

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة البليدة 1

Université de BLIDA 1



قسم الهندسة المدنية

Département de Génie Civil

Mémoire de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Structure

**Etude d'un bâtiment à usage commercial +
habitation en forme de « L » à structure en béton
armé avec décrochement en élévation (Sous
sol+RDC+5) et (Sous sol+RDC+9) + une tentative de
métré du projet**

Présenté par :

OUKIL Amel

GHERDOUS Imane

Encadré par :

Mr. A.DERBALA

Année Universitaire 2019/2020

ملخص

تهدف هذه المذكرة إلى دراسة مبنى سكني + تجاري بعدد طوابق مختلف (طابق أرضي + 9) و (طابق أرضي +5) بالإضافة إلى طابق تحت أرضي.

يتواجد هذا المشروع في بلدية الجزائر المصنفة كمنطقة ثالثة من حيث النشاط الزلزالي وفقا للقواعد الجزائرية

المضادة للزلازل **RPA99 version2003**

تم دعم هيكل هذا المشروع بجدران حاملة من الخرسانة المسلحة.

تم إجراء نمذجة وتحليل الهيكل باستخدام برنامج التحليل **SAP2000 إصدار 20.2.0**.

الحساب والتحقق من جميع عناصر المنشأ تم إجرائهم وفقا للمعايير **BAEL91 modifié 99, RPA99** و

.CBA93

تم إجراء التسليح باستخدام برنامج **ROBOT EXPERT 2010**

حساب حجم خرسانة المبنى ساعدنا في الحصول على فكرة عن السعر المطلوب لبناء هذا المشروع.

RESUME

Ce projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation + commerce avec un décrochement en élévation (R+9) et (R+5) avec un sous-sol.

Il est implanté dans la commune d'Alger qui est classée en zone sismique **III** selon le règlement parasismique Algérien **RPA99 version 2003**.

La structure de cet ouvrage est contreventée par des voiles porteurs en béton armé.

La modélisation et l'analyse de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel d'analyse

SAP2000 version 20.2.0.

Le calcul et la vérification de l'ensemble des éléments a été fait conformément aux règlements **BAEL91 Modifié 99, RPA99 version2003** et le **CBA93**.

Le ferrailage a été fait avec le logiciel **ROBOT EXPERT 2010**.

Le calcul de métré de bâtiment nous a aidé à avoir une idée à propos le prix nécessaire pour construire ce projet.

SUMMARY

The construction of the structures is mainly based on the choice of the type of structure and the materials to build it, it was among the first concerns of man.

In Algeria, the potential threat is the earthquake, particularly in the north of the country which is on the edge of a very active seismic region. The civil engineer must ensure the good design of projects against these threats based on different regulations.

This project presents a detailed study of an irregular shaped building multi-use with a detachment in elevation (ground floor + 9) and (ground floor + 5) with a basement. The project is located in the town of Algiers which is classified in the third seismic area according to **RPA99 modified on 2003**.

The study is composed of six parts and an attempt of measure project price.

- The first part is a general description of the project with a presentation of the architectural aspects of building elements and the characteristics of the materials used in this study.
- The second part is the pre sizing of the structural elements consisting the structure such as beams and columns.

The pre sizing of columns is based on the lowering loads of the building.

- The objective of the third part is the study of the secondary elements such as staircase and slabs.

We have reinforced all these secondary elements and we have done the necessary verifications.

- The dynamic study of the structure was begun in the fourth part, the design and the analysis of the structure was made by software **SAP2000 v.20.2.0**.

In this part, we have added a rupture joint separating the structure into two blocs (basement + floor ground + 9) and (basement + floor ground + 5). Also, we have changed sections of columns and we have done all the necessary verifications.

- The fifth part is based on the reinforcement of the resistant elements from the results obtained by the dynamic analysis so that they can resist the different stresses.

The design and verification of the elements were made in accordance with **BAEL91 Modified 99, RPA99 ver2003** and **CBA93**.

- The sixth chapter consists of dimensioning and reinforcing the elements of the infrastructure. We have considered a general raft as a type of foundation which has several advantages which are:
 - The increase of the surface area of the sole which minimizes the strong pressure brought by the structure.
 - The reduction of differential settlements.
 - ease of execution.

Finally, the measure of price of building had helped us to have an idea about the importance of the economic in the engineer work.

In conclusion, this project allowed us to see in detail all the steps to follow in the study of building, as well as the choice of its elements in accordance with the rules of **CBA93, RPA99 v2003** and **BAEL91 modified 99**.

This study was also a good opportunity to learn the different technics of the software for calculating structures by finite elements.

The conclusions reached by this work are summarized in the following points:

- The pre sizing of elements is only temporary during the calculation of a structure.
- The use of **SAP2000** software was very useful for the modeling and analysis of all the elements of the structure.
- The layout of the reinforced concrete walls is a much more important factor than the quantity to be placed in the structure, it has a determining impact in the comportment against an earthquake.
- By determining the seismic loading (response spectrum), it is necessary to choose an adequate behavior coefficient **R** which is a parameter reflecting the ductility of the structure and it depends on the bracing system, we opted for a behavioral coefficient equal to 3,5

Dédicace

Je dédie ce modeste travail A ceux qui m'ont tou jours aidé et soutenu
durant toute ma scolarité.

A celle qui s'est sacrifiée et qui ma entourée de son affection, de son
amour et m'a encouragée et protégée, celle qui m'a comblée de sa
douceur et de sa compréhension, ma très
chère maman « Cherifa ».

A mon père « Rabah » qui a été tou jours là quand j'avais besoin de lui.

A ma sœur « Nassima » et sa petite famille « Abd El Aziz , Lina , Ikram ,
Abdou »

A mes frères « Mohamed, Abd El Kader» et leurs femmes « Soumia,
Romaisa »

A mon fiancé « Omar » Pour son soutien permanent.

A mon binôme « Imen » à qui je souhaite de bonheur et de réussite dans
sa vie.

A mes chères amies en particulier
«Meriem , Houria , Had jer, Fatiha , Yasmine»
pour leur encouragement .

Sans oublier tous les membres de la famille

A tous ceux que j'aime et qui m'aime.

Et en fin à tous les personnes ayant contribué à l'élaboration de ce
travail, ou même par un sourire.

OUKIL Amel

Merci

Dédicace

Du profond de mon cœur, je dédie ce travail à tous ceux qui me sont chers,

A MA TRÈS CHÈRE MÈRE

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.

Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices, Puis Dieu, le Très Haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie.

A LA MÉMOIRE DE MON PÈRE

Ce travail est dédié à mon père, décédé trop tôt, qui m'a toujours poussé et motivé dans mes études.

J'espère que, du monde qui est sien maintenant, il apprécie cet humble geste comme preuve de reconnaissance de la part d'une fille qui a toujours prié pour le salut de son âme. Puisse Dieu, le tout puissant, l'avoir en sa sainte miséricorde !

- *A mon cher frère **Mhamed** et mes chères sœurs **Hinda** et **Sara**, qui n'ont pas cessé de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études. Que Dieu les protège et leurs offre la chance et le bonheur.*
- *A mes chères cousines **Radya** et **Klawdya**, Puisse Dieu vous donne santé, bonheur, courage et surtout réussite.*
- *A ma chère binôme **Amel Oukil** et Mr. **Memmi Omar** pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.*

GHERDOUS Imane

Merci

REMERCIEMENTS

Au premier lieu, on remercie « Allah » le tout puissant de nous avoir donné la force, le courage, la volonté et de nous avoir guidé vers la connaissance et le savoir pour élaborer ce travail.

Nous remercions Mr A.DERBALA qui nous a honorés en nous encadrant.

Nous remercions infiniment le président et les membres du jury qui ont accepté d'examiner notre travail.

Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants du département Génie Civil université de Blida, qui ont contribué à notre formation, auxquels nous exprimons notre plus grande et profonde reconnaissance.

Nous remercions toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'achèvement de ce projet.

Liste des Tableaux

Tableau I.1. Propriétés mécaniques le l'acier	7
Tableau II.1: Charge permanente des murs intérieurs (simple cloison).....	14
Tableau II.2: Charge permanente des murs extérieurs (double cloison).....	15
Tableau II.3.: Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible corps creux	16
Tableau II.4: Charge permanente du plancher courant corps creux	16
Tableau II.5: Charges permanentes du plancher étage courant dalles pleines	17
Tableau II.6: Charge permanente du balcon	17
Tableau II.7: Dégression en fonction du nombre d'étages (bloc A).....	21
Tableau II.8: Dégression en fonction du nombre d'étages (bloc B)	21
Tableau II.9: Calcul de l'effort N_{adm} – (bloc A).....	22
Tableau II.10: Calcul de l'effort N_{adm} – (bloc B)	23
Tableau II.11: Détermination et vérification de l'effort normal ultime N_u de chaque niveau-(bloc A).....	23
Tableau II.12: Détermination et vérification de l'effort normal ultime N_u de chaque niveau-(bloc B)	23
Tableau II.13. Vérification vis-à-vis du RPA99 v 2003 (bloc A).....	24
Tableau II.14. Vérification vis-à-vis du RPA99 v 2003 (bloc A).....	24
Tableau III.1 : Charges permanentes et charges d'exploitation des poutrelles	28
Tableau III.2 : Calcul de nombre d'étaieiment	29
Tableau III.3 : Sollicitation a l'ELU et l'ELS	33
Tableau III.4 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.....	33
Tableau III.5 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis	34

Tableau III.6 : Vérification à l'ELS	36
Tableau III.7 : Calcul de la flèche	36
Tableau III.8 : Vérification à l'ELS	43
Tableau III.9 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	48
Tableau III.10 : Evaluation des charges sur le palier.....	48
Tableau III.11 : Evaluation des charges sur le paillasse	49
Tableau III.12 : Récapitulation des charges	49
Tableau III.13 : Ferrailage d'escalier	51
Tableau III.14 : Vérification à l'E.L.S.....	53
Tableau III.15 : Récapitulation de calcul de la flèche.....	53
Tableau III.16 : Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU et l'ELS	55
Tableau III.17 : Calcul des sections d'armatures de la poutre palière.....	55
Tableau III.18 : Sections d'armatures choisies de la poutre palière.....	56
Tableau III.19 : Vérification à l'ELS de la poutre palière	56
Tableau III.20 : Evaluations des sollicitations.....	59
Tableau III.21 : Résultats des moments à l'ELU et l'ELS.....	60
Tableau III.22 : Résultats des moments à l'ELU et l'ELS	60
Tableau III.23 : Les Travaux interne et externe	61
Tableau III.24 : Résultats des moments à l'ELU et l'ELS.....	62
Tableau III.25 : Résultats de ferrailage à ELU	62
Tableau III.26 : Vérification de l'effort tranchant	62

Tableau III.27 : Vérification des contraintes à l'ELS	63
Tableau III.28 : Détermination des charges de la dalle machine	65
Tableau III.29 : Calcul des moments à l'ELU et à l'ELS	65
Tableau III.30 : Ferrailage de la dalle machine	65
Tableau III.31 : Vérification des contraintes à l'ELS	66
Tableau III.32 : Vérification de la contrainte de cisaillement.....	66
Tableau IV.1: Calcul de facteur d'amplification dynamique moyen (D).....	73
Tableau IV.2: Détermination du facteur de qualité Q de la structure.....	74
Tableau IV.3: Comportement Modal	75
Tableau IV.4: Vérification de participation massique	75
Tableau IV.5: Calcul de la force sismique	76
Tableau IV.6: Vérification de la résultante de la force sismique de calcul.....	76
Tableau IV.7: Vérification des déplacements inter étages sens X	76
Tableau IV.8: Vérification des déplacements inter étages sens Y	77
Tableau IV.9: Comportement modale des 3 premiers modes (1 ^{er} disposition des voiles).....	78
Tableau IV.10: Comportement modale des 3 premiers modes (2 ^{ème} disposition des voiles)	78
Tableau IV.11: Comportement modale des 3 premiers modes (3 ^{ème} disposition des voiles)	79
Tableau IV.12:Justification du coefficient de comportement R suivant X.....	80
Tableau IV.13: Choix du coefficient de comportement R suivant Y	81
Tableau IV.14: Justification du coefficient de comportement R suivant X	81
Tableau IV.15: Choix du coefficient de comportement R suivant Y	82
Tableau IV.16:Centre de masse et de torsion pour les 2 blocs	82

Tableau IV.17: Calcule d'excentricité admissible	83
Tableau IV.18 : Calcul et vérification d'excentricité théorique.....	83
Tableau IV.19: Calcule d'excentricité totale Bloc A	84
Tableau IV.20: Calcule d'excentricité totale Bloc B	84
Tableau IV.21: Le comportement des trois premiers modes.....	85
Tableau IV.22: Vérification de participation massique Bloc A.....	87
Tableau IV.23: Vérification de participation massique Bloc	87
Tableau IV.24: Calcul de la force sismique	88
Tableau IV.25 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....	89
Tableau IV.26 : Vérification de l'effort normal réduit	89
Tableau IV.27 : Augmentation des sections et vérification de l'effort normal réduit bloc A	90
Tableau IV.28 : Augmentation des sections et vérification de l'effort normal réduit bloc B.....	90
Tableau IV.29: Vérification de déplacement en tête	91
Tableau IV.30: Vérification les déplacements inter étages sens X bloc A.....	91
Tableau IV.31: Vérification les déplacements inter étages sens Y bloc A.....	92
Tableau IV.32: Vérification les déplacements inter étages sens X bloc B.....	92
Tableau IV.33: Vérification les déplacements inter étages sens Y bloc B.....	92
Tableau IV.34: Calcul de Ft	94
Tableau IV.35: Calcul du moment de renversement et la force sismique selon la hauteur Bloc A	95
Tableau IV.36: Calcul du moment de renversement et la force sismique selon la hauteur Bloc B...	95
Tableau IV.37: Calcul du moment de stabilité Bloc A	96
Tableau IV.38: Calcul du moment de stabilité Bloc B.....	96
Tableau IV.39: Vérification de stabilisation	97
Tableau IV.40: Vérification du cisaillement des éléments (poutres) Bloc A.....	97
Tableau IV.41: Vérification du cisaillement des éléments (poutres) Bloc B.....	98
Tableau IV.42: Valeurs des contraintes de cisaillement dans les poteaux Bloc A	98

Tableau IV.43: Valeurs des contraintes de cisaillement dans les poteaux Bloc B	99
Tableau IV.44: Valeurs des contraintes de cisaillement dans les voiles	99
Tableau IV.45: Vérification l'effet P- Δ suivant les deux sens (X et Y) Bloc A	100
Tableau IV.46 : Vérification l'effet P- Δ suivant les deux sens (X et Y) Bloc B	101
Tableau V.1 : Calcul des ferrillages des poteaux à l'ELU Bloc A	105
Tableau V.2 : Calcul des ferrillages des poteaux à l'ELU Bloc B	105
Tableau V.3 : Ferrillage longitudinal des poteaux	106
Tableau V.4 : Vérification des contraintes des poteaux à l'état limite de service Bloc A	108
Tableau V.5 : Vérification des contraintes des poteaux à l'état limite de service Bloc B	108
Tableau V.6 : Les armatures transversales et leurs espacements	109
Tableau V.7 : Les données de calcul	110
Tableau V.8 : Ferrillage longitudinal des poutres de Bloc A	111
Tableau V.9 : Ferrillage longitudinal des poutres de Bloc B	111
Tableau V.10 : Vérification des poutres des 2 blocs.....	112
Tableau V.11 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres de Bloc A.....	112
Tableau V.12 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres de Bloc B	113
Tableau V.13 : Calcul des armatures transversales et leur espacement Bloc A	113
Tableau V.14 : Calcul des armatures transversales et leur espacement Bloc B	114
Tableau V.15 : Vérification de la flèche des poutres pour les 2 blocs	114
Tableau V.16 : Les données de calcul	117
Tableau V.17 : Armatures verticales dans les voiles pleins (sens longitudinal).....	117
Tableau V.18 : Vérification des armatures à ELS des voiles.....	118
Tableau V.19 : Calcul des armatures horizontaux	119

Tableau V.20 : Diamètre des armatures transversales	119
Tableau V.21 : Calcul des armatures des linteaux	124
Tableau V.22 : Calcul les armatures longitudinales et transversales des linteaux.....	125
Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées	130
Tableau VI.2 : Vérification de chevauchement des semelles isolées	131
Tableau VI.3 : Dimensionnement des semelles filantes	132
Tableau VI.4 : Vérification de type de fondation	133
Tableau VI.5 : Détermination de la surface nécessaire du radier	134
Tableau VI.6 : Vérification de la surface de radier de bloc A.....	134
Tableau VI.7 : Vérification au non poinçonnement de poteaux et voile	135
Tableau VI.8 : Vérification au non poinçonnement de nervure	135
Tableau VI.9 : Les charges appliquées au radier	136
Tableau VI.10 : Calcul des moments à l'ELU	137
Tableau VI.11 : Calcul des moments à l'ELS	137
Tableau VI.12 : Calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier.....	137
Tableau VI.13 : Vérification des contraintes à l'ELS	138
Tableau VI.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement.....	138
Tableau VI.15 : Calcul des charges ELU, ELS	139
Tableau VI.16 : Calcul des charges ELU, ELS	140
Tableau VI.17 : Calcul des armatures longitudinales de la nervure.....	141
Tableau VI.18 : Vérification des armatures longitudinales de la nervure à l'ELS	141
Tableau VI.19 : Calcul des armatures transversales et leur espacement	142
Tableau VI.20 : Ferrailage du débord.....	143

Tableau VI.21 : Vérification des armatures longitudinales de la nervure à l'ELS	143
Tableau VI.22 : Vérification de la contrainte de cisaillement.....	144
Tableau VI.23 : Calcul des moments à l'ELU et à l'ELS	145
Tableau VI.24 : Ferrailage du mur de soutènement.....	146
Tableau VI.25 : Vérification des contraintes à l'ELS	146
Tableau VI.26 : Vérification de la contrainte de cisaillement.....	147
Tableau VI.27 : Vérification de la flèche	147

Liste des Figures

Figure I.1 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes- déformation du béton	5
Figure I.2: Diagramme contrainte déformation	6
Figure I.3: Diagramme contrainte-déformation de l'acier a l'ELU.....	7
Figure II.1: Constitution d'un mur intérieur.....	14
Figure II.2: Constitution d'un mur extérieur	15
Figure II.3: Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux	15
Figure II.4: Coupe verticale du plancher courant (corps creux).....	16
Figure II.5: Coupe verticale du plancher à dalle pleine	17
Figure II.6: Section du poteau le plus sollicité	20
Figure III.1 : Corps Creux	26
Figure III.2 : Coupe verticale du plancher en corps creux... ..	27
Figure III.3 : Dimensions De La Poutrelle.....	27
Figure III.4 : Les étaielements.....	29
Figure III.5 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU et l'ELS.....	31
Figure III.6 : Diagrammes de l'effort tranchant.....	31
Figure III.7 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU et l'ELS.....	32
Figure III.8 : Diagrammes de l'effort tranchant.....	32
Figure III.9 : Ferrailage des poutrelles en travée et en appuis.....	38
Figure III.10 : Disposition constructive des armatures de la table de compression.....	39
Figure III.11 : schéma de l'acrotère.....	40

Figure III.12 : Diagrammes des efforts à L'ELU	41
Figure III.13 : Section de calcul de l'acrotère	42
Figure III.14 : Disposition des armatures dans l'acrotère... ..	44
Figure III.15 : Dimensions de l'escalier	45
Figure III.16 : Schéma statique de l'escalier	46
Figure III.17 : Schéma statique de l'escalier chargé le plus sollicité	49
Figure III.18 : Diagramme de moment (ELU et ELS).....	50
Figure III.19 : Diagramme de l'effort tranchant (ELU)	50
Figure III.20 : Schéma de ferrailage de l'escalier.....	54
Figure III.21 : Dimensionnement de la poutre palière.	54
Figure III.22 : Diagramme de moment (ELU et ELS).....	55
Figure III.23 : Diagramme de l'effort tranchant (ELU)	55
Figure III.24 : Ferrailage de la poutre palière.	58
Figure III.25 : Dalle pleine rectangulaire reposant sur 04 appuis.	59
Figure III.26 : Dalle pleine rectangulaire reposant sur 03 appuis	60
Figure III.27 : Dalle pleine triangulaire reposant sur 3 appuis.....	61
Figure III.28 : Ferrailage de la dalle pleine	63
Figure III.29 : Dimensions de la dalle machine.....	64
Figure III.30 : Vérification de non poinçonnement	67
Figure III.31 : Ferrailage de la dalle machine.....	67
Figure IV.1: Spectre de réponse (X) et (Y)	74
Figure IV.2: Model initial	75
Figure IV.3: Disposition des voiles périphériques	77
Figure IV.4 :1 ^{ère} disposition des voiles.....	78

Figure IV.5: 2 ^{ème} disposition des voiles.....	79
Figure IV.6: 3 ^{ème} disposition des voiles.....	79
Figure IV.7: 4 ^{ème} disposition des voiles.....	80
Figure IV.8: La disposition du centre de masse et centre de torsion	82
Figure IV.9: Le comportement des trois premiers modes	86
Figure IV.10: Les forces agissent sur la stabilité au renversement	94
Figure IV.11: La distribution des forces sismique selon la hauteur d'étage.....	94
Figure IV.12: Concentration des forces sismiques aux étages suivant (X.Y).....	95
Figure IV.13: Concentration des forces sismiques aux étages suivant (X.Y	96
Figure V.1 : Définition de la zone nodale dans les poteaux.....	103
Figure V.2 : Disposition constructive des armatures des poteaux.....	110
Figure V.3 : Disposition constructive des armatures des poutres principales en travées et sur appuis.	115
Figure V.4 : Disposition constructive des armatures des poutres secondaires en travées et sur appuis.	115
Figure V.5 : Disposition constructive des armatures des poutres de chaînage en travées et sur appuis.	116
Figure V.6 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	116
Figure V.7 : Les armatures transversales et les épingles des voiles	120
Figure V.8 : Disposition des armatures dans les voiles V ₁ (25 x120)	120
Figure V.9 : Disposition des armatures dans les voiles V ₂ (25 x275)	121
Figure V.10 : Disposition des armatures dans les voiles V ₃ (25 x75)	121
Figure V.11 : Disposition des armatures dans les voiles V ₄ (25 x180).....	121
Figure V.12 : Disposition des armatures dans les voiles V ₅ (25 x165).....	122
Figure V.13 : Disposition des armatures dans les voiles V ₆ (25 x195).....	122
Figure V.14 : Disposition des armatures dans les voiles V ₇ (25 x320).....	122

Figure V.15 : Disposition des armatures dans les voiles $V_8(25 \times 175)$	123
Figure V.16 : Disposition des armatures dans les voiles $V_9(25 \times 445)$	123
Figure V.17 : Disposition des armatures dans les voiles $V_{10}(25 \times 80)$	123
Figure V.18 : Disposition des armatures dans les voiles $V_{11}(25 \times 210)$	124
Figure V.19 : Schéma de ferrailage des linteaux.	125
Figure VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.....	129
Figure VI.2 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELU	129
Figure VI.3 : Semelle isolée.	130
Figure VI.4 : Les bulles de pression	130
Figure VI.5 : Les bulles de pression pour les 2 blocs.	131
Figure VI.6 : Schéma semelle filantes.....	132
Figure VI.7 : Schéma d'un radier	133
Figure VI.8 : Panneau de dalle du radier	136
Figure VI.9 : Schéma statique des efforts tranchants bloc A ELU	139
Figure VI.10 : Schéma statique des efforts tranchants bloc B ELU.....	139
Figure VI.11 : Schéma statique des efforts tranchants Bloc A ELU.....	140
Figure VI.12 : Schéma statique des moments dans la nervure bloc A en ELU	140
Figure VI.13 : Schéma statique des moments dans la nervure bloc B en ELU	140
Figure VI.14 : Schéma statique des moments dans la nervure bloc A à l'ELS.	141
Figure VI.15 : Schéma statique des moments dans la nervure bloc B à l'ELS.	141
Figure VI.16 : Ferrailage des nervures	142
Figure VI.17 : Schéma statique du débord de radier.....	143
Figure VI.18 : Mur de soutènement	145
Figure VI.19 : Les dimensions du panneau le plus sollicité.....	145

Liste des symboles

Majuscules romaines

A: Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A_{max}, *A_{min}* : Section d'acier maximale et minimale.

A: Section d'un cours d'armatures transversales.

At: Section d'armatures verticales.

A_h : Section d'armatures horizontales.

Ac: Section d'armatures en partie courante (armatures de peau).

AD: Section d'armatures diagonales.

B: Aire du béton.

Br: Section réduite du béton d'un poteau.

Bt: Section de la partie tendue.

Lt: Largeur de la section tendue.

ELS: Etat Limite de Service.

ELU: Etat Limite Ultime.

Ev: Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es: Module de déformation longitudinale de l'acier.

I: Moment d'inertie.

I_e: Moment d'inertie équivalent.

M: Moment fléchissant.

Mt: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma: Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu: Moment fléchissant à l'ELU.

Mser: Moment fléchissant à l'ELS.

N: Effort normal.

Nser: Effort normal à l'ELS service.

Nu: Effort normal à l'ELU.

Tu: Effort tranchant à l'ELU.

G: Charge permanente.

Q: Charge d'exploitation.

E: Charge sismique.

W: poids.

Minuscules romaines

h : Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en T.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

l_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

S_h : Espacement de cours d'armature horizontale.

S_v : Espacement des armatures verticales.

MAJUSCULES GRECQUES

Δ : Variation.

Σ : sommation.

Φ : Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

Minuscules grecques

α : Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε : Déformation relative.

η : Coefficient de fissuration.

λ : Élancement mécanique.

μ : Coefficient de frottement.

ν : Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

ζ : Contrainte normale.

η : Contrainte tangentielle.

δ : Déplacement d'un niveau.

Table des matières

I.1 INTRODUCTION	1
I.2. PRESENTATION DU BATIMENT	1
I.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	1
I.3.1. Dimensions en élévation	1
I.3.2. Dimensions en plan	2
I.4. CONCEPTION DE L'OUVRAGE	3
I.4.1. Ossature de l'ouvrage.....	3
I.4.2. Planchers.....	3
I.4.3. Escalier	3
I.4.4. Les façades.....	3
I.4.5. Revêtement	3
I.4.6. L'acrotère.....	3
I.4.7. L'ascenseur	3
I.4.8. L'infrastructure	3
I.5. CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX	4
I.5.1. Introduction.....	4
I.5.2. Le béton	4
I.5.3. L'acier.....	7
I.5.4 Hypothèses de calcul.....	8
I.6. CONCLUSION.....	9

II.1. INTRODUCTION	10
II.2. PRE-DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS.....	10
II.2.1. Plancher à corps creux	10
II 2.2. Dalles pleines.....	11
II.3. PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES	12
II.3.1. Poutres porteuses	12
II.3.2. Poutres non-porteuses.....	13
II.3.3. Poutres de Chainage	13
II.4. ÉVALUATION DES CHARGES PERMANENTES ET CHARGES D'EXPLOITATIONS:.....	14
II.4.1. Maçonnerie.....	14
II.4.2. Plancher à corps creux	15
II.4.3. Plancher bas RDC à dalles pleines.....	17
II.4.4. Balcon	17
II.5. PRE-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX	18
II.5.1. Etapes de pré dimensionnement.....	18
II.5.2. Choix du poteau le plus sollicité.....	20
II.5.3. Descente des charges	20
II.5.4. Calcul de l'effort N_{adm}	22
II.5.5. Vérification de résistance.....	23
II.5.6. Vérification selon RPA99 version 2003	24
II.6. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES.....	25
II.7. CONCLUSION	25

III.1. INTRODUCTION	26
III.2. ETUDE DES PLANCHERS	26
III.2.1. Introduction	26
III.2.2. Etude des poutrelles	27
III.2.3. Dimensions des poutrelles.....	27
III.2.4. Méthodes de calcul des Poutrelles.....	28
III.2.5. Calcul des efforts internes	31
III.2.6. Calcul du ferrailage.....	32
III.2.7. Vérifications	34
III.2.8. Calcul des armatures transversales et l'espacement	37
III.2.9. Schéma de ferrailage des poutrelles	38
III.2.10. Ferrailage de la table de compression	38
III.2.11 Schéma de ferrailage de la dalle de compression	39
III.3. ACROTÈRE.....	39
III.3.1 Introduction	39
III.3.2. Evaluation des charges	40
III.3.3. Calcul des efforts	41
III.3.4 Ferrailage de la section de l'acrotère	42
III.3.5. Vérification à L'ELS	43
III.3.6. Vérification de l'effort tranchant	43
III.3.7. Schéma de Ferrailage d'acrotère.....	44
III.4 ESCALIER.....	44
III.4.1 Introduction	44
III.4.2 Définition des éléments d'un escalier	44
III.4.3 Evaluation des charges.....	48

III.4.4	Combinaison des charges.....	49
III.4.5	Diagramme des efforts internes	50
III.4.6	Ferraillage d'escalier.....	51
III.4.7	Vérifications	52
III.4.8	Vérification à l'E.L.S.....	53
III.4.9	Vérification de la flèche.....	53
III.4.10	Schéma de ferraillage l'escalier	54
III.5	CALCULE DE POUTRE PALIERE	54
III.5.1	Pré dimensionnement.....	54
III.5.2	Ferraillage de la Poutre palière	55
III.5.3	Vérification des contraintes à l'ELS	56
III.5.4	Vérification de l'effort tranchant.....	56
III.5.5	Armatures transversales	56
III.5.6	Vérification selon RPA 99 V 2003.....	57
III.5.7	Vérification de compression dans la bielle de béton	57
III.5.8	Vérification au voisinage de l'appui.....	57
III.5.9	Vérification de la flèche.....	57
III.5.10	Schéma de ferraillage de poutre palière	58
III.6	LES DALLES PLEINES	58
III.6.1	Définition.....	58
III.6.2	Méthodes de calcul	58
III.6.3	Evaluation des sollicitations.....	59
III.6.4	Les différents types des dalles pleines	59

III.6.5 Calcul du ferrailage.....	62
III.6.6 Vérification à l'ELS.....	63
III.6.7 Vérification de la flèche.....	63
III.6.8 Schéma de ferrailage de la dalle pleine.....	63
III.7 LA DALLE MACHINE.....	64
III.7.1 Introduction.....	64
III.7.2 Pré dimensionnement.....	64
III.7.3 Evaluation des charges.....	64
III.7.4 Calcul des sollicitations.....	65
III.7.5 Ferrailage de la dalle.....	65
III.7.6 Vérification à L'ELS.....	65
III.7.7 Vérification de l'Espacement.....	66
III.7.8 Vérification de l'effort tranchant.....	66
III.7.9 Vérification de la flèche.....	66
III.7.10Vérification de non poinçonnement.....	66
III.7.11 Schéma de ferrailage de la dalle machine.....	67
IV.1 INTRODUCTION.....	68
IV.2 ETUDE DYNAMIQUE.....	68
IV.2.1 Objectifs de l'étude dynamique.....	68
IV.2.2 Modélisation mathématique.....	68
IV.2.3 Modélisation de la structure.....	69
IV.3 ETUDE SISMIQUE.....	70
IV.3.1 Choix de la méthode de calcul.....	70
IV.3.2 Conditions d'application de la méthode statique équivalente.....	70
IV.3.3 Critères de classification par RPA99 version 2003.....	70

IV.4 METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE	71
IV.4.1 Principe	71
IV.4.2 Le spectre de réponse de calcul	71
IV.4.3 Procédure de calcul	72
IV.4.4 Résultats de l'analyse dynamique.....	75
IV.4.5 Disposition des voiles.....	77
IV.4.6 Calcul de centre de masse et centre de torsion.....	82
IV.4.7 Calcul d'excentricité	83
IV.5 RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE	85
IV.5.1 Vérification de comportement pour les trois premiers modes.....	85
IV.5.2 Vérification de participation massique	86
IV.5.3. Vérification de force sismique à la base	88
IV.5.4. Vérification de l'effort normal réduit à la base	89
IV.5.5. Vérification des déplacements en tête.....	91
IV.5.6. Vérification du déplacement inter-étages.....	91
IV.5.7. Vérification de la stabilité au renversement	93
IV.5.8. Vérification de cisaillement des éléments	97
IV.5.9. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	100
IV.6 CONCLUSION.....	101

V.1. INTRODUCTION	102
V.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	103
V.2.1. Introduction	103
V.2.2. Sollicitations extrêmes de ferrailage	103
V.2.3. Détermination des armatures à l'ELU.....	103
V.2.4. Vérification des contraintes à l'ELS	106
V.2.5. Calcul des armatures transversales.....	108
V.2.6. Schémas de Ferrailage des poteaux.....	109
V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES.....	110
V.3.1. Introduction	110
V.3.2. Ferrailage longitudinal des poutres	111
V.3.3. Vérification des poutres.....	111
V.3.4. Vérification des contraintes à l'ELS	112
V.3.5. Calcul des armatures transversales.....	113
V.3.6. Vérification de la flèche.....	114
V.3.7. Schémas de Ferrailage des poutres	115
V.4. FERRAILLAGE DES VOILES	116
V.4.1. Les trumeaux	116
V.4.2. Les Linteaux	124
V.5. CONCLUSION	126

VI.1.ETUDE DU SOL.....	127
VI.1.1. Introduction.....	127
VI.1.2. Situation du projet.....	127
VI.1.3. Campagne d'investigation	127
VI.1.4. Nature du sol	127
VI.1.5. Conclusion	127
VI.2.ETUDE DES FONDATIONS	128
VI.2.1. Introduction.....	128
VI.2.2. Fonctions assurées par les fondations.....	128
VI.2.3. Choix du type de fondation	128
VI.3.FERRAILLAGE DE RADIER.....	136
VI.3.1. Ferrailage de la dalle du radier	136
VI.3.2. Ferrailage des nervures	139
VI.3.3. Ferrailage du débord dans le bloc A.....	143
VI.4.ETUDE DE VOILE PERIPHERIQUE	144
VI.4.1. Dimensionnement	144
VI.4.2. Détermination des sollicitations	144
VI.4.3. Méthode de calcul	145
VII.1 ITRODUCTION.....	148
VII.2 LE DEVIS QUANTITATIF DE BLOC A.....	148
VII.3 LE DEVIS QUANTITATIF DE BLOC B	149
VII.4 LE DEVIS QUANTITATIF TOTAL	149

Introduction générale :

La construction des ouvrages est basée principalement sur le choix du type du projet et des matériaux pour le construire, elle a été parmi les premiers soucis de l'homme.

Malheureusement, les risques naturels tel que : les séismes, le tsunami ...etc. causent des dommages dans ces ouvrages et mènent parfois à des pertes en vie humaine. Pour cela, l'étude des structures est un passage très important et une étape obligée dans le domaine de génie civil.

En Algérie la menace potentielle est le séisme, notamment le nord du pays qui se trouve au bord d'une faille sismique très active. L'ingénieur civil doit assurer la bonne conception des ouvrages vis-à-vis de ces menaces en se basant sur des différents règlements.

Dans le cadre d'obtention un Diplôme Master en génie civil, nous avons procédé à l'étude du projet présenté ci-après, ce projet est implanté dans la commune d'Alger classée comme une région de forte sismicité (**zone III**) selon le règlement parasismique Algérien (**RPA99/version 2003**).

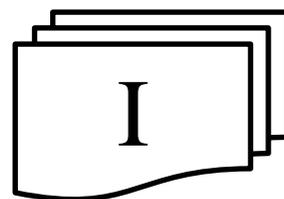
L'ouvrage en question est un bâtiment à usage habitation + commerce en forme de « L » à structure en béton armé avec décrochement en élévation (R+5+Sous-Sol) et (R+9+Sous-Sol).

Le but de projet est de voir l'influence du décrochement sur les fondations.

Le mémoire est composé de six chapitres + le calcul de métré gros œuvre (B.A) de la structure :

- Le premier chapitre constitue une présentation descriptive de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés.
- Dans le 2^{ème} chapitre, nous allons pré dimensionner les éléments résistants en se basant sur les règlements et la descente des charges du bâtiment.
- Le but du troisième chapitre est l'étude des éléments non structuraux. (Les planchers, l'acrotère, les escaliers ...) ainsi que leurs ferrailages.
- Dans le quatrième chapitre nous nous intéressons à la modélisation de la structure et la détermination des différents modes de vibrations, en renforçant l'ossature par des voiles, on vérifie ainsi toutes les vérifications nécessaires. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul **SAP2000 (version 20.2.0)**.
- L'objectif du cinquième chapitre est de ferrailer les éléments résistants à partir des résultats obtenus par l'analyse dynamique afin qu'ils puissent résister aux différentes sollicitations.
- Le sixième chapitre consiste à dimensionner et ferrailer les éléments de l'infrastructure.
- Le calcul métré a pour but l'évaluation du coût des ouvrages en partant de leurs mesures. Le métré constitue une comptabilité particulière de la structure à la fois des quantités et du coût des ouvrages composants notre structure.

CHAPITRE



PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 INTRODUCTION :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements du **RPA version 2003** et du **CBA93** et du **BAEL91** qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier), le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2. PRESENTATION DU BATIMENT :

L'objet de notre projet est l'étude d'un bâtiment de forme L comporté de 2 cotés (R+9 et R+5) avec un sous-sol.

Le bâtiment se compose de :

- Un sous-sol.
- Un rez-de-chaussée à usage commercial.
- Les autres étages sont à usage d'habitation.
- Terrasse inaccessible dans les 2 cotés.

Le bâtiment est classé comme un bâtiment irrégulier en plan et en élévation.

D'après la classification de **RPA version 2003** :

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (**groupe d'usage 2**) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m ... [Art 3.2] ... [4]
- Le bâtiment est implanté dans la wilaya d'ALGER Commune d'Alger qui est classée comme une zone de forte sismicité (**zone III**).
- Le site est considéré comme meuble (**S3**).

