

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

جامعة سعد دحلب - البليدة 1

Université Saad Dahleb Blida 1

Faculté de technologie

Département de Génie Civil



Mémoire de projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : Structure

Thème :

CONCEPTION ET CALCUL PARASISMIQUE D'UN
BATIMENT (RDC+10+S/SOL) A USAGE D'HABITATION.

Réalisé par :

- Imed GUENNAZ (S T R)
- Marouane KHENAFIF (C M)

Encadré par :

Dr. Salim TAFRAOUT

Blida. Septembre 2022

ملخص:

البناء المضاد للزلازل إلزامي في المنطقة الزلزالية، لأن غالبية الخسائر البشرية والمادية تحدث تقريبًا بسبب انهيار المنشآت. على مدى عدة عقود، تم إحراز الكثير من التقدم للتعامل مع هذه الظواهر المدمرة التي لا يمكن التنبؤ بها، حيث تم اقتراح العديد من القواعد والتقنيات الفنية لتكون قادرة على بناء المزيد من المباني أكثر ليونة. في هذا السياق، تقدم هذه الأطروحة دراسة هيكلية مقاومة للزلازل لبرج خرساني مسلح، يتكون من طابق تحت أرضي و10 طوابق مع سطح غير مستعمل. يقع المبنى في بلدة أولاد يعيش بولاية البليدة، المصنفة حسب قواعد البناء المضادة للزلازل الجزائرية (RPA99V2003) في منطقة عالية الزلازل (المنطقة الثالثة). يتم ضمان دعامة الهيكل من خلال نظام مركب مع التفاعل بين (الاعمدة - الروافد). تم تطوير عمليات المحاكاة الرقمية ثلاثية الأبعاد باستخدام برنامج ETABS18 من أجل الحصول على تصميم يفي بكل من معايير الاستقرار العام للهيكل ومقاومة العناصر الهيكلية، مع الحفاظ على الهندسة المعمارية للمشروع. تم تحديد أقسام التعزيز وفقًا للقواعد المعمول بها في الجزائر (CBA93 / BAEL)، باستخدام القوى المسجلة في النماذج الرقمية.

كلمات مفتاحية

تصميم زلزالي، برج خرساني مسلح، نمذجة رقمية ثلاثية الأبعاد، قواعد البناء المضادة للزلازل الجزائرية RPA99version 2003, CBA93 / BAEL91

RESUME :

Construire parasismique est obligatoire dans une zone séismique, car les pertes humaines et matérielles sont provoquées dans la quasi-majorité des cas par l'effondrement des constructions. Depuis plusieurs décennies beaucoup de progrès ont été réalisés pour faire face à ces phénomènes dévastateurs imprédictibles, où plusieurs codes et guides techniques ont été proposés pour pouvoir construire des bâtiments plus ductiles. Dans ce contexte, le présent mémoire expose une étude structurale parasismique d'une tour en béton armé, composée d'un sous-sol, un Rez-de-chaussée et 10 étages avec une terrasse inaccessible. Le bâtiment est implanté dans la commune de Ouled Yaich à la wilaya de Blida, classé par le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) en zone de forte séismicité (zone III). Le contreventement de la structure est assuré par un système mixte avec interaction (Portiques – Voiles). Des simulations numériques 3D ont été élaborées à l'aide du logiciel ETABS18 afin d'avoir une conception qui satisfait à la fois les critères de stabilité globale de la structure et la résistance des éléments structuraux, tout en conservant l'architecture du projet. La détermination des sections d'armatures a été faite conformément aux règles en vigueur en Algérie (CBA93/ BAEL), en utilisant les efforts enregistrés dans les modèles numériques.

Mots clés :

Conception parasismique, Tour en Béton armé, Modélisation numérique 3D, Règlement parasismique Algérien (RPA99 modifié 2003), CBA93 / BAEL91 modifié 99.

ABSTRACT:

Seismic construction is mandatory in an earthquake zone, because human and material losses are caused in almost all cases by the collapse of constructions. For several decades a lot of progress has been made to deal with these unpredictable devastating phenomena, where several codes and technical guides have been proposed to be able to build more ductile buildings. In this context, this thesis presents an earthquake-resistant structural study of a reinforced concrete tower, composed of a basement, a ground floor and 10 floors with an inaccessible terrace. The building is located in the town of Ouled Yaich in the wilaya of Blida, classified by the Algerian seismic regulation (RPA 99 version 2003) in a zone of high seismicity (zone III). The bracing of the structure is ensured by a dual system with interaction (Frame – Shear wall). 3D numerical simulations were developed using the ETABS18 software in order to have a design that satisfies both the criteria of overall stability of the structure and the resistance of the structural elements, while maintaining the architecture of the project. The determination of the reinforcement sections was made in accordance with the rules used in Algeria (CBA93/BAEL), using the forces recorded in the numerical models.

Key words :

Seismic design, Reinforced concrete tower, 3D digital modeling, Algerian seismic regulations (RPA99 modified 2003), CBA93 / BAEL91 modified 99.

Remerciements

Au premier lieu, nous tenons à remercier ALLAH qui nous a donné la volonté, la patience, le courage et la santé pour terminer ce travail.

*Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promoteur Mr **TAFRAOUT Salim** pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet.*

Nos remerciements les plus vifs s'adressent aussi à monsieur le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner et d'évaluer notre travail.

Nous exprimons également notre gratitude à tous les professeurs et enseignants qui ont collaboré à notre formation universitaire, sans omettre bien sûr de remercier profondément tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à réalisation du présent travail.

Et enfin, que nos chers parents et familles, et bien avant tout, trouvent ici l'expression de nos remerciements les plus sincères et les plus profonds en reconnaissance de leurs sacrifices, aides, soutien et encouragement afin de nous assurer cette formation dans les meilleures conditions.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents.

À mes chères sœurs Rima, Sarah et son mari Amine

À mon chers frère Hichem

À mes meilleurs amis en particuliers mon amie Yousra qui je la remercie infiniment. mes amis : Ismail Sahli , Youcef Souffli , Mohamed Ben chelighem, Soheib Aissou , Khireddine Fekir , Dadi , Ali Zermane , Aymen Flici et Abdou Amir et mon binôme Marouane .

À tous ceux qui me sont chères sans exception.

À toute la promotion de Génie Civil 2021/2022 et tous les enseignements de GC Blida.

GUENNAZ Imed

Dédicace

C'est avec une profonde gratitude et en toute sincérité que je dédie ce modeste travail de fin d'études,

A mes chers parents qui ont été toujours à mes côtés pour m'encourager, me motiver et me pousser d'aller de l'avant et être au sommet de ce qu'ils désirent et d'être ce que je suis actuellement. Je leur suis redevable.

*A mon binôme **Imed Guenez** pour sa complétude sa patience, sa compréhension, son honnêteté et son sérieux travail. À l'occasion j'adresse mes sincères salutations à toute sa famille.*

*Je tiens à remercier profondément notre promoteur **Doctor tafraout salim** pour son soutien , son aide et pour ses expériences qu'elle a partagée avec nous.*

A tous mes amis qui m'ont souhaité la réussite dans mon projet.

A toute la promotion génie civil 2021/2022

Mes remerciements s'adressent également à tous les formateurs et encadreurs pour leur bienveillance et leur guide tout au long de ce projet.

KHENAFIF Marouane

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure I.1	Localisation de l'ouvrage.....	5
Figure I.2	Schéma Plancher à corps creux.....	7
Figure I.3	Brique creuse.....	9
Figure I.4	Escalier à 2 volées.....	10
Figure I.5	Diagramme Contraintes -Déformations du béton.....	14
Figure I.6	Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.....	14
Figure I.7	Diagramme contrainte déformation d'acier.....	15

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT

Figure II.1	Schéma Plancher à corps creux.....	17
Figure II.2	Le panneau le plus sollicité.....	18
Figure II.3	Schéma de la dalle.	19
Figure II.4	Portée du balcon.....	19
Figure II.5	Portée de la poutre secondaire	20
Figure II.6	Les trois types de poteau.....	25
Figure II.7	Le poteau central le plus sollicité.	25
Figure II.8	Le poteau de rive le plus sollicité.....	27
Figure II.9	Le poteau d'angle le plus sollicité.....	29
Figure II.10	Coupes de voiles en plan (RPA 99 v 2003).....	39

CHAPITRE III: CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRE

Figure III.1	Schéma de l'acrotère	41
Figure III.2	Diagrammes des efforts à L'ELU.....	43
Figure III.3	Section de calcul de l'acrotère.....	44
Figure III.4	distance de l'axe neutre.....	46
Figure III.5	Ferraillage de l'acrotère	49
Figure III.6	Disposition des armatures dans l'acrotère.....	49
Figure III.7	Balcon à deux appuis	50
Figure III.8	Dimension de balcon.....	51
Figure III.9	Ferraillage de balcon	56
Figure III.10	Coupe du plancher en corps creux.....	57
Figure III.11	Dimension de la poutrelle	58
Figure III.12	Position de l'axe neutre.....	79
Figure III.13	Schéma de ferraillage des poutrelles type 01.....	81
Figure III.14	ferraillage de la dalle de compression.....	82
Figure III.15	Schéma de la dalle pleine.....	83
Figure III.16	Ferraillage de la dalle pleine.....	88
Figure III.17	Composition d'un escalier	89
Figure III.18	Schéma Statique De Volée 1.	90
Figure III.19	Schéma Statique De Volée 2.....	91

Figure III.20	Schéma Statique De Volée 3.....	92
Figure III.21	Schéma statique de l'escalier chargé le plus sollicité	94
Figure III.22	Tranchant	97
Figure III.23	Volée 2 ELS.....	101
Figure III.24	Moment.....	101
Figure III.25	Tranchant	101
Figure III.26	Ferraillage de la poutre brisée.....	105
Figure III.27	Ferraillage de l'escalier.....	105

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Figure IV.1	Spectre de réponse.....	113
Figure IV.2	Vue en 3D.....	114
Figure IV.3	Vue en plan RDC et les étages courants	114
Figure IV.4	Modes de déformation.....	116
Figure IV.5	Vue en 3D	117
Figure IV.6	Vue en RDC et étages courants.....	117
Figure IV.7	Modes de déformation	117

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure V.1	efforts de traction développés dans le voile et le poteau.....	142
Figure V.2	Arrêt des barres.....	152
Figure V.3	Schéma de ferraillage de poutre principale 30x 45.....	153
Figure V.4	Schéma de ferraillage de poutre secondaire 30x40.....	154
Figure V.5	Plan de repérage des voiles.....	157
Figure V.6	Schéma de Ferraillage de voile 1 (Zone 1,2 et 3).....	173
Figure V.7	Ferraillage du linteau de voile du RDC.....	178

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUTURE

Figure VI.1	Schéma de la semelle isolé.	180
Figure VI.2	Schéma de la semelle filante.....	181
Figure VI.3	Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.	183
Figure VI.4	Schéma statique du bâtiment.....	187
Figure VI.5	Contraintes sous le radier..	190
Figure VI.6	Panneau de la dalle du radier.....	192
Figure VI.7	Schéma de ferraillage du radier.....	196
Figure VI.8	Schéma de ferraillage des nervures (sens porteur).....	200
Figure VI.9	Schéma de ferraillage des nervures (sens non porteur).....	200
Figure VI.10	Poussées des terres.....	202
Figure VI.11	Ferraillage du Voile Périphérique sens x-x.....	207
Figure VI.12	Ferraillage du Voile Périphérique sens y-y.....	207

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Tableau II.1	Vérification selon le RPA.....	21
Tableau II.2	Charge de plancher terrasse.....	21
Tableau II.3	Charge de plancher pour chaque étage	22
Tableau II.4	Charge du mur extérieur.....	22
Tableau II.5	Charge de la dalle pleine (balcon).....	23
Tableau II.6	Charge et surcharge de chaque étage (poteau central).....	26
Tableau II.7	Charge et surcharge de chaque étage (poteau de rive).....	28
Tableau II.8	Charge et surcharge de chaque étage (poteau d'angle)	30
Tableau II.9	Choix des sections des poteaux centraux (carrés).....	34
Tableau II.10	Vérification de critère de résistance (Poteaux centraux).....	34
Tableau II.11	Vérification poteaux centraux à l'ELS.....	35
Tableau II.12	Choix des sections des poteaux de rives (carrés).....	35
Tableau II.13	Vérification de critère de résistance (Poteaux de rives).....	36
Tableau II.14	Vérification poteaux de rives à l'ELS	36
Tableau II.15	Choix des sections des poteaux d'angle (carrés).....	37
Tableau II.16	Vérification de critère de résistance à l'ELU.....	37
Tableau II.17	Vérification poteaux d'angle à l'ELS.....	38
Tableau II.18	Dimensions des éléments porteurs.....	40

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III.1	Ferraillage du balcon	53
Tableau III.2	Vérification des contraintes	55
Tableau III.3	Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.....	74
Tableau III.4	Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	74
Tableau III.5	Vérification de la contrainte de béton	77
Tableau III.6	calcul de la flèche.....	79
Tableau III.7	Evaluation des charges.....	83
Tableau III.8	Ferraillage de la dalle pleine	84

Tableau III.9	contraintes du béton.....	87
Tableau III.10	Les charges permanentes de palier.....	91
Tableau III.11	Les charges permanentes de paillasse	91
Tableau III.12	combinaison des charges.....	94
Tableau III.13	Ferraillage d'escalier.....	96
Tableau III.14	Vérification à l'E.L.S.....	98
Tableau III.15	Vérification de la flèche de l'escalier.....	100
Tableau III.16	Calcul des efforts	102
Tableau III.17	Ferraillage de la poutre palière.....	102
Tableau III.18	Vérification à l'E.L. S.....	104

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Tableau IV.1	valeur des pénalités P_q	112
Tableau IV.2	Participation massique du modèle initial.....	115
Tableau IV.3	Participation massique	118
Tableau IV.4	Vérification de la résultante des forces sismique.....	120
Tableau IV.5	Vérification de la résultante des forces sismique.....	121
Tableau IV.6	Charges verticales reprises par voiles.....	121
Tableau IV.7	Vérification des déplacements selon x-x	123
Tableau IV.8	Vérification des déplacements selon y-y.....	123
Tableau IV.9	Vérification de l'effort normal pour les poteaux.....	125
Tableau IV.10	Vérification de l'effet P- Δ sens x.....	126
Tableau IV.11	Vérification de l'effet P- Δ sens y.....	126

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau V.1	Ferraillages des poteaux carrées situation durable (Nmax, Mcorr)	130
Tableau V.2	Ferraillages des poteaux carrées situation durable (Mmax, Ncorr)	130
Tableau V.3	Ferraillages des poteaux carrées situation durable (Nmin, Mcorr) ...	131
Tableau V.4	Ferraillages des poteaux carrées situation accidentelle (Nmax, Mcorr)	131
Tableau V.5	Ferraillages des poteaux carrées situation accidentelle (Mmax, Ncorr)	132
Tableau V.6	Ferraillages des poteaux carrées situation accidentelle (Nmin, Mcorr)	132
Tableau V.7	Ferraillages des poteaux carrées situation accidentelle (Nmax, Mcorr)	133
Tableau V.8	Ferraillages des poteaux carrées situation accidentelle (Mmax, Ncorr)	133

Tableau V.9	Ferrillages des poteaux carrées situation durable (N_{min} , M_{corr})	134
Tableau V.10	Choix des armatures des poteaux	134
Tableau V.11	Vérifications des contraintes pour les poteaux ($N_{ser\ max}$, $M_{ser\ corr}$).....	135
Tableau V.12	Vérifications des contraintes pour les poteaux ($M_{ser\ max}$, $N_{ser\ corr}$)	136
Tableau V.13	Vérifications des contraintes pour les poteaux ($N_{ser\ min}$, $M_{ser\ corr}$)	136
Tableau V.14	Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux	138
Tableau V.15	Espacement maximales selon RPA99 des poteaux carré.....	140
Tableau V.16	Choix des armatures transversales pour les poteaux	140
Tableau V.17	Ferrillages des poteaux avec voile situation accidentelle (N_{max} , M_{corr}) ..	142
Tableau V.18	Ferrillages des poteaux avec voile situation accidentelle (N_{max} , M_{corr})	143
Tableau V.19	Choix des armatures des poteaux avec voile	143
Tableau V.20	Ferrillage des poutres porteuses 30 x45	147
Tableau V.21	Ferrillage des poutres porteuses 30x35	147
Tableau V.22	Choix des armatures des poutres	147
Tableau V.23	Choix des armatures des poutres	148
Tableau V.24	Vérification des poutres à l'ELS	149
Tableau V.25	Vérification de la contrainte de cisaillement	150
Tableau V.26	Calcul des armatures transversales	151
Tableau V.27	récapitulatif du calcul de la flèche	153
Tableau V.28	zone de calcul pour le ferrillage des voiles	158
Tableau V.29	Les sollicitations de voile 1	158
Tableau V.30	Les sollicitations de voile 2	159
Tableau V.31	Les sollicitations de voile 3	159
Tableau V.32	Les sollicitations de voile	159
Tableau V.33	Les sollicitations de voile	160
Tableau V.34	Ferrillage de voile 1 vertical avec sollicitation (N_{max} ; M_{cor})	161
Tableau V.35	Ferrillage de voile 1 vertical avec sollicitation (M_{max} ; N_{cor})	162
Tableau V.36	Ferrillage de voile 1 vertical avec sollicitation (N_{min} ; M_{cor})	162
Tableau V.37	Ferrillage de voile 2 vertical avec sollicitation (N_{max} ; M_{cor})	163
Tableau V.38	Ferrillage de voile 2 vertical avec sollicitation (M_{max} ; N_{cor})	163
Tableau V.39	Ferrillage de voile 2 vertical avec sollicitation (N_{min} ; M_{cor})	164
Tableau V.40	Ferrillage de voile 3 vertical avec sollicitation (N_{max} ; M_{cor})	164
Tableau V.41	Ferrillage de voile 3 vertical avec sollicitation (M_{max} ; N_{cor})	165

Tableau V.42	Ferraillage de voile 3 vertical avec sollicitation (<i>Nmin; Mcor</i>)	165
Tableau V.43	Ferraillage de voile 4 vertical avec sollicitation (<i>Nmax; Mcor</i>)	166
Tableau V.44	Ferraillage de voile 4 vertical avec sollicitation (<i>Mmax; Ncor</i>)	166
Tableau V.45	Ferraillage de voile 4 vertical avec sollicitation (<i>Nmin; Mcor</i>)	167
Tableau V.46	Ferraillage de voile 5 vertical avec sollicitation (<i>Nmax; Mcor</i>)	167
Tableau V.47	Ferraillage de voile 5 vertical avec sollicitation (<i>Mmax; Ncor</i>).....	168
Tableau V.48	Ferraillage de voile 5 vertical avec sollicitation (<i>Nmin; Mcor</i>)	168
Tableau V.49	ferraillage final vertical de voile 1	169
Tableau V.50	ferraillage final vertical de voile 2	169
Tableau V.51	ferraillage final vertical de voile 3.....	170
Tableau V.52	ferraillage final vertical de voile 4	170
Tableau V.53	ferraillage final vertical de voile 5	171
Tableau V.54	ferraillage final horizontal des voiles	172

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VI.1	Sections des semelles filantes sens y-y.....	181
Tableau VI.2	Sections des semelles filantes sens x-x.....	182
Tableau VI.3	Contraintes sous le radier à l'ELU).....	190
Tableau VI.4	Contraintes sous le radier à l'ELS	191
Tableau VI.5	Ferraillage des panneaux du radier	193
Tableau VI.6	Vérification des contraintes	195
Tableau VI.7	Vérification des contraintes (correction)	195
Tableau VI.8	Ferraillage des nervures (sens porteur)	197
Tableau VI.9	Ferraillage des nervures (sens non porteur)	197
Tableau VI.10	Vérification des contraintes à l'ELS	197
Tableau VI.11	choix des armatures transversales	199
Tableau VI.12	Ferraillage du voile périphérique	204
Tableau VI.13	Vérifications des contraintes	206
Tableau VI.14	Ferraillages de poteau carrées situation accidentelle (Nmax, Mcorr)	207
Tableau VI.15	Ferraillages des poteaux carrées situation accidentelle (Mmax, Ncorr)	208
Tableau VI.16	Ferraillages des poteaux carrées situation accidentelle (Nmin, Mcorr)	208
Tableau VI.17	Ferraillages des poteaux carrées situation accidentelle (Nmax, Mcorr)	208
Tableau VI.18	Ferraillages des poteaux carrées situation accidentelle (Mmax, Ncorr)	209

Tableau VI.19	Ferraillages des poteaux carrés situation durable (N_{min} , M_{corr})	209
Tableau VI.20	vérification vis-à-vis de l'état limite de service.....	209
Tableau VI.21	: Vérifications des contraintes pour les poteaux ($N_{ser\ max}$, $M_{ser\ corr}$)	209
Tableau VI.22	Vérifications des contraintes pour les poteaux ($M_{ser\ max}$, $N_{ser\ corr}$)	210
Tableau VI.23	Vérifications des contraintes pour les poteaux ($N_{ser\ min}$, $M_{ser\ corr}$)	210
Tableau VI.24	Espacement maximale selon RPA99 des poteaux carrés.....	210
Tableau VI.25	Choix des armatures transversales pour le poteau.....	211

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.
- \varnothing : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- Q : Charge d'exploitation.
- 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 : Effort tranchant a la base.
- E.L.U : Etat limite ultime.
- E.L.S : Etat 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 : Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- 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.
- 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 a 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'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.

- A_g : Section transversale brute du voile ou trumeau.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène
- δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).
- A_{cv} : section brute du béton par mètre linéaire limité par l'épaisseur de l'âme.
- Φ : Coefficient de sécurité..
- α_c : coefficient dépendant de l'élancement du mur.
- ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans lame du mur.
- ρ_h : Pourcentage des armatures horizontales dans lame du mur.
- ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans lame du mur.

TABLE DES MATIERES

ملخص.

RESUME.

ABSTRACT.

REMERCIEMENTS.

DEDICACES.

LISTE DES TABLEAUX.

LISTE DES FIGURES.

LISTE DES SYMBOLES.

TABLE DES MATIERES.

PLANS DU BATIMENT.

INTRODUCTION GENERALE.....4

I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction.....5

I.2 Présentation de l'ouvrage.....5

I.2.1 Dimensions de l'ouvrage en élévation.....6

I.2.2 Dimensions de l'ouvrage en plan.....6

I.3 Conception de la structure.....6

I.3.1 Ossature de l'ouvrage.....6

I.3.2 Planchers.....6

I.3.3 Poteaux.....8

I.3.4 Poutres.....8

I.3.5 Classification du bâtiment.....8

I.3.6 Maçonnerie.....9

I.3.7 Revêtement.....9

I.3.8 Escaliers et Ascenseurs9

I.3.9 Caractéristique du sol10

I.4 Caractéristiques des matériaux.....10

I.4.1 Le Béton11

I.4.2 Acier.....15

I.5 Conclusion.....16

II. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1	Introduction.....	17
II.2	Prédimensionnement des planchers	17
II.2.1	Plancher à corps creux.....	17
II.2.2	Balcon (dalle pleine)	19
II.3	Prédimensionnement des poutres	20
II.4	Prédimensionnement des poteaux	21
II.4.1	Le poteau central [Annexe A]	25
II.4.2	Le poteau de rive [Annexe A]	27
II.4.3	Le poteau d'angle [Annexe A]	29
II.4.4	Dimensionnement des poteaux	31
II.4.4.1	Le poteau central.....	34
II.4.4.2	Le poteau de rive.....	35
II.4.4.3	Poteaux d'angle.....	37
II.5	Prédimensionnement des voiles	38
II.6	Conclusion Tableau récapitulatif	40

III. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1	Introduction.....	41
III.2	Acrotère.....	41
III.2.1	Introduction	41
III.2.2	Evaluation des charges	42
III.2.3	Calcul des efforts	43
III.2.4	Ferraillage de la section de l'acrotère	44
III.2.5	Vérification de la section d'acier selon « BAEL 91 ».....	45
III.2.6	Vérification à l'E.L.S	46
III.2.7	Vérification de l'effort tranchant	48
III.2.8	Schéma de ferraillage d'acrotère.....	49
III.3	Balcon.....	50
III.3.1	Introduction	50
III.3.2	Evaluation des charges	51
III.3.3	Calcul des ferrailages	52
III.3.4	Vérification vis-à-vis de l'E.L.S	54
III.4	Etude des planchers	56
III.4.1	Introduction	56
III.4.2	Plancher à corps creux.....	57

III.2.1	Pré-dimensionnement des poutrelles	57
III.4.3	Plancher à dalle pleine	82
III.5	Les escaliers	88
III.5.1	Introduction	88
III.5.2	Dimensionnement des escaliers	89
III.5.3	Evaluation des charges	93
III.5.3.1	Charges permanentes	93
III.5.3.2	Charge d'exploitation	94
III.5.4	Ferraillage d'escalier	95
III.5.4.1	Espacement	96
III.5.4.2	Armature de répartition	96
III.5.5	Vérifications	96
III.5.5.1	Condition de non fragilité	96
III.5.5.2	Vérification de l'effort tranchant.....	97
III.5.6	Vérification à l'E.L.S	98
III.5.7	Vérification de la flèche	99
III.5.8	Etude de la poutre brisée	100
III.5.8.1	Prédimensionnement	100
III.5.8.2	Evaluation des charges	101
III.5.8.3	Calcul des armatures	102

IV. ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1	Introduction.....	106
IV.2	Etude sismique	106
IV.2.1	Modélisation de rigidité	106
IV.2.2	Modélisation de la masse	107
IV.3	Choix de la méthode de calcul	107
IV.3.1	Méthode statique équivalente	107
IV.3.2	La méthode modale spectrale	108
IV.4	Résultats de l'analyse sismique	114
IV.5	Conclusion	127

V. FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1	Introduction.....	128
------------	--------------------------	------------

V.2	Ferraillage des poteaux	128
V.2.1	Introduction	128
V.2.2	Combinaison d'action.....	129
V.2.3	Recommandation selon RPA99 version 2003.....	129
V.2.4	Méthode de calcul.....	130
V.2.5	Choix des armatures.....	134
V.2.6	Vérification vis-à-vis de l'état limite de service.....	135
V.2.7	Vérification de l'effort tranchant.....	137
V.2.8	Ferraillage transversal des poteaux	138
V.2.9	Longueur de recouvrement	141
V.2.10	Choix des armatures.....	143
V.2.11	Schéma de ferraillage des poteaux libres	144
V.2.11	Schéma de ferraillage des poteaux avec voiles	145
V.3	Ferraillage des poutres	146
V.3.1	Introduction.....	146
V.3.2	Recommandation selon RPA99 version 2003.....	146
V.3.3	Calcul de ferraillage	146
V.3.4	Choix des armatures	147
V.3.5	Choix des armatures	148
V.3.6	Vérification vis-à-vis a l'E.L.S	148
V.3.7	Vérification de l'effort tranchant	149
V.3.8	Calcul des armatures transversales	150
V.3.9	Recouvrement des armatures	151
V.3.10	Arrêt des barres	151
V.3.11	Schéma de ferraillage des poutres	153
V.4	Ferraillage des voiles	154
V.4.1	Recommandations réglementaires	154
V.4.2	Sollicitation et ferraillage.....	157
V.4.2.1	Plan de repérage des voiles	157
V.4.2.2	Sollicitations dans les voiles	158
V.4.2.3	Ferraillage des voiles	160
V.	Choix finales des armatures	169

VI. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1	Introduction	179
VI.2	Critères de choix de critère du type des fondations	179
VI.3	Choix du type des fondations.....	179
VI.3.1	Semelles isolées.....	179
VI.3.2	Semelles filantes	180
VI.3.3	Radier général	183

VI.3.3.1	Surface nécessaire.....	183
VI.3.3.4	Prédimensionnement de radier	184
VII.3.3.4	Caractéristiques géométriques de radiers	186
VIII.3.3.4	Vérifications nécessaires.....	187
VI.3.3.4.1	Vérification de la stabilité de radier	187
VI.3.3.4.2	Vérifications des contraintes sous le radier	189
VI.3.3.5	Ferraillage de radier.....	191
VI.4	Voile périphérique	201
VI.4.1	Introduction	201
VI.4.2	Prédimensionnement	201
VI.4.3	Evaluation des charges	201
VI.4.4	Effort dans le voile périphérique	203
VI.4.5	Ferraillage de voile périphérique	203
VI.4.6	Condition exigée par les RPA99/version 2003.....	204
VI.4.7	Condition de non fragilité	204
VI.4.8	Vérification de l'effort tranchant	205
VI.4.9	Vérification à l'E.L.S.....	205
VI.5	Ferraillage de poteau sous-sol	207
VI.5.1	Situation accidentelle	207
VI.5.2	Choix des armatures	209
VI.5.3	Schéma de ferraillage de poteau	211

INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil représente un ensemble des techniques de constructions civiles. Son domaine d'application est très vaste et englobe différents domaines. L'ingénieur en génie civil est directement lié à la réalisation des édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels. Il doit tenir en compte des aspects structuraux, fonctionnels et préserver résistance et l'économie en tenant compte du coût de réalisation.

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des données et des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui dans son étude pour obtenir une structure à la fois sécuritaires et économiques.

À cet effet et dans le but de récapituler l'essentiel de ce qu'on a acquis durant notre formation, d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures et s'initier au canevas de calcul, nous avons procédé l'étude d'un bâtiment RDC+10+ S-SOL à usage habitation avec un système de contreventement, le bâtiment est implanté à Ouled Yaich wilaya de Blida classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version2003) comme une zone de sismicité élevée (zone III). L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99 V 2003, BAEL91 et CBA93) et les documents techniques y afférant (le D.T.R. BC 2.33.2).

Ce mémoire est constitué de six chapitres :

Après avoir présenté le projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements au premier chapitre, on a pré dimensionner les éléments de bâtiments aux chapitre deux. Au chapitre trois, nous avons calculé tous les éléments secondaires tel que les planchers, les escaliers et l'acrotère. Ensuite on a effectué une étude dynamique de notre structure avec la mise en place des voiles de contreventement dans le quatrième chapitre par divers disposition des voiles de contreventement. Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003). Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel ETABS.

Le calcul du ferrailage des éléments structuraux (poutre, voiles, poteaux) sera exposé au chapitre cinq et enfin l'étude de l'infrastructure fera l'objet de dernier chapitre.

Enfin, Nous terminons ce mémoire par une conclusion générale.

I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction :

Dans notre mémoire nous étudions un bâtiment en béton armé qui est conçu d'un RDC + 10 étages avec sous-sols, A usage unique d'habitation situé à la commune de Ouled Yaich dans la wilaya de Blida qui est classée comme zone de forte sismicité (**zone III**) selon le classement des zones établi par les Règlements Parasismique Algérienne (**RPA 99 version 2003**). Notre étude comporte quatre grandes parties :

- Le pré dimensionnement et le calcul des éléments principales et secondaires.
- L'étude sismique du bâtiment.
- Le ferrailage des éléments principaux (poteaux, poutres, voiles).
- l'étude de l'infrastructure.

Tous les calculs sont effectués de manière à respecter :

- Le règlement parasismique algérien **RPA99 version 2003**
- Le **BAEL 91 /CBA93**
- Calcul de ferrailage suivant l'Eurocode

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Ce bâtiment fait partie du projet « **36 logements Promotionnels** » à **Ouled Yaich**, qui se trouve en face du **centre des impôts de Ouled Yaich** dans la Wilaya de **Blida**.

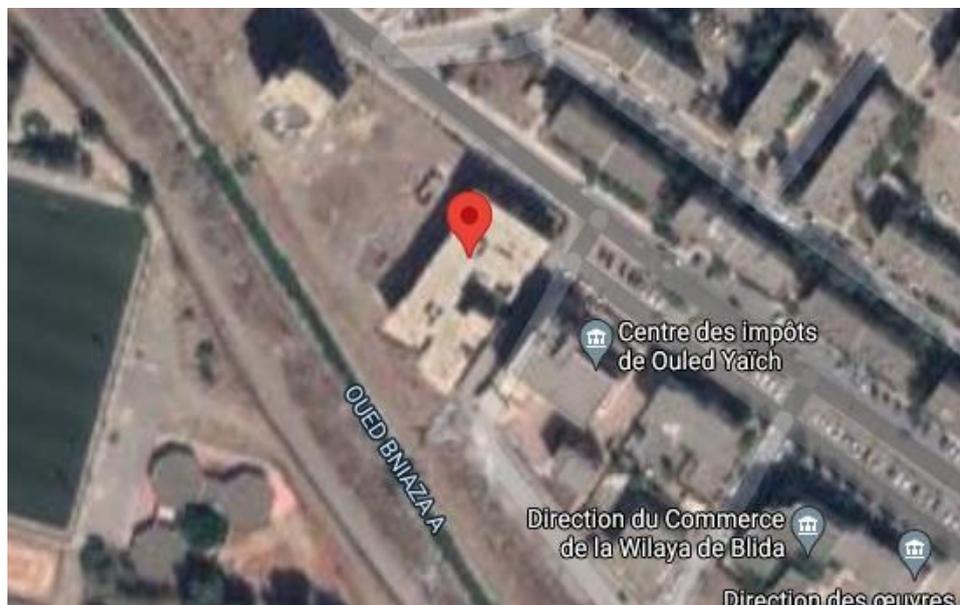


Figure 1.1 : Localisation de l'ouvrage.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVERAGE.

Le bâtiment est composé :

- D'un RDC et 10 étages à usage d'habitations
- Sous-sols qui servent de parking
- Une terrasse inaccessible aux publics.

I.2.1. Dimensions de l'ouvrage en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment.....**HT = 36,13m**
- Hauteur d'étage de sous-sol.....**HSS= 3,87m.**
- Hauteur rez-de-chaussée.....**HRDC= 3,23m.**
- Hauteur de l'étage courant..... **He = 3,23 m.**

I.2.2. Dimensions de l'ouvrage en plan :

- Longueur totale en plan suivant l'axe local **X (partie haute)L = 27,68 m.**
- Longueur totale en plan suivant l'axe local **X (partie basse)L = 22,90 m.**
- Longueur totale en plan suivant l'axe local **Y (partie droite)L = 11,66 m.**
- Longueur totale en plan suivant l'axe local **Y (partie gauche)L = 26,27 m.**

I.3. Conception de la structure :

I.3.1. Ossature de l'ouvrage :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.3.2. Planchers :

On va travailler par 2 types de planchers :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.
- **Planchers corps creux :**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de **60 cm** de corps creux (**hourdis**) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de **4 ou 5 cm.**

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

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

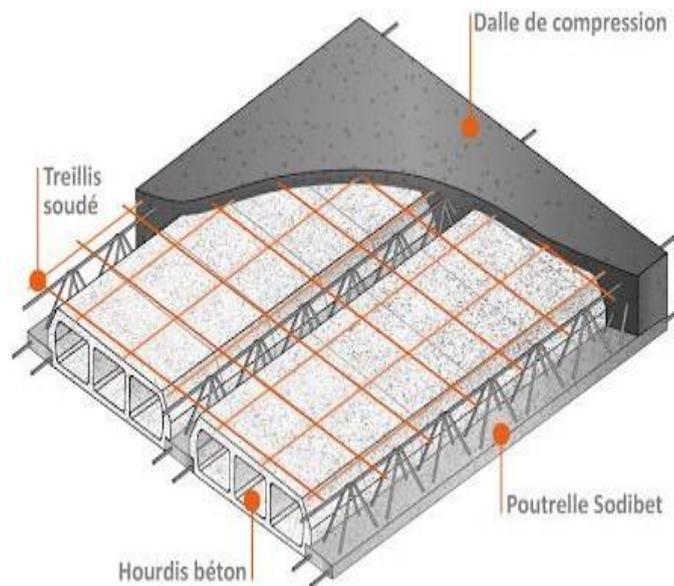


Figure I.2 : Schéma Plancher à corps creux.

• Planchers dalle pleine :

Pour certaines zones, les dalles pleines sont choisies à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

• Planchers dalle pleine

Pour certaines zones, les dalles pleines sont choisies à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

I.3.3. Poteaux :

Les poteaux sont les éléments verticaux de l'ossature du bâtiment qui supportent principalement un effort normal de compression.

Dans notre cas on va travailler par 1 seul type de poteaux le poteau carré.

I.3.4. Poutres :

Notre structure comporte deux types de poutres dans chaque plancher :

- Poutres principales.
- Poutres secondaires.

I.3.5. Classification du bâtiment :

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le "**groupe 2**" selon le RPA, car il est uniquement à usage d'habitations et sa hauteur ne dépasse pas les **48 m**.

I.3.6. Maçonnerie :

a. Murs extérieurs :

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

b. Murs intérieurs :

Ils sont réalisés en briques creuses de **10 cm** d'épaisseur.



Figure I.3 : Brique creuse.

I.3.7. Revêtement :

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

I.3.8. Escaliers et Ascenseurs :

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagés.

On a **1** type d'escalier :

-Escaliers à **2** volées.

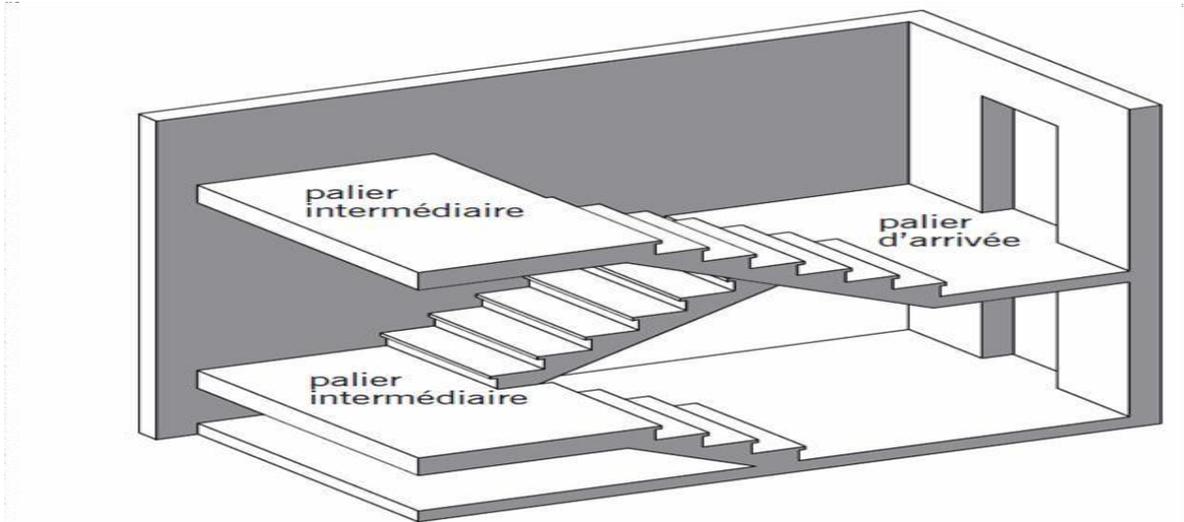


Figure I.4 : Escalier à 2 volées.

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages. Elle comporte une cage d'ascenseur du **2^{ème}** sous-sol au **10^{ème}** étages.

I.3.9. Caractéristique du sol :

La structure est implantée sur **un sol ferme**, de contrainte admissible de **2bars**.

I.4. Caractéristiques des matériaux :

Les matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé **BAEL91/99**.

I.4.1. Le 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.

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. Résistances du béton :

• Résistance à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à **28 jours**. Cette dernière est notée par

f_{c28}

$$j < 28 \text{ jours} : f_{cj} = 0,658 \times f_{c28} \times \text{Log } 10 (j + 1)$$

$$j > 28 \text{ jours} : f_{cj} = f_{c28}$$

$$j \gg 28 \text{ jours} : f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$$

La résistance de notre béton est prise égale à **$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$** . Elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre **16 cm** (section **200 cm²**) et de hauteur **32 cm**.

• Résistance du béton à la traction [1] :

Elle est déterminée par plusieurs essais, La résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} \text{ (MPa)}$$

Pour le cas de notre structure on utilise le même dosage en béton avec une résistance caractéristique à la compression f_{c28} et à la traction f_{t28} telle que :

$$f_{c28} = 30 \text{ Mpa donc } f_{t28} = 2,4 \text{ Mpa.}$$

a. Module de déformation longitudinale [1] :

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application.

• **Module de déformation instantanée " E_{ij} "**

Pour des charges a courte durée :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{F_{cj}} \quad \rightarrow \quad E_{i28} = 34179,557 \text{ MPA}$$

• **Module de déformation longitudinale différée " E_{vj} "**

Pour des charges de longue durée d'application, on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{F_{cj}} \quad \rightarrow \quad E_{v28} = 11496,76 \text{ MPA}$$

b. Coefficient de Poisson :

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation Longitudinale. Dans les calculs, le coefficient de Poisson est égal à :

- **ELU** : $\nu = 0$ Calcul des sollicitations (béton fissuré).
- **ELS** : $\nu = 0.2$ Calcul des déformations (béton non fissuré).

c. Coefficient de Poisson :

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation Longitudinale. Dans les calculs, le coefficient de Poisson est égal à :

- **ELU** : $\nu = 0$ Calcul des sollicitations (béton fissuré).
- **ELS** : $\nu = 0.2$ Calcul des déformations (béton non fissuré).

d. Coefficient de Poisson :

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation Longitudinale. Dans les calculs, le coefficient de Poisson est égal à :

- **ELU** : $\nu = 0$ Calcul des sollicitations (béton fissuré).
- **ELS** : $\nu = 0.2$ Calcul des déformations (béton non fissuré).

e. Poids volumique :

On adopte la valeur : $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

• Les contraintes Limites :

1. Les contraintes à l'Etat limitent ultime « E.L.U »

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage ; dans ce cas, la contrainte est définie par :

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

- $\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires..... $f_{bu} = 17 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bu} = 22,17 \text{ MPa}$

Θ : Coefficient qui dépend de la durée d'application des charges :

- $\Theta = 1$, si la durée est supérieure à 24h.
- $\Theta = 0,9$ dans le cas contraire.

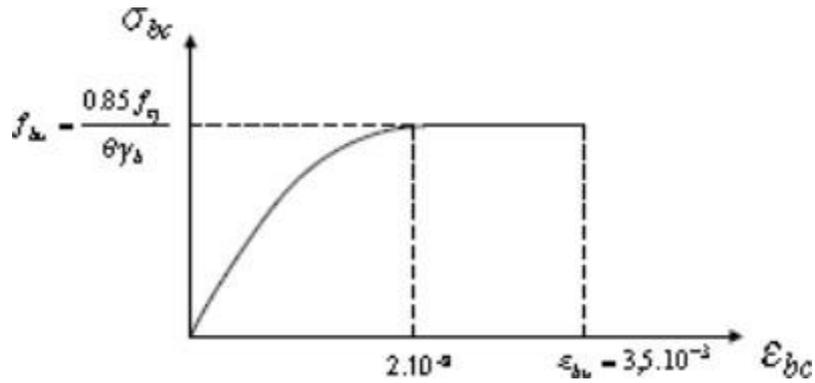


Figure I.5 : Diagramme Contraintes -Déformations du béton.

