mm}$

• Espacement :

Selon BAEL:

$$St \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 19,8 \text{ cm}$$

Donc :

$$St = 15 \text{ cm}$$

• La vérification :

✓ **En travé**

$$Ona : \tau_{u \text{ bar}} = \min(0,20 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA})$$

$$\tau_{u \text{ bar}} = \min(0,20 \cdot \frac{25}{1,5} ; 4 \text{ MPA}) \rightarrow \tau_{u \text{ bar}} = \min(3,33 ; 4 \text{ MPA}) \rightarrow \tau_{u \text{ bar}} = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{Vu \max}{b_0 \cdot d} = \frac{13,88 \times 10^3}{100 \times 216} = 0,64 \text{ MPA}$$

Alors: $\tau_u = 0,64 \text{ MPA} < \tau_{u \text{ bar}} = 3,33 \text{ MPA} \rightarrow \text{C.V}$

✓ **En appui :**

Ma 15,78 KN .m

Ona : $M_{bu} = 72.15 \text{ KN.m} > M_a = 15,78 \text{ KN.m} \rightarrow \text{section rectangulaire}$

$$\mu = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15,78 \times 10^6}{650 \times 216^2 \times 14,16} = 0.0367 \rightarrow \mu = 0.0367 < \mu_l = 0.391$$

$$\text{Alors : } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0,0367)}) = 0,046$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 216 \cdot (1 - 0,4 \times 0,046) = 212,025 \text{ mm}$$

$$\text{Alors : } A_s = \frac{15,78 \times 10^6}{212,025 \times 348} = 2,13 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad f_{t28} = 0,6 + 0,006 f_{c28} = 2,1 \text{ MPA}$$

$$A_{s \min} \geq 0,23 \times 650 \times 216 \times \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2$$

Chois des barres :

$$A_{st} = 4,5 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 2,13 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad 3T10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

III . 5. 7. La Vérification à L' ELS :

✓ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ bar}}$$

$$\sigma_{bc \text{ bar}} = 0,6 F_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$$

$$Y = \frac{15 \cdot (As + As')}{b} \left[\sqrt{\frac{1 + b(d \cdot As + d' \cdot As')}{7,5 (A + As')^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [As \cdot (d - y)^2 + As' \cdot (y - d)^2]$$

Position	Mser (t.m)	As (cm)	Y (cm)	I (cm)	$\sigma_{bc} \left(\frac{Kg}{cm^2} \right)$	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ bar}} = 150 kg/cm^2$
Travée	2,355	4,52	4,77	22821,98	49,22	OUI
appui	1,143	2,35	3,56	14566,26	27,93	oui

Tableau IV.8.vérification etat limite de compression du béton

✓ **Vérification de la fleche :**

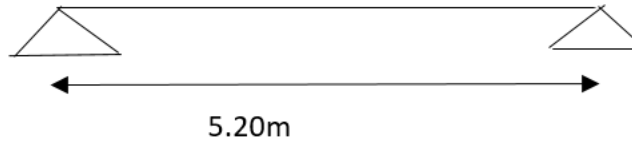
D'après le B .A.E.L

Pour les élément supports reposant sue deux appuis :

$$\frac{L}{500} \text{ si la portée } L \text{ est au plus égale à } 5 \text{ mn} ; 0,5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} \text{ dan le cas contraire .}$$

Pour les élément supports en console : $\frac{L}{250}$ si la portée est au plus égale à 2 m.

- Type 2 :



On applique la méthode forfaitaire :

1. ELU :

Plancher étage courant :

$$q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,78 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6,53 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 6,53 \text{ KN/m}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} \rightarrow M_0 = \frac{6,53 \times 5,20^2}{8} = 22,07 \text{ KN/m}$$

Moment sur appui:

$$0,2 M_0 = 0,2 \times 22,07 = 4,41 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$1. Mt \geq \frac{1,2+0,3 \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{travée de rive} \rightarrow \alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

$$\alpha = \frac{1,5}{5,78+1,5} = 0,20$$

$$. Mt \geq \frac{1,2+0,3 \times 0,20}{2} \times 22,07 = 13,90 \text{ KN.m}$$

$$Mt \geq \max (1,05 M_0 ; (1+0,3 \alpha) \cdot M_0) - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$Mt \geq \max (1,05 \times 22,07 ; (1+0,3 \times 0,20) \times 22,07) - \frac{4,41+4,41}{2})$$

$$Mt \geq \max(23,17 ; 2,32) - \frac{4,41+4,41}{2}) \rightarrow Mt \geq 18,76 \text{ KN.m}$$

$Mt = 18,76 \text{ KN.m}$

- **Les section d'armatures :**

1. Sur appui :

$$M_a = 4,41 \text{ KN.m}$$

$$h_0 = \frac{l_x}{30} = \frac{520}{30} = 17,33 \rightarrow d = 0,9 \times 17,33 = 15,6$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,41 \times 10^{-3}}{1 \times 0,156^2 \times 14,16} = 0,0127 \rightarrow \mu = 0,0127 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A_s' = 0$$

$$\text{Alors : } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,0127)}) = 0,0159$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 156 \cdot (1 - 0,4 \times 0,0159) = 155 \text{ mm}$$

$$\text{Alors : } A_s = \frac{4,41 \times 10^6}{155 \times 348} = 0,81 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

2. En travée :

$$M_t = 18,76 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{18,76 \times 10^{-3}}{1 \times 0,156^2 \times 14,16} = 0,0544 \rightarrow \mu = 0,0544 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A_s' = 0$$

$$\text{Alors : } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,0544)}) = 0,0699$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 156 \cdot (1 - 0,4 \times 0,0699) = 151,63 \text{ mm}$$

$$\text{Alors : } A_s = \frac{18,76 \times 10^6}{151,63 \times 348} = 3,55 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} ; f_{t28} = 0,6 + 0,006 f_{c28} = 2,1 \text{ MPA}$$

$$A_{s \min} \geq 0,23 \times 650 \times 216 \times \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2$$

- Choix des barres :

$$\text{Travée : } A_s = 3,55 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appui : } A_s = 0,81 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

• **L'effort tranchant :**

$$V_w = -2 \times \frac{M_w + M_t}{a} \quad \text{et} \quad V_e = 2 \times \frac{M_e + M_t}{b}$$

Avec :

$$a = L \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \quad ; \quad b = L \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}}$$

$$\text{On a : } a = b = 5,20 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{4,41 + 18,76}{4,41 + 18,76}}} = 2,6$$

$$V_w = -2 \times \frac{4,41 + 18,76}{2,6} = -17,82 \text{ KN.m}$$

$$V_e = 17,82 \text{ KN.m}$$

2.ELS :

Plancher étage courant :

$$q_{ser} = (G + Q) \times 0,65 = (5,78 + 1,5) \times 0,65 = 4,73 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser} = 4,73 \text{ KN/m}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_{ser} \cdot l^2}{8} \rightarrow M_0 = \frac{4,73 \times 5,20^2}{8} = 15,98 \text{ KN/m}$$

- **Moment sur appui:**

$$0,2 M_0 = 0,2 \times 15,98 = 3,19 \text{ KN.m}$$

$$M_a = M_b = 3,19 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$1 \cdot M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{travée de rive} \rightarrow \alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

$$\alpha = \frac{1,5}{5,78 + 1,5} = 0,20$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times 0,20}{2} \times 15,98 = 10,04 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \max (1,05 M_0 ; (1 + 0,3 \alpha) \cdot M_0) - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \max (1,05 \times 15,98 ; (1+0,3 \times 0,20) \times 15,) - \frac{4,41+4,41}{2})$$

$$M_t \geq \max((16,77 ; 1,95) - \frac{3,19+3,19}{2}) \rightarrow M_t \geq 13,58 \text{ KN.m}$$

$M_t = 13,58 \text{ KN.m}$

• **Les section d'armatures :**

- **Sur appui :**

$$M_a = 3,19 \text{ KN.m}$$

$$h_0 = \frac{l_x}{30} = \frac{520}{30} = 17,33 \text{ cm} \rightarrow d = 0,9 \times 17,33 = 15,6 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3,19 \times 10^{-3}}{1 \times 0,156^2 \times 14,16} = 0,0092 \quad \rightarrow \quad \mu = 0,0092 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A_s ' = 0$$

$$\text{Alors : } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,0092)}) = 0,0115$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 156 \cdot (1 - 0,4 \times 0,0115) = 155,28 \text{ mm}$$

$$\text{Alors : } A_s = \frac{3,19 \times 10^6}{155,28 \times 348} = 0,59 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$M_t = 13,58 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{13,58 \times 10^{-3}}{1 \times 0,156^2 \times 14,16} = 0,039 \rightarrow \quad \mu = 0,039 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A_s ' = 0$$

$$\text{Alors : } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,039)}) = 0,0497$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 156 \cdot (1 - 0,4 \times 0,0497) = 152,89 \text{ mm}$$

$$\text{Alors : } A_s = \frac{13,58 \times 10^6}{152,89 \times 348} = 2,55 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad f_{t28} = 0,6 + 0,006 f_{c28} = 2,1 \text{ MPA}$$

$$A_{s \min} \geq 0,23 \times 650 \times 216 \times \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

$$A_{st} = 2,55 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 0,59 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

- **L'effort tranchant :**

$$V_w = -2 \times \frac{M_w + M_t}{a} \quad \text{et} \quad V_e = 2 \times \frac{M_e + M_t}{b}$$

Avec :

$$a = L \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \quad ; \quad b = L \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}}$$

On a :

$$a = b = 5,20 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{3,19 + 18,76}{3,19 + 18,76}}} = 2,6$$

$$V_w = -2 \times \frac{3,19 + 13,58}{2,6}$$

$$= -12,9 \text{ KN.m} \quad ; \quad V_e = 12,9 \text{ KN.m}$$

Travées		A –B
Longueur réelle (m)		5.20
Longueur réduit l' (m)		5.20
Appuis		A
Sur appuis	Mu(kN .m)	4.41
	Mser (KN.m)	3.19
ELU	Vw (KN)	-17.82
	Ve (KN)	17 .82
ELS	Vw (KN)	-12.90
	Ve (KN)	12.90
En travée	Mu(kN .m)	18.76
	Mser((KN.m)	13.58
Travées		A –B
Longueur réelle (m)		5.20
Longueur réduit l' (m)		5.20
Appuis		A
Sur appuis	Mu(kN .m)	4.41
	Mser (KN.m)	3.19
ELU	Vw (KN)	-17.82
	Ve (KN)	17 .82
ELS	Vw (KN)	-12.90
	Ve (KN)	12.90
En travée	Mu(kN .m)	18.76
	Mser((KN.m)	13.58

Tableau IV.9: Les moments en travées et en appuis

- Efforts maximaux en appuis et en travées

M_{au}^{max} (kN.m)	$M_{a ser}^{max}$ (kN.m)	M_{tu}^{max} (kN.m)	$M_{t ser}^{max}$ (kN.m)	V_u^{max} (kN)
4,41	3,19	18,76	13,58	17,82

Tableau IV.10 : Efforts maximaux en appuis et en travées .

- Calcul des armatures transversales s_v :

Le diamètre des armatures transversales est de :

$$\varphi_t = \frac{\varphi_l^{max}}{3} ; \varphi_t \leq \min(\varphi_l^{min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10})$$

$$\varphi_t = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm} ; \varphi_t \leq \min(12 ; 0,68 ; 1) \rightarrow \varphi_t \leq 0,68$$

Alors $\rightarrow \varphi_t = 6 \text{ mm}$

Espacement :

BAEL:

$$St \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 14,04 \text{ cm}$$

Donc :

$$St = 15 \text{ cm}$$

✓ **Vérification à L'ELS :**

Vérification de la contrainte du béton a L'ELS :

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton ; on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ bar}}$

✓ *Etat* limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ bar}}$$

$$\sigma_{bc \text{ bar}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$$

$$Y = \frac{15 \cdot (As + As')}{b} \left[\sqrt{\frac{1+b(d \cdot As + d' \cdot As')}{7,5(A + As')^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [As \cdot (d - y)^2 + As' \cdot (y - d)^2]$$

Position	Mser (t.m)	As (cm)	Y (cm)	I (cm)	σ_{bc} (Kg/cm ²)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ bar}} = 150 \text{ Kg/cm}^2$
Travée	0,1358	3,39	4,20	19331,66	29,50	oui
appui	0.319	1,57	2,26	9833,05	7,33	oui

Tableau IV.11. *Etat* limite de compression du béton :

✓ **La vérification :**

$$\text{Ona : } \tau_{u \text{ bar}} = \min\left(0,20 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right)$$

$$\tau_{u \text{ bar}} = \min\left(0,20 \cdot \frac{25}{1,5} ; 4 \text{ MPA} \right) \rightarrow \tau_{u \text{ bar}} = \min(3,33 ; 4 \text{ MPA}) \rightarrow \tau_{u \text{ bar}} = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \text{ max}}{b_0 \cdot d} = \frac{17,82 \times 10^3}{100 \times 216} = 1,14 \text{ MPA}$$

Alors: $\tau_u = 1,14 \text{ MPA} < \tau_{u \text{ bar}} = 3,33 \text{ MPA} \rightarrow \text{C.V}$

✓ **Etat limite de déformation (calcul de la flèche) :**

D'après le **BAEL91** et le **CBA93**, si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire, On prendra la poutrelle type 04 (isostatique) comme exemple

$$\left\{ \begin{array}{l} At \leq \frac{3.6 \times b_o \times d}{f_e} \\ h \geq \frac{M_t}{15 M_o} \\ L \leq 8m \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \Leftrightarrow 3.07 \text{ cm}^2 \geq 2.37 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée} \\ \Leftrightarrow h=24 \text{ cm} > 33.66 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \\ \Leftrightarrow 5.00 \leq 8m \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque La 1er et la 2ème conditions ne sont pas vérifiés, on doit calculer la flèche. $l = 5.20m > 5m \rightarrow$

$$\bar{f} = \frac{L}{500}, = 1,04 \text{ cm} , \text{ Avec :}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots\dots\dots \text{BAEL 91 modifiées 99.}$$

f_{gv} et f_{gi} : flèches dues aux charges permanentes déferée totales

f_{gv} : Flèche dues aux charges permanentes au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{ji} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G+Q).

III . 5. 8. Evaluation des moments en travées selon le chargement considéré

$q_{jser} = 0.65 \times j = 0.65 \times 2,72 = 1,76 \text{ KN/m} \rightarrow$ charge permanente sans revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.78 = 3,75 \text{ KN/m} \rightarrow$ la charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G+Q) = 0.65 (5.78+1,5) = 4,73 \text{ KN/m} \rightarrow$ la charge et la surcharge.

Puisque le moment en travée maximal M_{max}^T se trouve dans la poutre isostatique, donc le

M_{ser} va être calculé comme suit : $M_{ser} = \frac{Q_{ser} \times l^2}{8}$

- $M_{jser} = \frac{q_{jser} \cdot L^2}{8} = \frac{1,76 \times 5,2^2}{8} = 5,94 \text{ KN.m}$
- $M_{gser} = \frac{q_{gser} \cdot L^2}{8} = \frac{3,75 \times 5,2^2}{8} = 12,67 \text{ KN.m}$
- $M_{pser} = \frac{q_{pser} \cdot L^2}{8} = \frac{4,73 \times 5,2^2}{8} = 15,98 \text{ KN.m}$

✓ **Propriétés de la section**

$$y = 4.20\text{cm} \quad ; \quad I=19331,66 \text{ cm}^4$$

III . 5. 9.Calcul des contraintes :

$$\sigma_j \text{ ser} = 15 \times \frac{M_{j\text{ser}} \times (d-y)}{I} = 15 \times \frac{5,94 \times 10^{-3} (0,216 - 0,0420)}{19331,66} = 77,43 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_g \text{ ser} = 15 \times \frac{M_{g\text{ser}} \times (d-y)}{I} = 15 \times \frac{12,67 \times 10^{-3} (0,216 - 0,0420)}{19331,66 \times 10^{-8}} = 165,16 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_p \text{ ser} = 15 \times \frac{M_{p\text{ser}} \times (d-y)}{I} = 15 \times \frac{15,98 \times 10^{-3} (0,216 - 0,0420)}{19331,66 \times 10^{-8}} = 208,3 \text{ KN/m}$$

✓ **Les coefficients μ et λ et :**

μ et λ sont définis par le BAEL (B.6.5, 2) pour prendre en considération la fissuration de béton comme suit :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{12 \times 21,6} = 0,013$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2+3 \times \frac{b_0}{b}) \times \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2+3 \times \frac{12}{65}) \times 0,013} = 3,163 \dots \dots \dots \text{Déformation instantané}$$

$$\lambda_v = 0,4 \times \lambda_i = 1,265 \dots \dots \dots \text{Déformation déferé}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + f_{t28}} = 0,427$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{t28}} = 0,619$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 0,684$$

✓ **Position du centre de gravité :**

$$Y_g = \frac{(b \times h_0 \times \frac{h_0}{2}) + [b_0(h-h_0)(\frac{h-h_0}{2} + h_0)] + (15 \times A \times d)}{(b \times h_0) + b_0(h-h_0) + 15 \times A}$$

$$Y_g = \frac{(65 \times 4 \times \frac{4}{2}) + [12(24-4)(\frac{24-4}{2} + 4)] + (15 \times 3,39 \times 21,6)}{(65 \times 4) + 12(24-4) + 15 \times 3,39} = 9,037$$

✓ **Calcul du moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_0 = \frac{b}{3} \times y_g^3 + b_0 \times \frac{(h-y_g)^3}{3} - (b-b_0) \times \frac{(y-h_0)^3}{3} + 15 \times A (d - y_g)^2$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times 9,037^3 + 12 \times \frac{(24-9,037)^3}{3} - (65-12) \times \frac{(9,037-4)^3}{3} + 15 \times 3,39 (21,6 - 9,037)^2 =$$

$$I_0 = 35158,86 \text{ cm}^4$$

✓ **Modules de Yong instantanés et déferé :**

$$I_{fpi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 35158,86}{1 + 3,163 \times 0,684} = 12225,33 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 35158,86}{1 + 1,265 \times 0,619} = 21690,40 \text{ cm}^4$$

$$I_{fji} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 35158,86}{1 + 3,163 \times 0,427} = 16453,13 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 35158,86}{1 + 3,163 \times 0,619} = 13075,082$$

• **Modules de Yong instantanés et déferé :**

$$E_i = 11000 \times ft 25^{\frac{1}{3}} = 32164,66$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10818,90$$

III . 5. 10. Calcul de flèche :

$$F_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = \frac{5,94 \times 5;20^2 \times 10^{-3}}{10 \times 32164,66 \times 16453,13 \times 10^{-3}} = 0,28$$

$$F_{gi} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = \frac{12,67 \times 5;20^2 \times 10^{-3}}{10 \times 32164,66 \times 13075,082 \times 10^{-3}} = 0,81$$

$$F_{pi} = \frac{M_p \text{ ser} \times l^2}{10 \times E_i \times i_{fpi}} = \frac{15,98 \times 5;20^2 \times 10^{-3}}{10 \times 32164,66 \times 12225,33 \times 10^{-3}} = 1,09$$

$$F_{gv} = \frac{M_g \text{ ser} \times l^2}{10 \times E_v \times i_{f_{gv}}} = \frac{12,67 \times 5;20^2 \times 10^{-3}}{10 \times 10818,90 \times 21698 \times 10^{-3}} = 0,014$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (0,014 - 0,28) + (1,09 - 0,81) = 0,014$$

$$\Delta f_t = 0,014 \text{ cm} < f = \frac{520}{500} = 1,04 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{c.v}$$

- Schéma de ferrailage :

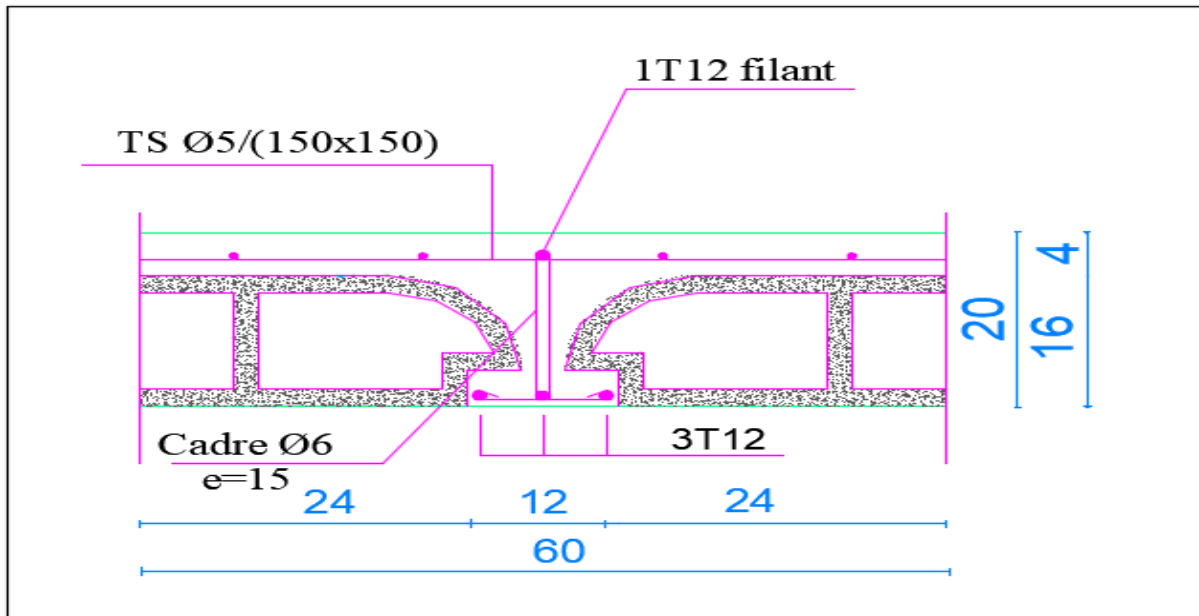


Fig. III-5 : Schéma de ferrailage de plancher

III . 6. Etude de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression sera ferrillé les deux sens afin d'éviter les fissuration , le ferraillage est en treille soudée (BAEL . 91 .B.6.8.4)

➤ **Les conditions suivantes doivent être respectées :**

Les dimensions des mailles sont normalisées comme suite :

20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures

30cm : pour les armatures parallèles aux nervures .

Soit :A : La section des armatures perpendiculaires aux nervures .

Avec :

L1 : distance entre l'axe des poutrelles (L1 =65 cm)

A1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles

A2 :diametre paraléle aux poutrelles .

On utilise un treillis soudé de nuance feE = 400 MPa

III . 6. 1. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A1 = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

On choisit : **5 Ø6** = 1.41 cm²/ml avec : St=20cm.....**vérifiée.**

III . 6. 2: Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A2 = \frac{A1}{2} = \frac{0,65}{2} = 0,325 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

On choisit : **4 Ø6** = 1. cm²/ml avec

St =25cm ≤ 33cm.....**vérifiée.**

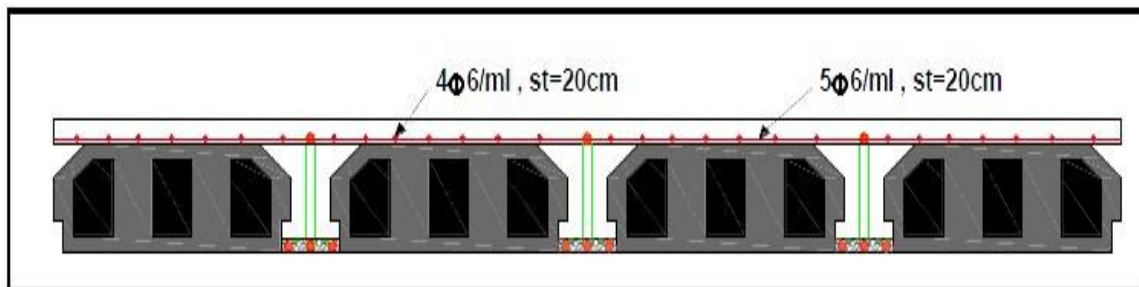


Figure III .6 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

- Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis Soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

III .7.Etude de balcon(dalles pleines) :

La dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale, cette dernière repose sur un ou plusieurs appuis.

On a :

- $L = 5.20 \text{ m}$
- $\frac{520}{35} = 14.85 \leq ht \leq \frac{520}{30} = 17.33$ en prend $e = 15 \text{ cm}$

III .7.1.Evaluation et combinaison des charges :

$$G = 6.6 \text{ KN / m}^2 \quad ; \quad Q = 3.5 \text{ KN / m}^2$$

Le calcul se fera pour une band de 1ml .