I.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES :

I.3.1. Dimensions en élévation :

Les dimensions en élévation du bâtiment sont répertoriées comme suit :

- Hauteur totale de 1^{er} bloc (RDC+9+sous-sol) h = 35,96m
- Hauteur totale de 2^{ème} bloc (RDC+5+sous-sol) h = 23,72m
- Hauteur de RDC..... h = 4,42m
- Hauteur de l'étage courant..... h = 3,06m
- Hauteur de sous-sol..... h = 4,00m

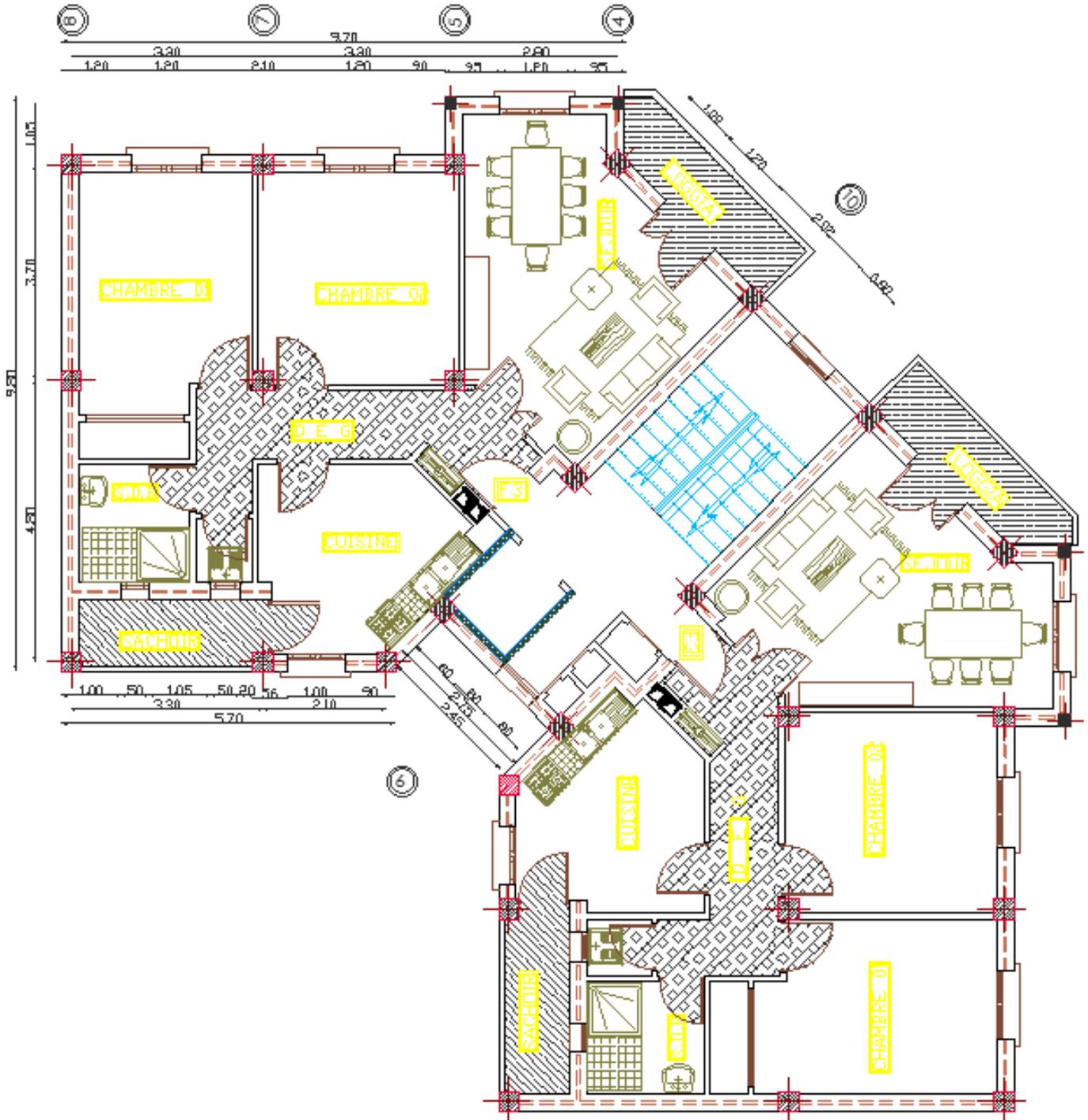
I.3.2. Dimensions en plan :

➤ Bloc A

- Longueur en plan 12,75m
- Largeur en plan..... 12,69m

➤ Bloc B

- Longueur en plan 11,70m
- Largeur en plan..... 8,55m



I.4. CONCEPTION DE L'OUVRAGE :**I.4.1. Ossature de l'ouvrage :**

On considère que la structure est autostable, on pourra ajouter des voiles dans l'étude dynamique.

I.4.2. Planchers :

Vue la forme géométrique du bâtiment et en fonction du type de coffrage, nous avons opté pour deux type de planchers :

- Plancher en corps creux (terrasse, étage courant)
- Plancher dalle pleine (RDC commerce)

I.4.3. Escalier :

La structure comporte une cage d'ascenseur du RDC au 9^{ème} étage, et une cage d'escaliers. Dans notre cas on a des escaliers droits de deux volées avec un palier.

I.4.4. Les façades :

Les façades (murs extérieurs) sont constituées par une double paroi en briques creuses dont l'épaisseur (10+10cm) séparées par une lame d'air de 10cm.

Les murs intérieurs d'une paroi de 10 cm d'épaisseur en brique creuses.

I.4.5. Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour crépissage de façades extérieures.

I.4.6. L'acrotère :

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé.

L'acrotère a pour but d'assurer la sécurité et empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

I.4.7. L'ascenseur :

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

I.4.8. L'infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol.

I.5. CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX :**I.5.1. Introduction :**

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (**CBA 93**).

I.5.2. Le béton :

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de répondre les efforts de compression.

I.5.2.1. Les matériaux composant le béton :

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

a. Ciment :

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent de la proportion de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

b. Granulats :

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles.

b.1.Sable :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avenage de gros grains que de petits.

b.2.Graviers :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 3 et 25mm.

Elles doivent être dures, propre et non gélives. Elles peuvent être extraites par concassage de roches dures (matériaux concassés).

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et doit présenter certains critères à s'avoir :

- 1- Une résistance mécanique élevée
- 2- Un retrait minimum
- 3- Une bonne tenue dans le temps

I.5.2.2 Résistance mécanique du béton :**a. Résistance à la compression f_{cj} :**

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression, f_{c28} est estimée à 25 MPa à 28 jours. Elle est déterminée par des essais sur éprouvettes cylindrique de 16 cm de diamètre et 32cm de hauteur.

De nos jours, la composition du béton ne suit pas une règle précise mais elle obéit les exigences de la future structure.

b. Résistance à la traction ftj :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes d'opération différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

La résistance caractéristique à « J » jours se déduit conventionnellement par la relation :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} \quad \text{Avec : } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

c. Contrainte limite :➤ **Etat limite ultime (ELU) :**• **Contrainte ultime du béton :**

Pour le calcul à l'ELU, on adopte le diagramme dit "parabole-rectangle ». En compression pure, le diagramme est constitué par la partie parabole du graphe ci-dessous, les déformations relatives étant limitées à 2‰

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

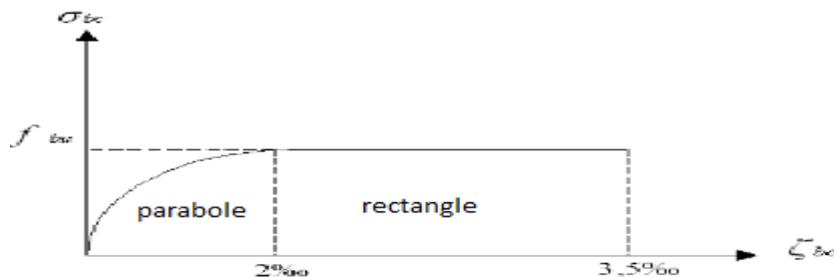


Figure I.1 : Diagramme parabolique-rectangle des contraintes- déformation du béton

Avec :

- f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression $f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$
- γ_b : coefficient de sécurité du béton, il vaut 1,5 pour les combinaisons normales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.
- θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. il est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure de 24h, 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24 h, et 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

• **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_u$

$$\tau_u = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) \quad \text{cas normal (fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \min (0,20 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}) \quad \text{cas ou la fissuration est préjudiciable}$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, et défini par son module d'élasticité.

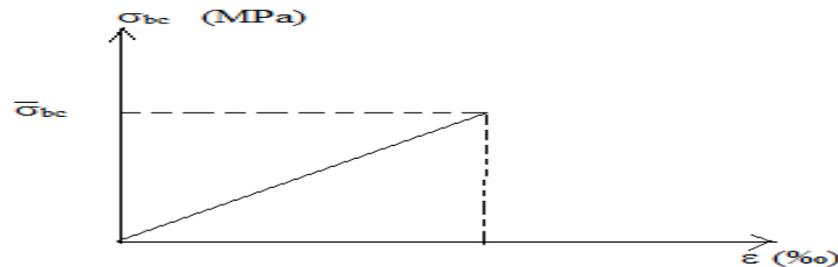


Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec

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

le module de déformation longitudinale instantanée [2], pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, donné par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

On pour $f_{c28} = 25 \text{MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32160 \text{ MPa}$

Le module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} est donné par la formule suivante:

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

On a pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10820 \text{ MPa}$

d. Coefficient de poisson ν :

On appelle coefficient de poisson le rapport des déformations transversales relatives à la déformation longitudinale relative.

ELU $\nu = 0$ dans le cas des états limites ultimes.

ELS $\nu = 0,2$ dans le cas des états limites de services.

e. Poids volumique :

On adopte le poids volumique $\rho = 25 \text{KN /m}^3$

I.5.3. L'acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction. On le combine avec le béton pour corriger la faiblesse de ce dernier vis-à-vis de la traction. L'acier doit être conforme aux textes réglementaires en vigueur.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est $E_s = 200000\text{MPa}$

Type d'acier	Limites élastique en MPa	Module d'élasticité
Barres à hautes adhérences	$f_e = 400\text{MPa}$	$E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{MPa}$
Treillis soudés(TS)	$f_e = 520\text{MPa}$	

Tableau I.1. Propriétés mécaniques de l'acier

I.5.3.1. Les contraintes limites de calcul :**I.5.3.1.1. Contraintes limites à l'état ultime :**

on adopte le diagramme contrainte-déformation suivant

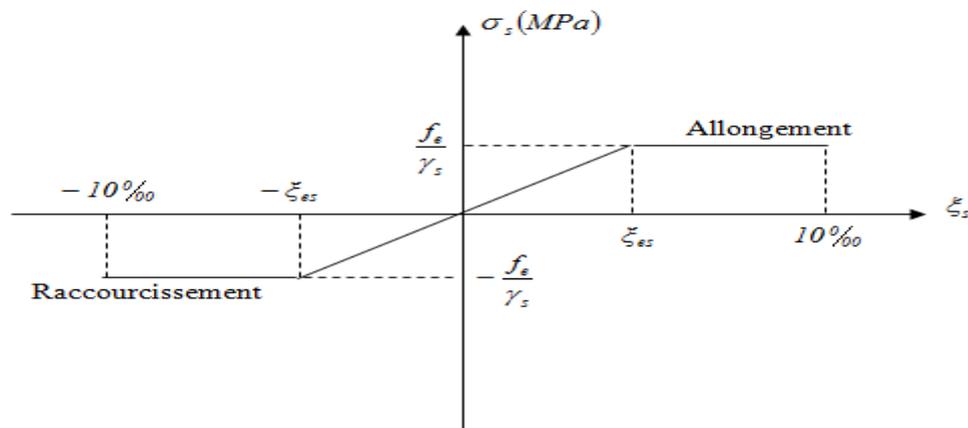


Figure I.3: Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU

f_e : Contrainte limite élastique.

ξ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \xi_s = \frac{\Delta l}{l}$

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ Cas des situations durables ou transitoires} \\ \gamma_s = 1,00 \text{ Cas des situations accidentelles} \end{array} \right.$$

Pour les aciers FeE400 on a : $\xi_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2 \cdot 10^5} = 1,74\%$

I.5.3.1.2. Contraintes limites à état limite de service (ELS) :

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

- ✓ Fissuration peu nuisible : pas de vérification
- ✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \cdot ft28}\right)$ (MPa)
- ✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta \cdot ft28}\right)$ (MPa)

I.5.3.2. Coefficient de fissuration η :

- ✓ $\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse.
- ✓ $\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

I.5.3.3. Coefficient d'équivalence :

le coefficient d'équivalence noté: "n" est le rapport de: $n = E_s / E_b = 15$

avec:

- E_s : module de déformation de l'acier.
- E_b : module de déformation du béton.

I.5.4 Hypothèses de calcul :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée σ_s , est définie par la relation $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

I.6. CONCLUSION :

Pour notre projet, les valeurs utilisées sont :

$$f_{c28} = 25\text{MPa}$$

$$f_{i28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 32164,2\text{MPa}$$

$$E_{v28} = 1/3 E_{i28} = 10721,4 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 14,17\text{MPa} & \text{Situation durable.} \\ \sigma_{bc} = 18,5\text{MPa} & \text{Situation accidentale.} \end{cases}$$

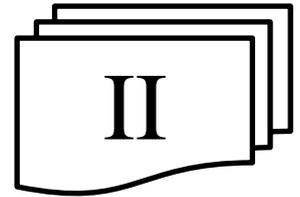
$$\begin{cases} \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} & \text{Fissuration peu nuisible.} \\ \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} & \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$FeE400, f_e = 400\text{MPa}$ Pour les armatures longitudinales.

$$\bar{\sigma}_s = 201,63\text{MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable pour les HA.}$$

CHAPITRE



PRE-DIMENNSSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. INTRODUCTION :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les règles du **RPA99 Version 2003, BAEL91 modifié99** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après la vérification dans la phase de calcul.

Il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment :

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

II.2. PRE-DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan,

Ils ont pour fonction :

- La séparation des différents niveaux.
- Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- La sécurité contre l'incendie.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher corps creux.
- Plancher dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Ces planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé.

La hauteur des poutrelles est déterminée selon **CBA93** par les deux formules empiriques suivantes :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20} \quad \dots [1] [\text{Art B. 6. 8. 4. 2. 4}]$$
$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Tel que : ($h_t = d + e$)

Avec : L_{max} : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nu des appuis.

h_t : Hauteur totale du plancher.

d : hauteur du corps creux.

e : la hauteur de la dalle de compression.

Donc, On a :

$$L_{max} = 2,95 \text{ m} \rightarrow \frac{295}{25} = 11,8 \text{ cm} \leq h_t \leq \frac{295}{20} = 14,75 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{295}{22,5} = 13,11 \text{ cm} \quad \text{Donc : } h_t = 20 \text{ cm}$$

On prend donc : $h_t = 20 \text{ cm}$ ce qui correspond à un plancher à corps creux du type (16+4) tel que :

$$h_t = (d+e) \longleftrightarrow h_t = (16+4) \quad \text{avec : } d=16\text{cm et } e=4\text{cm.}$$

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier que :

$$h_t \geq 16 \text{ cm} \dots [3]$$

On a: $h_t = 20 \text{ cm} \geq 16 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ CV}$

II.2. Dalles pleines :

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

- Sécurité contre l'incendie :
 - $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu
 - $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
- Condition d'isolation acoustique : $e = 15 \text{ cm}$.
- Critère de résistance :

II.2.2.1. Dalle pleine :(RDC Commerce)

Dalle reposant sur 3 ou 4 cotés : $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \dots [2]$

Avec :

e : épaisseur de la dalle.

L_x : La portée de la dalle mesurée entre nu des appuis.

Pour le cas de notre structure, on a : $L_x = 2,90 \text{ m}$.

$$\frac{290}{50} \leq e \leq \frac{290}{40}$$

$$5,8 \text{ cm} \leq e \leq 7,25 \text{ cm}$$

Choix : $e = 7 \text{ cm}$

Conclusion :

Pour la dalle pleine on adoptera : $e = 15 \text{ cm}$

II.3. PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux permettant la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles).

Le pré dimensionnement des poutres se fait conformément aux règles **BAEL91**, les vérifications des dimensions se feront selon les exigences du **RPA99 v 2003**.

II.3.1. Poutres porteuses :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur et largeur sont données selon la condition suivante :

$$\begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0,3 h \leq b \leq 0,7 h \end{cases} \dots\dots\dots [3]$$

Avec : L_{max} : la portée la plus grande des poutres entre nus des poteaux

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

➤ La hauteur (h) :

$$L_{max} = 4,55 \text{ m} \rightarrow \frac{455}{15} \leq h \leq \frac{455}{10} \rightarrow 30,33 \text{ cm} \leq h \leq 45,5 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } h = 40 \text{ cm}$$

➤ La largeur (b) :

$$h = 40 \text{ cm} \rightarrow (0,3 \times 40) \leq b \leq (0,7 \times 40) \rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } b = 30 \text{ cm}$$

Notation :

On prend $b=30 \text{ cm}$ car les murs extérieurs sont en épaisseur 30 cm .

Vérification selon les exigences des RPA99 v2003 : ... [4] [Art 7.5.1]

Les poutres doivent respecter les exigences ci-après :

- $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée
- $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée
- $h/b < 4 \rightarrow h/b = 1,33 < 4 \rightarrow$ Condition vérifiée

II.3.2. Poutres non-porteuses :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur et largeur sont données selon la condition suivante :

$$\begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0,3 h \leq b \leq 0,7 h \end{cases} \dots\dots [3]$$

Avec : L_{max} : la portée la plus grande des poutres entre nus de poteaux

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

➤ **La hauteur (h) :**

$$L_{max} = 3,00 \text{ m} \rightarrow \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \rightarrow 20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } h = 30 \text{ cm}$$

➤ **La largeur (b) :**

$$h = 30 \text{ cm} \rightarrow (0,3 \times 30) \leq b \leq (0,7 \times 30) \rightarrow 9 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } b = 30 \text{ cm}$$

Notation :

Suite à des conditions constructives, on prend $b=30\text{cm}$ car les murs extérieurs sont en épaisseur 30 cm.

Vérification selon les exigences des RPA99 v2003 : ... [4]

Les poutres doivent respecter les exigences ci-après :

- $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée
- $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée
- $h/b < 4 \rightarrow h/b = 1 < 4 \rightarrow$ Condition vérifiée

II.3.3. Poutres de Chainage :

Elles sont disposées dans les balcons pour supporter les charges des murs, leur hauteur et largeur sont données selon la condition suivante :

$$\begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0,3 h \leq b \leq 0,7 h \end{cases} \dots\dots [3]$$

Avec : L_{max} : la portée la plus grande des poutres entre nus de poteaux

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

➤ **La hauteur (h) :**

$$L_{max} = 2,50 \text{ m} \rightarrow \frac{250}{15} \leq h \leq \frac{250}{10} \rightarrow 16,67 \text{ cm} \leq h \leq 25 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } h = 30 \text{ cm}$$

➤ **La largeur (b) :**

$h = 30\text{cm} \rightarrow (0,3 \times 30) \leq b \leq (0,7 \times 30) \rightarrow 9\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm} \rightarrow \text{Soit : } b = 30\text{cm}$

Notation :

Suite à des conditions constructives, on prend $b=30\text{cm}$ car les murs extérieurs sont en épaisseur 30 cm.

Vérification selon les exigences des RPA99 v2003 : ... [4]

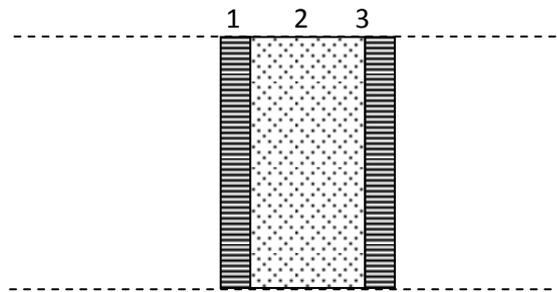
Les poutres doivent respecter les exigences ci-après :

- $b \geq 20\text{ cm} \rightarrow b = 30\text{ cm} > 20\text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée
- $h \geq 30\text{ cm} \rightarrow h = 30\text{ cm} > 30\text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée
- $h/b < 4 \rightarrow h/b = 1 < 4 \rightarrow$ Condition vérifiée

II.4. ÉVALUATION DES CHARGES PERMANENTES ET CHARGES D'EXPLOITATIONS :

II.4.1. Maçonnerie :

II.4.1.1. Murs intérieurs (simple cloison) :

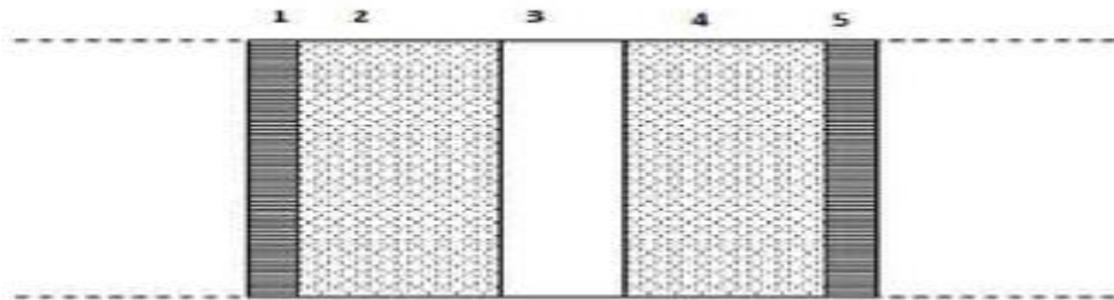


-Figure II.1: Constitution d'un mur intérieur-

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
2	Brique creuse	0,10	90	0,90
3	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
TOTAL				1,46

-Tableau II.1: Charge permanente des murs intérieurs (simple cloison) –

II.4.1.2. Murs extérieurs (double cloison) :



- Figure II.2: Constitution d'un mur extérieur-

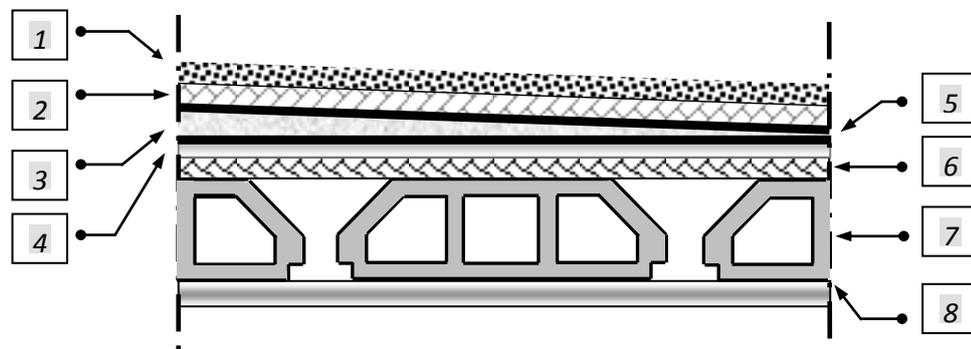
N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
2	Brique creuse	0,10	90	0,90
3	Lame d'air	0,10	-	-
4	Brique creuse	0,10	90	0,90
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
TOTAL				2,36

-Tableau II.2: Charge permanente des murs extérieurs (double cloison) -

II.4.2. Plancher à corps creux :

II.4.2.1. Plancher terrasse inaccessible :

➤ Charges permanentes :



-Figure II.3: Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux-

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Gravillon roulé	0,04	20	0,80
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,12	22	2,64
4	Film polyane	-	-	0,01
5	Papier kraft	-	-	0,05
6	Isolation thermique	0,04	4	0,16
7	Plancher (16+4)	0,16+0,04	-	2,80
8	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
TOTAL				6,78

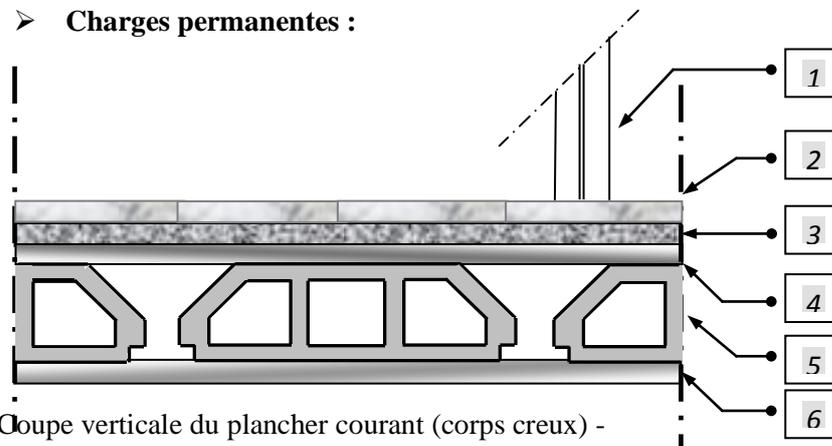
-Tableau II.3: Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible corps creux-

➤ Charges d'exploitation :

Q= 1,0 kN/m² (plancher terrasse inaccessible).

II.4.2.2. Plancher courant :

➤ Charges permanentes :



-Figure II.4: Coupe verticale du plancher courant (corps creux) -

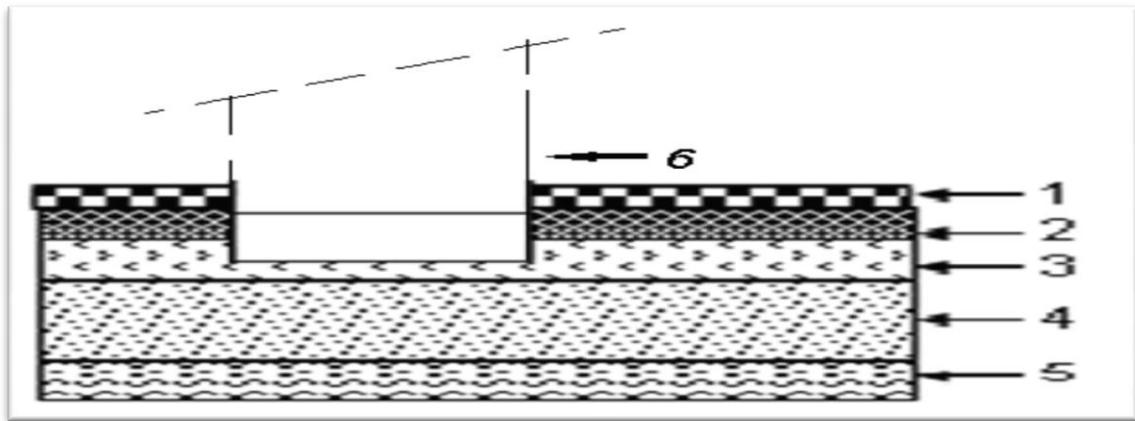
N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Cloison de distribution	0,10	-	1,46
2	Carrelage	0,02	20	0,40
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Lit de sable	0,03	18	0,54
5	Plancher (16+4)	0,16+0,04	-	2,80
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
TOTAL				5,8

Tableau II.4: Charge permanente du plancher courant corps creux-

➤ Charges d'exploitation :

Q= 1,5 kN/m² (usage : habitation).

II.4.3. Plancher bas RDC à dalles pleines :



-Figure II.5: Coupe verticale du plancher à dalle pleine-

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Plancher (dalle pleine)	0,15	25	3,75
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloison de distribution	0,10	-	1,46
TOTAL				6,75

-Tableau II.5: Charges permanentes du plancher étage courant dalles pleines-

➤ Charges d'exploitation :

Q= 5 ,00 kN/m² (usage : commerce)

II.4.4. Balcon :

➤ Charges permanentes :

N ^o	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	22	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G				5,45

-Tableau II.6: Charge permanente du balcon-

➤ Charges d'exploitation :

Q=3,50 kN/m²..... (Balcon).

II.5. PRE-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Un poteau est un élément structurel vertical qui assure la transmission des charges d'une structure soit à un autre élément porteur, soit à une fondation.

Pour dimensionner les poteaux, on utilise un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des charges d'exploitation à l'état limite ultime :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

Cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires (central) voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées. ... [1] ... [Art B.8.1.1]

$$\text{Donc, on aura : } N_u^{\text{maj}} = 1,1 \times (1,35G + 1,5Q) \dots [1]$$

II.5.1. Etapes de pré dimensionnement :

- Choix du poteau le plus sollicité ;
- Calcul de la surface reprise par le poteau ;
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau ;
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA99 version 2003. ... [4] ... [Art 7.4.1]

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (a, b)} \geq 30\text{cm} \\ \text{Min (a, b)} \geq \frac{h_e}{20} \quad (\text{Zone III}) \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

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

$$N_u^{\text{adm}} = \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right) \alpha \dots [1] [\text{Art B.8.4.1}]$$

Donc, selon le CBA93 on doit effectuer la vérification suivante : $N_u^{\text{maj}} \leq N_u^{\text{adm}}$

$$N_u^{\text{maj}} \leq \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right) \alpha$$

Avec :

- N_u^{maj} : Effort normal ultime majoré (compression) = $1,1 \times (1,35G + 1,5Q)$
- A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul
 $\Rightarrow A = B/1000 = 0,1\% bh = A_{\text{min}} \quad [\text{CBA_Art.B.6.4}]$
- B_r : section réduite du poteau obtenue en déduisant de la section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie « $B_r = (a-2\text{cm}) * (b-2\text{cm})$ ».

- $\gamma_b=1.5$
 - $\gamma_s=1.15$
- } coefficients de sécurité du béton et de l'acier (situation durable).
-
- $f_{c28}=25\text{MPa}$
 - $f_e=400\text{MPa}$
- } résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
-
- α : Coefficient fonction de l'élanement mécanique.

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

- $\lambda = \frac{L_f}{i}$ et $i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ pour la section rectangulaire.

Où : i : Rayon de giration.

λ : L'élanement géométrique.

L_f : Longueur de flambement.

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

Le règlement **CBA93** définit la longueur de flambement L_f comme suit :

- $0,7 \times L_0$: si le poteau est à ses extrémités :
 - Soit encastré dans un massif de fondation ;
 - Soit assemblé à des poutres de planchers ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part ;
- L_0 : dans les autres cas.

Dans ce projet on a : $L_f = 0,7 \times L_0$.

Pour :

- Les étages : $L_0 = 3,06 \text{ m}$ Donc : $L_f = 2,142 \text{ m}$
- RDC : $L_0 = 4,42 \text{ m}$ Donc : $L_f = 3,094 \text{ m}$
- S-SOL : $L_0 = 4 \text{ m}$ Donc : $L_f = 2,800 \text{ m}$

II.5.2. Choix du poteau le plus sollicité :

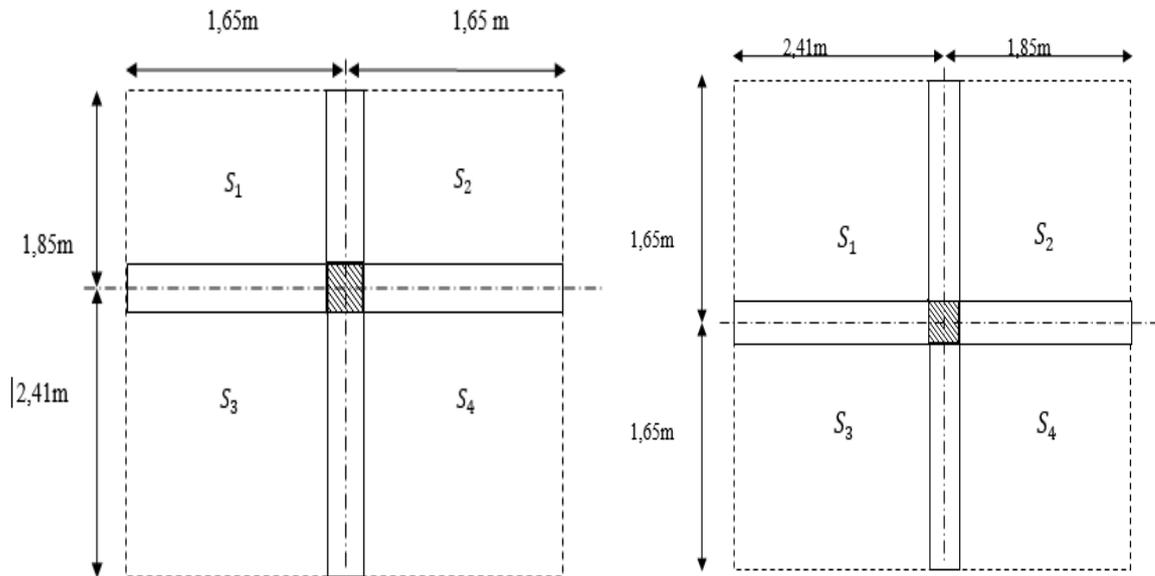


Figure II.6: Section du poteau le plus sollicité-

Pour le bloc A :

- $S_1 = S_2 = (1,85-0,15) \times (1,65-0,15) \longrightarrow S_1 = S_2 = 2,55 \text{ m}^2$
- $S_3 = S_4 = (2,41-0,15) \times (1,65-0,15) \longrightarrow S_3 = S_4 = 3,39 \text{ m}^2$
- La surface reprise par le poteau :
- $S_p = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 \longrightarrow S_p = 11,88 \text{ m}^2$
- La surface totale :
- $St = (2,41+1,85) \times (1,65+1,65) \longrightarrow St = 14,058 \text{ m}^2$

Pour le bloc B :

- $S_1 = S_2 = (1,65-0,15) \times (2,41-0,15) \longrightarrow S_1 = S_3 = 3,39 \text{ m}^2$
- $S_3 = S_4 = (1,65-0,15) \times (1,85-0,15) \longrightarrow S_3 = S_4 = 2,55 \text{ m}^2$
- La surface reprise par le poteau :
- $S_p = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 \longrightarrow S_p = 11,88 \text{ m}^2$
- La surface totale :
- $St = (2,41+1,85) \times (1,65+1,65) \longrightarrow St = 14,058 \text{ m}^2$

II.5.3. Descente des charges :

La descente des charges est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol.

La descente des charges est appliquée tout en respectant la loi de dégression de charges donnée par le **DTR B.C. 2.2 charges permanentes et charges d'exploitation (Art 6.3)**.

Voir **annexe 01**

Etage	Q _i	St (m ²)	Q (kN)		n	3+n/2n	Q _{cum} (kN)
Terrasse	1	14,058	Q ₀	14,058	0	/	14,058
P8	1,5		Q ₁	21,087	1	1	35,145
P7	1,5		Q ₂	21,087	2	0,95	54,123
P6	1,5		Q ₃	21,087	3	0,9	70,993
P5	1,5		Q ₄	21,087	4	0,85	85,754
P4	1,5		Q ₅	21,087	5	0,80	98,406
P3	1,5		Q ₆	21,087	6	0,75	108,950
P2	1,5		Q ₇	21,087	7	0,714	119,451
P1	1,5		Q ₈	21,087	8	0,688	130,121
RDC	1,5		Q ₉	21,087	9	0,667	140,643
P S-Sol	5		Q ₁₀	70,29	10	0,650	183,105

Tableau II.7: Dégression en fonction du nombre d'étages (bloc A)

étage	Q _i	St (m ²)	Q (kN)		n	3+n/2n	Q _{cum} (kN)
Terrasse	1	14,058	Q ₀	14,058	0		14,058
P4	1,5		Q ₁	21,087	1	1	35,145
P3	1,5		Q ₂	21,087	2	0,95	54,123
P2	1,5		Q ₃	21,087	3	0,9	70,993
P1	1,5		Q ₄	21,087	4	0,85	85,754
P.RDC	1,5		Q ₅	21,087	5	0,80	98,406
P.S-SOL	5		Q ₆	70,29	6	0,75	145,852

Tableau II.8: Dégression en fonction du nombre d'étages (bloc B)

➤ **Charges permanentes :**

• **Exemple de calcul pour le bloc A :**

➤ **Poids revenant au 9^{ème} étage :**

- Poids du plancher terrasse : $G \times S_p = 6,78 \times 11,88 = 80,546 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale : $\rho_b \times L_{pp} \times h_{pp} \times b_{pp} = 25 \times 3,96 \times 0,4 \times 0,3 \longrightarrow G_{pp} = 11,88 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire : $\rho_b \times L_{ps} \times h_{ps} \times b_{ps} = 25 \times 3 \times 0,3 \times 0,3 \longrightarrow G_{ps} = 6,75 \text{ kN}$
- Poids de poteau : $\rho_b \times h_p \times a \times b = 25 \times 3,06 \times 0,3 \times 0,3 \longrightarrow G_p = 6,885 \text{ kN}$
- $G = 106,061 \text{ kN}$

Poids revenant au 9^{ème} niveau : $G_9 = G = 106,061 \text{ kN}$

➤ **Poids revenant au 8^{ème} étage :**

- Poids du plancher courant : $5,8 \times 11,88 = 68,904 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale : $25 \times 3,96 \times 0,4 \times 0,3 \longrightarrow G_{pp} = 11,88 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire : $25 \times 3 \times 0,3 \times 0,3 \longrightarrow G_{ps} = 6,75 \text{ kN}$
- Poids de poteau : $25 \times 3,06 \times 0,3 \times 0,3 \longrightarrow G_p = 6,885 \text{ kN}$
- $G = 94,419 \text{ kN}$

Poids revenant au 8^{ème} niveau : $G_8 = G + G_9 = 200,480 \text{ kN}$

• **Exemple de calcul pour le bloc B :**

➤ **Poids revenant au 5^{ème} étage :**

- Poids du plancher terrasse : $G \times S_p = 6,78 \times 11,88 = 80,546 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale : $\rho_b \times L_{pp} \times h_{pp} \times b_{pp} = 25 \times 3,96 \times 0,4 \times 0,3 \longrightarrow G_{pp} = 11,88 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire : $\rho_b \times L_{ps} \times h_{ps} \times b_{ps} = 25 \times 3 \times 0,3 \times 0,3 \longrightarrow G_{ps} = 6,75 \text{ kN}$
- Poids de poteau : $\rho_b \times h_p \times a \times b = 25 \times 3,06 \times 0,3 \times 0,3 \longrightarrow G_p = 6,885 \text{ kN}$
- $G = 106,061 \text{ kN}$

Poids revenant au 5^{ème} niveau : $G_5 = G = 106,061 \text{ kN}$

➤ **Poids revenant au 4^{ème} étage :**

- Poids du plancher courant : $5,8 \times 11,88 = 68,904 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale : $25 \times 3,96 \times 0,4 \times 0,3 \longrightarrow G_{pp} = 11,88 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire : $25 \times 3 \times 0,3 \times 0,3 \longrightarrow G_{ps} = 6,75 \text{ kN}$
- Poids de poteau : $25 \times 3,06 \times 0,3 \times 0,3 \longrightarrow G_p = 6,885 \text{ kN}$
- $G = 94,419 \text{ kN}$

Poids revenant au 4^{ème} niveau : $G_4 = G + G_5 = 200,480 \text{ kN}$

II.5.4. Calcul de l'effort N_{adm} :

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation représentées par un poteau central le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

Etages	Dimension (cm ²)	B _r (cm ²)	L _o (m)	L _f (m)	i (m)	λ	B (cm ²)	A _s (cm ²)	α	N _{adm} (kN)
9, 8, 7, 6, 5, 4	30x30	784	3,06	2,142	0,087	24,73	900	0,9	0,773	1146,202
3, 2, 1	35x35	1089	3,06	2,142	0,101	21,20	1225	1,225	0,792	1630,722
RDC	40x40	1444	4,42	3,094	0,115	26,79	1600	1,600	0,761	2076,825
S-SOL	40x40	1444	4,00	2,800	0,115	24,25	1600	1,600	0,776	2117,032

- Tableau II.9: Calcul de l'effort N_{adm} – (bloc A)

Etages	Dimension (cm ²)	B _r (cm ²)	L _o (m)	L _f (m)	i (m)	λ	B (cm ²)	A _s (cm ²)	α	N _{adm} (kN)
1, 2, 3, 4, 5	30x30	784	3,06	2,142	0,087	24,73	900	0,9	0,773	1146,202
RDC	30x30	784	4,42	3,094	0,087	35,73	900	0,9	0,703	1043,276
S-SOL	35x35	1089	4,00	2,800	0,101	27,71	1225	1,225	0,755	1555,36

Tableau II.10: Calcul de l'effort N_{adm} – (bloc B)

II.5.5. Vérification de résistance :

Étages	G _{cum} (KN)	Q _{cum} (kN)	NU	1,1*NU	N _{adm} (kN)	verification
9	106,061	14,058	164,270	180,697	1146,202	cv
8	200,480	35,145	323,366	355,703	1146,202	cv
7	294,899	54,123	479,299	527,229	1146,202	cv
6	389,318	70,993	632,069	695,276	1146,202	cv
5	483,737	85,754	781,676	859,844	1146,202	cv
4	578,156	98,406	928,120	1020,932	1146,202	cv
3	675,062	108,950	1074,757	1182,233	1630,722	cv
2	771,967	119,451	1221,332	1343,465	1630,722	cv
1	868,872	130,121	1368,159	1504,975	1630,722	cv
RDC	974,086	140,643	1525,981	1678,579	2076,825	cv
SS	1088,906	183,105	1744,681	1919,150	2117,032	cv

-Tableau II.11: Détermination et vérification de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau- (bloc A)

Étages	G _{cum} (KN)	Q _{cum} (kN)	NU (kN)	1,1*NU	N _{adm} (kN)	vérification
Terrasse	106,061	14,058	164,270	180,697	1146,202	cv
4	200,480	35,145	323,366	355,703	1146,202	cv
3	294,899	54,123	479,299	527,229	1146,202	cv
2	389,318	70,993	632,069	695,276	1146,202	cv
1	483,737	85,754	781,676	859,844	1146,202	cv
RDC	581,216	98,406	932,251	1025,476	1043,276	cv
SS	692,286	145,852	1153,364	1268,701	1555,361	cv

-Tableau II.12: Détermination et vérification de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau- (bloc B)

II.5.6. Vérification selon RPA99 version 2003

Etages	Application des conditions	Vérification
9+8+7+6+5+4	Min (30 ;30) = 30cm = 30cm	Vérifiée
	Min (30 ;30) = 30cm > $\frac{266}{20} = 13,30$ cm	Vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{30}{30} = 1 < 4$	Vérifiée
3+2+1	Min (35 ;35) = 35cm > 30cm	Vérifiée
	Min (35 ;35) = 35cm > $\frac{266}{20} = 13,30$ cm	Vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{35}{35} = 1 < 4$	Vérifiée
RDC	Min (40 ;40) = 40cm > 30cm	Vérifiée
	Min (40 ;40) = 40cm > $\frac{402}{20} = 20,10$ cm	Vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{40}{40} = 1 < 4$	Vérifiée
S-SOL	Min (40 ;40) = 40cm > 30cm	Vérifiée
	Min (40 ;40) = 40cm > $\frac{360}{20} = 18,00$ cm	Vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{40}{40} = 1 < 4$	Vérifiée

Tableau II.13. Vérification vis-à-vis du RPA99 v 2003 (bloc A)

Etages	Application des conditions	Vérification
5+4+3+2+1	Min (30 ;30) = 30cm = 30cm	Vérifiée
	Min (30 ;30) = 30cm > $\frac{266}{20} = 13,30$ cm	Vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{30}{30} = 1 < 4$	Vérifiée
RDC	Min (30 ;30) = 30cm = 30cm	Vérifiée
	Min (30 ;30) = 30cm > $\frac{402}{20} = 20,10$ cm	Vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{30}{30} = 1 < 4$	Vérifiée
S-SOL	Min (35 ;35) = 35cm > 30cm	Vérifiée
	Min (35 ;35) = 35cm > $\frac{360}{20} = 18,00$ cm	Vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{35}{35} = 1 < 4$	Vérifiée

Tableau II.14. Vérification vis-à-vis du RPA99 v 2003 (bloc B)

II.6. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales. On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L > 4a...$ [4] [Art 7.7.1]

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale de 15 cm, 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 projet on a : $h_e = 4,42 - 0,30 = 4,12\text{m}$.

