

République Algérienne Démocratique et Populaire



Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique
Université «ABBES LAGHROUR» KHENCHELA
Faculté des sciences et de la technologie
Département de génie civil

N° de série :

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie civil

Option : Structure

Thème :

**Etude d'un bâtiment
à usage d'habitation « R+7 » en béton
armé avec un contreventement mixte**

Dirigé par : Mr . BENADDI HACHEMI MA.A

Réalisé par :

- BOUHARKAT AISSAM
- ADJROUD FATAH

Promotion 2018

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu tout puissant qui nous a donné la santé, le courage et la patience pour mener à bien ce modeste travail.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur Mr BENADDI HACHMI pour le temps consacré à nous écouter, nous orienter et nous corriger tout au long de notre projet.

Nous souhaitons exprimé nos profondes gratitudees à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation et à l'élaboration de ce présent travail

En fin nous remercions tout ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce modeste travail.

Fatah et Aissam

Dédicace

Je dédie ce modeste travail avec l'aide de dieu tout puissant à :

- ❖ Mes chers parents pour leur sacrifice et leur encouragement.*
- ❖ Mes frères et mes sœurs.*
- ❖ Toute ma grande famille.*
- ❖ Tous mes vrais amis.*
- ❖ Mon collègue Fatah pour son aide et sa compréhension.*
- ❖ Mes collègues de la promotion 2018*

Aissam

Dédicace

Je dédie ce modeste travail avec l'aide de dieu tout puissant à :

- ❖ Mes chers parents pour leur sacrifice et leur encouragement.*
- ❖ Ma chère épouse Yamina pour son soutien.*
- ❖ Mes petits enfants MERJEM et MOHAMED AMINE.*
- ❖ Mes frères et mes sœurs.*
- ❖ Toute ma grande famille.*
- ❖ Tous mes vrais amis.*
- ❖ Mon collègue AISSAM pour son aide et sa compréhension.*
- ❖ Mes collègues de la promotion 2018*

FATAH

Table des matières

Introduction générale

I. Introduction générale	13
I.1 Introduction.	13
I.2 Problématique	13
I.3 Objectif global.	13
I.4 Objectifs spécifiques.	14
I.5 Résultats attendus.	14
I.6 Méthodologie.	14
I.7 Difficultés rencontrées.	15
I.8 Conclusion.	15

CHAPITRE PREMIER : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.

I. Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.	16
I.1 Présentation générale.	16
I.2 Description de l'ouvrage.	16
I.3 Eléments de l'ouvrage.	16
I.4 Élément composant l'infrastructure.	17
I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux.	17
I.5.1 Béton.	17
I.5.2 Acier.	20

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement.

II. Pré-dimensionnement.	23
II.1 Introduction.	23
II.2 Pré-dimensionnement des planchers.	23
II.3 Pré-dimensionnement des poutres.	25
II.4 Pré-dimensionnement des poteaux.	27
II.5 Pré-dimensionnement des voiles.	28
II.6 Pré-dimensionnement des escaliers.	29
II.7 Pré-dimensionnement de l'acrotère.	31
II.8- Pré-dimensionnement de la dalle machine.	31

CHAPITRE III : Evaluation et descente des charges

III. Evaluation et descente des charges	32
III.1 Evaluation des charges et surcharges.	32
III.2 Détermination des charges et surcharges.	32
III.3 La descente des charges.	36
III.3.1-Introduction.	36
III.3.2-Loi de descente des charges sur les poteaux.	36
III.3.3 Loi de dégression.	36
III. 3.4 Descente des charges sur les poteaux.	38
III. 3.4.1 Vérification de la section de poteau.	42
III. 3.4.2 Vérification vis-à-vis de flambement des poteaux.	44

Table des matières

CHAPITRE IV : Calcul des éléments secondaires

IV.1 Introduction.	45
IV.2 Calcul de l'acrotère.	45
IV.3 Calcul des escaliers.	49
IV.4 Calcul des planchers.	60
IV.4.2.1 plancher terrasse :	62
IV.4.2.2 plancher étage courant :	74
IV.5 Calcul des balcons.	90
IV.6 Calcul de la dalle machine.	94

CHAPITRE V : Etude sismique et dynamique

V.1-Introduction :	101
V.2-Etude Dynamique.	101
V.3-Choix de la méthode de calcul.	102
V.4-Vérification de la régularité.	103
V.5-Modélisation de la structure étudiée.	104
V.6 Spectre de réponse de calcul.	106
V.7 Vérification spécifique pour l'ensemble de la structure.	107
V.8 Caractéristiques dynamiques de la structure.	109
V.9 Caractéristiques géométriques et massique de la structure.	114
V.10 Calcul de l'excentricité théorique et accidentelle.	116
V.11 Justification de l'interaction portiques-voiles.	117
V.12 Les efforts tranchants sismiques d'étage.	118
V.13 Calcul du poids de la structure	119
V.14 Vérifications réglementaires.	120

CHAPITRE VI : Calcul des éléments structuraux

VI.1. Introduction.	123
VI.2 Ferrailage des poutres.	123
VI.3 Ferrailage des poteaux.	134
VI.4 Ferrailage des voiles.	144

CHAPITRE VII : Calcul des éléments de l'infrastructure

VII.1 Introduction.	151
VII.2 Différents types de fondations.	151
VII.3 Etude du sol	152
VII.4 Déterminations du type de fondation.	152
VII.5 Calcul des fondations.	153
VII.5.1 Semelle isolé sous poteau.	153
VII.5.2 Semelles filantes sous voiles.	159
VII.6 Calcul des longrines.	162
VII.7 Vérification de tassement.	163
VII.8. Voile périphérique.	164

Conclusion générale

Annexes

Liste des tableaux

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement.

Tableau II.2.1.1: Les caractéristiques géométriques de nervure.	24
Tableau II .3 : Dimensions des poutres	26

CHAPITRE III : Evaluation et descente des charges

Tableau III.1.1 : Poids volumiques des matériaux.	32
Tableau III.1.2 : Surcharges d'exploitations.	32
Tableau III.3.4.1.1: Les valeurs de (α , B_r , λ) selon les sections des poteaux.	43
Tableau III.3.4.1.2: Vérification des sections des poteaux.	44

CHAPITRE IV : Calcul des éléments secondaires

Tableau IV.2.2 : Actions et sollicitations agissant sur l'acrotère.	46
Tableau IV.3.5 : Calcul des moments et effort tranchant à l'ELU et à l'ELS (escalier).	52
Tableau IV.3.6.1: Ferrailage sur appui à l'ELU(escalier).	53
Tableau IV.3.7.4: Moments et l'effort tranchants (P. Palière).	56
Tableau IV.3.7.10.a: Valeurs des Armatures longitudinales (P. Palière).	59
Tableau IV.4.2.3: Les sollicitations maximums (planchers).	86
Tableau III.2 :Les efforts internes à l'ELU et à l'ELS (balcon).	91
Tableau III.3 : Ferrailage du balcon.	92
Tableau IV.6.5 : Tableaux récapitulatif des sollicitations (D. machine).	96
Tableau IV.6.6: Résultats de ferrailage en travée et en appuis (D. machine).	98
Tableau IV.6.8: tableau récapitulatif des vérifications (D. machine).	99

CHAPITRE V : Etude sismique et dynamique

Tableau V.7 : Valeurs des pénalités	108
Tableau V.8.1.b : Caractéristiques Dynamiques du modèle 1.	110
Tableau V.8.2.b: Résultats de l'analyse dynamique.	112
Tableau V.9.1: Centre de masse de chaque étage.	115
Tableau V.9.2: Centre de torsion de chaque étage.	116
Tableau V.10 : l'excentricité	117
Tableau V.12: Les efforts tranchants sismiques d'étage.	118
Tableau V.13: Poids des différents niveaux.	119
Tableau V.14.2: Vérification des déplacements.	121
Tableau V.14.3: Vérification de l'effet P-Delta.	122
Tableau IV.14.4: Vérification de la stabilité au renversement.	122

Liste des tableaux

CHAPITRE VI : Calcul des éléments structuraux

Tableau VI.2.4: Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.	124
Tableau VI.2.5.1: Sollicitations de la poutre sous différentes combinaisons.	125
Tableau VI.2.5.1.1: Ferrailage en travée de la poutre principale.	126
Tableau VI.2.5.1.2: Ferrailage en appui de poutre principale.	127
Tableau VI.2.5.2: Sollicitations de la poutre sous différentes combinaisons.	129
Tableau VI.2.5.2.1: Ferrailage en travée de la poutre secondaire	130
Tableau VI.2.5.2.2: Ferrailage sur appui de poutre secondaire.	131
Tableau VI.2.6: tableau récapitulatif du Ferrailage des poutres.	133
Tableau VI.3.5.1.1.1: Tableau récapitulatif des résultats de calcul (poteaux)	140
Tableau VI.3.5.1.1.2: Tableau récapitulatif des résultats de calcul (poteaux)	140
Tableau VI. 3.5.1.2: données de vérifications (poteaux).	141
Tableau VI.3.6: Tableau récapitulatif de ferrailage des poteaux.	143
Tableau VI.4.4.1.5: -Tableau récapitulatif de Ferrailages des voiles.	148
Tableau VI.4.4.2.2 Choix des barres du ferrailage horizontal du voile V1.	149
Tableau VI.4.4.2.3 -Tableau récapitulatif: les barres de ferrailage horizontal des voiles.	150

CHAPITRE VII : Calcul des éléments de l'infrastructure

Tableau VII.5.: Les efforts internes à la base du poteau intermédiaire (le plus sollicité).	153
Tableau VII.5.1.f : Vérification du poinçonnement.	156
Tableau VII.5.1.1: Les efforts internes appliqués sur la semelle d'angle et de rives.	157
Tableau VII.5.1.2: Ferrailage de semelle d'angle.	157
Tableau VII.5.1.3: Ferrailage de semelle de rives.	158
Tableau VII.5.2.a: Sollicitation de la semelle filante sous voile.	159
Tableau VI.7 : Vérification du tassement.	163

Liste des figures

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.

Figure I.5.1.1 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	18
Figure I.5.1.2 : diagramme "contrainte – déformation (béton)"	20
Figure I.5.2 : diagramme "contrainte – déformation (acier)"	22

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement.

Figure II.2.1: détail de plancher à corps creux.	23
Figure II.2.2.1: Section de la nervure	23
Figure II-3 : Section de la poutre.	25
Figure II.4 : Coffrage des poteaux	27
Figure II.5 : Coupe voile en élévation.	28
Figure II.6 : schéma d'escalier.	29
Figure II.6.1: schéma statique de de l'escalier	29
Figure II.7 : Schéma d'acrotère	31
Figure II.8 : démentions cage d'ascenseur	31

CHAPITRE IV : Calcul des éléments secondaires

Figure.IV.2 : Sollicitation de l'acrotère.	45
Figure.IV.2.6: Schéma de ferrailage d'acrotère.	48
Figure IV.3.1 : Dessin en plan de l'escalier.	49
Figure IV.3.1.2: Schéma de l'escalier	49
Figure IV.3.4 : Schéma statique de calcul de l'escalier	52
Figure III. 3.6.4 : Schéma de Ferrailage d'escalier.	54
Figure IV.3.7.1: Schéma statique de la poutre palière.	55
Figure IV.3.7.11 : Schéma de ferrailage de la poutre palière	59
Figure IV.4.2.4.9 : Schéma de ferrailage des poutrelles (planchers)	89
Figure III.4 : Schéma statique d'un balcon.	90
Figure III.5 : La section étudiée (balcon).	91
Figure III.6 :Ferrailage du balcon.	93
Figure IV.6.2: Schéma représentatif de la dalle machine.	94
Figure IV.6.9: Schéma de Ferrailage de la dalle machine.	100

CHAPITRE V : Etude sismique et dynamique

Figure V.4 : critères de régularité	103
Figure V.5.2.1 : Vue en 3D de la construction	105
Figure V.5.2.2 : Vue en plan de la construction	105
Figure.V.6 : Représentation graphique du spectre de réponse	106
Figure V.8.1.a: Vue en plan du Modèle 1 (Modèle de référence).	109
Figure V.8.2.a: Vue en plan du Modèle 2 (Renforcement proposé).	111
Figure V.1.3: concentration des masses.	119

Liste des figures

CHAPITRE VI : Calcul des éléments structuraux

Figure VI.2.8.1:Schéma de ferrailage des poutres principales.	133
Figure VI.2.7Schéma de ferrailage des poutres secondaires.	133
Figure VI.3.7: Schéma de ferrailage des poteaux	143
Figure VI.4.1.a: Disposition des armatures verticales dans les voiles.	145
Figure VI.4.4.5 : Schéma de ferrailage (voileV1).	150

CHAPITRE VII : Calcul des éléments de l'infrastructure

Figure VII.5.1: Excentrement de la semelle.	154
Figure VII.5.1.1 : Exemple de ferrailage d'une semelle sous poteau intermédiaire.	157
Figure VII.5.1.2: Exemple de ferrailage d'une semelle d'angle sous poteau.	158
Figure VII.5.1.3: Exemple de ferrailage d'une semelle de rive sous poteau.	158
Figure VII.5.2:Exemplede ferrailage d'une semelle filante sous voiles.	161
Figure VI.6 : Schéma de ferrailage de longrine.	163
Figure VII.8 : Schéma de ferrailage du voile périphérique	164

Liste des symboles

A: Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
A_s : Section d'armatures.
∅ : Diamètre des armatures, mode propre.
Q : Charge d'exploitation.
G : Charge permanente.
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.
σ_s: Contrainte de traction admissible de l'acier.
σ_{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.
ξ : Déformation relative.
G : Charge permanente.
ξ : Déformation relative.
E.L.U : Etat limite ultime.
E.L.S : Etat limite service.
T_u : Effort tranchant ultime.
S_t: Espacement.
λ : Elancement.
e : Epaisseur, Indice des vides.
F : Force concentrée.
f : Flèche.
f: Flèche admissible.
σ_{st} : contrainte d'élasticité de l'acier
E : module de Young.
ν : Coefficient de poisson.
E_{ij} : Module de déformation instantanée.
E_{vj} : Module de déformation différée.
F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
f_{c28}: Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
f_{cj}: Résistance caractéristique à la compression du béton à (j)jours d'âge.
Y : Position de l'axe neutre.
MPa : Méga pascal.
RDC: Rez de chaussée.
H A: Haute adhérence.
B A: Béton armé.
B A E L: Béton armé aux états limite.
E.N.A :Entreprise nationale des ascenseurs

Résumé

L'étude technique des projets de construction est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Le but de ce projet de fin d'étude est la conception d'une structure à usage d'habitation (R +7) qui sera implanté dans la wilaya de Khenchela (Algérie), classé en zone I selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003). La stabilité de l'ouvrage est assurée par un contreventement mixte (portiques ; voiles).

L'analyse sismique et dynamique de cette structure a été établie par le logiciel (**robot Autodesk structural analyse version 2014**). Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir le BAEL91 modifié 99, le DTR et le RPA99 version 2003.

En fin, cette étude fait l'objet d'une réponse sur le plan technique du comportement de la structure étudiée vis-à-vis des diverses sollicitations pour assurer une protection acceptable des constructions et des vies humaines en visant un maximum de stabilité, une durabilité sans négliger le coté économique.

ملخص

الدراسة التقنية لمشاريع البناء تعد مرحلة أساسية من مراحل الانجاز . الهدف من مشروع نهاية التخرج هذا، هو دراسة بناية ذات طابع سكني، تتكون من طابق أرضي زائد سبعة طوابق علوية، معدة للإنجاز بولاية خنشلة (الجزائر)، التي تصنف كمنطقة زلزالية رقم I حسب تصنيف القواعد الجزائرية المضادة للزلازل، (RPA 99 version 2003).

مقاومة واستقرار البناية لكل المحمولات، مضمون بواسطة الاعمدة العوارض و الجدران الخرسانية المسلحة. التحليل الديناميكي الناتج عن الاهتزازات الزلزالية تم بواسطة برنامج : (**robot A.S analyse 2014**). تحديد الابعاد و التسليح لكل العناصر المقاومة في البناية تم وفقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر على غرار: -القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003).

-الخرسانة المسلحة في الحالات النهائية 91، معدل سنة 99. (BAEL91 modifier99). في النهاية هذه الدراسة تهدف إلى الرد على سؤال جوهري على المستوى التقني و المتمثل في كيفية مقاومة البناية محور الدراسة لمختلف المحمولات المطبقة وكذا كيفية تجاوبها أثناء حدوث هزات أرضية ، وهذا لضمان حماية كافية للبناية وبالتالي حماية العنصر البشري من خلال ضمان صلابة البناية و ديمومتها أخذين في الحسبان الجانب الاقتصادي

Summary

The technical study of construction projects is a key step and a necessary step in the act of building. The aim of this end-of-project is the design of a residential structure (R +7) to be implanted in the wilaya of Khenchela (Algeria), classified in zone I according to the Algerian seismic regulation (RPA 99 version 2003). The stability of the structure is ensured by a mixed bracing (gantries, sails).

The seismic and dynamic analysis of this structure was established by the software (Autodesk structural analysis 2014 robot). The dimensions and reinforcement calculations for all the resistant elements are in accordance with the applicable rules in force the modified BAEL91 99, the DTR and the RPA99 version 2003.

Finally, this study is the subject of a technical response to the behavior of the structure studied with regard to the various demands to ensure an acceptable protection of buildings and human lives while aiming for maximum stability, sustainability without neglecting the economic side.

I. Introduction générale

I.1 Introduction ;

A l'issue de la formation de master système (L.M.D), l'étudiant est amené à présenter un projet de fin d'étude. A cet effet et en vue de l'obtention du diplôme de mastère génie civil, option structure, le présent projet est basé sur **l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation «R+7 »en béton un contreventement mixte, il se situe à la wilaya de khenchela,(Algérie) .**

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Pour atteindre cet objectif, une parfaite étude est incontournable dans le domaine du génie civil afin de faire face aux exigences des clients.

Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant la formation à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

I.2 Problématique

Le domaine de génie civil présente une grande importance dans l'économie nationale. L'étude des projets en béton armé qui est l'un des matériaux les plus utilisés dans ce domaine vise à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions, sans négliger le coté économique. Pour répondre à toutes ces exigences, il faut une parfaite maîtrise des documents techniques, des règles et du normes d'étude surtout dans les cas les plus défavorables tel que le séisme.

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels, Les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ces secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Pour notre cas, l'ouvrage est à l'usage d'habitation, implanté dans une zone à faible sismicité et dans un site ferme. En prenant compte ces données, **comment donner des réponses sur le plan technique du comportement vis-à-vis des sollicitations et des efforts engendrés dans un bâtiment à usage d'habitation « R+7 » en béton armé avec un contreventement mixte?**

I.3 Objectif global

L'objectif global de notre étude est de mener une réflexion beaucoup plus approfondie sur la question du comportement de la structure étudiée face au différentes sollicitations.

I.4 Objectifs spécifiques

Ce projet a été proposé dans le but de vérifier les différents éléments de la structure, d'analyser leur comportement et d'anticiper d'éventuels problèmes dimensionnels.

I.5 Résultats attendus

Au terme de cette étude, nous allons essayer d'appliquer toute les connaissances acquises durant notre cursus pour présenter un travail satisfaisant à travers l'étude d'un ouvrage. Celle-ci viendra, ainsi, compléter la documentation et l'information sur l'étude des structures mixtes dans le domaine du bâtiment, par sa spécificité qui porte sur le caractère technique qui vise le comportement de la structure étudiée vis-à-vis des diverses sollicitations.

I.6 Méthodologie.

Afin d'obtenir des résultats à partir des normes exigés par le BAEL91, les règles parasismiques algériennes (RPA), le (DTR), les règles de conception et le calcul des structures en béton armé (CBA93), après la présentation des caractéristiques des matériaux utilisés et la description du projet, le présent mémoire expose dans un premier temps des hypothèses et des règles prises en compte pour le pré-dimensionnement des éléments de la structure, les charges appliquées et le calcul des éléments secondaires.

Dans un second temps le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre cas, on a utilisé le logiciel de calcul **robot Autodesk structural analyse version 2014** basé sur la méthode d'analyse modale spectrale, particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages, il nous a permis, non seulement, la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément porteur de la structure et les efforts engendrés dans le bâtiment. Puis, on a utilisé la méthode statique équivalente pour faire une comparaison des résultats obtenus de l'effort sismique total à la base de la structure entre les deux méthodes suivant les règles parasismiques algériennes (RPA99/version 2003).

Ensuite, on a fait la vérification et le ferrailage des éléments structuraux. En fin, nous avons traité le dimensionnement et le ferrailage du système de fondations.

.I.7 Difficultés rencontrées

L'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort.

Vu l'absence de la version originale du logiciel de calcul robot Autodesk structural analyse version 2014, nous avons rencontrés quelques problèmes sur le plan technique que nous avons pu dépasser tel que : le blocage du logiciel, l'absence du calcul actif qui nous oblige parfois à refaire le calcul ce qui demande du temps.

I.8 Conclusion

Cette étude doit pouvoir donner des réponses sur le plan technique du comportement vis-à-vis des sollicitations et des efforts engendrés dans un bâtiment à usage d'habitation R+7 implanté dans une zone à faible sismicité(zone I), dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques.

Le comportement de la structure vis-à-vis aux diverses sollicitations est déterminé par le calcul des éléments secondaires, des éléments de contreventement, des éléments de l'infrastructure et une analyse sismique par le logiciel de calcul robot Autodesk structural analyse version 2014. Ce qui a permis de déterminer les sections de béton et leur ferrailage nécessaire en visant le minimum de dépenses, un maximum de stabilité et une durabilité.

I. Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.1: Présentation générale:

Notre travail consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation « R+7 ». Dans notre cas et selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) ce bâtiment est implanté, dans une zone à faible sismicité (Zone une -I-) et groupe d'usage II.

Ce projet de fin d'étude s'intitule: « l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation « R+7 » en béton armé avec un contreventement mixte».

I.2: Description de l'ouvrage :

I.2.1 : Caractéristiques géométriques : Les dimensions de l'ouvrage sont

Longueur totale du Bâtiment	25 m
Largeur totale du bâtiment	18.60 m
Hauteur totale du bâtiment	24,48 m
Hauteur du RDC	3,06 m
Hauteur d'étage	3,06 m

I.2.2 Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/Version 2003 comme zone de faible sismicité (zone I).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme ferme : catégorie S2
- La contrainte admissible du sol de fondation est de 2.60 bars pour une profondeur de 2.5 m

I.3 : Eléments de l'ouvrage:

-I.3.1 :L'Ossature :

Le contreventement est assuré par des portiques et des voiles.

-I.3.2 :Les Planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux dits "**diaphragme**" qui assurent la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permet la transmission des efforts aux éléments de contreventement.

- Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.
- Un plancher doit assurer une isolation phonique et thermique des différents étages.

Pour notre cas, le plancher est de type corps creux d'épaisseur 20 cm (16+4) avec poutrelles coulées sur place et dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

-I.3.3 : L'escalier :

Le bâtiment est menu d'une cage d'escalier de type droit.

-I.3.4 : Les Balcons :

UN seul type de balcons sera réalisé :balcon **en dalle pleine**.

-I.3.5 : L'Acrotère :

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de **60 cm**.

-I.3.6 : La Maçonnerie :

Les murs extérieurs : seront en double cloison en brique de **10 cm** d'épaisseur pour les cloisons intérieures et **15 cm** pour les cloisons extérieures.

Les murs de séparations intérieurs : seront réalisés en cloison en brique creuse de **10 cm** d'épaisseur.

-I.3-7 : Les revêtements : Ils seront réalisés en-

- carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- céramique pour les salles d'eau et mortier de ciment pour les murs de façade.
- plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

-I.3.8 : Système de coffrage :

On opte un coffrage classique en bois pour les portiques, les planchers, l'acrotère, les balcons, et un coffrage métallique pour les voiles.

-I.4 : Élément composant l'infrastructure: Le choix de fondations est fonction de l'importance de l'ouvrage (ou des surcharges) et de la nature de sol.

-I.5 : Caractéristiques mécaniques des matériaux :

- **I.5.1 : Béton :**

Le béton est un matériau constitué par mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau; il est caractérisé, du point de vue mécanique, par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette résistance varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles **BAEL91** et le **RPA99** modifié en **2003**.

A titre indicatif le dosage courant, pour 1m^3 de béton, est comme suit :

- **Granulats (sable (0,3) , gravier (7/15 ,15/25))**
 - **Gravions: 800L**
 - **Sable: 400L**
- **Ciment : 300 à 400 kg \ m³**
- **Eau de gâchage : 150 à 200 L**

a) Résistance caractéristique du béton à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16cm x 32cm.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} est calculée suivant (Art 2-1-11 BAEL 91) par :

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(4,76 + 0,83j)} \text{ si } j < 60j$$

$$f_{cj} = 1,1f_{c28} \text{ si } j \geq 60j$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(1,4 + 0,95j)} \text{ si } j < 28j$$

$$f_{cj} = f_{c28} \text{ si } j \geq 28j$$

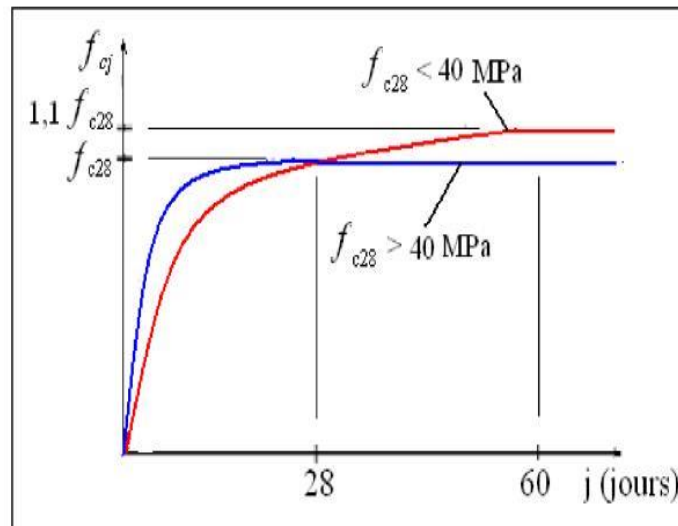


Figure I.5.1.1 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

b) La résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est faible. Elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression.

Conventionnellement? Elle est définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad (\text{BAEL 91})$$

$$\text{Pour } j = 28j, \text{ on a : } f_{tj} = 0.6 + 0.06 (25) = 2.1 \text{ MPa}$$

c) Module de déformation longitudinale :

Il existe deux modules de déformation longitudinale.

-Module de déformation instantanée :

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24h à l'âge de j (jours)

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour } f_{cj} = 25 \text{ MPa, on a : } E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$$

-Module de déformation différée :

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \text{ MPa,}$$

$$\text{Pour } f_{cj} = 25 \text{ MPa } \Rightarrow E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$$

d) Module de déformation transversale : Sa formule est ;

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

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

-Coefficient de poisson ν :

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale pris égal à :

- $\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré.
- $\nu = 0.2$ (à l'LES) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

e) Etats limites :

Ils correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service pour lesquelles une structure est calculée; ils se classent en deux catégories :

e.1) Etats limites ultimes :

Correspond à la limite :

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

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

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

$$\gamma_b = 1,5 \begin{cases} \text{Situation accidentelle} \\ \text{Situation courante} \end{cases}$$

avec : γ_b : coefficient de sécurité ;

- 0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.
- : Coefficient d'application des actions considérées :

$$\theta = 1, \left\{ \begin{array}{l} \text{si la durée d'application des actions est supérieur à 24h} \\ \theta = 0,85, \text{ si la durée d'application des actions est inférieure à 24h} \end{array} \right.$$

$$\theta = 0,85, \text{ si la durée d'application des actions est inférieure à 24h}$$

$$\text{à } 28\text{j, on a : } f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

- Diagramme "contrainte – déformation" du béton à l'ELU :

σ_{bc}

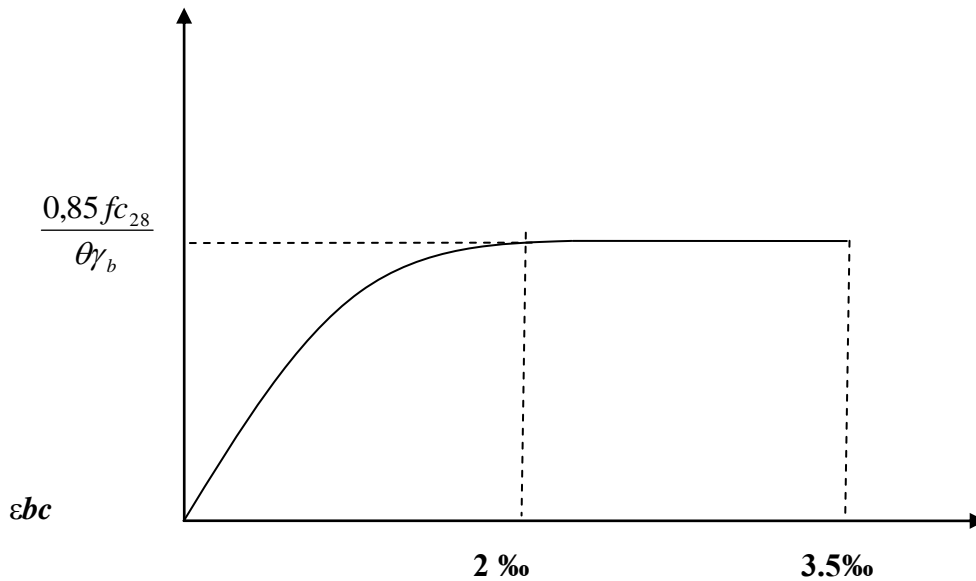


Figure I.5.1.2 :diagramme "contrainte – déformation (béton)"

e.2)Etats limites de services :

Cesont les états au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites; ils comprennent les états limites de fissuration et de déformation de service à la compression donnée comme suit :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c_{28}} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

f) Contrainte limite de cisaillement à l'E.L.S : BAEL91 modifié en 99 (ART 5-1)

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

Cette contrainte doit respecter les conditions limites suivantes :

- Cas de fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \{ 0.20 f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{ MPA} \}$$

- Cas de fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \{ 0.15 f_{cj} / \gamma_b, 4 \text{ MPA} \}$$

I.5.2 Acier:

- **a) Généralités :** Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces (RL, HA)
- Les ronds lisses FeE215 et FeE 235 correspondent, respectivement, à des limites d'élasticités garanties de 215 MPa et 235 MPa.
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent, respectivement, à des limites d'élasticités garanties de 400 MPa et 500 MPa.
- Treillis soudée

- **b) Module d'élasticité longitudinale de l'acier :**

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

$$E_s = 2.10^5 \text{MPa}$$

- **c) Coefficient de poisson des aciers :**

Il est pris égal à : $\nu = 0.3$

- **d) Contraintes limites :**

- **d.1) Contrainte limite à l'ELU :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ Avec } \sigma_{st} : \text{contrainte d'élasticité de l'acier}$$

γ_s : coefficient de sécurité

- $\gamma_s = 1,15$ situation durable
- $\gamma_s = 1$ situation accidentelle

Exemple:

	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_s = 1.00$
Fe = 400 MPa	$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$
Fe = 520 MPa	$\sigma_{st} = 450 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 520 \text{ MPa}$

- **d.2) Contrainte limite à l'ELS :**

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures. Pour limiter l'ouverture de ces dernières, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

D'après les règles BAEL 91 (A, 4, 5,3), on distingue trois cas de fissures :

- 1) **fissuration peu nuisible :** aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.
- 2) **Fissuration préjudiciable :** c'est le cas des éléments exposés aux intempéries, il y a risque d'infiltration. $\sigma_{st} = \min (2 / 3 f_e ; \max (0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ij}}))$

3) Fissuration très préjudiciable : milieu agressif

$$\sigma_{st} = 0,8 \min (2/3 f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}))$$

Où η = coefficient de fissuration qui dépend de type d'acier :

$$\eta = 1,3 \text{ pour les HA } < 6\text{mm}$$

$$\eta = 1,6 \text{ pour les HA } > 6\text{mm}$$

$$\eta = 1 \text{ pour les ronds lisses}$$

- Diagramme contrainte déformation :

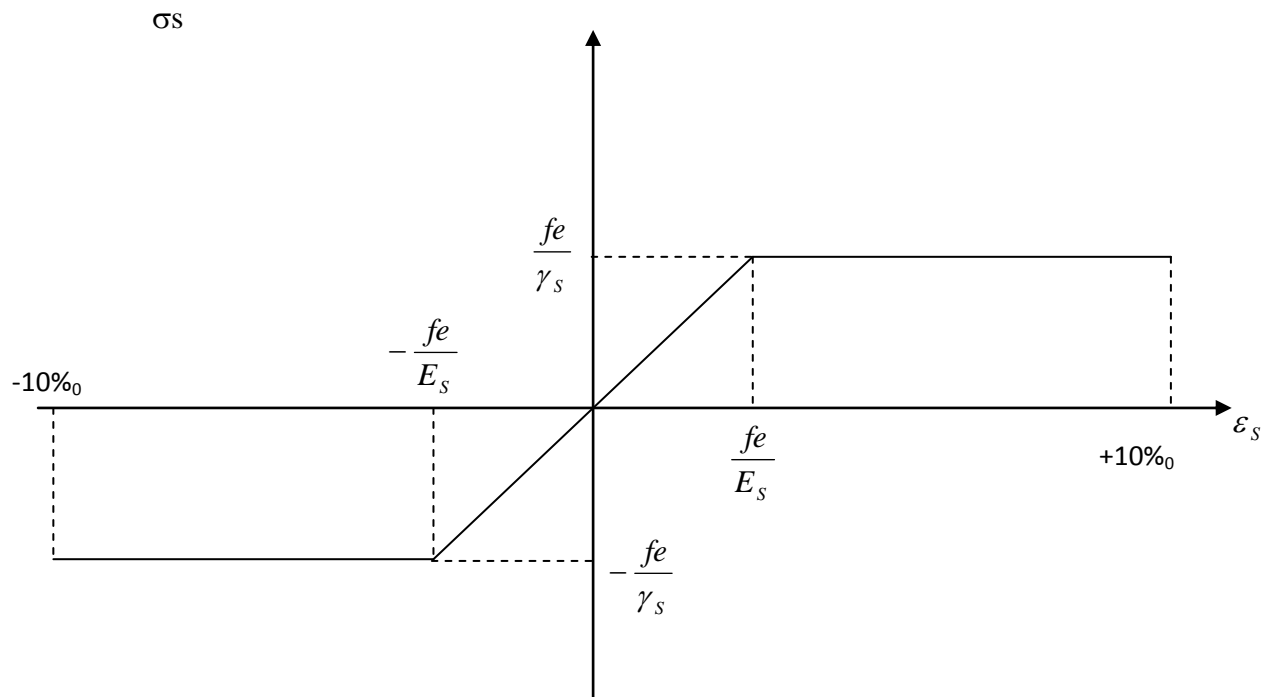


Figure I.5.2 : diagramme "contrainte – déformation (acier)"

- e) Protection des armatures :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, nous devons respecter à ce que l'enrobage "C" des armatures et au moins égale à :

- $C \geq 5\text{cm}$ \Rightarrow les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- $C \geq 3\text{cm}$ \Rightarrow les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation)
- $C > 1\text{cm}$ \Rightarrow les parois situées dans les locaux condensés

- les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.

II. Pré-dimensionnement

II.1-Introduction: Le pré-dimensionnement est une étape préliminaire pour le calcul des sections des différents éléments résistants, il sera fait selon les règles du **BAEL 91** et le **RPA99/version 2003**, son but est de déterminer des dimensions économiques afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton.

II.2- Pré-dimensionnement des planchers :

Les plancher est une séparation entre les niveaux qui transmet les charges et les surcharges 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 notre étude, on a un seul type des planchers :

-Plancher a corps creux et une dalle pleine pour les balcons.

II.2.1- Pré-dimensionnement des planchers a corps creux :

L'épaisseur de plancher est déterminée par l'épaisseur des poutrelles.

Pour le pré-dimensionnement on va utiliser les formules empiriques qui ont pour but de limiter la flèche, la portée maximale est de $L_{max} = 375\text{cm}$ la hauteur des poutrelles est donnée par la formule suivante :

$$\frac{h_{tp}}{L_{max}} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_{tp} \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec : L_{max} : est la plus grand portée parallèle aux poutrelles ;

h_{tp} : L'épaisseur totale du plancher.

Donc : $h_{tp} \geq \frac{375}{22.5} = 16.666 \Rightarrow h_{tp} \geq 16.666$

On adopte un plancher d'une épaisseur de 20cm

{ 16 cm : l'épaisseur du corps creux;
4 cm : l'épaisseur de la dalle de compression.

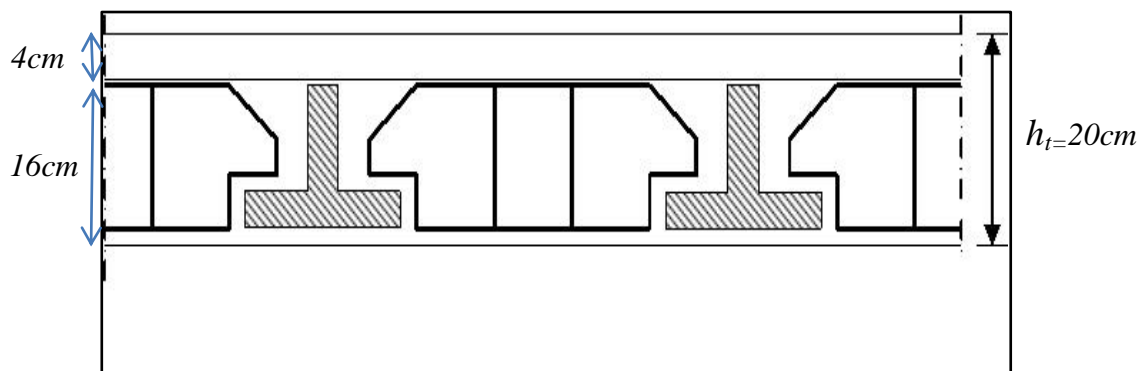


Figure II.2.1: détail de plancher à corps creux.

II.2.1.1-Les nervures : La section transversale des nervures est assimilée à une section en T (T) de caractéristique géométrique représenté sur la figure II.2.1.1.

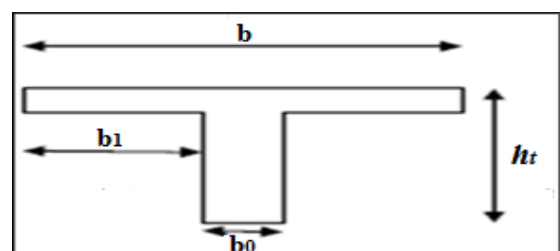


Figure II.2.1.1: Section de la nervure

La largeur de la dalle de compression est égale à $b = b_0 + 2b_1$;

$$\text{Avec : } b_1 = \min \left\{ \frac{L_0}{2}, \frac{L}{10} \right\} \Rightarrow b_1 = \min \{26.5 ; 37.5\} \text{ Soit } b_1=26.5\text{cm}$$

b_0 : largeur de la nervure est telle que : $0,2d \leq b_0 \leq 0,4d$ avec $d = 17,5\text{cm}$
 $\Rightarrow 3,5 \leq b_0 \leq 7$

On prend $b_0 = 10\text{cm}$ pour des raisons praticables (facilité la mise en œuvre).

-Tableau des caractéristiques géométriques de nervure.

Epaisseur de la dalle de compression	4cm
Epaisseur de l'entrevous	16cm
Entraxe des nervures	65cm
Largeur b_0 des nervures	10cm
Distance L_0 entre deux nervures	55cm

Tableau II.2.1.1 : Les caractéristiques géométriques de nervure.

II.2.1.2- les dalles pleines

Les dalles pleines sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis.

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

-Condition de résistance au feu :

- $e=7\text{ cm}$ pour une heure de coup de feu
- $e=11\text{ cm}$ pour deux heures de coup de feu

D'où : $e = 11\text{ cm}$.

-Condition d'isolation phonique :

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

On limite notre épaisseur à : $e = 15\text{ cm}$.

-Condition de résistance à la flexion :

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

L_x : Est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 3 appuis ont une portée égale à :

$L_x = 125$ cm (Dalle pleine).

La dalle pleine : $\frac{125}{50} \leq e \leq \frac{125}{40} \Rightarrow 2.5 \text{ cm} \leq e \leq 3.25 \text{ cm}$ Soit $e = 3 \text{ cm}$

-Condition de flèche :

$e \geq \frac{L_x M_t}{15 M_0}$ Avec : $M_t = 0.75 M_0 \Rightarrow e \geq \frac{L_x}{20} = 6.25$ Soit $e = 7 \text{ cm}$

$e = \max(11 \text{ cm}, 3 \text{ cm}, 7 \text{ cm}) \Rightarrow e = 11 \text{ cm}$

Pour des raisons pratiques on prend $e = 15 \text{ cm}$

II.3- Pré-dimensionnement des poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

D'après l'article 7.5.1 du RPA99/ version 2003, les dimensions des poutres doivent respecter les normes suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}, h \geq 30 \text{ cm}, \frac{h}{b} \leq 4, b_{\max} \leq 1.5 h + b_t$

Où b : est la largeur de la poutre ; h : hauteur utile de la poutre

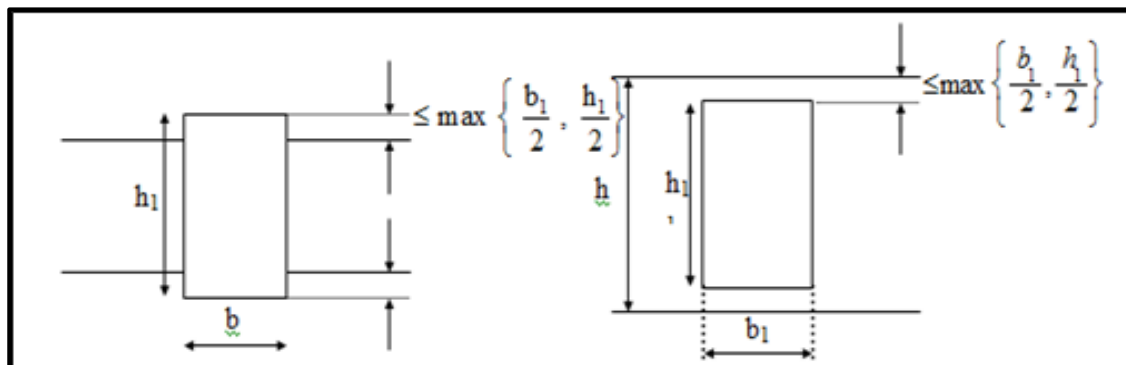


Figure II-3 : Section de la poutre.

D'après le BAEL 91, les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

- Hauteur : $L/15 \leq h_t \leq L/10$
Avec L : la portée de la poutre.
- Largeur : $0,3 h_t \leq b \leq 0,5 h_t$

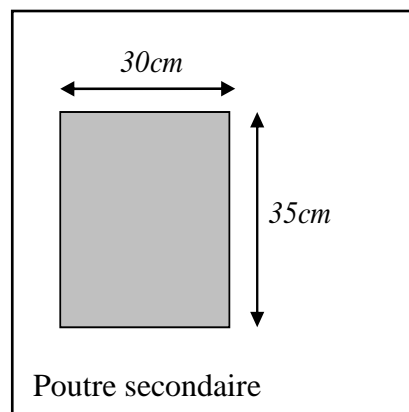
a) Poutres secondaires :

- Hauteur : $L_{\max}/15 \leq h_t \leq L_{\max}/10$
 $(375)/15 \leq h_t \leq (375)/10$
 $25 \leq h_t \leq 37.5$

On prend : $h_t = 35 \text{ cm}$

- Largeur : $0.3 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$

$10.5 \leq b \leq 24.5$; On prend : $b = 30 \text{ cm}$



-Vérification suivant RPA99/version 2003.

- $b \geq 20cm$ on $a : b = 30cm$ Condition vérifiée.
- $h_t \geq 30cm$ on $a : h_t = 35cm$ Condition vérifiée.
- $\frac{h_t}{b} \leq 4.0 \Rightarrow \frac{h_t}{b} = 1.17 \leq 4.0$ Condition vérifiée.
- $b_{max} \leq 1.5 h + b = 82.5 \Rightarrow b_{max} = 35cm < 82.5$ Condition vérifiée.

b) Poutres principales:

-Hauteur :

$$L_{max} / 15 \leq h_t \leq L_{max} / 10$$

$$(390) / 15 \leq h_t \leq (390) / 10$$

$$26 \leq h_t \leq 39$$

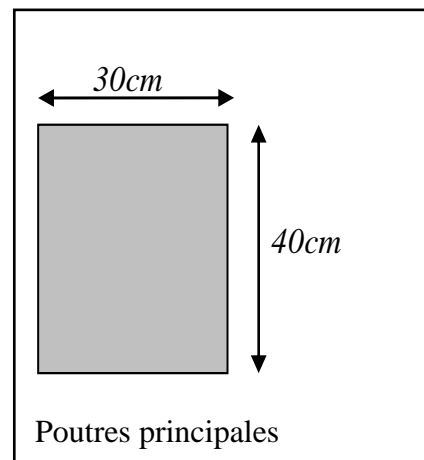
On prend : $h_t = 40cm$

-Largeur :

$$0.3 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

$$12 \leq b \leq 28$$

On prend : $b = 30cm$



-Vérification suivant RPA99/version 2003.

- $b \geq 20cm$ on $a : b = 30cm$ Condition vérifiée.
- $h_t \geq 30cm$ on $a : h_t = 40cm$Condition vérifiée.
- $\frac{h_t}{b} \leq 4.0 \Rightarrow \frac{h_t}{b} = 1.35 \leq 4.0$ Condition vérifiée.
- $b_{max} \leq 1.5 h + b = 90 \Rightarrow b_{max} = 40cm < 90$... Condition vérifiée.

-Tableau de Dimensions des poutres

poutres	Sections cm ²
principales	(30×40)
secondaires	(30×35)

Tableau II .3 : Dimensions des poutres

II.4- Pré-dimensionnement des poteaux : Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes : l'article.7.4.1 du RPA99/version 2003.

-En zone I, les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$-Min(b_1 ; h_1) \geq 25 \text{ cm} ; \quad Min(b_1 ; h_1) \geq h_e/20 \text{ et } \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$$

Où : b_1 est la largeur de la section du poteau, h_1 est la longueur de la section du poteau.