2. Les contraintes à l'Etat limite de service « E.L.S »

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 en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$$

-Avec

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

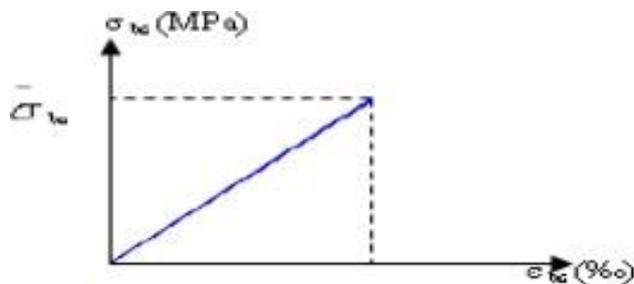


Figure I.6 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.

I.4.2. Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

A. Les limites lisses (R.L)

- Barres à haute adhérence (H.A) : $f_e = 500 \text{ MPa}$
- Treillis soudés (T.S) : $f_e = 520 \text{ MPa}$

B. Module d'élasticité des aciers

- Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale.
- Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ Mpa}$$

C. Contrainte limite :

- Etat limite ultime ELU

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation de **la figure (I.7)**.

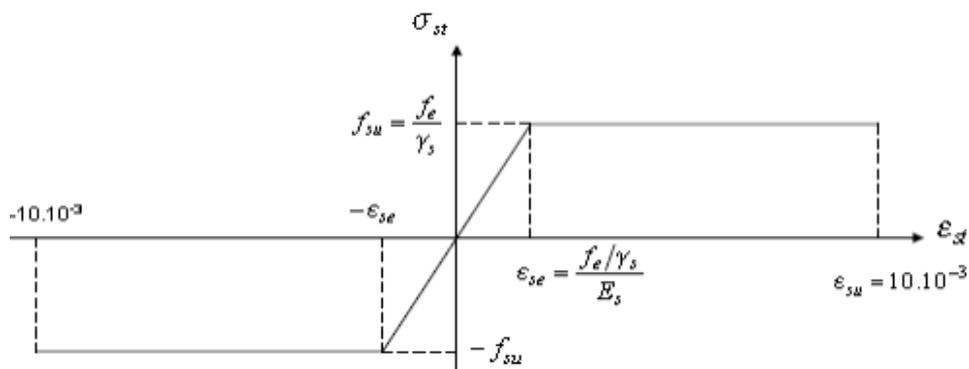


Figure I.7 : Diagramme contrainte déformation d'acier.

Avec :

f_e : contrainte limite élastique.

ε_s : Déformation (allongement) relative de l'acier. $\varepsilon_s = \Delta L/L$

σ_s : Contrainte de l'acier : $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

S : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ cas de situations durable ou transitoire.

• Etat limite de service ELS :

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{st} = \xi \overline{\sigma} = \min (2/3 f_e ; \max (0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_t}))$.

- Fissuration très préjudiciable $\sigma_{bc} \leq \sigma_{st} = 0,8 \overline{\xi}$.

- η : Coefficient de fissuration.

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

- $\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA). Avec : $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

D. Le coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté n est le rapport : $n = S_b/S_s$

- n : Le coefficient d'équivalence.

- S_s : Module de déformation de l'acier.

- S_b : Module de déformation de béton.

I.5. Conclusion :

On a opté pour un béton de résistance de **30 MPa**, car ce choix est plus économique les sections du béton seront réduites.

On a choisi de travailler avec l'acier de nuance **500 MPa** au lieu de **400 MPa** car ce dernier n'est plus disponible dans le marché depuis des années.

(

II. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1 Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape qui est régie par des lois empiriques issues de l'expérience. D'une manière générale, cette étape est basée sur les critères dimensionnels des règlements suivants :

- le DTR BC 2.48 (**RPA99 version 2003**)
- le DTR....CBA93 / **BAEL91 m99**.

. Pour ce faire, nous commençons le prédimensionnement du sommet vers la base des différents éléments suivants :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

II.2 Prédimensionnement des planchers :

Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux en partie courante ;
- Dalle pleine pour les balcons et certaine partie des planchers.

II.2.1 Plancher à Corps Creux :

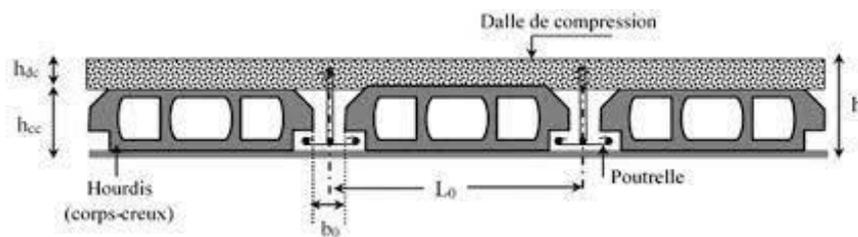


Figure II-1 : Schéma Plancher à corps creux.

La hauteur du plancher h_f doit vérifier la condition de la flèche suivante :

$$H_f \geq \frac{l_{max}}{22,5} \quad (\text{condition de la flèche})$$

Article B.6.8.4.2

Avec :

- L : longueur entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles
- H_t : hauteur totale planché

Dans notre projet le panneau le plus défavorable c'est ce du salon

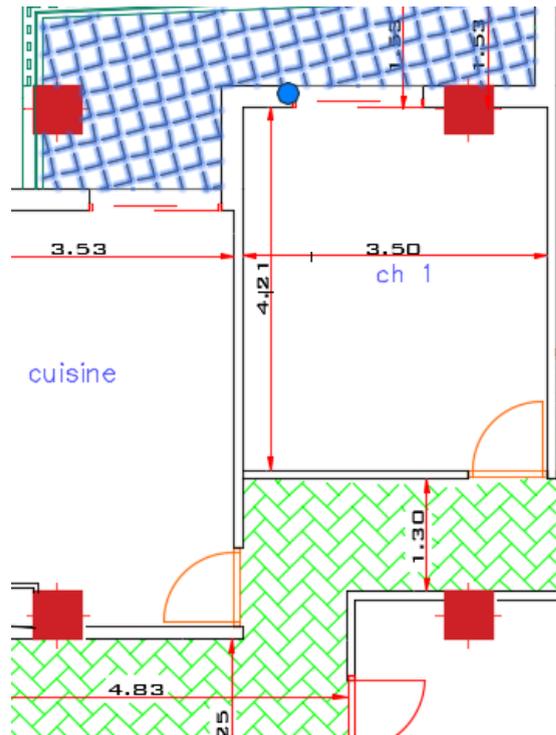


Figure II-2 : Le panneau le plus sollicité.

L'entre axe verticale est de : 5,86 m

L'entre axe horizontale est de : 4,72 m

D'ici on peut constater le sens porteur des poutres il est dans le sens **vertical**

On aura alors :

$$L = 472 - 55 = 417 \text{ cm}$$

$$H_t \geq (417 / 22,5) = 18,53 \text{ cm}$$

Conclusion :

On va prendre l'épaisseur de 16+5

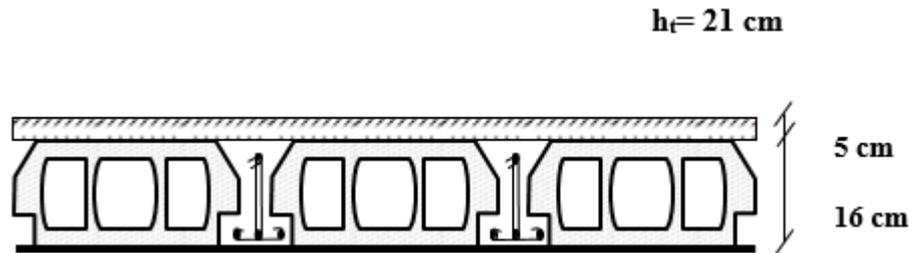


Figure II-3 : Schéma de la dalle.

16 cm : hauteur du corps-creux.

5 cm hauteur de la dalle de compression.

II.2.2 Balcon (dalle pleine) :

L'épaisseur de la dalle des balcons (qui est en console) est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

L : c'est la portée libre du balcon

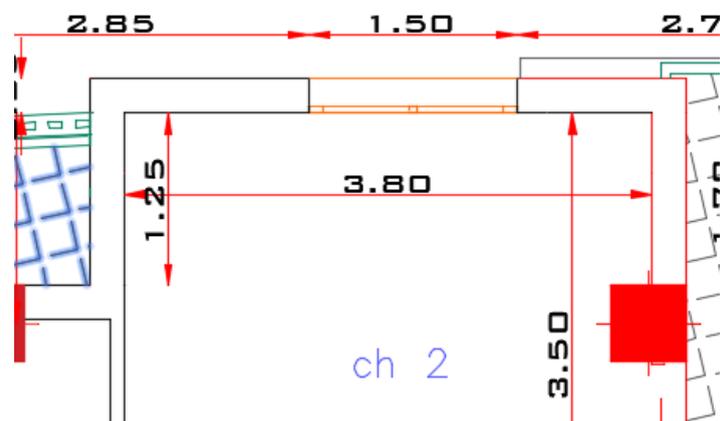


Figure II-4 : Portée du balcon.

Dans notre cas $L_0 = 1,5$ m

$e \geq (1,5 / 10) = 0,15$ m = 15 cm on va prendre **e = 15 cm**

II.3 Pré-dimensionnement des poutres :

Le pré dimensionnement des poutres sera effectué selon les lois suivantes :

$$L/15 \leq h \leq L/10 : \quad 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

L : la plus grande portée des poutres. Tout en respectant les conditions du RPA99 modifié 2003[1] relative au coffrage des poutres à savoir :

$$b \geq 20$$

$$h \geq 30$$

$$h/b \leq 4$$

A. Poutres principales(P.P):

$$L = 586 - 55 = 531 \text{ cm}$$

$$(531/15) \leq h \leq (531/10) \quad 34,2 \text{ cm} \leq h \leq 51,3 \text{ cm}$$

On va prendre **h = 40 cm**

$$\text{La largeur sera donc } 0,3 \cdot 40 \leq b \leq 0,7 \cdot 40 \quad 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On va prendre **b = 30 cm**

B. Poutres

secondaires (P.S):

$$L = 478 \text{ cm (entre axe)}$$

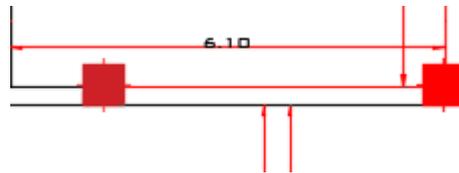


Figure II-5 : Portée de la poutre secondaire.

$$L = 478 - 55 = 423 \text{ cm}$$

$$(423/15) \leq h \leq (423/10) \quad 28,2 \text{ cm} \leq h \leq 42,3 \text{ cm}$$

On va prendre **h = 35 cm**

$$\text{Pour la largeur : } 0,3 \cdot 35 \leq b \leq 0,7 \cdot 35 \quad 10,5 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On va prendre **b=30**

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.

Il reste la vérification selon la RPA :

Tableau II-1: Vérification selon le RPA

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérifications
$h \geq 30 \text{ cm}$	$h = 40\text{cm}$	$h = 35\text{cm}$	Vérifiée
$B \geq 20 \text{ cm}$	$b=30\text{cm}$	$b=30\text{cm}$	Vérifiée
$\frac{h}{b} \leq 4$	$\frac{h}{b} = 1,33$	$\frac{h}{b} = 1,167$	Vérifiée

Conclusion

On va opter pour la section (30 x 40) pour les poutres principales On va opter pour la section (30 x 35) pour les poutres secondaires.

II.4 Prédimensionnement des poteaux :

$$\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 0.6 * 30 = 18 \text{ MPA}$$

1) Charges permanentes :

- **Plancher terrasse (inaccessible)**

Tableau II-2 : Charge de plancher terrasse

Désignation des éléments	Poids volumiques γ (kN/m ³)	e (m)	Poids (kN/m ²)
Couche de gravier	17	0,05	0,85
Etanchiété multicouche	06	0,02	0,12
Béton en forme de pente	22	0,10	2.2
Faille de polyane	-	-	0,01
Hourdis et table de compression (16+5)	14	0,21	2,94
Isolation thermique	04	0,04	0,16
Enduit sous plafond	05	0,02	0,1
			Gt=5,5kN/m³

La charge permanente totale qu'on a est $G= 5,5 \text{ kN/m}^2$

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.

- **Plancher étage :**

Tableau II-3 : Charge de plancher pour chaque étage

Désignation des éléments	Poids volumiques γ (kN/m ³)	e (m)	Poids (kN/m ²)
Carrelage scellé	22	0,02	0,44
Mortier de pose	10	0,02	0,20
Couche de sable	18	0,03	0,54
Dalle en corps creux	14	0,21	2,94
Enduit platre	05	0,02	0,1
Cloiso de separation	09	0,1	0,9
Enduit platre	5	2x0,02	0,2
			G_t = 5,32 kN/m²

La charge permanente totale qu'on a est $G = 5,32 \text{ kN/m}^2$.

- **Mur extérieur :**

Tableau II-4 : Charge du mur extérieur

Désignation des elements	Poids volumiques γ (kN/m ³)	e (m)	Poids (kN/m ²)
Enduit de plâtre	05	0.02	0,1
Briques creuses	09	2x0.1	2x0,90
Enduit de ciment	10	0.02	0,2
			G_t = 2,10 kN/m²

La charge permanente totale qu'on a est $G = 2.10 \text{ kN/m}^2$.

- **Dalle pleine (balcon) :**

Tableau II-5 : Charge de la dalle pleine (balcon)

Désignation des éléments	Poids volumiques γ (kN/m³)	e (m)	Poids (kN/m²)
Carrelage scellé	22	0,02	0,44
Mortier de pose	10	0,02	0,20
Couche de sable	18	0,03	0,54
Dalle pleine	25	0,15	3,75
Enduit en ciment	10	0,02	0,2
Cloiso brique creuse	09	0,1	0,9
Enduit en ciment	10	2x0,02	0,4
			G_t = 6,43 kN/m³

La charge permanente totale qu'on a est $G=6.43 \text{ kN/m}^2$.

2). Charges d'exploitations [3] :

- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un plancher terrasse inaccessible est $Q = 1.0 \text{ kN/m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un plancher d'étage courant est $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre pour l'étage services est $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre pour les balcons est $Q = 3.5 \text{ kN/m}^2$.
- La charge d'exploitation des escaliers est $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$.

- **Descente de charges :**

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

- **Loi de dégression :**

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

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficient).

Donné par [DTR B.C.2.2][3].

Niveau10: Q_0 charge d'exploitation sur la terrasse

Niveau9 : Q_0+Q

Niveau8: surcharge niveau9 + 0.9Q

Niveau7 : surcharge niveau8+ 0.8Q

Niveau6 : surcharge niveau7 + 0.7Q

Niveau5 : surcharge niveau6+ 0.6Q

Niveau4 : surcharge niveau5 + 0.5Q

Niveau3 : surcharge niveau4 + 0.5Q

Niveau2 : surcharge niveau3+ 0.5Q

Niveau1 : surcharge niveau2 + 0.5Q Niveau

SP : surcharge niveau1 + 0.5Q

Niveau RDC : surcharge niveau SP+ Q

2.2) **Calcul de la descente de charges**

On doit tout d'abord choisir le poteau le **plus sollicité** sachant qu'il y'a 3 types de poteaux :

- Poteau centrale
- Poteau d'angle
- Poteau de rive

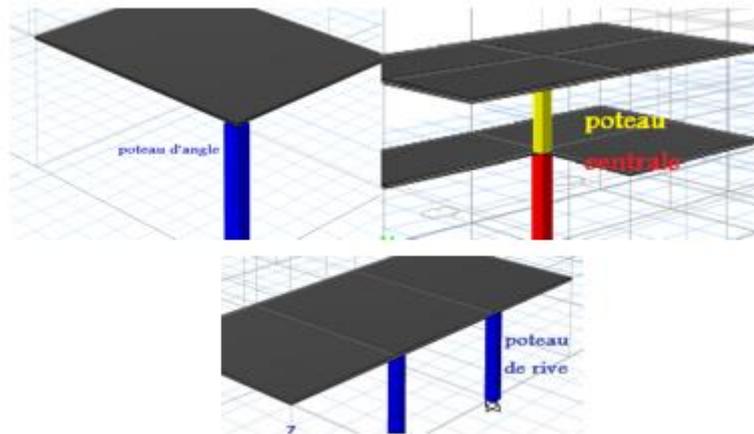


Figure II-6 : Les trois types de poteau.

II.4.1 Le poteau central [Annexe A] :

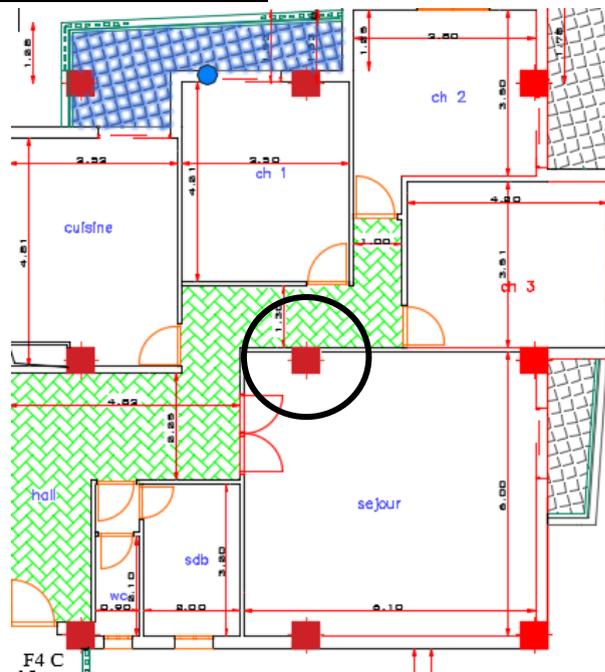


Figure II-7 : Le poteau central le plus sollicité.

$$S_1 = (2,085 * 2,625) = 5,47 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (2,085 * 2,655) = 5,54 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (2,115 * 2,655) = 5,62 \text{ m}^2$$

$$S_4 = (2,115 * 2,625) = 5,55 \text{ m}^2$$

$$S_t = 22,18 \text{ m}^2$$

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.

Tableau II-6 : Charge et surcharge de chaque étage (poteau central)

ETAGES	Niveau	DESIGNATION DES ELEMENTS	G (kN)	Q (kN)
10ème ETAGE	N1	Poids du plancher terrasse Poutres PP+PS Poids du Poteau	121,99 27,03 7,27 156,29	22,18
9ème ETAGES	N2	N1 + Poids du plancher étage Poutres PP+PS Poids du Poteau	156,29 118 27,03 7,27 308,59	55,45
8ème ETAGES	N3	N3 X1	308,59 118 27,03 7,27 460,89	85,39
7ème ETAGES	N4	N4 X1	460,89 152,3 613,19	112,01
6ème ETAGES	N5	N5 X1	613,19 152,3 765,49	135,30
5ème ETAGES	N6	N6 X1	765,49 152,3 917,79	155,26
4ème ETAGES	N7	N7 X1	917,79 152,3 1070,09	171,90
3ème ETAGES	N8	N8 X1	1070,09 152,3 1222,39	188,53
2ème ETAGES	N9	N9 X1	1222,39 152,3 1374,69	205,17
1er ETAGES	N10	N10 X1	1374,69 152,3 1526,99	221,80
RDC	N11	N11 X2	1526,99 152,3 1679,29	238,44
SS1	N12	N12 X2	1679,99 118 27,03 8,71	255,08
TOTAL		/	1833,03	255,08

N.B : Les différents poids

II.4.2 Le poteau de rive [Annexe A] :

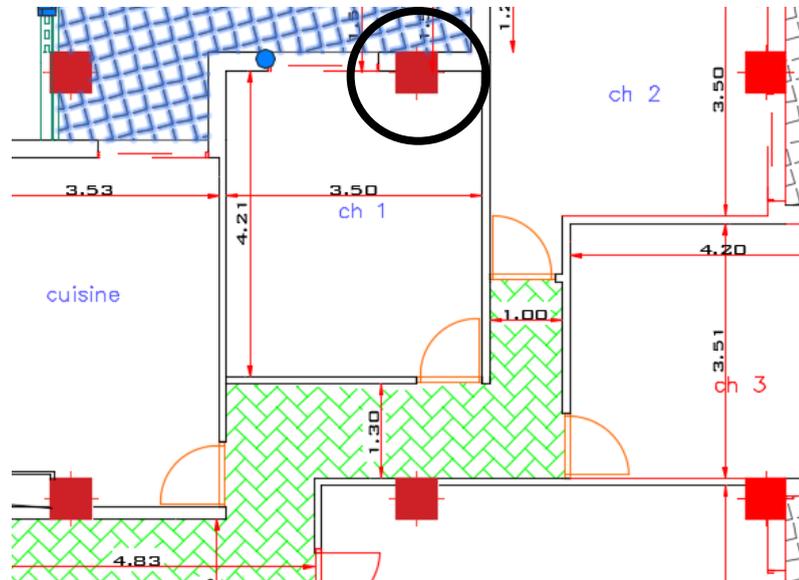


Figure II-8 : Le poteau de rive le plus sollicité.

$$S_1 = (2,09 * 2,665) = 5,57 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (2,115 * 2,665) = 7,1 \text{ m}^2$$

$$S_t = 12,67 \text{ m}^2$$

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.

Tableau II-7 : Charger et surcharge de chaque étage (poteau de rive)

ETAGES	Niveau	DESIGNATION DES ELEMENTS	G (kN)	Q (kN)
10ème ETAGE	N1	Poids du plancher terrasse Poutres PP+PS Poids du Poteau	69,68 27,03 7,27 103,98	12,67
9ème ETAGES	N2	N1 + Poids du plancher étage Poutres PP+PS Poids du Poteau	103,98 67,4 27,03 7,27 205,68	31,68
8ème ETAGES	N3	N3 X1	205,68 101,7 307,38	48,78
7ème ETAGES	N4	N4 X1	307,38 101,7 409,08	63,99
6ème ETAGES	N5	N5 X1	409,08 101,7 510,78	77,29
5ème ETAGES	N6	N6 X1	510,78 101,7 612,48	88,69
4ème ETAGES	N7	N7 X1	612,48 101,7 714,18	98,19
3ème ETAGES	N8	N8 X1	714,18 101,7 815,88	107,7
2ème ETAGES	N9	N9 X1	815,88 101,7 917,58	117,20
1er ETAGES	N10	N10 X1	917,58 101,7 1019,98	126,70
RDC	N11	N11 X2	1019,98 101,7 1120,98	136,21
SS1	N12	N12 X2	1120,98 8,71 27,03 67,4	145,72
TOTAL	/		1224,12	145,72

II.4.3 Le poteau d'angle [Annexe A]:

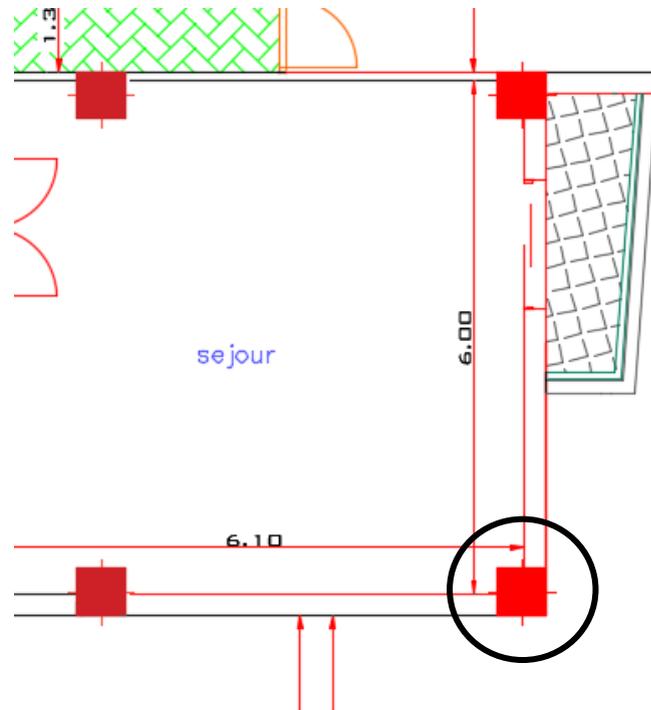


Figure II-9 : Le poteau d'angle le plus sollicité.

$$S_l = (2,115 * 2,625) = 5,55 \text{ m}^2$$

$$S_t = 5,55 \text{ m}^2$$

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.

Tableau II-8 : Charge et surcharge de chaque étage (poteau d'angle)

ETAGES	Niveau	DESIGNATION DES ELEMENTS	G (kN)	Q (kN)
10ème ETAGE	N1	Poids du plancher terrasse Poutres PP+PS Poids du Poteau	30,52 27,03 7,27 64,82	5,5
9ème ETAGES	N2	N1 + Poids du plancher étage Poutres PP+PS Poids du Poteau	64,82 29,53 34,3 128,65	13,83
8ème ETAGES	N3	N3 X1	128,65 63,83 192,48	21,33
7ème ETAGES	N4	N4 X1	192,48 63,83 256,31	27,99
6ème ETAGES	N5	N5 X1	256,31 63,83 320,14	33,82
5ème ETAGES	N6	N6 X1	320,14 63,83 383,97	38,82
4ème ETAGES	N7	N7 X1	383,97 63,83 447,8	42,99
3ème ETAGES	N8	N8 X1	447,8 63,83 511,63	47,16
2ème ETAGES	N9	N9 X1	511,63 63,83 575,46	51,33
1er ETAGES	N10	N10 X1	575,46 63,83 639,29	55,50
RDC	N11	N11 X2	639,29 63,83 703,12	59,67
SS1	N12	N12 X2	703,12 8,71 29,53 27,03	63,84
TOTAL		/	768,39	63,84

II.4.4 Dimensionnement des poteaux :

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

$$Nu(p) \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

Avec :

Nu : effort normal ultime (compression) = 1.35G+1.5Q

α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité (α = f(λ))

λ : élancement d'EULER

i : rayon de giration

l_f : longueur de flambement

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

B : surface de la section du béton

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton γ_b = 1.5 (situation

durable) **γ_s** : coefficient de sécurité pour l'acier γ_s = 1.15

(situation durable) **f_e** : limite élastique de l'acier (f_e = 500 MPa);

f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours (f_{c28} = 30 MPa)

A_s : section d'acier comprimée

B_r : section réduite d'un poteau. Obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

4.1) Pour une section rectangulaire :

- moment d'inertie $I = \frac{bh^3}{12}$

- section du béton B = a × b

- section réduite B_r = ((a - 0.02) × (b - 0.02))

Selon le « BAEL 99 ^[2] » $0,2\% \leq A_s / B \leq 5\%$

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

$$\bullet \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{si } \lambda = 50$$

$$\bullet \quad \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 100$$

Pour les poteaux. Il est préférable de prendre $\lambda = 35$ et $\alpha = 0,708$

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

$$B_r \geq \frac{Nu}{\alpha \left(\frac{fc28}{0.9 \times \lambda b} + \frac{A_s \times Fe}{B \times \lambda s} \right)} = 0.0531 Nu$$

Pour une zone sismique **III**. On doit avoir au minimum :

Min (a ; b) \geq 30 cm

Min (a ; b) \geq $h_e/20$

$1/4 < a/b < 4$

Avec :

- (a ; b) : dimensions de la section.

- h_e : hauteur d'étage.

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

4.2). Vérification à l'ELS :

La vérification de la section à l'ELS est selon la formule suivante :

$$\sigma_{ser} = N_{ser} B + \eta A_s \leq 0.6 fc28$$

Avec :

- **N ser** : Effort normal à l'ELS.

- **B** : Section de béton du poteau.

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.

- A_s : Section des armatures ($A_s=1\%B$).
- η : Coefficient d'équivalence ($\eta= E_s/ E_b = 15$).
- σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation les différents termes par leur valeur, on obtient :

$$\sigma_{ser} = N_{ser} / 1.15B \leq 0.6 f_{c28} = \mathbf{18Mpa}$$

Les Poteaux les plus sollicités sont :

- Poteau central rectangulaire **S = 22.18 m²**
- Poteau de rive rectangulaire **S = 12,67 m²**
- Poteau de cote rectangulaire **S = 5,55 m²**

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

II.4.4.1 Le poteau central :

Tableau II-9 : Choix des sections des poteaux centraux (carrés)

Niveaux	Ng (kN)	Nq (kN)	Nu (kN)	Br (cm ²)	a=b	RPA	Le choix	proposition
10ème étage	156.29	22.18	244.262	129.703	11.389	30x30	30x30	30x30
9ème étage	308.59	55.45	499.772	265.379	16.290	30x30	30x30	30x30
8ème étage	460.89	85.39	750.287	398.402	19.960	30x30	30x30	30x30
7ème étage	613.19	112.01	995.822	528.781	22.996	30x30	30x30	35x35
6ème étage	765.49	135.30	1236.362	656.509	25.622	30x30	30x30	35x35
5ème étage	917.79	155.26	1471.907	781.583	27.957	30x30	35x35	35x35
4ème étage	1070.09	171.90	1702.472	904.013	30.067	30x30	35x35	40x40
3ème étage	1222.39	188.53	1933.022	1026.435	32.038	30x30	35x35	40x40
2ème étage	1374.69	205.17	2163.587	1148.865	33.895	30x30	40x40	40x40
1er étage	1526.99	221.80	2394.137	2271.287	35.656	30x30	40x40	45x45
RDC	1679.29	238.44	2624.702	1393.717	37.333	30x30	40x40	45x45
S-sol1	1833.03	255.08	2857.211	1517.179	38.951	30x30	45x45	45x45

Tableau II-10 : Vérification de critère de résistance (Poteaux centraux)

Etages	Nu (kN)	B (cm ²)	Nu/B	f _{bu} (MPa)	Vérification	Le choix
10ème étage	244.262	900	2.71	17	Vérifiée	30x30
9ème étage	499.772	900	5.55	17	Vérifiée	30x30
8ème étage	750.287	900	8.34	17	Vérifiée	30x30
7ème étage	995.822	900	11.06	17	Vérifiée	30x30
6ème étage	1236.362	900	13.74	17	Vérifiée	30x30
5ème étage	1471.907	1225	12.02	17	Vérifiée	35x35
4ème étage	1702.472	1225	13.89	17	Vérifiée	35x35
3ème étage	1933.022	1225	15.78	17	Vérifiée	35x35
2ème étage	2163.587	1600	13.52	17	Vérifiée	40x40
1ère étage	2394.137	1600	14.96	17	Vérifiée	40x40
RDC	2624.702	1600	16.40	17	Vérifiée	40x40
S-sol1	2857.211	2025	14.11	17	Vérifiée	45x45

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.

Vérification à l'ELS :

Tableau II-11 : Vérification poteaux centraux à l'ELS

Niveaux	Ns (kN)	B (cm ²)	Ns/1,15B	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification	Le choix
10ème étage	178.47	900	1.72	18	Vérifiée	30x30
9ème étage	364.04	900	3.52	18	Vérifiée	30x30
8ème étage	546.28	900	5.28	18	Vérifiée	30x30
7ème étage	725.2	900	7.01	18	Vérifiée	30x30
6ème étage	900.79	900	8.70	18	Vérifiée	30x30
5ème étage	1073.05	1225	7.62	18	Vérifiée	35x35
4ème étage	1241.99	1225	8.88	18	Vérifiée	35x35
3ème étage	1410.92	1225	10.02	18	Vérifiée	35x35
2ème étage	1579.86	1600	8.58	18	Vérifiée Vérifiée	40x40
1er étage	1748.79	1600	9.50	18	Vérifiée	40x40
RDC	1917.73	1600	10.42	18	Vérifiée	40x40
S-sol1	2088.11	2025	8.96	18	Vérifiée	45x45

II.4.4.2 Le poteau de rive :

Tableau II-12 : Choix des sections des poteaux de rives (carrés)

Niveaux	Ng (kN)	Nq (kN)	Nu (kN)	Br (cm ²)	a=b	RPA	Le choix
10ème étage	103.98	12.67	159.378	84.629	9.199	30x30	30x30
9ème étage	205.68	31.68	325.188	172.675	13.141	30x30	30x30
8ème étage	307.38	48.78	488.133	259.199	16.099	30x30	30x30
7ème étage	409.08	53.99	648.243	344.218	18.553	30x30	30x30
6ème étage	510.78	77.29	805.488	427.714	20.681	30x30	30x30
5ème étage	612.48	88.69	959.883	509.698	22.576	30x30	30x30
4ème étage	714.18	88.19	1111.428	590.168	24.293	30x30	35x35
3ème étage	815.88	107.7	1262.988	670.647	25.897	30x30	35x35
2ème étage	917.58	117.20	1414.533	751.118	27.407	30x30	35x35
1er étage	1019.28	126.70	1566.078	831.588	28.838	30x30	35x35
RDC	1120.28	136.21	1717.638	912.066	30.200	30x30	35x35
S-sol1	1224.12	145.72	1871.142	993.576	31.521	30x30	35x35

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.

Vérification de critère de résistance : $NuB \leq f_u = 17\text{Mpa}$

Tableau II-13 : Vérification de critère de résistance (Poteaux de rives)

Etages	Nu (kN)	B (cm ²)	Nu/B	f _{bu} (MPa)	Vérification	Le choix
10ème étage	159.378	900	1.77	17	Vérifiée	30x30
9ème étage	325.188	900	3.61	17	Vérifiée	30x30
8ème étage	488.133	900	5.42	17	Vérifiée	30x30
7ème étage	648.243	900	7.20	17	Vérifiée	30x30
6ème étage	805.488	900	8.94	17	Vérifiée	30x30
5ème étage	959.883	900	10.64	17	Vérifiée	30x30
4ème étage	1111.428	900	12.34	17	Vérifiée	30x30
3ème étage	1262.988	900	14.03	17	Vérifiée	30x30
2ème étage	1414.533	900	15.72	17	Vérifiée	30x30
1ère étage	1566.078	1225	12.78	17	Vérifiée	35x35
RDC	1717.638	1225	14.02	17	Vérifiée	35x35
S-sol1	1871.142	1225	15.27	17	Vérifiée	35x35

Tableau II-14 : Vérification poteaux de rives a l'ELS

Niveaux	Ns (kN)	B (cm ²)	Ns/1,15B	σ_{bc} (MPa)	Vérification	Le choix
10ème étage	116.65	900	1.12	18	Vérifiée	30x30
9ème étage	237.36	900	2.69	18	Vérifiée	30x30
8ème étage	356.16	900	3.44	18	Vérifiée	30x30
7ème étage	473.07	900	4.57	18	Vérifiée	30x30
6ème étage	588.07	900	5.68	18	Vérifiée	30x30
5ème étage	701.17	900	6.77	18	Vérifiée	30x30
4ème étage	812.37	900	7.84	18	Vérifiée	30x30
3ème étage	923.58	900	8.92	18	Vérifiée	30x30
2ème étage	1034.78	900	9.99	18	Vérifiée	30x30
1er étage	1145.98	1225	8.13	18	Vérifiée	35x35
RDC	1257.19	1225	8.92	18	Vérifiée	35x35
S-sol1	1369.89	1225	9.72	18	Vérifiée	35x35

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.

II.4.4.3 Poteaux d'angle :

Tableau II-15 : Choix des sections des poteaux d'angle (carrés)

Niveaux	Ng (kN)	Nq (kN)	Nu (kN)	Br (cm ²)	a=b	RPA	Le choix
10ème étage	64.82	5.5	95.757	50.85	7.131	30x30	30x30
9ème étage	128.65	13.83	194.423	103.24	10.161	30x30	30x30
8ème étage	192.48	21.33	291.843	154.97	12.449	30x30	30x30
7ème étage	256.31	27.99	388.004	206.030	14.354	30x30	30x30
6ème étage	320.14	33.82	482.919	256.43	16.013	30x30	30x30
5ème étage	383.97	38.82	576.589	306.17	17.498	30x30	30x30
4ème étage	447.8	42.99	669.015	355.25	18.848	30x30	30x30
3ème étage	511.63	47.16	761.441	404.33	20.107	30x30	30x30
2ème étage	575.46	51.33	853.866	453.40	21.293	30x30	30x30
1er étage	639.29	55.50	946.292	502.48	22.42	30x30	30x30
RDC	703.12	59.67	1038.717	551.56	23.481	30x30	30x30
S-sol1	768.39	63.84	1133.087	601.67	24.52	30x30	30x30

Tableau II-16 : Vérification de critère de résistance à l'ELU

Etages	Nu (kN)	B (cm ²)	Nu/B	f _{bu} (MPa)	Vérification	Le choix
10ème étage	95.757	900	1.06	17	Vérifiée	30x30
9ème étage	194.423	900	2.16	17	Vérifiée	30x30
8ème étage	291.843	900	3.24	17	Vérifiée	30x30
7ème étage	388.004	900	4.31	17	Vérifiée	30x30
6ème étage	482.919	900	5.36	17	Vérifiée	30x30
5ème étage	576.589	900	6.40	17	Vérifiée	30x30
4ème étage	669.015	900	7.43	17	Vérifiée	30x30
3ème étage	761.441	900	8.46	17	Vérifiée	30x30
2ème étage	853.866	900	9.48	17	Vérifiée	30x30
1ère étage	946.292	900	10.51	17	Vérifiée	30x30
RDC	1038.717	900	11.54	17	Vérifiée	30x30
S-sol1	1133.087	900	12.58	17	Vérifiée	30x30

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.

Vérification a l'ELS

Tableau II-17 : Vérification poteaux d'angle a l'ELS

Niveaux	Ns (kN)	B (cm ²)	Ns/1,15B	σ_{bc} (MPa)	Vérification	Le choix
10ème étage	70.32	900	0.68	18	Vérifiée	30x30
9ème étage	142.48	900	1.38	18	Vérifiée	30x30
8ème étage	213.81	900	2.06	18	Vérifiée	30x30
7ème étage	284.3	900	2.75	18	Vérifiée	30x30
6ème étage	353.96	900	3.42	18	Vérifiée	30x30
5ème étage	422.79	900	4.08	18	Vérifiée	30x30
4ème étage	490.79	900	4.74	18	Vérifiée	30x30
3ème étage	558.79	900	5.39	18	Vérifiée	30x30
2ème étage	626.79	900	6.06	18	Vérifiée	30x30
1er étage	694.79	900	6.71	18	Vérifiée	30x30
RDC	762.79	900	7.37	18	Vérifiée	30x30
S-sol1	832.23	900	8.04	18	Vérifiée	30x30

II.5 Prédimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés à reprendre une partie des charges verticales mais aussi principalement d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

Le R.P.A. 99/2003 considère comme voile de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$e \geq \max\left(\frac{he}{20}; 15\right) \text{ cm} \quad e \geq \frac{he}{20} \quad e \geq \frac{323}{20}$$

$$e \geq 16,15 \text{ cm} \quad \text{alors } e_{\min} = 20 \text{ cm}$$

$$L \geq 4e \quad L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.

Avec :

L : longueur du voile

e : épaisseur du voile

he : Hauteur d'étage

On adopte des voiles d'épaisseur $e = 20$ cm.

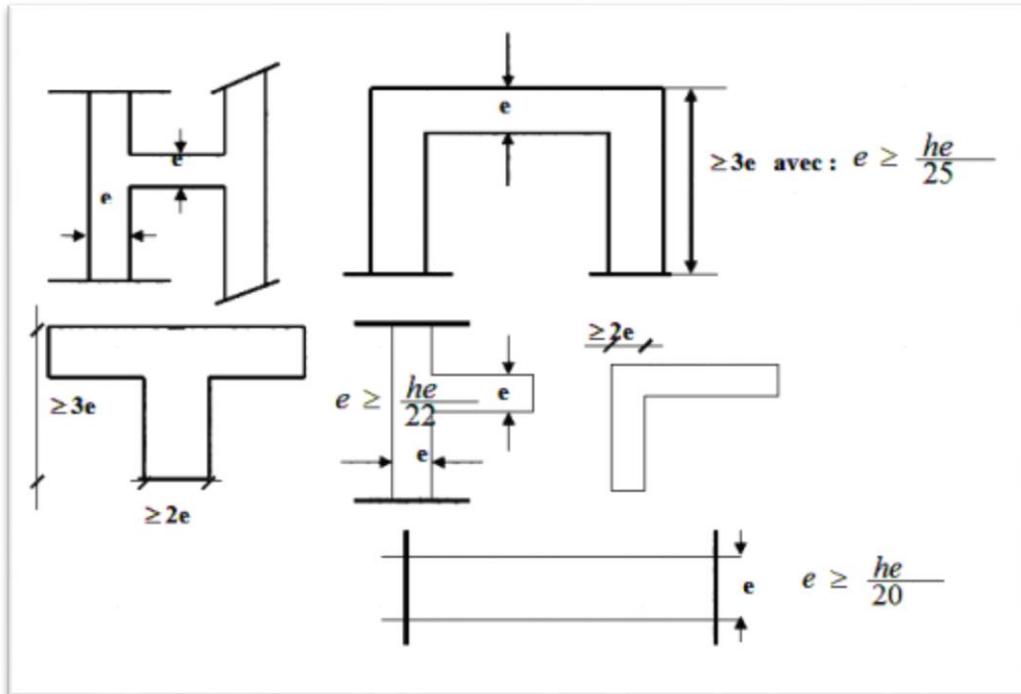


Figure II-10 : Coupes de voiles en plan (RPA 99 v 2003).

II.6 Conclusion :

Tableau récapitulatif

Tableau II-18 : Dimensions des éléments porteurs

Niveaux	Section de poteau central	Section de poteau de rive	Section de poteau d'angle	Section de poutre principale	Section de poutre secondaire	Epaisseur des voiles
10^{ème} étage– 6^{ème} étage	30x30	30x30	30x30	30 x 40	30 x 35	20
5^{ème} étage– 3^{er} étage	35x35	30x30	30x30	30 x 40	30 x 35	20
2^{ème} étage	40x40	30x30	30x30	30 x 40	30 x 35	20
1^{ère} étage & RDC	40x40	35x35	30x30	30x40	30x35	20
S-sol1	45x45	35x35	30x30	30 x 40	30 x 35	20

III. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Introduction :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement à la résistance de la structure.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement à la résistance de la structure.

Dans le présent chapitre nous présentons l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment, à savoir l'acrotère, les escaliers et les planchers

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement « *BAEL 91 modifié 99* » en respectant les recommandations du règlement parasismique Algérien « *RPA 99 version 2003* ».

III.2. Acrotère :

III.2.1. Introduction :

L'acrotère est un élément non structural, il est calculé comme une console encastrée à la base - au niveau du plancher terrasse – où la section à ce niveau présente la section dangereuse l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propres sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1\text{kN/ml}$.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

-Largeur $b=100\text{ cm}$

-Hauteur $H=60\text{ cm}$

-Epaisseur $e=10\text{ cm}$

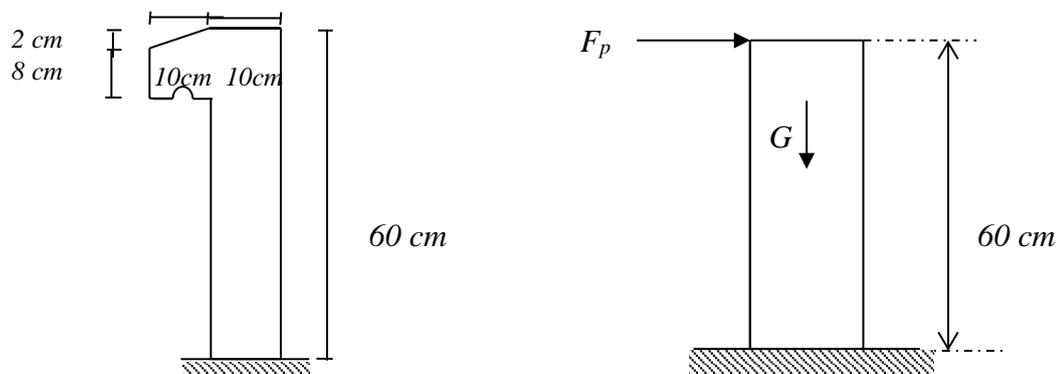


Figure III.1 : schéma de l'acrotère.