$a \geq \text{Max} (15 \text{ cm}; h_e/25; h_e/22; h_e/20) \dots$ [4]

$a \geq \text{Max} (15 \text{ cm}; 16,48 \text{ cm}; 18,73 \text{ cm}; 20,60 \text{ cm})$

On adopte : $a = 25 \text{ cm}$.

II.7. CONCLUSION :

Dans ce chapitre ; et après tous les calculs et leurs vérifications selon les règlements, on conclure que le pré dimensionnements des éléments résistants sont :

- Le plancher : (16+4) cm
- Dalle pleine : 15cm
- Les poutres principales :
(30x40) cm pour tous les étages.
- Les poutres secondaires :
(30x30) cm pour tous les étages
- Les poutres de chaînage :
(30x30) cm pour tous les étages
- Les poteaux :

BLOC A :

(30x30) : 9+8+7+6+5+4 étages

(35x35) : 3+2+1 étage

(40x40) : RDC+S-SOL

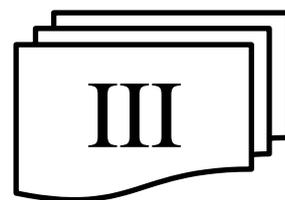
BLOC B

(30x30) : 5+4+3+2+1+RDC

(35x35) : S-SOL

- L'épaisseur du voile : 25 cm.

CHAPITRE



CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. INTRODUCTION :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments résistants principaux qui contribuent au contreventement directement.
- Les éléments non structuraux qui ne contribuent pas au contreventement directement

Cependant, ces derniers doivent avoir un comportement adéquat en cas de séisme, ils doivent donc être réalisés conformément aux recommandations des règlements parasismiques.

On va s'intéresser dans ce chapitre aux éléments suivants :

- Les planchers.
- L'acrotère.
- Les escaliers.
- Les dalles pleines et la dalle machine

III.2. ETUDE DES PLANCHERS :

III.2.1. Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent, aussi, les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Par définition et par opposition aux planchers en dalle pleine, ces planchers sont dits nervurés lorsqu'en coupe transversale (perpendiculaire au sens de la portée), la section résistante prise en compte dans les calculs se présente comme une succession de section en « T » dont l'hourdis constitue la partie supérieure.

Ces planchers sont constitués de trois éléments :

- Poutrelles préfabriquées.
- Corps creux.
- Table de compression.

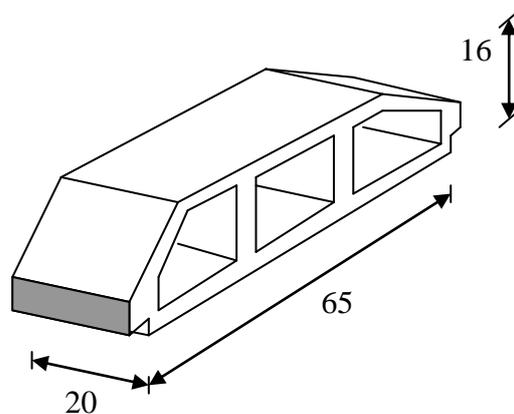


Figure III.1 : Corps Creux.

III.2.2. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée (dans notre cas : $L_{max} = 3,30$ m) et distancées par la largeur d'un corps creux (hourdis). Leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

Pour notre ouvrage on a deux types de poutrelle :

- Poutrelle à 01 travée.
- Poutrelle a 02 travées.

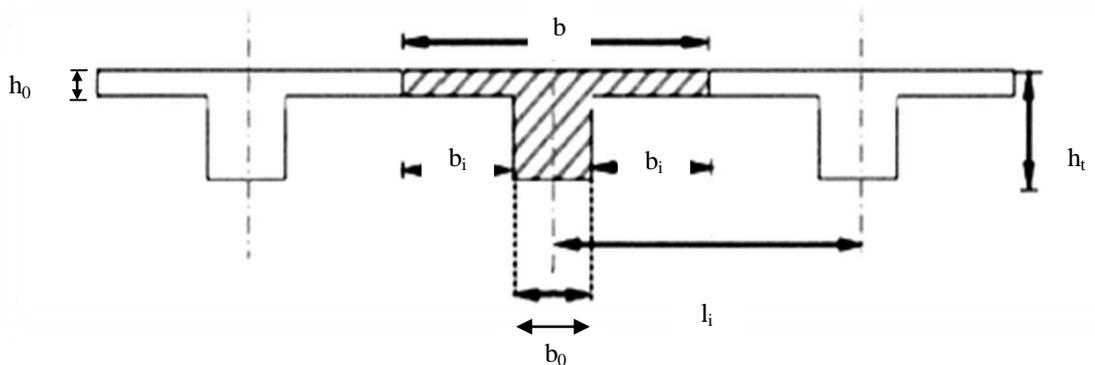


Figure III.2 : Coupe verticale du plancher en corps creux.

III.2.3. Dimensions des poutrelles :

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * h_t$$

Avec :

h_t : Hauteur du plancher.

h_0 : Hauteur du la dalle de compression.

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

Tel que :

L_x : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

L_y : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

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

⇒ Soit : **$b_0 = 12$ cm.**

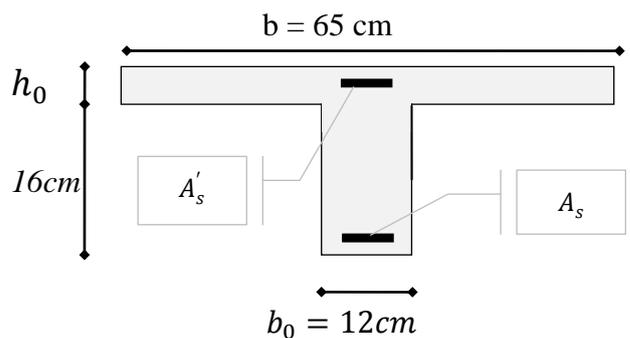


Figure III.3 : Dimensions De La Poutrelle

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) \rightarrow b \leq 2 \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) + b_0$$

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

$$L_y = 330 - 30 = 300 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{53}{2}; \frac{300}{10}\right) = 26,5\text{cm} \rightarrow b = 2 \times 26,5 + 12 = 65\text{cm}$$

Soit : **b= 65cm**

III.2.4. Méthodes de calcul des Poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

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

III.2.4.1. 1^{ere} étape de calcul (avant coulage) :

Poutrelle de travée L=3,30 m

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

- ➔ Son poids propre
- ➔ Le corps creux
- ➔ La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille Q=1KN/m².

III.2.4.2. Evaluation des charges permanentes et charges d'exploitation :

Charges permanentes	G (KN/ml)
Poids de la poutrelle : 0,12 x 0,04 x 25 = 0,12 KN/ml	1,94
Poids du corps creux : 0,65 x 0,20 x 14=1,82 KN/ml	
Charges d'exploitations	Q (KN)
Poids de l'ouvrier et les matériaux : Q = 1 x 0,65 = 0,65 KN	0,65

Tableau III.1 : Charges permanentes et charges d'exploitation des poutrelles

III.2.4.3. Calcul des moments à ELU :

$$M_G = G \times L^2 / 8 = 1,94 \times (3,3)^2 / 8 \quad M_G = 2,64 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = Q \times L / 4 = 0,65 \times 3,3 / 4 \quad M_Q = 0,54 \text{ KN.m}$$

$$M_U = 1,35 M_G + 1,5 M_Q \quad M_U = 4,37 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{4,37 \times 10^6}{14,17 \times 120 \times 30^2} = 2,857$$

$\mu_R = 0,392$ (tableau)

$\mu = 2,857 > \mu_R = 0,392$ donc $A' \neq 0$

Commentaire :

Cette valeur de $\mu = 2,857$; sort du domaine de la flexion simple. Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

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



Figure III.4 : Les étaitements

III.2.4.4. Calcul des étaitements :

N° Etais	L poutrelle (m)	G (kN/ml)	Q (kN)	MG (kN.m)	MQ (kN.m)	MU (kN.m)	μ	μ max	Vérif
0	3,30	1,94	0,65	2,641	0,536	4,369	2,857	0,392	cnv
1	1,65	1,94	0,65	0,660	0,268	1,293	0,846	0,392	cnv
2	1,10	1,94	0,65	0,293	0,179	0,664	0,434	0,392	cnv
3	0,83	1,94	0,65	0,165	0,134	0,424	0,277	0,392	cv

Tableau III.2 : Calcul de nombre d'étaïement

Commentaire :

D'après la vérification, il faut prévoir 3 étaitements le long de la travée espacée de 83cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

III.2.4.5.2^{ème} étape de calcul (après coulage) :

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

III.2.4.6. Méthodes de calcul :

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

III.2.4.7. Méthode forfaitaire :

Le règlement **BAEL 91** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire, **voir annexe 02**

III.2.4.8. Méthode de Caquot :

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

Elle est basée sur la méthode des poutres continues. **Voir annexe 02**

III.2.4.9. Méthode des éléments finis « Sap2000 » :

Les moments, et les efforts tranchants seront calculés à l'aide du logiciel sap2000.

➤ Evaluation des charges et surcharges :**• Plancher terrasse :****- Charge permanentes :**

$$G = 6,78 \times 0,65 = 4,407 \text{ kN/ml}$$

- Charges d'exploitation :

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$$

• Plancher courant :**- Charge permanente :**

$$G = 5,80 \times 0,65 = 3,77 \text{ kN/ml}$$

- Charge d'exploitation :

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ kN/ml}$$

➤ Combinaison Des Charges :**• Plancher terrasse :**

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,92 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser} = G + Q = 5,06 \text{ kN/ml}$$

- Plancher courant :

E.L.U : $q_u=1,35G+1,5Q=6,54 \text{ kN/ml}$

E.L.S : $q_{ser}=G+Q=4,74 \text{ kN/ml}$

- Conclusion :

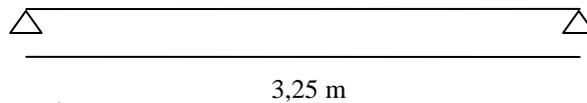
Le plancher terrasse est le plus sollicité.

III.2.5. Calcul des efforts internes :

Les efforts internes sont calculés par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel SAP2000.

III.2.5.1. Type 01 : Poutrelle à (01) travées :

Récapitulation des moments sur appuis et en travées de la poutrelle.



- Diagrammes des efforts internes :

- Moment fléchissant :

ELU :



ELS :



Figure III.5 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU et l'ELS

- Effort tranchant :

ELU :

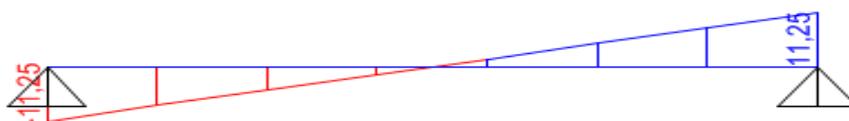
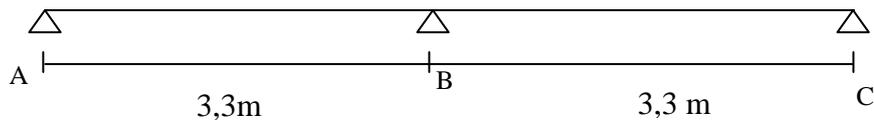


Figure III.6 : Diagramme de l'effort tranchant

III.2.5.2. Type 02 : Poutrelle à (02) travées :

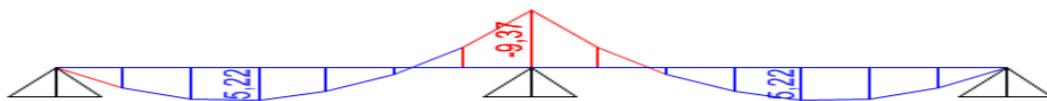
Récapitulation des moments sur appuis et en travées de la poutrelle.



➤ Diagrammes des efforts internes :

- Moment fléchissant :

ELU :



ELS :

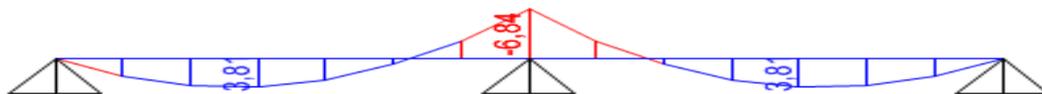


Figure III.7 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU et l'ELS

- Effort tranchant :

➤ *ELU :*

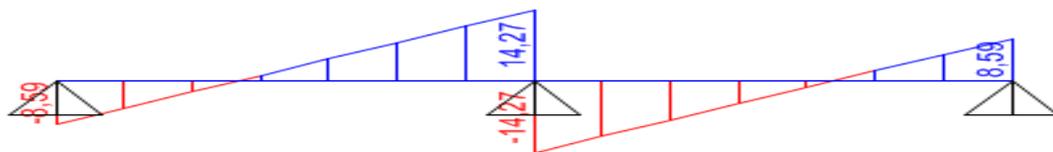


Figure III.8 : Diagramme de l'effort tranchant

III.2.6. Calcul du ferrailage :

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

	ELU			ELS	
	M_t^{max} (kN.m)	M_a^{max} (kN.m)	T^{max} (kN)	M_t^{max} (kN.m)	M_a^{max} (kN.m)
Sollicitations	8,96 x 0,8 =7,17	-9,37	14,27	6,54 x 0,8 =5,23	-6,84
Référence	Type 01	Type 02	Type 02	Type 01	Type 02

Tableau III.3 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS

III.2.6.1. Ferrailage en travée :

$h=20\text{cm}$; $h_0=4\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $d=0,9h=18\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$.

Le calcul des sections en forme de "Té" 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 $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 58,90 \text{ kN.m}$$

On a : $M_u < M_{tab}$

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

Comme le béton tendu n'intervient pas dans le calcul de résistance, on conduit ce dernier comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table "b".

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

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
7,17	0,024	Oui	0	0,030	17,78	Oui	10 ‰	348	1,16

Tableau III.4 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.

➤ Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots\dots [3]$$

$$A_s = \text{Max} \{ 1,41 \text{ cm}^2 ; 1,16 \text{ cm}^2 \} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Choix : 2HA10 ($A_s=1,57\text{cm}^2$)

III.2.6.2. Ferrailage sur appuis :

$h=20\text{cm}$; $h_0=4\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=18\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $F_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$.

On a : $M_{au}^{\max} = 9,37 \text{ kN.m} < M_{tab}=58,9 \text{ kN.m}$

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

$M_{au}(\text{kN.m})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
9,37	0,170	Oui	0	0,234	16,32	Oui	10‰	348	1,65

Tableau III.5 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{ 1,65 \text{ cm}^2 ; 0,26 \text{ cm}^2 \} = 1,65 \text{ cm}^2$$

Choix : 1HA10 + 1ch HA 12 ($A_s=1.92 \text{ cm}^2$)

III.2.7. Vérifications :

III.2.7.1. Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 14,27 \text{ kN}$.

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

Tel que :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{14270}{120 \times 180} = 0,66 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

III.2.7.2. Au voisinage des appuis :

➤ **Appuis de rives :**

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

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

Avec : $T_u=8,59\text{kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_{bc} = \frac{8,59 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0,44 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 1,92 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{f_e/\gamma_s} = 0,25\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Appuis intermédiaires :**

- **Vérification de la contrainte de compression :**

$$\sigma_{bc} = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0d} = \frac{14,27 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0,73\text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 1,92\text{cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{au}}{0,9d}}{\sigma_s} = 0,21\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

III.2.7.3. Vérification à l'ELS :

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

➤ **Vérification des contraintes du béton :**

Soit "y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé. **Voir annexe 03**

• Récapitulation :

	$M_{ser} (kN.m)$	$A_s (cm^2)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	Vérification
Travée	5,23	1,57	3,27	5867,30	2,915	Vérifiée
Appuis	6,84	1,92	7,2	7835,85	6,28	Vérifiée

Tableau III.6 : Vérification à l’ELS.

III.2.7.4. Vérification de la flèche :

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

Les conditions à vérifier :

Avec :

$h=20cm$; $b_0=12cm$; $d=18cm$; $L=3,25 m$; $M_{tser}=5,23 kN.m$; $M_0=6,54 kN.m$;

$A_s=1.57 cm^2$; $Fe=400MPa$.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{325} = 0,0615 < \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow$ non vérifiée
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{1,57}{12 \times 18} = 0,0073 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow$ vérifiée
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0,0615 < \frac{5,23}{10 \times 6,54} = 0,079 \rightarrow$ non vérifiée

Alors :

Puisque les (02) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche. Les étapes de calcul de flèche dans l’annexe 04.

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

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,65cm \quad (L < 5m)$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

M (kN.m)	A (cm ²)	Y ₁ (cm)	δ	$\sigma_s(MPa)$	μ	λ_i	λ_v
5,23	1,57	6,83	0,0073	185	0,510	5,632	2,253
I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	f _i (mm)	f _v (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)	$\Delta f < f_{adm}$
18578,437	5277,53	8645,034	3,25	5,96	2,71	6,5	Cv

Tableau III.7 : Calcul de la flèche.

III.2.8. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

« BAEI 91 modifié 99 » [3] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}K}{0,9f_e} \text{ (K = 1 pas de reprise de bétonnage)} \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

« RPA99 v 2003 » [4] :

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

Avec :

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

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min}(0,571\text{cm} ; 1,2\text{ cm} ; 1,0\text{ cm}) = 0,571\text{cm}$$

On adopte : $\phi_t = 4\text{ mm}$

Selon [3] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,010\text{cm} \\ S_t \leq 16,2\text{cm} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 0,12\text{cm} \end{array} \right.$$

Selon [4] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036\text{cm} \\ S_t \leq 10\text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

➤ **Choix des armatures :**

$$A_t = \frac{2\pi\phi_t^2}{4} = 0,25\text{ cm}^2$$

On adopter: $A_t = 2\phi_4 = 0,25\text{cm}^2$

➤ Choix des espacements :

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

Donc : $\begin{cases} S_t = 10 \text{ cm} & \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10\text{cm} & \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{cases}$

III.2.9. Schéma de ferrailage des poutrelles :

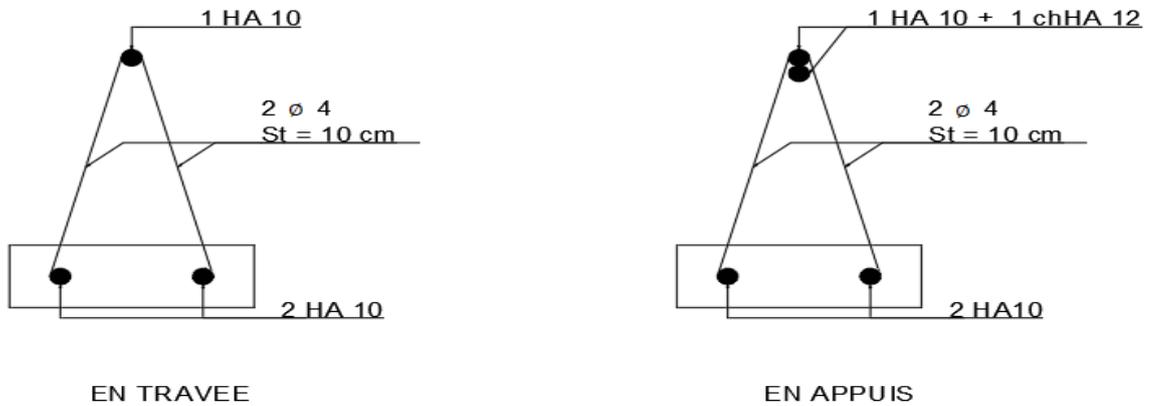


Figure III.9 : Ferrailage des poutrelles en travée et en appuis.

III.2.10. Ferrailage de la table de compression :

III.2.10.1. Armature longitudinal :

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

20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures

30cm : pour les armatures parallèles aux nervures

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

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles

A₁ : armatures perpendiculaires aux poutrelles

A₂ : armatures parallèles aux poutrelles

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

Tel que :

L=65cm ; Fe=520MPa (quadrillage de TS. TIES520 → Ø ≤ 6mm)

Donc on obtient : $A_1 = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

On prend : $6T5 = 1,18 \text{ cm}^2$

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

III.2.10.2. Armatures de répartition :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,49 \text{ cm}^2$$

Soit : $6T5 = 1,18 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20 \text{ cm}$.

Conclusion :

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

III.2.11 Schéma de ferrailage de la dalle de compression :

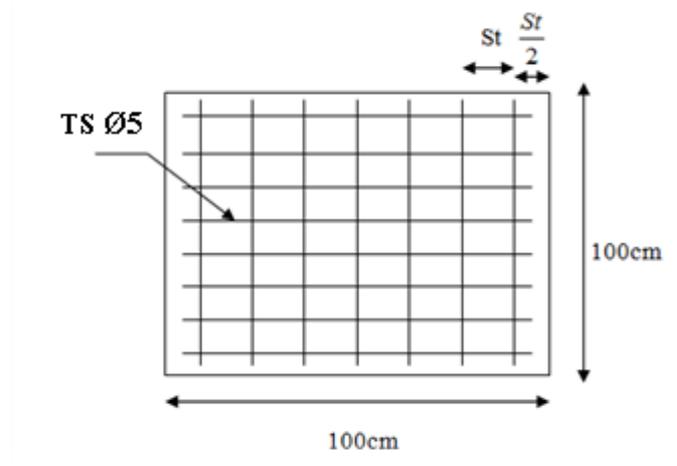


Figure III.10 : Disposition constructive des armatures de la table de compression.

III.3. ACROTÈRE :

III.3.1 Introduction :

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encadrée au niveau du plancher terrasse.

D'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

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

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

- Largeur $b=100\text{cm}$
- Hauteur $h=50\text{cm}$
- Epaisseur $e=10\text{cm}$

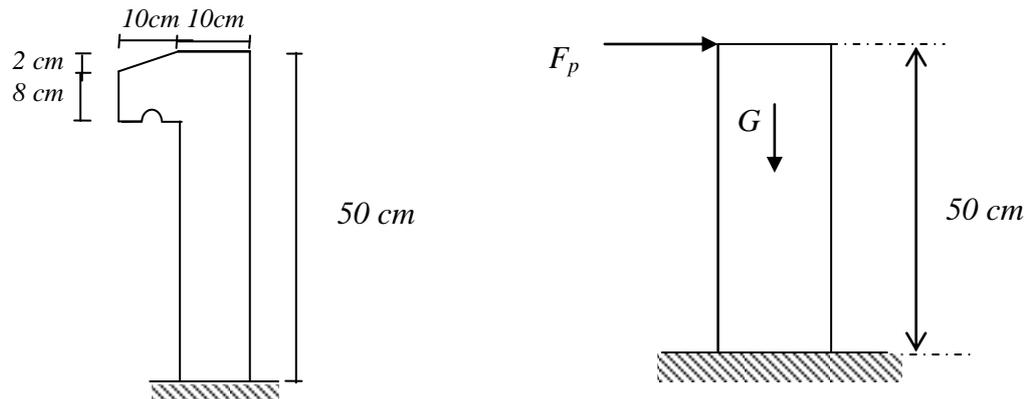


Figure III.11 : schéma de l'acrotère.

III.3.2. Evaluation des charges :

- Charge d'exploitation :

$$Q=1,00 \text{ KN/ml}$$

- Charge permanente :

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

$$G = \rho \times S$$

S : la surface transversale totale de l'acrotère

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

$$S = (0,5 \times 0,1) + (0,08 \times 0,1) + \left(\frac{0,02 \times 0,1}{2}\right) = 0,059 \text{ m}^2$$

D'où :

Le poids propre de l'acrotère : $G_1 = 25 \times 0,059 = 1,475 \text{ kN/ml}$

Le poids du revêtement : $G_2 = 14 \times 0,02 \times (0,50+0,10) \times 2 = 0,336 \text{ kN/ml}$

$$G = G_1 + G_2 = 1,811 \text{ kN/ml} \quad \mathbf{G=1,811 \text{ kN/ml}}$$

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

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

On a: $F_p = 4AC_p W_p$ « RPA99 version 2003 »

Avec :

- F_p : force horizontale agissant sur les éléments non structuraux.
- A : coefficient d'accélération pour la zone III, groupe 2, $A = 0,25$
- C_p : facteur des forces horizontales ($C_p = 0,8$) élément console
- W_p : poids de l'acrotère $W_p = 1,811 \text{ kN}$.

Alors :

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,811 = 1,449 \text{ kN}$$

$$Q_u = \text{Max} (1,5Q ; F_p) \quad \left. \begin{array}{l} F_p = 1,449 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = Q_h = 1,5 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur : $G = 1,811 \text{ kN/ml}$ et $Q = 1,5 \text{ kN/ml}$

III.3.3. Calcul des efforts :

- **État limite ultime :**

$$N_u = 1,35 G = 2,445 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,125 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 1,5 Q = 2,25 \text{ kN}$$

- **État limite de service :**

$$N_{ser} = G = 1,811 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = Q \times h = 0,75 \text{ kN.m}$$

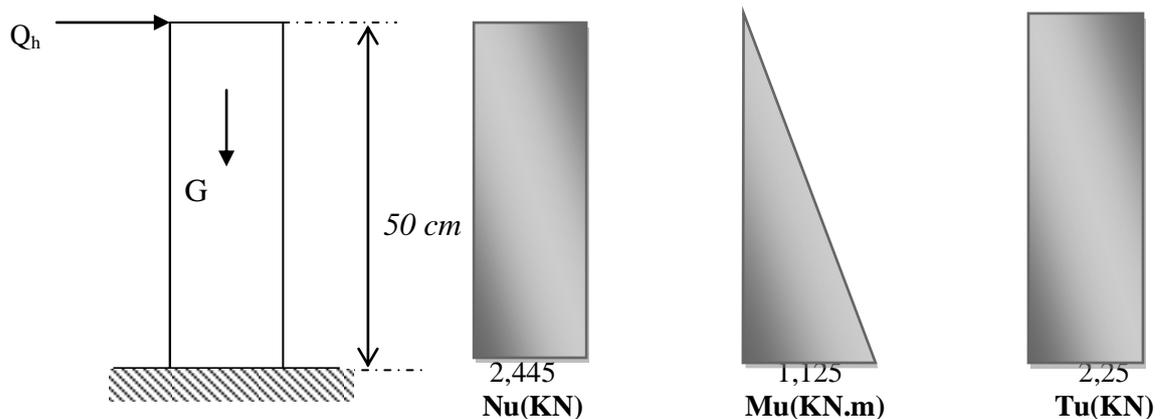


Figure III.12 : Diagrammes des efforts à L'ELU.

III.3.4 Ferrailage de la section de l'acrotère :

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

Données : $h = 10 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $M_u = 1.125 \text{ kN.m}$, $N_u = 2,445 \text{ kN}$

$f_{BC} = 14,17 \text{ MPa}$, $c = c' = 2 \text{ cm}$; $F_e = 400 \text{ MPa}$.

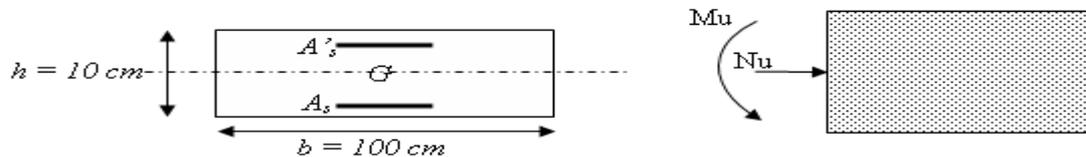


Figure III.13 : Section de calcul de l'acrotère.

III.3.4.1. Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.125}{2,445} \times 10^2 = 46,01 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée (SPC).}$$

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

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

III.3.4.2. Calcul du moment fictif " M_f " :

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

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 0,00054$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0007$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 7,99 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,00037 < 0,186 \rightarrow \zeta_s = 10\text{‰} \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 43,16 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 36,13 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc: } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,36 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

III.3.4.3. Vérification de la section d’acier selon “BAEL 91” :

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

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

$$A_s^{min} \geq \text{Max}(1 \text{ cm}^2; 0,96 \text{ cm}^2)$$

La section choisie est 5HA10 avec $A_s = 3.93 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t \geq \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

III.3.4.4. Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \rightarrow A_r \geq 0,98 \text{ cm}^2$$

On choisit 4HA8=2,01cm² avec un espacement : $S_t \geq \frac{50}{4} = 12,5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

III.3.5. Vérification à L’ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable. Les étapes de calculs dans l’annexe 05

M_{ser} (kN.m)	N_{ser} (kN)	A_s (cm ²)	Y_c (cm)	Y_{ser} (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	Vérification
1,125	1,811	3,93	37,13	6,72	11525,47	0,39	1,12	0,41	Vérifiée

Tableau III.8 : Vérification à L’ELS

III.3.6. Vérification de l’effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,25 \times 10^3}{80 \times 1000} = 0,03 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.3.7. Schéma de Ferrailage d'acrotère :

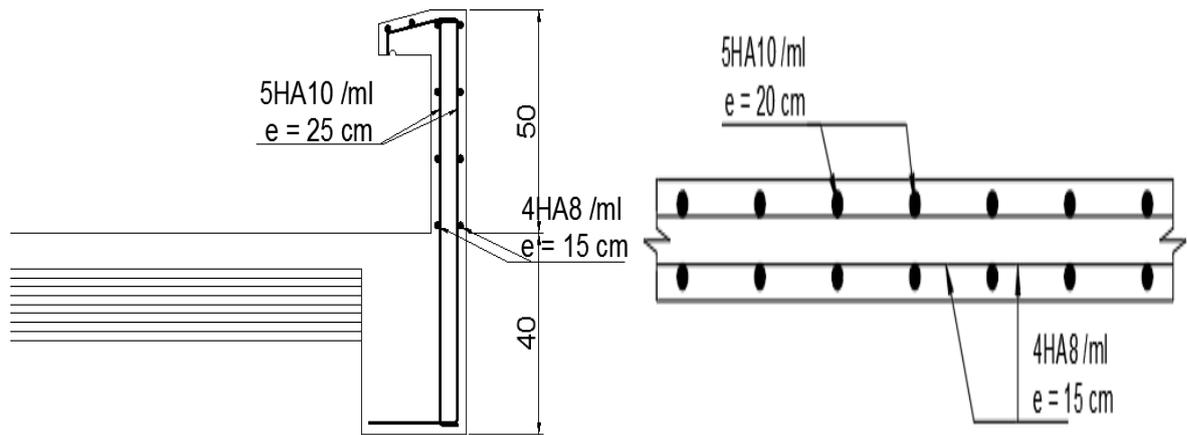


Figure III.14 : Disposition des armatures dans l'acrotère.

III.4. ESCALIER :

III.4.1. Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier (escalier à 2 volées avec un palier de repos).

III.4.2. Définition des éléments d'un escalier :

Il est caractérisé par :

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

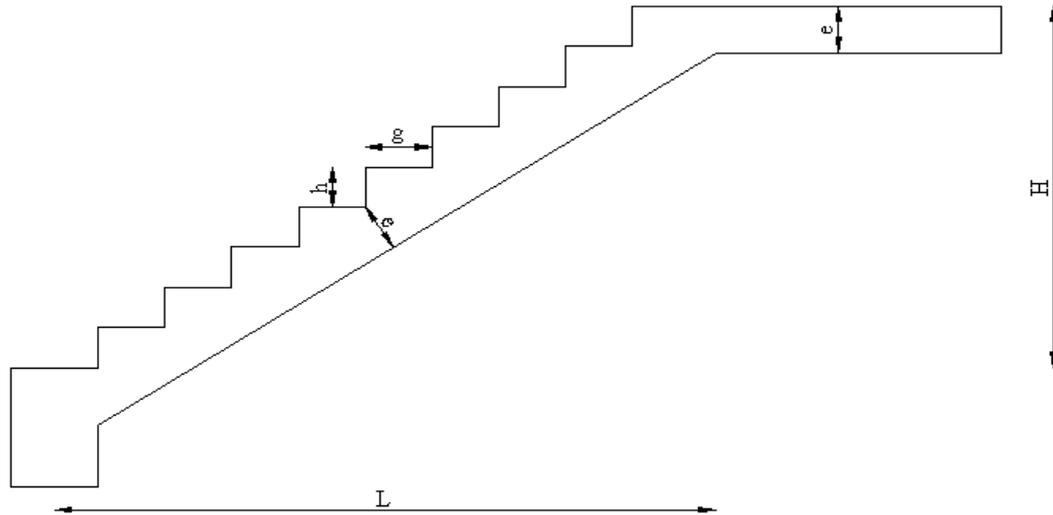


Figure III.15 : Dimensions de l'escalier.

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h + g = 64$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$2h + g = 64 \dots\dots\dots (1)$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots (2)$$

$$(n-1) g = L \dots\dots\dots (3)$$

Avec :

- n : Le nombre des contre marches.
- $(n-1)$: Le nombre des marches.

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0$$

Avec :

- n : La racine de l'équation

III.4.2.1. Schéma statique de l'escalier :

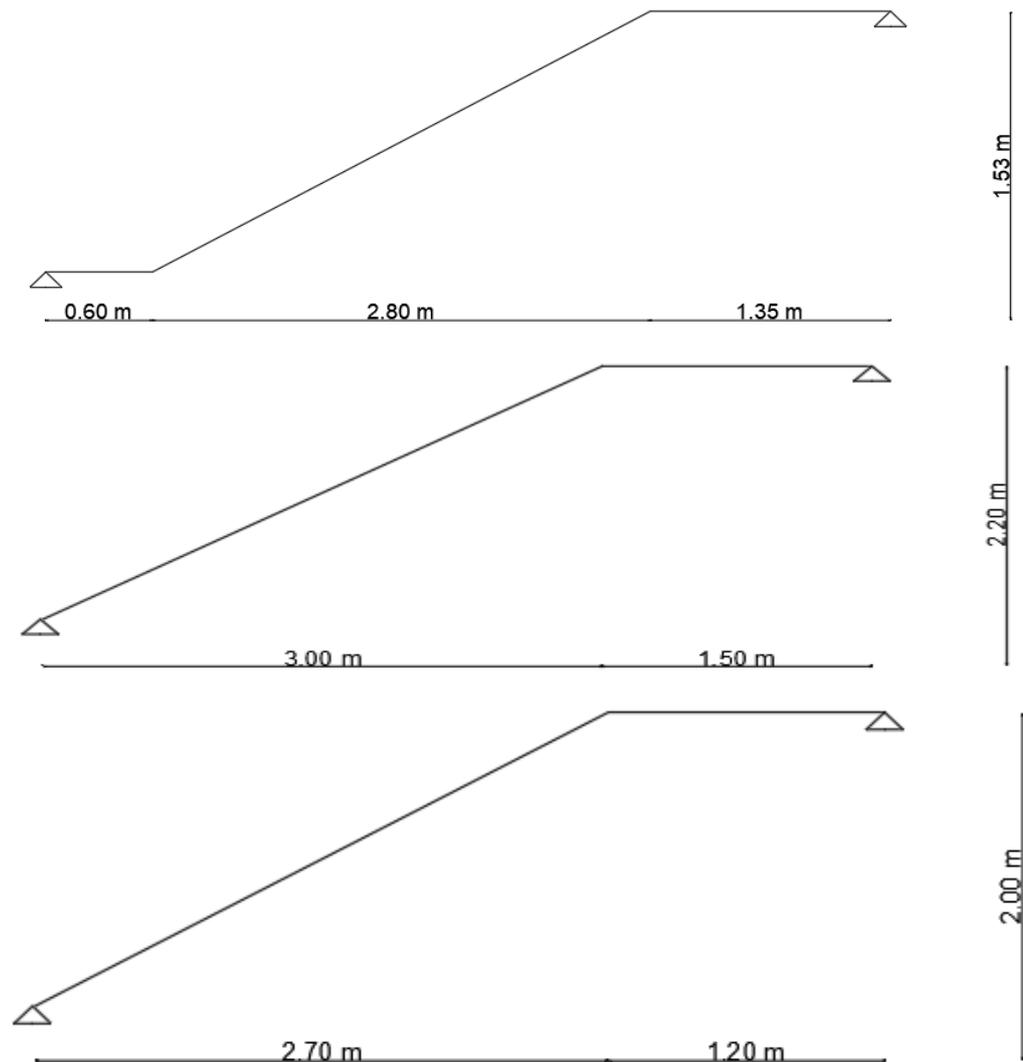


Figure III.16 : Schéma statique de l'escalier.

