

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

UNIVERSITE -SAAD DAHLEB- BLIDA

جامعة سعد دحلب -البليدة-



FACULTE DE TECHNOLOGIE

كلية التكنولوجيا

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التدرج

Pour l'obtention du diplôme

DE MASTER

Option : STRUCTURE, REPARATION ET COUT DES CONSTRUCTIONS

Thème

ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION

(S.Sol+R+10)

PAR CONTREVENTEMENT MIXTE

Présenté par :

ZEITOUNI ABD RAHMEN

Promoteur :

Dr. Taleb Rafik

Co-promoteur :

Dr. Aouissi Fatima

Promotion -2017 / 2018-

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني، تتألف من طابق ارضي + 10 طوابق + طابق سفلي واحد، يتم انجازها بولاية تيبازة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003). إن استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمون بواسطة العارضات، الأعمدة و الجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة. دراسة و تحليل البناية تمت باستعمال برنامج (ETABS 9). تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (RPA 99 version 2003, BAEL91 modifie 99). تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة و العارضات) تم بواسطة SOCOTEC، أما الجدران الخرسانية المسلحة تم يدويا. نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن لبشة (أرضية أساس) و تمت المقارنة بين الحساب اليدوي و الرقمي باستعمال برنامج (SAFE 2016).

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure multi fonctionnelle à usage d'habitation de R+ 10 étages+ 1 sous-sol qui sera implantée dans la wilaya de Tipaza, classée en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (ETABS 9).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003).

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage SOCOTEC, alors que celui des voiles et a été fait manuellement.

La fondation du bâtiment est composée d'un radier nervuré, et évaluation entre calcul manuel et numérique avec logiciel (SAFE 2016).

Abstract

The aim of this study is to design a structure for residential use of R+10 floors + one underground which will be located in Tipaza, classified in zone III according to the Algerian seismic code (RPA 99 version 2003).

The stability of the structure is ensured by the beams, the columns and the walls. The study and the analysis of this project had been established by the software (ETABS 9).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003).

Reinforcement of structural elements (columns, beams) was done by the software SOCOTEC, while the shell element was done manually.

The foundation system is consisted by rib raft foundation, and evaluation between manual and digital calculation using (SAFE 2016) software.

Liste des symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- Q : Charge d'exploitation.
- R : Force résultante.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: État limite ultime.
- $E.L.S$: État limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Élançement.
- e : Épaisseur, Indice des vides.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.

- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- W : Poids total de la structure.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y, Y_I : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

Dédicace

Je m'incline devant ALLAH tout puissant qui m'a ouvert la porte du savoir et m'a aidé à la franchir.

Je dédie ce modeste travail :

A ma chère et tendre mère, source d'affection de courage et d'inspiration qui a autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

A mon père source de respect, en témoignage de ma profonde reconnaissance pour tout l'effort et le soutien incessant qui m'a toujours apporté.

A ma Sœur : Imène.

A mes Frères : Mohamed Amine, A.El-Karim, A.Ennour

A mes tantes et mes oncles, Cousins et Cousines.

A toute la famille ZEITOUNI, KOUTCHOUK.

A ma future femme.

A tous mes amis plus particulièrement : Mehdi, Oussama(s), Mohamed, Aymene, Abderrahmane(s), Anes, Hakim, Karim, Yougherta, Remdane, Sofiane, Nadjib, Louisa.

A toute la promo 2018, et à tous mes amis (es) de la faculté sans exception.

A tous ceux que je porte dans mon cœur.

Zeitouni

REMERCIEMENT

Je remercie avant tout Allah tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté d'élaborer ce travail.

Mes plus grands remerciements pour mes chers parents qui sont la cause et le secret de la réussite tout le long de mon chemin d'étude.

Je tiens à remercier en premier lieu mon promoteur Dr. **TALEB RAFIK** pour sa disponibilité tout au long de la réalisation de ce mémoire, ainsi que pour l'inspiration, l'aide et le temps qu'il a bien voulu me consacrer.

Je remercie également **Mr KRAMI SOFIANE** et **KARIM, ANES, HAKIM, A.RAHMEN, M^{lle} DORIA** pour leur aide, conseils et orientations pour bien mener mon travail.

Je remercie tous mes amis qui m'ont apportés leur soutien et qui m'ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce travail.

Je remercie tous mes professeurs grâce à qui je suis là aujourd'hui.

Je vous remercie vous membres du jury pour votre lecture et intérêt pour ce modeste travail.

TABLE DES MATIERES

<i>ملخص</i>	2
<i>Résumé</i>	2
<i>Abstract</i>	2
<i>Liste des symboles</i>	4
<i>Dédicace</i>	6
REMERCIEMENT	7
TABLE DES MATIERES	8
LISTES DES FIGURES	12
LISTES DES TABLEAUX	14
INTRODUCTION GENERALE	1
I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE	2
I.1. INTRODUCTION	2
I.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE	2
I.2.1. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES	5
I.2.2. OSSATURE	5
I.2.3. CLASSIFICATION DU BÂTIMENT [1]	5
I.2.4. PLANCHER	5
I.2.5. ESCALIER	5
I.2.6. MAÇONNERIE	5
I.3. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUE DES MATÉRIAUX	5
I.3.1. BÉTON	6
I.3.2. ACIERS	8
I.4. Hypothèses de calcul aux états limites :	10
I.4.1. Hypothèse de calcul à l'ELU :	10
I.4.2. Hypothèse de calcul à l'ELS :	10
II. PREDIMENSIONNEMENT	11
II.1. INTRODUCTION	11
II.2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES DALLES	11
II.2.1. PLANCHER EN CORPS CREUX	11
II.2.2. PLANCHERS EN DALLE PLEINE	11
II.2.3. CONSOLE	12
II.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	13
II.3.1. PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE	13
II.3.2. PLANCHER ETAGE COURANT	13

II.3.3. MAÇONNERIE	14
II.3.4. BALCONS	14
II.3.5. ACROTERE	15
II.4. LES PORTIQUES	15
II.4.1. LES POUTRES	15
II.4.2. LES POTEAUX	18
II.4.2.1. PRINCIPE	18
II.5. LES VOILES	28
III. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES	30
III.1. INTRODUCTION	30
III.2. L'ACROTERE	30
III.2.1. DEFINITION	30
III.2.2. CALCUL DES CHARGES SOLLICITANT L'ACROTERE	30
III.2.3. CALCUL DES EFFORTS	31
III.2.4. FERRAILLAGE DE LA SECTION DE L'ACROTERE	32
III.2.5. Vérification à l'ELS	33
III.2.6. VERIFICATION DES CONTRAINTES	35
III.2.7. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT	35
III.3. ETUDE DES PLANCHERS	36
III.3.1. ETUDE DE LA DALLE MACHINE	36
III.3.2. LES BALCONS	42
III.3.3. PLANCHER A CORPS CREUX	58
III.3.7. Ferrailage de la dalle de compression	104
III.4.ESCALIER	105
III.4.1. Définition Des Éléments D'un Escalier :	105
III.4.2 Volée (1) et (3) :	106
III.4.3. Paillasse :	108
III.4.4. VOLEE (2) :	111
III.4.5. PALIER	116
IV. ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE	120
IV.1. Introduction :	120
IV.2. Etude sismique :	120
IV.2.1. Modélisation de rigidité :	120
IV.2.2. Modélisation de la masse :	122
IV.3. Choix de la méthode de calcul :	122
IV.3.1. La méthode statique équivalente :	122
IV.3.2. La méthode modale spectrale :	123
IV.4. Interprétation des résultats de l'analyse sismique:	129
V.FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS	143

V.1. Introduction :	143
V.2. Ferrailage des poteaux :	143
V.2.1. Combinaison d'action :	143
V.2.2 Recommandation selon RPA99 version 2003 :	144
V.2.3. choix des armatures :	149
V.2.4. vérification vis-à-vis de l'état limite de service :	149
V.2.7. Ferrailage des Poteaux du Sous-Sol :	154
Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donné par :	154
V.3. Ferrailage des poutres	157
V.3.1. Introduction	157
V.3.2. Recommandations du RPA99 version 2003	157
V.3.3. Calcul du ferrailage	157
V.3.4. Choix des armatures	160
V.3.5. Condition de non fragilité	161
V.3.6. Vérification vis à vis de l'ELS	161
V.3.7. Vérification de l'effort tranchant	162
V.3.8. Recouvrement des armatures longitudinales	163
V.3.9. Arrêt des barres [2]	164
V.3.10 Vérification de la flèche :	164
V.4.FERRAILLAGE DES VOILES	166
V.4.1. Généralités :	166
V.4.2. Calcul des voiles par la méthode réglementaire (ACI 318-02) :	167
V.4.3 Vérification de la stabilité du voile au flambement	168
V.4.4 Vérification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant	168
V.4.5.Calcul des armatures nécessaires à la flexion composée :	170
V.6. Ferrailage des linteaux :	172
V.6.1 Premier Cas	173
V.6.2. DEUXIEME CAS :	174
V.6.3. FERRAILLAGE MINIMAL :	175
VI.ETUDE DES FONDATION	179
VI.1. INTRODUCTION	179
VI.1.1. FONCTIONS ASSUREES PAR LES FONDATIONS	179
VI.1.2. CLASSIFICATION DES FONDATIONS	179
VI.2. CALCUL DES FONDATIONS	179
VI.2.1. SEMELLE ISOLEE	180
VI.2.2. SEMELLES FILANTES	180
VI.2.3. RADIER GENERALE	182
VI.2.3.2. SURFACE NECESSAIRE	182
VI.3. FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER	192
VI.3.1. DETERMINATION DES EFFORTS : [3]	192
VI.3.2. CALCUL DU FERRAILLAGE	194
VI.3.3. SECTION MINIMALE	195
VI.3.4. VERIFICATIONS NECESSAIRES	195
VI.3.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS	196
VI.3.6.VERIFICATION DE LA CONTRAINTE TANGENTIELLE DU BETON	196

VI.4. FERRAILLAGE DES NERVURES	197
VI.4.1. CALCUL DES EFFORTS	197
VI.4.2. CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES	197
VI.4.3. VERIFICATIONS NECESSAIRES	198
VI.4.4. ARMATURES TRANSVERSALES	199
VI.4.5. ARMATURES DE PEAU	200
VI.5. FERRAILLAGE DU DEBORD	201
VI.5.1. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	201
VI.5.2. CALCUL DES EFFORTS	201
VI.5.3. CALCUL DE FERRAILLAGE	201
VI.5.4. CONDITION DE NON FRAGILITE	202
VI.5.5. ARMATURE DE REPARTITION	202
VI.5.6. VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS	202
VI.6. ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE	203
VI.6.1. INTRODUCTION	203
VI.6.2. PRE DIMENSIONNEMENT	203
VI.6.3. ÉVALUATION DES CHARGES	203
VI.6.4. CALCUL DU FERRAILLAGE	205
VI.6.5. CONDITION DE NON FRAGILITE : [bael]	206
VI.6.6. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT	206
VI.6.7 : VERIFICATION A L'ELS	207
VI.7. CALCUL DU FERRAILLAGE	209
VI.7.1. FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER	209
VI.7.2. FERRAILLAGE DES NERVURES	214
<i>Conclusion Générale</i>	216

LISTES DES FIGURES

Chapitre 1

Figure I 1: Diagramme contrainte déformations à l'ELU	7
Figure I 2 : Diagramme contrainte-déformations é l'ELS.	7
Figure I 3: Diagramme contrainte-déformations é l'ELS.	8
Figure I 4 : Diagramme contrainte-déformations de l'acier é l'ELU.	9

Chapitre 2

Figure II 1 : Dalle en corp creux	11
Figure II 2: Schéma statique de l'acrotère.	15
Figure II 3: Section réduite du poteau	21
Figure II 4: Schéma du voile.	29

Chapitre 3

Figure III 1 : Dimensions de l'acrotère.	30
Figure III 2: Schéma statique de l'acrotère	31
Figure III 3: distance de l'axe neutre	33
Figure III 4 : Ferrailage de l'acrotère	36
Figure III 5: La dalle machine	37
Figure III 6: Ferrailage de la dalle machine	42
Figure III 7: Schéma du balcon type "I"	42
Figure III 8 : Schéma de chargement du Balcon.	43
Figure III 9:Ferrailage des balcons (T12 st=15)	48
Figure III 10 : Schéma du balcon type "II"	49
Figure III 11 : Schéma de chargement du Balcon	50
Figure III 12:Ferrailage des balcons (T12 st=15)	54
Figure III 13 : La dalle pleine	54
Figure III 14 : Ferrailage de la dalle pleine	58
Figure III 15 : Corps Creux	58
Figure III 16 : Schéma de poutrelle	59
Figure III 17: Schéma statique de la poutrelle à 2 et à 6 travées	62
Figure III 18: Disposition constructive des armatures des poutrelles à 2 travées	77
Figure III 19: Disposition constructive des armatures des poutrelles à 6 travées.	90
Figure III 21: Disposition constructive des armatures des poutrelles à 6 travées	103
Figure III 21 : Disposition constructive des armatures de la table de compression- plancher	105
Figure III 22: Schéma statique de l'escalier	105
Figure III 23: Schéma de RDM	108
Figure III 24: Ferrailage de l'Escalier	111
Figure III 25:Schéma de RDM	113

Figure III 26 : Ferrailage de l'Escalier	116
Figure III 27: Schéma de RDM	116
Figure III 28: mettre le titre	119

Chapitre 4

Figure IV 1: Vue en 3D de la structure modélisé.	121
Figure IV 2 Spectre de réponse	125
Figure IV 3: Modèle initial.	130
Figure IV 4: Vue en plan du modèle 2.	133
Figure IV 5: Vue en plan du modèle finale.	137
Figure IV 6 : Evaluation des effets du second ordre.	141

Chapitre 5

Figure V 1 : Poutres spéciales	160
Figure V 2: Arrêt des barres.	164
Figure V 3: Les différents voiles de la structure	167
Figure V 4: Section de voile à étudier	167
Figure V 5 : Les différents voiles de la structure	172
Figure V 6 : M _{ci} et M _{cj} moments « résistants ultimes »	174
Figure V 7: Ferrailage des linteaux	177

Chapitre 6

Figure VI 1: Semelle filante.	181
Figure VI 2 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux	182
Figure VI 3 : Schéma statique du bâtiment	188
Figure VI 4 : Contraintes sous le radier	190
Figure VI 5 : Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité	194
Figure VI 6 Diagramme des Moments	201
Figure VI 7 : Schéma statique du débord	201
Figure VI 8 : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité	204
Figure VI 9: taper titre	209
Figure VI 10 : taper titre	210
Figure VI 11: taper titre	210
Figure VI 12 : Taper titre	211
Figure VI 13: taper titre	212
Figure VI 14: taper titre	212
Figure VI 15 : taper titre	214

LISTES DES TABLEAUX

Chapitre 1

Tableau I 1: Propriétés mécaniques du béton	6
Tableau I 2: Propriétés mécaniques de l'acier	8

Chapitre 2

Tableau II 1: Dégression des surcharges	20
Tableau II 2: Dégression des surcharges	24
Tableau II 3: Choix des sections des poteaux de rives	26
Tableau II 4: Choix des sections des poteaux d'angles	27
Tableau II 5 : Choix des sections des poteaux	28

Chapitre 3

Figure III 1 : Dimensions de l'acrotère.	30
Figure III 2: Schéma statique de l'acrotère	31
Figure III 3: distance de l'axe neutre	33
Figure III 4 : Ferrailage de l'acrotère	36
Figure III 5: La dalle machine	37
Figure III 6: Ferrailage de la dalle machine	42
Figure III 7: Schéma du balcon type "I"	Erreur ! Signet non défini.
Figure III 8 : Schéma de chargement du Balcon.	43
Figure III 9: Ferrailage des balcons (T12 st=15)	48
Figure III 10 : Schéma du balcon type "II"	Erreur ! Signet non défini.
Figure III 11 : Schéma de chargement du Balcon	50
Figure III 12: Ferrailage des balcons (T12 st=15)	54
Figure III 13 : La dalle pleine	54
Figure III 14 : Ferrailage de la dalle pleine	58
Figure III 15 : Corps Creux	Erreur ! Signet non défini.
Figure III 16 : Schéma de poutrelle	Erreur ! Signet non défini.
Figure III 17: Schéma statique de la poutrelle à 2 et à 6 travées	Erreur ! Signet non défini.
Figure III 18: Disposition constructive des armatures des poutrelles à 2 travées	Erreur ! Signet non défini.
Figure III 19: Disposition constructive des armatures des poutrelles à 6 travées.	Erreur ! Signet non défini.
Figure III 21: Disposition constructive des armatures des poutrelles à 6 travées	Erreur ! Signet non défini.
Figure III 21 : Disposition constructive des armatures de la table de compression- plancher	Erreur ! Signet non défini.
Figure III 22: Schéma statique de l'escalier	105
Figure III 23: Schéma de RDM	108
Figure III 24: Ferrailage de l'Escalier	111
Figure III 25: Schéma de RDM	113

Figure III 26 : Ferrailage de l'Escalier	116
Figure III 27: Schéma de RDM	116
Figure III 28: mettre le titre	119

Chapitre 4

Tableau IV 1 : Facteur de qualité	128
Tableau IV 2: Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial.	130
Tableau IV 3: Vérification des déplacements inter étages du modèle initiale.	132
Tableau IV 4 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle 2.	133
Tableau IV 5: vérification du coefficient de comportement R.	134
Tableau IV 6 : Vérification des déplacements inter étages du modèle 2.	135
Tableau IV 7 : Choix des poteaux avec vérification de l'effort normal réduit.	136
Tableau IV 8: Choix des poteaux avec vérification de l'effort normal réduit.	137
Tableau IV 9 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle finale.	138
Tableau IV 10 : Vérification du coefficient de comportement R.	138
Tableau IV 11 : Vérification des déplacements inter étages du modèle finale.	140
Tableau IV 12 : Choix des poteaux carrés avec vérification de l'effort normal réduit.	140
Tableau IV 13 : Vérification l'effet p- Δ inter étages du modèle finale.	142

Chapitre 5

Tableau V 1 : Caractéristiques du béton et de l'acier	143
Tableau V 2: Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\max} ; M^{corr})	145
Tableau V 3: Ferrailages des poteaux situation durable (M^{\max} ; N^{corr})	145
Tableau V 4 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\min} ; M^{corr})	146
Tableau V 5: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})	146
Tableau V 6: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} ; N^{corr})	147
Tableau V 7 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\min} ; M^{corr})	147
Tableau V 8 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})	148
Tableau V 9: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} ; N^{corr})	148
Tableau V 10 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\min} ; M^{corr})	149
Tableau V 11: Choix des armatures des poteaux	149
Tableau V 12 : Vérification des contraintes pour les poteaux	150
Tableau V 13 : Vérification des contraintes pour les poteaux	150
Tableau V 14 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux	151
Tableau V 15 : Espacements maximales selon RPA99 pour un poteau carré	153
Tableau V 16 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.	153
Tableau V 17 : Ferrailage des Poteaux du Sous-Sol	155
Tableau V 18 : Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure	156
Tableau V 19 : Ferrailage des poutres principales (situation durable)	158
Tableau V 20 : Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle)	158
Tableau V 21 : Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle)	158

Tableau V 22 : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable)	159
Tableau V 23: Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle)	159
Tableau V 24 : Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle)	159
Tableau V 25 : Choix des armatures pour les poutres	160
Tableau V 26 : Vérification de la condition de non fragilité	161
Tableau V 27: Vérification des poutres à l'ELS	162
Tableau V 28: Vérification de la contrainte de cisaillement	162
Tableau V 29 : Calcul des armatures transversales	163
Tableau V 30: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.	165
Tableau V 31 : Ferrailage des linteaux	177

Chapitre 6

Tableau VI 1 : Sections des semelles filantes	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI 2: Sections des semelles filantes	181
Tableau VI 3: Choix la hauteur des nervures	185
Tableau VI 4: : Contraintes sous le radier à l'ELU	191
Tableau VI 5 : Contraintes sous le radier à l'ELS	191
Tableau VI 6 : Calcul des moments à l'ELU	193
Tableau VI 7: Calcul des moments à l'ELS.	194
Tableau VI 8 : Ferrailage des Panneaux du Radier	195
Tableau VI 9 : Vérification des contraintes	196
Tableau VI 10 : Ferrailage des nervures sens (X-X)	197
Tableau VI 11 : Ferrailage des nervures sens (Y-Y)	198
Tableau VI 12 : Vérification des contraintes	198
Tableau VI 13 : Choix des armatures transversales	199
Tableau VI 14: Ferrailage du débord	201
Tableau VI 15 : Ferrailage du débord	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI 16 : Vérification des contraintes du débord	202
Tableau VI 17 : Vérification des contraintes du débord	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI 18 : Vérification des contraintes après redimensionnement à l'ELS	202
Tableau VI 19 : Ferrailage du Voile Périphérique	205
Tableau VI 20 : Vérification des Contraintes à l'ELS	207
Tableau VI 21 : : Ferrailage des Panneaux du Radier	213
Tableau VI 22: Vérification des contraintes	213
Tableau VI 23: Ferrailage des nervures sens (X-X)	214
Tableau VI 24 : Ferrailage des nervures sens (Y-Y)	214
Tableau VI 25 : tapez titre	215

INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à une grande activité et risque sismique. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord), ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une rigidité et d'une résistance suffisantes vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Notre projet porte sur l'étude d'un bâtiment en **Sous-Sol+RDC+10** à usage d'habitations

Le chapitre I constitue une présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation les caractéristiques des matériaux utilisés.

Le chapitre II qui est le pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres, planchers et voiles), il se fait en première étape afin d'entamer l'étude dynamique.

Dans le chapitre III nous nous intéressons à l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons (l'acrotère, les escaliers, les planchers et les balcons).

En l'occurrence le chapitre IV qui est l'étude dynamique et sismique, c'est l'étape la plus importante dans l'étude d'un projet. La modélisation est faite par **ETABS (V9.2)**, qui est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures.

Le ferrailage des poteaux, poutres et des voiles se fera avec les résultats finaux de l'étude dynamique tout en vérifiant les critères imposés par le **RPA99** et le **BAEL91**, dans le chapitre V.

Le chapitre VI consiste à exploiter les résultats de l'étude du sol dans le dimensionnement et le ferrailage de la fondation et les comparé avec les résultats du logiciel **SAFE (V.2016)**

Enfin nous terminons notre travail par une conclusion générale dans laquelle nous discutons nos résultats.

I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. INTRODUCTION

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment (1SS+RDC+10) à usage d'habitations. L'ouvrage sera implanté à .dans la wilaya TIPAZA qui est classée comme zone de forte sismicité (*Zone III*) selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (*RPA 99 version 2003*) [1].

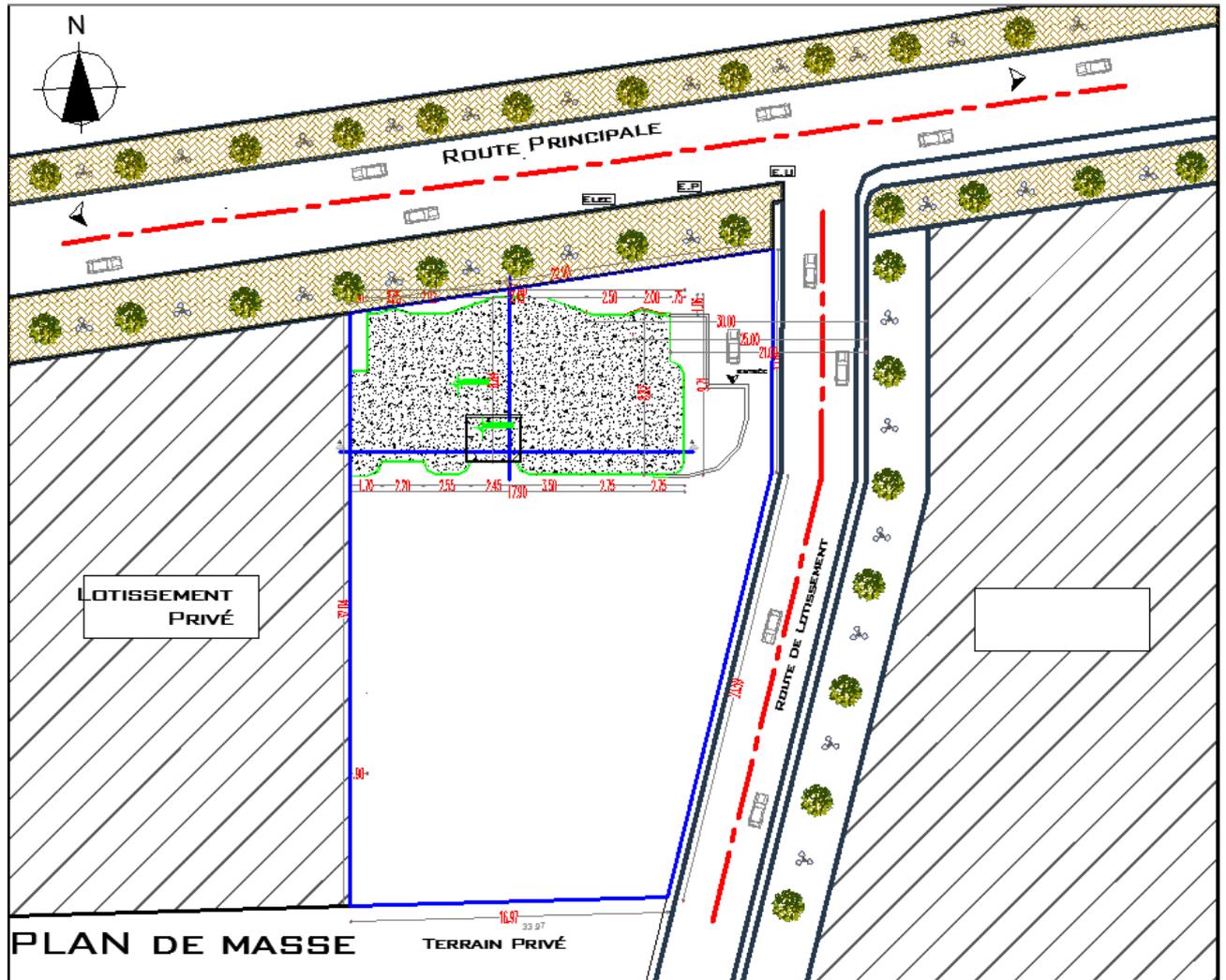


Figure I 1: Plan de masse

I.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc de forme régulière en plan et en élévation.

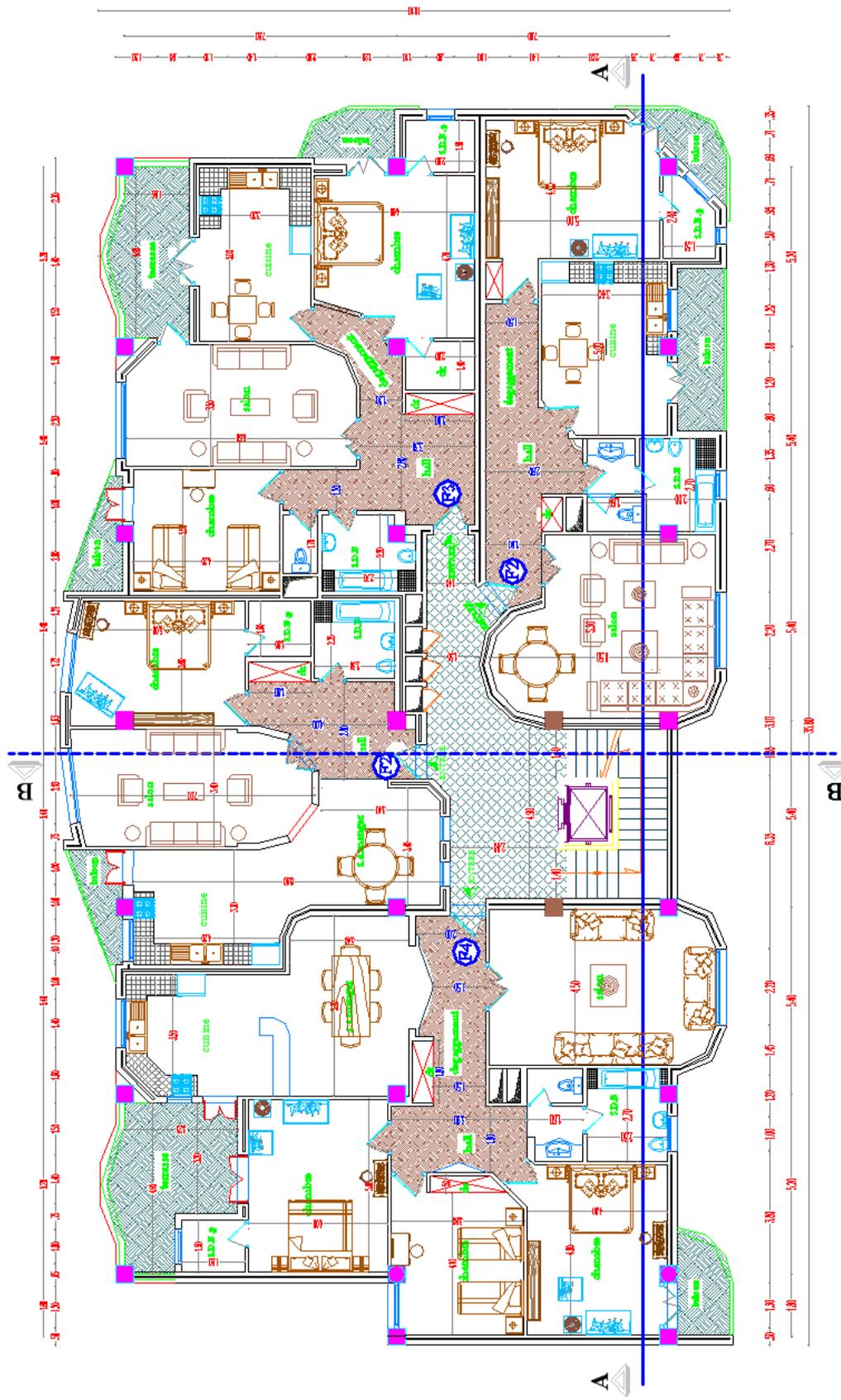


Figure I 2: Vue en plan

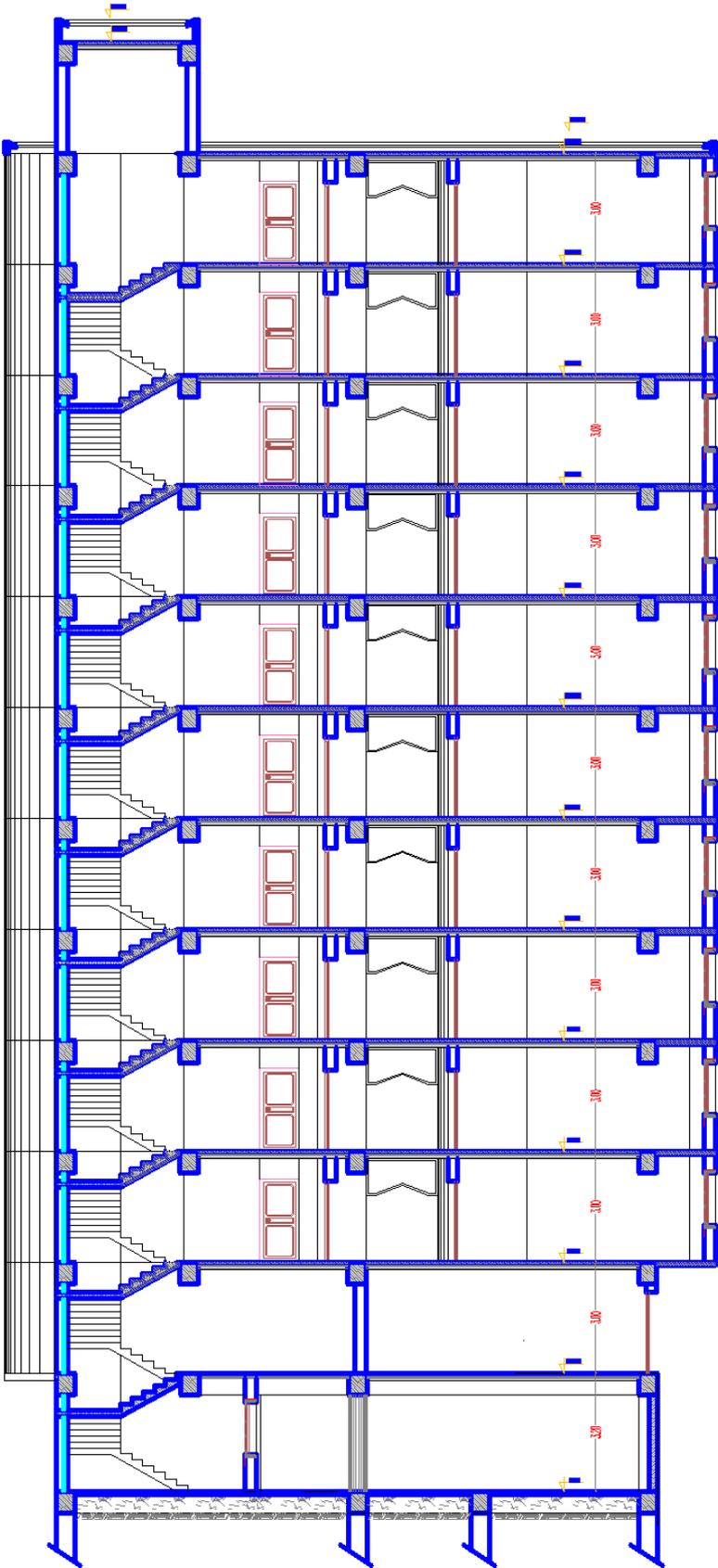


Figure I 3: Vue en élévation

I.2.1. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

a) Dimensions en élévation

- Hauteur totale du bâtiment.....33 m
- Hauteur du sous-sol.....3.2 m
- Hauteur du rez-de-chaussée3 m
- Hauteur de l'étage courant3 m

b) Dimensions en plan

- Longueur totale en plan35.8 m
- Largeur total en plan19.1 m

I.2.2. OSSATURE

Le bâtiment est constitué par des portiques en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens. Le système de contreventement du bâtiment est un système de “ contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques ” (type 4a) [1].

I.2.3. CLASSIFICATION DU BÂTIMENT [1]

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le “ *groupe 2* ”, car il est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

I.2.4. PLANCHER

Les planchers sont des éléments plans dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions.

Vu la forme géométrique du bâtiment et en fonction du type de coffrage, nous avons opté pour deux types de plancher :

- Plancher en corps creux,
- Plancher dalle pleine.

I.2.5. ESCALIER

La structure comporte une seule cage d'escalier du rez-de-chaussée au 10^{ème} étage. L'escalier est composé de trois volées et deux paliers.

I.2.6. MAÇONNERIE

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuse et de murs rideaux en verre :

Murs extérieurs constitués d'une double paroi en briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparées par une âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

Murs intérieurs constitué par une seule paroi de briques de 10 cm d'épaisseur.

I.3. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES MATÉRIAUX

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (*BAEL91mod99*) [2] et tous les règlements applicables en Algérie (*RPA 99 version 2003* [1] et *CBA93*[3]).

I.3.1. BÉTON

a. Composition du béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et de l'eau.

Soit alors un poids volumique de : $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

- Une résistance mécanique élevée
- Un retrait minimum
- Une bonne tenue dans le temps (durabilité)

b. Propriétés mécaniques du béton

Les propriétés mécaniques du béton sont données par le tableau suivant :

Tableau I 1: Propriétés mécaniques du béton

Résistance A la compression	Résistance en traction	Module d'élasticité		Coefficient De poisson
		Instantané	différé	
$j < 28 \text{ jours} \rightarrow$ $f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$ $j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$ $j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1.1 f_{c28}$ $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$	(MPa) $E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$ $E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa}$	$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$ $E_{ij} = 10818,86 \text{ MPa}$	$\nu = \frac{\Delta L}{L}$ $\nu = 0,2$

c. Les contraintes limites de calcul [2]

En se référant au règlement du BAEL 91(modifier 99), on distingue deux états limites.

- Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU)

Dans le cas d'une vérification à l'E.L.U, on devra justifier :

- la résistance de tous les éléments de la construction.
- la stabilité de ces éléments compte tenu des effets du 2ème ordre.
- l'équilibre statique de l'ouvrage.

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires..... $f_{bu} = 14,17 MPa$

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bu} = 18,48 MPa$

f_{c28} = Résistance caractéristique à la compression à 28 jours..... $f_{c28} = 25 MPa$

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

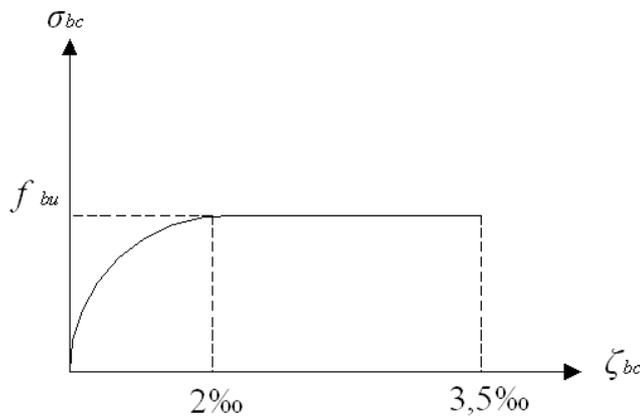


Figure I 4: Diagramme contrainte déformations à l'ELU

- Contraintes limites à l'état limite de service (ELS)

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

Dans notre cas : $\sigma_{bc} = 15 MPa$

Figure I 5 : Diagramme contrainte-déformations é l'ELS.

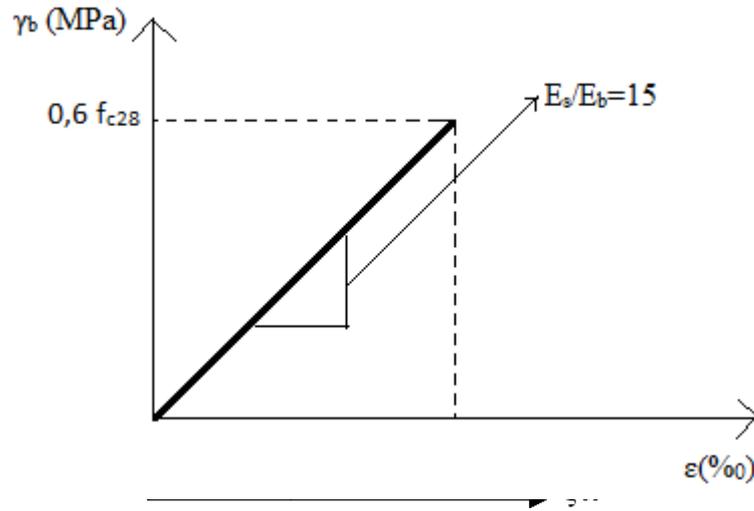


Figure I 6: Diagramme contrainte-déformations é l'ELS.

I.3.2. ACIERS

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les éléments du béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les éléments en béton armé sont donnés dans le tableau I.2.

Tableau I 2: Propriétés mécaniques de l'acier

Type d'acier	Limites élastiques en MPa	Module d'élasticité
Ronds lisses	$F_{eE} = 22 (f_e = 215 \text{ MPa})$; $F_{eE} = 24 (f_e = 235 \text{ MPa})$	$E_s = 2,1.10^5 \text{ MPa}$
Barres a hautes adhérences	$f_e = 500 \text{ MPa}$	
Treillis soudés (TS)	$f_e = 520 \text{ MPa}$	

a. Les contraintes limite de calcul [2]

- Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU)

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant:

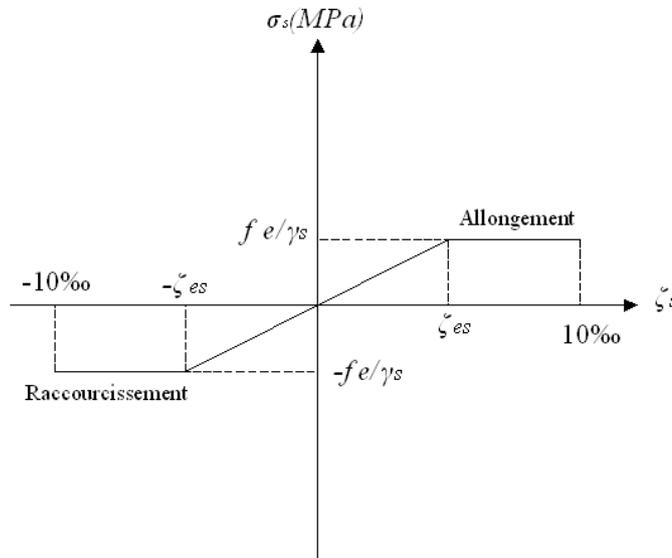


Figure I 7 : Diagramme contrainte-déformations de l'acier à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique.

ε_{es} : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier. : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$$

Pour les aciers FeE500 on a : $\varepsilon_{es} = \frac{500}{1,15 \times 2.10^5} = 2,17\text{‰}$

- Contraintes limites à l'état limite de service (ELS)

C'est l'état où on fait des vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

Fissuration peu nuisible, pas de vérification

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \right)$

Fissuration très préjudiciable : $0.8\sigma_s$

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

b. Le coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté " n " est le rapport de : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec

E_s : Module de déformation de l'acier,

E_b : Module de déformation du béton.

I.4. Hypothèses de calcul aux états limites :

I.4.1. Hypothèse de calcul à l'ELU :

H1 : Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).

H2 : Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Le raccourcissement unitaire du béton est limité à $\varepsilon_{bc}=3,5\%$ dans le cas de flexion simple ou composée et de 2 % dans le cas de compression simple.

H5 : L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10%.

I.4.2. Hypothèse de calcul à l'ELS :

H1 : Conservation des sections planes.