- **Sense X :**

$$\text{ELU} \quad \rightarrow \quad q_u = 1.35 G + 1.5Q$$

$$\text{ELS} \quad \rightarrow \quad q_{\text{ser}} = G + Q$$

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2}$$

$$M_u = \frac{q_{\text{ser}} \cdot L^2}{2}$$

$$V_u = \frac{q \cdot l}{2}$$

- $P = 2.72 \times 2.86 = 7.78 \text{ KN/m}^2$
- $q = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35(6.6) + 1.5 (3.5) = 14.16 \text{ KN / m}^2$

• Calcul du M max :

1er schéma statique :

✓

$P = 7.78 \text{ KN/m}^2$

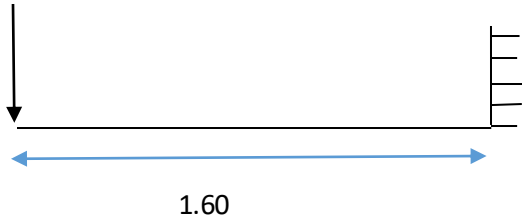


Figure III .7: 1er schéma statique de balcon

$M_{\max} = -P.L = - (7.78 \times 1.6) = - 12.448 \text{ KN} .\text{m}$

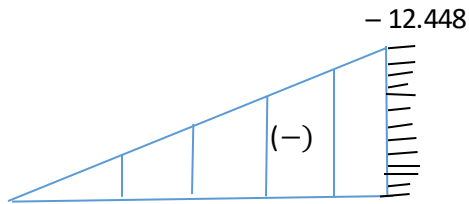


Figure III .8: le moment de 1er schéma statique de balcon

✓ 2ème schéma statique :

$M_{\max} = \frac{-q l^2}{2} = \frac{-4.16 \times (1.6)^2}{2} = - 18.12 \text{ KN} .\text{m}$

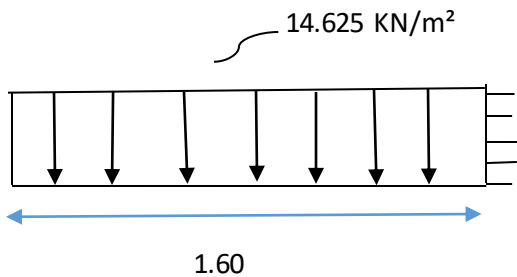
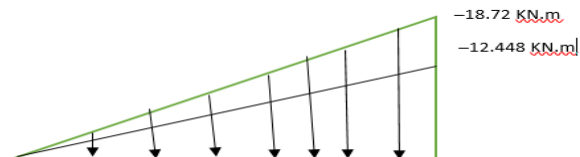


Figure III .9: 2ème schéma statique de balcon

- Combainison des de moments :

$$M_{\max} = - (12.448 + 18.12) = 30 .56 \text{ KN.M}$$



- **Figure III .10:** Combainison des moments :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \rightarrow \quad \mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A_s' = 0$$

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

$$Z = d (1 + 0.4 \times \alpha) \quad \text{Avec : } d = 0.9 .h_0$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z . \sigma_s} \quad ; \quad St \leq \frac{100}{5}$$

	Qu (KN/m ²)	M max (KN.m)	V max (KN)
ELU	14.16	30.56	11.32
ELS	10.1	12.92	8.08

Tableau III .12. les efforts internes à L'ELU et L'ELS (balcon).

III .7.2. Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple :

	Sens X_X
Mu(MN.m)	0.03056
μ	0.118
σ_s	348
α	0.157
Z (m)	0.1265
As (cm ²)	6.94
Choix	6HA14
As choix (cm ² / ml)	9.24
St (cm)	20

Tableau III .13.Ferrailage de balcon sence X

Vérification condition non fragilité :

1. Sence X :

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 135 \times 2.1}{400}$$

$$A_{min} = 0.16 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On prend } 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Donc: $A = \text{Max}(A_s, A_{min}) = \text{Max}(6.94 \text{ cm}^2 ; 1.51 \text{ cm}^2) = 6.94 \text{ cm}^2$ On choisit **6HA14 = 9.24 cm²/ml**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2 \quad \text{On choisit } 6HA8 = 3.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Espacement des armatures**

$$St \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

2. Sence Y :

dalle plein deblement appuis :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.60}{5.20} = 0.30 \leq 0.4 \rightarrow \text{dalle porte sur un seul sence}$$

- **ELU :**

$$M_y = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{14.16 \times 4.8^2}{8} = 40.78 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_y = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{8} = \frac{10.1 \times 4.8^2}{8} = 29.08 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{max} = 40.78 \text{ KN}$.

	Qu (KN/m²)	M max (KN.m)	V max (KN)
ELU	14.16	40.78	33.98
ELS	10.1	29.08	24.24

Tableau III .14. les efforts internes à L'ELU et L'ELS(dalle plein).

Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple :

	Sens Y_Y
Mu(MN.m)	0.04078
μ	0.157
σ_s	348
α	0.214
Z (m)	0.1234
As (cm ²)	9.49
Choix	8HA14
As choix (cm ² / ml)	12.31
St (cm)	20

Tableau III .15.Ferrailage de balcon sence Y

- Vérification de l'effort normal de la dalle plein .

Niveau	NU (KN)	fc28 (KN/cm ²)	B (cm ²)	$\frac{N u}{Bc .fc28} \leq 0.35$	Vérification
4 ^{émé}	248,135	2.5	2000	0,049	oui
3 ^{émé}	516,66	2.5	2000	0,10	oui
2 ^{émé}	778,21	2.5	2000	0,15	oui
1 ^{ére}	1310,09	2.5	2000	0,26	oui
RDC	1632,93	2.5	2000	0 ,32	oui
Sous sol	1945,36	2.5	2500	0,31	oui

Tableau III .16 : Vérification de l'effort normal de la dalle plein .

- **Vérification condition non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 .b.d ft28}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 135 \times 2.1}{400}$$

$$A_{min} = 0.16 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On prend } 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Donc: A=Max(As, Amin) = Max (9.49cm² ; 1.51 cm²) = 9.49cm² On choisit :

$$8HA14= 12.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III .7.3. Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{12.31}{4} = 3.07 \text{ cm}^2 \quad \text{On choisit } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Espacement des armatures :**

$$St \leq 100/5 = 20 \text{ cm} \rightarrow St = 20 \text{ cm}$$

✓ **Vérifications de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \tau_{u \text{ bar}}$, tel que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right) \quad \rightarrow \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = \frac{33.98 \times 10^{-3}}{0.135 \times 1} = 0.25 \leq 2.5 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

$$V_x = \frac{p.l_y}{2} = \frac{14.16 \times 4.8}{2} = 33.98 \text{ KN.m}$$

• **Shéma de ferrailage :**

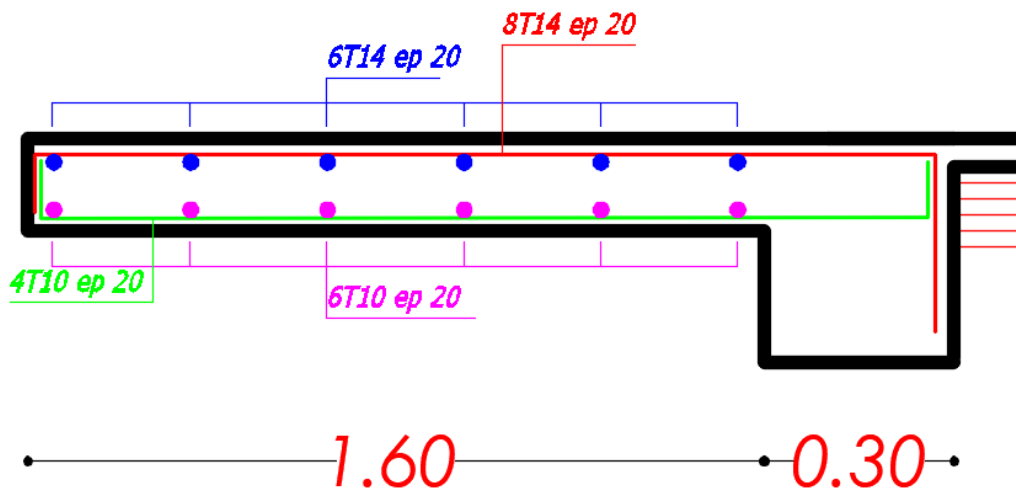


Fig. III-11: Schéma de ferrailage de la dalle pleine

III .8. Etude de l'ascenseur :

l'ascenseur:

L'ascenseur utilisé dans notre immeuble est un ascenseur électrique est un moyen de transport vertical permettant de se déplacer à haute altitude. Ses dimensions, sa construction et sa surveillance en temps réel permettent une utilisation en toute sécurité des passagers.

Cet appareil de levage est souvent installé dans une cage d'ascenseur (une cage verticale fermée, généralement à l'intérieur d'un bâtiment). La cage d'ascenseur a une surface de (1,70 ; 1,60 m) et peut transporter cinq personnes à une faible vitesse de $V = 1 \text{ m/s}$. Il se compose de trois éléments principaux :

- Cabine
- Treuil de levage de la poulie
- Le contre poids

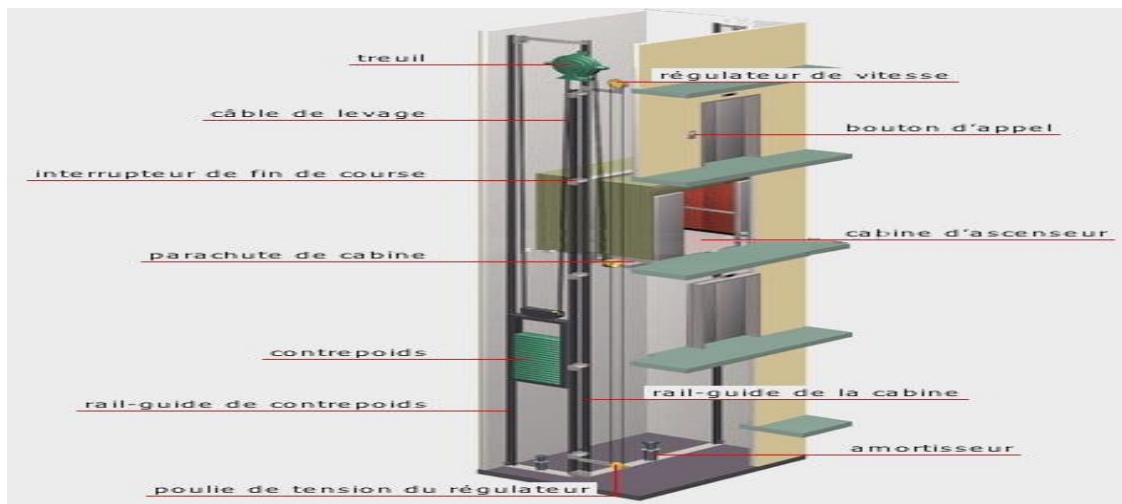


Figure III .12 Ascenseur électrique

✚ Calcul d'ascenseur :

Conformément à la norme française NF NFISO 4190-1, qui classe les ascenseurs en cinq catégories, nous avons choisi la première catégorie, celle des ascenseurs principalement utilisés pour le transport de personnes dans notre immeuble. Un ascenseur cinq places d'une charge maximale d'environ 400 kg a été retenu.

✚ Caractéristiques de l'ascenseur:

$L_x = 160\text{cm}$.

$L_y = 170\text{ cm}$

H : Hauteur de l'ascenseur = 220cm

F_c : Charge due à la cuvette = 145KN

P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN

$D_m = 51\text{KN}$. La charge nominale est de 630kg.

V : La vitesse = 1m/ s.

III .8.1.Pré-dimensionnement:

La dalle de l'ascenseur doit avoir une rigidité proportionnelle au poids de la machine

Nous avons :

Surface de passage de l'ascenseur : $S = 1,70 \times 1,60 = 2,72\text{m}^2$

- Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

✚ Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{50} \leq ex \leq \frac{L_y}{40} \Rightarrow \frac{160}{50} \leq ex \leq \frac{170}{40} \Rightarrow 3.2 \leq ex \leq 4.25 \text{ cm}$$

✚ Condition de l'E.N. A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25\text{cm}$

✚ Condition de la flèche :

$$\frac{e}{L_x} > \frac{mt}{20 Mx} \rightarrow Mt = 0.85Mx$$

$$e > 0.85 \times \frac{L_x}{20} = 6.8\text{cm}$$

Donc: $e = 25\text{cm}$

✚ Détermination des charges et surcharges :

Charges permanentes G	Surcharge d'exploitation Q
<p>poids de la dalle en béton armé</p> $G1 = e \times \rho \Rightarrow 25 \times 0.25 = 6.25 \text{ KN/m}^2$	$Q = Q1 + Q2$
<p>Poids du revêtement en béton</p> $G2 = 22 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2$	$Q1 = 1 \text{ KN/m}^2$
$G' = G1 + G2 = 7.35 \text{ KN/m}^2$	$Q2 = \frac{Q}{S} = \frac{4.00}{2.72} = 1.47 \text{ KN/m}^2$
<p>Poids de la machine</p> $G3 = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{2.72} = 53.30 \text{ KN/m}^2$	$Q = 1 + 1.47 = 2.47 \text{ KN/m}^2$
$Gt = 53.30 + 7.35 = 60.65 \text{ KN/m}^2$	

Tableau III .17. charges et surcharges d'ascenseur

✚ Combinaison de charges :

ELU : $qu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 60.65 + 1.5 \times 2.47 = 85.58 \text{ KN/m}^2$

ELS : $qs = G + Q = 60.65 + 2.47 = 63.12 \text{ KN/m}^2$

Calcul des Moments: D'après B.A.E.L 91 :

✚ Calcul de « α »:

$$0.4 < \alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.94 < 1$$

✚ A l'état limite ultime (E.L.U):

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_y = \alpha^2 [1 - 0.98(1 - \alpha^2)] = 0.8815 \\ \mu_x = 1/8(1 + 2.4\alpha^3) = 0.0417 \end{array} \right\}$$

Calcul des moments pour les bandes de largeur unite

$$M0x = \mu_x \times qu \times l^2 = 0.0417 \times 85.58 \times 1.60^2 = 9.13 \text{ KN.m}$$

$$M0y = \mu_y \times M0x = 0.8815 \times 9.13 = 8.04 \text{ KN.m}$$

III .8.1.1.Calcul des moments dans la dalle :

✚ Les moments en travée :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 9.13 = 7.76 \text{ KN. M}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 8.04 = 6.84 \text{ KN. M}$$

✚ Les moments en appuis:

$$M_{ax} = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 9.13 = 4.56 \text{ KN. m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 8.04 = 4.02 \text{ KN. m}$$

III .8.2.Ferraillage de la dalle :

Le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire (1m xh)

-Largeur de la poutre : b=100 cm

- Hauteur de la section : h=25 cm

-Hauteur utile des aciers tendus : d= 0.9h =22.5 cm

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{q_u}{q_s} = \frac{85.58}{63.12} = 1.36$$

$$\mu_{lu} = [3440 \times \theta \times \gamma + 49 \times f_c 28 \times 1 \theta - 3050] \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = [3440 \times 1 \times 1.36 + 49 \times 25 \times 1 \times 1 - 3050] \times 10^{-4} = 0.285$$

✚ Selon X:

En travée:

$$\mu_{bc} = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bc} = 0.010 < \mu_l = 0.285 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bc})$$

$$Z = 22.5 \times (1 - 0.6 \times 0.010) = 22.36 \text{ cm}$$

$$A_{tx} = \frac{7.76 \times 10^6}{223.6 \times 348} = 99 \text{ mm}^2 = 0.99 \text{ cm}^2$$

En appui:

$$\mu_{bc} = \frac{Max}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bc} = 0.067 < \mu_l = 0.285 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{Ma}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bc})$$

$$Z = 22.5 \times (1 - 0.6 \times 0.067) = 21.59 \text{ cm}$$

$$A_{ax} = \frac{4.86 \times 10^6}{223.6 \times 348} = 58 \text{ mm}^2 = 0.58 \text{ cm}^2$$

✚ Selon y:

En travée:

$$\mu_{bc} = \frac{Mtx}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bc} = 0.0095 < \mu_l = 0.285 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{Mt}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bc})$$

$$Z = 22.5 \times (1 - 0.6 \times 0.0095) = 22.37 \text{ cm}$$

$$A_{ty} = \frac{6.84 \times 10^6}{223.6 \times 348} = 87 \text{ mm}^2 = 0.87 \text{ cm}^2$$

En appui:

$$\mu_{bc} = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bc} = 0.005 < \mu_l = 0.285 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{Ma}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bc})$$

$$Z = 22.5 \times (1 - 0.6 \times 0.00) = 22.43 \text{ cm}$$

$$A_{ty} = \frac{4.02 \times 10^6}{223.6 \times 348} = 51 \text{ mm}^2 = 0.51 \text{ cm}^2$$

Section minimales des armatures:

- **Selon Y:** Pour l'acier feE400

$$A_{min} = 0.8h = 0.8 \times 0.25 = 2 \text{ cm}^2$$

$$- A_{ty} = 0.87 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } A_{ty} = 2 \text{ cm}^2$$

- $A_{ay} = 0.51 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 2 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on adopte $A_{ay} = 2 \text{ cm}^2$

• **Selon X**

$$A_{min} = 3 - \alpha / 2 \times A_y = 3 - 0.94 / 2 \times 2 = 2.06 \text{ cm}^2$$

- $A_{tx} = 0.99 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 2.06 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on adopte $A_{tx} = 2.06 \text{ cm}^2$

- $A_{ax} = 0.58 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 2.06 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on adopte $A_{ax} = 2.06 \text{ cm}^2$

-Choix des diamètres Il faut que

$$\phi < \frac{h}{10} = \frac{250}{10} = 25 \text{ mm} \rightarrow \phi < 20 \text{ mm}$$

-Choix des aciers et espacement maximum des armatures St

✚ Sens Lx :

$$A_{tx} = 2.06 \text{ cm}^2 \quad e \leq \min(2. h ; 22 \text{ cm}) = \min(50 ; 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm}$$

$e = 20 \text{ cm}$ Choix des barres **5HA10**, esp = 20 cm

✚ Sens Ly :

$$A_{ty} = 2 \text{ cm}^2 \quad e \leq \min(3. h ; 33 \text{ cm}) = \min(75 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$e = 20 \text{ cm}$ Choix des barres **5HA8**, esp = 20 cm

III .8.3.Vérification de l'effort tranchant Sollicitation ultimes :

Pour : $\alpha \geq 0.4$

$$-T_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 46.57$$

$$-T_{uy} = \frac{q_u \times l_x}{3} = 45.64 \text{ kN} \leq T_{ux} = 46.57 \text{ kN}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{46.57}{1 \times 0.225} = 0.206 \text{ mpa} \\ \tau_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{t28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ mpa} \right) = (2.5 ; 4 \text{ mpa}) \end{array} \right\}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{C.V}$

III .8.4.Schéma de ferrailage de la dalle machine :

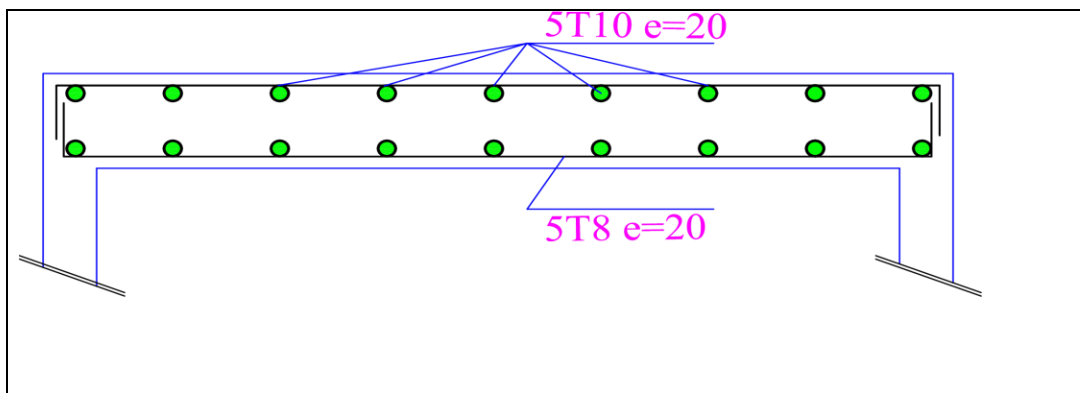


Fig. III – 13: schéma de ferrailage de la dalle machine

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1 Introduction :

Un séisme est causé par la libération brutale d'énergie de déformation au niveau la croûte terrestre. Cet ébranlement s'effectue le long des endroits bien spécifiques connus sous le nom de failles. Ce phénomène est lié à la concentration des contraintes dues à la collision entre les plaques tectoniques. La dislocation au niveau des failles libère de l'énergie élastique sous forme d'ondes sismiques qui se propagent dans la terre et provoquant un tremblement de terre. L'allure générale du mouvement provoqué par séisme dépend du caractère de l'excitation dans le foyer, de la profondeur du foyer et de la distance épacentrale. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV.1.1 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV.1.2 Le but:

Le but de l'étude sismoque est de déterminer quelles sont les sollicitations qu'engendre un séisme, et cela à chaque niveau du bâtiment.

IV.2 Présentation du logiciel de calcul :

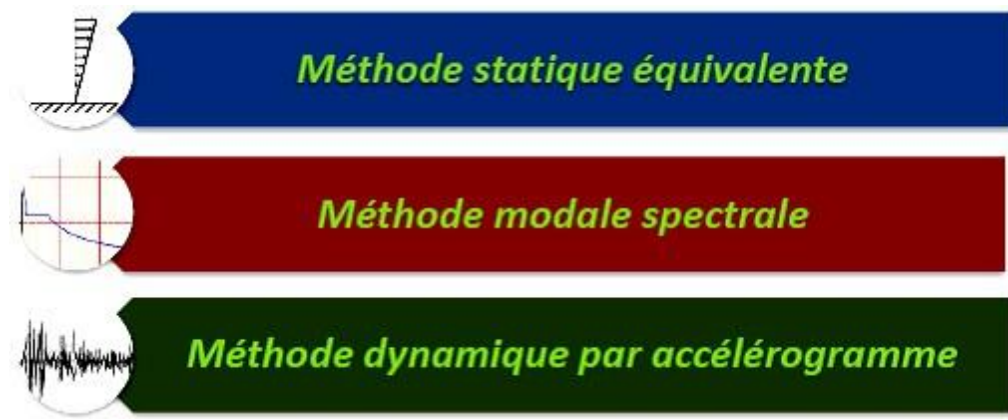
L'étude de ce projet est basée sur les résultats d'une modélisation en trois dimensions à l'aide du logiciel Robot Structural. Le système ROBOT est un outil CAO / DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée. Le système ROBOT regroupe plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de la

structure , calcul de la structure , dimensionnement). Ces modules fonctionnent dans le même environnement .

IV.2.1 Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.



Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes (méthode équivalente statique et méthode dynamique) :

1/ La méthode statique équivalente. :

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

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

✚ 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 65 m en zones (1, 2 et 3) et à 32 m en zones (4,5,et 6).
- b) Le bâtiment, ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a).

2/La méthode 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 .

3/ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

peut être utilisée, au cas par cas, par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire .

IV.2.2Modélisation :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision des paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement. Elle comprend l'analyse des forces, moments et déformations, permettant ainsi d'assurer la résistance et la stabilité d'une structure .

Parmi les méthodes de modélisation qui existent, on trouve la modélisation en éléments finis, cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolation on balaye tout l'élément puis toute la structure ; mais cette méthode prend de temps à la main. L'étude de notre structure se fait à l'aide du logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019** pour faciliter le calcul.

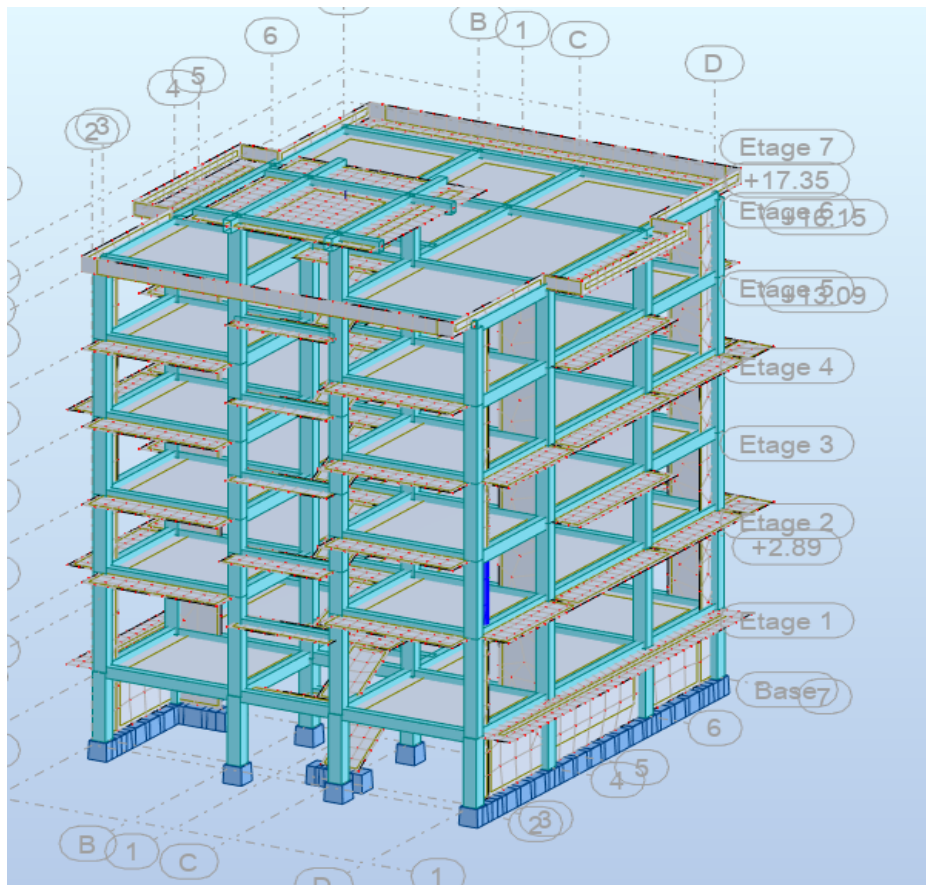


Figure IV.1 : Vu 3D de la structure

IV.2.2.1 Présentation des différentes étapes de calcul :

- ✓ Estimation de la période fondamentale
- ✓ Verification des masses cumulés (vérification du nombre des modes considérés) :
- Vérification du coefficient de comportement R:
- ✓ Vérification de l'effort tranchant à la base(la force sismique)
- ✓ Vérification de l'effort normal réduit
- ✓ Vérification de déplacement inter étage (sens X ; sens Y)
- ✓ Vérification de stabilité au renversement
- ✓ Verification de l'effet P- Δ

V.2.2.2 Estimation de la période fondamentale :

• la période empirique :

La formule empirique à utiliser pour le cas des portiques sans remplissage en maçonnerie est la suivante (RPA 2024 Art: 4.4)

$$T = C_T h_n^{3/4} \dots \dots \text{formule RPA (4.4)}$$

- h_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau
- C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage est donné par le tableau (4.3) RPA

Pour le cas d'un portique en BA ou acier avec remplissage en maçonnerie ou contreventement assuré par voile "totalement ou partiellement", on peut également utiliser aussi la formule RPA (4.4)

- D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules (4-3) et (4-4) du RPA

$$T_{\text{calcul}} = 2 \cdot \sqrt{\delta N} \dots \dots \dots \text{formule RPA (4.6)}$$

- T_{calcul} [unité: s]: période fondamentale

δN [unité: m]: flèche horizontale, au sommet du bâtiment, due aux forces latérales.