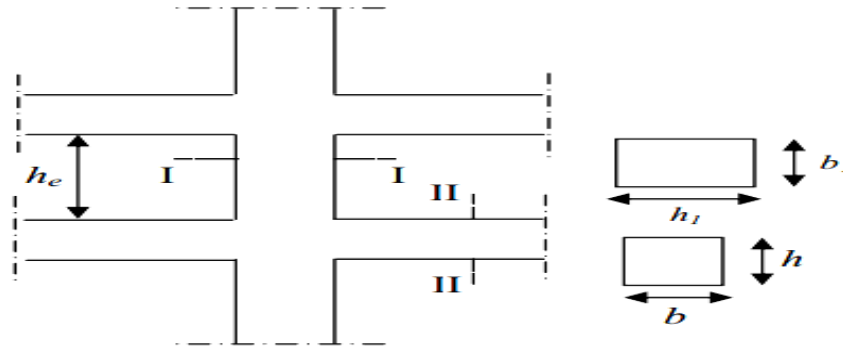


Figure II.4 : Coffrage des poteaux

-Selon les règles (BAEL) on a : $l_f = 0.7 \times h_0$

$h_0 =$ la hauteur d'étage = $3.06 - 0.45 = 2.61$

$l_f = 0.7 \times 2.61 = 1.827 \text{ m}$; $\text{Max}(\lambda_x, \lambda_y) \leq 70$

$\lambda_x = 3.46 \times l_f / b_i$; $\lambda_y = 3.46 \times l_f / h_i$

b_i : parallèle à l'axe x ; h_i : parallèle à l'axe y

$h_i = b_i \geq 3.46 \times (l_f/70) \Rightarrow h_i = b_i \geq 3.46 \times (1.827/70) = 9.03 \text{ cm}$

On prend pour comme un pré dimensionnement une section carrée de :

- 40 cm × 40 cm Pour les poteaux des étages (RDC, 1^{er}, 2, et 3^{ème} étage) ;
- 30 cm × 30 cm Pour les poteaux des étages (4, 5, 6 et 7^{ème} étage).

- Vérification suivant RPA99/version 2003 :

- Les sections de (40 cm × 40 cm) pour (RDC, 1^{er}, 2, et 3^{ème} étage).
 - $\text{Min}(40;40) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.
 - $\text{Min}(40;40) \geq \frac{306}{20} \Rightarrow 40 \text{ cm} \geq 15.30 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.
 - $\frac{1}{4} \leq \frac{40}{40} \leq 4 \Rightarrow 0.25 \leq 1 \leq 4 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.
- Les sections de (30 cm × 30 cm) pour (4, 5, 6 et 7^{ème} étage).
 - $\text{Min}(30;30) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.
 - $\text{Min}(30;30) \geq \frac{306}{20} \Rightarrow 30 \text{ cm} \geq 15.30 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.
 - $\frac{1}{4} \leq \frac{30}{30} \leq 4 \Rightarrow 0.25 \leq 1 \leq 4 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

On adopte comme un pré dimensionnement une section carrée de :

- 40 cm × 40 cm Pour les poteaux des étages (RDC, 1^{er}, 2, et 3^{ème} étage) ;
- 30 cm × 30 cm Pour les poteaux des étages (4, 5, 6 et 7^{ème} étage).

II.5- Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments principaux porteurs ayant deux dimensions grandes par rapport à l'autre appelée épaisseur.

Le pré-dimensionnement des voiles en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du RPA99 ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

On considère comme voile l'élément satisfaisant à la condition : $L \geq 4a$

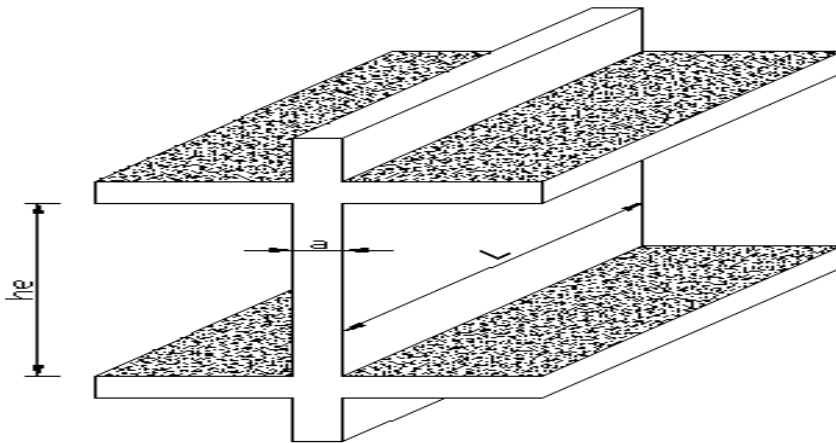


Figure II.5 : Coupe voile en élévation.

L'épaisseur minimale est de 15cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Dans notre étude on a pour :

$$a \geq \max \left\{ a_{\min} ; \frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20} \right\}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306 - 20}{20} = 14,3 \text{ cm}$$

Donc, on adopte pour tous les niveaux un voile de : $a = 15 \text{ cm}$.

Avec :

$\left\{ \begin{array}{l} L : \text{La longueur du voile ;} \\ a : \text{L'épaisseur du voile ;} \\ h_e : \text{Hauteur libre d'étage.} \end{array} \right.$

II.6- Pré-dimensionnement des escaliers :

Un escalier est un élément non structural constitué de gradins et d'une dalle inclinée, permettant le passage d'un niveau à un autre avec une ou des dalles horizontales constituant les paliers.

Pour notre étude, un seul type d'escaliers est utilisé : les escaliers droits à deux volées.

-Schéma d'escalier

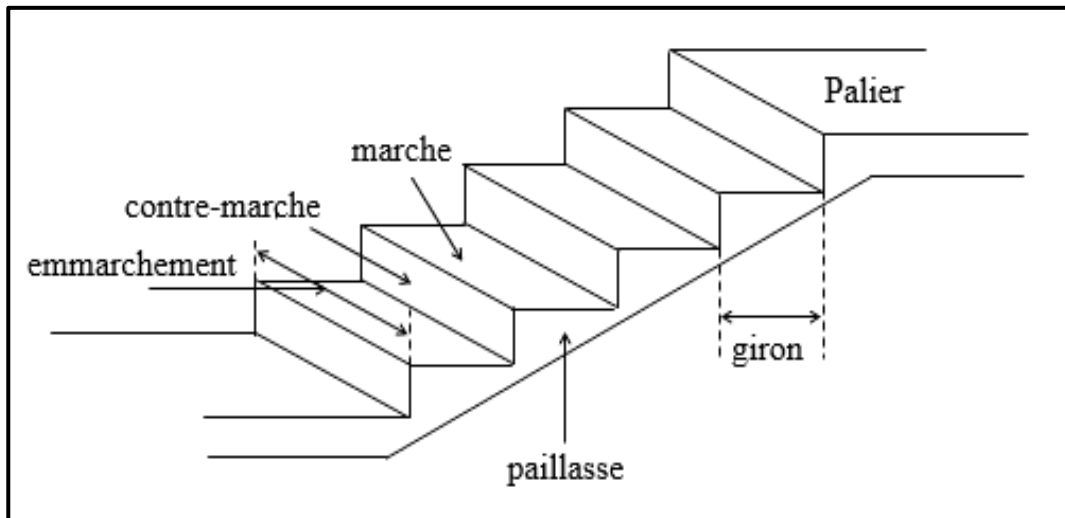


Figure II.6 : schéma d'escalier.

II.6.1- Pré dimensionnement de l'escalier (schéma statique) :

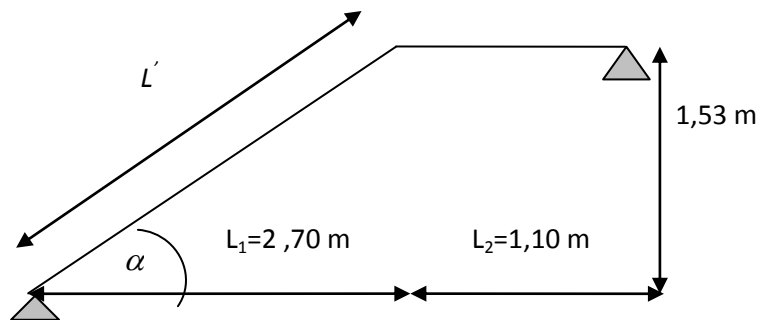


Figure II.6.1: schéma statique de l'escalier

Pour assurer le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet de pré-dimensionner convenablement notre escalier.

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

Avec : $14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$

$$28 \text{ cm} \leq g \leq 36 \text{ cm}$$

On prend : $h = 17 \text{ cm}$

$$g = 30 \text{ cm}$$

Nombre de contre marches (n) : $n = \frac{H}{h}$.

- Nombre des marches : $m = n - 1$
- Ligne de foulée représente la trajectoire que suivait une personne qui monte l'escalier; elle est toujours tracée à 50 cm du collet.

Application :

Soit :

- $h = 17 \text{ cm}$.
- $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$.
- $m = (n - 1) = 8$.
- $g = 30 \text{ cm}$.

$$59 \text{ cm} \leq (g + 2h) = 30 + (2 \times 17) \leq 64 \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \leq 64 \text{ cm} . \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}.$$

- L'emmarchement est de 120 cm.

$$\text{La longueur de ligne de foulée: } l = g(n - 1) = 30(9 - 1) = 240 \text{ cm}$$

II.6.2- Pré dimensionnement de la pailasse et du palier :

Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités et dont l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \text{ avec : } L' : \text{Longueur en plan de la volée}$$

$$\text{On a: } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{H}{L_1} = \frac{17}{30} = \frac{153}{270} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,539^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{270}{0,870} = 310 [\text{cm}]$$

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \Rightarrow \frac{310}{30} \leq e \leq \frac{310}{20} \Rightarrow 10,33 \leq e \leq 15,5 \text{ cm} \text{ On adopte: } e = 15 \text{ cm}.$$

II.7- Pré-dimensionnement de l'acrotère :

Le rôle de l'acrotère est d'assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible, la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales et de protéger le gravier de la poussée du vent d'où il forme un écran.

- La surface de l'acrotère est : $S = (0.6 \times 0.1) + (0.02 \times 0.1 \times 0.5) + (0.08 \times 0.1) = 0.069 \text{ m}^2$.

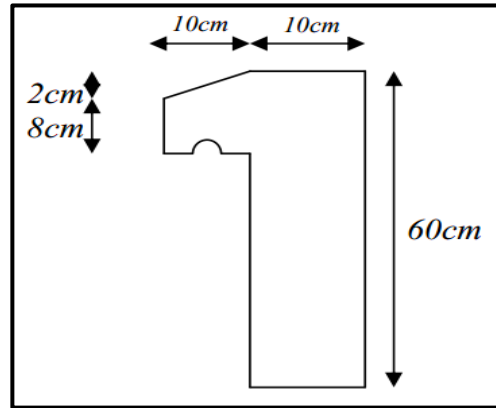


Figure II.7 : Schéma d'acrotère

II.8-Pré-dimensionnement de la dalle machine:

Les dimensions de notre cage d'ascenseur sont $L_x = 2.00 \text{ m}$ et $L_y = 2.60 \text{ m}$, supportant au maximum 6 personnes à la fois.

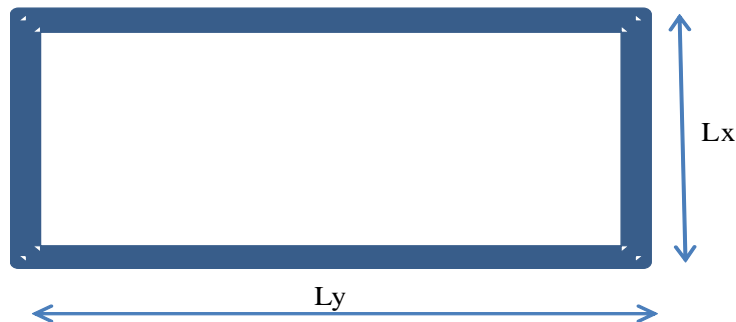


Figure II.8 : dimensions cage d'ascenseur

-Deux conditions à vérifier

- **Condition de résistance à la flexion :**

Dalle reposant sur quatre appuis : $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ Alors : $\frac{200}{50} \leq e \leq \frac{200}{40}$

$\Rightarrow 4 \text{ cm} \leq e \leq 5 \text{ cm}$ Soit $e = 4 \text{ cm}$

-Condition de l'E.N.A : L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25 \text{ cm}$, donc on prend : $e = 25 \text{ cm}$

$e = \max(4 \text{ cm}, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$, On adopte pour la dalle machine un épaisseur : $e = 25 \text{ cm}$

III. Evaluation et descente des charges

III.1-Evaluation des charges et surcharges :

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

- Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).
- **Charges permanentes G (DTR B.C.2.2) :**

Les charges permanentes sont obtenues à partir des dimensions géométriques des éléments et des ouvrages, déduits des plans et du poids volumiques des matériaux qui les constituent.

- **Poids volumiques des matériaux:**

Matériaux	Poids volumique (KN/m ³)	Matériaux	Poids volumique (KN/m ³)
Béton armé	25	Gravier	20
Enduit en ciment	18	Sable	18
Isolation thermique	4	Plâtre	15
Carrelage	22	Forme de pente	20
Briques creuses	9	Etanchéité	6

Tableau III.1.1 : Poids volumiques des matériaux.

-Surcharges d'exploitations Q (DTR B.C.2.2) :

Nature du local	Surcharges Q (KN/m ²)
Plancher terrasse (non accessible)	1
Plancher Etage courant	1.5
Escalier courant (accessible au public)	2.5
balcon	3.5

Tableau III.1.2 : Surcharges d'exploitations.

III.2- Détermination des charges et surcharges:

III.2.1- Charges permanentes :

a)- Plancher « terrasse » : On a, la charge $G = \rho e$

ρ : Poids volumique :

e : l'épaisseur de l'élément

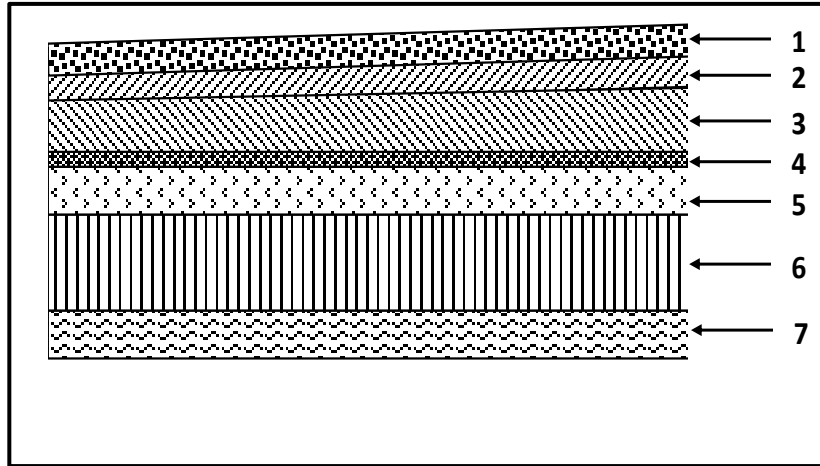


Figure.III.2.1.a: Eléments constituant le plancher-terrasse.

D'où le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Couche de gravier	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Béton en forme de pente	0,06	22	1,32
4	Feuille de polyane	/	/	0,01
5	Isolation thermique	0,04	4	0,16
6	Dalle en corps creux	0,20	0,14	2,8
7	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				G = 5,46

b)-Plancher "étage – courant" :

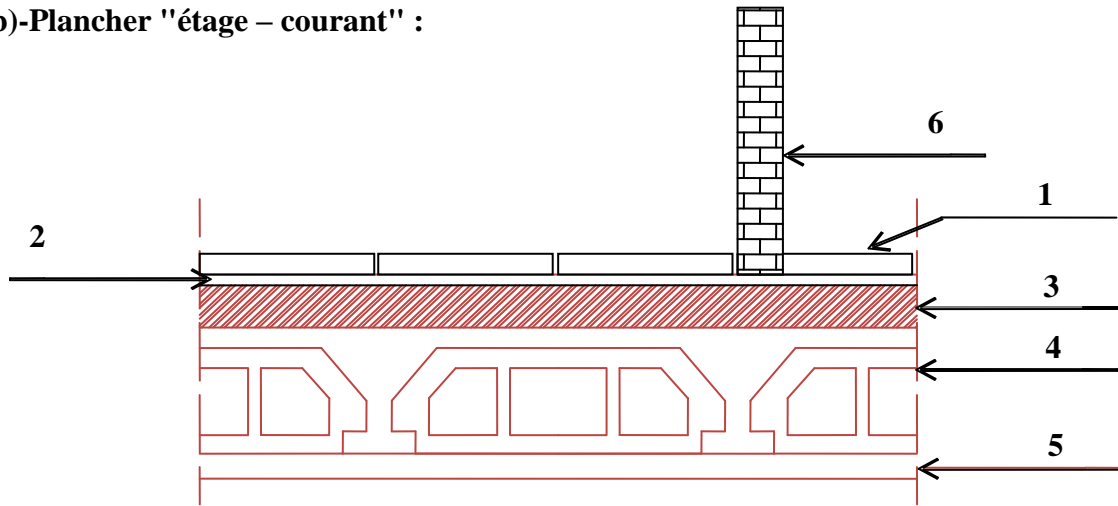


Figure.III.2.1.b:Eléments constituant le plancher « étage-courant »

D'où le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle en corps creux	0,20	0,14	2,8
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
6	Cloisons de séparation interne	0,1	9	0,9
				G = 5,10

c)-Maçonnerie :

- Murs extérieurs : d'où le tableau suivant -

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
2	Briques creuses	0,1	9	0,9
3	Lame d'aire	0,05	-	-
4	Briques creuses	0,1	9	0,9
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				G = 2,44

- Murs intérieurs : d'où le tableau suivant -

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
2	Briques creuses	0,1	9	0,9
3	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
				G = 1,3

d)- Balcon (dalle pleine) :

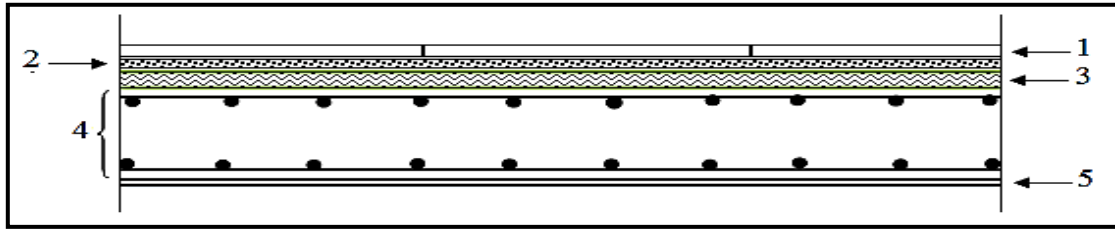


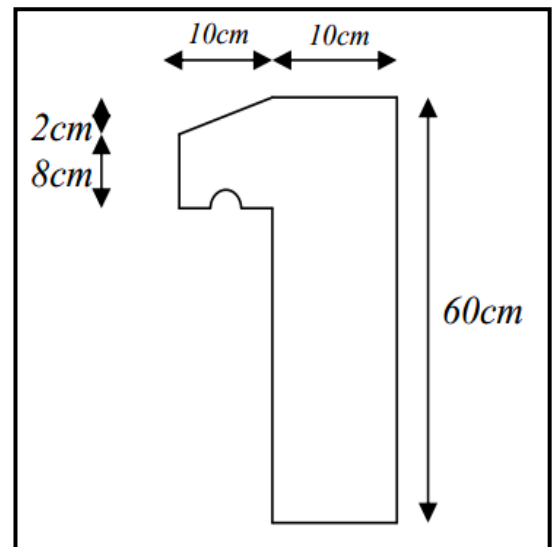
Figure.III.2.1.d: Composants d'un balcon(dalle pleine).

D'où le tableau suivant :

Les Compositions	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids Surfaccique (KN/m ²)
1-Carrelage	0.02	22	0,44
2-Mortier de pose	0.02	20	0,40
3-Lit de sable	0.02	18	0.36
4-Dalle pleine	0.15	25	3.75
5-Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G = 5.31 KN/m²

e)- L'acrotère : l'acrotère est un élément complémentaire de plancher terrasse ayant pour objectif l'étanchéité et notamment la protection. L'acrotère travaille à la flexion composée puisque les sollicitations à prendre en compte sont celles dues à : L'effort normal due au poids propre et une poussée horizontale due à l'application d'une force exercée par la main courante estimée à 1KN/ml.

-Les dimensions de l'acrotère sont Représentées sur la figure III.2.1.e:



-La surface de l'acrotère est :

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.02 \times 0.1 \times 0.5) + (0.08 \times 0.1)$$

$$S = 0.069 \text{ m}^2.$$

-Le poids propre de l'acrotère est :

$$G_1 (0.069 \times 2500) = 1.72 \text{ kN /m.}$$

-Le poids de l'enduit en ciment est :

$$G_2 (0.02 \times 18) (0.6+0.5+0.2+0.1+0.08) = 0.53 \text{ KN /m.}$$

Figure.III.2.1.e: Coupe verticale de l'acrotère

$$G = G_1 + G_2 \rightarrow G = 2.25 \text{ KN/m Avec : } Q = 1 \text{ KN/m}$$

III.2.2-Tableau des surcharges d’exploitations:

Eléments	Surcharges
Acrotère	1KN/m ²
Plancher terrasse inaccessible	1KN/m ²
Plancher étage courant (habitation)	1,5 KN/m ²
Les escaliers	2,5 KN/m ²
plancher bas d’étage RDC	3,5 KN/m ²

Tableau III.2.2 les surcharges d’exploitations:

III.3-La descente des charges:

III.3.1-Introduction : la descente des charges est l’opération qui consiste à déterminer toutes les charges et les surcharges provenant à un élément porteur de la structure, depuis le dernier niveau jusqu’à la fondation. Afin d’assurer la résistance et la stabilité de l’ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s’avèrent nécessaire, et ainsi la vérification de leur section proposé, on aura à considérer :

- Le poids propre de l’élément.
- La charge de plancher qu’il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère.....).

-Les charges permanentes: La descente de charges dû aux poids propre peut s'effectue en considérant pour chaque poteau son poids propre ainsi que la charge des autres éléments rapportés sur lui.

-Les charges d'exploitation: Les charges d'exploitation de chaque poteau seront réduites pour faire compte la loi de dégression "DTR".

III.3.2-Loi de descente des charges sur les poteaux :

Comme il est rare que toutes les charges d’exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage.

III.3.3-Loi de dégression : DTR B.C.2.2 (Art 6.3 page 16-17)

Soit : Q_0 la charge d’exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment ;

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, \dots, Q_n$ les charges d’exploitation respectives des planchers des étages (1,2,3...n) numérotés à partir du sommet du bâtiment .

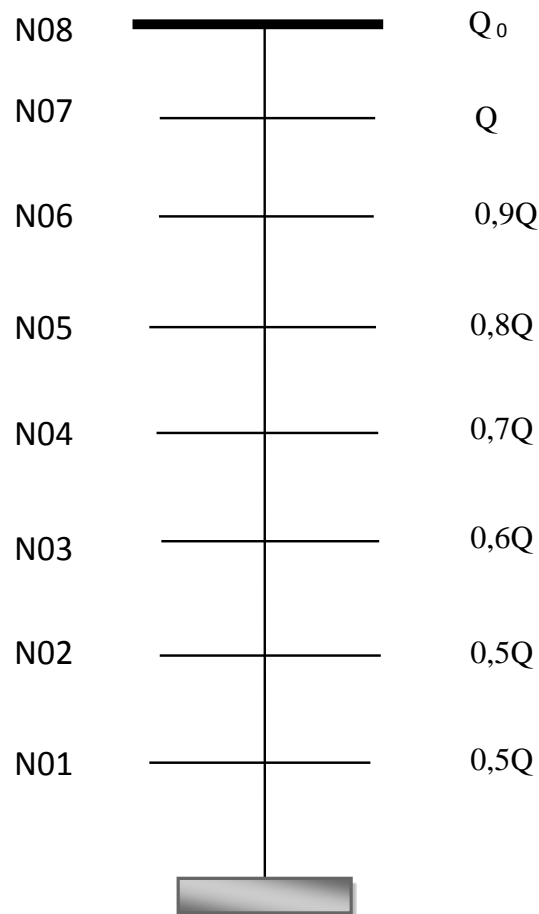
On adoptera pour le calcul des points d’appui les charges d’exploitation suivantes :

- Sous toit ou terrasse..... Q_0
- Sous dernier étage (étage1)..... Q_0+Q_1
- Sous étage immédiatement inférieur
- (étage2)..... $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$
- (étage3)..... $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$
- (étage4)..... $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
- (étage n)..... $(3 + n)/2n (Q_1+Q_2+Q_3+\dots Q_n)$
- Le coefficient $(3 + n)/2n$,étant valable pour $n \geq 5$.

-Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression ci-dessus est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour le toit ou terrasse : Q_0
- Pour le dernier étage : Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q$

Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).



Dégression des surcharges d'exploitation Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages

III. 3.4 Descente des charges sur les poteaux

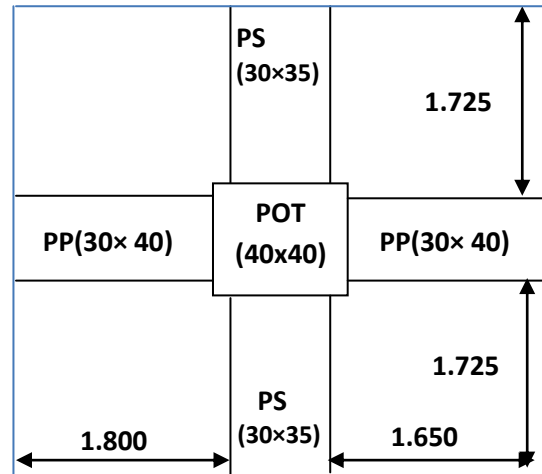
- Poteau intermédiaire (B-2) :

$$SG=(1.800+1.650)(1.725+1.725)=11.902m^2$$

$$SQ=(1.800+0.300+1.650)(1.725+0.300+1.725)$$

$$SQ=14.063m^2$$

$$SQ1=(14.063)-(0.400 \times 0.400)=13.903m$$



Poteau intermédiaire (B-2)

Niveau	Elément		G (KN)	Q (KN)
0-0	Plancher Terrasse :	11.902×5.460	64.984	14.063×1
	Poutre principale	(0,30×0,40)×3.45×25	10.350	
	Poutre secondaire	(0,30×0,35)×3.45×25	9.056	
Total			84.390	14.063

Niveau	Elément		G (KN)	Q (KN)
1-1	Revenant 0-0	/	80.122	
	Plancher courant	5.100×11.902	60.700	
	Poutre principale	(0,30×0,40)×3.45×25	10.350	
	Poutre secondaire	(0,30×0,35)×3.45×25	9.056	
	Poteau	0,30×0,30×3.06×25	6.885	
	Mur intérieur	17.75x1.7	30.175	
Total			201.556	32.832

- Total niveau 2-2 G =**318.700KN** ,Q= **51.601KN**
- Total niveau 3-3 G =**435.888KN** ,Q= **68.285KN**
- Total niveau 4-4 G =**553.054KN** ,Q= **82.883KN**

Niveau	Elément		G (KN)	Q (KN)
5-5	Revenant 4-4	/	553.054	
	Plancher courant	5.100×11.902	60.700	
	Poutre principale	(0,30×0,40)×3.45×25	10.350	
	Poutre secondaire	(0,30×0,35)×3.45×25	9.056	
	Poteau	0,40×0,40×3.06×25	12.24	
	Mur intérieur	17.75x1.7	30.175	
Total			675.575	95.396

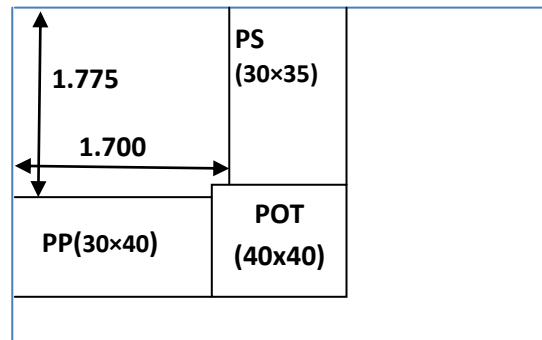
- Total niveau 6-6 $G = 798.096KN, Q = 105.823KN$
- Total niveau 7-7 $G = 920.617KN, Q = 116.250KN$
- Total niveau 8-8 $G = 932.857KN, Q = 116.250KN$

- Poteau d'angle (A-1) :

$$SG = (1.700)(1.775) = 3.017m^2$$

$$SQ = (1.700 + 0.300)(1.775 + 0.300) = 4.150m^2$$

$$SQ1 = (4.150) - (0.400 \times 0.400) = 3.990 m$$



Poteau d'angle (A-1)

Niveau	Elément		G (KN)	Q (KN)
0-0	Acrotère	3.325×2.240	7.448	4.150×1
	Plancher Terrasse	3.017×5.460	16.470	
	Poutre principale	(0,30×0,40)×1.600×25	4.800	
	Poutre secondaire	(0,30×0,35)×1.725×25	4.528	
Total			33.246	4.150

Niveau	Elément		G (KN)	Q (KN)
1-1	Revenant 0-0	/	33.246	
	Plancher courant	5.100×3.017	15.386	
	Poutre principale	(0,30×0,40)×1.600×25	4.800	
	Poutre secondaire	(0,30×0,35)×1.725×25	4.528	
	Poteau	(0,30×0,30)×3.06×25	6.885	
	Mur extérieur	9.010×2.44	21.986	
Total			82031	9.540

- Total niveau 2-2 $G = 135.616KN$, $Q = 14.926KN$
- Total niveau 3-3 $G = 189.201KN$, $Q = 19.714KN$
- Total niveau 4-4 $G = 242.786KN$, $Q = 23.900KN$

Niveau	Elément		G (KN)	Q (KN)
5-5	Revenant 4-4	/	242.786	
	Plancher courant	5.100×3.017	15.386	
	Poutre principale	(0,30×0,40)×1.600×25	4.800	
	Poutre secondaire	(0,30×0,35)×1.725×25	4.528	
	Poteau	(0,30×0,30)×3.06×25	6.885	
	Mur extérieur	9.010×2.44	21.986	
Total			301.726	27.491

- Total niveau 6-6 $G = 360.666KN$, $Q = 30.483KN$
- Total niveau 7-7 $G = 419.606KN$, $Q = 33.475KN$
- Total niveau 8-8 $G = 431.846KN$, $Q = 33.475KN$

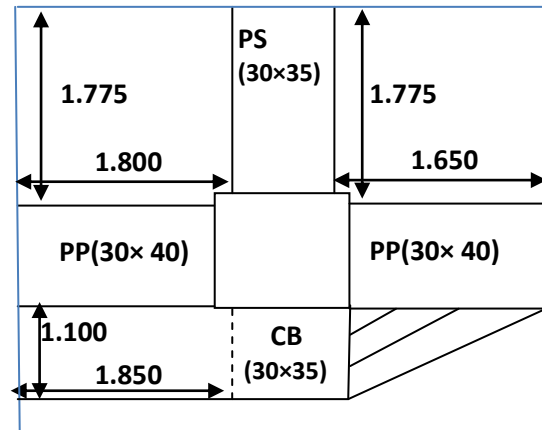
- Poteau de rive (B-1) :

$$SQ=(1.850+0.300)(1.100)+(1.800 +0.300+1.650)(1.775+0.300) =\mathbf{10.146m}$$

$$SG=(1.850)(1.100) +(1.800+1.650) (1.775)$$

$$SG=\mathbf{8.158m^2}$$

$$SQ1=(10.146)-(0.400\times 0.400)=\mathbf{9.986m}$$



Poteau de rive (B-1)

1.750Niveau	Elément	Désignation	G (KN)	Q (KN)
0-0	Acrotère	4.6×2.250	10.350	10.146×1
	Plancher Terrasse	8.158×5.460	44.540	
	Poutre principale	(0,30×0,40)×3.5×25	10.500	
	Poutre secondaire	(0,30×0,35)×2.875×25	7.546	
Total			72.936	10.146

Niveau	Elément		G (KN)	Q (KN)
1-1	Revenant 0-0	/	72.936	
	Plancher courant	5.100×8.158	41.605	
	Poutre principale	(0,30×0,40)×3.5×25	10.500	
	Poutre secondaire	(0,30×0,35)×2.875×25	7.546	
	Poteau	0,30×0,30×3.06×25	6.885	
	Mur extérieur	(1.75+1.6)2.71×2.44	22.151	
	Mur intérieur	(1.675×2.71)1.3	5.901	
	Balcon	(1.850×1.1)×5.31	10.805	
Total			178.328	23.627

- Total niveau 2-2 $G =\mathbf{283.721KN}$, $Q= \mathbf{37.108KN}$
- Total niveau 3-3 $G =\mathbf{389.114KN}$, $Q= \mathbf{49.019KN}$
- Total niveau 4-4 $G =\mathbf{494.508KN}$, $Q= \mathbf{59.504KN}$

Niveau	Elément		G (KN)	Q (KN)
5-5	Revenant 4-4	/	494.508	
	Plancher courant	5.100×8.158	41.605	
	Poutre principale	(0,30×0,40)×3.5×25	10.500	
	Poutre secondaire	(0,30×0,35)×2.875×25	7.546	
	Poteau	0,30×0,30×3.06×25	6.885	
	Mur extérieur	(1.75+1.6)2.71×2.44	22.151	
	Mur intérieur	(1.675×2.71)1.3	5.901	
	Balcon	(1.850×1.1)×5.31	10.805	
Total			605.256	68.490

- Total niveau 6-6 $G = 716.000KN, Q = 75.979KN$
- Total niveau 7-7 $G = 826.752KN, Q = 83.468KN$
- Total niveau 8-8 $G = 838.992KN, Q = 83.468KN$

III. 3.4.1 Vérification de la section de poteau (Article B.8.4.1, BAEL 91) :

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq N_{u \text{ lim}}$$

$$D'où : N_{u \text{ lim}} = \alpha \left\{ \frac{B_r F_{c28}}{0.9\gamma_b} + A_s \frac{F_e}{\gamma_s} \right\}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

Avec :

- N_u : effort normal ultime (compression).
- A_s : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul en (cm²).
- f_e : Limite d'élasticité des aciers en (MPa).
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton.: Coefficient de sécurité pour le béton.
 - $\gamma_b = 1.5$ Situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier.
 - $\gamma_s = 1.15$ Situation durable.
- α : Coefficient en fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs :
 - $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left\{ \frac{\lambda}{35} \right\}^2}$ Pour $\lambda \leq 50$
 - $\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$ Pour $50 < \lambda \leq 70$

- λ : L'élancement mécanique.

$$\bullet \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} \rightarrow \lambda = \frac{0.7L_0 \times \sqrt{12}}{\alpha}$$

D'où :

L_f : Longueur de flambement ($L_f = 0.7L_0$);

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$;

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

B : Section réduite de poteau, obtenue en déduisant de section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périmétrique en (cm²).

$$B_r = (a - 2 \text{ cm})^2$$

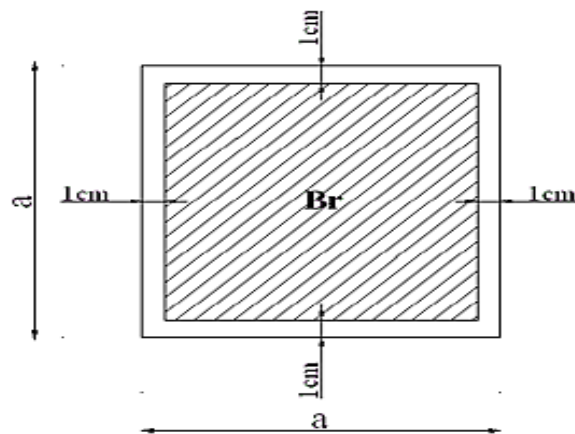


Figure III.3.4.1 : Section réduite du poteau.

D'après l'article 7.4.2.1, du RPA99/version 2003, le pourcentage minimal des armatures est de 0.7 % en zone I, on peut prendre :

$$\frac{A_s}{B_r} = 0.3\% \rightarrow A_s = 0.3\% B_r$$

Section de poteaux (cm ²)	λ	α	B_r
(30x30)	24.73	0.772	784
(40x40)	18.55	0.805	1444

Tableau III.3.4.1.1: Les valeurs de (α, B_r, λ) selon les sections des poteaux.

- Vérification des sections des poteaux.

Niveau	G (KN)	Q (KN)	Nu (KN)	Nu _{lim} (KN)	Condition
8	91.275	14.063	144.315	1121.437	vérifiée
7	208.441	32.832	330.643	1121.437	vérifiée
6	325.607	51.601	516.970	1121.437	vérifiée
5	442.773	68.285	700.170	1121.437	vérifiée
4	565.294	82.883	887.470	2273.986	vérifiée
3	687.815	95.396	1071.603	2273.986	vérifiée
2	810.336	105.823	1252.687	2273.986	vérifiée
1	932.857	116.250	1433.734	2273.986	vérifiée

Tableau III.3.4.1.2: Vérification des sections des poteaux.

III. 3.4.2 Vérification vis-à-vis de flambement des poteaux (B.A.E.L 91) :

D'après la formule de l'élançement λ doit être inférieur ou égale à la valeur suivante : $\lambda \leq 50$

- Pour les poteaux des sections (30 x 30), longueur libre $l_0 = 3.06 \text{ cm}$:

$\lambda = 24.73 \leq 50$ Condition vérifiée.

- Pour les poteaux des sections (40 x 40), longueur libre $l_0 = 3.06 \text{ cm}$:

$\lambda = 18.55 \leq 50$ Condition vérifiée.

Donc : les conditions de flambement sont vérifiées pour tous les poteaux.

VI-Calcul des éléments secondaires

IV.1 Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

IV.2 Calcul de l'acrotère :

Le rôle le plus déterminant de l'acrotère c'est la sécurité au niveau de la terrasse inaccessible, l'acrotère est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre et à la poussée latérale due à la main courante.

Cette dernière entraîne des fissures et des déformations importantes la fissuration est considérée comme préjudiciable.

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 $h_t = 10 \text{ cm}$

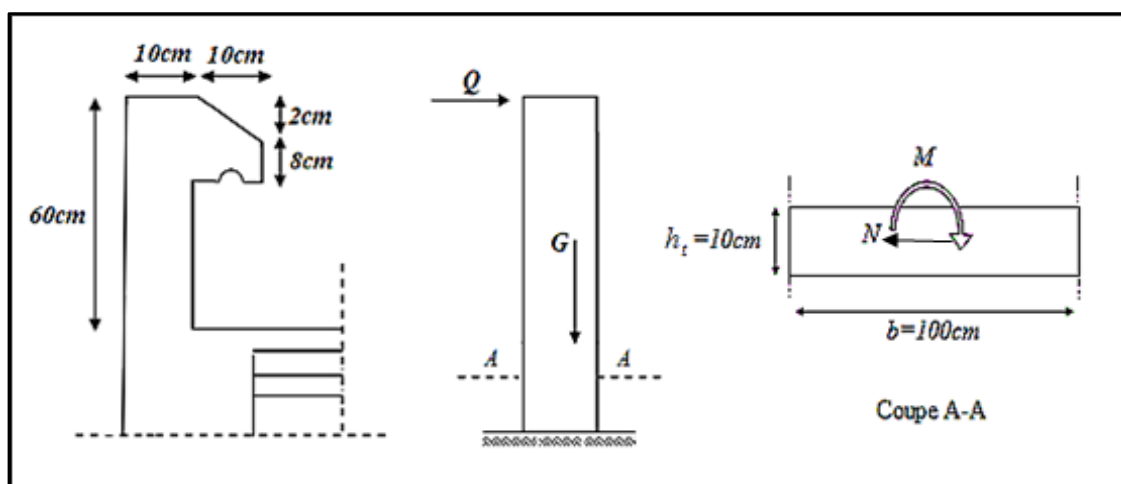


Figure.IV.2 : Sollicitation de l'acrotère.

IV.2.1 Evaluation des charges :

L'acrotère est soumis à :

- **Une charge permanente (G) :**

Comme il est déjà calculé dans le chapitre III de la présente étude, sa valeur vaut :

$$G = 2.25 \text{ KN/m}$$

- **Charge d'exploitation (Q) :**

Suite au rôle « garde-corps » de l'acrotère, ce dernier est soumis, selon l'article 7.7 du **DTR B.C.2.2**, à la charge variable suivante :

$$Q = 1 \text{ KN/m (poussée de la main courante).}$$

• **L'action des forces horizontales (F_p) :**

D'après l'article.6.2.3 du **RPA99/version 2003**, les éléments secondaires sont calculés sous l'action des forces horizontales par la formule suivante :

$$F_p = 4A.C_p.W_p$$

Avec :

- A Coefficient d'accélération de la zone sismique.
- C_p Facteur de la force horizontale.
- W_p Poids de l'élément.

Dans notre cas la valeur de $A = 0.1$ (zone sismique I, group d'usage II), la valeur de $C_p = 0.8$ (tableau 6.1, du **RPA99/version 2003**), le poids propre de l'acrotère

$$W_p = G = 2.25 \text{ KN/m} \text{ Donc } : F_p = 4AC_pW_p \Rightarrow F_p = 4 \times 0.1 \times 0.8 \times 2.25 = 0.72 \text{ KN/m}$$

$$F_p = 0.72 \text{ KN/m} < Q = 1 \text{ KN/m} \text{ donc en prend la surcharge } Q = 1 \text{ KN/m.}$$

IV.2.2 Calcul des sollicitations :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, elle est sollicitée par l'effort normal N et le moment M dû à la charge horizontale.

$$N = G = 2.25 \text{ KN/m} , V = Q = 1 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Donc } : M = Q.H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

• **Sollicitation et combinaison d'action :** Sous l'action des charges d'exploitation

$$N_G : \text{effort de compression due au poids (G)} : N_G = G = 2.25 \text{ KN/ml}$$

$$M_G : \text{moment créé par } N_G : M_G = N_G \times l = 0 \quad (l : \text{bras de levier} = 0)$$

$$N_Q : \text{l'effort dû à la surcharge Q} : N_Q = 0$$

$$M_Q : \text{le moment créé par la charge } M_Q = Q \times L = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

• **Etat limite ultime (ELU) :**

$$N_u = 1.35N_G = 1.35 \times 2.25 = 3.04 \text{ KN}$$

$$V_u = 1.5V = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5Q.H = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

• **Etat limite service (ELS) :**

$$N_{ser} = N = 2.25 \text{ KN} \quad V_{ser} = V = 1 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Q.H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

	$N \text{ (KN)}$	$V \text{ (KN)}$	$M \text{ (KN.m)}$
ELU	3.04	1.5	0.9
ELS	2.25	1	0.6

Tableau IV.2.2 : Actions et sollicitations agissant sur l'acrotère.

IV.2.3 Calcul du ferrailage : Le ferrailage sera donné par mètre linéaire, celui-ci devra assurer la résistance d'une pièce rectangulaire (100 x 10) cm² soumise à une flexion composée.

IV.2.3.1 Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$\bullet \text{ Calcule à l'ELU : } \begin{cases} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.04} = 0.30 \text{ m} \\ \frac{h_t}{2} - C_1 = \frac{0.1}{2} - 0.03 = 0.02 \text{ m} \end{cases}$$

D'où : $e_0 > \frac{h_t}{2} - C_1 \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limité par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée. elle sera calculé en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_f) puis on se ramène à la flexion composée.

IV.2.3.2 Détermination des armatures

$$\bullet \text{ En flexion simple : } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h_t}{2} - C_1 \right) = 0.9 + 3.04 \times 0.02 = 0.96 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.20 \text{ MPa} \quad , \quad \mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.0138 \text{ tel que } d = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0174 ; \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.993 \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{s,f} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 0.396 \text{ cm}^2 \text{ (Section fictive).}$$

$$\bullet \text{ En flexion composée : } A_s = A_{s,f} - \frac{N}{100 \sigma_s} = 0.331 \text{ cm}^2 \text{ (Section réelle).}$$

IV.2.3.3 Vérification de la condition de non fragilité : Article (B.7.4) du BAEL91

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} ; A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors on prend : } A_s = \max(A_{s,f} ; A_{\min}) \Rightarrow A_s = A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$$

Le choix est de **4HA8** dont la section est égale à **2.01 cm²**

Espacement des armatures : $S_t \leq \min(30, 33) \text{ cm} = 30 \text{ cm} \Rightarrow$ soit $S_t = 25 \text{ cm}$.

IV.2.3.4 Armature de répartition :

$$A_{\text{rép}} = \frac{A_{\text{adp}}}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } 4\phi 6 \text{ dont la section est égale à } 1.13 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures :

$$S_t \leq \min(40, 45) \text{ cm} = 40 \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm} \quad \text{On adopte un espacement } S_t = 18 \text{ cm}$$

IV.2.4 Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})\right) = 201.63 \text{ MPa} \quad \dots \text{ Fissuration préjudiciable}$$

IV.2.4.1 Calcul des contraintes σ_{bc} et σ_s :

a) **Béton** : La section n'a pas d'armature comprimée, $A'_s = 0$

- Position de l'axe neutre y_1 :

$$\frac{b}{2} y_1^2 - n \cdot A_s (d - y_1) = 0 \text{ Donc : } y_1 = 1.82 \text{ cm}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I_x = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + n \cdot A_s (d - y_1)^2 \text{ Donc : } I_x = 1009.95 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y_1}{I_x} = 1.08 \text{ MPa}$$

b) **Acier** : $\sigma_s = \frac{n \cdot M_{ser}}{I_x} (d - y_1) = 46.16 \text{ MPa}$

IV.2.4.2 Vérification des contraintes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow \sigma_s = 46.16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

IV.2.5 Vérification au cisaillement :

Suivant l'article A.5.1.1 des règles **BAEL91**, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}, \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0.021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

- Cela veut dire que ce n'est pas nécessaire de prévoir des armatures transversales.

IV.2.6 Schéma de ferrailage : Le schéma de ferrailage est détaillé dans la Figure suivante :

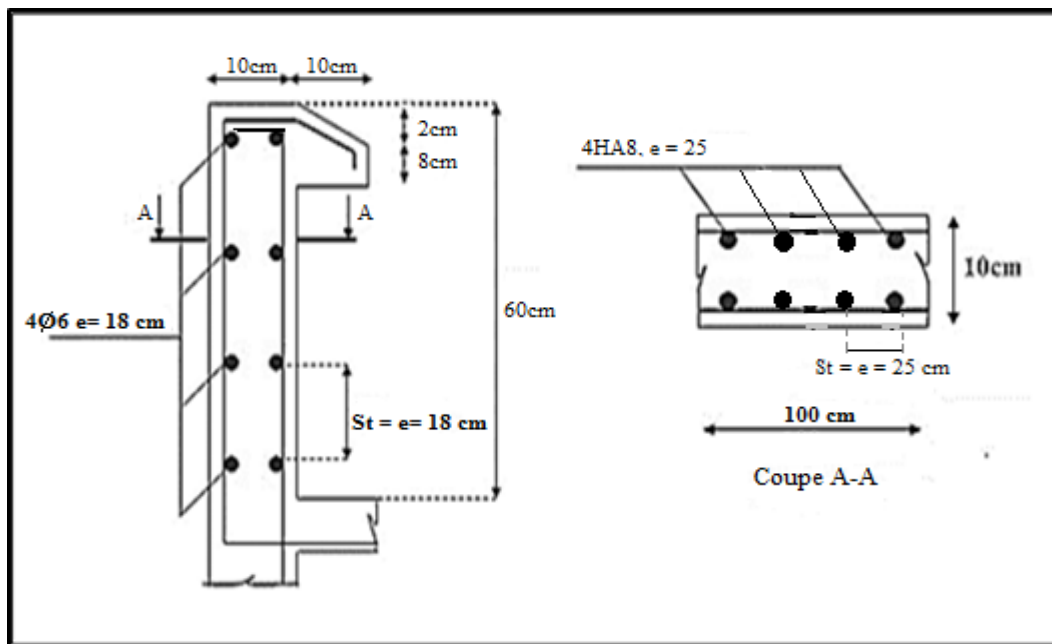


Figure.IV.2.6: Schéma de ferrailage d'acrotère.