III.2.2. Evaluation des charges :

a. Charge d'exploitation :

$$Q=,00 \text{ KN/ml}$$

b. Charge permanente :

On considère une bande de 1 m de largeur. Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de :

$$G = \rho \times S$$

S : la surface transversale totale de l'acrotère

ρ : Le poids volumique du béton tel que $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,08 \times 0,1) + \left(\frac{0,02 \times 0,1}{2} \right) = 0,069 \text{ m}^2$$

D'où :

Le poids propre de l'acrotère: $G_1 = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$

Le poids du revêtement : $G_2 = 14 \times 0,02 \times (60 \times 2 + 30) \times 10^{-2} = 0,42 \text{ kN/ml}$

$$G = G_1 + G_2 = 2,145 \text{ kN/ml}$$

$$\mathbf{G=2,145kN/ml}$$

L'acrotère doit être vérifié sous l'action d'un effort sismique F_p appliqué à sa partie supérieure.

Si $F_p > 1,5 Q$: on va utiliser cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcul des armatures :

On a:

$$F_p = 4AC_p W_p \dots\dots\dots \text{« RPA99 version 2003 » [2].}$$

Avec :

- F_p : force horizontale agissant sur les éléments non structuraux.
- A : coefficient d'accélération pour la zone III, groupe 2, $A = 0,25$

- C_p : facteur des forces horizontales ($C_p = 0,8$) élément console
- W_p : poids de l'acrotère $W_p = 2,145 \text{ kN}$.

Alors :

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,145 = 1,69 \text{ kN}.$$

$$Q_u = \text{Max} (1,5Q ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,69 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = Q_h = 1,69 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur : $G = 2,117 \text{ kN/ml}$ et $Q = 1,69 \text{ kN/ml}$

III.2.3. Calcul des efforts :

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

- État limite ultime :
 - $N_u = 1,35G = 2,896 \text{ kN}$
 - $M_u = 1,5Q_h h = 1,521 \text{ kNm}$
 - $T_u = 1,5Q_h = 2,574 \text{ kN}$
- État limite de service :
 - $N_{ser} = G = 2,145 \text{ kN}$
 - $M_{ser} = Q_h h = 1,03 \text{ kNm}$
 - $T_{ser} = Q_h = 1,716 \text{ kN}$

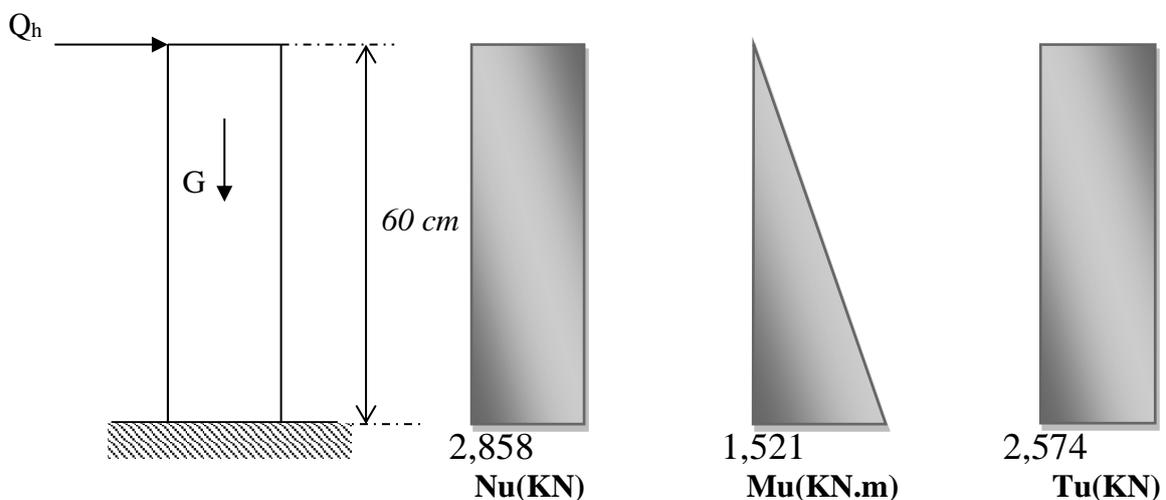


Figure III.2 : Diagrammes des efforts à L'ELU.

III.2.4. Ferrailage de la section de l'acrotère :

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

Données :

$$h = 10 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}, f_{c28} = 30 \text{ MPa} , M_u = 1,521 \text{ kN.m} , N_u = 2,858 \text{ kN}$$

$$f_{BC} = 17 \text{ MPa} , c = c' = 2 \text{ cm} ; F_e = 500 \text{ MPa}.$$

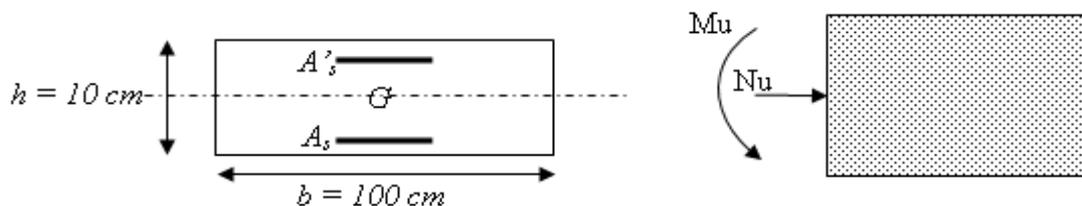


Figure III.3 : Section de calcul de l'acrotère.

a. Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,521}{2,858} \times 10^2 = 53,22 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée (SPC).}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

b. Calcul du moment fictif « M_f » :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,631 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M}{b d^2 \sigma_{bc}} = 0,015$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

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

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 7,93 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,018 \quad 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10 \text{ ‰} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 57,98 \text{ mm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 49,76 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,49 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

c. Condition de non fragilité

$$A_{s \text{ min}} \geq 0,23 b d (f_{t28} / f_e) = 0,23 \times 100 \times 8 \times (2,4/500) = 0,88 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} \geq \text{Max} \left\{ 1 \text{ cm}^2 ; 0,88 \text{ cm}^2 \right\} = 1 \text{ cm}^2$$

La section choisie est 4T8 avec $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

d. Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,425 \text{ cm}^2$$

On choisi 4T8 = 2,01 cm² avec un espacement $St = \frac{60-10-4}{3} = 15 \text{ cm}$

III.2.5. Vérification de la section d'acier selon « BAEL 91 » : [1].

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\text{min}} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28} = 24 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$$

$$A_{smin} \geq \text{Max}\{1cm^2; 0,88cm^2\} = 1cm^2$$

III.2.6. Vérification à L'E.L.S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,48m$$

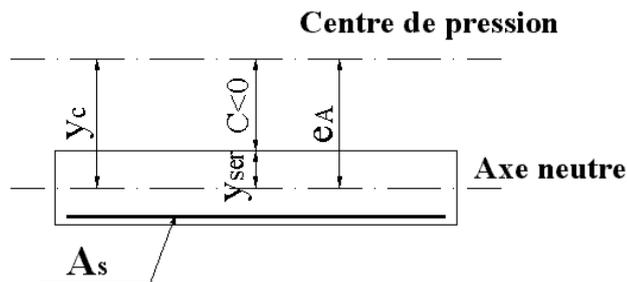


Figure III.4 : distance de l'axe neutre.

On a : $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

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

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 50,9cm \Rightarrow C = -42,9cm \quad (C < 0)$$

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

On doit résoudre l'équation suivant :

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

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

Avec :

$$n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5512,05 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 1578521 \end{array} \right. et$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = 1,067 \cdot 10^8$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,99 \Rightarrow \varphi = 171,89^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,72$$

$$y_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) = -85,62 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 46,32 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 39,3 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 48,60 \text{ cm}$

Car : $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 48,60 - 42,9 = 5,7 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 5,7 \text{ cm} \\ Y_c = 48,90 \text{ cm} \end{cases}$$

a. Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = 1902,46 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

b. Vérification des contraintes :

1. Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18MPa$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2.117 \times 10^3 \times 48.90 \times 10}{6978.93 \times 10^4} \right) \times 5.90 = 0.88MPa \quad \sigma_{bc} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

2. Contraintes de l'acier :

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

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

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

$$\sigma_s = 4,73MPa \quad \sigma_s \dots\dots\dots \text{vérifi}$$

$$\sigma'_s = 8,79MPa \quad \sigma_s \dots\dots\dots \text{vérifi}$$

III.2.7. Vérification De L'effort Tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1 f_{c28}; 4MPa\} = 3MPa$$

$$\tau_u = \frac{2.574 \times 10^3}{80 \times 10^3} = 0.032MPa \quad \tau_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.2.8. Schéma de Ferrailage d'acrotère :

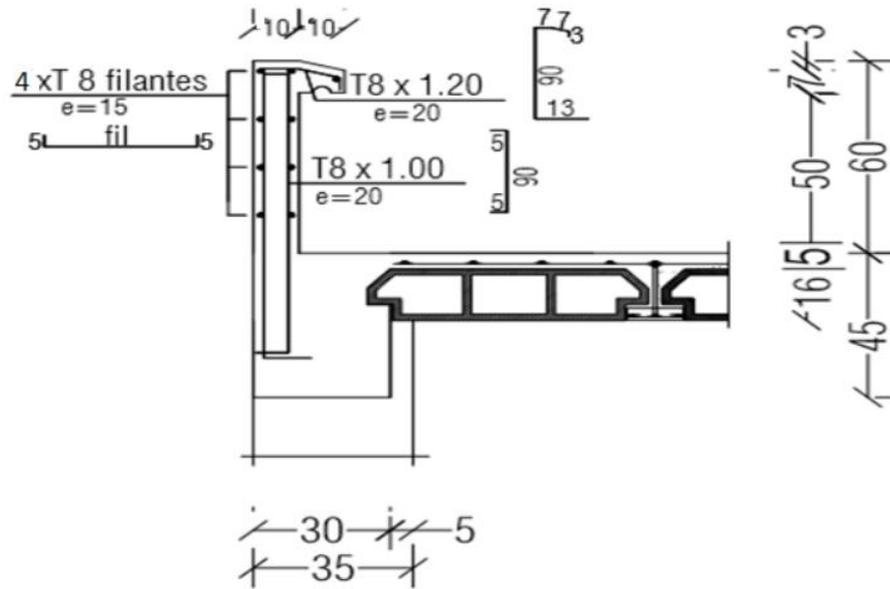


Figure .III.5: ferrailage de l'acrotère.

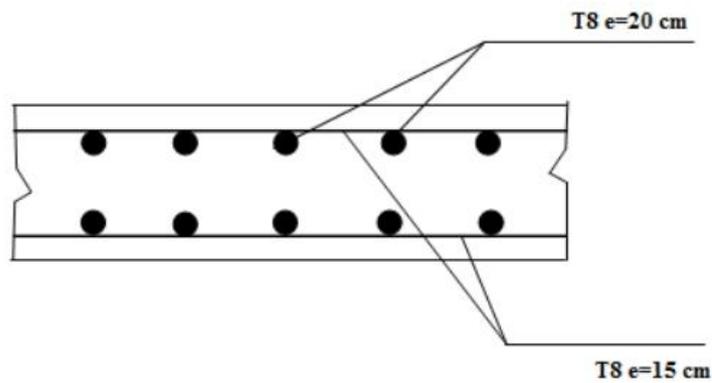


Figure III.6 : Disposition des armatures dans l'acrotère.

III.3. Balcons :

III.3.1. Introduction :

Notre ouvrage comporte un type de balcon : dalle à deux appuis, de dimensions (1.5×4).

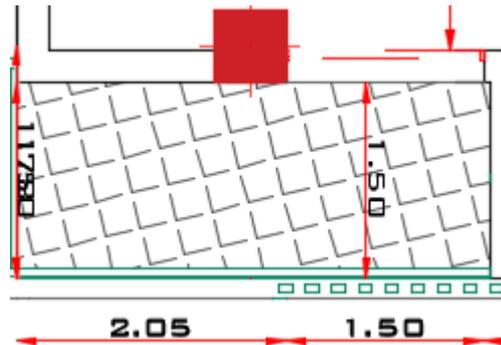


Figure .III.7 : Balcon à deux appuis.

- **Épaisseur du balcon :**

L'épaisseur de balcon et déterminer comme suite :

- **Résistance au feu :**

$e = 7$ cm pour une heure de coup de feu

$e = 11$ cm pour deux heures de coup de feu

$e = 17,5$ cm pour quatre heures de coup de feu.

Nous optons : $e = 15$ cm.

- **Isolation phonique**

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

Nous limitons donc notre épaisseur à 15 cm.

- **Résistance à la flexion**

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

$$- e \geq \frac{Lx}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

Avec :

L_x : La petite portée du panneau le plus sollicité.

$$L_x = 1.5\text{m}$$

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

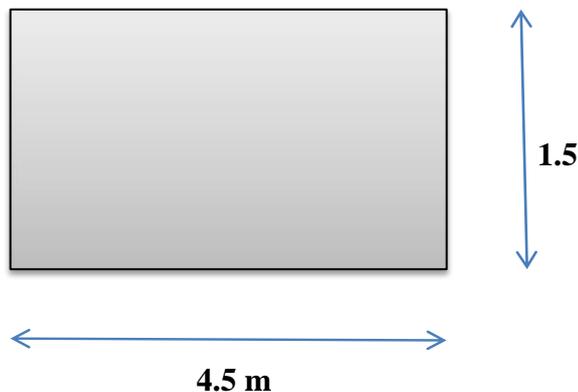


Figure.III.8: Dimensions du balcon.

III.3.2. Evaluation des charges :

- Charge permanente : $G = 6.43\text{kN/m}^2$
- Charge revenant au garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur Brique creuse : $0.1 * 0.9 = 0.9\text{ kN/m}$
Enduit ciment : $2 * 0.2 * 22 = 0.88\text{ kN/m}$
 $G_{gc} = 0.9 + 0.88 = 1.78\text{ kN/m}$
- Charge d'exploitation : $Q = 3.50\text{kN/m}^2$

Détermination des efforts :

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1ml. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement

Combinaison des charges :

a) **Combinaison de charge à l'ELU :**

La dalle pleine: $q_u = (1,35G + 1,5Q) * 1\text{m} = (1,35 * 6,43) + (1,5 * 3,5) = 13,93\text{kN/m}$

Le garde-corps : $P_u = 1,35 * 1,78 = 2,403\text{ kN}$

b) combinaison de charge à l'ELS

La dalle pleine: $q_s = (G+Q)*1m = 9.93kN/m$

Le garde-corps : $P_s = 1*1.78 = 1.78 kN$

Les moments et les efforts tranchants

a) ELU :

Le moment provoqué par la charge est :

$$M_{u1} = - \left(\frac{qu \times l^2}{2} \right) = - \left(\frac{13.93 \times 1.5^2}{2} \right) = -15.67 \text{ KN.m}$$

Le moment provoqué par la charge est :

$$M_{u2} = - (P_u \times l) = - (2.403 \times 1.5) = -3.60 \text{ KN.m}$$

b) Le moment total

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} = -19.27 \text{ KN.m}$$

$$V_u = - (qu \times l + p_u) = -13.93 \times 1.5 - 2.403 = -23.3 \text{ KN}$$

c) ELS :

$$M_s = - \left(\frac{q_s \times l^2}{2} + P_s \times l \right) = -13.84 \text{ KN.m}$$

$$V_s = - (q_s \times l + P_s) = -16.68 \text{ KN}$$

Note : le signe (-) veut dire que la fibre supérieure est tendue.

III.3.3. Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fait à l'ELU en considérant que la fissuration est peu préjudiciable en considérant une section de 1.00 m de largeur et de 15 cm d'épaisseur.

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m de largeur. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

Soit :

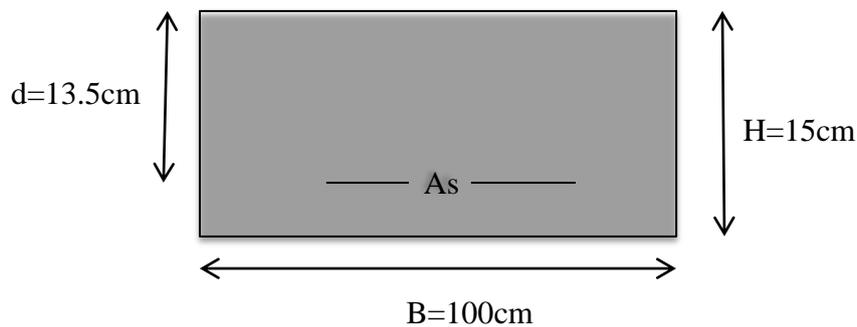
Mu = - 19.27 KN.m

Vu = -23.30 KN

Application :

$f_{c28} = 30\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,4\text{MPa}$; $f_{bc} = 17\text{MPa}$; $b = 100\text{cm}$; $h = 15\text{cm}$; $d = 13.5\text{cm}$; $f_e = 500\text{MPa}$

a) Les armatures principales : (Armature partie supérieure) :



Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : Ferrailage du balcon

	M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (mm)	A_{cal_s} (cm ²)	Choix	A_{adp_s} (cm ²)	Esp (cm)
Mu	19.27	0,062	Oui	0	0,080	130.68	3.39	5T10	3.93	20

b) Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98\text{cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 4HA8 = 2,01 cm², st = 25cm

c) Vérification (ELU) :

c.1) Condition de non fragilité du béton (ART B.7.4/BAEL91

$$A_{min} = 0.23 b d f_{tj} / f_e = 0.23 * 100 * 13.5 * 2.4 / 500 = 1.49 \text{ cm}^2$$

Donc $A_s = 3.93 \text{ cm}^2 \geq A_{smin} = 1.49 \text{ cm}^2$ CV

c.2) Ecartement des barres (BAEL91 / art A.8.2.42)

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$S_t \leq \text{Min} (33 \text{ cm} ; 3h) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \leq (33 \text{ cm} ; 35 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Les armatures de répartition : $S_t \leq \text{Min} (45 \text{ cm} ; 4h) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \leq (45 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

c.3) Vérification a l'effort tranchant : On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA} \right)$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{23.30 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.17 \text{ MPA} < 3 \text{ MPA}$$

$\bar{\tau}_u = 3 \text{ MPA}$ (condition vérifiée)

III.3.4. Vérification vis-à-vis de l'ELS :

- **Vérification des contraintes :**

$M_{ser} = 13.84 \text{ kNm/m}$

La fissuration est préjudiciable ; il faut que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

Avec : $\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right) = 250 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\begin{cases} n = 15 \\ \eta = 1,6 \text{ (H.A)} \end{cases}$$

Y : est calculé à partir de l'équation : $b/2 \cdot y^2 + n A_s'(y - c') - n A_s (d - y) = 0$.

I : est calculé à partir de l'équation : $I = b/3 y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.III.2 : Vérification des contraintes

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s (Mpa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
13.84	3.93	3.44	7322.87	6.50	vérifié	28.49	OK

• **Vérification de la flèche**

$$\left[\begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{At}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M0} \end{array} \right. \Rightarrow \left[\begin{array}{l} \frac{0.15}{1.5} = 0.10 \geq 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{3.93}{100 \times 13.5} = 0.0029 \leq 0.0084 \dots\dots \text{vérifiée} \\ 0.107 \geq 0.1 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire. Après les calculs et les vérifications effectuées, nous adoptons le ferrailage suivant :

- Armature principales : $A_s = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$ avec $St = 20 \text{ cm}$
- Armature de répartition : $A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec $st = 25 \text{ cm}$

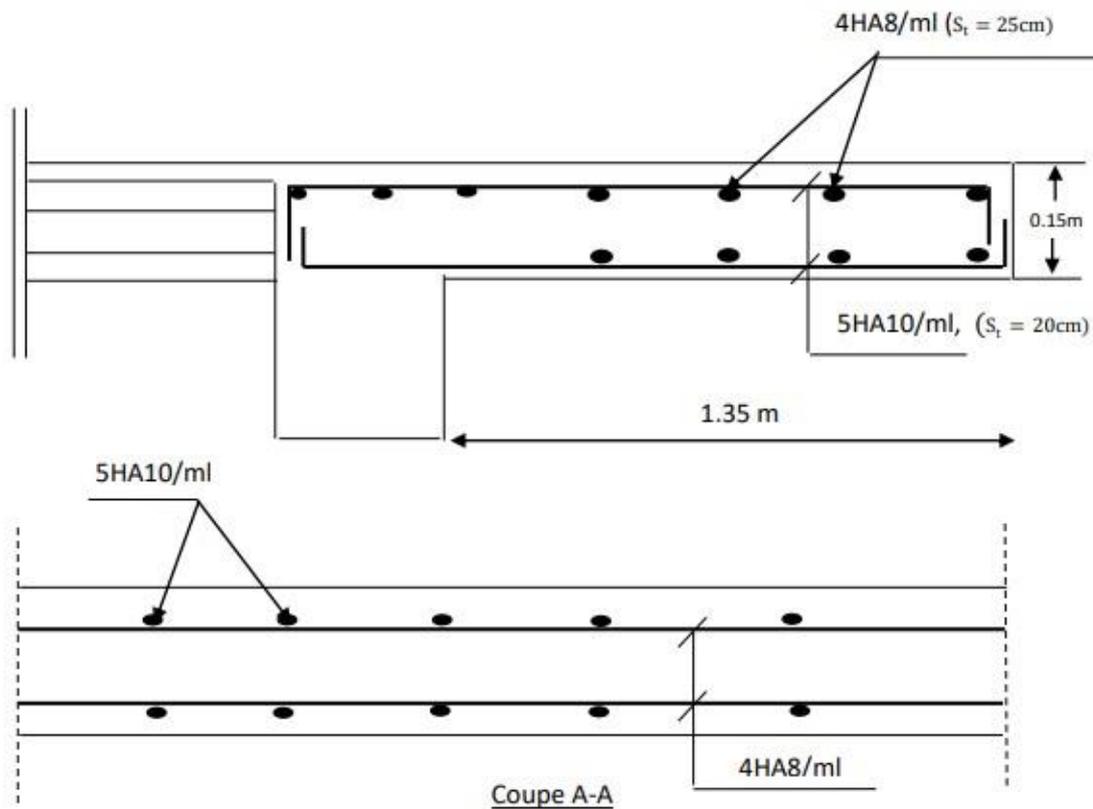


Figure III .9 : Ferrailage du balcon.

III.4. Etude des planchers

III.4.1. Introduction :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont un rôle important dans la structure, à savoir :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les éléments de contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

Dans notre structure, nous avons deux type de plancher : plancher 0 corps creux et dalle pleine.

III. 4.2. Plancher à corps creux :

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

Calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelle.
- La table de compression

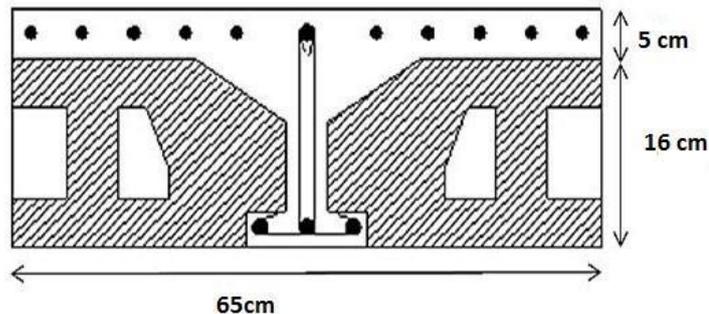


Figure .III.10 : Coupe du plancher en corps creux.

III 4.2.1 Pré dimensionnement des poutrelles

Notre bâtiment comporte deux types de planchers constitués d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(16 \times 21 \times 65) \text{ cm}^3$ avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

a) Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée (dans notre cas : $L_{\max} = 4.78 \text{ m}$) et distancées par la largeur d'un corps creux (entrevous). Leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives Pour notre bâtiment on a deux (02) types de poutrelle :

- Poutrelle à 05 travées
- Poutrelle à 04 travées

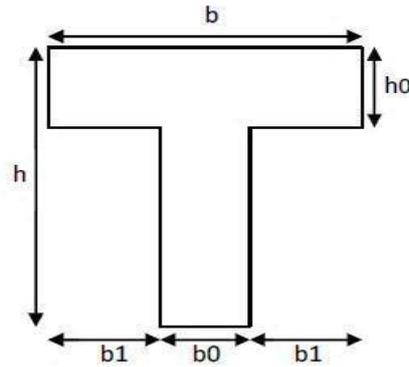


Figure.III.11 : Dimensions de la poutrelle.

b) Dimensions des poutrelles :

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h_t$$

Avec :

h_t : Hauteur du plancher. « 21 cm » h_0 :

Hauteur de la dalle de compression. « 5 cm »

$$b^1 \leq \min \left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10} \right)$$

Tel que :

L_x : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

L_y : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires

$$b = 2xb_1 + b_0 \quad b_0 = (0,4; 0,6) \times h = (8,4; 12,6) \text{ cm.}$$

Soit : $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min \left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{2} \right) \quad \Rightarrow \quad b \leq 2 \min \left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{2} \right)$$

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

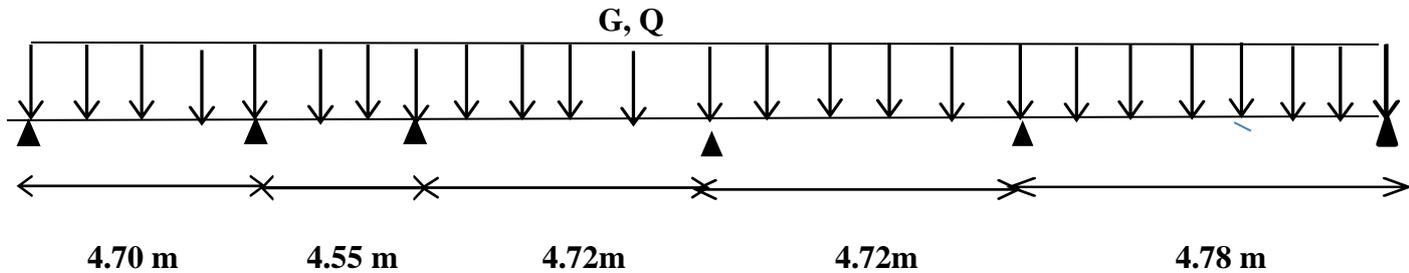
$$L_y = 478 - 50 = 423 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min \left(\frac{53}{2}, \frac{450}{10} \right) = 26.5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

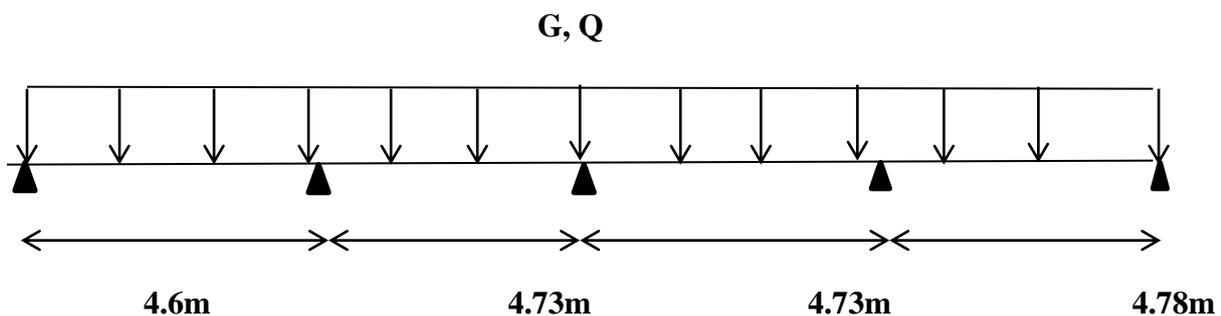
Soit : $b = 65 \text{ cm}$

c) Les Différents types des poutrelles :

Type 1: 5 travées



Type02 : 4 travées (1)



d) Calcul Des Poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- ✓ Avant le coulage de la dalle de compression.
- ✓ Après le coulage de la table de compression

d.1) 1^{er} étape de calcul (avant coulage) :

Avant coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte :

- ✓ Son poids propre.
- ✓ Le corps creux.
- ✓ La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille $Q=1\text{KN/m}^2$.

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon la méthode suivante :

d.1.1) Evaluation des charges et surcharges :

La poutrelle est soumise à son poids propre et au poids du corps creux, ainsi qu'à la charge d'exploitation due aux personnes sur chantier.

Cette étape correspond à l'avant coulage du béton. La poutrelle se calcule comme une poutre travaillant iso statiquement. (On utilise des poutres préfabriquées sur chantier).

- poids propre de poutrelle : $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15$ kN/ml
 - poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,21 \times 14 = 1,911$ kN/ml
- G = 2.061 kN/ml**
- Surcharge d'exploitation du chantier : $1 \times 0,65 = 0,65$ kN/ml Q = 0,65 kN/ml

d.1.2) Combinaison des charges :

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 3.757$ kN/ml

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 2.711$ kN/ml

d.1.3) Calcul des moments : L=4.78m (la plus grande travée)

Mu = $\frac{q l^2}{8} = \frac{3.757 \times 4.78^2}{8} = 10.30$ KN.m

Mser = $\frac{q l^2}{8} = \frac{2.711 \times 4.78^2}{8} = 7.74$ KN.m

d.1.4) Ferrailage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U $M_u = 10.30$ kN.m ; $b = 12$ cm ; $d = 4.50$ cm ;

$\sigma_{bc} = 17$ Mpa

D'après l'organigramme de la flexion simple on à:

$\mu = \frac{M_u}{b d \sigma_{bc}} = 2,597 > \mu_R = 0,371 \longrightarrow A_s' \neq 0$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaitements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

d.2) 2^{ème} étape : Après le coulage de la dalle de compression :

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

d.2.1) Evaluation des charges et surcharges revenant aux poutrelles :

Plancher terrasse :

Charge permanente : $G=5.5 \times 0.65=3.575\text{KN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q=1 \times 0.65=0.65\text{KN/ml}$

Plancher courant :

Charge permanente : $G=5.32 \times 0.65=3.46\text{KN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q=1.5 \times 0.65=0.98\text{KN/ml}$

d.2.2) Combinaison des charges :

Plancher terrasse :

ELU : $q_u=1.35G+1.5Q=5.80\text{KN/ml}$

ELS : $q_s=G+Q=4.225\text{KN/ml}$

Plancher courant :

ELU : $q_u=1.35G+1.5Q=6.14\text{KN/ml}$

ELS : $q_s=G+Q=4.44\text{KN/ml}$

Conclusion : le plancher terrasse est le plus sollicité

d.2.3) Calcul des efforts internes :

d.2.3.1) La méthode forfaitaire :

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5000 N/mm^2 .

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5000N/mm^2 \end{cases}$$

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0,8 et 1,25 - La fissuration est peu nuisible.

- **Exposé de la méthode :**

On désigne chaque travée par :

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

$$1) M_t + \frac{M\omega + M_\epsilon}{2} \geq M_{Max} \begin{cases} 1.05M_0 \\ (1 + 0,3\alpha)M_0 \end{cases}$$

$$2) M_t \geq M_{Max} \begin{cases} \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_0 & \text{Si la travée est de rive} \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 & \text{Si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

- **Pour les appuis**

$$\left[\begin{array}{l} M_a \geq 0,6M_0 \dots\dots\dots \text{Poutre à deux travées} \\ M_a \geq 0,5M_0 \dots\dots\dots \text{Appuis voisin des appuis de rive.} \\ M_a \geq 0,4M_0 \dots\dots\dots \text{Appuis intermédia ires.} \\ M_a \geq 0,2M_0 \dots\dots\dots \text{Appuid de rive} \end{array} \right.$$

Avec :

Mt : Moment en travée.

M ω : Moment max sur l'appui gauche.

Me : Moment max sur l'appui droit.

Ma : Moment à l'appui.

$$M_0 : \text{Moment isostatique} = \frac{PL^2}{8} \text{ (kN.m)}$$

$$T\omega = T_0 + \frac{M_\omega - M_\epsilon}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_\epsilon}{L}$$

$$Te = -T_0 + \frac{M_\omega - M_\epsilon}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_\epsilon}{L}$$

Avec :

T ω : effort tranchant à gauche de la travée.

Te : effort tranchant à droite de la travée.

- **Remarque :**

Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la méthode de Caquot.

d.2.3.2) Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

a) $Q = 0.65\text{KN/ml}$ $2G=2\times 3.46=6.92\text{KN/ml}$

$0.65\text{KN/ml} \leq (6.92\text{KN/ml}; 5\text{KN/ml})$ **CV**

b) **Calcul des sollicitations :**

L'inertie est constante pour toutes les travées. **CV**

$0.8 < \left(\frac{L_{AB}}{L_{BC}}\right) < 1.25$ \longrightarrow $0.8 < 1.032 < 1.25$ **CV**

$0.8 < \left(\frac{L_{BC}}{L_{CD}}\right) < 1.25$ \longrightarrow $0.8 < 0.96 < 1.25$ **CV**

$0.8 < \left(\frac{L_{CD}}{L_{DE}}\right) < 1.25$ \longrightarrow $0.8 < 1 < 1.25$ **CV**

$0.8 < \left(\frac{L_{DE}}{L_{EF}}\right) < 1.25$ \longrightarrow $0.8 < 0.98 < 1.25$ **CV**

La fissuration est peu nuisible **CV**

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

d.2.3.3) Calcul des moments : $\alpha = \frac{0.65}{3.46 \times 0.65} = 0.158$

a) **Type 1 : poutrelle a cinq travées :**

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.14\text{KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 4.44\text{KN/ml}$

ELU :

$M_o \text{ AB} = \frac{q l^2}{8} = \frac{6.14 \times 4.7^2}{8} = 16.95\text{KN.m}$

$M_o \text{ BC} = \frac{q l^2}{8} = \frac{6.14 \times 4.55^2}{8} = 15.89\text{KN.m}$

$M_o \text{ CD} = M_o \text{ DE} = \frac{q l^2}{8} = \frac{6.14 \times 4.72^2}{8} = 17.10\text{KN.m}$

$$M_o \text{ EF} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.14 \times 4.78^2}{8} = 17.54 \text{ KN.m}$$

Sur appuis :

$$M_a = M_e = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_b = 0.5 * M_{\text{Max}} = 0.5 \times 16.95 = 8.48 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 0.4 * M_{\text{Max}} = 0.4 \times 17.10 = 6.84 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0.4 * M_{\text{Max}} = 0.4 \times 17.10 = 6.84 \text{ KN.m}$$

$$M_e = 0.5 * M_{\text{Max}} = 0.5 \times 17.54 = 8.77 \text{ KN.m}$$

En travées :

On utilise 1 et 2.1 pour AB et DE (travée de Rive) :

Travée AB :

$$1) \quad M_{tAB} \geq 1.05 \times 16.95 - \left(\frac{0 + 8.48}{2} \right)$$

$$M_{tAB} \geq 13.56 \text{ KN.m}$$

$$2.1) \quad M_{tAB} \geq \frac{1.25}{2} \times 16.95 = 10.59 \text{ KN.m}$$

Travée EF :

$$1) \quad M_{tEF} \geq 1.05 \times 17.54 - \left(\frac{8.77 + 0}{2} \right)$$

$$M_{tEF} \geq 14.03 \text{ KN.m}$$

$$2.1) \quad M_{tEF} \geq \frac{1.25}{2} \times 17.54 = 10.96 \text{ KN.m}$$

On utilise 1 et 2.2 pour BC , CD et DE(travée intermédiaire) :

Travée BC :

$$1) \quad M_{tBC} \geq 1.05 \times 15.89 - \left(\frac{8.48 + 6.84}{2} \right)$$

$$M_{tBC} \geq 9.02 \text{ KN.m}$$

$$2.2) \quad M_{tBC} \geq \frac{1.05}{2} \times 15.89 = 8.34 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$M_{tCD} \geq 1.05 \times 17.10 - \left(\frac{6.84 + 6.84}{2} \right)$$

$$M_{tCD} \geq 11.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{1.05}{2} \times 17.10 = 8.98 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$Mt_{DE} \geq 1.05 \times 17.10 - \left(\frac{6.84 + 8.77}{2} \right)$$

$$Mt_{DE} \geq 10.15 \text{ KN.m}$$

$$MT_{DE} \geq \frac{1.05}{2} \times 17.10 = 8.98 \text{ KN.m}$$

ELS

$$Mo_{AB} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4.44 \times 4.7^2}{8} = 12.26 \text{ KN.m}$$

$$Mo_{BC} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4.44 \times 4.55^2}{8} = 11.49 \text{ KN.m}$$

$$Mo_{CD} = Mo_{DE} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4.44 \times 4.7^2}{8} = 12.36 \text{ KN.m}$$

$$Mo_{EF} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4.44 \times 4.78^2}{8} = 12.68 \text{ KN.m}$$

Sur appuis :

$$Ma = Mf = 0 \text{ KN.m}$$

$$Mb = 0.5 \times 12.26 = 6.13 \text{ KN.m}$$

$$Mc = 0.4 \times 12.36 = 4.94 \text{ KN.m}$$

$$Md = 0.5 \times 12.36 = 4.94 \text{ KN.m}$$

$$Me = 0.5 \times 12.68 = 6.34 \text{ KN.m}$$

Travées :

On utilise 1 et 2.1 pour AB et DE (travée de Rive) :

Travée AB :

$$Mt_{AB} \geq 1.05 \times 11.49 - \left(\frac{0 + 6.13}{2} \right) = 9.81 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{AB} \geq \frac{1.25}{2} \times 12.26 = 7.66 \text{ KN.m}$$

Travée EF :

$$Mt_{EF} \geq 1.05 \times 2.68 - \left(\frac{6.34 + 0}{2} \right) = 10.14 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{EF} \geq \frac{1.25}{2} \times 12.68 = 7.93 \text{ KN.m}$$

On utilise 1 et 2.2 pour BC et CD (travée intermédiaire) :

Travée BC :

$$Mt_{BC} \geq 1.05 \times 11.49 - \left(\frac{6.13 + 4.94}{2} \right)$$

$$M_{tBC} \geq 6.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCB} \geq \frac{1.05}{2} \times 11.49 = 6.03 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$M_{tCD} \geq 1.05 \times 11.49 - \left(\frac{4.94 + 4.94}{2} \right)$$

$$M_{tCD} \geq 8.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{1.05}{2} \times 12.36 = 6.49 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$M_{tDE} \geq 1.05 \times 12.36 - \left(\frac{4.94 + 6.34}{2} \right)$$

$$M_{tDE} \geq 7.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{1.05}{2} \times 12.36 = 6.49 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

Travée AB :

$$T_w = \frac{6.14 \times 4.7}{2} + \frac{0 - 8.48}{4.7} = 12.62 \text{ KN.m}$$

$$T_e = -\frac{6.14 \times 4.7}{2} + \frac{0 - 8.48}{4.7} = -16.23 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$T_w = \frac{6.14 \times 4.7}{2} + \frac{8.48 - 6.84}{4.55} = 14.33 \text{ KN.m}$$

$$T_e = -\frac{6.14 \times 4.55}{2} + \frac{8.48 - 6.84}{4.55} = -13.61 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$T_w = \frac{6.14 \times 4.72}{2} + \frac{6.84 - 6.84}{4.72} = 14.49 \text{ KN.m}$$

$$T_e = -\frac{6.14 \times 4.72}{2} + \frac{0}{4.72} = -14.49 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$T_w = \frac{6.14 \times 4.72}{2} + \frac{6.84 - 8.77}{4.72} = 14.08 \text{ KN.m}$$

$$T_e = -\frac{6.14 \times 4.72}{2} + \frac{6.84 - 8.77}{4.72} = -14.89 \text{ KN.m}$$

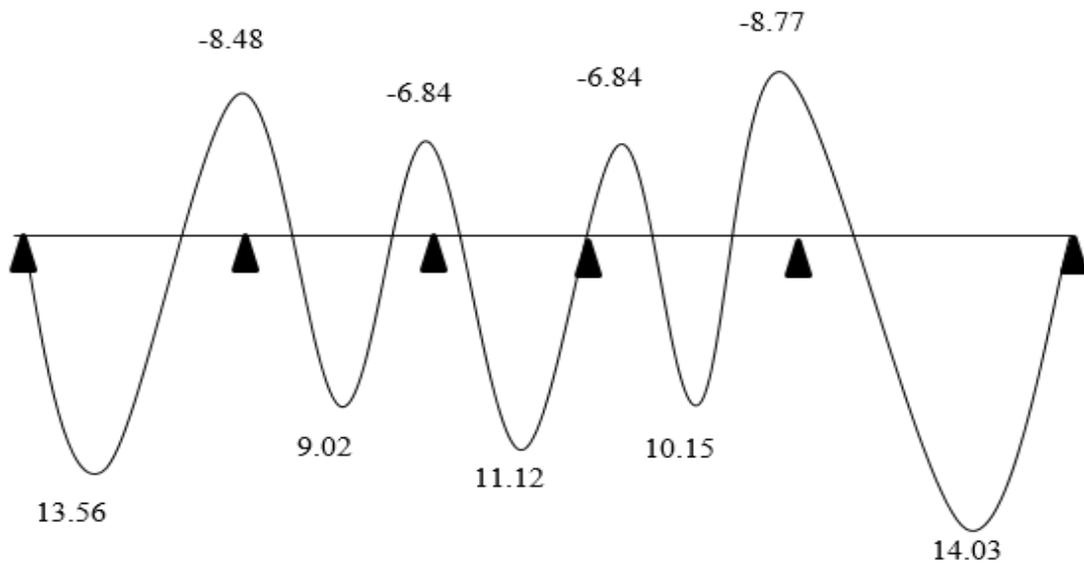
Travée EF :

$$T_w = \frac{6.14 \times 4.78}{2} + \frac{8.77 - 80}{4.78} = 16.51 \text{ KN.m}$$

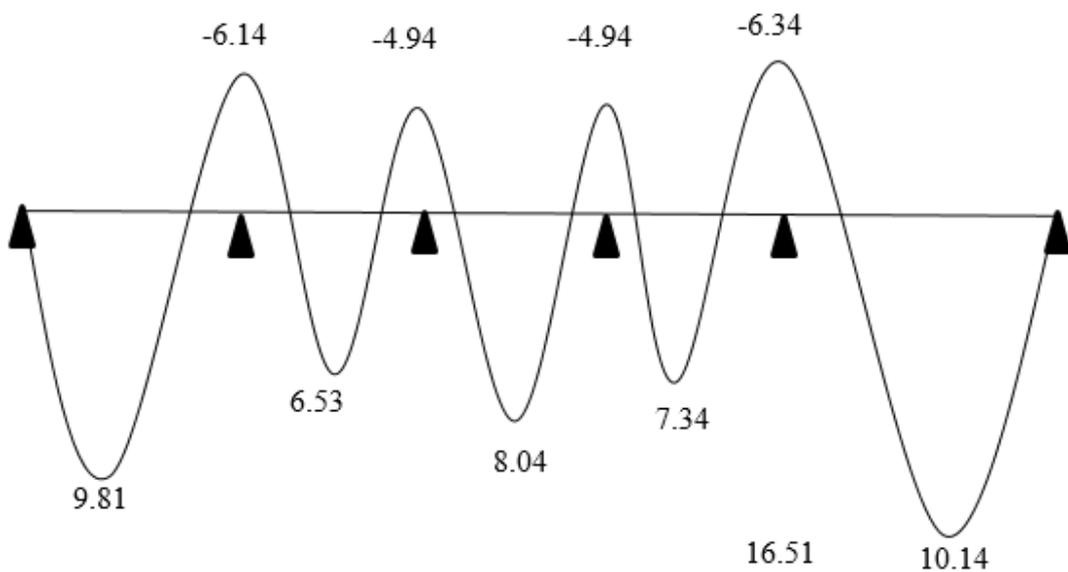
$$T_e = - \frac{6.14 \times 4.78}{2} + \frac{8.77 - 0}{4.78} = -12.84 \text{ KN.m}$$