Mode 01	translation suivant X (0.45 s)
Mode 02	translation suivant Y (0.45 s)
Mode 03	Torsion (0.35)

Tableau IV .1. Résultats des modes propre .

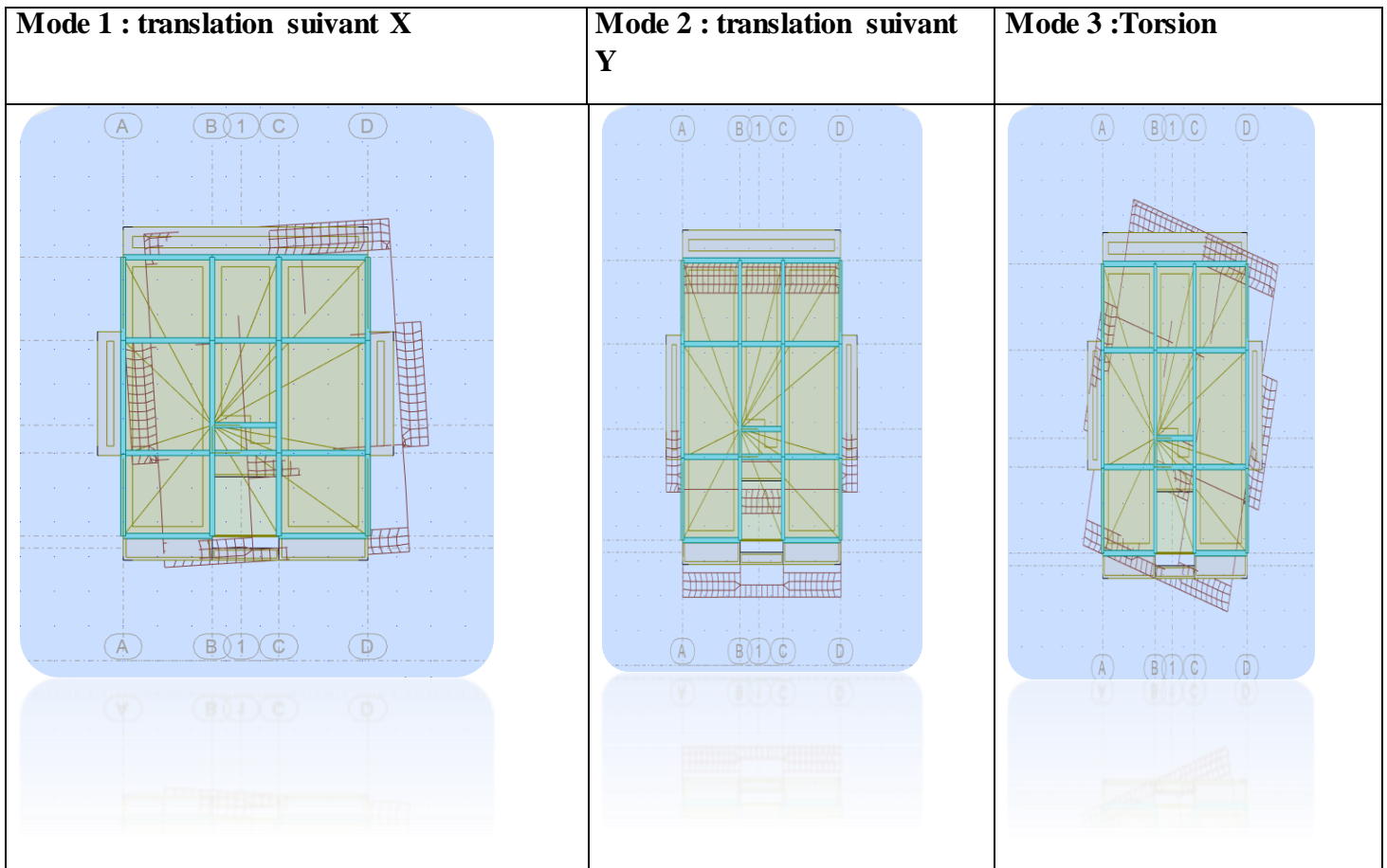


Figure IV.2 les différents modes

• **T calculer et Tempérique**

Données:

$C_T = 0.05$

$h_n = 18.65 \text{ m}$

$D_x = 23.90 \text{ m}$

T empirique	Sence x	Sence y
T emp (s)	0.448	0.448
1.3 Temp (s)	0.582	0.582
T calcule (s)	0.282	0.282
T dyn (rope (s))	0.45	0.45

Tableau IV .2.Tcalculer et T empirique

En prend :

- ✓ $T_{\text{dyn}}(x) = 0.45 < 1.3 T_{\text{emp}} = 0.582$
- ✓ $T_{\text{dyn}}(y) = 0.45 < 1.3 T_{\text{emp}} = 0.582$
- ✓ $T_{\text{calcul}} = 2\sqrt{0.02} = 0.282$
- ✓ $T_{\text{calcul}} = 0.282 < 1.3 T_{\text{emp}} \rightarrow T_0 = T_{\text{calcul}}$

IV.2.2.3. Vérification des masses cumulées (vérification du nombre des modes considérés) : selon RPA 2024))

Dans le cas où les conditions, décrites en a), ne peuvent pas être satisfaites, à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes, (k), à retenir doit être tel que:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.2s \dots \dots \text{formule RPA (4.10)}$$

- $k=18 \geq 3 \cdot \sqrt{N} = 7.34 \dots \dots C.V$
- $T_k = 0.04s \leq 0.2s \dots \dots C.V$

IV.2.2.3.1 .Vérification du coefficient de comportement (R):

- **Vérification de système 2 :**

2.Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature :

Système de structure mixte dans lequel le transfert des charges verticales et horizontales est assuré, conjointement par l'ossature spatiale et les voiles.. La résistance à l'effort tranchant de l'ossature, à la base du bâtiment est comprise entre 50% et 65% de la résistance du système structural dans son ensemble.

Dans notre cas F_x poteau : 39% et F_y poteau : 35% → donc notre système n'est pas le système à contreventement mixte, équivalent à une ossature.

- **Vérification de système 3 :**

3. Système à ossature et système mixte équivalent à ossature, avec remplissage en maçonnerie rigide :

On a 4 étage et le nombre maximal d'étage dans la zone 6 est 2 niveau. → donc notre système n'est pas Système à ossature et système mixte équivalent à ossature, avec remplissage en maçonnerie rigide .

• Vérification de système 4:

4.Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles :

Système de structure mixte dans lequel le transfert des charges verticales et horizontales est assuré, conjointement, par l'ossature spatiale et les voiles.. La résistance à l'effort tranchant des voiles, à la base du bâtiment, est comprise entre 50% et 65% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble. → est le système de notre structure.

Alors on prend : $R = 4.5^b$

	FX (kN)	FX poteux	FX voile	Fy (kN)	Fy poteux	F voile
	2431.49	214.74	2216.76	2474.95	55.36	2419.59
	96.86	35.37	61.49	90.88	32.77	58.1
	790.29	641.87	148.42	808.46	457.17	351.29
	1321.16	693.82	627.34	1365.15	591.65	773.51
	1820.27	884.38	935.88	1901	871.56	1029.44
	2156.65	944.11	1212.54	2253.28	970.44	1282.84
	2386.86	830.62	1556.24	2470.56	997.87	1472.69
Total	11003.58	4244.91	6758.67	Total	11364.28	7387.46
%	100%	39%	61%	%	100%	65%

Tableau IV .3.Le pourcentage de l'effort tranchant de voile et de poteau

IV.2.2.3.2 .Facteur de qualité:

Le facteur de qualité, QF, tient compte de (Art 3.7 ; Art 3.8):

Pondérations de la catégorie (b)

1. Régularité en plan

La structure est classée régulière en plan selon les critères (cf. § 3.7.1a).

2. Régularité en élévation

La structure est classée régulière en élévation selon les critères (cf. § 3.7.1b)

3. Redondance en plan

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins deux (02) files de voiles dans la direction des forces latérales. Cette condition concerne uniquement les deux systèmes de contreventements, (4) et (5) (cf. § 3.5).

La valeur de QF est déterminée par Eqn.(Art 3.8):

$$QF = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} Pq$$

où:

- Pq est la pondération à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".
- i est le nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée.

Les critères de qualité "q" à vérifier sont :

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

Tableau IV .4. : Valeurs des Pondérations Pq.

1/ Régularité en plan :

a1) Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses → Observe ; pq=0

a2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne doit pas dépasser 15% de la dimension du bâtiment, mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Niv	Lx(m)	Ly(m)	ex l(m)	ey1(m)	Pourcentage(X)	Pourcentage(Y)	observation
1	17.10	16.10	0.86	0.81	0.050	0.050	OK
2	17.00	19.10	0.85	0.96	0.050	0.050	OK
3	17.00	19.10	0.85	0.96	0.050	0.050	OK
4	17.00	19.10	0.85	0.96	0.050	0.050	OK
5	17.00	19.10	0.85	0.96	0.050	0.050	OK
6	17.30	19.25	0.87	0.96	0.050	0.050	OK
7	17.30	19.25	0.87	0.96	0.050	0.050	OK

Tableau IV .5. Vérification de pourcentage de la distance entre le centre de gravité de masse et le centre de rigidité

a3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 $\rightarrow \frac{\text{longueur}}{\text{largeur}} = \frac{23.30}{14.30} = 1.62 \leq 4 \rightarrow$ Observe ; $pq=0$

a4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre, la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier. \rightarrow Observe ; $pq=0$

2/.Régularité en élévation:

b1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation \rightarrow no Observe

b2. Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.

niveau	W(KN)
1	1789.13
2	2007.45
3	1788.91
4	1956.06
5	1593.32
6	1667.72
7	189.09

TableauIV .6:Les masses de chaque niveau

No observe et $Pq=0.2$

3/ Redondance en plan:

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins deux (02) files de voiles dans la direction des forces latérales. Cette condition concerne uniquement les deux systèmes de contreventements, (4) et(5).

comme nous dans le système 6 donc **observe et $Pq=0$**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum Pq$$

$$Q = 1 + 0 + 0.20 + 0 = 1.20.$$

Facteur de qualité dans les deux directions x-x et y-y est **Q=1.20**

IV.3. Calcul de la force sismique totale V :

La force sismique totale, V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales, selon Eqn. (4.1) :

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} \cdot (T_0) \cdot W \tag{4.1}$$

avec:

$\frac{S_{ad}}{g} \cdot (T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul (cf. § 3.3.3) pour la période T_0 ;

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée (cf. § 4.2.4).

λ : Coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0.85: \text{si } T_0 \leq (2T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux.} \\ 1, \text{ autrement} \end{cases}$$

À partir des données dont nous disposons, nous utilisons la relation suivante :

$$\frac{S_{ad}}{g} (T) = A.I.S. [2.5 \frac{Q_F}{R}] \quad \text{si : } T_1 \leq T < T_2$$

A	0.30
I	1
S	1.20
Qf	1.20
R	4.5
W	10991.72

Tableau IV .7. les facteur de la force sésimique

- **la force sismique(V et V dyn) :**

	V (kn)	0.8 V (kn)	V dyn(robot)	Vérification
Sence x	2242.31	1793.84	1815.51	C.V
Sence y	2242.31	1793.84	1847.96	C.V

TableauIV 8 . La force sésmique

IV.4.Vérification de déplacement:

La verification des déplacement c'est un des critères de stabilité les plus importants exigé par le RPA2024, cette vérification semble très importante pour les trois raisons suivant :

- La stabilité structurale
- L'intégrité architecturale et les dommages potentiels pour les différents éléments non structuraux
- Le confort humain durant et après les effets du séisme

Selon l'RPA 2024(Art4.15)

Le déplacement horizontal, à chaque niveau "k", de la structure est calculé selon Eqn

$$\delta_k = \frac{R}{QF} .\delta_{ek}$$

où:

δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement

QF : Coefficient de qualité

Le déplacement relatif, au niveau "k" par rapport au niveau "k -1", est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Le déplacement horizontal		Le déplacement relatif	
suiwant (X)	suiwant (Y)	suiwant (X)	suiwant (Y)
$\delta_1 = \frac{4.5}{1.20} \times 0.1 = 0.37$	$\delta_1 = \frac{4.5}{1.20} \times 0 = 0$	$\Delta_1 = 0.1 - 0 = 0.1$	$\Delta_1 = 0 - 0 = 0$
$\delta_2 = \frac{4.5}{1.20} \times 0.3 = 1.12$	$\delta_2 = \frac{4.5}{1.20} \times 0.4 = 1.5$	$\Delta_2 = 0.4 - 0.1 = 0.3$	$\Delta_2 = 0.4 - 0 = 0.4$
$\delta_3 = \frac{4.5}{1.20} \times 0.3 = 1.12$	$\delta_3 = \frac{4.5}{1.20} \times 0.4 = 1.5$	$\Delta_3 = 0.8 - 0.4 = 0.4$	$\Delta_3 = 0.8 - 0.4 = 0.4$
$\delta_4 = \frac{3.5}{1.25} \times 0.3 = 1.12$	$\delta_4 = \frac{4.5}{1.20} \times 0.4 = 1.5$	$\Delta_4 = 1.1 - 0.8 = 0.3$	$\Delta_4 = 1.1 - 0.8 = 0.3$
$\delta_5 = \frac{4.5}{1.20} \times 0.3 = 1.12$	$\delta_5 = \frac{4.5}{1.20} \times 0.3 = 1.12$	$\Delta_5 = 1.3 - 1.1 = 0.2$	$\Delta_5 = 1.4 - 1.1 = 0.3$
$\delta_6 = \frac{4.5}{1.20} \times 0.2 = 0.75$	$\delta_6 = \frac{4.5}{1.20} \times 0.75 = 0.84$	$\Delta_6 = 1.6 - 1.3 = 0.3$	$\Delta_5 = 1.6 - 1.4 = 0.2$
$\delta_7 = \frac{4.5}{1.20} \times 0.3 = 1.12$	$\delta_7 = \frac{4.5}{1.20} \times 0.1 = 0.37$	$\Delta_7 = 1.9 - 1.6 = 0.3$	$\Delta_5 = 1.8 - 1.6 = 0.2$

TableauIV .9. Vérifications des déplacements de niveaux sens x-x et y-y

IV.5.Vérification de l'effort normal réduit :

Sollicitation normale :

Outre les vérification prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{Bc \cdot Fc28} \leq 0.35$$

5.1 Pour les poteaux (40× 50) :

L'effort normal est : $Fx = N$

$$V = \frac{1190.45}{(500 \times 400) \times 25} = 0.23 \leq 0.35 \dots\dots\dots CV$$

	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
MAX	1190.45	49.52	16.17	3.16	24.72	51.29
Member	218	1035	29	30	387	394
Node	34	258	261	17	239	264
Case	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)
MIN	55.08	-96.58	-18.41	-1.21	-31.60	-52.32
Member	28	30	387	81	387	387
Node	262	257	257	269	257	257
Case	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)

TableauIV .10. Les résultat de l'effort normale de poteau (40× 50)

5.2 Pour les poteaux (50× 50) :

$$V = \frac{1370.54}{(500 \times 500) \times 25} = 0.21 \leq 0.35 \dots\dots\dots CV$$

	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
MAX	1370.54	68.61	175.49	20.98	44.14	114.47
Member	18	18	38	364	373	17
Node	36	36	36	235	243	34
Case	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)
MIN	-45.49	-134.91	-170.28	-20.91	-181.25	-79.00
Member	58	17	38	355	38	18
Node	48	34	34	247	36	36
Case	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)

TableauIV .11. Les résultat de l'effort normale de poteau (50× 50)

IV.6 Vérification de stabilité au renversement:

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

- Sence x:

En doit vérifier cette condition : $K = Ms / Mr \geq (1.3/1.4)$

Etage	vx	fx	H(m)	W (kn)	YG	Mr (kn.m)	Ms(kn.m)	K	vérifiction
1	1815.51	33.32	2.72	10991.72	7.19	90.63	79030.46	3.03	C.V
2	1782.19	171.89	6.63			1139.63			C.V
3	1610.30	251.17	9.69			2433.83			C.V
4	1359.13	372.66	12.75			4751.41			C.V
5	986.47	396.39	15.81			6266.92			C.V
6	590.08	517.76	18.87			9770.13			C.V
7	72.32	72.32	21.93			1585.97			C.V
						$\Sigma=26038.52$			

Tableau IV-12- vérification de renversement suivant X

• Sence y:

Etage	V(y)	F (y)	H(m)	W (kn)	Gy	Mr (kn.m)	Ms(kn.m)	K	vérificti on
1	1847.96	3.27	2.72	10991.72	15.21	8.89	167184.06	6.21	C.V
2	1844.69	162.24	6.63			1075.65			C.V
3	1682.45	263.04	9.69			2548.85			C.V
4	1419.41	400.1	12.75			5101.27			C.V
5	1019.31	415.66	15.81			6571.58			C.V
6	603.65	535.8	18.87			10110.5 4			C.V
7	67.85	67.85	21.93			1487.95			C.V

$\Sigma=26904.73$

Tableau IV .13. vérification de renversement suivant Y

IV.7.Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

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

$$\theta_k = \frac{Pk \cdot \Delta_k}{Vk \cdot hk} \leq 0.10$$

avec :

- Δ_k défini comme:

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (5.11)$$

- P_k: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k », (cf. § 4.2.3): n

$$P_k = \sum_{i=k} (G_i + \psi \cdot Q_i)$$

$$i=k$$

- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »,
 - h_k : hauteur du niveau « k ».

Selon la valeur de θ_k , il convient de considérer que:

- Si $(0.10 \leq \theta_k \leq 0.20)$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte, de manière approchée, en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $(1 + \theta)$
- Si $(\theta_k \geq 0.20)$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

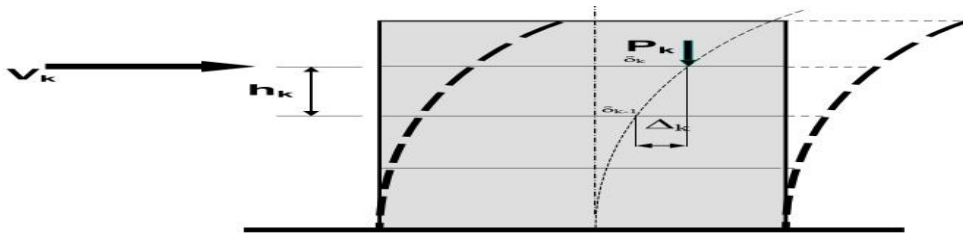


Figure.IV3: Effet P- Δ

Niv	Hk(m)	Pk(KN)	$\Delta x(m)$	$\Delta y(m)$	Vkx	Vky	θx	θy	$\theta x ; \theta y \leq 0.10$
Sous sol	2.72	3621.87	0.1	0	1815.51	1847.96	0.00073	0	C.V
RDC	3.91	3548.30	0.3	0.4	1782.19	1844.69	0.0015	0.0019	C.V
1	3.06	2933.57	0.3	0.4	1610.30	1682.45	0.0017	0.0022	C.V
2	3.06	3345.77	0.3	0.4	1359.13	1419.41	0.0024	0.0030	C.V
3	3.06	2818.54	0.3	0.3	986.47	1019.31	0.0028	0.0027	C.V
4	3.06	2949.67	0.2	0.2	590.08	603.65	0.0049	0.0031	C.V
5	3.06	785.82	0.3	0.1	72.32	67.85	0.010	0.0037	C.V

TableauIV .14.Vérification Effet P- Δ

✚ La condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$;Donc on néglige(effet P- Δ)

Chapitre V

Calcul des

éléments

structuraux

Etude des éléments structuraux :

V.1. Introduction:

Les éléments structuraux sont les composants fondamentaux et dans leur ensemble forment l'ossature porteuse à laquelle est confiée la responsabilité de soutenir et de transférer les charges, de résister aux forces internes et externes et de fournir stabilité, sécurité

Dans ce chapitre les éléments structuraux principaux tel que les poteaux, les poutres et les voiles ont été étudiés. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé C.B.A 93, RPA 99/V2024 et BAEL

- Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée .
- les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

V.2. Les combinaison du RPA 99 / version 2024 :

Au sens du principe de calcul aux Etats Limites , l'action sismique est considérée du fait de sa brève durée d'application , comme une action accidentelle .L'action sismique est caractérisée par trois composantes qui agissent simultanément :

- Deux composantes horizontales, E_x et E_y , agissant suivant deux directions orthogonales dans le plan de la structure .
- Une composante verticale, E_z ,qui agit suivant l'axe vertical de la structure .

V.3. Composantes horizontales de l'action sismique :

Les composantes de l'action sismique , E_x et E_y , agissant suivant deux directions horizontales, sont supposées indépendantes mais représentées par le même spectre de réponse . Les actions sismiques de dimensionnement des structures , sont combinées aux actions permanentes et aux actions variables par le biais des Eqns.(5.1) et (5.2) :

$$\begin{Bmatrix} G + \Psi.Q + E1 \\ G + \Psi.Q + E2 \end{Bmatrix} \dots\dots(5.1)$$

Ψ : Coefficient d'accompagnement , fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4 .2).

Et :

$$\begin{Bmatrix} E1 = \mp Ex \mp 0.3 Ey \\ E2 = \mp 0.3 Ex \mp Ey \end{Bmatrix} \dots\dots(5.2)$$

V.4.Composante verticale de l'action sismique :

Dans le cas de la composante verticale , les combinaisons d'actions suivantes doivent etre

utilisées : $\begin{Bmatrix} G + \Psi.Q + E3 \\ G + \Psi.Q + E4 \\ G + \Psi.Q + E5 \end{Bmatrix}$

Ou :

E3 ,E4 et E5 représentent la combinaison des composantes , horizontales (E_x , E_y) et la composante verticale (E_z), définies par :

$$\begin{Bmatrix} E3 = \mp Ex \mp 0.3Ey \mp 0.3Ez \\ E4 = \mp 0.3Ex \mp Ey \mp 0.3Ez \\ E5 = \mp 0.3Ex \mp 0.3Ey \mp Ez \end{Bmatrix}$$

V.5. combinaisons considérées pour les calculs sont :

Selon BAEL 91 (combinaison fondamentale)

ELU 1.35 G + 1.5 Q

ELSG + Q

V.6. Etude de ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations .Les poteaux sont calculés en flexion composé en fonction de l'effort normal (N) et le moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables les résultants dans le Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2024 .

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier :

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	$f_{c28}(MPa)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	γ_s	Fe (MPA)	$\sigma_{bs}(MPa)$
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

V.1: Tableau : Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier

Armatures longitudinales :

doivent être à haute adhérence, droites sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de :
 - 0.8% en zones 1 et 2
 - 0.9 % en zone 3
 - 1.0 % en zones 4,5,6
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4% en zone courante
 - 8% en zone de recouvrement

- Le diamètre minimum est de : 12 mm
- La longueur minimale des recouvrement est de :
 - 50φ en zones 1, 2 et 3
 - 60φ en zones 4,5 et 6
- La distance entre les barres verticales, dans une face du poteau, ne doit pas dépasser :
 - 20 cm en zones 1,2,3
 - 15 cm en zones 4,5 et 6

Elles peuvent être constituées de ronds lisses, barres à haute adhérence ou treillis soudés :

Il faut utiliser des aciers de nuance $F_e \geq 330$ MPA .

La section A des armatures longitudinales doit respecter (avec B section de béton) :

$A \geq 4$ cm par mètre de parement (perpendiculairement aux armatures),

$$0.2 \% \leq A/B \leq 5\%$$

Pour les sections rectangulaires ($a < b$) la distance maximale de deux barres voisines doit respecter :

$$c \leq \min [(a+10\text{cm}); 40 \text{ cm}]$$

Armatures transversales :

Elles doivent entourer toutes les barres longitudinales de diamètre supérieur ou égal à 20 mm ; compte tenu du fait que les armatures longitudinales ne sont prises en compte pour les calculs de résistance que si elles sont maintenues par des cadres espacés de 15 fois leur diamètre au maximum, dans la pratique, toutes les barres seront maintenues .

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la forme :

$$\frac{At}{t} = \frac{(\rho_a \cdot Vu)}{(h1 \cdot Fe)}$$

avec :

vu : effort tranchant de calcul

$h1$: hauteur totale de la section brute dans la direction considérée

Fe : 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

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \rightarrow \lambda g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda g < 5 \end{cases}$$

Avec:

λg : élancement géométrique.

- At : armatures transversales.
- t : espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée par Eqn .(7.3) .

Par ailleurs, la valeur maximale et de cet espacement est fixée suit :

-dans la zone nodale (zone critique):

$t \leq \min(b_0/3, 10\text{cm}, 60\varphi_l)$: en zones IV, V et VI

– dans la zone courante :

-dans la zone courante :

$t' \leq \text{Min}(b_1/2; h_1/2; 10\varphi_l)$: en zones IV, V et VI

où: φ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale ($\frac{A_t}{t.b1}$) en % est donnée comme suit:

-0.3% si : $\lambda_g \geq 5$

-0.8% si : $\lambda_g \leq 3$

interpoler entre les 2 valeurs limites précédentes si : $3 < \lambda_g < 5$

où: λ_g est l'élanement géométrique du poteau:

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \dots\dots\dots (7.4) \text{ page 107}$$

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.