IV.3- Calcul des escaliers :

IV.3.1-Définition : Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Notre structure comporte un escalier à deux volées; il est constitué de paillasse, palier de repos et d'un palier d'étage courant.

Les paillasse sont assimilées dans le calcul à des poutres isostatiques.

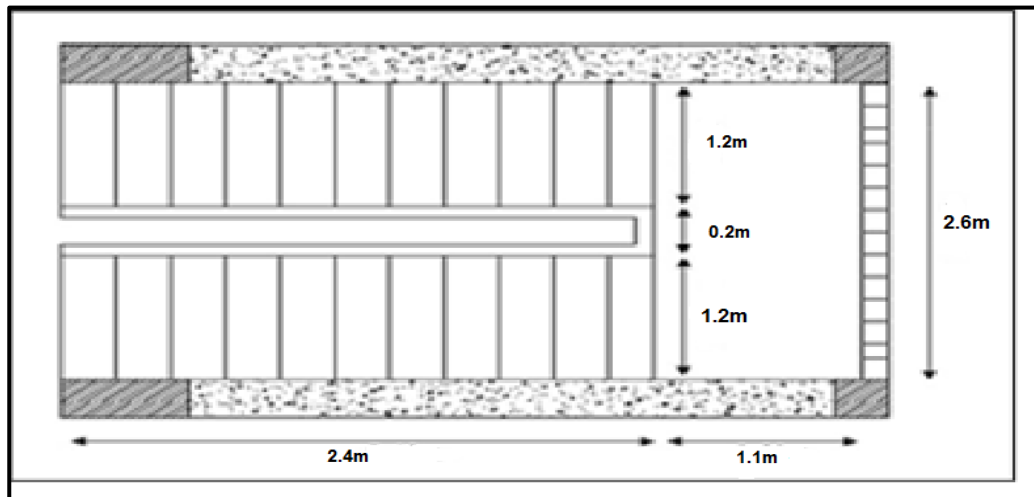


Figure IV.3.1 : Dessin en plan de l'escalier.

IV.3.1.2- Terminologie :

- g : giron.
- h : hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur d'une volée.
- ℓ : longueur de la paillasse projetée.
- ℓ_2 : largeur de palier.
- L : la somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle des deux paliers.

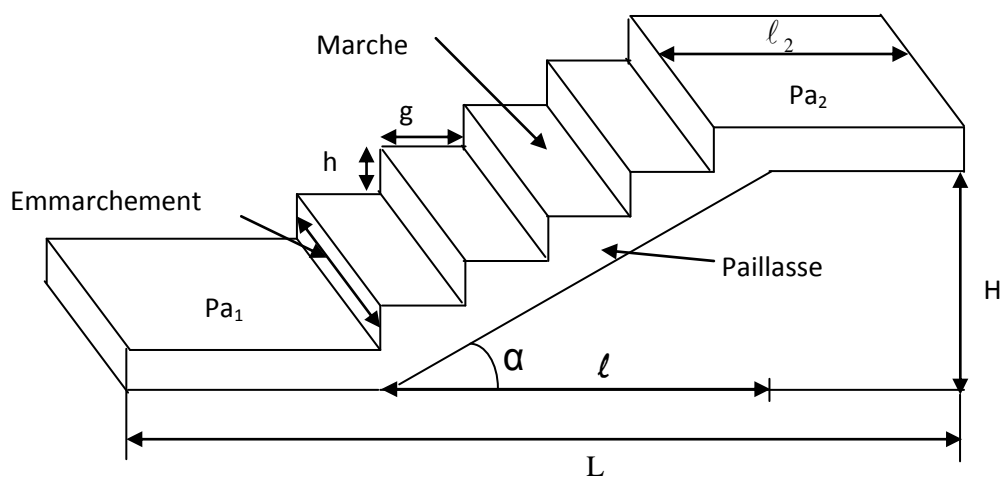


Figure IV.3.1.2: Schéma de l'escalier

IV.3.2- Pré dimensionnement de l'escalier (schéma statique) :

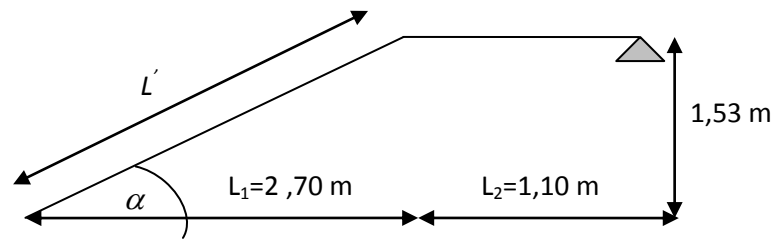


Figure IV.3.2 : schéma statique

-Pour assurer le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet de pré-dimensionner convenablement notre escalier.

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm} \text{ Avec : } 14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$$

$$28 \text{ cm} \leq g \leq 36 \text{ cm} \text{ On prend : } h = 17 \text{ cm, } g = 30 \text{ cm}$$

-Nombre de contre marches (n) : $n = \frac{H}{h}$.

- Nombre de marches : $m = n - 1$

Ligne de foulée représente la trajectoire que suivait une personne qui monte l'escalier; elle est toujours tracée à 50 cm du collet.

Application :

$$\text{Soit : } h = 17 \text{ cm, } n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9.$$

$$m = (n - 1) = 8.$$

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

$$59 \text{ cm} \leq (g + 2h) = 30 + (2 \times 17) \leq 64 \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \leq 64 \text{ cm.} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

L'emmarchement est de 120 cm.

$$\text{La longueur de ligne de foulée: } l = g(n - 1) = 30(9 - 1) = 240 \text{ cm}$$

IV.3.2.1 Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités et dont l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \text{ avec : } L' : \text{Longueur en plan de la volée}$$

$$\text{On a : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{H}{L_1} = \frac{17}{30} = \frac{153}{270} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,539^\circ$$

$$\operatorname{cos} \alpha = \frac{L_1}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L_1}{\operatorname{cos} \alpha} = \frac{270}{0,870} = 310 [\text{cm}]$$

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \Rightarrow \frac{310}{30} \leq e \leq \frac{310}{20} \Rightarrow 10,33 \leq e \leq 15,5 \text{ cm On adopte: } e = 15 \text{ cm.}$$

IV.3.3-Evaluation des charges :

a) Charge permanente :

- **Le palier :**

Désignation	e(m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Poids propre Palier	0.15	25	3.75
Revêtement	0.01	20	0.2
Total			4.790

Poids total du palier : **G1 = 4.790 KN/m²**

- **La paillasse :**

Désignation	e(m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	22	0.44
Poids propre Paillasse	0.15/ cosα	25	4.3
Revêtement	0.02	22	0.44
Garde-corps	/	/	0.1
Poids propre des marches	0.17/2	22	1.87
Total			7.59

Poids total de la Paillasse : **G1= 7.59 KN/m²**

b) Charge d'exploitation : Q = 2,5 KN/m².

- **Le palier :**

Charge permanente : G = 4.79 KN/m²

Charge d'exploitation : Q = 2.5 KN/m²

- **La paillasse :**

Charge permanente : G = 7.59 KN/m²

Charge d'exploitation : Q = 2.5 KN/m²

IV.3.4 Combinaisons des charges :

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

- Pour le palier :

E.L.U : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.22 \text{ KN/m}$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 7.29 \text{ KN/m}$

- Pour la paillasse :

E.L.U : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 13.99 \text{ KN/m}$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 10.09 \text{ KN/m}$

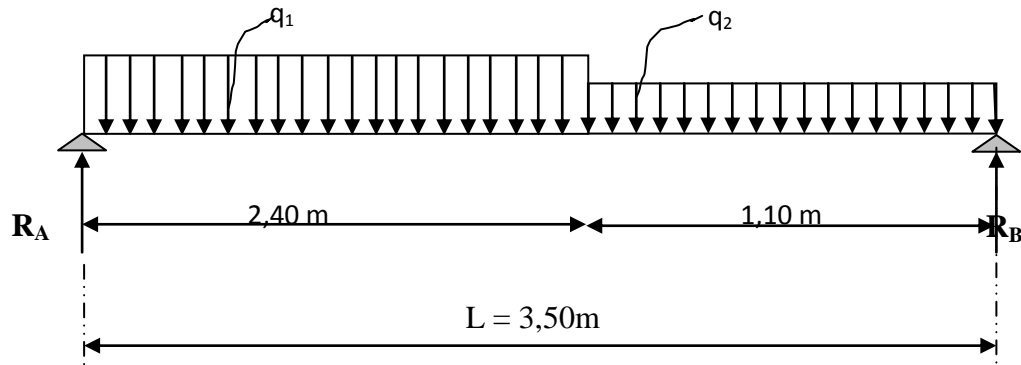


Figure IV.3.4 : Schéma statique de calcul de l'escalier

La charge équivalente : $q_{\acute{e}q} = \frac{q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$

Avec :

q_1 : La charge du paillasse.

q_2 : La charge du palier.

- Etat limite ultime (ELU) : $q_{\acute{e}q_u} = \frac{q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2} = \frac{13.99 \times 2.40 + 10.22 \times 1.10}{2.40 + 1.10}$

$q_{\acute{e}q_u} = 12.805 \text{ KN/m}$

• Etat limite service (ELS) : $q_{\acute{e}q_s} = \frac{q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2} = \frac{10.09 \times 2.40 + 7.29 \times 1.10}{2.40 + 1.10}$

$q_{\acute{e}q_s} = 9.765 \text{ KN/m}$

IV.3.5-Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants :

On prend une bande de 1 mètre linéaire

-Le moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{\acute{e}q} \cdot L^2}{8}$

-Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$

-Moment sur appuis : $M_a = 0.5M_0$

-L'effort tranchant : $V = \frac{q_{\acute{e}q} \cdot L}{2}$

Les efforts internes de l'escalier sont donnés par le tableau IV.3.5:

	$M_0 \text{ (KN.m)}$	$M_t \text{ (KN.m)}$	$M_a \text{ (KN.m)}$	$V \text{ (KN)}$
ELU	19.608	16.667	9.530	22.411
ELS	14.953	12.710	7.477	17.089

Tableau IV.3.5 : Calcul des moments et effort tranchant à l'ELU et à l'ELS (escalier).

IV.3.6-Ferraillage des escaliers

IV.3.6.1-Ferraillage en travée :

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

Les données sont : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bu} = 14.20 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$;
 $f_e = 400 \text{ MPa}$; $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 0.9h = 13.5 \text{ cm}$.

- **Calcul à l'ELU :**

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.082 \text{ ; } \mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.106, \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.960$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 4.354 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :** d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st} = 4.50 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

On va adopter en travée **5HA12** de section $A_{adp} = 5.65 \text{ cm}^2$

- **Calcul de l'espacement :**

$$S_t = \frac{b}{5} = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_{\text{rép}} = \frac{A_{adp}}{4} = 1.41 \text{ cm}^2, \text{ On a choisi : } \mathbf{4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

IV.3.6.2-Ferraillage sur appui :

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

M_{au}	μ	α	A'_s (cm^2)	β	A_{sa} (cm^2)	A_{adp} (cm^2)	S_t (cm)
9.530	0.047	0.059	0	0.977	2.61	4HA10=3.14	25

Tableau IV.3.6.1:Ferraillage sur appui à l'ELU(escalier).

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{sa} = 2.61 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

- **Armature de répartition :**

$$A_{\text{rép}} = \frac{A_{adp}}{4} = 0.785 \text{ cm}^2. \text{ On choisit : } \mathbf{4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

• **Vérification des contraintes de cisaillement (ELU) :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration non préjudiciable})$$

Avec : $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{22.411 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.166 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires pour ce cas.

IV.3.6.3-Vérification des contraintes à l'état limite de service (ELS) :

La fissuration est considérée comme non préjudiciable, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s

La vérification de la contrainte de compression de béton σ_{bc} n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec :} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

• **En travée :**

$$\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec :} \quad \gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = 1.311$$

$\alpha = 0.102 < \alpha_l = 0.4906$ condition vérifiée.

• **Sur appui :**

$$\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec :} \quad \gamma = \frac{M_{au}}{M_{aser}} = 1.275$$

$\alpha = 0.059 < \alpha_l = 0.387$ condition vérifiée.

Donc aucune vérification des contraintes à l'ELS.

IV.3.6.4-Schéma de ferrailage :

Le schéma de ferrailage est détaillé dans la Figure suivante :

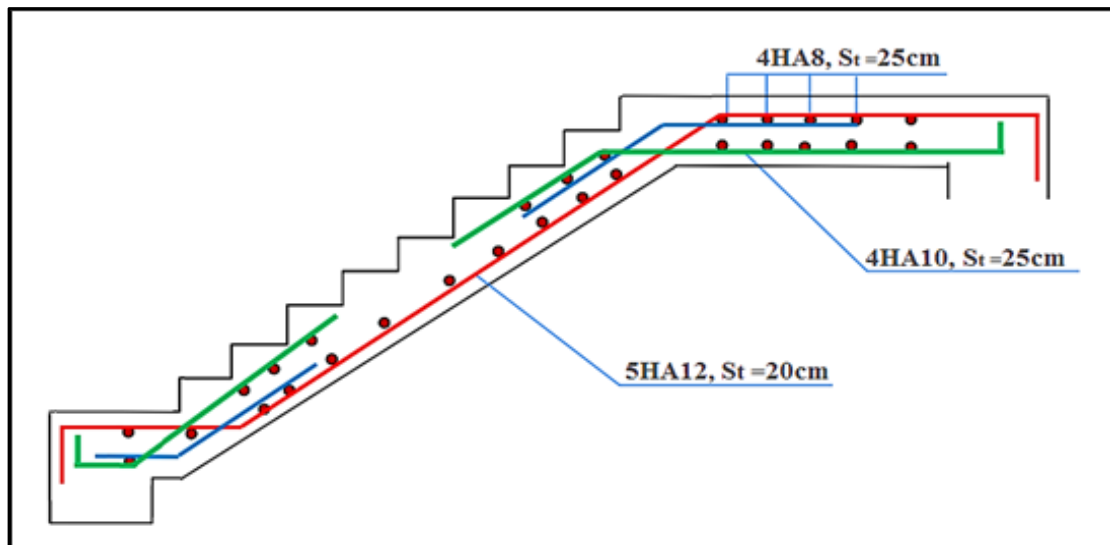


Figure III.3.6.4 : Schéma de Ferrailage d'escalier.

IV.3.7-Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est soumise simultanément à la flexion simple due à son poids propres, et à la torsion due au moment sur appui du palier de repos. Le calcul de cette poutre sera mené comme si elle est horizontale et bi-encastée à ses deux extrémités dans les poteaux de l'ossature porteuse.

IV.3.7.1-Pré-dimensionnement :

-Selon le BAEL 91 :La hauteur h et la largeur b de la poutre palière doit être :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ Avec : } L = 260 \text{ cm} \Rightarrow \frac{260}{15} \leq h \leq \frac{260}{10}$$

On prend : $h = 30 \text{ cm}$,

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \text{ Avec : } h = 30 \text{ cm} \Rightarrow 9 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On prend : $b = 25 \text{ cm}$.

- **Vérification suivant le RPA99/version 2003 :**

- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1.2 < 4 \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

La section de la poutre palière sera donc de $(25 \times 30) \text{ cm}^2$.

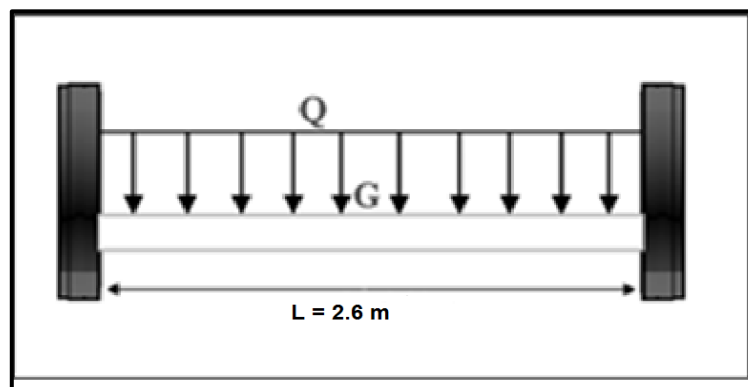


Figure IV.3.7.1: Schéma statique de la poutre palière.

IV.3.7.2-Evaluation des charges

- **Charge permanente (G) :**

Le poids propre de la poutre : $G_1 = 0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.875 \text{ KN/m}$.

Le poids du mur extérieur : $G_2 = 2.1 \times 2.6 \times 1.53 = 7.371 \text{ KN/m}$.

Donc le poids propre total sera : $G = G_1 + G_2 = 9.246 \text{ KN/m}$.

- **Charge d'exploitation (Q) :**

Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

- **La réaction du palier due à l'escalier (R) :**

Les réactions du palier sur la poutre : $R = q_{eq} L / 2$

$$R_u = 12.805 (3.5) / 2 = 22.409 \text{ KN/m}$$

$$R_s = 9.765 (3.5)/2 = 17.089 \text{ KN/m}$$

IV.3.7.3-Combinaison des charges :

E.L.U : $q_u = 1.35G + 1.5Q + R = 34.891 \text{ KN/m}$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q + R = 26.335 \text{ KN/m}$

IV.3.7.4-Calcul des efforts internes :

- Le moment fléchissant : $M_0 = M(x) = \frac{q \cdot L^2}{8}$

- Effort tranchant : $V = V(x) = \frac{q \cdot L}{2}$

- Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$

- Moment sur appuis : $M_a = 0.3M_0$

- Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	V (KN)
E.L.U	39.252	33.364	11.776	52.337
E.L.S	29.649	25.202	8.895	39.503

Tableau IV.3.7.4: Moments et l'effort tranchants (P. Palière).

IV.3.7.5-Ferraillage sous sollicitations de flexion simple :

La fissuration est considérée comme non préjudiciable, le ferraillage de la poutre palière est fait en flexion simple à l'ELU. Sachant que :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bu} = 14.20 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$b = 25 \text{ cm} ; h = 30 \text{ cm} ; d = 0.9h = 27 \text{ cm}.$$

IV.3.7.5.a-Ferraillage en travée :

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.130$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.175 , \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.930$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 3.818 \text{ cm}^2$$

- On adopte **3HA14** avec $A_{adp} = 4.62 \text{ cm}^2$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} \text{ (BAEL91 Article (B.7.4))}$$

$$A_{st} \geq A_{\min} = 0.5\% b \cdot h \text{ (RPA99/version2003)}$$

Donc :

$$A_{st} \left\{ \begin{array}{l} = 3.818 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.81 \text{ cm}^2 \text{ (BAEL91)} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ = 3.818 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.75 \text{ cm}^2 \text{ (RPA99)} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

IV.3.7.5.b-Ferrailage sur appui :

$$\mu = \frac{M_{au}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.019, \mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.023 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.991, A_{sa} = \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 1.264 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{sa} \geq A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} \text{ (BAEL91 Article (B.7.4))}$$

Donc : $A_{sa} = 1.264 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.81 \text{ cm}^2$ (BAEL91) ... Condition vérifiée.

On adopte **3HA14** avec $A_{adp} = 4.62 \text{ cm}^2$

IV.3.7.6-Calcul des armatures transversales :

D'après le RPA99/version2003, la quantité d'armatures transversales minimales est donnée par l'expression suivante : $A_t = 0.003 S_t \cdot b$

$$\text{Avec : } S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\frac{30}{4}; 1.4 \times 12\right) \Rightarrow S_t = 7.5 \text{ cm}$$

$A_t = 0.003 \times 7.5 \times 30 = 0.67 \text{ cm}^2$, dans la zone nodale on adopte 2HA8 = 1 cm^2 .

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}, \text{ dans la zone courante.}$$

$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$, donc on adopter 4HA8 = 2.01 cm^2 .

IV.3.7.7-Vérification au cisaillement (ELU) :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Sachant que la contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{52.337 \times 10^3}{250 \times 270} = 0.775 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

IV.3.7.8-Vérification à l'état limite de service (ELS) :

Aucune vérification à l'ELS si : $\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

- **En travée :** $\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = \frac{33.60}{29.64} = 1.324, \alpha = 0.175 < \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.412$

Fissuration non préjudiciable, Donc aucune vérification à l'ELS à effectuer.

- **Sur appui :** $\gamma = \frac{M_{au}}{M_{aser}} = \frac{11.776}{8.895} = 1.324, \alpha = 0.023 < \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.412$

Donc aucune vérification à l'ELS à effectuer.

IV.3.7.9-Vérification de la flèche : BAEL91 Article (B.6.5, 1)

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{260} = 0.115 > \frac{1}{16} = 0.0665 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{30}{260} = 0.115 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.085 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.
- $\frac{A_{adp}}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{25 \times 27} = 0.0068 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots$ Condition vérifiée

IV.3.7.10-Ferraillage sous sollicitations de torsion

- **Calcul de la contrainte tangentielle de torsion :**

Selon l'article (A.5.4.2) des règles BAEL91, l'contrainte de cisaillement dû à la torsion pour une section pleine se calcule comme suit :

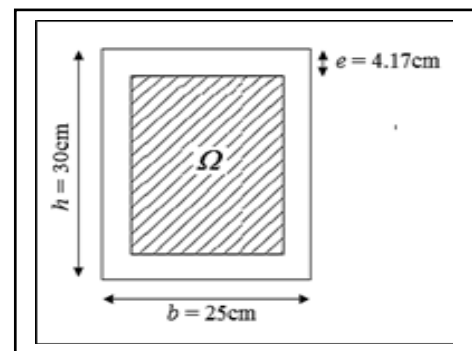
$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} \text{ (Formule de Rausch)}$$

Avec : M_{tor} :Le moment de torsion, dont il est égal à :

$$M_{tro} = M_{au} \text{ (Escalier)} = 9.530KN.m$$

e : Epaisseur de la paroi en point ou on l'on calcule.

$$e = \frac{b}{6} = 4.17 \text{ cm } \Omega : \text{L'aire du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi (aire hachuré).}$$



$$\Omega = (h - e) (b - e) = 538.04 \text{ cm}^2. \text{Donc : } \tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{9.530 \times 10^3}{2 \times 538.04 \times 4.17} = 2.124 \text{ MPa}$$

- **Vérification des contraintes tangentielles :**

L'article A.5.4.3 des règles BAEL91 recommande de faire la vérification suivante :

$$\sqrt{\tau_u^2 + \tau_{tor}^2} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa (Section pleine).}$$

$$\text{Donc : } \sqrt{\tau_u^2 + \tau_{tor}^2} = \sqrt{0.775^2 + 2.124^2} = 2.261 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Détermination des armatures de torsion**

- **Les armatures longitudinales :**

Suivant la règle des coutures décrit par l'article A.5.3.1 des règles BAEL91 on a :

$$A_L = \frac{\mu \cdot M_{tor}}{2 \Omega \cdot \sigma_s} \text{ Avec : } \mu : \text{Le périmètre de l'aire } \Omega, \text{ et qui se calcul comme suit :}$$

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] = 93.32 \text{ cm} \text{ Donc : } A_L = \frac{\mu \cdot M_{tor}}{2 \Omega \cdot \sigma_s} = 2.373 \text{ cm}^2.$$

- **Les armatures transversales :**

Selon la même règle on a : $A_T = \frac{M_{tor} \cdot S_t}{2 \Omega \cdot \sigma_s}$ On prend un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$.

$$\text{Donc : } A_T = \frac{M_{tor} \cdot S_t}{2 \Omega \cdot \sigma_s} = \frac{9.530 \times 10^3 \times 15}{2 \times 538.04 \times 348} = 0.382 \text{ cm}^2$$

-Pourcentage minimale des armatures : (BAEL91)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\sum A_L \cdot f_e}{e \cdot \mu} \geq 0.4MPa \Rightarrow \frac{2.373 \times 400}{4.17 \times 93.32} = 2.424 > 0.40MPa \dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_T \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0.4MPa \Rightarrow \frac{0.382 \times 400}{25 \times 15} = 0.407 > 0.40MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Ferrailage total : Comme la flexion simple et la torsion, sollicitent concomitamment la poutre palière, on doit superposer les deux ferrillages de flexion et de torsion :

- **Armatures longitudinales :** $A_L^{tot} = A_s + A_L$

Les résultats sont donnés dans le tableau III.8 :

	A_s (cm ²)	A_L (cm ²)	A_L^{tot} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	3.84	2.97	6.81	5HA14=7.70
Appui	1.37	2.97	4.34	5HA14=4.62

Tableau IV.3.7.10.a: Valeurs des Armatures longitudinales (P. Palière).

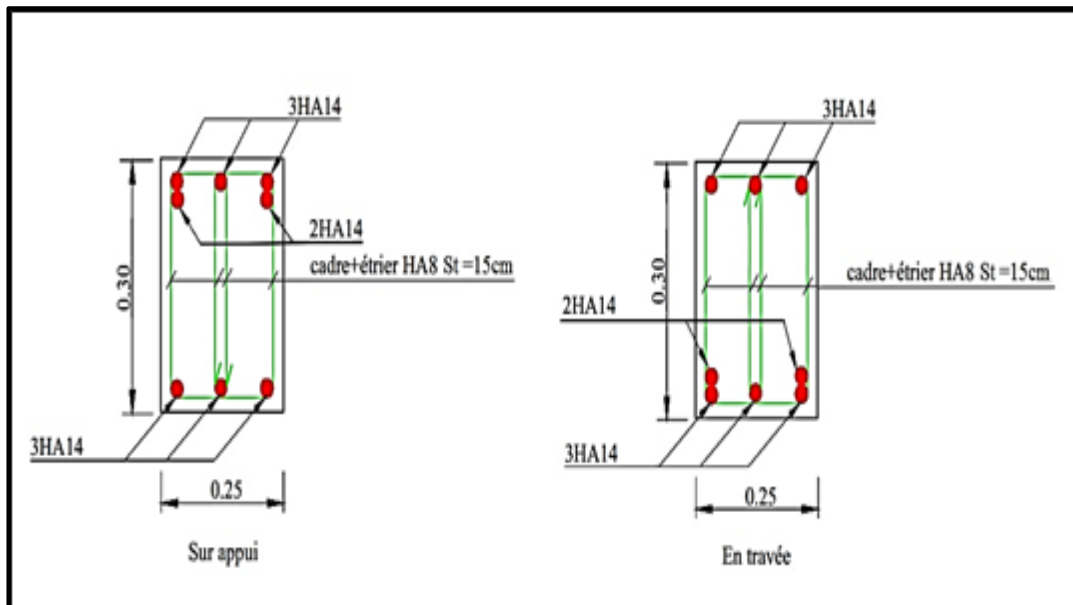
-**Armatures transversales :** $A_T^{tot} = A_t + A_T$

$A_t = 1.35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.83 \text{ cm}^2$ (BAEL91,) Donc : $A_T^{tot} = 1.35 + 0.382 = 1.732 \text{ cm}^2$

On adopte alors pour les armatures transversales 4HA8 avec $A_{adp} = 2.01 \text{ cm}^2$

IV.3.7.11- Schéma de ferrailage de la poutre palière :

Le schéma de ferrailage est détaillé dans la Figure suivante :



FigureIV.3.7.11 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

IV.4-Calcul des planchers :

Notre structure présente des planchers à corps creux associés à des poutrelles fabriquées sur chantier disposées suivant la petite portée.

Le plancher joue le rôle de deux fonctions principales :

- La résistance au chargement
- L'isolation thermique et acoustique satisfaisante entre les différents étages.

Pour notre bâtiment on adopte des planchers à « **corps-creux** » de 20cm d'épaisseur avec des nervures.

IV.4.1-Méthode de calcul :

-Méthode forfaitaire :

Appliquée aux planchers à charge d'exploitation modérée

-Domaine d'application

On applique la méthode forfaitaire suivant les conditions :

1. La méthode s'applique aux « **construction courantes** » ou la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5KN/m²

$$Q \leq \max[2G ; 5KN/m^2]$$

2. Les moments d'inerties des sections sont les mêmes dans les différentes travées
3. Les portées successives sont dans un rapport compris entre « **0.8 et 1.25** »

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

-La vérification des conditions:

a) Plancher terrasse :

- $Q \leq \max [2G ; 5KN/m^2]$
- $G = 5.46 KN/m^2$
- $Q = 1 KN/m^2$
- $Q \leq \max [2 \times 5.46 ; 5] KN/m^2 \dots\dots\dots$ (Condition vérifiée)

b) Plancher d'étage courant (habitations):

- $G = 5.10 KN/m^2$
- $Q = 1.5 KN/m^2$
- $Q \leq \max [2 \times 5.10 ; 5] KN/m^2 \dots\dots\dots$ (Condition vérifiée)

La section est constante dans toutes les travées donc les moments d'inertie sont les mêmes dans différentes travées..... (Condition vérifiée)

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

375 /375	375/330	330/300	300/330	330/375	375/375
1	1.136	1.1	0.909	0.880	1

D'après les résultats du tableau ci-dessus la condition ($0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$) est vérifiée

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

IV.4.1.2-Application de la méthode :

Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$ (le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes

et d'exploitation ; en valeur non pondérée).

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

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

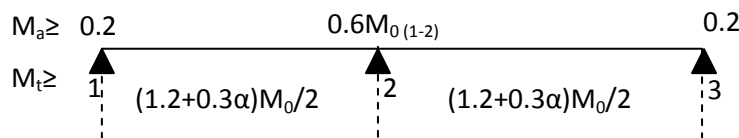
M_t : moment maximal dans la travée considérée.

D'après les règles de BAEL91-P184- les valeurs de M_t ; M_g et M_d doivent vérifier les conditions :

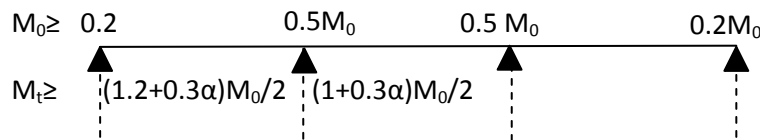
1. $M_t + \left(\frac{M_g + M_d}{2}\right) \geq \max [1.05M_{01}; (1 + 0.3\alpha)M_{01}]$
2. $\begin{cases} M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} & \text{..... 1: dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} & \text{..... 2: dans une travée de rive} \end{cases}$

-Les valeurs minimales des moments :

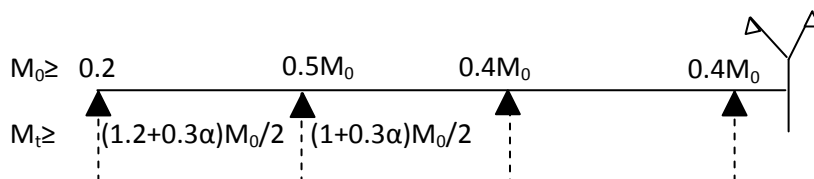
- Cas d'une poutre à deux travées : $M_{0(1-2)} = \max (M_{01} ; M_{02})$



- Cas d'une poutre à trois travées :



- Cas d'une poutre à plusieurs travées :



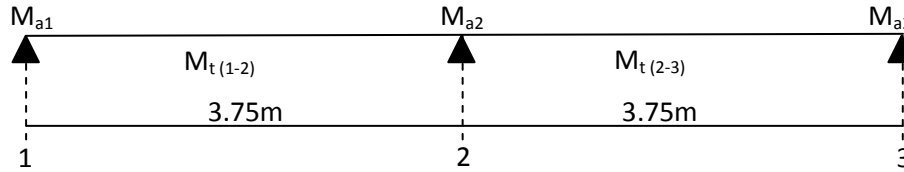
-Calcul des efforts tranchants : Les efforts tranchants sont déterminés de la manière suivante:

- Pour une travée intermédiaire on ne tient pas de la continuité, l'effort tranchant est donc pris égale à celui obtenu pour une travée isostatique.
- Pour les travées de rives l'effort tranchant est calculé en tenant compte de la Continuité on alors : $T_u = T_{iso} + (M_g - M_d)/L$
- Avec : T_{iso} : l'effort tranchant dans la section d'une travée isostatique
 $T_{iso} = q (L/2 - X)$
 M_g , M_d des moments sur les appuis de gauche est droite , sont pris avec Leurs signes. L : portée de la travée.
 Donc : $T_u = q_u (L/2 - X) + (M_g - M_d)/L$

IV.4.2-Calcul des poutrelles des planchers :

IV.4.2.1-plancher terrasse :

1^{er} Type



-Evaluation des charges : (charge sollicité sur les poutrelles)

- Charge permanente : $G=5.46 \text{ KN}/\text{m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q=1.00 \text{ KN}/\text{m}^2$
- Calcul des coefficients (les constantes)

$\alpha=Q/(Q+G)$	$(1+0.3\alpha)$	$(1+0.3\alpha)/2$	$(1.2+0.3\alpha)/2$
0.155	1.046	0.523	0.623

-Calcul à L E.L.U:

Le calcul ce fait pour une bande de largeur $b=65\text{cm}$

- Combinaison de charge : $q_u=1.35G+1.5Q$
 $q_u=(1.35 \times 5.46+1.5 \times 1.00) \cdot 0.65 = 5.766 \text{ KN/ml}$

-Calcul des moments :

- Calcul du moment isostatique :

Le moment isostatique est donnée par : $M_{0i}=q_u \cdot L_i^2/8$.

Exemple de calcul : $M_{01} = \frac{5.766 \times (3.75)^2}{8} = 10.136 \text{ KN.ml}$

Tableau des moments isostatiques

M_{01}	M_{02}
10.136 KN.m	10.136 KN.m

Tableau des moments sur appuis :

$M_{a1}=0.2M_{01}$	$M_{a2}=0.6M_{02}$	$M_{a3}=0.2M_{02}$
2.027 KN.m	6.082 KN.m	2.027 KN.m

-Calcul des moments en travées:

- Exemple de calcul
- Travée 1-2 (travée de rive)

$$M_t : \max \left\{ \begin{aligned} M_t + \left(\frac{M_g + M_d}{2} \right) &\geq \max [1.05M_{01}; (1 + 0.3\alpha)M_{01}] \\ M_t &\geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_{01}}{2} \end{aligned} \right.$$

$$\Rightarrow M_t : \max \begin{cases} M_t \geq \max \{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_{01}\} - \left(\frac{M_g + M_d}{2}\right) \\ M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha)\frac{M_{01}}{2} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_t : \max \begin{cases} M_t = 6.589 \text{ KN.m} \\ M_t = 6.315 \text{ KN.m} \end{cases} \text{ Soit : } M_{t(1-2)} = 6.589 \text{ KN.m}$$

Tableau des moments en travées:

Travée 1-2	Travée 2-3
6.589 KN.m	6.589 KN.m

-Calcul des efforts tranchants :

- Travée 1-2 (travée de rive)
- Exemple de calcul

$$T_u = q_u(L/2 - X) + (M_g - M_d)/L$$

$$X=0 \Rightarrow T_u = q_u(L/2) + (M_g - M_d)/L = 5.766(3.75/2) + (2.027 - 6.082)/3.75 = 9.730 \text{ KN}$$

$$X=L \Rightarrow T_u = -q_u(L/2) + (M_g - M_d)/L = -5.766(3.75/2) + (2.027 - 6.082)/3.75 = -11.893 \text{ KN}$$

Tableau des efforts tranchants

Travée	1-2		2-3	
	T _g (KN)	T _d (KN)	T _g (KN)	T _d (KN)
Résultat obtenue	9.730 KN	-11.893 KN	11.893 KN	-9.730 KN

- Calcul à l'E.L.S:

Le calcul ce fait pour une bande de largeur b=65cm

$$q_s = (G+Q).b$$

$$q_s = (5.46+1) 0.65 = 4.199 \text{ KN/ml}$$

- Calcul des moments isostatique :

Le moment isostatique est donnée par : $M_0 = q_s.L^2/8$.

Exemple de calcul
$$M_{01} = \frac{4.199 \times (3.75)^2}{8} = 7.381 \text{ KN.ml}$$

Tableau des moments isostatiques

M ₀₁	M ₀₂
7.381 KN.m	7.381 KN.m

Tableau des moments sur appuis :

M _{a1} =0.2M ₀	M _{a2} =0.6M ₀	M _{a3} =0.2M ₀
1.476 KN.m	4.429 KN.m	1.476 KN.m

-Calcul des moments en travées:

- Travée 1-2 (travée de rive)
- exemple de calcul

$$M_t : \max \begin{cases} M_t + \left(\frac{M_g + M_d}{2}\right) \geq \max[1.05M_{01}; (1 + 0.3\alpha)M_{01}] \\ M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha)\frac{M_{01}}{2} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_t : \max \begin{cases} M_t \geq \max\{1.05M_{01}; (1 + 0.3\alpha)M_{01}\} - \left(\frac{M_g + M_d}{2}\right) \\ M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha)\frac{M_{01}}{2} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_t : \max \begin{cases} M_t = 4.798 \text{ KN.m} \\ M_t = 4.589 \text{ KN.m} \end{cases} \text{ Soit : } M_{t(1-2)} = 4.798 \text{ KN.m}$$

Tableau des moments en travées

Travée 1-2	Travée 2-3
4.798 KN.m	4.798 KN.m

- Calcul des efforts tranchants :

- Travée 1-2 (travée de rive)
- Exemple de calcul

$$T_u = q_u(L/2 - X) + (M_g - M_d)/L$$

$$X=0 \Rightarrow T_u = q_u(L/2) + (M_g - M_d)/L = 4.199(3.75/2) + (1.476 - 4.429)/3.75 = 7.086 \text{ KN}$$

$$X=L \Rightarrow T_u = -q_u(L/2) + (M_g - M_d)/L = -4.199(3.75/2) + (1.476 - 4.429)/3.75$$

$$= -8.661 \text{ KN}$$

Tableau des efforts tranchants

Travée	1-2		2-3	
	T _g (KN)	T _d (KN)	T _g (KN)	T _d (KN)
Résultat obtenue	7.086 KN	-8.661 KN	8.661 KN	-7.086 KN

Diagramme des moments et des efforts tranchants (M , T) à l'ELU:

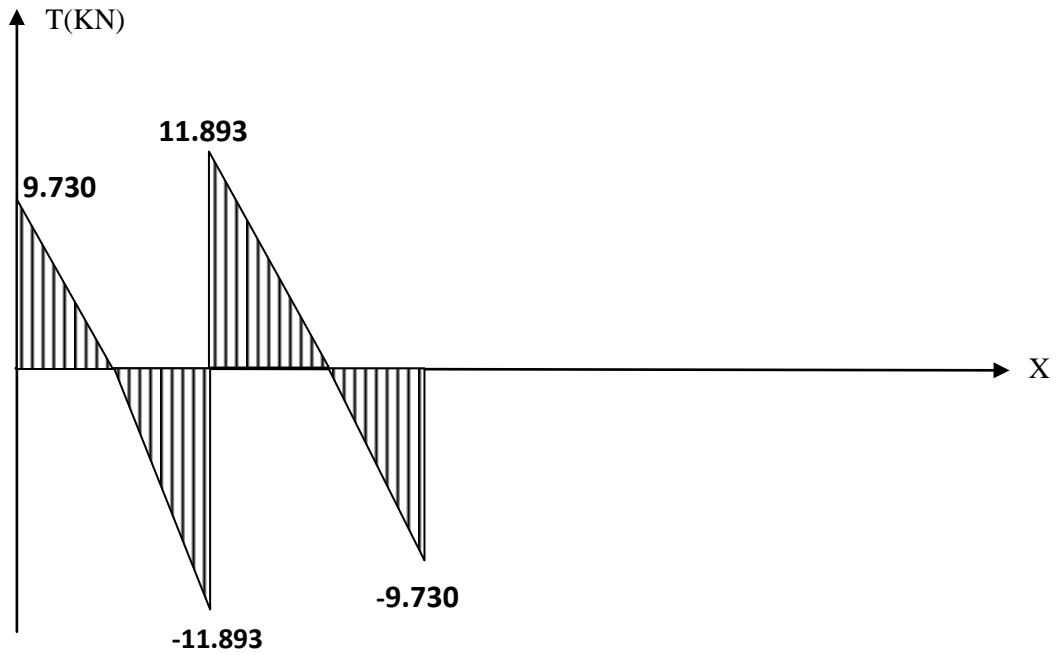


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

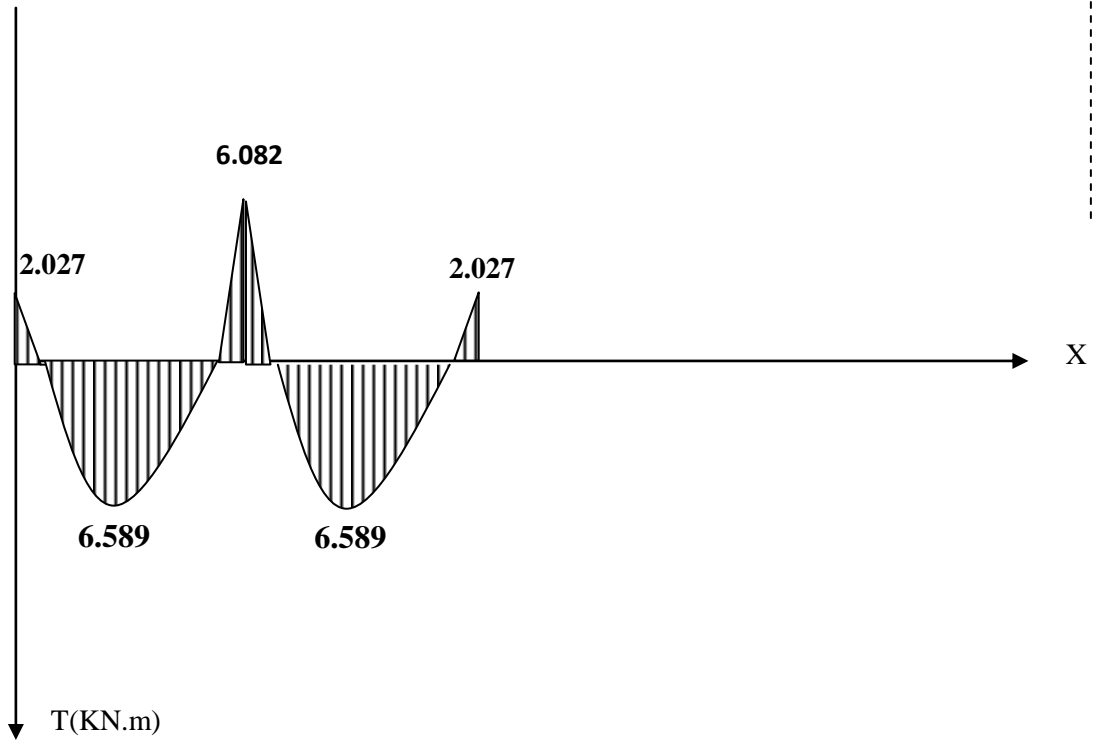


Diagramme des moments à l'ELU

Diagramme des moments et des efforts tranchants (M , T) à l'ELS:

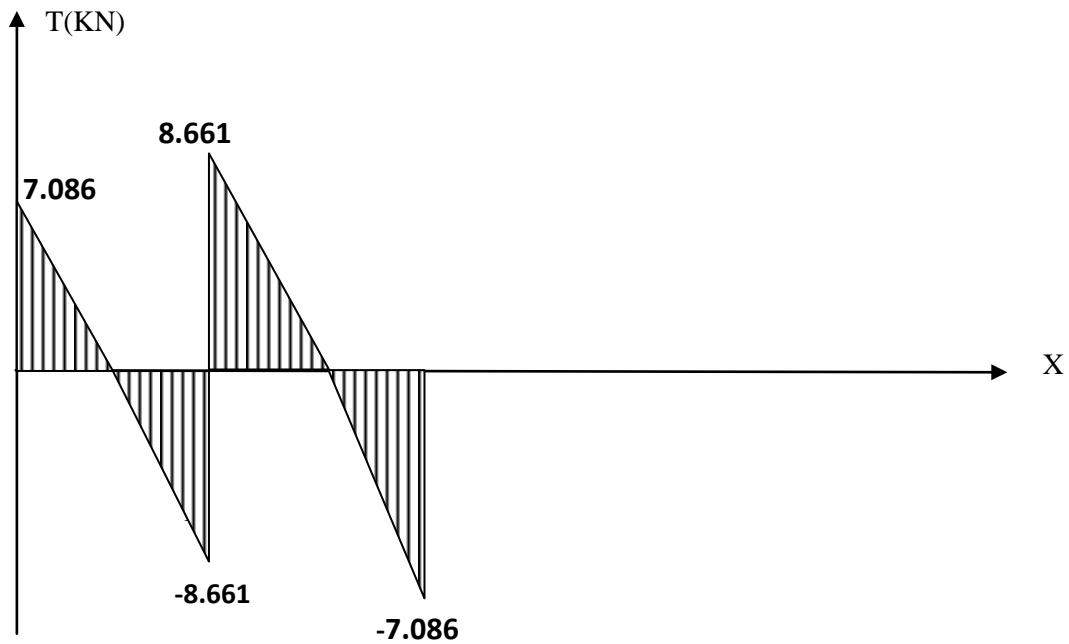


Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

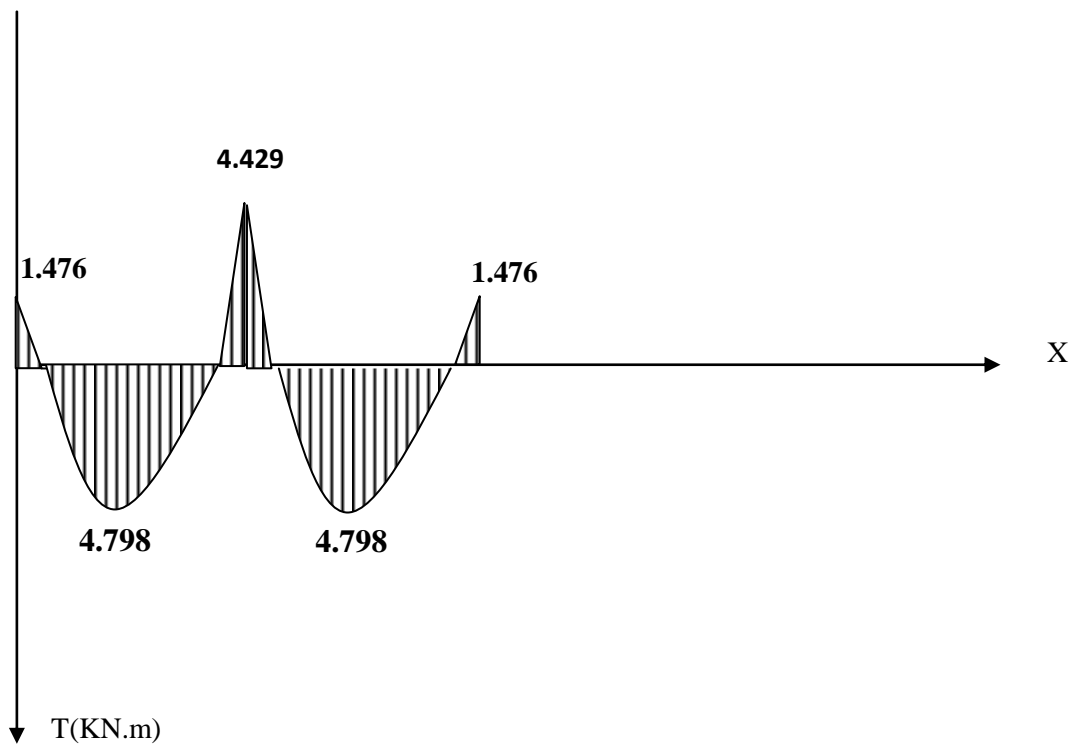
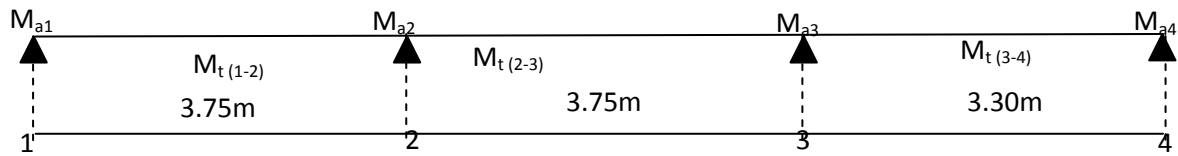