Ce type d'escalier est composé de deux volées et un palier intermédiaire.

Les valeurs de H et L : $H=153\text{cm}$; $L=240\text{cm}$

$$64n^2 - n [64 + (2 \times 153) + 240] + (2 \times 153) = 0$$

$$\implies 64n^2 - 610n + 306 = 0$$

Solution :

$$n_1 = 0,53 \dots \dots \dots \text{refusée.}$$

$$n_2 = 9$$

Donc on prend :

- Le nombre de contre marche n=9
- Le nombre des marchesn-1=8

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = 0,17m = 17cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 0,30m = 30cm$$

III.4.2.2. Vérification de l'équation de "BLONDEL" :

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Vérfiée}$$

III.4.2.3. Détermination de l'épaisseur de la paille :

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

Avec :

l : La longueur du palier et de la paille.

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,36 + 0,57 = \sqrt{(2,40)^2 + (1,53)^2} + 1,36 + 0,57 = 4,78m$$

$$\Rightarrow 13,66cm \leq e \leq 15,93cm \text{ On prend donc l'épaisseur } e=15 \text{ cm}$$

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paille.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

III.4.2.4. Angle d'inclinaison de la paille :

$$tg \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,55^\circ$$

Notation :

Après le calcul de l'escalier par l'épaisseur (e = 15 cm), on remarque que ce dernier n'est pas satisfait vis-à-vis vérification de la flèche.

➤ **Vérification de la flèche : Voir annexe 05**

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

$M_{ser} (KN.m)$	$A_s (cm^2)$	δ	$\sigma_s (MPa)$	λ_i	λ_v	μ	$I_0 (cm^4)$	$I_{fi} (cm^4)$	$I_{fv} (cm^4)$
24,04	7,70	0,0053	216,81	3,93	1,57	0,45	40099,16	15837,66	23394,67

Tableau III.9 : Vérification de la flèche de l'escalier.

Donc :

$$\begin{cases} f_i = 0,7741cm \\ f_v = 1,758cm \end{cases} \rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,984cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{478}{500} = 0,95cm$$

→ $\Delta f_T = 0,984cm > \bar{f} = 0,95cm$... non vérifiée

➤ **Conclusion :**

On augmente la section de béton (e = 20 cm).

III.4.3. Evaluation des charges :

III.4.3.1. Charges permanentes du palier de l'escalier :

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	poids surfacique (KN/m ³)	Référence
1	Carrelage	0,02	20	0,40	DTR B.C.2.2 C.4 Revêtement du plancher
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40	DTR B.C.2.2 C.2 ENDUITS
3	Lit de sable	0,03	18	0,54	DTR B.C.2 ANEXES VI-A
4	Dalle du palier	0,20	25	5,00	DTR B.C.2.2 B- POIDS VOLUMIQUES
5	Enduit en ciment	0,02	0,18	0,36	DTR B.C.2.2 C.2 ENDUITS
			Total	6,70	

Tableau III.10 : Evaluation des charges sur le palier.

III.4.3.2 Charges permanentes du paillasse de l'escalier :

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)	Référence
1	Carrelage	0,02	20	0,40	DTR B.C.2.2 C.4 Revêtement du plancher
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40	DTR B.C.2.2 C.2 ENDUITS
3	Lit de sable	0,03	18	0,54	DTR B.C.2 ANEXES VI-A
4	Les marches	0,17/2	25	2,12	DTR B.C.2.2 B- POIDS VOLUMIQUES
		0,20/2		2,5	
5	Dalle du paillasse	0,20/cos 29,55	25	5,75	DTR B.C.2.2 B- POIDS VOLUMIQUES
		0,20/cos 33,69		6,00	
6	Enduit en ciment	0,02	0,18	0,36	DTR B.C.2.2 C.2 ENDUITS
Total				9,57	
Total				10,2	

Tableau III.11 : Evaluation des charges sur la paillasse.

$$G_{\text{palier}} = 6,70 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad G_{\text{paillasse}} = 10,2 \text{ kN/m}^2$$

III.4.3.3. Charges d'exploitations :

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

III.4.4. Combinaison des charges :

À l'E.L.U : $P_{\text{ul}} = 1,35 G + 1,5 Q$

À l'E.L.S : $P_{\text{ser}} = G + Q$

Combinaison	Le paillasse (kN /m ²)	Le palier (kN /m ²)
ELU	17,52	12,80
ELS	12,7	9,20

Tableau III.12 : récapitulation des charges.

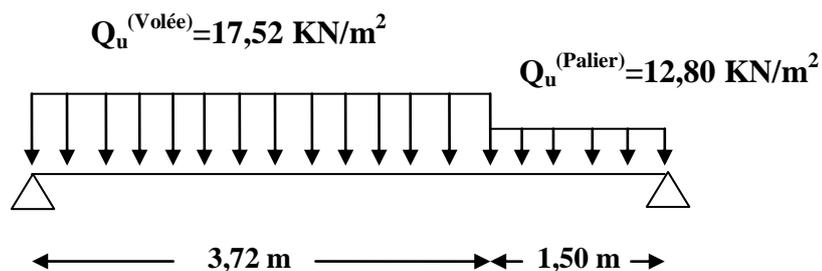


Figure III.17 : Schéma statique de l'escalier chargé le plus sollicité.

III.4.5. Diagramme des efforts interne :

On a utilisé le logicielle SAP 2000 pour confirmées les résultats le plus défavorables.

- **Moment fléchissant :**

- **E.L.U :- E.L.S :**

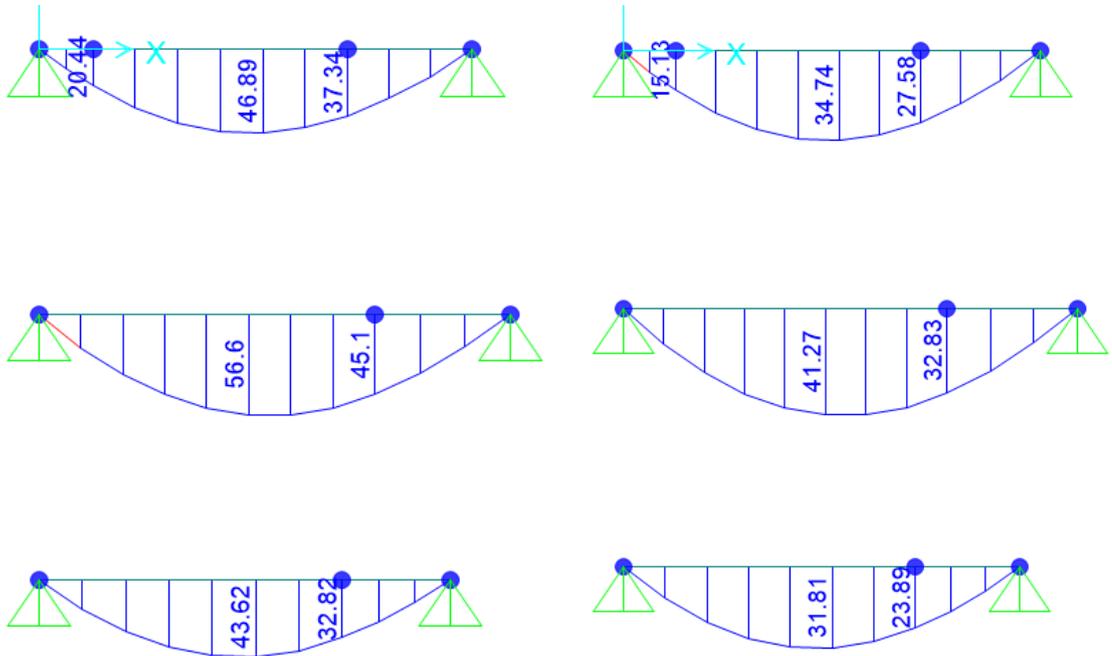


Figure III.18 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU et l'ELS

- **L'effort tranchant :**

- **E.L.U :**

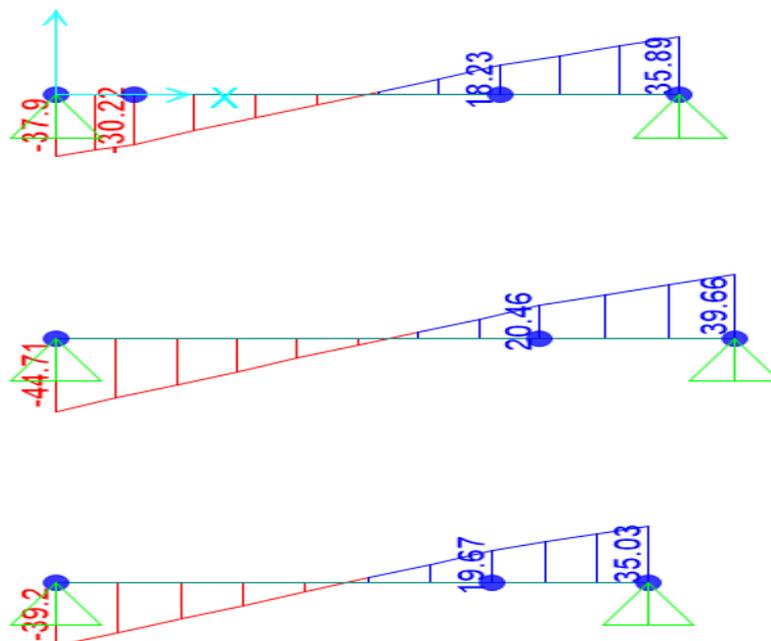


Figure III.19 : Diagrammes des efforts tranchants

➤ **Remarque :**

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

En appui :

$$M = 56,60 \times -0,5 = - 28,30 \text{ kN.m}$$

En travée :

$$M = 56,60 \times 0,85 = 48,10 \text{ kN.m}$$

III.4.6. Ferrailage d’escalier :

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que: b=100cm; h=20cm

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I)

$$f_{c28} = 25MPa ; f_{bc} = 14,17MPa ; f_{t28} = 2,10MPa ; \gamma_b = 1,5 ; c = 2,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; f_c = 400MPa$$

	$M_u(\text{KN.m})$	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm^2)	α	Z(cm)	A_s^{cal} / ml (cm^2)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm^2)
Travée	48,10	0,107	Oui	0	0,14	16,52	8,36	6HA14	9,24
Appui	28,30	0,063	Oui	0	0,08	16,94	4,83	6HA12	6,79

Tableau III.13 : Ferrailage d’escalier.

III.4.6.1. Espacement :

- **En travée :** $esp \leq \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm}$

On prend : esp=15cm

- **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm}$

On prend : esp=15cm

III.4.6.2. Armature de répartition :

- **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \Rightarrow 2,31 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r$

Le choix est de 4HA10=3,14cm² avec S_t=25cm

- **Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \Rightarrow 1,70 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r$

Le choix est de 4HA10=3,14cm² avec S_t=25cm

III.4.7. Vérifications :

III.4.7.1. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,11 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_s = 9,24 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 2,11 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

- **En appui :**

$$A_s = 6,79 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 2,11 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

III.4.7.2. Effort tranchant :

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{44,71 \times 10^3}{1000 \times 175} = 0,26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

III.4.7.3. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} > 0 \rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 44,71 \times 10^3 - \frac{28,30 \times 10^6}{0,9 \times 175} = -134972,54 < 0$$

Donc les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

III.4.8. Vérification à l’E.L. S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n’est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues. Voir **Annexe 04**

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

	$M_{ser}(KN.m)$	$A_s (cm^2)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	34,84	9,24	5,72	25471,59	7,82	Vérifiée
Appui	20,50	6,79	5,37	22641,67	4,86	Vérifiée

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

III.4.9. Vérification de la flèche :

Selon l’article 8.7.5 ... [1], on peut admettre qu’il n’est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} \rightarrow \frac{0,20}{4,50} = 0,044 < \frac{1}{20} = 0,05 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{9,24}{10017,5} = 0,0053 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,044 < 0,085 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche. Voir **Annexe 05**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

$\bar{f} (mm)$	$y (cm)$	$I_0 (cm^4)$	$\sigma_s (MPa)$	ρ	u	λ_i	λ_v	$I f_i (cm^4)$
0,9	11,13	74842,44	206,49	0,005280	0,431	3,98	1,59	30322,51
$I f_v (cm^4)$	$E_i (MPa)$	$E_v (MPa)$	$f_i (mm)$	$f_v (mm)$	$\Delta f (cm)$	$\Delta f (mm)$	$\bar{f} (mm)$	$\Delta f < \bar{f}$
48829,18	32164,20	10721,40	6,18	11,51	0,53	5,33	9	cv

Tableau III. 15 : Récapitulation de calcul de la flèche

III.4.10. Schéma de ferrillage l'escalier :

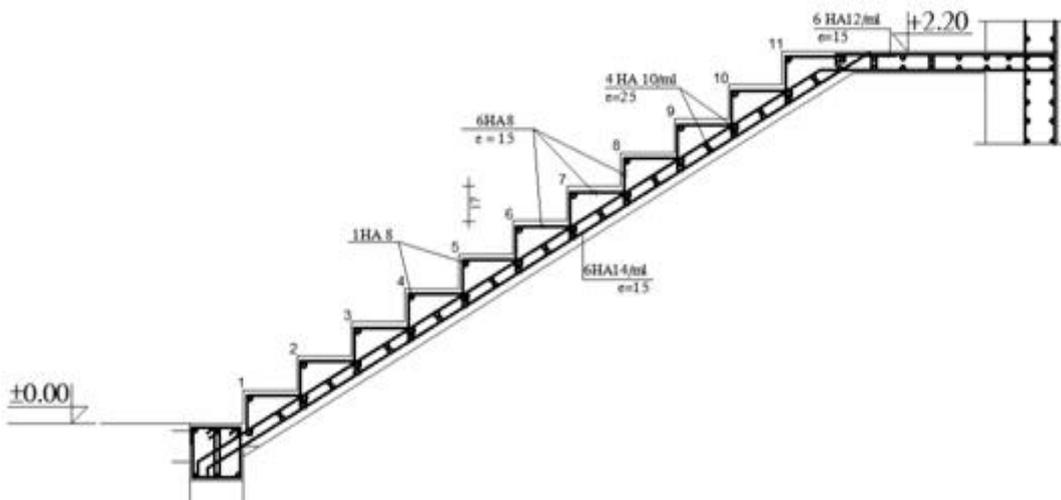


Figure III.20 : schéma de ferrillage de l'escalier

III.5. CALCULE DE POUTRE PALIERE :

La poutre palier : c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux, Elle sera calculée en flexion simple. Elle a une section (b × h).

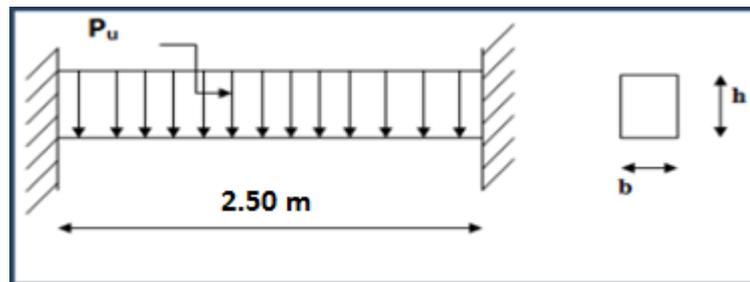


Figure III.21 : Dimensionnement de la poutre palier.

III.5.1. Pré dimensionnement :

La longueur de la poutre : L = 2,50 m.

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 16,67\text{cm} \leq h \leq 25,00\text{cm} \text{ on prend } h=30 \text{ cm.}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 9,00\text{cm} \leq b \leq 21,00 \text{ cm on prend } b=30 \text{ cm.}$$

On adopte : (b x h) = (30 x 30)cm².

III.5.1.1. Vérification des prescriptions du RPA 99 V 2003 :

b = 30 cm ≥ 20cm CV

h = 30cm ≥ 30cm CV

$\frac{h}{b} = 1 < 4$ CV

III.5.1.2. Evaluation des charges :

Poids propre de la poutre palière : $p_p = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25 \text{ KN/ml}$

Réaction d'escalier : $R_u = 44,71 \text{ KN}$; $R_{ser} = 32,39 \text{ KN}$;

Donc :

ELU : $P_u = 2 \times R_u / L = 2 \times 44,71 / 2,50 = 35,77 \text{ KN/ml}$

ELS : $P_{ser} = 2 \times R_{ser} / L = 2 \times 32,39 / 2,50 = 25,91 \text{ KN/ml}$.

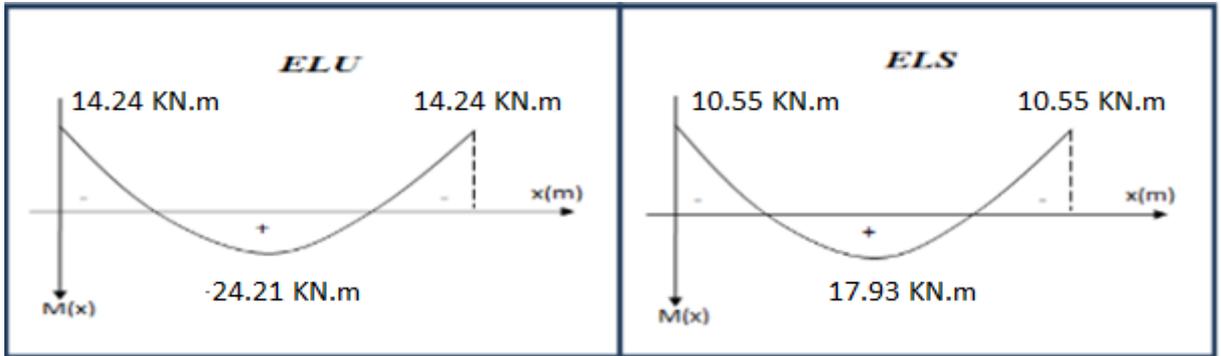


Figure III.22 : Diagramme de moment (ELU et ELS)

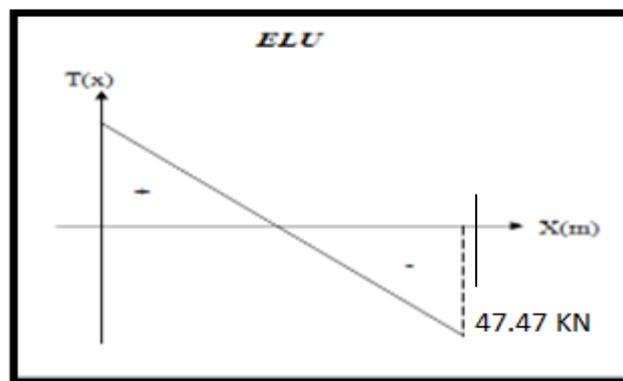


Figure III.23 : Diagramme de l'effort tranchant (ELU)

	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	T_U (kN)
ELU	28,48	24,21	14,24	47,47
ELS	21,09	17,93	10,55	-

Tableau III.16 : Résultats des moments et des efforts tranchants à l'ELU et l'ELS

III.5.2. Ferrailage de Poutre palière :

h [cm]	b [cm]	M travée [kN.m]	A tendu [cm ²]	A compr [cm ²]	M appui [kN.m]	A tendu [cm ²]	A compr [cm ²]
30	30	24,21	2,63	0,00	14,24	1,52	0,00

Tableau III.17 : Calcul des sections d'armatures de la poutre palière

Escalier			Sections d'armatures choisies			
h	b	A _{min}	A tendu	A compr	A tendu	A compr
[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
30	30	0,9	3HA12	3HA12	3HA12	3HA12
			3,39	3,39	3,39	3,39

Tableau III.18 : Sections d'armatures choisies de la poutre palière

III.5.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	M _{ser} (KN.m)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _b ≤ σ̄ _b σ _s ≤ σ̄ _s
En travées	3,39	8,11	24452,30	17,93	5,95	15	159,49	201,63	Vérifiée
En appuis	3,39	8,11	24452,30	10,55	2,96	15	124,17	201,63	Vérifiée

Tableau III.19 : Vérification à l'ELS de la poutre palière

Commentaire :

Les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

III.5.4. Vérification de l'effort tranchant :

V_u = 47,47 KN

$$\tau_u = \frac{V_u \max}{b_0 \cdot d} = \frac{47,47 \times 10^3}{300 \times 325} = 0,58 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$ la fissuration est prujuduciable

donc : $\tau_u = 0,58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ CV

III.5.5. Armatures transversales :

$\phi_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{35} = \frac{300}{35} = 8,57 \text{ mm} ; \phi_t = 12 \text{ mm} ; \frac{b}{10} = \frac{300}{10} = 30 \text{ mm} \right] = 8,57 \text{ mm}$.

On prend: $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$a_t = \frac{\pi \times \phi_t^2}{4} = \frac{3,14 \times 0,8^2}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$; $A_t = a_t \times n_t$ avec $n_t = 3$ $A_t = 1,50 \text{ cm}^2$

Donc on adopte: $A_t = 3 \text{ HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2$

III.5.5.1 Vérification des espacements :

[Art 7.5.2.2] (1)

Zone nodal : $S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4} = \frac{30}{4} = 7,50 \text{ cm} ; 12 \phi_t = 12 \times 1,2 = 14,40 \text{ cm} \right] = 7,50 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq \text{Min} [0,9 \times d = 24,75 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}] = 24,75 \text{ cm}$

On adopte les valeurs suivantes :

Zone nodal: $St = 7\text{cm} < 7,5\text{cm}$ **CV**

Zone courante : $St = \frac{h}{2} = 15\text{ cm} < St = 24,75\text{cm}$ **CV**

III.5.6. Vérification solen RPA 99 V 2003 : [art 7.5.2.1](1)

$A_{\min} = 0,5\% * b * h$

$A_{\max} = 4\% * b * h$ Zone courante.

$A_{\max} = 6\% * b * h$ Zone de recouvrement.

$A_{\min} = 0,5\% * 30 * 30 = 4,50\text{cm}^2 \leq \Sigma A = 6,78\text{ cm}^2 \leq A_{\max} = 4\% * 30 * 30 = 36\text{ cm}^2$ **CV**

III.5.7. Vérification de compression dans la bielle de béton :

$$V_u \leq 0,4 \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) b_0 \cdot a$$

$a = \min [b-c-2 = 25,5 ; 0,9*d = 29,25] = 25,5\text{cm}$

$V_u = 47,47\text{KN} \leq 0,4 * \frac{25}{1.5} * 300 * 247,5 = 495\text{ KN}$ **CV**

III.5.8. Vérification au voisinage de l'appui :

➤ **Appui de rive :**

$\sigma_m = \frac{2 \cdot V_u}{a \cdot b_0} = \frac{2 * 47.47}{300 * 247.5} * 10^3 = 1,28\text{ MPa}$

$\bar{\sigma}_m = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = \frac{0,8 * 25}{1.15} = 17,39\text{ MPa}$

$\sigma_m = 1,28\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_m = 17,39\text{ MPa}$ **CV**

➤ **Appui intermédiaire :**

$M_u = 24,21\text{ kN.m} > 0,9V_{ud} = 11,74\text{ kN.m}$ **CV**

Aucun prolongement à faire.

III.5.9. Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions ci-après sont vérifiées :

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{250} = 0,12 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$ **CV**

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} * \frac{M_t}{M_o} \rightarrow \frac{30}{250} = 0,12 \geq \frac{17.93}{10 * 21,09} = 0,085$ **CV**

$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{3,39}{30 * 27,5} = 0,0041 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$ **CV**

➤ **Conclusion :**

La flèche est vérifiée.

III.5.10. Schéma de ferrailage de poutre palier :

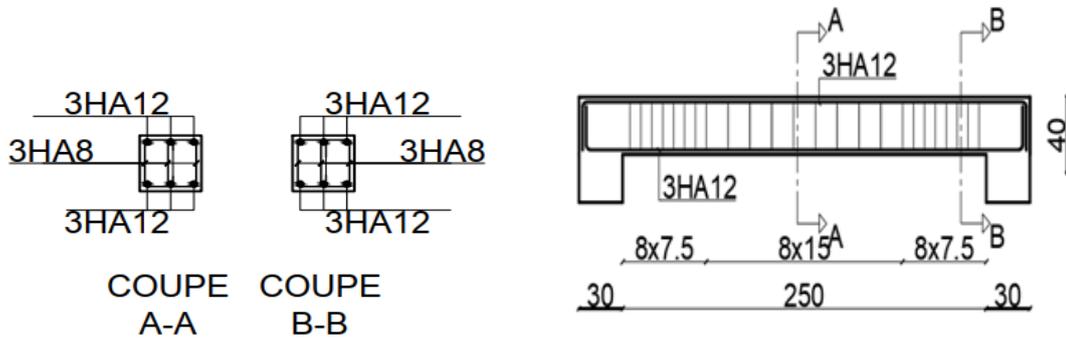


Figure III.24 : ferrailage de poutre palière.

III.6. LES DALLES PLEINES :

III.6.1. Définition :

Les dalles pleines sont des éléments minces et plans dont l'épaisseur est inférieure aux autres dimensions, reposant sur 2, 3, ou 4 appuis avec ou sans continuité. On distingue dans notre structure 2 types de dalle pleine de formes régulières reposant sur 4 ou 3 appuis et 1 type irrégulier reposant sur 3 appuis avec des dimensions différentes.

III.6.2. Méthodes de calcul :

III.6.2.1. Méthode des lignes de rupture

Elle ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures. Cette méthode considère les matériaux à leur état limite élasto-plastique. On utilise cette méthode pour la forme triangulaire non régulière. Voir Annexe 06

III.6.2.2. Méthode forfaitaire :

Dans ce travail, on va utiliser cette méthode (formes régulières) dans laquelle la dalle est considérée comme travaillante suivant deux directions si la dalle est uniformément chargée et

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \geq 0,4 \text{ Voir Annexe 07}$$

Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- Q=5KN/m² ≤ Max (2G; 5KN/m²) = 13, 50 kN/m² CV
- Un panneau rectangulaire CV
- Une charge uniformément répartie CV

Donc : la méthode forfaitaire est applicable.

III.6.3. Evaluation des sollicitations :

	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	q _u (kN/m ²)	q _s (kN/m ²)
Terrasse	7,73	1	11,936	8,736
E.C.H	6,75	1,5	11,323	8,250
E.C.C	6,75	5	16,613	11,750

Tableau III.20 : Evaluations des sollicitations

On choisit la sollicitation la plus défavorable des dalles reposantes sur 4 appuis pour tous les étages

$$\begin{cases} q_u = 16,613 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = 11,750 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

On choisit la sollicitation la plus défavorable des dalles reposantes sur 3 appuis pour les balcons.

$$\begin{cases} q_u = 11,936 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = 8,736 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

III.6.4. Les différents types des dalles pleines :

III.6.4.1. 1^{er} type : (dalle reposant sur 4 appuis (3,30 X 4,85))

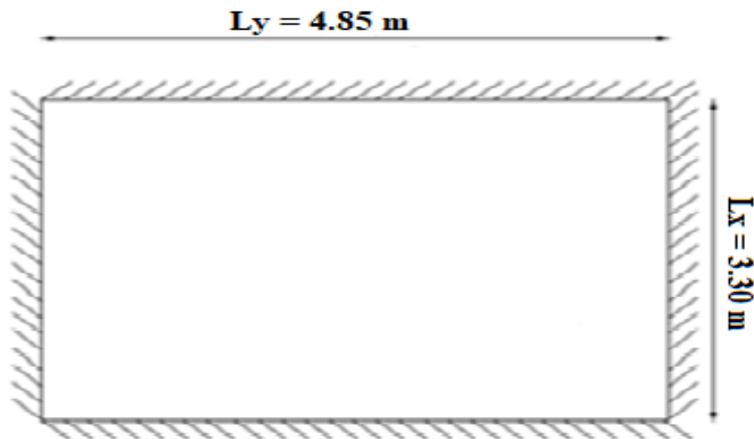


Figure III.25 : dalle pleine rectangulaire reposant sur 04 appuis

III.6.4.2. Calcul des moments (1^{er} type) :

E.L.U		E.L.S	
$M_x = \mu_x q_u L^2_x$ $M_y = \mu_y M_x$		$M_x = \mu_x q_s L^2_x$ $M_y = \mu_y M_x$	
$q_u = 16.613 \text{ KN/m}^2$		$q_s = 11.750 \text{ KN/m}^2$	
$\mu_x = 0,0710$ $\mu_y = 0,4034$	$\rho = 0,68$	$\mu_x = 0,0767$ $\mu_y = 0,5584$	
$M_x = 0,0710 \times 16,613 \times (3,3)^2 = 12,85 \text{ KN.m}$ $M_y = 0,4034 \times 12,66 = 5,18 \text{ KN.m}$		$M_x = 0,0767 \times 11,750 \times (3,3)^2 = 9,81 \text{ KN.m}$ $M_y = 0,5584 \times 9,81 = 5,48 \text{ KN.m}$	
$M_{tx} = 0,85 M_x$ $M_{ty} = 0,85 M_y$ $M_{ax} = M_{ay} = - 0,3 M_x$ $M_{ax} = M_{ay} = - 0,5 M_x$			

$M_{tx} = 0,85 \times 12,85 = 10,92 \text{ KN.m}$ $M_{ty} = 0,85 \times 5,18 = 4,40 \text{ KN.m}$ $M_{ax} = M_{ay} = -0,3 \times 12,66 = -3,86 \text{ KN.m}$ $M_{ax} = M_{ay} = -0,5 \times 12,66 = -6,43 \text{ KN.m}$	$M_{tx} = 0,85 \times 9,81 = 8,34 \text{ KN.m}$ $M_{ty} = 0,85 \times 5,48 = 4,66 \text{ KN.m}$ $M_{ax} = M_{ay} = -0,3 \times 9,81 = -2,94 \text{ KN.m}$ $M_{ax} = M_{ay} = -0,5 \times 9,81 = -4,91 \text{ KN.m}$
--	--

Tableau III.21 : Résultats des moments à l'ELU et l'ELS

III.6.4.3. 2^{ème} type : (dalle reposant sur 3 appuis (1,35 X 3,25))

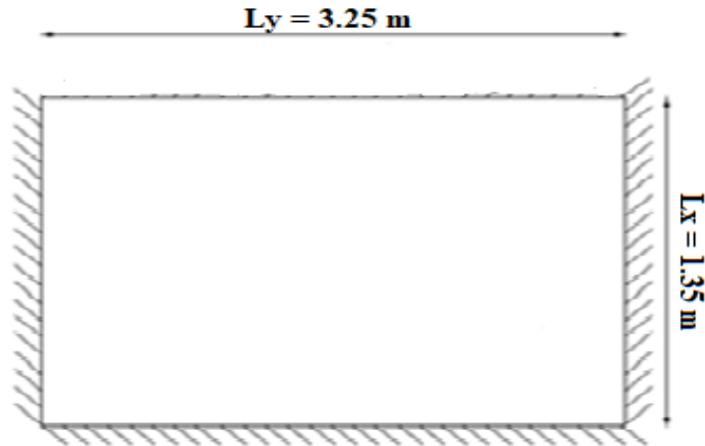


Figure III.26 : Dalle pleine rectangulaire reposant sur 03 appuis

III.6.4.4. Calcul des moments (2^{ème} type) :

E.L.U		E.L.S	
$M_x = \mu_x q_u L^2_x$ $M_y = \mu_y M_x$		$M_x = \mu_x q_s L^2_x$ $M_y = \mu_y M_x$	
$q_u = 11.936 \text{ KN/m}^2$		$q_s = 8.736 \text{ KN/m}^2$	
$\mu_x = 0,1082$ $\mu_y = 0,2500$	$\rho = 0,415$	$\mu_x = 0,1104$ $\mu_y = 0,2962$	
$M_x = 0,1082 \times 11,936 \times (1,35)^2 = 2,35 \text{ KN.m}$ $M_y = 0,2500 \times 2,35 = 0,5875 \text{ KN.m}$		$M_x = 0,1104 \times 8,736 \times (1,35)^2 = 1,76 \text{ KN.m}$ $M_y = 0,2962 \times 1,76 = 0,52 \text{ KN.m}$	
$M_{tx} = 0,85 M_x$ $M_{ty} = 0,85 M_y$ $M_{ax} = M_{ay} = -0,3 M_x$ $M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_x$			
$M_{tx} = 0,85 \times 2,35 = 1,99 \text{ KN.m}$ $M_{ty} = 0,85 \times 0,5875 = 0,49 \text{ KN.m}$ $M_{ax} = M_{ay} = -0,3 \times 2,35 = -0,705 \text{ KN.m}$ $M_{ax} = M_{ay} = -0,5 \times 2,35 = -1,175 \text{ KN.m}$		$M_{tx} = 0,85 \times 1,76 = 1,49 \text{ KN.m}$ $M_{ty} = 0,85 \times 0,52 = 0,44 \text{ KN.m}$ $M_{ax} = M_{ay} = -0,3 \times 1,76 = -0,53 \text{ KN.m}$ $M_{ax} = M_{ay} = -0,5 \times 1,76 = -0,88 \text{ KN.m}$	

Tableau III.22 : Résultats des moments à l'ELU et l'ELS

III.6.4.5. 3ème type : (dalle reposant sur 3 appuis (2.60 X 2.60))

Vue la forme irrégulière de ce panneau, on utilise la méthode ligne de rupture.

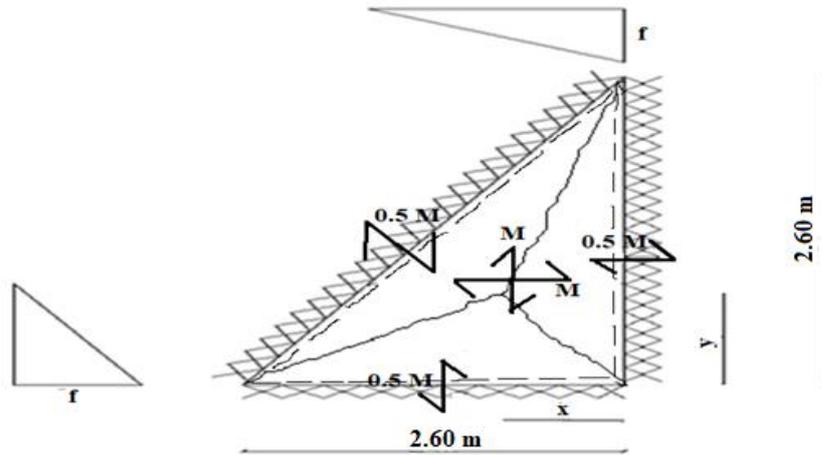


Figure III.27 : Dalle pleine triangulaire reposant sur 3 appuis

III.6.4.6. Calcul des moments (3^{ème} type) :

Travail externe : $T_{ext} = q f S$	Travail interne : $T_{int} = M_i L_i \theta_i$
$T_{ext} = \sum T_{ext i} \quad T_{ext} = T_{ext}^1 + T_{ext}^2 + T_{ext}^3$ $T_{ext}^1 = q \frac{f}{3} S_1$ $T_{ext}^2 = q \frac{f}{3} S_2$ $T_{ext}^3 = q \frac{f}{3} S_3$ $T_{ext} = q \frac{f}{3} (S_1 + S_2 + S_3)$ $T_{ext} = q \frac{f}{3} S_t = q \frac{f}{3} \left(\frac{2,60(2,60)}{2} \right)$	$\tan \theta_y \approx \theta_y = \frac{f}{x}, \quad \tan \theta_x \approx \theta_x = \frac{f}{y}$ $T_{int} = \sum T_{int i} = T_{int}^1 + T_{int}^2 + T_{int}^3$ $T_{int}^1 = 0,5 M L_x \left(\frac{f}{y} \right) + M L_x \left(\frac{f}{y} \right)$ $T_{int}^1 = M f \left(\frac{3,90}{y} \right)$ $T_{int}^2 = 0,5 M L_y \left(\frac{f}{x} \right) + M L_y \left(\frac{f}{x} \right) \quad T_{int}^2 = M f \left(\frac{3,90}{x} \right)$ $T_{int}^3 = 2 M L_y \left(\frac{f}{L_y - 2y} \right) + 2 M L_x \left(\frac{f}{L_x - 2x} \right) \quad T_{int}^3 =$ $M f \left(\frac{2,60}{1,30 - y} + \frac{2,60}{1,30 - x} \right)$
$T_{ext} = 1,13 q f$	$T_{int} = M f \left(\frac{3,90}{y} + \frac{3,90}{x} + \frac{2,60}{1,30 - y} + \frac{2,60}{1,30 - x} \right)$

Tableau III.23 : Les Travaill interne et externe

III.6.4.7. Principe du travail virtuel :

Travail externe = Travail interne ($\sum T_{ext i} = \sum T_{int i}$)

$$1,13 q f = M f \left(\frac{3,90}{y} + \frac{3,90}{x} + \frac{2,60}{1,30 - y} + \frac{2,60}{1,30 - x} \right) ;$$

$$q = \frac{M}{1,13} \left(\frac{3,90}{y} + \frac{3,90}{x} + \frac{2,60}{1,30 - y} + \frac{2,60}{1,30 - x} \right) ;$$

➤ Calcul de 'Y' et 'X' :

$$\frac{dq}{dy}_{/x=0} = 0 \quad -1,30y^2 + 10,14y - 6,59 = 0 \quad Y_1 = 0,716 \text{ m} \quad Y_2 = 7,084 \text{ m}$$

$$\frac{dq}{dx}_{/y=0} = 0 \quad -1,30 x^2 + 10,14 x - 6,59 = 0 \quad X_1 = 0,716 \text{ m} \quad X_2 = 7,084 \text{ m}$$

On prend : $y = 0,716 \text{ m}, x = 0,716 \text{ m}$

On remplace 'y' et 'x' on trouve : $q = 17,54 \text{ x Mu} \quad Mu = 0,057 q$

E.L.U	E.L.S
$q_u = 16,613 \text{ KN}$	$q_s = 11,750 \text{ KN}$
$M_u = M = 0,057 q_u$	$M_s = M = 0,057 q_s$
$M_u = M = 0,057 \times 16,613 = 0,947 \text{ KN.m}$ $M_{tx} = M_{ty} = 0,85M = 0,805 \text{ KN.m}$ $M_{ax} = M_{ay} = -0,5M = -0,474 \text{ KN.m}$	$M_u = M = 0,057 \times 11,750 = 0,670 \text{ KN.m}$ $M_{tx} = M_{ty} = 0,85M = 0,570 \text{ KN.m}$ $M_{ax} = M_{ay} = -0,5M = -0,335 \text{ KN.m}$

Tableau III.24 : Résultats des moments à l'ELU et l'ELS

III.6.5. Calcul du ferrailage :

III.6.5.1. A l'ELU :

$b=100\text{cm}$, $c = (e+ \phi_x/2)$, $e = 2,5 \text{ cm}$, $h= ep= 15\text{cm}$, $\sigma_b = 14,17\text{MPa}$, $\sigma_s = 348\text{MPa}$, $Fe= 400\text{MPa}$

On choisit $\phi_x = 10\text{mm}$; $\phi_y = 10 \text{ mm}$

En travée : $d_x = h - c = 15 - (2,5 + \frac{1}{2}) = 12 \text{ cm}$;

$d_y = d_x - (0,5\phi_x + 0,5\phi_y) = 12 - 0,5 \times (1+1) = 11 \text{ cm}$

En appuis : $d_x = h - c = 15 - (2,5 + \frac{1}{2}) = 12 \text{ cm}$;

$d_y = d_x - (0,5\phi_x + 0,5\phi_y) = 12 - 0,5 \times (1+1) = 11 \text{ cm}$

		M (KN.m)	μ	Z (cm)	$\mu \leq \mu_l$	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A ≥ A _{min}	A (cm ²)	A choisi (cm ²)
En Travée	X	10,92	0,049	12,19	CV	0	2,54	1,5	CV	2,54	4HA10 = 3,14
	Y	4,40	0,023	11,37	CV	0	1,10	1,5	CNV	1,50	4HA10 = 3,14
En Appuis	X	- 6,43	0,029	12,32	CV	0	1,48	1,5	CNV	1,5	4HA10 = 3,14
	Y	- 6,43	0,034	11,30	CV	0	1,61	1,5	CV	1,75	4HA10 = 3,14

Tableau III.25 : Résultats de ferrailage à ELU

III.6.5.2. Espacement Travée et Appuis

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

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

III.6.5.3. Vérification de l'effort tranchant :

Voir Annexe 07

q _{elu} (KN.m)	L _x (m)	L _y (m)	V _{ux} (KN)	V _{uy} (KN)	τ_{ux} (MPa)	τ_{uy} (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
16,613	3.30	4.85	20,45	18,27	0,17	0,16	1.17	CV

Tableau III.26 : Vérification de l'effort tranchant

Conclusion :

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.6.6. Vérification à l'ELS

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

		M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	A final (cm ²)
En Travée	X	8,34	3,14	2,99	5150,76	4,84	CV	4HA10 = 3,14
	Y	4,66	3,14	2,85	4295,77	3,09	CV	4HA10 = 3,14
En Appuis	X	- 4,91	3,14	2,99	5150,76	2,85	CV	4HA10 = 3,14
	Y	- 4,91	3,14	2,85	4295,77	3,26	CV	4HA10 = 3,14

Tableau III.27 : Vérification des contraintes à l'ELS.