H2 : Glissement entre l'acier et le béton est négligeable.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_b \\ \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \end{array} \right.$$

H5 : Par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton et : $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$

II. PREDIMENSIONNEMENT

II.1. INTRODUCTION

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le " *RPA99 version 2003* " [4], mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES DALLES

Lorsqu'on veut dimensionner la structure, lors de l'avant-projet ou pour la descente de charge, on peut utiliser les formules approchées suivantes données en référence [2].

II.2.1. PLANCHER EN CORPS CREUX

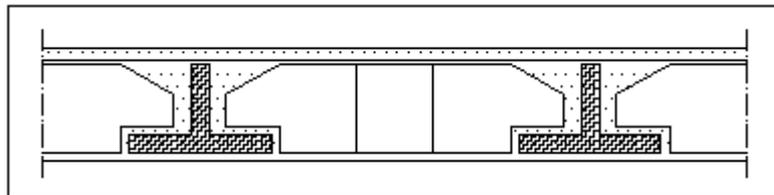


Figure II 1 : Dalle en corp creux

$$\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad [2]$$

Avec

e : Epaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L : La distance maximale de la poutre $L_{\max} = 5,1m \Rightarrow 20,4cm \leq e \leq 25,5cm$

On prend : $e = (16+5) \text{ cm}$.

II.2.2. PLANCHERS EN DALLE PLEINE

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

a. Résistance au feu

- $e = 07\text{cm}$: pour une (01) heure de coup de feu.
- $e = 11\text{cm}$: pour deux (02) heures de coup de feu.
- $e = 15\text{ cm}$: pour quatre (03) heures de coup de feu.

Soit : $e = 15 \text{ cm}$.

b. Isolation phonique

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

Soit : $e = 15 \text{ cm}$.

c. Résistance à la flexion

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

-Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$$

-Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$$

Avec :

e : Epaisseur de la dalle pleine.

L : La distance maximale de la poutre.

La petite portée du panneau le plus sollicité $L_{\max} = 5,1 \text{ m} \Rightarrow 10,2 \text{ cm} \leq e \leq 12,75 \text{ cm}$

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

II.2.3. CONSOLE

$$\frac{l}{10} \leq e$$

Pour $L_{\max} = 1,40 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq e$

On prend : $e_{\min} = 15 \text{ cm}$

II.2.4. BALCON

-Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_y}{30}$$

La petite portée du panneau le plus sollicité $L_{\max} = 1,6 \text{ m} \Rightarrow 4,5 \text{ cm} \leq e \leq 5,3 \text{ cm}$

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

-Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_y}{40}$$

Avec :

e : Epaisseur de la dalle pleine.

L : La distance maximale de la poutre.

La petite portée du panneau le plus sollicité $L_{\max} = 1.6 \text{ m} \Rightarrow 3.2 \text{ cm} \leq e \leq 4 \text{ cm}$

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

II.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1. PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE

a. Charges permanentes

- | | |
|--|-----------------------|
| 1- Gravillon de protection ($e=5\text{cm}$; $\rho=17\text{kN/m}^3$)..... | 0,85kN/m ² |
| 2- Etanchéité multicouche | 0,12kN/m ² |
| 3- Forme de pente ($e_{\text{moy}}=10\text{cm}$; $\rho=22\text{kN/m}^3$)..... | 2,20kN/m ² |
| 4- Polyane..... | 0,01kN/m ² |
| 5- Isolation thermique (liège) ($e=4\text{cm}$; $\rho=4\text{kN/m}^3$)..... | 0,16kN/m ² |
| 6- Dalle de compression + corps creux (16+5) | 2,85kN/m ² |
| 7- Enduit en plâtre ($e=2\text{cm}$; $\rho=10\text{kN/m}^3$)..... | 0,20kN/m ² |

Plancher dalle en corps creux (16+5): $G=6,39 \text{ KN/m}^2$

b. Surcharge d'exploitation

Terrasse inaccessible $Q=1,00\text{kN/m}^2$

II.3.2. PLANCHER ETAGE COURANT

a. Charges permanentes

- | | |
|--|-----------------------|
| 1- Carrelage ($e=2\text{cm}$)..... | 0,50kN/m ² |
| 2- Mortie de pose ($e=2\text{cm}$; $\rho=20\text{kN/m}^3$)..... | 0,40kN/m ² |
| 3- Lit de sable ($e=3\text{cm}$; $\rho=18\text{kN/m}^3$)..... | 0,54kN/m ² |

- 4- Dalle de compression + corps creux (16+5).....2,85kN/m²
- 5- Enduit en plâtre (e=2cm ; ρ=10kN/m³).....0,20kN/m²
- 6- Cloisons de distribution (e=10cm).....1,00kN/m²

Plancher dalle en corps creux : G=5,49 KN/m²

b. Surcharge d'exploitation

Q=1,50kN/m²..... (Habitation).

II.3.3. MAÇONNERIE

Murs extérieurs

- 1- Enduit en ciment (e=2cm ; ρ=18kN/m³)..... 0,36kN/m²
- 2- Brique creuse (e=15cm).....1,30kN/m²
- 3- Ame d'air (e=5cm).....0,00kN/m²
- 4- Brique creuse (e=10cm).....0,90kN/m²
- 5- Enduit en plâtre (e=2cm ; ρ=10kN/m³).....0,20kN/m²

G=2,76kN/m²

II.3.4. BALCONS

a. Charges permanentes

- 1- Carrelage (e=2cm).....0,50kN/m²
- 2- Mortier de pose (e=2cm ; ρ=20kN/m³).....0,40kN/m²
- 3- Lit de sable (e=3cm ; ρ=18kN/m³).....0,54kN/m²
- 4- Dalle pleine (e=15cm).....3,75kN/m²
- 5- Dalle pleine (e=16cm).....4,00kN/m²
- 6- Enduit en ciment (e=2cm ; ρ=18kN/m³).....0,36kN/m²

G=5,55kN/m²

b. Surcharge d'exploitation

$$Q=3,50kN/m^2$$

II.3.5. ACROTÈRE**a. Charges permanentes**

-Surface de l'acrotère :

$$S= (0,1 \times 0,75 + (0,08 + 0,10) \times 0,10 / 2) = 0,084 \text{ m}^2$$

-le poids de l'acrotère est donné par mètre linéaire :

$$G1 = S \times \gamma \times 1 = 0,084 \times 25 = 2,1 \text{ kN/ml}$$

-enduit de ciment sur toute la surface :

$$G2 = 18 \times 2 \times 0,02 \times 0,75 = 0,54 \text{ kN/m}$$

-le poids total:

$$G = G1 + G2 = 2,64 \text{ kN/ml}$$

b. Charge d'exploitation

$$Q=1,00kN/ml$$

II.4. LES PORTIQUES

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

II.4.1. LES POUTRES

Le pré dimensionnement des poutres se fait en deux étapes :

- 1- Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le "BAEL 91 modifié 99" [1] et vérifier selon "RPA 99 version 2003" [4],
- 2- Vérification de la flèche pour la section choisit.

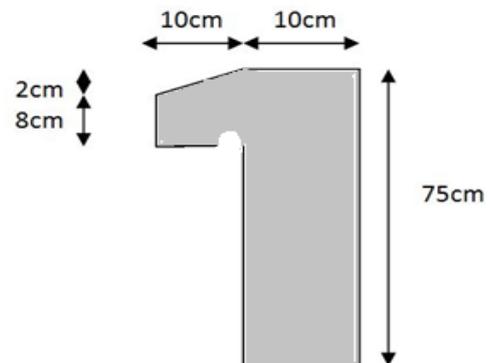


Figure II 2: Schéma statique de l'acrotère.

II.4.1.a. POUTRES PORTEUSES

- D'après le "BAEL 91 modifié 99" [1]

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

$$* 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h : La hauteur de la section.

b : La largeur de la section.

➤ Détermination de la hauteur "h"

On a : $L=7,80m$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 52cm \leq h \leq 78cm$$

On prend : $h=70cm$

➤ Détermination de la largeur "b"

$$h = 70cm : 0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 21cm \leq b \leq 49cm$$

On prend : $b=30cm$

- Vérification selon le "RPA 99 version 2003" [4] (Zone sismique III)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \Rightarrow b = 30cm > 20cm \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ h \geq 30cm \Rightarrow h = 70cm > 30cm \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 2,33 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

- Condition de rigidité

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right)$$

$$\frac{70}{780} = 0,0897 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

II.4.1.b. POUTRES NON PORTEUSES

- D'après le "BAEL 91 modifié 99" [1]

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

$$* 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

➤ Détermination de la hauteur "h"

On a : $L = 5,4 - 0,5 = 4,9m$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 32,34cm \leq h \leq 49cm$$

On prend : $h = 45cm$

➤ Détermination de la largeur "b"

$$h = 45cm : 0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 13,5cm \leq b \leq 31,5cm$$

On prend : $b = 30cm$

- Vérification selon le "RPA 99 version 2003" [4] (Zone sismique III)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \Rightarrow b = 30cm \geq 20cm \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ h \geq 30cm \Rightarrow h = 45cm \geq 30cm \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,5 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

- **Condition de rigidité**

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right)$$

$$\frac{45}{490} = 0,0918 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

- **Conclusion**

- **Poutres porteuses** : $(b \times h) = (30 \times 70) \text{ cm}^2$,

- **Poutres non porteuse** : $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$,

II.4.2. LES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux destinés principalement à transmettre les charges verticales aux fondations, et à participer au contreventement total ou partiel des bâtiments.

II.4.2.1. PRINCIPE

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

II.4.2.2. ETAPES DE PRE DIMENSIONNEMENT (CALCUL)

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le "**RPA99 version 2003**".
- Vérifier la section à ELS.

II.4.2.3. LOI DE DEGRESSION

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

➤ **D'après le "BAEL 91 modifié 99"**

$$Q_0 + \frac{3 + n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Avec :

Q : Charge d'exploitation.

n: Nombre d'étage.

Q₀ : La structure d'exploitation sur la terrasse.

Q₁ , Q₂ ,....., Q_n : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau II 1: Dégression des surcharges

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
T	Q ₀	$\Sigma_0=Q_0$	1
P10	Q ₁	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,5
P9	Q ₂	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
P8	Q ₃	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
P7	Q ₄	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,1
P6	Q ₅	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7
P5	Q ₆	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7,75
P4	Q ₇	$\Sigma_7=Q_0+0,71(Q_1+\dots\dots\dots +Q_7)$	8,46
P3	Q ₈	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots\dots\dots +Q_8)$	9,28
P2	Q ₉	$\Sigma_{10}=Q_0+0,67(Q_1+\dots\dots\dots +Q_9)$	10,05
P1	Q ₁₀	$\Sigma_{10}=Q_0+0,65(Q_1+\dots\dots\dots +Q_{10})$	10,75
RDC	Q ₁₁	$\Sigma_{10}=Q_0+0,64(Q_1+\dots\dots\dots +Q_{11})$	11,56
S/SOL	Q ₁₂	$\Sigma_{10}=Q_0+0,63(Q_1+\dots\dots\dots +Q_{12})$	12,34

II.4.2.4. DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

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

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

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

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

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

l_f : Longueur de flambement.

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

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

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

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$).....situation durable.

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$).....situation durable.

f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e=500\text{MPa}$).

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

A_s : Section d'acier comprimée.

B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($B_r=(a-0,02)(b-0,02)$) [m^2].

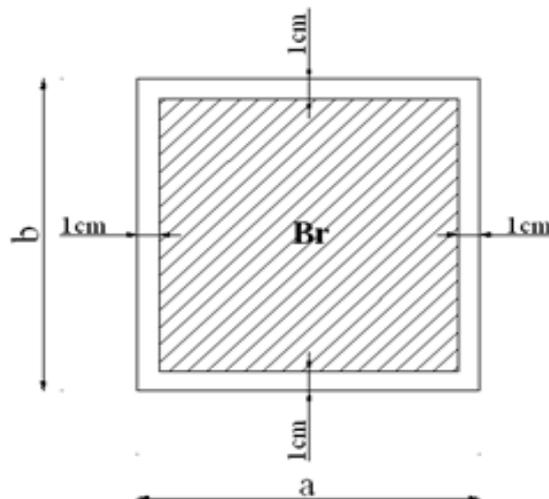


Figure II 3: Section réduite du poteau

➤ D'après le « BAEL 91 modifié 99 » [1]

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\% \dots\dots\dots [1]$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :

$$\frac{A_s}{B} = 1\%$$

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

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0.708$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} = 0,0617 N_u$$

II.4.2.5. LE MINIMUM REQUIS PAR « RPA99 version 2003 » [4]

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\begin{cases} \min(a;b) \geq 30\text{cm} \\ \min(a;b) > \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{cases}$$

Avec :

(a ; b) : Dimensions de la section.

h_e: Hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée ($a=b$).

II.4.2.6. Vérification à l'ELS

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{B + \eta A_s} \leq 0,6f_{c28} \dots \dots \dots [1]$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal à l'ELS ($N_{\text{ser}}=N_G+N_Q$).

B : Section de béton du poteau.

A_s : Section des armatures ($A_s=1\%B$).

n : Coefficient d'équivalence ($n = \frac{E_s}{E_b} = 15$).

σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{1,15 B} \leq 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Les poteaux les plus sollicités sont :

- Poteau central : $S = 42,12 \text{ m}^2$
- Poteau de rive: $S = 30,09 \text{ m}^2$
- Poteau d'angle : $S = 24,75 \text{ m}^2$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. Les poteaux centraux : $S = 42,12 \text{ m}^2$

Tableau II 2: Dégression des surcharges

Niveaux	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm^2)	a=b (cm)	Le choix	N_{ser} (kN)	σ_{ser} (MPa)	Vérification
p10	342,70	42,12	525,82	324,96	18,05	30x30	384,82	3,72	OK
p9	647,49	105,30	1032,06	637,81	25,27	30x30	752,79	7,27	OK
p8	952,27	168,48	1538,29	950,66	30,85	40x40	1120,75	6,09	OK
p7	1257,06	231,66	2044,53	1263,52	35,57	40x40	1488,72	8,09	OK
p6	1561,85	294,84	2550,76	1576,37	39,72	40x40	1856,69	10,09	OK
p5	1866,64	358,02	3057,00	1889,22	43,49	50x50	2224,66	7,74	OK
p4	2171,43	421,20	3563,23	2202,08	46,95	50x50	2592,63	9,02	OK
p3	2476,22	484,38	4069,46	2514,93	50,17	55x55	2960,60	8,51	OK
p2	2781,01	547,56	4575,70	2827,78	53,20	55x55	3328,57	9,57	OK
p1	3085,80	610,74	5081,93	3140,64	56,06	60x60	3696,54	8,93	OK
RDC	3390,58	673,92	5588,17	3453,49	58,79	60x60	4064,50	9,82	OK
Sous/Sol	3695,37	737,10	6094,40	3766,34	61,39	65x65	4432,47	9,12	OK

➤ Exemple de calculEtude de 10^{ème} étage

La portée de la poutre principale : $L_{pp}=7,8\text{m}$

La portée de la poutre secondaire : $L_{ps}=5.4\text{m}$

Pour le 10^{ème} étage on a : $\begin{cases} N_{G10} = 342,70 \text{ kN} \\ N_{Q10} = 42,12 \text{ kN} \end{cases}$

- Poids du plancher : $G.S = 5.49 \times 42,12 = 231,24 \text{ kN}$

- Poids du poteau : $\rho_b \cdot h_{pot} \cdot a \cdot b = 25 \times (3-0,70) \times (0,5)^2 = 14,38 \text{ kN}$

- Poids de la poutre principale : $L_{pp} \cdot b \cdot h \cdot \rho_b = 7,8 \times 0,3 \times 0,7 \times 25 = 40,95 \text{ kN}$

- Poids de la poutre secondaire :

$$L_{ps} \times b \times h \times \rho_b = 5,4 \times 0,3 \times 0,45 \times 25 = 18,22 \text{ kN}$$

$$G = 304,79 \text{ kN}$$

$$N_{G9} = N_{G10} + G = 304,79 + 342,70 = 647,49 \text{ kN}$$

$$N_{Q9} = N_{Q9} + Q \cdot S = 42,12 + 1,5 \times 42,12 = 105,30 \text{ kN}$$

$$N_{u9} = 1,35 N_{G9} + 1,5 N_{Q9} = 1032,06 \text{ kN}$$

$$B_r \geq 0,0618 N_{u9} \Rightarrow B_r \geq 637,81 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a - 0,02)(b - 0,02)$$

On a : $a = b$

$$\text{Donc : } B_r = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{B_r} + 0,02 = 25,27 \text{ cm}$$

$$a = b = 25,27 \text{ cm}$$

Le choix: a=b=30cm

Vérification de la section à l'ELS

$$N_{ser} = N_{G9} + N_{Q9} = 752,79 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \quad ; \quad (B = a \cdot b)$$

$$\sigma_{ser} = 7,27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } B = a \cdot b = 900 \text{ cm}^2$$

b. Les poteaux de rives: $S=30,09m^2$

Tableau II 3: Choix des sections des poteaux de rives

Niveaux	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	Le choix	N_{ser} (kN)	σ_{ser} (MPa)	Vérification
p10	245.16	26.73	371.06	229.32	15,16	30x30	271,89	3,02	OK
p9	463.23	90.34	760.88	470.22	21,70	30x30	553,58	6.15	OK
p8	702.83	153.96	1179.76	729.09	27,02	30x30	856,79	9.52	OK
p7	942.43	217.58	1598.64	987.96	31.45	40x40	1160,00	7.25	OK
p6	1182.02	281.19	2017.52	1246.83	35.33	40x40	1463,21	9.14	OK
p5	1421.62	344.80	2436.39	1505.69	38.82	40x40	1766,43	11.04	OK
p4	1661.22	408,42	2855.28	1764.56	42.03	50x50	2069.64	8,28	OK
p3	1900.82	472,04	3274.15	2023.43	45.00	50x50	2372,85	9,49	OK
p2	2140.41	535.65	3693.03	2282.29	47.79	50x50	2676,06	10,70	OK
p1	2380.02	599.27	4111.91	2541.16	50.43	55x55	2979,28	9,84	OK
RDC	2619.61	662.88	4530.79	2800.03	52.94	55x55	3282,49	10,85	OK
Sous/Sol	2633.98	729.70	4650.44	2873.97	53.63	55x55	3363,69	11,12	OK

c. Les poteaux d'angles : S=24.58 m²

Tableau II 4: Choix des sections des poteaux d'angles

Niveaux	N _G (kN)	N _Q (kN)	N _u (kN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	Le choix	N _{ser} (kN)	σ _{ser} (MPa)	Vérification
p10	234,98	24,58	354,09	218,83	14,81	30x30	259,56	2,88	OK
p9	449,87	68,57	710,18	438,89	20,97	30x30	518,44	5,76	OK
p8	664,76	112,56	1066,27	658,95	25,69	30x30	777,32	8,64	OK
p7	879,66	156,55	1422,36	879,02	29,67	30x30	1036,21	11,51	OK
p6	1094,55	200,54	1778,45	1099,08	33,17	40x40	1295,09	8,09	OK
p5	1309,44	244,53	2134,54	1319,15	36,34	40x40	1553,97	9,71	OK
p4	1524,33	288,52	2490,63	1539,21	39,25	40x40	1812,85	11,33	OK
p3	1739,23	332,51	2846,72	1759,27	41,96	45x45	2071,74	10,23	OK
p2	1954,12	376,5	3202,81	1979,34	44,51	45x45	2330,62	11,51	OK
p1	2169,01	420,49	3558,90	2199,40	46,92	50x50	2589,50	10,36	OK
RDC	2383,90	464,48	3914,99	2419,46	49,21	50x50	2848,38	11,39	OK
Sous/Sol	2389,08	525,93	4014,15	2480,75	49,83	50x50	2915,01	11,66	OK

d. Choix des sections des poteaux:

Les poteaux concernant notre choix final des sections des poteaux sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II 5 : Choix des sections des poteaux

Etages	Sections (axb)cm ²
p10	30x30
p9	30x30
p8	40x40
p7	40x40
p6	40x40
p5	50x50
p4	50x50
p3	55x55
p2	55x55
p1	60x60
Rdc	60x60
ss	65x65

II.5. LES VOILES

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

l : Longueur du voile.

a : Epaisseur du voile.

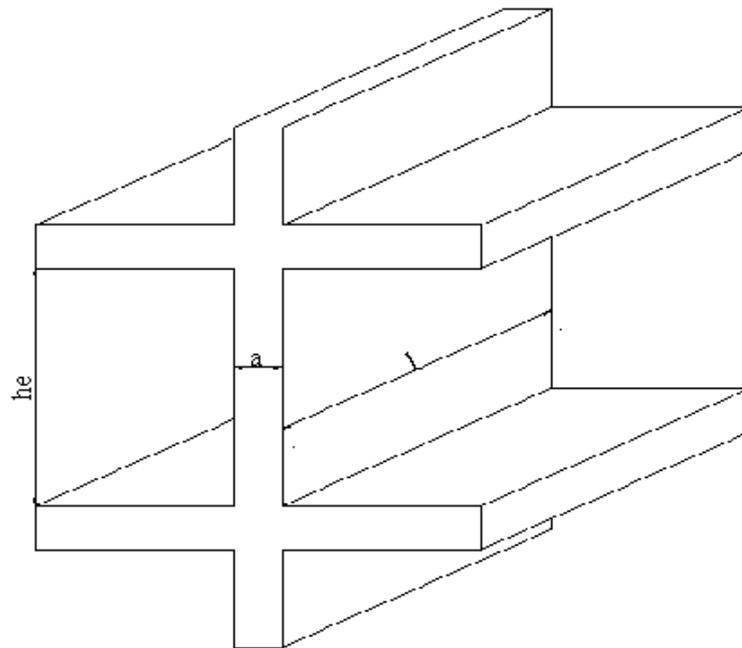


Figure II 4: Schéma du voile.

D'après le "RPA 99 version 2003" [4], l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage " h_e " et les conditions de rigidité aux extrémités.

On a :

➤ **Pour une hauteur de 3m**

$$h_e = 3 - 0,7 = 2,3\text{m} \Rightarrow a = \frac{h_e}{20} = 11,5\text{cm}$$

D'après le "RPA 99 version 2003" [4]: $a_{\min}=15\text{cm}$

On prend : $a=20\text{ cm}$.

III. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. INTRODUCTION

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement "BAEL 91 modifié 99" [1] en respectant le règlement parasismique Algérien "RPA 99 version 2003" [4].

III.2. L'ACROTÈRE

III.2.1. DEFINITION

L'acrotère est un élément secondaire de sécurité entourant la terrasse. Le calcul se fait à la flexion composée pour une bande de 1 m de la longueur.

III.2.2. CALCUL DES CHARGES SOLLICITANT L'ACROTÈRE

La surface de l'acrotère : $S = 0,1 \times 0,75 + 0,08 \times 0,1 + 0,1 \times 0,02/2 = 0,084 \text{ m}^2$

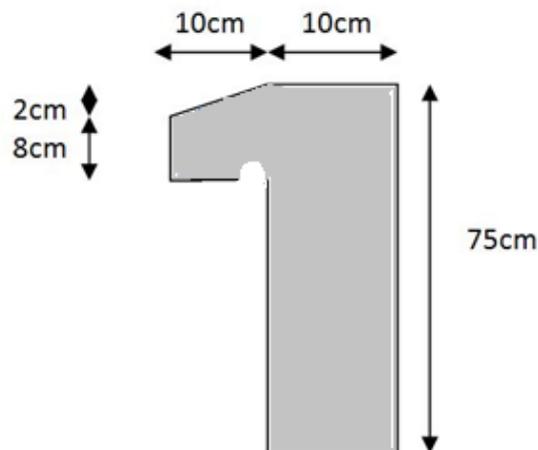


Figure III 1 : Dimensions de l'acrotère.

a. Charge permanente

-Poids propre de l'acrotère : $25 \times 0,084 = 2,1 \text{ kN/ml}$

-Revêtement : $18 \times 2 \times 0,02 \times 0,75 = 0,54 \text{ kN/ml}$

$$G = 2,64 \text{ kN/ml}$$

b. Charge d'exploitation

On prend en considération l'effet de la main courante

D'où $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$

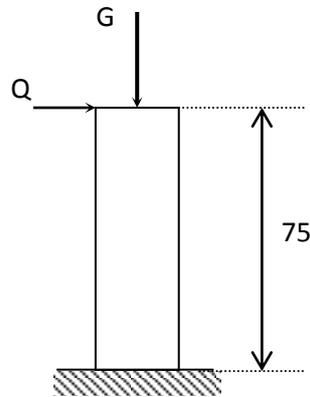


Figure III 2: Schéma statique de l'acrotère

c. L'action des forces horizontales Q_h : (F_p)

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p = 4AC_p W_p$ [1]

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés [$A=0,25$] groupe 2.

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)..... [$C_p=0,8$].

W_p : Poids de l'acrotère = 2,64 kN.

$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,64 = 2,11 \text{ kN}$.

$Q_h = \max(1,5Q ; F_p) = 2,11$

III.2.3. CALCUL DES EFFORTS

Pour une bande de **1m** de largeur :

a. E.L.U

$N_U = 1,35 G = 1,35 \times 2,64 = 3,56 \text{ kN}$

$M_U = 1,5 \times 0,75 \times 2,11 = 2,37 \text{ kNm}$

$$T_u = 1,5 \times F_p = 1,5 \times 3,53 = 3,17 \text{ KN}$$

b. E.L.S

$$N_s = G = 2,64 \text{ kN}$$

$$M_s = Q_h \times 0,75 = 1,58 \text{ kNm}$$

$$T_s = F_p = 2,11 \text{ kN}$$

III.2.4. FERRAILLAGE DE LA SECTION DE L'ACROTERE

L'acrotère est sollicité en flexion composée le calcul s'effectuera à l'ELU.

Données :

$h = 10 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $M_u = 2,37 \text{ kNm}$, $N_u = 3,56 \text{ kN}$, $\sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$, $F_e = 500 \text{ MPa}$,
 $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

$$d = 0,9 h = 9 \text{ cm}$$

$$c = c' = 2,5 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2,37}{3,56} = 0,67 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm}$$

$$\text{On a } e_0 = 67 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{SPC}$$

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 2,46 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,035$$

$$\text{On a : } M = M_f = 2,46 \text{ kNm}$$

$$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A_s' = 0 \text{ Les armatures comprimées ne sont nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0445$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,84\text{cm}$$

$$\mu = 0,0445 \leq 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434,8\text{MPa}$$

$$\Rightarrow A_s = 131,07\text{mm}^2$$

D'où

$$A_1 = A_s' \quad \text{et} \quad A_2 = A_s - \frac{N}{\sigma_s} = 131,07 - \frac{2,64 \cdot 10^3}{434,8} = 125\text{mm}^2$$

On obtient : $A_1 = 0$ et $A_2 = 1,25\text{cm}^2$

a. Condition de non fragilité

$$A_{s \min} \geq 0,23 b d (f_{t28} / f_e) = 0,23 \times 100 \times 90 \times (2,1/500) = 0,86 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = \max (A_2 ; A_{\min}) = 1,25 \text{ cm}^2$

La section choisie est 5T6 avec $A_s = 1,41 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

b. Armature de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow A_r > 0,315 \text{ cm}^2$$

On choisit 5T6=1,41cm² avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$

III.2.5. Vérification à l'ELS

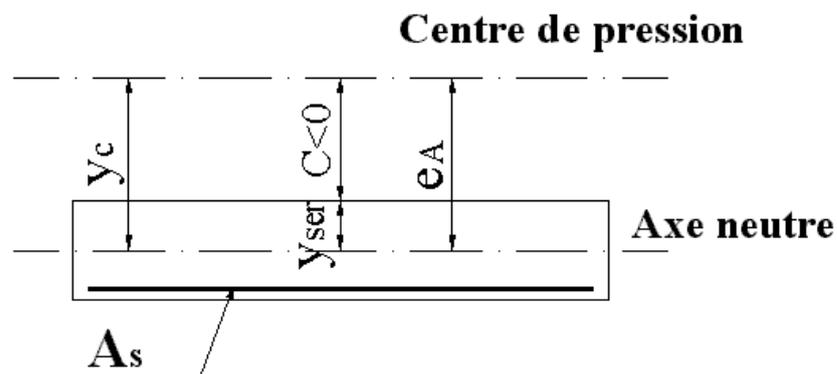


Figure III 3: distance de l'axe neutre

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme (flexion composée à ELS .voir Annexe)

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,58}{2,64} = 0,6 \text{ m} \text{ On prend } e_0 = 60 \text{ cm} \text{ et } \frac{h}{2} - c' = 2,5 \text{ cm}$$

$$\text{On a } e_0 = 29,7 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c' = 2,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{SPC}$$

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée. $C = d - e_A$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 134,5 \text{ cm} \Rightarrow C = -125,5 \text{ cm}$$

➤ **D'après le « BAEL 91 modifié 99 » [1], On résous l'équation du troisième degré**

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre. Avec :

$$n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -1823,65 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 28231,03 \end{array} \right.$$

➤ **La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par**

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -10,15 \cdot 10^7$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,94 \Rightarrow \varphi = 160,05^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 49,31$$

$$y_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) = -48,97 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 29,43 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 19,54 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c=29,43\text{cm}$

Car : $y_{ser} > 0$ et $y_{ser}=(y_c+c) < d$

D'où $y_{ser}=29,43 - 24,7 = 4,73\text{cm} < 9\text{cm}$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 4,73\text{cm} \\ y_c = 29,43\text{cm} \end{cases}$$

➤ Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = 3836,50\text{cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

III.2.6. VERIFICATION DES CONTRAINTES

a. Contrainte du béton

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,64 \cdot 10^3 \times 29,43 \cdot 10}{3836,50 \cdot 10^4} \right) \times 47,3 = 9,14\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 250\text{MPa} \dots \dots \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 12,38\text{MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 8,708\text{MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.2.7. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,1 f_{c28}; 4\text{MPa} \} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{3,17 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,035\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

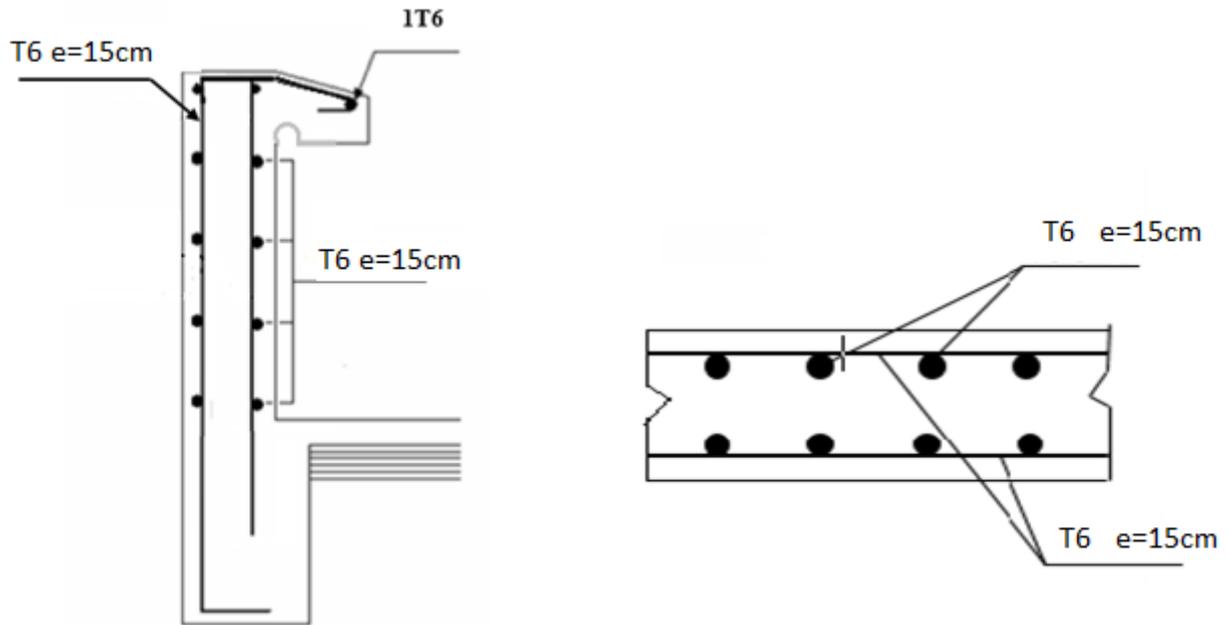


Figure III 4 : Ferrailage de l'acrotère

III.3. ETUDE DES PLANCHERS

III.3.1. ETUDE DE LA DALLE MACHINE

III.3.1.1. INTRODUCTION

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.3.1.2. PRE DIMENSIONNEMENT

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

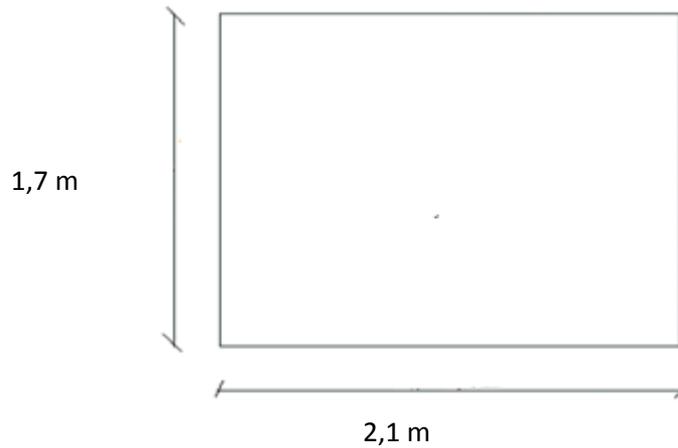


Figure III 5: La dalle machine

Nous avons deux conditions à vérifier :

a. Résistance à la flexion

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{170}{50} \leq e \leq \frac{170}{40}$$

$$3,4cm \leq e \leq 4,25cm$$

b. Condition de l'E.N.A

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

On prend : $e=25cm$

III.3.1.3. DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES

a. Charges permanentes

✓ Poids de la dalle machine supportée..... $50,00kN/m^2$

✓ Poids propre de la dalle..... $0,25 \times 25 = 6,25kN/m^2$

$$G=56,25kN/m^2$$

b. Surcharge d'exploitation

$$Q=1kN/m^2$$

III.3.1.4. COMBINAISON DES CHARGES

$$\text{-E.L.U : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 77,44 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{-E.L.S : } q_{\text{ser}} = G + Q = 57,25 \text{ kN/m}^2$$

III.3.1.5. CALCUL DES EFFORTS [1]

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

$$P = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,7}{2,1} > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0550 \\ \mu_y = 0,6135 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 12,31 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 7,55 \text{ kNm}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

- **Moments en travées**

$$M_{\text{tx}} = 0,85 M_x = 10,46 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{ty}} = 0,85 M_y = 6,42 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis**

$$M_{\text{ax}} = 0,3 M_x = 3,69 \text{ kNm.}$$

$$M_{\text{ay}} = 0,3 M_x = 3,69 \text{ kNm.}$$

III.3.1.6. FERRAILLAGE DE LA DALLE

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de $1m$, on aura une section $(b \times h) = (100 \times 25) \text{ cm}^2$ qui travaille en flexion simple.

a. FERRAILLAGE EN TRAVEE

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 25 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 22,5 \text{ cm}$; $c = 2,5 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 434,8 \text{ MPa}$

Tableau III 1: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Lx)

M_{tx} (kNm)	μ	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
10,46	0,0146	0	0,018	22,33	1,07	5T10	3,93

- **Espacement**

$$esp = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min}(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

On a : $b=100\text{cm}$; $h=25\text{cm}$; $d=d_x-\phi_x=21,5\text{cm}$; $c=2,5\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $\sigma_s=434,8 \text{ MPa}$

Tableau III 2 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Ly)

M_{ty} (kNm)	μ	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
6,42	0,0098	0	0,0112	21,40	0,68	5T10	3,93

- **Espacement**

$$esp = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min}(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

b. FERRAILLAGE SUR APPUIS

On a : $b=100\text{cm}$; $h=25\text{cm}$; $d=22,5\text{cm}$; $c=2,5\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $\sigma_s=434,8 \text{ MPa}$

Tableau III 3: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis

M_a (kNm)	μ	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
3,69	0,0051	0	0,0064	22,44	0,378	5T10	3,93

- **Espacement**

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min}(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min}(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

- ❖ **Condition de non fragilité**

$\underline{h} = e = 25 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,64\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,5\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0,6\text{‰ pour les barres FeE500} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,81 \end{cases}$$

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ cm}^2 < A_s \text{ cm}^2 ; \text{ avec : } A_s^{min} = 2,17 \text{ cm}^2$$

Travée : Sens x-x : $A_x = 3,93 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1,64 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier}$

Sens y-y : $A_y = 3,93 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier}$

Appuis : Sens x-x : $A_x = 3,93 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1,64 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier}$

Sens y-y : $A_y = 3,93 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier}$

c. CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} < \bar{\tau} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{77,44 \times 1,7 \times 2,1}{2 \times 1,7 + 2,1} = 50,27 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{77,44 \times 1,7}{3} = 43,88 \text{ kN}$$

$$T_u^{max} = \text{Max}(T_x ; T_y) = 50,27 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{50,27 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0,22 < 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

III.3.1.7. VERIFICATION

❖ Évaluation des sollicitations à l'ELS

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,81 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0550 \\ \mu_y = 0,6135 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_s L_x^2 = 12,31 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 7,55 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 10,46 \text{ kNm} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 6,42 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$M_a = \text{Max}(M_{ax} ; M_{ay}) = 3,69 \text{ kNm}$$

❖ Vérification des contraintes

D'après le "BAEL91 modifié 99" [1]

Béton : on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Acier : on doit vérifier que :

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right) = 250 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie donné par :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s'(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

y : position de l'axe neutre déterminée par l'équation suivante :

$$\frac{by^2}{2} - 15A_s'(d - y) + 15A_s'(y - c') = 0$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III 4: Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.

		M_t (kNm)	A_s (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} ≤ σ̄_{bc}	σ_s (MPa)	σ_s ≤ σ̄_s
Travée	x-x	7,73	3,93	1,57	27113,89	0,45	vérifiée	89,8	vérifiée
	y-y	4,75	3,93	1,57	27113,89	0,28		55,18	
Appuis		2,32	3,93	1,57	27113,89	0,13		26,95	

• **Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont

Vérfiées simultanément :

$$\left. \begin{array}{l} a) \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ b) \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ c) \frac{As}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,147 > 0,042 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0,147 > 0,037 \text{ à } 0,028 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 1,75 \cdot 10^{-3} < 4 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

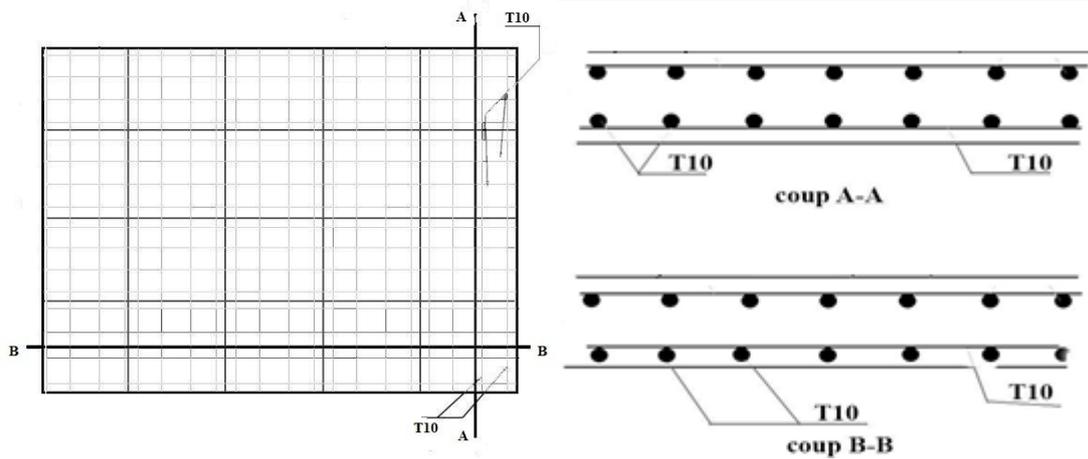


Figure III 6: Ferrailage de la dalle machine

III.3.2. LES BALCONS

III.3.2.1. INTRODUCTION

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encastrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console, soumise à :

- son poids propre
- la surcharge d'exploitation
- charge concentrée à son extrémité

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

III.3.2.2. BALCON TYPE "I" :



Figure III 7: Schéma du balcon type "I"

a-Evaluation Des Charges

- Charge permanente : $G = 5,55 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$
- Charge concentrée :

Murs extérieurs $G=2,76\text{kN/m}^2$

Pour une bande de 1m, $F_c = 2,76 \text{ kN/m}$

❖ **Remarque :**

Les balcons sont plus de 1,50m de long et ceci en zones sismique 3 (**RPA 99 /2003**) [4]

$$F_v = 0,5 A W_p \quad [4] \quad (4-18)$$

W_p : poids propre de l'élément en porte a faux

A : coefficient sismique de zone

$$A = 0,25$$

$$W_p = 9,05 \text{ kN/ml}$$

$$F_v = 0,5 A W_p = 1,13 \text{ kN/ml}$$

$$F = F_v + F_c = 3,89 \text{ kN/ml}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,31 < 0,4 \Leftrightarrow \text{La Dalle est portée sur un seul sens}$$

Le balcon se calcul comme une console de dalle pleine encastré à une extrémité et libre à l'autre

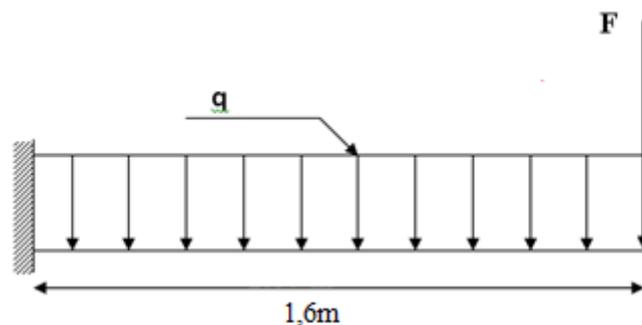


Figure III 8 : Schéma de chargement du Balcon.

b-Combinaison Des Charges**Tableau III 5: Combinaison des charges**

	ELU	ELS
q(kN/ml)	12,74	9,05
F(kN)	5,25	3,89

c-Calcul Des Efforts Internes

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

Moment fléchissant : $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx\right)$

Effort tranchant : $T(x) = (qx + F)$

Tableau III 6 : Calcul des efforts internes

	ELU	ELS
M (kNm)	-24,71	-17,81
T (kN)	25,63	18,37

d-Calcul De Ferrailage

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1ml.