V.6.1. Calcul du ferrailage des poteaux:

Poteaux 50 × 50 :

Les sollicitations sur le poteau :

Combinaison	N(KN)	My(kn.m)	Mz(kn.m)
ELU	1370.54	6.52	4.90
ACC	192.35	-18.09	- 32.92
ACC	793.82	3.33	-44.74
ACC	29.23	-3.99	-0.26

Tableau V.2: Les sollicitations sur le poteau 50×50

La section des armatures calculer :

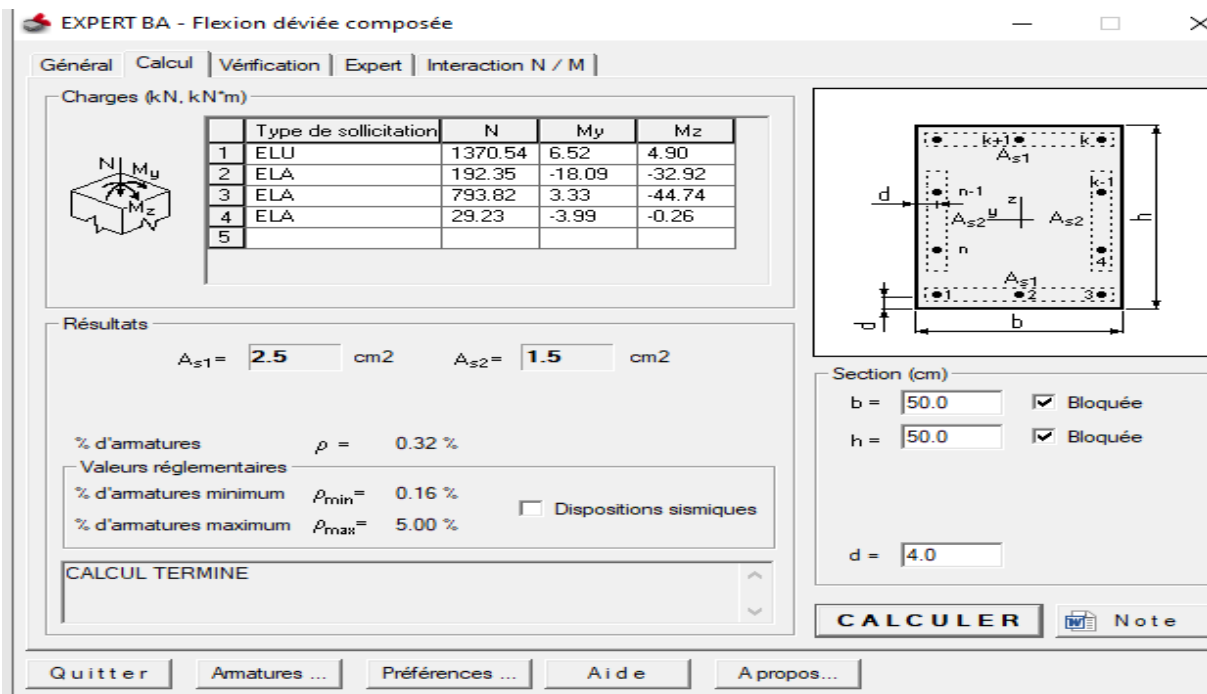


Figure V.1 : As cal de poteaux (50× 50)cm²

✚ Ferrailage longitudinal:

Donc As calculer : $A_{s\text{ cal}} = (1.5 + 2.5) * 2 = 8 \text{ cm}^2$

Selon l'RPA 99 / version 2024:

- $A_{\text{min}} = 1 \%$ de la section de béton = 25 cm^2
- $A_{\text{max}} = 0.4\%$ de la section de béton = 10 cm^2 (en zone courante).
- $A_{\text{max}} = 0.8\%$ de la section de béton = 20 cm^2 (en zone de recouvrement).

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser:

15 cm en zone 6

- $\Phi_{\text{min}} = 12 \text{ mm}$

$A_{\text{min}} = 1\% * B = 25 \text{ cm}^2$

on pronder : $A_s = 8T20 = 25.13 \text{ cm}^2$

✚ Ferrailage transversal:

Selon le BAEL 91 révisée 99 :

$\emptyset t < \min (h/35 ; b/10 ; \emptyset 1) = \min (1.4 ; 5 ; 1.6) \Rightarrow \emptyset t < 1.4 \text{ cm}$

on adopter $\emptyset t = 8 \text{ mm}$

Selon le RPA 99 / version 2024 :

En zone nodale :

$$t \leq \min \left(\frac{b_0}{3} ; 10 \text{ cm} ; 60 \emptyset l \right)$$

$$t \leq \min \left(\frac{46}{3} ; 10 \text{ cm} ; 60 \times 1.6 \right) = 10 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$t \leq \min \left(\frac{b_1}{2} ; \frac{h_1}{2} ; 10 \emptyset l \right) = 10 \text{ cm}$$

$$t \leq \min \left(\frac{50}{2} ; \frac{50}{2} ; 16 \right) \Rightarrow t \leq 16 \text{ cm}$$

On adopte un espacement pour ce poteau de :

$t = 10$ cm dans la zone nodale.

$t' = 15$ cm dans la zone courant.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \varnothing t$ minimums

$10\varnothing t = 10 \times 1.6 = 16$ cm ; alors on adopte longueur de 16 cm.

Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \varnothing$:

Pour $\varnothing = 1.6$ mm $\rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64$ cm \Rightarrow On adopte : $lr = 60$ cm.

Poteaux (50×40):

Les sollicitations sur le poteau :

Combinaison	N(KN)	My(kn)	Mz(kn)
ELU	1190.45	2.53	30.70
ACC	2.84	25.78	0.12
ACC	192.35	-18.09	-32.92
ACC	29.23	-3.99	-0.26

Tableau V.3: Les sollicitations sur le poteau 50×40

✚ La section des armatures calculer :

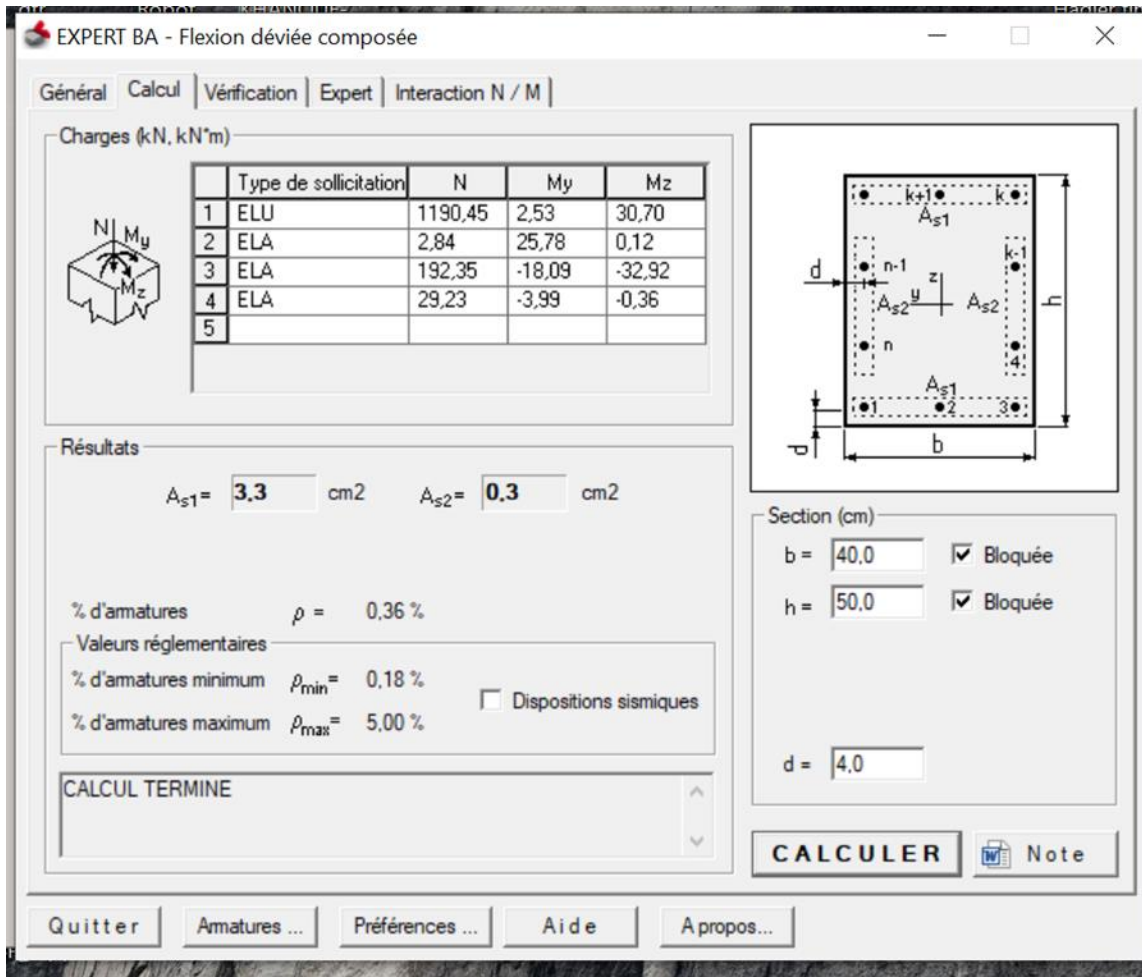


Figure V.2 : As cal de poteaux (50× 40)cm²

✚ Ferrailage longitudinal:

Donc As calculer : $A_{s \text{ cal}} = (3.3 + 0.3) * 2 = 7.2 \text{ cm}^2$

Selon l'RPA 99 / version 2024:

- Amin = 1 % de la section de béton = 20 cm^2
- A max = 0.4% de la section de béton = 8 cm^2 (en zone courante).
- A max = 0.8% de la section de béton = 16 cm^2 (en zone de recouvrement).

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser :

- 15 cm en zone 6
- $\Phi \text{ min} = 12\text{mm}$
- $A_{\text{min}} = 1\% \cdot B = 20\text{cm}^2$
- on pronder : $A_s = 4\text{HA}20 + 4\text{T}16 = 20.36\text{m}^2$

Ferrailage transversal:

- Selon le BAEL 91 révisée 99 :

- $\Phi t < \min (h/35 ; b/10 ; \Phi 1) = \min (1.4 ; 4 ; 1.6) \Rightarrow \Phi t < 1.4 \text{ cm}$ on adopter $\Phi t = 8\text{mm}$

- Selon le RPA 99 / version 2024 :

- En zone nodale :

$$t \leq \min \left(\frac{b_0}{3} ; 10\text{cm} ; 60 \Phi l \right) \Rightarrow$$

$$t \leq \min \left(\frac{46}{3} ; 10\text{cm} ; 60 \times 1.6 \right) = 10 \text{ cm}$$

- En zone courante :

$$t \leq \min \left(\frac{b_1}{2} ; \frac{h_1}{2} ; 10 \Phi l \right) = 10 \text{ cm}$$

$$t \leq \min \left(\frac{40}{2} ; \frac{50}{2} ; 16 \right) \Rightarrow t \leq 16 \text{ cm}$$

On adopte un espacement pour ce poteau de :

t = 10 cm dans la zone nodale.

t' = 15 cm dans la zone courant.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \Phi t \text{ min}$ minimums.

$10\phi_t = 10 \times 1.6 = 16 \text{ cm}$; alors on adopte longueur de 16 cm.

Longueur de recouvrement : $l_r \geq 60 \times \phi$:

Pour $\phi = 1.6 \text{ mm} \rightarrow l_r = 60 \times 1.6 = 96 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 90 \text{ cm}$.

Les résultats sont réduits dans le tableau suivant :

Etage	Section(cm ²)	A _{min} RPA(c m ²)	A _{calcul} é(cm ²)	Ferrailage longitudinal		Ferrailage transversal		
				Section(cm ²)	choix	t(cm)	T'(cm)	At
Sous sol	50× 50	25	8	27.33	8T20	10	16	Ø8
RDC	50× 40	20	7.2	20.10	4HA16+ 4T20	10	16	Ø8
1	50× 40	20	7.2	20.10	4HA16+ 4T20	10	16	Ø8
2	50× 40	20	7.2	20.10	4HA16+ 4T20	10	16	Ø8
3	50× 40	20	7.2	20.10	4HA16+ 4T20	10	16	Ø8
4	50× 40	20	7.2	20.10	4HA16+ 4T20	10	16	Ø8

Tableau V .4: Ferrailage des poteaux dans les différents niveaux de la Tour

V.6.2. Vérification spécifiques :

✚ Vérification au flambement:

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le CBA93 (Art B.8.2.1) nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme .

$$Br=(b-2) \times (h - 2) \geq Br . \quad \text{calculé } = \frac{Nu}{\beta} \times \frac{1}{\frac{Fc28}{0.9 \times \gamma b} + \frac{0.01 \times Fe}{\gamma s}}$$

section rectangulaire : $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{a} \times lf$; $lf=0.7 \times l0$; $\beta=1+0.2(\frac{\lambda}{35})^2$

section	Nu(KN)	Lf(m)	λ	β	Br \geq Br calc		observation
					Br	Br calcul	
50 \times 50	1370.54	1.90	13.16	1.02	0.23	0.06	C.V
50 \times 40	1190.54	2.73	23.70	1.09	0.18	0.05	C.V

Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux.

✚ Vérification Sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton , τ_{bu} , sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite $\tau_{bu} -$:

$$\tau_u \leq \tau_{bu} -$$

Avec :

$$\tau_{bu} - = \rho d . fc28 \text{ et ; } \tau_u \text{ à partir de logiciel robot.}$$

où:

ρd est égal à 0.075 si l'élancement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5; il est égal à 0.04, dans le cas contraire.

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Section	λg	ρd	$\tau_u \leq \tau_{u-}$		observation
			τ_u	τ_{u-}	
50x 50	4.28	0.04	0.99	1	C.V
50x 40	5.40	0.075	0.45	1.87	C.V

Tableau V.6.Vérification des contraintes de cisaillement

✚ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6fc28$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6fc28 = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

σ_{bc} est calculer comme suite :

Vérification d'une section partiellement comprimée :

Le calcul est relativement complexe s'effectue comme suit :

$$C = \frac{h}{2} - e$$

$$P = -3c^2 - 90As' \frac{c-d'}{b} + 90As \frac{d-c}{b}$$

$$q = -2c^3 - 90As' \frac{(c-d')^2}{b} - 90As \frac{(d-c)^2}{b}$$

On résout l'équation du troisième degré : $z^3 + pz + q = 0$

On calcule : $\Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27}$

- si $\Delta \leq 0$: $\varphi = \text{Arc cos} \left(\frac{3q}{2P} \times \sqrt{\frac{-3}{P}} \right)$, $a = 2 \sqrt{\frac{-P}{3}}$

$$z_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \quad z_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) \quad z_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right)$$

puis $y_{ser} = z + c$ représente la distance du centre de pression à l'axe neutre à la fibre supérieure des la section ; si le calcul de z s'est effectué dans le cas $\Delta \leq 0$ on choisit parmi les trois solutions z_1, z_2, z_3 celle qui donne $0 \leq y_{ser} \leq d$.

On calcul l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + 15[As(d - y_{ser})^2 + As'(y_{ser} - d')^2]$$

La contrainte σ_{bc} est : $\frac{z \cdot N_{ser}}{I} \cdot y_{ser}$

Les sollicitation sont :

Effort normal : $NG = 1.37 \text{ MN}$; $NQ = 0.984 \text{ MN}$

Moment de flexion : $MG = 0.023 \text{ MN.m}$; $MQ = 0.016 \text{ MN.m}$

Soit à L'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{ll} Nu = 3.325 \text{ MN} & ; Mu = 0.055 \text{ MN.m} \\ N_{ser} = 2.354 \text{ MN} & ; M_{ser} = 0.039 \text{ MN.m} \end{array} \right\}$$

Calcul à L'ELU :

Excentricités :

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} ; \quad e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}\right) ; \quad e_2 = \frac{3 \cdot L f^2}{10000 h} (2 + \alpha \varphi)$$

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

avec :

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{Mu}{1.5 M_{ser}}\right) ; \quad \varphi = 2$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Section	C(cm)	z	e	As	As'	d	d'	Nser (M)	I(cm ⁴)	yser	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc-}$	
											σ_{bc}	σ_{bc-}
50× 50	25	12.13	0.042	9.24	18.8	45	5	2.35	865160.6	37.1	12.25	15
			9		5			4		7		
50× 40	20.7	7.39	0.077	8.04	6.16	45	5	0.87	453154.2	28.0	4.01	15
			3					6	3	9		

Tableau V.7.Vérification des contraintes normal

✚ S héma de ferrailage :

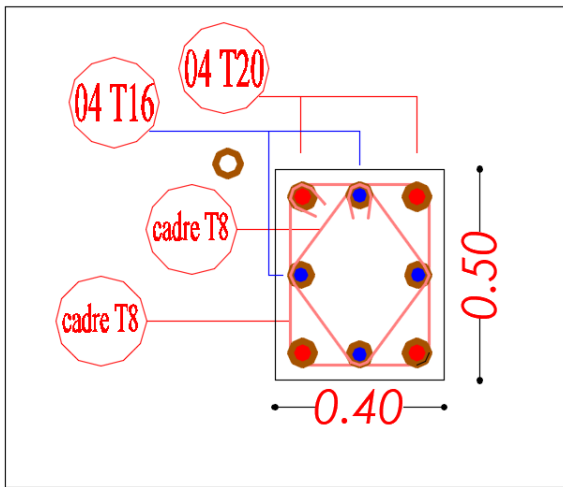


Figure V-3- shéma ferrailage poteau(40× 50)cm²

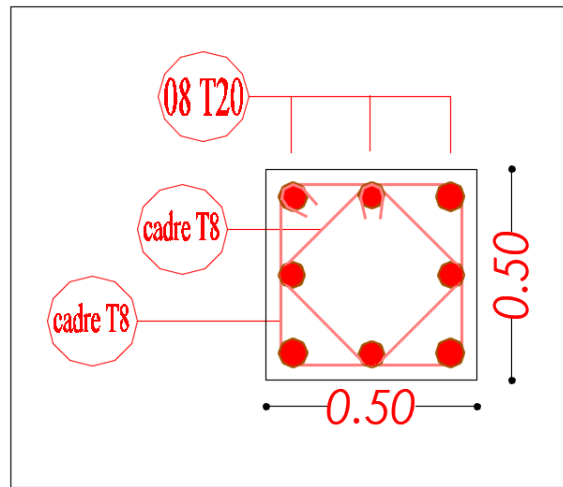


Figure V-4- shéma ferrailage poteau(50× 50)cm²

V.7. FERRAILLAGE DES POUTRES:

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- Moment fléchissant.
- Effort tranchant.
- Effort normal.

Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant, l'effort normal est négligé; Donc le ferrailage se fera en **flexion simple** (cas le plus défavorable).

Le ferrailage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu nuisible.

V.7.1. Combinaisons :

Les poutres sont calculées sous les deux situations suivantes :

-Situation durable selon **BAEL (1.35G+1.5Q)** : pour déterminer le moment Maxen travée.

-Situation accidentelle selon le **RPA99V2024(G+Q±Ey)** : Pour déterminer

respectivement le moment maximum négatif et positif, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

V.7.2. Recommandations:

Armatures longitudinales : 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.

Armatures transversales : Le diamètre ϕ_t des armatures de confinement ne doit pas être inférieur à 6 mm. La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = (0.003).s.b \quad (7.7)$$

L'espacement maximum, entre les armatures transversales, est déterminé comme suit :

- Dans les zones critiques:

$$s = \min(h/4; 24\phi_t ; 17.5 \text{ cm}; 6\phi_l)$$

avec:

h : hauteur de la poutre

ϕ_t : diamètre des armatures de confinement

ϕ_l : diamètre minimal des barres longitudinales

- En dehors de la zone critique:

$$s' \leq h/2$$

avec :

$$s' = \min(h/4; 12\phi_l) \quad \text{si les armatures comprimées sont nécessaires}$$

ϕ_l : plus petit diamètre utilisé parmi les armatures longitudinales.

Dans le cas d'une section en travée, avec armatures comprimées, c'est le plus petit diamètre utilisé parmi les aciers comprimés. Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm, au plus, du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.7.3. FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES:

Poutre principale (30x50)cm²

✚ Ferrailage longitudinal:

les moment extrait de robot analyse structural:

	ELU		ELS		ELA	
Moment	M max	M min	M max	M min	M max	Mmin
Section (30.50)	100.24	-181.25	71.86	-129.92	56.75	-102.57

Tableau V.8: les moments max dans les poutre principales

✚ en travée :

Le moment du poutre en travée soumises aux les combinaison suivent.

BAEL (1.35G+1.5Q) le résultats de moment à partir de l'auto desk robot structural analysés Professional 2024

As calculer = 6.7 cm²

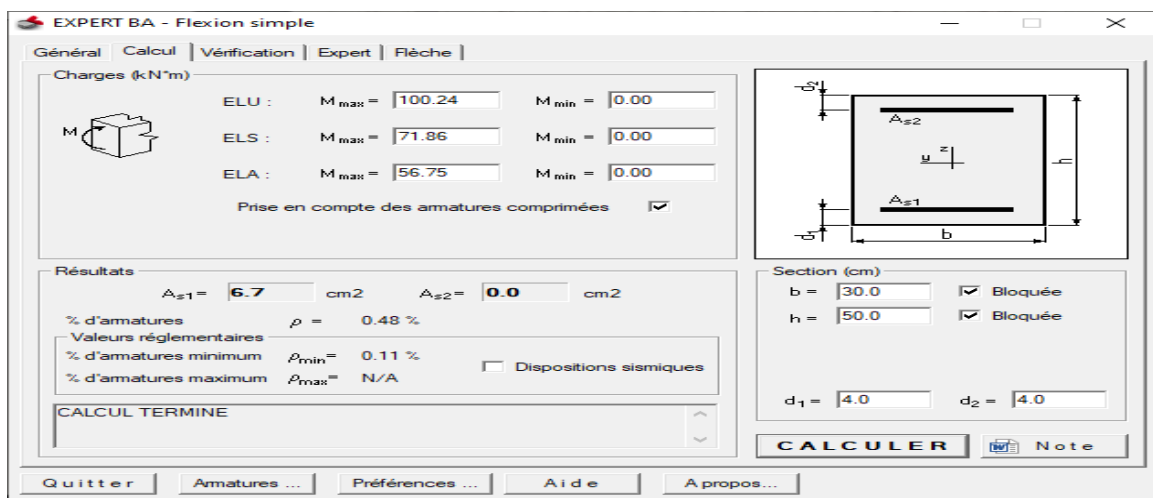


Figure V.5: Section calculer sur logiciel Robot expert 2010 en travée de poutre principal

Condition de non fragilité :

$$A_s = 0.23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.66 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} < A_s \text{ calcul}$

Les pourcentage minimale d'armatures :

Pourcentage exigé par RPA2024 :

Le pourcentage total minimum des minimum des aciers longitudinaux , sur toute la poutre , est de 0.5 % en toute section . $A_{\min} = 0.5 \% b.h$

$$A_{\text{cba}} = 0.001 \times 0.5 \times 0.3 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{rpa}} = 7.5 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = A_{\text{max}} = 7.5 \text{ cm}^2$

Choix des barres : 6 T14 = 9.24 cm²

en Appui :

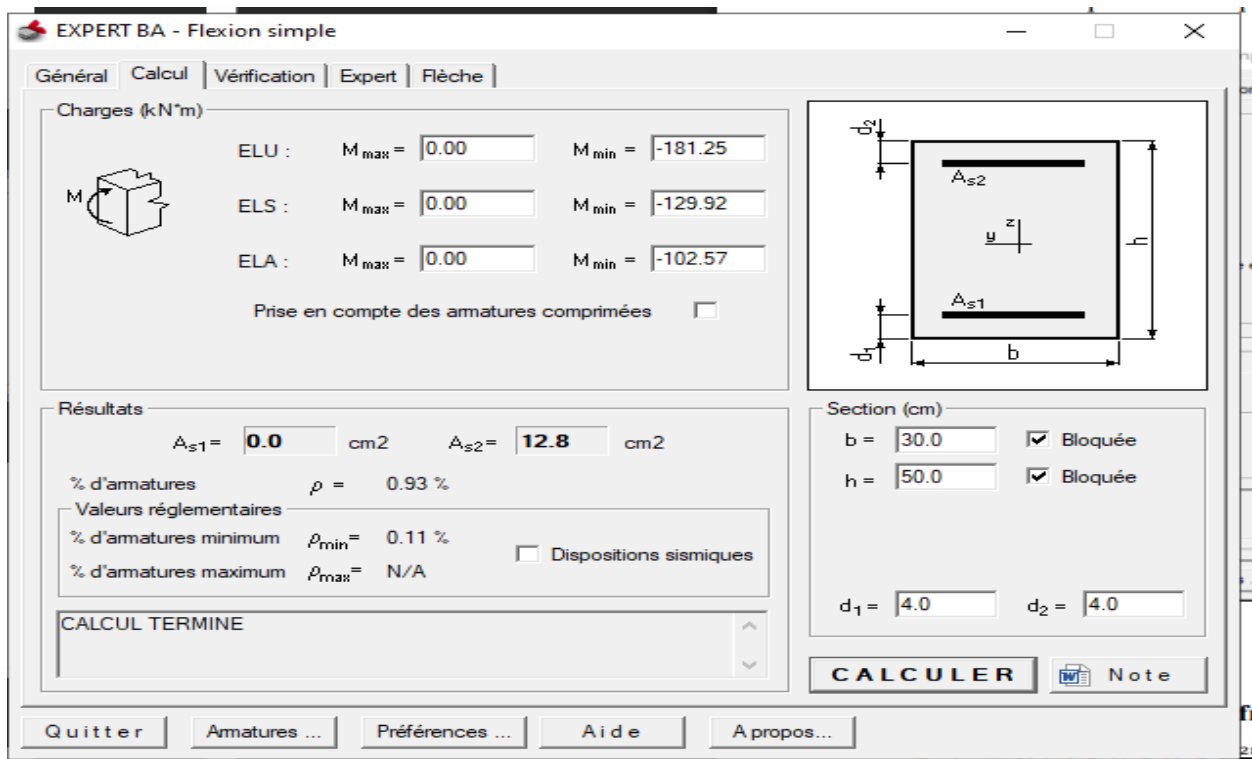


Figure V.6: Section calculer sur logiciel Robot expert2010 sur appui de poutre principale