Diagramme des moments à l'ELS

2^{ème} Type



- Calcul à L.E.L.U: Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau des moments isostatiques

M_{01}	M_{02}	M_{03}
10.136 KN.m	10.136 KN.m	7.849 KN.m

Tableau des moments sur appuis :

$M_{a1}=0,2M_0$	$M_{a2}=0,5M_0$	$M_{a3}=0,5M_0$	$M_{a4}=0,2M_0$
2.027 KN.m	5.068 KN.m	5.068 KN.m	1.570 KN.m

Tableau des moments en travées

Travée 1-2	Travée 2-3	Travée 3-4
7.095 KN.m	5.575 KN.m	4.922 KN.m

Tableau des efforts tranchants (résulta

Travée	1-2		2-3		3-4	
	T_g (KN)	T_d (KN)	T_g (KN)	T_d (KN)	T_g (KN)	T_d (KN)
Résultat obtenue	10	-11.622	10.811	-10.811	10.570	-8.454

- Calcul à l'E.L.S:

Tableau des moments isostatiques

M_{01}	M_{02}	M_{03}
7.381 KN.m	7.381 KN.m	5.716 KN.m

Tableau des moments sur appuis :

$M_{a1}=0,2M_0$	$M_{a2}=0,5M_0$	$M_{a3}=0,5M_0$	$M_{a4}=0,2M_0$
1.476 KN.m	3.691 KN.m	3.691 KN.m	1.143 KN.m

Tableau des moments en travées

Travée 1-2	Travée 2-3	Travée 3-4
5.167 KN.m	4.059 KN.m	3.585 KN.m

Tableau des efforts tranchants

Travée	1-2		2-3		3-4	
	T_g (KN)	T_d (KN)	T_g (KN)	T_d (KN)	T_g (KN)	T_d (KN)
Résultat obtenue	7.282	-8.464	7.873	-7.873	7.700	-6.156

Diagramme des moments et des efforts tranchants (M , T) à l'ELU:

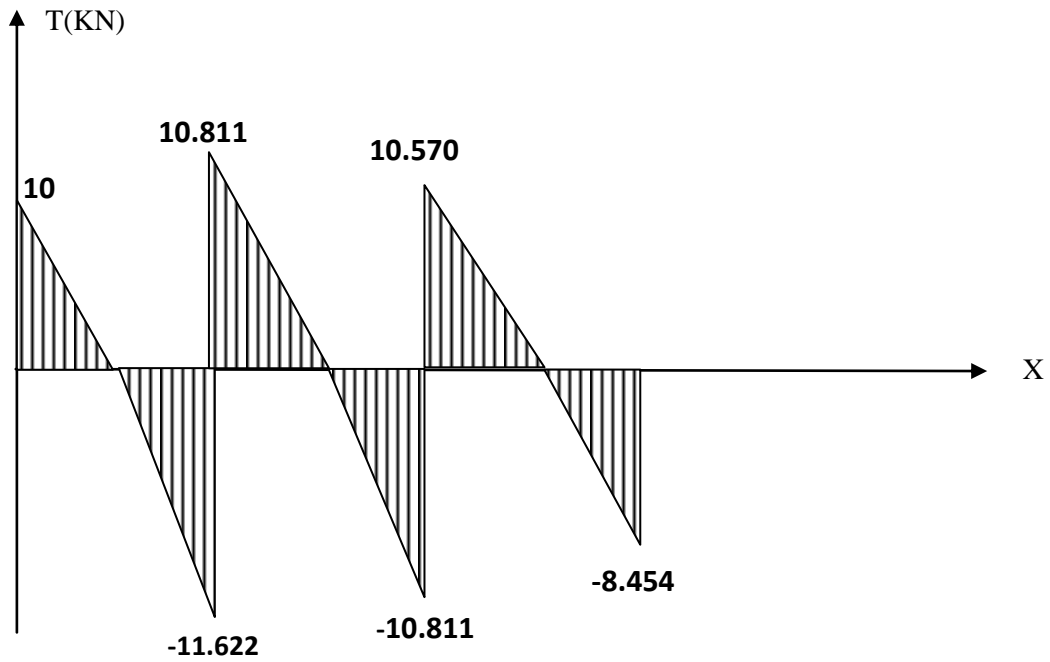


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

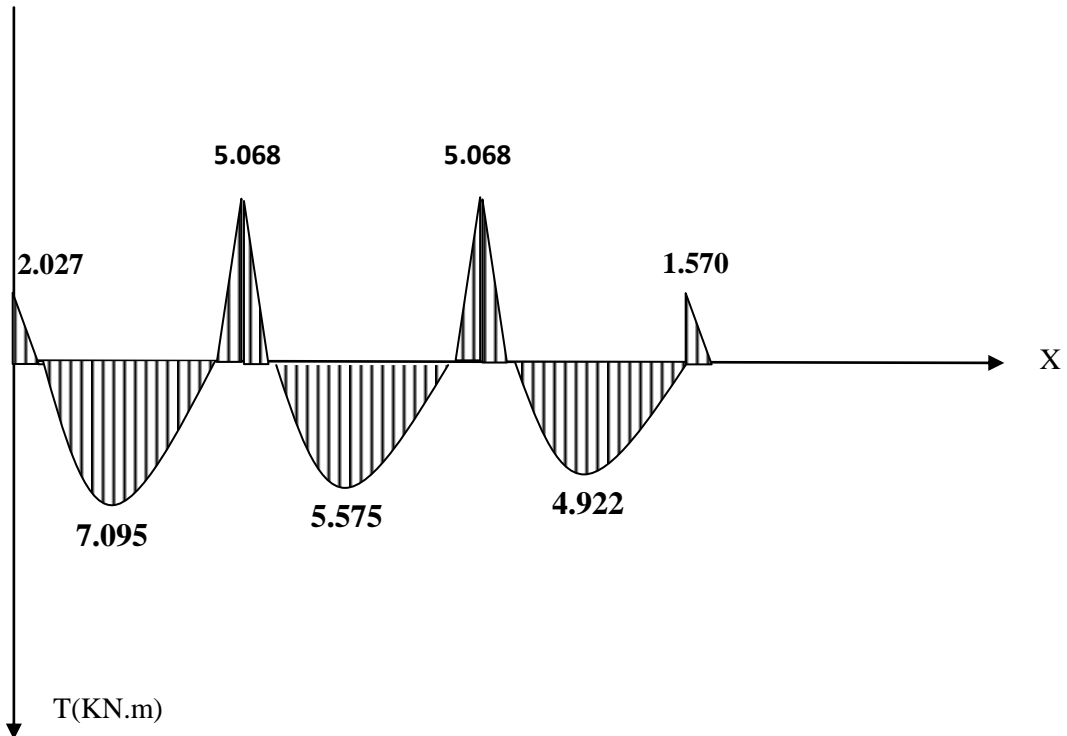


Diagramme des moments à l'ELU

Diagramme des moments et des efforts tranchants (M , T) à l'ELS:

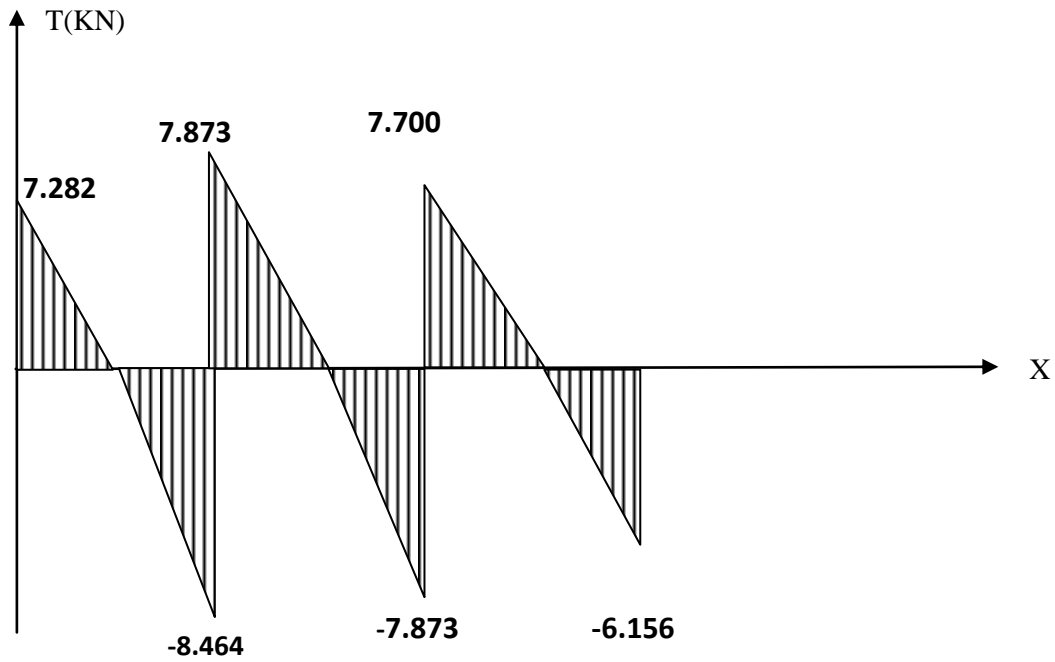


Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

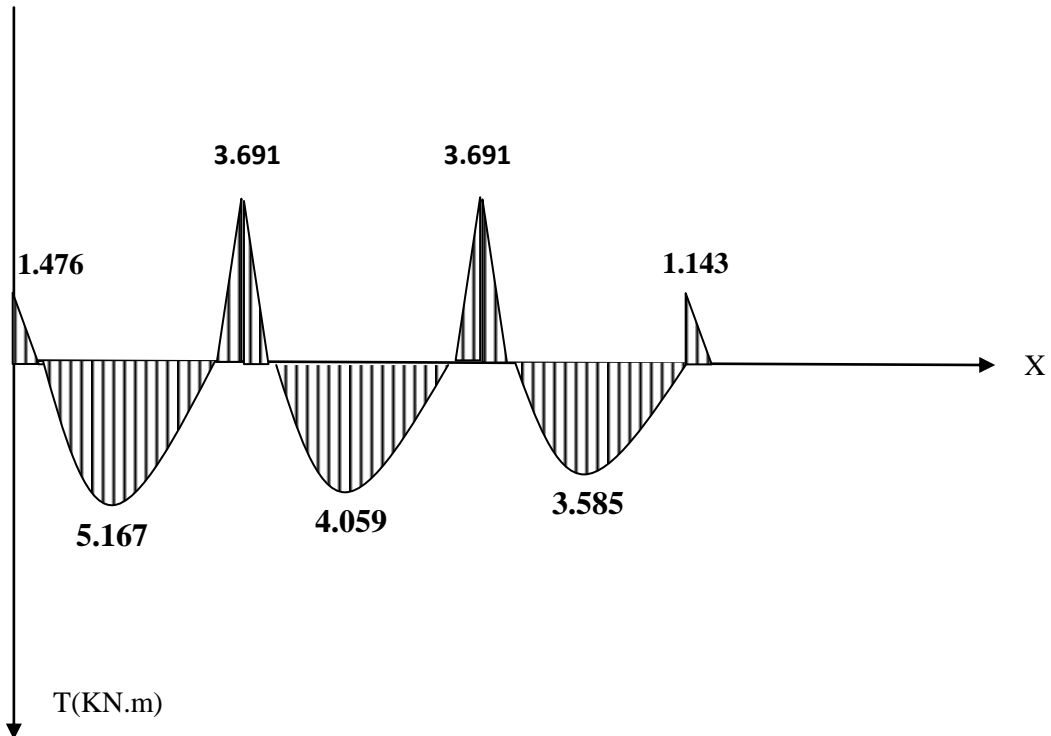
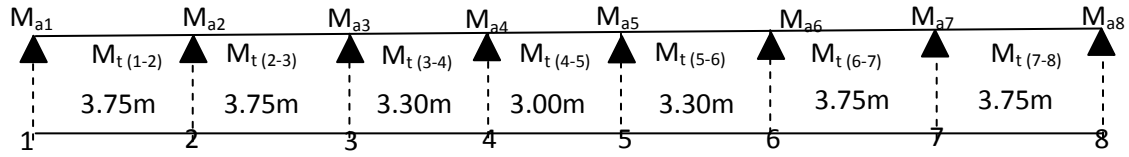


Diagramme des moments à l'ELS

3^{ème} Type



- Calcul à L.E.L.U:

Tableau des moments isostatiques

M_{01}	M_{02}	M_{03}	M_{04}	M_{05}	M_{06}	M_{07}
10.136 <i>KN.m</i>	10.136 <i>KN.m</i>	7.849 <i>KN.m</i>	6.487 <i>KN.m</i>	7.849 <i>KN.m</i>	10.136 <i>KN.m</i>	10.136 <i>KN.m</i>

Tableau des moments sur appuis :

$M_{a1}=0,2M_0$	$M_{a2}=0,5M_0$	$M_{a3}=0,4M_0$	$M_{a4}=0,4M_0$
2.027 <i>KN.m</i>	5.068 <i>KN.m</i>	4.054 <i>KN.m</i>	3.140 <i>KN.m</i>

$M_{a5}=0,4M_0$	$M_{a6}=0,4M_0$	$M_{a7}=0,5M_0$	$M_{a8}=0,2M_0$
3.140 <i>KN.m</i>	4.054 <i>KN.m</i>	5.068 <i>KN.m</i>	2.027 <i>KN.m</i>

Tableau des moments en travées

Travée 1-2	Travée 2-3	Travée 3-4	Travée 4-5	Travée 5-6	Travée 6-7	Travée 7-8
7.095 <i>KN.m</i>	6.082 <i>KN.m</i>	4.644 <i>KN.m</i>	3.671 <i>KN.m</i>	4.644 <i>KN.m</i>	6.082 <i>KN.m</i>	7.095 <i>KN.m</i>

Tableaux des efforts tranchants

Travée	1-2		2-3		3-4		4-5	
Effort tranchant	$T_g(KN)$		$T_d(KN)$		$T_g(KN)$		$T_d(KN)$	
Résultat obtenue	10	-11.62	10.81	-10.81	9.514	-9.514	8.649	-8.649

Travée	5-6		6-7		7-8	
Effort tranchant	$T_g(KN)$	$T_d(KN)$	$T_g(KN)$	$T_d(KN)$	$T_g(KN)$	$T_d(KN)$
Résultat obtenue	9.514	-9.514	10.81	-10.81	11.62	-10

- Calcul à l'E.L.S:

Tableau des moments isostatiques

M_{01}	M_{02}	M_{03}	M_{04}	M_{05}	M_{06}	M_{07}
7.381 KN.m	7.381 KN.m	5.716 KN.m	4.724 KN.m	5.716 KN.m	7.381 KN.m	7.381 KN.m

Tableau des moments sur appuis :

$M_{a1}=0,2M_0$	$M_{a2}=0,5M_0$	$M_{a3}=0,4M_0$	$M_{a4}=0,4M_0$
1.476 KN.m	3.691 KN.m	2.952 KN.m	2.286 KN.m

$M_{a5}=0,4M_0$	$M_{a6}=0,4M_0$	$M_{a7}=0,5M_0$	$M_{a8}=0,2M_0$
2.286 KN.m	2.952 KN.m	3.691 KN.m	1.476 KN.m

Tableau des moments en travées

Travée 1-2	Travée 2-3	Travée 3-4	Travée 4-5	Travée 5-6	Travée 6-7	Travée 7-8
5.167 KN.m	4.429 KN.m	3.383 KN.m	2.674 KN.m	3.383 KN.m	4.429 KN.m	5.167 KN.m

Tableaux des efforts tranchants

Travée	1-2		2-3		3-4		4-5	
	T_g (KN)	T_d (KN)	T_g (KN)	T_d (KN)	T_g (KN)	T_d (KN)	T_g	T_d
Résultat obtenue	7.282	-8.464	7.873	-7.873	6.928	-6.928	6.299	-6.299

Travée	5-6		6-7		7-8	
	T_g	T_d	T_g	T_d	T_g	T_d
Résultat obtenue	6.928	-6.928	7.873	-7.873	8.464	-7.282

Diagramme des moments et des efforts tranchants (M , T) à l'ELU:

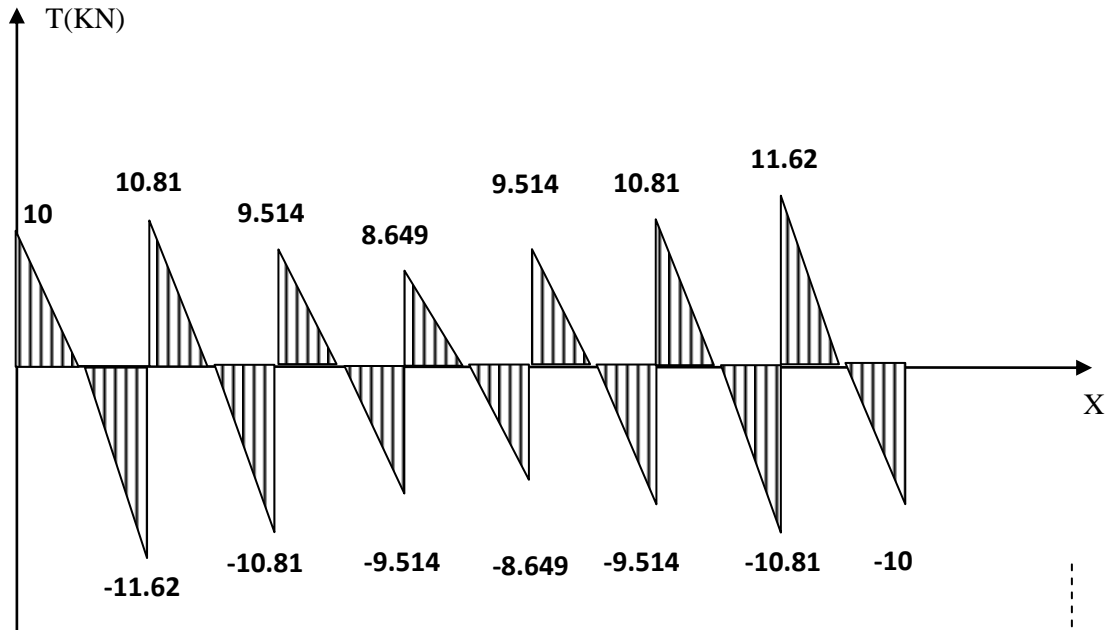


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

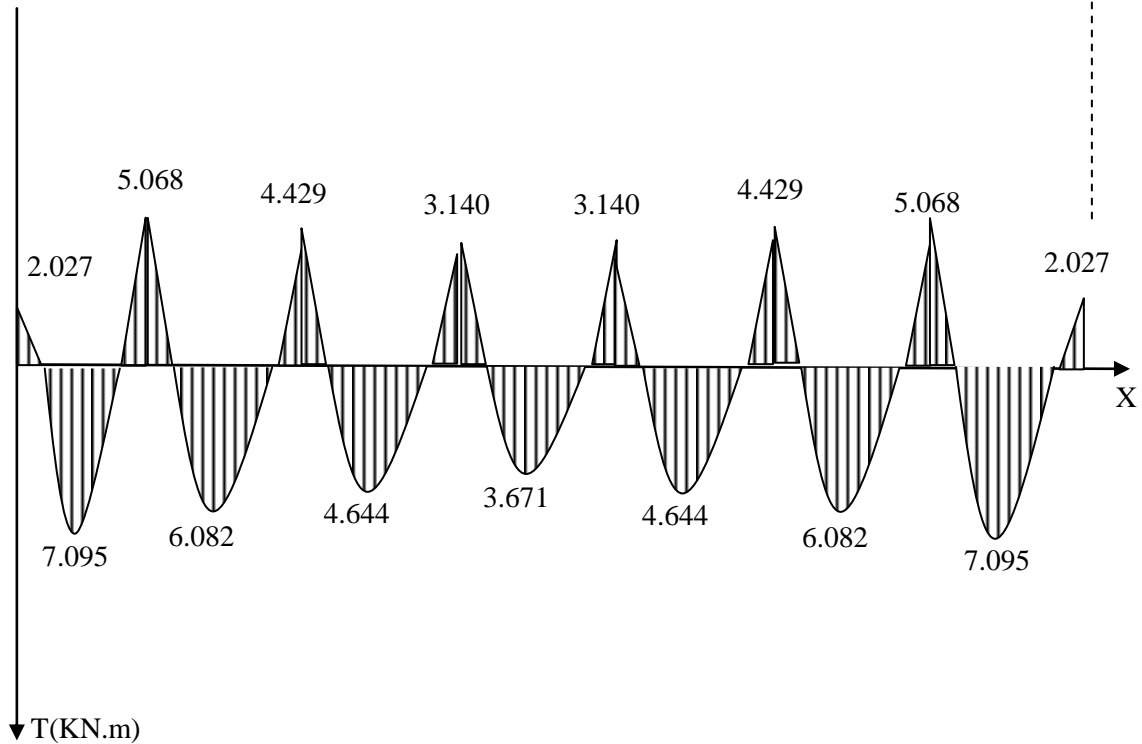


Diagramme des moments à l'ELU

Diagramme des moments et des efforts tranchants (M , T) à l'ELS:

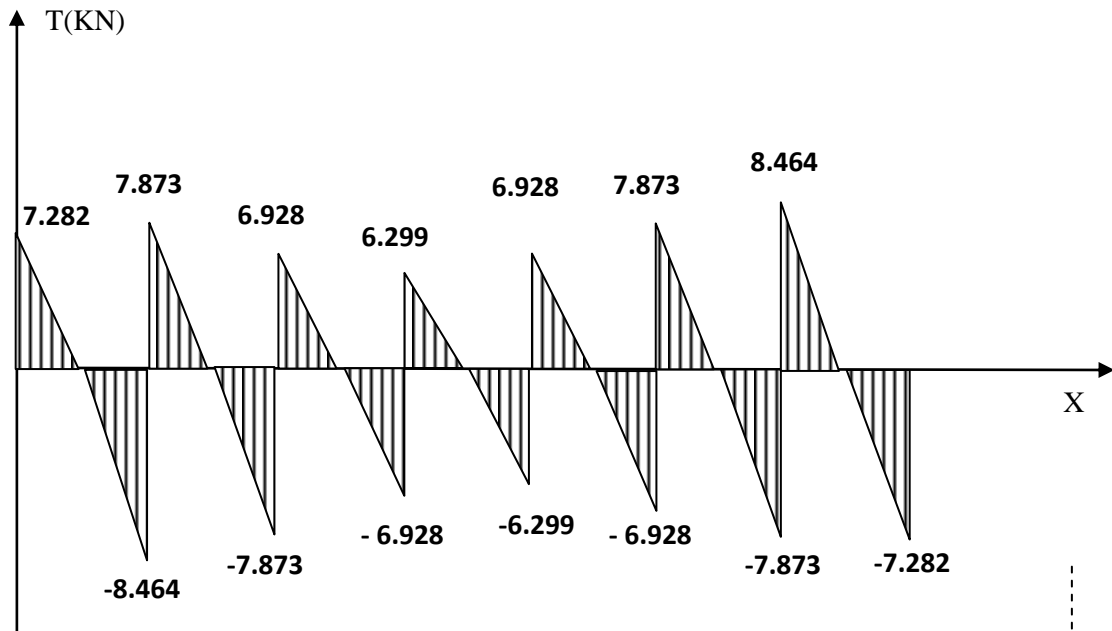


Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

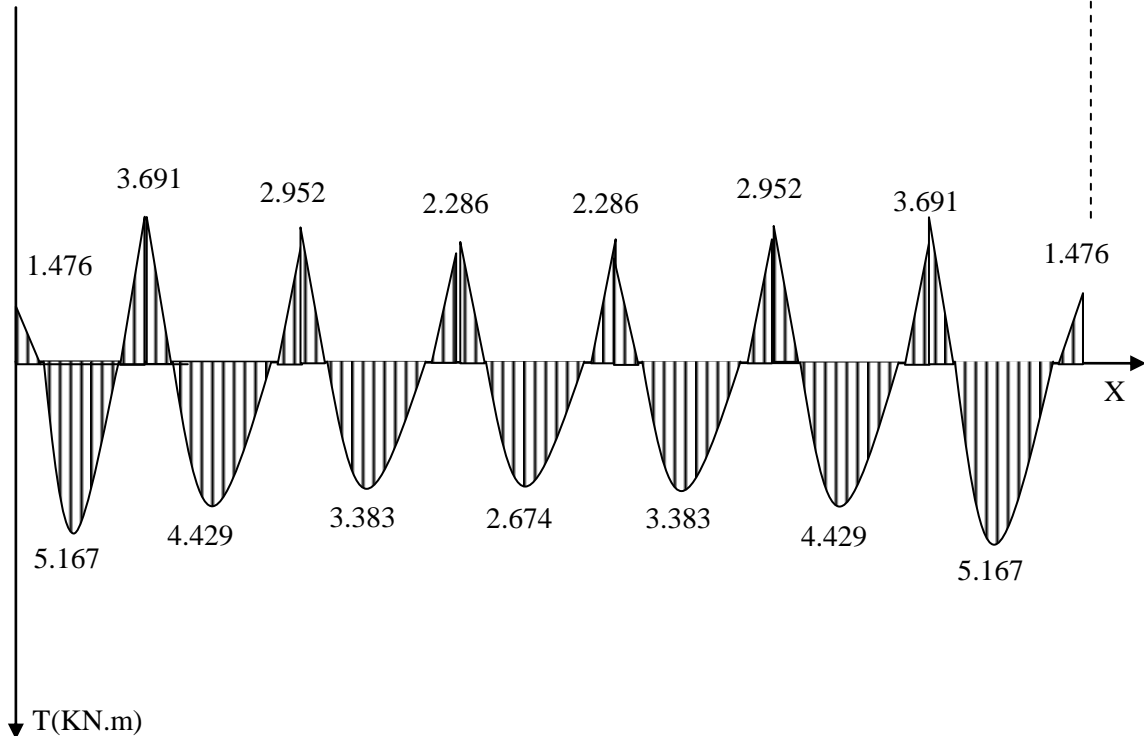
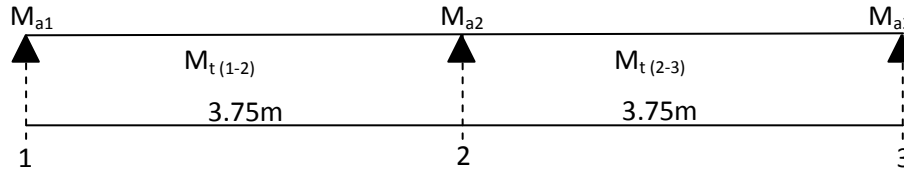


Diagramme des moments à l'ELS

IV.4.2.2-plancher étage courant :

1^{er} Type**-Evaluation des charges :** (charge sollicité sur les poutrelles)

- Charge permanente : $G=5.1 \text{ KN}/m^2$
- Charge d'exploitation : $Q=1.5 \text{ KN}/m^2$

-Calcul des coefficients (les constantes)

$\alpha=Q/(Q+G)$	$(1+0.3\alpha)$	$(1+0.3\alpha)/2$	$(1.2+0.3\alpha)/2$
0.227	1.068	0.534	0.634

-Calcul à L.E.L.U:

Le calcul ce fait pour une bande de largeur $b=65\text{cm}$

- Combinaison de charge :

$$q_u=1.35G+1.5Q$$

$$q_u=(1.35 \times 5.1 + 1.5 \times 1.5) 0.65 = 5.938 \text{ KN/ml}$$

-Calcul des moments :**- Calcul du moment isostatique :**

Le moment isostatique est donnée par : $M_{0i}=q_u \cdot L_i^2/8$.

$$\text{Exemple de calcul : } M_{01} = \frac{5.938 \times (3.75)^2}{8} = 10.438 \text{ KN.ml}$$

Tableau des moments isostatiques

M_{01}	M_{02}
10.438 <i>KN.m</i>	10.438 <i>KN.m</i>

Tableau des moments sur appuis :

$M_{a1}=0.2M_{01}$	$M_{a2}=0.6M_{02}$	$M_{a3}=0.4M_{02}$
2.088 <i>KN.m</i>	6.263 <i>KN.m</i>	2.88 <i>KN.m</i>

-Calcul des moments en travées:

- Travée 1-2 (travée de rive)
- Exemple de calcul

$$M_t : \max \begin{cases} M_t + \left(\frac{M_g + M_d}{2}\right) \geq \max[1.05M_{01}; (1 + 0.3\alpha)M_{01}] \\ M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha)\frac{M_{01}}{2} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_t : \max \begin{cases} M_t \geq \max\{1.05M_{01}; (1 + 0.3\alpha)M_{01}\} - \left(\frac{M_g + M_d}{2}\right) \\ M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha)\frac{M_{01}}{2} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_t : \max \begin{cases} M_t = 6.972 \text{ KN.m} \\ M_t = 6.618 \text{ KN.m} \end{cases} \text{ Soit : } M_{t(1-2)} = 6.972 \text{ KN.m}$$

Tableau des moments en travées

Travée 1-2	Travée 2-3
6.972 KN.m	6.972 KN.m

-Calcul des efforts tranchants :

- Travée 1-2 (travée de rive)
- Exemple de calcul

$$T_u = q_u(L/2 - X) + (M_g - M_d)/L$$

$$X=0 \Rightarrow T_u = q_u(L/2) + (M_g - M_d)/L = 5.938(3.75/2) + (2.088 - 6.263)/3.75 = 10.020 \text{ KN}$$

$$X=L \Rightarrow T_u = -q_u(L/2) + (M_g - M_d)/L = -5.938(3.75/2) + (2.088 - 6.263)/3.75 = -11.893 \text{ KN}$$

Tableau des efforts tranchants

Travée	1-2		2-3	
	T _g	T _d	T _g	T _d
Résultat obtenue	10.020 KN	-12.247 KN	12.247 KN	-10.020 KN

-Calcul à l'E.L.S:

Le calcul ce fait pour une bande de largeur b=65cm

$q_s = (G+Q).b$

$q_s = (5.1+1.5) 0.65 = 4.290 \text{ KN/ml}$

-Calcul des moments isostatique :Le moment isostatique est donnée par : $M_0 = q_s.L^2/8$.

Exemple de calcul $M_{01} = \frac{4.290 \times (3,75)^2}{8} = 7.642 \text{ KN.ml}$

Tableau des moments isostatiques

M_{01}	M_{02}
7.642 KN.m	7.642 KN.m

Tableau des moments sur appuis :

$M_{a1}=0.2M_0$	$M_{a2}=0.6M_0$	$M_{a3}=0.4M_0$
1.528 KN.m	4.585 KN.m	1.528 KN.m

-Calcul des moments en travées:

- Travée 1-2 (travée de rive)

- exemple de calcul

$$M_t : \max \left\{ \begin{aligned} M_t + \left(\frac{M_g + M_d}{2} \right) &\geq \max [1.05M_{01}; (1 + 0.3\alpha)M_{01}] \\ M_t &\geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_{01}}{2} \end{aligned} \right.$$

$$\Rightarrow M_t : \max \left\{ \begin{aligned} M_t &\geq \max \{1.05M_{01}; (1 + 0.3\alpha)M_{01}\} - \left(\frac{M_g + M_d}{2} \right) \\ M_t &\geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_{01}}{2} \end{aligned} \right.$$

$$\Rightarrow M_t : \max \left\{ \begin{aligned} M_t &= 5.105 \text{ KN.m} \\ M_t &= 4.845 \text{ KN.m} \end{aligned} \right. \text{ Soit : } M_{t(1-2)} = 5.105 \text{ KN.m}$$

Tableau des moments en travées

Travée 1-2	Travée 2-3
5.105 KN.m	5.105 KN.m

-Calcul des efforts tranchants :

- Travée 1-2 (travée de rive)

- Exemple de calcul

$T_u = q_u(L/2 - X) + (M_g - M_d)/L$

$X=0 \Rightarrow T_u = q_u(L/2) + (M_g - M_d)/L = 4.290(3.75/2) + (1.528 - 4.585)/3.75 = 7.229 \text{ KN}$

$X=L \Rightarrow T_u = -q_u(L/2) + (M_g - M_d)/L = -4.290(3.75/2) + (1.528 - 4.585)/3.75 = 8.859 \text{ KN}$

- **Tableau des efforts tranchants**

Travée	1-2		2-3	
	$T_g(\text{KN})$	$T_d(\text{KN})$	$T_g(\text{KN})$	$T_d(\text{KN})$
Résultat obtenue	7.229 KN	-8.859 KN	8.859 KN	-7.229 KN

Diagramme des moments et des efforts tranchants (M, T) à l'ELU:

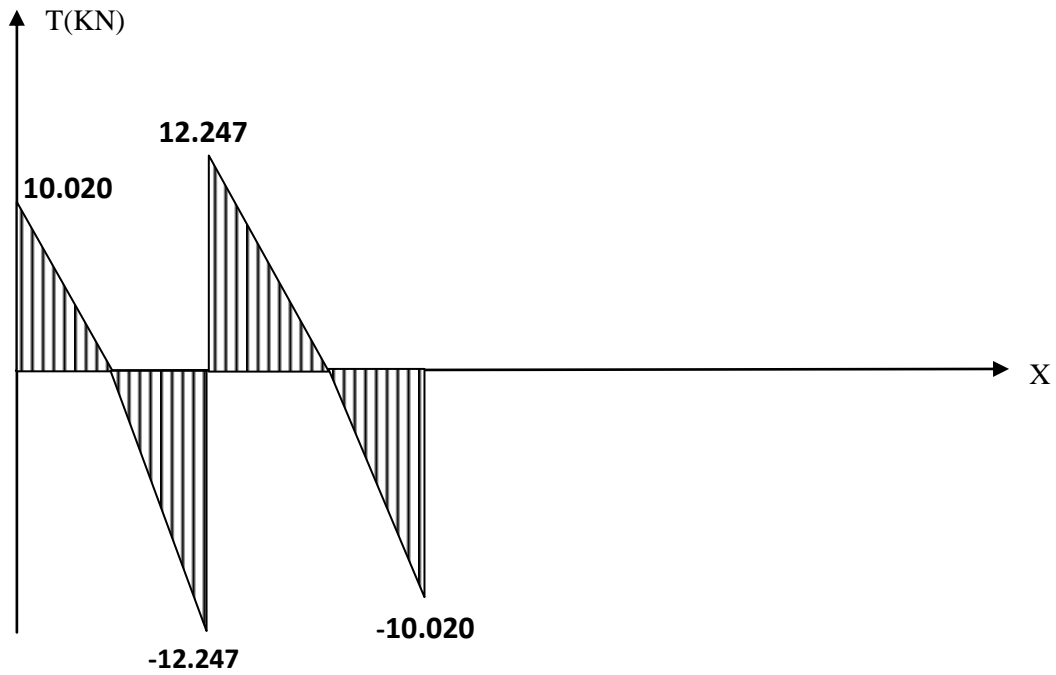


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

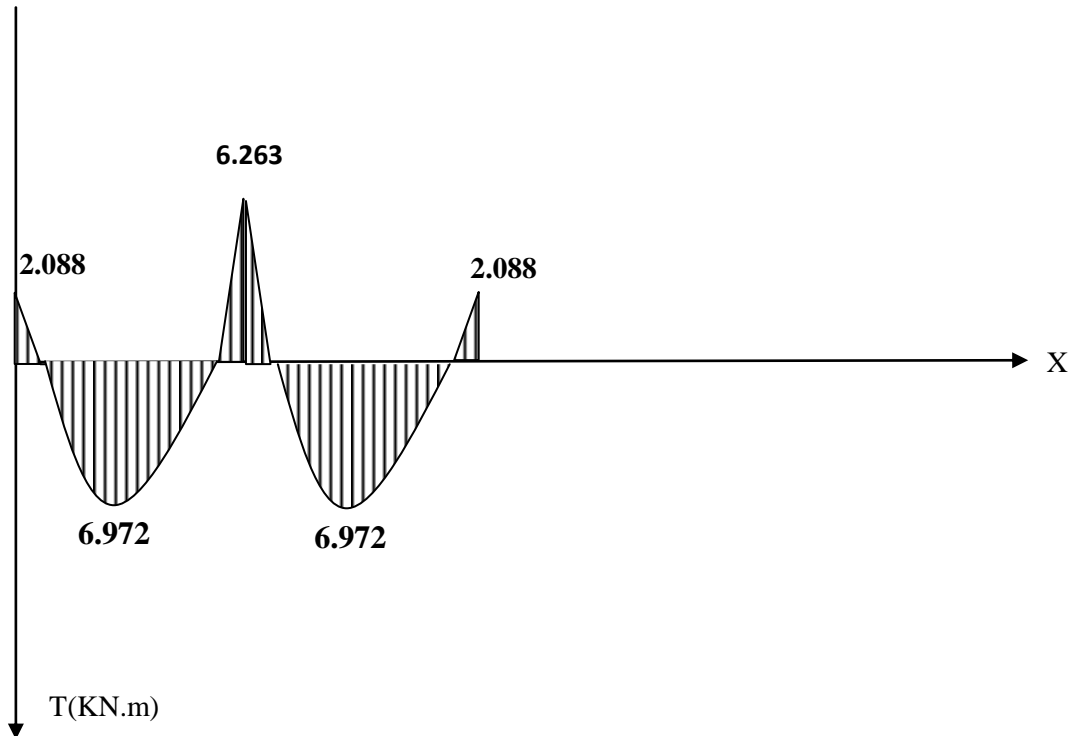


Diagramme des moments à l'ELU

Diagramme des moments et des efforts tranchants (M, T) à l'ELS:

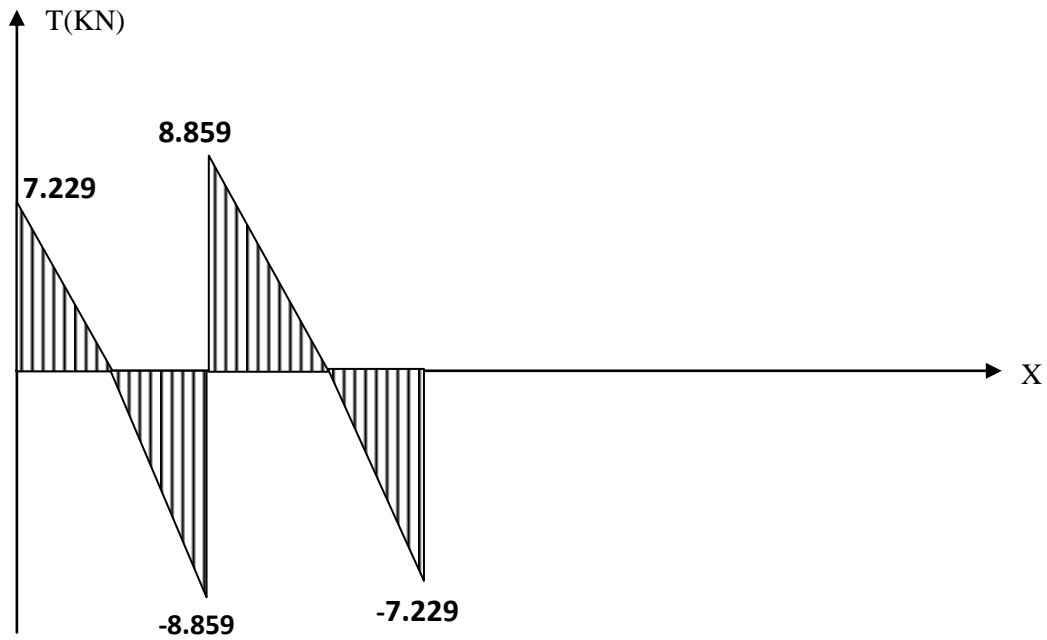


Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

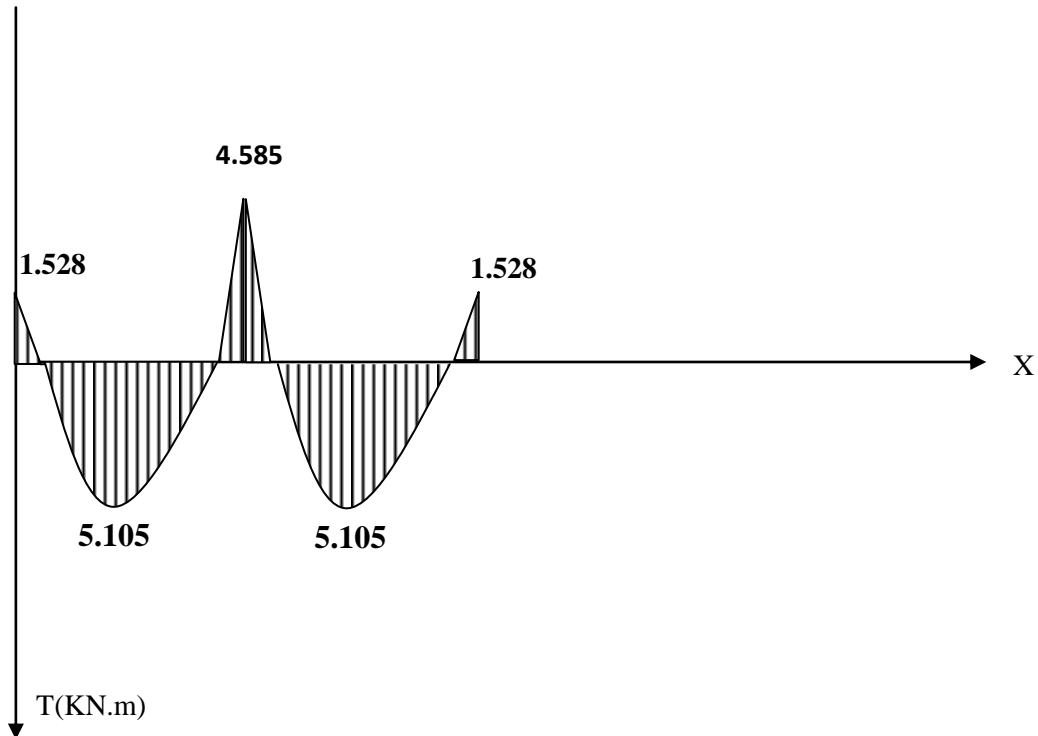
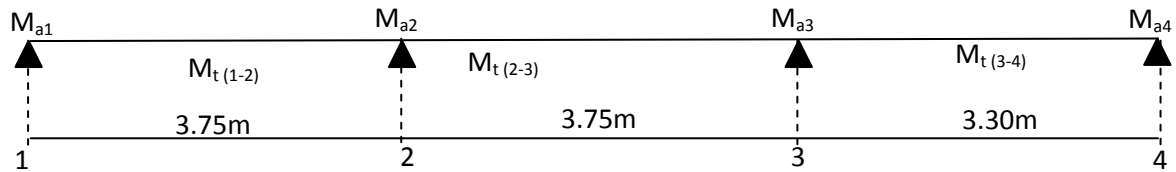


Diagramme des moments à l'ELS

2^{ème} Type



-Calcul à L E.L.U:

Tableau des moments isostatiques

M_{01}	M_{02}	M_{03}
10.438 KN.m	10.438 KN.m	8.083 KN.m

Tableau des moments sur appuis :

$M_{a1}=0,2M_0$	$M_{a2}=0,5M_0$	$M_{a3}=0,5M_0$	$M_{a4}=0,2M_0$
2.088 KN.m	5.219 KN.m	5.219 KN.m	1.617 KN.m

Tableau des moments en travées

Travée 1-2	Travée 2-3	Travée 3-4
7.494 KN.m	5.929 KN.m	5.215 KN.m

Tableau des efforts tranchants

Travée	1-2		2-3		3-4	
Effort tranchant	T_g (KN)	T_d (KN)	T_g (KN)	T_d (KN)	T_g (KN)	T_d (KN)
Résultat obtenue	10.299	-11.969	11.134	-11.134	10.889	-8.706

-Calcul à l'E.L.S:

Tableau des moments isostatiques

M_{01}	M_{02}	M_{03}
7.541 KN.m	7.541 KN.m	5.840 KN.m

Tableau des moments sur appuis :

$M_{a1}=0,2M_0$	$M_{a2}=0,5M_0$	$M_{a3}=0,5M_0$	$M_{a4}=0,2M_0$
1.508 KN.m	3.771 KN.m	3.771 KN.m	1.168 KN.m

Tableau des moments en travées

Travée 1-2	Travée 2-3	Travée 3-4
5.414 KN.m	4.283 KN.m	3.768 KN.m

Tableau des efforts tranchants

Travée	1-2		2-3		3-4	
Effort tranchant	T_g (KN)	T_d (KN)	T_g (KN)	T_d (KN)	T_g (KN)	T_d (KN)
Résultat obtenue	7.440	-8.540	8.044	-8.044	7.867	-6.290

Diagramme des moments et des efforts tranchants (M, T) à l'ELU:

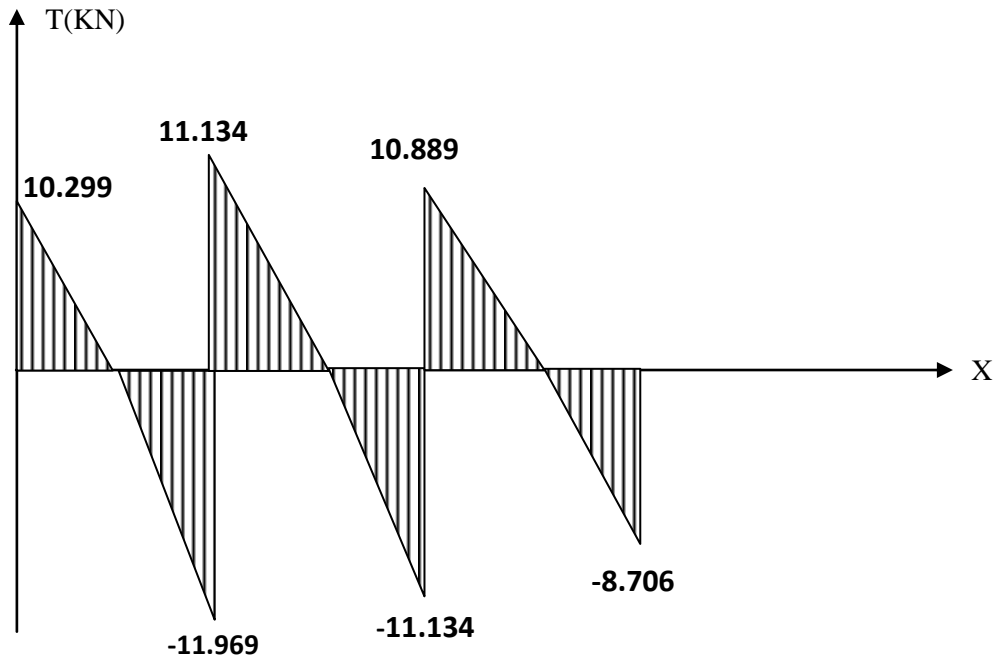


Diagramme des moments à l'ELU

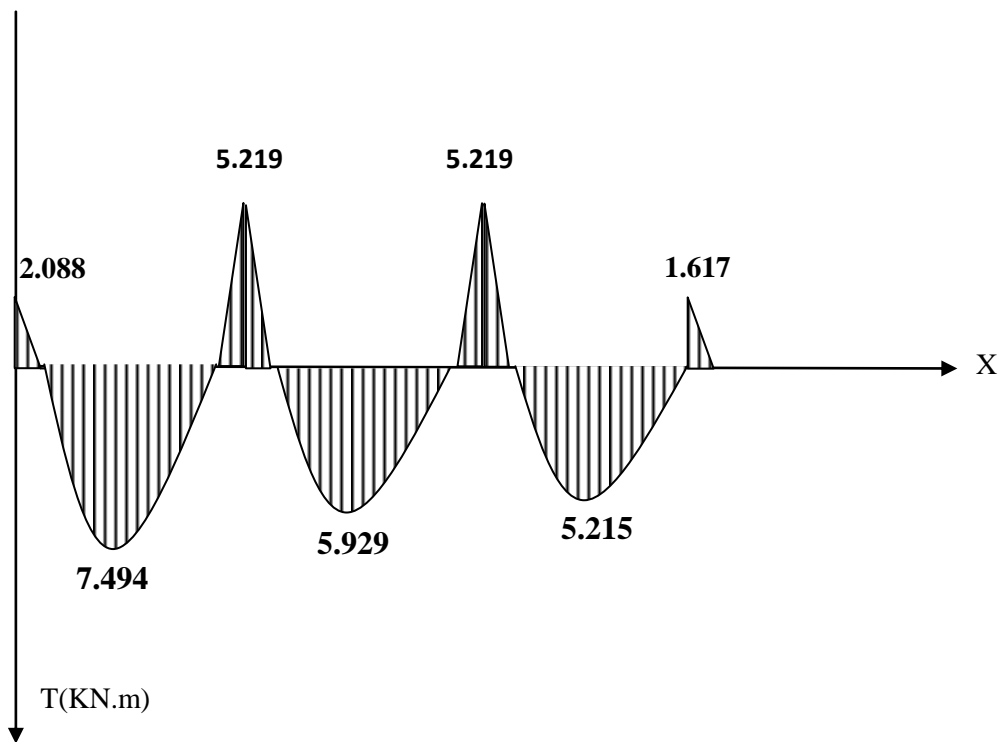


Diagramme des moments à l'ELU

Diagramme des moments et des efforts tranchants (M , T) à l'ELS:

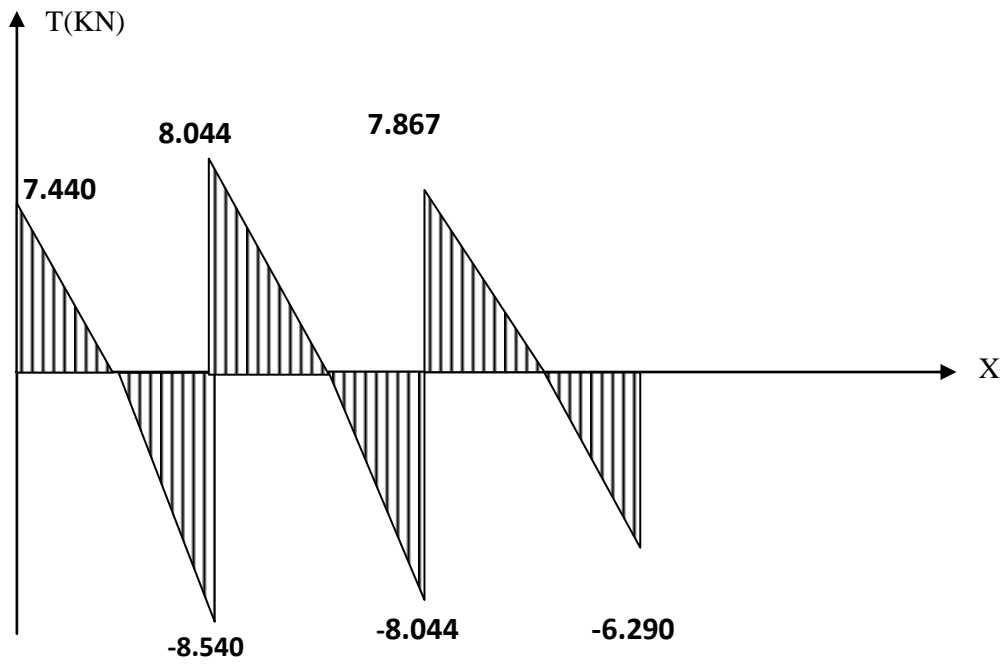


Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

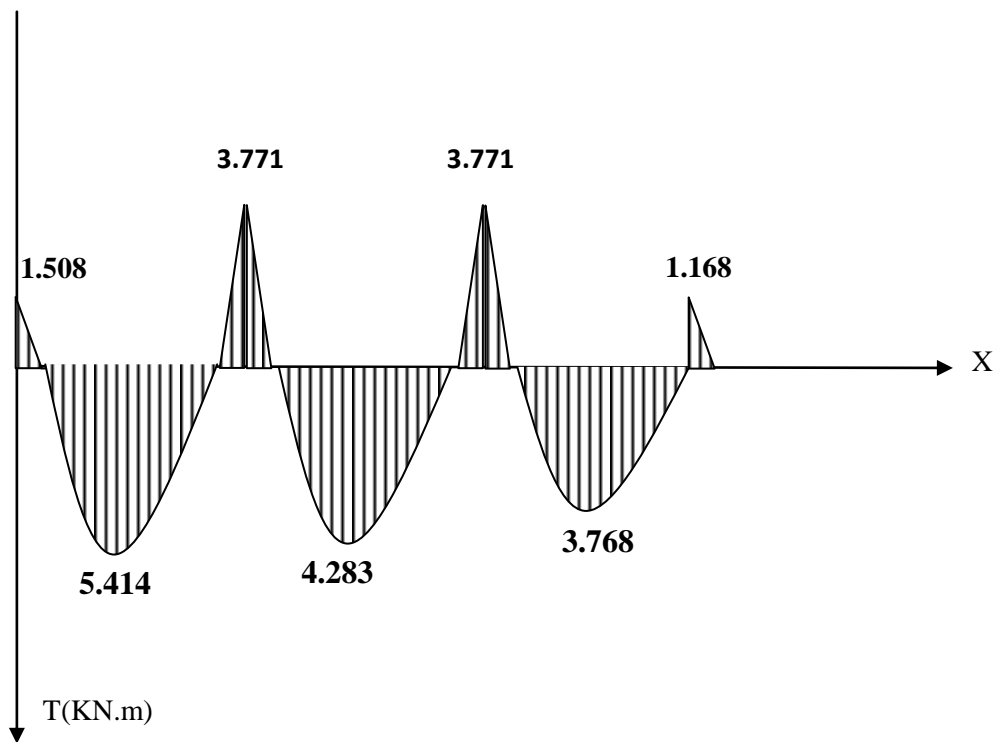
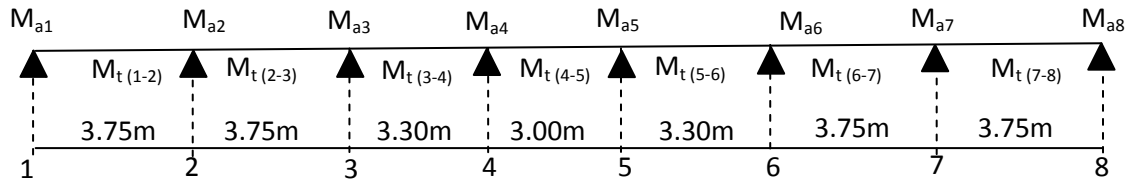


Diagramme des moments à l'ELS

3^{ème} Type



-Calcul à L.E.L.U

Tableau des moments isostatiques

M_{01}	M_{02}	M_{03}	M_{04}	M_{05}	M_{06}	M_{07}
10.438	10.438	8.083	6.680	8.083	10.438	10.438
<i>KN.m</i>	<i>KN.m</i>	<i>KN.m</i>	<i>KN.m</i>	<i>KN.m</i>	<i>KN.m</i>	<i>KN.m</i>

Tableau des moments sur appuis :

$M_{a1}=0,2M_0$	$M_{a2}=0,5M_0$	$M_{a3}=0,4M_0$	$M_{a4}=0,4M_0$	$M_{a5}=0,4M_0$	$M_{a6}=0,4M_0$	$M_{a7}=0,5M_0$	$M_{a8}=0,2M_0$
2.088 <i>KN.m</i>	5.219 <i>KN.m</i>	4.175 <i>KN.m</i>	3.233 <i>KN.m</i>	3.233 <i>KN.m</i>	4.175 <i>KN.m</i>	5.219 <i>KN.m</i>	2.088 <i>KN.m</i>

Tableau des moments en travées

Travée 1-2	Travée 2-3	Travée 3-4	Travée 4-5	Travée 5-6	Travée 6-7	Travée 7-8
7.494 <i>KN.m</i>	6.415 <i>KN.m</i>	4.929 <i>KN.m</i>	3.901 <i>KN.m</i>	4.929 <i>KN.m</i>	6.415 <i>KN.m</i>	7.494 <i>KN.m</i>

Tableaux des efforts tranchants

Travée	1-2		2-3		3-4		4-5	
Effort tranchant	$T_g(KN)$	$T_d(KN)$	$T_g(KN)$	$T_d(KN)$	$T_g(KN)$	$T_d(KN)$	$T_g(KN)$	$T_d(KN)$
Résultat obtenue	10.280	-11.988	11.134	-11.134	9.798	-9.798	8.907	-8.907

Travée	5-6		6-7		7-8	
Effort tranchant	$T_g(KN)$	$T_d(KN)$	$T_g(KN)$	$T_d(KN)$	$T_g(KN)$	$T_d(KN)$
Résultat obtenue	9.798	-9.798	11.134	-11.134	11.988	-10.280

-Calcul à l'E.L.S:

Tableau des moments isostatiques

M_{01}	M_{02}	M_{03}	M_{04}	M_{05}	M_{06}	M_{07}
7.541 KN.m	7.541 KN.m	5.840 KN.m	4.826 KN.m	5.840 KN.m	7.541 KN.m	7.541 KN.m

Tableau des moments sur appuis :

$M_{a1}=0,2M_0$	$M_{a2}=0,5M_0$	$M_{a3}=0,4M_0$	$M_{a4}=0,4M_0$	$M_{a5}=0,4M_0$	$M_{a6}=0,4M_0$	$M_{a7}=0,5M_0$	$M_{a8}=0,2M_0$
1.508 KN.m	3.771 KN.m	3.016 KN.m	2.336 KN.m	2.336 KN.m	3.016 KN.m	3.771 KN.m	1.508 KN.m

Tableau des moments en travées

Travée 1-2	Travée 2-3	Travée 3-4	Travée 4-5	Travée 5-6	Travée 6-7	Travée 7-8
5.414 KN.m	4.660 KN.m	3.561 KN.m	2.818 KN.m	3.561 KN.m	4.660 KN.m	5.414 KN.m

Tableaux des efforts tranchants

Travée	1-2		2-3		3-4		4-5	
Effort tranchant	$T_g(KN)$	$T_d(KN)$	$T_g(KN)$	$T_d(KN)$	$T_g(KN)$	$T_d(KN)$	$T_g(KN)$	$T_d(KN)$
))))))))
Résultat obtenue	7.440	-8.647	8.044	-8.044	7.079	-7.079	6.435	-6.435

Travée	5-6		6-7		7-8	
Effort tranchant	$T_g(KN)$	$T_d(KN)$	$T_g(KN)$	$T_d(KN)$	$T_g(KN)$	$T_d(KN)$
Résultat obtenue	7.079	-7.079	8.044	-8.044	8.647	-7.440

Diagramme des moments et des efforts tranchants (M, T) à l'ELU:

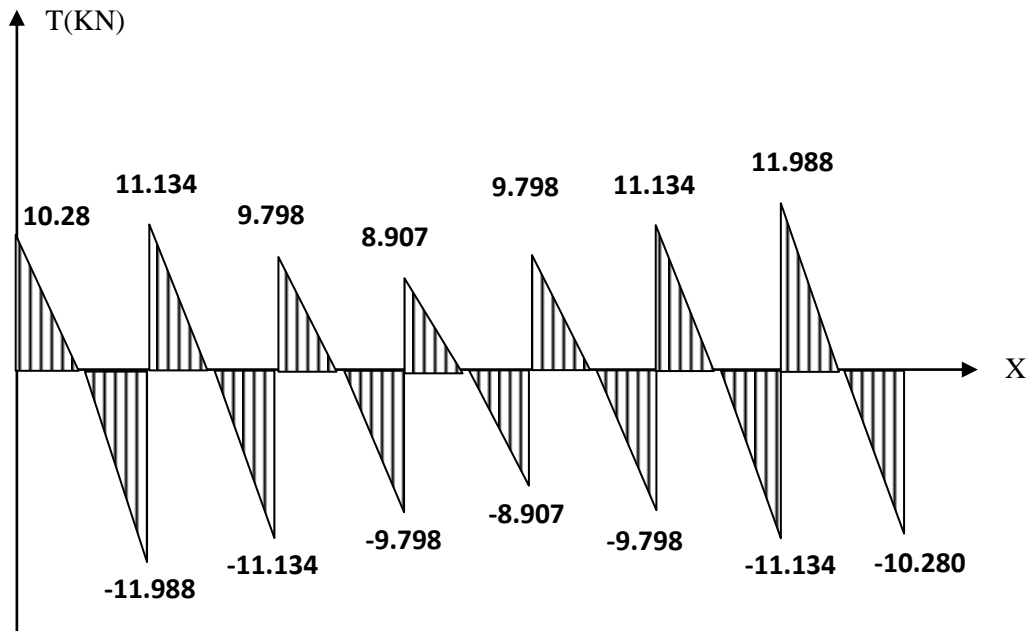


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

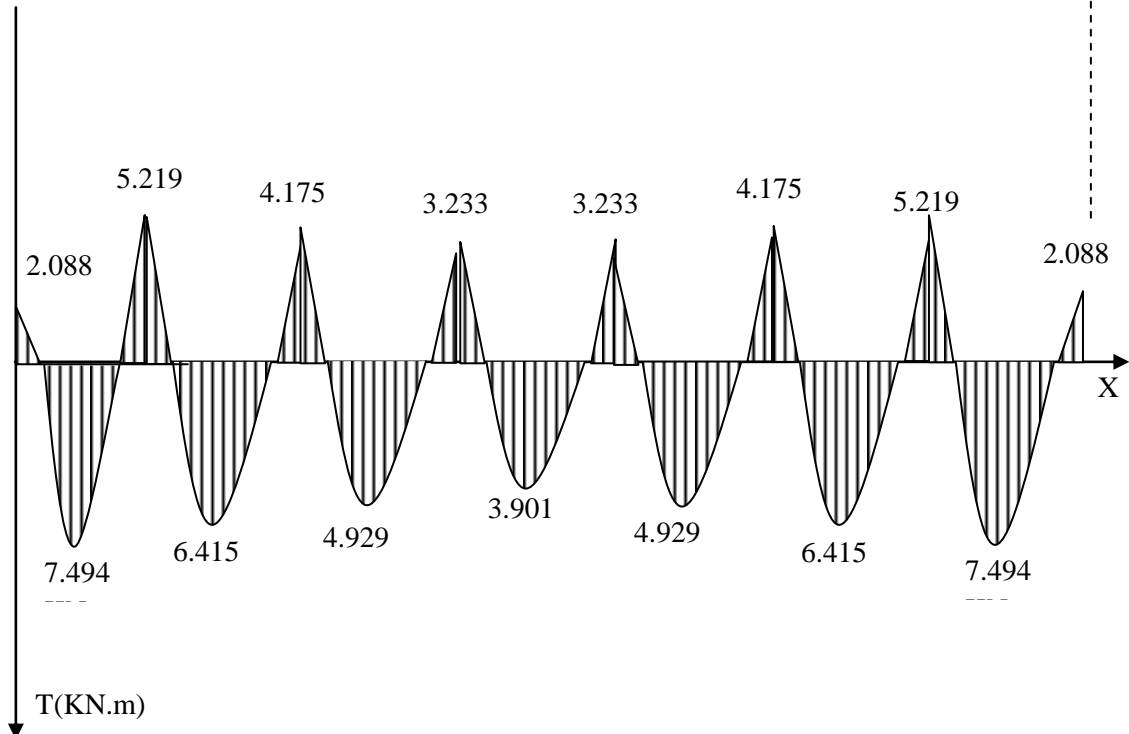


Diagramme des moments à l'ELU

Diagramme des moments et des efforts tranchants (M , T) à l'ELS:

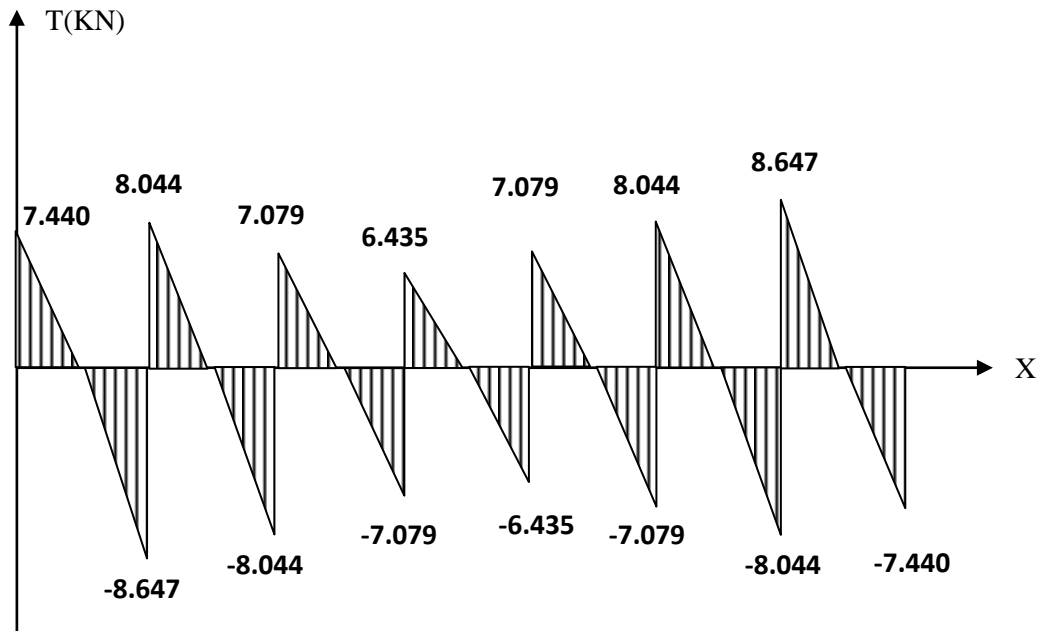


Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

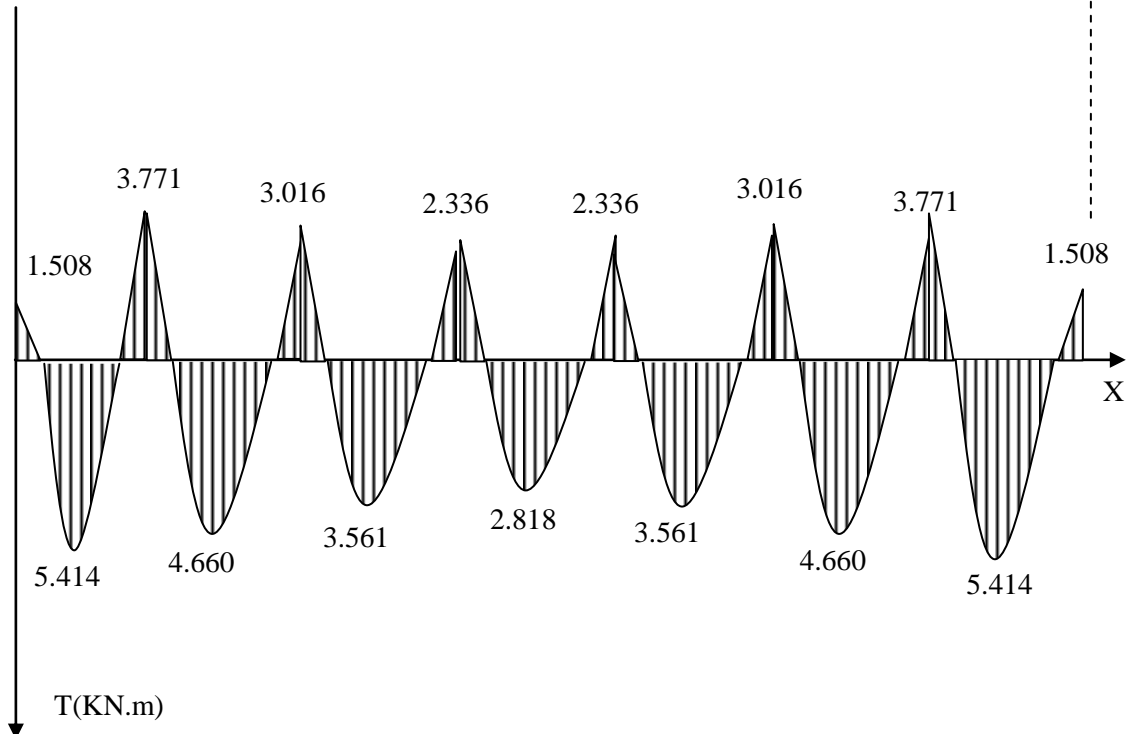


Diagramme des moments à l'ELS

IV.4.2.3-Les sollicitations maximums :

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	Plancher terrasse			Planchers étage courant		
	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	V (KN)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	V (KN)
E.L.U	7.095	6.082	11.893	7.494	6.263	12.247
E.L.S	5.167	4.429	8.661	5.414	4.585	8.859

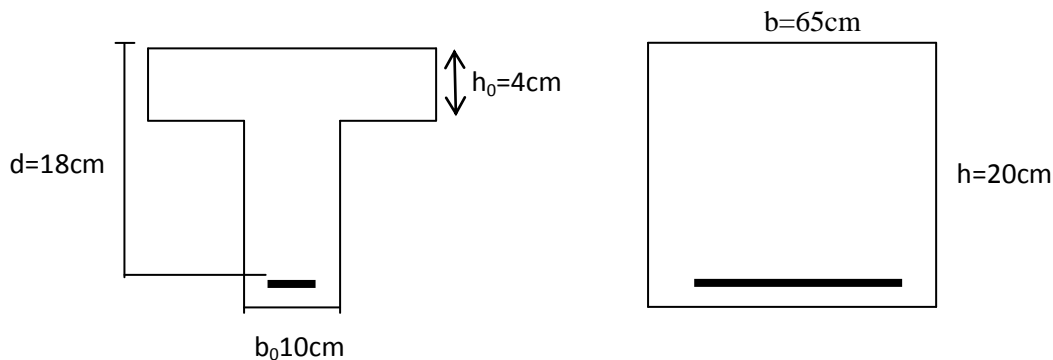
Tableau IV.4.2.3: Les sollicitations maximums (planchers).

Le calcul des sections en forme de « T » s’effectue différemment selon que l’axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u > M_{tab}$: l’axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u \leq M_{tab}$: l’axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

Les données sont : $h_t = 20$ cm ; $h_0 = 4$ cm ; $d = 0.9h = 18$ cm ; $b = 65$ cm ; $b_0 = 10$ cm ; $f_{c28} = 25$ MPa ; $f_{bu} = 14.20$ MPa ; $f_{t28} = 2.1$ MPa ; $\sigma_s = 348$ MPa ; $f_e = 400$ MPa

$$M_{tab} = b h_0 f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 59.07 \text{ KN.m}$$



V.4.2.4-Calcul du ferrailage :

IV.4.2.4.a-Ferrailage en travée :

- Calcul à l’ELU : On a : $M_{tu} = 7.494$ KN.m $<$ $M_{tab} = 59.07$ KN.m

Donc seule une partie, ou la totalité de la table est comprimée et la section en « T » est calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple.

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.494}{0.65(0.18)^2 14.2(10)^3} = 0.025$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.031, \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.987$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7.494 \times 10^6}{0.987 \times 0.18 \times 348 \times 10^3} = 1.2 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité : d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On a : $A_{st} = 1.21 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$ Condition non vérifiée.

Alors on prend : $A_s = A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$

La section d'acier adoptée est : $A_{adp} = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

IV.4.2.4.b-Ferrailage sur appui :

- Calcul à l'ELU :

On a : $M_{au} = 6.31 \text{ KN.m} < M_{tab} = 59.07 \text{ KN.m}$

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$\mu = \frac{M_{au}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.263}{0.1(0.18)^2 14.2(10)^3} = 0.136$$

$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées $A'_s = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.184$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.927$$

$$A_{sa} = \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6.263 \times 10^6}{0.927 \times 0.18 \times 348 \times 10^3} = 1.08 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité : d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28} \cdot b_0 \cdot d}{f_e} = 0.21 \text{ cm}^2$$

On a : $A_{sa} = 1.08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.21 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Alors on prend : $A_s = A_{sa} = 1.08 \text{ cm}^2$

La section d'acier adoptée est : $A_{adp} = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$

IV.4.2.4.c-Armatures transversales : selon l'article (A.7.2.2) de BAEL 91

$$\phi_T \leq \min\left(\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_L\right) = \min(5.71; 10; 12) \Rightarrow \phi_T \leq 5.71 \text{ mm.}$$

Donc on prend : $\phi_T = 6 \text{ mm.}$

Espacement : D'après le RPA99/version2003 Article (7.5.2.2)

Dans les zones nodales :

$$S_t = \min\left(\frac{h_t}{4}; 12\phi_L\right) = \min\left(\frac{20}{4}; 1.2 \times 12\right) \Rightarrow S_t = 5 \text{ cm}$$

En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h_t}{2} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm,}$$

IV.4.2.4.5-Vérification au cisaillement (ELU) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{12.247 \times 10^3}{650 \times 180} = 0.105 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa (Fissuration non préjudiciable)}$$

Donc : $\tau_u = 0.105 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

IV.4.2.4.6-Vérification à l'état limite de service (ELS) :

Comme la fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s , Si :

$$\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Si cette inégalité est vérifiée donc la vérification de σ_{bc} n'est pas nécessaire.

• **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = 1.384$$

Donc : $\alpha = 0.031 < \alpha_l = 0.442$ condition vérifiée.

• **Sur appui :**

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{aser}} = 1.366$$

Donc : $\alpha = 0.184 < \alpha_l = 0.433$ condition vérifiée.

IV.4.2.4.7-Vérification de la flèche : d'après le BAEL91 Article (B.6.8.424)

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{0.20}{3.75} = 0.053 > \frac{1}{22.5} = 0.044$ Condition vérifiée.
- $\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{tu}}{15M_u} \Rightarrow \frac{0.20}{3.75} = 0.053 > \frac{M_{tu}}{15M_u} = 0.040$ Condition vérifiée.
- $\frac{A_{adp}}{b.d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{65 \times 18} = 0.002 < \frac{3.6}{400} = 0.009$ Condition vérifiée.

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

IV.4.2.4.8-Ferrailage de la dalle de compression : d'après le BAEL91 Article (B.6.8.423)

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 33 cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Les sections doivent être :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si : } L \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_{s1} = \frac{200}{f_e} ; \\ \text{Si : } 50 \text{ cm} < L \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_{s1} = \frac{4L}{f_e}. \end{array} \right.$$

Avec : L : Longueur entre l'axe des poutrelles égale à 65 cm.

A_{s1} : Section des armatures perpendiculaires aux poutrelles.

A_{s2} : Section des armatures parallèles aux poutrelles.

Pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

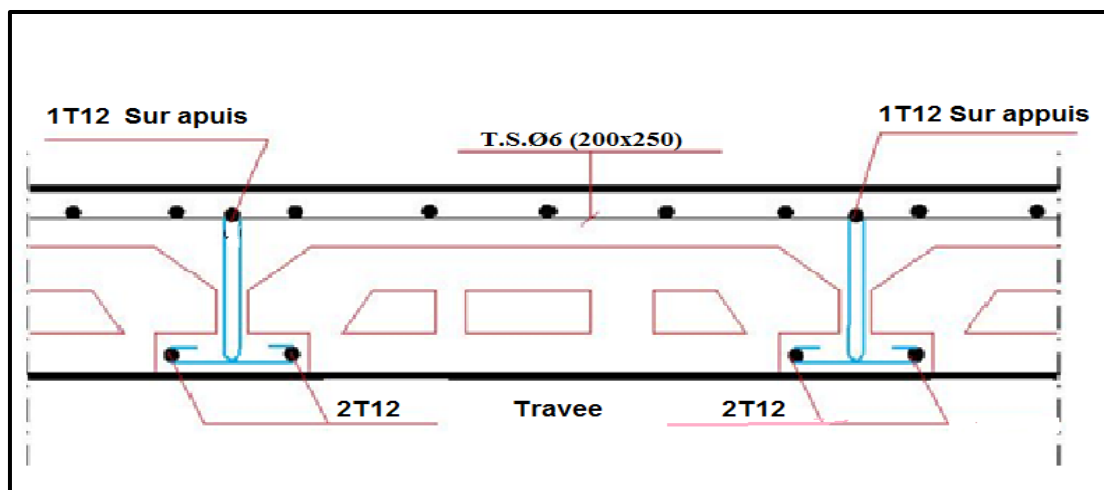
$$50 \text{ cm} < L = 65 \text{ cm} < 80 \text{ cm} \Rightarrow A_s = \frac{4L}{f_e} = 0.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 5 $\phi 6$ de section 1.41 cm², avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

Pour les armatures parallèles aux poutrelles : $A_{s2} = \frac{A_{s1}}{2} = 0.32 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

On adopte : 4 $\phi 6$ de section 1.13 cm², avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

Donc on va adopter pour le ferrailage de la dalle de compression des treillis soudés de maillage (20x25) cm² et de nuance FeE240 avec des $\phi 6$.

IV.4.2.4.9- Schéma de ferrailage des poutrelles

FigureIV.4.2.4.9 : Schéma de ferrailage des poutrelles (planchers)

IV.5 Calcul des balcons :

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, est calculé comme une dalle reposant sur trois appuis, dont les sollicitations appliquées sont :

- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids de mur.
- Un moment à l'extrémité du à l'effort appliqué sur le garde –corps

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

IV.5.1 Pré-dimensionnement et évaluation Des Charges :

D'après le chapitre du pré dimensionnement On a : $e = 15\text{cm}$

- Charge permanente : $G = 5.31\text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 3.5\text{ KN/m}^2$
- Charge concentrée due aux poids de mur :

Garde de corps : $G = 1.70\text{KN/m}^2$

Hauteur du mur : $H = 1\text{ m}$

D'où : $P = G.H = 1.7 \times 1 = 1.70\text{ KN/m}$.

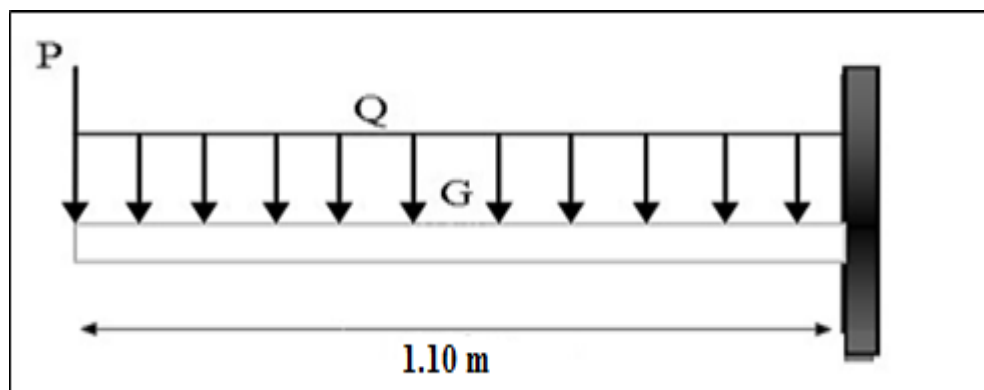


Figure III.4 : Schéma statique d'un balcon.

IV.5.2 Combinaison des Charges :

Pour une bande de 1m de largeur, on a :

$$\begin{cases} G = 5.31 \times 1 = 5.31 \text{ KN/m} \\ Q = 3.5 \times 1 = 3.5 \text{ KN/m} \\ P = 1.70 \times 1 = 1.70 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Etat limite ultime (ELU) :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.42 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1.35P = 2.29 \text{ KN}$$

• **Etat limite service (ELS) :**

$$q_{ser} = G + Q = 8.81 \text{ KN/m}$$

$$P_{ser} = P = 1.70 \text{ KN}$$

	q (KN/m)	P (KN)	M (KN.m)	V (KN)
E.L.U	12.42	2.29	11.69	17.19
E.L.S	8.81	1.70	8.38	12.27

Tableau

III.2 : Les

efforts internes à l'ELU et à l'ELS (balcon).

IV.5.3 Calcul des efforts Internes :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

- Le moment fléchissant : $M(x) = \frac{q}{2}x^2 + Px$

- Effort tranchant : $V(x) = qx + P$

IV.5.4 Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur et la fissuration considérée comme préjudiciable.

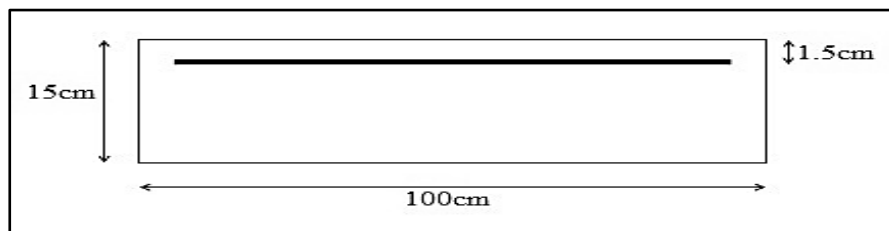


Figure III.5 : La section étudiée (balcon).

On a: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bu} = 14.20 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 0.9h = 13.5 \text{ cm}$.

-Calcul à l'ELU :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.045 ; \mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.058 ; \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.977 ; A_{su} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 2.55 \text{ cm}^2$$

IV.5.4.1 Condition de non fragilité : d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_s = \max(A_{su} ; A_{\min}) \Rightarrow A_s = A_{su} = 2.55 \text{ cm}^2$

Le choix des barres est : **4HA10** = 3.14 cm²

Espacement des armatures :

$$S_t = \frac{b}{4} = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.5.4.2 Armature de répartition :

$$A_{\text{rép}} = \frac{A_{\text{adp}}}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est : **5HA8** = 2.51 cm²

Espacement des armatures :

$$S_t = \frac{b}{4} = 25 \text{ cm on prend } S_t = 24 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

μ	α	β	A_s (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)	S_t (cm)	$A_{\text{rép}}$ (cm ²)	S_t (cm)
0.045	0.058	0.977	2.55	1.63	4HA10=3.14	25	5HA8=2.51	20

Tableau III.3 : Ferrailage du balcon.

IV.5.5 Vérification au cisaillement : selon le BAEL91 Article (A.5.1.1)

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$, tel que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{17.19 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.127 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Donc on a : $\tau_u = 0.127 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.5.6 Vérification à L'ELS :

- Contrainte limite de compression du béton est : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Contrainte limite de traction de l'acier en fissuration préjudiciable est :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

IV.5.6.1 Calcul des contraintes σ_{bc} et σ_s :

Position de l'axe neutre y_1 : ($A'_s = 0$)

$$\frac{b}{2}y_1^2 - n.A_s(d - y_1) = 0 \text{ Donc : } y_1 = 3.13 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :

$$I_x = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + n.A_s(d - y_1)^2 \text{ Donc : } I_x = 6087.13 \text{ cm}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y_1}{I_x} = 4.31 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{n \cdot M_{ser}}{I_x} (d - y_1) = 20.44 \text{ MPa} \end{cases}$$

IV.5.6.2 Vérification des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.31 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow \sigma_s = 20.44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

IV.5.7 Vérification de la flèche :

D'après le BAEL91 Article (B.6.5, 2), si les deux conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{1.10} = 0.136 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$
- $\frac{A_{adp}}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13.5} = 0.0023 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

IV.5.8 Schéma de ferrailage :

Le schéma de ferrailage est détaillé dans la Figure suivante :

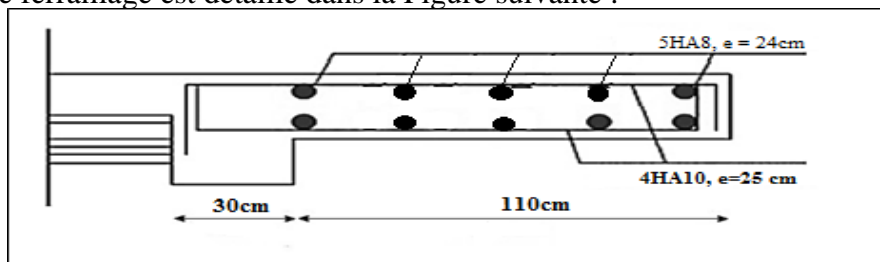


Figure III.6 : Ferrailage du balcon.

IV.6-Calcul de la dalle machine

IV.6.1 Introduction : La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celui des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

IV.6.2 Pré-dimensionnement de la dalle machine :

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

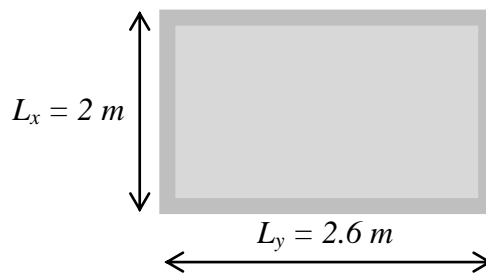


Figure IV.6.2: Schéma représentatif de la dalle machine.

- deux conditions à vérifier

1- Condition de résistance à la flexion :

Dalle reposant sur quatre appuis :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{Alors :} \quad \frac{200}{50} \leq e \leq \frac{200}{40} \Rightarrow 4 \text{ cm} \leq e \leq 5 \text{ cm}$$

2- Condition de l'E.N.A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (**E.N.A**) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25$ cm, donc on prend : $e = 25$ cm

IV.6.3 Evaluation des charges :

D'après les recommandations techniques de fabrication de l'ascenseur la somme des charges appliquées sur cette dalle est :

a) Charges permanentes (G) :

- Poids des machines $P = \sum P_i = 10 \text{ t}$
- Poids propre de la dalle $G_1 = 0.25 \times 25 = 6.25 \text{ KN/m}^2$

$$G = \frac{P}{L_x \cdot L_y} + G_1 \Rightarrow G = \frac{100}{2.00 \times 2.60} + 6.25 = 25.481 \text{ KN/m}^2$$

b) Charges d'exploitation (Q) : $Q = 4 \text{ KN/m}^2$

IV.6.4 Combinaison de charges :

Pour une bande de 1m de largeur, on a :

$$G = 25.481 \times 1 = 25.481 \text{ KN/m}$$

$$Q = 4 \times 1 = 4 \text{ KN/m}$$

$$\text{E.L.U} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 40.399 \text{ KN/m}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser} = G + Q = 29.481 \text{ KN/m}$$

IV.6.5 Détermination des efforts :

Le calcul des efforts se fait selon le **CBA 93**, sachant que la dalle s'appuie sur quatre appuis et soumise à une double flexion (solicité dans les deux sens x et y).

-Calcul de (ρ) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{2.60} = 0.769 \Rightarrow 0.4 < \rho < 1$$

Donc la dalle de l'ascenseur porté suivant les deux directions.

-Calcul des moments fléchissant :

Les moments fléchissant au centre de panneau de flexion pour une bande de 1m sont :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q L_x^2 \\ M_y = \mu_y M_x \end{cases}$$

Les valeurs approchées des coefficients μ_x et μ_y donnés par l'annexe E.3 des

Règles BAEL91 :

Calcul	μ_x	μ_y
Sollicitations à l'E.L.U et à l'ELS	$\frac{1}{8(1+2.4\alpha^3)}$	$\alpha^3 [1.9 - 0.9\alpha]$
Déformation à l'E.L.S	$\frac{1}{8(1+2\alpha^3)}$	$\alpha^2 \left[1 + \frac{3}{2}(1-\alpha)^2 \right]$

-Exemple de calcul à l'E.L.U:

$$\left. \begin{aligned} \mu_x &= 0.0520 \Rightarrow M_x = 8.403 \text{KN.m} \\ \mu_y &= 0.667 \Rightarrow M_y = 5.605 \text{KN.m} \end{aligned} \right\}$$

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

- Moment en travées :

$$M_{tx} = 0.8 M_x = 6.722 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.8 M_y = 4.484 \text{KN.m}$$

- Moment sur appui :

$$M_{ax} = 0.3 M_x = 2.521 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3 M_y = 1.345 \text{KN.m}$$

		μ	M (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
E.L.U	Sens x	0.0520	8.403	6.722	2.521
	Sens y	0.667	5.605	4.484	1.682
E.L.S	Sens x	0.0589	6.946	5.557	2.084
	Sens y	0.764	4.246	3.397	1.274

Tableau IV.6.5:Tableaux récapitulatif des sollicitations (D. machine).

IV.6.6 Ferrailage de la dalle à l'état limite ultime (ELU) :

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section (100x25) cm² qui travaille en flexion simple
L'enrobage des armatures est de 2.5cm.

Les données sont :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bu} = 14.20 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; h = e = 25 \text{ cm} ; d = 0.9h = 22.5 \text{ cm.}$$

-Dans le sens «Lx» :

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.722}{1(0.225)^2 14.2(10)^3} = 0.009$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.011$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.995$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6.722(10)^6}{0.995 (0.225) \cdot 348(10)^3} = 0.86 \text{ cm}^2$$

- Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.521}{1(0.225)^2 14.2(10)^3} = 0.004$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.005$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.998$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2.521(10)^6}{0.998 (0.225) \cdot 348(10)^3} = 0.322 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = 0.23 \frac{2.1 (1000) 0.225(10)^3}{400} = 2.72 \text{ cm}^2$$

Armatures utilisées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } A_{cal} = \max(A_s ; A_{\min}) \Rightarrow A_{cal} = A_{\min} = 2.72 \text{ cm}^2 \\ \text{Sur appui : } A_{cal} = \max(A_s ; A_{\min}) \Rightarrow A_{cal} = A_{\min} = 2.72 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Alors : } A_{cal} = A_{\min} = 2.72 \text{ cm}^2$$

Le choix est de **4HA10** dont la section est égale à **3.14 cm²**

Espacement des armatures :

$$S_t = \frac{b}{4} = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

-Dans le sens « L_y » :**• En travée :**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4.484}{1(0.225)^2 14.2(10)^3} = 0.006$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.008$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.996$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4.484(10)^6}{0.996 (0.225) \cdot 348(10)^3} = 0.574 \text{ cm}^2$$

• Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{1.345}{1(0.225)^2 14.2(10)^3} = 0.002$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.003$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.998$$

$$A_s = \frac{M_{ay}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{1.345(10)^6}{0.998(0.225).348(10)^3} = 0.172 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}.b.d}{f_e} = 2.72 \text{ cm}^2$$

Armatures utilisées :

$$\begin{cases} \text{En travée : } A_{cal} = \max(A_s ; A_{\min}) \Rightarrow A_{cal} = A_{\min} = 2.72 \text{ cm}^2 \\ \text{Sur appui : } A_{cal} = \max(A_s ; A_{\min}) \Rightarrow A_{cal} = A_{\min} = 2.72 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Alors : } A_{cal} = A_{\min} = 2.72 \text{ cm}^2$$

Le choix est de **4HA10** dont la section est égale à **3.14 cm²**

Espacement des armatures :

$$S_t = \frac{b}{4} = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

		A_s (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_{cal} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)	S_t (cm)
En travée	Sens x	0.86	2.72	2.72	4HA10 = 3.14	25
	Sens y	0.574	2.72	2.72	4HA10 = 3.14	25
Sur appui	Sens x	0.322	2.72	2.72	4HA10 = 3.14	25
	Sens y	0.172	2.72	2.72	4HA10 = 3.14	25

Tableau IV.6.6:Résultats de ferrailage en travée et en appuis(D. machine).