III.6.7. Vérification de la flèche

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

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{330} = 0,045 \geq \frac{M_t}{20.M_0} = \frac{8,34}{20 \times 9,81} = 0,042 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{A_x}{b.d_x} = \frac{3,14}{100 \times 12} = 0,0026 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0,005 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{A_y}{b.d_y} = \frac{3,14}{100 \times 11} = 0,0029 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0,005 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Conclusion :

La flèche est vérifiée

III.6.8. Schéma de ferrailage de la dalle pleine :

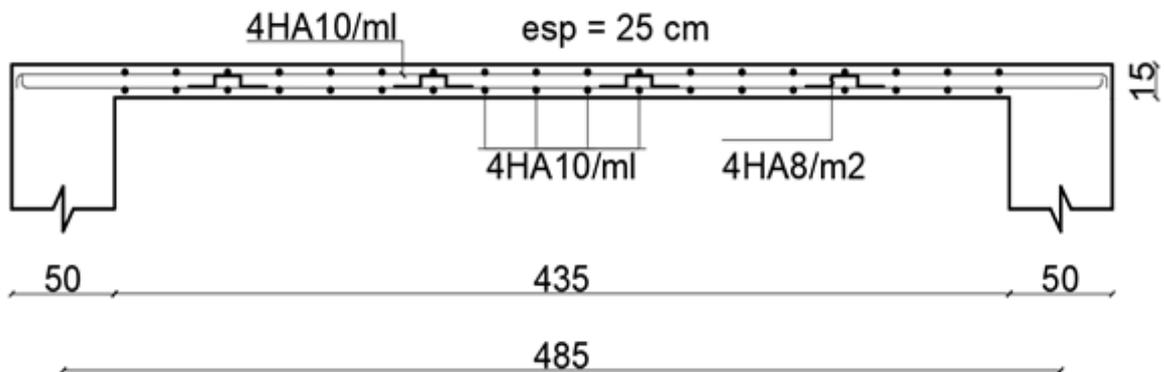


Figure III.28 : Ferrailage de la dalle pleine

III.7. LA DALLE MACHINE :

III.7.1. Introduction :

L'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur de surface $S= 2,52 \text{ m}^2$.

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

- ✓ Le moteur (machine).
- ✓ Dalle supportant la machine.
- ✓ Cabine d'ascenseur.

III.7.2. Pré dimensionnement :

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

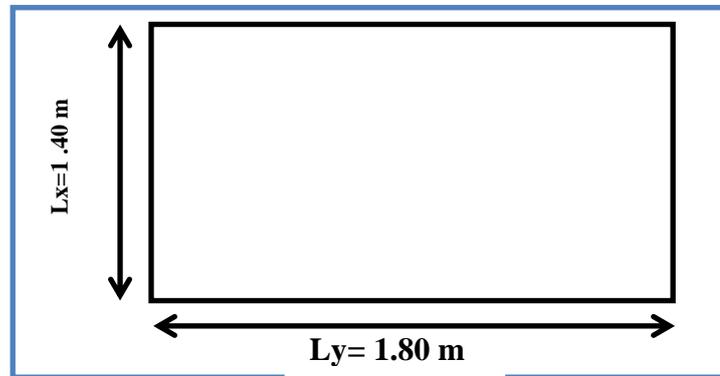


Figure III.29 : Dimensions de la dalle machine

On doit vérifier deux conditions :

III.7.2.1. Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{45} \leq ep \leq \frac{L_x}{40}, \frac{140}{45} = 3,11 \text{ cm} \leq ep \leq \frac{140}{40} = 3,5 \text{ cm} \quad \text{on prend : } ep = 3,5 \text{ cm}$$

III.7.2.2. Condition de L'E.N.A.S.C :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A.S.C) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit \geq à 25 cm. Donc : on prend **ep=25cm**.

III.7.3. Evaluation des charges :

III.7.3.1. Charges permanentes :

La charge supportée par la dalle machine..... $59,00 \text{ kN/m}^2$

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

$$\mathbf{G=65,25 \text{ kN/m}^2}$$

III.7.3.2. Charges d'exploitations :

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre de : $Q=5\text{KN/m}^2$

III.7.3.3. Détermination des charges de la dalle :

G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	P _u (KN/m ²)	P _s (KN/m ²)
65,25	5	95,59	70,25

Tableau III.28 : Détermination des charges de la dalle machine

III.7.4. Calcul des sollicitations :

Le calcul des moments à l'ELU et à l'ELS se fait par la méthode forfaitaire, les étapes de calcul dans L'annexe 07 et les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

	q	Lx	Ly	Lx/Ly	μ_x	μ_y	M _x	M _y	M _{tx}	M _{ty}	M _a
ELU	95,59	1,40	1,80	0,77	0,0596	0,5440	11,17	6,07	9,49	5,16	5,58
ELS	70,25	1,40	1,80	0,77	0,0661	0,6710	9,10	6,11	7,74	5,19	4,55

Tableau III.29 : Calcul des moments à l'ELU et à l'ELS.

III.7.5. Ferrailage de la dalle :

$b=100\text{cm}$, $c= c'= 2.5\text{cm}$, $h= ep= 25\text{cm}$, $\sigma_b = 14.2\text{MPa}$, $\sigma_s = 348\text{MPa}$, $F_e= 400\text{MPa}$

On choisit $\phi_x =10\text{mm}$; $\phi_y = 10 \text{ mm}$

$d_x = 25-2,5-0,5= 22 \text{ cm}$; $dy= d_x - (0,5\phi_x+0,5\phi_y) = 22 - 1,0 = 21 \text{ cm}$

$d_x = 25-2,5-0,5= 22 \text{ cm}$; $dy= d_x - (0,5\phi_x+0,5\phi_y) = 22 - 1,0 = 21 \text{ cm}$

		M (KN.m)	μ	a	Z	μ_l	$\mu \leq \mu_l$	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A choisi (cm ²)
En Travée	X	9,49	0,014	0,017	21,85	0,392	CV	0	1,25	2,5	5HA10 = 3,93
	Y	5,16	0,008	0,009	21,92		CV	0	0,68	2,5	5HA10 = 3,93
En Appuis	X	5,58	0,008	0,010	21,91	0,392	CV	0	0,73	2,5	5HA10 = 3,93
	Y	5,58	0,008	0,010	21,91		CV	0	0,73	2,5	5HA10 = 3,93

Tableau III.30 : Ferrailage de la dalle machine

III.7.6. Vérification à L'ELS :

On considère la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} ; \bar{\sigma}_s = 201,63$$

		M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I cm ⁴	σ _b (MPa)	σ _b ≤ σ _b	σ _s (MPa)	σ _s ≤ σ _s	A finale (cm ²)
En Travée	X	7,74	3,93	4,54	0,21x10 ⁵	1,66	CV	96,13	CV	5HA10 = 3,93
	Y	5,19	3,93	4,42	0,19x10 ⁵	1,20	CV	67,63	CV	5HA10 = 3,93
En Appuis	X	4,55	3,93	4,54	0,21x10 ⁵	0,98	CV	56,51	CV	5HA10 = 3,93
	Y	4,55	3,93	4,42	0,19x10 ⁵	1,05	CV	59,29	CV	5HA10 = 3,93

Tableau III.31 : Vérification des contraintes à l'ELS

III.7.7. Vérification de l'Espace :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq \text{Min} (3h = 75\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$S_a = \frac{100}{5} = 20 \text{ m} \leq \text{Min} (4h = 100\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.7.8. Vérification de l'effort tranchant : Voir Annexe 07

q _{elu} (KN.m)	L _x (m)	L _y (m)	V _{ux} (KN)	V _{uy} (KN)	τ _{ux} (MPa)	τ _{uy} (MPa)	τ _u	τ _u ≤ τ _u
11,17	1,4	1,8	5,63	5,12	0,25	0,24	1,17	CV

Tableau III.32 : Vérification de la contrainte de cisaillement

III.7.9. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L_x} = \frac{25}{140} = 0.179 \geq \frac{M_t}{20.M_0} = \frac{7.74}{20 \times 9.10} = 0,043 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{A_x}{b.d_x} = \frac{3.93}{100 \times 22} = 0.0017 \leq \frac{2}{F_e E} = \frac{2}{400} = 0,005 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{A_y}{b.d_y} = \frac{3.93}{100 \times 21} = 0.0019 \leq \frac{2}{F_e E} = \frac{2}{400} = 0,005 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Lorsque les conditions sont vérifiées ; donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.7.10. Vérification de non poinçonnement :

$$P_u \leq 0,045 U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $P_u = 59\text{kN/m}^2$; $S = 1,4 \times 1,8 = 2,52\text{m}^2$ $P_u = 148 \text{ KN}$

$$U_c = 2(U+V) \quad ; U_c = 2a + 2b + 4h + 8e \quad ; (a = b = e = 0)$$

Donc : $U_c = 4h = 100\text{cm}$

$$P_u = 148\text{KN} \leq 0.045 (1000) (250) \frac{25}{1.5} = 187,5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

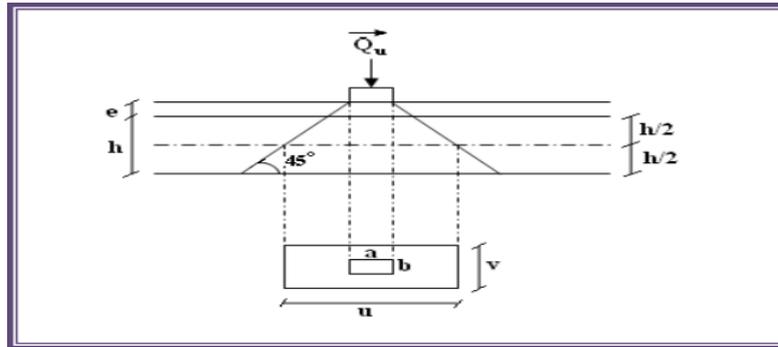


Figure III.30 : Vérification de non poinçonnement.

III.7.11. Schéma de ferrailage de la dalle machine :

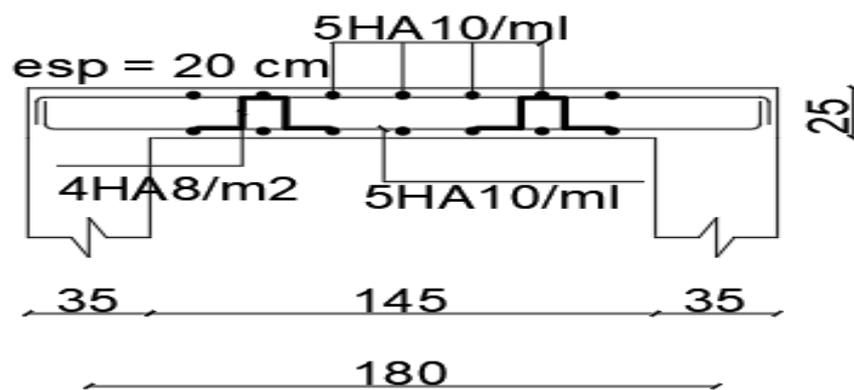
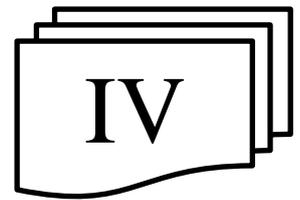


Figure III.31 : ferrailage de la dalle machine

CHAPITRE



ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION :

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place. Elle doit s'appuyer sur trois points :

- Respect de la réglementation parasismique.
- Conception architecturale parasismique.
- Mise en œuvre soignée de la construction.

L'objectif de ce chapitre est de donner un modèle de structure qui vérifie les critères de sécurités imposées par le règlement parasismique Algérien **RPA99 version 2003**.

IV.2. ETUDE DYNAMIQUE :**IV.2.1. Objectifs de l'étude dynamique :**

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 satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage.

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait, la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière.

Ainsi, le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structurel lors du séisme.

IV.2.2. Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L.) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement

En d'autres termes la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

IV.2.3. Modélisation de la structure :

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **SAP2000 version 20.2.0**

IV.2.3.1. Modélisation de la rigidité :

On considère que notre structure a p nœuds et comporte au total n DDL numérotés de 1 à n , dans le cas général il existe six DDL par nœud, le nombre « n » a donc pour valeur : $n=6 \times p$.

➤ Les éléments de portique :

Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).

- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau $i+1$).

➤ Les voiles :

Les voiles ont été modélisés par des éléments coque (Shell éléments) à 04 nœuds, Leur rôle :

- Assurer la stabilité des ouvrages vis-à-vis des charges horizontales
- Raidir la structure.

IV.2.3.2. Modélisation de la masse :

- La masse est calculée par l'équation $(G + \beta_1 Q_1 + \beta_2 Q_2)$ imposée par le "**RPA 99 v 2003**".

Tel que :

- $\beta_1 = 0,2$ (Habitation).
- $\beta_2 = 0,6$ (Commerce)

- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton armé.
- La masse des plancher a été répartie sur les poutres.
- En choisissant l'option (Mass source), le SAP calcule tout seul les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et d'exploitation sollicitant la structure.

IV.3. ETUDE SISMIQUE :

IV.3.1. Choix de la méthode de calcul :

L'analyse d'une structure peut se faire à l'aide de deux principales méthodes. Le choix de la méthode dépend du type de la structure et de ses dimensions :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique qui regroupe :
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse dynamique accélérogramme.

L'utilisation de la méthode statique équivalente n'est possible que si l'ouvrage remplit les conditions de son application, présentées dans le **RPA99 version 2003**.

Si ces conditions n'étant pas remplies, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale qui peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas vérifiée.

IV.3.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente : [Art 4.1.2] ... [4]

Pour notre structure, la hauteur ($H = 35,96$ m) dépasse 17 m, donc selon le **RPA99V2003**, la méthode statique équivalente n'est pas applicable, pour simplifier les calculs, cette étude sera menée selon, la méthode modale spectrale d'une manière automatique en utilisant le logiciel d'analyse 'SAP2000 v20.2.0'.

IV.3.3. Critères de classification par RPA99 version 2003 :

IV.3.3.1. Classification des zones sismiques : [Art 3.1] ... [4]

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

Dans notre cas le projet est situé dans une zone de forte sismicité (**Zone III**)

IV.3.3.2. Classification des ouvrages selon leur importance : [Art 3.2] ... [4]

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

Dans ce projet, on a un ouvrage de moyenne importance. **Groupe 2**

IV.3.3.3. Classification de site : [Art 3.3] ... [4]

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage. On est en présence d'un site Meuble (Catégorie 3).

IV.3.3.4. Caractéristiques géométriques de la structure :

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse. (G)
- Le centre de Torsion. (T)

➤ Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales. **Voir annexe 08**

➤ Centre de torsion :

Le centre de torsion (T) est un point caractérisé, **Voir annexe 08**

IV.4. METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE :

IV.4.1. Principe :

Dans cette méthode on recherche, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de structure.

IV.4.2. Le spectre de réponse de calcul :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

- **g** : accélération de la pesanteur.

- **A** : coefficient d'accélération de zone.
- **η** : facteur de correction d'amortissement donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

Tel que ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. [Tableau 4.2 RPA99]

Quand $\xi = 5\%$, on a $\eta = 1 \dots$ [4]

Dans notre cas on a système de portiques en béton armé avec remplissage dense.

Alors, $\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,882$

- **R**: Coefficient de comportement de la structure. Il est en fonction du système de contreventement
- **T1, T2**: Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
- **Q**: Facteur de qualité

IV.4.3. Procédure de calcul :

IV.4.3.1. Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon les formules :

$$V_x = \frac{AD_x Q_x}{R} W$$

$$V_y = \frac{AD_y Q_y}{R} W$$

➤ Coefficient d'accélération de zone **A** :

Coefficient d'accélération de zone, donné par le [tableau4.1 RPA99] selon la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas, nous avons un ouvrage d'importance moyenne (**groupe d'usage 2**) implanté en **zone sismique III**, ce qui implique $A = 0,25$.

➤ Facteur d'amplification dynamique moyen **D** :

Il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure où :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{3}{5}} & \dots \dots \dots T \geq 3 \text{ s} \end{cases} \dots \dots \text{ [RPA99 v2003]}$$

- La catégorie de site est : sol meuble S3 : $\begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,50s \end{cases}$ [Tableau 4.7 RPA]
- Le facteur de correction d’amortissement : $\eta = 0,882$
- La période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques qui sont données par le “RPA 99 v2003” :

$$\text{Soit : } T = C_T(h_N)^{3/4}$$

Avec :

- h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau (N).
- C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage donné par le tableau [Tableau 4.6 RPA].

Dans notre cas : $C_T = 0,05$ car on est en cas n° 4 (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie) dans lequel on peut également utiliser une autre formule pour calculer la période fondamentale :

$$T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

Avec :

- D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

		T2	T	ξ (%)	η	D
Bloc A	X	0,50	0,734	7	0,882	1,707
	Y	0,50	0,734	7	0,882	1,707
Bloc B	X	0,50	0,537	7	0,882	2,103
	Y	0,50	0,537	7	0,882	2,103

Tableau IV.1 : Calcul de facteur d’amplification dynamique moyen (D)

➤ **Q : Facteur de qualité pour les deux blocs :**

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		Observé	Valeur	Observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Non	0,05
2	Redondance en plan	Oui	0	Non	0,05
3	Régularité en plan	Non	0,05	Oui	0
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
		$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$	1,10	$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$	1,15

Tableau IV.2 : Détermination du facteur de qualité Q de la structure

➤ **Coefficient de comportement R :**

Conformément à l'article [3.2 RPA99] → R=3,5

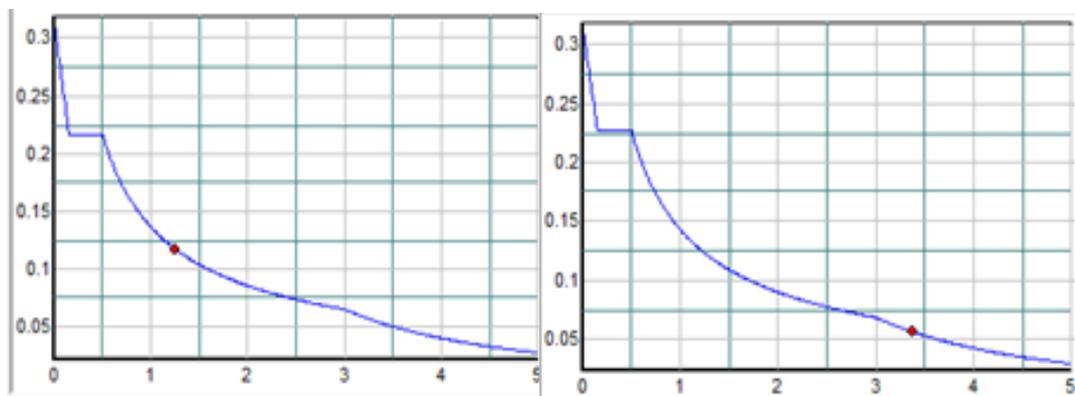


Figure IV.1 : Spectre de réponse (X) et (Y)

IV.4.4. Résultats de l'analyse dynamique :

IV.4.4.1. Model initial :

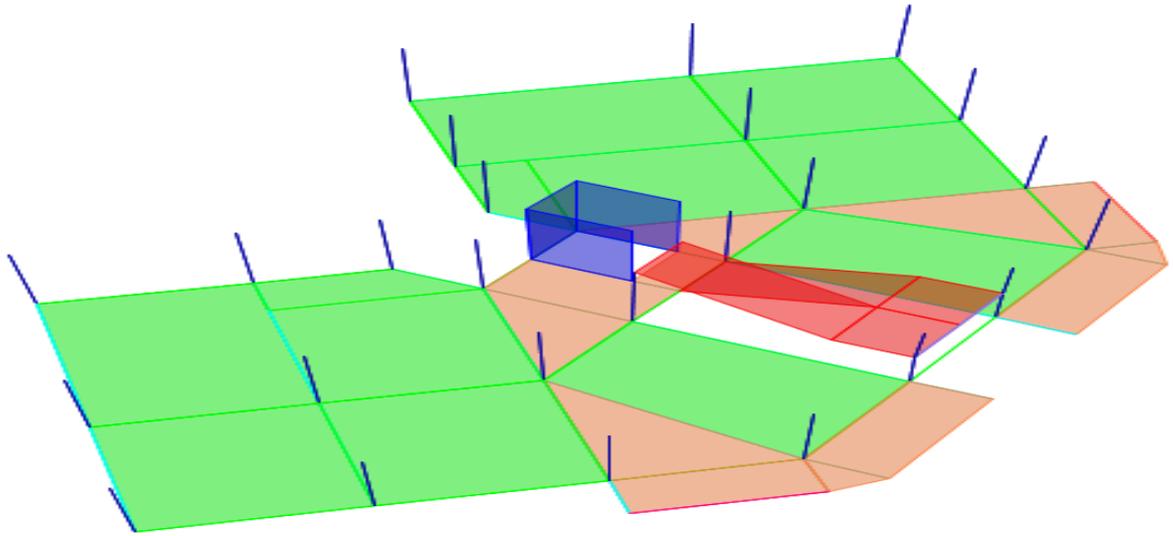


Figure IV.2: Model initial

IV.4.4.2. Résultats de l'analyse modale:

Modes	1 ^{er} mode	2 ^{ème} mode	3 ^{ème} mode
Comportement	Rotation autour de l'axe Z +Translation suivant l'axe Y	Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe Y +Rotation autour de l'axe Z
Période (s)	1,068	0,999	0,739

Tableau IV.3 : Comportement modal

Mode (i)	Période (s)	U_x (%)	U_y (%)	R_z (%)	Cumulée de U_x (%)	Cumulée de U_y (%)	Cumulée de R_z (%)
1	1,067805	0,28	26,46	40,41	0,28	26,46	40,41
2	0,998913	47,14	6,42	8,03	47,42	32,89	48,44
3	0,739125	14,81	27,71	19,25	62,24	60,59	67,69
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
116	0,02345	0,06	0,41	0,03	88,51	90,01	80,88
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
123	0,02281	1,58	0,31	0,07	90,81	93,11	81,20
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
185	0,017629	0,12	0,12	5,52	99,18	99,06	90,08
Σ	10,56						

Tableau IV.4 : Vérification de participation massique

Commentaire :

La structure a dissipé plus de 90% de l'énergie stockée au **116^{ème}** modes suivant l'axe Y, **123^{ème}** modes suivant l'axe X et **185^{ème}** modes autour de l'axe Z.

Remarque : Les résultats du tableau précédent correspondent à la structure initiale comportant uniquement les voiles de la cage d'ascenseur.

	Type	F _x	F _y	F _z
Ed _x	Max	2387,179	1177,51	105,83
Ed _y	Max	1382,88	2588,868	118,78
G+ 0,2Q ₁ +0,6Q ₂	Max	-2,33x10 ⁻⁸	-1,52x10 ⁻⁸	21189,179

Tableau IV.5 : Calcul de la force sismique

	A	D	R	Q	∑Wi (KN)	V _s (KN)	E _d	$\frac{E_d}{V_s}$	$\frac{E_d}{V_s} \geq 0.8$	SF
X	0,25	1,707	3,5	1,15	21189,179	2966,485	2387,179	0,805	Vérifiée	1,303
Y	0,25	1,707	3,5	1,25	21189,179	3220,755	2588,868	0,804	Vérifiée	1,412

Tableau IV.6 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

Commentaire :

On observe que ce modèle a un mauvais comportement modal, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut :

- Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
- Rajouter des voiles dans la structure.

L'augmentation de la section des poteaux risque de réduire la surface exploitable de la structure, en revanche, l'ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable. Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

IV.4.4.3. Vérification des déplacements inter étages :

- **Suivant X :**

Niveau (m)	δ _x (cm)	R.δ _x (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification
35,96	7,970	27,895	2,201	3,06	Ok
32,90	7,341	25,694	2,531	3,06	Ok
29,84	6,618	23,163	2,772	3,06	Ok
26,78	5,826	20,391	2,961	3,06	Ok
23,72	4,980	17,430	2,754	3,06	Ok
20,66	4,193	14,676	2,884	3,06	Ok
17,60	3,369	11,792	2,975	3,06	Ok
14,54	2,519	8,817	2,982	3,06	Ok
11,48	1,667	5,835	2,681	3,06	Ok
8,42	0,901	3,154	3,077	4,42	Ok
4,00	0,037	0,130	0,130	4,00	Ok

Tableau IV.7 : Vérification les déplacements inter étages sens X

➤ **Suivant Y :**

Niveau (m)	δy (cm)	R. δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification
35,96	8,207	28,725	2,142	3,06	Ok
32,90	7,595	26,583	2,450	3,06	Ok
29,84	6,895	24,133	2,814	3,06	Ok
26,78	6,091	21,319	3,028	3,06	Ok
23,72	5,226	18,291	2,492	3,06	Ok
20,66	4,514	15,799	2,751	3,06	Ok
17,60	3,728	13,048	2,887	3,06	Ok
14,54	2,903	10,161	3,052	3,06	Ok
11,48	2,031	7,109	2,916	3,06	Ok
8,42	1,198	4,193	4,116	4,42	Ok
4,00	0,022	0,077	0,077	4,00	Ok

Tableau IV.8 : Vérification les déplacements inter étages sens Y

Commentaire :

On remarque que les déplacements inter étages sont vérifiés mais on voit qu'ils ne se changent pas successivement entre les étages (i et i+1)

NB : La structure est de forme en L, donc elle présente une configuration complexe en plus il y a un décrochement en élévation ce qui mène à un changement brusque de rigidité.

Alors, Pour cela et selon [Art 2.5.2 RPA99], nous devons assurer une indépendance complète des 2 blocs en disposant un joint de rupture de façon à :

- Séparer les blocs de bâtiment de rigidité et masse inégale
- Simplifier les formes en plans de bâtiment vu sa configuration complexe (forme L).

Le joint doit être plan, sans décrochement et débarrassé de tout matériau ou corps étranger.

IV.4.5. Disposition des voiles :

IV.4.5.1. Voiles périphériques (partie Sous-sol) :

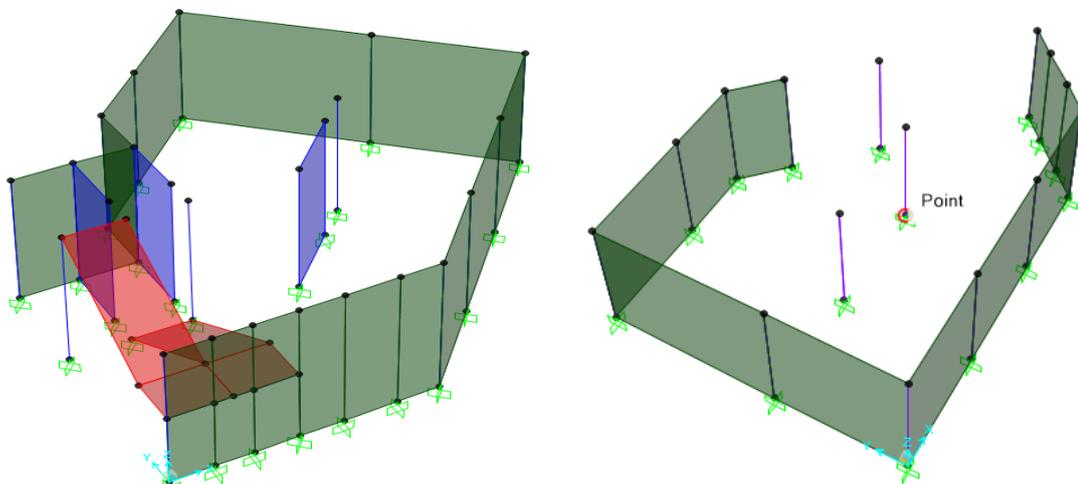


Figure IV.3 : disposition des voiles périphériques

IV.4.5.2. Proposition de la disposition des voiles des contreventements :

➤ **1^{ère} disposition (voile de contreventement) :**

Modes	Bloc A			Bloc B		
	1 ^{er} mode	2 ^{ème} mode	3 ^{ème} mode	1 ^{er} mode	2 ^{ème} mode	3 ^{ème} mode
Comportement	Rotation autour de l'axe Z	Translation suivant l'axe Y	Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe X + Rotation autour de l'axe Z	Translation suivant l'axe Y	Translation suivant l'axe X
Période (s)	1,586	1,058	0,786	0,992	0,781	0,579

Tableau IV.9 : Comportement modale des 3 premiers modes (1^{ère} disposition des voiles)

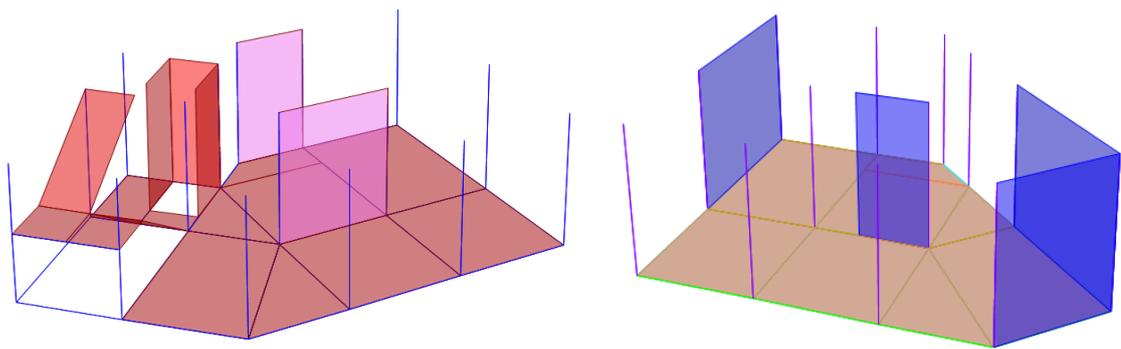


Figure IV.4 : 1^{ère} disposition des voiles

➤ **2^{ème} disposition :**

Modes	Bloc A			Bloc B		
	1 ^{er} mode	2 ^{ème} mode	3 ^{ème} mode	1 ^{er} mode	2 ^{ème} mode	3 ^{ème} mode
Comportement	Translation suivant l'axe X + Rotation autour de l'axe Z	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour de l'axe Z + Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe X	Rotation autour de l'axe Z + Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe Y
Période (s)	0,839	0,741	0,339	0,885	0,681	0,279

Tableau IV.10 : Comportement modale des 3 premiers modes (2^{ème} disposition des voiles)

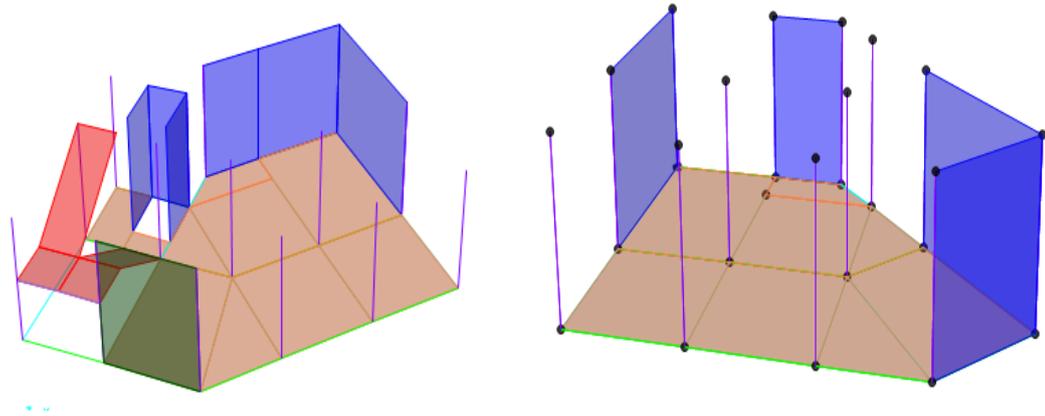


Figure IV.5 : 2^{ème} disposition des voiles

➤ 3^{ème} disposition :

Modes	Bloc A			Bloc B		
	1 ^{er} mode	2 ^{ème} mode	3 ^{ème} mode	1 ^{er} mode	2 ^{ème} mode	3 ^{ème} mode
Comportement	Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour de l'axe Z	Translation suivant l'axe X + Translation suivant l'axe Y	Translation suivant l'axe X + Translation suivant l'axe Y	Rotation autour de l'axe Z + Translation suivant l'axe Y
Période (s)	0.954	0.878	0.678	0.541	0.359	0.239

Tableau IV.11 : Comportement modale des 3 premiers modes (3^{ème} disposition des voiles)

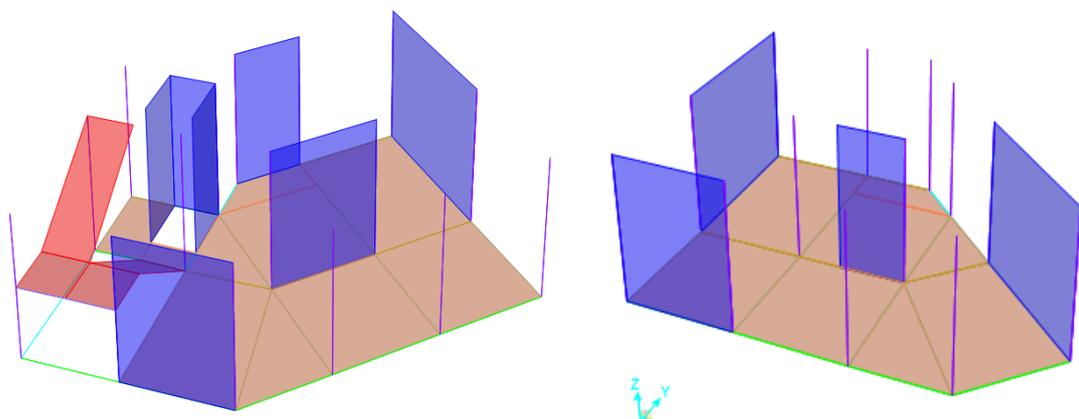


Figure IV.6 : 3^{ème} disposition des voiles

➤ **Disposition finale :**

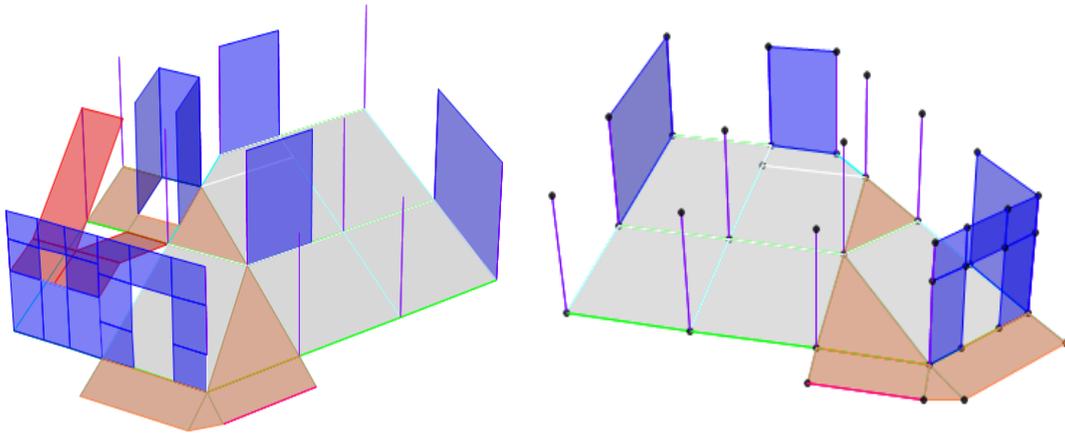


Figure IV.7 : 4^{ème} disposition des voiles (disposition finale)

• **Coefficient de comportement R :**

Conformément à l'article [3.2 RPA99], nous avons un système constitué de voiles porteurs, reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

• **Justification du coefficient de comportement R : 3,5 Bloc A**

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (KN)	Nz Poteaux (%)	Nz Voiles (%)	Effort tranchant Tx (KN)	Tx Poteaux (%)	Tx Voiles (%)
35.96	985.106	54.906	45.094	253.134	0.000	100.000
32.90	2285.026	43.976	56.024	451.509	0.000	100.000
29.84	3077.432	49.881	50.119	489.680	0.000	100.000
26.78	4713.907	49.097	50.903	693.786	0.000	100.000
23.72	4464.770	66.592	33.408	562.191	0.000	100.000
20.66	5687.718	70.060	29.940	485.733	0.000	100.000
17.60	5531.671	86.384	13.616	390.222	0.000	100.000
14.54	7031.287	85.485	14.515	341.459	0.000	100.000
11.48	7619.578	88.247	11.753	296.860	0.000	100.000
8.42	13866.002	60.746	39.254	1618.423	0.000	100.000
4.00	13036.066	50.423	49.577	1950.779	0.000	100.000

Tableau IV.12 : Justification du coefficient de comportement R suivant X

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (KN)	N _z Poteaux (%)	Nz Voiles (%)	Effort tranchant Tx (KN)	T _y Poteaux (%)	T _y Voiles (%)
35.96	1171.277	100	46.178	289.022	100	0.000
32.90	2271.874	100	44.231	221.034	100	0.000
29.84	3390.845	100	45.270	502.582	100	0.000
26.78	5094.157	100	45.433	711.183	100	0.000
23.72	4381.080	100	67.864	321.771	100	0.000
20.66	5597.109	100	71.194	297.497	100	0.000
17.60	5426.027	100	88.066	250.701	100	0.000
14.54	6765.539	100	88.843	179.666	100	0.000
11.48	6724.079	100	100.000	296.860	100	0.000
8.42	12358.796	100	68.155	1040.878	100	0.000
4.00	10579.778	100	62.129	1323.669	100	0.000