Condition de non fragilité :

$$A_s = 0.23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.66 \text{ cm}^2$$

Les pourcentage d'armatures :

$$A_{\min} < A_s \text{ calcul}$$

$$A_{cba} = 0.001 \times 0.5 \times 0.3 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{rpa} = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{cal} ; A_{cba} ; A_{rpa}) \Rightarrow A = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_s = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des barres : } 3T16+6T14 \text{ cm}^2$$

les longueurs de recouvrement:

$$l_r (\text{zone 6}) = 60 \phi_l$$

$$L_r = (60 \times 1.4) = 84 \text{ cm} = 85 \text{ cm}$$

$$L_r = (60 \times 1.6) = 96 \text{ cm} = 100 \text{ cm}$$

✚ Armature transversales :

Le diamètre ϕ_t des armatures de confinement ne doit pas être inférieur à 6 mm

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = (0.003).s.b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales, est déterminé comme suit :

• Dans les zones critiques

$$S = \min(h/4; 24\phi_t; 17.5 \text{ cm}; 6\phi_l) \text{ avec:}$$

$$(12.5 ; 144 ; 17.5 ; 84) = S_{\min} = 12.5 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } A_t = 0.003 \times 12.5 \times 30$$

$$A_t = 1.125 \text{ cm}$$

$$4T8 = 2.01 \text{ cm}$$

h : hauteur de la poutre

ϕt : diamètre des armatures de confinement

ϕl : diamètre minimal des barres longitudinales

En dehors de la zone critique:

avec :

$s' = \min(h/4; 12\phi l)$ si les armatures comprimées sont nécessaires

$s' = \min(12.5 ; 16.8)$

$s' = 12.5 \leq 25$ **c.v**

V.7.4 Les vérification:

Vérification des sections d'armatures :

- **Appuis de rive :**

a / Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s \geq \frac{V_u + H_u}{F_e / \gamma_s}$$

As(cm²)	Vu(KN.m)	Hu (kn)	γ_s	Fe	As (cm²)	condition
9.24	175.49	0	1.15	400	4.91	C.V

Tableau V.9 : Vérification des sections d'armatures en Appuis de rive

- **Appuis intermédiaires :**

Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0.9d}}{F_e / \gamma_s}$$

Avec :

As= 9.24cm² ; Vu = 175.49 KN/m ; Mu = -181.25 KN.m ;
 Fe=400MPA ; $\gamma_s=1.15$; d = 46cm

Donc : $A_s \geq 7.5\text{cm}^2 \rightarrow A_s = 9.24\text{cm}^2 \geq 7.5\text{cm}^2$ C.V

As(cm ²)	Vu(KN.m)	Mu(KN .m)	d (cm)	γ_s	Fe	As (cm ²)	condition
9.24	175.49	-181.25	46	1.15	400	7.5	C.V

Tableau V.10 : Vérification des sections d'armatures en Appuis intermédiaires

Vérification de la contrainte de compression du béton :

La condition à vérifier est : $V_u \leq 0.4 \times \frac{F_{cj}}{\gamma_b} \times a \times b_0$

Avec :

a : min (a' ; 0.9 d)

b₀ : la largeur de la poutre

$V_u = 175.49 \text{ KN/m}$; a = 41.4 cm ; b₀ = 30 ; $\gamma_b = 1.5$

Donc : $V_u = 175.49 \leq 828 \text{ KN/m} \rightarrow$ C.V

Vu(KN/m)	a (cm)	b ₀ (cm)	γ_b	F _{cj} (MPa)	Vu(KN/m)	condition
175.49	41.4	30	1.5	25	828	C.V

Tableau V-11- Vérification de la contrainte de compression du béton

• La contrainte moyenne de la compression :

$$\sigma_{bc} \leq 1.3 \cdot \frac{F_{cj}}{\gamma_b}$$

Sur l'aire d'appuis : $\sigma_{bc} \text{ moyenne} = \frac{N_u}{B} = \frac{2 \cdot V_u}{a \cdot b}$

Avec :

$$V_u = 175.49 \text{ KN.m} ; \quad b : \text{largeur de la poutre} ; \quad B : \text{section du poteau}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = 2.33 \leq 21.66 \rightarrow \text{C.V}$$

✚ Vérification à L'ELS :

a / Etat limite d'ouverture des fissures :

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \sigma_{s-} ; \quad \sigma_{s-} = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

En fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{s-} = \min \left\{ \frac{2}{3} F_e ; \max(0.5 F_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot F_t j}) \right\}$$

η : 1.6 pour les barres ou fils HA de diamètre au moins égal à 6mm et 1.3 pour les fils de diamètre inférieur à 6mm .

$$F_{tj} : 0.6 + 0.06 \times F_{c28}$$

Fe	γ_s	σ_s (MPa)	σ_{s-} (MPa)	condition
400	1.15	347.82	201.63	C.N.V

Tableau V.12: Vérification de la contrainte limite d'acier

La condition $\sigma_s \leq \sigma_{s-}$ n'est pas remplie , il faut recalculer la section d'acier A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible ,c'est-à-dire à la contrainte limite de service σ_{s-} .

$$u = \frac{30 \cdot M_{ser}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{s-}} = \frac{30 \times 0.181}{0.30 \times 0.45^2 \times 201.63} = 0.443$$

$$\lambda = 1 + u = 1.44 ; \quad \cos \varphi = \lambda^{-\frac{3}{2}} = 0.576 \rightarrow \varphi = 29.94^\circ$$

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos \left(240^\circ + \frac{\varphi}{3} \right) = 0.178$$

$$M_{ser} = 0.181 \text{ MN.m}$$

- La section d'armatures est :

$$A_s = \frac{\alpha^2}{30(1-\alpha)} \times b \cdot d = A_s = \frac{0.178^2}{30(1-0.178)} \times 0.3 \times 0.45 = 1.73 \text{ cm}^2$$

Le tableau 10.3 donne directement, en fonction de u , les valeurs :

$$\rho = 1.271 \times 10^{-2} ; K = 0.0544, \text{ soit}$$

$$\sigma_{bc} = 0.0544 \times 173 = 9.41 \leq \sigma_{bc} = 0.6 \cdot F_{c28} = 15 \text{ C.V}$$

$$A_s = 1.272 \times 10^{-2} \times 40 \times 45 = 17.17 \text{ cm}^2$$

μ	λ	φ	α	σ_{bc} (MPa)	Mser(MN.m)	A_s (cm ²)
0.443	1.44	29.94°	0.178	9.41	0.181	17.17

Tableau V-13-La section d'armatures

b / Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$

Avec :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times F_{c28} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

- Section rectangulaire :

$$Y = \frac{15(A_s + A_s')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s')}{7.5(A_s + A_s')^2}} - 1 \right]$$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_s \cdot (d - y)^2 + A_s' \cdot (y - d')^2]$$

Mser(KN.m)	I(cm ⁴)	Y(cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	condition
-129.92	221761.32	14.37	8.41	15	C.V

Tableau V.14: Vérification de la contrainte limite de béton

C / Etat limite de déformation :

Evaluation e flèche :

Si l'une des conditions ci-dessus n'est pas satisfaite ; la vérification de la flèche devient nécessaire (**CBA. ART B.6.5.1**) :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{500}{520} = 0.96 \geq 0.062 \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10.M0} \rightarrow 0.96 \geq \frac{71.86}{1437.2} = 0.05 \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

$$\frac{As}{b0.d} \leq \frac{4.2}{Fe} \rightarrow \frac{8.04}{30 \times 45} = 0.005 \geq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

Donc : la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Les armatures transversales :

1. Vérification de la contrainte tangente conventionnelle :

$$\tau u = \frac{Vu}{b0.d} \leq \tau u -$$

Avec:

Vu: la valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

b 0 : la largeur de l'ame .

d : la hauteur utile de la poutre .

$\tau u -$: la contrainte tangent admissible :

$$\tau u - = \min \left\{ 0.15 \cdot \frac{Fcj}{\gamma b} ; 4MPA \right\} \dots\dots \text{F.P et FTP .}$$

Vu(KN/m)	b 0 (cm)	d (cm)	$\tau u -$	τu	$\tau u \leq \tau u \text{ bar}$
175.49	30	46	2.5	1.27	C.V

Tableau V.15: Vérification des contraintes tangentielles

Section des armatures transversales :(d'ame)

En flexion simple dans le cas courant avec des armatures transversales droites ($\alpha = 90^\circ$), le pourcentage des armatures d'ame ρ_t s'écrit :

$$\rho_t \geq \frac{\tau_u - \tau_0}{0.9 \times \frac{F_e}{\gamma_s} \times (\sin(\alpha) + \cos(\alpha))}$$

Avec :

$$\tau_0 = 0.3 \times Ft_j \times K \text{ et : } Ft_j = \min (Ft_j ; 3,3 \text{ Mpa})$$

$$\tau_0 = 0.63$$

K=1 en flexion simple .

Donc la formule précédent s'écrit :

$$\rho_t = \frac{At}{b \cdot St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \cdot Ft_j}{0.9 \cdot \frac{F_e}{\gamma_s}} \rightarrow \rho_t = \frac{1.125}{30 \times 12.5} = 0.003 \geq \frac{1.27 - 0.3 \times 0.63}{0.9 \cdot \frac{400}{1.15}} = 0.002 \dots\dots C.V$$

V.7.5: FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE:

Le ferrailage des poutre secondaire c'est le même condition et le même ferrailage

Poutre secondaire :(30.40)

	ELU		ELS		ELA	
Section	M max	M min	M max	M min	M max	M min
(45.30)	44.14	-43.21	31.75	-31.06	25.78	-25.10

Tableau V.16 : les moments max dans les poutre secondaire

✚ En travée:

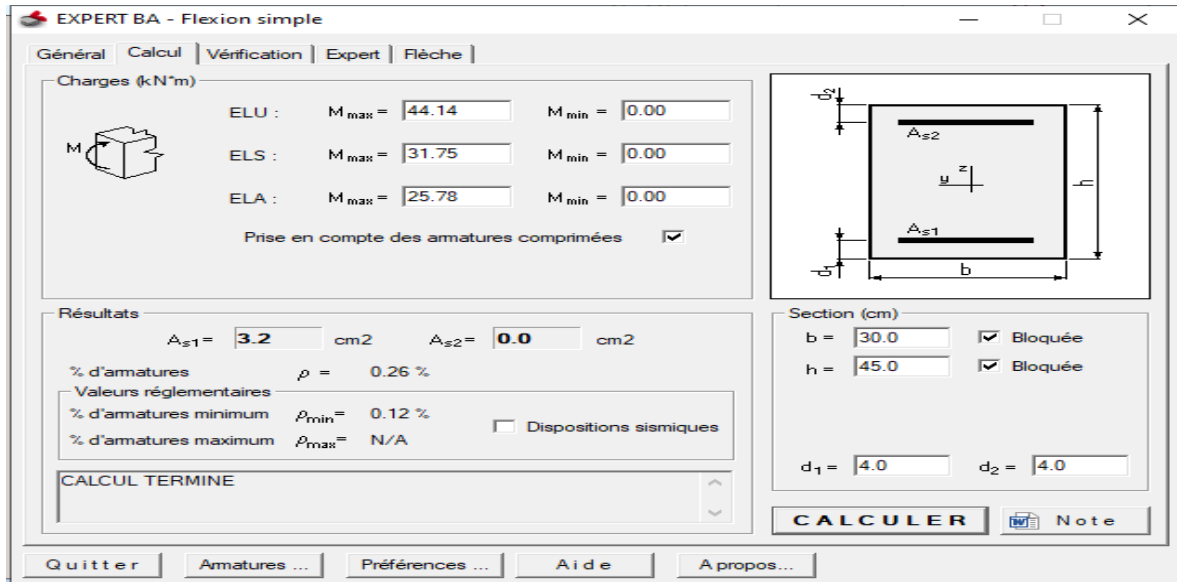


Figure V.7: Section calculer sur logiciel Robot expert 2010 en travée de poutre secondaire

✚ Sur appuis:

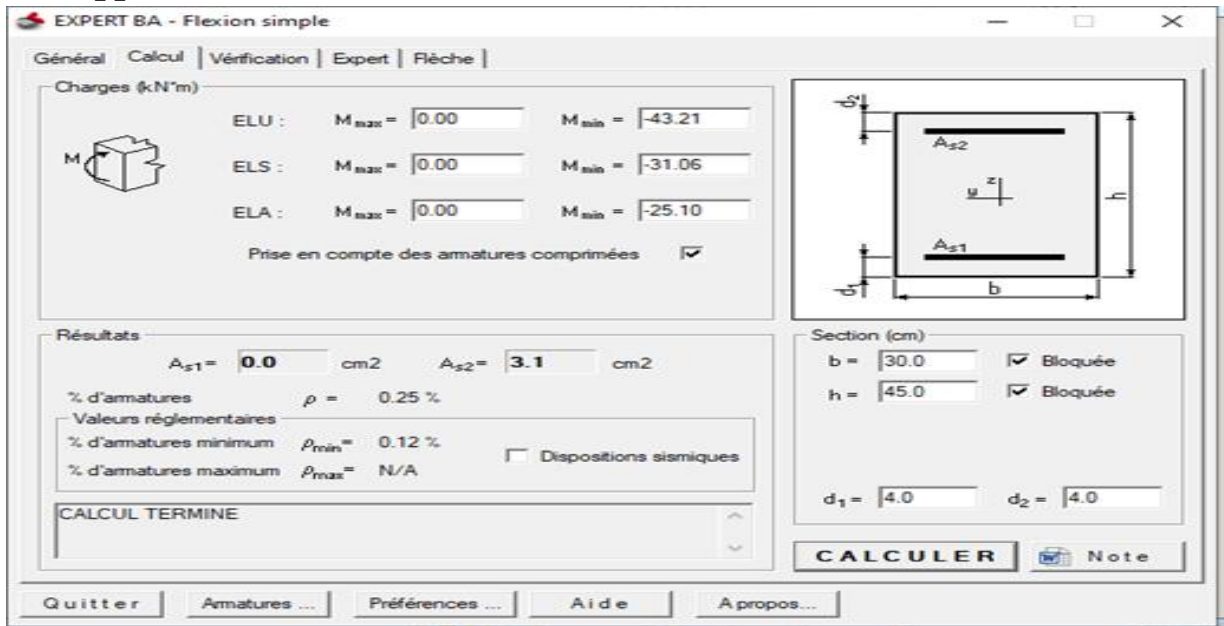


Figure V.8: Section calculer sur logiciel Robot expert 2010 en appui de poutre secondaire

✚ Ferrailage longitudinal :

	As cal	Asmin	A cba	Arpa	As max	Le choix	AS
Travée	3.2	1.48	1.35	6.75	6.75	6T14	9.24
Appuis	3.1	1.48	1.35	6.75	6.75	6T14	9.24

Tableau V.17: résultats des section calculer et les pourcentage minimal d'armatures

✚ Armature transversales :

Le Le diamètre ϕ_t des armatures de confinement ne doit pas être inférieur à 6 mm

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = (0.003).s.b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales, est déterminé comme suit :

• Dans les zones critiques:

$$S = \min(h/4; 24\phi_t; 17.5 \text{ cm}; 6\phi_l) \text{ avec:}$$

$$(11.25; 144 ; 17.5 ; 84)$$

$$S_{\min} = 11.25\text{cm} = 12 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } A_t = 0.003 \times 11.25 \times 30$$

$$A_t = 1.01 \text{ cm}$$

$$2T8 = 1.01$$

h : hauteur de la poutre

ϕ_t : diamètre des armatures de confinement

ϕ_l : diamètre minimal des barres longitudinales

En dehors de la zone critique:

$$s' \leq h/2 = 22.5\text{cm}$$

avec :

$$s' = \min(h/4; 12\phi_l) \text{ si les armatures comprimées sont nécessaires}$$

$$s' = \min (11.25; 16.8)$$

$$s' = 11.25 \leq 22.5 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

✚ Les vérification:

Vérification des sections d'armatures :

• Appuis de rive :

a / Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s \geq \frac{V_u + H_u}{F_e / \gamma_s}$$

As(cm ²)	Vu(KN.m)	Hu (kn)	γ_s	Fe	As (cm ²)	condition
3.2	88.94	0	1.15	400	2.5	C.V

Tableau V-18 - Vérification des sections d'armatures en Appuis de rive

• Appuis intermédiaires :

a / Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0.9d}}{F_e / \gamma_s}$$

As(cm ²)	Vu(KN.m)	Mu(KN .m)	d (cm)	γ_s	Fe	As (cm ²)	condition
3.2	88.94	-43.21	41	1.15	400	2.5	C.V

Tableau V-19- Vérification des sections d'armatures en Appuis intermédiaires

b/ Vérification de la contrainte de compression du béton :

$$V_u \leq 0.4 \times \frac{F_{cj}}{\gamma_b} \times a \times b_0$$

Vu(KN/m)	a (cm)	b 0(cm)	γ_b	Fcj(MPA)	Vu(KN/m)	condition
88.94	36.9	30	1.5	25	649.44	C.V

Tableau V-20-Vérification de la contrainte de compression du béton

• **La contrainte moyenne de la compression :**

$$\sigma_{bc} \leq 1.3 \cdot \frac{F_{cj}}{\gamma_b}$$

Sur l'aire d'appuis : $\sigma_{bc} \text{ moyenne} = \frac{Nu}{B} = \frac{2.Vu}{a.b}$

Avec :

$Vu = 88.94 \text{KN.m}$; b : largeur de la poutre ; B : section du poteau

Donc : $\sigma_{bc} = 1.31 \leq 21.66 \rightarrow C.V$

✚ Vérification à L'ELS :

a / Etat limite d'ouverture des fissures :

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \sigma_s^- ; \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Fe	γ_s	σ_s (MPa)	σ_s^- (MPa)	condition
400	1.15	347.82	201.63	C.N.V

Tableau V21:Vérification de la contrainte limite de béton

La condition $\sigma_s \leq \sigma_s^-$ n'est pas remplie , il faut recalculer la section d'acier A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible ,c'est-à-dire à la contrainte limite de service σ_s^- .

$$u = \frac{30.M_{ser}}{b.d^2.\sigma_s^-} = \frac{30 \times 0.03175}{0.30 \times 0.41^2 \times 201.63} = 0.093$$

$$\lambda = 1+u = 1.09 ; \cos\varphi = \lambda^{-\frac{3}{2}} = 0.878 \rightarrow \varphi = 41.28^\circ$$

$$\alpha = 1+2\sqrt{\lambda} \cos\left(240^\circ + \frac{\varphi}{3}\right) = 0.416$$

$$M_{ser} = 0.03175 \text{ MN.m}$$

$$A_s = \frac{\alpha^2}{30(1-\alpha)} \times b.d = A_s = \frac{0.416^2}{30(1-0.416)} \times 30 \times 36 = 10.66 \text{ cm}^2$$

Chapitre V

Calcul des éléments structuraux

Le tableau 10.3 donne directement, en fonction de u , les valeurs :

$$\rho = 0.3679 \times 10^{-2} ; K = 0.0261, \text{ soit}$$

$$\sigma_{bc} = 0.0261 \times 106.6 = 2.78 \text{ Mpa}$$

$$A_s = 0.3679 \times 10^{-2} \times 30 \times 36 = 3.97 \text{ cm}^2$$

μ	λ	φ	α	σ_{bc} (MPA)	Mser(MN.m)	As(cm ²)
0.093	1.09	41.28°	0.416	2.78	0.03175	3.97

Tableau V-22-La section d'armatures

b / Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$

Avec :

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times F_{c28} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

• Section rectangulaire :

$$Y = \frac{15(A_s + A_s')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s')}{7.5(A_s + A_s')^2}} - 1 \right]$$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_s \cdot (d - y)^2 + A_s' \cdot (y - d')^2]$$

$$-\sigma_{bc} = 2.67 \text{ mpa} \leq \sigma_{bc}^- 15 \text{ mpa} \quad C.v$$

Mser(KN.m)	I(cm ⁴)	Y(cm)	σ_{bc} (MPA)	σ_{bc}^- (MPA)	condition
-31.06	395318.5	34	2.67	15	C.V

Tableau V.23: Vérification de la contrainte limite de béton

Evaluation de la flèche :

si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite ; la vérification de la flèche devient nécessaire; (**CBA. ART B.6.5.1**)

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{45}{520} > 0.625 \dots\dots\dots C.V$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \rightarrow \frac{45}{520} > 0.085 \dots\dots\dots C.V$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0025 \leq 0.0105 \dots\dots\dots C.V$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc pas besoin de calculer la flèche

✚ Les armatures transversales :

1. Vérification de la contrainte tangente conventionnelle :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \cdot d} \leq \tau_{u,bar}$$

V _u (KN/m)	b ₀ (cm)	d (cm)	τ_u —	τ_u	$\tau_u \leq \tau_{u,bar}$
88.94	30	46	2.5	0.72	C.V

Tableau V.24: Vérification des contraintes tangentielles

2. Section des armatures transversales :(d'axe)

En flexion simple dans le cas courant avec des armatures transversales droites

($\alpha = 90^\circ$), le pourcentage des armatures d'axe s'écrit :

Avec :

$$\tau_0 = 0.3 \times F_{tj}^* \times k \text{ et :}$$

$$F_{tj} = \min (F_{tj} ; 3,3 \text{ Mpa}) = 2.1 \text{ mpa}$$

K=1 en flexion simple .

Donc la formule précédente s'écrit : $\rho_t = 0.009 \geq 0.00028 \dots\dots\dots C.V$

✚ Shéma de ferrailage :

Poutre principale

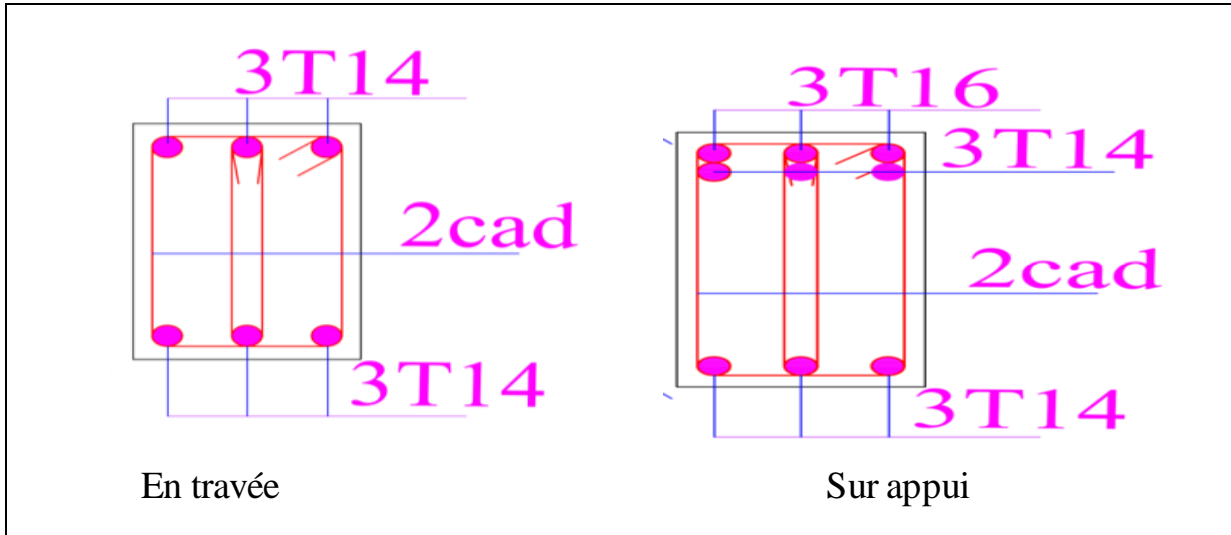


Figure V -9-Shéma de ferrailage P.P

Poutre secondaire

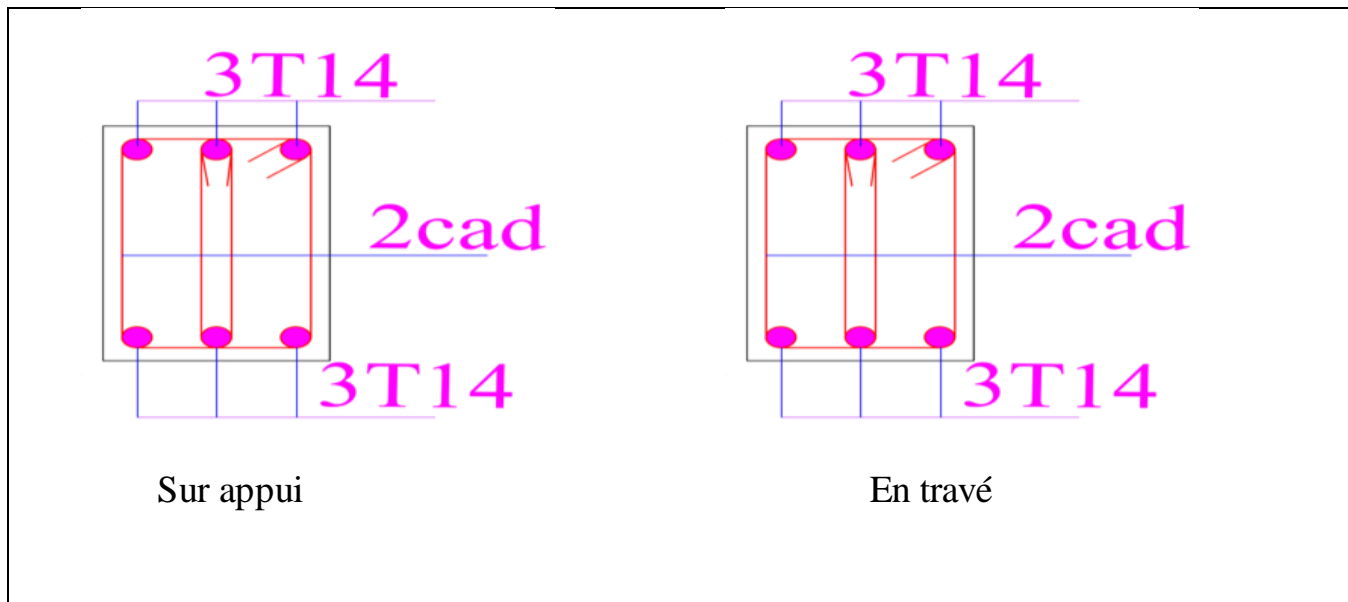


Figure V -10-Shéma de ferrailage P.S

V.8: Etude de ferrailage des voiles :**V.8.1. Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

- **Aciers verticaux:**

Les armatures d'âme doivent se composer de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliés par des épingles espacées d'environ 500 mm.