IV.6.7 Vérification au cisaillement :

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{40.399 \times 2 \times 2.6}{2 \times 2 + 2.6} = 31.830 \text{ KN} \\ V_y = \frac{q_u L_x}{3} = 26.933 \text{ KN} \end{array} \right. \Rightarrow V_u = \max(V_x ; V_y) = 31.830 \text{ KN}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0.141 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0.141 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

IV.5.8 Vérification à l'état limite de service (ELS)

a) Vérification des contraintes :

• **Acier :**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s

• **Béton :**

D'après le règlement **BAEL 91** il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de compression de béton σ_{bc} si la condition suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

		α	γ	α_l	condition
En travée	Sens x	0.011	1.21	0.355	vérifiée
	Sens y	0.008	1.32	0.410	vérifiée
Sur appui	Sens x	0.005	1.21	0.355	vérifiée
	Sens y	0.003	1.32	0.410	vérifiée

Tableau IV.6.8: tableau récapitulatif des vérifications (D. machine).

b) Vérification de la flèche : d'après le BAEL91 Article (B.6.5, 2)

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.25}{2} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.062 \\ \frac{h}{L_y} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.25}{2.60} = 0.096 > \frac{1}{16} = 0.062 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{10M_x} \Rightarrow \frac{0.25}{2} = 0.125 > \frac{M_t}{10M_x} = 0.080 \\ \frac{h}{L_y} \geq \frac{M_t}{10M_y} \Rightarrow \frac{0.25}{2.80} = 0.096 > \frac{M_t}{10M_y} = 0.080 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{adp}}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 22.5} = 0.0014 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.6.9 Schéma de Ferrailage :

Le schéma de ferrailage est détaillé dans la figure suivante :

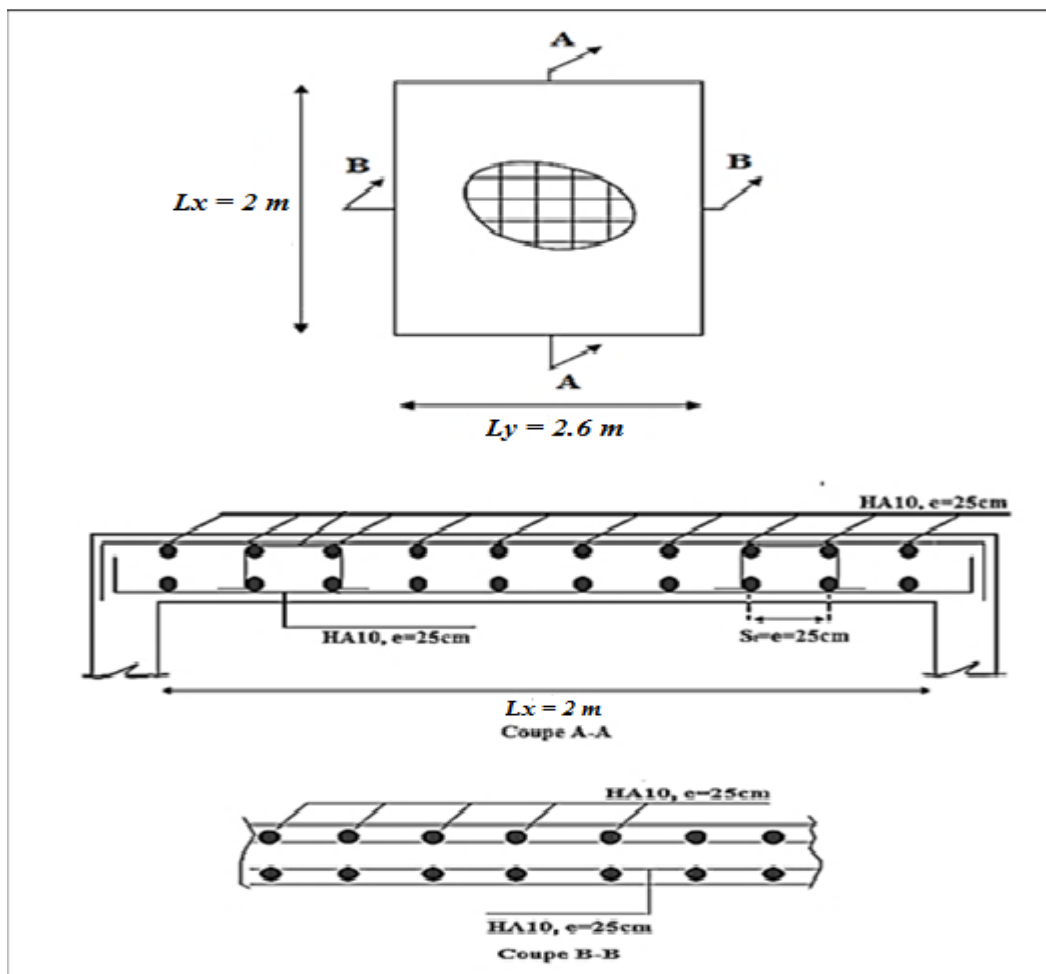


Figure IV.6.9:Schéma de Ferrailage de la dalle machine.

V. Etude sismique et dynamique

V.1-Introduction :

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

Les forces d'origine sismique agissant sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur de génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages par un comportement essentiellement plastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent, avec une ductilité permettant de limiter les dommages et sans effondrement.

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels. Les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

V.2-Etude Dynamique

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

V.2.1-Objectif de l'étude dynamique :

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

V.3-Choix de la méthode de calcul

V.3.1-Méthode statique équivalente

a) Principe :

Le Principe consiste à remplacer l'action dynamique d'origine sismique par une charge statique dite équivalente, censée provoquée les même effets ;

b) Condition d'application :

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires

Zone I : Tous les groupes.

Zone II :

- Groupe d'usage 3.
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III :

- Groupes d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

V.3.2 La méthode d'analyse modale spectrale.

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.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

b) Les étapes d'application :

1. Détermination du spectre de réponse ;
2. Détermination des caractéristiques dynamiques de la structure ;
3. Détermination des forces statique équivalentes au moyen du spectre de réponse pour différentes périodes (fondamentale et d'ordre supérieures) ;
4. Détermination des efforts dans les éléments ;
5. Analyse modale.

V.3.3-La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

a) Principe : cette méthode est fondée sur l'étude des efforts dans la structure en fonction du temps, elle nécessite la donnée d'un accélérogrammes et impose en pratique l'usage de l'ordinateur. La structure est supposé soumise à un séisme qui provoque des mouvements du sol dans une direction donnée, définie par l'accélérogrammes. Elle est représentée par un modèle dont on calcul la matrice de raideur K , la matrice des masses M et l'amortissement que l'on suppose en générale identique pour tous les modes.

b) Domaine d'application : Elle s'applique au cas par cas pour les structures de grande importance par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisés, ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire

V.4-Vérification de la régularité :

Chaque bâtiment (et sa structure) doit être classé selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non selon les critères de classification des ouvrages dictés par l'article 3.5 des règles **RPA99/version2003**, comme le montre la figure V.4 suivante :

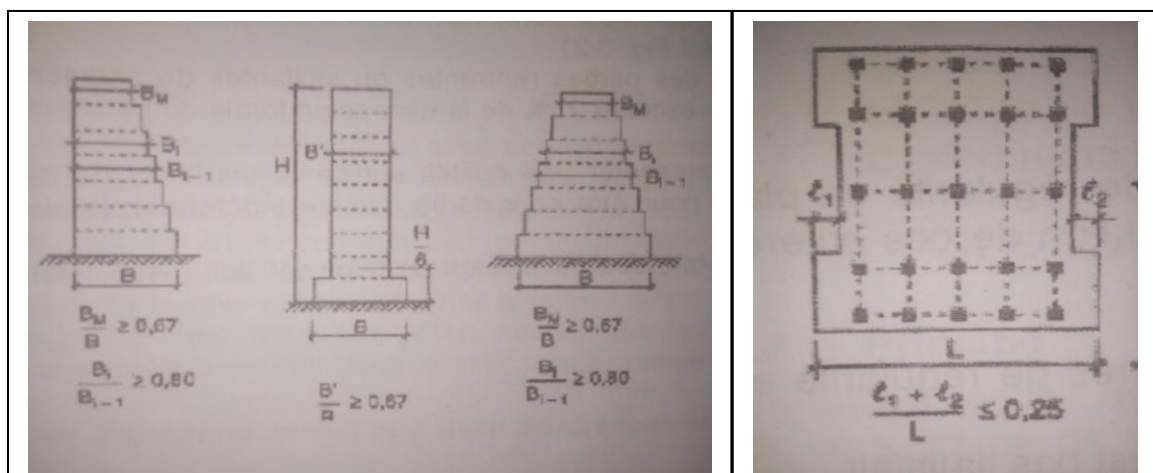


Figure V.4 : critères de régularité

figure (Fig 3.3)page :37 des règles **RPA99/version2003**

-Régularité en plan :

$$\frac{l_1 + l_2}{L} \leq 0.25 \Leftrightarrow \frac{3.6 + 3.6}{18.6} = 0.387 > 0.25 \quad \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$0.25 \leq \frac{l_x}{L_y} \leq 4 \Leftrightarrow \frac{18.6}{25} = 0.744 \Leftrightarrow 0.25 \leq 0.744 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

-Régularité en élévation :

$$\frac{B'}{B} \geq 0.67 \Leftrightarrow \frac{24.48}{24.48} = 1 > 0.67 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

-Conclusion :

Les critères de classification des ouvrages selon leur configuration dictés par l'article 3.5 des règles **RPA99/version2003** nous montre que la structure étudiée présente une irrégularité en plan, donc on doit utiliser la méthode dynamique modale spectrale pour l'analyse sismique.

V.5-Modélisation de la structure étudiée :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux, etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis **robot Autodesk** est utilisé.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **robot Autodesk structural analyse version 2014** qui est un logiciel de calcul de structure.

V.5.1-Description du logiciel robot Autodesk 2014 :

Robot Autodesk 2014 est un logiciel de calcul, Il permet de modéliser facilement et rapidement une variété très large de structures grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. C'est une application collaborative, polyvalente et rapide, capable de calculer les modèles les plus complexes grâce à un maillage EF automatique puissant, des algorithmes non linéaires, ainsi qu'un jeu complet de normes de conception international (BAEL, RPA2003...)

V.5.2 Modélisation de la structure sur le logiciel :

Les étapes de la modélisation sont enchainées comme suit :

- Introduction des données géométriques de la structure ;
- Modélisation des éléments linéaires ;
- Modélisation des éléments surfaciques ;
- Chargement de la structure ;
- Modélisation des masses.

Les résultats de la modélisation données par le logiciel de calcul sont comme suite :

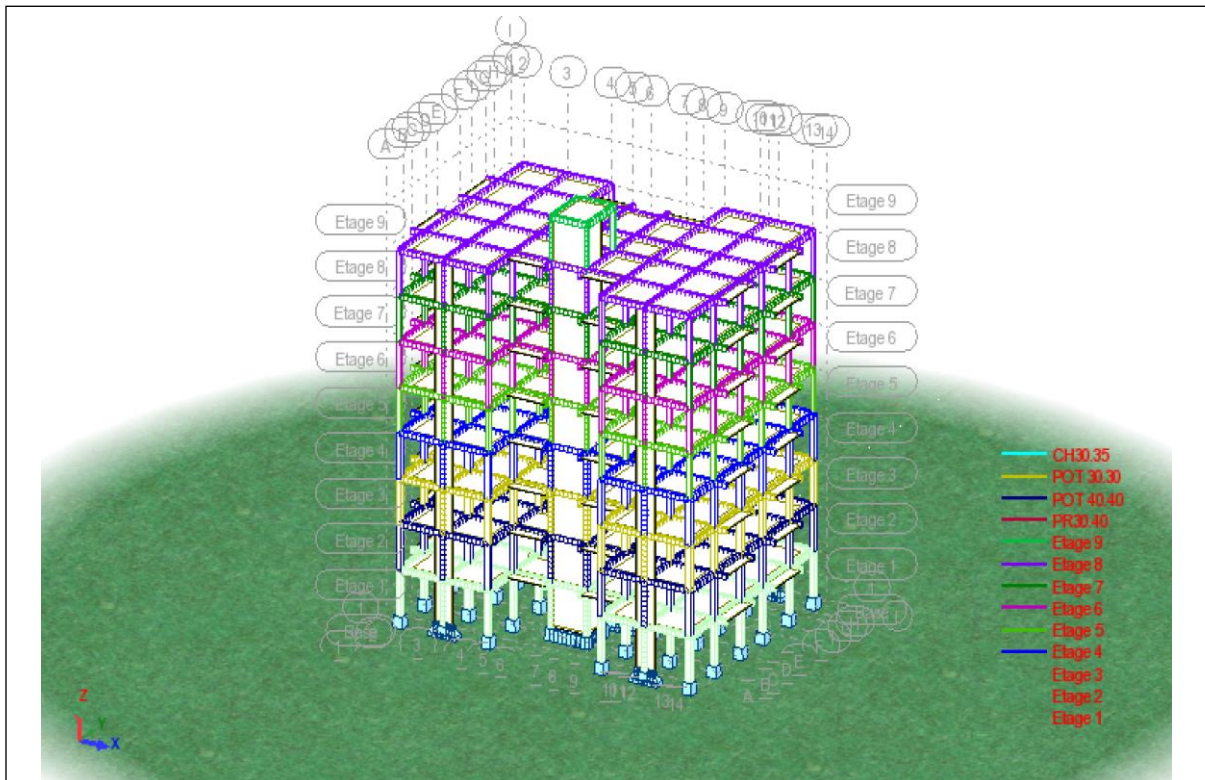


Figure V.5.2.1 : Vue en 3D de la construction

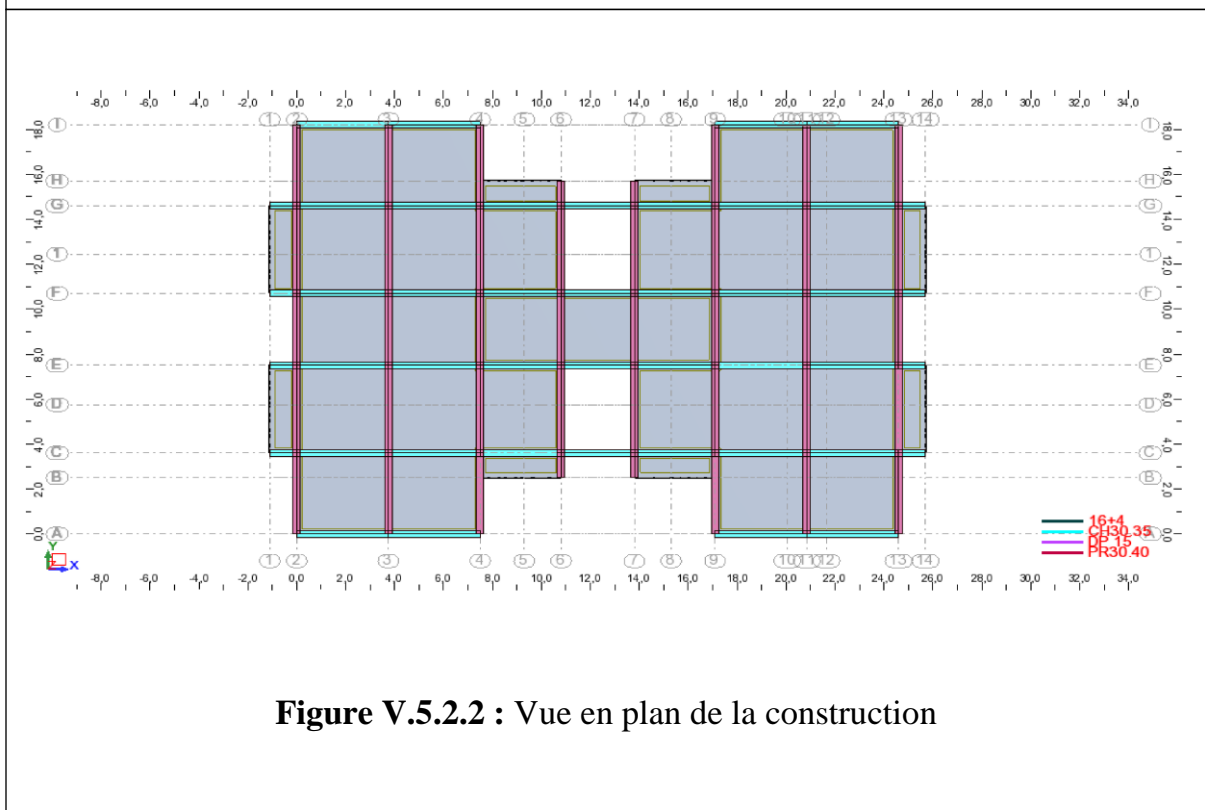


Figure V.5.2.2 : Vue en plan de la construction

V.6 Spectre de réponse de calcul :

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul, comme il est indiqué dans l'article : 4.3.3 du RPA 99 / version 2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5\eta(1.25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 0.3s \end{cases}$$

Avec :

$\frac{S_a}{g}$: Accélération spectrale.

g : Accélération de la pesanteur : $g = 9.81 \text{ N}$

A : Coefficient d'accélération de zone : $A = 0.1$ (tableau 4.1 du RPA 99 / version 2003)

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7/2 + \xi} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique : (tableau 4.2 du RPA 99 / version 2003), dans notre cas $\xi = 7 \Rightarrow \eta = 0.882$

R : Coefficient de comportement de la structure : $R = 5$ (tableau 4.3 du RPA 99 / ver 2003)

Q : Facteur de qualité : $Q = 1.2$ (tableau 4.4 du RPA 99 / ver 2003)

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site : $T_1 = 0.15 \text{ s}_{ec}$; $T_2 = 0.40 \text{ s}_{ec}$ (tableau 4.7 du RPA 99 / version 2003)

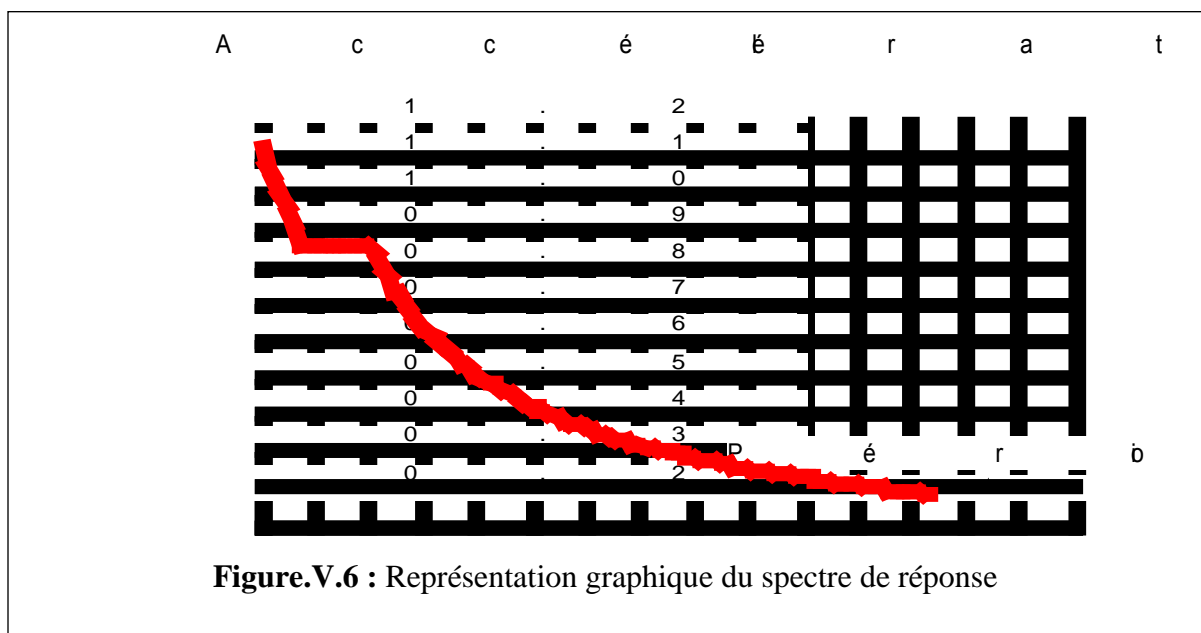


Figure.V.6 : Représentation graphique du spectre de réponse

V.7 Vérification spécifique pour l'ensemble de la structure:**a)- Résultante des forces sismiques de calcul V_t**

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être inférieure de 80% de la résultante des forces sismiques obtenues par la méthode statique équivalente V , soit : $V_t > 80\% V$

a).1- Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente :

Conformément à l'article 4.2.3 du **RPA99/version2003**, les forces sismiques de calcul V dans les deux directions seront déterminées d'après la formule :

$$V = \left(\frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \right) W$$

D'où : (D) est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta (T_2/3.0)^{\frac{2}{3}} (3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

-Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

- Les formules empiriques à utiliser selon **RPA99/version2003**, sont :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} ; 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} \right\}$$

Avec :

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 des mêmes règles, on a : $C_T = 0.05$

h_N : Hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 24.48 \text{ m}$$

- Par conséquent on n'aura : $T = C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 24.48^{3/4} = 0.55 \text{ s}$

L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré, dans les deux directions.

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 25 \text{ m} \\ L_y = 18.6 \text{ m} \end{array} \right. \text{ Donc : } \left\{ \begin{array}{l} T_x = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 24.48}{\sqrt{25}} = 0.44 \text{ s} \\ T_y = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 24.48}{\sqrt{18.6}} = 0.51 \text{ s} \end{array} \right.$$

On a - Sens (x) : $T_x = \min(T; T_x) = \min(0.55; 0.44) = 0.44 \text{ s}$

Sens (y) : $T_y = \min(T; T_y) = \min(0.55; 0.51) = 0.51 \text{ s}$

$\xi\%$: Est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages structure ($\xi\% = 7$)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0.88$$

▪ Donc on calcule le facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 2.5 \times 0.88 (0.40/0.44)^{\frac{2}{3}} = 1.70 \\ D_y = 2.5 \times 0.88 (0.40/0.51)^{\frac{2}{3}} = 1.54 \end{array} \right.$$

- **Le facteur de qualité Q** : le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent ;
- la régularité en plan et en élévation ;
- la qualité de contrôle de la construction.

La valeur de Q déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

Avec : P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q soit satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 du **RPA99/version2003**.

Critère q	P_q	
	Sens longitudinal	Sens transversal
1. Conditions min 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 de l'exécution	0	0
Total	0.1	0.1

Tableau V.7 : Valeurs des pénalités P_q

- Sense longitudinal : $Q_x = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + 0.1 = 1.10$
- Sense transversal : $Q_y = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + 0.1 = 1.10$

-Poids total de la structure W :

W : est égale à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i):

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec :} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation.

D'où : $\beta = 0.2$ (le tableau 4.5 des RPA99/version 2003).

V.8 Caractéristiques dynamiques de la structure

V.8.1 Etude de la structure sans voiles de contreventement (portique autostable) :

a) Modèle 1 :

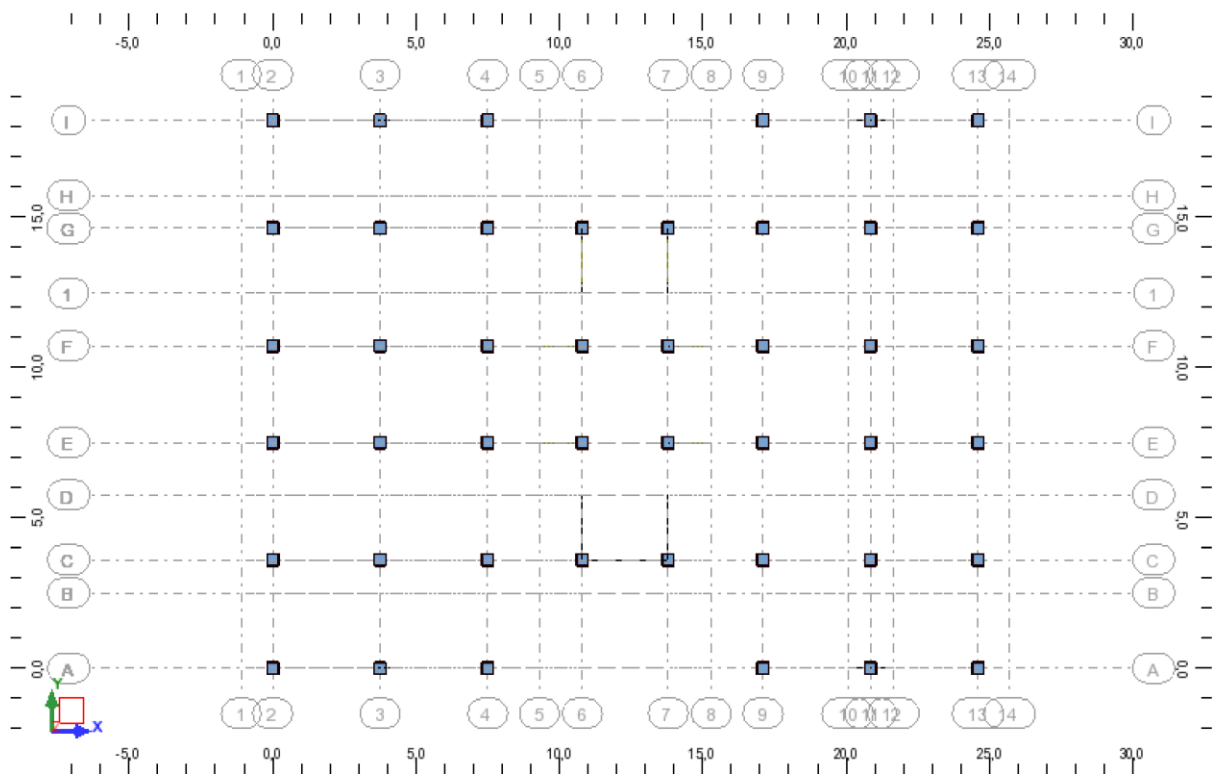


Figure V.8.1.a: Vue en plan du Modèle 1 (Modèle de référence).

-b) Résultats de l'analyse dynamique:

Le tableau V.8.1.b, suivant représente des résultats dynamiques obtenus après l'analyse de la structure par le logiciel robot structural analyse Professional 2014 :

Modes	Période (sec)	Facteurs de participation massique				Nature
		$U_x(\%)$	$U_y(\%)$	$\sum U_x(\%)$	$\sum U_y(\%)$	
1	0,78	2,21	0,45	2,21	0,45	Torsion
2	0,41	0,01	23,64	2,22	24,09	Translation selon x
3	0,39	17,65	0,01	19,87	24,10	Translation selon y
4	0,35	3,25	0,18	23,11	24,28	/
5	0,24	0,05	2,11	23,16	26,39	/
6	0,24	1,59	0,12	24,74	26,51	/
7	0,20	0,20	0,02	24,95	26,53	/
8	0,15	0,01	0,01	24,96	26,54	/
9	0,14	0,01	0,02	24,97	26,56	/
10	0,13	0,01	13,92	24,98	40,48	/

Tableau V.8.1.b : Caractéristiques Dynamiques du modèle 1.

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0.78 s$.
- La valeur de (T), calculée à partir de la méthode numérique dépasse la période

de **RPA99** estimée à partir des formules empiriques de plus de 30%, qui veut dire :

$$\left\{ \begin{array}{l} T = 0.78 s > 1.3T_x = 0.572 s \\ T = 0.78 s > 1.3T_y = 0.663 s \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{conditions non vérifiés}$$

V.8.2 Renforcement du bâtiment par des voiles de contreventement

a)-Le choix de notre disposition des voiles:

La disposition des voiles doit satisfaire à plusieurs conditions qui se trouvent ci-dessous :

- La position des voiles doit éviter les efforts de torsion dans la structure.
- Il faudra aussi que la somme de la masse modale effective atteigne 90% de la masse totale de la structure dans les deux sens.
- Le nombre de voile qui est disposé dans la structure doit assurer une bonne rigidité, et à la fois rester dans un domaine économique.
- La disposition finale doit aussi respecter le règlement parasismique algérien RPA99 version 2003.

C'est la raison pour laquelle on a choisi le **Modèle 2(proposé)**, car il satisfait à tous les conditions citées au paravent.

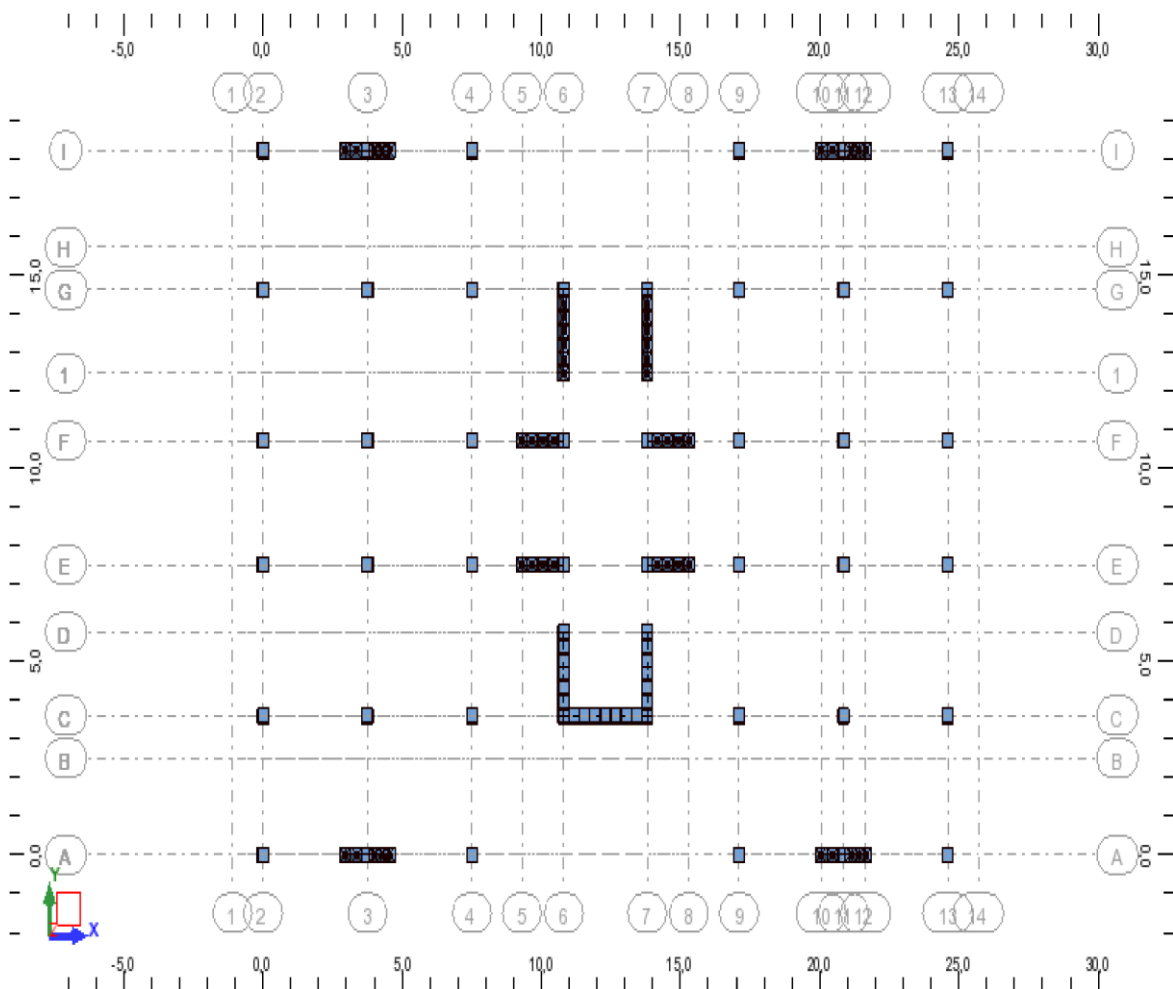


Figure V.8.2.a: Vue en plan du Modèle 2 (Renforcement proposé).

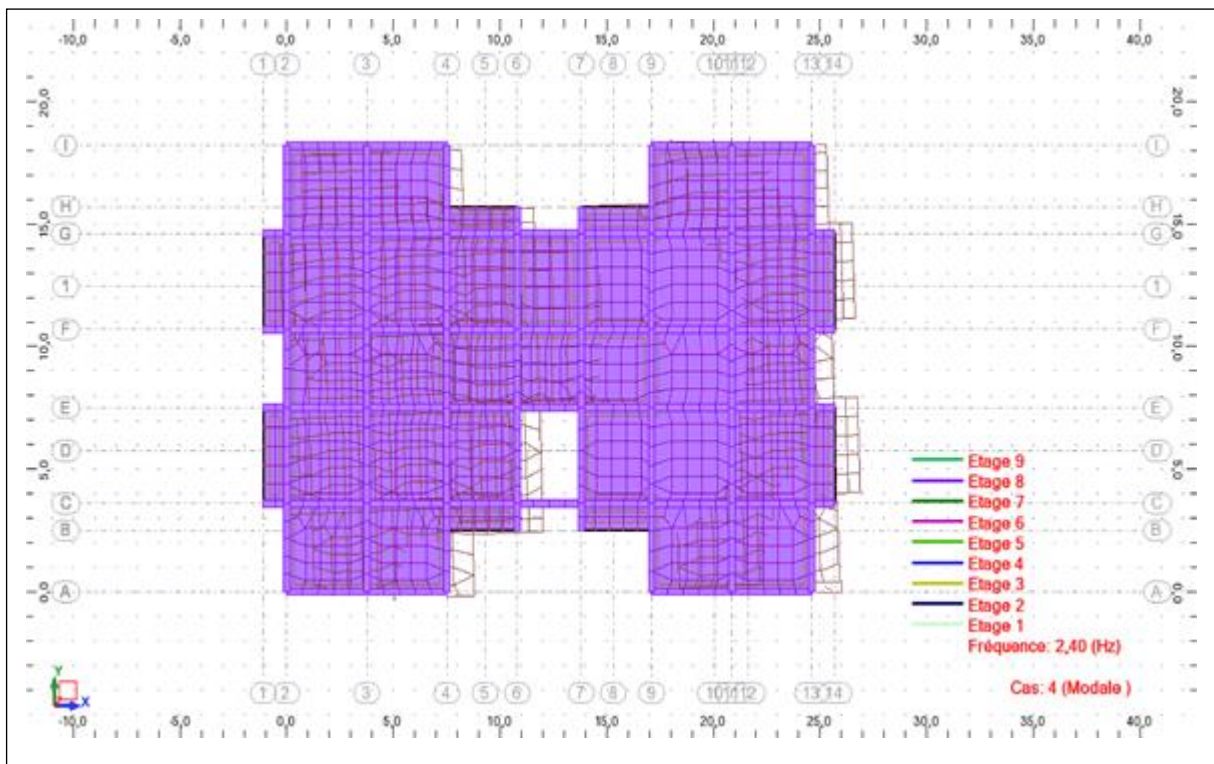
b)-**Résultats de l'analyse dynamique** :les caractéristiques dynamiques de la structure auto-stable sont données dans le tableau suivant :

Modes	Période (sec)	Facteurs de participation massique				Nature
		U_x	U_y	$\sum U_x$ (%)	$\sum U_y$ (%)	
1	0,56	7,76	0,00	7,76	0,00	Translation selon x
2	0,51	0,00	72,58	7,76	72,58	Translation selon y
3	0,42	64,86	0,00	72,62	72,58	Torsion
4	0,19	1,49	0,00	74,11	72,58	/
5	0,16	0,00	15,15	74,11	87,73	/
6	0,13	11,88	0,00	85,99	87,73	/
7	0,10	1,04	0,00	87,03	87,73	/
8	0,09	2,99	0,02	90,02	87,75	/
9	0,09	0,01	5,10	90,03	92,85	/
10	0,07	0,23	0,00	90,25	92,85	/

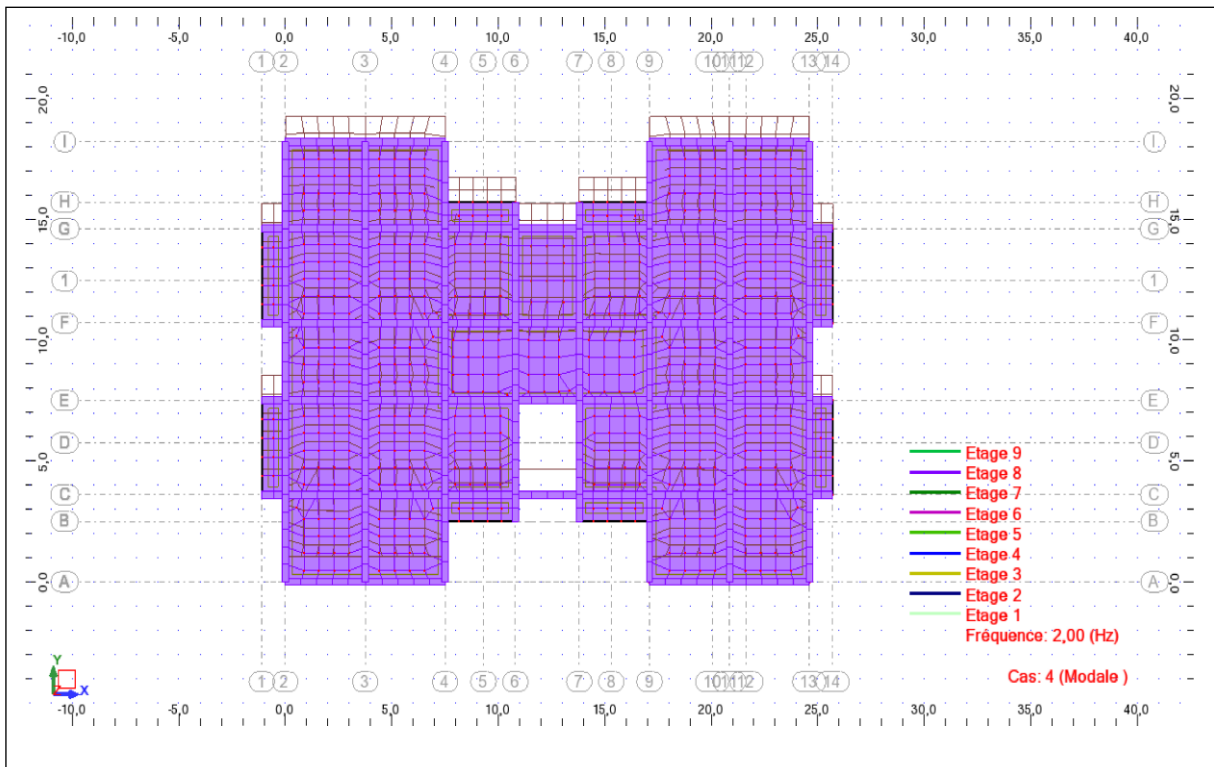
Tableau V.8.2.b: Résultats de l'analyse dynamique.

c)- Les trois premiers modes propres :

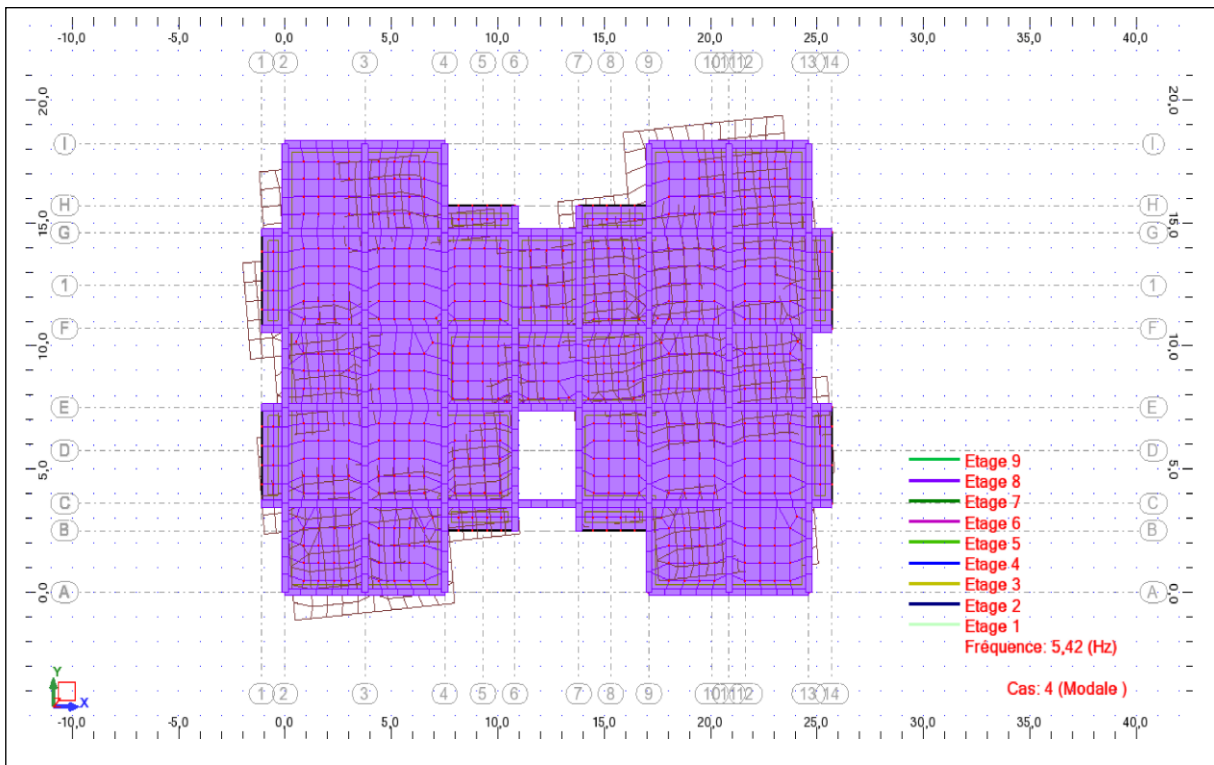
- Mode 1 : Translation selon x



Mode 2 : Translation selon y



Mode 3 : Torsion



d)-Constataion des résultats :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0.56s$.
 - La valeur de (T), calculée à partir de la méthode numérique ne dépasse pas la période de (**RPA**) estimée à partir des formules empiriques de plus de 30%, qui veut dire :

$$\left\{ \begin{array}{l} T = 0.56s < 1.3T_x = 0.57s \\ T = 0.56s < 1.3T_y = 0.66s \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$
- Le premier mode est une translation selon le plan (x-x).
- Le deuxième mode est une translation selon le plan (y-y).
- Le troisième mode est une torsion selon les deux plans (x-x) et (y-y).

Selon l'article 4.3.4 du **RPA99/version2003** on a :

- La masse modale longitudinale (x) est : 29018.84 KN
- La masse modale transversale (y) est : 29819.53KN
- La masse totale de la structure (W) est : 30795.76KN

D'où : $90\%(30795.76) = 27716.184 \text{ KN} < 27793.17\text{KN} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

$90\%(30795.76) = 27716.184 \text{ KN} < 28593.86 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

V.9 Caractéristiques géométriques et massique de la structure**V.9.1 Centre de masse :**

Le centre de masse est le point de l'application des résultantes des charges horizontales (vent, séisme).

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

-Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_m = \frac{\sum W_i \cdot X_i}{\sum W_i} \text{ et } Y_m = \frac{\sum W_i \cdot Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

X_m, Y_m : Coordonnées du centre de masses du niveau considéré.

X_i, Y_i : Coordonnées du centre de masse de l'élément (i) du niveau considéré par rapport aureau père choisi.

W_i : Poids propre de l'élément (i) du niveau considéré.

Les résultats du centre de masse donné par le logiciel Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2014 des différents niveaux sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	X_m (m)	Y_m (m)
1	12.30	9.19
2	12.30	9.19
3	12.30	9.19
4	12.30	9.19
5	12.30	9.20
6	12.30	9.20
7	12.30	9.20
8	12.30	9,09
9	12.30	5,34

Tableau V.9. 1: Centre de masse de chaque étage.

IV.9.2 Centre de torsion (rigidité) :

Est le point par lequel passe la résultante des réactions des éléments participant dans la rigidité.

Lorsque le centre de masse et de torsion sont confondus, les efforts extérieurs ne provoquent que des mouvements de translation. En revanche, lorsqu'il y a une excentricité entre elles il y a des mouvements de translations et rotations.

- Les coordonnées du centre de torsion sont déterminées par les formules suivantes :

$$X_t = \frac{\sum I_{xi} \cdot X_i}{\sum I_{xi}} \text{ et } Y_t = \frac{\sum I_{yi} \cdot Y_i}{\sum I_{yi}}$$

Avec :

X_t, Y_t : Coordonnées du centre de torsion du niveau considéré

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox) et (oy).

-Les résultats du centre de torsion sont regroupés dans le tableau suivant : (donné par le logiciel Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2014)

Niveaux	X_t (m)	Y_t (m)
1	12,30	6.80
2	12,30	6.80
3	12,30	6.80
4	12,30	6.80
5	12,30	6.69
6	12,30	6.69
7	12,30	6.69
8	12,30	6,55
9	12,30	3,61

Tableau V.9.2: Centre de torsion de chaque étage.

V.10 Calcul de l'excentricité théorique et accidentelle :

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion, donnée par les formules suivantes :

a) l'excentricité théorique :

$$\begin{cases} e_x = |X_m - X_t| \\ e_y = |Y_m - Y_t| \end{cases}$$

b) l'excentricité accidentelle :

Fixée par l'article 4.3.7 des règles **RPA99/version2003** à : 5% L

$$\text{Sens x : } e_x = 0.05L_x \text{ ; Sens y : } e_y = 0.05L_y$$

- Le tableau V.10 résume les résultats des excentricités pour chaque niveau : (donné par le logiciel Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2014)

Niveaux	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle		Excentricité Adoptée	
	e_{xth} (m)	e_{yth} (m)	e_{xac} (m)	e_{yac} (m)	e_x (m)	e_y (m)
1	0.00	2.39	1.25	0.93	1.25	2.39
2	0.00	2.39	1.25	0.93	1.25	2.39
3	0.00	2.39	1.25	0.93	1.25	2.39
4	0.00	2.39	1.25	0.93	1.25	2.39
5	0.00	2.51	1.25	0.93	1.25	2.51
6	0.00	2.51	1.25	0.93	1.25	2.51
7	0.00	2.51	1.25	0.93	1.25	2.51
8	0.00	2.54	1.25	0.93	1.25	2.54
9	0.00	1.73	1.25	0.93	1.25	1.73

Tableau V.10 : l'excentricité

V.11 Justification de l'interaction portiques-voiles :

- Pour la justification de l'interaction portique-voiles, on doit vérifier que :
 - Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les sollicitations verticales totales de la structure : 30795.76KN

Les sollicitations verticales reprises par les voiles 5958.97 KN

D'où :

$$\frac{5958.97}{30795.76} = 0.1934 = 19.34\% < 20\% \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

Suivant le sens x :

L'effort tranchant total à la base : 993,43KN

L'effort tranchant à la base repris par les portiques : 373,87KN

Donc : $\frac{373,87}{993,43} = 0.376 = 37.6\% > 25\%$ Condition vérifiée.

Suivant le sens y :

L'effort tranchant total à la base : 970,13 KN

L'effort tranchant à la base repris par les portiques : 547,03 KN

Donc : $\frac{547,03}{970,13} = 0.563 = 56.3\% > 25\%$ Condition vérifiée

V.12 Les efforts tranchants sismiques d'étage :

Les efforts sismiques d'étage, suivant les deux directions de calcul longitudinal (x) et transversal (y), sont donnés par le tableau **V.12** suivant :

Niveau	F_x (KN)	F_y (KN)	F_x sur les poteaux (KN)	F_x sur les voiles (KN)	F_y sur les poteaux (KN)	F_y sur les voiles (KN)
RDC	993,43	970,13	373,87	619,55	547,03	423,11
1	973,59	946,77	365,67	607,92	516,03	430,74
2	925,17	896,70	409,74	515,43	591,21	305,49
3	850,80	822,05	457,36	393,43	625,66	196,40
4	749,49	726,06	286,67	462,82	397,08	328,98
5	618,35	601,70	298,46	319,88	384,26	217,43
6	459,27	448,35	255,68	203,59	341,41	106,94
7	266,46	259,15	227,69	38,76	291,63	32,49
8	75,59	59,65	50,99	24,60	37,40	22,25

Tableau V.12: Les efforts tranchants sismiques d'étage.

V.13 Calcul du poids de la structure W :**V.13 Calcul du poids de la structure W :**

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure (W_i), le tableau V.13

présente les masses calculées par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014.

Niveau	m_i (Kg)
1	393870.73
2	393870.73
3	393870.73
4	393870.73
5	370295.87
6	370295.87
7	370295.87
8	340197.77
9	53008.43
$\sum m_i$	3079576.73

Tableau V.13: Poids des différents niveaux.