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14.17\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=13,5\text{cm}$; $f_e=500\text{MPa}$

Tableau III 7 : Ferrailage du balcon.

M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
24,71	0,093	Oui	0	0,123	12,84	4,42	6T12	6,79	17

$$S_t \leq \min \begin{cases} (33 \text{ et } 3h) \dots \dots \dots \text{pour une charge répartie} \\ (22 \text{ et } 2h) \dots \dots \dots \text{pour une charge concentre} \end{cases}$$

$$S_t \leq \min \begin{cases} 33 \\ 22 \end{cases} \Rightarrow S_t = 17\text{cm} \quad \text{Espacement vérifiée.}$$

e-Armatures de répartitions

$$\frac{A_s}{4} \leq A_s \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,7\text{cm}^2 \leq A_r \leq 3,4\text{cm}^2$$

Le choix est de: **4T10/ml=3,14cm²/ml**; avec: S_r=25 cm

f-Vérifications✓ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 6,79\text{cm}^2 > A_s^{min} = 1,39\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{25,63 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,190\text{MPa} < \bar{\tau} = 2,5\text{MPa}$$

• **Vérification a l'E.L.S**

On considère que la fissuration est préjudiciable.

➤ **Vérification des contraintes****Position de l'axe neutre "v" :**

$$\frac{by^2}{2} - 15A_s(d - y) + 15A'_s(y - c') = 0$$

Moment d'inertie "I" :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec: n=15 ; c'=2,5cm ; d=14,4cm ; b=100cm ; A'_s=0

On doit vérifier que:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \right) = 250\text{MPa} \end{array} \right.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III 8: Vérification des contraintes du balcon

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
17,81	6,79	4,32	11270,53	6,83	vérifié	217,60	vérifié

➤ **Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0,1 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \Leftrightarrow 0,0055 < 0,0084 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10M_0} \Leftrightarrow 0,094 \geq 0,1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Une condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases}$$

a. Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

Moment d'inertie fictive :

$$\begin{cases} I_{Fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \\ I_{Fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_v \cdot \mu} \end{cases}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III. 30: Vérification de la flèche de balcon

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
17,81	6,79	0,005	194,29	4,17	1,67	0,388	31558,5	13241,11	19141,62

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,107cm \\ f_v = 0,220cm \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,113cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{160}{500} = 0,32cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,113cm < \bar{f} = 0,32cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ Vérification à la torsion

La poutre est une section pleine qui doit être assimilée à une section creuse (d'après le formulaire en béton armé [2]) d'une épaisseur de paroi égale à "b₀" : $b_0 = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5cm$

La contrainte tangente de torsion "τ_{ut}" doit être cumulée avec la contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant "τ_{uv}".

$$\text{On doit vérifier: } \tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2 \leq \tau_{lim}^2$$

$$\text{Avec: } \tau_{ut} = \frac{T_u}{2\Omega b_0} \quad (\text{Contrainte de torsion})$$

$$\tau_{uv} = \frac{V_u}{bxh} \quad (\text{Contrainte de cisaillement})$$

$$\tau_{lim} = 3,33MPa \quad (\text{Contrainte limite})$$

Tel que:

T_u : Moment de torsion.

V_u : Effort tranchant.

Ω : Aire du contour à mi-épaisseur de la paroi.

b_0 : Epaisseur de la paroi.

b : Largeur de la poutre.

h : Hauteur de la poutre.

$$\Omega = (0,30 - 0,025) \times (0,45 - 0,025) = 0,117 \text{ m}^2$$

$$\tau_{ut} = \frac{24,71 \cdot 10^6}{2 \times 0,117 \cdot 10^6 \times 50} = 2,112 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uv} = \frac{25,63 \cdot 10^3}{300 \times 450} = 0,190 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2 = 4,5 \text{ MPa} < 11,1 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ Schéma de ferrailage

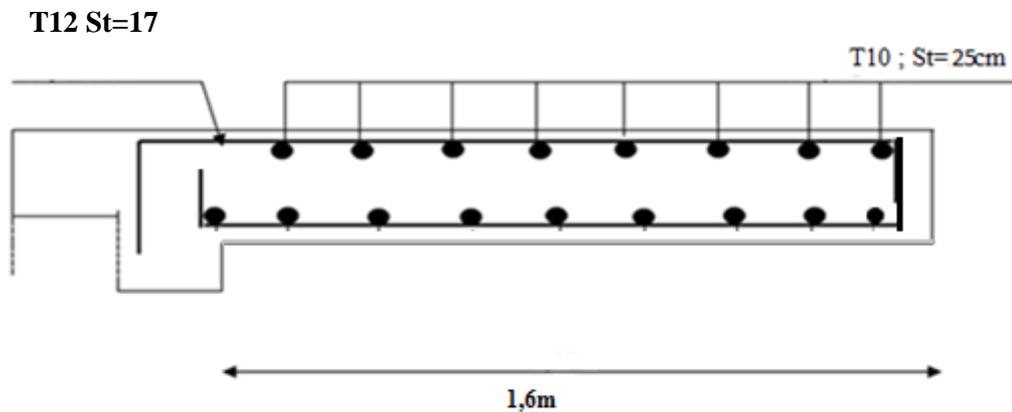


Figure III 9: Ferrailage des balcons (T12 st=17)

III.3.2.3. BALCON TYPE "II"

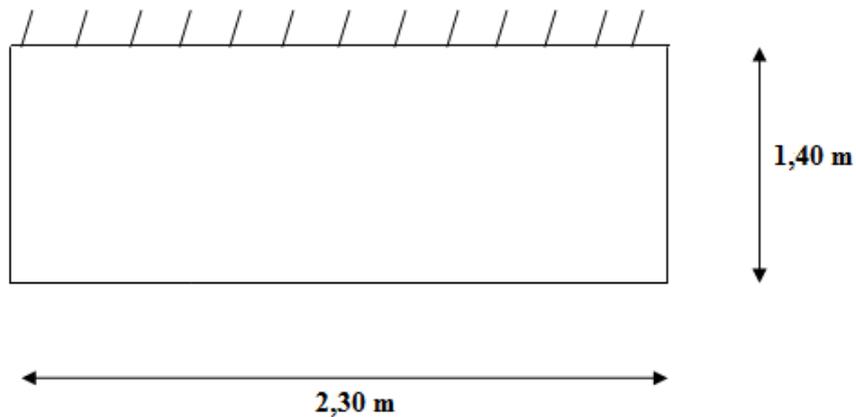


Figure III 10 : Schéma du balcon type "II"

a-Evaluation des charges

✓ Etage courant

- Charge permanente: $G=5,55\text{kN/m}^2$
- Charge d'exploitation: $Q=1,5\text{kN/m}^2$
- Charge concentrée "F": (Poids du mur)
 - Mur extérieur: $G=2,76\text{kN/m}^2$
$$F= 2,76 \times 3 = 8,28\text{kN}$$

✓ Terrasse

- Charge permanente: $G=7,29\text{kN/m}^2$
 - Charge d'exploitation: $Q=1\text{kN/m}^2$
 - Charge concentrée "F": (Poids de l'acrotère)
 - Acrotère: $G=2,64\text{kN/m}$
- $$F= 2,64 \text{ kN}$$

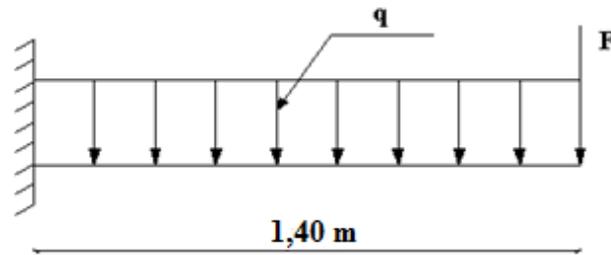
❖ Schéma statique

Figure III 11 : Schéma de chargement du Balcon

b-Combinaison des charges

Tableau III 9: Combinaison des charges

	Etage courant		Terrasse	
	ELU	ELS	ELU	ELS
q(kN/ml)	9,74	7,05	11,34	8,29
F(kN)	11,18	8,28	3,56	2,64

c-Calcul des efforts internes

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

- Moment fléchissant : $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx\right)$
- Effort tranchant : $T(x) = (qx + F)$

Tableau III 10 : Calcul des efforts internes

	Etage courant		Terrasse	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M (kNm)	-25,20	-18,5	-16,10	-11,82
T (kN)	24,82	18,15	19,44	14,25

d-Calcul de ferrailage

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

$$f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; \sigma_{bc}=14,17MPa ; b=100cm ; h=15cm ; d=13,5cm ; f_e=500MPa$$

Tableau III 11: Ferrailage du balcon (type "II")

M _u (kNm)	μ	μ<μ _R	A' _s (cm ²)	α	Z(cm)	A ^{cal} _s (cm ²)	Choix	A ^{adp} _s (cm ²)	Esp(cm)
25,20	0,097	Oui	0	0,129	12,8	4,53	7T12	7,92	15

✓ **Espacement**

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h;33cm) \dots\dots\dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h;22cm) \dots\dots\dots \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33cm \\ 22cm \end{cases} \Rightarrow S_t = 20cm \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

e-Armatures de répartitions

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,98cm^2 \leq A_r \leq 3,96cm^2$$

Le choix est de: 5T8/ml=2,51cm² avec: S_r=20cm

f-Vérifications

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 9,24cm^2 \succ A_s^{\min} = 1,30cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que: τ_u ≤ τ̄_u

Avec:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{24,82.10^3}{1000 \times 135} = 0,184MPa \prec \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'E.L.S**

On considère que la fissuration est préjudiciable.

✓ **Vérification des contraintes**

- **Position de l'axe neutre "y"**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie "I"**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec: $n=15$; $c'=2\text{cm}$; $d=13,5\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $A'_s=0$

On doit vérifier que:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right) = 250\text{MPa} \end{array} \right.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

Tableau III 12 : Vérification des contraintes du balcon (type "II")

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
18,50	6,79	4,32	11270,53	7,09	vérifiée	226	vérifiée

✓ **Vérification de la flèche [3]**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{140} = 0,107 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{fe} \Leftrightarrow \frac{7,92}{100 \times 13,5} = 0,0059 < 0,084 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,107 > 0,1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification à la torsion**

La poutre est une section pleine qui doit être assimilée à une section creuse (d'après le formulaire en béton armé [2]) d'une épaisseur de paroi égale à "b₀" : $b_0 = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5cm$

La contrainte tangente de torsion "τ_{ut}" doit être cumulée avec la contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant "τ_{uv}".

On doit vérifier: $\tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2 \leq \tau_{lim}^2$

Avec: $\tau_{ut} = \frac{T_u}{2\Omega b_0}$ (Contrainte de torsion)

$$\tau_{uv} = \frac{V_u}{bxh} \quad (\text{Contrainte de cisaillement})$$

$$\tau_{lim} = 3,33MPa \quad (\text{Contrainte limite})$$

Tel que:

T_u: Moment de torsion.

V_u: Effort tranchant.

Ω: Aire du contour à mi-épaisseur de la paroi.

b₀: Epaisseur de la paroi.

b: Largeur de la poutre.

h: Hauteur de la poutre.

$$\Omega = (0,30 - 0,025) \times (0,70 - 0,025) = 0,186m^2$$

$$\tau_{ut} = \frac{25,20 \cdot 10^6}{2 \times 0,186 \cdot 10^6 \times 50} = 1,350MPa$$

$$\tau_{uv} = \frac{24,82 \cdot 10^3}{300 \times 700} = 0,118MPa$$

$$\tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2 = 1,95MPa < 11,11MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

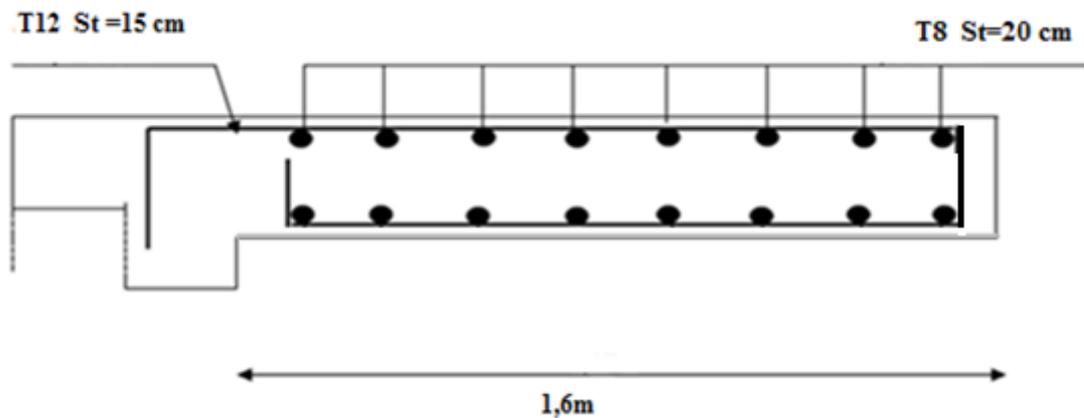
❖ Schéma de ferrailage

Figure III 12: Ferrailage des balcons (T12 st=15)

III.3.2.4. ETUDE DE LA DALLE PLEINE (sur 4 appuis)

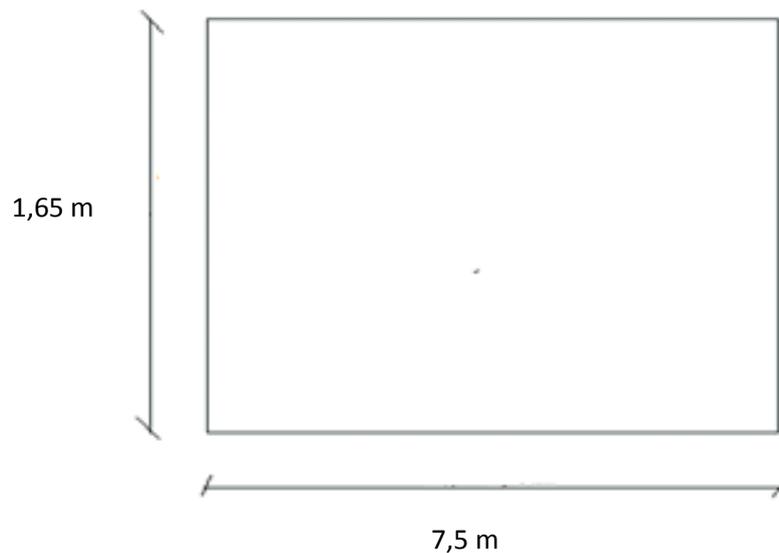


Figure III 13 : La dalle pleine

a. Détermination des charges et surcharges :

Charge permanente : $G = 5,55 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

b. Combinaison des charges :

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 9,74 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}} = G + Q = 7,05 \text{ kN/m}^2$$

c. Calcul des efforts [4] :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,65}{7,5} = 0,22 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$M_x = \frac{q_u \cdot L_x^2}{8} = 3,32 \text{ KN.m}$$

- moment travée : $M_t = 0,8M_x = 2,66 \text{ KN.m}$

- moment appuis : $M_a = 0,3M_x = 1 \text{ KN.m}$

d. Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle se fait comme suit :

Pour une bande de $1m$, on aura une section $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$ qui travaille en flexion simple.

- Ferrailage en travée :

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$; $c = 2,5 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 434,8 \text{ MPa}$

Tableau III 13: : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Lx)

M_{tx} (kNm)	μ	A'_s (cm^2)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
2,66	0,0103	0	0,0129	13,43	0,45	5T10	3,93

- Espacement :**

$$esp = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 25 \text{ cm}$; $d = d_x - \emptyset_x = 12,7 \text{ cm}$; $c = 2,5 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 434,8 \text{ MPa}$

- Ferrailage sur appui :

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $c = 2,5 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 434,8 \text{ MPa}$

Tableau III 14 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis

M_a (kNm)	μ	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
1,00	0,0039	0	0,0049	13,47	0,17	5T10	3,93

- **Espacement :**

Sens x-x : $esp = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min}(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifier}$

- ❖ **Condition de non fragilité :**

$\underline{h} = e = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$

$$A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 1,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0,6\text{‰ pour les barres Fe E500} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,22 \end{cases}$$

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ cm}^2 < A_s \text{ cm}^2 ; \text{ avec : } A_s^{min} = 1,30 \text{ cm}^2$$

Travée : Sens x-x : $A_x = 3,93 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier}$

Appuis : Sens x-x : $A_x = 3,93 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier}$

e-Armatures de répartitions

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,98 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 1,97 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : $5T8/ml = 2,51 \text{ cm}^2$ avec : $S_r = 20 \text{ cm}$

f. calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} < \bar{\tau} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{9,74 \times 1,65 \times 7,5}{2 \times 1,65 + 7,5} = 11,16 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{9,74 \times 1,65}{3} = 5,36 \text{ kN}$$

$$T_u^{max} = \text{Max}(T_x ; T_y) = 11,16 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{11,16 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,083 < 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

- **Vérification à l'ELS :**

- ❖ **Évaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$M_x = \frac{q_s \cdot Lx^2}{8} = 2,4 \text{ KN.m}$$

- moment travée : $M_t = 0,8M_x = 1,92 \text{ KN.m}$

- moment appuis : $M_a = 0,3M_x = 0,72 \text{ KN.m}$

- ❖ **Vérification des contraintes :**

D'après le "BAEL91 modifié 99" [1]

Béton : on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Acier : on doit vérifier que :

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right) = 250 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie donné par :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s' (y - c')^2 + nA_s (d - y)^2$$

y : position de l'axe neutre déterminée par l'équation suivante :

$$\frac{by^2}{2} - 15A_s(d - y) + 15A_s'(y - c') = 0$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III 15 : .Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis

	M_t (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	1,92	3,93	3,44	7322,87	0,90	vérifiée	39,6	vérifiée
Appuis	0,72	3,93	3,44	7322,87	0,34		14,84	

- ✓ **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left. \begin{array}{l} a) \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ b) \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ c) \frac{As}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,091 > 0,042 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0,091 > 0,037 \text{ à } 0,028 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 2,91 \cdot 10^{-3} < 4 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

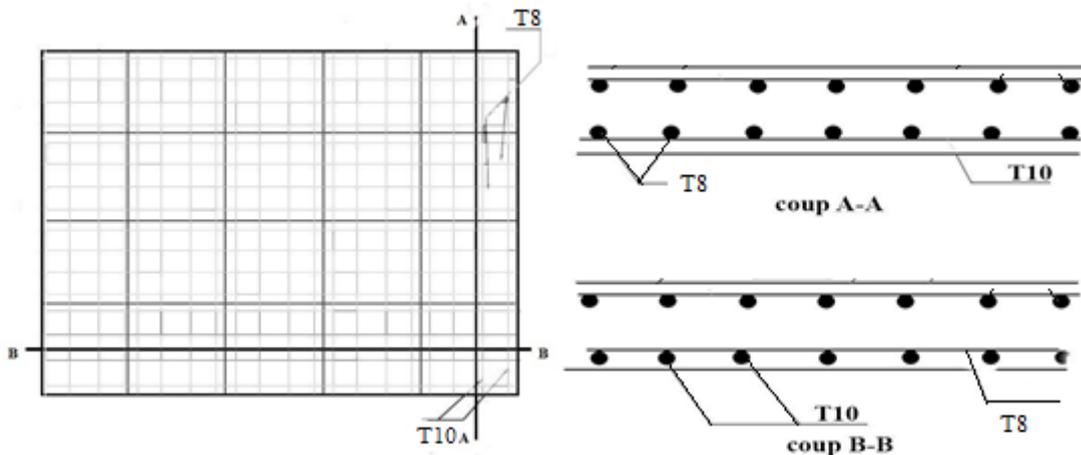


Figure III 14 : Ferrailage de la dalle pleine

III.3.3. PLANCHER A CORPS CREUX

On a un seul type de plancher en corps creux d'épaisseur **21cm**.

III.3.3.1 PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRELLES

Notre bâtiment comporte deux type de planchers constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension (16x20x65) cm³ avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

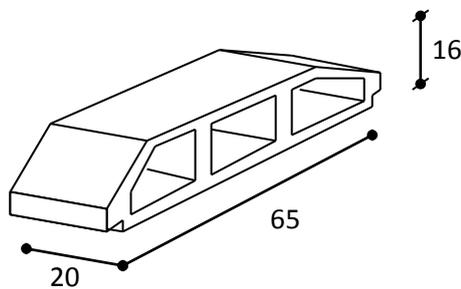


Figure III 15 : Corps Creux

III.3.3.2 ETUDE DES POUTRELLES

Les poutrelles sont des sections en (T) en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales, Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * h_t$$

Avec :

h_t : Hauteur du plancher.

h_0 : Hauteur de la dalle de compression.

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right).$$

Tel que :

L_x : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

L_y : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires $b = 2*b_1 + b_0$

$b_0 = (0,4; 0,6)*h = (8,4; 12,6)$ cm. On adopte $b_0 = 12$ cm.

Soit : **$b_0 = 12$ cm.**

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right) \Rightarrow b \leq 2 \cdot \min \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right) + b_0$$

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm.}$$

$$L_y = 540 - 30 = 510 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \min \left(\frac{53}{2}; \frac{510}{10} \right) = 26,5 \text{ cm.} \Rightarrow b = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm.}$$

Soit : **$b = 65$ cm.**

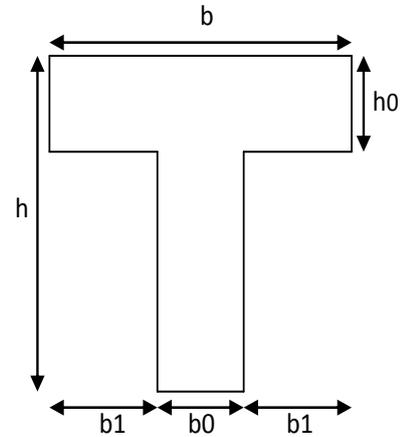


Figure III 16 : Schéma de poutrelle

III.3.3.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES REVENANTS AUX POUTRELLES

- A l'ELU : $q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$ et $p_u = 0,65 \times q_u$

- A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0,65 \times q_s$

Tableau III 16: Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6,39	1,00	10,13	6,58	7,39	4,80
Etages d'habitation	5,49	1,50	9,66	6,28	6,99	4,54

✚ Conclusion

Le plancher terrasse est le plus sollicité.

III.3.3.4. METHODE DE CALCUL

Il existe trois méthodes de calcul en béton armé pour calculer les moments : la méthode **forfaitaire**, méthode de **Caquot** et la méthode de **RDM**.

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

❖ Méthode forfaitaire**✓ condition d'application**

1- Il faut que le plancher soit à surcharge modérée : $Q \leq \text{MAX} \{ 2G, 5 \text{ KN/m}^2 \}$

2- Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

3- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25$$

4- La fissuration est non préjudiciable.

Dans le cas où l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on applique la méthode de Caquot.

❖ Méthode de CAQUOT

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

✓ Exposé de la méthode

- Moment sur appuis

$M_a = 0$ Appuis de rive.

$$M_a = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} \text{ Appuis intermédiaire.}$$

- Moment en travée

$$(M_t) = (M_0) + \frac{(M_w + M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{16(M_0)}$$

Avec :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

1. M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).
2. $(M_w; M_e)$: les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.
3. q_w : charge répartie à gauche de l'appuis considérée ;
4. q_e : charge répartie à droite de l'appuis considérée.

On calcule, de chaque côté de l'appuis, les longueurs de travées fictives " l_w " à gauche et " l_e " à droite, avec :

$l' = l$ pour une travée de rive

$l' = 0,8l$ pour une travée intermédiaire

Où « l » représente la portée de la travée libre.

- **Effort tranchant**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré,

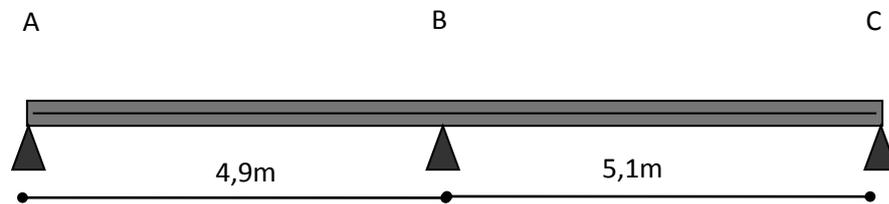
T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III.3.3.5. CALCUL DES POUTRELLES

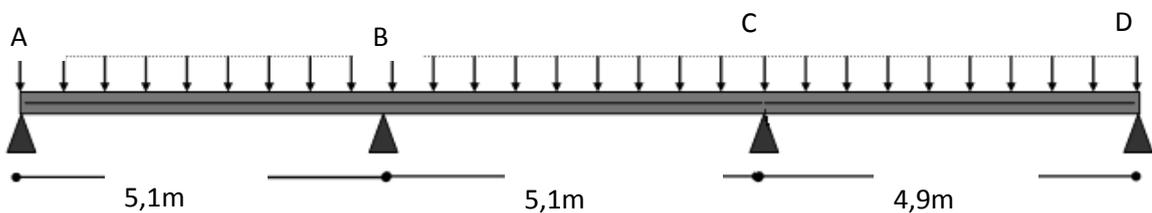
Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té ».

III.3.3.6. LES DIFFERENTS TYPES DE POUTRELLES

TYPE 1 : poutrelle à deux travées



TYPE 2 : poutrelle à trois travées



TYPE 3 : poutrelle à six travées

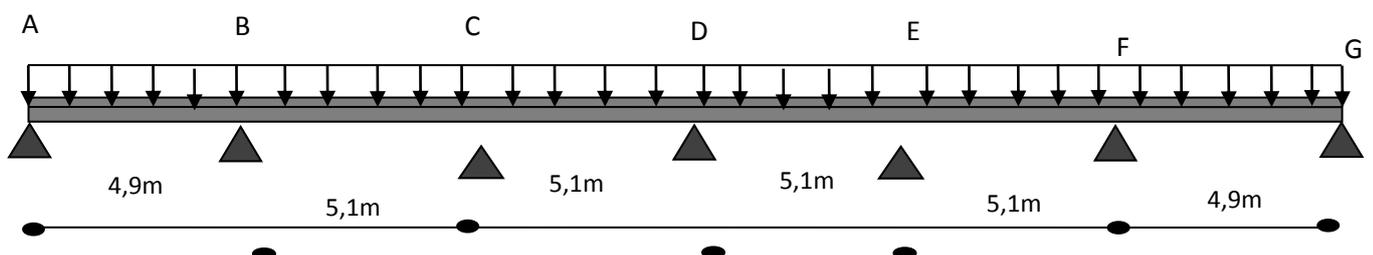


Figure III 17: Schéma statique de la poutrelle à 2 et à 6 travées

❖ **TYPE 1 : poutrelle à deux travées**✓ **Vérification des conditions d'application**

$$G = 6,39 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q \leq (2G ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité car ses sections sont constants.....**vérifier.**
- Les portées successives sont dans un rapport entre 0,8 et 1,25
 $5,1/4,9 = 1,04 \dots\dots\dots \text{vérifier.}$
- La fissuration ne compromet pas la tenue de béton armé et de ses revêtements car elle Considère comme peu préjudiciable.

Toutes les conditions sont vérifié alors on applique la méthode **forfaitaire**.

➤ **Exposée de la méthode :**

Le principe consiste à autoriser le transfert de moment entre les sections sur appuis, et en travées et réciproquement.

- **Calcul des moments :**

$$\text{Soit : } \alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

Les moments en travées et en appuis doivent vérifier :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ (1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05M_0 \right\}.$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots \text{(Cas d'une travée de rive).}$$

$$M_{t1} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots \text{(Cas d'une travée intermédiaire).}$$

Avec :

- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (c'est le moment isostatique)
- M_g et M_d : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

- M_t : le moment maximal en travée dans la travée considérée

- $M = 0$ appui de rive

- $M = 0.6 M_0$pour une poutre à deux travées

- $M = 0.5 M_0$pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées

- $M = 0.4 M_0$pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

- Calcul des efforts tranchants :

On considère qu'il y a discontinuité entre les travées, donc les efforts tranchants du système hyperstatique sont confondus avec les efforts tranchants du système isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire, on tient compte des moments de continuité. Alors considère chaque

travée séparément et en multiplie l'effort tranchant isostatique par un coefficient (C) tel que :

$C = 1,15$ cas de travée de rive pour les poutres à deux travées.

$C = 1,1$ cas de travée de rive pour les poutres à plus deux travées.

Application :

❖ **TYPE 1** : poutrelle à deux travées

➤ **Plancher Terrasse inaccessible :**

a-Evaluation des charges

Avec : $G = 6,39 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

$P_u = 6,58 \text{ KN/m}^2$

$P_s = 4,80 \text{ KN/m}^2$

Moments isostatiques

b-Calcul des efforts internes

- À l'ELU :

$$M_0^{AB} = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{6,58 \times (4,9)^2}{8} = 19,75 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{6,58 \times (5,1)^2}{8} = 21,39 \text{ KN.m}$$

- À l'ELS

$$M_0^{AB} = 14,41 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = 15,61 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis :

- À l'ELU

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

$$M_B = 0,6 \max(19,75 ; 21,36) = 12,82 \text{ KN.m}$$

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

- À l'ELS

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

$$M_B = 0,6 \max(14,41 ; 15,61) = 9,36 \text{ KN.m}$$

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

Moment en travée :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6,39} = 0,135$$

$$\begin{cases} (1,2 + 0,3\alpha) = 1,24 \\ (1 + 0,3\alpha) = 1,04 \end{cases}$$

- À l'ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

Travée A-B (travée de rive)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,05 \times 21,39 - \frac{12,82}{2} = 16,05 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,24}{2} \times 21,39 = 13,26 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée B-C : (travée de rive)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,05 \times 15,61 - \frac{12,82}{2} = 9,98 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,24}{2} \times 15,61 = 9,68 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- À l'ELS

Travée A-B : (travée de rive)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,05 \times 14,41 - \frac{9,36}{2} = 10,45 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,24}{2} \times 14,41 = 8,93 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée B-C : (travée de rive)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,05 \times 15,61 - \frac{9,36}{2} = 11,71 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,24}{2} \times 15,61 = 9,69 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Les efforts tranchants**- À L'ELU**

Travée A-B

$$V_A = \frac{6,58 \times 4,9}{2} = 16,12 \text{ KN}$$

$$V_B = 1,15 \times V_A = -18,54 \text{ KN}$$

Travée B-C

$$V_B = 1,15 \times \frac{6,58 \times 5,1}{2} = 19,30 \text{ KN}$$

$$V_C = -16,78 \text{ KN}$$

- À P'ELS

Travée A-B

$$V_A = \frac{4,8 \times 4,9}{2} = 11,79 \text{ KN}$$

$$V_B = 1,15 \times V_A = -13,52 \text{ KN}$$

Travée B-C

$$V_B = 1,15 \times \frac{4,8 \times 5,1}{2} = 14,08 \text{ KN}$$

$$V_C = \frac{4,8 \times 5,1}{2} = -12,24 \text{ KN}$$

Les résultats des sollicitations sont présentés dans les tableaux suivants :

Type 1 : poutrelle à deux travées

Tableau III 17: Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELU.

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (Kn.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4,9	6,58	19,75	0	12,82	16,05	16,12	-18,54
B-C	5,1	6,58	21,39	12,82	0	9,98	19,30	-16,78

Tableau III 18 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELS.

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4,9	4,80	14,41	0	9,36	10,45	11,79	-13,52
B-C	5,1	4,80	15,61	9,36	0	11,71	14,08	-12,24

c-Ferraillage des poutrelles :

On considère pour le ferraillage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$\text{E.L.U : } M_{tu}^{\max} = 16,05 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = 12,82 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 19,30 \text{ kN}$$

$$\text{E.L.S : } M_{tser}^{\max} = 11,71 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{\max} = 14,08 \text{ kNm}$$

Le ferraillage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

➤ Ferraillage longitudinal en travée :

$$h=21\text{cm} ; \quad h_0=5\text{cm} ; \quad b=65\text{cm} ; \quad b_0=12\text{cm} ; \quad d=0,9h=18,9\text{cm} ; \quad \sigma_{bc}=14,17\text{MPa} ; \quad f_c=500\text{MPa} ; \\ f_{c28}=25\text{MPa} ; \quad f_{t28}=2,1\text{MPa}.$$

Calcul de M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times \left(0,189 - \frac{0,05}{2} \right) = 75,526 \text{ kN.m}$$

$$M_{tab} = 75,526 \text{ kN.m}$$

$$M_{tu}^{\max} = 16,05 \text{ kN.m}$$

$$\text{On a : } M_{tu}^{\max} < M_{tab}$$

La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple.

- **Calcul des armatures**

$$\mu_{bc} = \frac{M_t}{f_{bc} d^2 b} = \frac{16,05 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,65 \times 0,189^2} = 0,049 < 0,392$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_s = 10\% \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ Mpa}$$

On a $\mu_l = 0,8 \quad \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l) = 0,392$

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

Calcul de A_s :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,049}) = 0,063$$

$$Z = 189 \times (1 - 0,4 \times 0,063) = 184,24 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{16,05 \times 10^{-6}}{434,8 \times 184,24} = 200,4 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times 2,1}{500} = 1,18 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 1,18 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max\{2,01 \text{ cm}^2; 1,48 \text{ cm}^2\} = 2,01 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures: **3T12** ($A_s = 3,39 \text{ cm}^2$).

➤ **Ferraillage longitudinal sur appuis :**

On a: $M_{au}^{\max} = 12,82 \text{ kNm} < M_{tab} = 75,526 \text{ kNm}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple.

$$\mu_{bc} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{12,82 \times 10^6}{120 \times 189^2 \times 14,17} = 0,211$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,211}) = 0,299$$

$$z = 189 \times (1 - 0,4 \times 0,299) = 166,34 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \frac{M_a}{z \times \sigma_s} = \frac{12,82 \times 10^6}{166,34 \times 434,8} = 177,25 \text{ mm}^2 = 1,77 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,12 \times 0,189 \times 2,1}{500} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max\{0,22 \text{ cm}^2; 1,77 \text{ cm}^2\} = 1,77 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures: **1T10+1T12** ($A_s = 1,92 \text{ cm}^2$).

✓ **Vérifications :**

- Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 19,3 \text{ kN}$.

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,851 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \quad \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis :

- **Appuis de rives :**

✓ **Vérification de la compression du béton :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 19,3 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{19,3 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 120 \cdot 189} = 0,94 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 1,92 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,44 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

• **Appuis intermédiaires :**

✓ **Vérification de la contrainte de compression :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0d} = \frac{19,3 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 120 \cdot 189} = 0,94 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 1,92 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -0,13 \quad \text{Vérifiée}$$

- Vérification à l'E.L.S :

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

-Vérification des contraintes du béton :

Soit "y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance "y" de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :

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

Détermination de l'axe neutre :

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b=65\text{cm}(\text{travée})$; $b_0=12\text{cm}(\text{appuis})$; $c=c'=2\text{cm}$

y : Est solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance " y " et le moment d'inertie " I " se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

Tableau III 19 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

	$M_{\text{ser}}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{\text{bc}}(\text{MPa})$	Vérification
Travée	11,71	3,39	4,71	12502,84	4,41	Vérifiée
Appuis	14,08	1,92	3,67	7751,25	6,67	Vérifiée

d. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec :

$h=21\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=18,9\text{ cm}$; $L=5,1\text{m}$; $M_{\text{tsr}}=11,71\text{kNm}$; $T_u^{\text{max}}=19,30\text{kNm}$; $M_0=15,61\text{Nm}$;
 $A_s=2,36\text{cm}^2$; $f_e=500\text{MPa}$.

Alors:

- $\frac{h}{L} = 0,041 < 0,0625$ *non vérifiée*
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0104 > 0,0084$ *non vérifiée*
- $\frac{h}{L} = 0,041 < 0,075$ *non vérifiée*

Puisque deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Tel que :

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,01 \text{ cm} \quad (L > 5 \text{ m})$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre "y₁" :

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀" :

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \quad \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \quad \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III 20 : Tableau Récapitulatif du calcul de la flèche

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
11,71	3,39	7,5	0,0149	182,77	2,75	1,1	0,718	25314,35	9360,86	14143,03

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,8 \text{ MPa}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 1,011 \text{ cm} \quad (L = 5,1 \text{ m})$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 1,990 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,979 \text{ cm} < \bar{f} = 1,01 \text{ cm}$$

- Calcul des armatures transversales et l'espacement :

- Selon le " C.B.A 93 " :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,9 f_e} \quad \text{Art A 5.1.2.3} \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \end{array} \right.$$

K=1 (pas de repris de bétonnage)

- Selon le " RPA 99 version 2003 " :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_t \right) \quad \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } \phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min}(0,6 \text{ cm}; 1,2 \text{ cm}; 1,2 \text{ cm}) = 0,6 \text{ cm}$$

On adopte : $\phi_t = 0,6 \text{ cm} = 6 \text{ mm}$

- Selon le « C.B.A 93 » [2]:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,083cm \\ \bullet S_t \leq 17,01cm \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,113cm \end{array} \right.$$

- Selon le « RPA 99 version 2003 » [4]:

$$\left\{ \begin{array}{ll} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 & \\ \bullet S_t \leq 5,25 \text{ cm} & \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10,25 \text{ cm} & \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Choix des armatures :

$$A_t = 2 \cdot \pi \cdot \phi_t^2 / 4 = 0,57 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83cm$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{ll} S_t = 5cm \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10cm \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

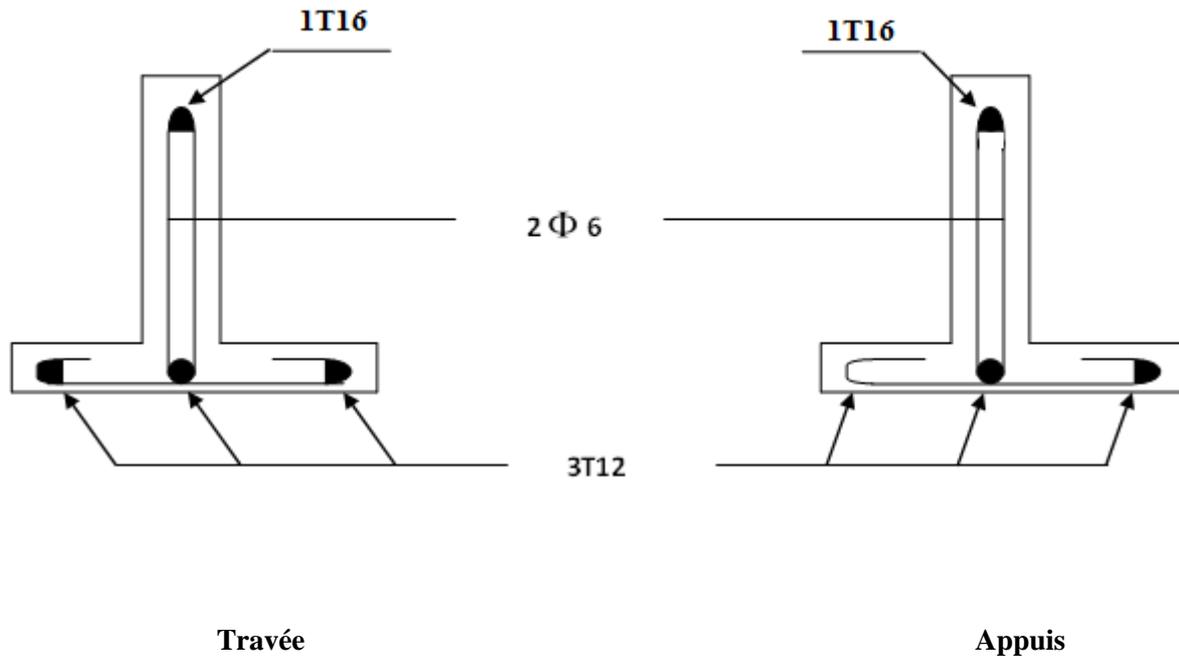


Figure III 18: Disposition constructive des armatures des poutrelles à 2 travées

❖ **TYPE 2** : poutrelle à trois travées

➤ **Plancher Terrasse inaccessible :**

a-Evaluation des charges

Avec : $G = 6,39 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

$P_u = 6,58 \text{ KN/m}^2$

$P_s = 4,80 \text{ KN/m}^2$

b-Calcul des efforts internes

Moments isostatiques

- **À l'ELU :**

$$M_0^{AB} = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{6,58 \times (5,1)^2}{8} = 21,39 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{6,58 \times (5,1)^2}{8} = 21,39 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{6,58 \times (4,9)^2}{8} = 19,75 \text{ KN.m}$$

- À l'ELS

$$M_0^{AB} = 15,61 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = 15,61 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = 14,41 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis :

- À l'ELU

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

$$M_B = 0,5 \max(21,39 ; 19,75) = 10,69 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5 \max(21,39 ; 19,75) = 10,69 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0 \text{ KN.m}$$

- À l'ELS

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

$$M_B = 0,5 \max(15,61 ; 15,61) = 7,8 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5 \max(15,61 ; 14,41) = 7,8 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6,39} = 0,135$$

$$\begin{cases} (1.2 + 0.3\alpha) = 1,24 \\ (1 + 0.3\alpha) = 1,04 \end{cases}$$

- À P'ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

Travée A-B (travée de rive)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,05 \times 21,39 - \frac{10,69}{2} = 17,11 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,24}{2} \times 21,39 = 13,26 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée B-C : (travée intermédiaire)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,05 \times 21,39 - \frac{10,69 + 10,69}{2} = 11,77 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,04}{2} \times 21,39 = 11,12 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée C-D : (travée de rive)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,05 \times 19,75 - \frac{10,69}{2} = 15,39 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,24}{2} \times 19,75 = 12,24 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- À P'ELS

Travée A-B : (travée de rive)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,05 \times 15,61 - \frac{7,8}{2} = 12,49 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,24}{2} \times 15,61 = 9,68 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée B-C : (travée intermédiaire)

$$\begin{cases} M_t \geq 1,05 \times 15,61 - \frac{7,8 + 7,8}{2} = 8,59 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,04}{2} \times 15,61 = 8,18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée C-D : (travée de rive)

$$\begin{cases} M_t \geq 1,05 \times 14,41 - \frac{7,8}{2} = 11,23 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,24}{2} \times 14,41 = 8,93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les efforts tranchants

- À L'ELU

Travée A-B

$$V_A = \frac{6,58 \times 5,1}{2} = 16,78 \text{ KN}$$

$$V_B = 1,15 \times V_A = -19,30 \text{ KN}$$

Travée B-C

$$V_B = 1,15 \times \frac{6,58 \times 5,1}{2} = 19,30 \text{ KN}$$

$$V_C = -16,78 \text{ KN}$$

Travée C-D

$$V_C = \frac{6,58 \times 4,9}{2} = 16,12 \text{ KN}$$

$$V_D = 1,15 \times V_C = -18,54 \text{ KN}$$

- À P'ELS

Travée A-B

$$V_A = \frac{4,80 \times 5,1}{2} = 12,24 \text{ KN}$$

$$V_B = 1,15 \times V_C = -14,08 \text{ KN}$$

Travée B-C

$$V_B = 1,15 \times \frac{4,8 \times 5,1}{2} = 14,08 \text{ KN}$$

$$V_C = \frac{4,8 \times 5,1}{2} = -12,24 \text{ KN}$$

Travée C-D

$$V_c = \frac{4,80 \times 4,9}{2} = 11,76 \text{ KN}$$

$$V_D = 1,15 \times V_A = -13,52 \text{ KN}$$

Les résultats des sollicitations sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III 21: Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à l'ELU.