Tableau IV.13 : Choix du coefficient de comportement R suivant Y

- **Justification du coefficient de comportement R : 3,5 Bloc B**

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (kN)	Nz Poteaux (%)	Nz Voiles (%)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx Poteaux (%)	Tx Voiles (%)
23.72	976.273	68.677	31.323	196.831	0.000	100.000
20.66	1945.398	68.972	31.028	395.767	0.000	100.000
17.60	2919.913	69.010	30.990	530.470	0.000	100.000
14.54	3911.848	69.252	30.748	643.311	0.000	100.000
11.48	4937.983	71.705	28.295	709.424	0.000	100.000
8.42	6644.615	65.481	34.519	1021.706	0.000	100.000
4.00	4916.669	66.759	33.241	114.522	0.000	100.000

Tableau IV.14 : Justification du coefficient de comportement R suivant X

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (KN)	N _y Poteaux (%)	Nz Voiles (%)	Effort tranchant Ty (KN)	T _y Poteaux (%)	T _y Voiles (%)
23.72	1071.287	62.586	37.414	239.330	0.000	100.000
20.66	2129.331	63.014	36.986	428.257	0.000	100.000
17.60	3194.361	63.081	36.919	568.438	0.000	100.000
14.54	4277.788	63.328	36.672	684.176	0.000	100.000
11.48	5400.071	65.569	34.431	741.765	0.000	100.000
8.42	7226.747	60.206	39.794	1108.410	0.000	100.000
4.00	5949.072	55.173	44.827	907.135	0.000	100.000

Tableau IV.15 : Choix du coefficient de comportement R suivant Y

IV.4.6. Calcul de centre de masse et centre de torsion :

Bloc A						Bloc B				
Masse		centre de Masse		centre de Torsion		Masse	centre de Masse		centre de Torsion	
Niveau (m)	Poids (kN)	XG (m)	YG (m)	XT (m)	YT (m)	Poids (kN)	XG (m)	YG (m)	XT (m)	YT (m)
4.00	2391.45	5.800	5.683	4.560	5.054	1720.58	4.546	3.877	5.349	3.168
8.42	1657.04	5.519	5.692	4.417	5.643	1229.44	4.931	3.839	6.293	3.250
11.48	1478.67	5.545	5.557	5.206	5.929	1099.32	4.782	3.859	6.386	3.306
14.54	1456.18	5.547	5.545	5.094	4.389	1082.81	4.789	3.852	6.477	3.382
17.60	1434.24	5.547	5.531	5.003	8.194	1082.81	4.789	3.852	6.501	3.474
20.66	1414.39	5.547	5.520	4.926	5.927	1082.81	4.789	3.852	6.435	3.569
23.72	1395.04	5.548	5.507	4.523	5.981	985.70	4.910	3.667	6.609	3.654
26.78	1377.84	5.549	5.497	4.463	6.044					
29.84	1361.06	5.549	5.613	5.829	4.204					
32.90	1336.54	5.598	5.617	5.778	4.089					
35.96	1263.67	5.143	5.396	5.732	3.995					

Tableau IV.16 : Centre de masse et centre de torsion pour les 2 blocs

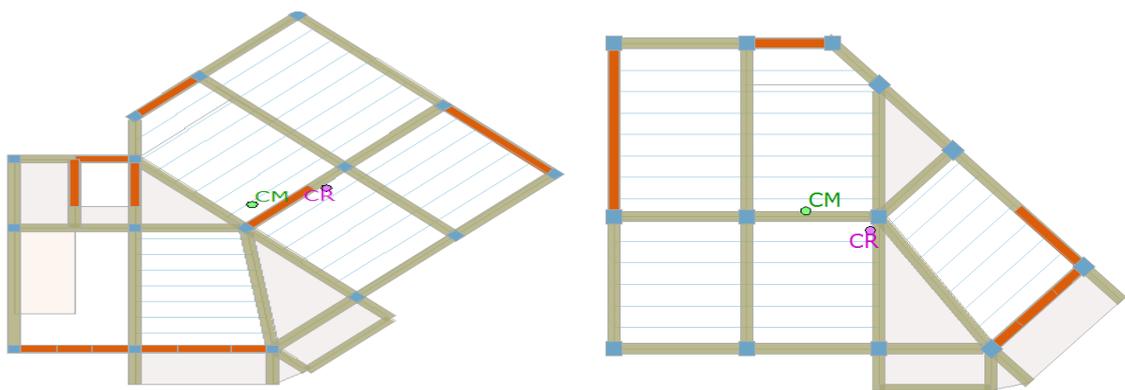


Figure IV.8 : La disposition du centre de masse et centre de torsion

IV.4.7. Calcul d'excentricité : [Art 3.5.1.a] ... [4]

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

IV.4.7.1. Excentricité admissible :

		Bloc A	Bloc B
Dimensions du bâtiment	Longueur	12.75	11.70
	Largeur	12.69	8.55
Excentricité admissible	$L_x = 15\% \cdot L_x$	1.91	1.76
	$L_y = 15\% \cdot L_y$	1.90	1.28

Tableau IV.17 : Calcul de l'excentricité admissible**IV.4.7.2. Excentricité théorique (statique) :**

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit : $e_x = |X_T - X_G|$; $e_y = |Y_T - Y_G|$

Niveau (m)	Bloc A				Bloc B				Vérification	
	e_x (m)	e_y (m)	Excentricité admissible		e_x (m)	e_y (m)	Excentricité admissible		$e_x \leq 15\%$ L_x	$e_y \leq 15\%$ L_y
			15% L_x	15% L_y			15% L_x	15% L_y		
4.00	1.240	0.629	1.91	1.90	0.803	0.709	1.76	1.28	Ok	Ok
8.42	1.102	0.049	1.91	1.90	1.362	0.589	1.76	1.28	Ok	Ok
11.48	0.339	0.372	1.91	1.90	1.604	0.553	1.76	1.28	Ok	Ok
14.54	0.453	1.156	1.91	1.90	1.688	0.470	1.76	1.28	Ok	Ok
17.60	0.544	2.663	1.91	1.90	1.712	0.378	1.76	1.28	Ok	Ok
20.66	0.621	0.407	1.91	1.90	1.646	0.283	1.76	1.28	Ok	Ok
23.72	1.025	0.474	1.91	1.90	1.699	0.013	1.76	1.28	Ok	Ok
26.78	1.086	0.547	1.91	1.90	/	/	/	/	Ok	Ok
29.84	0.280	1.409	1.91	1.90	/	/	/	/	Ok	Ok
32.90	0.180	1.528	1.91	1.90	/	/	/	/	Ok	Ok
35.96	0.589	1.401	1.91	1.90	/	/	/	/	Ok	Ok

Tableau IV.18 : Calcule et vérification d'excentricité théorique**IV.4.7.3. Excentricité accidentelle : [Art 4.2.7] ... [4]**

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$E_x = 0,05 L_x \quad ; \quad E_y = 0,05 L_y$$

Dans notre cas on a :

Longueur du bâtiment : $L_x = 12,75$ m donc : $E_x = 0,638$ m

Largeur du bâtiment : $L_y = 12,69$ m donc : $E_y = 0,635$ m

IV.4.7.4 Effets de la torsion accidentelle : [Art 4.3.7] ... [4]

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Niveau (m)	Direction X				Direction Y			
	$E_{x \text{ Théor}}$ (m)	$E_{x \text{ ACC}}$ (m)	$E_{x \text{ Théor} \pm E_{x \text{ ACC}}}$ (m)		$E_{y \text{ Théor}}$ (m)	$E_{y \text{ ACC}}$ (m)	$E_{y \text{ Théor} \pm E_{y \text{ ACC}}}$ (m)	
4.00	1.240	0.638	1.878	0.602	0.629	0.635	1.264	0.006
8.42	1.102	0.638	1.74	0.464	0.049	0.635	0.684	0.586
11.48	0.339	0.638	0.977	0.299	0.372	0.635	1.007	0.263
14.54	0.453	0.638	1.091	0.185	1.156	0.635	1.791	0.521
17.60	0.544	0.638	1.182	0.094	2.663	0.635	3.298	2.028
20.66	0.621	0.638	1.259	0.017	0.407	0.635	1.042	0.228
23.72	1.025	0.638	1.663	0.387	0.474	0.635	1.109	0.161
26.78	1.086	0.638	1.724	0.448	0.547	0.635	1.182	0.088
29.84	0.280	0.638	0.918	0.358	1.409	0.635	2.044	0.774
32.90	0.180	0.638	0.818	0.458	1.528	0.635	2.163	0.893
35.96	0.589	0.638	1.227	0.049	1.401	0.635	2.036	0.766

Tableau IV.19 : Calcul de l'excentricité totale Bloc A

Niveau (m)	Direction X				Direction Y			
	$E_{x \text{ Théor}}$ (m)	$E_{x \text{ ACC}}$ (m)	$E_{x \text{ Théor} \pm E_{x \text{ ACC}}}$ (m)		$E_{y \text{ Théor}}$ (m)	$E_{y \text{ ACC}}$ (m)	$E_{y \text{ Théor} \pm E_{y \text{ ACC}}}$ (m)	
4.00	0.803	0.585	1.388	0.218	0.709	0.428	1.137	0.709
8.42	1.362	0.585	1.947	0.777	0.589	0.428	1.017	0.589
11.48	1.604	0.585	2.189	1.019	0.553	0.428	0.981	0.553
14.54	1.688	0.585	2.273	1.103	0.470	0.428	0.898	0.47
17.60	1.712	0.585	2.297	1.127	0.378	0.428	0.806	0.378
20.66	1.646	0.585	2.231	1.061	0.283	0.428	0.711	0.283
23.72	1.699	0.585	2.284	1.114	0.013	0.428	0.441	0.013

Tableau IV.20 : Calcul de l'excentricité totale Bloc B

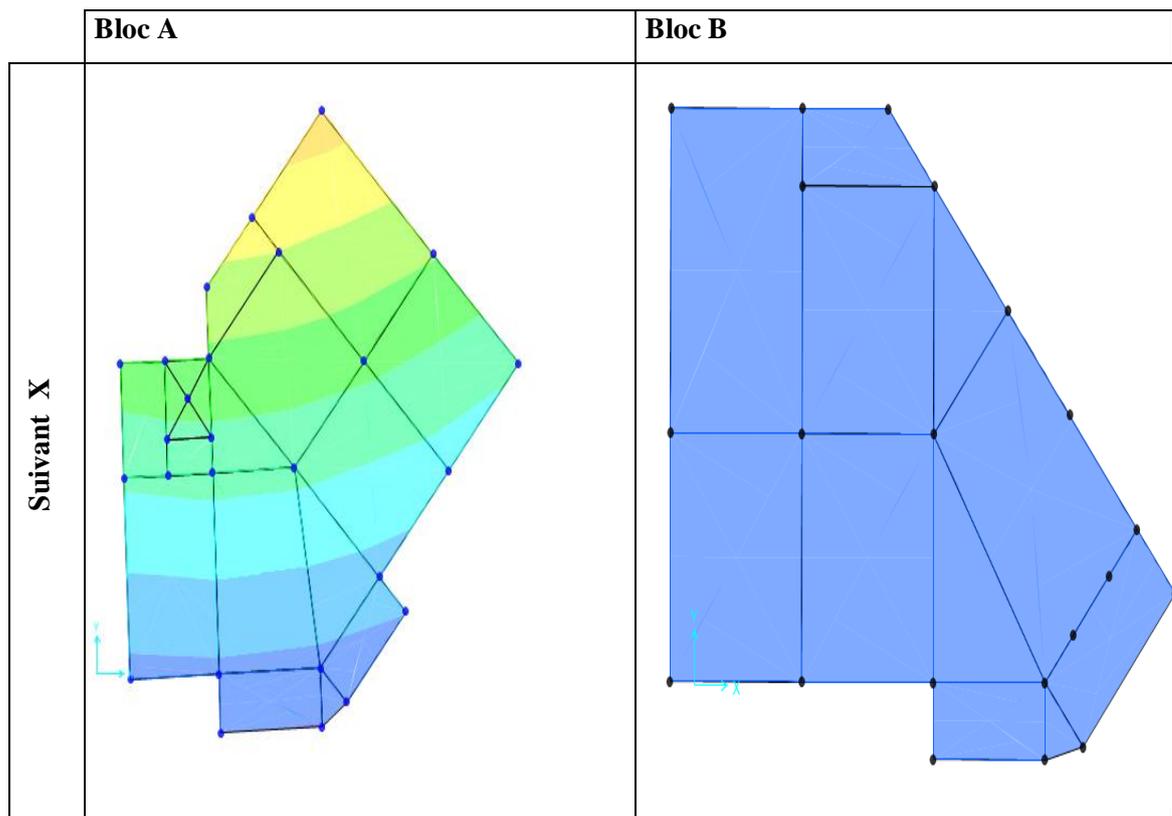
IV.5. RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE :

- Vérification de comportement des trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification de force sismique à la base.
- Vérification d'effort normale réduit à la base.
- Vérification des déplacements en tête.
- Vérification des déplacements inter étages.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification de cisaillement des éléments.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.

IV.5.1. Vérification de comportement pour les trois premiers modes :

Modes	Bloc A			Bloc B		
	1 ^{er} mode	2 ^{ème} mode	3 ^{ème} mode	1 ^{er} mode	2 ^{ème} mode	3 ^{ème} mode
Comportement	Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour de l'axe Z	Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour de l'axe Z
Période (s)	0,807	0,764	0,551	0,585	0,381	0,279

Tableau IV.21 : Le comportement des trois premiers modes



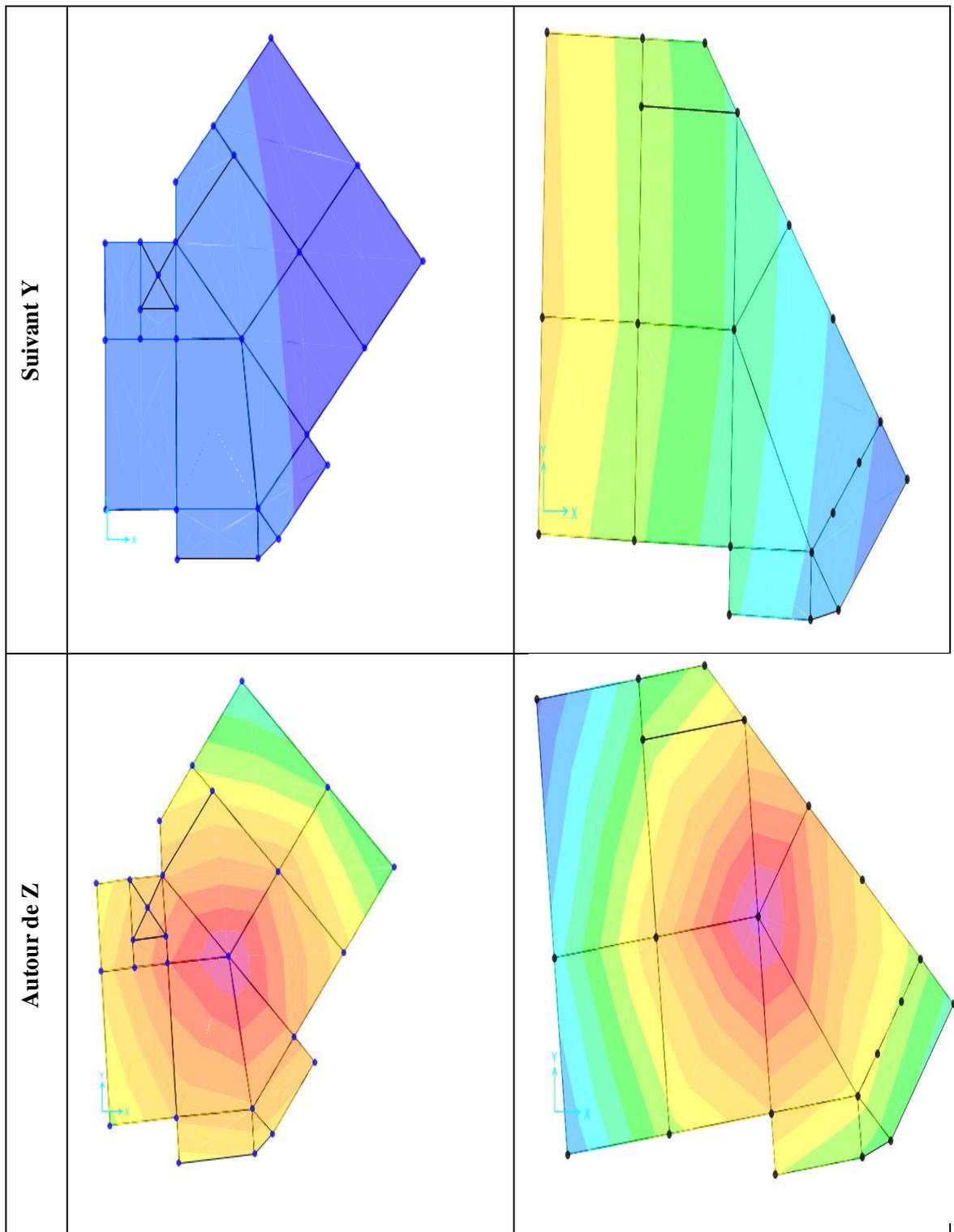


Figure IV.9 : Le comportement des trois premiers modes

IV.5.2 Vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après [RPA99 version 2003, Art 4.3.4. a.]

Mode (i)	Période (s)	U _x (%)	U _y (%)	R _z (%)	Cumulée de U _x (%)	Cumulée de U _y (%)	Cumulée de R _z (%)
1	0.807	58.24	0.79	4.35	58.24	0.79	4.35
2	0.764	0.84	64.44	0.02	59.08	65.23	4.37
3	0.551	3.88	0.21	58.48	62.96	65.44	62.84
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
21	0.038	0.18	1.98	0.11	89.99	91.42	85.45
22	0.033	1.58	0.04	0.04	90.00	91.45	85.46
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
53	0.024	0.00	0.06	0.21	93.45	95.28	90.06
Σ	5.58						

Tableau IV.22 : Vérification de participation massique Bloc A

Commentaire :

La structure a dissipé plus de 90% de l'énergie stockée au **21^{ème}** modes suivant l'axe Y, **22^{ème}** modes suivant l'axe X et **53^{ème}** modes autour de l'axe Z.

La structure a dissipé moins de 90 % de l'énergie stockée au **53^{ème}** mode avec un temps égale « **T=5,58 sec** » à cause de sa rigidité au niveau du sous-sol.

Mode (i)	Période (s)	U _x (%)	U _y (%)	R _z (%)	Cumulée de U _x (%)	Cumulée de U _y (%)	Cumulée de R _z (%)
1	0.585	60.41	1.02	0.002	60.41	1.02	0.002
2	0.381	0.71	57.78	5.87	61.12	58.80	5.86
3	0.279	0.10	4.09	55.13	61.22	62.89	61.01
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
23	0.031	3.69	0.18	0.03	86.18	90.04	80.82
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
41	0.022	3.94	0.01	0.03	91.83	96.53	88.45
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
51	0.018	0.00	0.18	1.69	97.02	99.21	91.21
Σ	2.97						

Tableau IV.23 : Vérification de participation massique Bloc B

Commentaire :

La structure a dissipé plus de 90% de l'énergie stockée ou **23^{ème}** modes suivant l'axe Y, **41^{ème}** modes suivant l'axe X et **51^{ème}** modes autour de l'axe Z.

La structure a dissipé moins de 90 % de l'énergie stockée au **51** mode avec un temps égale « **T=2,97 sec** » à cause de sa rigidité au niveau du sous-sol.

Selon **RPA version 2003 [Art 4.3.4-b]**, Le nombre minimal des modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3 \sqrt{N}$ et $T_K \leq 0,20\text{sec}$

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol

T_K : la période du mode K

- **Bloc A :**

N =10 donc : $K \geq 3 \sqrt{10} = 9,48$ on prend : K=10

$T_K = 0,08 \leq 0,20\text{sec}$ Condition Vérifiée

- **Bloc B :**

N =6 donc : $K \geq 3 \sqrt{6} = 7,35$ on prend : K=8

$T_K = 0,06 \leq 0,20\text{sec}$ Condition Vérifiée

IV.5.3. Vérification de force sismique à la base :

La résultante des forces sismique à la base E_d obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003 Art 4.2.6].

Donc il faut vérifier que : $\frac{E_d}{V_s} > 80\%$

- **Poids de la structure :**

$W = \sum_{i=1}^n W_i$ Avec: $W_i = W_{Gi} + \beta_1 W_{Qi1} + \beta_2 W_{Qi2}$

- **Bloc A :** W=16615,71 KN
- **Bloc B :** W=8219,45 KN

	Type	Bloc A			Bloc B		
		Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz
Edx	Max	1787,30	899,92	81,06	1096,58	181,27	37,62
Edy	Max	1040,34	1873,88	56,57	179,91	1171,85	95,32
G+ 0,2Q ₁ +0,6Q ₂	Max	609,17	-8,13x10 ⁻⁷	16615,71	-430,76	-430,75	8219,45

Tableau IV.24 : Calcul de la force sismique

		A	D	R	Q	$\sum W_i$ (KN)	V_s (KN)	E_d	$\frac{E_d}{V_s}$	$\frac{E_d}{V_s} \geq 0,8$
Bloc A	X	0.25	1.707	3.5	1.10	16615.71	2226.50	1787.30	0.803	Vérifiée
	Y	0.25	1.707	3.5	1.15	16615.71	2326.20	1873.88	0.806	Vérifiée
Bloc B	X	0.25	2.103	3.5	1.10	8219.45	1356.21	1096.58	0.809	Vérifiée
	Y	0.25	2.103	3.5	1.15	8219.45	1421.97	1171.85	0.824	Vérifiée

Tableau IV.25 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

IV.5.4. Vérification de l'effort normal réduit à la base : [Art 7.1.3.3] ... [4]

Selon **RPA version 2003**, On note par effort normal réduit, le rapport :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière. $B_c = (a-2) \times (b-2)$

f_{c_j} : est la résistance caractéristique du béton.

		Niveau	b(cm)	h(cm)	N_d (kN)	B_c (mm ²)	combinaison	v	$v \leq 0.3$
Bloc A	1 ^{er}	35	35	952.65	108900	G+Q-Edx	0.35	Non	
		35	35	881.10	108900	G+Q-Edy	0.324	Non	
	2 ^{ème}	35	35	832.25	108900	G+Q-Edx	0.306	Non	
	4 ^{ème}	30	30	591.92	78400	G+Q-Edx	0.302	Non	
Bloc B	1 ^{er}	30	30	591.92	78400	G+Q-Edx	0.302	Non	
	4 ^{ème}	30	30	607.60	78400	G+Q-Edx	0.310	Non	

Tableau IV.26 : vérification de l'effort normal réduit

NB : L'effort normal réduit n'est pas vérifié pour les poteaux de :

- Le 1^{er}, 2^{ème} et 4^{ème} étages pour le bloc A
- Le 1^{er} et 4^{ème} étages pour le bloc B

Donc nous sommes obligés d'augmenter les sections de ces derniers.

Niveau	b(cm)	h(cm)	N_d (kN)	B_c (mm ²)	combinaison	v	$v \leq 0.3$
Sous-sol	50	50	1393.63	230400	G+Q-Edx	0.242	Oui
	50	50	1348.21	230400	G+Q-Edy	0.234	Oui
RDC	50	50	1256.01	230400	G+Q-Edx	0.218	Oui
	50	50	1178.03	230400	G+Q-Edy	0.205	Oui

1 ^{ier}	45	45	1099.46	184900	G+Q-Edx	0.238	Oui
	45	45	1014.45	184900	G+Q-Edy	0.219	Oui
2 ^{ème}	45	45	966.18	184900	G+Q-Edx	0.209	Oui
	45	45	888.54	184900	G+Q-Edy	0.192	Oui
3 ^{ème}	40	40	830.17	144400	G+Q-Edx	0.230	Oui
	40	40	761.13	144400	G+Q-Edy	0.211	Oui
4 ^{ème}	40	40	696.91	144400	G+Q-Edx	0.193	Oui
	40	40	637.47	144400	G+Q-Edy	0.177	Oui
5 ^{ème}	35	35	576.52	108900	G+Q-Edx	0.208	Oui
	35	35	516.17	108900	G+Q-Edy	0.190	Oui
6 ^{ème}	35	35	440.68	108900	G+Q-Edx	0.162	Oui
	35	35	401.98	108900	G+Q-Edy	0.148	Oui
7 ^{ème}	30	30	320.55	78400	G+Q-Edx	0.164	Oui
	30	30	292.43	78400	G+Q-Edy	0.149	Oui
8 ^{ème}	30	30	209.01	78400	G+Q-Edx	0.107	Oui
	30	30	191.14	78400	G+Q-Edy	0.098	Oui
9 ^{ème}	30	30	102.07	78400	G+Q-Edx	0.052	Oui
	30	30	94.14	78400	G+Q-Edy	0.048	Oui

Tableau IV.27 : augmentation des sections et vérification de l'effort normal réduit bloc A

Niveau	b(cm)	h(cm)	N _d (kN)	B _c (mm ²)	combinaison	v	v ≤ 0.3
Sous-sol	40	40	838.23	144400	G+Q-Edx	0.232	Oui
	40	40	882.19	144400	G+Q-Edy	0.244	Oui
RDC	40	40	664.85	144400	G+Q-Edx	0.184	Oui
	40	40	695.41	144400	G+Q-Edy	0.193	Oui
1 ^{ier}	40	40	715.18	144400	G+Q-Edx	0.198	Oui
	40	40	675.12	144400	G+Q-Edy	0.187	Oui
2 ^{ème}	35	35	567.17	108900	G+Q-Edx	0.208	Oui
	35	35	537.92	108900	G+Q-Edy	0.198	Oui
3 ^{ème}	35	35	419.97	108900	G+Q-Edx	0.154	Oui
	35	35	401.04	108900	G+Q-Edy	0.147	Oui
4 ^{ème}	35	35	274.90	108900	G+Q-Edx	0.101	Oui
	35	35	265.08	108900	G+Q-Edy	0.097	Oui
5 ^{ème}	35	35	133.83	108900	G+Q-Edx	0.049	Oui
	35	35	131.05	108900	G+Q-Edy	0.048	Oui

Tableau IV.28 : augmentation des sections et vérification de l'effort normal réduit bloc B

IV.5.4. Vérification des déplacements en tête :

Pour le calcul des déplacements en tête on suppose notre structure comme une console encadrée à la base et soumise à une force horizontale (force sismique) et on vérifie le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console. **[Art B.6.5.3] (1)**

Avec :

- $\delta_{adm} = \frac{h}{250}$
- δ_{adm} : Déplacement admissible de la structure.

h : La hauteur totale des étages. $\delta_{réel} \leq \delta_{adm}$

		δ théorique (cm)	R	δ réel (cm)	$\delta_{adm} = \frac{h}{250}$ (cm)	$\delta_{réel} \leq \delta_{adm}$
Bloc A	δ_x	3,11	3,5	10,89	14,38	Vérifiée
	δ_y	3,08	3,5	10,77	14,38	Vérifiée
Bloc B	δ_x	2,30	3,5	8,05	9,49	Vérifiée
	δ_y	1,44	3,5	5,04	9,49	Vérifiée

Tableau IV.29 : Vérification de déplacement en tête

Commentaire :

Le déplacement en tête de la structure est inférieur au déplacement admissible pour les 2 blocs.

IV.5.5. Vérification du déplacement inter-étages :

Voir annexe 9

IV.5.5.1. Suivant X :

Niveau (m)	δ_x (cm)	R. δ_x (cm)	ΔX (cm)	0,01×h (cm)	Vérification
35.96	3.117	10.91	1.239	3.06	Ok
32.9	2.763	9.671	1.26	3.06	Ok
29.84	2.403	8.411	1.281	3.06	Ok
26.78	2.037	7.130	1.278	3.06	Ok
23.72	1.672	5.852	1.246	3.06	Ok
20.66	1.316	4.606	1.179	3.06	Ok
17.60	0.979	3.427	1.078	3.06	Ok
14.54	0.671	2.349	0.931	3.06	Ok
11.48	0.405	1.418	0.735	3.06	Ok
8.42	0.195	0.683	0.578	4.42	Ok
4.00	0.030	0.105	0.105	4.00	Ok

Tableau IV.30 : Vérification les déplacements inter étages sens X Bloc A

IV.5.5.2. Suivant Y :

Niveau (m)	δy (cm)	R. δy (cm)	ΔY (cm)	0,01×h (cm)	Vérification
35.96	3.078	10.773	1.172	3.06	Ok
32.9	2.743	9.601	1.201	3.06	Ok
29.84	2.4	8.4	1.218	3.06	Ok
26.78	2.052	7.182	1.232	3.06	Ok
23.72	1.70	5.950	1.214	3.06	Ok
20.66	1.353	4.736	1.169	3.06	Ok
17.60	1.019	3.567	1.085	3.06	Ok
14.54	0.709	2.482	0.963	3.06	Ok
11.48	0.434	1.519	0.766	3.06	Ok
8.42	0.215	0.753	0.623	4.42	Ok
4.00	0.037	0.130	0.130	4.00	Ok

Tableau IV.31 : Vérification les déplacements inter étages sens Y Bloc A**IV.5.5.3. Suivant X :**

Niveau (m)	Δx (cm)	R. δx (cm)	ΔX (cm)	0,01×h (cm)	Vérification
23.72	2.3	8.05	1.393	3.06	Ok
20.66	1.902	6.657	1.459	3.06	Ok
17.6	1.485	5.198	1.481	3.06	Ok
14.54	1.062	3.717	1.41	3.06	Ok
11.48	0.659	2.307	1.211	3.06	Ok
8.42	0.313	1.096	1.015	4.42	Ok
4	0.023	0.081	0.081	4	Ok

Tableau IV.32 : Vérification les déplacements inter étages sens X Bloc B**IV.5.5.4. Suivant Y :**

Niveau (m)	δy (cm)	R. δy (cm)	ΔY (cm)	0,01×h(cm)	Vérification
23.72	1.439	5.037	0.872	3.06	Ok
20.66	1.19	4.165	0.892	3.06	Ok
17.6	0.935	3.273	0.886	3.06	Ok
14.54	0.682	2.387	0.829	3.06	Ok
11.48	0.445	1.558	0.725	3.06	Ok
8.42	0.238	0.833	0.665	4.42	Ok
4	0.048	0.168	0.168	4	Ok

Tableau IV.33 : Vérification les déplacements inter étages sens Y Bloc B**Commentaire :**

Le déplacement inter étage est satisfait à tous les niveaux

La structure et ses éléments doivent avoir une ductilité suffisante pour pouvoir dissiper une grande part de l'énergie induite par le mouvement sismique et conserver leur résistance de calcul sous déformations imposées. [Art 2.5.5] ... [4]

IV.5.5.5. Calcul de joint : [Art 5.8 RPA99]

Comme la structure est de forme angulaire donc on calcule les déplacements résultants afin d'éviter les déplacements en Xx et Yy.

On a: $d_{min} = 15mm + (\delta_1 + \delta_2) \geq 40mm$

Tel que :

- d_{min} : Largeur minimale de joint
- δ_1, δ_2 : Déplacements maximaux des 2 blocs

$$\delta_1 = \sqrt{R\delta_x^2 + R\delta_y^2} = \sqrt{5,852^2 + 5,950^2} = 8,35 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = \sqrt{R\delta_x^2 + R\delta_y^2} = \sqrt{8,05^2 + 5,037^2} = 9,50 \text{ cm}$$

$$\rightarrow d_{min} = 193,50 \text{ mm} > 40mm \rightarrow \text{on prend } d = 20 \text{ cm}$$

IV.5.6. Vérification de la stabilité au renversement:

➤ Le moment de renversement :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^n h_i \cdot F_{ix} \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^n h_i \cdot F_{iy}$$

Avec : F_{ix} : la force distribuée en hauteur suivant X.

F_{iy} : la force distribuée en hauteur suivant Y.

h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base.

➤ Le moment de stabilité :

$$M_{t_x} = X_G \times W_i \quad M_{t_y} = Y_G \times W_i$$

Avec :

X_G, Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.

W_i : la masse de plancher dans chaque niveau.

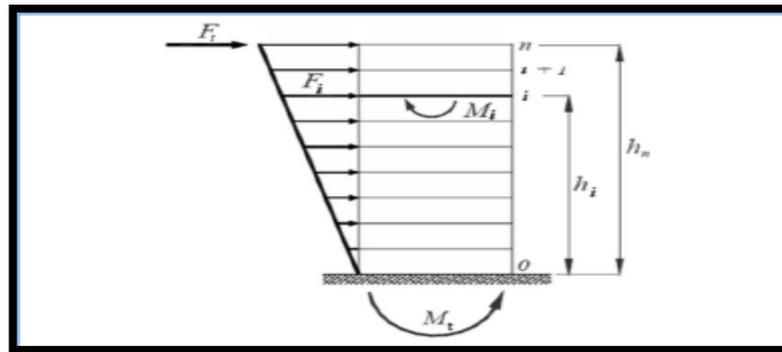


Figure IV.10 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

➤ Distribution de la résultante des forces sismiques : [Art 4.4.1]... [4]

$$F_i = \left\{ \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right\} \cdot (V - F_t)$$

Avec :

$$F_t = \begin{cases} 0,07 T \cdot V \leq 0,25 V & \text{Si } T \geq 0,7 \text{ s} \\ 0 & \text{Si } T < 0,7 \text{ s} \end{cases}$$

$$F_{ix} = \left\{ \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right\} \cdot (V_x - F_{tx}); \quad F_{iy} = \left\{ \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right\} \cdot (V_y - F_{ty})$$

	Tx (s)	Ty (s)	Ftx (KN)	Fty (KN)	Vsx (KN)	Vsy (KN)
Bloc A	0,734	0,734	114,40	119,52	2226,50	2326,20
Bloc B	0,537	0,537	0	0	1356,21	1421,97

Tableau IV.34 : Calcul de Ft

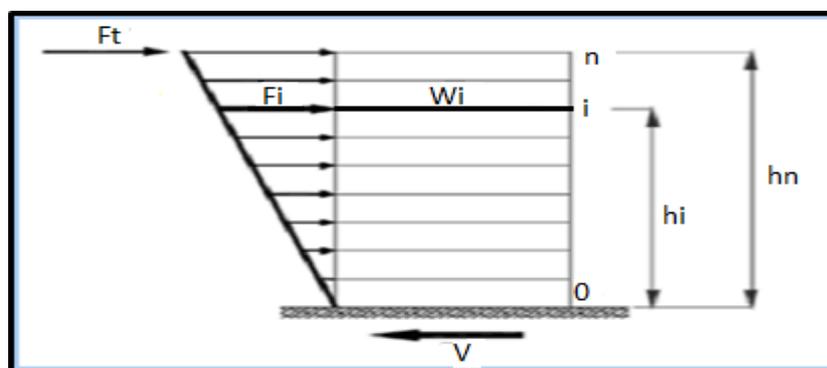


Figure IV.11: La distribution des forces sismique selon la hauteur d'étage

hi (m)	Wi (KN)	Wi * hi	Fi _x (KN)	Fi _y (KN)	Mrx(KN.m)	Mry(KN.m)
4	2391,45	9565,8	63,91	66,77	255,63	267,07
8,42	1657,04	13952,28	93,21	97,39	784,84	819,99
11,48	1478,67	16975,13	113,41	118,49	1301,91	1360,21
14,54	1456,18	21172,86	141,45	147,78	2056,69	2148,79
17,6	1434,24	25242,62	168,64	176,19	2968,06	3100,97
20,66	1414,39	29221,3	195,22	203,96	4033,26	4213,86
23,72	1395,04	33090,35	221,07	230,97	5243,75	5478,56
26,78	1377,84	36898,56	246,51	257,55	6601,55	6897,17
29,84	1361,06	40614,03	271,33	283,48	8096,56	8459,13
32,9	1336,54	43972,17	293,77	306,92	9664,95	10097,75
35,96	1263,67	45441,57	303,58	317,18	10916,89	11405,75
Σ		316146,67			51924,09	54249,26

Tableau IV.35 : Calcul du moment de renversement et la force sismique selon la hauteur Bloc A

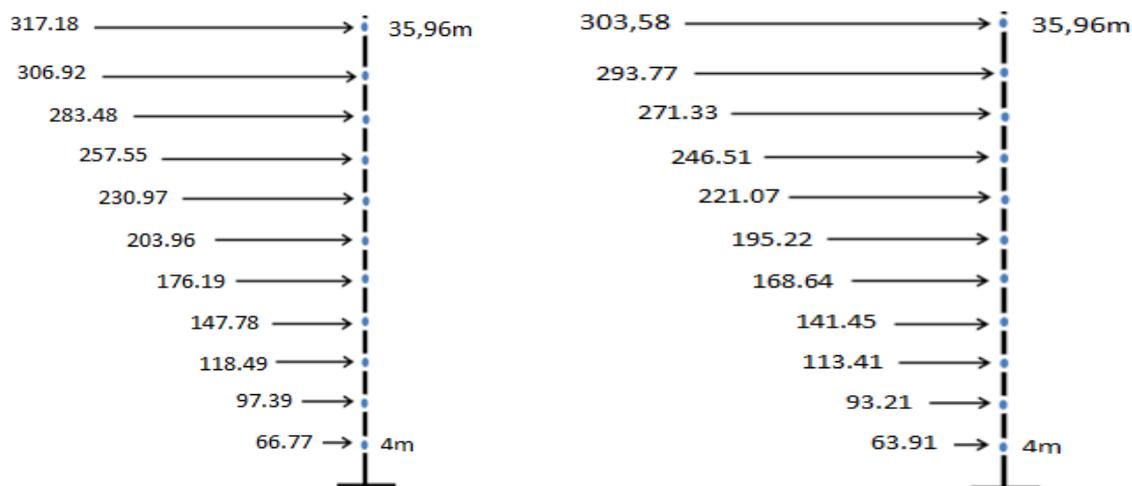


Figure IV.12 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant (X.Y)

hi (m)	Wi (KN)	Wi * hi	Fi _x (KN)	Fi _y (KN)	Mrx(KN.m)	Mry(KN.m)
4.00	1708.17	6832.68	84.56	88.67	338.26	354.66
8.42	1218.4	10258.93	126.97	133.13	1069.09	1120.93
11.48	1090.28	12516.41	154.91	162.42	1778.37	1864.60
14.54	1073.77	15612.62	193.23	202.60	2809.57	2945.80
17.60	1073.77	18898.35	233.90	245.24	4116.58	4316.18
20.66	1073.77	22184.09	274.56	287.88	5672.46	5947.51
23.72	981.28	23275.96	288.08	302.04	6833.16	7164.49
Σ		109579.04			22617.48	23714.16

Tableau IV.36 : Calcul du moment de renversement et la force sismique selon la hauteur Bloc B

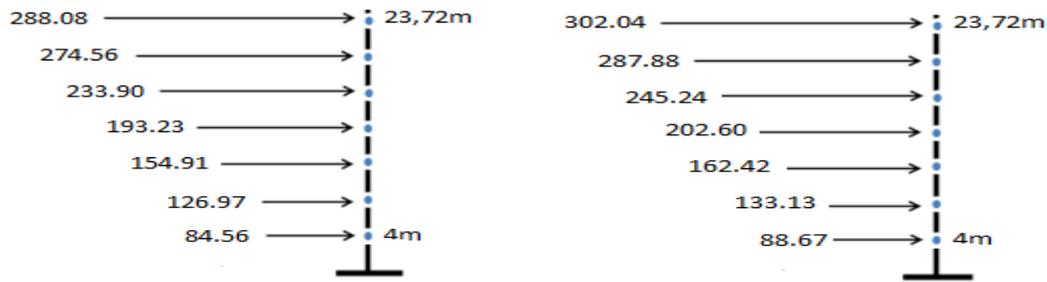


Figure IV.13 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant (X.Y)

Niveau (m)	Wi (KN)	X _G (m)	Y _G (m)	M _{t x_i} (KN.m)	M _{t y_i} (KN.m)
4.00	2391.45	5.801	5.683	13870.41	13590.61
8.42	1657.04	5.519	5.692	9145.20	9431.87
11.48	1478.67	5.545	5.557	8199.23	8216.97
14.54	1456.18	5.547	5.545	8077.43	8074.52
17.60	1434.24	5.547	5.531	7955.73	7932.78
20.66	1414.39	5.547	5.520	7845.62	7807.43
23.72	1395.04	5.548	5.507	7739.68	7682.49
26.78	1377.84	5.549	5.497	7645.63	7573.99
29.84	1361.06	5.549	5.613	7552.52	7639.63
32.90	1336.54	5.598	5.617	7481.95	7507.35
35.96	1263.67	5.143	5.396	6499.05	6818.76
Σ				92012.46	92276.39

Tableau IV.37 : Calcul du moment de stabilité Bloc A

Niveau (m)	Wi (KN)	X _G (m)	Y _G (m)	M _{t x_i} (KN.m)	M _{t y_i} (KN.m)
4.00	1708.17	4.546	3.877	7765.34	6622.58
8.42	1218.4	4.931	3.839	6007.93	4677.44
11.48	1090.28	4.782	3.859	5213.72	4207.39
14.54	1073.77	4.789	3.852	5142.28	4136.16
17.60	1073.77	4.789	3.852	5142.28	4136.16
20.66	1073.77	4.789	3.852	5142.28	4136.16
23.72	981.28	4.91	3.667	4818.08	3598.35
Σ				39231.93	31514.24

-Tableau IV.38 : Calcul du moment de stabilité Bloc B

Donc : il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$

	M_{t_x} (KN.m)	M_{t_y} (KN.m)	M_{r_x} (KN.m)	M_{r_y} (KN.m)	$\frac{M_{T_x}}{M_{r_x}}$	$\frac{M_{T_y}}{M_{r_y}}$	$\frac{M_{T_x}}{M_{r_x}} \geq 1,5$	$\frac{M_{T_y}}{M_{r_y}} \geq 1,5$
Bloc A	92012,46	92276,39	51924,10	54249,26	1,77	1,70	Vérifiée	Vérifiée
Bloc B	39231,9286	31514,2431	22617,48	23714,16	1,74	1,65	Vérifiée	Vérifiée

Tableau IV.39 : Vérification de stabilisation.