Les armatures d'âme doivent avoir un diamètre non inférieur à 8 mm, mais non supérieur à un huitième de la largeur b_w de l'âme.

L'espacement des armatures d'âme ne doit pas être supérieur à 250 mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

- **Aciers horizontaux:**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit. Le ferrailage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant, doit satisfaire Eqn.(7.31):

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{V}{z \cdot F_e} \quad (7.31)$$

Avec:

V : effort tranchant de calcul, $V = 1.4V_{u,calcul}$

z: distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

Calcul des voiles :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le **R.P.A.99V2024..**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales et verticales dans l'âme du voile est de 0,2%.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$s \leq \min(1.5bw, 25\text{cm}) \quad (7.32)$$

La longueur de recouvrement doivent être égales à :

$60\phi_l$ pour les barres situées dans les zones IV, V et VI .

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les ciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \left(\frac{V}{F_e} \right) \quad (7.32)$$

avec: $V = 1.4V_u$, calcul

Seul est rajouté l'écart entre la section obtenue par Eqn. (7.33) et celle des barres existantes. Elle doit être constituée d'armatures de diamètre minimum de 10mm avec une longueur minimum d'ancrage de $(50\phi_l)$.

V.8.2: Exmple de calcule :

En Utiliser la méthode les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V \end{array} \right\}$$

Comment déterminons la nature de la section du voile ?

Si σ_{max} et σ_{min} sont des signe négatif on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_{max} et σ_{min} sont des signe positif on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_{max} et σ_{min} sont des signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC)

V.8.2.1: Calcul de ferrailage le voile :(sence x-x)
1. Armatures verticales:

pour calculer de ferrailage Nous avons choisi le voile dont les dimensions sont:

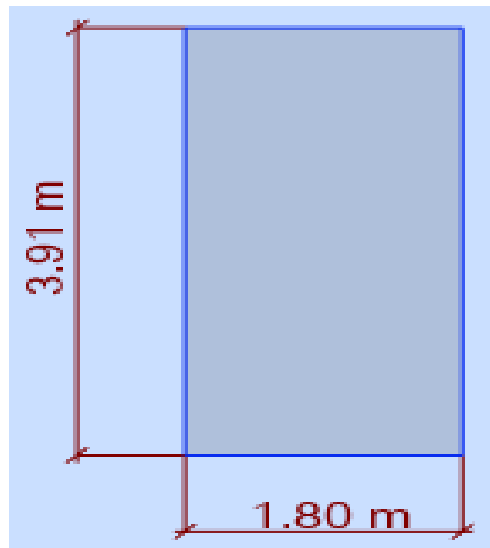


Figure V.11:voile sens x-x

$$\left\{ \begin{array}{l} l = 3.91 \text{ m} \quad d = 0.17 \text{ m} \\ h = 1.80 \text{ m} \quad d' = 0.03 \text{ m} \\ b = 0.20 \text{ m} \end{array} \right.$$

et les sollicitations extraites de logiciel robot analyse 2024 :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{max} = 39.99 \text{ kn.m} \\ N_{max} = 664.67 \text{ kn} \\ V_{max} = 18.99 \text{ kn} \end{array} \right.$$

Calcul de la longueur de flambement :

$$L_f = 0.7L = 0.7 \times (3.91 - 0.45) = 2.42 \text{ m}$$

Calcul de l'élanement :

$$\lambda = \sqrt{12 / L \times l_f} = \sqrt{12 / 1.80 \times 2.42} = 4.66\text{m}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{h}{2} = \frac{39.33}{664.67} = 0.06 < 0.9$$

Vérification de la condition de flambement :

$$\lambda = \max \{ 50 ; \min(67 \times \frac{e^0}{h} ; 100) \} = \max \{ 50 ; \min(3.09 ; 100) \}$$

$$\lambda = 4.66 < 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on peut dire que le voile ne présente pas un risque de flambement

Calcul de ferrailage :

La répartition des contraintes:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma \max = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V \\ \sigma \min = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} v = \frac{h}{2} = 0.9 \text{ m} \\ I = \frac{b \times h^3}{12} = 0.0972 \text{ m}^4 \\ B = b \times h = 0.36 \end{array} \right\}$$

Donc :

$$\sigma \max = 2.213 \text{ Mpa}$$

$$\sigma \min = 1.47 \text{ MPa}$$

Donc, la section est entièrement comprimée (SEC).

Diagramme des contraintes :

$$L_c = l$$

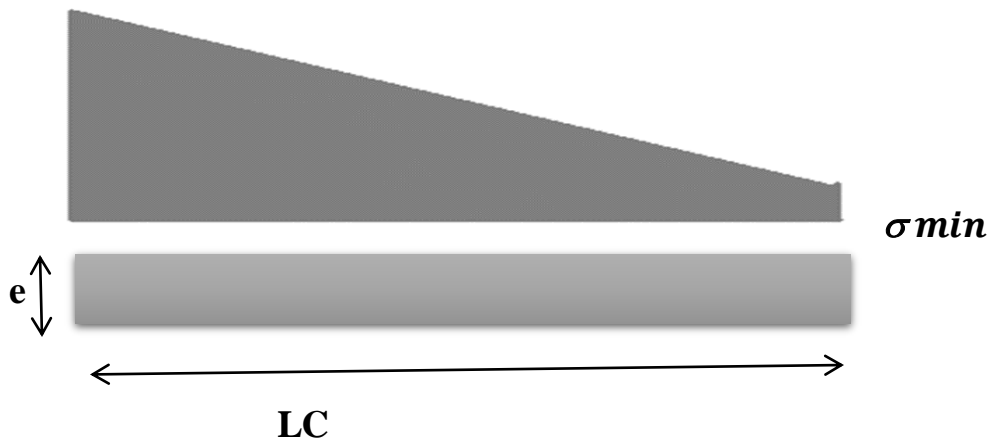
$$\sigma_{max}$$


Figure.12: Diagramme des contraintes

Selon le RPA 2024

$$ARPA = 0,20\% \times B = 0,002 \times (20 \times 180) = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{rpa} = 7.2 \text{ cm}^2$$

Aciers de couture :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{v \cdot 1.4}{f_e} = 0.073 \text{ cm}^2$$

Selon BAEL91 :

$$A_{min} = 0.15\% \times b \times h = 0,15\% \times 20 \times 391 = 11.73 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max\{A_v, A_{min}, ARPA\} = \{0.073; 7.2; 11.73\}$$

$$A_s = 11.73 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } : (11T12)^* \text{ 2face} = 24.88 \text{ cm}^2$$

L'espace entre les barres verticales recommandé par l'RPA est limité comme suit :

$$s \leq \min\{1,5b_w; 25 \text{ cm}\} = (30; 25) \rightarrow s_t = 20 \text{ cm}$$

Vérification La contrainte de cisaillement selon RPA 2024:

$$\tau_b \leq \tau_b^- = 0.2 \cdot f_{c28} \quad (7.10)$$

$$\tau_b^- = 0.2 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 V}{b_0 d} = 2.92 \text{ Mpa} \quad (7.11)$$

$$\tau_b = 2.92 \text{ mpa} \leq \tau_b^- = 15 \text{ mpa} \quad \text{C.V}$$

2.Armatures horizontals:

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S}{0.8 \times f_e}; \text{ avec } A_{\min h} = 0.20 \% (e \times st)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_h = 3.65 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 0.8 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

On adopte : (8T8) *2face = 8.04 cm²

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

50φl pour les barres situées dans les zones IV, V et VI

$$L_r = 50 \cdot \phi_l = 40 \text{ cm}$$

Vérification l'effort normal selon RPa :

L'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.40 \quad (7.22)$$

Ou :

N_d : désigne l'effort normal de compression de calcul s'exerçant sur une section de béton

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

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton à j jour.

$$V = \frac{Nd}{Bc.Fc28} = \frac{664.67}{(200.1800).25} = 0.10$$

Donc: $V = \frac{Nd}{Bc.Fc28} = 0.10 \leq 0.40$ C.V

V.8.2.2: calcul de ferrailage le voile :(sence y-y)

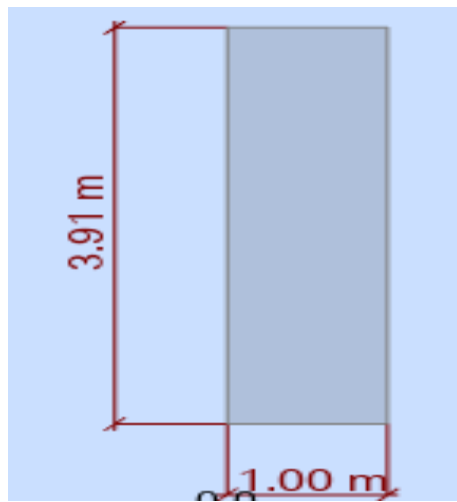


Figure V.13:voile sence y-y

1.Armatures verticales:

dimensionnement et les sollicitations :

$$\left\{ \begin{array}{l} l = 3.91 \text{ m} \quad d = 0.17 \text{ m} \\ h = 1 \text{ m} \quad d' = 0.03 \text{ m} \\ b = 0.20 \text{ m} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} M_{max} = 16.62 \text{ kn.m} \\ N_{max} = 344.43 \text{ kn} \\ V_{max} = -23.20 \text{ kn} \end{array} \right\}$$

Calcul de la longueur de flambement :

$$L_f = 0.7L = 0.7 \times (3.91 - 0.50) = 2.83 \text{ m}$$

Calcul de l'élanement :

$$\lambda = \sqrt{12 / L \times l_f} = \sqrt{12 / 1 \times 2.83} = 9.80\text{m}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{h}{2} = \frac{16.62}{344.43} = 0.048 < 0.5$$

Vérification de la condition de flambement :

$$\lambda = \max \{ 50 ; \min(67 \times \frac{e_0}{h}; 100) \} = \max \{ 50 ; \min(6.48; 100) \}$$

$$\lambda = 9.80 < 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on peut dire que le voile ne présente pas un risque de flambement

Calcul de ferrailage :

La répartition des contraintes:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} v = \frac{h}{2} = 0.5\text{m} \\ I = \frac{b \times h^3}{12} = 0.01666 \text{ m}^4 \\ B = b \times h = 0.2 \end{array} \right\}$$

Donc :

$$\sigma_{\max} = 2.220 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\min} = 1.22 \text{ MPa}$$

Donc, la section est entièrement comprimée (SPC).

Diagramme des contraintes :

$$L_c = l$$

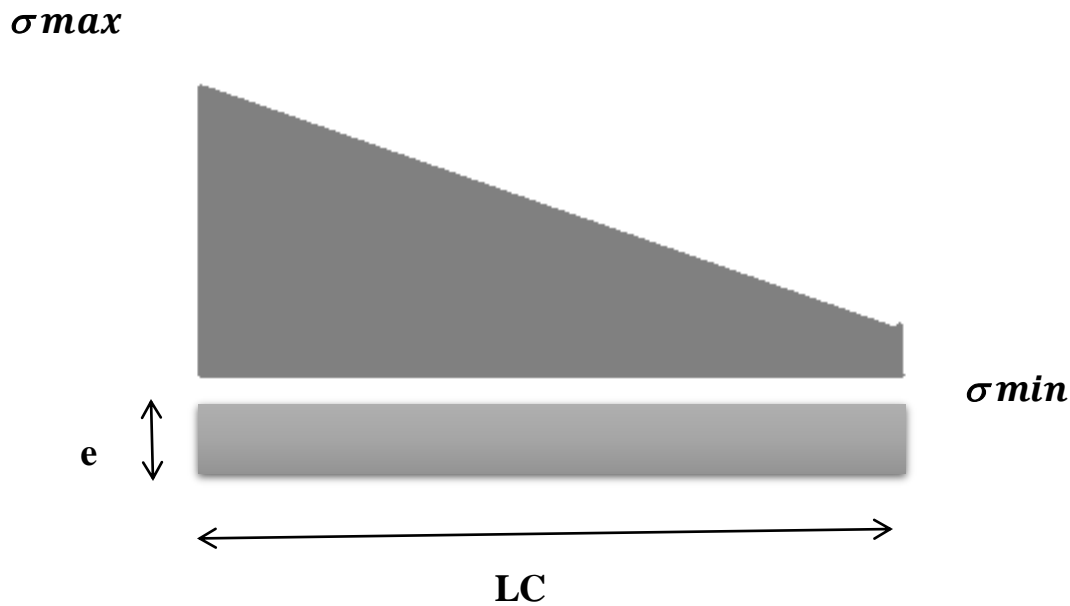


Figure.14: Diagramme des contraintes

Selon le RPA2024

$$ARPA = 0,20\% \times B = 0,002 \times (20 \times 100) = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_{rpa} = 4 \text{ cm}^2$$

Aciers de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{v \cdot 1,4}{f_e} = 0,08 \text{ cm}^2$$

Selon BAEL91 :

$$A_{min} = 0,15\% \times b \times h = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max\{A_v, A_{min}, ARPA\} = \{0,08; 3; 2\}$$

$$A_s = 3 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } : (3T12) = 3,39 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ face } = \text{cm}^2$$

L'espace entre les barres verticales recommandé par l'RPA est limité comme suit :

$$s \leq \min\{1,5b_w; 25 \text{ cm}\} = (30; 25) \rightarrow s_t = 25 \text{ cm}$$

Vérification La contrainte de cisaillement selon RPA 2024:

$$\tau_b \leq \tau_b^- = 0.2 \cdot f_{c28} \quad (7.10)$$

$$\tau_b^- = 0.2 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 V}{b_0 d} = -0.95 \text{ Mpa} \quad (7.11)$$

$$\tau_b = -0.95 \text{ mpa} \leq \tau_b^- = 15 \text{ mpa}$$

2. Armatures horizontals:

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S}{0.8 \times f_e}; \text{ avec } A_{\min} h = 0.20 \% (e \times s_t)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_h = 1.18 \text{ cm}^2 \\ A_{h \min} = 0.8 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

On adopte : (3 T8) = 1.53 cm² → 2 face (6T8) = 3.02 cm²

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

50φl pour les barres situées dans les zones IV, V et VI

$$L_r = 50 \cdot \phi_l = 40 \text{ cm}$$

Vérification l'effort normal selon RPa :

L'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot F_{c28}} \leq 0.40 \quad (7.22)$$

Ou :

N_d : désigne l'effort normal de compression de calcul s'exerçant sur une section de béton

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

F_{cj} : est la résistance caractéristique du béton à j jour.

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot F_{c28}} = \frac{344.43}{(200 \cdot 500) \cdot 25} = 0.10$$

Donc: $V = \frac{N_d}{B_c \cdot F_{c28}} = 0.13 \leq 0.40$ C.V

V.8.3: Schéma de ferrailage :

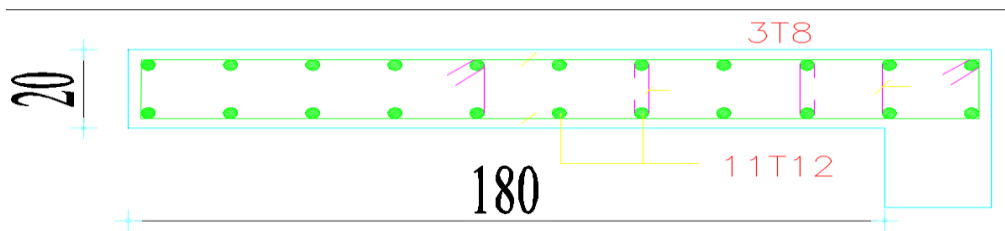


Figure V -15-Schéma de ferrailage voile (x-x)

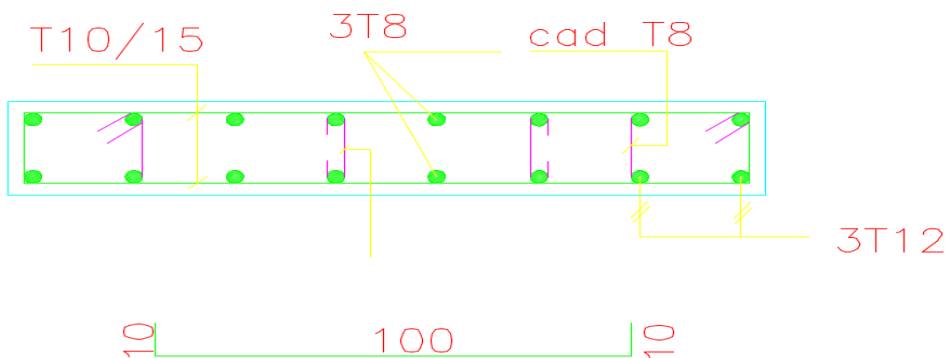


Figure V -16-Schéma de ferrailage voile (y-y)

V.9: Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle essentiel dans la résistance et le transfert de charge. Par conséquent, ils doivent être dimensionnés et soutenus de manière appropriée

Le Ferrailage des éléments structuraux doit être conforme aux exigences de la Loi sur la protection des bâtiments contre les risques (RPA), qui prend en compte la charge exploitation et la charge sismique.

Outre la résistance , les économies de coûts constituent un facteur essentiel et peuvent être réalisées en ajustant le choix des sections de béton et d'acier pour les éléments structurels, en tenant compte des sections minimales requises. Nous concluons également que les systèmes RPA privilégient la sécurité aux économies de coûts.

Chapitre VI

Etude des fondations

VII.1: Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol et qui servent à transmettre au sol les charges de la superstructure, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres éléments (cas des semelles sur pieux par exemple). Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conceptions et réalisations découle la bonne tenue de l'ensemble.

Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- ✚ Assurent la stabilité, la durabilité et la sécurité de toute structure.
- ✚ Assurent la transmission des charges et de surcharge supportées par la structure au sol.

VII.2: Les différents types de fondations :

Il existe plusieurs types de fondations, il est donc nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage : l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

Il existe plusieurs types de fondations :

➤ Les fondations superficielles :

- semelle isolée
- semelle filante
- radier général

➤ Les fondations profondes :

- fondations sur puits (semi profondes).
- Fondations sur pieux (profondes)

➤ Fondations spéciales :

- fondation avec sous pression d'eau
- fondation en terrain instable
- fondation anti-vibratile.

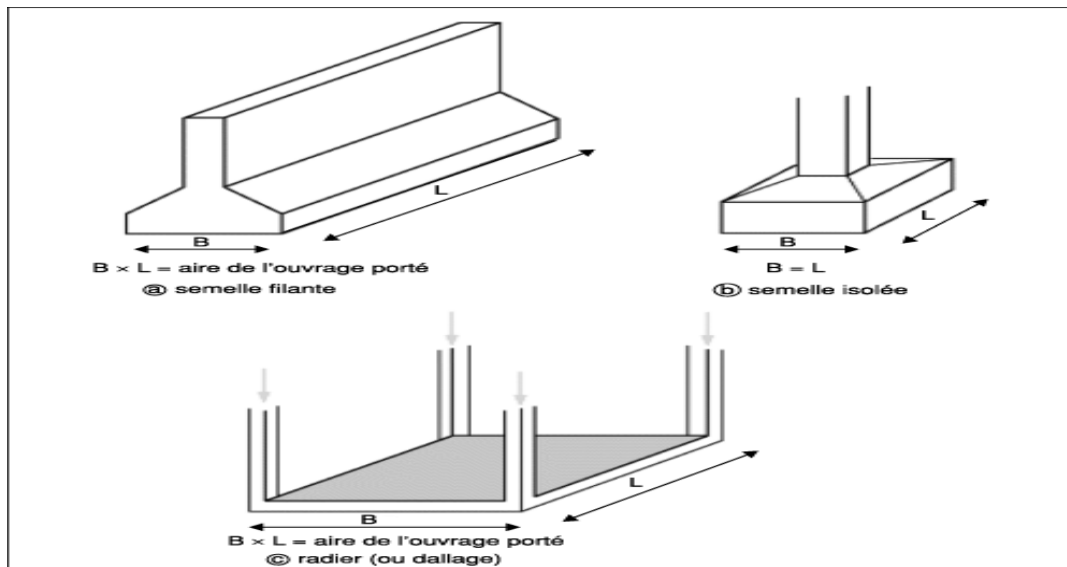


Figure VI.1: Type des semelles superficielles.

✚ Le choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement , des facteur suivantes :

- La capacité portante du sol .
- La charge à transmettre au sol.
- La distance entre axes des poteaux .
- La profondeur du bon sol.

Combinaisons de calcul:

D'après le RPA4024 Les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + \Psi \cdot Q \mp 1.4EX$
- $G + \Psi \cdot Q \mp 1.4EY$

D'après le DTR BC .2.33.1(Règles de calcul des fondations superficielles) :

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) ; pour le ferrailage

VII.3: Vérification de type de la semelle :

Si $\frac{Stot\ des\ fondations}{Stot\ du\ projet} \leq 50\%$ → Semelle isolées.

Si $\frac{Stot\ des\ fondations}{Stot\ du\ projet} > 50\%$ → Radier général .

Le poids total du bâtiment : 1099172 Kg

$$S\ tot\ des\ fondation = \frac{\sum N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{10991.72}{250} = 44\ m^2$$

$$Stot\ du\ projet = 193.31\ m^2$$

$$\frac{S\ tot\ des\ fondation}{Stot\ du\ projet} \times 100 = \frac{44}{193.31} \times 100 = 23\% < 50\%$$

→Vu que les semelles occupent moins de 50% de la surface du sol d'assise, on adopte choix d'une semelle isolé sous le poteau et semelle filante sous voile .

✚ Pré-dimensionnement :

a) Semelle isolée sous poteaux : (art 15.IV.1 BAEL91/99 ; P235)

En considérant uniquement les efforts de N_{smax} :

$$S \geq \frac{NS}{\sigma_{sol}} = \frac{984}{250} = 4m^2 \Rightarrow A = B = \sqrt{4} = 2m \Rightarrow A = B = 2m$$

b) Semelles filantes :

- Largeur B :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{B.L} \rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol.L}} \rightarrow \frac{137054}{2.5 \times 520} = 105.42 \text{ On prend : } B = \mathbf{1,50m}$$

VII.4: Etude des semelles isolées :

- Les sollicitations :

	N(KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)
E.L.U	1370.54	3.57	7.79
E.L.S	984	2.55	5.49

TableauVI.1: Les valeurs des Moment et les efforts normaux à E.L.U et E.L.S.

- Exemples de calcul :

Les semelles son pré dimensionnées à l'ELS et ferrillées à L'ELU.

Soit une semelle isolée sous poteau le plus sollicité.

- Pour la semelle carrée étant donné $a = b$ donc : $A=B$

Pour la semelle rectangulaire on $A/B = a/b$ donc d'où $A = \frac{a}{b} \times B$

• Vérification de la contrainte de sol :

D'après le BAEL 91, on a :

$$e_x = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{2.55}{984} = 0.0025m \rightarrow e_x = 0,0025 \leq \frac{A}{6} = 0.33 \dots \dots \dots C.V$$

$$e_y = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{5.49}{984} = 0.0055 \rightarrow e_y = 0.0055 \leq \frac{B}{6} = 0.33 \dots \dots \dots C.V$$

• Condition de rigidité : (art 15.II.2 BAEL91/99 ; P227)

Pour satisfaire la condition de la rigidité de la semelle, la hauteur de cette dernière doit être:

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A-a}{4} = \frac{2-0.5}{4} = 0.38 \\ \frac{B-b}{4} = \frac{2-0.5}{4} = 0.38 \end{array} \right\} \rightarrow d = 50cm$$

Hauteur : $d + 5cm = 50cm$ Donc **ht = 55cm.**

• Condition de poinçonnement :

a) Formule empirique:

Si la contrainte du sol est inférieure ou égale à **2, 5 bars** on doit vérifier que :

$$d \geq 1.44 \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{bc}}} \rightarrow d \geq 1.44 \sqrt{\frac{984}{14.7}} = 12 \rightarrow d = 50cm > d' = 14cm$$

b) Calcul des contraintes: (art 15.VII.2 BAEL91/99 ; P249)

$e \leq B/6$ dans ce cas, la contrainte au sol est totalement en compression et son diagramme est un diagramme trapézoïdal.

$$\sigma_{max} = \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A}\right) \times \frac{Nu}{A \times B} ; \sigma_{min} = \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A}\right) \times \frac{Nu}{A \times B} ; \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

Avec :

σ_M : contrainte maximal sous semelle .