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (Kn.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	5,1	6,58	21,39	0	8,56	13,90	16,78	-19,30
B-C	5,1	6,58	21,39	8,56	9,88	13,26	19,30	-16,78
C-D	4,9	6,58	19,75	9,88	0	15,80	16,12	-18,54

Tableau III 22 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à l'ELS.

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (Kn.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	5,1	4,80	15,61	0	7,2	10,15	12,24	-14,08
B-C	5,1	4,80	15,61	7,2	6,24	9,68	14,08	-12,24
C-D	4,9	4,80	14,40	6,24	0	11,52	11,76	-13,52

c-Ferraillage des poutrelles :

- **Poutrelle type2 (3 travées) :**

On considère pour le ferraillage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$\mathbf{E.L.U} : M_{tu}^{\max} = 15,80 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = 9,88 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 19,30 \text{ kN}$$

$$\mathbf{E.L.S} : M_{tser}^{\max} = 11,52 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{\max} = 7,20 \text{ kNm}$$

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

➤ **Ferrailage longitudinal en travée :**

$$h=21\text{cm} ; \quad h_0=5\text{cm} ; \quad b=65\text{cm} ; \quad b_0=12\text{cm} ; \quad d=0,9h=18,9\text{cm} ; \quad \sigma_{bc}=14,17\text{MPa} ; f_e=500\text{MPa} ; \\ f_{c28}=25\text{MPa} ; \quad f_{t28}=2,1\text{MPa}.$$

Calcul de M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times \left(0,189 - \frac{0,05}{2} \right) = 75,526 \text{ kN.m}$$

$$M_{tab} = 75,526 \text{ kN.m}$$

$$M_{tu}^{\max} = 15,80 \text{ kN.m}$$

$$\text{On a : } M_{tu}^{\max} < M_{tab}$$

La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple.

• **Calcul des armatures**

$$\mu_{bc} = \frac{M_t}{f_{bc} d^2 b} = \frac{15,80 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,65 \times 0,189^2} = 0,048 < 0,392$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_s = 10\% \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ Mpa}$$

$$\text{On a } \mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) = 0,392$$

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

Calcul de A_s :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,048}) = 0,062$$

$$Z = 189 \times (1 - 0,4 \times 0,062) = 184,35 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{15,80 \times 10^6}{434,8 \times 184,35} = 197,12 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1,97 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times 2,1}{500} = 1,18 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 1,18 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max\{1,97 \text{ cm}^2; 1,18 \text{ cm}^2\} = 1,97 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures: **3T12** ($A_s = 3,39 \text{ cm}^2$).

➤ **Ferraillage longitudinal sur appuis :**

On a: $M_{au}^{\max} = 9,88 \text{ kNm} < M_{tab} = 75,526 \text{ kNm}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple.

$$\mu_{bc} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9,88 \times 10^6}{120 \times 189^2 \times 14,17} = 0,163$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,163}) = 0,224$$

$$z = 189 \times (1 - 0,4 \times 0,224) = 172,08 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{z \times \sigma_s} = \frac{9,88 \times 10^6}{172,08 \times 434,8} = 132,05 \text{ mm}^2 = 1,32 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,12 \times 0,189 \times 2,1}{500} = 0,216 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{min} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max\{0,22 \text{ cm}^2; 1,32 \text{ cm}^2\} = 1,32 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures: **1T10+1T12** ($A_s = 1,92 \text{ cm}^2$).

✓ **Vérifications :**

- Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{max} = 19,3 \text{ kN}$.

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} = 0,851 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \quad \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis :

• **Appuis de rives :**

✓ **Vérification de la compression du béton :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 19,3 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{19,3 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,94 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 1,92 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,44 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

• **Appuis intermédiaires :**

✓ **Vérification de la contrainte de compression :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{max}}{0,9 b_0 d} = \frac{19,30 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,94 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

-Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 1,92 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -0,09 \quad \text{Vérifiée}$$

- Vérification à l'E.L.S :

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

-Vérification des contraintes du béton :

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance "y" de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :

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

-Détermination de l'axe neutre :

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

$$\text{Avec : } n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; b=65\text{cm(travée)} ; b_0=12\text{cm(appuis)} ; c=c'=2\text{cm}$$

y : Est solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

Si $y < h_0 \implies$ l'hypothèse est vérifiée

Tableau III 23 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	Vérification
Travée	11,52	3,39	4,71	12502,84	4,33	Vérifiée
Appuis	7,2	1,92	3,67	7751,25	3,41	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées, alors on doit justifier cet état par un calcul des flèches

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec :

$h=21cm$; $b_0=12cm$; $d=18,9cm$; $L=5,1m$; $M_{tser}=11,52kNm$; $T_u^{max}=14,08kNm$; $M_0=15,61Nm$;
 $A_s=3,39cm^2$; $f_e=500MPa$.

Alors:

- $\frac{h}{L} = 0,041 < 0,0625$ *non vérifiée*
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0069 < 0,0084$ *vérifiée*
- $\frac{h}{L} = 0,041 < 0,074$ *non vérifiée*

Puisque deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

Tel que :

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,01 \text{ cm} \quad (L < 5 \text{ m})$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre « y_1 » :

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0 \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » :

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h-y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3} (y_1-h_0)^3 + 15A_s (d-y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \quad \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \quad \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} \quad ; \quad \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III 24 : tableau Récapitulatif du calcul de la flèche

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
11,52	3,39	7,52	0,0149	179,8	2,75	1,1	0,714	25314,35	9394,67	14176,95

$$\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = 9,92 \text{ mm} \\ f_v = 19,53 \text{ mm} \\ f_{adm} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 10,1 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\Delta f_T = 19,53 - 9,92 = 9,62 \leq 10,1$$

- **Armatures transversales :**

- Selon le "C.B.A 93" [2]:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,9 f_e} \quad \text{Art A 5.1.2.3} \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \end{array} \right.$$

K=1 (pas de repris de bétonnage)

2. Selon le RPA 99 (version 2003) : [4]

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003.b_0 \\ S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12.\phi_1 \right) \quad \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{zone courante} \end{array} \right.$$

Avec : $\phi_1 = \min \left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10} \right)$

ϕ_1 : Diamètre minimum des armatures longitudinales

$$\phi_t = \min(0,6 ; 1,2 ; 1,2) \text{ cm}$$

On adopte : $\phi_t = 0,6 \text{ cm} = 6 \text{ mm}$

Donc :

$$\text{Selon le BAEL 91 [1]} \quad \left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,0675 \quad \text{cm} \\ S_t \leq 17,01 \text{cm} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 0,102 \quad \text{cm} \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA99 [4]} \quad \left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \quad \text{cm} \\ S_t \leq 5,25 \text{cm} \\ S_t \leq 10,5 \text{cm} \end{array} \right.$$

Le choix des armatures :

On adopte :

$$A_t = 2 \cdot \pi \cdot \phi_t^2 / 4 = 0,57 \text{ cm}^2$$

Le choix des espacements :

Le ferrailage adopté pour les poutrelles dans les deux cas est schématisé ci-dessous:

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,102 \Rightarrow S_t \leq 5,59 \text{cm}$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} S_t = 5 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

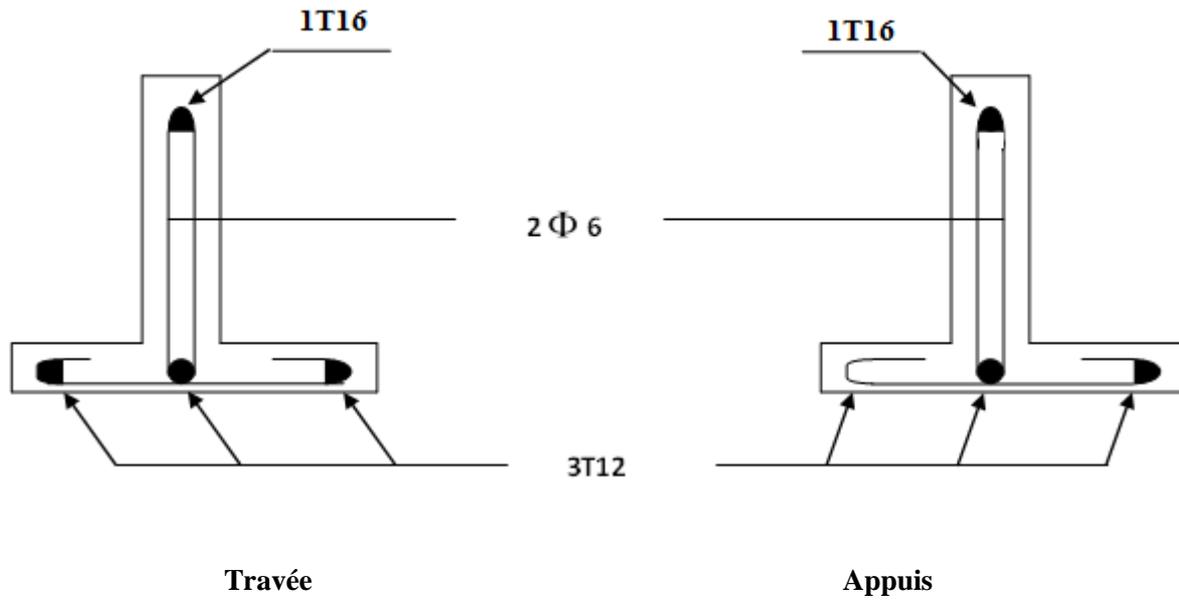


Figure III 19: Disposition constructive des armatures des poutrelles à 6 travées.

➤ **TYPE 3** : poutrelle à six travées.

a-Evaluation des charges

Avec : $G = 6,39 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

b-Combinaison des charges

$P_u = 6,58 \text{ KN/ml}$

$P_s = 4,80 \text{ KN/ml}$

c-Calcul des efforts internes

- À l'ELU

$$M_0^{AB} = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{6,58 \times (4,9)^2}{8} = 19,75 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{6,58 \times (5,1)^2}{8} = 21,39 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{6,58 \times (5,1)^2}{8} = 21,39 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{6,58 \times (5,1)^2}{8} = 21,39 \text{ KN}$$

$$M_0^{EF} = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{6,58 \times (5,1)^2}{8} = 21,39 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{FG} = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{6,58 \times (4,9)^2}{8} = 19,75 \text{ KN.m}$$

- À l'ELS

$$M_0^{AB} = 14,40 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = 15,61 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = 15,61 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{DE} = 15,61 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{EF} = 15,61 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{FG} = 14,40 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis :

- À l'ELU

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

$$M_B = 0,5 \times 19,75 = 9,88 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \times 21,39 = 8,56 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \times 21,39 = 8,56 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,4 \times 21,39 = 8,56 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,5 \times 19,75 = 9,88 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0 \text{ KN.m}$$

- À P'ELS

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

$$M_B = 0,5 \times 14,40 = 7,2 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \times 15,61 = 6,24 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \times 15,61 = 6,24 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,4 \times 15,61 = 6,24 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,5 \times 14,40 = 7,2 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6,58} = 0,132$$

$$\begin{cases} (1,2 + 0,3\alpha) = 1,24 \\ (1 + 0,3\alpha) = 1,04 \end{cases}$$

- À P'ELU

Travée A-B (travée de rive)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,05 \times 19,75 - \frac{9,88}{2} = 15,80 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \frac{1,24}{2} \times 19,75 = 12,25 \text{ KN.m}$$

Travée B-C : (travée intermédiaire)

$$\begin{cases} M_t \geq 1,05 \times 21,39 - \frac{9,88 + 8,56}{2} = 13,24 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,24}{2} \times 21,39 = 13,26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée C-D : (travée intermédiaire)

$$\begin{cases} M_t \geq 1,05 \times 21,39 - \frac{8,56 + 8,56}{2} = 13,90 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,24}{2} \times 21,39 = 13,26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- À L'ELS

Travée A-B : (travée de rive)

$$\begin{cases} M_t \geq 1,05 \times 14,40 - \frac{7,2}{2} = 11,52 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,24}{2} \times 14,40 = 8,93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée B-C : (travée intermédiaire)

$$\begin{cases} M_t \geq 1,05 \times 15,61 - \frac{7,2 + 6,24}{2} = 9,67 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,24}{2} \times 15,61 = 9,68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée C-D : (travée intermédiaire)

$$\begin{cases} M_t \geq 1,05 \times 15,61 - \frac{6,24 + 6,24}{2} = 10,15 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,24}{2} \times 15,61 = 9,68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les efforts tranchants

- À L'ELU

Travée A-B

$$V_A = \frac{6,58 \times 4,9}{2} = 16,12KN$$

$$V_B = 1,15 \times V_A = -18,54KN$$

Travée B-C

$$V_B = 1,15 \times \frac{6,58 \times 5,1}{2} = 19,30KN$$

$$V_C = -16,78KN$$

Travée C-D

$$V_C = \frac{6,58 \times 5,1}{2} = 16,78KN$$

$$V_D = 1,15 \times V_C = -19,30KN$$

- À P'ELS

Travée A-B

$$V_A = \frac{4,80 \times 4,9}{2} = 11,76KN$$

$$V_B = 1,15 \times V_A = -13,52KN$$

Travée B-C

$$V_B = 1,15 \times \frac{4,80 \times 5,1}{2} = 14,08KN$$

$$V_C = \frac{4,80 \times 5,1}{2} = -12,24KN$$

Travée C-D

$$V_C = \frac{4,80 \times 5,1}{2} = 12,24KN$$

$$V_D = 1,15 \times V_C = -14,08KN$$

Les résultats des sollicitations sont présentés dans les tableaux suivants :

Type 2 : poutrelle à six travées

Tableau III 25: Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à l'ELU.

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (Kn.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4,9	6,58	19,75	0	9,88	15,80	16,12	-18,54
B-C	5,1	6,58	21,39	9,88	8,56	13,26	19,30	-16,78
C-D	5,1	6,58	21,39	8,56	8,56	13,90	16,78	-19,30
D-E	5,1	6,58	21,39	8,56	8,56	13,90	19,30	-16,78
E-F	5,1	6,58	21,39	8,56	9,88	13,26	16,78	-19,30
F-G	4,9	6,58	19,75	9,88	0	15,80	18,54	-16,12

Tableau III 26: Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à l'ELS.

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (Kn.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4,9	4,80	14,40	0	7,2	11,52	11,76	-13,52
B-C	5,1	4,80	15,61	7,2	6,24	9,68	14,08	-12,24
C-D	5,1	4,80	15,61	6,24	6,24	10,15	12,24	-14,08
D-E	5,1	4,80	15,61	6,24	6,24	10,15	14,08	-12,24
E-F	5,1	4,80	15,61	6,24	7,2	9,68	12,24	-14,08
F-G	4,9	4,80	14,40	7,2	0	11,52	13,52	-11,76

d-Calcul De Ferrailage

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$\text{E.L.U : } M_{tu}^{\max} = 15,80 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = 9,88 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 19,30 \text{ kN}$$

$$\text{E.L.S : } M_{tser}^{\max} = 11,52 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{aser}}^{\text{max}} = 7,20 \text{ kNm}$$

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

➤ **Ferrailage longitudinal en travée :**

$$h=21\text{cm} ; \quad h_0=5\text{cm} ; \quad b=65\text{cm} ; \quad b_0=12\text{cm} ; \quad d=0,9h=18,9\text{cm} ; \quad \sigma_{bc}=14,17\text{MPa} ; f_e=500\text{MPa} ; \\ f_{c28}=25\text{MPa} ; \quad f_{t28}=2,1\text{MPa}.$$

Calcul de M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times \left(0,189 - \frac{0,05}{2} \right) = 75,526 \text{ kN.m}$$

$$M_{tab} = 75,526 \text{ kN.m}$$

$$M_{tu}^{\text{max}} = 15,80 \text{ kN.m}$$

$$\text{On a : } M_{tu}^{\text{max}} < M_{tab}$$

La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple.

• **Calcul des armatures**

$$\mu_{bc} = \frac{M_t}{f_{bc} d^2 b} = \frac{15,80 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,65 \times 0,189^2} = 0,048 < 0,392$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_s = 10\% \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ Mpa}$$

$$\text{On a } \mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) = 0,392 \quad \mu_{bc} < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

Calcul de A_s :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,048}) = 0,062$$

$$Z = 189 \times (1 - 0,4 \times 0,062) = 184,35 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{15,80 \times 10^6}{434,8 \times 184,35} = 197,12 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1,97 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times 2,1}{500} = 1,18 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 1,18 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max\{1,97 \text{ cm}^2; 1,18 \text{ cm}^2\} = 1,97 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures: **3T12** ($A_s = 3,39 \text{ cm}^2$).

➤ **Ferraillage longitudinal sur appuis :**

On a: $M_{au}^{\max} = 9,88 \text{ kNm} < M_{tab} = 75,526 \text{ kNm}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple.

$$\mu_{bc} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9,88 \times 10^6}{120 \times 189^2 \times 14,17} = 0,163$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,163}) = 0,224$$

$$z = 189 \times (1 - 0,4 \times 0,224) = 172,08 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{z \times \sigma_s} = \frac{9,88 \times 10^6}{172,08 \times 434,8} = 132,05 \text{ mm}^2 = 1,32 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,12 \times 0,189 \times 2,1}{500} = 0,216 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max\{0,22 \text{ cm}^2; 1,32 \text{ cm}^2\} = 1,32 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures: **1T10+1T12** ($A_s = 1,92 \text{ cm}^2$).

✓ **Vérifications :**

Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 19,30 \text{ kN}$.

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} = 3,33 \text{MPa} \quad \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,851 \text{MPa} < \bar{\tau}_u \quad \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis :

- Appuis de rives :

- ✓ **Vérification de la compression du béton :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 19,30 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{19,30 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,94 \text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

- ✓ **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 1,92 \text{cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,44 \text{cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

- Appuis intermédiaires :

- ✓ **Vérification de la contrainte de compression :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9 b_0 d} = \frac{19,30 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,94 \text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

- ✓ **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 1,92 \text{cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -0,09 \quad \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

Vérification des contraintes du béton :

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance "y" de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :

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

Détermination de l'axe neutre :

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

$$\text{Avec : } n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; b=65\text{cm(travée)} ; b_0=12\text{cm(appuis)} ; c=c'=2\text{cm}$$

y : Est solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée

Tableau III 27 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

	$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	Vérification
Travée	11,52	3,39	4,71	12502,84	4,34	Vérifiée
Appuis	7,2	1,92	3,67	7751,25	3,41	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées, alors on doit justifier cet état par un calcul des flèches

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec :

$h=21\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=18,9\text{cm}$; $L=5,1\text{m}$; $M_{\text{tser}}=11,52\text{kNm}$; $T_u^{\text{max}}=14,08\text{kNm}$; $M_0=15,61\text{Nm}$;
 $A_s=1,57\text{cm}^2$; $f_e=500\text{MPa}$.

Alors:

- $\frac{h}{L} = 0,041 < 0,0625$ *non vérifiée*
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0069 < 0,0084$ *vérifiée*
- $\frac{h}{L} = 0,041 < 0,074$ *non vérifiée*

Puisque deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Tel que :

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,01 \text{ cm} \quad (L < 5 \text{ m})$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre "y₁" :

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » :

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \quad \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \quad \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III 28 : Tableau Récapitulatif du calcul de la flèche

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
11,52	3,39	7,52	0,0149	179,80	2,75	1,10	0,714	25314,35	9394,67	14176,96

$$\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = 9,92 \text{ mm} \\ f_v = 19,54 \text{ mm} \\ f_{adm} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 10,1 \text{ mm} \dots\dots\dots \Delta f_T = 19,54 - 9,92 = 9,62 \leq 10,1 \end{array} \right.$$

• **Armatures transversales :**

- Selon le "C.B.A 93" [2]:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij} K}{0,9 f_e} \quad \text{Art A 5.1.2.3} \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \end{array} \right.$$

K=1 (pas de repris de bétonnage)

- Selon le "RPA 99 version 2003" [4]:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_t \right) \quad \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \geq \frac{h}{2} \quad \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } \phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b_0}{10} \right)$$

ϕ_t : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min}(0,6 \text{ cm}; 1 \text{ cm}; 1,2 \text{ cm}) = 0,6 \text{ cm}$$

On adopte : $\phi_t = 0,6 \text{ cm} = 6 \text{ mm}$

Donc :

Selon le BAEL 91 [1] $\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,0675 \quad cm \\ S_t \leq 17,01cm \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 0,102 \quad cm \end{array} \right.$

Selon le RPA99 [4] $\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \quad cm \\ S_t \leq 5,25cm \\ S_t \leq 10,5cm \end{array} \right.$

Le choix des armatures :

On adopte :

$$A_t = 2 \cdot \pi \cdot \phi_t^2 / 4 = 0,57 \text{ cm}^2$$

Le choix des espacements :

Le ferrailage adopté pour les poutrelles dans les deux cas est schématisé ci-dessous:

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83cm$$

Donc : $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 5cm \dots\dots\dots Zone \text{ nodale} \\ S_t = 10cm \dots\dots\dots Zone \text{ courante} \end{array} \right.$

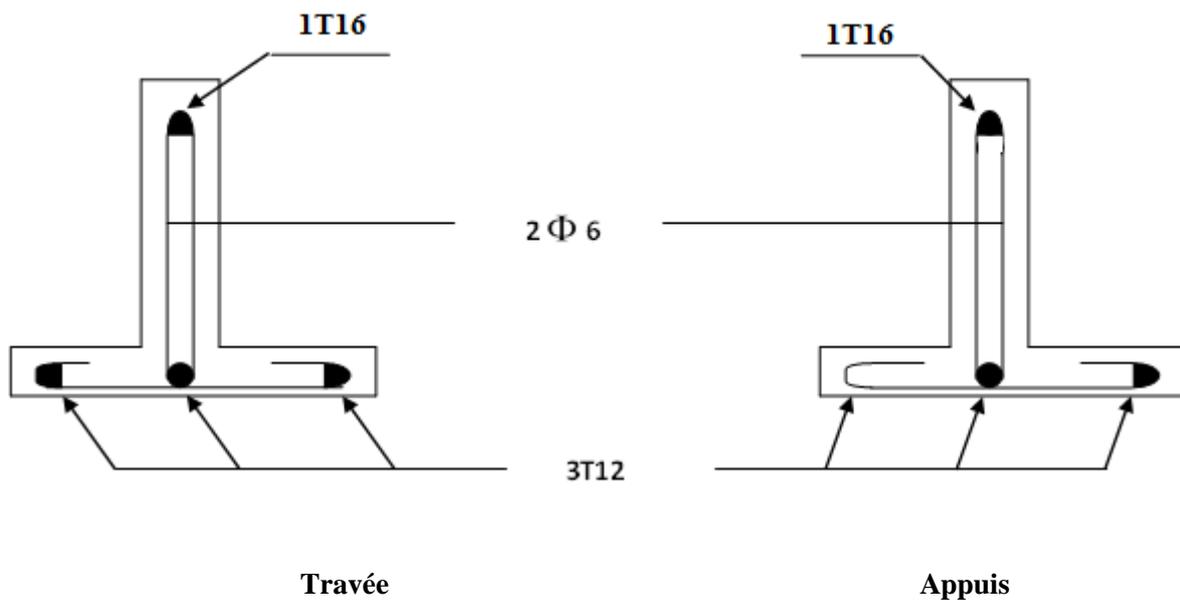


Figure III 20: Disposition constructive des armatures des poutrelles à 6 travées

III.3.7. Ferrailage de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80cm \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{f_e} & (L_1 \text{ en cm}) \\ L_1 \leq 50cm \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e} \end{cases}$$

Avec

L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1=65\text{cm}$)

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles(**AP**)

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles(**AR**)

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$f_e=520\text{MPa}$ (quadrillage de TS.TIE520 $\rightarrow \emptyset \leq 6\text{mm}$)

On a : $L=65\text{cm}$

Donc on obtient : $A_1=0,5\text{cm}^2/\text{ml}$

On prend : $5T6=1,41\text{cm}^2$

$$S_i = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

- **Armatures de répartitions**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,71\text{cm}^2$$

Soit : $5T6=1,41\text{cm}^2 \rightarrow S_i=20\text{cm}$

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

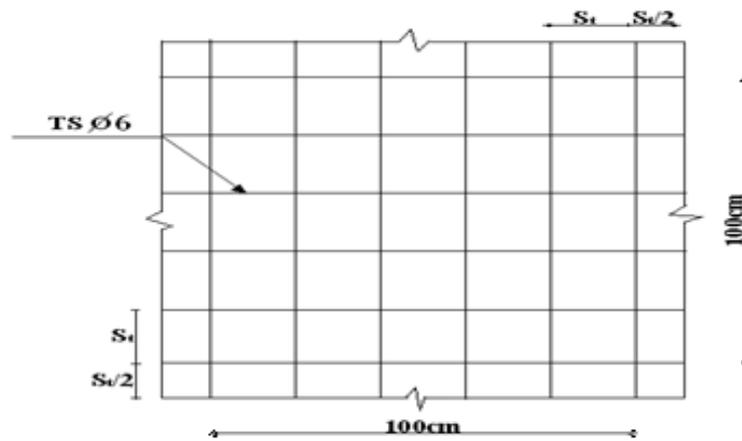


Figure III 21 : Disposition constructive des armatures de la table de compression- plancher

III.4.ESCALIER

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte deux types d'escaliers.

III.4.1.Définition Des Éléments D'un Escalier :

L'escalier se présente (03 volée) comme un escalier traditionnel en béton armé, supporté par un voile

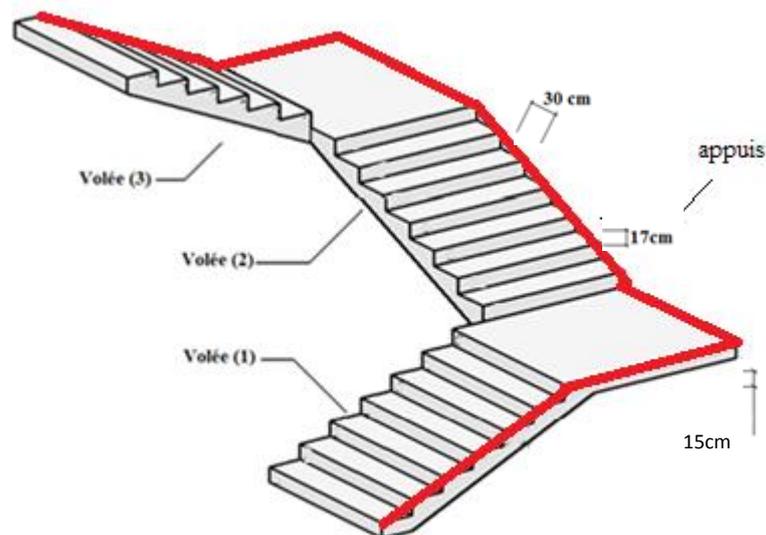


Figure III 22: Schéma statique de l'escalier

III.4.2 Volée (1) et (3) :

$$H=1,02\text{m}$$

$$L=1,5\text{m}$$

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h+g=64$

Soit :

h : hauteur de contre marche,

H : hauteur d'un demi-étage,

g : largeur de la marche,

n : nombre de contre marches,

$n-1$: nombre de marches,

L : projection horizontale de la longueur total de la volée.

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 2h+g=64 \dots\dots\dots (1) \\ n \times h = H \dots\dots\dots (2) \\ (n-1) g=L \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2 - (64+2H+L) n + 2H=0 \dots\dots\dots(4)$$

Avec :

n : La racine de l'équation

Les valeurs de H et L

$$H=1,02\text{m} ; L=1,50\text{m}$$

$$64n^2-418n+204=0$$

Solution

- $n_1=0,53$refusée.
- $n_2=6$

Donc on prend

- le nombre de contre marche $n=6$
- le nombre des marches $n-1=5$

Alors

$$h = \frac{H}{n} = 0,17m \Rightarrow 17cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 0,30m \Rightarrow 30cm$$

➤ **Vérification de l'équation de "BLONDEL"**

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)cm \\ (16 \leq h \leq 18)cm \\ (22 \leq g \leq 33)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64cm \\ h = 17cm \\ g = 30cm \end{cases} \quad \text{Vérfiée}$$

➤ **Détermination de l'épaisseur de la paille**

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

Avec

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{(1,6)^2 + (1,02)^2} = 1,9m$$

Donc :

$$6cm \leq e \leq 9,5cm$$

On prend donc l'épaisseur $e=15cm$

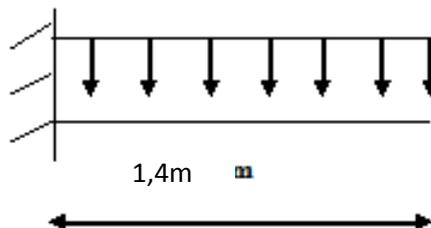
➤ **Angle d'inclinaison de la paille**

$$tg \alpha = \frac{H}{L} = \frac{102}{150} = 0,68 \Rightarrow \alpha = 34,21^\circ$$

III.4.3.Paillasse :**a.Evaluation des charges****Tableau III 29 : Les charges de Paillasse**

désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (m)	G (KN/m ²)
paillasse	25	0,15/cos34,21	4,53
marche	25	0,17/2	2,13
revêtement	25	0,02	0,5
mortier de pose	20	0,02	0,4
enduit de plâtre	10	0,015	0,15
enduit de ciment	18	0,02	0,36
garde de corps	/	/	0,6
Σ	/	/	8.67

$$G=8,67\text{KN/m}^2 ; Q=2,5\text{KN/m}^2$$

**Figure III 23: Schéma de RDM**

❖ **REMARQUE :** Il sera étudié comme une console encadrée

b. Calcul des sollicitations

Pour une bande de 1m de largeur :

➤ **ELU**

- $q_u = (1,35.G + 1,5.Q) \cdot 1\text{m} = 15,45\text{KN/ml}$
- $M_U = (-q_u \cdot L^2) / 2 = (-15,45 \cdot 1,4^2) / 2 = -15,14\text{KN.m}$
- $T_U = q_u \cdot L = 21,63\text{KN}$

➤ **ELS**

- $q_{ser} = (G + Q) \cdot 1\text{m} = 11,17\text{KN/ml}$
- $M_{ser} = (-q_{ser} \cdot L^2) / 2 = -10,95\text{KN.m}$

c-Calcul De Ferrailage

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml de largeur, avec :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $d = 0,9 h = 13,5 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$.

Tableau III 30: Ferrailage de l'escalier

M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z(cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
15,14	0,059	Oui	0	0,076	13,09	2.66	4T10	3.14

- Calcul des espacements**

$$S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm \quad \text{On adopte } S_t = 25cm$$

d. Armature de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.79cm^2 / ml \leq A_r \leq 1.57cm^2 / ml$$

Le choix est de 4T8=2.01cm² avec S_t=25cm

e. Vérification

- ✓ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,3cm^2$$

$$A_s = 3.14cm^2 > A_s^{\min} = 1,3cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- ✓ **Effort tranchant**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{21,63 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,16MPa < \bar{\tau}_u = 1.25MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

✓ **Vérification des contraintes**

- **Position de l'axe neutre**

$$by^2 / 2 - n A_s (d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie**

$$I = b y^3 / 3 + n A_s (d - y)^2$$

- **Vérification de la contrainte du béton**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau III 31 : Vérification de la contrainte du béton

$M_{ser}(\text{KNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
10,95	3,14	3,13	6087,13	5,63	Vérifiée

✓ **Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{140} = 0,107 \geq 0,0625 \quad \text{vérifiée} \\ \frac{3.14}{100 \times 13,5} = 0,0023 \leq 0,0084 \quad \text{vérifiée} \\ 0,107 \geq \frac{1}{10} = 0,1 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire

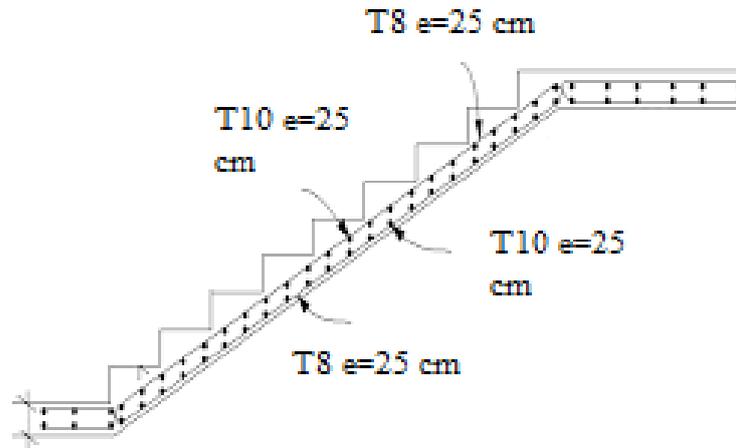


Figure III 24: Ferrailage de l'Escalier

III.4.4. VOLEE (2) :

H=1,16m

L=1,8m

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h+g=64$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

- $2h+g=64$ (1)
- $n \times h = H$ (2)
- $(n-1)g=L$ (3)

Avec

- n : Le nombre des contre marches
- $(n-1)$: Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0$$

Avec :

n : La racine de l'équation

Les valeurs de H et L

$$H=1,16\text{cm} ; L=1,80\text{cm}$$

$$64n^2-412n+232=0$$

Solution

- $n_1=0,62\dots\dots\dots$ refusée.
- $n_2=6.91$

Donc on prend

- le nombre de contre marche $n=7$
- le nombre des marches $n-1=6$

Alors

$$h = \frac{H}{n} = 0,166m \Rightarrow 17\text{cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 0,30m \Rightarrow 30\text{cm}$$

➤ **Vérification de l'équation de "BLONDEL"**

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66) \text{cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64\text{cm} \\ h = 17\text{cm} \\ g = 30\text{cm} \end{cases} \quad \text{Vérfiée}$$

➤ **Détermination de l'épaisseur de la paille**

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

Avec

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{(1,8)^2 + (1,16)^2} = 2,14\text{m}$$

Donc :

$$7,13\text{cm} \leq e \leq 10,7\text{cm}$$

On prend donc l'épaisseur $e=15cm$

➤ **Angle d'inclinaison de la paillasse**

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{116}{180} = 0,64 \Rightarrow \alpha = 32,8^\circ$$

a. Evaluation des charges et surcharges

Tableau III 32 : Evaluation des charges sur les escaliers.

désignation de l'élément	$\rho(\text{KN/m}^3)$	E_p (m)	G (KN/m ²)
paillasse	25	$0,15/\cos 32,8$	4,46
marche	25	$0,17/2$	2,13
revêtement	25	0,02	0,5
mortier de pose	20	0,02	0,4
enduit de plâtre	10	0,015	0,15
enduit de ciment	18	0,02	0,36
garde de corps	/	/	0,6
Σ	/	/	8,67

$$G=8,67\text{KN/m}^2 ; Q=2,5\text{KN/m}^2$$

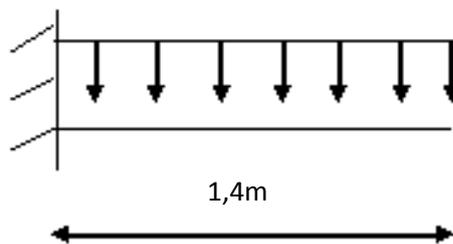


Figure III 25:Schéma de RDM

❖ **REMARQUE** : Il sera étudié comme une console encadrée

b. Calcul des sollicitations

Pour une bande de 1m de largeur :

➤ **ELU**

- $q_u = (1,35.G + 1,5.Q) \cdot 1m = 15,36 \text{ KN/ml}$
- $M_U = (-q_u \cdot L^2) / 2 = (-15,45 \cdot 1,4^2) / 2 = -15,05 \text{ KN.m}$
- $T_U = q_u \cdot L = 21,5 \text{ KN}$

➤ **ELS**

- $q_{ser} = (G + Q) \cdot 1m = 11,10 \text{ KN/ml}$
- $M_{ser} = (-q_{ser} \cdot L^2) / 2 = -10,88 \text{ KN.m}$

-Calcul De Ferrailage

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml de largeur, avec :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $d = 0,9 h = 13,5 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$.

Tableau III 33: Ferrailage de l'escalier

M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z(cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
15,05	0,058	Oui	0	0,075	13,09	2.64	4T10	3.14

• **Calcul des espacements**

$$S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm \quad \text{On adopte } S_t = 25cm$$

d. Armature de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.79cm^2 / ml \leq A_r \leq 1.57cm^2 / ml$$

Le choix est de 4T8=2.01cm² avec S_t=25cm

e. Vérification

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,3cm^2$$

$$A_s = 3.14cm^2 > A_s^{\min} = 1,3cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

✓ **Effort tranchant**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{21,5 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,159 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

✓ **Vérification des contraintes**

- **Position de l'axe neutre**

$$by^2 / 2 - n A_s (d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie**

$$I = b y^3 / 3 + n A_s (d - y)^2$$

- **Vérification de la contrainte du béton**

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau III 34: Vérification de la contrainte du béton

$M_{\text{ser}}(\text{KNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
10,88	3,14	3,13	6087,13	5,59	Vérifiée

✓ **Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{140} = 0,107 \geq 0,0625 \quad \text{vérifiée} \\ \frac{3.14}{100 \times 13,5} = 0,0023 \leq 0,0084 \quad \text{vérifiée} \\ 0,107 \geq \frac{1}{10} = 0,1 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

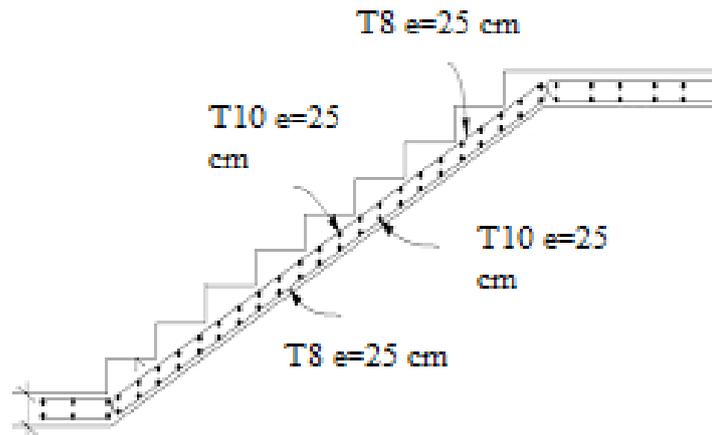


Figure III 26 : Ferrailage de l'Escalier

III.4.5.PALIER

a-Evaluation Des Charges :

Tableau III 35 : Evaluation des charges sur les escaliers

Désignation des éléments	Volées (KN/m ²)
Poids de la dalle	25*0,15 = 3,75
Mortier de pose	0,4
Carrelage	0,5
Enduit en plâtre	0,15
Enduit de ciment	0,36

$$G=5,16\text{KN/m}^2 ; Q=2,5\text{KN/m}^2$$

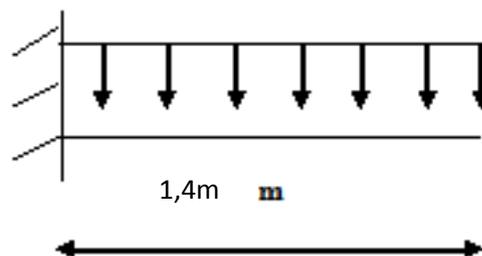


Figure III 27: Schéma de RDM

❖ **REMARQUE** : Il sera étudié comme une console encadrée

b- Calcul des sollicitations

Pour une bande de 1m de largeur :

➤ **ELU**

- $q_u = (1,35.G + 1,5.Q).1m = 10,72 \text{ KN/ml}$
- $M_U = (-q_u.L^2)/2 = (-15,45 * 1,4^2)/2 = -10,51 \text{ KN.m}$
- $T_U = q_u.L = 15,01 \text{ KN}$

➤ **ELS**

- $q_{ser} = (G+Q).1m = 7,66 \text{ KN/ml}$
- $M_{ser} = (-q_{ser}.L^2)/2 = -7,51 \text{ KN.m}$

c-Calcul De Ferrailage

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml de largeur, avec :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $d = 0,9 h = 13,5 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$.