Commentaire :

La condition est vérifiée, ce qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions pour les 2 blocs.

IV.5.7. Vérification de cisaillement des éléments :

La vérification de cisaillement des éléments de la structure se fait selon **CBA93**, son but est d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

IV.5.7.1. Les poutres : Selon CBA93 ... [Art A.5.1]

$$\tau_{max} = \frac{T}{b \times d}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left[0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right] \quad \dots \quad \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left[0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right] \quad \dots \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

section	PP30x40	PS30x30	PPalier30x30	CH30x30	Long30x30
b(cm)	30	30	30	30	30
h (cm)	40	30	60	30	30
T (kN)	242.28	139.75	11.77	20.70	6.48
combinaison	ACC	ACC	ACC	ACC	Durable
Type de Fissuration	F.Pré	F. Pré	F.Pré	F.Pré	F.Pré
τ (MPa)	2.15	1.69	0.14	0.25	0.08
τ adm (MPa)	3.26	3.26	3.26	3.26	2.5
vérification	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok

Tableau IV.40 : Vérification du cisaillement des éléments (poutres) Bloc A

section	PP30x40	PS30x30	CH30x30	Long30x30
b (cm)	30	30	30	30
h (cm)	40	30	30	30
T (kN)	146.084	58.630	19.460	6.63
combinaison	ACC	ACC	ACC	ACC
Type de Fissuration	F.Pré	F. Pré	F.Pré	F.Pré
τ (MPa)	1.30	0.71	0.24	0.08
τ adm (MPa)	3.26	3.26	3.26	2.5
vérification	Ok	Ok	Ok	Ok

Tableau IV.41 : Vérification du cisaillement des éléments (poutres) Bloc B

IV.5.7.2. Les poteaux :

➤ Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u :

La contrainte de cisaillement se calculera au niveau de l'axe neutre de la section, elle est en fonction des dimensions de cette dernière ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Les étapes de calcul dans l'Annexe 10

Les contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicitées de chaque niveau suivant les deux plans sont représentées dans le tableau suivant :

Section	Combinaison	V_u (KN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_{uRPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{u CBA}$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
50x50	ELU	6,95	0.030	19.40	0.075	1.88	2.5	Vérifiée
50x50	ELU	9.28	0.040	21.44	0.075	1.88	2.5	Vérifiée
45x45	ELU	13.28	0.070	16.50	0.075	1.88	2.5	Vérifiée
45x45	ELU	14.39	0.075	16.50	0.075	1.88	2.5	Vérifiée
40x40	ELU	10.48	0.070	18.55	0.075	1.88	2.5	Vérifiée
40x40	ELU	11.88	0.080	18.55	0.075	1.88	2.5	Vérifiée
35x35	ELU	7.86	0.070	21.20	0.075	1.88	2.5	Vérifiée
35x35	ELU	8.68	0.076	21.20	0.075	1.88	2.5	Vérifiée
30x30	ELU	5.16	0.062	24.73	0.075	1.88	2.5	Vérifiée
30x30	ELU	5.25	0.063	24.73	0.075	1.88	2.5	Vérifiée
30x30	ELU	5.98	0.072	24.73	0.075	1.88	2.5	Vérifiée

Tableau IV.42 : Valeurs des contraintes de cisaillement dans les poteaux Bloc A

Section	Combinaison	V_u (KN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_{uRPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{uCBA}$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
40x40	ELU	3.06	0.020	24.25	0.075	1.88	2.5	Vérifiée
40x40	ELU	6.87	0.050	26.79	0.075	1.88	2.5	Vérifiée
40x40	ELU	16.22	0.110	18.55	0.075	1.88	2.5	Vérifiée
35x35	ELU	11.16	0.100	21.20	0.075	1.88	2.5	Vérifiée
35x35	ELU	12.50	0.110	21.20	0.075	1.88	2.5	Vérifiée
35x35	ELU	12.50	0.110	21.20	0.075	1.88	2.5	Vérifiée
35x35	ELU	15.34	0.130	21.20	0.075	1.88	2.5	Vérifiée

Tableau IV.43 : Valeurs des contraintes de cisaillement dans les poteaux Bloc B

IV.5.7.3. Les voiles :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant à la base du voile majoré de 40%.

$$\text{La contrainte de cisaillement est : } \tau_u = \frac{1,4 \times V}{b_0 d}$$

Avec : - V : l'effort tranchant à la base du voile.

- b_0 : épaisseur du voile.
- d : hauteur utile. $d = 0,9L$.
- h : hauteur total de la section brute

La contrainte limite est : $\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$, il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

		Voile	S (cm ²)	h (cm)	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
Bloc A	X	V ₁	25x120	412	230.35	1.19	5	Vérifiée
		V ₂	25x275	412	471.27	0.76	5	Vérifiée
		V ₃	25x0.75	412	436.07	3.62	5	Vérifiée
	Y	V ₄	25x1.80	402	322.91	1.17	5	Vérifiée
	D	V ₅	25x1.65	412	424.57	1.60	5	Vérifiée
		V ₆	25x1.95	412	178.39	0.57	5	Vérifiée
		V ₇	25x3.20	402	758.26	1.47	5	Vérifiée
Bloc B	X	V ₈	25x1.75	412	658.46	2.34	5	Vérifiée
	Y	V ₉	25x4.45	402	568.85	0.83	5	Vérifiée
	D	V ₁₀	25x0.80	412	140.77	1.09	5	Vérifiée
		V ₁₁	25x2.10	402	758.26	2.25	5	Vérifiée

Tableau IV.44 : Valeurs des contraintes de cisaillement dans les voiles

IV.5.8. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k}$

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".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si : $0.10 < \theta \leq 0.20$ Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par

le facteur : $\frac{1}{(1 - \theta_k)}$

Si : $\theta > 0.20$ la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée

Niv (m)	Pk (kN)	Δkx (cm)	Δky (cm)	Wihi	Vkx (kN)	Vky (kN)	Hk (cm)	θkx	θky	Vérification
35.96	1263.67	1.23	1.16	45441.57	243.52	253.3	306	0.021	0.019	Vérifiée
32.9	1336.54	1.26	1.19	43972.166	235.65	245.11	306	0.023	0.021	Vérifiée
29.84	1361.06	1.27	1.2	40614.03	217.65	226.39	306	0.026	0.024	Vérifiée
26.78	1377.84	1.27	1.22	36898.555	197.74	205.68	306	0.029	0.027	Vérifiée
23.72	1395.04	1.25	1.2	33090.349	177.33	184.45	306	0.032	0.03	Vérifiée
20.66	1414.39	1.17	1.15	29221.297	156.6	162.88	306	0.035	0.033	Vérifiée
17.6	1434.24	1.08	1.07	25242.624	135.27	140.7	306	0.037	0.036	Vérifiée
14.54	1456.18	0.93	0.95	21172.857	113.46	118.02	306	0.039	0.038	Vérifiée
11.48	1478.67	0.73	0.75	16975.132	90.97	94.62	306	0.039	0.038	Vérifiée
8.42	1657.04	0.57	0.62	13952.277	74.77	77.77	442	0.029	0.03	Vérifiée
4	2391.45	0.11	0.13	9565.8	51.26	53.32	400	0.013	0.015	Vérifiée

Tableau IV.45 : Vérification l'effet P-Δ suivant les deux sens (X et Y) Bloc A

Niv (m)	Pk (kN)	Δk_x (cm)	Δk_y (cm)	Wihi	Vkx (kN)	Vky (kN)	hk (cm)	θ_{kx}	θ_{ky}	Vérification
23.72	981.28	1.39	0.87	23275.962	232.93	248.91	306	0.019	0.011	Vérifiée
20.66	1073.77	1.46	0.9	22184.088	222.000	237.24	306	0.023	0.013	Vérifiée
17.60	1073.77	1.48	0.88	18898.352	189.12	202.1	306	0.027	0.015	Vérifiée
14.54	1073.77	1.41	0.83	15612.616	156.24	166.96	306	0.032	0.017	Vérifiée
11.48	1090.28	1.21	0.73	12516.414	125.25	133.85	306	0.034	0.019	Vérifiée
8.42	1218.4	1.02	0.66	10258.928	102.66	109.71	442	0.027	0.017	Vérifiée
4.00	1708.17	0.08	0.17	6832.68	68.38	73.07	400	0.005	0.01	Vérifiée

Tableau IV.46 : Vérification l'effet P- Δ suivant les deux sens (X et Y) Bloc B

IV.6. CONCLUSION :

A la fin de ce chapitre, l'étude dynamique de la structure on a les dimensions des éléments suivants :

➤ **Les Poutres :**

Poutres principales (30x40) cm²

Poutres secondaires (30x30) cm²

Poutres palier (30x30) cm²

Chainage (30x30) cm²

➤ **Les poteaux :**

BLOC A

Pour (Sous-sol + RDC) :(50 x 50) cm².

Pour (1 + 2) étages :(45 x 45) cm².

Pour (3 + 4) étages :(40 x 40) cm².

Pour (5 + 6) étages :(35 x 35) cm².

Pour (7 + 6 + 8) étages :(30 x 30) cm².

BLOC B

Pour (Sous-sol + RDC +1) :(40 x 40) cm².

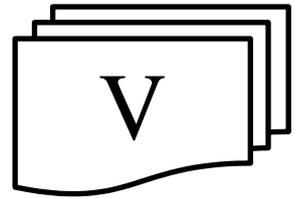
Pour (2 + 3 + 4 + 5) étages :(35 x 35) cm².

➤ **L'épaisseur du voile :**

Ep Voile=25 cm.

Ep Voile Périphérique = 25 cm

CHAPITRE



FERRAILLAGES DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. INTRODUCTION :

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA93** et **RPA 99 version 2003**. Nous avons utilisé le logiciel **ROBOT EXPERT**

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Les combinaisons données par la règle du **CBA 93** :

$$\mathbf{E.L.U : \quad 1,35G + 1,5Q}$$

$$\mathbf{E.L.S : \quad G + Q}$$

- Les combinaisons données par les règles du **RPA99 version 2003** :

$$\checkmark G + Q \pm E$$

$$\checkmark 0,8 G \pm E$$

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

E : charges sismiques.

Dans notre cas, on a les combinaisons suivantes :

- **ELU :**

$$- 1,35G + 1,5Q_1 + 1,5Q_2$$

$$- G + Q_1 + Q_2 \pm Ed_x$$

$$- G + Q_1 + Q_2 \pm Ed_y$$

- **ELS :**

$$- G + Q_1 + Q_2$$

$$- 0,8 G \pm Ed_x$$

Notre structure se compose des éléments résistants suivants :

- Poteaux.
- Poutres.
- Voiles.

V.2. FERRAILAGE DES POTEAUX :

V.2.1. Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée (déviée) sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales, chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et deux moments de flexion (M_{x-x}), (M_{y-y}).

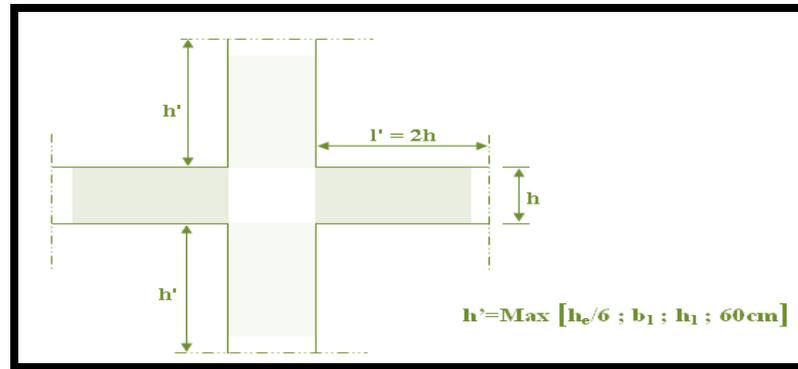


Figure V.1 : Définition de la zone nodale dans les poteaux.

V.2.2. Sollicitations extrêmes de ferrailage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivants :

➤ **1^{er} cas : Influence de l'effort normal :**

Le calcul en flexion composé se fera avec N_{\max} et son M_{corres} .

➤ **2^{ème} cas : Influence du moment :**

Le calcul en flexion composé se fera en prenant M_{\max} et son N_{corres} .

➤ **3^{ème} cas : Effort normal minimal :**

Le calcul en flexion composé se fera pour N_{\min} et son M_{corres} .

V.2.3. Détermination des armatures à l'ELU :

➤ **Situation durable :**

Béton : $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $\sigma_b = 14,17\text{MPa}$.

Aciers : $\gamma_s = 1,15$; $f_{e} = 400\text{MPa}$; $\sigma_s = 348\text{MPa}$

➤ **Situation accidentelle :**

Béton : $\gamma_b = 1,15$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $\sigma_b = 18,48\text{MPa}$.

Aciers : $\gamma_s = 1$; $f_{e} = 400\text{MPa}$; $\sigma_s = 400\text{MPa}$.

Les résultants du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans les tableaux suivant :

Etage	Section	Comb	Sollicitations						A _{calculée} (cm ²)
Sous-sol	50x50	ACC	N _{max}	1393,24	M _{xcorr}	0	M _{ycorr}	0	8,00
		ACC	N _{min}	-410,70	M _{xcorr}	0	M _{ycorr}	0	13,13
		ELU	N _{max}	1108,47	M _{xcorr}	-10,11	M _{ycorr}	5,77	8,00
		ELU	N _{min}	724,21	M _{xcorr}	-0,56	M _{ycorr}	-3,51	
		ELU	M _{max}	-10,11	N _{corr}	1108,47	M _{corr}	5,77	
RDC	50x50	ACC	N _{max}	1264,82	M _{xcorr}	0	M _{ycorr}	0	8,00
		ACC	N _{min}	-449,98	M _{xcorr}	0	M _{ycorr}	0	13,13
		ELU	N _{max}	1162,79	M _{xcorr}	1,57	M _{ycorr}	6,41	8,00
		ELU	N _{min}	472,24	M _{xcorr}	2,50	M _{ycorr}	-5,59	
		ELU	M _{max}	20,57	N _{corr}	1025,35	M _{corr}	-1,46	
1er	45x45	ACC	N _{max}	1118,98	M _{xcorr}	0	M _{ycorr}	0	7,20
		ACC	N _{min}	-424,00	M _{xcorr}	0	M _{ycorr}	0	10,63
		ELU	N _{max}	1008,21	M _{xcorr}	1,23	M _{ycorr}	4,82	7,20
		ELU	N _{min}	395,89	M _{xcorr}	2,85	M _{ycorr}	-4,63	
		ELU	M _{max}	20,86	N _{corr}	894,88	M _{corr}	2,71	
2éme	45x45	ACC	N _{max}	982,05	M _{xcorr}	0	M _{ycorr}	0	7,20
		ACC	N _{min}	-359,95	M _{xcorr}	0	M _{ycorr}	0	10,63
		ELU	N _{max}	875,01	M _{xcorr}	1,40	M _{ycorr}	4,77	7,20
		ELU	N _{min}	337,99	M _{xcorr}	3,19	M _{ycorr}	-4,68	
		ELU	M _{max}	21,79	N _{corr}	781,82	M _{corr}	4,73	
3éme	40x40	ACC	N _{max}	842,62	M _{xcorr}	0	M _{ycorr}	0	6,40
		ACC	N _{min}	-282,99	M _{xcorr}	0	M _{ycorr}	0	8,40
		ELU	N _{max}	745,14	M _{xcorr}	0,89	M _{ycorr}	2,72	6,40
		ELU	N _{min}	279,39	M _{xcorr}	2,44	M _{ycorr}	-3,53	
		ELU	M _{max}	15,91	N _{corr}	670,32	M _{corr}	4,85	
4éme	40x40	ACC	N _{max}	706,20	M _{xcorr}	0	M _{ycorr}	0	8
		ACC	N _{min}	-205,94	M _{xcorr}	0	M _{ycorr}	0	8,40
		ELU	N _{max}	623,35	M _{xcorr}	0,50	M _{ycorr}	1,98	6,40
		ELU	N _{min}	228,53	M _{xcorr}	2,83	M _{ycorr}	-3,55	
		ELU	M _{max}	17,99	N _{corr}	565,12	M _{corr}	7,10	
5éme	35x35	ACC	N _{max}	572,01	M _{xcorr}	0	M _{ycorr}	0	5,60
		ACC	N _{min}	-152,28	M _{xcorr}	0	M _{ycorr}	0	6,43
		ELU	N _{max}	505,50	M _{xcorr}	0,03	M _{ycorr}	0,69	5,60
		ELU	N _{min}	178,81	M _{xcorr}	1,87	M _{ycorr}	-2,20	
		ELU	M _{max}	11,90	N _{corr}	461,80	M _{corr}	5,83	
6éme	35x35	ACC	N _{max}	444,98	M _{xcorr}	0	M _{ycorr}	0	5,60
		ACC	N _{min}	-110,28	M _{xcorr}	0	M _{ycorr}	0	6,43
		ELU	N _{max}	395,74	M _{xcorr}	-0,55	M _{ycorr}	-0,11	5,60
		ELU	N _{min}	136,84	M _{xcorr}	2,07	M _{ycorr}	-1,94	
		ELU	M _{max}	13,16	N _{corr}	364,42	M _{corr}	7,69	
7éme	30x30	ACC	N _{max}	323,09	M _{xcorr}	0	M _{ycorr}	0	4,80
		ACC	N _{min}	-73,33	M _{xcorr}	0	M _{ycorr}	0	4,72
		ELU	N _{max}	289,95	M _{xcorr}	-0,63	M _{ycorr}	-0,51	4,80
		ELU	N _{min}	96,80	M _{xcorr}	1,23	M _{ycorr}	-0,93	

		ELU	M_{max}	7,80	N_{corr}	268,92	M_{corr}	5,39	
8 ^{ème}	30x30	ACC	N_{max}	210,27	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0	4,8
		ACC	N_{min}	-54,38	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0	4,72
		ELU	N_{max}	191,43	M_{xcorr}	-1,11	M_{ycorr}	-1,05	4,80
		ELU	N_{min}	63,35	M_{xcorr}	1,31	M_{ycorr}	-0,59	
		ELU	M_{max}	8,15	N_{corr}	178,55	M_{corr}	6,20	
9 ^{ème}	30x30	ACC	N_{max}	102,55	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0	4,80
		ACC	N_{min}	-17,73	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0	4,72
		ELU	N_{max}	96,44	M_{xcorr}	-1,34	M_{ycorr}	-1,11	4,80
		ELU	N_{min}	32,07	M_{xcorr}	1,28	M_{ycorr}	-0,36	
		ELU	M_{max}	8,66	N_{corr}	89,29	M_{corr}	7,06	

Tableau V.1 : Calcul des ferrillages des poteaux à l'ELU Bloc A

Etage	Section	Comb	Sollicitations						$A_{calculée}$ (cm ²)
SS	40x40	ACC	N_{max}	882,12	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0	6,40
		ACC	N_{min}	-49,80	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0	8,40
		ELU	N_{max}	1094,27	M_{xcorr}	-2,11	M_{ycorr}	-0,55	6,40
		ELU	N_{min}	444,08	M_{xcorr}	-1,40	M_{ycorr}	4,39	
		ELU	M_{max}	4,39	N_{corr}	444,08	M_{corr}	-1,40	
RDC	40x40	ACC	N_{max}	862,72	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0	6,40
		ACC	N_{min}	-175,15	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0	8,40
		ELU	N_{max}	842,88	M_{xcorr}	-6,87	M_{ycorr}	-4,96	6,40
		ELU	N_{min}	371,02	M_{xcorr}	-1,99	M_{ycorr}	6,73	
		ELU	M_{max}	-15,20	N_{corr}	686,51	M_{corr}	-2,35	
1er	40x40	ACC	N_{max}	713,59	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0	6,40
		ACC	N_{min}	-159,91	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0	8,40
		ELU	N_{max}	685,99	M_{xcorr}	-4,34	M_{ycorr}	-7,99	6,40
		ELU	N_{min}	298,32	M_{xcorr}	1,08	M_{ycorr}	7,20	
		ELU	M_{max}	-24,93	N_{corr}	565,17	M_{corr}	-5,78	
2 ^{ème}	35x35	ACC	N_{max}	565,74	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0	5,60
		ACC	N_{min}	-94,91	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0	6,43
		ELU	N_{max}	541,51	M_{xcorr}	-3,09	M_{ycorr}	-6,21	5,60
		ELU	N_{min}	231,49	M_{xcorr}	9,70	M_{ycorr}	6,12	
		ELU	M_{max}	-16,75	N_{corr}	450,01	M_{corr}	-4,94	
3 ^{ème}	35x35	ACC	N_{max}	419,00	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0	5,60
		ACC	N_{min}	-53,60	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0	6,43
		ELU	N_{max}	404,55	M_{xcorr}	-3,32	M_{ycorr}	-7,71	5,60
		ELU	N_{min}	169,07	M_{xcorr}	11,44	M_{ycorr}	7,40	
		ELU	M_{max}	-19,23	N_{corr}	338,31	M_{corr}	-6,57	
4 ^{ème}	35x35	ACC	N_{max}	274,29	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0	5,60
		ACC	N_{min}	-16,63	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0	6,43
		ELU	N_{max}	271,88	M_{xcorr}	-3,16	M_{ycorr}	-8,29	5,60
		ELU	N_{min}	112,74	M_{xcorr}	12,38	M_{ycorr}	7,61	
		ELU	M_{max}	-19,36	N_{corr}	225,63	M_{corr}	-7,15	
5 ^{ème}	35x35	ACC	N_{max}	133,53	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0	5,60
		ACC	N_{min}	-7,97	M_{xcorr}	0	M_{ycorr}	0	6,43
		ELU	N_{max}	98,58	M_{xcorr}	-2,25	M_{ycorr}	-6,28	5,60
		ELU	N_{min}	42,08	M_{xcorr}	-1,30	M_{ycorr}	5,60	
		ELU	M_{max}	-13,88	N_{corr}	76,40	M_{corr}	-5,68	

Tableau V.2 : Calcul des ferrillages des poteaux à l'ELU Bloc B

Les étapes de vérification de $A_{\min \text{ CBA}}$ et $A_{\min \text{ RPA}}$. **Voir annexe 11**

	$A_{\text{calculée}}$ (cm ²)	$A_{\min \text{ CBA}}$ (cm ²)	$A_{\min \text{ RPA}}$ (cm ²)	A_{final} (cm ²)
Poteau (50*50)	13,13	2,50	22,50	12HA16=24,13
Poteau (45*45)	10,63	2,03	18,23	12HA14=18,47
Poteau (40*40)	8,40	1,60	14,40	8HA12+4HA14=15,21
Poteau (35*35)	6,43	1,23	11,03	12HA12=13,57
Poteau (30*30)	4,80	0,9	8,10	9HA12=10,18

Tableau V.3 : Ferrailage longitudinal des poteaux

Commentaire :

Les armatures longitudinales des poteaux sont Vérifiées.

V.2.4. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations ($M_{\text{ser}} - N_{\text{ser}}$) selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible suivants :

- La contrainte de béton est limitée par : $\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
- La fissuration est considérée : Peu nuisible (poteaux intermédiaires)
- Préjudiciables (poteaux de rive et poteaux d'angle) :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) = 201,62 \text{ MPa}$$

Etage	Section	Sollicitations						Type de fissuration	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_1 \leq \bar{\sigma}_1$
Sous sol	50x50	N_{max}	806,77	$M_{x\ corr}$	-7,26	$M_{y\ corr}$	4,08	Peu nuisible	2,81	/	Vérifiée
		N_{min}	530,15	$M_{x\ corr}$	-0,35	$M_{y\ corr}$	-2,56	Peu nuisible	1,77	/	Vérifiée
		M_{max}	-7,26	N_{corr}	806,77	M_{corr}	4,08	Peu nuisible	2,81	/	Vérifiée
RDC	50x50	N_{max}	851,05	$M_{x\ corr}$	1,12	$M_{y\ corr}$	4,49	Préjudiciable	2,91	42,90	Vérifiée
		N_{min}	347,09	$M_{x\ corr}$	1,81	$M_{y\ corr}$	-4,07	Préjudiciable	1,31	18,98	Vérifiée
		M_{max}	14,71	N_{corr}	750,94	M_{corr}	-1,08	Préjudiciable	2,93	42,15	Vérifiée
1er	45x45	N_{max}	737,77	$M_{x\ corr}$	0,86	$M_{y\ corr}$	3,42	Préjudiciable	3,16	46,44	Vérifiée
		N_{min}	290,87	$M_{x\ corr}$	2,10	$M_{y\ corr}$	-3,39	Préjudiciable	1,43	20,46	Vérifiée
		M_{max}	15,18	N_{corr}	654,51	M_{corr}	1,97	Préjudiciable	3,43	48,54	Vérifiée
2ème	45x45	N_{max}	640,28	$M_{x\ corr}$	0,99	$M_{y\ corr}$	3,36	Préjudiciable	2,78	40,67	Vérifiée
		N_{min}	248,31	$M_{x\ corr}$	2,34	$M_{y\ corr}$	-3,41	Préjudiciable	1,27	18,07	Vérifiée
		M_{max}	15,80	N_{corr}	571,81	M_{corr}	3,44	Préjudiciable	3,20	44,80	Vérifiée
3ème	40x40	N_{max}	545,23	$M_{x\ corr}$	0,62	$M_{y\ corr}$	1,89	Préjudiciable	2,93	42,93	Vérifiée
		N_{min}	205,23	$M_{x\ corr}$	-0,79	$M_{y\ corr}$	-2,58	Préjudiciable	1,19	17,20	Vérifiée
		M_{max}	11,54	N_{corr}	490,26	M_{corr}	3,53	Préjudiciable	3,52	48,61	Vérifiée
4ème	40x40	N_{max}	456,13	$M_{x\ corr}$	0,34	$M_{y\ corr}$	1,34	Préjudiciable	2,24	35,58	Vérifiée
		N_{min}	167,86	$M_{x\ corr}$	-2,31	$M_{y\ corr}$	2,07	Préjudiciable	1,09	15,50	Vérifiée
		M_{max}	13,05	N_{corr}	413,33	M_{corr}	5,18	Préjudiciable	3,35	45,31	Vérifiée
5ème	35x35	N_{max}	369,92	$M_{x\ corr}$	0,00	$M_{y\ corr}$	0,43	Préjudiciable	2,43	35,73	Vérifiée
		N_{min}	131,34	$M_{x\ corr}$	1,37	$M_{y\ corr}$	-1,61	Préjudiciable	1,15	15,76	Vérifiée
		M_{max}	8,63	N_{corr}	37,78	M_{corr}	4,25	Préjudiciable	2,02	21,59	Vérifiée
6ème	35x35	N_{max}	289,65	$M_{x\ corr}$	-0,42	$M_{y\ corr}$	-0,17	Préjudiciable	1,84	27,31	Vérifiée
		N_{min}	100,52	$M_{x\ corr}$	1,52	$M_{y\ corr}$	-1,41	Préjudiciable	0,94	12,76	Vérifiée
		M_{max}	9,54	N_{corr}	266,61	M_{corr}	5,61	Préjudiciable	3,24	41,79	Vérifiée
7ème	30x30	N_{max}	212,29	$M_{x\ corr}$	-0,48	$M_{y\ corr}$	-0,43	Préjudiciable	1,91	28,17	Vérifiée
		N_{min}	71,12	$M_{x\ corr}$	0,90	$M_{y\ corr}$	-0,68	Préjudiciable	0,91	12,11	Vérifiée
		M_{max}	5,65	N_{corr}	196,81	M_{corr}	3,88	Préjudiciable	3,37	42,19	Vérifiée
8ème	30x30	N_{max}	140,28	$M_{x\ corr}$	-0,83	$M_{y\ corr}$	-0,83	Préjudiciable	1,41	20,25	Vérifiée
		N_{min}	46,57	$M_{x\ corr}$	0,96	$M_{y\ corr}$	-0,43	Préjudiciable	0,65	8,50	Vérifiée
		M_{max}	5,90	N_{corr}	130,78	M_{corr}	4,52	Préjudiciable	2,99	35,46	Vérifiée

9ème	30x30	N_{max}	70,86	$M_{x\ corr}$	-0,99	$M_{y\ corr}$	-0,87	Préjudiciable	0,88	12,13	Vérifiée
		N_{min}	23,61	$M_{x\ corr}$	0,94	$M_{y\ corr}$	-0,26	Préjudiciable	0,41	5,12	Vérifiée
		M_{max}	6,29	N_{corr}	65,56	M_{corr}	5,16	Préjudiciable	3,02	32,09	Vérifiée

Tableau V.4 : Vérification des contraintes des poteaux à l'état limite de service Bloc A

Etage	Section	Sollicitations						Type de fissuration	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_i \leq \bar{\sigma}_i$
Sous-sol	40x40	N_{max}	797,78	$M_{x\ corr}$	-1,45	$M_{y\ corr}$	-0,39	Peu nuisible	3,96	/	Vérifiée
		N_{min}	324,73	$M_{x\ corr}$	-1,01	$M_{y\ corr}$	3,15	Peu nuisible	1,81	/	Vérifiée
		M_{max}	3,15	N_{corr}	324,73	M_{corr}	-1,01	Peu nuisible	1,81	/	Vérifiée
RDC	40x40	N_{max}	615,12	$M_{x\ corr}$	-4,87	$M_{y\ corr}$	-3,62	Peu nuisible	3,46	/	Vérifiée
		N_{min}	271,95	$M_{x\ corr}$	-1,46	$M_{y\ corr}$	4,81	Préjudiciable	3,35	48,86	Vérifiée
		M_{max}	-10,89	N_{corr}	501,97	M_{corr}	-1,71	Préjudiciable	3,20	46,32	Vérifiée
1er	40x40	N_{max}	500,67	$M_{x\ corr}$	-3,16	$M_{y\ corr}$	-5,81	Peu nuisible	2,96	/	Vérifiée
		N_{min}	218,62	$M_{x\ corr}$	0,78	$M_{y\ corr}$	5,24	Préjudiciable	1,53	21,16	Vérifiée
		M_{max}	-18,11	N_{corr}	413,23	M_{corr}	-4,21	Préjudiciable	3,44	48,38	Vérifiée
2ème	35x35	N_{max}	395,37	$M_{x\ corr}$	-2,24	$M_{y\ corr}$	-4,52	Peu nuisible	2,99	/	Vérifiée
		N_{min}	169,70	$M_{x\ corr}$	7,06	$M_{y\ corr}$	4,44	Préjudiciable	2,25	28,63	Vérifiée
		M_{max}	-12,15	N_{corr}	329,07	M_{corr}	-3,60	Préjudiciable	3,45	47,81	Vérifiée
3ème	35x35	N_{max}	295,58	$M_{x\ corr}$	-2,41	$M_{y\ corr}$	-5,62	Peu nuisible	2,54	/	Vérifiée
		N_{min}	124,00	$M_{x\ corr}$	8,33	$M_{y\ corr}$	5,37	Préjudiciable	2,26	27,41	Vérifiée
		M_{max}	-13,96	N_{corr}	247,47	M_{corr}	-4,79	Préjudiciable	3,27	44,20	Vérifiée
4ème	35x35	N_{max}	198,93	$M_{x\ corr}$	-2,29	$M_{y\ corr}$	-6,04	Peu nuisible	2,01	/	Vérifiée
		N_{min}	82,77	$M_{x\ corr}$	9,02	$M_{y\ corr}$	5,52	Préjudiciable	2,27	26,05	Vérifiée
		M_{max}	-14,05	N_{corr}	165,16	M_{corr}	-5,22	Préjudiciable	2,98	38,97	Vérifiée
5ème	35x35	N_{max}	105,29	$M_{x\ corr}$	-2,59	$M_{y\ corr}$	-7,06	Peu nuisible	1,63	/	Vérifiée
		N_{min}	44,46	$M_{x\ corr}$	-1,36	$M_{y\ corr}$	6,43	Préjudiciable	1,27	14,52	Vérifiée
		M_{max}	-15,96	N_{corr}	82,20	M_{corr}	-6,35	Préjudiciable	3,41	41,55	Vérifiée

Tableau V.5 : Vérification des contraintes des poteaux à l'état limite de service Bloc B

V.2.5. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA 93** et celles du **RPA99 version 2003**, elles ont les rôles suivants :

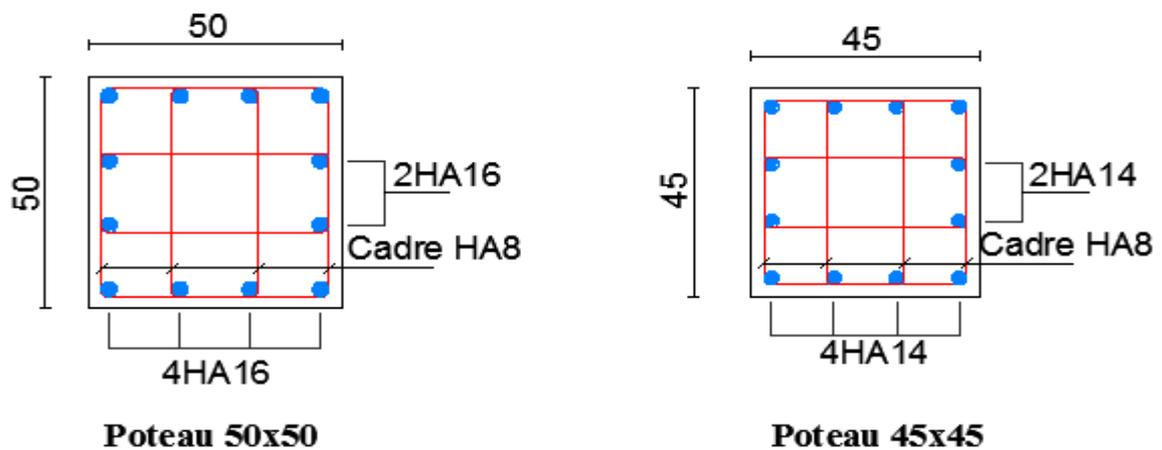
- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

Les étapes de calcul voir annexe 12

Section	Vu (KN)	λ_g	$A_{t\ min}$ (cm ²)	λ	ρ	$A_{t\ cal}$ (cm ²)	Zone	S_t choix	A_t Choix (cm ²)
50x50	6.95	5.60	1.50	19.40	2.5	0.09	Courante	10	4HA8=2.01
							Nodale	10	4HA8=2.01
50x50	9.28	6.19	1.50	21.44	2.5	0.12	Courante	10	4HA8=2.01
							Nodale	10	4HA8=2.01
45x45	14.39	4.76	1.62	16.49	2.5	0.20	Courante	10	4HA8=2.01
							Nodale	10	4HA8=2.01
40x40	11.88	5.36	1.20	18.55	2.5	0.19	Courante	10	4HA8=2.01
							Nodale	10	4HA8=2.01
35x35	8.68	6.12	1.05	21.20	2.5	0.16	Courante	10	4HA8=2.01
							Nodale	10	4HA8=2.01
30x30	5.98	7.14	0.9	24.73	2.5	0.12	Courante	10	3HA8=1.51
							Nodale	10	3HA8=1.51

Tableau V.6 : Les armatures transversales et leurs espacements.