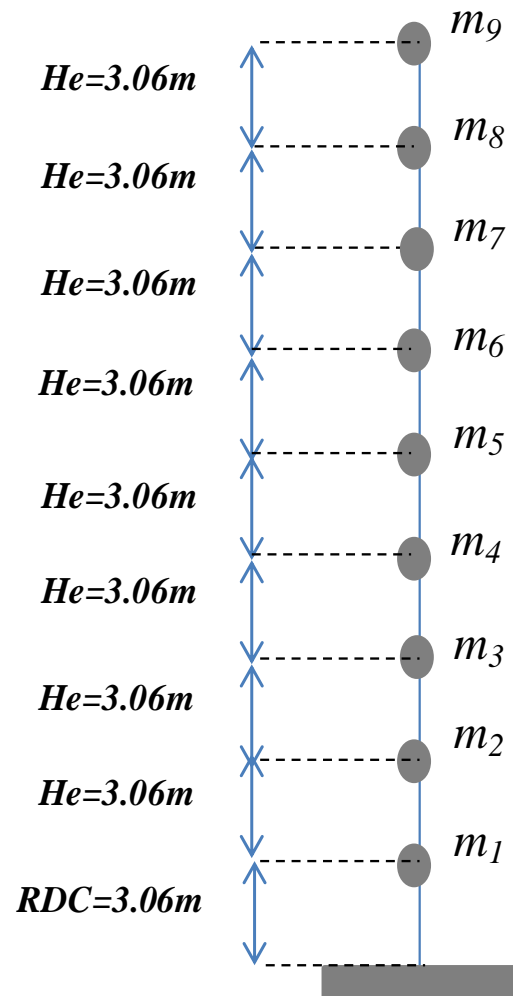


Figure V.1.3: concentration des masses.

Poids total du bâtiment sera égale à : $W = 30795.76$ KN

V.14 Vérifications réglementaires :**V.14.1 Vérification de la résultante des forces sismique à la base :**

La force sismique statique totale appliquée à la base dans les deux sens :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \left(\frac{AD_x Q_x}{R} \right) W = \left(\frac{0.1 \times 1.70 \times 1.1}{5} \right) \times 30795.76 = 1151.761 \text{ KN} \quad (\text{Sens longitudinal}) \\ V_y = \left(\frac{AD_y Q_y}{R} \right) W = \left(\frac{0.1 \times 1.54 \times 1.1}{5} \right) \times 30795.76 = 1043.360 \text{ KN} \quad (\text{Sens transversal}) \end{array} \right.$$

Les efforts tranchant à la base obtenue par la méthode dynamique

D'après le fichier des résultats du logiciel Robot Structural Analyses Professional (2014) :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{x \text{ dyn}} = 993,43 \text{ KN} \\ V_{y \text{ dyn}} = 970,13 \text{ KN} \end{array} \right.$$

D'où :

$$0.8V_x = 921.409 \text{ KN} < V_{x \text{ dyn}} = 993,43 \text{ KN}$$

$$0.8V_y = 834.688 \text{ KN} < V_{y \text{ dyn}} = 970,13 \text{ KN}$$

La condition de l'article 4.2.3 des règles **RPA99/version2003**, est vérifiée dans les deux sens.

V.14.2 Vérification des déplacements latéraux inter-étage :

-Selon l'article 4.4.3 du **RPA99/version2003**, le déplacement horizontal à chaque niveau

"k" de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R \delta_{ek}$

Avec :

δ_{ek} : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques F_i au niveau k .

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

-Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

D'où : $\overline{\Delta_k} \leq 1\% h_k$

h_k : Hauteur d'étage k .

-Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Sens x-x			Sens y-y			
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δ_k (m)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δ_k (m)	$\overline{\Delta_k}$ (m)
1	0.001	0.005	0.005	0.002	0.010	0.005	0.0306
2	0.003	0.015	0.010	0.004	0.020	0.010	0.0306
3	0.006	0.030	0.015	0.008	0.040	0.020	0.0306
4	0.009	0.045	0.015	0.011	0.055	0.015	0.0306
5	0.012	0.060	0.015	0.016	0.080	0.025	0.0306
6	0.015	0.075	0.015	0.019	0.095	0.015	0.0306
7	0.017	0.085	0.015	0.023	0.115	0.020	0.0306
8	0.019	0.095	0.010	0.026	0.130	0.015	0.0306
9	0.024	0.120	0.025	0.029	0.145	0.015	0.0306

Tableau V.14.2: Vérification des déplacements.

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'article 5.10 du **RPA99/version2003** est vérifiée.

V.14.3 Vérification vis-à-vis de l'effet P-Delta :

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

-Si $\theta \leq 0.10$: Les effets du 2^{ème} ordre sont négligés.

-Si $0.10 < \theta \leq 0.20$: il faut augmenter l'effet de l'action sismique calculés par un facteur égale à $(1/1 - \theta_k)$.

-Si $\theta > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec : P_k ; Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k .

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k .

En effet, selon l'article 4.2.5 du **RPA99/version2003** on a :

$$V_k = F_t + \sum F_i \quad \text{avec :} \quad \begin{cases} F_t = 0.07T \cdot V & \text{Si : } T > 0.7s \\ F_t = 0 & \text{Si : } T \leq 0.7s \end{cases}$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure.

Dans notre cas : $T = 0.56s < 0.7s \Rightarrow V_k = \sum F_i$

-Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k
1	3.06	3938.70	0.005	993,43	0.006	0.005	970,13	0.007
2	3.06	3938.70	0.010	973,59	0.034	0.010	946,77	0.014
3	3.06	3938.70	0.015	925,17	0.021	0.020	896,70	0.029
4	3.06	3938.70	0.015	850,80	0.023	0.015	822,05	0.023
5	3.06	3702.95	0.015	749,49	0.024	0.025	726,06	0.042
6	3.06	3702.95	0.015	618,35	0.029	0.015	601,70	0.030
7	3.06	3702.95	0.015	459,27	0.04	0.020	448,35	0.054
8	3.06	3401.97	0.010	266,46	0.042	0.015	259,15	0.064
9		530.08	0.025	75,59	0.057	0.015	59,65	0.029

Tableau V.14.3: Vérification de l'effet P-Delta.

L'effet P- Δ est inférieur à 0.10, c'est à dire notre structure est stable et les effets de second ordre peuvent être négligés.

IV.14.4 Vérification au renversement :

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il faut vérifier la relation suivant :

$$M_s / M_r \geq 1.5$$

Avec : M_s :Moment stabilisant, $M_s = W \times L/2$

$$M_r : \text{Moment de renversement, } M_r = \sum F_i \times h_i$$

L : La dimension en plan du bloc dans la direction considérée.

F_i :La force sismique au niveau (i).

Tableau IV.14.4: Vérification de la stabilité au renversement.

Sens	W (KN)	L (m)	M_s (KN.m)	M_r (KN.m)	M_s / M_r
Longitudinal (x)	30795 .76	25	384947.00	93653.13	4.11
Transversal (y)	30795 .76	18.6	286400.56	91016.85	3.14

La structure vérifie la condition de stabilité au renversement dans les deux sens x-x et y-y.

Tableau IV.14.4: Vérification de la stabilité au renversement.

VI Calcul des éléments structuraux

VI.1. Introduction :Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé C.B.A.93, R.P.A.99/V2003 et BAEL. Les règles C.B.A.93 « Règles de conception étude calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants. Les règles de conception sont venues afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'actions qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité les quelles les actions entaient leurs valeurs.

Les règles R.P.A.99/version 2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des Moments fléchissants et seront donc dimensionnés en flexion composée.
- Les poutres sont soumises aux moments fléchissants et des efforts tranchants donc elles sont dimensionnées à la flexion simple.
- Les voiles sollicités à la flexion composée.

VI.2 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné que les efforts normaux correspondant aux moments fléchissants maximaux sont considérés très faibles, Donc le ferrailage se fera en flexion simple (cas le plus défavorable),à l'ELU, car la fissuration est jugée peu préjudiciable.

VI.2.1 Combinaisons des charges :

En fonction du type des sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Selon le BAEL91 : (Combinaison fondamentale)

E.L.S : $G + Q$

E.L.U : $1.35G + 1.5Q$

- Selon l'article 5.2 du RPA99/version2003 : (Combinaison accidentelle)

E.L.A : $G+Q \pm E$

E.L.A : $0.8G \pm E$

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum et on vérifie avec la combinaison E.L.S.

VI.2.2 calcul des Armatures longitudinales :

D’après l’article 7.5.2.1 du **RPA99/version 2003**, on a :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section : $A_s \geq A_{\min} = 0.5 \% b.h$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone I.

- **Condition de nonfragilité:**(BAEL91 Article (B.7.4))

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}.b.d}{f_e}$$

- La section d'armature finale : $A_s = \max (A_{cal} ; A_{\min} ; A_{RPA})$

Avec :

A_{cal} : Section d'armature calculée en flexion simple ;

A_{\min} : Condition de non-fragilité ;

A_{RPA} : Section d’armature minimale RPA99/version 2003.

VI.2.3 Armatures transversales :

D’après l’article.7.5.2.2 du **RPA99/version 2003**, on a : $A_t = 0.003 . S . b$

D’où : $S \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_l \right)$...en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S \leq \frac{h}{2}$ en dehors de la zone nodale.

b : Largeur de la section ;

S : L’espace des armatures transversales ;

ϕ_l : La valeur du diamètre minimal des armatures longitudinales.

VI.2.4 Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques :

Situation	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.50	1.15	25	14.2	400	348
Accidentelle	1.15	1.00	25	18.5	400	400

Tableau VI.2.4:Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.

VI.2.5 Exemple de calcul :**VI.2.5.1 Poutres principales (poutres porteuses) :**

- Poutre (30x40) :

Section (cm ²)	E.L.U		E.L.S		E.L.A	
	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
30x40	24.88	56.59	18.07	40.88	22.55	44.60

Tableau VI.2.5.1: Sollicitations de la poutre sous différentes combinaisons.

VI.2.5.1.1 Ferrailage en travée :

En règle générale, le ferrailage en travée des poutres se déduit de la combinaison déduite de l'état limite ultime qui intègre le maximum de charge verticales et néglige les horizontales.

- Situation durable :

Moment maximal en travée : $M_{ut} = 24.88 \text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.045$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.058$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.976$$

$$A_{cal} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 2.034 \text{ cm}^2$$

- Situation accidentelle :

Moment maximal en travée: $M_{acct} = 22.55 \text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{acct}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.031$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.039, \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.984$$

$$A_{cal} = \frac{M_{acct}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 1.59 \text{ cm}^2$$

- Vérifications selon le RPA99/version 2003:

Le pourcentage total minimal:

$$A_{\min} = 0.5 \% b \cdot h = 6 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

-Condition de non-fragilité:(BAEL91 Article (B.7.4))

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = 1.30 \text{ cm}^2$$

Situation	M_{ut} (KN.m)	μ	A_{cal} (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Durable	23.26	0.042	1.89	1.30	6	6HA12
Accidentelle	35.80	0.049	2.55	1.30	6	6HA12

VI.2.5.1.2 Ferrailage sur appuis :

- Situation durable:

Moment maximal en appuis: $M_{ua} = 44.60 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.080$$

$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées $A'_s = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.104$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.958$$

$$A_{cal} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 3.71 \text{ cm}^2$$

- Situation accidentelle :

Moment maximal en appuis: $M_{acca} = 44.60 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{acca}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.062$$

$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées $A'_s = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.080$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.968$$

$$A_{cal} = \frac{M_{acca}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 3.19 \text{ cm}^2$$

- Vérifications selon le RPA99/version 2003:

Le pourcentage total minimal: $A_{\min} = 0.5 \% b \cdot h = 6 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

-Condition de non-fragilité:(BAEL91 Article (B.7.4))

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}.b.d}{f_e} = 1.30 \text{ cm}^2$$

Situation	M_{ua} (KN.m)	μ	A_{cal} (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Durable	44.60	0.080	3.71	1.30	6	6HA12
Accidentelle	46.56	0.062	3.19	1.30	6	6HA12

Tableau VI.2.5.1.2: Ferrailage en appui de poutre principale.

VI.2.5.1.3 Ferrailage transversal : D’après le BAEL91 Article (7.7.2)

Le diamètre des armatures d’âme est donné par l’inéquation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \min(11.42; 30; 12), \text{ Donc on prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

D’après le RPA99/version 2003-ART(7.5.2.2) la quantité d’armatures transversales minimales est donnée par l’expression suivante : $A_t = 0.003 S_t . b$

Avec :

- En zone nodale

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.2\right) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_t = 0.003 S_t . b = 0.9 \text{ cm}^2, \text{ dans la zone nodale on adopte } 2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2.$$

- En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

$$A_t = 0.003 S_t . b = 1.35 \text{ cm}^2, \text{ donc on adopte } 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2.$$

Section minimale des armatures transversales donnée par BAEL (A.5.1.2.3)

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4b_0} \Rightarrow A_t \geq \frac{S_t 0.4b_0}{f_e} \Rightarrow A_t \geq \frac{150 \times 0.4 \times 300}{400} = 0.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 0.45 \text{ cm}^2$$

Remarque : Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l’appui de l’encastrement.

VI.2.5.1.4 Vérification au cisaillement (ELU) :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{70.83 \times 10^3}{300 \times 360} = 0.65 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

VI.2.5.1.5 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service:

La fissuration est considérée comme non préjudiciable, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

La vérification de la contrainte de compression de béton σ_{bc} n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ D'où : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

• **En travée :** $\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ Avec : $\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = 1.384$

$\alpha = 0.104 < \alpha_l = 0.439$ Condition vérifiée.

• **Sur appui :** $\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ Avec : $\gamma = \frac{M_{au}}{M_{aser}} = 1.384$

$\alpha = 0.104 < \alpha_l = 0.439$ Condition vérifiée.

Donc aucune vérification des contraintes à l'ELS.

-Vérification au glissement :

• **Sur appuis :** $T_u - \frac{M_u}{0.9d} \leq 0$ Avec : $T_u = 70.83 \text{ KN}$ et $M_u = 56.59 \text{ KN.m}$

$$70.83 - \frac{56.59}{0.9 \times 0.36} \leq 0 \Rightarrow -103.8 \leq 0 \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures aux niveaux d'appuis

-Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} . a . b, \quad a = 0.9d = 32.4 \text{ cm} \text{ On a : } T_u = 70.83 \text{ KN} < 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} . a . b = 845.21 \text{ KN}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

VI.2.5.1.6 Recouvrement Des Armatures Longitudinales :BAEL91 Article (7.5.2.1)

D'où : $L_r = 40\phi$ (Zone I).

L_r : Longueur de recouvrement.

Donc : $L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

VI.2.5.1.7 Vérification de la flèche : BAEL91 Article (B.6.5, 1)

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

• $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{400} = 0.10 > \frac{1}{16} = 0.0625$ Condition vérifiée.

• $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{40}{400} = 0.10 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.07$ Condition vérifiée.

• $\frac{A_{adp}}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.79}{30 \times 36} = 0.0062 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$ Condition vérifiée.

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

VI.2.5.2 Poutres transversales (poutres secondaires) :

- Poutre (30x35) :

Section (cm ²)	E.L.U		E.L.S		E.L.A	
	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
30x35	25.71	46.64	18.49	33.67	33.73	48.74

Tableau VI.2.5.2: Sollicitations de la poutre sous différentes combinaisons.

VI.2.5.2.1 Ferrailage en travée :

En règle générale, le ferrailage en travée des poutres se déduit de la combinaison déduite de l'état limite ultime qui intègre le maximum de charge verticales et néglige les horizontales.

- Situation durable :

Moment maximal en travée : $M_{ut} = 25.71 \text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.060$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.077$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.969$$

$$A_{cal} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 2.42 \text{ cm}^2$$

- Situation accidentelle :

Moment maximal en travée: $M_{acct} = 33.73 \text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{acct}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.063$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.081$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.967$$

$$A_{cal} = \frac{M_{acct}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 2.76 \text{cm}^2$$

Vérifications selon le RPA99/version 2003:

Le pourcentage total minimal :

$$A_{min} = 0.5\% \cdot b \cdot h = 5.25 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

Condition de non-fragilité: (BAEL91 Article (B.7.4))

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = 1.14 \text{ cm}^2$$

Situation	M_{ut} (KN.m)	μ	A_{cal} (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Durable	25.71	0.060	1.42	1.14	5.25	5HA12 = 5.65
Accidentelle	33.73	0.063	2.76	1.14	5.25	5HA12 = 5.65

Tableau VI.2.5.2.1: Ferrailage en travée de la poutre secondaire

VI.2.5.2.2 Ferrailage sur appui :

Le Ferrailage sur appui se déduit de la combinaison qui intègre l'action sismique.

- Situation durable:

Moment maximal en appuis: $M_{ua} = 46.64 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.113$$

$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées $A'_s = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.150$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.939$$

$$A_{cal} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 4.60 \text{ cm}^2$$

- Situation accidentelle :

Moment maximal sur appuis : $M_{acca} = 48.74 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{acca}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.091$$

$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées $A'_s = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.120$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.952$$

$$A_{cal} = \frac{M_{acca}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 4.12 \text{ cm}^2$$

Vérifications selon le RPA99/version 2003:

Le pourcentage total minimal :

$$A_{\min} = 0.5 \% b \cdot h = 5.25 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

Condition de non-fragilité:(BAEL91 Article (B.7.4))

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}.b.d}{f_e} = 1.33 \text{ cm}^2$$

Situation	M_{ut} (KN.m)	μ	A_{cal} (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Durable	46.64	0.113	4.60	1.33	5.25	5HA12 = 5.65
Accidentelle	48.74	0.091	4.12	1.33	5.25	5HA12 = 5.65

Tableau VI.2.5.2.2: Ferrailage sur appui de poutre secondaire.

VI.2.5.2.3 Ferrailage transversal : D’après le BAEL91 Article (7.7.2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \min(10; 30; 12), \text{ Donc on prend } \phi_t = 10\text{mm}$$

D’après le RPA99/version 2003, la quantité d’armatures transversales minimales est donnée par l’expression suivante : $A_t = 0.003 S_t . b$

Avec :

- En zone nodale

$$\bullet S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.2\right) \Rightarrow S_t = 8.75 \text{ cm on prend } S_t = 8 \text{ cm}$$

$A_t = 0.003 S_t . b = 0.72 \text{ cm}^2$, dans la zone nodale on adopte 2HA8 = 1.01 cm².

- En zone courante

$$\bullet S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t = 17.5 \text{ cm ,on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

$A_t = 0.003 S_t . b = 1.35 \text{ cm}^2$, donc on adopte 3HA8 = 1.51 cm².

Section minimale des armatures transversales donnée par BAEL (A.5.1.2.3)

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4b_0} \Rightarrow A_t \geq \frac{S_t 0.4b_0}{f_e} \Rightarrow A_t \geq \frac{150 \times 0.4 \times 300}{400} = 0.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 0.45 \text{ cm}^2$$

VI.2.5.2.4 Vérification au cisaillement (ELU) :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{90.58 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.958 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires pour ce cas.

VI.2.5.2.5 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service:

La fissuration est considérée comme non préjudiciable, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s . La vérification de la contrainte de compression de béton σ_{bc} n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

- $\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ D'où : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$
- **En travée :** $\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ Avec : $\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{t,ser}} = 1.385$

$\alpha = 0.077 < \alpha_l = 0.433$ Condition vérifiée.

- **Sur appui :** $\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ Avec : $\gamma = \frac{M_{au}}{M_{a,ser}} = 1.377$

$\alpha = 0.150 < \alpha_l = 0.438$ Condition vérifiée.

Donc aucune vérification des contraintes à l'ELS.

- Vérification au glissement :

- **Sur appuis :** $T_u - \frac{M_u}{0.9d} \leq 0$ Avec : $T_u = 42.87 \text{ KN}$ et $M_u = 34.18 \text{ KN.m}$

$$43.47 - \frac{46.64}{0.9 \times 0.315} \leq 0 \Rightarrow -121.044 \leq 0 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures aux niveaux d'appuis

- Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} . a . b , a = 0.9d = 28.35 \text{ cm} \text{ On a : } T_u = 43.47 \text{ KN} < 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} . a . b = 739.56 \text{ KN}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

VI.2.5.2.6 Recouvrement Des Armatures Longitudinales : BAEL91 Article (7.5.2.1)

D'où : $L_r = 40\phi$ (Zone I).

L_r : Longueur de recouvrement.

Donc : $L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

VI.2.5.2.7 Vérification de la flèche : BAEL91 Article (B.6.5, 1)

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{395} = 0.088 > \frac{1}{16} = 0.0625$ Condition vérifiée.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{35}{395} = 0.088 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.07$ Condition vérifiée.
- $\frac{A_{adp}}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{30 \times 31.5} = 0.0059 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$ Condition vérifiée.

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

VI.2.6 Résultats de ferrailage :

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Situation	Position	A_{cat} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)	A_t (cm ²)
Poutres principales	Travée	1.59	6	6HA12 = 6.79	3HA8
	appui	3.71	6	6HA12 = 6.79	3HA8
Poutres secondaires	Travée	2.76	5.25	5HA12 = 5.65	3HA8
	appui	4.60	5.25	5HA12 = 5.65	3HA8

Tableau VI.2.6: tableau récapitulatif du Ferrailage des poutres.

VI.2.7 Schéma de ferrailage de poutres :

Le schéma de ferrailage est détaillé dans la Figure suivante :

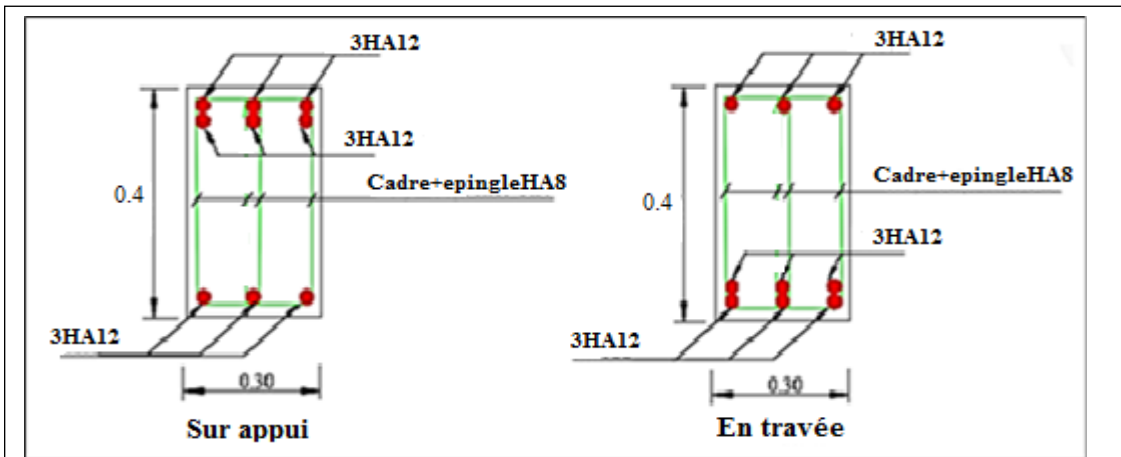


Figure VI.2.8.1: Schéma de ferrailage des poutres principales.

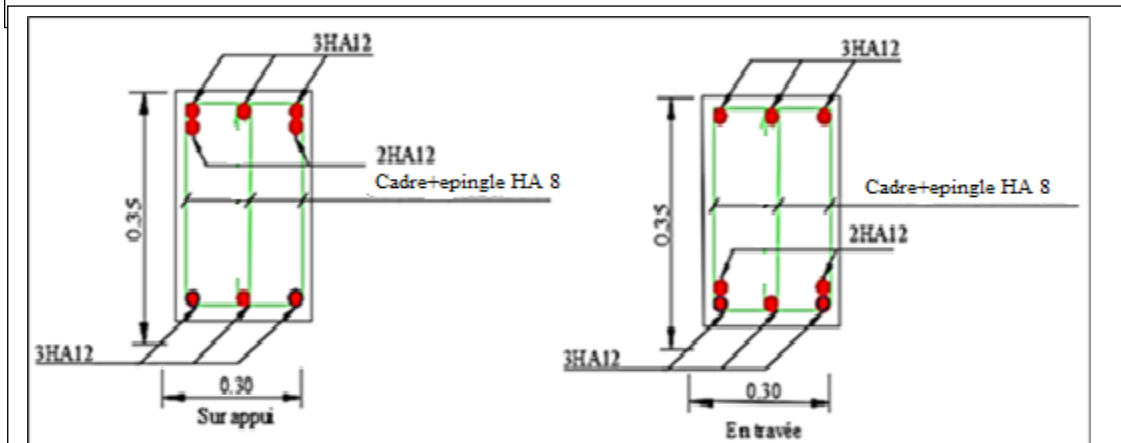


Figure VI.2.7 Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

VI.3 Ferrailage des poteaux :**VI.3.1 les poteaux :**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations.

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissants et seront donc calculés en flexion composée. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

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 seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

En considérant les sollicitations suivantes :

- $N_{max} \rightarrow M$ correspondant
- $M_{max} \rightarrow N$ correspondant
- $N_{min} \rightarrow M$ correspondant

VI.3.2 Combinaisons des charges :

En fonction du type des sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

- Selon le BAEL91 :

$$\text{E.L.S : } G + Q$$

$$\text{E.L.U : } 1.35G + 1.5Q$$

- Selon l'article 5.2 du RPA99/version 2003 :

$$\text{E.L.A : } G + Q \pm E$$

$$\text{E.L.A : } 0.8G \pm E$$

VI.3.3 calcul des Armatures longitudinales :

D'après l'article 7.4.2.1 du **RPA99/version 2003**, on a :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de :

$$A_s \geq A_{min} = 0.7 \% b.h \quad (\text{Zone I}).$$

- Leur pourcentage maximal sera de :

- 4% en zone courant.
- 6% en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm.

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone I.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I.

- VI.3.4 Armatures transversales :

D'après l'article 7.4.2.2 du **RPA99/version 2003**, Les armatures transversales des

poteaux sont calculés à l'aide de la formule :
$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : Est l'effort tranchant de calcul ;

h_1 : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture ;

t : Est l'espacement des armatures transversales.

Remarque :

Notre ferrailage des poteaux est divisé aux zones suivantes :

- Zone 01 : RDC → 3^{ème} étage.
- Zone 02 : 4^{ème} étage → 7^{ème} étage.

Les résultats des efforts internes pour toutes les combinaisons, donnés par le logiciel ROBOT sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Combinaison	ELU		ELS		G+Q± E		0.8G±E	
	N_{max} (KN)	M_{cor} (KN.m)	N_{max} (KN)	M_{cor} (KN.m)	M_{max} (KN.m)	N_{cor} (KN)	N_{min} (KN)	M_{cor} (KN.m)
RDC (40x40)	1129.68	26.54	819.51	19.83	43.14	432.12	247.61	35.43
4^{ème} étage (30x 30)	555.99	1.06	403.44	0.79	26.98	77.90	43.48	8.20

VI.3.5 Exemple de calcul de ferrailage:

Soit un poteau de niveau RDC (40x40) cm² :

$b = 40$ cm ; $h = 40$ cm ; $c = c' = 4$ cm, $l = 3.06$ m (hauteurs totales du poteau), $d' = 4$ cm.

	$f_{c28}(MPA)$	$f_{t28}(MPA)$	$f_{bu}(MPA)$	$f_e(MPA)$	$\sigma_s(MPA)$
Situation durable	25	2.1	14.2	400	348
Situation accidentelle	25	2.1	18.5	400	400

VI.3.5.1 Ferrailage longitudinal :

1^{er} cas :

$N_{max} = 1129.68KN$; $M_{cor} = 26.54KN.m$; la combinaison (1.35G + 1.5Q)

- Calcul d'excentricité :

D'après le BAEL91 Article (A.4.4), on adoptera une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \quad et \quad e_1 = e_0 + e_a$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_0 = \frac{26.54}{1129.68} = 0.023m$$

$$e_a = \max \left\{ 2cm, \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2cm, \frac{306}{250} \right\} \Rightarrow e_a = 0.02m$$

$$Donc : e_1 = e_0 + e_a \Rightarrow e_1 = 0.043m$$

$$e_2 = \frac{3.L_f^2}{10000h} (2 + \alpha \phi)$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \text{ Ou : } \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5M_{ser}} \right)$$

D'où : $\alpha = 1.077$

$$e_2 = \frac{13.76}{4000} (4.15) \Rightarrow e_2 = 0.014$$

Donc : $e = 0.057 \text{ m}$

Avec :

e_1 : Excentricité de premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_2 : Excentricité des aux effets du second ordre.

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

L : Longueur du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau.

h : Hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.

α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, α est compris entre 0 et 1.

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

- Vérification de l'élanement :

$$\frac{L}{h} \leq \max \left(15; \frac{20e_1}{h} \right) \Rightarrow 7.65 \leq 15 \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

On utilise l'organigramme de flexion composée pour le calcul des armatures du poteau

$$M_u^* = N_u \cdot e \Rightarrow M_u^* = 64.353 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M_u^* + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{ua} = 244.993 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.332$$

On doit vérifier que:

$$N_u (d - c') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81c') bh \sigma_b$$

$$N_u (d - c') - M_{ua} = 1129.68 (0.36 - 0.04) - 244.993 = 116.504 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81c') bh \sigma_b = (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.04) \times 0.4 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3 = 232.652 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - c') - M_{ua} = 116.504 \text{ KN.m} < (0.337h - 0.81c') bh \sigma_b = 232.652 \text{ KN.m}$$

Alors : La Section est partiellement comprimée (SPC).

On calculera la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant, par rapport au C.D.G des armatures tendues.

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées $A'_s = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.525, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.789$$

$$A_u = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 26.84 \text{ cm}^2$$

• La section d'acier tendu vaut :

$$A_s = A_u - \frac{N_u}{100\sigma_s} \Rightarrow A_s = -5.60 \text{ cm}^2$$

On a : $A_s \leq 0$ et $A'_s = 0 \Rightarrow$ Théoriquement, aucune armature n'est nécessaire. Il faut prévoir des armatures minimales.

2^{ème} cas :

$N_{\max} = 147.61 \text{ KN}$; $M_{\text{cor}} = 35.43 \text{ KN.m}$; la combinaison $(0.8G \pm E)$

- Calcul d'excentricité :

$$e = e_1 + e_2 \quad \text{et} \quad e_1 = e_0 + e_a$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{acc}}}{N_{\max}} \Rightarrow e_0 = \frac{35.43}{147.61} = 0.24 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left\{2 \text{ cm}, \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2 \text{ cm}, \frac{306}{250}\right\} \Rightarrow e_a = 0.02 \text{ m}$$

Donc : $e_1 = e_0 + e_a \Rightarrow e_1 = 0.26 \text{ m}$

$$e_2 = \frac{3 \cdot L_f^2}{10000h} (2 + \alpha \varphi)$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \text{ Ou : } \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5M_{\text{ser}}}\right)$$

D'où : $\alpha = 1.077$

$$e_2 = \frac{13.76}{4000} (4.15) \Rightarrow e_2 = 0.014 \text{ m}$$

Donc : $e = 0.274 \text{ m}$

- Vérification de l'élancement :

$$\frac{L}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e_1}{h}\right) \Rightarrow 7.65 \leq 15 \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

On utilise l'organigramme de flexion composée pour le calcul des armatures du poteau

$$M_u^* = N_u \cdot e \Rightarrow M_u^* = 40.445 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M_u^* + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) \Rightarrow M_{ua} = 64.062 \text{ KN.m}$$

$f_{bu} = 18.5 \text{ Mpa}$; $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$ (situation accidentelle)

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.066$$

On doit vérifier que :

$$N_u(d - c') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81c')bh\sigma_b$$

$$N_u(d - c') - M_{ua} = 147.61(0.36 - 0.04) - 64.062 = -16.826 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81c')bh\sigma_b = (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.04) \times 0.4 \times 0.4 \times 18.5 \times 10^3 = 303.104 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - c') - M_{ua} = -16.826 \text{ KN.m} < (0.337h - 0.81c')bh\sigma_b = 303.104 \text{ KN.m}$$

Alors : La Section est partiellement comprimée (SPC).

On calculera la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant, par rapport au C.D.G des armatures tendues.

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.085$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.965$$

$$A_u = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 4.61 \text{ cm}^2$$

- La section d'acier tendu vaut : $A_s = A_u - \frac{N_u}{100\sigma_s} \Rightarrow A_s = 0.919 \text{ cm}^2$

3^{ème} cas :

$$M_{\max} = 43.14 \text{ KN.m} ; N_{\text{cor}} = 432.12 \text{ KN} ; \text{ la combinaison } (G + Q \pm E)$$

- Calcul d'excentricité :

$$e = e_1 + e_2 \quad \text{et} \quad e_1 = e_0 + e_a$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{acc}}}{N_{\max}} \Rightarrow e_0 = \frac{43.14}{432.12} = 0.099 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{306}{250} \right\} \Rightarrow e_a = 0.02 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } e_1 = e_0 + e_a \Rightarrow e_1 = 0.119 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot L_f^2}{10000h} (2 + \alpha \varphi)$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{Ou :} \quad \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{\text{ser}}} \right)$$

$$\text{D'où : } \alpha = 1.077$$

$$e_2 = \frac{13.76}{4000} (4.15) \Rightarrow e_2 = 0.014 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } e = 0.133 \text{ m}$$

- Vérification de l'élanement :

$$\frac{L}{h} \leq \max \left(15; \frac{20e_1}{h} \right) \Rightarrow 7.65 \leq 15 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

On utilise l'organigramme de flexion composée pour calcul des armatures de poteau

$$M_u^* = N_u \cdot e \Rightarrow M_u^* = 57.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M_u^* + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{ua} = 126.611 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = 18.5 \text{ Mpa} ; \sigma_s = 400 \text{ MPa (situation accidentelle)}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.132$$

On doit vérifier que:

$$N_u(d - c') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81c')bh\sigma_b$$

$$N_u(d - c') - M_{ua} = 432.12(0.36 - 0.04) - 126.611 = 11.667 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81c')bh\sigma_b = (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.04) \times 0.4 \times 0.4 \times 18.5 \times 10^3 = 303.104 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - c') - M_{ua} = 11.667 \text{ KN.m} < (0.337h - 0.81c')bh\sigma_b = 303.104 \text{ KN.m}$$

Alors : La Section est partiellement comprimée (SPC).

On calculera la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant, par rapport au C.D.G des armatures tendues.

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.178$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.929$$

$$A_u = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 9.46 \text{ cm}^2$$

La section d'acier tendu vaut :

$$A_s = A_u - \frac{N_u}{100\sigma_s} \Rightarrow A_s = -1.3 \text{ cm}^2$$

On a : $A_s \leq 0$ et $A'_s = 0 \Rightarrow$ Théoriquement, aucune armature n'est nécessaire. Il faut prévoir des armatures minimales.

- **Condition de non-fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = 1.73 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des sections :**

Le RPA99/version 2003 exige une section minimale et une section maximale : A_{\min}

$$A_{\min}^{RPA} = 0.7 \% b \cdot h = 11.2 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$\begin{cases} A_{\max} = 4 \% b \cdot h = 64 \text{ cm}^2 & \dots\dots\dots \text{ en zone courant.} \\ A_{\max} = 6 \% b \cdot h = 96 \text{ cm}^2 & \dots\dots\dots \text{ en zone de recouvrement.} \end{cases}$$

On adopte **4HA16+4HA12** de section $\Rightarrow A_{adop} = 12.56 \text{ cm}^2$

VI.3.5.1.1 Tableaux récapitulatifs des résultats de calcul :

- Niveau RDC (poteau (40cmx40cm))

Niveau	RDC (poteau (40cmx40cm))		
	1 ^{er} cas ($N_{max}; M_{cor}$)	2 ^{eme} cas ($N_{max}; M_{cor}$)	3 ^{eme} cas ($N_{max}; M_{cor}$)
Combinaison	1.35G + 1.5Q	0.8G±E	G+Q± E
N(KN)	1129.68	147.61	43.14
M(KN.m)	26.54	35.43	432.12
e(m)	0.057	0.247	0.133
M_{ua} (KN.m)	244.993	64.062	126.611
μ_{bu}	0.332	0.066	0.132
Section	PC	PC	PC
μ_l	0.392	0.392	0.392
A'_s (cm2)	0	0	0
α	0.525	0.085	0.178
β	0.789	0.965	0.929
A_u (cm2)	26.84	4.610	9.46
A_s (cm2)	-5.60	0.919	-1.3

Tableau VI.3.5.1.1.1:Tableau récapitulatif des résultats de calcul (poteaux)

- Niveau : 4^{eme} étage (poteau (30cmx30cm))

Niveau	4 ^{eme} étage (poteau (30cmx30cm))		
	1 ^{er} cas ($N_{max}; M_{cor}$)	2 ^{eme} cas ($N_{max}; M_{cor}$)	3 ^{eme} cas ($N_{max}; M_{cor}$)
Combinaison	1.35G + 1.5Q	0.8G±E	G+Q± E
N(KN)	555.99	43.48	77.90
M(KN.m)	1.06	8.20	26.98
e(m)	0.041	0.322	0.403
M_{ua} (KN.m)	7.935	21.123	38.536
μ_{bu}	0.010	0.028	0.044
Section	PC	PC	PC
μ_l	0.392	0.392	0.392
A'_s (cm2)	0	0	0
α	0.013	0.035	0.056
β	0.994	0.871	0.977
A_u (cm2)	0.54	1.448	2.318
A_s (cm2)	-1.335	0.361	0.370

Tableau VI.3.5.1.1.2 :Tableau récapitulatif des résultats de calcul(poteaux)

VI.3.5.1.2 Vérification à l'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- Les contraintes sont calculées à l'E.L.S sous les sollicitations de (N_{ser}, M_{ser}) ;
- La fissuration est considérée peu préjudiciable donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans la section de l'acier ;
- La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$
- La contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400 MPa$

Pour notre cas : Les résultats des efforts internes pour toutes les combinaisons, donnés par le logiciel ROBOT sont résumés dans les tableaux qui suivent

N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	A'_s (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	$h = b$ (cm)
819.51	19.83	15	0	12.56	40

Tableau VI.3.5.1.2: données de vérifications (poteaux).

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_0 = \frac{19.83}{819.51} = 0.024 m$$

On a : $e_0 = 0.024 m \leq \frac{h}{6} = 0.066 m$ Condition vérifiée.

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$, nous avons des notions suivantes : $B = b.h + 15(A'_s + A_s) = 1788.4 cm^2$

$$X_G = 15 \frac{A'_s x \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s x \left(d - \frac{h}{2}\right)}{B} = -1.685 m$$

$$I = \frac{b.h^3}{12} + b.h..X_G^2 + 15 \left[A'_s \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right]$$

Donc: $I = 4599353.59 cm^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 5.126 MPa$$

On a : $\sigma_{bc} = 5.126 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$ Condition vérifiée.

VI.3. 5.1.3Vérification du poteau à l'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$, $\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$ et $\bar{\tau}_u = \rho_a f_{c28}$

On a : $V_u = 77.53 KN$; $b = 40 cm$ et $d = 36 cm$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 0.075 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 0.04 \text{ Si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{214.2}{40} = 5.355 > 5 \text{ Donc : } \lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0.538 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28} = 1.875 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0.538 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.875 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

VI.3. 5.2 Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimale $(A_t/t.b_1)\%$ est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_{t.\min}}{t.b} = 0.3\% \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ \frac{A_{t.\min}}{t.b} = 0.8\% \quad \text{Si } \lambda_g \leq 3 \\ 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow \text{Procéder à une interpolation linéaire.} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5 \\ \rho = 2.50 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

D'où : λ_g Est l'élanement géométrique du poteau ;

a, b : Dimensions la section droite du poteau dans la direction de déformation.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{214.2}{40} = 5.355 > 5 \text{ Donc : } \lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

- **Espacement des armatures transversales :**

- Suivent les règles BAEL91 :

$$t \leq \min(15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; b + 10 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq \min(18 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 50 \text{ cm})$$

Alors : $t \leq 18 \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

- Suivent les règles RPA 99/version 2003 :

Dans la zone nodale :

$$t \leq \min(10 \phi_l ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq \min(12 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante :

$$t \leq 15 \phi_l \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$$

ϕ_l : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **Détermination de la section des Armatures transversales :**

On a : $V_u = 77.53 \text{ KN}$; $h = 40 \text{ cm}$ et $t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot t}{h \cdot f_e} = 1.82 \text{ cm}^2$$

- **Vérifications de cadres des armatures minimales** : Soit la qualité d'armature minimale

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{214.2}{40} = 5.355 > 5 \text{ Donc : } \lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$\frac{A_{t.\min}}{t.b} = 0.30\% \quad , \quad A_{t.\min} = t.b \cdot 0.30\% = 1.8 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_t = 1.82 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.8 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

$$A_t = 1.82 \text{ soit } \frac{A_t}{4} = 0.463 \text{ on adopte deux cadres de diamètre } \phi = 8 \Rightarrow A_{adop} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Diamètre des armatures transversales** : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = 0.33 \phi_l \Rightarrow \phi_t \geq 0.528 \text{ mm}$

Le diameter des armatures transversales $\phi = 8 \text{ mm} \geq \frac{\phi_l}{3} = 0.528 \text{ mm}$..Condition vérifiée

VI.3.6 Tableau récapitulatif de ferrailage des poteaux.

Les résultats de ferrailage longitudinal et transversal sont regroupés dans le tableau suivant :

S _{poteau}	A _{min} (cm ²)	A _{calc} (cm ²)	Armature Transversale	A _{adop} (cm ²)	Armature Transversale
30x30	1.08	6.3	6HA12	6.78	Etrier+cadre HA8
40x40	1.73	11.2	4HA16+4HA12	12.56	2cadres HA8

Tableau VI.3.6: Tableau récapitulatif de ferrailage des poteaux.

Avec : $S_l = 15 \text{ cm}$ (En zone courante), $S_l = 10 \text{ cm}$ (En zone de nodale)

VI.3.7 Schéma de ferrailage :

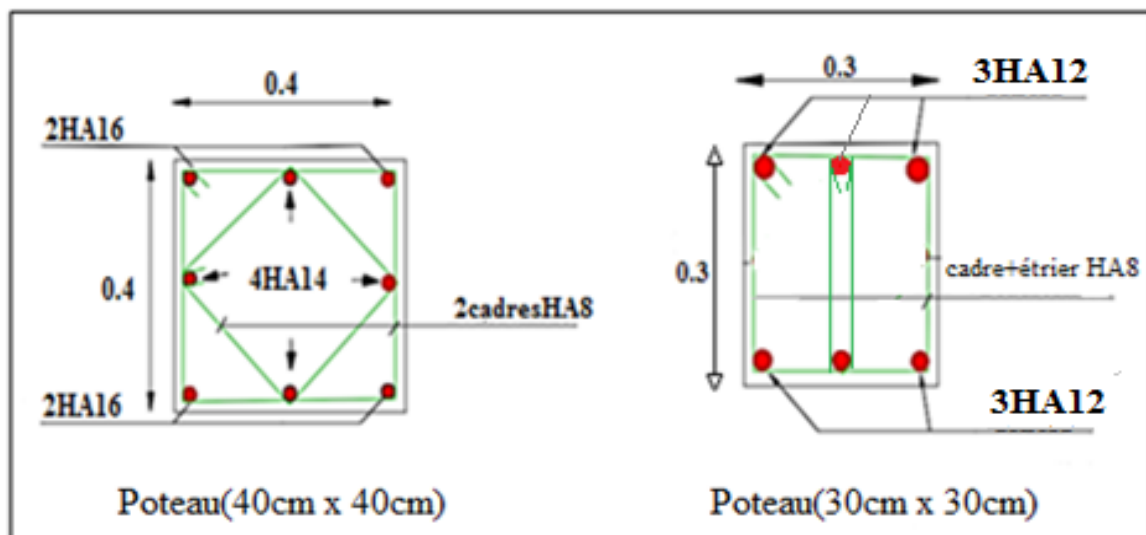


Figure VI.3.7: Schéma de ferrailage des poteaux

VI.4 Ferrailage des voiles :

VI.4 Introduction : Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales, il est sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec un effort tranchant.

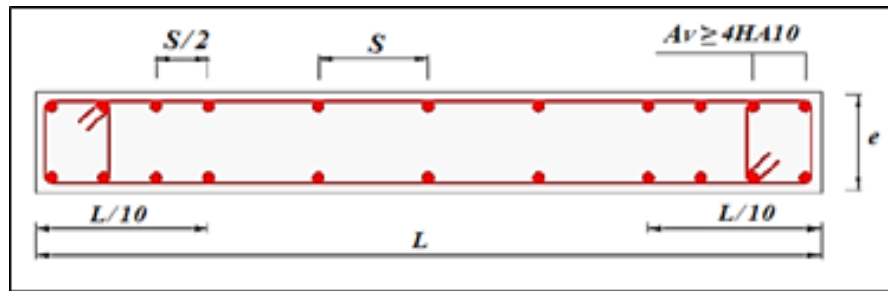
Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale à la flexion composé sous un effort normal de compression N et un moment de flexion M , tirés à partir des fichiers résultats du Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2014, sous les combinaisons de calcul Selon le **RPA99/version2003** suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm 1.2 E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

VI.4.1.a Ferrailage vertical.

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il prendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA 99/Version2003. Décrites ci-dessous :

1. L'effort de traction engendrée dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontal de béton tendue.
2. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être raccrochées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
3. Les barres verticales de ces derniers doivent être menues de crochets (jonction de recouvrement).
4. A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur de voile, cet espacement est au plus 15 cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment).
5. Le pourcentage minimal d'armatures longitudinal des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit : -Globalement dans la section du voile égale a 0.15%
-En zone courante égale a 0.10%
6. Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

-Disposition des armatures verticales dans les voiles.**Figure VI.4.1.a:** Disposition des armatures verticales dans les voiles.**VI.4.1.b Ferrailage horizontal.**

1. Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
2. Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ .
3. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettront la réalisation d'un ancrage droit.

VI.4.2 Règles communes.

-Dans le calcul du ferrailage des voiles, le RPA 99/version 2003 préconise les règles suivantes :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite

des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5 a \text{ (a : épaisseur du voile)}$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

-Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur ; le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur de voile

-Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible ;

20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

-Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

VI.4.3 Etapes de calcul :

- Détermination de la nature de la section :
- Calcul de l'excentricité qui égale au rapport du moment à l'effort normal $e = \frac{M}{N}$
- Calcul des sections suivant leurs natures.

VI.4.4 Calcul du ferrailage:

Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable, voile V1 ; $L=2.15m$.