- Diagramme des moments :

ELU :

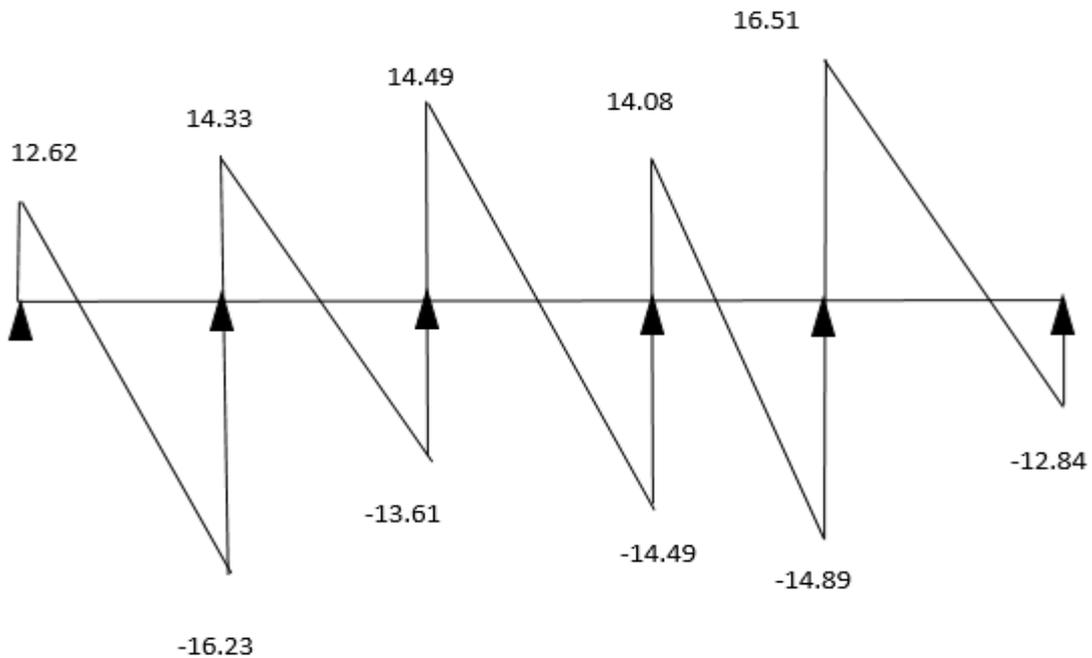


ELS :



Diagrammes d'Effort tranchant :

ELU :



b) Type 2.1 : poutrelle a quatre travées :

On utilise 1 et 2.1 pour AB et BC (travées de Rive) :

ELU :

Sur appuis :

$$M_a = M_e = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_b = 0.5 \times 17.17 = 8.59 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 0.4 \times 17.17 = 6.89 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0.5 \times 17.54 = 8.77 \text{ KN.m}$$

Travée AB :

$$1) \quad M_{tAB} \geq 1.05 \times 16.24 - \frac{0 + 8.59}{2} = 12.75 \text{ KN.m}$$

$$2.1) \quad M_{tAB} \geq \frac{1.25}{2} \times 16.24 = 10.15 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$1) \text{ MtDE} \geq 1.05 \times 17.54 - \frac{0+8.77}{2} = 14.03 \text{ KN.m}$$

$$1.2) \text{ MtDE} \geq \frac{1.25}{2} \times 17.54 = 9.13 \text{ KN.m}$$

Travée intermédiaire :

Travée BC :

$$\text{MtBC} \geq 1.05 \times 17.17 - \frac{8.59+6.89}{2} = 10.29 \text{ KN.m}$$

$$1.2) \text{ MtBC} \geq \frac{1.25}{2} \times 17.17 = 8.94 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$1) \text{ MtCD} \geq 1.05 \times 17.17 - \frac{6.89+8.77}{2} = 10.20 \text{ KN.m}$$

$$1.2) \text{ MtCD} \geq \frac{1.25}{2} \times 17.17 = 8.94 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$\text{MoAB} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4.44 \times 4.6^2}{8} = 11.74 \text{ KN.m}$$

$$\text{MoBC} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4.44 \times 4.73^2}{8} = 12.41 \text{ KN.m}$$

$$\text{MoCD} = \text{MoBC} = 12.41 \text{ KN.m}$$

$$\text{MoDE} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4.44 \times 4.78^2}{8} = 12.68 \text{ KN.m}$$

Sur appuis :

$$\text{Ma} = \text{Me} = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{Mb} = 0.5 \times 12.41 = 6.21 \text{ KN.m}$$

$$\text{Mc} = 0.4 \times 12.41 = 4.96 \text{ KN.m}$$

$$\text{Md} = 0.5 \times 12.68 = 6.34 \text{ KN.m}$$

$$\text{Me} = 0.5 \times 12.68 = 6.34 \text{ KN.m}$$

Travées :

On utilise 1 et 2.1 pour AB et DE (travée de Rive) :

Travée AB :

$$M_{tAB} \geq 1.05 \times 11.74 - \left(\frac{0+6.21}{2} \right) = 9.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1.25}{2} \times 11.74 = 5.87 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$M_{tDE} \geq 1.05 \times 12.65 - \left(\frac{6.34+0}{2} \right) = 10.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{tDE} \geq \frac{1.25}{2} \times 12.68 = 7.93 \text{ KN.m}$$

On utilise 1 et 2.2 pour BC et CD (travée intermédiaire) :

Travée BC :

$$M_{tBC} \geq 1.05 \times 12.41 - \left(\frac{4.96+6.21}{2} \right) = 7.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1.05}{2} \times 12.41 = 6.46 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$M_{tCD} \geq 1.05 \times 12.41 - \left(\frac{6.34+4.96}{2} \right) = 7.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{1.05}{2} \times 12.41 = 6.46 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

Travée AB :

$$T_w = \frac{6.14 \times 4.6}{2} + \frac{0-8.59}{4.7} = 12.25 \text{ KN.m}$$

$$T_e = -\frac{6.14 \times 4.6}{2} + \frac{0-8.59}{4.7} = -16 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$T_w = \frac{6.14 \times 4.73}{2} + \frac{8.59-6.89}{4.73} = 14.88 \text{ KN.m}$$

$$T_e = -\frac{6.14 \times 4.73}{2} + \frac{8.59-6.89}{4.73} = -14.16 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$T_w = \frac{6.14 \times 4.73}{2} + \frac{6.89-8.77}{4.73} = 14.12 \text{ KN.m}$$

$$T_e = -\frac{6.14 \times 4.73}{2} + \frac{6.89-8.77}{4.73} = -14.92 \text{ KN.m}$$

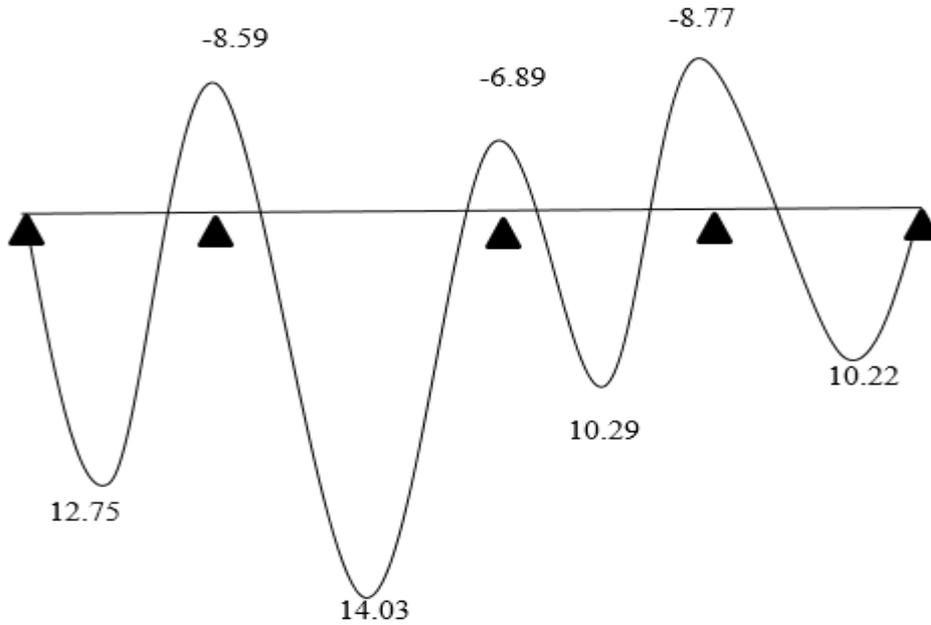
Travée DE :

$$T_w = \frac{6.14 \times 4.78}{2} + \frac{8.77 - 0}{4.78} = 16.5 \text{ KN.m}$$

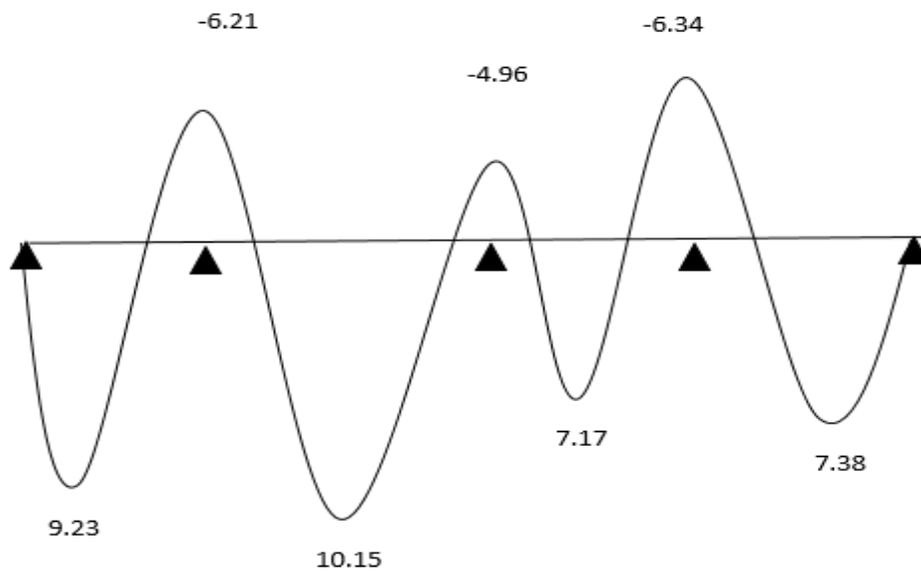
$$T_e = - \frac{6.14 \times 4.78}{2} + \frac{8.77 - 0}{4.78} = - 12.84 \text{ KN.m}$$

Diagrammes des Moments

ELU

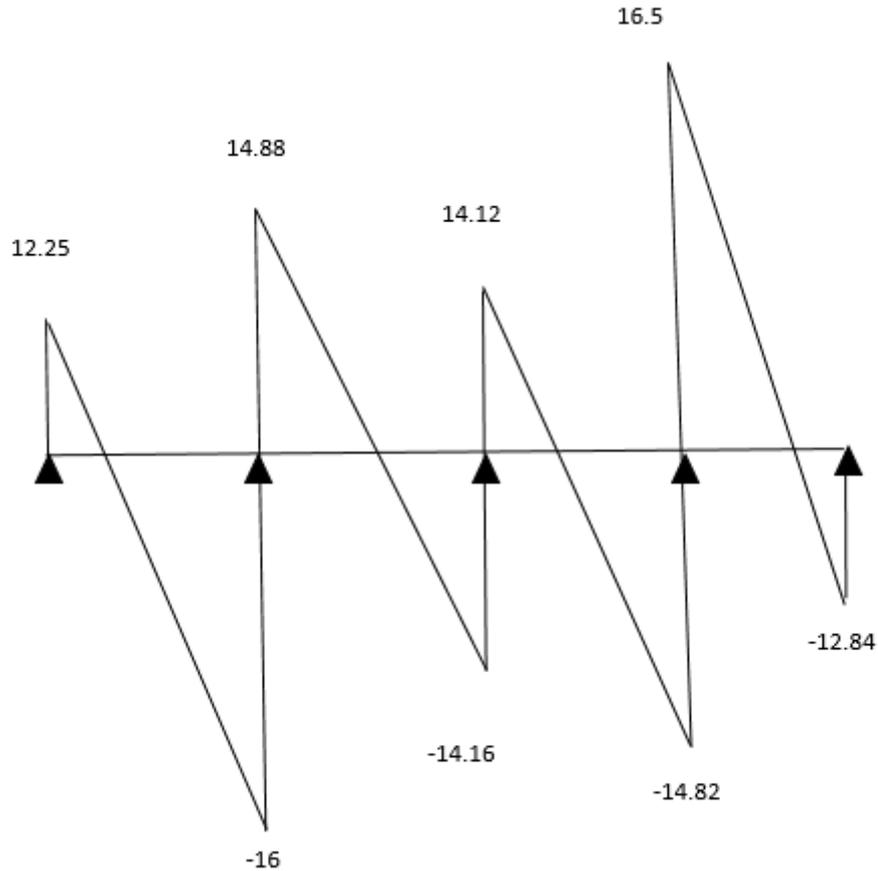


ELS :



Diagrammes d'Effort tranchant :

ELU :



Conclusion :

ELU :

Mt max = 14.03 KN.m	(poutrelle 1)
Ma max = 14.02 KN.m	(poutrelle 2.2)
Tu max = 16.51 KN	(poutrelle 2.2) (appuis intermédiaire)
Tu max = 12.84 KN	(poutrelle 1) (appuis de rive)

ELS :

Mt max = 10.15 KN.m	(poutrelle 1)
Ma max = 10.14 KN.m	(poutrelle 2.2)

d.2.4) Calcul du ferrailage

On considère pour le ferrailage 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 :

d.2.4.1 Ferrailage en travée : $h=21\text{ cm}$; $h_0=5\text{ cm}$; $b=65\text{ cm}$; $b_0=12\text{ cm}$;
 $d=0,9h=18,9\text{ cm}$; $F_{bc}=17\text{ MPa}$; $f_e=500\text{ MPa}$; $f_{c28}=30\text{ MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{ MPa}$

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table

Si $M_u < M_{t,ab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.

Si $M_u > M_{t,ab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

On a: $M_{tab} = b h_0 \sigma_{bc} \left\{ d - \frac{h_0}{2} \right\} = 90.61 \text{ KN.m}$

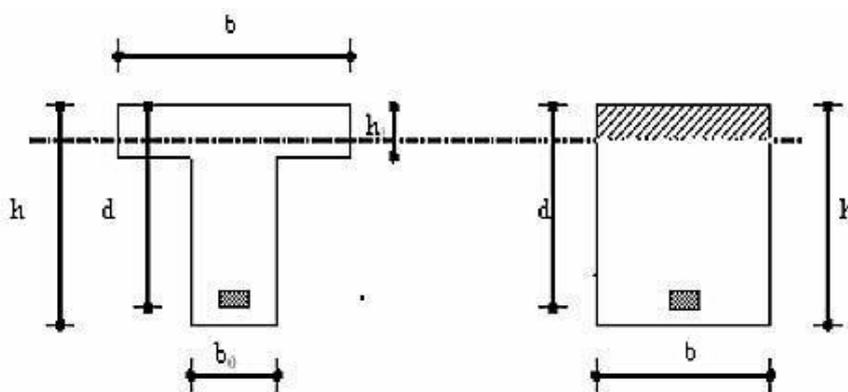
$M_{tu} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table

« b ».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (**bxh**) en flexion simple.



CHAPITRE III: CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

D'après l'organigramme « **annexe** » donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura

Tableau III.3 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée

M_m (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	$\mu < 0,392$	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	As (choix) (cm ²)
14.03	0.036	oui	0	0.046	18.55	oui	435	1.74	2.36

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{ft_{28}}{f_e} = 1,35\text{cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{ 1,35 \text{ cm}^2 ; 1,74\text{cm}^2 \} = \mathbf{1,74\text{cm}^2}$$

Choix 3T10 (As=2.36 cm²)

d.2.4.2) Ferrailage sur appuis :

On a: $M_{au}^{\max} = 8,77\text{kNm} < M_{tab} = 90,61 \text{ kNm}$

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

Tableau III.4 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis

M_{au} (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	$\mu < 0,392$	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	As (choix)
8.77	0.0222	oui	0	0.028	18.68	oui	435	1.079	1.57

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{ft_{28}}{f_e} = 0,27\text{cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{ 1,013\text{cm}^2 ; 1,079\text{cm}^2 \} = \mathbf{1,079\text{cm}^2}$$

Choix : 2T10 (As=1.57 cm²)

Vérifications :

-Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 14.713 \text{ kN}$.

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

Tel que :

$$\tau\mu = \text{Min} \left\{ 0.2 \frac{f_{ci}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPA} \right\} = 4 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau\mu = \frac{T\mu}{b_0 d} = 0.73 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

-Au voisinage des appuis :

a) Appuis de rives :

a.1) 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 : $T_u = 12.84 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{12.84 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 189} = 0.63 \text{ MPA} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma b} = 8 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

a.2) Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 1.57 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{f_e} = 0.295 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

b. Appuis intermédiaires :

b.1) Vérification de la contrainte de compression :

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0.9 \times b_0 \times d} = \frac{16.51 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 189} = 0.81 \text{MPa} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8 \text{MPa}$$

b.2) Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 1.57 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max}}{\sigma_s} \frac{M_{ai}}{0.9 d} = 1.51 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{verifié}$$

c) Vérification des contraintes :

c.1) Vérification des contraintes des armatures :

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.

c.2) 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 : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{MPa}$

d) Détermination de l'axe neutre :

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

$$\frac{b}{2} y^2 + n^* A_s' (y - c') - n^* A_s (d - y) = 0$$

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

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

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

Si : $y \leq h_0$ hypothèse est vérifiée

Si : $y \geq h_0$ la distance « y » et le moment d'inertie se calculent par la formules

Suivante :

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

Tableau III.5 : Vérification de la contrainte de béton

	$M_{ser}(knm)$	$A_s(cm^2)$	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc}(MPa)$	Verification
Travées	10.15	2.36	4.02	8188.211	4.98	Vérifier
Appuis	6.34	1.57	3.35	5937.5960	3.58	Vérifier

e) Vérification de la flèche :

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

Les conditions à vérifier

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{H}{L} = 0.043 \leq 0.0625$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e} \quad \frac{A_s}{b_0 d} = 0.0106 \geq 0.0105$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \frac{h}{L} = 0.00349 \leq 0.079$$

Avec :

$h = 21\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $d = 18.9\text{cm}$; $L = 4.78\text{ m}$; $M_{tser} = 10.15\text{kNm}$; $M_0 = 12.68\text{kNm}$; $A_s = 2.36\text{cm}^2$,
 $f_e = 500\text{MPa}$

Puisque les (03) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

La flèche totale : $\Delta_{fT} = f_v - f_i \leq f$

Tel que : $\bar{f} = 0.5 \frac{L}{5000}$ si $L \geq 5m$

$\bar{f} = \frac{L}{500}$ si $L \leq 5.00 m$

Donc :

$\bar{F} = \frac{478}{500} = 0.96 \text{ cm}$

f_i : La flèche due aux charges instantanées. f_v :

La flèche due aux charges de longues durée.

e.1) Position de l'axe neutre « y_1 » :

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

e.2) Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » :

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

e.3) Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1+\mu} \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1+\mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d}$$

Pourcentage des armatures.

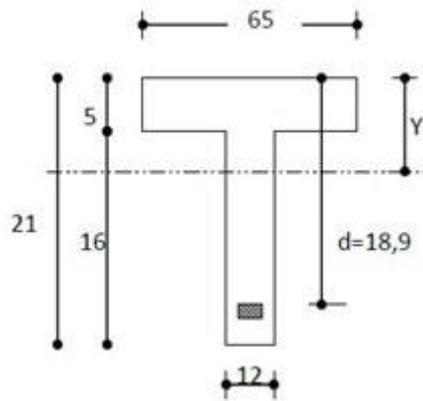


Figure III.12. Position e l'axe neutre.

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

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.6 : calcul de la flèche

$M_{ser}(\text{knm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y_1(\text{cm})$	δ	$\sigma_s(\text{MPa})$	λ_i	λ_v	μ	$I_0 (\text{cm}^4)$	$I_{fi}(\text{cm}^4)$	$I_{fv}(\text{cm}^4)$
10.15	2.36	7.20	0.01	227.33	4.11	1.64	0.582	23257.12	16171.19	14701.08

e.4) Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 34179.58 \text{ MPA}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 11496.76 \text{ MPA}$$

e.5) Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i L f_i} = 0.46 \text{ cm} \quad (L=4.78 \text{ m})$$

e.6) Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v L f_v} = 1.37 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_v - f_i = 0.91 \text{ cm} \leq f = 0.96 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

e.7) Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa)

RPA99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right) \dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.036\text{cm} \\ S_t \leq 5,25 \text{ cm Zone nodale} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 10,5\text{cm Zone nodale} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10} \right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales. $\phi_l \leq \text{Min} (0,6\text{cm} ; 1 \text{ cm} ; 0,65\text{cm})$ On adopte : $\phi_l = 6\text{mm}$

• **Choix des armatures :**

On adopte : $A_t = 2\phi_6 = 0,56\text{cm}^2$

• **Choix des espacements :**

Donc :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.036 \quad \longrightarrow \quad S_t \leq 15.55$$

$S_t = 5 \dots \dots \dots \text{zone nodale}$

$S_t = 10 \dots \dots \dots \text{zone courante}$

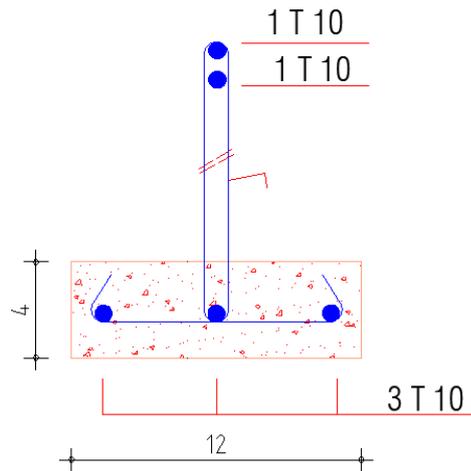


Figure III.13. Schéma de ferrailage des poutrelles type 01.

f) Ferrailage de la table de compression

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L \leq 80\text{cm} \rightarrow A_1 = \frac{4L}{f_e} \\ L \leq 50\text{cm} \rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles

A1 : armatures perpendiculaires aux poutrelles

A2 : armatures parallèles aux poutrelles

Tel que :

L=65cm ; Fe=235MPa (acier rond lisse)

Donc on obtient :

$$A_1=1,11\text{cm}^2/\text{ml. On prend : } \mathbf{6T6=1,18\text{cm}^2}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0.52 \text{ cm}^2$$

Soit : $6T6=1,18\text{cm}^2$ $S_t=20\text{cm}$.

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

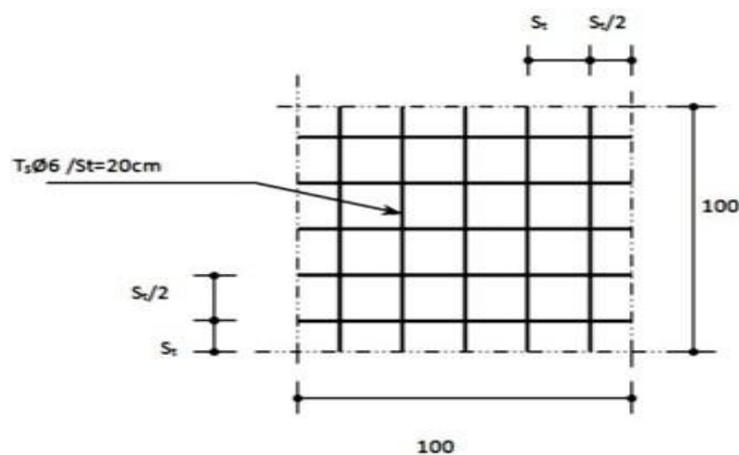


Figure III.14 : ferrailage de la dalle de compression.

III. 4.3. Plancher en dalle pleine :

Les dalles sont des éléments plans d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, supposés infiniment rigides dans leur plan, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis.

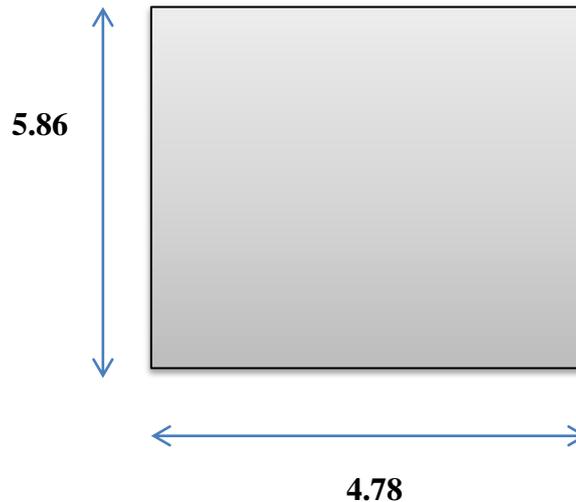


Figure III.15 : schéma de la dalle plein.

a. Evaluation des charges :

Tableau .III.7 : Evaluation des charges

<i>Plancher</i>	<i>G (KN/m)</i>	<i>Q (KN/m²)</i>	<i>ELU (KN/m²)</i>	<i>ELS (KN/m²)</i>
<i>1^{er} S.S</i>	6.39	2.5	12.38	8.89

b. Exemple de calcul

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.78}{5.86} = 0.82 \geq 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

c. Calcul des moments

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_x L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$
- Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .
- ν : Coefficient de poisson : $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

CHAPITRE III: CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

$$\rho = 0.82 \begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.6313 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q u L x^2 = 15.25 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 9.63 \text{ KN.m}$$

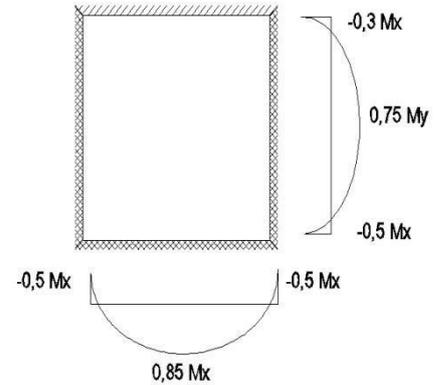
Moments en travées

$$M_{Tx} = 0.85 M_x = 12.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ty} = 0.85 M_y = 8.19 \text{ KN.m}$$

Moments sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_x = -7.63 \text{ KN.m}$$



d. ferrailage de la dalle

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0.9h = 13.5 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{i28} = 2.4 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_s = 435 \text{ MPa.}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau .III.8: Ferrailage de la dalle pleine

	Sens	M_u (KN.M)	μ	A_s' (cm^2)	α	Z (cm)	A_s (cm^2)	choix	$A_{s\text{adap}}$ (cm &)	Esp
travée	x-x	12.96	0.042	0	0.054	13.208	2.26	4T10	3.14	25
	y-y	8.19	0.026	0	0.033	13.322	1.41	4T10	3.14	25
appuis	x-x	7.63	0.025	0	0.032	13.327	1.32	4T10	3.14	25
	y-y									

-Espacement :

Travée :

$$\underline{\text{Sens } x-x} : esp = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \text{Vérifier}$$

$$\underline{\text{Sens } y-y} : esp = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \text{Vérifier}$$

Appuis :

$$\underline{\text{Sens } x-x} : esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \text{Vérifier:}$$

$$\underline{\text{Sens } y-y} : esp = \frac{100}{4} = 25.\text{cm} \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \text{Vérifier}$$

e) Condition de non fragilité

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

$$\begin{cases} Ax \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 0.98 \\ Ay \geq \rho_0 bh = 0.9 \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_0 = 0.6 \text{ ‰} \\ \rho = \frac{Lx}{Ly} = 0.82 \end{cases} \quad \text{pour les barres à haute adhérence}$$

Travée :

$$\underline{\text{Sens } x-x} : Ax = 3,10\text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 0.98 \text{ cm}^2 \dots \text{Vérifiée}$$

$$\underline{\text{Sens } y-y} : Ay = 3.10\text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 0.90 \text{ cm}^2 \dots \text{vérifiée}$$

Appuis :

$$\underline{\text{Sens } x-x} : Ax = 3.10\text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 0.98 \text{ cm}^2 \dots \text{vérifiée}$$

$$\underline{\text{Sens } y-y} : Ay = 2,01.\text{Cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 0.90 \text{ cm}^2 \dots \text{vérifiée}$$

f. Calcul des armatures transversales :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} < \overline{\tau}_u = 0.15 f_{c28} = 4.5 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{12.38 \times 4.78 \times 5.86}{2 \times 4.78 + 5.86} = 22.49 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 19.73 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = \max(T_x; T_y) = 22.49 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{22.49 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.17 \text{ MPa} \leq 4.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

g. Vérification à l'ELS :

g.1. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\rho = 0.82 \begin{cases} \mu_x = 0.0607 \\ \mu_y = 0.7381 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 12.33 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 9.10 \text{ KN.m}$$

Moments en travées

$$M_{Tx} = 0.85 M_x = 10.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ty} = 0.85 M_y = 7.74 \text{ KN.m}$$

Moments sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_x = -6.17 \text{ KN.m}$$

g. 2. Vérification des contraintes

g.2.1. Béton : nous devons vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

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

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

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - 15 \cdot A_s \cdot (d - y) + 15 A_s (y - d) = 0$$

- I : moment d'inertie, donné par :

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

g.2.2. Acier :

Nous devons vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 150\eta\right) = 240 \text{ MPa.}$$

Avec : $\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y).$

Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau .III.9: contraintes du béton

	<i>Sens</i>	<i>M_{ser}</i> (kNm)	<i>A_s</i> (cm ²)	<i>Y</i> (cm)	<i>I</i> (cm ⁴)	<i>σ_{bc}</i> MPa	<i>σ_{bc}</i> MPa	<i>Vér</i>	<i>σ_s</i> MPa	<i>σ_s</i> MPa	<i>Vér</i>
Travée	x-x	10.48	3.14	3.77	12568.06	3.14	18	OK	121.70	240	OUI
	y-y	7.74	3.14	3.77	12568.06	2.32	18	OK	89.88	240	OUI
appuis	x-x y-y	6.17	3.14	3.77	12568.06	1.85	18	OK	71.65	240	OUI

g.3. 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 :

a) $\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x}$

b) $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27}$ à $\frac{1}{35} \Rightarrow \begin{cases} 0.34 \geq 0.0424 \dots\dots \text{vérifiée} \\ 0.314 \geq 0.037; 0.028 \dots\dots \text{vérifiée} \\ 0.0032 \leq 0.004 \dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$

c) $\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$

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

g.4 les schémas de ferrillages

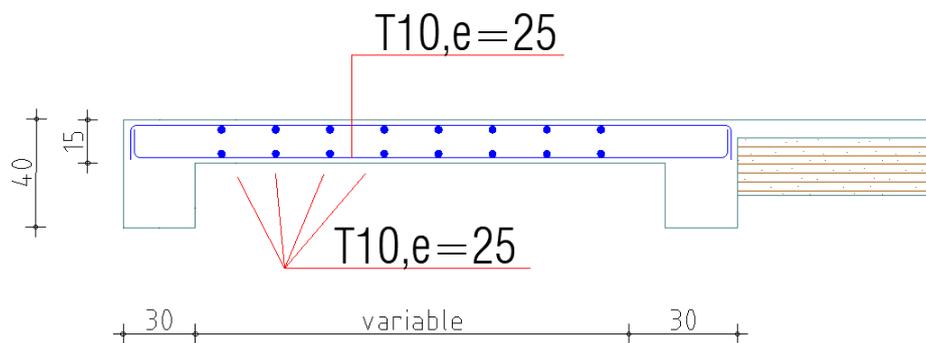


Figure .III.16 : Ferrailage de la dalle pleine.

III.5. Les escaliers :

III.5.1.Introduction :

- **Définition générale**

Les escaliers sont calculés à la flexion simple en considérant la section à ferrailier comme une section rectangulaire de largeur 1m et de hauteur h. La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers

- **Composition d'un escalier**

L'escalier est caractérisé par :

- La marche : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier (M)
- Le contre marche : la partie verticale des gradins (CM)
- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de la marche (g).
- L'embranchement : la largeur de la volée (b).
- La volée : suite ininterrompue des marches.
- La paillasse : le support des marches.
- Le palier : la partie horizontale entre deux volées

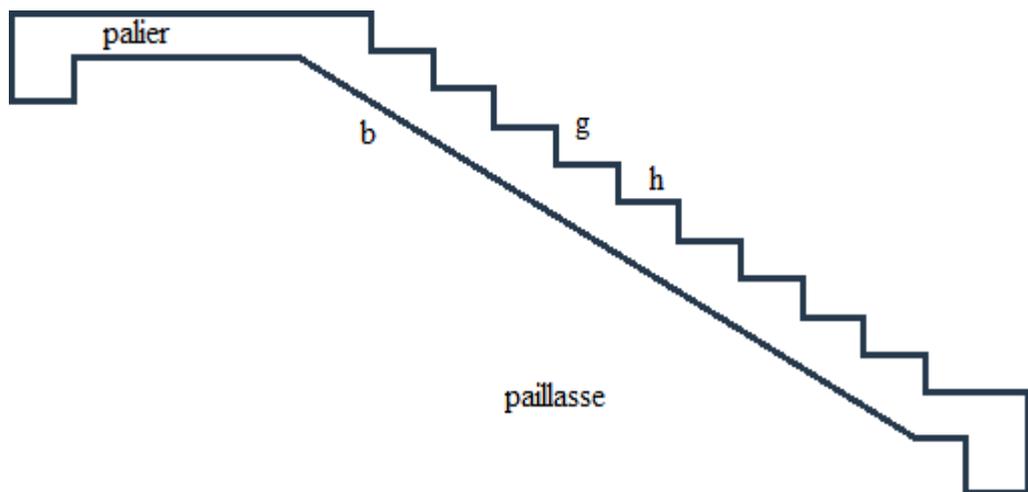


Figure III.17 : Composition d'un escalier.

III.5.2 Dimensionnement de l'escalier :

Le choix de dimension se fait en fonction de la condition d'utilisateur et de destination de l'ouvrage ; pratiquement on doit remplir les conditions suivantes :

- Pour passer d'un étage à l'autre, on prend « h » entre 14 et 20cm :

$$14cm \leq h \leq 20cm \text{ « Norme de confort »}$$

Et « g » entre le 22 cm et 33cm : $22cm \leq g \leq 33cm$

- Pour vérifier que la condition convient, on utilise la Formule empirique de « BLONDEL » : $g + 2h = m$

Avec : $59\text{cm} \leq m \leq 66\text{cm}$

Dans notre cas nous avons :

$$\begin{aligned} 14\text{ cm} &\leq h = 17\text{ cm} \leq 20\text{cm} \\ 22\text{ cm} &\leq g = 30\text{ cm} \leq 33\text{cm} \\ 59\text{ cm} &\leq g + 2h = 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \end{aligned}$$

Donc on adopte : $h = 17\text{ cm}$ et $g = 30\text{ cm}$.

- Hauteur de la marche $h = 17\text{ cm}$
- Le giron $= 30\text{cm}$

Nombre de contres marches $n = \frac{H}{h} = \frac{323}{17} = 19$

Nombre de marches $n - 1 = 18$

- **Vérification de l'équation de « BLONDEL » :**

$(59 \leq (g + 2h) \leq 66)\text{ cm}$	⇒	$2h + g = 64\text{cm}$	Vérifiée
$(16 \leq h \leq 18)\text{ cm}$		$h = 17\text{cm}$	
$(22 \leq g \leq 33)\text{cm}$		$g = 30\text{cm}$	

- **Détermination de l'épaisseur de la paille :**
- **Volée 1 :**

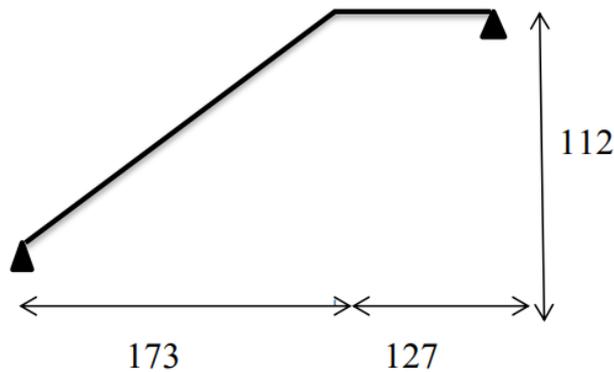


Figure III.18 : Schéma Statique De Volée 1.

$$\frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20} \quad \Rightarrow \quad 10,93 \leq e \leq 16,4\text{cm}$$

Avec : $l = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{(119)^2 + (173)^2} = 3,36\text{m}$

On prend donc l'épaisseur $e = 15\text{ cm}$

- Angle d'inclinaison de la paillasse :
- Volée 2 :

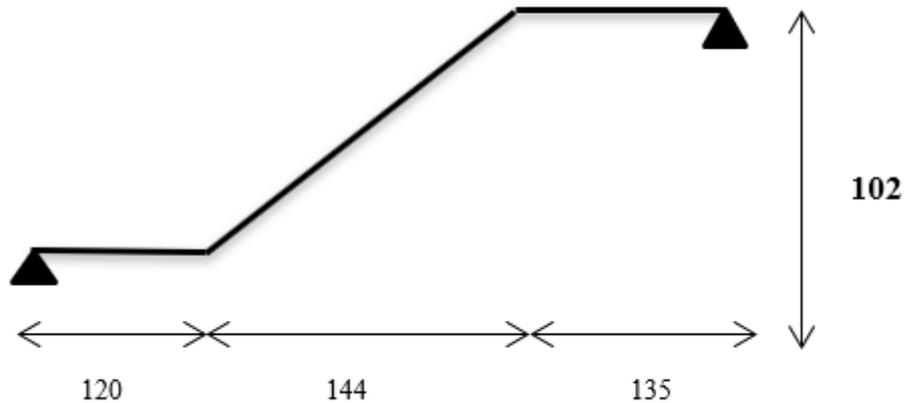


Figure III.19 : Schéma Statique De Volée 2.

$$\frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20} \quad \Rightarrow \quad 14,37 \leq e \leq 21,55 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } l = \sqrt{L^2 + H^2} + 135 + 120 = \sqrt{(102)^2 + (144)^2} + 135 + 120 = 4,31m$$

On prend donc l'épaisseur $e = 15 \text{ cm}$

- Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$t_{ga} = \frac{H}{L} = \frac{102}{144} = 0,71 \Rightarrow \alpha = 35,31^\circ$$

- Volée 3 :

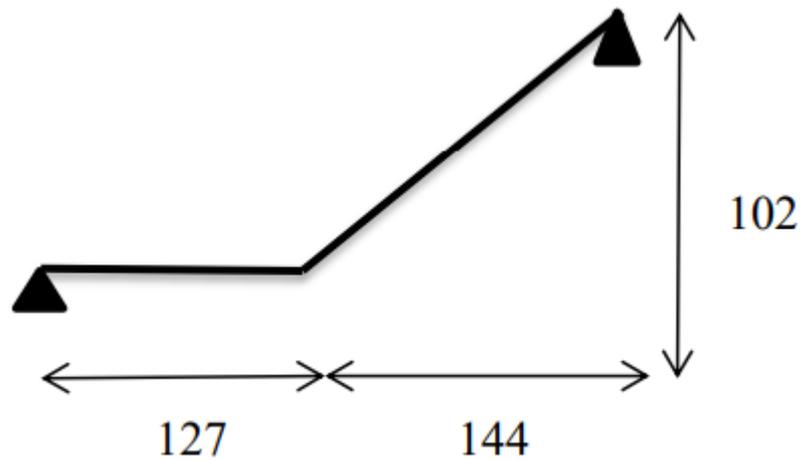


Figure III.20 : Schéma Statique De Volée 3.

$$\frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20} \quad \Rightarrow \quad 10,20 \leq e \leq 15,15 \text{ cm}$$

Avec : $l = \sqrt{L^2 + H^2} + 127 = \sqrt{(102)^2 + (144)^2} + 127 = 3,03 \text{ m}$

On prend donc l'épaisseur $e = 15 \text{ cm}$

- Angle d'inclinaison de la pailleasse :

$$t_{ga} = \frac{H}{L} = \frac{120}{144} = 0,71 \Rightarrow \alpha = 35,31^\circ$$

III.5.3 Evaluation des charges :

III.5.3.1 Charges permanentes :

• **A PALIER :**

1- Palier

Tableau.III.10 : Les charges permanentes de palier

	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
Carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,03	0,54
Palier	25	0,15	3,75
Enduit ciment	18	0,02	0,36
Total			$G = 5,4$ (KN/m ²)
Surcharge d'exploitation			$Q = 2,5$ (KN/m ²)

2- Paillasse

Tableau.III.11 : Les charges permanentes de paillasse

	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
Paillasse	25	0,2/ cos 34.52	4,55
		0,2/cos 35.31	4,60
		0,2/cos 35.31	4,60
Carrelage	20	0,02	0,40
Marche	25	0,17/2	2,13
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Enduit ciment	18	0,02	0,36
Garde de corps	/	/	0,6
Σ			8,49
			8,44
			8,44

$$G_{\text{palier}} = 5,45 \text{ kN/m}^2 ; G_{\text{paillasse}} = 8,49 \text{ kN/m}^2$$

III.5.3.2 Charge d'exploitation :

$$Q_2 = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

III.4.4 Combinaison des charges

ELU : 1,35G + 1,5Q

ELS: G + Q

Tableau III.12 : combinaison des charges

Combinaison	Le paillasse (kN/m^2)	Le palier (kN/m^2)
ELU	15,21	11,11
ELS	11	7,95

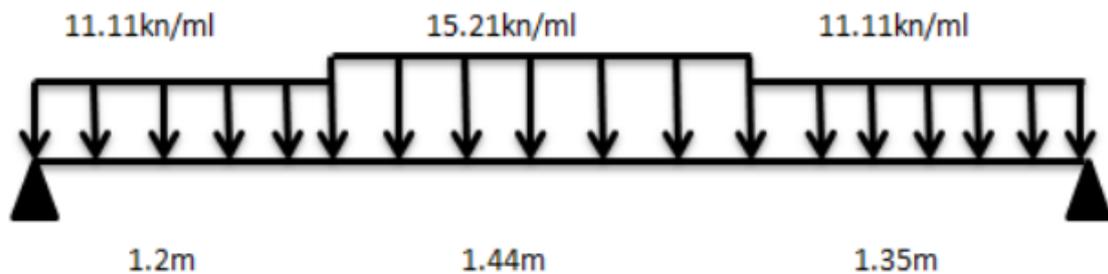


Figure III.21 : Schéma statique de l'escalier chargé le plus sollicité.