Tableau III 36: Ferrailage du palier

M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z(cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
10,51	0,105	Oui	0	0,075	13,89	1,74	4T10	3,14

• **Calcul des espacements**

$$S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm \quad \text{On adopte } S_t = 25cm$$

d- Armature de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,79cm^2 / ml \leq A_r \leq 1,57cm^2 / ml$$

Le choix est de 4T8=2.01cm² avec S_t=25cm

e- Vérification✓ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,3cm^2$$

$$A_s = 3,14cm^2 > A_s^{\min} = 1,3cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

✓ **Effort tranchant**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{15,05 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,111 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

✓ **Vérification des contraintes**

- **Position de l'axe neutre**

$$by^2 / 2 - n A_s (d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie**

$$I = b y^3 / 3 + n A_s (d - y)^2$$

- **Vérification de la contrainte du béton**

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau III 37: Ferrailage du palier

$M_{\text{ser}}(\text{KNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
7,51	3,14	3,13	6087,13	3,86	Vérifiée

✓ **Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{140} = 0,107 \geq 0,0625 \quad \text{vérifiée} \\ \frac{3,14}{100 \times 13,5} = 0,0023 \leq 0,0084 \quad \text{vérifiée} \\ 0,107 \geq \frac{1}{10} = 0,1 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

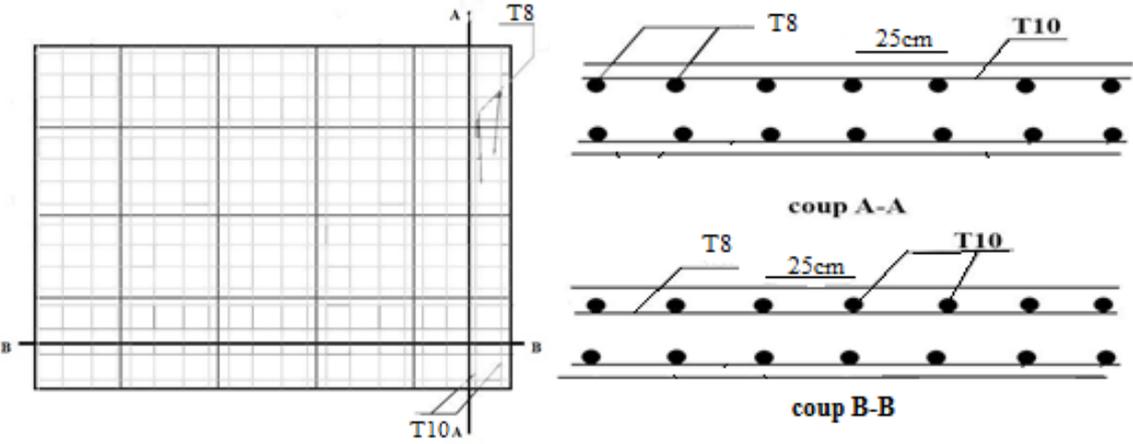


Figure III 28: Schéma de ferrailage du palier

IV. ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1. Introduction :

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels, les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS V.9.2** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

IV.2. Etude sismique :

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.2.1. Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type frame (Beam pour poutre et Column pour poteau) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds après on l'a divisé en mailles.
- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan.
- Chaque escalier (palier et paillass) est modélisé par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

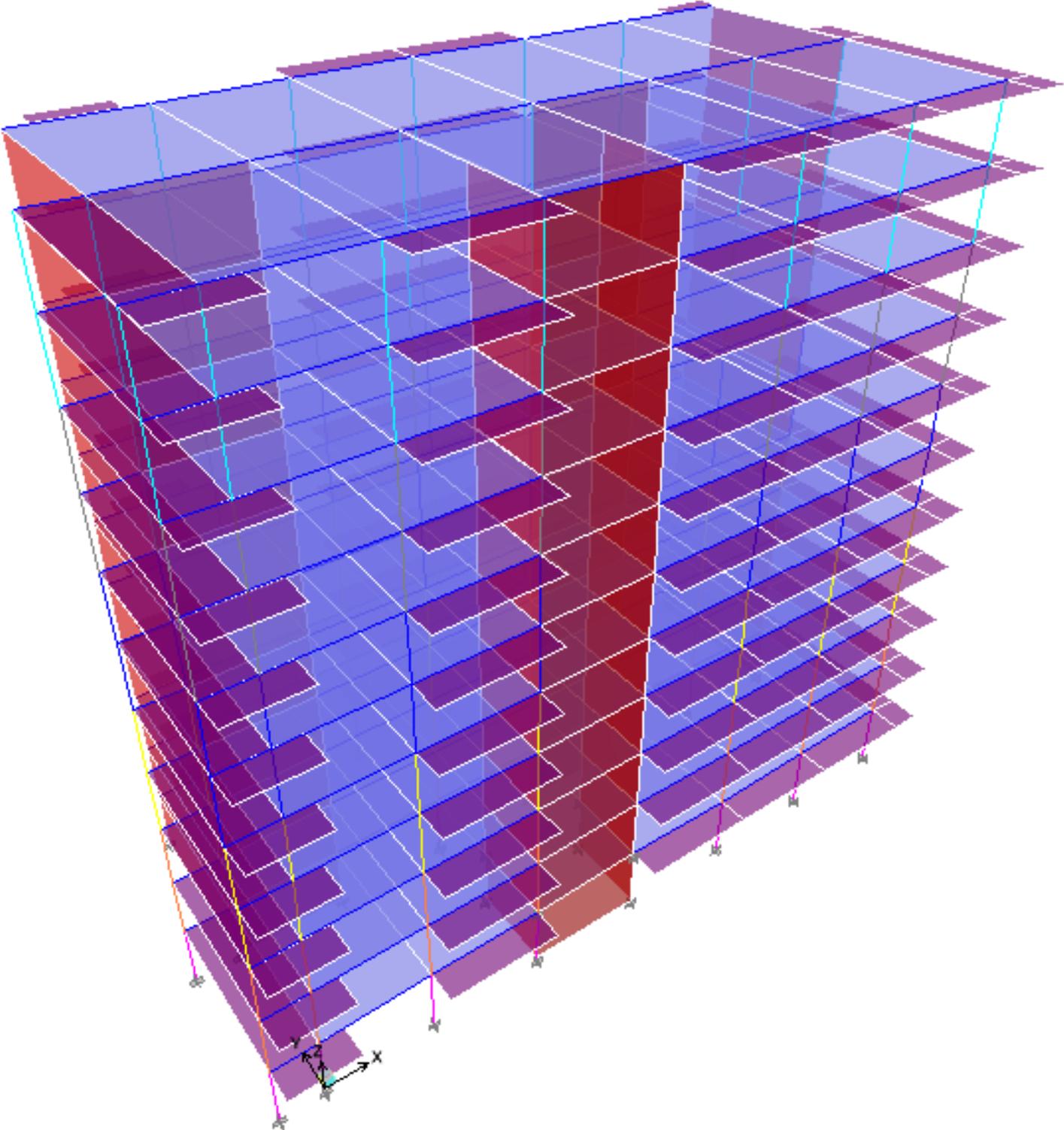


Figure IV 1: Vue en 3D de la structure modélisé.

IV.2.2. Modélisation de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003**^[4] avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation. (mass source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) [4] propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1. La méthode statique équivalente :

a) Principe :

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

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 projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

b) Conditions d'applications :

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

Zone III :

- Groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5
niveaux ou 17 m
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3
niveaux ou 10 m
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2
niveaux ou 8 m

- la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone **III** de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m.

IV.3.2. 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.

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

a) Principe :

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus 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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K la période du mode K.

b) Analyse spectrale :**➤ Utilisation des spectres de réponse :**

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse - toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérogrammes donnés si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur, (g =9,81N)

A : coefficient d'accélération de zone,

η : facteur de correction d'amortissement,

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,

Q : Facteur de qualité.

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse :**

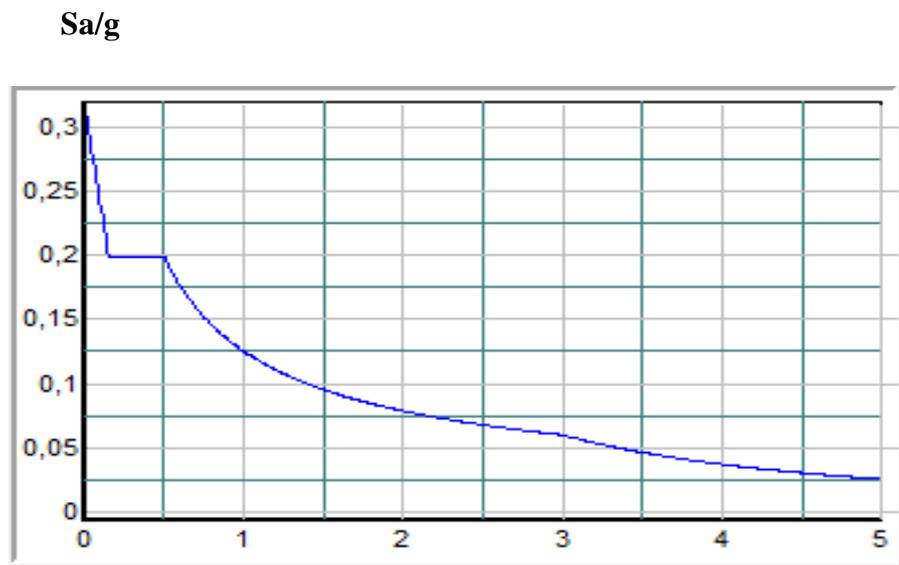


Figure IV 2 Spectre de réponse

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul :**

L'une des premières vérifications préconisée par le "*RPA99 version 2003*" est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base " V_t " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente " V " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport : $\frac{0,8V}{V_t}$.

➤ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

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

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

groupe d'usage : **2**

zone sismique : **III**

} → **A=0,25**

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s . \end{cases}$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7 de RPA99/version 2003**.

$$\text{Catégorie } S_3 \rightarrow \text{site meuble} \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0,50 \text{ sec.} \end{cases}$$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

- Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4} , T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$$C_T = 0,05$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 33\text{m}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

- Axes principaux X^{45} et Y^{45} :

$$\begin{cases} D_x = 35,8 \text{ m} \\ D_y = 19,1 \text{ m} \end{cases}$$

$T = C_T * h_n^{3/4} = 0,05 * (33)^{3/4} = 0,688 \text{ sec}$, dans les deux directions.

$$\begin{cases} T_x = 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{D_x}} = 0,496 \text{ sec} \\ T_y = 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{D_y}} = 0,679 \text{ sec} \end{cases}$$

- sens (x-x) : $T_x = \min (0,688 ; 0,496) = 0,496 \text{ sec}$

- sens (y-y) : $T_y = \min (0,688 ; 0,679) = 0,679 \text{ sec}$

On calcule le facteur D suivant les deux directions par les formules suivantes :

$$\text{Sol meuble} \rightarrow \text{site3} \quad \left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0,15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0,50 \text{ sec.} \end{array} \right.$$

$$\rightarrow D_x = 2,5\eta \quad \dots\dots \quad 0s \leq T_x \leq T_2.$$

$$\rightarrow D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} \quad \dots\dots \quad T_2 \leq T_{xy} \leq 3,0s.$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule 4.3 :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \dots\dots\dots [4]$$

ξ (%) : est Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages [tableau 4.2] [4]

Pour notre cas on prend $\xi = 7\%$

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 7)}} \geq 0,7 \quad \longrightarrow \quad \eta = 0,882$$

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 2,5(0,882) = 2,21 \\ D_y = 2,5(0,882) \left(\frac{0,5}{0,679} \right)^{2/3} = 1,8 \end{array} \right.$$

R : coefficient de comportement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Comme notre bâtiment (R+10 étage, h=33 m).et le contreventement est assuré par des portiques et des voiles on a choisi un coefficient de comportement (R=5).

Q : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Sa valeur est donné par le tableau 4.4 (RPA 99/version 2003).

Tableau IV 1 : Facteur de qualité

Critère q	observée (o/n)	Pq // xx	observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
Redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

- Sens x-x : $Q_x = 1+(0,05+0,05)=1,10$

- Sens y-y : $Q_y = 1+(0,05+0,05)=1,10$

W : poids de la structure :

Selon les RPA il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction β des charges d'exploitations, d'après : (le tableau 4.5, [4])

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

W_i Étant donné par :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad [4]$$

Avec :

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau "i";

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau "i";

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés). (Tableau 4.5) [4]

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul :**

L'une des premières vérifications préconisée par le "RPA99 version 2003" est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base " V_t " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente " V " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport :

Le rapport $\frac{0,8V}{V_t}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} W \quad \text{Suivant l'axe X.} \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} W \quad \text{Suivant l'axe Y.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{0,25 \times 2,21 \times 1,10}{5} W = 0,122.W \quad \text{Suivant l'axe X.} \\ V_y = \frac{0,25 \times 1,8 \times 1,10}{5} W = 0,10W \quad \text{Suivant l'axe Y.} \end{array} \right.$$

IV.4. Interprétation des résultats de l'analyse sismique:

a) **Modèle initial:**

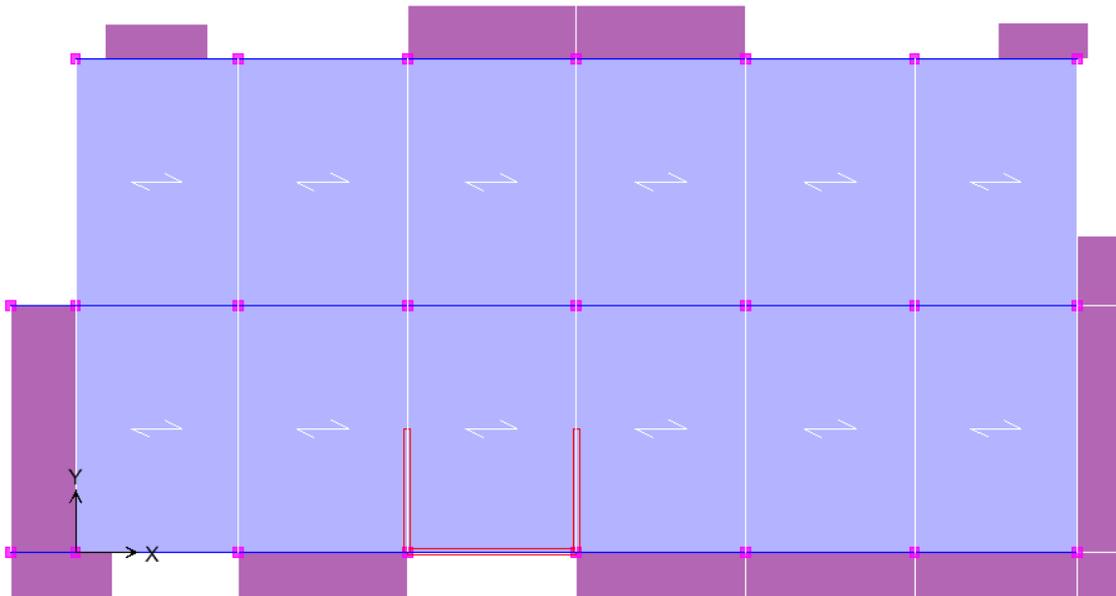


Figure IV 3: Modèle initial.

➤ **Caractéristiques dynamiques propres du modèle initial :**

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau.

Tableau IV 2: Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial.

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	RZ
1	1,444634	29,5204	3,5273	0	29,5204	3,5273	40,1575
2	1,01039	5,1518	63,0831	0	34,6721	66,6104	0,1935
3	0,804991	33,7567	1,8178	0	68,4289	68,4282	32,6486
4	0,535223	5,4642	0,6535	0	73,893	69,0817	6,3134
5	0,30967	1,568	0,1519	0	75,461	69,2336	3,2677
6	0,291423	0,7666	16,4548	0	76,2276	85,6884	0,1012
7	0,209877	12,2255	0,1694	0	88,4531	85,8578	7,6541
8	0,201693	1,4726	0,1235	0	89,9256	85,9813	1,5507
9	0,149007	0,5621	0,0618	0	90,4878	86,0431	0,8418
10	0,132795	0,2518	6,2742	0	90,7396	92,3173	0,0476
11	0,119457	0,2532	0,0261	0	90,9927	92,3434	0,823
12	0,100297	3,8922	0,0901	0	94,8849	92,4335	1,9922

On constate que le modèle présente :

- Une période fondamentale : $T_1=1,444634s$.
- Le 1^{er} mode est un mode de rotation.

- Le 2^{ème} mode est mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 3^{ème} mode est mode de rotation.

➤ **Résultantes des forces sismiques :**

Les résultats donnés par le logiciel Etabs sont :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3577,68KN \\ F_2 = V_t^y = 4542,06KN \end{cases}$$

$$\text{On a : } W = 54047,96KN \longrightarrow \begin{cases} V^x = 6593,85KN \\ V^y = 5404,79KN \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 5275,08KN \\ 0,8V^y = 4323,83KN \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 3577,68KN \leq 0,8V^x = 5275,08KN \\ V_t^y = 4542,06KN \leq 0,8V^y = 4323,83KN \end{cases}$$

$$\text{Le rapport } \begin{cases} \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,54 \\ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,05 \end{cases}$$

➤ **Vérification des déplacements inter étage :**

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article **5.10** du **RPA99 modifié en 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

$$\text{Avec : } \delta_K^x = R \frac{0,8V^x}{V_t^x} \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R \frac{0,8V^y}{V_t^y} \delta_{eK}^y \quad \text{Si } V_t < 0,8V$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{eK}^y).

$$\text{Le rapport } \begin{cases} \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,54 \\ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,05 \end{cases}$$

Tableau IV 3: Vérification des déplacements inter étages du modèle initiale.

NIV	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
base	0	0	0	0	0	Vérifiée
RDC	2,9	3,1	22,33	16,28	30	Vérifiée
1	5,4	5,7	41,58	29,93	30	Non vérifiée
2	6,5	6,8	50,05	35,7	30	Non vérifiée
3	6,5	6,8	50,05	35,7	30	Non vérifiée
4	6,8	7,1	52,36	37,28	30	Non vérifiée
5	6,5	6,6	50,05	34,65	30	Non vérifiée
6	7,3	7,7	56,21	40,43	30	Non vérifiée
7	6,7	7	51,59	36,75	30	Non vérifiée
8	5,9	6,1	45,43	32,03	30	Non vérifiée
9	6,8	7,1	52,36	37,28	30	Non vérifiée
10	5,3	5,6	40,81	29,4	30	Non vérifiée

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure on rajoutant des voiles.

Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure qui assure un bon comportement sismique.

b) Modèle 2 :

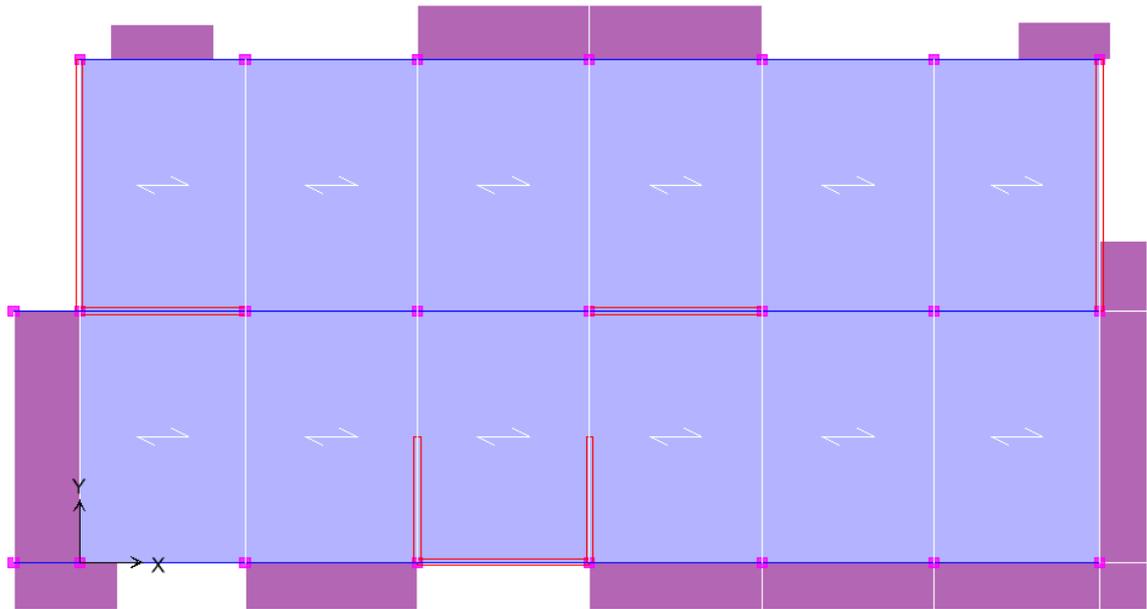


Figure IV 4: Vue en plan du modèle 2.

➤ **Caractéristiques dynamiques propres du modèle 2 :**

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau.

Tableau IV 4 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle 2.

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	RZ
1	0,779876	58,5906	0,125	0	58,5906	0,125	7,9283
2	0,63013	1,6608	59,6192	0	60,2514	59,7442	5,4414
3	0,480219	6,8388	7,1805	0	67,0902	66,9248	53,0622
4	0,193257	17,4301	0,0481	0	84,5203	66,9729	2,0469
5	0,15368	0,003	18,7673	0	84,5232	85,7402	1,5216
6	0,118529	2,4249	1,3869	0	86,9481	87,1271	17,3033
7	0,087995	6,0387	0,0614	0	92,9868	87,1885	0,8714
8	0,070049	0,0006	6,3244	0	92,9874	93,513	0,4963
9	0,055948	1,6033	0,1898	0	94,5907	93,7027	4,1394
10	0,054342	1,7757	0,1037	0	96,3664	93,8064	1,656
11	0,04378	0,0004	2,826	0	96,3668	96,6324	0,1495
12	0,039371	1,5468	0,0067	0	97,9136	96,6391	0,0407

On constate que le modèle présente :

- Une période fondamentale : $T_1=0,779876s$.
- Le 1^{er} mode est mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 2^{ème} mode est mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 3^{ème} mode est mode de rotation.

✓ **Vérification du coefficient de comportement R:**

Efforts Normal repris par les voiles:

Tableau IV 5: vérification du coefficient de comportement R.

Effort Normal a la base les voiles ‘ N_i ’	Effort Normal a la base de la structure ‘ $G+0.2Q$ ’	$\% = \frac{N_i}{G + 0.4Q}$
21770,51	58982,96	36.91

➤ **Résultantes des forces sismiques :**

Les résultats donnés par le logiciel Etabs sont :

Le rapport $\frac{0,8V}{V_t}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} W \quad \text{Suivant l'axe X.} \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} W \quad \text{Suivant l'axe Y.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{0,25 \times 2,21 \times 1,10}{3,5} W = 0,174.W \quad \text{Suivant l'axe X.} \\ V_y = \frac{0,25 \times 1,8 \times 1,10}{3,5} W = 0,141W \quad \text{Suivant l'axe Y.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_1 = V_t^x = 5476,33KN \\ F_2 = V_t^y = 6311,84KN \end{array} \right.$$

On a : $W = 58982,96KN \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V^x = 10263,03KN \\ V^y = 8316,59KN \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,8V^x = 8210,42KN \\ 0,8V^y = 6653,28KN \end{array} \right.$

Ce qui donne : $\left\{ \begin{array}{l} V_t^x = 5476,3KN \leq 0,8V^x = 8210,42KN \\ V_t^y = 6311,84KN \leq 0,8V^y = 6653,28KN \end{array} \right.$

$$\text{Le rapport } \left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,49 \right. \quad \text{Le rapport } \left\{ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,05 \right.$$

On multiplie dans ETABS $g=9.81$ par ($r=1,49$), on aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_1 = V_t^x = 8210,58 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 9404,64 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{On a : } W = 58982,96 \text{ KN} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} V^x = 10263,03 \text{ KN} \\ V^y = 8316,59 \text{ KN} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,8V^x = 8210,42 \text{ KN} \\ 0,8V^y = 6653,28 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Ce qui donne : } \left\{ \begin{array}{l} V_t^x = 8210,58 \text{ KN} \leq 0,8V^x = 8210,42 \text{ KN} \\ V_t^y = 9404,64 \text{ KN} \leq 0,8V^y = 6653,28 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Le rapport } \left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,00 \right. \quad \text{Le rapport } \left\{ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 0,8 \right.$$

➤ **Vérification des déplacements inter étage :**

Tableau IV 6 : Vérification des déplacements inter étages du modèle 2.

NIV	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
base	0	0	0	0	0	Vérifiée
RDC	1	0,9	3,5	3,15	30	Vérifiée
1	2	1,7	7	5,95	30	Vérifiée
2	2,9	2,3	10,15	8,05	30	Vérifiée
3	3,5	2,9	12,25	10,15	30	Vérifiée
4	4	3,3	14	11,55	30	Vérifiée
5	4,5	3,6	15,75	12,6	30	Vérifiée
6	4,7	4	16,45	14	30	Vérifiée
7	5	4	17,5	14	30	Vérifiée
8	5	4,1	17,5	14,35	30	Vérifiée
9	5,1	4,1	17,85	14,35	30	Vérifiée
10	4,9	4,1	17,15	14,35	30	Vérifiée

- Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le "RPA99 version 2003".

✓ **Vérification du critère de l'effort normal réduit :**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$\bullet \quad \nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30. \quad \dots\dots[4] \quad , \text{§7.4.3}$$

Avec :

B_c : section de poteau.

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous l'action sismique (G+Q±E).

F_{c28} : résistance caractéristique du béton a 28 jours.

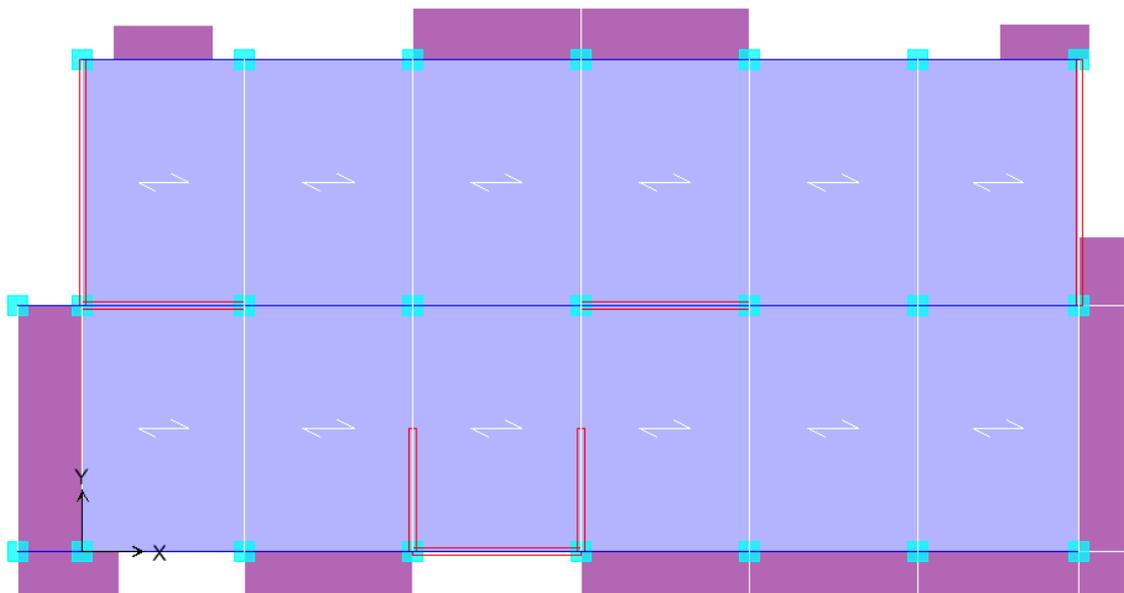
Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV 7 : Choix des poteaux avec vérification de l'effort normal réduit.

Niv	N_d (KN)	$a*a$ (cm*cm)	ν	Observation
10 ^{ème}	423,27	30x30	0,19	Vérifiée
9 ^{ème}	813,05	30x30	0,36	Non vérifiée
8 ^{ème}	1204,84	40x40	0,30	Non vérifiée
7 ^{ème}	1592,30	40x40	0,40	Non vérifiée
6 ^{ème}	1994,38	40x40	0,50	Non vérifiée
5 ^{ème}	2408	50x50	0,39	Non vérifiée
4 ^{ème}	2825,41	50x50	0,45	Non vérifiée
3 ^{ème}	3258,33	55x55	0,43	Non vérifiée
2 ^{ème}	3700,32	55x55	0,49	Non vérifiée
1 ^{ème}	4379,42	60x60	0,49	Non vérifiée
RDC	5130,97	60x60	0,57	Non vérifiée
S.Sol	5164,77	65x65	0,49	Non vérifiée

Tableau IV 8: Choix des poteaux avec vérification de l'effort normal réduit.

Niv	N_d (KN)	$a*a$ (cm*cm)	ν	Observation
10 ^{ème}	423,27	60x60	0,051	Vérifiée
9 ^{ème}	813,05	60x60	0,099	Vérifiée
8 ^{ème}	1204,84	65x65	0,127	Vérifiée
7 ^{ème}	1592,30	65x65	0,169	Vérifiée
6 ^{ème}	1994,38	70x70	0,183	Vérifiée
5 ^{ème}	2408	70x70	0,220	Vérifiée
4 ^{ème}	2825,41	75x75	0,225	Vérifiée
3 ^{ème}	3258,33	75x75	0,259	Vérifiée
2 ^{ème}	3700,32	80x80	0,258	Vérifiée
1 ^{ème}	4379,42	80x80	0,289	Vérifiée
RDC	5130,97	85x85	0,284	Vérifiée
S.Sol	5164,77	85x85	0,286	Vérifiée

c) Modèle finale :**Figure IV 5: Vue en plan du modèle finale.**

➤ **Caractéristiques dynamiques propres du modèle finale :**

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau.

Tableau IV 9 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle finale.

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	RZ
1	0,680961	61,6038	0,0042	0	61,6038	0,0042	5,9567
2	0,547283	0,518	61,93	0	62,1218	61,9341	5,547
3	0,430599	5,6316	6,3805	0	67,7535	68,3146	56,2076
4	0,170772	17,626	0,0786	0	85,3795	68,3932	1,5088
5	0,13865	0,0158	18,5261	0	85,3953	86,9193	1,0731
6	0,110815	1,8641	0,7655	0	87,2593	87,6849	17,8173
7	0,079835	5,8197	0,0629	0	93,0791	87,7478	0,5889
8	0,065527	0,0079	5,904	0	93,087	93,6518	0,2587
9	0,053494	0,6193	0,108	0	93,7062	93,7598	5,1114
10	0,050519	2,4668	0,0288	0	96,173	93,7886	0,42
11	0,041611	0,0015	2,5623	0	96,3962	96,6422	0,043
12	0,036253	1,3893	0,0031	0	97,7855	96,6453	0,0286

On constate que le modèle présente :

- Une période fondamentale : $T_1=0,68s$.
- Le 1^{er} mode est mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 3^{ème} mode est mode de rotation.

✓ **Vérification du coefficient de comportement R:**

Efforts Normal repris par les voiles:

Tableau IV 10 : Vérification du coefficient de comportement R.

Effort Normal a la base les voiles'' N_i ''	Effort Normal a la base de la structure'' $G+0.2Q$ ''	$\% = \frac{N_i}{G + 0.4Q}$
22197,48	64481,40	34,42

➤ **Résultantes des forces sismiques :**

Les résultats donnés par le logiciel Etabs sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{0,25 \times 2,21 \times 1,10}{3,5} W = 0,174.W \quad \text{Suivant l'axe X.} \\ V_y = \frac{0,25 \times 1,8 \times 1,10}{3,5} W = 0,141W \quad \text{Suivant l'axe Y.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_1 = V_t^x = 6562,58KN \\ F_2 = V_t^y = 7659,19KN \end{array} \right.$$

$$\text{On a : } W=64481,40 \text{ KN} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} V^x = 11219,76KN \\ V^y = 9027,40KN \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,8V^x = 8975,81KN \\ 0,8V^y = 7221,92KN \end{array} \right.$$

$$\text{Ce qui donne : } \left\{ \begin{array}{l} V_t^x = 6562,58KN \leq 0,8V^x = 8975,81KN \\ V_t^y = 7659,19KN \leq 0,8V^y = 7221,92KN \end{array} \right.$$

$$\text{Le rapport } \left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,367 \right. \quad \text{Le rapport } \left\{ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 0,942 \right.$$

On multiplie dans ETABS $g=9.81$ par ($r=1,367$), on aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_1 = V_t^x = 8977,61KN \\ F_2 = V_t^y = 10477,77KN \end{array} \right.$$

$$\text{On a : } W=64481,40KN \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} V^x = 11219,76KN \\ V^y = 9027,40KN \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,8V^x = 8975,81KN \\ 0,8V^y = 7221,92KN \end{array} \right.$$

$$\text{Ce qui donne : } \left\{ \begin{array}{l} V_t^x = 8977,61KN \leq 0,8V^x = 8975,81KN \\ V_t^y = 10477,77KN \leq 0,8V^y = 7221,92KN \end{array} \right.$$

$$\text{Le rapport } \left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,00 \right. \quad \text{Le rapport } \left\{ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 0,69 \right.$$

➤ **Vérification des déplacements inter étage :**

Tableau IV 11 : Vérification des déplacements inter étages du modèle finale.

NIV	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
base	0	0	0	0	0	Vérifiée
RDC	0,9	0,8	3,15	2,8	30	Vérifiée
1	1,7	1,5	5,95	5,25	30	Vérifiée
2	2,4	2,1	8,4	7,35	30	Vérifiée
3	3	2,5	10,5	8,75	30	Vérifiée
4	3,3	2,8	11,55	9,8	30	Vérifiée
5	3,7	3,1	12,95	10,85	30	Vérifiée
6	3,7	3,2	12,95	11,2	30	Vérifiée
7	3,9	3,2	13,65	11,2	30	Vérifiée
8	3,9	3,3	13,65	11,55	30	Vérifiée
9	3,8	3,2	13,3	11,2	30	Vérifiée
10	3,6	3,1	12,6	10,85	30	Vérifiée

- Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le “*RPA99 version 2003*”.

✓ **Vérification du critère de l'effort normal réduit :**

Tableau IV 12 : Choix des poteaux carrés avec vérification de l'effort normal réduit.

Niv	N_d (KN)	$a*a$ (cm*cm)	ν	Observation
10 ^{ème}	463,08	60x60	0,051	Vérifiée
9 ^{ème}	895,49	60x60	0,099	Vérifiée
8 ^{ème}	1338,12	65x65	0,127	Vérifiée
7 ^{ème}	1782,38	65x65	0,169	Vérifiée
6 ^{ème}	2236,86	70x70	0,183	Vérifiée
5 ^{ème}	2694,90	70x70	0,220	Vérifiée

4 ^{ème}	3164,90	75x75	0,225	Vérifiée
3 ^{ème}	3639,50	75x75	0,259	Vérifiée
2 ^{ème}	4127,49	80x80	0,258	Vérifiée
1 ^{ème}	4620,68	80x80	0,289	Vérifiée
RDC	5129,00	85x85	0,284	Vérifiée
S.Sol	5174,16	85x85	0,286	Vérifiée

f. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

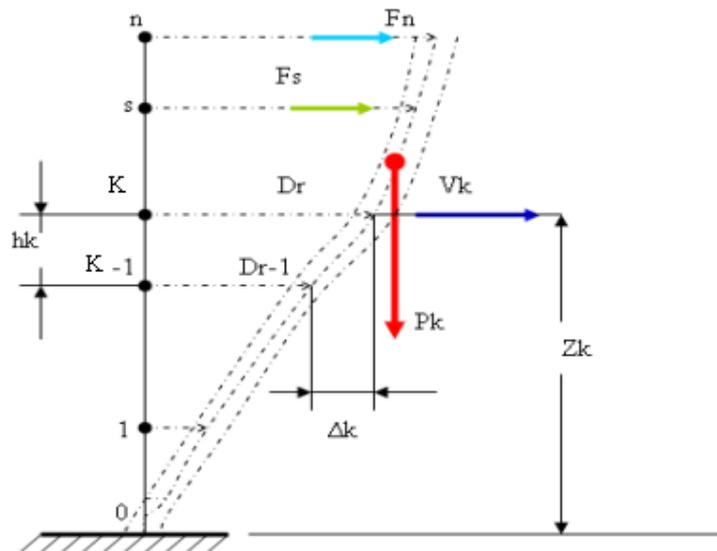


Figure IV 6 : Evaluation des effets du second ordre.

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau 'K'

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Tableau IV 13 : Vérification l'effet p- Δ inter étages du modèle finale.

NIV	Vx(KN)	Vy(KN)	Pk (KN)	$\Delta x(m)$	$\Delta y(m)$	Hk	Θ_x	Θ_y
10 ^{ème}	1846,499	2114,3808	5919,11	12,6	10,85	33	0,00122	0,00092
9 ^{ème}	3292,1878	3822,7118	11479,93	13,3	11,2	30	0,00155	0,00112
8 ^{ème}	4446,3283	5186,8951	17148,57	13,65	11,55	27	0,00195	0,00141
7 ^{ème}	5414,2704	6346,5214	22817,2	13,65	11,2	24	0,00240	0,00168
6 ^{ème}	6241,0075	7336,6524	28602,27	12,95	11,2	21	0,00283	0,00208
5 ^{ème}	6957,2923	8178,6017	34387,35	12,95	10,85	18	0,00356	0,00253
4 ^{ème}	7563,289	8894,3119	40297,48	11,55	9,8	15	0,00410	0,00296
3 ^{ème}	8072,7048	9480,2537	46207,62	10,5	8,75	12	0,00501	0,00355
2 ^{ème}	8479,9721	9982,2139	52251,44	8,4	7,35	9	0,00575	0,00427
1 ^{ème}	8799,4411	10299,33	58295,26	5,95	5,25	6	0,00657	0,00495
RDC	8977,6094	10477,772	64481,4	3,15	2,8	3	0,00754	0,00574

Vu les résultats obtenus les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ est satisfaites, d'où les effets du 2^o ordre

(Ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

V.FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. poteaux
2. poutres
3. voiles

V.2. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Tableau V 1 : Caractéristiques du béton et de l'acier

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	500	435
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	500	500

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations (permanentes et accidentelles) les plus défavorables et dans les situations présentées ci-après.

V.2.1. Combinaison d'action :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

a. Selon CBA 93 :

Situation durable → ELU : $1,35G+1,5Q$

→ ELS : $G+Q$

b. Selon RPA 99 v2003:

Situation accidentelle : $G+Q\pm E$

$0,8G\pm E$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- 1- effort normal maximal et le moment correspondant (N_{\max}, M_{corr})
- 2- effort normal minimal et le moment correspondant (N_{\min}, M_{corr})
- 3- le moment maximum et l'effort correspondant (M_{\max}, N_{corr})

V.2.2 Recommandation selon RPA99 version 2003 :

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :
 - * $0,9 \left\langle \frac{A_s}{B} \right\rangle < 3\%$ Zone courante (Z.C).
 - * $0,9 \left\langle \frac{A_s}{B} \right\rangle < 6\%$ Zone de recouvrement (Z.R).

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\emptyset$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons

N.B : Nous avons utilisé utilise Le logiciel de SOCOTEC pour le ferrailage des sections.

Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

1. Situation durable :

- Combinaison : **1,35G+1,5Q**

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau V 2: Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\max} ; M^{corr})

Niveaux	Section [cm^2]	N^{\max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitati on	A_s [cm^2]	A_s' [cm^2]	$A_{s \min}$ RPA
RDC	85x85	5041,51	27,34	SEC	0	0	65,02
1^{ème} et 2^{ème}	80x80	4542,82	68,41	SEC	0	0	57,60
3^{ème} et 4^{ème}	75x75	3579,97	82,64	SEC	0	0	50,62
5^{ème} et 6^{ème}	70x70	2652,28	48,18	SEC	0	0	44,10
7^{ème} et 8^{ème}	65x65	1755,17	42,74	SEC	0	0	38,02
9^{ème} et 10^{ème}	60x60	882,54	36,59	SEC	0	0	32,40

b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau V 3: Ferrailages des poteaux situation durable (M^{\max} ; N^{corr})

Niveaux	Section [cm^2]	M^{\max} [kn.m]	N^{corr} [kn]	Sollicitati on	A_s [cm^2]	A_s' [cm^2]	$A_{s \min}$ RPA
RDC	85x85	91,56	3110,29	SEC	0	0	65,02
1^{ème} et 2^{ème}	80x80	127,35	2557,51	SEC	0	0	57,60
3^{ème} et 4^{ème}	75x75	141,92	2144,81	SEC	0	0	50,62
5^{ème} et 6^{ème}	70x70	155,31	1497,05	SEC	0	0	44,10
7^{ème} et 8^{ème}	65x65	163,40	1188,28	SEC	0	0	38,02
9^{ème} et 10^{ème}	60x60	183,92	600,49	SPC	2,38	0	32,40

c. ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau V 4 : Ferrailages des poteaux situation durable ($N^{\min}; M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\min} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s,\min}$ RPA
RDC	85x85	2398,13	64,55	SEC	0	0	65,02
1^{ème} et 2^{ème}	80x80	1755,09	71,65	SEC	0	0	57,60
3^{ème} et 4^{ème}	75x75	1281,87	71,03	SEC	0	0	50,62
5^{ème} et 6^{ème}	70x70	856,15	57,25	SEC	0	0	44,10
7^{ème} et 8^{ème}	65x65	334,71	111,29	SPC	1,6	0	38,02
9^{ème} et 10^{ème}	60x60	178,54	102,74	SPC	4,34	0	32,40

2. Situation accidentelle :

- Combinaison : **G+Q±E**

a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau V 5: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s,\min}$ RPA
RDC	85x85	6274,21	92,27	SEC	0	0	65,02
1^{ème} et 2^{ème}	80x80	5806,48	130,71	SEC	0	0	57,60
3^{ème} et 4^{ème}	75x75	3895,24	134,59	SEC	0	0	50,62
5^{ème} et 6^{ème}	70x70	2237,15	92,87	SEC	0	0	44,10
7^{ème} et 8^{ème}	65x65	1351,07	51,29	SEC	0	0	38,02
9^{ème} et 10^{ème}	60x60	680,61	108,37	SEC	0	0	32,40

b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau V 6: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} ; N^{corr})

Niveaux	Section [cm^2]	M^{\max} [$kn.m$]	N^{corr} [kn]	Sollicitation	A_s [cm^2]	A_s' [cm^2]	$A_{s,\min}^{RPA}$
RDC	85x85	182,07	2757,43	SEC	0	0	65,02
1^{ème} et 2^{ème}	80x80	291,83	1604,56	SEC	0	0	57,60
3^{ème} et 4^{ème}	75x75	296,42	1370,78	SEC	0	0	50,62
5^{ème} et 6^{ème}	70x70	303,63	1426,02	SEC	0	0	44,10
7^{ème} et 8^{ème}	65x65	285,38	1117,96	SPC	0,66	0	38,02
9^{ème} et 10^{ème}	60x60	280,87	544,76	SPC	10,34	0	32,40

c. (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau V 7 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\min} ; M^{corr})

Niveaux	Section [cm^2]	N^{\min} [kn]	M^{corr} [$kn.m$]	Sollicitation	A_s [cm^2]	A_s' [cm^2]	$A_{s,\min}^{RPA}$
RDC	85x85	3536,83	141,43	SEC	0	0	65,02
1^{ème} et 2^{ème}	80x80	3197,35	126,07	SEC	0	0	57,60
3^{ème} et 4^{ème}	75x75	2203,18	136,67	SEC	0	0	50,62
5^{ème} et 6^{ème}	70x70	1078,51	83,73	SEC	0	0	44,10
7^{ème} et 8^{ème}	65x65	631,48	44,82	SEC	0	0	38,02
9^{ème} et 10^{ème}	60x60	359,23	76,35	SEC	0	0	32,40

- Combinaison : **0,8G±E** :

a) (N^{\max} , M^{corr})

Tableau V 8 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})

Niveaux	Section [cm^2]	N^{\max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm^2]	A_s' [cm^2]	$A_{s \min}$ RPA
RDC	85x85	5706,27	93,94	SEC	0	0	65,02
1^{ème} et 2^{ème}	80x80	5320,42	234,71	SEC	0	0	57,60
3^{ème} et 4^{ème}	75x75	3534,28	143,85	SEC	0	0	50,62
5^{ème} et 6^{ème}	70x70	1985,63	93,07	SEC	0	0	44,10
7^{ème} et 8^{ème}	65x65	943,88	56,21	SEC	0	0	38,02
9^{ème} et 10^{ème}	60x60	483,35	45,84	SEC	0	0	32,40

b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau V 9: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} ; N^{corr})

Niveaux	Section [cm^2]	M^{\max} [kn.m]	N^{corr} [kn]	Sollicitation	A_s [cm^2]	A_s' [cm^2]	$A_{s \min}$ RPA
RDC	85x85	165,98	5618,23	SEC	0	0	65,02
1^{ème} et 2^{ème}	80x80	275,44	2324,95	SEC	0	0	57,60
3^{ème} et 4^{ème}	75x75	266,57	1587,04	SEC	0	0	50,62
5^{ème} et 6^{ème}	70x70	272,93	1084,51	SEC	0	0	44,10
7^{ème} et 8^{ème}	65x65	254,76	626,22	SPC	4,80	0	38,02
9^{ème} et 10^{ème}	60x60	248,62	346,81	SPC	11,48	0	32,40

c. (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau V 10 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\min} ; M^{corr})

Niveaux	Section [cm^2]	N^{\min} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm^2]	A_s' [cm^2]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC	85x85	3882,48	147,02	SEC	0	0	65,02
1^{ème} et 2^{ème}	80x80	3487,31	123,73	SEC	0	0	57,60
3^{ème} et 4^{ème}	75x75	2420,38	133,60	SEC	0	0	50,62
5^{ème} et 6^{ème}	70x70	1264,35	81,32	SEC	0	0	44,10
7^{ème} et 8^{ème}	65x65	714,40	42,34	SEC	0	0	38,02
9^{ème} et 10^{ème}	60x60	254,12	54,60	SEC	0	0	32,40

V.2.3. choix des armatures :

On remarque que le ferrailage maximum a été obtenu par les combinaisons (**1,35G+1,5Q** et **G+Q±E** et **0,8G±E**)

Tableau V 11: Choix des armatures des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{max} (Z.C)(cm ²)	A_s^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC	85x85	0	65,02	433,46	261,73	24T20	75,36
1^{ème} et 2^{ème}	80x80	0	57,60	384	192	20T20	62,83
3^{ème} et 4^{ème}	75x75	0	50,62	337,46	168,73	20T20	62,83
5^{ème} et 6^{ème}	70x70	0	44,10	294	147	16T20	50,27
7^{ème} et 8^{ème}	65x65	0	38,02	253,46	126,73	16T20	50,27
9^{ème} et 10^{ème}	60x60	0	32,40	216	108	16T20	50,27

V.2.4. vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

• Béton :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Acier** : → Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

$$\rightarrow \text{Fissuration préjudiciable..... } \bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right)$$

$$\rightarrow \text{Fissuration très préjudiciable..... } \bar{\sigma}_s = 0,8 \zeta_s$$

Avec : $\eta=1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=250\text{MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- a. ($N_{\text{max}}^{\text{ser}}$; $M_{\text{cor}}^{\text{ser}}$) :

Tableau V 12 : Vérification des contraintes pour les poteaux

Niveaux	Section n (cm ²)	N _{ser} (kNm)	M _{ser} (kN)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérif
RDC	85x85	3671,22	21,83	72	250	4,84	15	OK
1^{ème} et 2^{ème}	80x80	3308,14	49,94	77,30	250	5,25	15	OK
3^{ème} et 4^{ème}	75x75	2607,10	40,18	68,90	250	4,69	15	OK
5^{ème} et 6^{ème}	70x70	1931,83	35,36	60,20	250	4,12	15	OK
7^{ème} et 8^{ème}	65x65	1279,14	31,49	47,70	250	3,29	15	OK
9^{ème} et 10^{ème}	60x60	644,03	26,70	30,80	250	2,17	15	OK

- b. (M^{max} , N^{corr}) :

Tableau V 13 : Vérification des contraintes pour les poteaux

Niveaux	Section n (cm ²)	N _{ser} (kNm)	M _{ser} (kN)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérif
RDC	85x85	2267,90	61,96	49,30	250	3,39	15	OK
1^{ème} et 2^{ème}	80x80	1865,10	92,49	51,30	250	3,60	15	OK
3^{ème} et 4^{ème}	75x75	1563,64	102,99	52,60	250	3,75	15	OK
5^{ème} et 6^{ème}	70x70	1091,82	112,72	50,50	250	3,70	15	OK
7^{ème} et 8^{ème}	65x65	651,73	118,61	48	250	3,72	15	OK
9^{ème} et 10^{ème}	60x60	435,02	97,48	45,50	250	3,62	15	OK

V.2.5.1. vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ (Poteaux carré)

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.(d=h-c)

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

- **Selon le BAEL 91 modifié 99**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13 f_{c28}, 5 \text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}, 4 \text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

- **Selon le RPA 99 version 2003**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$si l'élanement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$si l'élanement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élanement du poteau

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V 14 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveaux	Sectio n (cm ²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC	85x85	94,96	0,14	8,08	0,075	1,875	2,5	Ok
1^{ème} et 2^{ème}	80x80	82,77	0,13	9,79	0,075	1,875	2,5	Ok
3^{ème} et 4^{ème}	75x75	75,85	0,15	12,05	0,075	1,875	2,5	Ok
5^{ème} et 6^{ème}	70x70	59,53	0,13	14,53	0,075	1,875	2,5	Ok
7^{ème} et 8^{ème}	65x65	54,29	0,12	15,98	0,075	1,875	2,5	Ok
9^{ème} et 10^{ème}	60x60	42,78	0,12	17,03	0,075	1,875	2,5	Ok

V.2.5.2. ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

• Selon BAEL91 modifié 99

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales.
 b: Largeur de la section droite.
 h: Hauteur de la section droite.
 S_t : Espacement des armatures transversales.
 ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.
 ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

• Selon le RPA99 version 2003

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.
 S_t : Espacement des armatures transversales.
 T_u : Effort tranchant à l'ELU.
 f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
 h: Hauteur totale de la section brute.
 ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.
 $\rho_a=2,5$si $\lambda_g \geq 5$
 $\rho_a=3,75$si $\lambda_g < 5$
 λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10\text{cm}$Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$Zone courante (zone III).

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédents Si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

λ_g : L'élanement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e=500\text{MPa}$ (FeE50).

Les tableaux suivants rassemblent les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V 15 : Espacements maximaux selon RPA99 pour un poteau

Niveaux	section (cm ²)	Barres	\varnothing_1 (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	85x85	24T20	20	10	20
1^{ème} et 2^{ème}	80x80	20T20	20	10	20
3^{ème} et 4^{ème}	75x75	20T20	20	10	20
5^{ème} et 6^{ème}	70x70	16T20	20	10	20
7^{ème} et 8^{ème}	65x65	16T20	20	10	20
9^{ème} et 10^{ème}	60x60	16T20	20	10	20

Le choix des armatures transversales est regroupé dans les tableaux suivants :

Tableau V 16 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	section (cm ²)	L_f (m)	λ_g (%)	ρ_a	T_u^{\max} (kN)	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
RDC	85x85	2,10	2,47	3,75	94,96	N	10	1,78	8T8	4,02
						C	25	4,45	8T8	4,02
1^{ème} et 2^{ème}	80x80	2,10	2,62	3,75	82,77	N	10	1,37	6T8	3,02
						C	25	3,42	6T8	3,02
3^{ème} et 4^{ème}	75x75	2,10	2,8	3,75	75,85	N	10	1,41	6T8	3,02
						C	25	2,82	6T8	3,02
5^{ème} et 6^{ème}	70x70	2,10	3	3,75	59,53	N	10	1,49	6T8	3,02
						C	20	2,24	6T8	3,02

7 ^{ème} et 8 ^{ème}	65x65	2,10	3,23	3,75	54,29	N	10	1,73	6T8	3,02
						C	20	2,60	6T8	3,02
9 ^{ème} et 10 ^{ème}	60x60	2,10	3,5	2,5	42,78	N	10	1,56	6T8	3,02
						C	20	2,34	6T8	3,02

V.2.5.3. Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r=50\phi$ en zone III.

Pour :

- $\phi=25\text{mm} \dots\dots\dots L_r=125\text{cm}$
- $\phi=20\text{mm} \dots\dots\dots L_r=100\text{cm}$

V.2.7. Ferrailage des Poteaux du Sous-Sol :

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{a} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{V_b} \right) \frac{Y_s}{f_e}$$

- B_r : Section réduite du poteau considéré $B_r=(a-2)(b-2) \text{ cm}^2$
- α : Coefficient dépendant de l'élancement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

- $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- L_f : Longueur de flambement.
- I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considéré.
- B : Section du poteau ($B=a \times b$).
- N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.
- La longueur de flambement $L_f=0,7l_0$.

a. Calcul de l'effort normal pondéré :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

$N_u(\text{RDC})= 5041,5 \text{ KN}$

- Poids du plancher RDC..... $5,49 \times 42,12 = 231,24\text{KN}$
- Poids du poteau $(0,85)^2 \times 3 \times 25 = 54,19\text{KN}$
- Poids de la poutre porteuse $GPP_x= 0,30 \times 0,70 \times 6,95 \times 25 = 36,49 \text{ KN}$

- Poids de la poutre non porteuseGNPy=0,30x0,45x4,55x25= 15,36KN

$$G_{RDC} = 337,28 \text{ KN}$$

G Total = 337,28KN

- Surcharge d'exploitation : QRDC=1,5x42,12=63,18KN

Q Total = 63,18 KN

- Surcharge d'exploitation : QRDC=1,5x42,12=63,18KN

Q Total = 63,18 KN

$N_{u1}=1,35G+1,5Q=550.10 \text{ KN}$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol : $N_u(ss)=N_u(RDC)+N_{u1}=5591.6KN$

b. Calcul du ferrailage

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{a}{\sqrt{12}} = 24,53cm$$

$$\lambda = \frac{2,24 \times 10^2}{24,53} = 9,13 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,84$$

$$Br = (85 - 2)^2 = 6889.cm^2$$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{5591,6 \times 10^3}{0,84} - \frac{6889 \times 10^2}{0,9} \times \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{500} = -140,32cm^2 \Rightarrow A_s < 0 \Rightarrow \text{SEC}$$

$$A_s^{\min} = 0,9\%B \text{ selon RPA99 version 2003 } A_s = A_s^{\min} = 65,02cm^2$$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivant :

Tableau V 17 : Ferrailage des Poteaux du Sous-Sol

Type du poteau	section	Choix	$A_s^{\text{adopté}}$
	(Cm ²)		(Cm ²)
poteau de S.S	85x85	24T20	75,36

➤ Vérification à l'ELS :

$$N_{ser1} = G + Q = 337,28 + 63,18 = 400,46 \text{ kN.}$$

D'où :

$$N_{ser(ss)} = N_{ser(E.sol)} + N_{ser1}$$

$$N_{ser(ss)} = 3734,53 + 400,46 = 4134,99 \text{ kN.}$$

Tableau V 18 : Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure

Section(cm ²)	N _{ser} (kN)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	Vérification
85x85	4134,99	81,1	250	5,41	15	OK

➤ **Détermination des armatures transversales :**

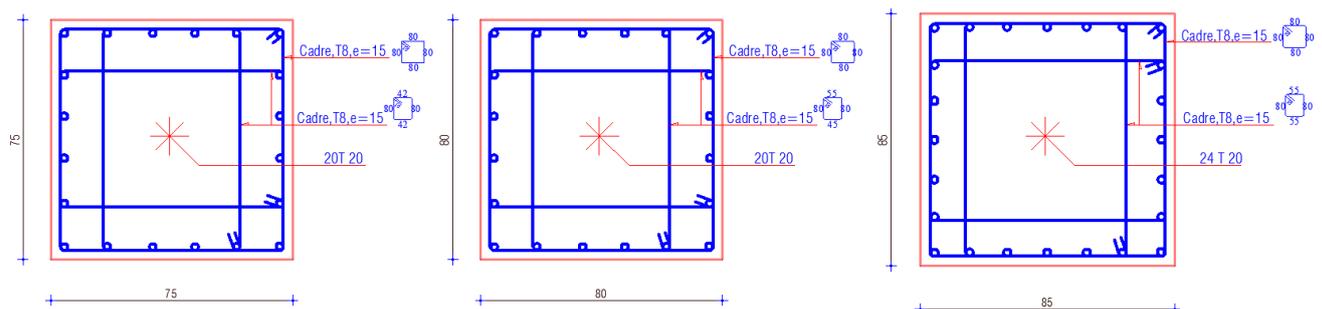
Pour les poteaux d'infrastructure ; $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

Espacement en zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

Espacement en zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

Conclusion :

Le calcul en compression simple des poteaux du sous-sol à donner une section inférieure à celle exigée par le R.P.A. version 2003, par conséquent on retient pour le ferrailage de ces poteaux les mêmes sections d'armature des poteaux du RDC.



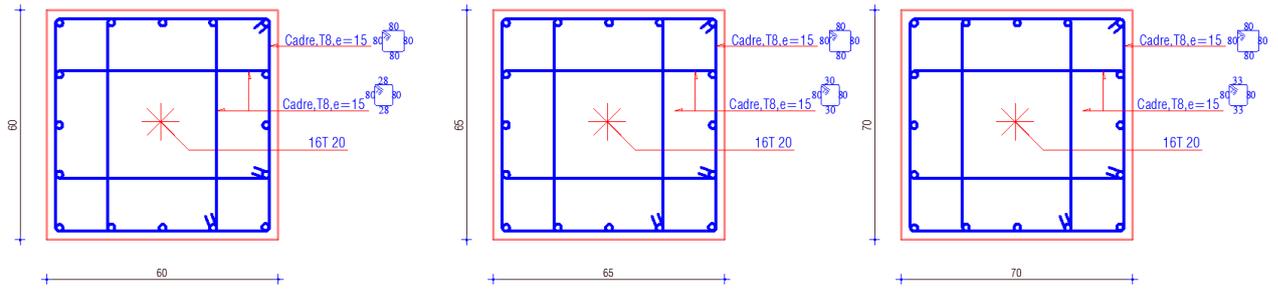


Figure V.1 :Schéma de ferrailage des poteaux

V.3. Ferrailage des poutres

V.3.1. Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux. Elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : $1,35G+1,5Q$
- Situation accidentelle : $G+Q\pm E$

V.3.2. Recommandations du RPA99 version 2003

- 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.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.3.3. Calcul du ferrailage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Poutres principales.
- Poutres secondaires.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

a. Poutres Principales :➤ **Situation durable : 1,35G+1,5Q****Tableau V 19 : Ferrailage des poutres principales (situation durable)**

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Poutre standard	30x70	Travée	168,09	6,49	0	10,50
		Appui	254,49	9,44	0	10,50
Poutre spéciale	30x70	Travée	80,02	2,81	0	10,50
		Appui	216,98	7,94	0	10,50

➤ **Situation accidentelle : G+Q+E****Tableau V 20 : Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle)**

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Poutre standard	30x70	Travée	136,14	4,86	0	10,50
		Appui	302,84	9,69	0	10,50
Poutre spéciale	30x70	Travée	345,15	13,22	0	10,50
		Appui	453,03	15,1	0	10,50

➤ **Situation accidentelle : 0,8G+E****Tableau V 21 : Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle)**

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Poutre standard	30x70	Travée	104,51	3,69	0	10,50
		Appui	251,36	9,31	0	10,50
Poutre spéciale	30x70	Travée	363,77	11,83	0	10,50
		Appui	434,41	17,25	0	10,50

b. Poutres Secondaires :➤ **Situation durable : 1,35G+1,5Q**

Tableau V 22 : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Tous	30x45	Travée	48,68	2,76	0	6,75
		Appui	63,71	3,66	0	6,75

➤ **Situation accidentelle : G+Q±E****Tableau V 23: Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle)**

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Tous	30x45	Travée	117,61	6	0	6,75
		Appui	134,05	6,91	0	6,75

➤ **Situation accidentelle : 0,8G±E****Tableau V 24 : Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle)**

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Tous	30x45	Travée	116,46	6,99	0	6,75
		Appui	120,97	7,29	0	6,75

❖ **Remarque :**

D'après les résultats obtenus du calcul des sections d'armatures dans les poutres sous les combinaisons d'action considérées, soient les combinaisons "1,35G+1,5Q" et "G+Q±E", on constate que le ferrailage maximum est obtenu par la combinaison "G+Q±E".

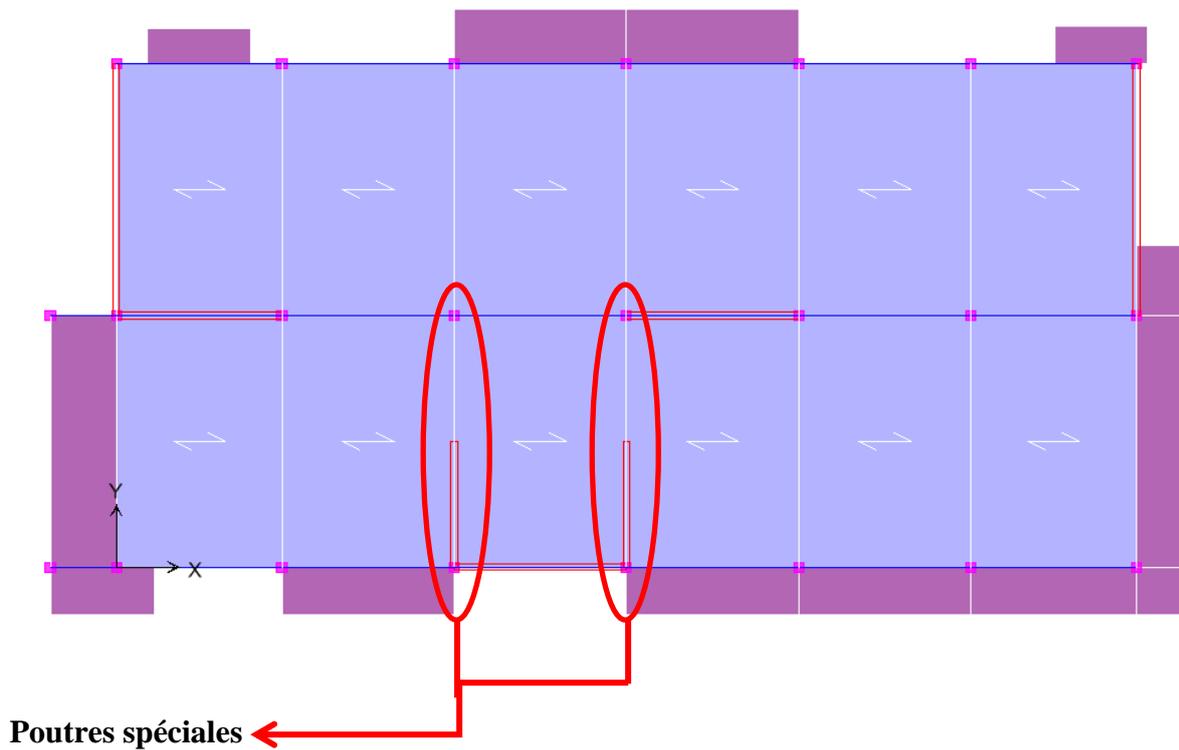


Figure V 2 : Poutres spéciales

V.3.4. Choix des armatures

Le ferrailage final adopté est donné dans le tableau suivant :

Tableau V 25 : Choix des armatures pour les poutres

	Section (cm ²)	Position	A_s^{\max} (ZN)(cm ²)	A_s^{\max} (ZR)(cm ²)	A_{sRPA}^{\min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
Standard	30x70	Travée	84	126	10,50	6,49	6T16	12,06
		Appui				9,69	6T16	12,06
Spéciale	30x70	Travée	84	126	10,50	11,83	6T16	12,06
		Appui				15,1	9T16	18,09
Secondaires	30x45	Travée	54	81	6,75	6	3T16	6,03
		Appui				6,91	3T16+2T14	9,24

V.3.5. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [1]$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=500\text{MPa}$$

Tableau V 26 : Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	$A_{s(\min)}^{\text{choisi}}$ (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	Vérification
30x70	16,08	1,83	Vérifiée
30x45	8,04	1,17	Vérifiée

V.3.6. Vérification vis à vis de l'ELS

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles, données par :

- **Béton**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

- **Acier**

- Fissuration peu nuisible : Pas de vérification.

- Fissuration préjudiciable: $\sigma_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{ij}})\right) = \xi \text{ (MPa)}$

- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = 0,8\xi \text{ (MPa)}$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre projet, la fissuration est considérée préjudiciable.

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y) + \sigma \leq \bar{\sigma}_s = 250\text{MPa} \end{cases}$$

Tableau V 27: Vérification des poutres à l'ELS

Section	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérifié
Standard	Travée	58,65	2,45	15	80	250	oui
	Appui	157,74	6,59		215,30		
Spéciale	Travée	122,93	5,14	15	167,70	250	oui
	Appui	185,99	6,86		172,50		
Secondaires	Travée	35,35	4,05	15	127,10	250	oui
	Appui	46,38	5		140,10		

V.3.7. Vérification de l'effort tranchant**➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau V 28: Vérification de la contrainte de cisaillement

Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérifié
30x70	284,10	1,35	2,5	OK
30x45	194,17	1,44	2,5	OK

➤ Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 ($f_e=500\text{MPa}$).

- Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

- Selon le RPA 99 version 2003 [2] :

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,43\text{cm}$$

On prend : $\phi_t = 8\text{ mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V 29 : Calcul des armatures transversales

Sens	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{max} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC		
Principale	284,10	1,35	40	17,50	35	10	20	2,25	4T8
Secondaire	194,17	1,44	40	11,25	22,5	8	15	1,80	4T8

V.3.8. Recouvrement des armatures longitudinales

L_r = 50∅ (zone III).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- Ø=20mm..... $L_r = 100$ cm
- Ø=16mm..... $L_r = 80$ cm

V.3.9. Arrêt des barres [2]

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec : $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$.

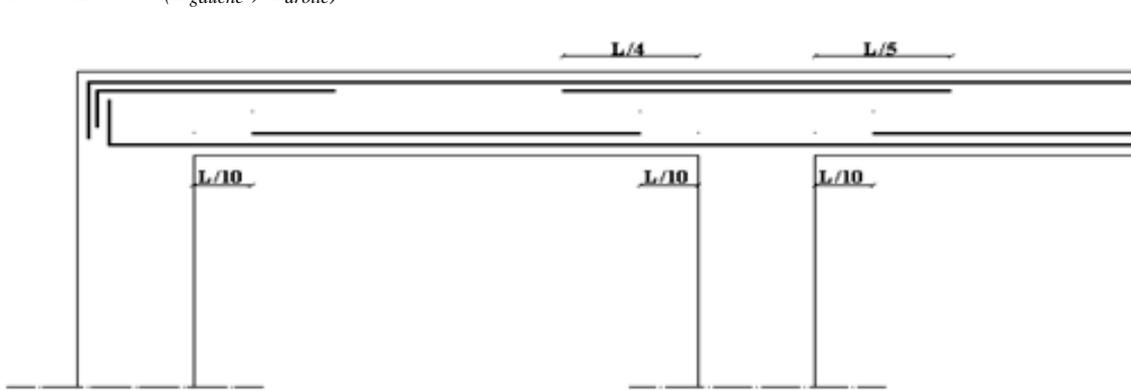


Figure V 3: Arrêt des barres.

V.3.10 Vérification de la flèche :

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq f_{adm}$.

Tel que :

➤ Poutres Principales (30x70) : $f_{adm} = 0,5 \text{ (cm)} + \frac{720}{1000} = 1,22 \text{ cm}$

➤ Poutres Secondaires (30x45) : $f_{adm} = \frac{480}{500} = 0,96 \text{ cm}$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

➤ Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}}$$

➤ Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau V 30: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

Cas	Poutre Principale (spéciale)	Poutre Principale (standard)	Poutre Secondaire
Section (cm ²)	30x70	30x70	30x45
M _{ser} (kNm)	122,93	58,65	35,35
A _s (cm ²)	12,06	12,06	7,7
Y ₁ (cm)	37,22	37,22	23,92
δ	0,0064	0,0063	0,0063
σ _s (Mpa)	161,8	77,19	113,36
λ _i	3,291	3,291	3,31
λ _v	1,316	1,316	1,33
μ	0,410	0,097	0,261
I ₀ (cm ⁴)	988077,30	988077,30	262285,17
I _{fi} (cm ⁴)	462583,83	823648,60	154685,83
I _{fv} (cm ⁴)	641676,00	876079,95	194853,47
f _i (mm)	4,28	3,20	1,64
f _v (mm)	9,20	1,14	3,86
Δf (mm)	4,89	2,06	2,22
f _{adm} (mm)	12,2	12,2	9,6
Vérification	OK	OK	OK

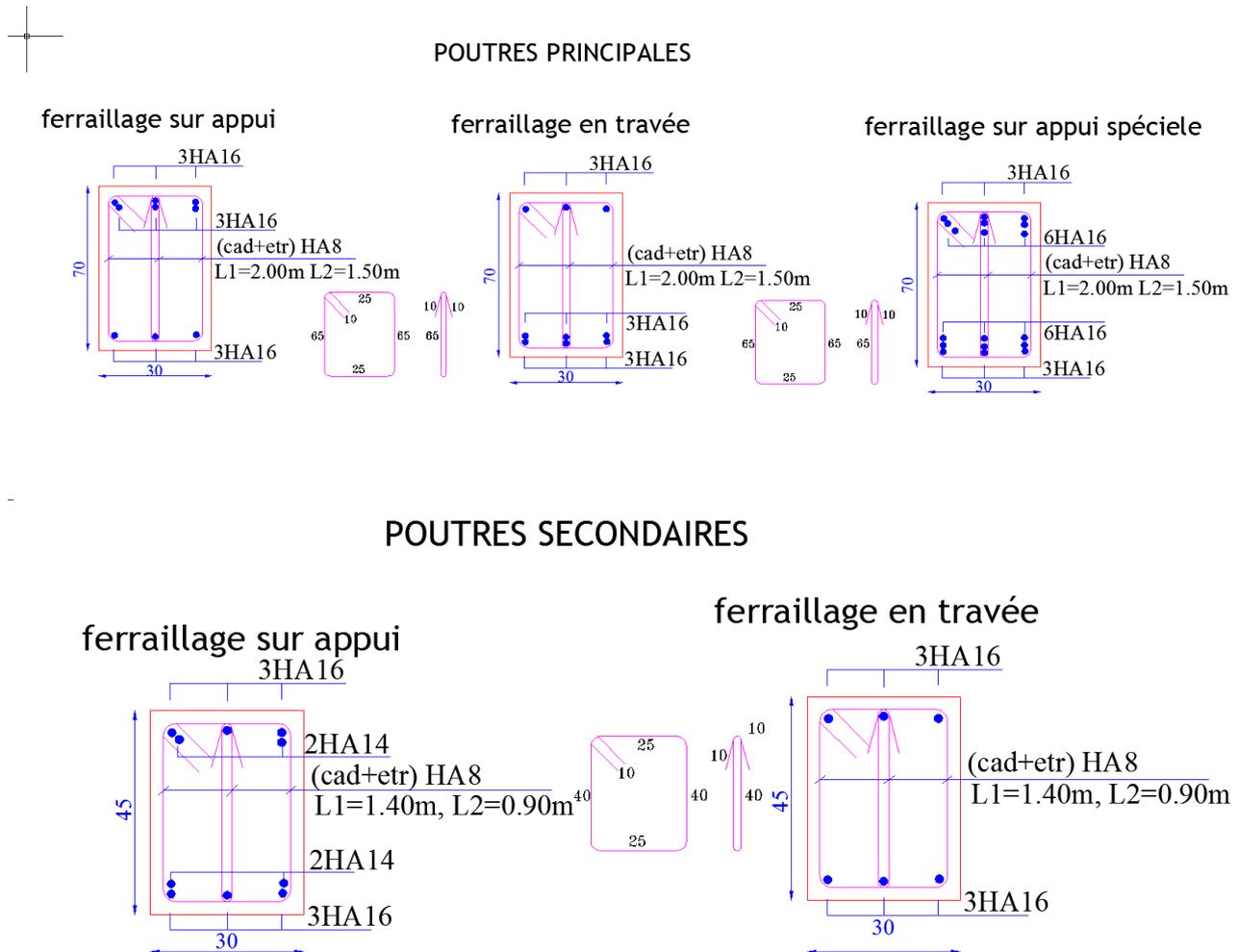


Figure V 4: Schéma de ferrailage des poutres.

V.4.FERRAILLAGE DES VOILES

V.4.1. Généralités :

Le calcul des voiles se fait par plusieurs méthodes où chacune ayant des avantages et caractéristiques, parmi ces méthodes la méthode de **P'ACI 318** (règlement américain), qui considère les éléments voile - poteau comme un élément de forme (I, U ...) soumis à un effort normale (P) et un effort tranchant (V) et un moment fléchissant (M).

- Selon le règlement il convient que :
 - les armatures horizontales assurent la résistance à l'effort tranchant (V).
 - les armatures verticales assurent la résistance à l'effort normal (P).
 - les armatures verticales dans les éléments de rive (zone de confinement) aux deux extrémités de la section transversale du voile ou trumeau assurent la résistance à la flexion composée (P .M).

- Le voile en béton armée doit faire l'objet des vérifications suivantes :
 - justification de la stabilité de forme (résistance au flambement).
 - résistance à l'effort normale.
 - résistance à l'effort tranchant.
 - résistance en flexion composée.

V.4.2. Calcul des voiles par la méthode réglementaire (ACI 318-02) :

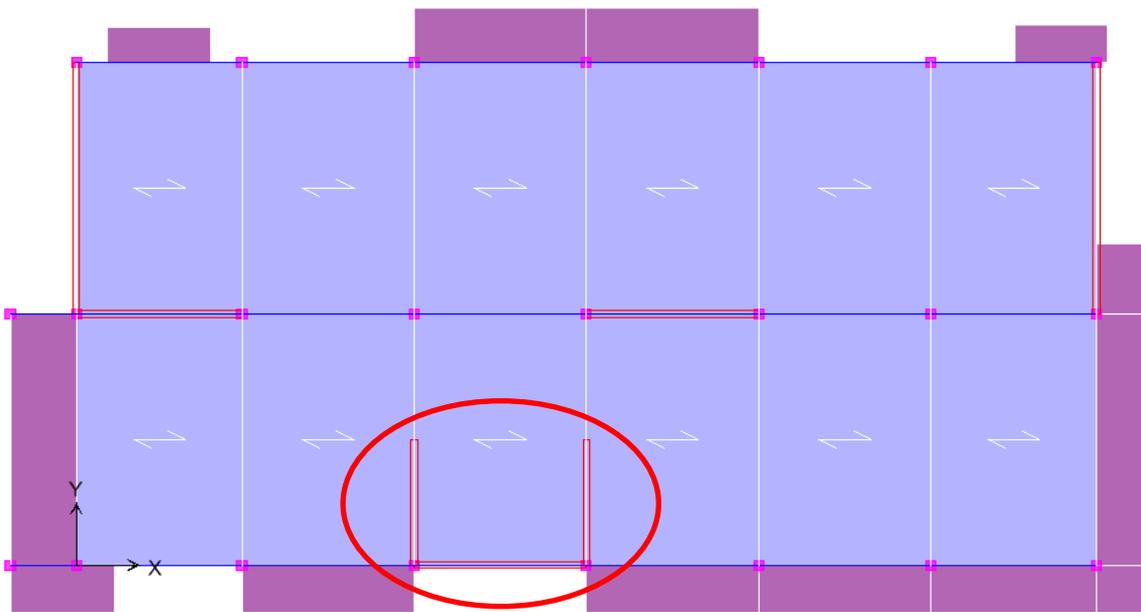


Figure V 5: Les différents voiles de la structure

Le voile démarre du RDC au 10^{ème} étage.

Selon le RPA99/2003 (art. 7.7. Fig.7.9) la section de voile à étudier est :

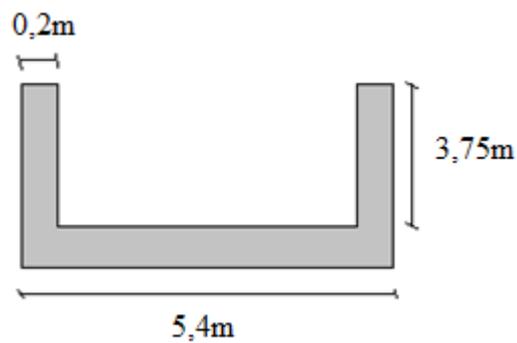


Figure V 6: Section de voile à étudier

$a=20\text{cm}$, $l_w = 5,4 \text{ m}$, $h_w = 33 \text{ m}$

Caractéristiques des matériaux :

- Béton :

$F_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1,15$ (situation accidentelle), $E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa}$

- Acier:

Fe E 500, $f_e = 500 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1,0$ (situation accidentelle), $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$

-Logiciel d'analyse : ETABS V9.2

Résultats d'analyse :

La section déterminante est située au rez-de-chaussée :

$$\text{Combinaison d'action : } G+Q\pm E \quad \left[\begin{array}{l} Mu = 6475,88 \text{ kN.m} \\ Pu = 4911,91 \text{ kN} \\ Vu = 1545,37 \text{ kN} \end{array} \right.$$

V.4.3 Vérification de la stabilité du voile au flambement

On vérifie que $P_u \leq \Phi P_n$

$$P_u = 8935,64 \text{ kN}$$

$$A_g = (0,2 \times 5,4) + (0,2 \times 3,75 \times 2) = 2,58 \text{ m}^2$$

$$P_n = 0,55 \cdot f_{bc} \cdot A_g \cdot \left[1 - \left(\frac{k \cdot h_s}{32a} \right)^2 \right]$$

$$k = 0,8 \quad a = 20 \text{ cm} \quad h_s = 3 - 0,7 = 2,3 \text{ m}$$

$$P_n = 0,55 \times 18,48 \times 2,58 \times 10^6 \times \left[1 - \left(\frac{0,8 \times 2,3 \times 10^3}{32 \times 200} \right)^2 \right] \times 10^{-3} = 24055,62 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0,70 \times 24055,62 = 16838,93 \text{ kN} > P_u = 4911,91 \text{ kN}$$

Alors : La stabilité au flambement est assurée.

V.4.4 Vérification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant

$$V_u = 1545,37 \text{ kN}$$

a. Vérification si 02 nappes d'armatures dans le voile sont nécessaires pour

la résistance à l'effort tranchant :

$$A_{cv} = (0,2 \times 5,4) = 1,08 \text{ m}^2$$

$$0,166 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_{bc}} = (0,166 \times 1,08 \times 10^6 \times \sqrt{18,48}) \times 10^{-3} = 770,70 \text{ kN} < Vu = 1545,37 \text{ kN}$$

Donc : deux (02) nappes d'armatures verticales et horizontales sont nécessaires et disposées sur chaque face du mur, les 02 nappes sont écartées par des épingles.

Toute fois la valeur de l'effort tranchant V_u doit vérifier la condition de résistance :

$$V_u < 0,664 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_{bc}}$$

$$0,664 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_{bc}} = (0,664 \times 1,08 \times 10^6 \times \sqrt{18,48}) \times 10^{-3} = 3082,78 \text{ kN} > V_u = 1545,37 \text{ kN} \quad \mathbf{Ok}$$

b. Pourcentage minimum des armatures horizontales et verticales du voile

$$\rho_v = \rho_h = \rho_n \geq 0,0025 \text{ Espacement max } S_{\max} \leq \min(3a ; 45\text{cm})$$

La section minimale d'armatures verticales et horizontales par ml :

$$A_{s,\min} = 0,0025 \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2 / ml$$

Si on choisit des aciers de T10 sur les deux faces on a ($2 \times 0,79 = 1,58 \text{ cm}^2$)

$$s = \frac{1,58}{5} \times 100 = 31,6\text{cm} < 45\text{cm}$$

c. Armatures du voile nécessaire pour l'effort tranchant :

On opte pour deux nappes d'armatures en T10 avec un espacement $s = 20 \text{ cm}$

On vérifie que : $\Phi V_n > V_u$ avec :

$$\Phi = 0,75 \text{ et } V_n = A_{cv} (\alpha_c \cdot 0,083 \cdot \sqrt{f_{bc}} + \rho_n f_y)$$

$$A_{cv} = 540 \times 20 = 10800 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_c = 2 \quad (hw/lw = 33/3 = 11 > 2)$$

Pour une distance de 100cm on a : $2 \times 5T10 = 7,85 \text{ cm}^2$

$$\rho_n = \frac{7,85}{100 \times 20} = 0,004$$

$$\Phi V_n = 0,75 \times 10800 \times 10^2 \times \left(2 \times 0,083 \times \sqrt{18,48} + 0,004 \times 500 \right) \times 10^{-3} = 2198,02 \text{ kN}$$

$$\text{On a bien } \Phi V_n = 2198,02 \text{ kN} > V_u = 1545,37 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

La vérification de l'effort tranchant est assurée par 02 nappes de T10 verticales et horizontales espacement $s=20$ cm (treillis de T10 mailles 20×20 cm x cm), réparties sur chaque face du voile reliées par des épingles.

V.4.5. Calcul des armatures nécessaires à la flexion composée :

$$M_u = 6475,88 \text{ kN.m}$$

$$P_u = 4911,91 \text{ kN}$$

La section du voile à étudier est en forme de U (**Figure v.2**), le calcul en flexion d'une telle section est conduit à calculer une section en U suivant l'action du moment fléchissant.

On peut prendre pour des raisons sécuritaires une section rectangulaire longueur lw et d'épaisseur a .

- a. Limitation de l'effort normal de compression de calcul par la condition de résistance :

$$\text{Il faut que : } \frac{P_u}{P_0} \leq 0,35$$

$$P_0 = 0,85 f_{bc} (A_g - A_s) + A_s f_e \quad A_g = (0,2 \times 5,4) + (0,2 \times 3,75 \times 2) = 2,58 \text{ m}^2$$

On prend un pourcentage minimum pour calculer A_s soit $\rho=0,0025$

$$A_s = 0,0025 \times 2,58 \times 10^4 = 64,5 \text{ cm}^2$$

$$P_0 = [0,85 \times 18,48 \times (2,58 \times 10^6 - 6450) + (6450 \times 500)] \times 10^{-3} = 43650,32 \text{ kN}$$

$$\frac{P_u}{P_0} = \frac{4911,91}{43650,32} = 0,11 < 0,35 \quad \text{Condition vérifiée.} \quad \text{OK.}$$

$$\text{(Le cas de la condition du RPA } \nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{bc}} = \frac{4911,91 \times 10^3}{2,58 \times 10^6 \times 25} = 0,08 < 0,30 \text{ OK.)}$$

$$\text{(Suivant l'Eurocode 8 : } \nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{bc}} = \frac{4911,91 \times 10^3}{2,58 \times 10^6 \times 18,48} = 0,10 < 0,40 \text{ OK.)}$$

- b. Armatures de résistance à la flexion composée :

Pour un moment $M_u = 6475,88 \text{ kN.m}$ et un effort normal $P_u = 4911,91 \text{ kN}$

On calcul la section d'armature nécessaire pour une section en U sollicitée en flexion composée.