σ_m : contrainte minimal sous semelle .

e : L'excentricité de l'effort normal $e = \frac{Mu}{Nu}$

	$\sigma_{max}(KN/m)$	$\sigma_{min}(KN/m^2)$	$\sigma_{moy}(KN/m)$
Sens XX	345.30	339.96	343.96
Sens YY	348.40	336.87	345.51

Tableau VI.2 : Résultats des contraintes.

VII.5: Ferrailage des semelles isolées :

Poids propre de la semelle: $0,55 \times 2^2 \times 25 = 55 \text{ KN}$:

$N_s = 984 + 55 = 1039 \text{ KN}$; $N_u = 1370.54 + 55 = 1425.54 \text{ KN}$

$$A_s = \frac{N_1 \times (B-b)}{8 \times d \times \sigma} \quad (\text{art 15.VII.4.2 BAEL 91/99;P251})$$

$$N_1 = N \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \quad (\text{art 15.VII.3.1 BAEL91/99 ; P250})$$

ELU	N1 (KN)	As (cm ²)	Aadop (cm ²)
Sens XX	1375.88	14.82	14HA12=15.83
Sens YY	1382.05	14.90	14HA12= 15.83

Tableau VI.3 : Ferrailage de la semelle isolée.

Calcul de la hauteur libre h' :

(Avec cochets) $h' \geq 12\phi + 6\text{cm}$ (art 15.III.1.2 BAEL91/99 ; P230)

$h' = 20,40\text{cm} \Rightarrow h' = 25\text{cm}$

- Calcul l'espacement :

$St \leq \min (20 ; 15\phi) \rightarrow St = 15 \text{ cm}$

• Schéma de ferrailage :

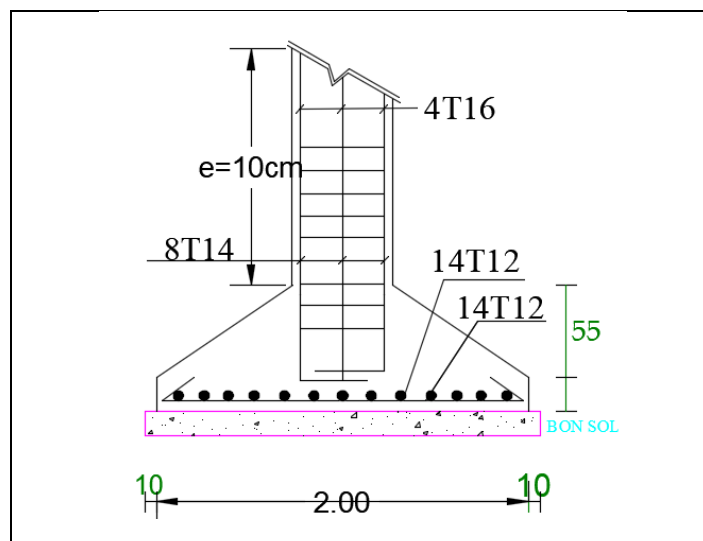


Figure V.2 : ferrailage d'une semelle isolée.

- Calcul l'espacement :

$$St = \frac{200 - (5+5)}{(14-1)} = 14.61 \rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

VII.6: Semelles filantes :

- Etape de calcul :

La hauteur totale de la semelle (ht) est déterminée par l'équation suivante :

$$ht \geq \max \left\{ \frac{A-a}{4} + d' \right\} \quad \text{Avec : } d': \text{ enrobage des armatures ; } d' = 5\text{cm.}$$

$$ht \geq \max \left\{ \frac{1.50 - 0.5}{4} + 0.05 \right\} \rightarrow ht \geq 0,30 \quad \text{Donc on adopte : } ht = 40\text{cm ; } d = 35\text{cm}$$

- la hauteur (hp) :

$$hp \geq \frac{h}{3} = \frac{40}{3} = 13.33 \quad \text{On adopte } hp = 15\text{cm}$$

 **Vérification au non poinçonnement :**

$$Nu \leq 0.045 \times \mu u \times h \times \frac{Fc}{\gamma b}$$

Avec :

NU : charge de calcul vis-à-vis de LELU

Uc : périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

Le calcul sera fait pour le poteau le plus sollicité :

$$a' = a + h = 0,50 + 0,40 = 0,90\text{m}$$

$$b' = b + h = 0,50 + 0,40 = 0,90\text{m}$$

$$\mu u = 2(a' + b') = 3,60\text{m}$$

$$Nu = 1370.54 \text{ KN} \quad ; \quad 0,045 \times \mu u \times h \times \frac{Fc}{\gamma b}$$

$$Nu = 1370.54 \text{ KN} \leq 1620 \text{ KN}$$

VII.6.1 : Ferrailage des semelles filantes :

On fait l'exemple de calcul de la semelle filante S.F.1 sous poteaux. Ensuite le calcul du reste des semelles sera récapitulé dans un tableau :

$$N_u = \max(N_v ; N_p) = \max (664.67 ; 1370.54)$$

$$A_s = \frac{N_u(B-b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{1370.54 \times (1.50 - 0.5)}{8 \times 0.40 \times 348} = 11.90$$

Soit **12HA12** de section **A s = 13,57cm²**

L'espacement :

$$S_t = \frac{150 - (5 + 5)}{(12 - 1)} = 14.65 \rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

- Ferrailage de répartition : (art.VII.4.1 BAEL91/99 ; P251)

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{13.57}{4} = 3,39\text{cm}^2 \text{ On adopte : } \mathbf{6HA12} \text{ } A_r = 6,79\text{cm}^2$$

✓ **Vérification de contraintes :**

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq \frac{B}{6} \rightarrow \text{Donc : } \sigma_M = \frac{2P_{ser}}{3.A(\frac{B}{2} - e_0)} \leq 1.33 \sigma_s$$

Avec :

$$M_{ser x} = 2.55 \text{ MN} ; M_{ser y} = 5.49 \text{ MN} ; B = 2 \text{ m} ; P_{ser} = 984 \text{ KN} ;$$

$$\sigma_s = 0.25 \text{ MPA}$$

	P _{ser} (MN)	A(m)	B(m)	e ₀	σ _M	σ _M ≤ 1.33σ _s	
						σ _M	1.33.σ _s = 0.332
Sence x	0.984	2	2	0.0025	0.328	0.328	C.V
Sence y	0.984	2	2	0.0055	0.330	0.330	C.V

Tableau VI.4 :Vérification de contrainte .

VII.7:Les longrines :

Les longrines sont des poutres rectangulaires horizontales de chaînage en béton armé reposent sur le sol, elle situées juste au dessus des semelles ,qui assurent la la liaison transversale entre les poteaux au niveau des massifs de fondation et qui sert à répartir les charges ou à reporter vers des appuis.

VII.7.1:Dimensionnement de la longrine:

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- (25 ×30) cm².....site de catégorie S2, S3
- (30 ×30) cm²site de catégorie S4

Pour notre cas (site ferme S2) on prend une section de (30×40) cm².

- Sollicitations :

Les longrines doivent etre calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force «F » égal :

A partir de RPA 2024 ona :

$$F = \bar{F} \alpha (A.I.S) .N \geq 20KN \dots\dots\dots(10.1)$$

Avec :

$$\alpha = 0.3 \rightarrow S2 \dots\dots\dots(10.2)$$

$$A = 0.30 \quad ; \quad I = 1 \quad ; \quad S = 1.20 \quad ; \quad N = 1370.54 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } F = 148 \text{ KN} \geq 20\text{KN} \dots\dots\dots\text{C.V}$$

- **Ferraillage :**

ELU :

$$A_u \geq \frac{N}{\sigma_s}$$

	Nu (KN)	σ_s (MPa)	Au(cm ²)
ELU	1370.54	348	3.93

Tableau VI.5 :Ferraillage de longrine à L'ELU

ELS :

$$A_s \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s}$$

	Nser(KN)	σ_s (MPa)	Aser(cm ²)
ELS	984	348	2.83

Tableau VI.6 :Ferrailage de longrine à L'ELS

VII.7.2:Ferrailage de la longrine(RPA2024):

❖Longitudinale:

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A=0,6\% \times b \times h$$

$$A= 6\% \times 30 \times 40 = 7.20 \text{cm}^2$$

On adopte :

Adopte :

$$A \text{ max } (A_{rpa} ; A_u ; A_{ser}) \rightarrow A \text{ max } (7.20 \text{cm}^2 ; 3.92 \text{cm}^2 ; 2.82 \text{cm}^2)$$

$$A = 7.20 \text{cm}^2$$

Le choix : **6HA14** $\rightarrow A= 9.24 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité** : $A_s=7.20 \text{cm}^2 \geq 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 \text{cm}^2$

❖Armatures transversales:

Espacement : $St < \min (20 \text{cm} ; 15\phi l) = 18 \text{cm} \rightarrow$ Soit : $St = 15 \text{cm}$.

$$\text{Calcul de la section minimale : } A_t \geq 0.4 \times b \times \frac{St}{F_e} = 0.4 \times 30 \times \frac{15}{400}$$

Donc on adopte $A_t = 0.45 \text{cm}^2 \rightarrow 4 \text{HA}8$.

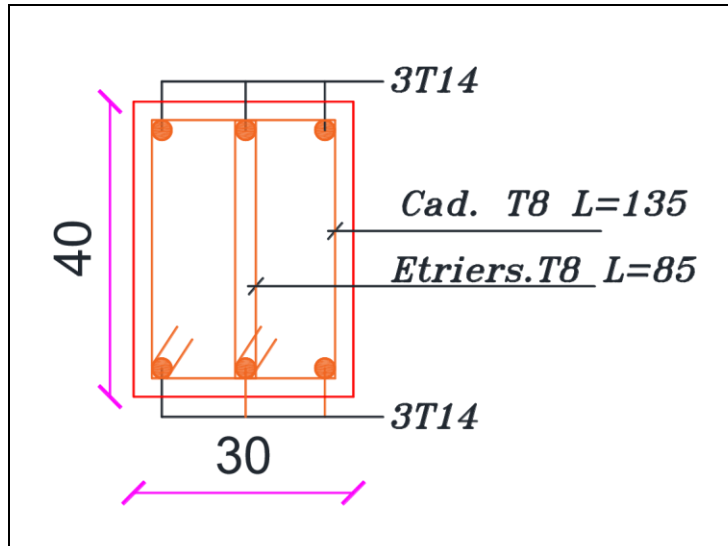


Figure V.3 : ferrailage de longrine

VII.8:Etude de la poutre de libage :

Dimensionnement de la poutre libage :

- La largeur « b » varie entre 40 et 50 cm
- La hauteur « h » est déterminer en fonction des paramètres suivantes :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h1 \leq \frac{L_{max}}{5}$$

L max : la porté max entre nus de poteau

$$L_{max} = 5.20 - 0.5 = 4.7 \text{ m} \rightarrow \frac{4.7}{8} = 0.58 \leq h1 \leq \frac{4.7}{5} = 0.94 \rightarrow h1 = 0.70 \text{ m}$$

b / Condition de rigidité :

$$h2 \geq \sqrt[3]{\frac{3k}{E}} \times \sqrt{\left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4}$$

Avec :

$$K = 40 \text{ MN/m}^2 ; E = 32164.2 \text{ MPA} \rightarrow h2 \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{32164.2}} \times \sqrt{\left(\frac{2 \times 4.7}{\pi}\right)^4} \rightarrow h2 = 0.81 \text{ m}$$

$$\rightarrow h2 = 0.85 \text{ m}$$

C / Condition de non cisaillement :

$$h \geq \frac{V_{umax}}{0.9 \times b \times \tau_{u-}} = \frac{1.27}{0.9 \times 0.4 \times 3.26} = 0.10$$

Avec :

$$\tau_{u-} = \min \left\{ 4 ; \frac{0.15 \cdot F_c 28}{\gamma b} \right\} \rightarrow \tau_{u-} = 3.26$$

$$q = \sigma_m \times B = 328 \times 1.5 = 492 \text{ KN/ml}$$

$$h = \max (0.70 , 0.1 , 0.85) \rightarrow h = 0.85 \text{ m}$$

- Moment fléchissant :

Sur appuis :

$$M_a = -1.10 \text{ MN.m} \quad ; \quad \text{En travée : } M_t = 0.544 \text{ MN.M.m}$$

-VII.8 .1:Calcul du ferrailage :

- Armatures inférieures :

$M_a = 1.10 \text{ MN.m}$, le tableau ci-dessous représente les résultats des calculs :

<i>Ma max(MN.m)</i>	<i>μ_{bu}</i>	<i>α_u</i>	<i>Zu</i>	<i>Ast(cm²)</i>
1.10	0.303	0.465	0.94	33.6

Tableau VI.7: ferrailage inférieur de la poutre de libage.

On adopte un ferrailage 4T25+2T20+4T16 de section **As = 33.96cm²**

- Armatures supérieures :

Le calcul se fait aussi en flexion simple d'une poutre renversée en prenant le moment supérieur maximal

$M_t = 0.554 \text{ MN.m}$ le tableau ci-dessous représente les résultats des calculs :

<i>Mt max(KN.m)</i>	<i>μ_{bu}</i>	<i>α_u</i>	<i>Zu</i>	<i>Ast(cm²)</i>
0.554	0.152	0.207	0.86	18.52

Tableau VI.8: ferrailage supérieures de la poutre de libage.

On adopte un ferrailage **4HA20+4HA14** de section **As = 18.72cm²**

- Armature de répartition :

	Position	M amax	μ_{bu}	α_u	Zu	Ast calculé (cm ²)	Ast adopté (cm ²)	Désignation
Libage S.F.1	Supérieure	1.10	0.303	0.465	0.94	33.6	33.96	4T25+2T20+4T16
	Inferieure	0.554	0.152	0.207	0.86	18.52	18.72	4HA20+4HA14

Tableau VI.9.récapitulation du ferrailage des poutres de libage.

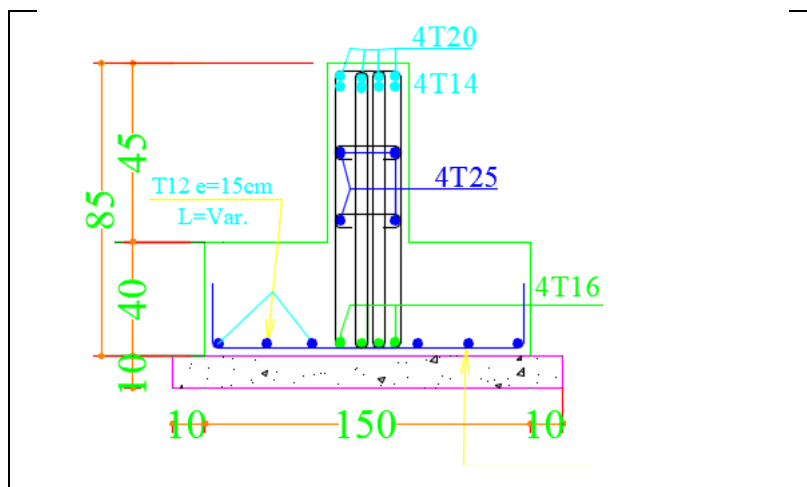


Figure V.4 :Ferrailage de la semelle filante

Chapitre VII

Estimation de prix

VII.1. Introduction:

L'estimation des coûts des projets de construction est l'un des aspects les plus importants de l'organisation d'une entreprise ou d'un maître d'ouvrage. La qualité et la précision des estimations, ainsi que leur rapidité et leur efficacité, sont des facteurs essentiels à la réussite du projet.

VII.2. Définition du métré et de l'avant métré:

Le métré préliminaire:

Le métré préliminaire est un document fondamental et important pour les ingénieurs et leurs clients (qu'il s'agisse d'un maître d'ouvrage privé ou public, d'un acheteur public, d'une entité contractante ou d'un particulier). Il comprend également des calculs de surface et de volume, permettant de déterminer les quantités de matériaux utilisés.

Le métré préliminaire permet :

- d'établir un devis préliminaire des travaux ;
- de gérer l'exécution des travaux ;
- d'établir les factures.

l'avant métré:

l'avant métré ou le devis préliminaire est un terme similaire, mais il précise la quantité des éléments du projet. Le devis préliminaire est réalisé en début de projet, tandis que le métré est réalisé en phase de conception.

Il consiste à mesurer les éléments du bâtiment afin de déterminer :

- Longueurs : câbles électriques, canalisations, plinthes
- Surfaces : plâtre, carrelage, maçonnerie
- Volumes : excavation, remblai, béton
- Poids : armatures, ciment

VII .3. Les devis:

les détails du projet et le coût estimé s'il est nouveau.

Devis descriptif :

Ce type de devis se concentre sur une description détaillée des travaux prévus, des matériaux utilisés, des normes appliquées et des outils utilisés.

Devis quantitatif :

Ce devis répertorie les quantités de matériaux et de main-d'œuvre nécessaires à la réalisation du projet. Il permet d'estimer les besoins en matériaux (nombre de sacs de ciment, de seaux de sable, etc.) et de calculer le coût total du projet.

Devis estimatif :

Le coût du projet est déterminé en multipliant les prix unitaires des matériaux par les quantités estimées. Ce type d'estimation est souvent utilisé lors de l'établissement des coûts initiaux et des appels d'offres, car il permet d'avoir une idée précise des coûts avant le début des travaux et facilite le processus.

VII.4. RECAPITULATION GENERALE PROJET :

DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF						
Projet :						
N°	Désignation des ouvrages	Unité	Quantité	Prix Unitaire	Montant	
1	INFRASTRUCTURE					
3.1	Béton de propreté (BP) dosé à 150 kg/m ³	m ³	60.000	9,000.00	540,000.00	
3.2	Béton armé dosé à 350 Kg/m ³ de ciment CPA y compris coffrage, ferrailage et flint kot pour :				0.00	
	a) Semelles isolées ou filantes	m ³	47.150	42,000.00	1,980,300.00	
	b) Poutre de rigidité	m ³	3.400	42,000.00	142,800.00	
	c) Amorce poteaux	m ³	4.800	42,000.00	201,600.00	
	d) Voile périphérique et mur de soutènement	m ³	22.460	45,000.00	1,010,700.00	
	e) Longrines	m ³	5.600	42,000.00	235,200.00	
3.6	Béton armé dosé à 350 Kg/m ³ de ciment CPA pour dalle solidaire, épaisseur 15cm	m ²	230.00	1,800.00	414,000.00	
				S/TOTAL	4,524,600.00	
2	SUPERSTRUCTURE					
2.1	Béton armé en élévation dosé à 350 Kg/m ³ ciment CPA, y compris coffrage et ferrailage pour :					
	a) Poteaux	m ³	54.600	43,000.00	2,347,800.00	
	b) Poutres, chainages	m ³	107.710	42,000.00	4,523,820.00	
	c) Dalles pleines	m ³	48.190	45,000.00	2,168,550.00	
	d) Escaliers intérieurs	m ³	29.800	45,000.00	1,341,000.00	
	e) voiles	m ³	19.560	45,000.00	880,200.00	
	f) Acrotères	m ³	5.920	20,000.00	118,400.00	
2.2	Plancher en corps creux (20+4) cm	m ²	300.83	3,800.00	1,143,154.00	
				S/TOTAL	12,522,924.00	

TableauV1 : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

ARRETER LE PRESENT DEVIS EN TTC :

TOTAL GENERAL HT	17,047,524.00
TVA 19 %	3,239,029.56
TOTAL TTC	20,286,553.56

Vingt millions deux cent quatre-vingt-six mille cinq cent cinquante-trois dinar et cinquante-six centimes

Conclusion générale

Conclusion générale

Conclusion générale :

Ce projet nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances à partir des documents techniques et réglementaires, d'appliquer les méthodes des calculs les plus récentes, et de mettre en évidence les recommandations nécessaires pour faciliter les modes de conception des structures.

Le présent projet s'est effectué sur la base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagés et l'adaptation des solutions économiques. Après avoir étudié ce projet, on a constaté que:

- Pour le ferrailage: on a remarqué que plusieurs éléments structuraux sont ferrailés par le minimum proposé par le *RPA99 v 2003*.
- Pour la disposition et comportement des voiles elle a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.





En fin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus à notre département et servira pour les promotions à venir.

Références bibliographiques



Références bibliographiques


Références bibliographiques

REGLEMENT






-  Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2024.
-  Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93.
-  Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
-  Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R-B.C 2.2

COURS ET MEMOIRE

-  Cours de béton armé, 3ème et 1ère et 2ème année master génie civil (Université Mohamed El Bachir El Ibrahimi –Bordj Bou Arreridj)
-  Cour projet béton armé master 2 structure **M.DJOUDI LARBI.**

-  Thèses des années précédentes

LOGICIELS

-  Logiciel d'analyse des structures **ROBOT v 2024**
-  EXCEL 2017
-  WORD 2016
-  AUTO CAD 2016
-  EXPERT BA 2010

Annexes

Sections réelles d'armatures : section en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en mm

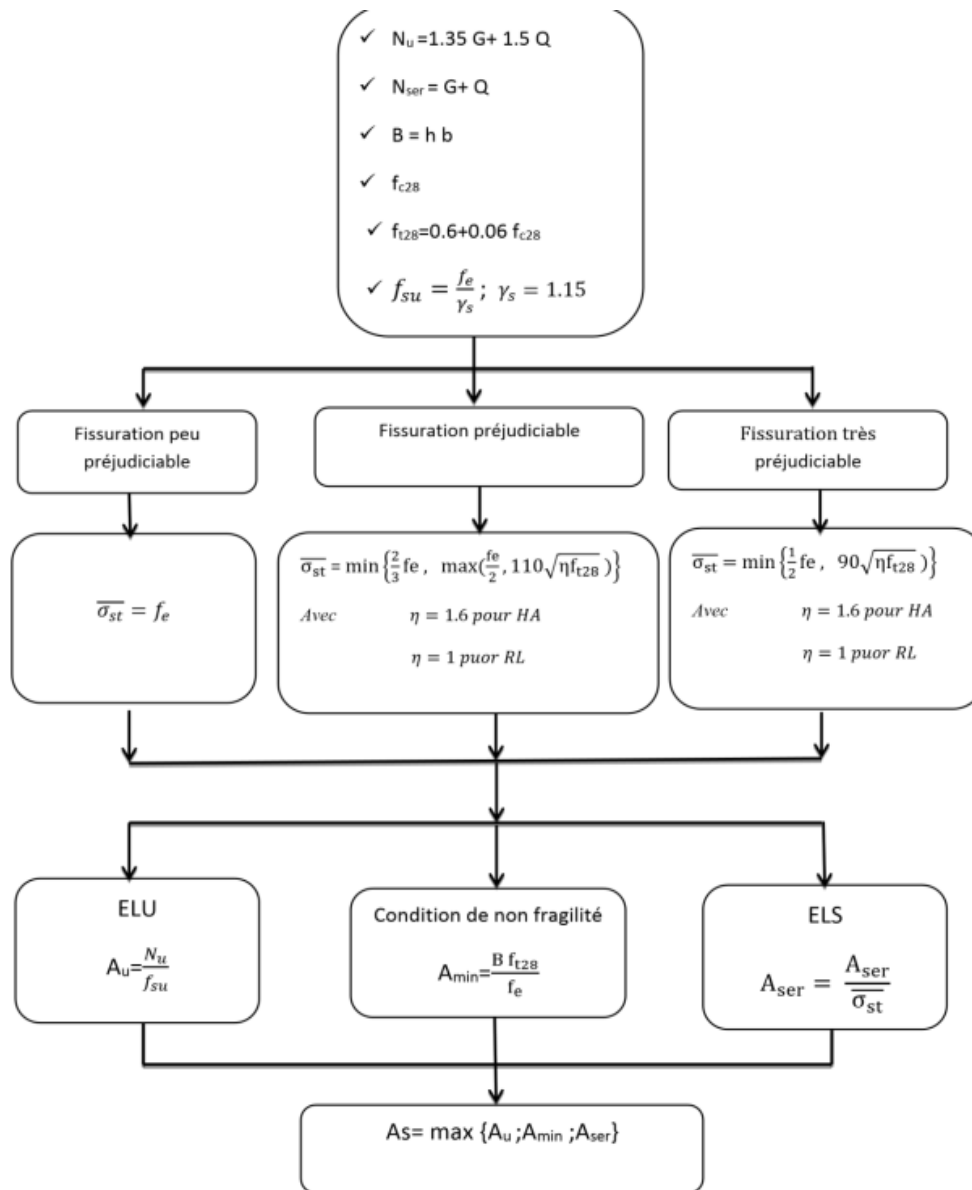
Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm

\emptyset	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm.