Moment fléchissant :

Volée 2 :

ELU :

$$qu = \frac{(11,11 \times 1,2) + (15,21 \times 1,44) + (11,11 \times 1,35)}{8} = 12,58 \text{ kn/ml}$$

$$M_{\max} = \frac{12,58 \times (1,2 + 1,44 + 1,35)^2}{8} = 25,03 \text{ kn.m}$$

Volée 1 :

$$qu = \frac{(15.21 \times 1.73) + (11.11 \times 1.27)}{(1.73 + 1.27)} = 13,47 \text{kn/ml}$$

$$M_{\max} = \frac{13.47 \times (1.73 + 1.27)^2}{8} = 15,15 \text{kn. m}$$

Volée 3 :

$$qu = \frac{(11.11 \times 1.27) + (15.21 \times 1.44)}{(1.27 + 1.44)} = 13,29 \text{kn/ml}$$

$$M_{\max} = \frac{13.29 \times (1.27 + 1.44)^2}{8} = 12,20 \text{kn. m}$$

En prend :

$$M_{\max} = 25,03 \text{kn. m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte les encastremets et les semi encastremet aux extrémités, on porte une correction pour le moment max au niveau des appuis et en travée.

En appui :

$$M = -0,5 \times 25,03 = -12,52 \text{ kN. m}$$

En travée :

$$M = 0,85 \times 25,03 = 21,27 \text{ kN. m}$$

III.5.4 Ferrailage d'escalier :

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h) Tel que : b=100cm ; h=20cm
- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (Organigramme I)

$$F_{c28} = 30 \text{MPa} ; f_{bc} = 17 \text{MPa} ; f_{t28} = 2,40 \text{MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; c = 2,5 \text{ cm}$$
$$\sigma_s = 435 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; f_e = 500 \text{MPa}$$

Tableau III.13 : Ferrailage d'escalier

	$M_u(\text{KN.m})$	μ	$\mu < \mu_R$	\hat{A}_s (cm^2)	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	21,27	0,069	Oui	0	0,089	13,02	3,75	5T12	5,65
Appui	12,52	0,040	Oui	0	0,051	13,22	2,18	4T10	3,14

III.5.4.1 Espacement :

en travée : $\text{esp} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

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

En Appui : $\text{esp} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

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

III.5.4.2 Armature de répartition :

Travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,41 \leq 2,83$

On prend : 5T8 avec $A_r = 2,51 \text{ cm}^2$ et un espacement de $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,785 \leq A_r \leq 1,57$

On prend : 2T10 avec $A_r = 1,57 \text{ cm}^2$ et un espacement de $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

III.5.5 Vérifications :

III.5.5.1 Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{s \min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 2,4 \times \frac{13,5}{500} = 1,49 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} \dots\dots\dots$ vérifié

Sur appui : $A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} \dots\dots\dots$ Vérifié

III.5.5.2 Vérification de L'effort tranchant :

On a utilisé le logiciel étapes pour obtenir les efforts le plus défavorables

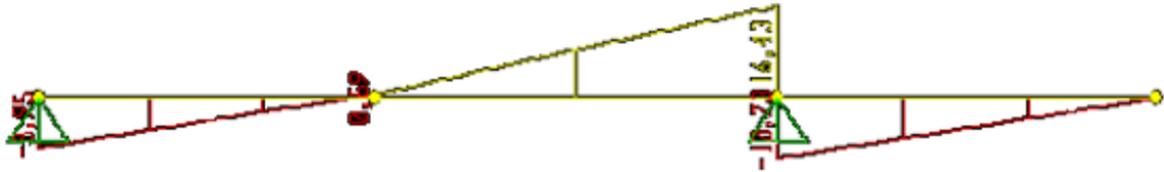


Figure III.22 : Tranchant.

Pour des fissurations préjudiciables, on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec } \tau_u = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{Y_b} ; 5 \text{Mpa} \right) = \text{Min} (4 ; 5) = 4 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 22,79 \text{ kN} \Rightarrow \frac{\tau_u 29,79 \cdot 10^3}{1000 \times 135} = 0,17 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow 0,17 \text{MPa} < 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :**

$$\tau_u = \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow \text{Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction}$$

$$\tau_u = \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow \text{Les armatures doivent être ancrées au – déla des appuis , il faut}$$

$$\text{satisfaire la condition suivante : } A_s \geq \frac{T_u - \frac{M_a}{0,9d}}{\sigma_s}$$

$$\text{Dans notre cas : } 22,79 - \frac{12,57 \times 10}{0,9 \times 135} = -80666,79 \text{ Kn} < 0$$

$$T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0$$

Donc les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction \Rightarrow pas de vérification de la section.

III.5.6 Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

Volée2 :

$$q_s = 9,05 \text{kn/ml} ; M_{max} = 18,01 \text{kn.m}$$

volée1 :

$$q_s = \frac{9,71 \text{kn}}{\text{ml}} ; M_{max} = 10,92 \text{kn.m}$$

volée3 :

$$q_s = 9,57 \text{kn.m} ; M_{max} = 8,79 \text{kn.m}$$

Vérification des contraintes

- Position de l'axe neutre

$$\frac{by^2}{2} - n A_s (d - y) = 0$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + n A_s (d - y)^2$$

- Vérification de la contrainte du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{1} Y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$M_{travée} = 0,85 \times 18,01 = 15,31 \text{Kn.m}$$

$$M_{appui} = 0,5 \times 18,01 = 9,01 \text{Kn.m}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.14 : Vérification à l'E.L.S

	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b$
Travée	15,31	5,65	4,18	10616,92	6,02	6,06 < 15
Appui	9,01	3,14	3,12	6087,13	4,62	4,62 < 15

III.5.7 Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites : Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
 - $\frac{A_s}{b_0 d} \geq \frac{4,2}{f_e}$
 - $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0}$
-
- $\frac{h}{L} \geq \frac{15}{400} = 0,038 > 0,0625 \dots \dots \dots$ vérifiée
 - $\frac{A_s}{b_0 d} 0,0042 < 0,0048 \dots \dots \dots$ vérifiée
 - $\frac{h}{L} 0,083 < 0,1 \dots \dots \dots$ non vérifiée.

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

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

Tel que : $\bar{f} = L/500 = 0,8 \text{ cm}$

f_i : La flèche due aux charges instantanées de longue

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- **Moment d'inertie de section homogène I_0 :**

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

- **Calcul des moments d'inerties fictifs. D'après le BAEL 91**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} ; I_i = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\delta(2 + 3\frac{b_0}{b})} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\delta(2 + 3\frac{b_0}{b})} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

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

CHAPITRE III: CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

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

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

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

Tableau III.15 : Vérification de la flèche de l'escalier

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)
15,31	5,65	0,004	200,7	6	2,4	0,25	31176	13717,44	19485

- **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 34179,557 MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 11496,76 MPa$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,067 \text{ cm } (L = 1,44 \text{ m})$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} = 0,14 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,073 \text{ cm} < \bar{f} = 0,8 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.5.8 Etude de la poutre brisée :

Le calcul de la poutre palière comme poutre simplement appuyée et uniformément chargée.

III.5.8.1. Pré dimensionnement :

Poutres brisées sont dimensionnées d'après les formules empiriques données par le BAEL91 et vérifier selon le RAP 99 ver.03

Selon le BAEL 91 -la hauteur h de la poutre palière doit être

$$\frac{455}{15} \leq h \leq \frac{455}{10} \Rightarrow 30,33 \text{ cm} \leq h \leq 45,5 \text{ cm}$$

on prend $h = 40 \text{ cm}$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow \text{on prend } b = 30 \text{ cm}$$

Selon RPA99 V 2003 :

$h > 30$ vérifiée

$b > 20$ vérifiée

III.5.8.2 Evaluation des charges :

Poids propre de la poutre palière : $p_p = 0,30 * 0,40 * 25 = 3 \text{ KN/ml}$

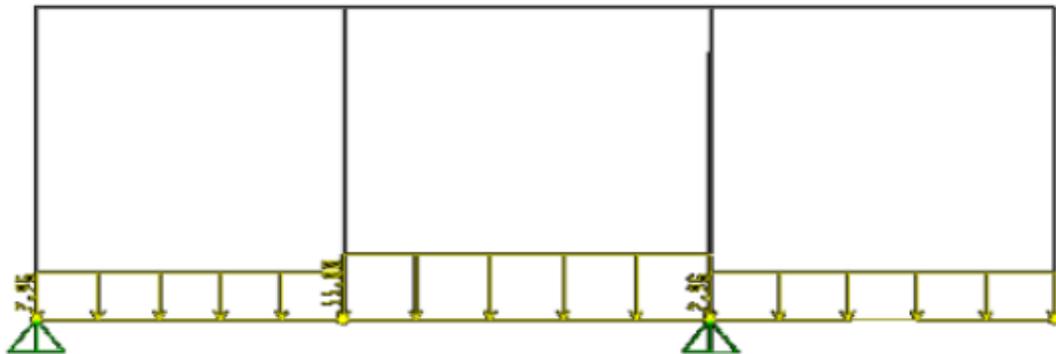


Figure III.23 : Volée 2 ELS.



Figure III.24 : Moment.

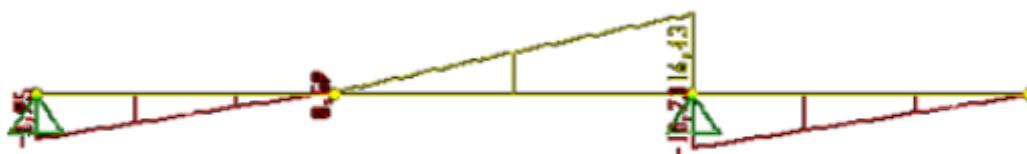


Figure III.25 : Tranchant.

Réaction d'escalier : $R_u = 22,79\text{KN}$; $R_{ser} = 16,43\text{KN}$;

Donc : $ELU : P_u = 2 \times \frac{R_u}{L} = 2 \times \frac{22,79}{4} = 11,40 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

$ELS: P_{ser} = 2 \times \frac{R_{ser}}{L} = 2 \times \frac{16,43}{3} = 8,22 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

$R_a = R_b = \frac{p_l}{2}$; $M_t = \frac{p_l^2}{24}$; $M_a = M_b = \frac{p_l^2}{12}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.16: Calcul des efforts

	R_A (KN)	R_B (KN)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	M_b (KN.m)
ELU	25,94	25,94	9,83	19,67	19,67
ELS	18,70	18,70	7,09	14,18	14,18

III.5.8.3. Calcul des armatures :

Données : $b = 30\text{cm}$, $h = 40\text{cm}$

$f_{c28} = 30\text{MPa}$; $f_{bc} = 17\text{MPa}$; $f_t 28 = 2,4\text{MPa}$; $\gamma_b = 1,5$; $d = 0,9h = 36\text{cm}$

$\sigma_s = 435\text{MPa}$; $\gamma_s = 1,15$; $f_e = 500\text{MPa}$

Tableau III.17 : Ferrailage de la poutre palière

	M_u (KNm)	μ	$\mu \leq \mu_R$	A_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Travée	9,83	0,015	Oui	0	0,019	35,73	0,63	3T12	3,39
Appuis	19,67	0,03	Oui	0	0,038	34,45	1,27	3T14	4,62

a) Vérifications à l'ELU:

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{smin} = 0,23b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,19\text{ cm}^2$$

- En travée :

$$A_S = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{smin}$$

- Sur appui :

$$A_S = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{smin}$$

- Effort tranchant :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{MPa} \right) = 4 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$T_u = 25,94 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = \frac{25,94 \times 10^3}{300 \times 360} = 0.24 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow 0.24 \text{MPa} < 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Vérifiée

Vérification des armatures transversales :

$$T = \frac{T_{u\max}}{b_d} = 0,24 \text{Mpa} < 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{Mpa} \dots \dots \text{.Vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

b. Vérification à l'E.L. S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

b.1.Vérification des contraintes du béton :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + n_{A's} (y - c') - n_{A_s} (d - y) = 0$$

Avec :

$$n = 15 ; c' = 5 \text{cm} ; d = 36 \text{cm} ; b = 30 \text{cm}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{1} y \leq \sigma_{bc} = 0,6 \sigma_{bc} = 18 \text{Ma}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.18 : Vérification à l'E.L. S

	M_{ser}(KNm)	A_s(cm²)	Y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} ≤ σ_{bc}
Travée	7,09	3,39	9,22	44305,79	1,47	1,47 < 18
Appui	14,18	4,62	10,38	56671,31	2,40	2,40 < 18

b.2. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \qquad \frac{40}{455} = 0,088 \geq 0,625 \dots \dots \dots \textit{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_d} \geq \frac{4,2}{f_e} \qquad \frac{4,62}{30 \times 36} = 0,0043 \leq 0,0084 \dots \dots \textit{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \qquad 0,089 \geq \frac{9,83}{10 \times 14,18} = 0,069 \dots \dots \textit{vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la flèche vérifiée

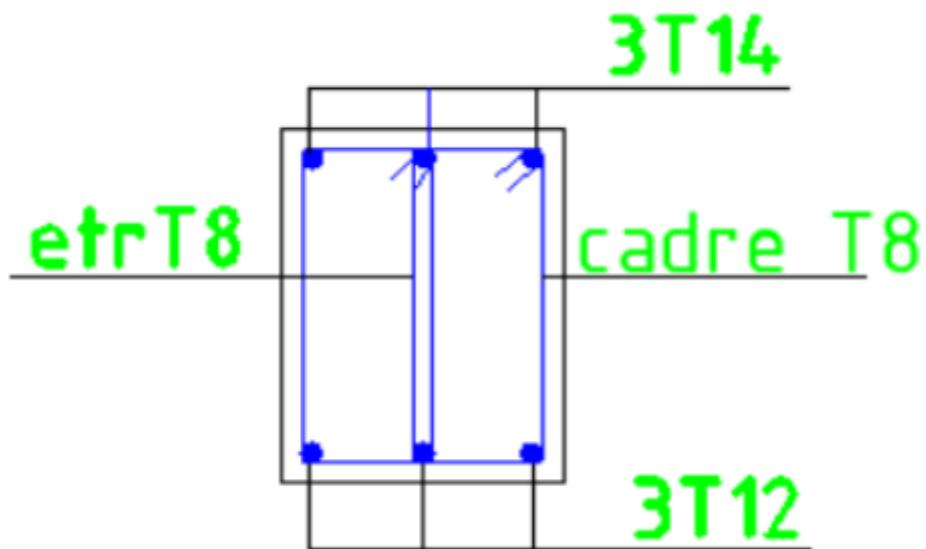


Figure III.26 : Ferrailage de la poutre brisée

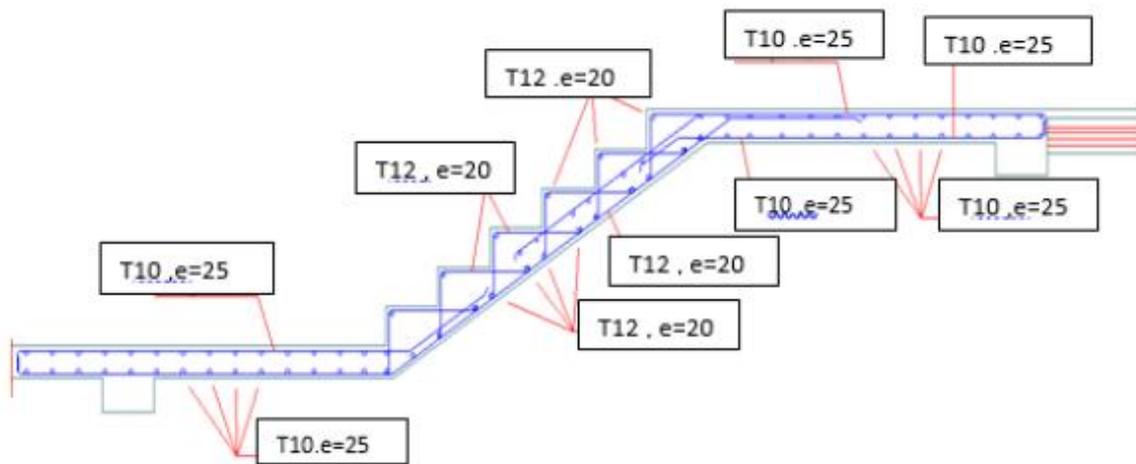


Figure III.27 : Ferrailage de l'escalier.

IV. ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1. Introduction :

Le risque sismique est principalement lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, c'est la raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique de la construction doit être mise en place afin d'éviter d'importants dégâts humains et matériels.

Le but de ce chapitre est de proposer un modèle structural qui vérifie les conditions et les 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 **ETABSVersion18.1.1** qui est un logiciel de calcul de structures.

IV.2. Étude sismique :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

VI.2.1. Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et poteau de la structure sont modélisés par un élément linéaire de type (Beam) à deux nœuds et chaque nœud possède 6 degrés 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 modélisée par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds.
- À tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (les 6DDL bloqués).

VI.2.2. Modélisation de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface d'un plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ définie par le **RPA99 version 2003** sur l'article (4,5), 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 $25kN/m^3$.
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été introduite sur les poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère)

VI.3. Choix de la méthode de calcul :

L'analyse d'une structure peut se faire à l'aide de deux principales méthodes. Le choix de la méthode dépend du type de la structure et de ses dimensions :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique qui regroupe :
 - La méthode d'analyse spectrale.
 - La méthode d'analyse dynamique par accélogrammes.

IV.3 .1. 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 un plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques, choisies par le concepteur. 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 les conditions de régularité en plan et en élévation
- 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.

VI.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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec} \dots\dots(4-14) [1]$$

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

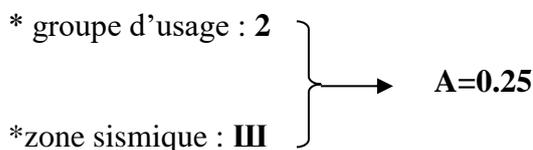
- toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).
Donc pour des accélérogrammes donnés si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient 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 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \dots\dots (4-13) [1]$$

➤ **Définition des paramètres du spectre de réponse :**

A : coefficient d'accélération de zone.



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).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s . \end{cases}$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7 des RPA99/version 2003**.

$$\text{Catégorie } S_3 \rightarrow \text{site meuble} \begin{cases} = T_1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec.} \end{cases}$$

- $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7$ **4.3 des RPA99/version 2003**

Avec $\xi = 6\% \rightarrow \eta = 0.94$

➤ **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.

$$h_N = 35.53\text{m}$$

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$\begin{cases} D_x = 27,70\text{m} \\ D_y = 26,2\text{m} \end{cases}$$

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05(35,53)^{3/4} = 0,71s, \text{ dans les deux directions.}$$

- Suivant la direction (x - x) $T_x = 0,09 \frac{35,53}{\sqrt{27,7}} = 0,61s$
- Suivant la direction (y - y) $T_y = 0,09 \frac{35,53}{\sqrt{26,2}} = 0,62s$

Sens (x-x) : $T_x = \min(0,71; 0,61) = 0,61s.$

Sens (y-y) : $T_y = \min(0,71; 0,62) = 0,62s.$

- **Calcul de D :**

$$D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,94 \times \left(\frac{0,5}{0,61} \right)^{2/3} = 2,053$$

$$D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,94 \times \left(\frac{0,5}{0,62} \right)^{2/3} = 2,018$$

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. Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) **des RPA 99 v2003.**

- **On a choisi un R=5 (mixte portique / voiles avec interaction).**

Q : facteur de qualité

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \Rightarrow \text{RPA99/2003 (Formule 4.4)}$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableaux IV.1 : valeur des pénalités P_q

Critère	Pq	
	Sens-X	Sens-Y
1. Condition minimal sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité d'exécution	0,1	0,1
Pq	0.20	0.20

Donc :

$$Q//xx=1+(0+0+0,05+0+0,05+0.1) = \mathbf{1.20}$$

$$Q//yy=1+(0+0+0,05+0+0,05+0.1) = \mathbf{1.20}$$

W : poids de la structure :

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (4.5)$$

Avec :

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse pour chaque plancher " i " ;

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 " ;

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$ (tableau 4.5 : valeur du coefficient de pondération β)

La figure suivante résume l'ensemble des valeurs utilisées pour le spectre de réponse

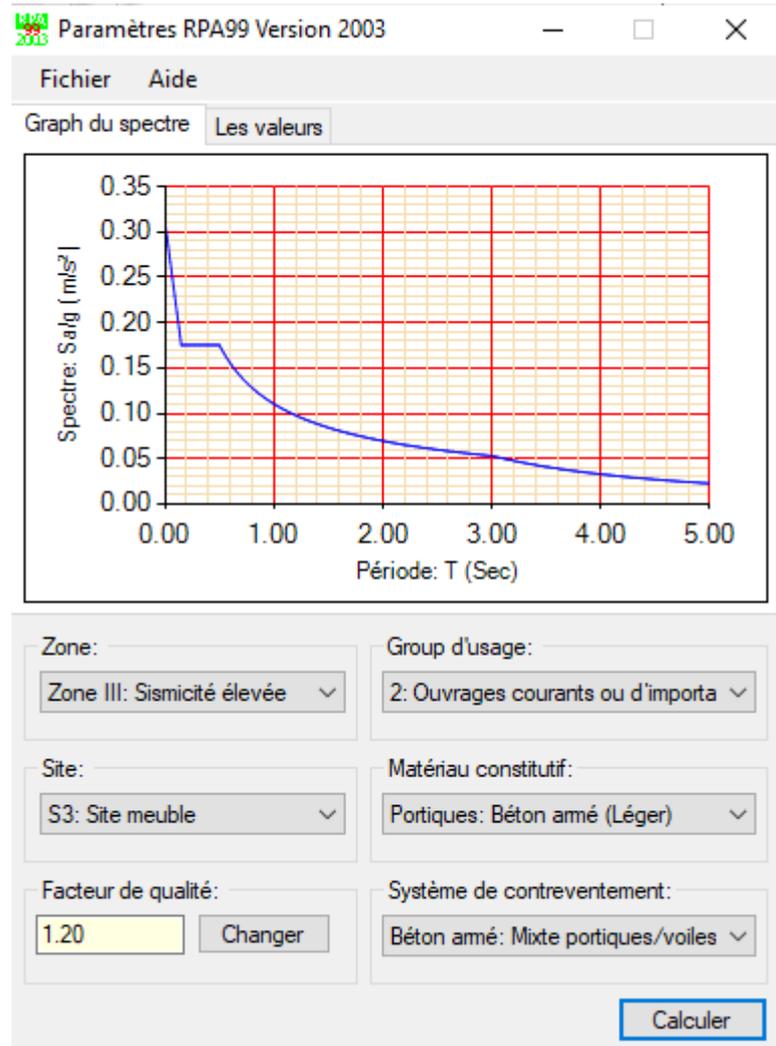


Figure IV.1 : Spectre de réponse.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments.) dans le rapport est calculé par la formule suivante :

$$r = \frac{0,8V}{V_t}$$

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots [1]$$

-Caractéristiques dynamique propres du modèle initial :

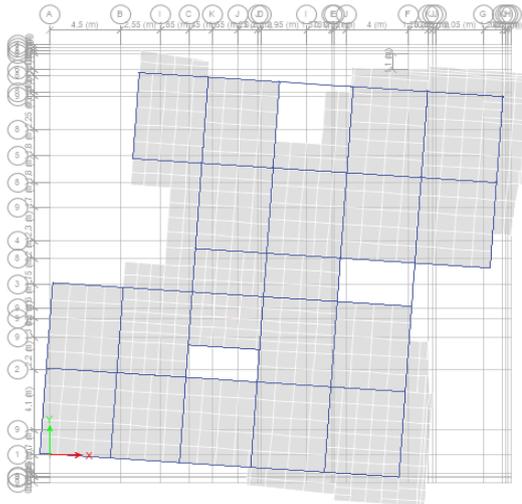
L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 2.366$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8^{ème}** mode

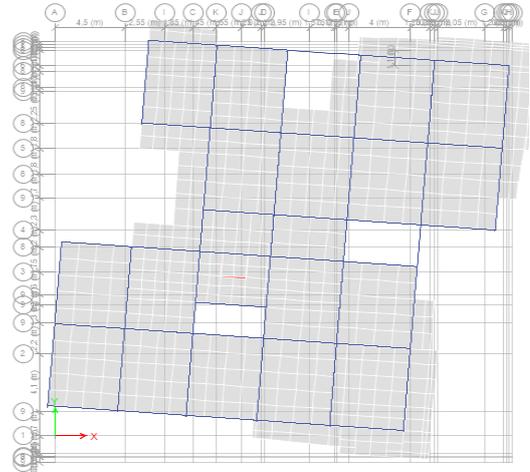
Tableau IV.2 : Participation massique du modèle initial

	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
▶	Modal	1	2,366	0,0399	0,3802	0	0,0399	0,3802	0
	Modal	2	2,147	0,099	0,3483	0	0,1389	0,7286	0
	Modal	3	1,917	0,5936	0,0065	0	0,7326	0,7351	0
	Modal	4	0,832	0,0111	0,0427	0	0,7437	0,7777	0
	Modal	5	0,69	0,0179	0,0829	0	0,7615	0,8607	0
	Modal	6	0,601	0,1089	0,0026	0	0,8704	0,8633	0
	Modal	7	0,473	0,0047	0,0113	0	0,8752	0,8746	0
	Modal	8	0,354	0,0065	0,0313	0	0,8816	0,9059	0
	Modal	9	0,332	4,777E-06	0,0121	0	0,8817	0,918	0
	Modal	10	0,304	0,0458	0,0028	0	0,9274	0,9208	0
	Modal	11	0,249	0,001	0,0004	0	0,9284	0,9212	0
	Modal	12	0,216	0,005	0,0242	0	0,9334	0,9454	0

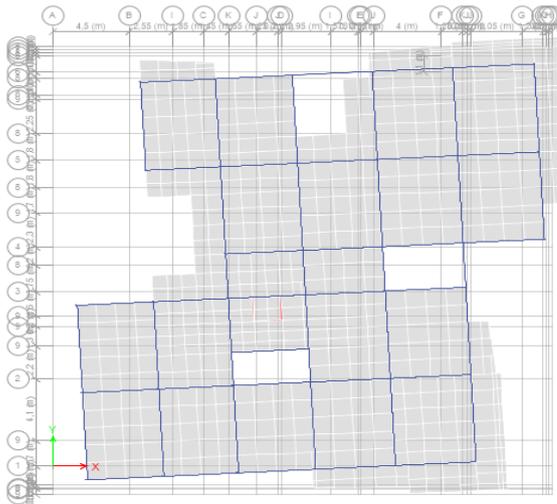
- Le 1er mode est un mode de translation dans le sens YY avec un taux de participation massique de 38%
- Le 2ème mode est un mode de translation dans le sens YY avec un taux de participation massique de 34%.
- Le 3ème mode est un mode de translation dans le sens XX avec un taux de participation massique de 59%



Le 1^{er} mode : rotation.



Le 2^{ème} mode : rotation.



Le 3^{ème} mode : rotation.

Figure IV.4 : Modes de déformation.

Les résultats obtenus ont montré un comportement modal de la structure très flexible avec des périodes dépassants les 2.0 secondes et des taux de participation massiques inférieur à 50 % dans les deux premiers modes. Cette réponse, a engendré des résultats très excessifs en matière de déplacement de la structure et en matière d'efforts sismiques.

C'est pour cette raisons des simulations ont été alors élaborés tout en ajoutant des voiles de contreventement à la structure afin de rigidifier d'avantage la stabilité de la structure et réduire les efforts dans les éléments structuraux

Parmi les modèles analysés, nous présentons en ce qui suit la variante ayant donné les résultats les plus satisfaisants.

2. Modèle (final) :

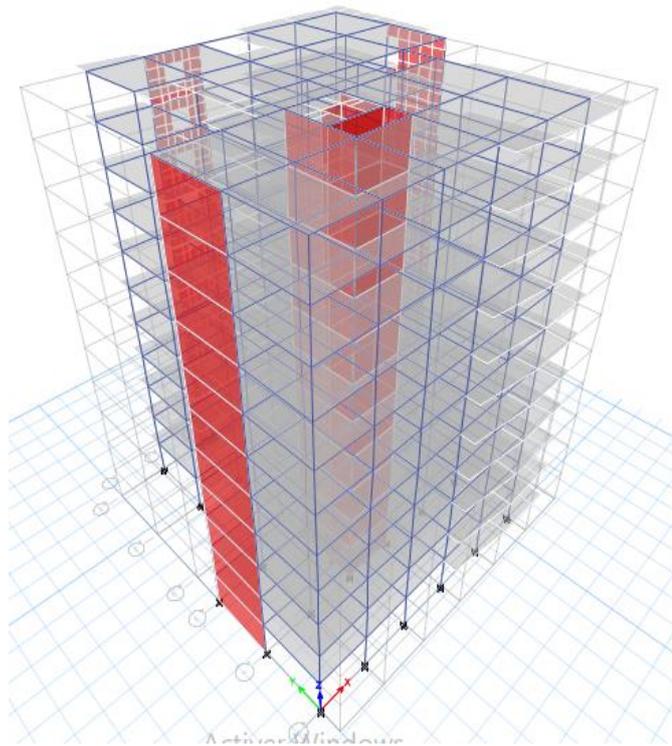


Figure IV.5 : Vue en 3D.

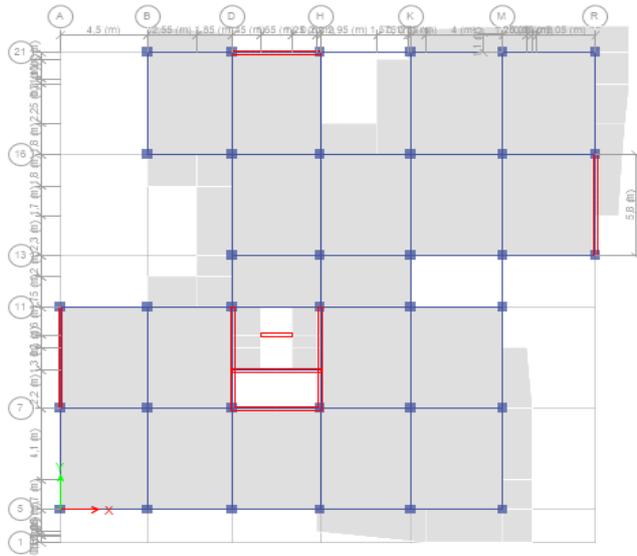


Figure IV.6 : Vue en RDC et étages courants.

a- Caractéristiques dynamique propres :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale : $T = 0,846$ sec.

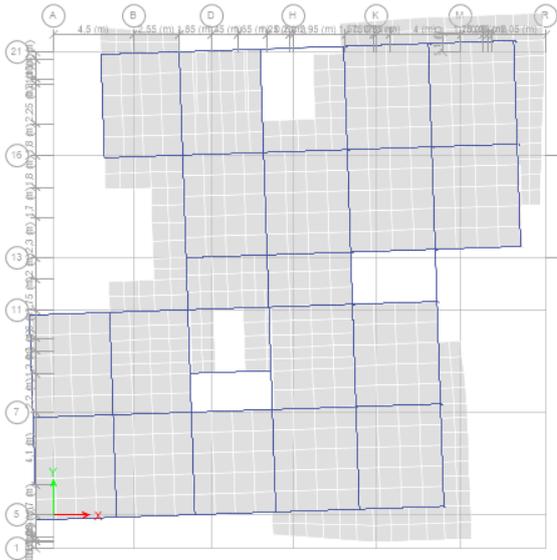
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8^{ème}** mode.

Tableau IV.3 : Participation massique

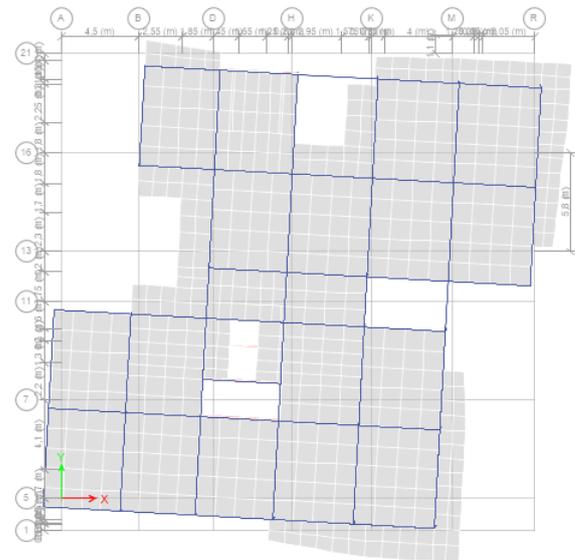
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Modal	1	0,846	0,6245	0,0143	0	0,6245	0,0143	0
Modal	2	0,73	0,0437	0,5022	0	0,6683	0,5166	0
Modal	3	0,61	0,0187	0,1558	0	0,687	0,6724	0
Modal	4	0,221	0,1615	0,0051	0	0,8485	0,6775	0
Modal	5	0,185	0,0189	0,1181	0	0,8674	0,7957	0
Modal	6	0,151	0,0045	0,0731	0	0,8718	0,8687	0
Modal	7	0,114	0,0451	0,0028	0	0,9169	0,8716	0
Modal	8	0,096	0,0107	0,032	0	0,9276	0,9036	0
Modal	9	0,083	0,0158	0,0027	0	0,9434	0,9063	0
Modal	10	0,077	0,0011	0,0192	0	0,9445	0,9254	0
Modal	11	0,074	0,0001	0,0002	0	0,9446	0,9257	0
Modal	12	0,07	0,0076	0,011	0	0,9522	0,9366	0

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

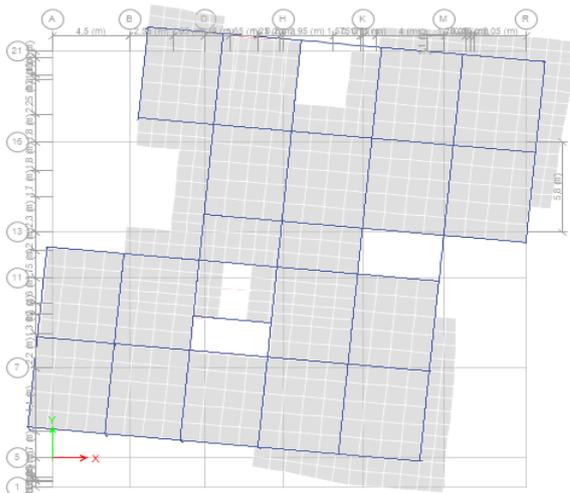
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à x-x avec un taux de participation massique de 62%
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à y-y avec un taux de participation massique de 50%
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation dans le sens YY avec un taux de participation massique de 16%



Le 1^{er} mode : translation parallèlement à x-x.



Le 2^{ème} mode : translation parallèlement à y-y.



Le 3^{ème} mode : rotation.

Figure IV.7 : Modes de déformation.

b-Vérification des réactions à la base de la résultante des forces sismiques selon l’RPA99v2003 :

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul :**

L’une des premières vérifications préconisées par les “*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 inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminer par la méthode statique équivalente “ V ” pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

D’après le fichier des résultats de **Etabs** on a :

● $W = 71223,4\text{kN} \rightarrow$

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,25 \times 2,053 \times 1,20}{5} \times 71223,4 = \mathbf{8773,94\text{kN}}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,25 \times 2,018 \times 1,20}{5} \times 71223,4 = \mathbf{8622,36\text{kN}}$$

Il faut que : $V_{dynamique} \geq 0.8 * V_{statique}$ et cela dans les deux sens.

Tableau IV.4 : Vérification de la résultante des forces sismique

	$V_{dyn}(KN)$	$0.8 * V_{st}(KN)$	Observation
Sens X-X	6113,45	7019,15546	non vérifiée
Sens Y-Y	5956,30	6897,888821	non vérifiée

En comparant les résultats des rapports des deux directions, il est nécessaire d’augmenter les forces séismiques par les rapports suivants :

Dans le sens XX, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse de

$$0.8 * V_{st} / V_{dyn} = \mathbf{1,154}$$

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Dans le sens YY, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse de

$$0.8 \cdot V_{st} / V_{dyn} = 1,164$$

- On obtient les résultats suivant après la majoration :

Tableau IV.5: Vérification de la résultante des forces sismique

	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 \cdot V_{st} (KN)$	Observation
Sens X-X	9414,71	7019,15546	vérifiée
Sens Y-Y	9252,18	6897,888821	vérifiée

c-Vérification des conditions du facteur de comportement R :

Pour notre cas d'étude nous avons pris $R=5$ Selon le RPA99/2003 (Art3.4.a) le choix du coefficient de comportement nécessite d'être justifié par les critères suivants :

- Les voiles doivent prendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales
- On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles

1) **Justification des voiles sous charges verticales :**

Tableau IV.6 : Charges verticales reprises par voiles

Charge vertical totales (KN)	Charge de voiles (KN)	Pourcentage (%)
110817.0131	21625.29	19.51%

Les résultats présentés dans le tableau ci-dessus confirment la première condition relative aux charges gravitaire, avec un taux de 19.5 % inférieur à la limite de 20 %.

Concernant la charge horizontale, elle est partagée conjointement entre les **portiques et les voiles**.

d-Calcul et vérification des déplacements :

D'après le l'article 4-4-3 du RPA 99 V2003) :

Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations latérales dans le plan (O, X, Y).

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé commesuit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_k : déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structures.

δ_{ek} : déplacement du aux forces sismiques V_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif à un niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Le RPA99/version2003 préconise que les déplacements inter étages ne doivent pas dépasser le déplacement admissible égale à: $\Delta_{kadm} = 1\% h_e$.

Avec :

h_e : la hauteur libre de l'étage considéré.

Il faut vérifier que : $\Delta_k \leq \Delta_{kadm}$

Les résultats obtenus sont très satisfaisants pour les deux directions, l'ensemble est groupé dans les tableaux ci-après.

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

-sens x-x :

Tableau IV.7 : Vérification des déplacements selon x-x

Niveaux	Dans le sens X-X						Observation
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	
RDC	0,089	0,445	0	0,45	323,0	0,138	<i>vérifiée</i>
Etage 1	0,27	1,35	0,445	0,91	323,0	0,280	<i>vérifiée</i>
Etage 2	0,51	2,55	1,35	1,20	323,0	0,372	<i>vérifiée</i>
Etage 3	0,77	3,85	2,55	1,30	323,0	0,402	<i>vérifiée</i>
Etage 4	1,08	5,4	3,85	1,55	323,0	0,480	<i>vérifiée</i>
Etage 5	1,4	7	5,4	1,60	323,0	0,495	<i>vérifiée</i>
Etage 6	1,74	8,7	7	1,70	323,0	0,526	<i>vérifiée</i>
Etage 7	2,06	10,3	8,7	1,60	323,0	0,495	<i>vérifiée</i>
Etage 8	2,39	11,95	10,3	1,65	323,0	0,511	<i>vérifiée</i>
Etage 9	2,71	13,55	11,95	1,60	323,0	0,495	<i>vérifiée</i>
Etage 10	2,99	14,95	13,55	1,40	340,0	0,412	<i>vérifiée</i>

-sens y-y :

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements selon y-y

Niveaux	Dans le sens Y-Y						Observation
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	
RDC	0,058	0,290	0	0,29	323,0	0,090	<i>vérifiée</i>
Etage 1	0,17	0,850	0,29	0,56	323,0	0,173	<i>vérifiée</i>
Etage 2	0,33	1,650	0,85	0,80	323,0	0,248	<i>vérifiée</i>
Etage 3	0,52	2,600	1,65	0,95	323,0	0,294	<i>vérifiée</i>
Etage 4	0,73	3,650	2,6	1,05	323,0	0,325	<i>vérifiée</i>
Etage 5	0,97	4,850	3,65	1,20	323,0	0,372	<i>vérifiée</i>
Etage 6	1,21	6,050	4,85	1,20	323,0	0,372	<i>vérifiée</i>
Etage 7	1,46	7,300	6,05	1,25	323,0	0,387	<i>vérifiée</i>
Etage 8	1,7	8,500	7,3	1,20	323,0	0,372	<i>vérifiée</i>
Etage 9	1,95	9,750	8,5	1,25	323,0	0,387	<i>vérifiée</i>
Etage 10	2,28	11,400	9,75	1,65	323,0	0,511	<i>vérifiée</i>

e- Vérification de L'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensembles dues au séisme, le règlement parasismique Algérien (RPA 99 V2003 l'article 7-4-3-1) limite l'effort normal de compression en utilisant la formule suivante

$$\nu = \frac{N}{B^* f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton (Combinaison G+Q+E).

Bc : l'aire (section brute) de cette dernière.

Fc28 : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (30 MPA).

Remarque :

• L'effort N_d est tiré du logiciel ETABS pour chaque section du poteau en prenant la valeur maximale donnée par les combinaisons sismiques suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm Ex \\ 0,8G \pm Ex \\ G + Q \pm Ey \\ 0,8G \pm Ey \end{array} \right.$$

• Cette vérification concerne les poteaux qui ne sont pas solidaires aux voiles

-Les résultats obtenus sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux

<i>Niveaux</i>	<i>La section adoptée (cm²)</i>			<i>N (KN)</i>	<i>U</i>	<i>Observation</i>	
	<i>b (cm)</i>	<i>h (cm)</i>	<i>aire (cm²)</i>				
<i>RDC ,1ER, 2EME, 3EME</i>	70	70	4900	3425,60	0,233	<i>vérifiée</i>	
<i>4EME, 5EME, 6EME</i>	65	65	4225	2224,30	0,175	<i>vérifiée</i>	
<i>7EME, 8EME</i>	60	60	3600	1557,49	0,144	<i>vérifiée</i>	
<i>9EME, 10 EME</i>	55	55	3025	589,59	0,065	<i>vérifiée</i>	

f-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) :

L'effet P- Δ est principalement est le moment additionnel produit par la déformation verticale à la tête de la structure sous la sollicitation latérale séismique.

Connu également sous l'effet du 2° ordre, (l'effet *P-Δ*) peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003" [2]}$$

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.

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

➤ **Selon x-x**

Tableau IV.10 : Vérification de l'effet P-Δ sens x

Niveaux	Dans le sens X-X					Observation
	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	
RDC	323,0	71240,0	0,5	9427,9	0,011	<i>vérifiée</i>
Etage 1	323,0	64555,1	0,9	9224,2	0,020	<i>vérifiée</i>
Etage 2	323,0	57870,2	1,2	8874,0	0,024	<i>vérifiée</i>
Etage 3	323,0	51185,3	1,3	8410,7	0,024	<i>vérifiée</i>
Etage 4	323,0	44500,4	1,6	7853,3	0,027	<i>vérifiée</i>
Etage 5	323,0	37997,6	1,6	7206,8	0,026	<i>vérifiée</i>
Etage 6	323,0	31494,8	1,7	6470,3	0,026	<i>vérifiée</i>
Etage 7	323,0	25160,0	1,6	5627,2	0,022	<i>vérifiée</i>
Etage 8	323,0	18825,2	1,7	4634,9	0,021	<i>vérifiée</i>
Etage 9	323,0	12490,4	1,6	3448,8	0,018	<i>vérifiée</i>
Etage 10	323,0	6309,4	1,4	1942,2	0,014	<i>vérifiée</i>

➤ **Selon y-y :**

Tableau IV.11 : Vérification de l'effet P-Δ sens y-y

Niveaux	Dans le sens Y-Y					Observation
	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	
RDC	323,0	7124,0	0,29	9255,56	0,001	<i>vérifiée</i>
Etage 1	323,0	64555,1	0,56	9062,92	0,012	<i>vérifiée</i>
Etage 2	323,0	57870,2	0,80	8755,43	0,016	<i>vérifiée</i>
Etage 3	323,0	51185,3	0,95	8340,47	0,018	<i>vérifiée</i>
Etage 4	323,0	44500,4	1,05	7824,76	0,018	<i>vérifiée</i>
Etage 5	323,0	37997,6	1,20	7200,80	0,020	<i>vérifiée</i>
Etage 6	323,0	31494,8	1,20	6460,30	0,018	<i>vérifiée</i>
Etage 7	323,0	25160,0	1,25	5593,40	0,017	<i>vérifiée</i>
Etage 8	323,0	18825,2	1,20	4574,70	0,015	<i>vérifiée</i>
Etage 9	323,0	12490,4	1,25	3373,70	0,014	<i>vérifiée</i>
Etage 10	340,0	6309,4	1,65	1853,42	0,017	<i>vérifiée</i>

IV.5. CONCLUSION :

Le présent chapitre a exposé les résultats des vérifications relatifs à la stabilité globale de la structure, selon les exigences prescrites sur le règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003.