La section d'Acier correspondante est : $A_s = 34\text{T16} = 68,34 \text{ cm}^2$ ($L=5,40\text{m}$)

$$A_s = 24\text{T16} = 48,24 \text{ cm}^2 \quad (L=3,75\text{m})$$

c. Dimensionnement des éléments de rives ou de bord :

$$\frac{P_u}{A_g} = \frac{4911,91 \times 10^3}{2,58 \times 10^6} = 1,9 \text{ MPa} > 0,20 f_{bc} = 0,2 \times 18,48 = 3,7 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \frac{P_u}{P_0} = 0,11$$

$$\Rightarrow \text{Par interpolation on a : } L_{bz} = 0,20 \cdot l_w = 0,20 \times 5,4 = 1,08 \text{ m}$$

Soit $L_{bz} = 1,08 \text{ m}$

$$T_{bz} \geq 0,20 \text{ m} \quad \text{et} \quad T_{bz} \geq \frac{h_s}{15} = \frac{2,30}{15} = 0,19 \text{ m}$$

Soit $T_{bz} = 0,25 \text{ m}$

d. Armatures transversales dans la zone de confinement :

Les armatures de confinement doivent être présentes sur toute la hauteur h_{cr} de la zone critique. En plan, la zone à confiner s'étend horizontalement sur une longueur L_{bz} .

La section d'armatures transversales est donnée par la formule suivante :

$$A_{sh}^t \geq 0,09 \cdot s_t \cdot h_c \cdot \frac{f_{bc}}{f_e}$$

A_{sh}^t : Section d'armatures transversales totale

s_t : Espacement verticale des cadres. Avec :

$$h_c = T_{bz} - 2(\text{enrobage}) = 25 - 2 \times 2,5 = 20 \text{ cm}$$

$$f_{bc} = 18,48 \text{ MPa} \quad f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$s_t = \min \begin{cases} 0,25 \cdot b = 21,25 \text{ cm} & b : \text{largeur du poteau} \\ 6d_b = 96 \text{ cm} & d_b : \text{diamètre min. des } A_{sv} \\ s_x \end{cases}$$

$$\text{avec } 10 \text{ cm} \leq s_x = 10 + \left(\frac{36 - h_x}{3} \right) \leq 15 \text{ cm}$$

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

Soit $s_t = 10 \text{ cm}$ sur toute la hauteur de la section critique h_{cr} .

$$A'_{sh} \geq 0,09 \cdot s_t \cdot h_c \cdot \frac{f_{bc}}{f_e} = 0,09 \times 10 \times 20 \times \frac{18,48}{500} = 0,83 \text{ cm}^2.$$

$$\phi_{st} \geq 0,35 \cdot d_{bl,\max} \Rightarrow \phi_{st} \geq 0,35 \cdot 16 = 5,6 \text{ mm}. \text{ On prend } \phi_{st} = 8 \text{ mm}$$

On utilise des cadres et des épingles de **T8** autour des armatures verticales.

e. Hauteur de la zone critique :

$$l_w = 5,4 \text{ m} \quad h_w = 3,3 \text{ m} \quad M_u = 6475,88 \text{ kN.m} \quad V_u = 1545,37 \text{ kN}$$

$$h_{cr} = \max [l_w, (M_u / 4V_u)] = \max [5,4 \text{ m}, (6475,88 / (4 \times 1545,37)) = 1,05 \text{ m}]$$

$$\text{Soit } h_{cr} = 5,4 \text{ m}$$

f. Ferrailage du voile :

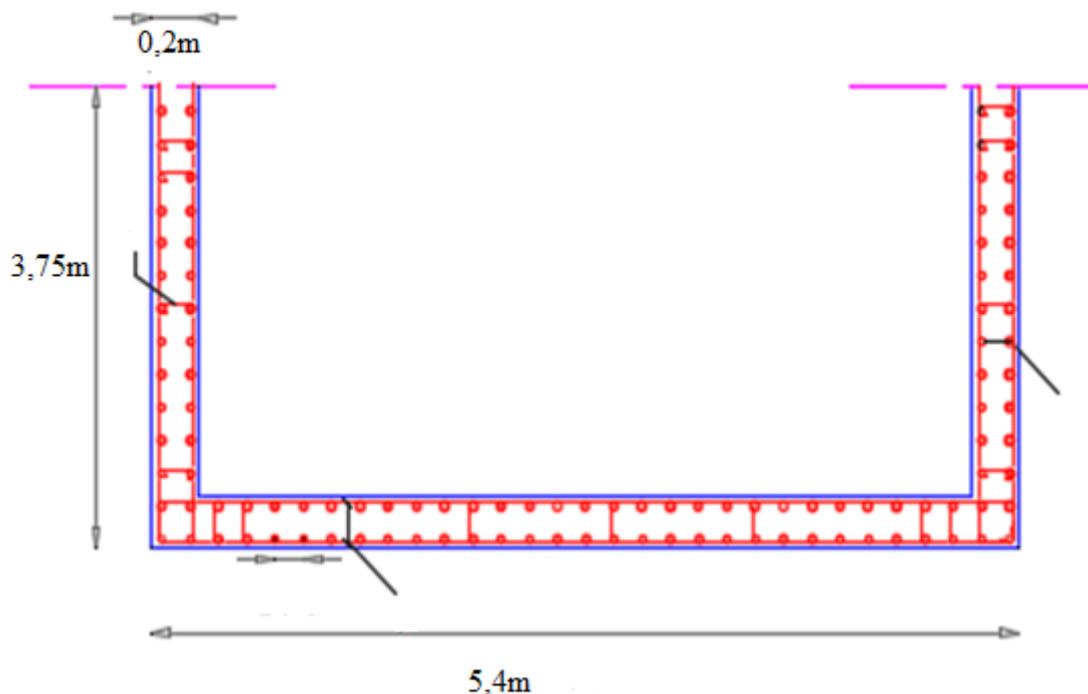


Figure V 7 : Les différents voiles de la structure

V.6. Ferrailage des linteaux :

- Les linteaux sont des éléments considérés comme des poutres courtes de faible raideur, bi encastrés dans les trumeaux. Sous l'effet d'un chargement horizontal et vertical, le linteau sera sollicité par un moment M et un effort tranchant V . Les linteaux pourront donc être calculés en flexion simple.
- La méthode de ferrailage décrite ci-dessus est proposée dans le **RPA99 version 2003**.

- Le **RPA99 version 2003** limite les contraintes de cisaillement dans les linteaux (et les trumeaux) dans le béton à ; $\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0,2 f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 d} \quad \text{Avec} \quad \overline{V} = 1,4 V_u^{cal}$$

Ou bien : $\tau_b = 1,4 \tau_u^{cal}$ ($\tau_u^{cal} = S_{12}$ du fichier résultats du **ETABS**)

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile = 0,9h.

h : Hauteur totale de la section brute.

V.6.1 Premier Cas

$$\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$$

- Dans ce cas les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M et V)
- On devra disposer :
 - Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
 - Des aciers transversaux (A_t)
 - Des aciers en partie courante, également appelés aciers de peau (A_c)

a. Aciers Longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs ou supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e}$$

Avec : $Z = h - 2d'$

Où :

h : Est la hauteur totale du linteau.

d' : Est la distance d'enrobage.

M : Moment dû à l'effort tranchant ($\overline{V} = 1,4 V_u^{cal}$)

b. Aciers Transversaux :

Deux cas se présentent :

α . Premier sous cas : Linteaux Longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

$$\text{On a : } S \leq \frac{A_t f_e Z}{\bar{V}}$$

Où : S : Représente l'espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Représente la section d'une cour d'armatures transversales.

$$Z = h - 2 d'$$

V : Représente l'effort tranchant dans la section considérée ($\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$)

l : Représente la portée du linteau.

β - Deuxième Sous Cas : Linteaux Courts ($\lambda_g \leq 1$)

$$\text{On doit avoir : } S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

Avec : $V = \text{Min}(V_1, V_2)$

$$V_2 = 2 V_u^{cal}$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec : M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à droite et à gauche du linteau de portée l_{ij} (voir figure suivante) et calculés par : $M_c = A_t f_e Z$

Où : $Z = h - 2 d'$

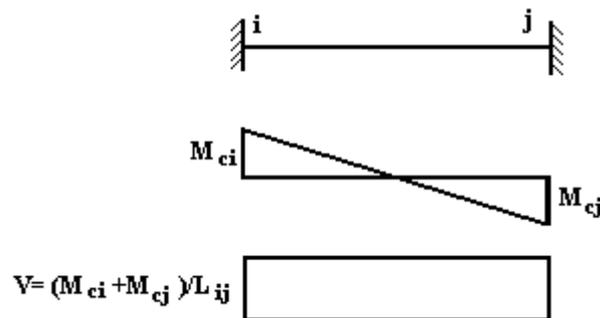


Figure V 8 : M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes »

V.6.2. DEUXIEME CAS :

$$\tau_b > 0,06 f_{c28}$$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferraillements longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (compression et traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le calcul de A_D se fait suivant la formule :
$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin \alpha}$$

Avec :
$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h-2d}{l}$$
 (voir figure)

Et :
$$V = V_u^{cal}$$
 (sans majoration) $\left(\tau_u = \frac{V_u^{cal}}{e h} = S_{12} \right)$

V.6.3. FERRAILLAGE MINIMAL :

b : Epaisseur du linteau

h : Hauteur totale du linteau

S : Espacement des armatures transversales

a. Armatures Longitudinales A_l et A'_l :

$(A_l, A'_l) \geq 0,0015 b h$ (0,15%) (avec A_l lit inférieur et A'_l lit supérieur)

b. Armatures Transversales A_t :

- si $\tau_b \leq 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0015 b S$

- si $\tau_b > 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0025 b S$

$$S_t \leq \frac{h}{4}$$
 (Espacement des cadres)

c. Armatures de Peau (ou en section courante) A_c :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0,2%

C'est à dire : $A_c \geq 0,002 b h$ (en deux nappes)

d. Armatures Diagonales A_D :

- si $\tau_b \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D = 0$

- si $\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D \geq 0,0015 b h$

➤ Exemple de calcul :

Soit le linteau du RDC suivant :

h = 1 m

l = 1,20 m

b = 0,2 m

On lit sur l'ETABSv9.2.0 : $S_{12} = \tau_u^{cal} = 3,62MPa$

Les calculs :

- $\tau_b = 5,07MPa$
 - $\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5MPa \Rightarrow \bar{\tau}_b > \tau_b$
 - $0,06 f_{c28} = \tau'_b = 1,5MPa$
- $\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow$ On est dans le cas N°2

Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et en zone courante suivant les minimums réglementaires suivants :

- $A_l = A'_l \geq 0,0015 \times 0,2 \times 1 \times 10^4 = 3,00 \text{ cm}^2$
Soit : $A_l = A'_l = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$
- $A_c \geq 0,002 \times 20 \times 100 = 4,00 \text{ cm}^2$
Soit : $A_c = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$ (répartie en deux nappes) (soit 3 barres /nappe)
- $0,025 f_{c28} = 0,625 MPa \Rightarrow \tau_b > 0,025 f_{c28}$ donc :

$$A_t \geq 0,0025 b * S = 1,25 \text{ cm}^2 \quad \text{car } S_t^{\max} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{120}{6} = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \quad \text{or} \quad S_t = 20 \text{ cm} < S_t^{\max}$$

$$- \quad A_D = \frac{(\tau_u b h)}{2 f_e \sin \alpha}$$

$$\text{Avec : } \text{tg } \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = 0,7833 \Rightarrow \alpha = 38,07^\circ$$

$$A_D = \frac{(3,62) (20) (100)}{(2) (500) \sin (38,07)} = 11,74 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_D = 2 \times 3T16 = 12,06 \text{ cm}^2$$

- $A_D \geq 0,0015 b h = 3,00 \text{ cm}^2$ c'est vérifiée
- Longueur d'ancrage : $L_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi = 100,50 \Rightarrow L_a = 110 \text{ cm}$

Le calcul des armatures est donné par le tableau suivant :

Tableau V 31 : Ferrailage des linteaux

	h(m)	l(m)	b(m)	τ_b^{SAP} (MPa)	$\tau_b = 1,4\tau_b^{SAP}$ (MPa)	$\tau_b > 0,06f_{c28}$	$\tau_b > 0,025f_{c28}$	$A_t=A'_t$ (cm ²)	A_c (cm ²)	A_t (cm ²)	A_D (cm ²)
linteaux	1,00	1,20	0,20	3,62	5,07	Oui	Oui	4,52	6,79	2,01	12,06

➤ Choix des armatures :

$$\text{Linteaux : } \begin{cases} A_L = A'_L = 3T16 = 6,03 \text{ cm}^2 \\ A_c = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2 \\ A_t = 7T8 = 3,52 \text{ cm}^2 \\ A_D = 2 \times 6T16 = 24,13 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

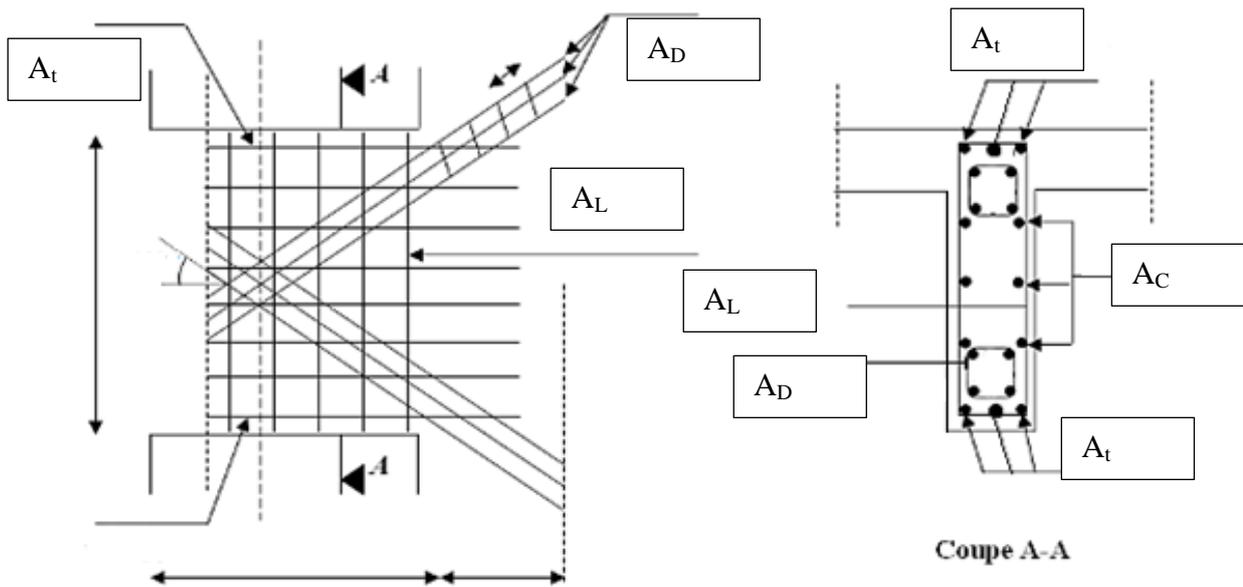


Figure V 9: Ferrailage des linteaux

VI. ETUDE DES FONDATION

VI.1. INTRODUCTION

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise aux quelles sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

VI.1.1. FONCTIONS ASSUREES PAR LES FONDATIONS

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultante, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exerce dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.1.2. CLASSIFICATION DES FONDATIONS

Fonder un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI.2. CALCUL DES FONDATIONS

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge qui comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol, on commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

$$\text{On doit vérifier la condition de portance } \left\{ \begin{array}{l} \text{diagramme trapézoïdal : } \frac{N(1+3\frac{e}{B})}{A.B} \leq 1,5 \overline{\sigma}_{\text{sol}} \\ \text{diagramme triangulaire : } \frac{N}{A.B(1+2\frac{e}{B})} \leq 1,5 \overline{\sigma}_{\text{sol}} \end{array} \right.$$

Avec :

- $e = \frac{M}{N}$
- $\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte du sol.
- N : Effort normal appliqué sur la fondation.
- M : Moment fléchissant appliqué sur la fondation.
- N = calculé par la combinaison [G + Q + E]

VI.2.1. SEMELLE ISOLEE

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{Semelle}} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

L'effort normal total revenant aux fondations égale à :

- N^{\max} (situation accidentelle Sous G+Q±E)

$$N = 7985,06 \text{ kN}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :

$$N = 7985,06 \text{ KN}$$

$$\text{D'où } S \geq \frac{7985,06}{200} \Rightarrow S = 39,93 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{S} \Rightarrow A = 6,32 \text{ m} \Rightarrow B = 6,5 \text{ m}$$

- Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles) :

$$\text{Il faut vérifier que : } L_{\min} \geq 1,5xB$$

Tel que L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

$$\text{On a : } L_{\min} = 5,2 \text{ m} < 1,5xB = 9,75 \text{ m} \dots \text{non vérifié.}$$

Conclusion

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.2.2. SEMELLES FILANTES

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

On peut dire que la semelle continue sous poteaux travail sous des contraintes linéaires réparties. L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

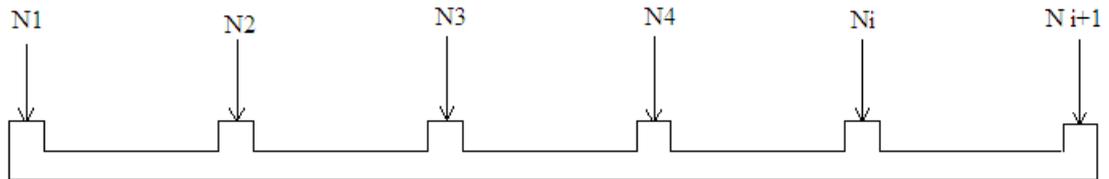


Figure VI 1: Semelle filante.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Avec :

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux. (Tiré à partir du logiciel ETABS)

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur du fil considéré.

Alors : $B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$

Tableau VI 1: Sections des semelles filantes

Files	N(kN)	S(m ²)	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)
1	16590,44	82,992	15,6	5,32	5,4
2	9050,78	45,396	15,6	2,91	3
3	10568,84	52,884	15,6	3,39	3,4
4	9412,48	47,112	15,6	3,02	3,1
5	10327,38	51,792	15,6	3,32	3,4
6	10518,5	52,728	15,6	3,38	3,4
7	19329,78	96,72	15,6	6,2	6,3

- Vérification de la mécanique de sol (Vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 2 \times B$

Tel que L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a $L_{\min} = 5,2 \text{ m} < 2 \times B = 12,6 \text{ m}$ non vérifié.

Conclusion

Les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise c'est-à-dire une faible bande de sol entre chaque deux files, ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause du chevauchement des lignes de rupture.

Donc tout cela nous oblige d'opter pour un choix du radier général.

VI.2.3. RADIER GENERAL

VI.2.3.1. INTRODUCTION

Un radier est une dalle pleine constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

- lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartiteur de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction
- lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions.

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements

Différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier. Il en résulte un tassement différentiel inévitable entre les deux parties, la partie la plus éloignée et la plus chargée tassant de façon plus importante.

Dans notre cas, on optera pour un radier général et l'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et voiles.

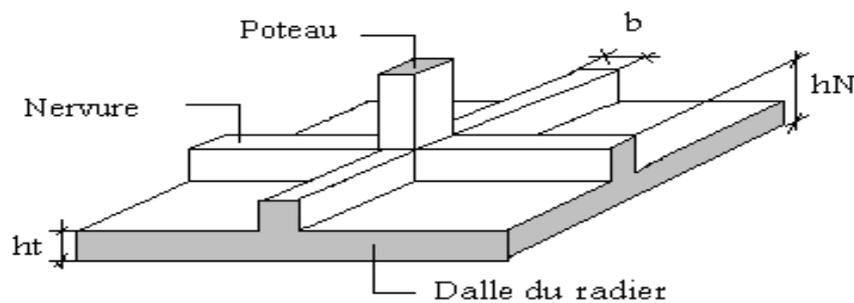


Figure VI 2 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

VI.2.3.2. SURFACE NECESSAIRE

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{\max} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de superstructure et de sous-sols.

$$\text{Pour : } \begin{cases} N = 79740,02kN \\ \bar{\sigma}_{sol} = 2bar \end{cases}$$

On trouve : $S \geq 398,70\text{m}^2$

D'où la surface nécessaire est inférieure à celle du bâtiment.

- La surface occupée par l'ouvrage = $16,45 \times 32,85 = 540,38 > S_{\text{nec}}$.
- La section totale du radier est de : $S_{\text{rad}} = 550 \text{ m}^2$

VI.2.3.3. PRE-DIMENSIONNEMENT DE RADIER

1. Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

a. Condition forfaitaire

$$h_1 \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} \quad \text{Avec :}$$

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\text{max}} = 7,8\text{m}$$

$$\Rightarrow h_1 \geq 39\text{cm}$$

$$\Rightarrow h_1 \approx 40\text{cm}$$

b. Condition de cisaillement : [cour béton arme]

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

$$\text{Avec : } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1\text{ml}}{S_{\text{rad}}}$$

$N_u = 109361,33 \text{ kN}$ (Effort normal tiré à partir du logiciel ETABS)

$L = 7,8\text{m}$; $b = 1\text{m}$ (b : la largeur pour 1 m)

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u \cdot L \cdot 1\text{ml}}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u \cdot L}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u \cdot L \cdot 1\text{ml}}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau})} = 34,47\text{cm}$$

$$\Rightarrow h_2 \geq 34,47\text{cm}$$

❖ **Remarque :** $h \geq \text{Max}(h_1 ; h_2) = 40\text{cm}$.

2. Nervures

a. **Condition de coffrage**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} \text{ donc on opte } b=80\text{cm}$$

b. **La hauteur de nervure**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

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

$$\text{On a : } L_{\max} = 7,8 \text{ m} \Rightarrow 52 \text{ cm} < h_N < 78 \text{ cm}$$

On prend : $h_{n1}=70\text{cm}$

c. **Condition de la raideur**

Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique.

L'expression de la longueur élastique est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

Si les charges sont transmises à la poutre par l'intermédiaire des poteaux de largeur "a" non négligeable, on pourra admettre la répartition linéaire des contraintes du sol sur une longueur totale de la semelle égale à :

$$\frac{\pi}{2} L_e + a$$

Si l'entre axe des poteaux est inférieur à cette valeur, la poutre se calcule, alors, comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

Le projecteur pourra généralement choisir une section de poutre (hauteur de la semelle) telle que cette condition soit remplie.

Si l'entre axe des poteaux est supérieur à $\frac{\pi}{2} L_e + a$ le calcul devra être effectué conformément à la théorie de la poutre sur sol élastique.

• **Application numérique**

On veut que : $\frac{\pi}{2} L_e + a \geq l_{\text{entre axe}}$ or :

$a=85\text{cm}$ (largeur du poteau) ; $l_{\text{entre axe}} = 7,8\text{m}$; $b=5,4\text{m}$; $E= 20000\text{MPa}$; $b_n = 80\text{cm}$

Tableau VI 2: Choix la hauteur des nervures

H nervures (m)	1.5	2	2,5
$I_x (\text{m}^4)$	0,225	0,533	1,042
$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E I}{b K}}$	3,02	3,75	4,43
$\frac{\pi}{2} L_e + a$	5,59	6,73	7,81

$$\frac{\pi}{2} L_e + a \geq 7,8\text{m}$$

Avec :

E : Module d'élasticité ($E=20000\text{MPa}$).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

Pour un sol de densité moyenne on a $K=4\text{kg/cm}^3$

On opte : $h_2=2,5\text{m}$

D'où : $h_N \geq \max(h_1 ; h_2) \rightarrow h_N=2,5\text{m}$

- **Le choix final**

- Epaisseur de la dalle du radier $h=40\text{cm}$

- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_N = 250\text{cm} \\ b = 80\text{cm} \end{cases}$

VI.2.3.4 DETERMINATION DES EFFORTS A LA BASE DU RADIER

- **Charges permanentes :**

Poids du bâtiment : $G_{\text{bat}} = 62392,31\text{KN}$ (Tiré à partir du logiciel ETABS)

- **Charges d'exploitation :** $Q = 10445,34\text{KN}$.

- **Poids du radier**

$G_{\text{rad}} =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

- **Poids de la dalle :** $P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_{\text{da}} \times \rho_b$

$$P_{\text{dalle}} = (550 \times 0,4) \times 25$$

$$P_{\text{dalle}} = 5500\text{KN}$$

- **Poids de la nervure :** $P_n = b \times (h_n) \times L \times n \times \rho_b$

$$P_n = [(0,8 \times (2,1) \times 16,45 \times 6) + (0,8 \times (2,1) \times 32,85 \times 3)] \times 25$$

$$P_n = [165,82 + 165,56] \times 25$$

$$P_n = 8284,5 \text{ KN}$$

- **Poids de T.V.O :**

$$P_{T.V.O} = [(S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_{rad} - h_{dal}) \times \rho_{TVO}]$$

Avec : $S_{nerv} = (0,8 \times 32,85 \times 3) + (0,8 \times 16,45 \times 6) = 157,8 \text{ m}^2$

$$P_{T.V.O} = [(550 - 157,8) \times (2,5 - 0,4)] \times 16,5$$

$$P_{T.V.O} = 13589,73 \text{ KN.}$$

- **Poids de la dalle flottante libre :**

$$P_{df} = S_{rad} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{df} = 550 \times 0,1 \times 25 = 1375 \text{ KN. } (e_p = 10 \text{ cm}).$$

$$P_{df} = 1375 \text{ KN}$$

- **Poids totale du radier :**

$$G_{rad} = 5500 + 8284,5 + 13589,73 + 1375 = 23799,23 \text{ KN}$$

- **Charges d'exploitation :**

$$\text{Surcharges du bâtiment : } Q_{bat} = 10445,43 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharges du radier : } Q_{rad} = 2,5 \times 550 = 1375 \text{ KN}$$

• **Poids total de la structure :**

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 23799,23 + 62392,31 = 86191,54 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{bat} = 1375 + 10445,43 = 11820,43 \text{ KN}$$

• **Combinaisons d'action**

$$\text{A l'ELU: } N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 134089,22 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS: } N_s = G + Q = 98011,97 \text{ KN}$$

VI.2.3.5. DETERMINATION DE LA SURFACE NECESSAIRE DU RADIER

$$E L S : S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{98011,97}{200} = 490,06 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 550 > S_{nec} = 490,06 \text{ m}^2.$$

❖ Remarque

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal de 1 m pour la sécurité

Soit un débord de $L_{déb} = 1 \text{ m}$.

$$S_d = (32,85 \times 1) \times 2 + (16,45 \times 1) \times 2 = 98,6 \text{ m}^2.$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 550 + 98,6 = 648,6 \text{ m}^2$

$$S_{rad} = 648,6 \text{ m}^2.$$

VI.2.3.6. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU RADIER**a. Position du centre de gravité**

$$\begin{cases} X_G = 17,725 \text{ m} \\ Y_G = 9,525 \text{ m} \end{cases}$$

b. Moments d'inertie

$$\begin{cases} I_{xx} = 65076,39 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 18239,40 \text{ m}^4 \end{cases}$$

VI.2.3.7. VERIFICATION DE LA STABILITE DU RADIER : [2]

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

Avec : $M_R = \sum M_0 + V_0 h$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

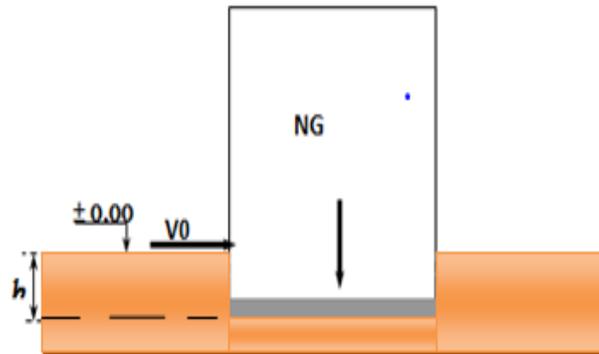


Figure VI 3 : Schéma statique du bâtiment

- Sens x-x

$$M_0=466276,27 \text{ kNm} ; V_0=6562,58\text{kN} ; h=5,7\text{m}$$

Donc

$$M_R=503682,98 \text{ kNm}$$

$$N=98011,97 \text{ kN}$$

$$M_s=N x_G=1737262,17 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 3,45 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Sens y-y

$$M_0=532616,70 \text{ kNm}; V_0=7659,19 \text{ kN} ; h=5,7\text{m}$$

Donc: $M_R= 576274,08 \text{ kNm}$

$$M_s=N y_G= 933564,01 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 1,62 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

❖ **Remarque**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 donc notre structure est stable dans les deux sens.

VI.2.3.8. VERIFICATION DES CONTRAINTES SOUS LE RADIER

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\sigma_{sol}=2$ bars

Les contraintes du sol sont données par :

a. Sollicitation du premier genre

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{105326,06}{648,6} = 151,11 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 151,11 \text{ kN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b. Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

On vérifie que:

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$

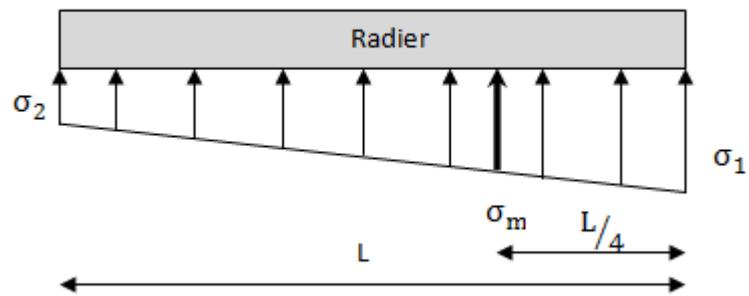


Figure VI 4 : Contraintes sous le radier

c. Position du centre de gravité

$$\begin{cases} X_G = 17,725 \text{ m} \\ Y_G = 9,525 \text{ m} \end{cases}$$

d. Moments d'inertie

$$\begin{cases} I_{xx} = 65076,39 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 18239,41 \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$N_u = 134089,22 \text{ KN}$$

$$M_x = 323682,98 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 619278,22 \text{ kN.m}$$

$$S_r = 648,6 \text{ m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VI 3: : Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	294,90	118,57	250,82
Sens y-y	239,08	174,40	222,91
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

✚ Conclusion

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

• ELS

$$N_{ser} = 98011,97 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}$$

Tableau VI 4 : Contraintes sous le radier à l'ELS

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	239,27	62,95	195,19
Sens y-y	183,45	118,77	167,28
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

✚ Conclusion

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque

VI.2.3.9. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS LES PLUS DEFAVORABLES

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes :

• ELU

$$\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 250,82 \text{ kN/m}^2$$

- **ELS**

$$\sigma_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 195,19 \text{ kN/m}^2$$

VI.2.3.10. FERRAILLAGE DU RADIER

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

La table du radier est considérée comme une dalle pleine d'épaisseur de 60cm.

Les nervures sont considérées comme des poutres de 170 cm de hauteur et de 110 cm de largeur. Le calcul du radier sera effectué pour le panneau de rive le plus défavorable et le panneau central le plus défavorable.

VI.3. FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER

VI.3.1. DETERMINATION DES EFFORTS : [3]

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme, et encastrée sur quatre côtés, on distingue deux cas :

On distingue deux cas :

1^{er} Cas : Si $\alpha < 0,4$ \Rightarrow La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_x = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} ; \quad M_y = 0$$

2^{ème} Cas : Si $0,4 < \alpha \leq 1$ \Rightarrow Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ avec $(L_x < L_y)$

❖ **Remarque**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

• **Identification du panneau le plus sollicité**

$$0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,6}{7} = 0,66 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte σ_m , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

A l'ELU :

$$q_u = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (250,82 - \frac{23799,23}{648,6}) \times 1\text{m} = 214,13 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS :

$$q_{\text{ser}} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (195,19 - \frac{23799,23}{648,6}) \times 1\text{m} = 158,50 \text{ KN/ml}$$

➤ **Ferrailage dans le sens x-x :**

• **Moments aux appuis intermédiaires**

$$M_a = (0,5) \cdot M_{u \text{ max}}$$

• **Moments en travée**

$$M_{tx} = (0,85) \cdot M_{u \text{ max}}$$

• **Moments aux appuis de rives**

$$M_a = (0,3) \cdot M_{u \text{ max}}$$

Tableau VI 5 : Calcul des moments à l'ELU

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)

4,6	7	0,66	0,0737	0,3753	214,13	333,93	283,84	125,32	106,53	166,97
-----	---	------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

- **Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($v=0,2$)**

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI 6: Calcul des moments à l'ELS.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
4,6	7	0,66	0,0792	0,5351	158,50	265,63	225,78	142,14	120,82	132,82

VI.3.2. CALCUL DU FERRAILLAGE

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ;$$

$$f_e = 500 \text{ MPa} ; \sigma_s = 434,8 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ;$$

$$d = 0,9h = 36 \text{ cm, fissuration préjudiciable.}$$

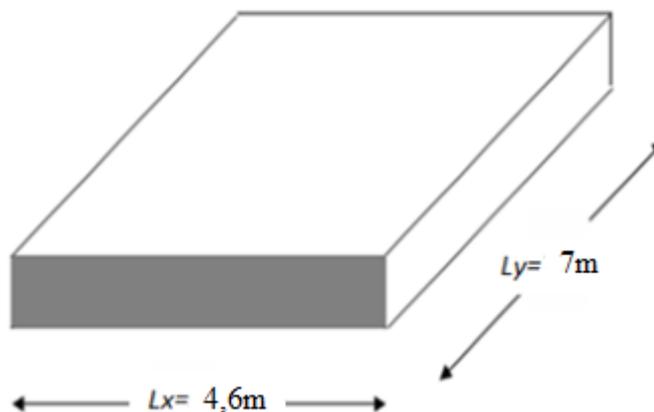


Figure VI 5 : Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité

VI.3.3. SECTION MINIMALE

Sens-y-y : 0,08% b.h=3.2 cm².

Sens x-x : $A_{s \min} = 1,2 \cdot (A_{\min \text{ suivant y-y}}) = 3.84 \text{ cm}^2$.

Tableau VI 7 : Ferrailage des Panneaux du Radier

	Sens	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Choix	A_s^{ad} (cm ²)
Travée	x-x	283,84	0,155	0,211	32,96	16,80	3.84	6T25	29,45
	y-y	106,53	0,058	0,075	34,92	7,02	3.2	6T20	18,85
Appui	x-x	166,97	0,091	0,119	34,28	11,20	3.84	6T25	29,45
	y-y	166,97	0,091	0,119	34,28	11,20	3.84	6T20	18,85

➤ **Espacement**

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

• **En travée**

Sens x-x : $S_t = \frac{100}{6} = 16,66\text{cm} < 33\text{cm}$ On opte $S_t = 15\text{cm}$.

Sens y-y : $Esp \leq \text{Min}(4h; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(160\text{cm}; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$

$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 40\text{cm}$ On prend $S_t = 20\text{cm}$

• **Aux Appuis**

$S_t = \frac{100}{6} = 16,66\text{cm} < 33\text{cm}$ On prend $S_t = 15\text{cm}$

VI.3.4. VERIFICATIONS NECESSAIRES

➤ **Condition de non fragilité**

$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,48\text{cm}^2$ vérifier

VI.3.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS

$$\text{Béton : } \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \quad \dots\dots(\text{F.P})$$

Tableau VI 8 : Vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	x-x	225,78	29,45	13,96	305270,09	10,32	15	244,5	250	OUI
	y-y	120,82	18,85	11,72	220347,68	6,44	15	200	250	OUI
App	x-x	132,82	29,45	14,89	388571,83	5,09	15	128,70	250	OUI
	y-y	132,82	18,85	11,72	220347,68	7,06	15	219,53	250	OUI

VI.3.6. VERIFICATION DE LA CONTRAINTE TANGENTIELLE DU BETON

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$V_u = \frac{q_u L_y}{2} = \frac{214,13 \times 7}{2} = 749,46 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{749,46 \times 10^3}{1000 \times 360} = 2,08 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\tau_u = 2,08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

❖ Remarque

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées CHAISES donc on prévoit :

4 chaises de T16 / m²

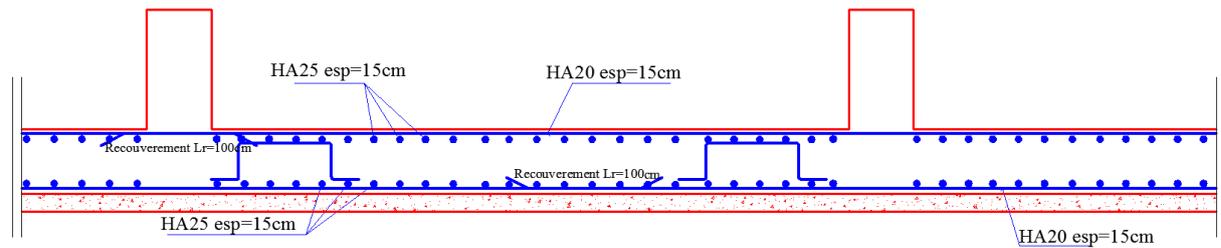


Figure VI. : Schéma de ferrailage Dalle du radier

VI.4. FERRAILAGE DES NERVURES

VI.4.1. CALCUL DES EFFORTS

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifié 99**)

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,5M_0$$

VI.4.2. CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 80\text{cm} \\ h = 250\text{cm} \\ d = 225\text{cm} \end{array} \right.$$

- **Sens (x-x)**

$$L = 6,95\text{m}; \quad q_u = 214,13.\text{kN/ml} \quad M_{0=} 1292,88 \text{ kN.m}$$

Tableau VI 9 : Ferrailage des nervures sens (X-X)

	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Appuis	646,44	0.011	0.014	223,73	6,65	6T14	9,24
Travée	1098,94	0,019	0,024	222,82	11,34	6T16	12,06

- **Sens (y - y)**

$$L = 4,55 \text{ m}; \quad q_u = 214,13 \text{ kN/ml}$$

Tableau VI 10 : Ferrailage des nervures sens (Y-Y)

	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Appuis	277,06	0.005	0.006	224,46	2,84	4T12	4,52
Travée	471	0,008	0,010	224,07	4,83	4T14	6,16

VI.4.3. VERIFICATIONS NECESSAIRES

- **Condition de non fragilité**

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 17,39cm^2 \dots\dots\dots nonVérifié e$$

Donc : $A_s^{cal} = A_s^{min} = 17,39cm^2$

Choix (Appuis et Travée) **10T16** et $A_s=20,11 cm^2$.

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

Nous avons : $q_{ser}=158,5 KN/ml$

Tableau VI 11 : Vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
Appuis	x - x	478,50	20,11	1,23	15	101,2	250	VERF
	y - y	205,08	20,11	0,53	15	43,4	250	VERF
Travée	x - x	813,44	20,11	2,09	15	172	250	VERF
	y - y	348,64	20,11	0,89	15	73,70	250	VERF

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28} ; 4 MPa) = 2,5 MPa$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \quad \text{Avec} \quad T_u = \frac{P_u \cdot L}{2} = \frac{214,13 \times 6,95}{2} = 744,10 kN$$

$$\tau_u = \frac{744,10 \times 10^3}{800 \times 2250} = 0,413 MPa \quad \tau_u = 0,413 MPa \leq 2,5 MPa \quad \text{vérifié}$$

VI.4.4. ARMATURES TRANSVERSALES

• **BAEL 91 modifié 99**

* $\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e}$ (K = 1 pas de reprise de bétonnage)

* $S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$

* $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa}$

• **RPA99 version 2003**

* $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$

Avec * $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 19,2\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$

* $S_t \leq \frac{h}{2} = 125\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$

$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,6\text{cm}$ et $\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_{\text{max}} = 5,33\text{mm}$

$f_c = 500 \text{ MPa}$; $\tau_u = 0,46\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $b = 80 \text{ cm}$; $d = 225\text{cm}$.

On trouve :

- $S_t = 17\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$.
- $S_t = 40\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$.
- Zone nodale $A_t \geq 1,09\text{cm}^2$
- Zone courant $A_t \geq 2,65\text{cm}^2$

Tableau VI 12 : Choix des armatures transversales

	Section	Zone	St(cm)	Φt (cm)	At calculée (cm ²)	Choix des armatures	At (cm ²)
nervures	80*250	Courante	40	8	2,65	6T8	3,02
		Nodale	17		1,09	3T8	1,51

VI.4.5. ARMATURES DE PEAU

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Leur section est au moins $3\text{cm}^2 / \text{ml}$ pour mettre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction ($h=250\text{ cm}$).

$$A_p = 3\text{cm}^2/\text{m} \times 2,5 = 7,5\text{cm}^2$$

On opte : $8\text{T}12 = 9,04\text{cm}^2$ par paroi.