VI.4.4.1 Calcul du ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur tel que :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L'}{3}\right)$$

Avec :

L' : Largeur de la zone comprimée ;

h_e : Hauteur entre nue de planchers du trumeau (voile) considéré ;

Dans le calcul de ferrailage, On utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

- Détermination des sollicitations :

$$M_{\max} = 1419.69 \text{ KN.m}; \quad N_{\text{cor}} = 1397.27 \text{ KN}; \quad \Omega = 0.429 \text{ m}^2; \quad v = \frac{h}{2} = 1.53 \text{ m}$$

$$I = \left(\frac{0.15 \times 4.5^3}{12}\right) = 1.139 \text{ m}^4 \quad M_{\max} = 1419.69 \text{ KN.m}$$

- Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{Mv}{I} = \frac{1397.27}{0.429} + \frac{1419.69 \times 1.53}{1.139} = 4828.76 \text{ KN.m}^{-2}$$

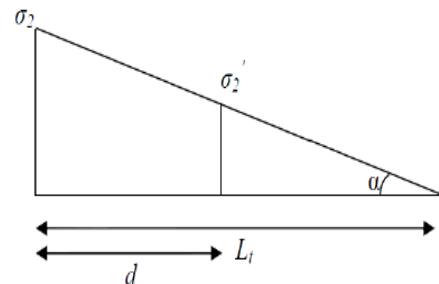
$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{Mv}{I} = 1685.31 \text{ KN.m}^{-2}$$

Calcul de L' :

On a :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}\right) = 0.55 \text{ m} \Rightarrow L' = L - L_t = 1.60 \text{ m}$$

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L'}{3}\right) \Rightarrow d = \min(1.53; 2.85) \text{ soit } :d= 1.062 \text{ cm}$$



- Calcul des nouvelles sollicitations modérées :

On a : $M_1 = 1064.76 \text{ KN.m}$, $N_1 = 1047.95 \text{ KN}$

Soit : $c = c' = 0.03 \text{ m}$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = 1.016 \text{ m} ; \quad e_1 = \frac{d}{2} - e_0 - c \Rightarrow e_1 = 0.016 \text{ m} ; \quad e_2 = \frac{h}{2} + e_0 - c' \Rightarrow e_2 = 2.51 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s = \frac{N_1 \cdot e_2}{(e_1 + e_2) f_e} = 18.68 \text{ cm}^2 \\ A'_s = \frac{N_1 \cdot e_1}{(e_1 + e_2) f_e} = 7.56 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow A_s = A_s + A'_s = 26.24 \text{ cm}^2$$

VI.4.4.1.2 Armatures minimales exigées par le RPA 99/version 2003 : (Article 7.7.4.1)

$$A_{RPA} = 0.20\% b L_t = 1.65 \text{ cm}^2$$

Avec : b : Épaisseur du voile.

L_t : Longueur de la section tendue.

VI.4.4.1.3 Le pourcentage minimal :

$$A_{\min} = 0.15\% \cdot b \cdot l = 4.83 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_s ; A_{RPA} ; A_{\min}) \Rightarrow A_s = 26.24 \text{ cm}^2.$$

Et on aura pour chaque nappe :

$$A_{SN} = 26.24 / 2 = 13.12 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 14\text{HA}12 = 15.83 \text{ cm}^2 \text{ pour chaque nappe}$$

VI.4.4.1.4 Espacement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En zone courante : } S_t \leq \min(1.5e ; 30) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \\ \text{En zone d'about : } S_{ta} = S_t / 2 = 10 \text{ cm} \end{array} \right.$$

VI.4.4.1.5 Tableau récapitulatif de Ferrailage longitudinal des voiles :

voile	(voile V ₁ , V ₁ ')		(voile V ₂ , V ₂ ')		(voile V ₃ , V ₃ ')		(voile V ₄)	
	Zone1	Zone2	Zone1	Zone2	Zone1	Zone2	Zone1	Zone2
M(KN.m)	1419.69	733.490	597.470	398.500	260.340	138.460	950.345	647.120
N(KN)	1397.27	648.450	688.540	444.360	328.330	239.780	712.005	437.670
L(m)	2.150	2.150	1.600	1.600	1.500	1.500	2.600	2.600
b(m)	0.150	0.150	0.150	0.150	0.150	0.150	0.150	0.150
H(m)	3.060	3.060	3.060	3.060	3.060	3.060	3.060	3.060
C(m)	0.030	0.030	0.030	0.030	0.030	0.030	0.030	0.030
S(m ²)	0.322	0.322	0.240	0.240	0.225	0.225	0.390	0.390
I(m ⁴)	1.139	1.139	1.110	1.110	0.9850	0.9850	1.223	1.223
σ ₁ (KN.m ⁻²)	4828.76	1130.120	789.90	789.90	711.45	711.45	5289.70	5289.70
σ ₂ (KN.m ⁻²)	1685.31	-41.50	-457.10	-217.50	-428.65	-109.00	3879.80	410.59
L'(m)	1.60	2.100	0.560	0.599	0.545	-0.580	1.630	-1.740
L _t (m)	0.55	1.230	1.130	1.130	1.040	1.040	1.755	1.755
d(m)	1.062	1.230	0.650	0.780	0.540	-0.478	1.053	-1.113
M _l (KN.m)	1064.76	550.11	448.10	298.87	195.25	103.83	712.75	485.34
N _l (KN)	1047.95	486.33	516.40	333.27	246.24	104.83	534.003	328.25
e ₀ (m)	1.016	0.340	0.230	0.280	0.215	-0.231	0.467	-0.489
e ₁ (m)	0.016	0.071	0.013	0.0180	0.011	0.014	0.056	-0.102
e ₂ (m)	2.510	1.870	1.760	1.810	1.740	1.290	2.006	1.004
A' _s (cm ²)	0.042	0.061	0.028	0.034	0.025	0.030	0.870	0.030
A _s (cm ²)	26.24	14.55	19.37	14.88	11.91	14.05	26.03	18.83
A _{RPA} (cm ²)	1.65	4.020	3.720	3.720	4.125	4.125	4.125	4.125
A _{min} (cm ²)	4.83	4.83	3.6	3.6	3.37	3.37	5.85	5.85
A _{adp} (cm ²)	28HA12	22HA12	18HA12	14HA12	16HA12	12HA12	24HA12	18HA112

Tableau VI.4.4.1.5:-Tableau récapitulatif de Ferrailage des voiles.

VI.4.4.2 Ferrailage horizontal:**VI.4.4.2.1 Vérification des voiles à l'Effort tranchant :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%

d'après l'article 7.7.2 du **RPA99/version 2003**, il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La contrainte de cisaillement est $\tau_u = 1.4 \frac{T}{b.d}$

La contrainte limite est : $\bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

Avec : T = Effort tranchant à la base du voile ;

b : Epaisseur du voile ;

d : Hauteur utile = 0.9 h ;

h : Hauteur totale de la section brute.

VI.4.4.2.2 Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant :

Les sections A_t des armatures d'âme est donnée par la relation :

$\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3 f_{tj} . K)}{0.8 f_e}$ Dans notre cas, On n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend

$K = 0$; d'autre part le RPA99/version 2003(A-7.7.3.3) prévoit un pourcentage minimum de

ferrailage qui est de l'ordre de : $\left\{ \begin{array}{l} 0.15 \% \text{ de la section du voile considéré si : } \tau_u \leq 0.025 f_{c28} \\ 0.25 \% \text{ de la section de voile considéré si : } \tau_u > 0.025 f_{c28} \end{array} \right.$

On a : $T = 167.47$; $\tau_u = 1.4 \frac{T}{b.d} = 0.81 \text{ MPa}$

Donc : $\tau_u = 1.4 \frac{T}{b.d} = 0.81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

$\frac{A_t}{b_0 . S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 . f_e}$ Alors : $A_t \geq \frac{\tau_u . b_0 . S_t}{0.8 . f_e} = 2.3 \text{ cm}^2$

- Section minimale : Comme $\tau_u > 0.025 f_{c28}$

$A_{t \min} = 0.25 \% b . S_t \Rightarrow A_{t \min} = 0.75 \text{ cm}^2$, on adopte 5HA8 = 2.5 cm²

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

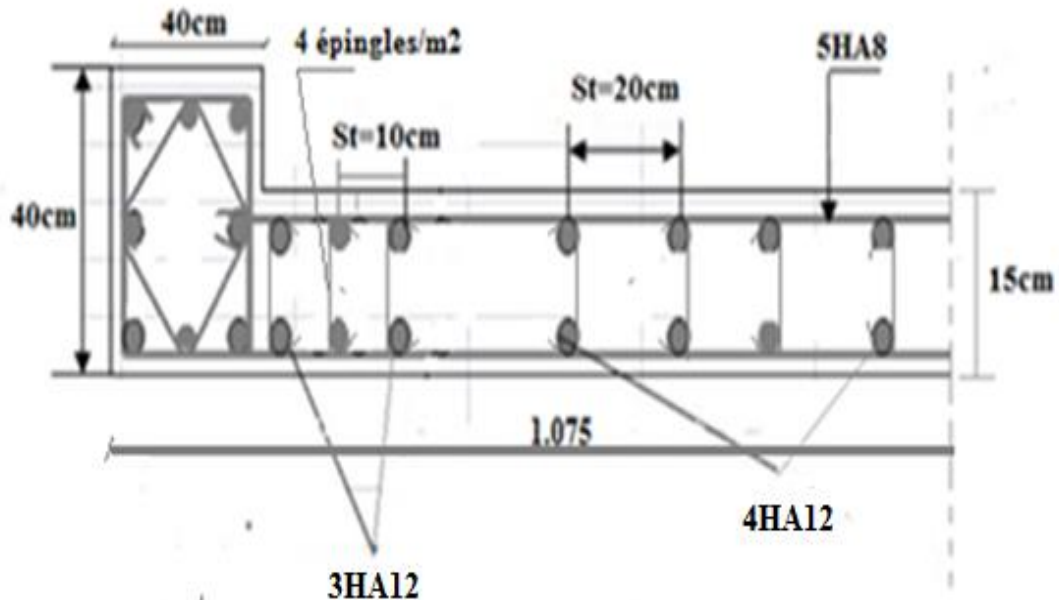
Voile	$L(m)$	$T(KN)$	$\tau_u(MPa)$	$A_t (\text{cm}^2)$	$A_{t \min} (\text{cm}^2)$	Choix
V ₁	2.15	167.47	0.81	2.3	0.75	5HA8

Tableau VI.4.4.2 choix des barres du ferrailage horizontal du voile V₁.

VI.4.4.2.3 Tableau récapitulatif : choix des barres du ferrailage horizontal des voiles.

Voile	$L(m)$	$T(KN)$	$\tau_u(MPa)$	$A_t(cm^2)$	$A_{t_{min}}(cm^2)$	Choix
V ₁	2.15	167.47	0.81	2.31	0.75	5HA8
V' ₁	2.15	78.090	0.438	1.33	0.75	5HA8
V ₂	1.60	88.36	0.572	1.62	0.75	5HA8
V' ₂	1.60	43.53	0.212	0.76	0.75	5HA8
V ₃	1.50	59.56	0.311	0.87	0.75	5HA8
V' ₃	1.50	44.22	0.288	0.55	0.75	5HA8
V ₄	2.60	98.47	0.656	1.98	0.75	5HA8

Tableau VI.4.4.2.3-Tableau récapitulatif : choix des barres de ferrailage horizontal des voiles.

4.4.5 :Schéma de ferrailage(voile V₁).Figure VI.4.4.5 : Schéma de ferrailage (voile V₁).

VII Calcul des éléments de l'infrastructure

VII.1 Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

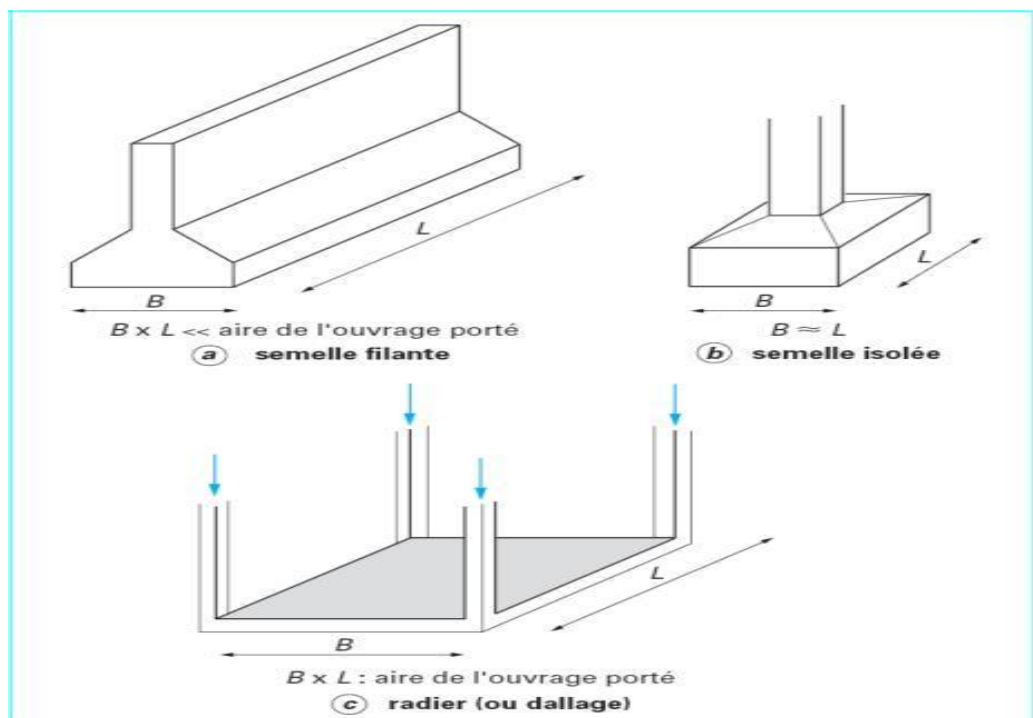
Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VII.2 Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

VII.2.1 Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)



VII.3 Etude du sol :

-Le terrain est plat.

-La contrainte admissible du sol de fondation est de 2.60 bars pour une profondeur de 2.5 m.

VII.4 Déterminations du type de fondation :**VII.4.1 Choix de type de fondation :**

D'après la capacité portante de notre sol ainsi que les charges transmises par la superstructure, nous avons opté pour les fondations superficielles à savoir :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

Pour le choix de type de semelle, nous supposons en premier lieu, que les semelles de notre projet sont des semelles isolées sous poteaux et semelles filantes sous voiles pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{bâtiment}}} < 50\%$$

Avec :

$$\text{La surface de la semelle est donnée par : } \bar{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S_{\text{semelle}}} \Rightarrow S_{\text{semelle}} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

N : Effort normal dû aux charges verticales ($N = 30795.76 \text{ KN}$).

$$\text{On a : } S_{\text{semelle}} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{30795.76}{260} = 118.45 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment : $S_{\text{bâtiment}} = 462.50 \text{ m}^2$

- Vérification :

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{bâtiment}}} = 0.26 = 26\% < 50\% \Rightarrow \text{Donc on adopte des semelles isolées sous poteaux et}$$

semelles filantes sous voiles.

VII.5 Calcul des fondations

VII.5.1 Semelle isolé sous poteau :

On va prendre comme exemple de calcul une semelle isolée sous poteaux (40x40) cm² qui est la plus sollicitée (semelle intermédiaire) :

a) Combinaisons d'actions :

Les combinaisons de charges qu'il faut considérer pour le dimensionnement des fondations sont :

-Selon le BAEL91 :

E.L.S : $G + Q$ (Dimensionnement de la semelle).

E.L.U : $1.35G + 1.5Q$ (Ferrailage de la semelle).

-Selon l'article 10.1.4.1 du RPA99/version2003 :

E.L.A : $G + Q \pm E$ (Vérification des contraintes dans le sol).

E.L.A : $0.8G \pm E$ (Vérification de la stabilité de la semelle).

Les efforts internes obtenus par le logiciel Robot Structural Analysis Professional 2014 à la base du poteau le plus sollicité sont donnés dans le tableau suivant :

Combinaisons	Effort normal N (KN)	Le moment M_x (KN.m)	Le moment M_y (KN.m)
$G + Q$	819.51	1.24	2.10
$1.35G + 1.5Q$	1129.68	1.72	2.90
$G + Q \pm E$	831.53	5.19	7.40
$0.8G \pm E$	543.11	4.56	9.88

Tableau VII.5.1: Les efforts internes à la base du poteau intermédiaire (le plus sollicité).

b) Pré-dimensionnement des semelles isolées :

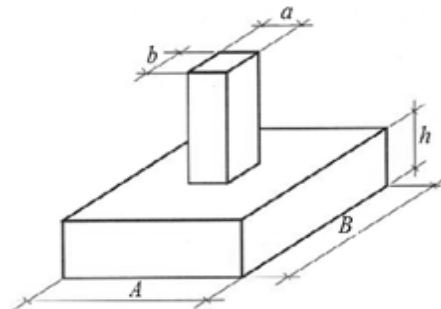
• Calcul à l'ELS :

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

• Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1 \Rightarrow A = B \text{ (Semelles carrées)}$$

$$\text{Alors : } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} = 1.77 \text{ m}$$



• Calcul à l'ELA :

On a : $A \times B \geq \frac{N_{acc}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow A = B$ donc, $B \geq \sqrt{\frac{N_{acc}}{\sigma_{sol}}} = 1.78 \text{ m}$

Donc finalement on choisit une semelle de (2.00x2.00) m²

• Hauteur de la semelle *h* :

D'après la condition de rigidité (méthode des bielles) :

$$\begin{cases} \frac{B-b}{4} \leq d \leq B-b \\ \frac{A-a}{4} \leq d \leq A-a \end{cases} \quad \text{Alors : } 0.40 \text{ m} \leq d \leq 1.6 \text{ m} \text{ soit } d = 0.45 \text{ m}$$

D'où : $h = d + 0.05 \text{ m} \Rightarrow h = 0.50 \text{ m}$

Avec : *A* et *B* : Côtés de la semelle en (m).

a et *b* : Côtés du poteau en (m).

c) Vérification des conditions de stabilité :

Selon le BAEL91, on a :

$$\begin{cases} e_x = \frac{M_{xser}}{N_{ser}} = \frac{1.24}{819.51} = 0.0015 \text{ m} < \frac{A}{6} = \frac{1.80}{6} = 0.30 \text{ m} \\ e_y = \frac{M_{yser}}{N_{ser}} = \frac{2.10}{819.51} = 0.0025 \text{ m} < \frac{B}{6} = \frac{1.80}{6} = 0.30 \text{ m} \end{cases} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Selon l'article 10.1.5 du RPA99/version2003, on a :

$$\begin{cases} e_x = \frac{M_{xacc}}{N_{acc}} = \frac{5.19}{543.11} = 0.0095 \text{ m} < \frac{A}{4} = \frac{1.80}{4} = 0.45 \text{ m} \\ e_y = \frac{M_{yacc}}{N_{acc}} = \frac{9.88}{543.11} = 0.018 \text{ m} < \frac{B}{4} = \frac{1.80}{4} = 0.45 \text{ m} \end{cases} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification des conditions de rigidité :

Le diagramme de répartition est un trapèze sur toute la surface de la semelle, les contraintes maximales σ_M et minimales σ_m sont données par les formules :

$$\sigma_M = \left(1 + \frac{6 \cdot e_0}{B}\right) \frac{N_{ser}}{A \cdot B} \text{ et } \sigma_m = \left(1 - \frac{6 \cdot e_0}{B}\right) \frac{N_{ser}}{A \cdot B}$$

La contrainte moyenne est égale à : $\sigma_{moy} = \frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4}$

Avec : $e_{x0} = \frac{M_{xacc}}{N_{acc}} = \frac{5.19}{831.53} = 0.0062 \text{ m}$ et

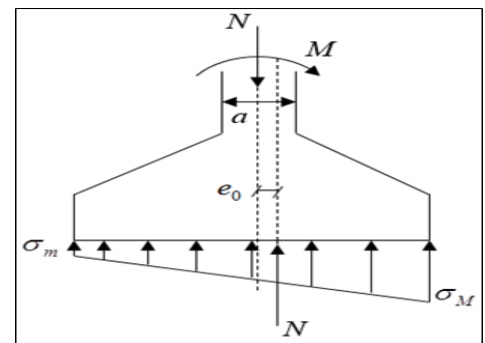


Figure VII.5.1: Excentrement de la

- Suivant le sens x :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_M = \left(1 + \frac{6 \cdot e_{x0}}{B}\right) \frac{N_{ser}}{A \cdot B} = 208.700 \text{ MPa} \\ \sigma_m = \left(1 - \frac{6 \cdot e_{x0}}{B}\right) \frac{N_{ser}}{A \cdot B} = 201.070 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{moy} = \frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4} = 206.800 \text{ MPa}$$

- Suivant le sens y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_M = \left(1 + \frac{6 \cdot e_{y0}}{B}\right) \frac{N_{ser}}{A \cdot B} = 209.790 \text{ MPa} \\ \sigma_m = \left(1 - \frac{6 \cdot e_{y0}}{B}\right) \frac{N_{ser}}{A \cdot B} = 199.960 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{moy} = \frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4} = 207.330 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que : $\sigma_{moy} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

-Dans le Sens x : $\sigma_{moy} = 206.800 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 260 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

-Dans le Sens y : $\sigma_{moy} = 207.330 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 260 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

e) Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se calcule avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle, l'enrobage des armatures est de 3 cm.

- Calcul à l'ELU : $e_{x0} = \frac{M_{xu}}{N_u} = 0.0015 \text{ m}$ et $e_{y0} = \frac{M_{yu}}{N_u} = 0.0025 \text{ m}$

$$\text{On a : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{B}{24} = 0.083 \text{ m} > e_{x0} = 0.0015 \text{ m} \\ \frac{B}{24} = 0.083 \text{ m} > e_{y0} = 0.0025 \text{ m} \end{array} \right.$$

Donc : $d_x \geq \frac{B-b}{4} = 0.400 \text{ m}$ et $d_y \leq A-a = 1.6 \text{ m}$

On prend : $d_x = 0.40 \text{ m}$ et $d_y = 0.45 \text{ m}$ ($d_x < d_y$)

• Les sections d'armatures // B :

$$A_x = \frac{N_u \left(1 + 3 \frac{e_{x0}}{B}\right) (A - a)}{8 \cdot d_x \cdot \sigma_s} = 16.380 \text{ cm}^2 \quad , \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

On adopte : **9HA16** de section **18.10 cm²**, avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

• **Les sections d'armatures // A :**

$$A_y = \frac{N_u \left(1 + 3 \frac{e_{y0}}{B}\right) (B - b)}{8 \cdot d_y \cdot \sigma_s} = 16.430 \text{ cm}^2 \quad , \text{ Avec : } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

On adopte : **8HA16** de section **16.08 cm²**, avec un espacement $S_t = 28 \text{ cm}$.

La hauteur en rive : $e \geq \max(15 \text{ cm} ; 12\phi + 6 \text{ cm}) = 25.2 \text{ cm}$ Soit $e = 26 \text{ cm}$.

-Calcul de la longueur d'ancrage : d'après le BAEL91 Article (A.6.1.23)

Pour déterminer la longueur des barres et leur mode d'ancrage, on calcule la longueur de scellement:

$$l_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s} \text{ avec : } \overline{\tau_s} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{tj} \quad (\psi = 1.5 \text{ pour les barres HA})$$

Donc : $l_s = 0.56 \text{ m} > \frac{B}{4} = 0.50 \Rightarrow$ les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes.

f) Vérification du poinçonnement :

Selon l'article 5.2.42 du **BAEL 91**, la condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_p \leq \overline{N_p} = 0.045 \cdot u_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec : N_p : Effort normal de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime.

$$N_p = N_u \left(1 + 3 \frac{e_0}{B}\right) \left(1 - \frac{(a+h) \times (b+h)}{A \cdot B}\right) u_c \quad : \text{ Le périmètre utile. } (u_c = 2 \times [a + b + 2h])$$

	h (m)	u_c (m)	N_p (KN)	$\overline{N_p}$ (KN)	$N_p \leq \overline{N_p}$
Sens x	0.500	3.600	909.300	1500	vérifiée
Sens y	0.500	3.600	911.730	1500	vérifiée

Tableau VII.5.1.f : Vérification du poinçonnement.

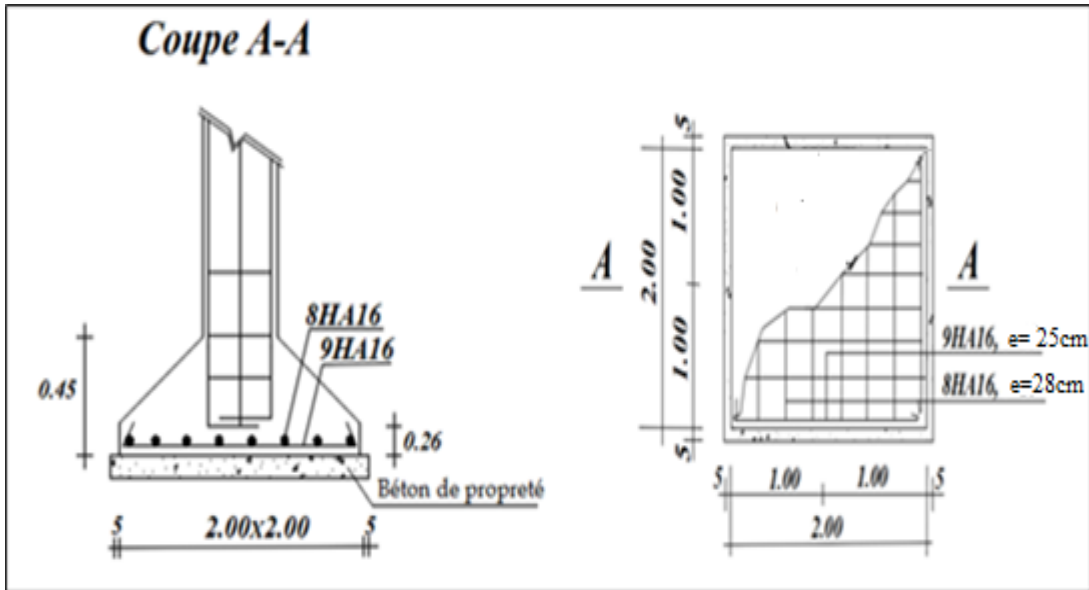


Figure VII.5.1.1 : Exemple de ferrailage d'une semelle isolée sous poteau intermédiaire.

Remarque : Suivant les mêmes étapes, on calcule le ferrailage pour les plus sollicitées des semelles d'angle et les plus sollicitées des semelles de rive.

- Les résultats des efforts normaux et les moments obtenus par le logiciel (Robot Structural Analysis Professional 2014) sont résumés dans le tableau suivant :

- Les efforts internes appliqués sur la semelle d'angle et de rives.

Combinaisons	Semelle d'angle			Semelle de rive		
	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)
$G + Q$	469.67	4.60	7.56	938.72	1.28	2.11
$1.35G + 1.5Q$	657.54	6.35	9.87	1087.56	1.74	2.82
$G + Q \pm E$	818.45	0.81	23.34	1001.99	7.12	13.06
$0.8G \pm E$	667.59	2.70	20.77	663.76	7.06	12.11

Tableau VII.5.1.1: Les efforts internes appliqués sur la semelle d'angle et de rives.

Les résultats de calcul de ferrailage pour les semelles les plus sollicitées de rive et d'angle, sont résumés dans les tableaux suivants :

A(m)	B(m)	h(m)	Sens x			Sens y		
			e_0 (m)	A_s (cm ²)	Barres	e_0 (m)	A_s (cm ²)	Barres
1.400	1.400	0.400	0.011	8.430	6HA14	0.016	7.340	5HA14

Tableau VII.5.1.2: Ferrailage de semelle d'angle.

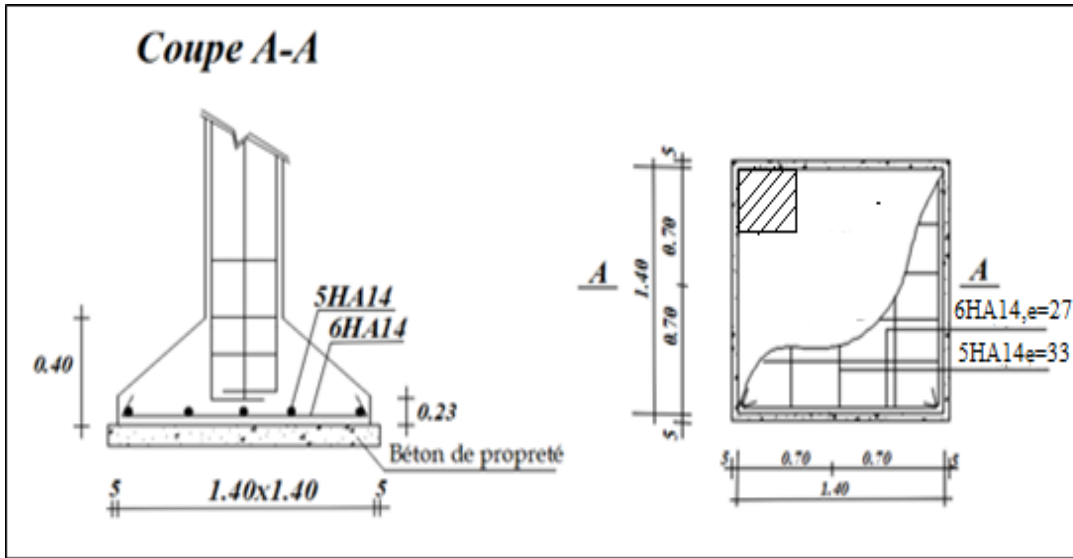


Figure VII.5.1.2: Exemple de ferrailage d'une semelle d'angle sous poteau.

- Ferrailage de semelle de rives.

A(m)	B(m)	h(m)	Sens x			Sens y		
			e_0 (m)	A_s (cm ²)	Barres	e_0 (m)	A_s (cm ²)	Barres
1.800	1.800	0.450	0.0011	16.800	9HA16	0.0016	15.210	8HA16

Tableau VII.5.1.3: Ferrailage de semelle de rives.

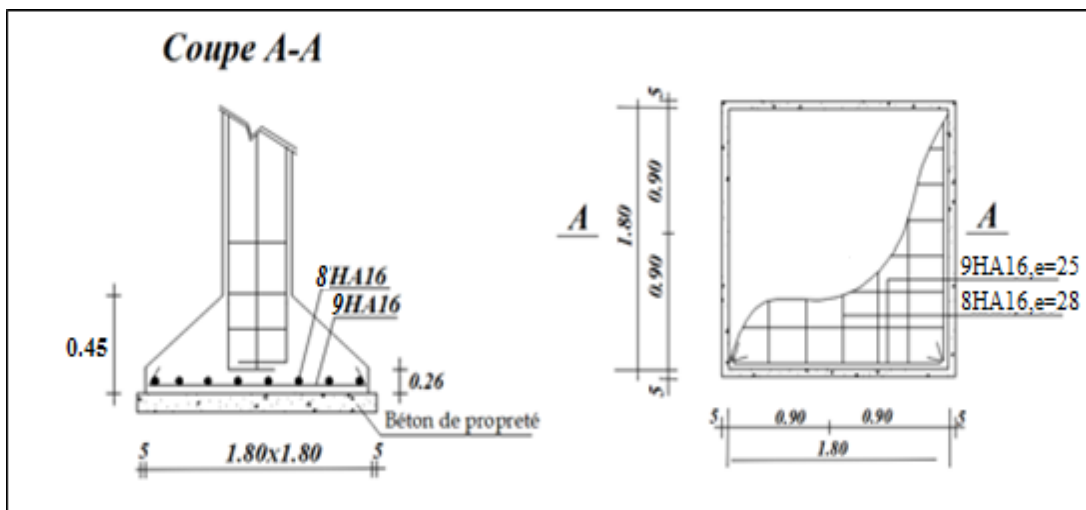


Figure VII.5.1.3: Exemple de ferrailage d'une semelle de rive sous poteau.

VII.5.2 Semelles filantes sous voiles :

Les semelles filantes doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

- On va prendre comme exemple de calcul une semelle filante sous voile d'épaisseur de 15 cm et longueur de 2.6 m.

a) Combinaisons d'actions :

D'après le fichier des résultats du logiciel Robot Structural Analyses Professional 2014 on a :

Combinaisons	Effort normal N (KN)	Le moment M_x (KN.m)	Le moment M_y (KN.m)
$G + Q$	545.56	4.02	1.98
$1.35G + 1.5Q$	739.12	5.30	2.56
$G + Q \pm E$	612.78	28.12	12.76
$0.8G \pm E$	443.12	24.45	13.34

Tableau VII.5.2.a: Sollicitation de la semelle filante sous voile.

b) Pré-dimensionnement des semelles filantes sous voiles :

- Calcul à l'ELU : $N_u = \frac{N}{L} = \frac{739.12}{2.6} = 284.280 \text{ KN/m}$

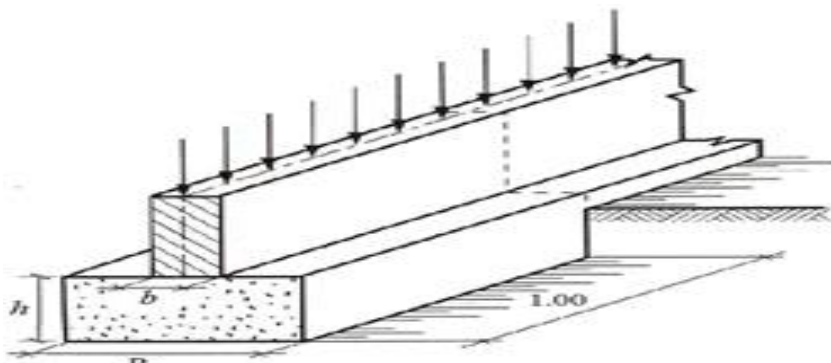
$$M_u = \frac{M}{L} = \frac{5.300}{2.6} = 2.038 \text{ KN.m/m}$$

D'où : $e_{0u} = \frac{M_u}{N_u} = 0.0072m$

- Calcul à l'ELS : $N_{ser} = \frac{N}{L} = \frac{545.56}{2.6} = 209.830 \text{ KN/m}$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = \frac{4.02}{2.6} = 1.550 \text{ KN.m/m}$$

D'où : $e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.0073m$



- **Vérification :**

On a : $\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \leq \frac{N_u}{\sigma_{sol}} \Rightarrow 0.807m < 1.093m$; le calcul de largeur B est fait à l'ELU.

Il est vraisemblablement que : $B \geq 6.e_{0u} = 0.0432m$, donc que $e_{0u} < \frac{B}{6}$

En prenant au début: $B = 1.20m$

Il faut que : $B \geq \left(1 + 3 \frac{e_{0u}}{B}\right) \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = 0.964m$; on adopte : $B = 1.20m$

-La hauteur utile de la semelle : $d \geq \frac{B-b}{4} = 0.20m$ soit : $d = 0.30m$.

On choisit une hauteur totale : $h = 0.35m$.

c) Vérification des conditions de stabilité :

- Selon le BAEL91, on a :

$$\frac{B}{6} = 0.2m > e_{0u} = 0.0072m \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Selon l'article 10.1.5 du RPA99/version2003, on a :

$$\frac{B}{4} = 0.3m > e_{0u} = 0.0072m \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Calcul du ferrailage :

Le ferrailage d'une semelle filante sous voile est la même que pour une semelle isolée sauf

que le calcul se fait dans un seul sens : Le sens transversal et sur une bande de 1m.

Avec : $N_{ser} = 214.56 \text{ KN/m}$, $M_{ser} = 1.67 \text{ KN.m/m}$

$$\frac{B}{24} = 0.05m > e_{0ser} = 0.0073m \Rightarrow \text{La section d'armatures principales, par unité de longueur,}$$

vaut :

$$A_s = \frac{N_{ser} \left(1 + 3 \frac{e_{0,ser}}{B} \right) (B - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s} = 2.05 \text{ cm}^2 \quad , \text{ Avec : } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

On adopte : **5HA12** de section **5.65cm²**, avec un espacement $S_t = 24 \text{ cm}$.

-Les sections d'armatures perpendiculaires à B (les armatures de répartitions) :

$$A_{rep} = A_s \frac{B}{4} = 1.36 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA10** de section **3.93cm²**, avec un espacement $S_t = 29 \text{ cm}$.

La hauteur en rive : $e \geq \max(15 \text{ cm} ; 12\phi + 6 \text{ cm}) = 20.4 \text{ cm}$ soit $e = 25 \text{ cm}$.

e) **Vérification du poinçonnement** : On doit vérifier que : $N_p \leq \overline{N}_p = 0.09 \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$

$$D'où : N_p = N_u \left(1 + 3 \frac{e_{0u}}{B} \right) \left(1 - \frac{b + 2h}{B} \right) = 88.89 \text{ KN}$$

Donc : $N_p = 88.89 \text{ KN} < \overline{N}_p = 525 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

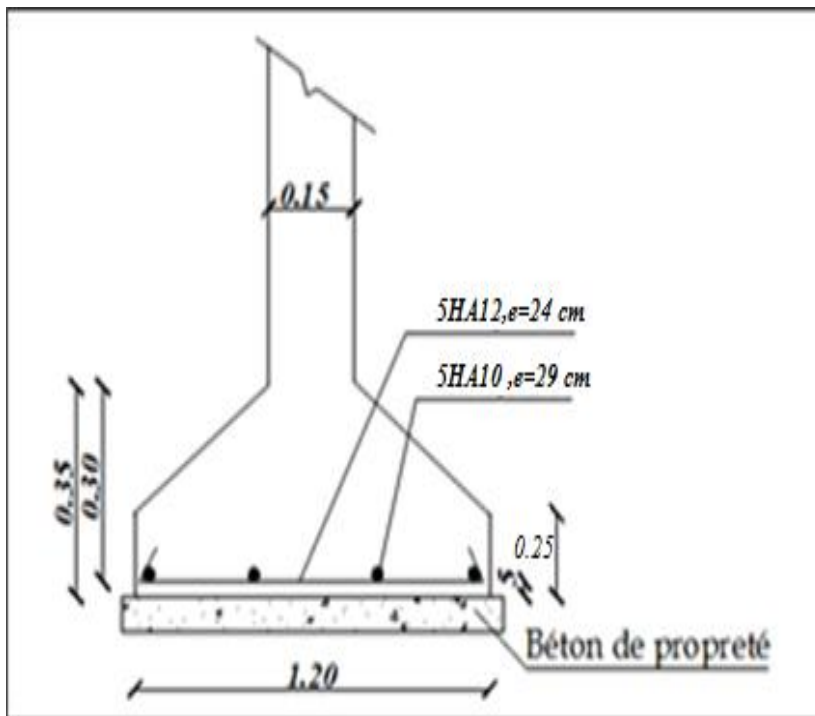


Figure VII.5.2:Exemple de ferrailage d'une semelle filante sous voiles.

VII.6 Calcul des longrines

Les longrines ont pour rôle :

- Chainer les semelles entre elles ;
- Rigidifier l'infrastructure ;
- Empêcher le déplacement des semelles les unes par rapport aux autres.

VII.6.1 Pré-dimensionnement des longrines :

Selon l'article 10.1.1 du **RPA99/version 2003**, Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

$$\begin{cases} 25 \text{ cm} \times 30 \text{ cm} : \text{Site de catégorie } S_2 \text{ et } S_3 ; \\ 30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm} : \text{Site de catégorie } S_4 . \end{cases}$$

Dans notre cas on optera pour les longrines de section (25x30) cm²

VII.6.2 Calcul du ferrailage :

D'après le même article du RPA99/version 2003, les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \left(\frac{N_{\max}}{\alpha} \right) \geq 20 \text{ KN} \text{ Avec : } N_{\max} : \text{Effort normal de compression maximal apporté par les}$$

points d'appui solidarisés ($N_{\max} = 1129.68 \text{ KN}$).

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré

(Site 2, Zone I), Il faut prévoir des armatures minimales.

Donc : $F = 1129.68 \text{ KN} > 20 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

- Le RPA99/version 2003, préconise une section minimale d'armatures de l'ordre :

$$A_s = 0.6\% b.h = 4.50 \text{ cm}^2 ; \text{On adopte } \mathbf{6HA12} \text{ de section } \mathbf{6.78 \text{ cm}^2}$$

a) Vérification de la condition de non fragilité : Article (B.7.4) du BAEL91

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}.b.d}{f_e} = 0.81 \text{ cm}^2 \text{ Donc : } A_s = 4.50 \text{ cm}^2 \succ A_{\min} = 0.81 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

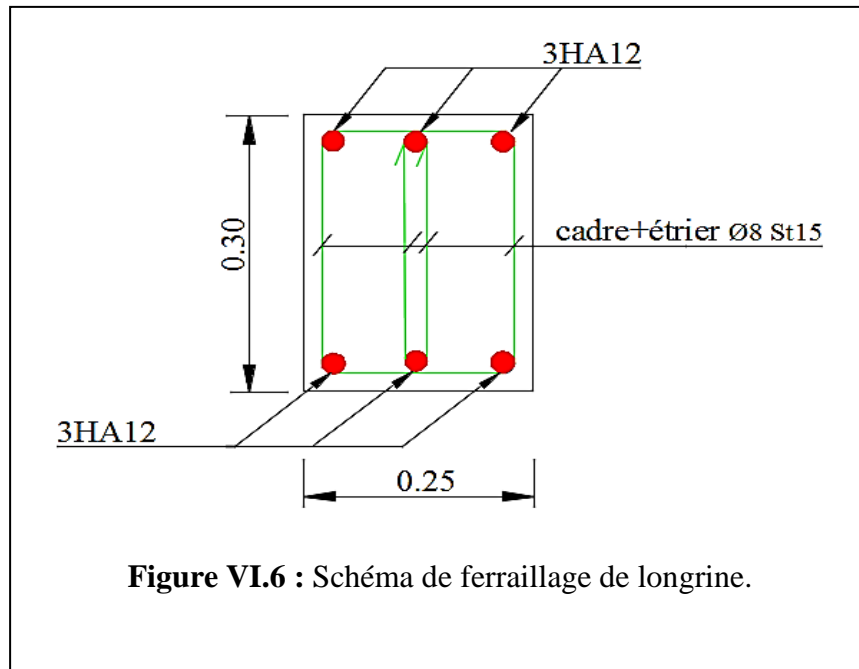
b) Les armatures transversales : Elles doivent être telles que

$$\phi_L \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_L \right) \Rightarrow \phi_L \leq \min \left(\frac{300}{35} ; \frac{250}{10} ; 12 \right) \text{ Donc : } \phi_L \leq 8.57 \text{ mm}$$

-Les armatures transversales seront constituées par des cadres et des étriers en $\phi 8$ espacés de :

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm} ; 15 \phi_L) \Rightarrow S_t \leq \min (20 \text{ cm} ; 18 \text{ cm}) = 18 \text{ cm} \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm} .$$

VI.6 : Schéma de ferrailage



VII.7 Vérification de tassement : (sous la combinaison $0.8G \pm E$)

La vérification de tassement de la structure sont données dans le tableau suivant :

	$\sum N$ (KN)	$\sum M_x$ (KN.m)	$\sum M_y$ (KN.m)	$e_x = \frac{\sum M_x}{\sum N}$	$e_y = \frac{\sum M_y}{\sum N}$	$\frac{L_x}{4}$	$\frac{L_y}{4}$
0.8G ± E Max	30795.76	827.86	808.44	0.026	0.026	6.25	4.65
0.8G ± E Min	16208.29	62.99	49.71	0.0038	0.003	6.25	4.65

Tableau VI.7 : Vérification du tassement.

D'après l'article 10.1.5 du RPA99/version 2003, on a :

La condition $\left(e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \right)$, est vérifiée dans les deux sens.

VII.8. Voile périphérique :

Le voile périphérique est un mur en BA qui entoure tout le bâtiment (boîte de rigidités) et assure un bon encastrement et une bonne stabilité de l'ensemble, On utilise le voile périphérique pour éviter le cisaillement dans les poteaux courts, Il se comporte comme un mur de soutènement encastré à sa base ou radier pour résister à la poussée des terres et reprend les efforts du séisme au niveau de la base de la construction.

- Dimensionnement du voile périphérique :

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur supérieur ou égale à 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

- Calcul de la section d'armature

• Verticales :

$$A_v = 0,1\% \times b \times e = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Soit $A_v = 5\text{HA}10/\text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2$ avec un espacement $e_v = 20 \text{ cm}$

• Horizontales :

$$A_h = 0,1\% \times b \times e = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Soit $A_h = 5\text{HA}10/\text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2$ avec un espacement $e_h = 20 \text{ cm}$

- Schéma de ferrailage du voile périphérique:

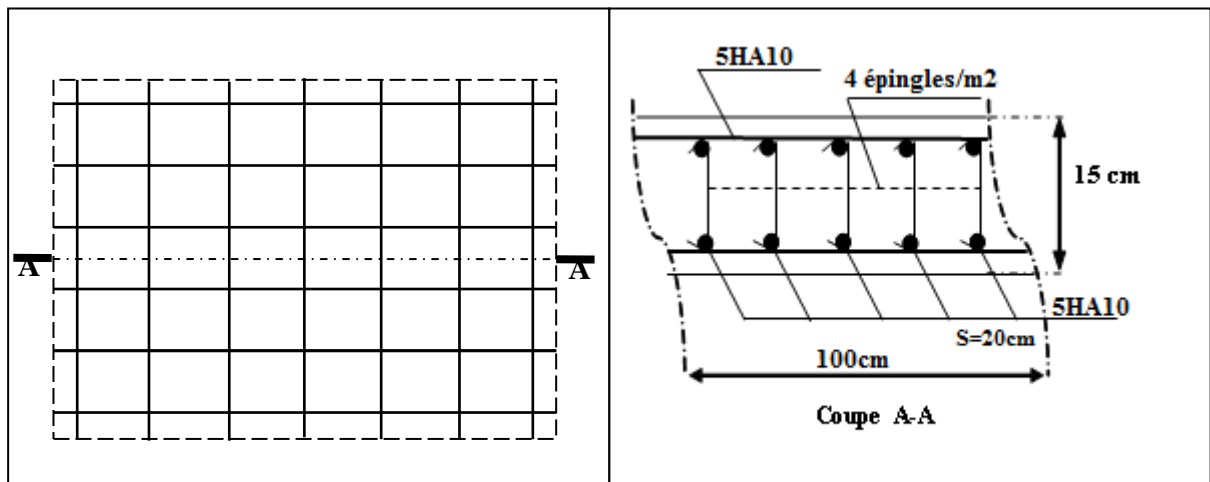


Figure VII.8 : Schéma de ferrailage du voile périphérique

CONCLUSION GENERALE

Le présent projet consiste à étudier une structure à usage d'habitation «R+7 » en béton armé avec un contreventement mixte, ce qui nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel.

Ce projet est scindé en sept chapitres :tout d'abord, on a commencé par une description de l'ouvrage et une présentation des caractéristiques des matériaux. Puis, on a fait un pré dimensionnement judicieux, une évaluation et une descente des charges. Ensuite on a étudié tous les éléments secondaires composant cette structure, on a fait une modélisation numérique en utilisant le logiciel robot Autodesk structural analyse version 2014,et on a calculé le ferrailage de tous les éléments structuraux. On a finis par l'étude de l'infrastructure dont on a adopté des semelles filantes sous mur voile et des semelles isolées sous les autres poteaux.

Pour la réalisation d'une construction en zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, puis on a recherché aussitôt, la disposition convenable des éléments de contreventement.

Notons à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

BIBLIOGRAPHIE

-Règlements:

- **RPA99** : règles parasismiques algériennes version 2003.
- **BAEL91** : modifié 99 DTU associés (JEAN-PIERRE MOUGIN édition EYROLLES,2000).
- **DTR2.2, 88** : Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B.C. 2.2, CGS1988.

-Livre:

- Calcul des ouvrages en béton armé (Mr : BELAZOUGHI)
- Cours en béton armé BAEL 91 (Mr: Jean Pierre Mougin)
- Pratique du BAEL91 cours Avec exercices corrigé
- Calcul des ouvrages en béton armé (RPA2003, CBA93) (Mr : y. Chérait)
- Thèse de fin d'étude d'anciens étudiants

-Logiciel :

- AUTOCAD 2014.....Dessin
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014.....Calcul