Les critères vérifiés sont :

- 1- Les réactions à la base calculées par les deux méthodes (Méthode statique équivalente et méthode spectrale) ;
- 2- Confirmation du choix du coefficient de comportement R ;
- 3- Vérification des déplacements inter-étages ;
- 4- Vérification de l'effort normale réduit des poteaux libres ;
- 5- Vérification de l'effet P- Δ

Les résultats obtenus ont montré une satisfaction pour l'ensemble des critères.

**V.FERRAILLAGE DES
ELEMENTS
STRUCTURAUX**

V.1. Introduction :

Le ferrailage des éléments résistant est fait conformément aux règlements en vigueur en Algérie, 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 :

V.2.1. Introduction :

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.

Les armatures sont obtenue sous l'effet des sollicitations les plus défavorables des combinaisons d'état limite ultime (E.L.U) et l'Etat limite accidentelle (ELA) les situations suivantes :

a. Situation durable :

- **Béton** : $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$
- **Acier** : $\gamma_s=1,15$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s=435\text{MPa}$

b. Situation accidentelle :

- **Béton** : $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=22,17\text{MPa}$
- **Acier** : $\gamma_s=1,00$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s=500\text{MPa}$

V.2.2. 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 ELA :

Situation accidentelle : $G+Q+E$

$0,8G\pm E$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- 1- Effort normal maximal avec le moment correspondant (N^{\max} , M^{corr})
- 2- Le moment maximum avec l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr})
- 3- Effort normal minimal avec le moment correspondant (N^{\min} , M^{corr})

V.2.3. Recommandation selon RPA99 version 2003 :

D'après les **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage minimal est de : 0,9%.
- Leur pourcentage maximal est de : 4% en zone courante (Z.C)
6% en zone de recouvrement (Z.R)
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance maximale 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.

V.2.4. Méthode de calcul :

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons

N.B : Le logiciel SOCOTEC est utilisé pour le calcul des sections de ferrailage.

1. Situation durable :

- Combinaison : **1,35G+1,5Q**

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau V.1 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable (N^{\max} , M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	AS (cm ²)	As' (cm ²)	Asmin (cm ²) RPA
RDC, 1 ^{ère} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70x70	-4078.71	4.10	0	0	44.1
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	65x65	-2529.07	4.47	0	0	38.03
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	60x60	-1780.69	5.50	0	0	32.4
9 ^{ème} , 10 ^{ème}	55x55	-686.55	5.31	0	0	27.23

b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable (M^{\max} , N^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{\max} (kN)	N^{corr} (kN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	Asmin (cm ²) RPA
RDC, 1 ^{ère} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70x70	-80.50	-2037.77	0	0	44.1
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	65x65	-80.07	-1469.60	0	0	38.03
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	60x60	-83.93	-956.82	0	0	32.4
9 ^{ème} , 10 ^{ème}	55x55	-102.75	-226.94	2.03	0	27.23

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

b. (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable (N^{\min} , M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s\text{min}}$ (cm ²) RPA
RDC, 1 ^{ère} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70x70	-893.98	4.21	0	0	44.1
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	65x65	-717.10	28.68	0	0	38.03
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	60x30	-461.57	25.17	0	0	32.4
9 ^{ème} , 10 ^{ème}	55x55	-88.36	49.61	0	1.17	27.23

2. Situation accidentelle :

- Combinaison : **G+Q+E**

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s\text{min}}$ (cm ²) RPA
RDC, 1 ^{ère} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70x70	-6054.96	-299.09	0	0	44.1
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	65x65	-2219.77	-209.20	0	0	38.03
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	60x60	-1554.44	-214.47	0	0	32.4
9 ^{ème} , 10 ^{ème}	55x55	-588.54	-192.53	1,82	0	27.23

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{\max} (kN.m)	N^{corr} (kN)	As (cm ²)	As' (cm ²)	Asmin (cm ²) RPA
RDC, 1 ^{ère} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70x70	-333.98	-5752.51	0	0	44.1
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	65x65	-242.35	-1888.31	0	0	38.03
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	60x60	-236.33	-1227.21	0	0	32.4
9 ^{ème} , 10 ^{ème}	55x55	-254.21	-285.27	7,35	0	27.23

c. (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	Asmin (cm ²) RPA
RDC, 1 ^{ère} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70x70	-3929.54	53.81	0	0	44.1
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	65x65	-99.40	109.10	0	2.53	38.03
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	60x60	-65.98	110.59	0	3.25	32.4
9 ^{ème} , 10 ^{ème}	55x55	-8	179.52	0	7	27.23

- Combinaison : **0,8G+E**

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau V.7 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	Asmin (cm ²) RPA
RDC, 1 ^{ère} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70x70	-5755.28	-305.40	0	0	44.1
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	65x65	-1807.68	-194.90	0	0	38.03
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	60x60	-1266.43	-198.99	0	0	32.4
9 ^{ème} , 10 ^{ème}	55x55	-479.52	-176.67	2.2	0	27.23

b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau V.8 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{\max} (kN,m)	N^{corr} (kN)	As (cm ²)	As' (cm ²)	Asmin (cm ²) RPA
RDC, 1 ^{ère} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70x70	-330.15	-5489.46	0	0	44.1
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	65x65	-225.07	-1538.59	0	0	38.03
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	60x60	-218.41	-999.43	0	0	32.4
9 ^{ème} , 10 ^{ème}	55x55	-232.55	-234.06	6.93	0	27.23

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

c. (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau V.9 : Ferrillages des poteaux carrés situation durable (N^{\min} , M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s\min}$ (cm ²)
RDC, 1 ^{ère} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70x70	-4226.59	56.51	0	0	44.1
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	65x65	146.16	77.98	0	4.05	38.03
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	60x60	106.02	100.94	0	4.68	32.4
9 ^{ème} , 10 ^{ème}	55x55	35.64	86.06	0	3.72	27.23

V.2.5. Choix des armatures :

Tableau V.10 : Choix des armatures des poteaux

Niveaux	Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	A_s^{\max} ZC (cm ²)	A_s^{\max} ZR (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adop} (cm ²)
RDC, 1 ^{ère} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70x70	0	44.1	196	294	16T20	50.27
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	65x65	4.05	38.03	169	253.5	14T20	43.98
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	60x60	4.68	32.4	144	216	12T20	37.70
9 ^{ème} , 10 ^{ème}	55x55	7.35	27.23	121	181.5	4T20+8T16	28.65

V.2.6. 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** : On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M^{Ser}}{I} \cdot y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 18 \text{MPa}$$

● **Acier** : Fissuration peu nuisible Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable... $\overline{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})\right)$

Fissuration très préjudiciable..... $\overline{\sigma}_s = 0,8 \zeta_s$

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^{\max} , M^{corr}) :

Tableau V.11 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (N_{ser}^{\max} , M_{ser}^{corr})

Niveaux	Section (cm ²)	N_{ser}^{\max} (kN)	M_{ser}^{corr} (kN.m)	A_s^{adp} (cm ²)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa) sup	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC, 1 ^{ère} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70x70	-2963.07	3.12	50.27	69.8	250	4,65	18	OK
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	65x65	- 1837.87	3.64	43.98	50.3	250	3.36	18	OK
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	60x60	-1294.57	4.40	37.70	42	250	2.81	18	OK
9 ^{ème} , 10 ^{ème}	55x55	-500.49	4.28	28.65	20.1	250	1.35	18	OK

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

b) ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$) :

Tableau V.12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux ($M_{\text{ser}}^{\max}, N_{\text{ser}}^{\text{corr}}$)

Niveaux	Section (cm ²)	M_{ser}^{\max} (kN)	$N_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (kN.m)	A_s^{adp} (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa) sup	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC, 1 ^{ère} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70x70	-58.50	- 1488.82	50.27	42.8	250	2.9	18	OK
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	65x65	-57.75	- 1067.02	43.98	38.6	250	2.64	18	OK
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	60x60	-64.28	-516.65	37.70	30.1	250	2.1	18	OK
9 ^{ème} , 10 ^{ème}	55x55	-74.38	-167.02	28.65	31.1	250	2.27	18	OK

c) ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau V.13 : Vérifications des contraintes pour les poteaux ($N_{\text{ser}}^{\min}, M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$)

Niveaux	Section (cm ²)	N_{ser}^{\min} (kN)	$M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (kN.m)	A_s^{adp} (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa) sup	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC, 1 ^{ère} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70x70	-720.76	20.49	50.27	19.6	250	1.34	18	OK
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	65x65	-525.07	20.87	43.98	17.7	250	1.24	18	OK
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	60x60	-244.13	22.17	37.70	12.5	250	0.87	18	OK
9 ^{ème} , 10 ^{ème}	55x55	-64.72	36.31	28.65	17.4	250	1.07	18	OK

V.2.7. Vérification de l'effort Tranchant :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ Poteaux

Où τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b: la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$ égale à :

Selon le BAEL 91 : [1]

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13f_{c28}, 5MPa) \dots\dots\dots\text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}, 4MPa) \dots\dots\dots\text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

Selon RPA99 ver2003 : [2]

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \dots\dots\dots\text{si l'élanement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \dots\dots\dots\text{si l'élanement } \lambda < 5$$

Avec : 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.

Tableau V.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _a	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC, 1 ^{ère} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70x70	34.61	0,071	3,22	0,04	1,2	3	OK
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	65x65	37.28	0,09	3.48	0,075	2,25	3	OK
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	60x60	41.75	0,12	3.77	0,075	2.25	3	OK
9 ^{ème} , 10 ^{ème}	55x55	53.44	0,18	4.11	0,075	2.25	3	OK

V.2.8. Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA 93** et celles des **RPA99 version 2003**, elles sont données comme suit :

- **Selon CBA 93 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_t\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

Ø_t : Diamètre des armatures transversales.

Ø_l : Diamètre des armatures longitudinales.

- **Selon les 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

λ_g : L'élancement 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 $f_e = 500\text{MPa}$ (FeE500).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau V.15 : Espacement maximales selon RPA99 des poteaux carrés

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	Ø ₁ (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC, 1 ^{ère} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70x70	16T20	20	10	20
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	65x65	14T20	20	10	20
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	60x60	12T20	20	10	20
9 ^{ème} , 10 ^{ème}	55x55	4T20+8T16	20et16	10	16

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 ^{ca} (Cm ²)	Choix	As _{adp} cm ²
RDC, 1 ^{ère} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70x70	2,26	3,22	3,75	34.61	N	10	0,37	4T10	3.14
						C	20	0,92	4T10	3.14
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	65x65	2,26	3.48	3,75	37.28	N	10	0,43	4T10	3.14
						C	20	01.08	4T10	3.14
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	60x60	2,26	3,77	3,75	41.75	N	10	0,52	4T8	2,01
						C	20	1,04	4T8	2,01
9 ^{ème} , 10 ^{ème}	55x55	2,26	4.11	3,75	53.44	N	10	0,73	4T8	2,01
						C	16	1.46	4T8	2,01

V.2.9. Longueur de recouvrement :

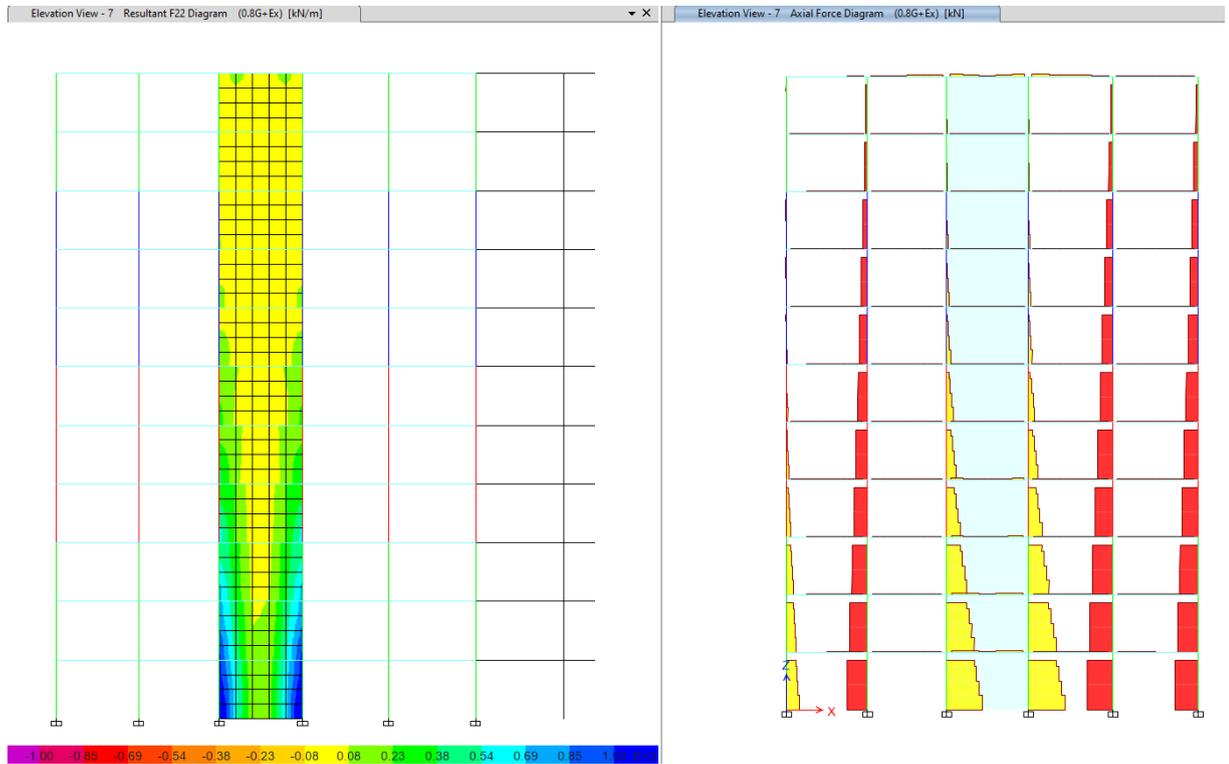
La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r=50\phi_1$ en zone III.

Pour :

- $\phi=20\text{mm}$ $L_r=100\text{cm}$
- $\phi=16\text{mm}$ $L_r=80\text{cm}$

➤ Ferraillages des poteaux avec voile :

Les efforts les plus défavorables dans les poteaux aux voiles de contreventement sont principalement les efforts de traction engendrés par le voile tel qu'il est présenté dans les figures suivantes :



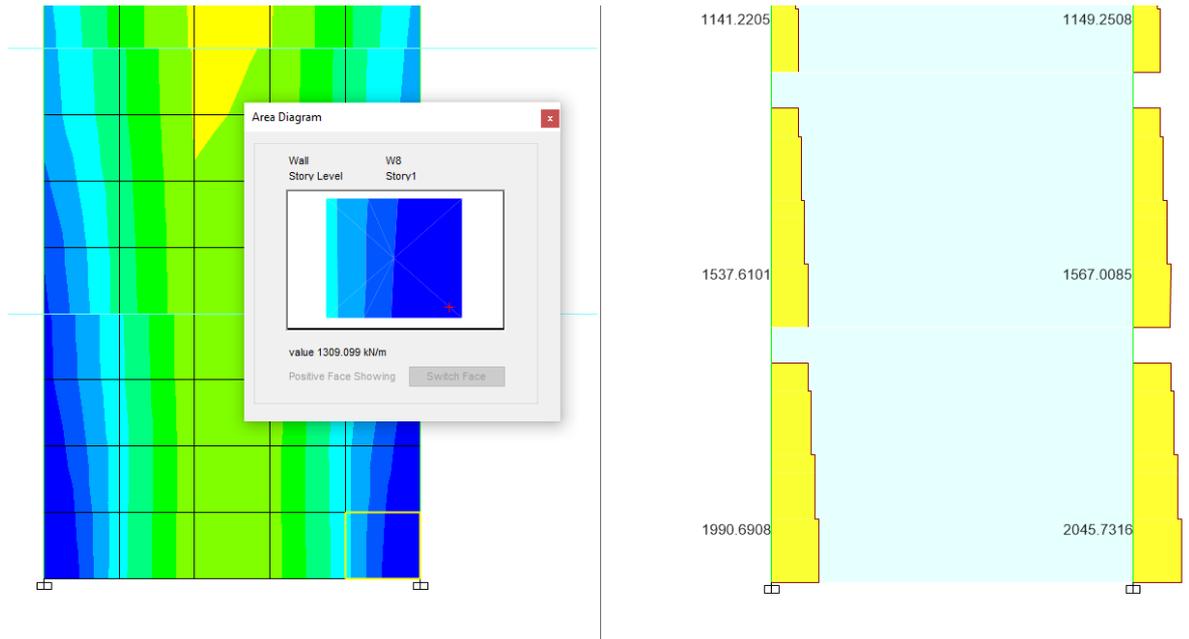


Figure V.1 : efforts de traction développés dans le voile et le poteau.

Le calcul des sections d'armatures est principalement fait sous les sollicitations les plus défavorables des diverses combinaisons sismiques

- Combinaison : **G+Q+E**

Tableau V.17 : Ferrailages des poteaux avec voile situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s\text{min}}$ (cm ²) RPA
RDC, 1 ^{ère} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70x70	7899.93	-457.07	93.28	64.72	44.1
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	65x65	3466.69	-388.24	47.83	21.51	38.03
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	60x60	1799.50	-254.42	27.42	8.57	32.4
9 ^{ème} , 10 ^{ème}	55x55	604.83	-31.12	7.32	4.78	27.23

- Combinaison : **0,8G+E**

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau V.18 : Ferrailages des poteaux avec voile situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})

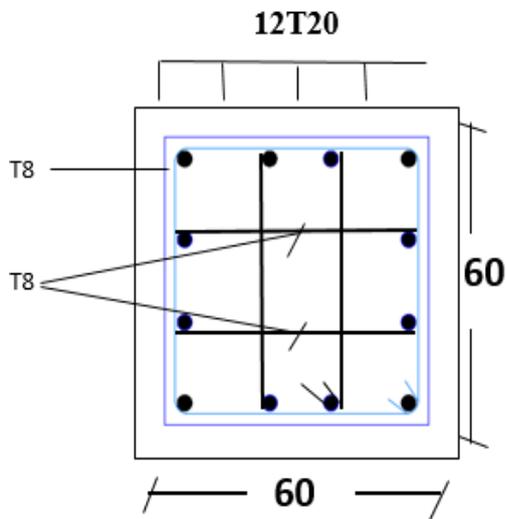
Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s\text{min}}$ (cm ²) RPA
RDC, 1 ^{ère} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70x70	7467.40	-448.08	88.68	60.67	44.1
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	65x65	3128.84	-327.58	42.4	20.18	38.03
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	60x60	1574.80	-242.24	24.72	6.78	32.4
9 ^{ème} , 10 ^{ème}	55x55	546.47	-24.85	6.48	4.45	27.23

V.2.10. Choix des armatures :

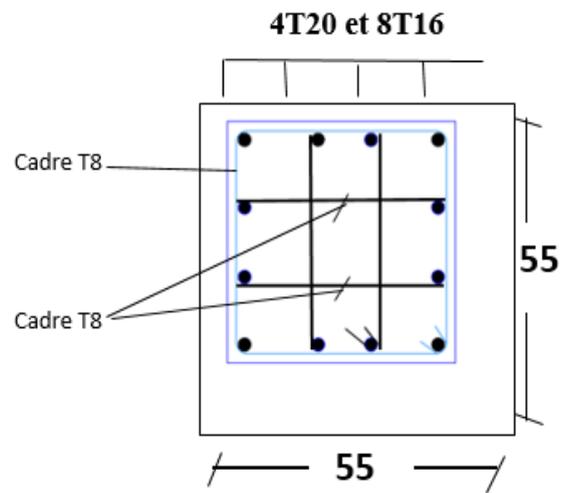
Tableau V.19 : Choix des armatures des poteaux avec voile

Niveaux	Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{max} ZC (cm ²)	A_s^{max} ZR (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adop} (cm ²)
RDC, 1 ^{ère} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	70x70	93.28	44.1	196	294	16T25+8T20	103.67
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	65x65	47.83	38.03	169	253.5	14T20	43.98
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	60x60	27.42	32.4	144	216	12T20	37.70
9 ^{ème} , 10 ^{ème}	55x55	7.32	27.23	121	181.5	4T20+8T16	28.65

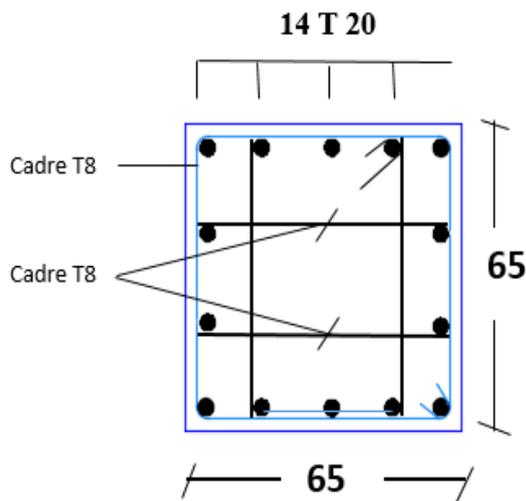
V.2.11. Schéma de ferrailage des poteaux libre :



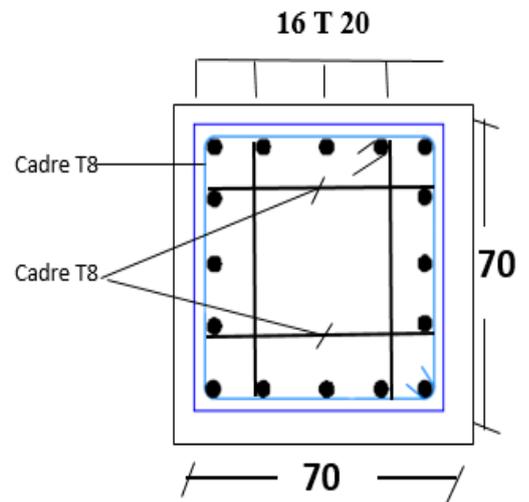
Poteaux 7^{ème} et 8^{ème} (60x60 cm)



Poteaux 9^{ème} et 10^{ème} (55x55 cm)

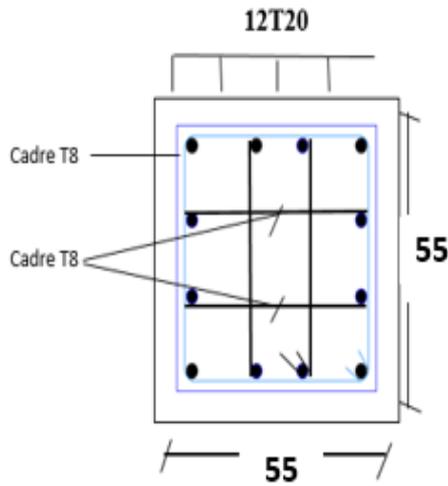


Poteaux 4^{ème} à 6^{ème} (65x65 cm)

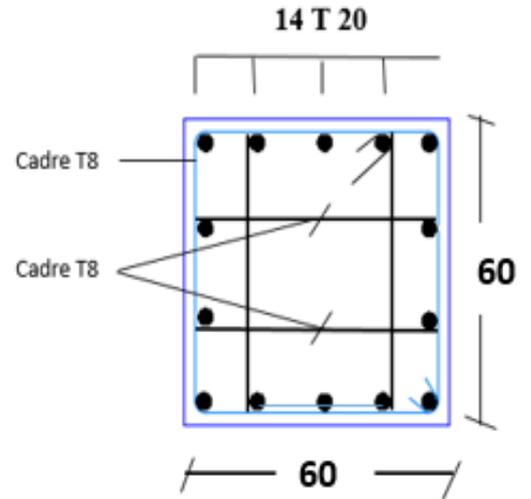


Poteaux RDC à 3^{ème} (70x70 cm)

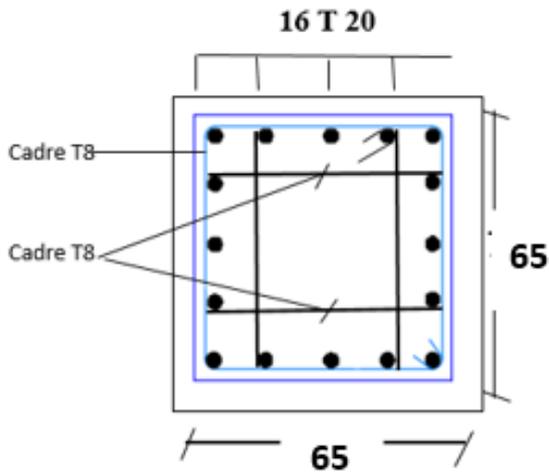
V.2.12. Schéma de ferrailage des poteaux avec voile :



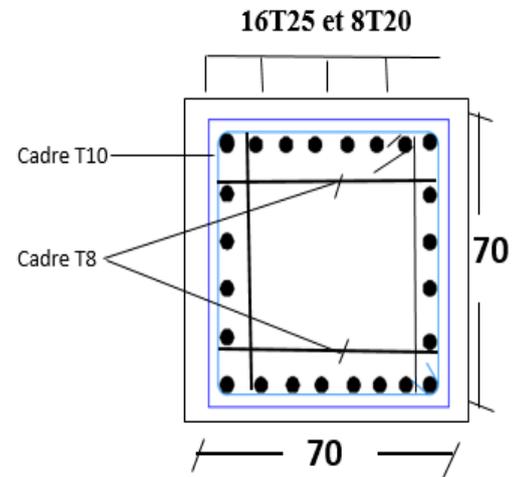
Poteaux 9^{ème} et 10^{ème} (60x60 cm)



Poteaux 7^{ème} et 8^{ème} (60x60 cm)



Poteaux 4^{ème} à 6^{ème} (65x65 cm)



Poteaux RDC à 3^{ème} (70x70 cm)

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 :

a. Selon CBA 93 :

Situation durable → **ELU:1,35G+1,5Q**

→ **ELS: G+Q**

b. Selon RPA 99 :

Situation accidentelle → **G+Q+E**

→ **0.8 G ± E**

V.3.2. Recommandations selon RPA99 version 2003 :

1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

•4% en zone courante.

•6% en zone de recouvrement.

3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.

4- 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 de ferrailage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les Portiques suivants les deux sens :

•Sens porteur (poutre porteuse 2 types).

•Sens non porteur (poutre secondaire).

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

-Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

❖ Sens porteur :

Poutre (30x45) :

Tableau V.20 : Ferrailage des poutres porteuses 30 x45

situation	section	position	Mmax	As	As'
1,35G+1,5Q	30x45	Travée	80,12	4,61	0
G+Q+Ex	30x45	appuis	171,26	10,54	0

❖ Sens non porteur 30x40

Tableau V.21 : Ferrailage des poutres porteuses 30x35

situation	section	position	Mmax	As	As'
1,35G+1,5Q	30x40	Travée	24,70	4,57	0
G+Q+Ey	30x40	appuis	183,71	13,38	0

V.3.4. Choix des armatures :

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V.22 : Choix des armatures des poutres

Section (cm ²)	position	Mmax (kn.m)	ASmax (ZC) (cm ²)	ASmax (ZR) (cm ²)	AS min RPa (cm ²)	AS cal (cm ²)	Choix des armatures	AS adp (cm ²)
P.P (30x45)	travée	80,12	54	81	6,75	4,61	5T14	7,70
	appui	171,26				10,02	5T16	10,05
P.S (30x40)	travée	24,70	48	72	6	4,57	4T14	6,16
	appui	183,71				13,38	4T16+4T14	14.2

V.3.5. Choix des armatures :

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V.23 : Choix des armatures des poutres

Section (cm ²)	As choisi (Cm ²)	As min cm ²	vérification
(30x45)	7,70	1,49	Vérifiée
(30x40)	7,70	1,32	Vérifiée

V.3.6. Vérification vis à vis de l'ELS :

$$1) \sigma_{bc} = M_{ser} \times y / I \leq \sigma = 0.6 f_{c28}$$

$$2) \sigma_{st} = n M_{ser} \times (d - y) / I \leq \sigma_{st}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18\text{MPa}$$

-Position de l'axe neutre :

$$b y^2 + n A_s' (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

- Moment d'inertie

$$I = b y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

La fissuration est considérée préjudiciable :

• **Acier :**

- peu nuisible : Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{1}{2} f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à H

Tableau V.24 : Vérification des poutres à l'ELS

	Position	Mser	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
PP(30x45)	Travée	58,48	4,58	18	135,2	250	C. Vérifier
	Appui	97,36	7,84	18	168,1	250	C. Vérifier
PS(30x40)	Travée	60,33	4,14	18	112,8	250	C. Vérifier
	appui	88,74	5,87	18	117	250	C. Vérifier

V.3.7. Vérification de l'effort tranchant :

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $\tau_u = V_u / bd \leq \tau$

Avec :

Tu : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$$\tau \leq \min(0,1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa}$$

Tableau V.25 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Section (Cm ²)	Vu max (Kn)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
PP (30×45)	97,32	0,72	3	C. Vérifier
PS (30×40)	90,13	0,75	3	C. Vérifier

V.3.8. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance

FE500 (Fe=500MPa)

-Selon le BAEL 91 modifié 99 :

St=Min (0.9d; 40cm)

$$\frac{A_s}{b \times St} \geq \tau_u - 0,3 f_{c28} k \quad 0,8 f_{c28} \quad k=1$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times St} \geq \max (u_2 ; 0.4 \text{MPa})$$

-Selon le RPA 99 version 2003 :

At=0.003×St×b

St ≤ min (h/4 ; 12φl) Zone nodale

St ≤ $\frac{h}{2}$ Zone courante

Avec :

φt ≤ min(h/35 ; φl; b/10) = 1.43cm

-On prend : t = 8mm

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.26 : Calcul des armatures transversales

Sens	Session (cm ²)	Tu (kN)	τ_u (MPa)	BAEL91	RPA99		St adm (cm)		At(cm) BAEL	choix
				St (cm)	St (cm) ZC	St (cm) ZN	ZN	ZC		
Principal	30x45	97.32	0.72	27	22.5	11	10	20	1.16	4T8
Secondaire	30x40	90.13	0.75	27	20	10	10	20	1.02	4T8

V.3.9. Recouvrement des armatures

longitudinales : $L_r = 50\varnothing$ (zone III).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

$\varnothing = 16\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 80\text{cm}$

$\varnothing = 14\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 70\text{cm}$

V.3.10. Arrêt des barres :

Armatures inférieures :

$$h \leq 10$$

Armatures supérieures :

$$h' \leq \begin{cases} \frac{L^{max}}{4} & \dots\dots\dots \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{max}}{5} & \dots\dots\dots \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec : $L = \max (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

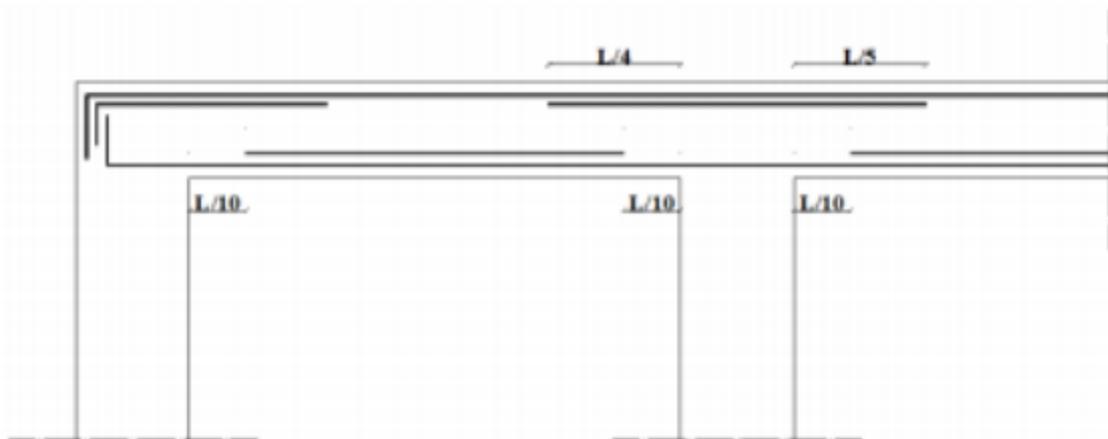


Figure V.2 : Arrêt des barres.

• **Vérification de la flèche [2] :**

On doit vérifier que : $f_{\max} \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

➤ **Remarque :**

La vérification de la flèche a été faite en utilisant l'Excel.

$$L_{pp} = 5,87 - 0,3 = 5,57m$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$L_{ps} = 4,72 - 0,3 = 4,42\text{m}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

-Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau V.27 : récapitulatif du calcul de la flèche

cas	section	Mser (Kn.m)	As (cm ²)	Ei (MPa)	Ev (MPa)	Fi (mm)	Fv (mm)	Δf (mm)	fadm (mm)	vérification
PP	30×45	58,48	7,7	34179,56	11496,76	3,87	8,09	4,22	10,5	Vérifier
PS	30×40	60,33	7,7	34179,56	11496,76	2,52	5,26	2,52	9,4	vérifier

V.3.11. Schéma de ferrailage des poutres :

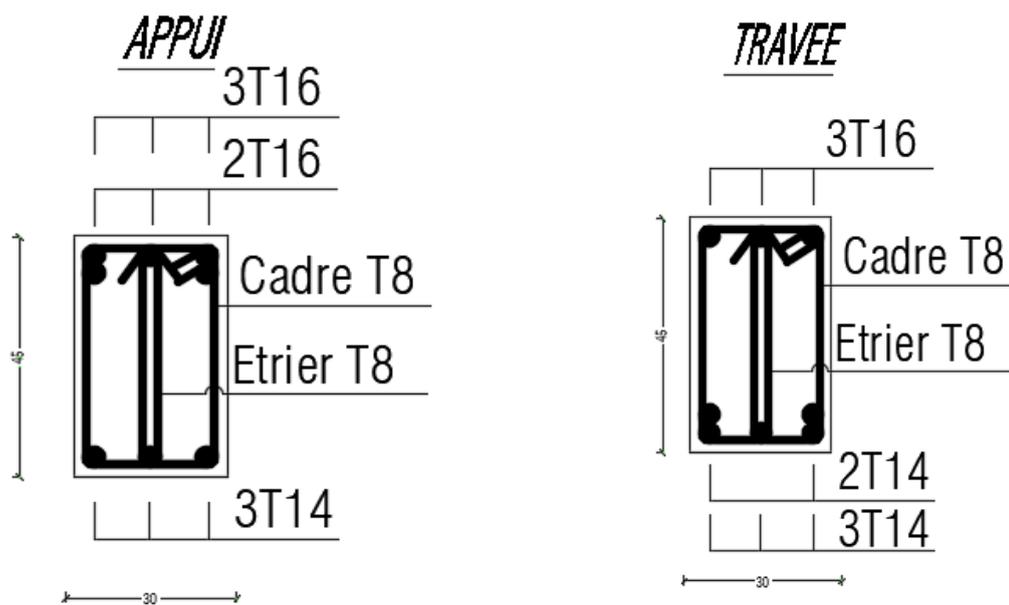


Figure V.3 : Schéma de ferrailage de poutre principale 30x 45

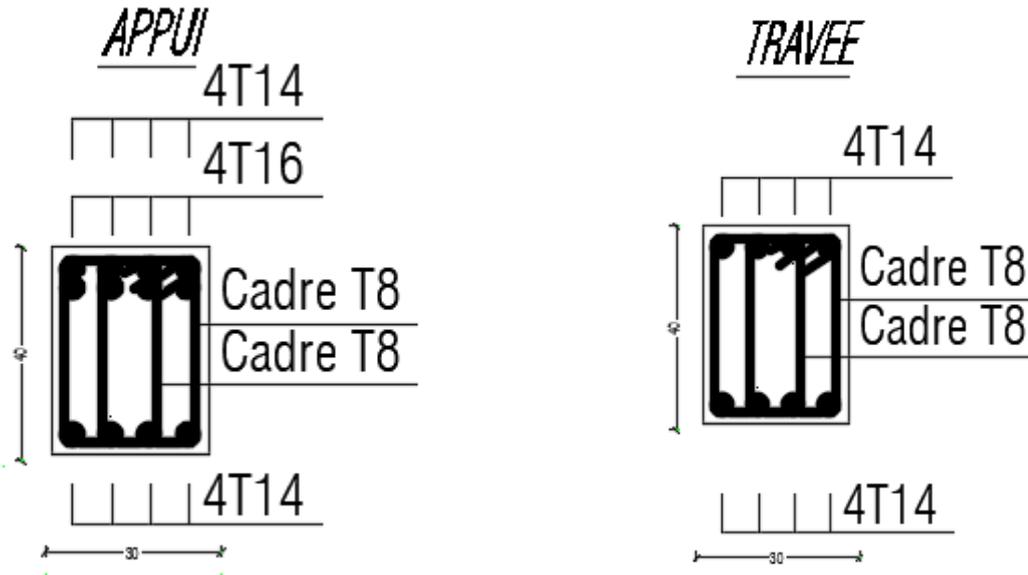


Figure V.4 : Schéma de ferrailage de poutre secondaire 30x40.

V.4. Ferrailage des voiles :

- Les voiles sont des éléments en béton armé caractérisés par leur dimension importante en plan par rapport à leur épaisseur faible en hors plan.

La méthode utilisée pour le calcul du ferrailage des voiles est celle connue par la méthode des contraintes. Cette dernière est exposée dans les paragraphes suivants.

V.4.1. Recommandations réglementaires :

a) Armatures verticales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts de la flexion (traction +compression) et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile, ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes : (conformément au règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003) :

❖ Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de $(0,2\% * L_t * e)$.

Avec : L_t : longueur de la zone tendue

E : épaisseur du voile.

❖ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (ST) doit être inférieur à l'épaisseur du voile.

❖ L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur $L/10$ dans les zones extrêmes.

❖ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Armatures horizontales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de longueur 10Φ . La section d'armature est donnée par :

$$A_H = 0.15 \% B$$

c) Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont au nombre de 4 épingles par 1 m^2 au moins.

d) Armatures de couture :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture, dont la section doit être calculée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1,4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

e) Règles communes :

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

- $A_{\min} = 0,15\% \Rightarrow$ section globale du voile.

- $A_{\min} = 0,1\% \Rightarrow$ zone courante.

On prend généralement $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$

L'espace des barres (horizontales et verticales) $S < \min (1,5e ; 30\text{cm})$.

Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\Phi < l/10$.

Longueur de recouvrement :

- $L_r = 40 \Phi$ « zone tendue ».

- $L_r = 20 \Phi$ « zone comprimé ».

V.4.2. Sollicitations et ferrailage :

V.4.2.1 : Plan de repérage des voiles :

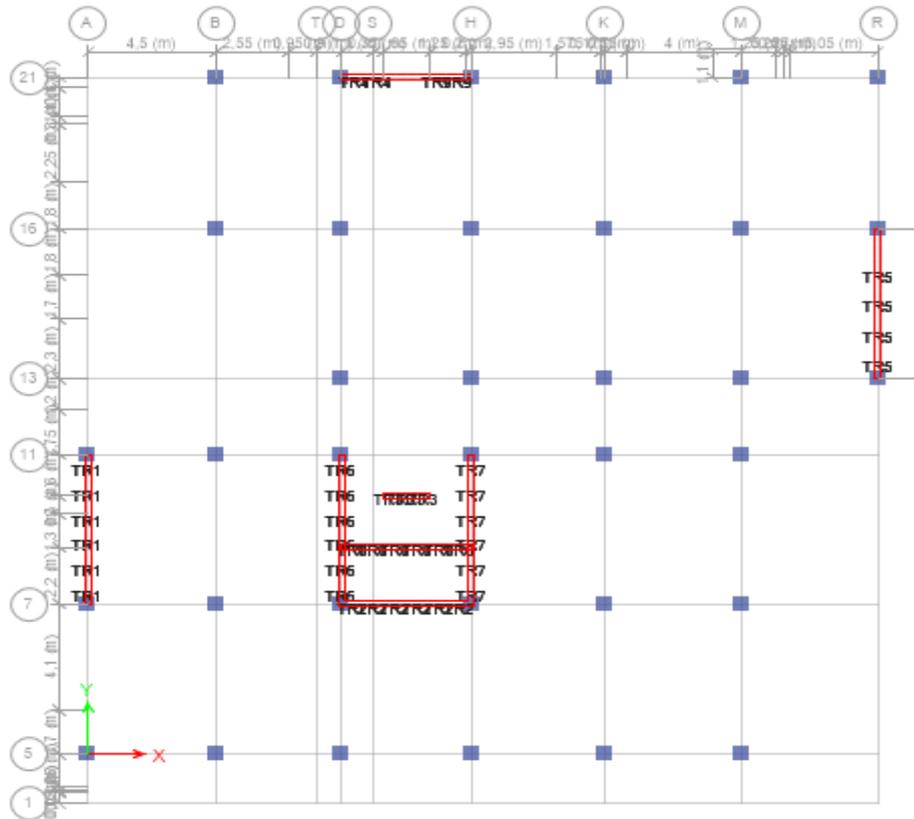


Figure V.5 : Plan de repérage des voiles.

Avec :

Voile	Trumeaux	L(cm)
V1	TR(1,6,7)	5,8
V2	TR(2,8)	4,55
V3	TR(3)	1,65
V4	TR(4,9)	1,52
V5	TR(5)	4,64

-Pour le ferrailage on découpe en 3 zones :

Tableau V.28 : zone de calcul pour le ferrailage des voiles

Zone	Niveaux
1	RDC,1 ^{er} ,2eme
2	3eme,4eme,5eme,6eme
3	7eme,8eme,9eme,10eme

V.4.2.2. Sollicitations dans les voiles :

Le calcul de ferrailage par la méthode des contraintes.