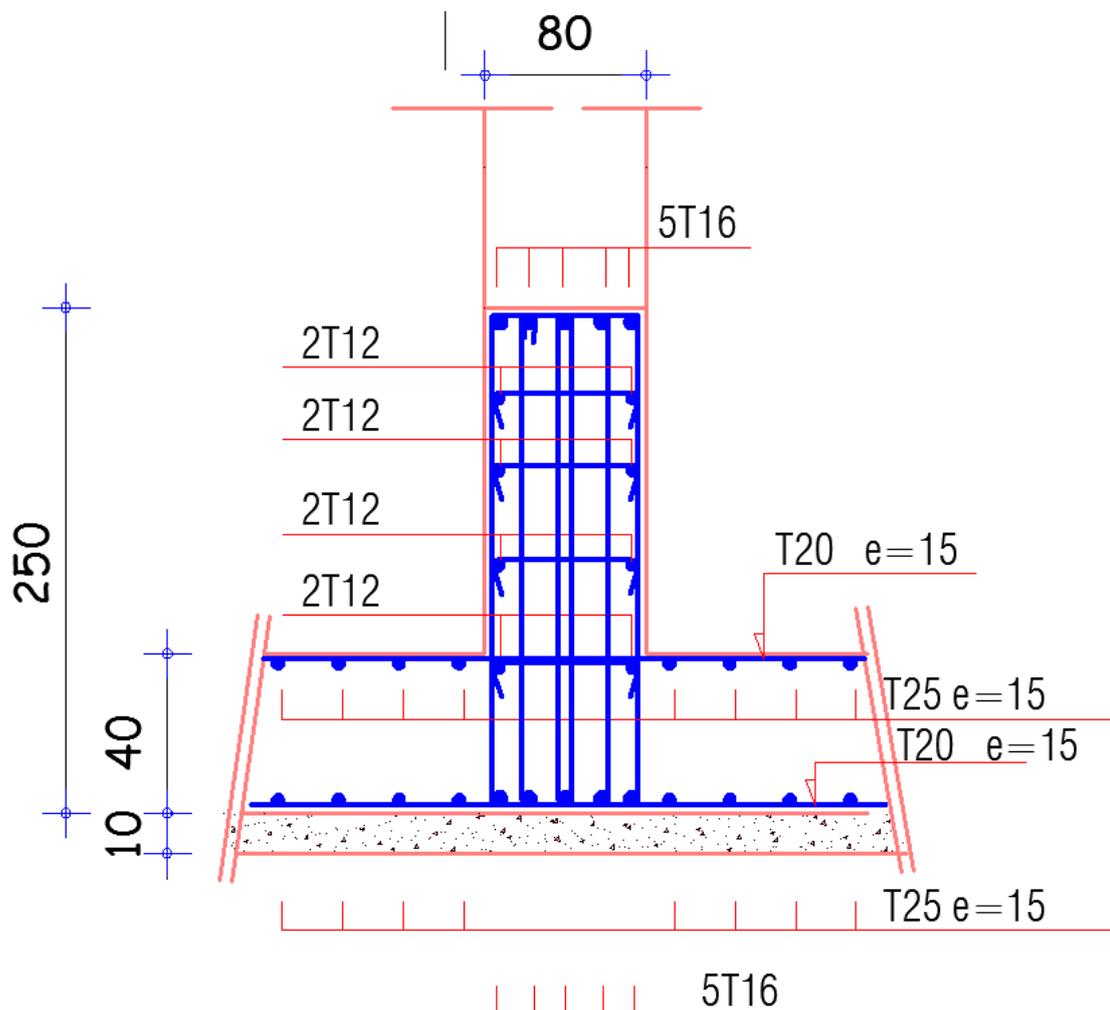


Figure.VI : Ferrailage des Nervures

VI.5. FERRAILLAGE DU DEBORD

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur $L = 100\text{cm}$, soumise à une charge uniformément répartie.

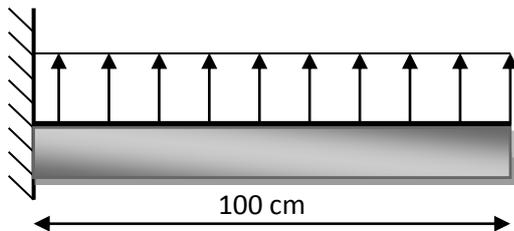


Figure VI 7 : Schéma statique du débord

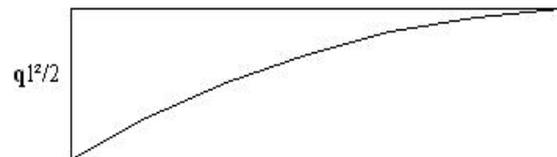


Figure VI 6 Diagramme des Moments

VI.5.1. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

- **E.L.U** : $q_u = 214,13\text{ kN/ml}$ → Pour une bande de 1m.
- **E.L.S** : $q_{ser} = 158,50\text{ kN/ml}$ → Pour une bande de 1m.

VI.5.2. CALCUL DES EFFORTS

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

- **E.L.U** : $M_u = -\frac{q_u \cdot L^2}{2} + P_{T.V.O} = 107,07$
- **E.L.S** : $M_{ser} = -\frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} + P_{T.V.O} = 79,25$

VI.5.3. CALCUL DE FERRAILLAGE

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, et selon l'organigramme I (voir annexe).

Avec : $b = 100\text{cm}$, $h = 40\text{cm}$, $d = 36\text{cm}$, $f_{c28} = 25\text{MPa}$, $\sigma_{bc} = 14.17\text{MPa}$.

Tableau VI 13: Ferrailage du débord

M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)
107,07	0,058	0,075	34,92	7,05

VI.5.4. CONDITION DE NON FRAGILITE

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,48 \text{ cm}^2 < 7,05 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Choix : 7T12, avec $A_s = 7,92 \text{ cm}^2$, esp=15 cm

VI.5.5. ARMATURE DE REPARTITION

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,98 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 3,96 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5T10=3.93 cm², S_T =20cm

VI.5.6. VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable

Tableau VI 14 : Vérification des contraintes du débord

M_{ser} (kNm)	A_s (cm²)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	σ̄_s (MPa)	Vérification
79,25	7,92	6,12	15	309,5	250	non Vérifie

❖ **Remarque**

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée, il faut augmenter la section d'acier

Tableau VI 15 : Vérification des contraintes après redimensionnement à l'ELS

M_{ser} (kNm)	A_s (cm²)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	σ̄_s (MPa)	Vérification
79,25	10,78	5,42	15	230,1	250	Vérifie

Choix : 7T14, avec $A_s = 10,78 \text{ cm}^2$, esp=15 cm

VI.6. ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE

VI.6.1. INTRODUCTION

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

VI.6.2. PRE DIMENSIONNEMENT

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
- Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (B : Section du voile).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

VI.6.3. ÉVALUATION DES CHARGES

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x = 3,2 \text{ m} ; L_y = 6,95 \text{ m} ; e = 20 \text{ cm}$$

Les charges et surcharges prises uniformément réparties sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

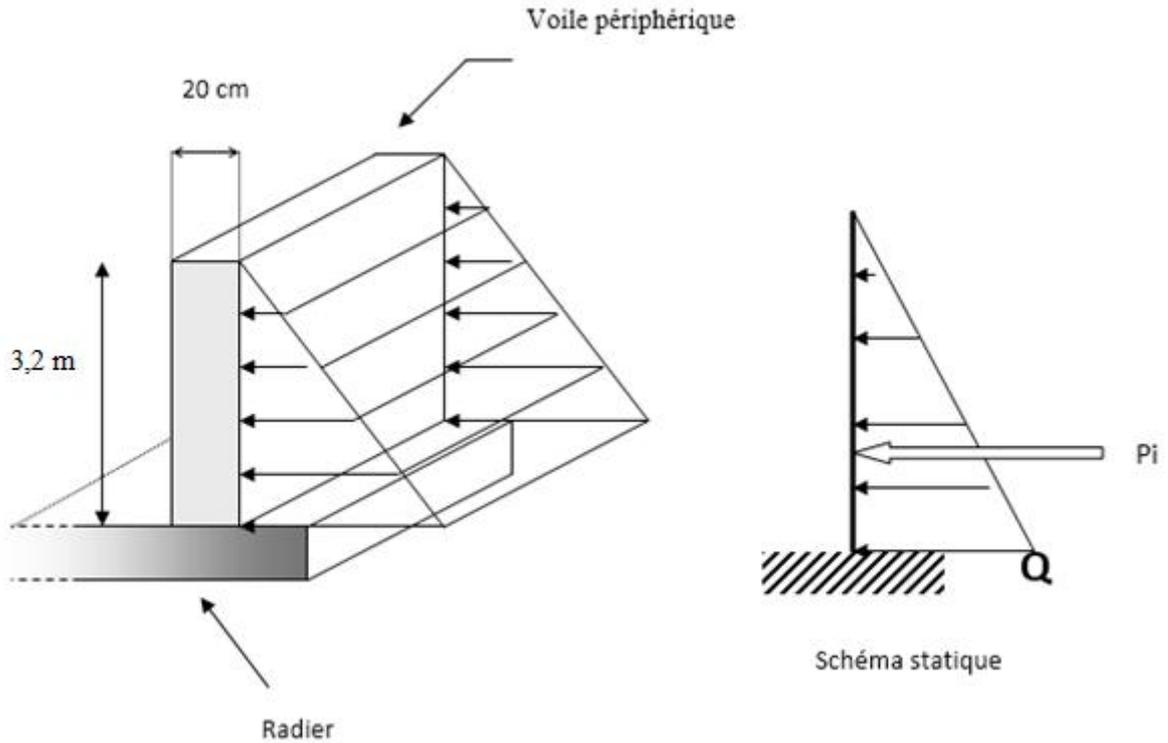


Figure VI 8 : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q = A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 18,40 \text{ KN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 29,34^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,34$$

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 0,34 \times 18,40 \times 3,20 \Rightarrow Qu = 1,35 \times 20,02 = 27,03 \text{ kN/ml}$$

➤ **Effort dans la dalle**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,46 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,1022 ; \mu_y = 0,25$$

$$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 28,29 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 7,07 \text{ kNm}$$

- **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 24,05 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 6,01 \text{ kN.m}$$

- **Moment sur appuis**

$$\text{Max}\{M_{ax}, M_{ay}\} = 0,5M_x = 14,15 \text{ kN.m}$$

VI.6.4. CALCUL DU FERRAILLAGE

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI 16 : Ferrailage du Voile Périphérique

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	24,05	/	0	/	/	3,16	2x5T10	7,85	20
	y-y	6,01	/	0	/	/	0,77	2x5T10	7,85	20
Appuis	x-x	14,15	/	0	/	/	1,84	2x5T10	7,85	20
	y-y									

➤ **Condition exigées par le RPA99/version 2003 :**

Le RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_s^{\min} = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 < 7,85 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,93 \text{ cm}^2 < 7,85 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

[cba]

VI.6.5. CONDITION DE NON FRAGILITE: [bael]

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30 cm ($12 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}$) :

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0,0006$ pour les barres FeE500

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 0,0006 \left(3 - \frac{3,20}{6,95} \right) \frac{100 \times 20}{2} = 1,52 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 0,0006 \times 100 \times 20 = 1,2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **En travée**

$$\begin{cases} A_x = 7,85 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,52 \text{ cm}^2 \\ A_y = 7,85 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Sur appuis**

$$\begin{cases} A_x = 7,85 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,52 \text{ cm}^2 \\ A_y = 7,85 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

VI.6.6. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 45,03 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 28,83 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 45,03 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{45,03 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,25 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

VI.6.7 : VERIFICATION A L'ELS➤ **Evaluation des sollicitations à l'ELS**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,46 > 0,4; \Rightarrow \mu_x = 0,1051 \quad \mu_y = 0,3319$$

$$Q_{ser} = 20,02 \text{ kN/ml}$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 21,55 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 7,15 \text{ kNm}$$

• **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 18,32 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 6,08 \text{ kNm}$$

• **Moment sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 10,78 \text{ kNm}$$

➤ **Vérification des contraintes**

Il faut vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI 17 : Vérification des Contraintes à l'ELS

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	18,32	7,85	4,16	15	144,2	250	oui
	y-y	6,08	7,85	1,74	15	58,40	250	oui
Appuis	x-x	10,78	7,85	1,38	15	47,8	250	oui
	y-y							

➤ **Schéma de ferrailage du voile périphérique :**

Détail Voile périphérique

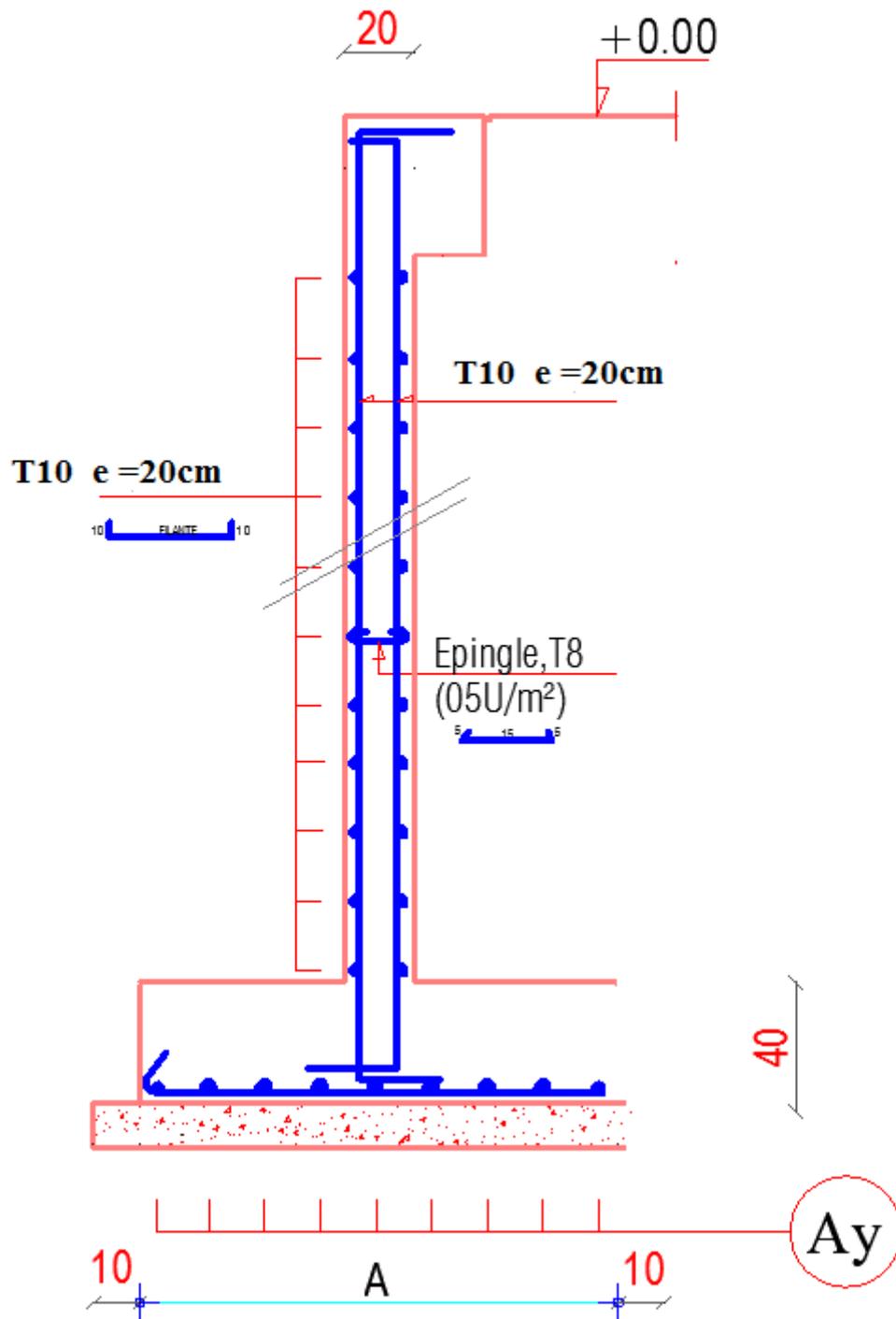


Figure V 9 : Ferrailage Voile périphérique

VI.7. CALCUL DU FERRAILLAGE NUMERIQUE

Le logiciel de calcul SAFE est un outil pour la conception de systèmes des planchers et des fondations en béton armé, il a aussi des avantages à l'ingénieur grâce à sa facilité d'utilisation et l'exploitation des résultats.

Le logiciel SAFE a été utilisé car c'est un logiciel idéal pour la modélisation des fondations et des semelles, sa visualisation et manipulation d'un modèle analytique avec une grande précision ainsi que les diagrammes (force, cisaillement, moment, torsion, contrainte) sur des poutres ou des bandes et les valeurs sont affichées instantanément lors du passage de la souris sur le modèle.

VI.7.1. FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER

Les résultats sont :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ;$$

$$f_c = 500 \text{ MPa} ; \sigma_s = 434,8 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ;$$

$$d = 0,9h = 36 \text{ cm, fissuration préjudiciable.}$$

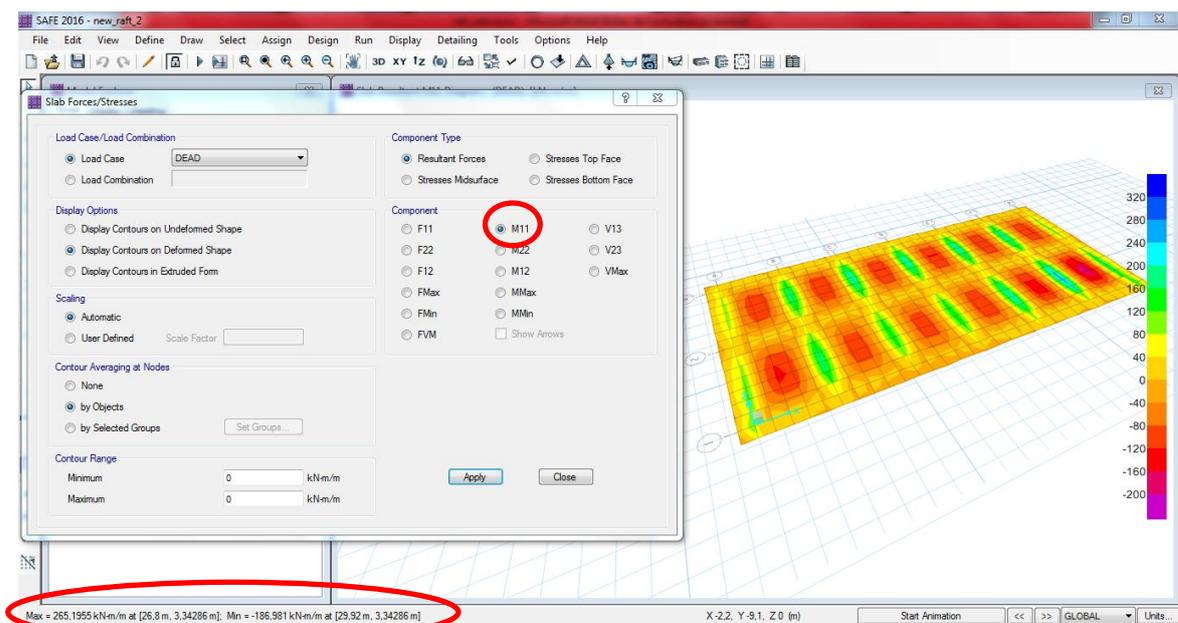


Figure VI 10: Moment max et min (M11)

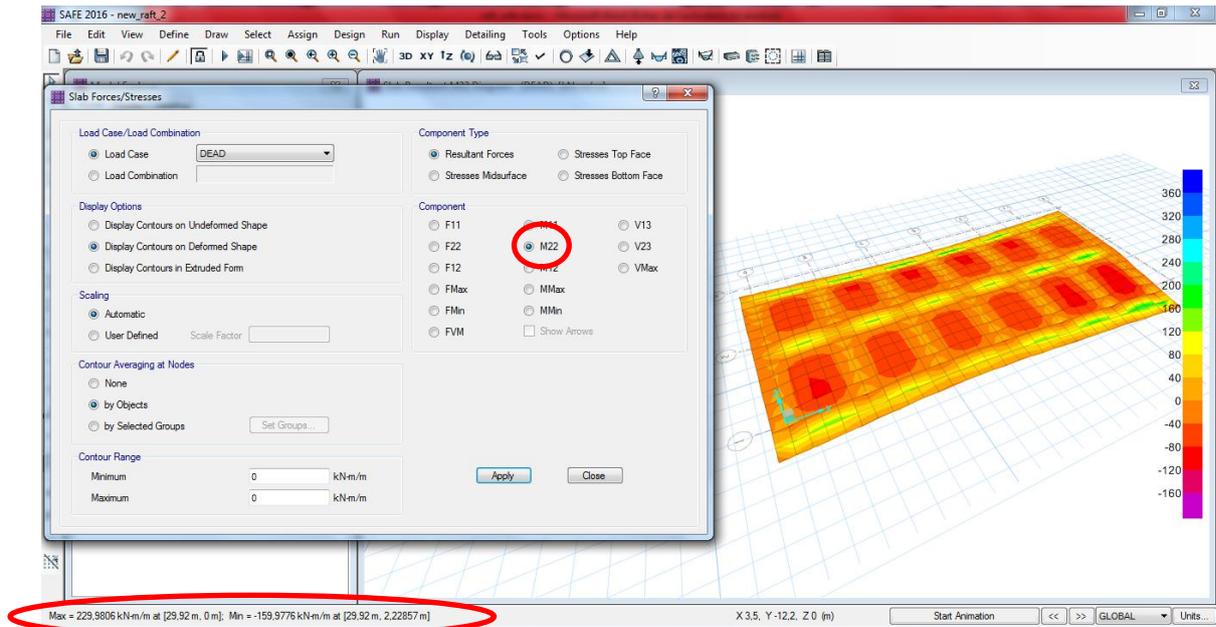


Figure VI 11 : Moment max et min (M22)

Etape 1 :

-Voir les résultats et tiré les moments max pour le calcul du ferrailage.

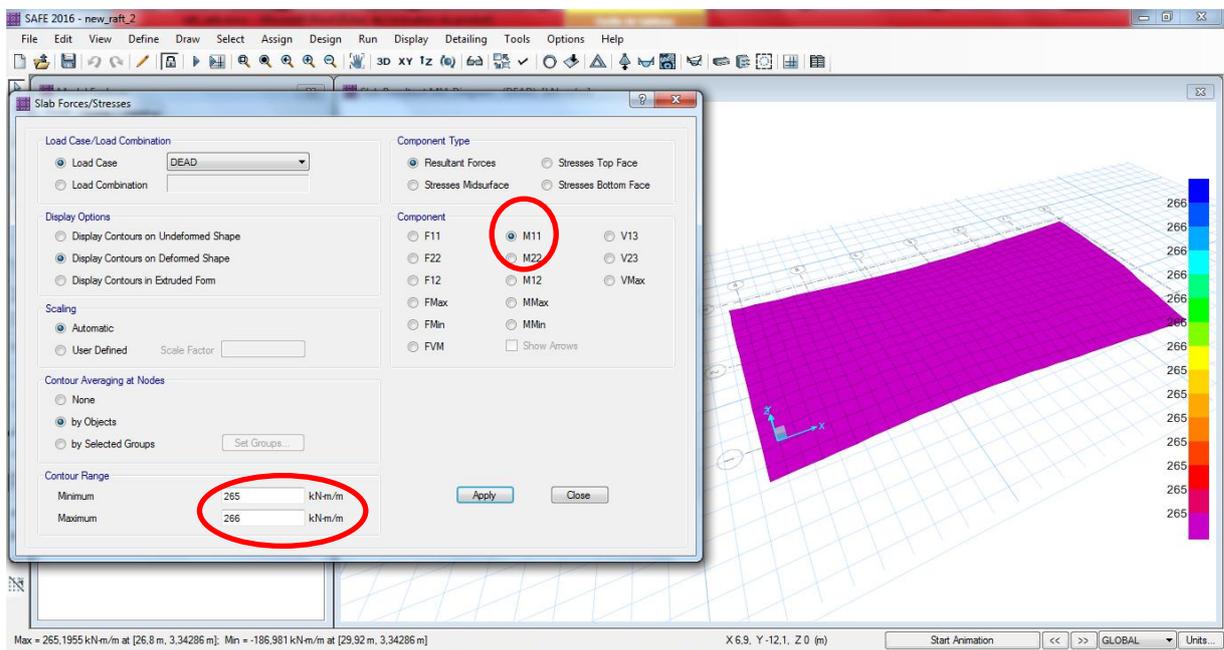


Figure VI 9: Moment max de ferrailage en travée (M11)

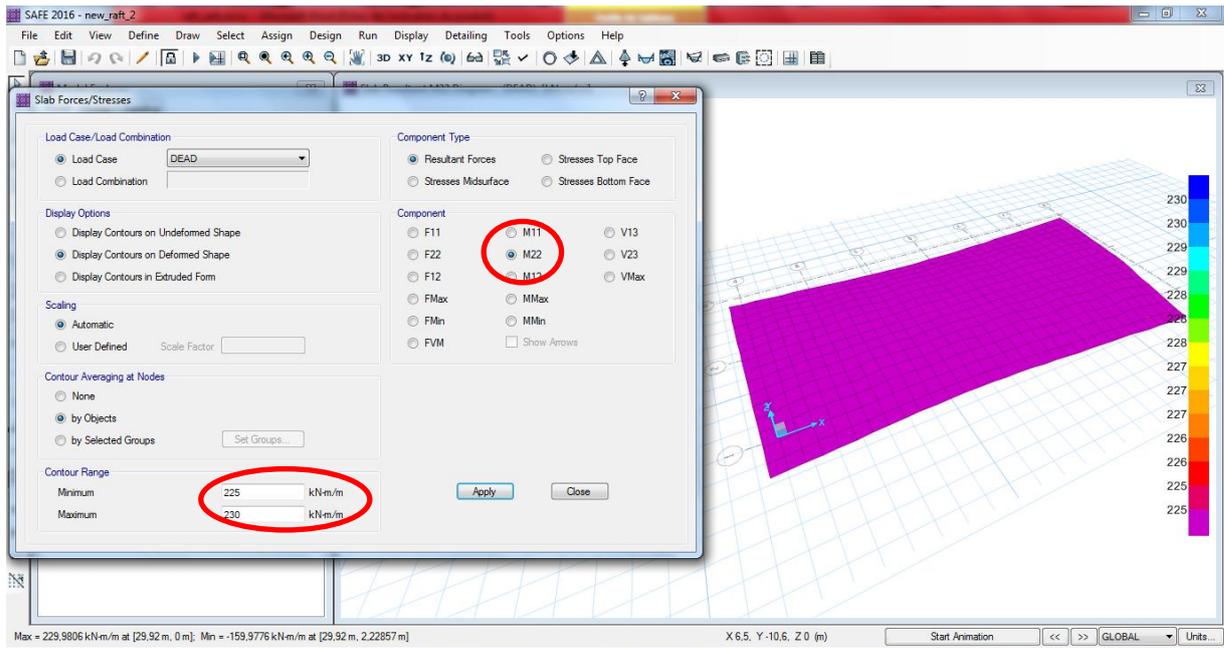


Figure VI 13 : Moment max du ferrillage en travée (M22)

Etape 2 :

-Voiere si le moment est accepté pour le ferrillage (la couleur mauve signifie que le moment choisi est accepté)

Remarque :

Si le moment n'est pas acceptable en voix le schéma suivant :

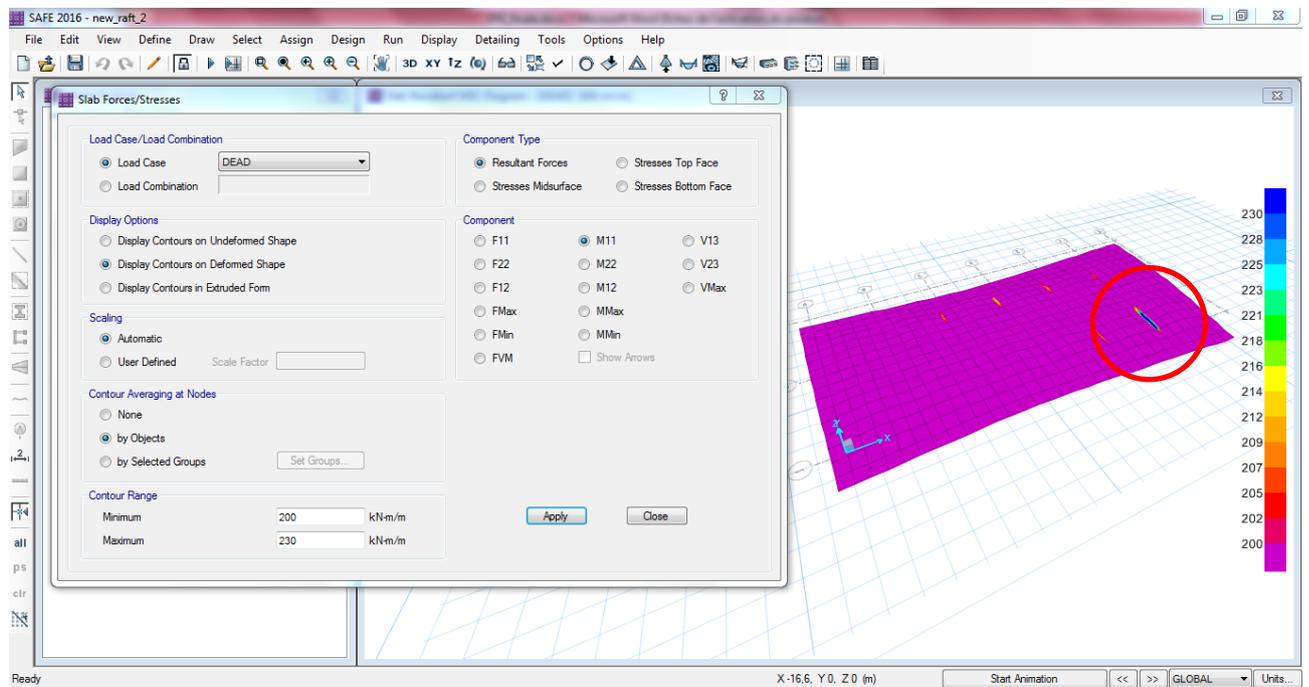


Figure VI 13 : mal choix du moment

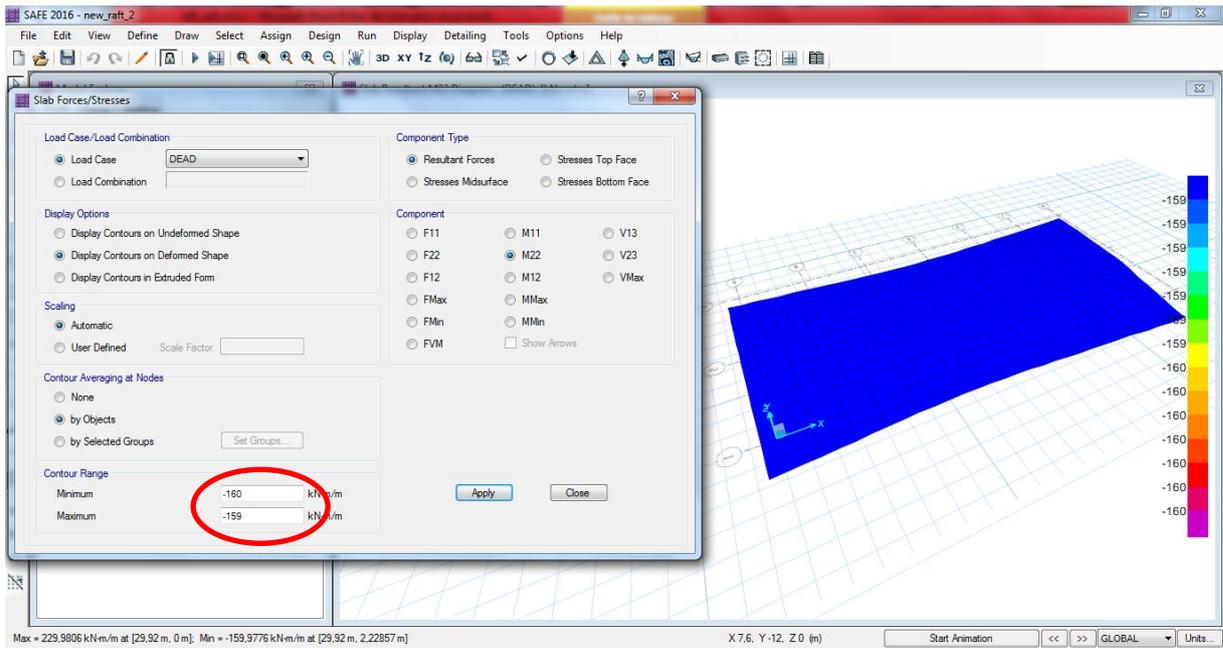


Figure VI 10: Moment max du ferrailage sur appui (M22)

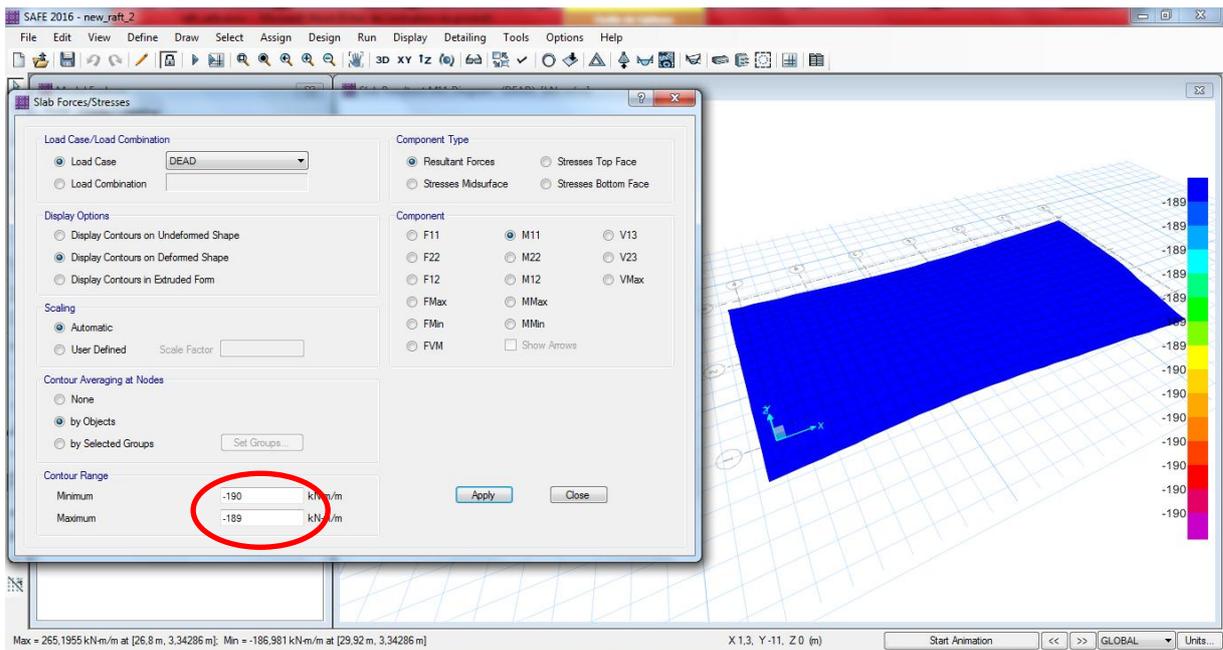


Figure VI 11: Moment max du ferrailage sur appui (M11)

Lorsque en termine l'exploitation des résultats en commence à ferrailé notre dalle du radier et les résultats sont regroupé dans le tableau suivant :

Tableau VI 18 : : Ferrailage des Panneaux du Radier

	Sens	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Choix	A_s^{ad} (cm ²)
Travée	x-x	190	/	/	/	13,06	3.84	6T20	18,85
	y-y	160	/	/	/	11,07	3.2	6T20	18,85
Appui	x-x	266	/	/	/	19,07	3.84	6T20+6T16	30,91
	y-y								

Tableau VI 19: Vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	x-x	138,52	18,85	/	/	7,72	15	235,8	250	OUI
	y-y	118,52	15,71	/	/	6,60	15	201,8	250	OUI
App	x-x	196,44	30,91	/	/	9,27	15	209,5	250	OUI
	y-y									

VI.7.2. FERRAILLAGE DES NERVURES

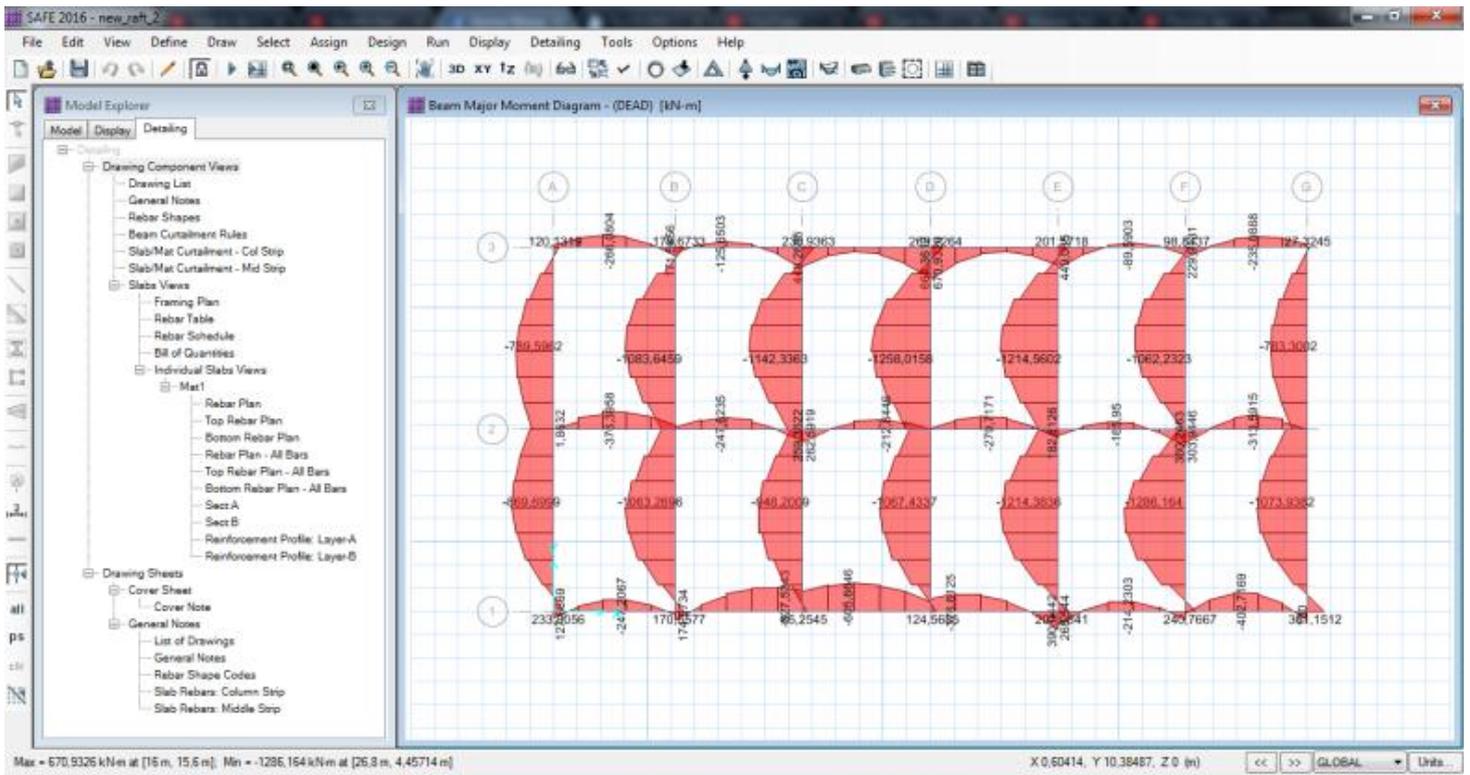


Figure VI 12 : Moment max en travée et sur appui

Pour afficher les moments des nervures on clique sur (show beam forces), les résultats sont regroupé dans les tableaux suivant.

- **Sens (x-x)**

Tableau VI 20: Ferrailage des nervures sens (X-X)

	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm²)	Choix	A_s^{adp} (cm²)
Appuis	670,93	/	/	/	6,33	6T16	12,06
Travée	605,66	/	/	/	5,72	6T16	12,06

- **Sens (y - y)**

Tableau VI 21 : Ferrailage des nervures sens (Y-Y)

	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm²)	Choix	A_s^{adp} (cm²)
Appuis	316,15	/	/	/	2,98	4T16	8,04
Travée	1286,16	/	/	/	12,19	8T16	16,08

- **Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 17,39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{non Vérifié e}$$

Donc : $A_s^{\text{cal}} = A_s^{\min} = 17,39 \text{ cm}^2$

Choix (Appuis et Travée) **10T16** et **$A_s=20,11 \text{ cm}^2$** .

Tableau VI 22 : Vérification des contraintes.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	OBS
Appuis	x – x	497,01	20,11	1,36	15	106,6	250	VERF
	y – y	234,19	20,11	0,64	15	50,2	250	VERF
Travée	x – x	448,89	20,11	1,23	15	96,3	250	VERF
	y – y	952,71	20,11	2,61	15	204,4	250	VERF

- **Conclusion**

- Les sections d'acier pour la méthode numérique est inférieur à celle de méthode manuel.

- Le calcul numérique donne des résultats rationnels et économiques.

- Le ferrailage des nervures est le même dans les deux méthodes de calcul (manuel et numérique) à cause de la géométrie des nervures.

Conclusion Générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquies durant notre cycle de formation de master, de les approfondir en nous basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les logiciels de calcul récents et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en compte dans la conception et le calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- D'après le plan architectural de ce bâtiment, nous avons d'abord constaté que la structure est contreventée essentiellement par des voiles et que les distances des travées entre les poteaux sont importantes. Ce qui laissait prévoir que les dimensions des éléments porteurs (poteaux, poutres, fondations) seraient importantes.
- Concernant les planchers, la solution de planchers à corps creux avec dalle de compression était choisi, mais vu la forme du bâtiment qui n'est pas régulière, nous avons opté pour des balcons en dalles pleines afin d'éviter des désagréments lors de l'exécution des travaux, surtout pour les poutrelles dont les longueurs seraient très variables et aussi d'éviter tout risque de flèches de ces dernières.
- La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel **ETABS(V9.2)**, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- Dans ce projet, nous constatons aussi que les porte-à faux dépassent 1,50 m, donc nous avons pris en considération la composante verticale de l'action sismique exigée par le règlement parasismique algérien RPA99 modifiée en 2003.
- Nous avons constaté que les voiles reprennent plus de 20% de l'effort verticales, ce qui justifie le choix du facteur de comportement (**R = 3,5**). Le bâtiment est considéré, dans ce cas-là, contreventé entièrement par des voiles porteurs en béton armé.
- La vérification de l'effort normal réduit nous a conduits à une augmentation importante des sections des poteaux. Les poteaux du RDC sont de (85x85) cm² pour les poteaux.
- Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.
- Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure. La hauteur des nervures est importante (2,50 m) vu que les distances entre travées est importante, de même que la contrainte du sol donnée dans le rapport du sol, est jugée moyenne (0,2 Mpa)

- La comparaison entre l'étude manuelle et numérique tente de développer des outils numériques efficaces pour une approche plus rationnelle et moins empirique du ferrailage des structures en béton armé. Contrairement aux approches traditionnelles reposant sur une combinaison de calculs, l'adoption de coefficients de sécurité et une vérification locale des sections critiques, la théorie du calcul à la rupture nous semble être un outil prometteur pour une évaluation plus rigoureuse de la sécurité des ouvrages