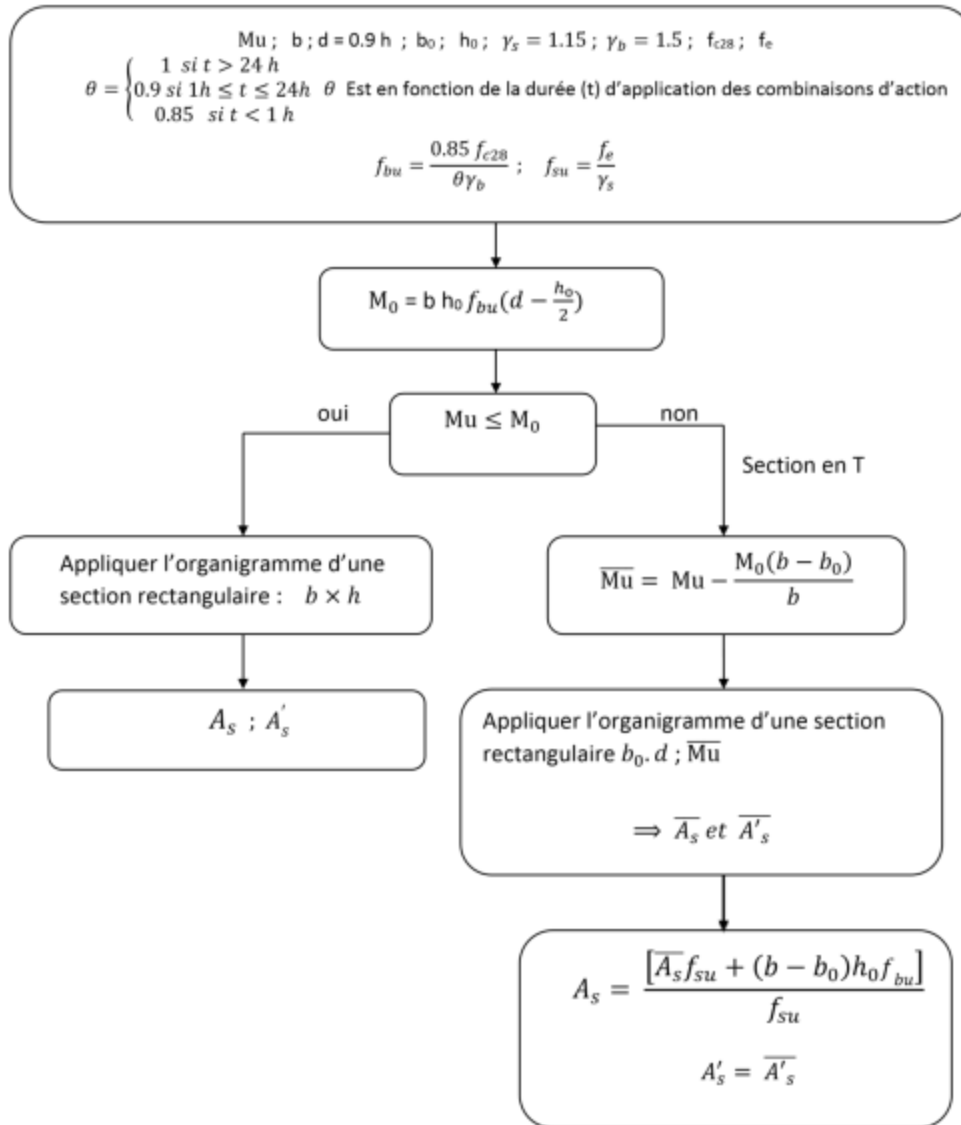
Annexe 1

ORGANIGRAMME01 : TRACTION SIMPLE-LE TIRANT.



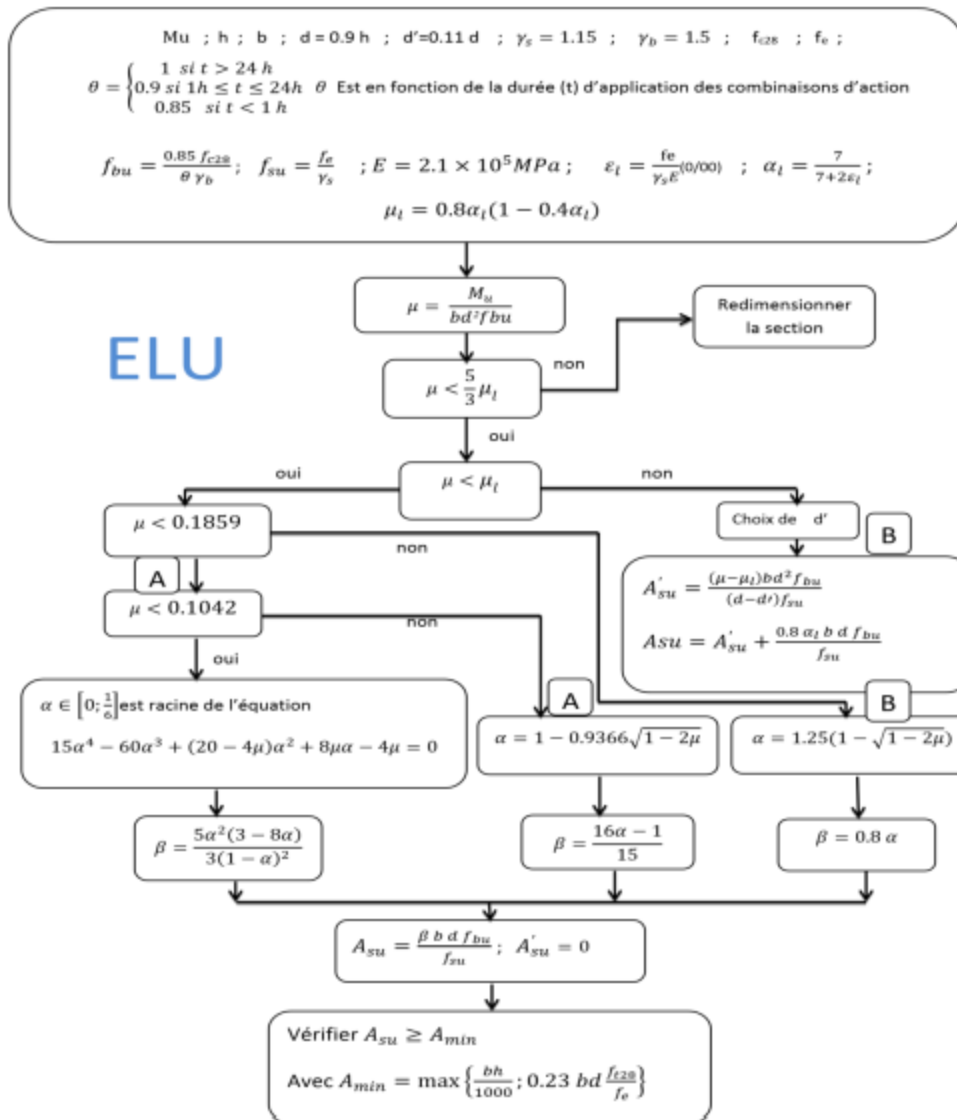
Annexe 2

ORGANIGRAMME03 : SECTION EN TÉ A L'E.L. U EN FLEXION SIMPL



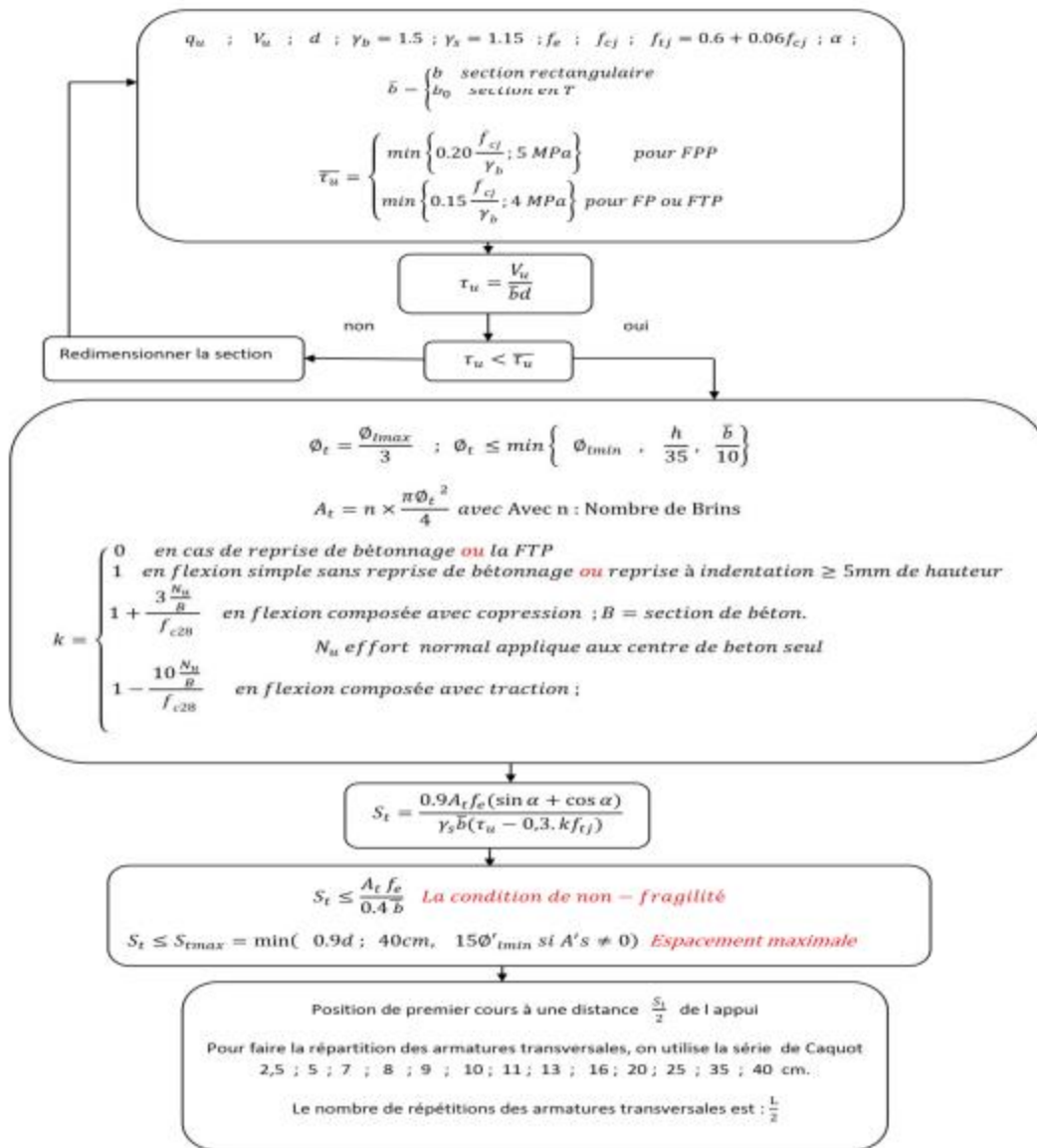
Annexe 3

ORGANIGRAMME04 : SECTION RECTONGULE A L'E.L. U EN FLEXION SIMPL



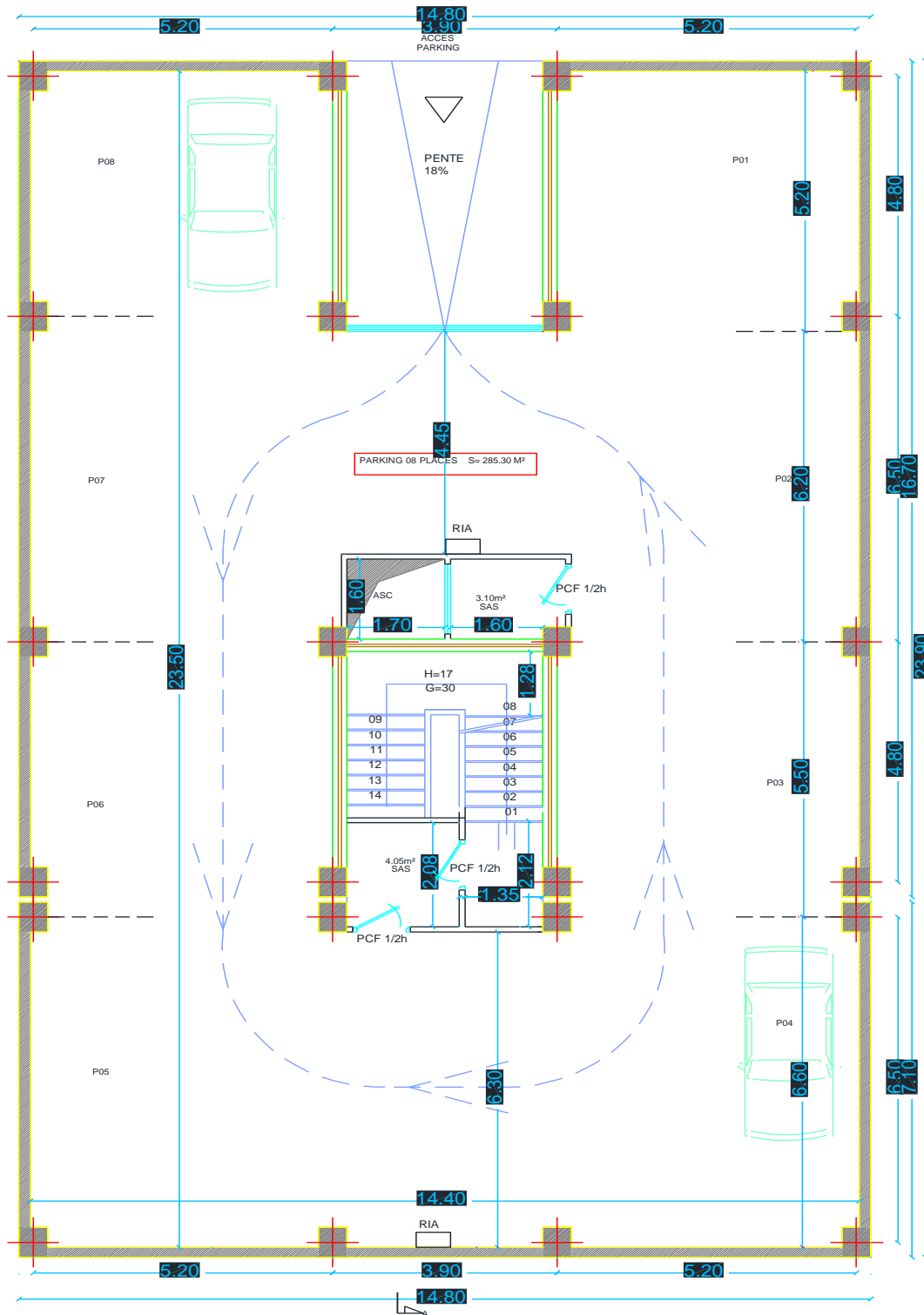
Annexe 4

ORGANIGRAMME05 : EFFORT TRANCHANT.

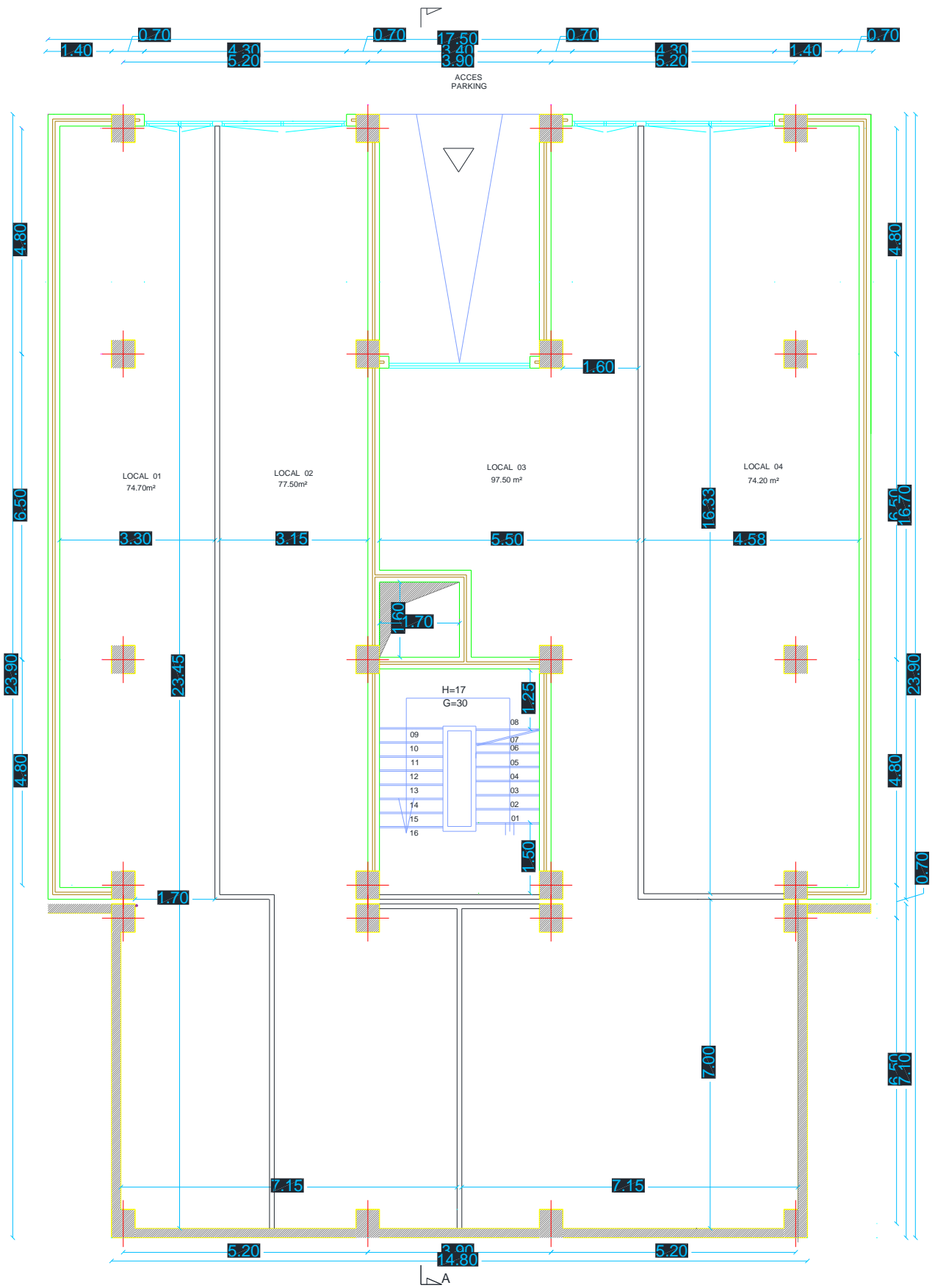


Annexe 5

Plans architecturaux

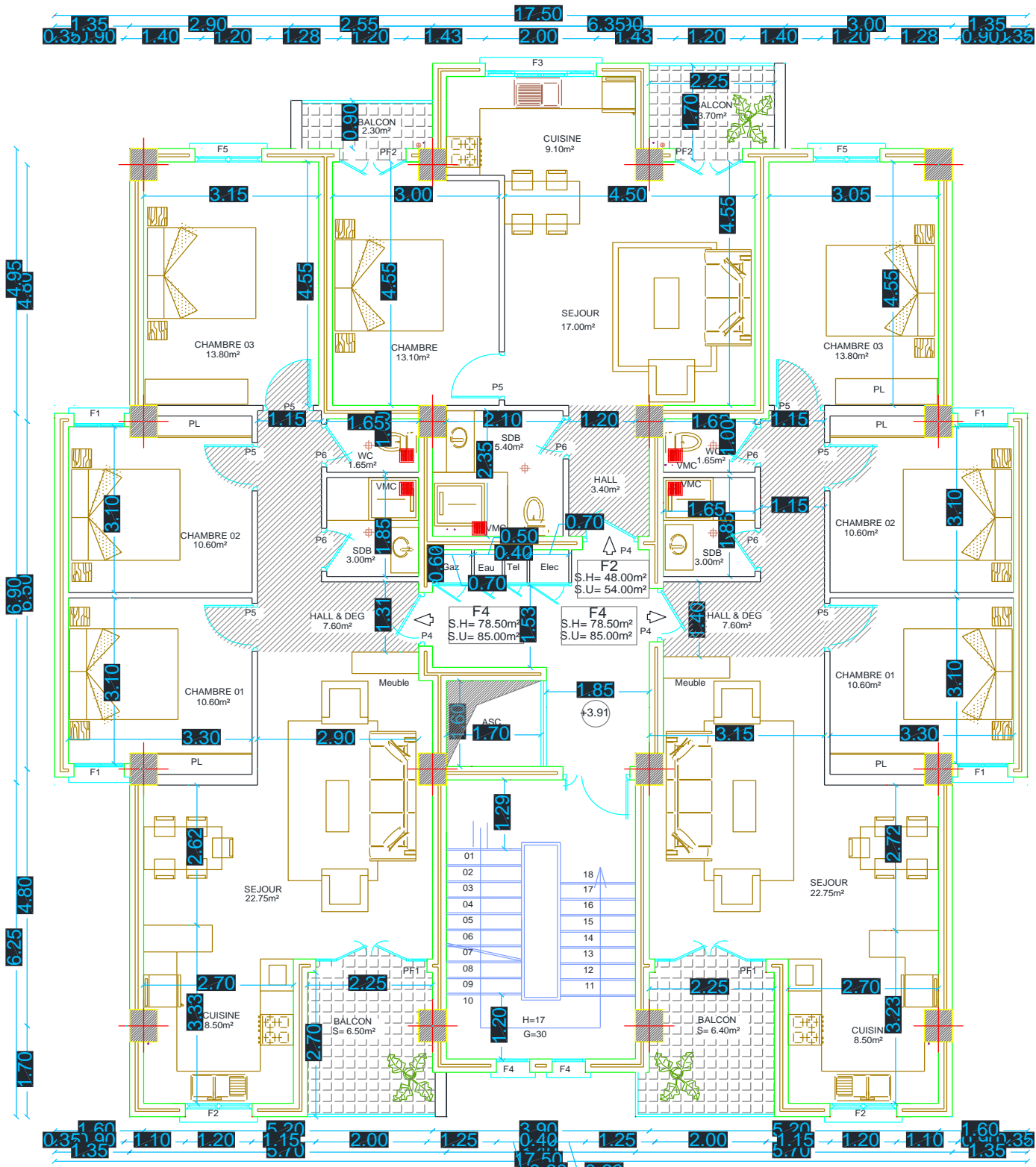


PLAN DU SOUS SOL (NIVEAU -2.72)

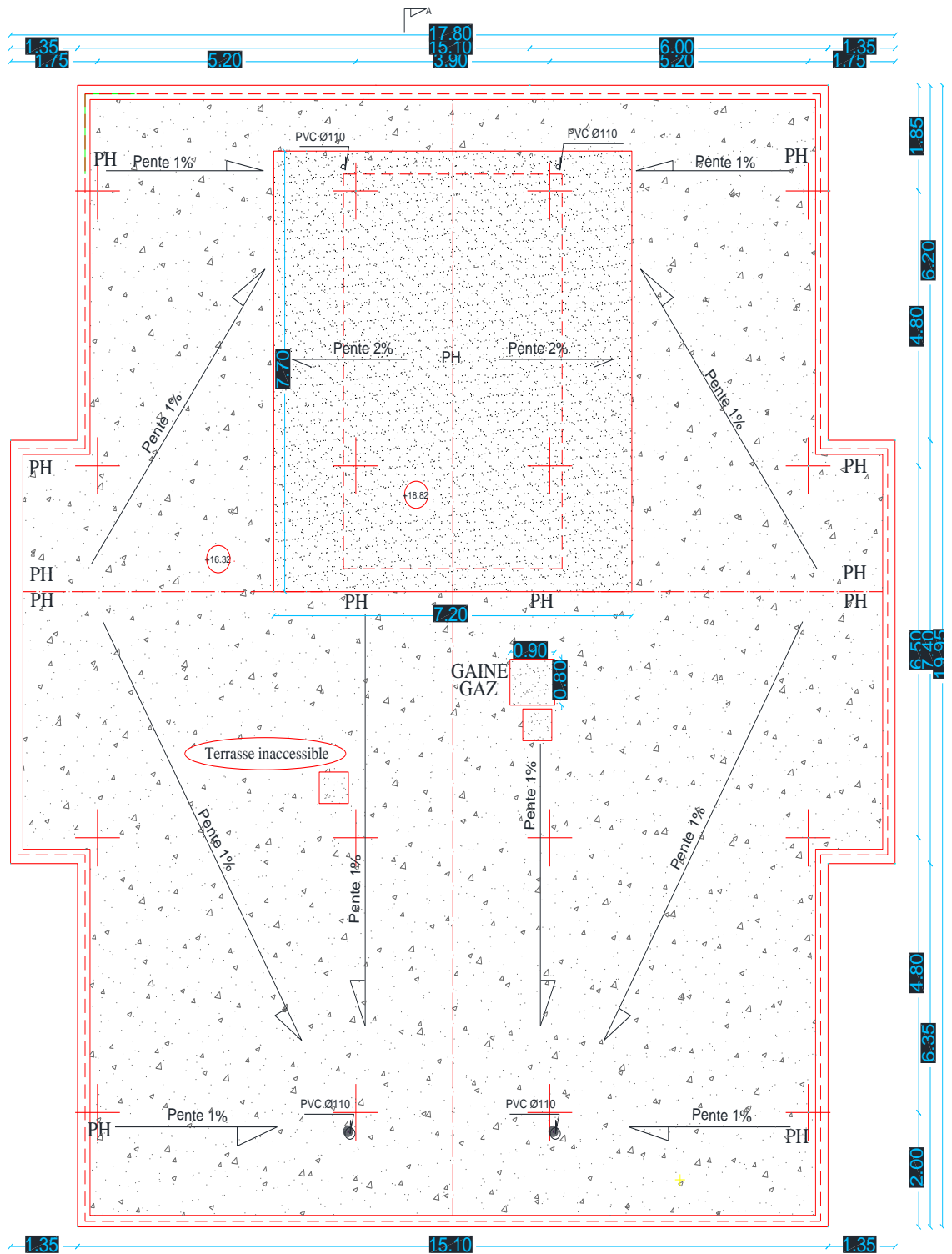




Plan 1^{er} étage et 3^{ème}



Plan 2 étage et 4ème



PLAN DE TOITURE



FACADE PRINCIPALE



FACADE POSTERIEURE