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

-Voile 1 :

Tableau V.29 : Les sollicitations de voile 1

zones	Nmax	Mcor	Mmax	Ncor	Nmin	Mcor	V(kN)
	N(kN)	M(kN.m)	M(kN.m)	N(kN)	N(kN)	M(kN.m)	
1	7913.45	3345.35	10170.74	2227.74	-12556.49	-3574.34	2682.72
2	3705.52	1393.27	6427.75	581.96	-6877.15	-1256.53	2588.18
3	593.20	771.82	2307.37	-445.01	-2488.99	-660.52	1810.57

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

-Voile2 :

Tableau V.30 : Les sollicitations de voile 2

zones	Nmax	Mcor	Mmax	Ncor	Nmin	Mcor	V(kN)
	N(kN)	M(kN.m)	M(kN.m)	N(kN)	N(kN)	M(kN.m)	
1	4907.37	2957.42	7559.68	-1811.82	-8196.97	2829.89	2981.97
2	2702	1898.97	4083.37	-1410.33	-5138.12	1753.75	2648.48
3	536.94	898.06	1360.8	-796.56	-1879.31	751.82	1783.52

-Voile3 :

Tableau V.31 : Les sollicitations de voile 3

zones	Nmax	Mcor	Mmax	Ncor	Nmin	Mcor	V(kN)
	N(kN)	M(kN.m)	M(kN.m)	N(kN)	N(kN)	M(kN.m)	
1	7.28	54.65	733.16	-433.52	-871.99	213.47	154.89
2	10.90	40.31	159.31	-323.41	-687.34	39.48	25.93
3	1.01	17.30	89.48	-38.07	-348.65	18.02	27.02

-Voile4 :

Tableau V.32 : Les sollicitations de voile 4

zones	Nmax	Mcor	Mmax	Ncor	Nmin	Mcor	V(kN)
	N(kN)	M(kN.m)	M(kN.m)	N(kN)	N(kN)	M(kN.m)	
1	-1600.50	801.67	806.46	1428.85	-2714.55	826.33	483.36
2	876.23	431.19	435.88	746.15	-1682.69	444.54	341.59
3	113.52	176.02	178.40	35.51	-612.76	181.81	181.72

-Voile5 :

Tableau V.33 : Les sollicitations de voile 5

zones	Nmax	Mcor	Mmax	Ncor	Nmin	Mcor	V(kN)
	N(kN)	M(kN.m)	M(kN.m)	N(kN)	N(kN)	M(kN.m)	
1	-475.24	7119.44	11070.65	-1852.27	-3018.94	4180.20	691.01
2	-351.90	1364.91	5845.38	-963.77	-2406.59	5050.20	1794.71
3	-31.62	718.77	1924.97	-626.49	-1288.89	654.86	937.39

V.4.2.3. Ferrailage des voiles :

Nous calculons le ferrailage des voiles par la méthode des contraintes.

❖ **Exemple de calcul :**

-Pour le voile V₁ : M= 10170.74 kN.m ; N=2227.74kN ; V= 2682.72kN

L= 5.8 m ; e= 20 cm.

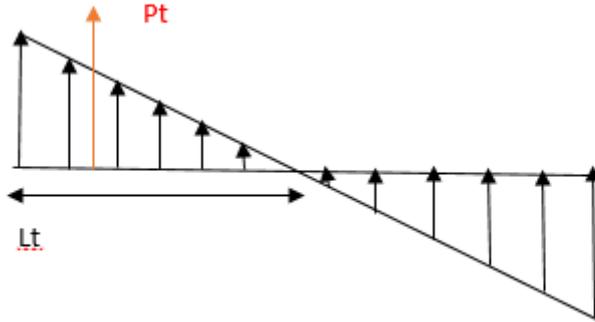
- Pour les armatures verticales (longitudinales) :

$$\sigma = \frac{N}{eL} \pm \frac{MV}{eI}$$

$$\sigma = \frac{2227.74 \times 10^3}{200 \times 5800} \pm \frac{10170.74 \times 10^6 \times 2900}{200 \times \frac{5800^3}{12}}$$

$$\sigma_c = -7.14 \text{MPa} \text{ et } \sigma_t = 10.99 \text{MPa}$$

On calcul la longueur de la zone tendue



$$L_t = \frac{\sigma_t x L}{\sigma_t + \sigma_c} = \frac{10.99 \times 5.8}{10.99 + 7.14} = 3.51 \text{ m}$$

-On calcul la force de la traction P_t :

$$P_t = (\sigma_t * L_t) * (e/2) = (10.99 * 3510 * 10^{-3}) * (200/2) = 38620 \text{ kN}$$

-Donc on peut calculer le ferrailage longitudinal avec :

$$A_s = (P_t / \sigma_s) \Rightarrow A_s = (38620 / 500) = 77.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0,2\% * (351 * 20) = 14.06 \text{ cm}^2.$$

Choix :

❖ Pour les armatures horizontales (transversales) :

-Voile1 :

Tableau V.34 : Ferrailage de voile 1 vertical avec sollicitation (N^{max} ; M^{cor})

voile	Zone 1	Zone2	Zone3
L(m)	5.8	5.8	5.8
E(cm)	20	20	20
Mcor(kN.m)	3345.35	1393.27	771.82
Nmax(kN)	7913.45	3705.52	593.2
Lt(m)	4.16	4.02	5.05
σ_t	-9.8	-4.43	-1.19
σ_c	-3.83	-1.95	0.67
Asv(cm ²)	81.74	35.74	20.21
Asmin(cm ²)	16.67	16.11	20.21

Tableau V.35 : Ferrailage de voile 1 vertical avec sollicitation (M^{max} ; N^{cor})

Voile	Zone 1	Zone2	Zone3
L(m)	5.8	5.8	5.8
E(cm)	20	20	20
Mmax(kN.m)	10170.74	6427.75	2307.37
Ncor(kN)	2227.74	581.96	-445.01
Lt(m)	3.51	3.15	2.35
σ_t	-10.99	-6.23	-1.67
σ_c	7.14	5.23	2.44
Asv(cm ²)	77.24	39.32	9.43
Asmin(cm ²)	14.06	12.61	9.43

Tableau V.36 : Ferrailage de voile 1 vertical avec sollicitation (N^{min} ; M^{cor})

Voile	Zone 1	Zone2	Zone3
L(m)	5.8	5.8	5.8
E(cm)	20	20	20
Mcor(kN.m)	3574.34	1256.13	660.52
Nmin(kN)	- 12556.49	-6877.15	-2488.99
Lt(m)	2.04	2.35	2.11
σ_t	7.63	4.80	1.55
σ_c	14.01	7.04	2.73
Asv(cm ²)	31.25	22.61	8.41
Asmin(cm ²)	8.18	9.40	8.41

-Voile2 :

Tableau V.37 : Ferrailage de voile 2 vertical avec sollicitation (N^{max} ; M^{cor})

voile	Zone 1	Zone2	Zone3
L (m)	4.55	4.55	4.55
E (cm)	20	20	20
Mcor(kN.m)	2957.42	1898.97	898.06
Nmax(kN)	4907.37	2702	536.94
V (kN)	2981.97	2648.48	1783.52
Lt (m)	4.08	4.38	3.31
σ_t	-9.67	-5.72	-1.89
σ_c	-1.10	-0.21	0.71
Asv (cm ²)	79.03	50.15	13.22
Asmin(cm ²)	16.33	17.53	13.22

Tableau V.38 : Ferrailage de voile 2 vertical avec sollicitation (M^{max} ; N^{cor})

voile	Zone1	Zone2	Zone3
L (m)	4.55	4.55	4.55
E (cm)	20	20	20
Mmax(kN.m)	7559.68	4083.37	1360.81
Ncor(kN)	-1811.82	-1410.33	-796.56
V (kN)	2981.97	2648.48	1783.52
Lt (m)	1.86	1.68	1.27
σ_t	-8.96	-4.36	-1.09
σ_c	12.94	7.46	2.84
Asv (cm ²)	33.37	14.66	5.06
Asmin(cm ²)	7.44	6.71	5.06

Tableau V.39 : Ferrailage de voile 2 vertical avec sollicitation (N^{min} ; M^{cor})

voile	Zone1	Zone2	Zone3
L (m)	4.55	4.55	4.55
E (cm)	20	20	20
Mcor(kN.m)	2829.89	1753.75	751.82
Nmin(kN)	-8196.97	-5138.12	-1879.31
V (kN)	2981.97	2648.48	1783.52
Lt (m)	1.24	1.25	1.07
σ_t	4.90	3.10	0.97
σ_c	13.10	8.18	3.15
Asv (cm ²)	12.16	7.76	4.29
Asmin(cm ²)	4.95	5	4.29

-Voile3 :

Tableau V.40 : Ferrailage de voile 3 vertical avec sollicitation (N^{max} ; M^{cor})

Voile	Zone 1	Zone2	Zone3
L(m)	1.65	1.65	1.65
E(cm)	20	20	20
Mcor(kN.m)	54.65	40.31	17.30
Nmax(kN)	7.28	10.90	1.01
Lt(m)	0.85	0.89	0.84
σ_t	-0.62	-0.47	-0.19
σ_c	0.58	0.41	-0.18
Asv(cm ²)	3.42	3.54	3.35
Asmin(cm ²)	3.42	3.54	3.35

Tableau V.41 : Ferrailage de voile 3 vertical avec sollicitation (M^{max} ; N^{cor})

Voile	Zone 1	Zone2	Zone3
L(m)	1.65	1.65	1.65
E(cm)	20	20	20
Mmax(kN.m)	733.16	159.31	89.48
Ncor(kN)	-433.52	-323.41	-38.07
Lt(m)	0.69	0.36	-0.73
σ_t	-6.76	-0.77	-0.86
σ_c	9.39	2.73	1.10
Asv(cm ²)	9.34	1.45	2.91
Asmin(cm ²)	2.76	1.45	2.91

Tableau V.42 : Ferrailage de voile 3 vertical avec sollicitation (N^{min} ; M^{cor})

Voile	Zone 1	Zone2	Zone3
L(m)	1.65	1.65	1.65
E(cm)	20	20	20
Mcor(kN.m)	213.47	39.48	18.02
Nmin(kN)	-871.99	-687.34	-348.65
Lt(m)	0.09	0.65	0.67
σ_t	0.28	1.64	0.85
σ_c	4.99	2.51	1.25
Asv(cm ²)	0.36	2.61	2.68
Asmin(cm ²)	0.36	2.61	2.68

-Voile4 :

Tableau V.43 : Ferrailage de voile 4 vertical avec sollicitation (N^{max} ; M^{cor})

voile	Zone 1	Zone2	Zone3
L (m)	1.52	1.52	1.52
E (cm)	20	20	20
Mcor(kN.m)	801.67	431.19	176.02
Nmax(kN)	1600.50	876.23	113.52
Lt (m)	1.14	1.15	0.88
σ_t	-15.67	-8.47	-2.66
σ_c	5.14	2.71	1.90
Asv (cm ²)	35.87	19.52	4.72
Asmin(cm ²)	4.57	4.60	3.54

Tableau V.44 : Ferrailage de voile 4 vertical avec sollicitation (M^{max} ; N^{cor})

voile	Zone1	Zone2	Zone3
L (m)	1.52	1.52	1.52
E (cm)	20	20	20
Mmax(kN.m)	806.46	435.88	178.40
Ncor(kN)	1428.85	746.15	35.51
Lt (m)	1.10	1.09	0.79
σ_t	-15.17	-8.11	-2.43
σ_c	5.77	3.20	2.19
Asv (cm ²)	33.41	17.68	3.88
Asmin(cm ²)	4.4	4.36	3.19

Tableau V.45 : Ferrailage de voile 4 vertical avec sollicitation (N^{min} ; M^{cor})

voile	Zone1	Zone2	Zone3
L (m)	1.52	1.52	1.52
E (cm)	20	20	20
Mcor(kN.m)	826.33	444.54	181.81
Nmin(kN)	-2714.55	-1682.69	-612.70
Lt (m)	0.13	0.03	0.11
σ_t	-1.79	-0.23	-0.34
σ_c	19.65	11.30	4.37
Asv (cm ²)	0.5	0.12	0.44
Asmin(cm ²)	0.50	0.12	0.44

-Voile 5 :

Tableau V.46 : Ferrailage de voile 5 vertical avec sollicitation (N^{max} ; M^{cor})

voile	Zone 1	Zone2	Zone3
L (m)	4.64	4.64	4.64
E (cm)	20	20	20
Mcor(kN.m)	7119.44	1364.91	718.77
Nmax(kN)	-475.24	-351.90	-31.62
Lt (m)	2.20	1.85	2.24
σ_t	-9.40	-1.52	-0.97
σ_c	10.43	2.28	1.03
Asv (cm ²)	41.40	7.43	8.96
Asmin(cm ²)	8.80	7.43	8.96

Tableau V.47 : Ferrailage de voile 5 vertical avec sollicitation (M^{max} ; N^{cor})

voile	Zone1	Zone2	Zone3
L (m)	4.64	4.64	4.64
E (cm)	20	20	20
Mmax(kN.m)	11070.65	5845.38	1924.97
Ncor(kN)	-1852.27	-963.77	-626.49
Lt (m)	2.01	2.02	1.73
σ_t	-13.43	-7.10	-2
σ_c	17.42	9.18	3.35
Asv (cm ²)	54.25	28.77	6.97
Asmin(cm ²)	8.07	8.09	6.94

Tableau V.48 : Ferrailage de voile 5 vertical avec sollicitation (N^{min} ; M^{cor})

voile	Zone1	Zone2	Zone3
L (m)	4.64	4.64	4.64
E (cm)	20	20	20
Mcor(kN.m)	4180.20	5050.20	654.86
Nmin(kN)	-3018.94	-2406.59	-1288.89
Lt (m)	1.02	1.46	0.79
σ_t	-2.57	-4.44	0.47
σ_c	9.07	9.63	2.30
Asv (cm ²)	5.27	13.02	3.18
Asmin(cm ²)	4.09	5.86	3.18

V.4.2.4. Choix finale des armatures :

-Voile1 :

Tableau V .49 : ferrailage final vertical de voile 1

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
Lt(m)	4.16	3.15	5.05
Lc(m)	1.63	1.77	0.75
Asv(cm ²)	81.74	39.32	20.21
Astot(cm ²)	113.96	72.40	45.31
Asmin(cm ²)	16.67	12.61	20.21
Choix	2x20T20	2x20T16	2x20T14
Asadoptée(cm ²)	125.66	80.42	61.54
Espacement(cm)	20	20	20

-Voile2 :

Tableau V.50 : ferrailage final vertical de voile 2

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
Lt(m)	4.08	4.38	3.31
Lc(m)	0.47	0.17	1.24
Asv (cm ²)	79.03	50.15	13.22
Astot (cm ²)	88.13	52.09	18.77
Asmin(cm ²)	16.33	17.53	13.22
Choix	2x16T20	2x16T16	2x16T12
Asadoptée(cm ²)	100.54	64.34	36.2
Espacement(cm)	20	20	20

-Voile3 :

Tableau V.51: ferrailage final vertical de voile 3

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
Lt(m)	0.69	0.89	0.84
Lc(m)	0.96	0.76	0.81
Asv(cm ²)	9.34	3.54	3.35
Astot(cm ²)	22.33	18.30	10.30
Asmin(cm ²)	2.76	3.54	3.35
Choix	2x8T16	2x8T14	2x8T12
Asadoptée(cm ²)	32.16	24.62	18.1
Espacement(cm)	15	15	15

-Voile4 :

Tableau V.52 : ferrailage final vertical de voile 4

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
Lt(m)	1.14	1.15	0.88
Lc(m)	0.38	0.37	0.64
Asv (cm ²)	35.87	19.52	4.72
Astot (cm ²)	47.83	25.8	15.15
Asmin(cm ²)	4.57	4.60	3.54
Choix	2x9T20	2x9T16	2x9T12
Asadoptée(cm ²)	56.54	36.2	20.36
Espacement(cm)	15	15	15

-Voile5 :

Tableau V.53 : ferrailage final vertical de voile 5

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
Lt(m)	2.01	2.02	2.24
Lc(m)	2.63	2.62	2.4
Asv (cm ²)	54.23	28.77	8.96
Astot (cm ²)	125.23	66.09	31.56
Asmin(cm ²)	8.07	8.09	8.96
Choix	2x20T20	2x20T16	2x20T12
Asadoptée(cm ²)	125.56	80.42	45.24
Espacement(cm)	10	10	10

-Pour les aciers horizontaux :

$$\frac{A_h}{St} = \frac{\tau u \cdot e}{(0,8f_e)}$$

τu : Les contraintes de cisaillement dans le béton est donnée :

$$\tau u \leq 0,2f_{c28}$$

$$\tau u = \frac{\bar{V}}{b \cdot d} \text{ Avec } \bar{V} = 1,4Vu$$

-Exemple de calcul :

-Voile2 :

V=729,82kN ; St=15cm

$$\tau u = \frac{1,4 \times 729,82 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1900} = 2,98 \text{MPa}$$

$$A_{h1} = \frac{2,98 \times 200 \times 150}{0,8(500)} = 2,24 \text{cm}^2$$

$$A_{hmin} = (0,15\%) a l = \frac{0,15}{100} (15)(190) = 4,27 \text{cm}^2$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

-Les résultats de choix des aciers horizontaux sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau. V .54 : ferrailage final horizontal des voiles

voile	zone	τ_u (MPa)	A _{h1} (cm ²)	A _{hmin} (cm ²)	choix	A _{hadoptée} (cm ²)	St (cm)
1	1	3.59	3.59	15.2	2x10T10	15,8	20
	2	3.47	3.47	15.2	2x10T10	15,8	20
	3	2.42	2.42	15.2	2x10T10	15,8	20
2	1	5.09	5.09	13.65	2x10T10	15,8	20
	2	4.52	4.52	13.65	2x10T10	15,8	20
	3	3.04	3.04	13.65	2x10T10	15,8	20
3	1	0.73	0.54	4.95	2x10T10	15,8	20
	2	0.12	0.09	4.95	2x10T10	15,8	20
	3	0.13	0.1	4.95	2x10T10	15,8	20
4	1	2.47	1.85	4.56	2x10T10	15,8	20
	2	1.74	1.3	4.56	2x10T10	15,8	20
	3	0.92	0.69	4.56	2x10T10	15,8	20
5	1	1.16	0.58	6.96	2x10T10	15,8	20
	2	3	1.5	6.96	2x10T10	15,8	20
	3	1.57	0.78	6.96	2x10T10	15,8	20

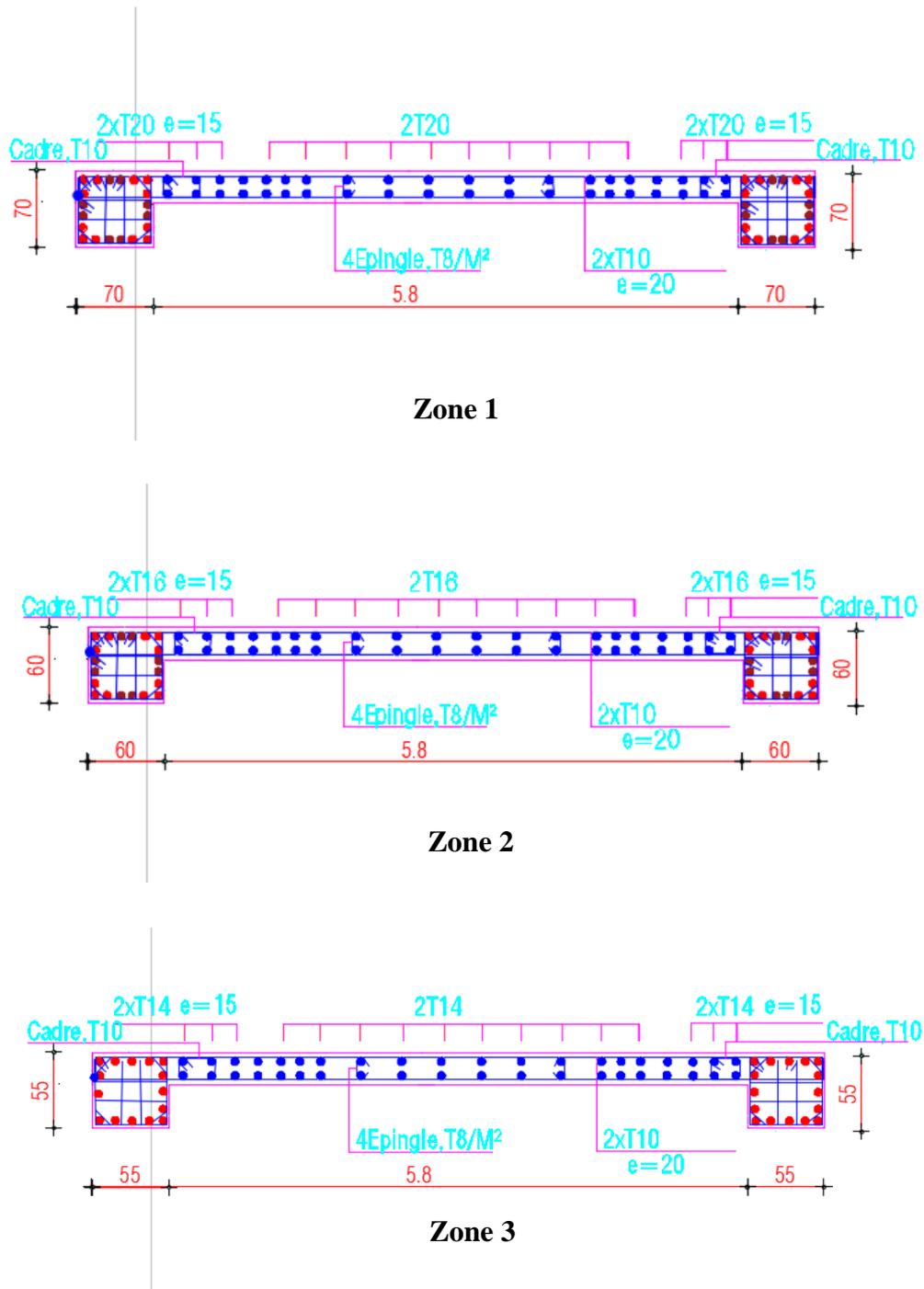


Figure V.6 : Schéma de Ferrailage de voile 1 (Zone 1,2 et 3).

-Ferrailages des linteaux :

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 (RPA V 2003). Les contraintes de cisaillement (dans les linteaux (et les trumeaux)) dans le béton sont :

$$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0,2 f_{c28}$$
$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 d} \quad \text{Avec} \quad \overline{V} = 1,4 V_u^{\text{cal}}$$

b_0 : épaisseur du linteau ou de voile.

d : hauteur utile=0,9h.

h : hauteur totale de la section brute.

Le ferrailage se faire selon RPA

- Calcul de linteaux:

Linteau 1 :

($h=1.82\text{m}$; $e = 0.2\text{m}$; $l = 1.52\text{m}$; $V=1597,06\text{kN}$)

$$\text{On a : } \tau_b = \frac{1,4 \times 1597,06 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1820} = 6,83 \text{ MPa} > 6 \text{ MPa}$$

La condition de la contrainte de cisaillement n'est pas vérifiée.

-Ferrailage du linteau :

On a $\tau_b = 6,83 \text{ MPa} > 0,06 f_{c28} = 1,8 \text{ MPa}$ donc en est de le 2eme cas selon le RPA

-Armatures longitudinales AD:

Ce linteau est sollicité en flexion simple Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule:

$$AD = \frac{V}{2f_s \sin \alpha}$$

Avec : $\operatorname{tg} \alpha = \frac{h-2d'}{l}$ et $V = V$ calcul (sans majoration)

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{182-2 \times 2,5}{152} = 0,16 \quad \alpha = 49,35^\circ$$

$$D'où Ad = \frac{1597,06 \times 10^3}{2 \times 500 \times \sin 49,35} = 21,05 \text{ cm}^2$$

Soit : $AD = 2 \times 8T14 = \mathbf{24,6 \text{ cm}^2}$

$$A_{\text{min}} = 0,0015bh = 0,0015 \times 20 \times 182 = 5,46 \text{ cm}^2$$

C'est vérifié

-A ces armatures h il y a lieu d'ajouter des armatures longitudinales (supérieures et inférieures), armatures transversales et des armatures de peau suivant les minimums réglementaires

-Armatures minimales longitudinales AL et A'L :

$$(A_L \text{ min } , A' \text{ min } L) \geq 0,0015bh = 0,0015 \times 20 \times 182 = 5,46 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{6T12 = 6,79 \text{ cm}^2}$$

-Armatures minimales transversales AT :

$$\tau_b = 6,83 \text{ MPa} > 0,025 f_{c28} = 0,75 \text{ MPa}$$

Donc $A_{\text{tmin}} > 0,0025bxS$

Avec : S : espacement des armatures transversales.

$$S = \frac{h}{4} = 45,5 \text{ cm}$$

On prend $S = \mathbf{50 \text{ cm}}$

$$A_{\text{tmin}} \geq 0,0025 \times 20 \times 50 = 2,5 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } \mathbf{4T10 = 3,14 \text{ cm}^2}$$

-On dispose le premier cadre à 5 cm et le deuxième à 50 cm.

-Armatures minimales de peau Ac : (en section courante)

$$Ac \geq 0,002bh = 0,002 \times 20 \times 182 = 7.28 \text{cm}^2$$

Disposées en 2 nappes **10T10=7.85cm²**

-Ancrage des armatures dans les trumeaux :

$$L_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{182}{4} + 50 \times 1,4 = 115.5 \text{cm} \rightarrow L_a = 120 \text{cm}$$

- Linteau 2 :

(h=0.81m ; e = 0.2m ; l = 1.16m ; V=1006,31kN)

$$\text{On a : } \tau_b = \frac{1,4 \times 1006,31 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 810} = 9.66 \text{MPa} > 6 \text{MPa}$$

La condition de la contrainte de cisaillement n'est pas vérifiée.

-Ferrailage du linteau :

On a $\tau_b = 9.66 \text{MPa} > 0.06fc28 = 1.8 \text{MPa}$ donc on est de le 2eme cas selon le RPA

-Armatures longitudinales AD:

Ce linteau est sollicité en flexion simple Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule:

$$AD = \frac{V}{2f_s \sin \alpha}$$

Avec : $\text{tg } \alpha = \frac{h-2d'}{l}$ et V = V calcul (sans majoration)

$$\text{tg } \alpha = \frac{81-2 \times 2,5}{116} = 0,66 \quad \alpha = 33,23^\circ$$

$$\text{D'où } AD = \frac{1006,31 \times 10^3}{2 \times 500 \times \sin 33,23} = 18.36 \text{cm}^2$$

Soit : AD = 2x 8T14 = **24,6cm²**

$$A_{\text{min}} = 0,0015bh = 0,0015 \times 20 \times 81 = 2.43 \text{cm}^2$$

C'est vérifié.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

-A ces armatures h il y a lieu d'ajouter des armatures longitudinales (supérieures et inférieures), armatures transversales et des armatures de peau suivant les minimums réglementaires

-Armatures minimales longitudinales AL et A'L :

$$(A_{L \min}, A'_{\min L}) \geq 0,0015bh = 0,0015 \times 20 \times 81 = 2.43 \text{cm}^2 \text{ Soit : } \mathbf{4T12=4.52 \text{cm}^2}$$

-Armatures minimales transversales AT :

$$\tau_b = 9.66 \text{ MPa} > 0,025 f_{c28} = 0,75 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } A_{t \min} > 0,0025 b s$$

Avec : S : espacement des armatures transversales.

$$S = \frac{h}{4} = 20.25 \text{cm}$$

On prend **S=25cm**

$$A_{t \min} \geq 0,0025 \times 20 \times 25 = 1.25 \text{cm}^2 \text{ On prend } \mathbf{2T10=1,57 \text{cm}^2}$$

-On dispose le premier cadre à 5 cm et le deuxième à 25cm.

-Armatures minimales de peau Ac : (en section courante)

$$A_c \geq 0,002bh = 0,002 \times 20 \times 81 = 3.24 \text{cm}^2$$

Disposées en 2 nappes **8T10=6.32cm²**

-Ancrage des armatures dans les trumeaux :

$$L_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{81}{4} + 50 \times 1,4 = 90.25 \text{cm} \rightarrow L_a = 100 \text{cm}$$

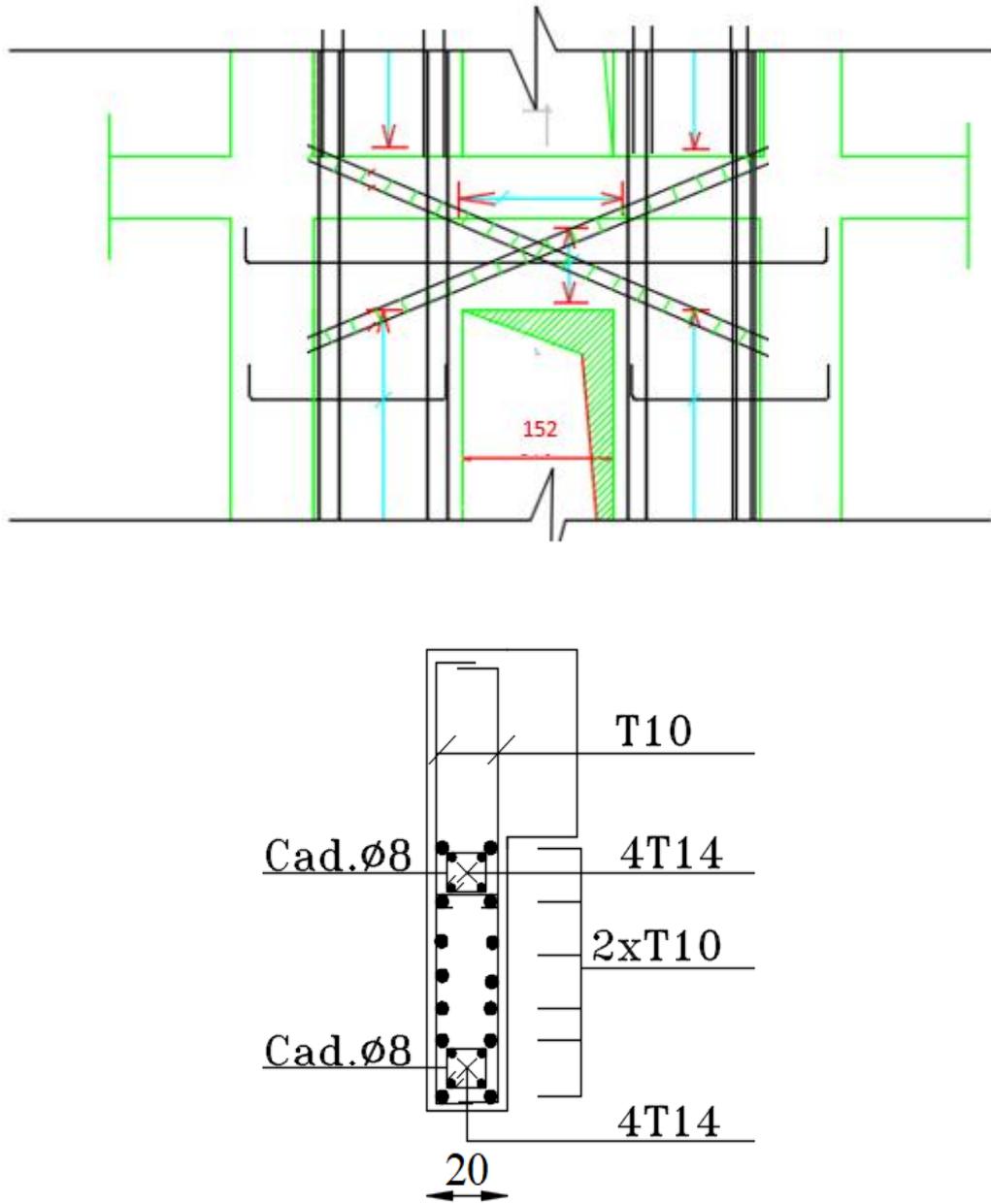


Figure V.7 : Ferrailage du linteau de voile du RDC.

VI. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1.Introduction :

L'infrastructure d'une construction est constituée par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; le plus souvent on trouve dans l'infrastructure les éléments suivant « les fondations-les longrines- les voiles périphériques ».

Les fondations constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2.Critères de choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.
- Le coût. (Raisons économiques)

Pour le choix du type de fondation ; on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées ; les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient selon la capacité portant du sol qui est pour notre cas d'étud de 2 bars pour une profondeur de 3m .

VI.3.Choix du type des fondations :

VI.3.1 .Semelles isolées :

Les poteaux étant de sections carrées ; on choisit des semelles carrées.

La vérification à faire est : $\frac{N_{ser}}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Pour cette vérification on prend la semelle sous le poteau le plus sollicitée avec :

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma_{sol}} = 200\text{KPa}$; contrainte admissible du sol.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation, obtenu par le logiciel ETABS18 à L'ELS.

$N_{ser} = 3241.21\text{ kN}$.

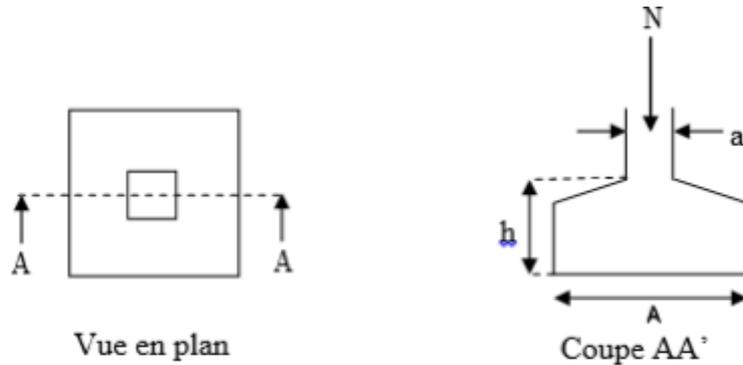


Figure VI .1 : Schéma de la semelle isolé.

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \rightarrow S = \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{3241.21}{200} = 16,21$$

$$S \leq 1 \Rightarrow S=B*B \Rightarrow B \geq 4,03\text{m}$$

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI .3.2.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. L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.



Figure VI .2 : Schéma de la semelle filante.

On doit vérifier que : $\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{S}$

Tel que :

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux. ; $S = B \times L$.

B: Largeur de la semelle. ;L: Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

-Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Sens y-y :

Tableau VI .1 : Sections des semelles filantes sens y-y

files	N(kN)	S(m ²)	L(m)	B(m)	$B^{choisie}$ (m)
A	3019.75	16.24	11.6	1.3	1.4
B	5151.69	26.2	26.2	0.98	1
D	9919.85	49.78	26.2	1.89	1.9
H	10255.26	52.4	26.2	1.96	2
K	12669.80	65.5	26.2	2.42	2.5
M	12577.45	65.5	26.2	2.4	2.5
R	7214.01	36.11	11.65	3.09	3.1

Sens x-x:

Tableau VI .2 : Sections des semelles filantes sens x-x

files	N(kN)	S(m ²)	L(m)	B(m)	<i>B^{choisie}</i> (m)
5	9566.80	48.1	22.9	2.09	2.1
7	9588.03	48.09	22.9	2.09	2.1
11	9692.30	50.38	22.9	2.13	2.20
13	9405.83	48.88	18.8	2.5	2.6
16	14147.96	71.92	23.2	3.05	3.10
21	7556.09	41.76	23.2	1.63	1.8

Vérification :

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

Sens y-y :

S semelles = 311.74m²

S bâtiment = 590.2 m² (calculer par Socotec formes)

$$\frac{311.74}{590.2} = 0,53 = 53\% \geq 50\%$$

Sens x-x :

S semelles = 309.13m²

S bâtiment = 590.2 m² (calculer par Socotec formes)

$$\frac{309.13}{590.2} = 0,52 = 52.38\% \geq 50\%$$

Conclusion :

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment.

VI.3.3. Radier général :

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 relativement mince, renforcé par des nervures croisées de grande hauteur. Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique) renversé. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

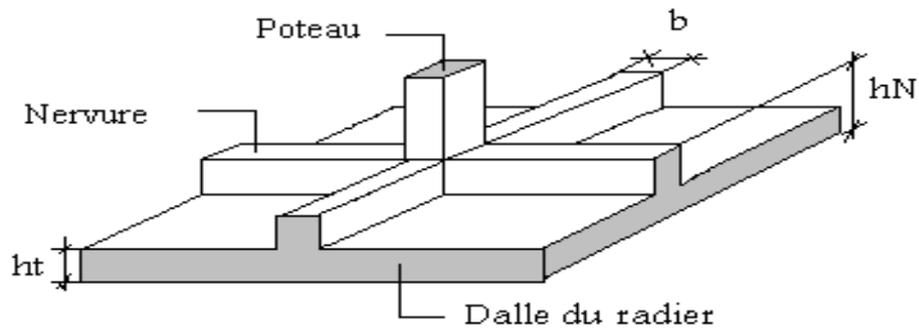


Figure VI.3 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VI.3.3.1. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier in faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de superstructure

Pour: $N=90721.77\text{kN}$

$$S \geq \frac{90721.77}{200}$$

On trouve: $S \geq 453.61\text{m}^2$

La surface du bâtiment $S_b=590.2 \text{ m}^2$

. Calcul du rapport $\frac{S_s}{S_b} = \frac{453.61}{590.2} = 76.86\% > 50\%$

Donc la surface totale du radier est 590.2 m^2

VI.3.3.2 .Pré dimensionnement de radier :

1. Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

a. Condition forfaitaire :

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max}=5.85m$$

$$h_1 \geq 29.25cm$$

$$h_1 \approx 30cm$$

b. Condition de cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{ct28}; 3MPa):$$

$$\text{Avec : } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1ml}{S_{rad}}$$

$$N_u = 124478.15 \text{ kN}$$

$$L = 5.85m ; b = 1m$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u \cdot L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u \cdot L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u \cdot L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau})}$$

$$h \geq \frac{124478.15 \times 10^3 \times 5850}{2 \times 590.2 \times 10^6 \times 1000 \times 0.9 \times 3} = 22.85 \text{ cm}$$

Conclusion : $h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 30 \text{ cm}$

Pour des raisons constructives on adopte **h = 40 cm**

2. Nervures :

a. Condition de coffrage :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$b \geq 58.5 \text{ cm}$. On opte $b = 60 \text{ cm}$

b. La hauteur de nervure :

b.1 Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

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

On a : $L_{\max} = 5.85 \text{ m} \rightarrow 39 \text{ cm} \leq h_N \leq 58.5 \text{ cm}$

On prend: $h_{n1} = 45 \text{ cm}$

b.2 Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par

l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec :

E: Module de Young (E=20000MPa).

K : coefficient de raideur du sol 4 Kg/cm³ (cas d'un sol moyen);

- K=0,5[kg/cm³]..... Pour un très mauvais sol.
- K=4 [kg/cm³]Pour un sol de densité moyenne.
- K=12[kg/cm³]..... Pour un très bon sol.

b=0.6: Largeur de poteau.

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

L : distance maximale entre deux poteaux : 4,75m

Donc :

$$h_{N2} = \sqrt[3]{\frac{3K(2L)^4}{E\pi}}$$

$$h_{N2} \equiv \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \times (2 \times 5850)^4}{20000 \times \pi^4}} = 104.89 \text{ cm}$$

On prend : h_{N2}=105cm.

A partir des deux conditions : $h_N \geq \max(h_{N1} ; h_{N2})$ On prend : h=80cm.

Conclusion :

- Epaisseur de la dalle du radier ***h_R=40cm.***
- Les dimensions de la nervure: ***h_N=105cm*** et ***b=60cm***

VI.3.3.3 .Caractéristiques géométriques du radier :

a. Position du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = 13,79\text{m} \\ Y_G = 13.14\text{m} \end{cases}$$

b. Moments d'inertie :

$$\begin{cases} I_{xx} = 34534.6\text{m}^4 \\ I_{yy} = 28160.3\text{m}^4 \end{cases}$$

VI.3.3.4 .Vérifications Nécessaires :

VI.3.3.4.1 .Vérification de la Stabilité du Radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des 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, et éventuellement des terres.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

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.

M_0, V_0 sont tirés à partir du fichier **ETABS v18**

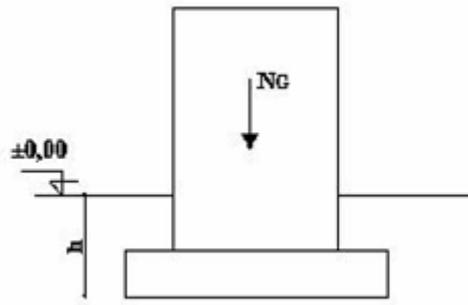


Figure VI.4 :schéma statique du bâtiment.

-Sens x-x :

$$M_0=257591.82 \text{ kN.m} ; V_0=9780.49 \text{ kN} ; h=h_{s/sol}+h_n=4.92\text{m}$$

$$N = N_1 (\text{structure}) + N_2 (\text{poids propre de radier nervuré})$$

$$N_{1ser}=90721.77 \text{ kN}$$

$$N_2=\rho_b.S.h=25 \times 590.2 \times 0,40=5902\text{kN}$$

$$N=96623.77\text{kN}$$

$$M_s=N \times x_G=1332441.79\text{kN.m}$$

$$M_R=\sum M_0+V_0h$$

$$\text{Donc: } M_R=305711.82\text{kN.m}$$

$$\frac{1332441.79}{305711.82}=4,36>1,5\dots\dots\dots\text{vérifier}$$

Sens y-y :

$$M_0=256882.93 \text{ kN.m} ; V_0= 9620.83\text{kN} ; h=h_{s/sol}+h_n=4.92\text{m}$$

$$M_s=N \times y_G=1269636.34\text{kN.m}$$

$$M_R=\sum M_0+V_0h$$

$$\text{Donc: } M_R=304217.41\text{kN.m}$$

$$\frac{1269636.34}{304217.41}=4.17>1,5\dots\dots\dots\text{vérifier}$$

Conclusion :

Le rapport des forces verticales gravitaires et des forces sismiques est inférieur à la moitié centrale de la base de la structure, donc notre bâtiment est stable dans les deux sens.

VI.3.3.4.2 .Vérification 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 : $\sigma_{sol}=2\text{bars}$.

Les contraintes du sol sont données par :

a. Sollicitation du premier genre :

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{96623.77}{590.2} = 163.71 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 163.71 \text{ kN/m}^2 \leq \bar{\sigma} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

b. Sollicitation du second genre:

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_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.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$

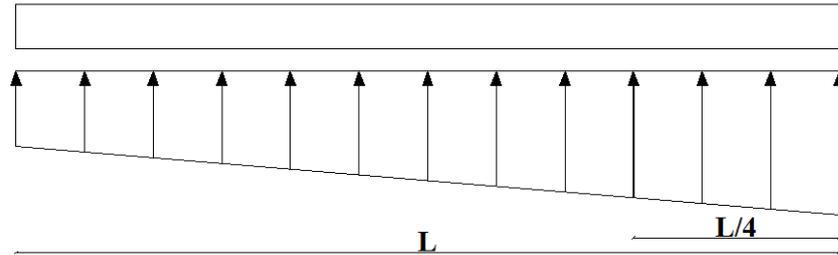


Figure VI.5 : Contraintes sous le radier.

➤ **ELU:**

$N_u = N_u (\text{structure}) + 1,35 \times \text{poids propre de radier nervuré.}$

$N_u = 132445.85 \text{ kN}$

$M_x = 305711.82 \text{ kN.m}$; $M_y = 304217.41 \text{ kN.m}$; $S_r = 590.2 \text{ m}^2$

$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$

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	236.68	212.14	230.54
Sens y-y	268.3	82.46	221.84
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

Conclusion:

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

➤ **ELS:**

$N_{ser} = 90721.77 \text{ kN}$

$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}$

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	179.34	155.08	173.27
Sens y-y	298.30	25.26	230.04
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{\text{sol}} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266$

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU : } \sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 230.54 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \sigma_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 230.04 \text{ kN/m}^2$$

VI.3.3.5 .Ferrailage 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 fissuration est considérée préjudiciable

a. Ferrailage de la dalle du radier :

• **Valeur de la pression sous radier :**

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_u \cdot 1m = 230.54 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = \sigma_{ser} \cdot 1m = 230.04 \text{ kN/m}$$

a.1 Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.

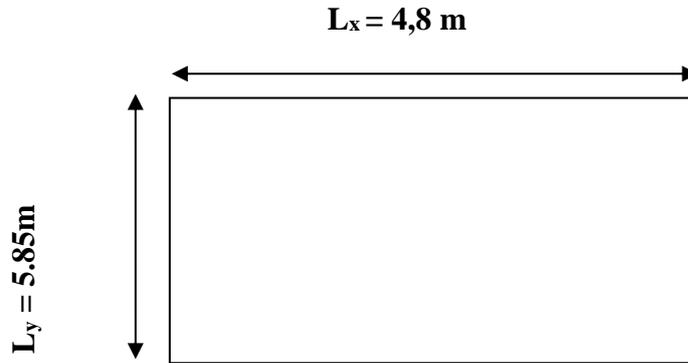


Figure VI.6 : Panneau de la dalle du radier.

a.2 Calcul des moments

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{\`a l'ELU} \\ 0,2 & \text{\`a l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "**BAEL91 modifié 99**"

$$\rho = 0,85 \rightarrow \mu_x = 0,0539$$

$$\mu_y = 0,6313$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_x = 286,26 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 180,72 \text{ kN.m}$$

A. Moments en travées :

$$M_{tx}=0,85M_x=243.32 \text{ kNm}$$

$$M_{ty}=0,85M_y=153.61 \text{ kNm}$$

B. Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay}=0,5M_x= 143.13 \text{ kNm}$$

C. Ferraillage de la dalle

$$b=100\text{cm} ; h=40\text{cm} ; d=36\text{cm} ; f_c=500\text{MPa} ; f_{c28}=30\text{MPa} ; f_{t28}=2,4\text{MPa} ; \sigma_s=435\text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 : Ferraillage des panneaux du radier

	Se ns	M _u (kNm)	μ	A _s ' (cm ²)	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choi x	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	243.32	0.11	0	0.15	35.78	15.63	8T16	16.08	12.5
	y-y	153.61	0.07	0	0.09	34.70	10.18	8T14	12.31	12.5
Appuis	x-x	143.13	0.07	0	0.09	34.70	10.18	8T14	2.31	12.5
	y-y									

Espacement :

$$Esp \leq \text{Min}(3h, 33\text{cm}) ==> St \leq \text{Min}(120, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

✓ **Travée :**

Sens x-x : $S_t=12,5\text{cm} \leq 33\text{cm}$

On opte $S_t=12,5\text{cm}$

Sens y-y : $S_t=12,5\text{cm} \leq 33 \text{ cm}$

On prend $S_t=12,5\text{cm}$

✓ **Appui :**

Sens x-x : $S_t=12.5\text{cm} \leq 33 \text{ cm}$

On opte $S_t=12.5\text{cm}$

Sens y-y : $S_t=12.5\text{cm} \leq 33 \text{ cm}$

On prend $S_t=12.5\text{cm}$

c.3 Vérifications nécessaires :

- Condition de non fragilité :

$$A_{Smin} = 0,23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.97 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée pour toutes les sections adoptées

- Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\rho = 0,85 \rightarrow \mu_x = 0.0607$$

$$\mu_y = 0,7381$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_x = 321.72 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 237.46 \text{ kN.m}$$

A. Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 273.46 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 201.84 \text{ kNm}$$

B. Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 160.86 \text{ kNm}$$

Tableau VI.6 : Vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérif
Trav	x-x	273.46	16.08	14.7	18	511	250	Non
	y-y	201.84	12.31	12	18	487	250	Non
App	x-x	160.86	12.31	12	18	486	250	Non
	y-y							

Remarque :

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée ni en travée ni en appuis donc on augmente la section de l'acier.

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes (correction)

	Sens	M _{ser} (kNm)	Choix	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérif
Trav	x-x	273.46	12T20	37.7	11.6	18	234.7	250	Oui
	y-y	201.84	12T20	37.7	8.54	18	173.3	250	Oui
App	x-x	160.86	10T16	8.36	8.36	18	248.5	250	Oui
	y-y								

- Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{ct28}; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa}$$

Avec :

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

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{230.51 \times 5.85}{2} = 674.24\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{674.24 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1,87 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3 \text{ MPa} \dots \text{vérifier}$$

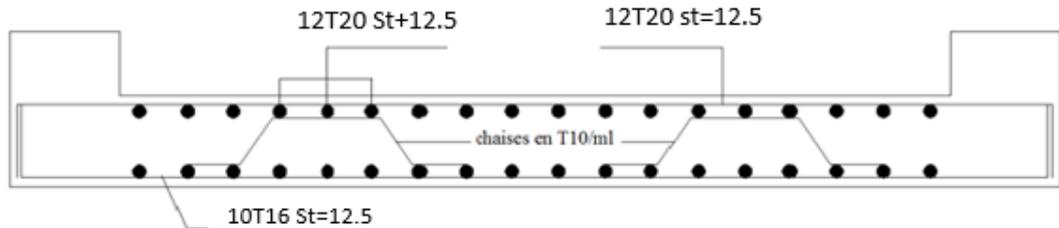


Figure VI.7 : Schéma de ferrailage du radier.

b. Ferrailage des nervures :

b.1 Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « **BAEL91 modifier 99** » [1]

On a : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50M_0$

b.2 Calcul des armatures :

$b = 60 \text{ cm} ; h = 105 \text{ cm} ; d = 94.5 \text{ cm}$

- **Sens porteur :** $L = 5.85 \text{ m} ; q = 230.51 \text{ kN/ml}$

Tableau VI.8: Ferrailage des nervures (sens porteur)

	$M_u(\text{kNm})$	M	α	$Z(\text{mm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	838.16	0.09	0.11	903.42	21.33	12T20	37.7
Appuis	493.04	0.05	0.06	922.3	12.29	12T16	24.13

- **Sens non porteur :** $L=4,05\text{m}$; $q=217,3\text{kN/ml}$

-

Tableau VI.9: Ferrailage des nervures (sens non porteur)

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{mm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	564.29	0.06	0.08	914.76	14.18	12T16	24.13
Appuis	331.93	0.04	0.05	926.1	8.23	12T14	18.47

b.3 Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_{smin} = 0,23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 6.25 \text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée pour toutes les sections adoptées.

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Position	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Porteur	Travée	838.16	12T20	8.59	18	243.5	250	Oui
	Appuis	492.04	12T16	5.93	18	219	250	Oui
Non porteur	Travée	563.14	12T16	6.78	18	214.3	250	Oui
	Appuis	331.26	12T14	5.95	18	190.5	250	Oui

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton : [2]

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 3MPa$$

Avec :

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

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{230,51 \times 5,85}{2} = 674,24 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{674,24 \times 10^3}{600 \times 945} = 1,19 MPa < \bar{\tau} = 3 MPa \dots \text{vérifier}$$

4. Armatures transversales :

• **BAEL 91 modifié 99 : [1]**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) = 40cm$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 MPa\right) = 0,40 MPa$$

• **RPA99 version 2003 : [2]**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 24.cm \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 52.5cm \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

Avec :

$$\phi_1 \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t = 2 \text{ cm}$$

$f_c = 500 MPa$; $\tau_u = 1,19 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,4 MPa$; $b = 60 \text{ cm}$; $h = 105 \text{ cm}$

On trouve :

$S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$

$S_t = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

Tableau VI.11 : choix des armatures transversales

	Section	Zone	St(cm)	Φt (cm)	At calculée (cm ²)	Choix des armatures	At (cm ²)
Nervures	60x105	courante	30	1.2	5.4	6T12	6.79
		nodale	15		2.7	4T12	4.52

5. Armatures de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3 cm² /ml par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$h=105 \text{ cm}$$

$$A_p=3 \times 1.05 = 4.5 \text{ cm}^2$$

On choisit $A_p = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$

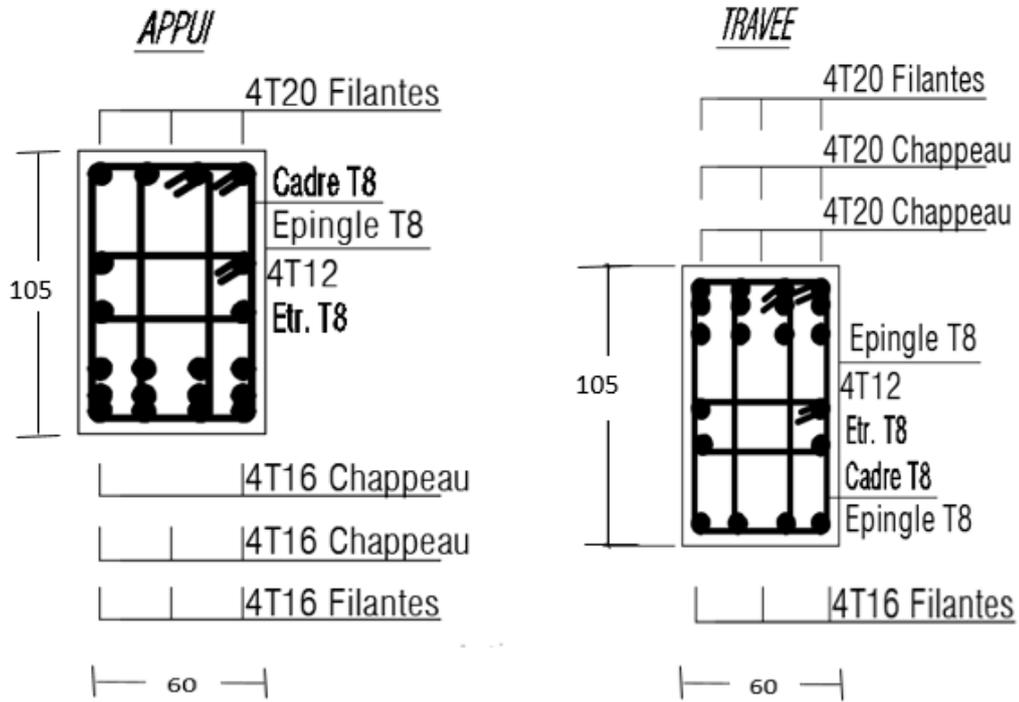


Figure VI.8 : Schéma de ferrailage des nervures (sens porteur).

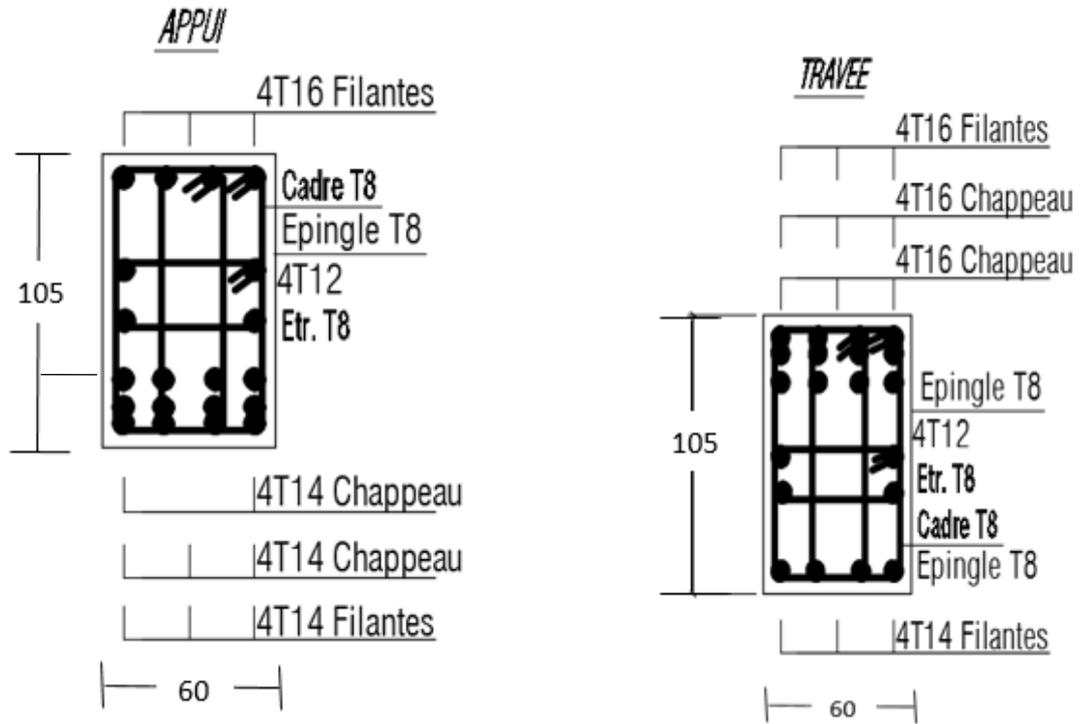


Figure VI.9 : Schéma de ferrailage des nervures (sens non porteur).

VI.4.Voile périphérique :

VI.4.1.Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement 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 et les fondations.

VI.4.2 .Pré 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.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- 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 (horizontal et vertical).
 - 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.

Avec : B : Section du voile.

VI.4.3 .Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$$L_x = 3.87 - 0.45 = 3.42 \text{ m} ; L_y = 5.85 - 0.7 = 5.15 \text{ m} ; e = 20 \text{ cm.}$$

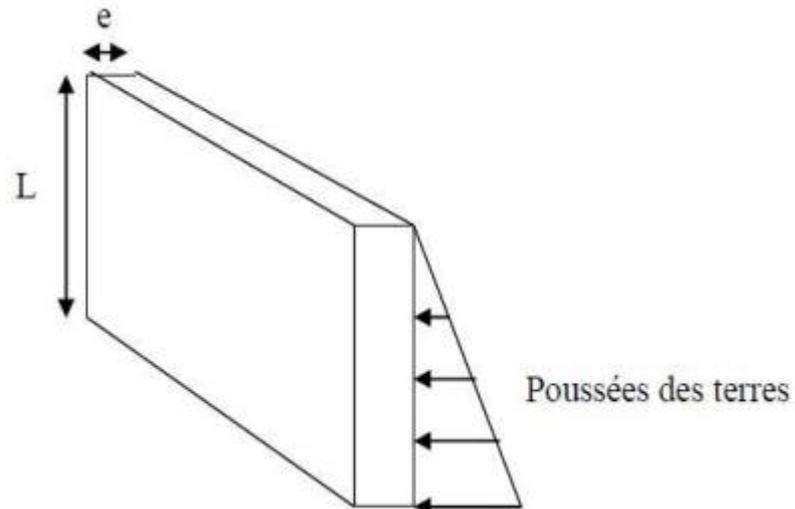


Figure VI.10 : Poussées des terres.

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 ($\gamma = 20.5 \text{ KN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\phi = 27^\circ \Rightarrow A = f(\phi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,376$$

$$Q = A \gamma h = 23,59 \text{ kN/ml} \rightarrow Q_u = 1,35 \times 23,59 = 31,84 \text{ kN/ml}$$

VI.4.4.Effort dans le voile périphérique :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.42}{5.15} = 0,66 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\rho = 0,66 \rightarrow \mu_x = 0,0737$$

$$\mu_y = 0,3753$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_x = 30,68 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 11,51 \text{ kN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 26,08 \text{ kNm.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 9,78 \text{ kNm.}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 15,34 \text{ kNm}$$

VI.4.5 .Ferrailage du voile périphérique :

$b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=0,9h=18\text{cm}$; $f_c=500\text{MPa}$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$; $\sigma_s=435\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12 : Ferrailage du voile périphérique

	Sens	M _u (kNm)	μ	α	Z(mm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	26.08	0.05	0.06	175.68	3.41	6T12	2x6.78	15
	y-y	9.78	0.02	0.03	177.84	1.26	6T10	2x4.74	15
Appuis	x-x	15.34	0.03	0.04	177.12	2	6T10	2x4.74	15
	y-y								

VI.4.6 . Condition exigée par les RPA99/version 2003 :

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposées en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

VI.4.7 .Condition de non fragilité :

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm.

On a: $12 \text{ cm} \leq e \leq 30 \text{ cm}$

$h=e=20 \text{ cm}; b=100 \text{ cm}.$

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min}; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min}; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Avec ρ₀ : Taux d'armatures dans chaque direction (ρ₀ = 0,0006)

$$A_x^{\min} = 0,0006 \left(3 - \frac{3,42}{5,15} \right) \times \frac{100 \cdot 20}{2} = 1,40 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0006 \times 100 \times 20 = 1,2 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$A_x = 6,79\text{cm}^2 > A_x^{\text{min}} = 1,40\text{cm}^2$$

$$A_y = 4,71\text{cm}^2 > A_y^{\text{min}} = 1,2\text{cm}^2$$

Vérifiée

➤ **Sur appuis :**

$$A_x = 4,71\text{cm}^2 > A_x^{\text{min}} = 1,40\text{cm}^2$$

$$A_y = 4,71\text{cm}^2 > A_y^{\text{min}} = 1,2\text{cm}^2$$

Vérifiée

VI.4.8 .Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} < \tau_u = 0,05f_{c28} = 1,5\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{35,59 \times 3,42 \times 5,11}{2 \times 3,42 + 5,11} = 52,28 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_y}{3} = 40,78 \text{ kN}$$

$$T_u^{\text{max}} = \text{Max}(T_x, T_y) = 52,28 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{52,28 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,29 \text{ MPa} < \tau_u = 0,05f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} \dots \text{vérifier}$$

VI.4.9.Vérification à L'ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS:

$$Q_{\text{ser}} = Q_1 = 26,36 \text{ kN/m}$$

$$\rho = 0,66 \rightarrow \mu_x = 0,0792$$

$$\mu_y = 0,5351$$

$$M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_x = 24.42 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 13.07 \text{ kN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 20.76 \text{ kNm.}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 11.11 \text{ kNm.}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 12.21 \text{ kNm}$$

- **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI.13: Vérifications des contraintes

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s cm ²	σ _{bc} MPa	σ̄ _{bc} MPa	σ _s MPa	σ̄ _s MPa	vérification
Travée	x-x	20.76	6.79	4.98	18	187.7	250	OK
	y-y	12.11	4.71	3.34	18	155.5	250	OK
Appuis	x-x	12.21	4.71	3.37	18	156.8	250	OK
	y-y							

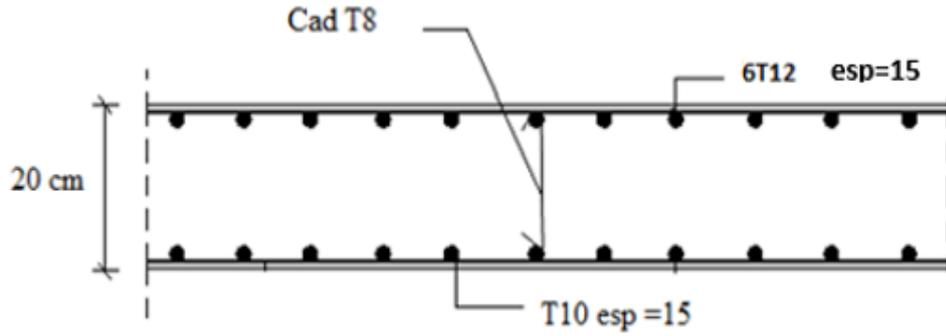


Figure VI.11 : Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x.

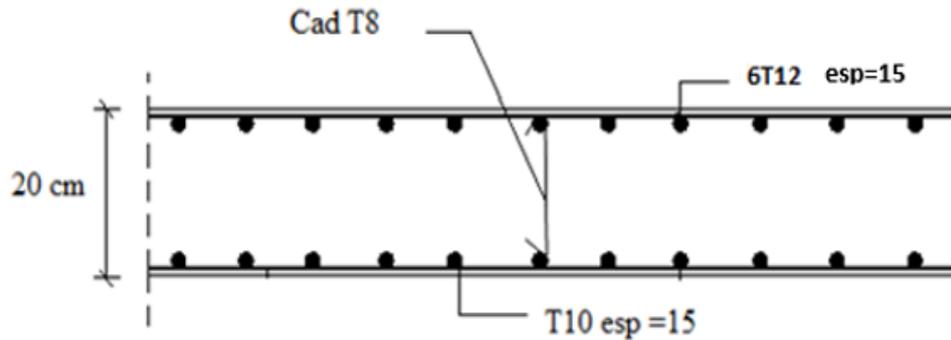


Figure VI.12 : Ferrailage du Voile Périphérique sens y-y.

VI.5. Ferrailage de poteau sous-sol :

VI.5.1. Situation accidentelle :

- Combinaison : G+Q+E

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau VI.14 : Ferrailages de poteau carrées situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s\text{min}}$ (cm ²) RPA
Sous-sol	70x70	-5830.21	-78.93	0	0	44.1

b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau VI.15 : Ferrillages des poteaux carrés situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{\max} (kN.m)	N^{corr} (kN)	As (cm ²)	As' (cm ²)	Asmin (cm ²) RPA
Sous-sol	70x70	-323.2	-4821.3	0	0	44.1

c. (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau VI.16 : Ferrillages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	Asmin (cm ²) RPA
Sous-sol	70x70	-2988.2	69.46	0	0	44.1

• Combinaison : **0,8G+E**

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau VI.17 : Ferrillages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	Asmin (cm ²) RPA
Sous-sol	70x70	-3079.54	-73.11	0	0	44.1

b. ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$) :

Tableau VI.18 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{\max} (kN.m)	N^{corr} (kN)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s\text{min}}$ (cm ²) RPA
Sous-sol	70x70	-151.45	-2187.92	0	0	44.1

c. ($N^{\text{min}}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau VI.19 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable ($N^{\text{min}}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s\text{min}}$ (cm ²)
Sous-sol	70x70	-280.2	57.2	0	0	44.1

VI.5.2 Choix des armatures :

VI.20. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Niveaux	Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{max} ZC (cm ²)	A_s^{max} ZR (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adop} (cm ²)
Sous-sol	70x70	0	44.1	196	294	16T20	50.27

a) ($N^{\text{max}}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau VI.21 : Vérifications des contraintes pour les poteaux ($N_{\text{ser}}^{\text{max}}, M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$)

Niveaux	Section (cm ²)	$N_{\text{ser}}^{\text{max}}$ (kN)	$M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (kN.m)	A_s^{adop} (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa) sup	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Sous-sol	70x70	-3241.09	2.2	50.27	81.3	250	5.2	18	OK

b) (M^{max}, N^{corr}) :

Tableau VI.22 : Vérifications des contraintes pour les poteaux ($M_{ser}^{max}, N_{ser}^{corr}$)

Niveaux	Section (cm ²)	M_{ser}^{max} (kN)	N_{ser}^{corr} (kN.m)	A_s^{adp} (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa) sup	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Sous sol	70x70	-48.2	-1398.3	50.27	96.2	250	8.9	18	OK

c) (N^{min}, M^{corr}) :

Tableau VI.23 : Vérifications des contraintes pour les poteaux ($N_{ser}^{min}, M_{ser}^{corr}$)

Niveaux	Section (cm ²)	N_{ser}^{min} (kN)	M_{ser}^{corr} (kN.m)	A_s^{adp} (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa) sup	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Sous sol	70x70	-680.3	19.3	50.27	93.4	250	7.2	18	OK

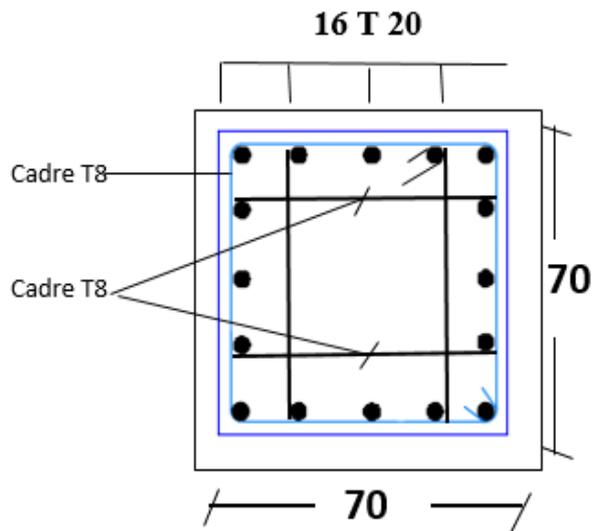
Tableau VI.24 : Espacement maximales selon RPA99 des poteaux carrés

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	ϕ_l (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
Sous sol	70x70	16T20	20	10	20

Tableau VI.25 : Choix des armatures transversales pour le poteau

Niveaux	Section (cm ²)	Lf (m)	λg (%)	ρa	Tu ^{max} (kN)	Zone	St (cm)	A _{fca} (Cm ²)	Choix	As adp cm ²
Sous sol	70x70	2,26	3,22	3,75	34.61	N	10	0,37	4T10	3.14
						C	20	0,92	4T10	3.14

VI.5.3. Schéma de ferrailage du poteau :



Poteau sous-sol (70x70 cm)

Conclusion générale

Le projet de fin d'études est une phase très importante dans le cycle de formation d'un étudiant, en effet il lui donne une idée large sur une partie de son domaine de spécialité ce qui lui permet de mieux comprendre ce qu'il a vu au cours de son enseignement théorique.

De notre part, cette étude nous a permis d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine de la construction en génie civil, et développer les idées grâce à la lecture des différentes références bibliographiques.

Dans notre étude sismique on constate que La structure possède un coefficient de comportement R égale à 5 ce qui signifie qu'elle est relativement rigide à cause du nombre important de voiles constituant le système de contreventement.

Les voiles sont disposés d'une manière à être le plus loin possible du centre de gravité pour créer un grand bras de levier et assurer la stabilité de notre structure, Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une meilleure distribution des Efforts internes, et donc le phénomène de torsion sera évité.

Dans le ferrailage des éléments principaux (poteaux poutres) souvent les combinaisons accidentelles sont les plus défavorables.

Le ferrailage des poteaux des sous-sols est presque nul car le béton est sollicité à la compression seulement.

D'après l'étude comparative de l'infrastructure on constate que le prédimensionnement et le ferrailage sont plus importants dans la méthode numérique.

En gros ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans ce vaste domaine, il nous a permis d'acquies des connaissances très importantes pour mettre le premier pas dans notre future vie professionnelle.

En espérant que ce travail puisse être utile pour nos collègues dans le futur.

Annexe A

Calcul des différents poids :

1- Poteau central

a) Charge permanente revenant à chaque plancher

Plancher terrasse : $G = 5,5 \text{ kN/m}^2$

Plancher étage et RDC : $G = 5,32 \text{ kN/m}^2$

Plancher Sous-sol : $G = 5,32 \text{ kN/m}^2$

b) Poids de chaque plancher

Plancher terrasse : $P = 5,5 * 22,18 = 121,99 \text{ kN}$

Plancher étage-RDC : $P = 5,32 * 22,18 = 118 \text{ kN}$

Plancher Sous-sol : $P = 5,32 * 22,18 = 118 \text{ kN}$

c) Poids de chaque poutre

Poutre principale : $P = (0,3 * 0,40) * 25 * 5,31 = 15,93 \text{ kN}$

Poutre secondaire : $P = (0,3 * 0,35) * 25 * 4,23 = 11,10 \text{ kN}$

Poids totales des poutres : $P_t = (15,93 + 11,10) = 27,03 \text{ kN}$

d) Surcharges d'exploitations Q

$Q_{\text{terrasse}} = (1 * 22,18) = 22,18 \text{ kN}$

$Q_{\text{(Etages-RDC)}} = (1,5 * 22,18) = 33,27 \text{ kN}$

$Q_{\text{Sous-sol}} = (2,5 * 22,18) = 55,45 \text{ kN}$

h) Poids des poteaux

On doit d'abord fixer leurs dimensions minimales selon le **RPA** on a la wilaya de **Blida** située dans la zone **III**

Donc on propose les dimensions suivantes :

b = 30 cm

h = 30 cm

$G_{\text{Poteau sous-sol}} = (0,3 * 0,3) * 3,87 * 25 = 8,71 \text{ kN}$

$G_{\text{poteau RDC + Etages}} = (0,3 * 0,3) * 3,23 * 25 = 7,27 \text{ kN}$

2- Poteau de rive

a) Poids de chaque plancher :

Plancher terrasse : $P = 5,5 * 12,67 = 69,68 \text{ kN}$

Plancher étage-RDC : $P = 5,32 * 12,67 = 67,4 \text{ kN}$

Plancher Sous-sol : $P = 5,32 * 12,67 = 67,4 \text{ kN}$

b) Poids de chaque poutre :

Poutre principale : $P = (0,3 * 0,40) * 25 * 5,31 = 15,93 \text{ kN}$

Poutres secondaires : $P = (0,3 * 0,35) * 25 * 4,23 = 11,10 \text{ kN}$

Poids totales des poutres : $P_t = (15,93 + 11,10) = 27,03 \text{ kN}$

c) Surcharges d'exploitations Q :

$Q_{\text{terrasse}} = (1 * 12,67) = 12,67 \text{ kN}$ $Q_{\text{(Etages-RDC)}} = (1,5 * 12,67) = 19 \text{ kN}$

$Q_{\text{Sous-sol}} = (2,5 * 12,67) = 31,68 \text{ kN}$

d) Poids des poteaux :

$G_{\text{Poteau sous-sol}} = (0,3 * 0,3) * 3,87 * 25 = 8,71 \text{ kN}$

$G_{\text{poteau RDC + Etages}} = (0,3 * 0,3) * 3,23 * 25 = 7,27 \text{ kN}$

3- Poteau d'angle

a) Poids de chaque plancher :

Plancher terrasse : $P = 5,5 * 5,55 = 30,52 \text{ kN}$ Plancher étage-RDC :

$P = 5,32 * 5,55 = 29,53 \text{ kN}$ Plancher Sous-sol :

$P = 5,32 * 5,55 = 29,53 \text{ kN}$

b) Poids de chaque poutre :

Poutre principale : $P = (0,3 * 0,40) * 25 * 5,31 = 15,93 \text{ kN}$ Poutres secondaires

: $P = (0,3 * 0,35) * 25 * 4,23 = 11,10 \text{ kN}$ Poids totales des poutres : $P_t = (15,93 +$

$11,10) = 27,03 \text{ kN}$

c) Surcharges d'exploitations Q :

$Q_{\text{terrasse}} = (1 * 5,55) = 5,55 \text{ kN}$ $Q_{\text{(Etages-RDC)}} = (1,5 * 5,55) = 8,32 \text{ kN}$

$Q_{\text{Sous-sol}} = (2,5 * 5,55) = 13,87 \text{ kN}$

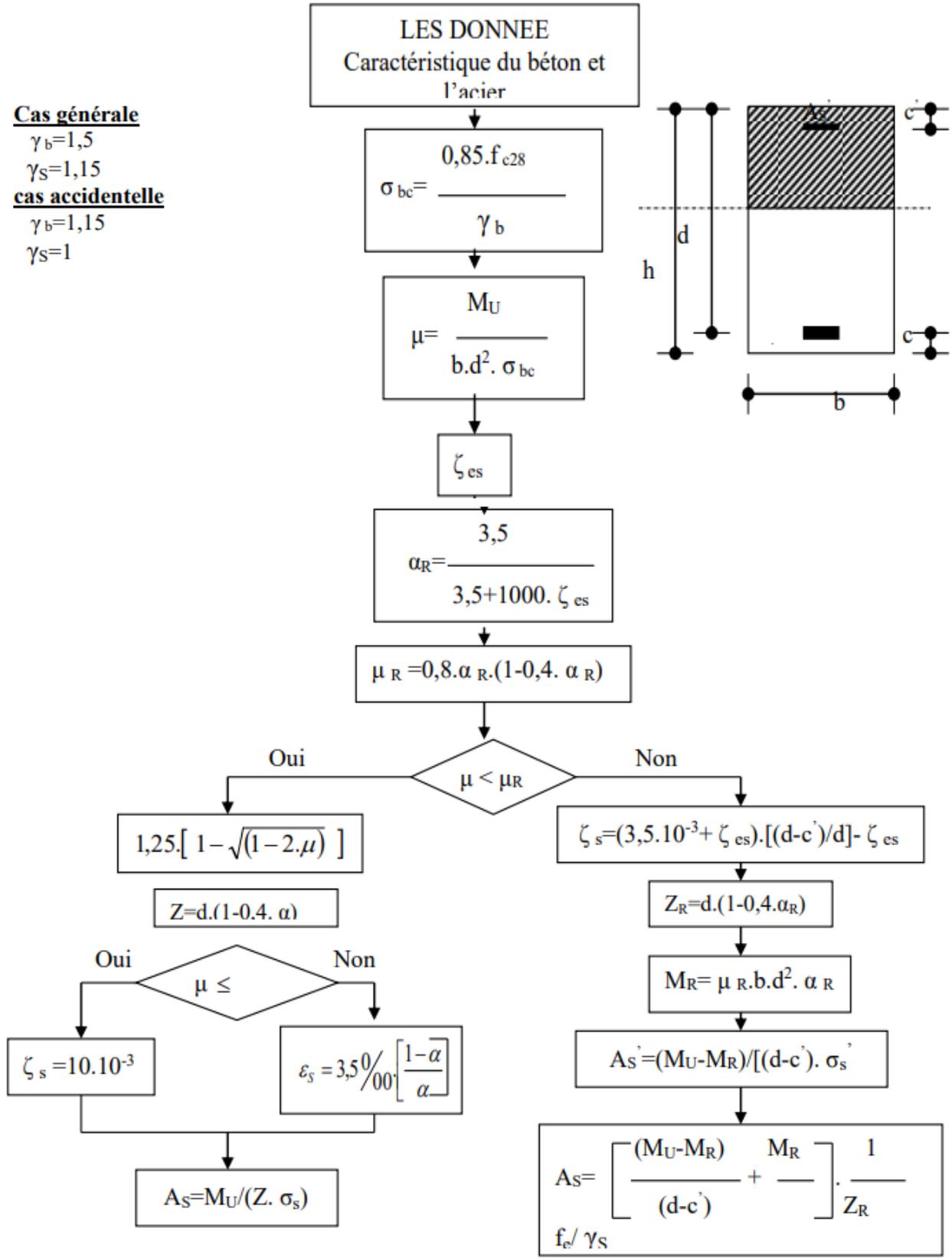
d) Poids des poteaux :

$G_{\text{Poteau sous-sol}} = (0,3 * 0,3) * 3,87 * 25 = 8,71 \text{ kN}$

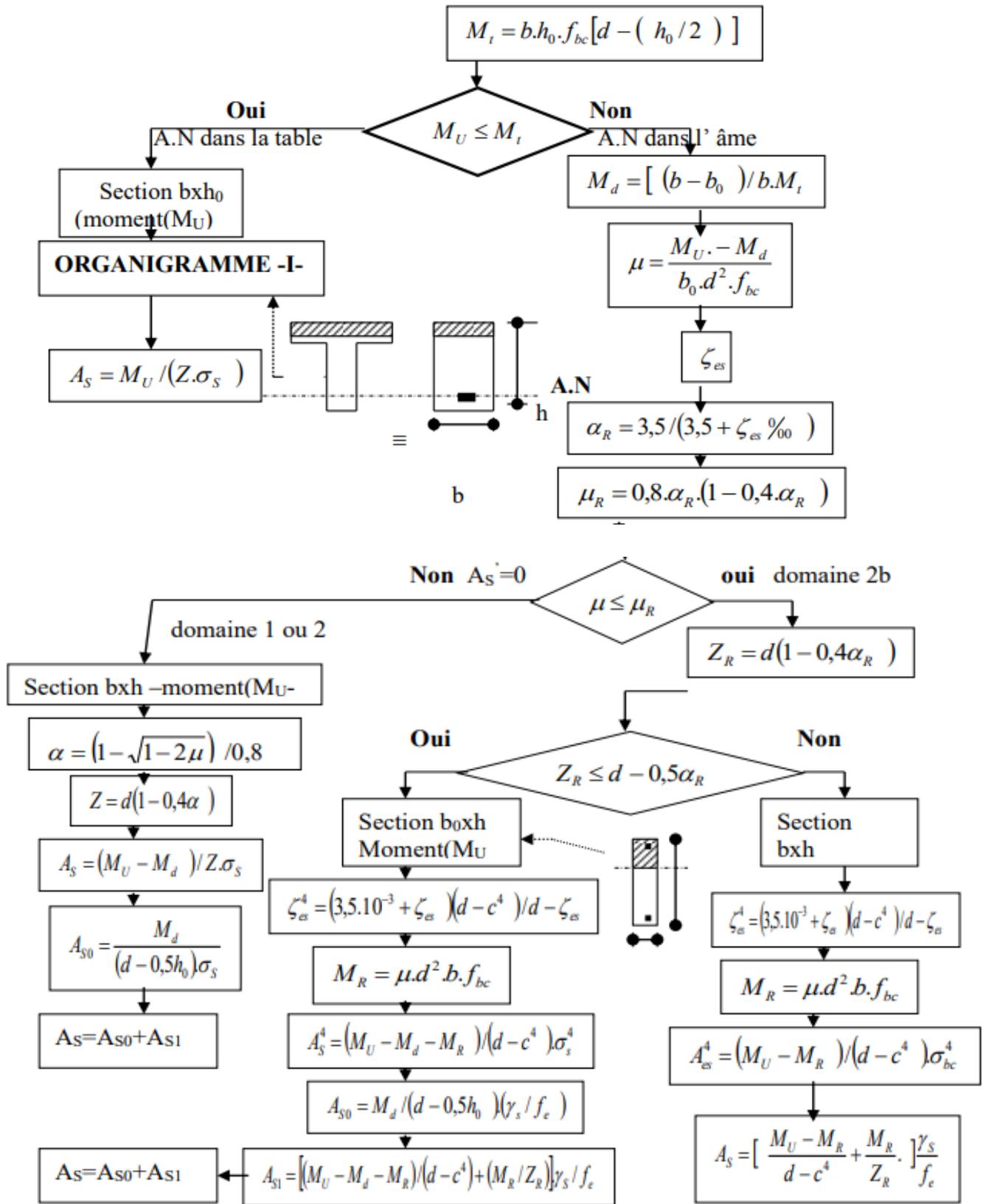
$G_{\text{poteau RDC + Etages}} = (0,3 * 0,3) * 3,23 * 25 = 7,27 \text{ kN}$

ORGANIGRAMME -I- SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

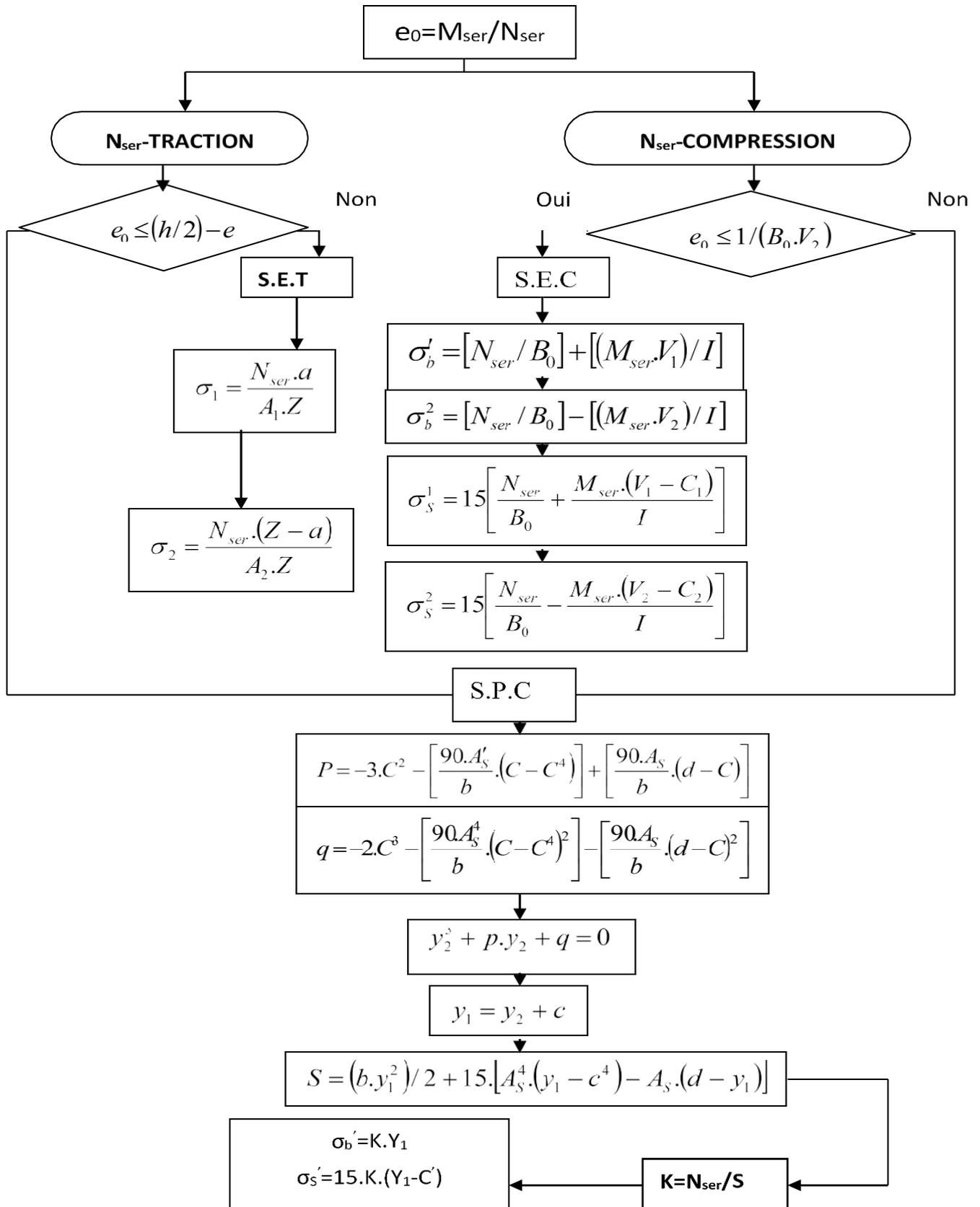
Cas générale
 $\gamma_b=1,5$
 $\gamma_s=1,15$
cas accidentelle
 $\gamma_b=1,15$
 $\gamma_s=1$



ORGANIGRAMME -II-
CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



ORGANIGRAMME-III-
FLEXION COMPOSEE A E.L.S



Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm

N	ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57	
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13	
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70	
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27	
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83	
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40	
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96	
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53	
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10	
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66	
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23	
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80	
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36	
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93	
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50	
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06	
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63	
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20	
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76	
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33	

Tableau des armatures

**Dalles rectangulaires uniformément chargées
articulées sur leur contour.**

$\mu = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

REFERENCES

- ✓ [1] DTU Règles BAEL 91 révisées 99 règle de calcul DTU P 18-702, Février 2000.
- ✓ [2] D.T.R-B.C.2.48,"Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003", C.G.S.
- ✓ [3] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, TR B C22.

- ✓ Document technique règlementaire (DTR.B.C.2.2)
- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton arme (CBA.93)
- ✓ Logiciel d'analyse des structures **ETABS V18.1.1**

- ✓ Outil de conception AUTO CAD 2016
- ✓ Outil de calcul EXCEL 2013
- ✓ Outil de saisie WORD 2013
- ✓ Outil de calcul SOCOTEC V1.02
- ✓ Anciens mémoires de fin d'étude.