V.2.6. Schémas de Ferraillage des poteaux :



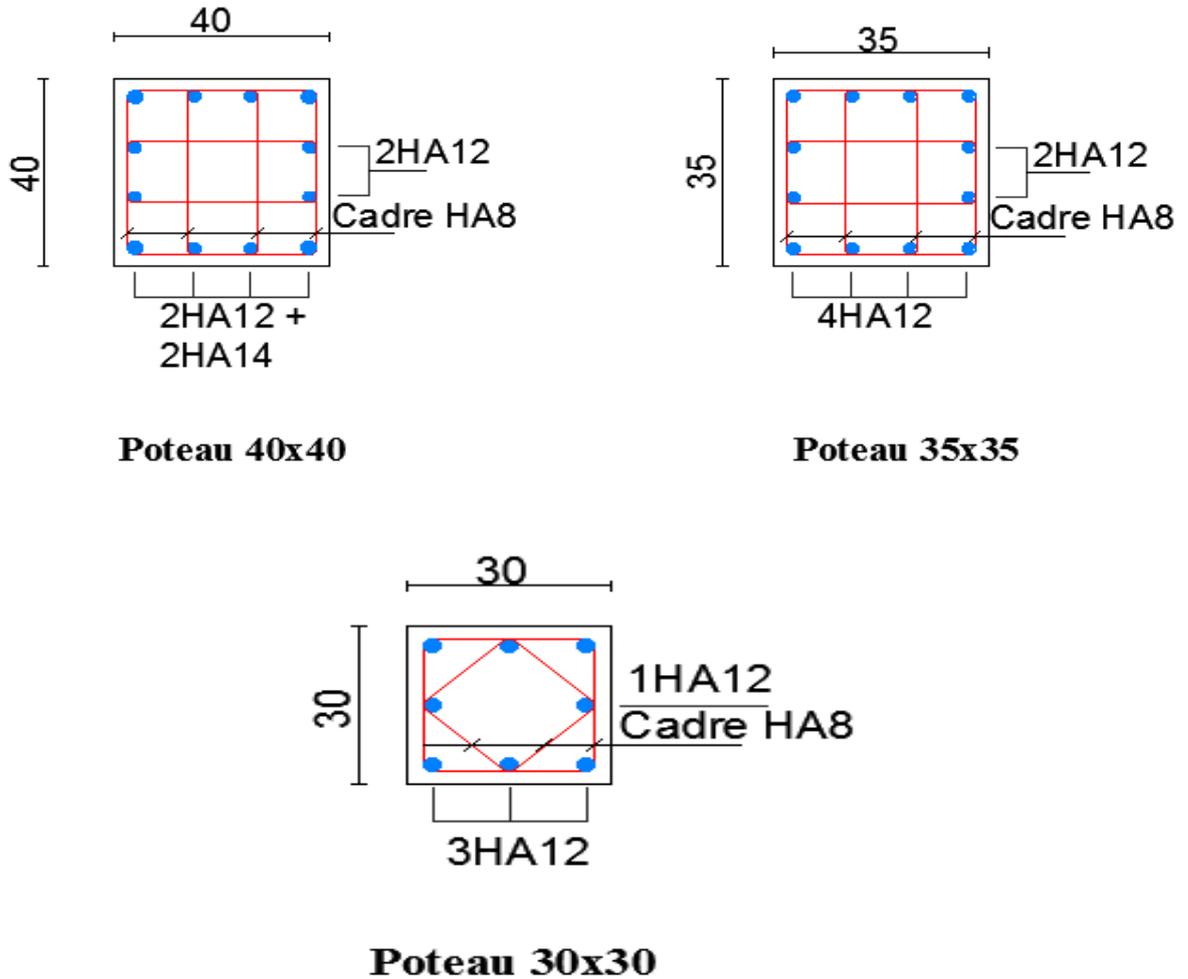


Figure V.2: Disposition constructive des armatures des poteaux.

V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES :

V.3.1. Introduction :

Les poutres sont ferraiées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1,5$	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_b = 1,15$	$\gamma_s = 1,00$
$\sigma_b = 25 \text{ Mpa}$	FeE 400	$\sigma_b = 25 \text{ Mpa}$	FeE 400
$\overline{\sigma_b} = 14,17 \text{ Mpa}$	$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$	$\overline{\sigma_b} = 18,48 \text{ Mpa}$	$\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

Tableau V.7 : Les données de calcul

V.3.2. Ferrailage longitudinal des poutres :

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumées dans les tableaux suivants :

Type	N°	Position	Mu (KN.m)	combinaison	A' (cm ²)	A calcul (cm ²)	A choisie (cm ²)
Poutres principales (30x40)	593	Travée	39.37	1.35G+1.5Q	0.00	3.12	4.62
Poutres principales (30x40)	412	Appui	-153.30	G+Q-Edy	0.00	11.49	11.71
poutres secondaires (30x30)	558	Appui +	61.07	G+Q+Edx	0.00	6.03	7.60
poutres secondaires (30x30)	224	Appui -	-82.02	G+Q-Edx	0.00	8.38	8.73
Chinages (30X30)	54	Appui +	12.95	0.8G - Edx	0.00	1.20	3.39
Chinages (30X30)	60	Appui -	-21.73	G+Q-Edx	0.00	2.03	3.39

Tableau V.8 : Ferrailage longitudinal des poutres de Bloc A

Type	N°	Position	Mu (KN.m)	Combinaison	A' (cm ²)	A calcul	A choisie
Poutres principales (30x40)	701	Travée	40.16	1.35G+1.5(Q1+Q2)	0.00	3.19	4.62
Poutres principales (30x40)	16	Appui	-139.75	G+Q ₁ +Q ₂ -Edx	0.00	10.35	11.71
poutres secondaires (30x30)	600	Appui +	73.66	G+Q ₁ +Q ₂ +Edx	0.00	7.42	7.60
poutres secondaires (30x30)	648	Appui -	-78.40	G+Q ₁ +Q ₂ -Edx	0.00	7.96	8.73
Chinages (30X30)	116	Appui +	14.24	0.8G - Edx	0.00	1.33	3.39
Chinages (30X30)	138	Appui -	-20.38	G+Q ₁ +Q ₂ -Edx	0.00	1.90	3.39

Tableau V.9 : Ferrailage longitudinal des poutres de Bloc B**V.3.3. Vérification des poutres : Selon les conditions RPA99 et CBA93**

Les étapes de vérification de $A_{\min CBA}$ et $A_{\min RPA}$. **Voir annexe13**

Type	position	A (cm ²)	A _{minCBA} (cm ²)	A _{minRPA} (cm ²)	A _{finale} (cm ²)
PP (30x40)	Travée	4.62	1.2	6.00	3HA14=4.62
PP(30x40)	Appui	11.71	1.2	6.00	3HA14+2chHA14+2chHA16=11.71
PS(30x30)	Appui +	7.60	0.9	4.50	3HA12+2chHA14+1chHA12=7.60
PS(30x30)	Appui -	8.73	0.9	4.50	3HA12+2chHA14+2chHA12=8.73
Chinages (30X30)	Appui +	3.39	0.9	4.50	3HA12 =3.39
Chinages (30X30)	Appui -	3.39	0.9	4.50	3HA12 =3.39

Tableau V.10 : Vérification des poutres des 2 blocs

V.3.4. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à l'ELS est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à l'ELS sous M_{ser} :

$$\begin{cases} \sigma_b = \left(\frac{M_{ser}}{I}\right) y \\ \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{Et on doit vérifier que : } \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

On considère que la fissuration est préjudiciable,

$$\begin{cases} \sigma_s = \left(\frac{M_{ser}}{I}\right) 15(d - y) \\ \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201.63 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{Et on doit vérifier que : } \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

	N°	Position	M _{ser} (KN.m)	A _{adoptée} (cm ²)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	σ _s (MPa)	σ' _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _s ≤ σ̄ _s
PP(30x40)	593	Travée	28.78	4.62	4.23	15.00	180.83	47.14	201.63	Oui
PP(30x40)	590	Appui	-44.15	11.71	4.89		115.35	60.79		Oui
PS(30x30)	254	Travée	2.10	3.39	0.38		4.72	4.72		Oui
PS(30x30)	248	Appui	-34.09	8.73	5.96		/	/		Oui
CH (30X30)	39	Travée	3.70	3.39	0.67		8.32	9.32		Oui
CH (30X30)	66	Appui -	-6.71	3.39	1.21		15.09	15.09		Oui

Tableau V.11 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres de Bloc A

	N°	Position	M _{ser} (KN.m)	A _{adoptée} (cm ²)	σ _b (MPa)	σ _b (MPa)	σ _s (MPa)	σ' _s (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s ≤ σ _s
PP(30x40)	701	Travée	29.35	4.62	4.31	15.00	184.41	48.08	201.63	Oui
PP(30x40)	476	Appui	-37.49	11.71	4.10		96.63	50.93		Oui
PS(30x30)	646	Travée	0.22	3.39	0.04		/	/		Oui
PS(30x30)	646	Appui	-22.28	8.73	5.37		/	/		Oui
CH (30X30)	78	Travée	3.24	3.39	0.58		7.28	7.28		Oui
CH (30X30)	78	Appui -	-5.03	3.39	0.90		11.31	11.31		Oui

Tableau V.12 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres de Bloc B

V.3.5. Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type à haute adurance de nuance FeE400.
- L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être les plus faibles valeurs.

Le calcul des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre (**voir annexe14**) Sont résumés dans les tableaux suivants :

Elément		Calculé		CBA 93		RPA 99			S _t adopté (cm)		A _t choisie (cm ²)
Section	τ _u (MPa)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	S (cm)	S' (cm)	A _t (cm ²)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	
PP (30×40)	2.17	11.7	6.12	33.75	1.01	10	20	0.9	10	15	3Ø8 = 1.51
PS (30×30)	1.69	17.10	3.50	24.75	0.74	7.5	15	0.9	5	15	3Ø8 = 1.51
CH (30x30)	0.25	- 47.60	0.51	24.75	0.74	7.5	15	0.68	5	15	3Ø8 = 1.51

Tableau V.13 : Calcul des armatures transversales et leur espacement Bloc A

Elément		Calculé		CBA 93		RPA 99			S _t adopté (cm)		A _t choisie (cm ²)
Section	τ _u (MPa)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	S (cm)	S' (cm)	A _t (cm ²)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	
PP (30×40)	1.29	27.45	3.64	33.75	1.01	10	20	0.9	10	15	3Ø8 = 1.51
PS (30×30)	0.71	226.5	1.46	24.75	0.74	7.5	15	0.9	5	15	3Ø8 = 1.51
CH (30x30)	0.24	- 46.46	0.49	24.75	0.74	7.5	15	0.68	5	15	3Ø8 = 1.51

Tableau V.14 : Calcul des armatures transversales et leur espacement Bloc B

V.3.6. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées. Voir annexe 04.

Section	L (cm)	A (cm ²)	1 ^{ère} condition			2 ^{ème} condition			3 ^{ème} condition		
			$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0 d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP (30x40)	1,15	4,62	0.348	0.063	Vérifiée	0.348	0.075	Vérifiée	0.0041	0.011	Vérifiée
	1,15	4,62	0.348			0.348					
PS (30x30)	1,10	3,39	0,273	0.063	Vérifiée	0,273	0.075	Vérifiée	0.0041	0.011	Vérifiée
	3,30	3,39	0.091			0.091					
CH (30x30)	2,80	3,39	0.107	0.063	Vérifiée	0.107	0.075	Vérifiée	0.0041	0.011	Vérifiée
	2,80	3,39	0.107			0.107					

Tableau V.15 : Vérification de la flèche des poutres pour les 2 blocs

Commentaire :

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

V.3.6. Schémas de Ferraillage des poutres :

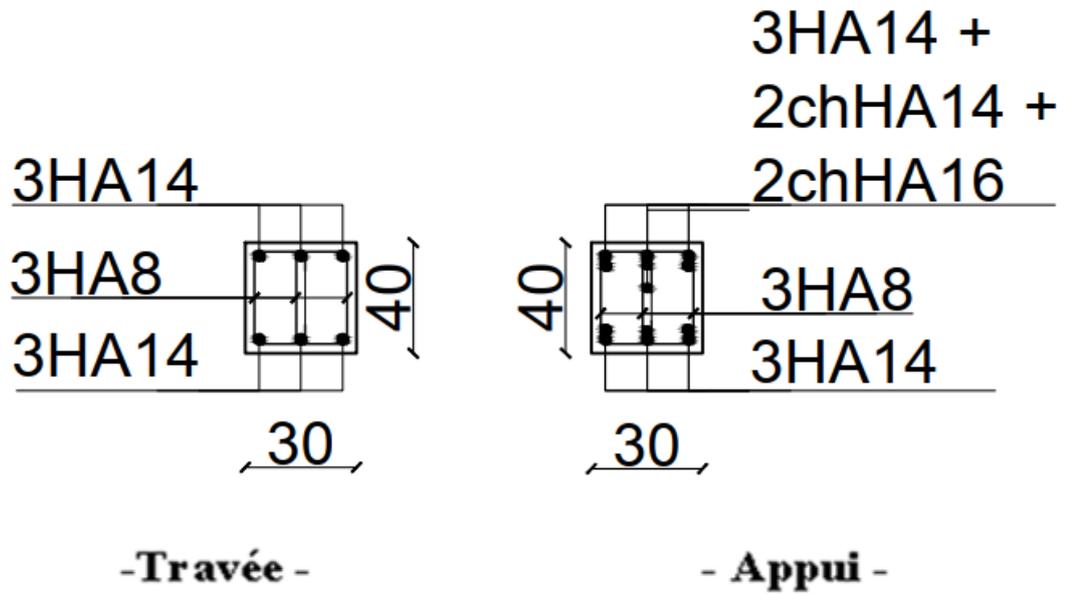


Figure V.3: Disposition constructive des armatures des poutres principales en travées et sur appuis.

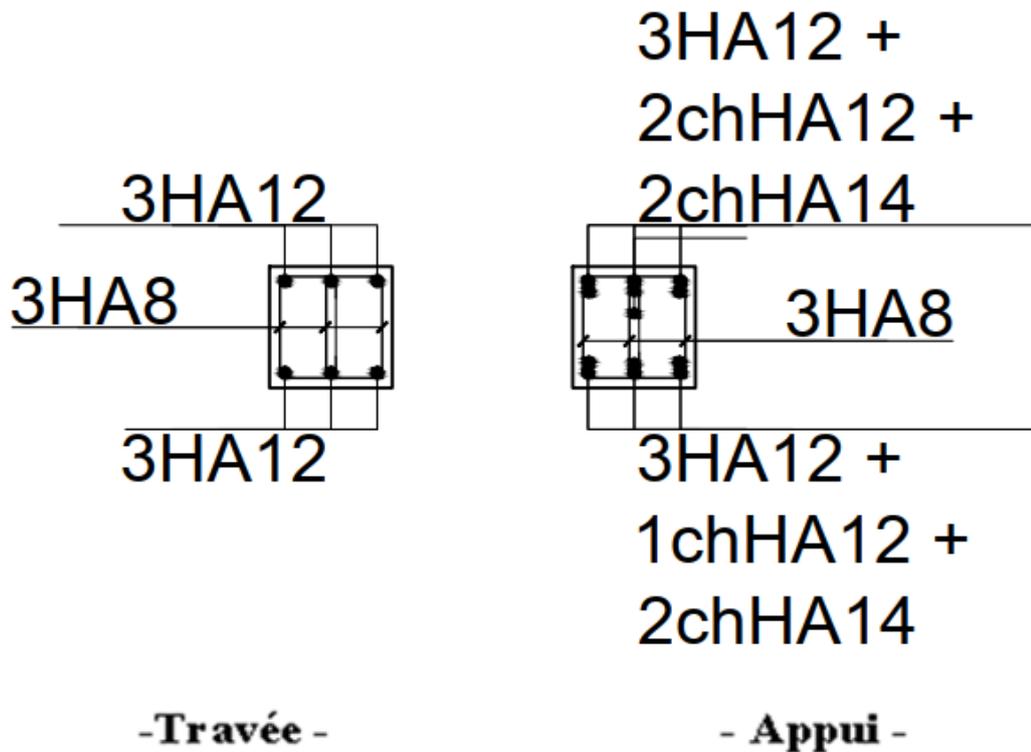


Figure V.4: Disposition constructive des armatures des poutres secondaires en travées et sur appuis.

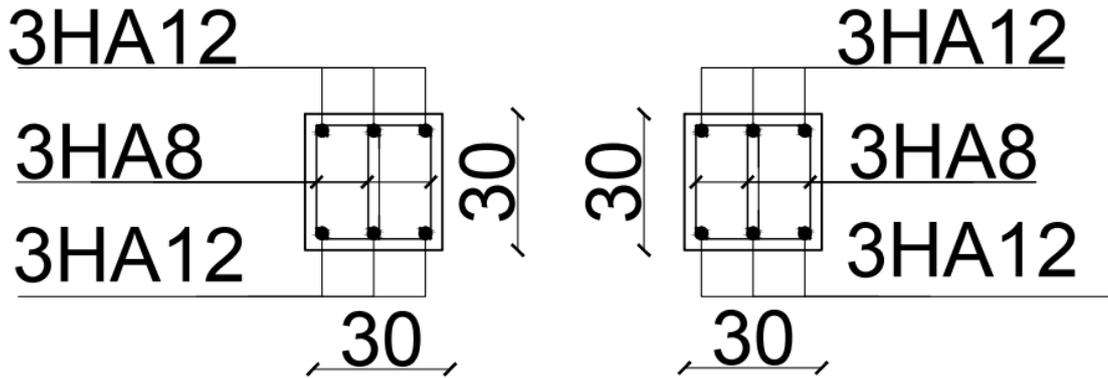


Figure V.5: Disposition constructive des armatures des poutres de chaînage en travées et sur appuis.

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :

V.4.1. Les trumeaux :

Le ferrailage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

Le ferrailage des voiles sera fait en flexion composée avec effort tranchant, chaque voile doit comporter trois types d'armatures :

- des armatures verticales
- des armatures horizontales
- des armatures transversales

V.4.1.1. Les armatures verticales :

L'acier choisi est de type haut adhérence FeE400.

Les aciers verticaux sont 02 nappes, calculés en flexion composée et doivent respecter les pourcentages minimaux et maximaux. **Voir annexe15**

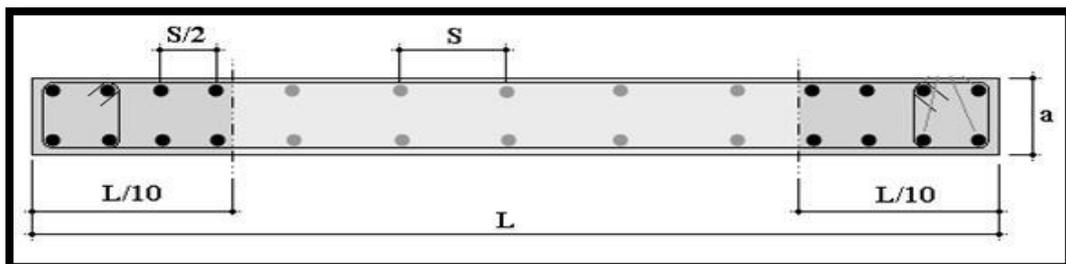


Figure V.6 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1,5$	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_b = 1,15$	$\gamma_s = 1,00$
$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	FeE 400	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	FeE 400
$\overline{\sigma}_b = 14,17 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma}_b = 18,48 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

Tableau V.16 : Les données de calcul.

Les étapes de calcul des armatures à l'ELU dans l'annexe 11. Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

		L (m)	S (cm ²)	N (KN)	M (KN.m)	Situ	Sect	A _{cal} ZN (cm ²)	A _{min} CBA (cm ²)	A _{min} RPA ZC (cm ²)	S _v	S _v /2	Choix (cm ²)
A	X	1.70	25x120	-344.88	393.95	ACC	SPC	10.59	3.00	4.50	15	7.5	2x4HA20+14HA10 =36.13
		3.75	25x275	-433.15	2631.25	ACC	SPC	24.42	6.88	10.31	10	5	2x14HA16+40HA10 =87.71
		1.25	25x0.75	-610.08	319.58	ACC	SET	8.20	1.88	2.81	10	5	2x4HA20+12HA10 =34.56
	Y	1.80	25x1.80	-150.84	-878.06	ACC	SPC	15.15	4.50	6.75	10	5	2x6HA20+30HA10 =61.26
		2.65	25x1.65	-253.38	1679.91	ACC	SPC	20.38	4.13	6.19	10	5	2x8HA20+26HA10 =70.69
		245	25x1.95	556.82	854.12	ACC	SPC	2.34	4.88	7.31	15	7.5	2x6HA16+20HA10 =39.84
	4.20	25x3.20	953.57	6659.92	ACC	SPC	32.18	8.00	12	10	5	2x12HA20+50HA10 =76.97	
B	X	2.55	25x1.75	317.46	2248.92	ACC	SPC	20.13	6.56	4.34	10	5	2x6HA20+28HA10 =59.69
	Y	5.25	25x4.85	866.26	5123.01	ACC	SPC	15.32	10.63	15.94	20	10	2x8HA16+34HA10 =58.87
	D	1.20	25x0.80	-680.52	243.87	ACC	SET	13.95	3.00	2.00	10	5	2x4HA20+14HA10 =36.13
		2.50	25x2.10	1147.24	813.28	ACC	SET	16.41	7.88	5.25	15	7.5	2x6HA20+22HA10 =54.98

Tableau V.17 : Armatures verticales dans les trumeaux (sens longitudinal)

V.4.1.2. Vérification à E.L.S :

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 15\text{MPa}$
- Pour la fissuration préjudiciable : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 15\text{MPa}$ Et $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 201,63\text{MPa}$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

	Voile	L (m)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	A choisie (cm ²)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\frac{\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s}{\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b}$
Bloc A	V ₁	1.20	683.848	70.98	12.57	1.14	16.74	Vérifiée
	V ₂	2.75	1802.09	-333.82	28.15	3.17	45.77	Vérifiée
	V ₃	0.75	251.77	55.61	12.57	2.71	38.29	Vérifiée
	V ₄	1.80	903.32	62.08	18.85	2.14	/	Vérifiée
	V ₅	1.65	881.49	138.71	25.13	2.65	38.53	Vérifiée
	V ₆	1.95	1483.04	55.33	12.06	3.39	/	Vérifiée
	V ₇	3.20	1550.93	115.190	37.70	1.90	28.19	Vérifiée
Bloc B	V ₈	1.75	700.07	20.08	18.85	1.54	22.87	Vérifiée
	V ₉	4.45	1282.37	444.93	16.08	1.69	24.50	Vérifiée
	V ₁₀	0.80	214.22	13.95	12.57	1.26	18.36	Vérifiée
	V ₁₁	2.10	547.58	3.60	18.85	0.96	14.33	Vérifiée

Tableau V.18 : Vérification des armatures à ELS des voiles

V.4.1.3. Armatures horizontales :

Elles sont parallèles aux deux faces du refend, leur rôle principal est de reprendre l'effort tranchant. Elles sont disposées en deux nappes à l'extérieur des armatures verticales.

D'après le **RPA 99 version 2003**, on a l'espacement admissible :

- $S_h \leq \text{Min} [1,5a; 30\text{cm}]$
- $S_h \leq \text{Min} [1,5 \times 25 = 37,5\text{cm}; 30\text{cm}] = 30\text{cm}$

		Voile	S (cm ²)	h (cm)	\varnothing_h (cm)	S _h (cm)	A _{min RPA}	A _{final} (cm ²)
Bloc A	X	V ₁	25x120	412	10	15	15.45	2x (26HA10) =40.84
		V ₂	25x275	412	10	15	15.45	2x (26HA10) =40.84
		V ₃	25x0.75	412	10	15	15.45	2x (26HA10) =40.84
	Y	V ₄	25x1.80	402	10	15	15.08	2x (25HA10) =39.27
	D	V ₅	25x1.65	412	10	15	15.45	2x (26HA10) =40.84
		V ₆	25x1.95	412	10	15	15.45	2x (26HA10) =40.84
		V ₇	25x3.20	402	10	15	15.08	2x (25HA10) =39.27
Bloc B	X	V ₈	25x1.75	412	10	15	15.45	2x (26HA10) =40.84
	Y	V ₉	25x4.25	402	10	15	15.08	2x (25HA10) =39.27
	D	V ₁₀	25x0.80	412	10	15	15.45	2x (26HA10) =40.84
		V ₁₁	25x2.10	402	10	15	15.08	2x (25HA10) =39.27

Tableau V.19 : Calcul des armatures horizontaux

V.4.1.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures \varnothing_t est tel que $\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_v}{3}$, \varnothing_v étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles.

Armatures longitudinales \varnothing_v	Épingles \varnothing_t
HA8 à HA20	HA8

Tableau V.20 : Diamètre des armatures transversales

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

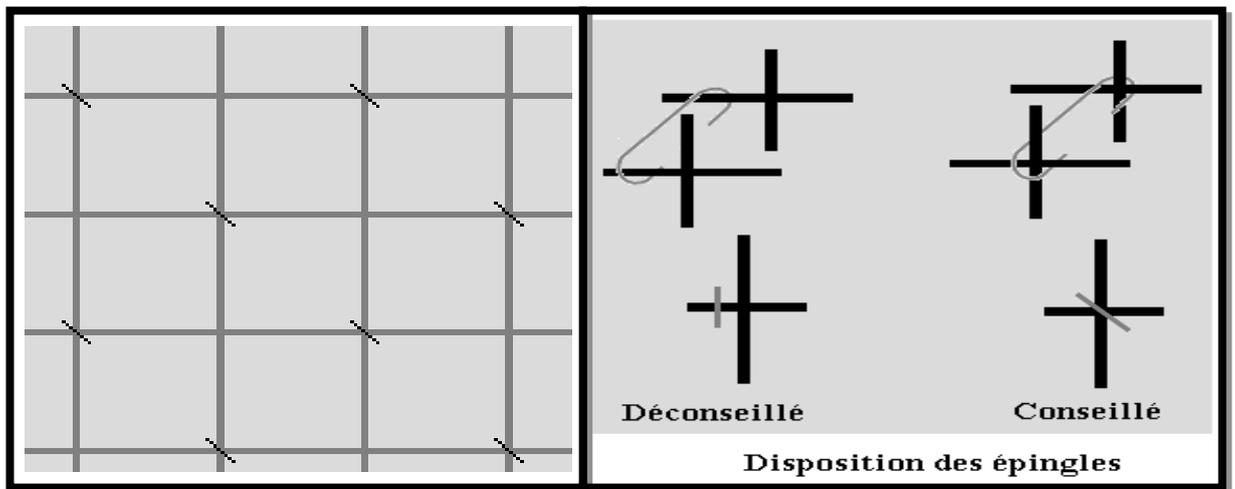


Figure V.7 : Les armatures transversales et les épingles des voiles.

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins

V.4.1.4. Schémas de ferrailage des trumeaux :

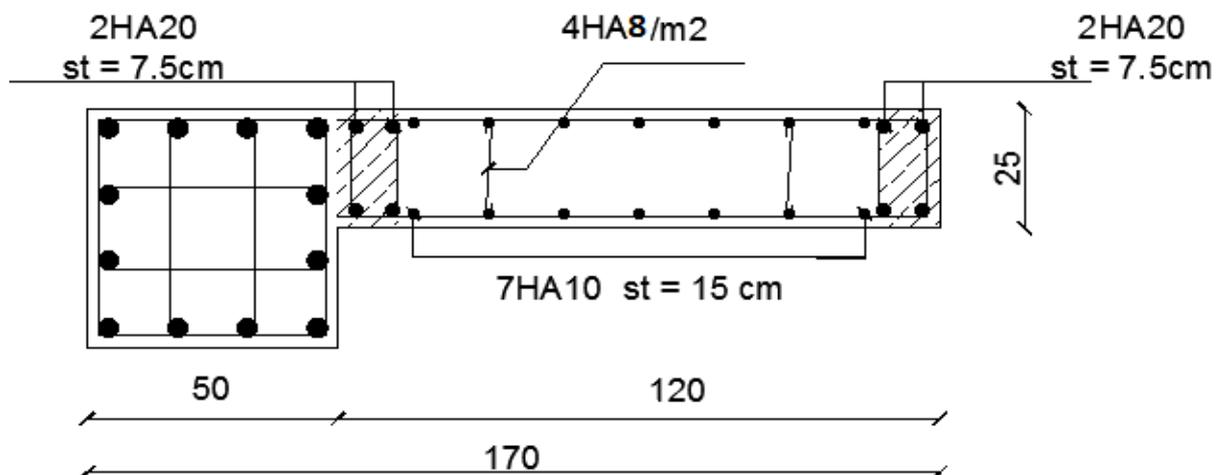


Figure V.8 : Disposition des armatures dans les voiles V_1 (25x120)

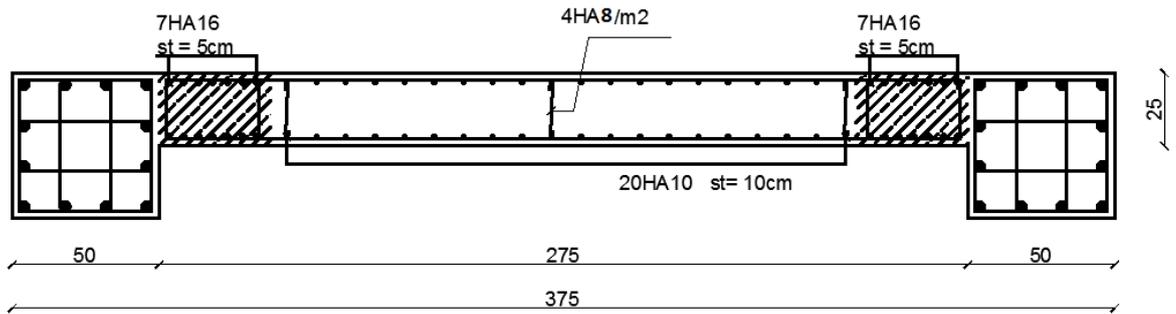


Figure V.9 : Disposition des armatures dans les voiles V₂ (25x275)

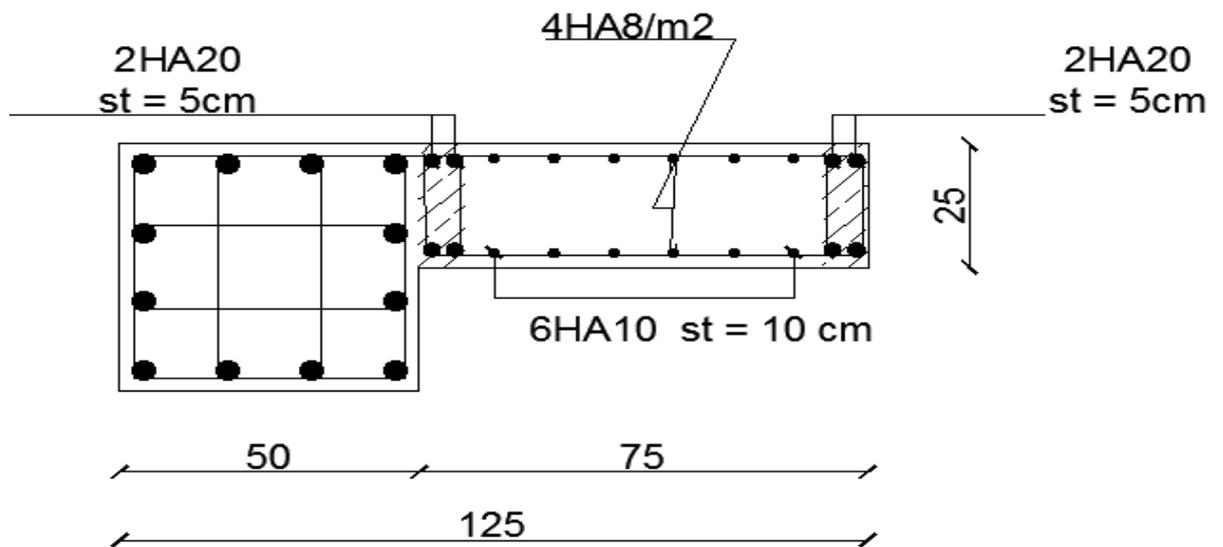


Figure V.10 : Disposition des armatures dans les voiles V₃ (25x75)

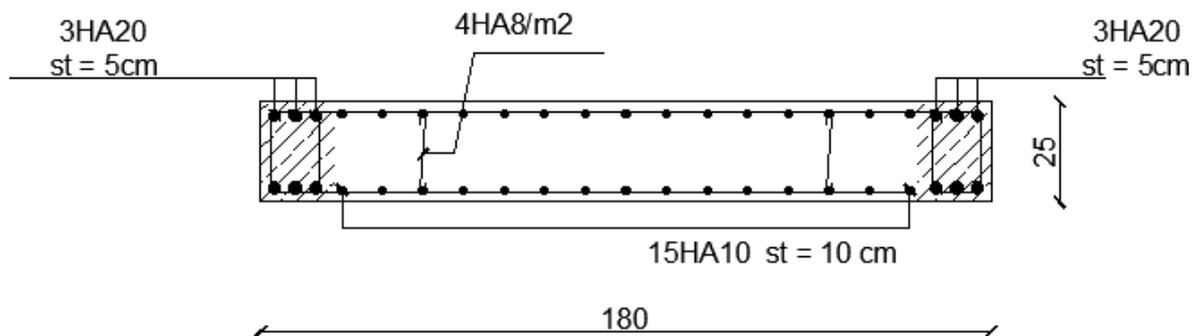


Figure V.11 : Disposition des armatures dans les voiles V₄ (25x180)

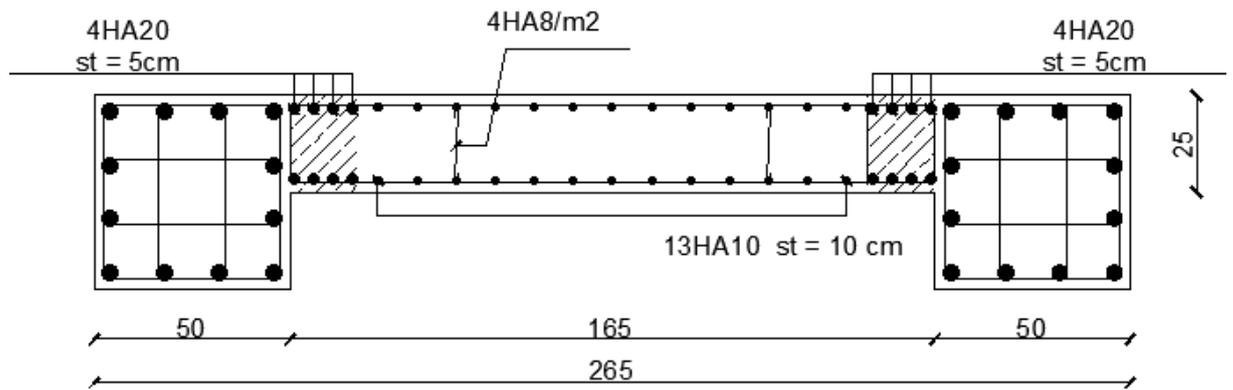


Figure V.12 : Disposition des armatures dans les voiles V₅ (25x165)

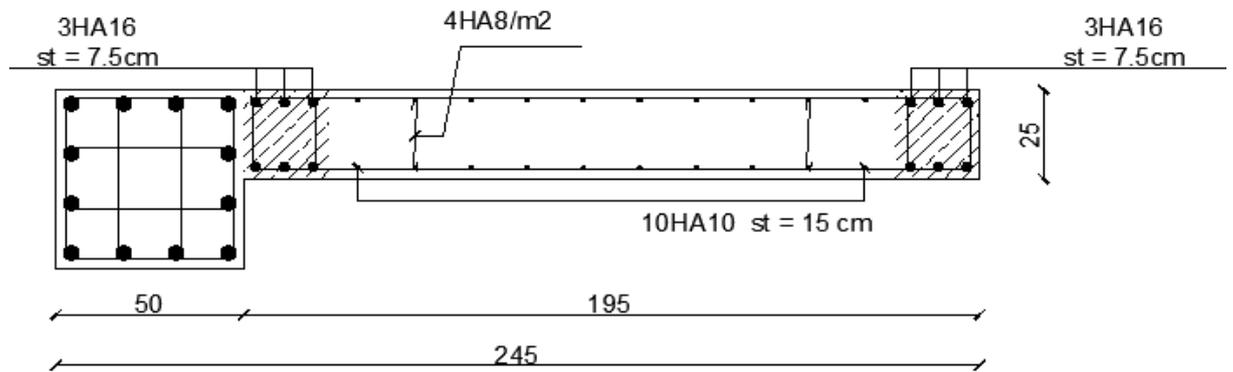


Figure V.13 : Disposition des armatures dans les voiles V₆ (25x195)

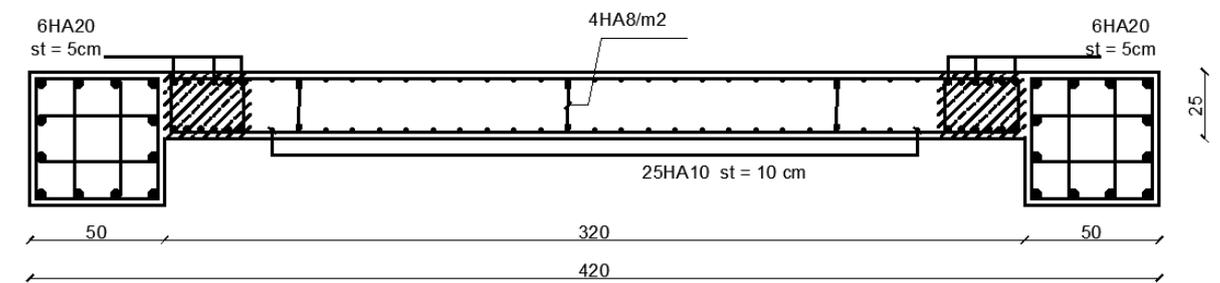


Figure V.14 : Disposition des armatures dans les voiles V₇ (25x320)

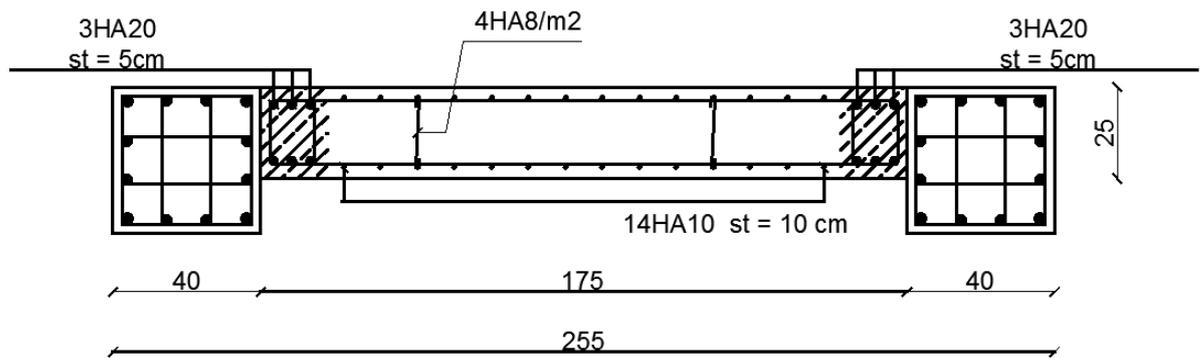


Figure V.15 : Disposition des armatures dans les voiles V₈ (25x175)

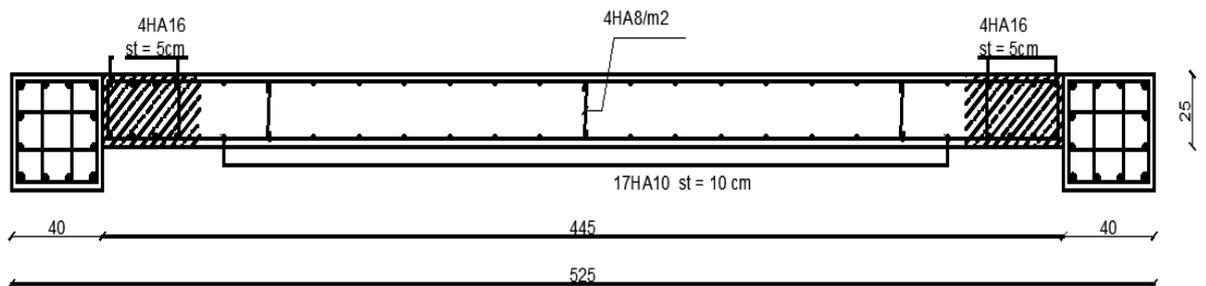


Figure V.16 : Disposition des armatures dans les voiles V₉ (25x445)

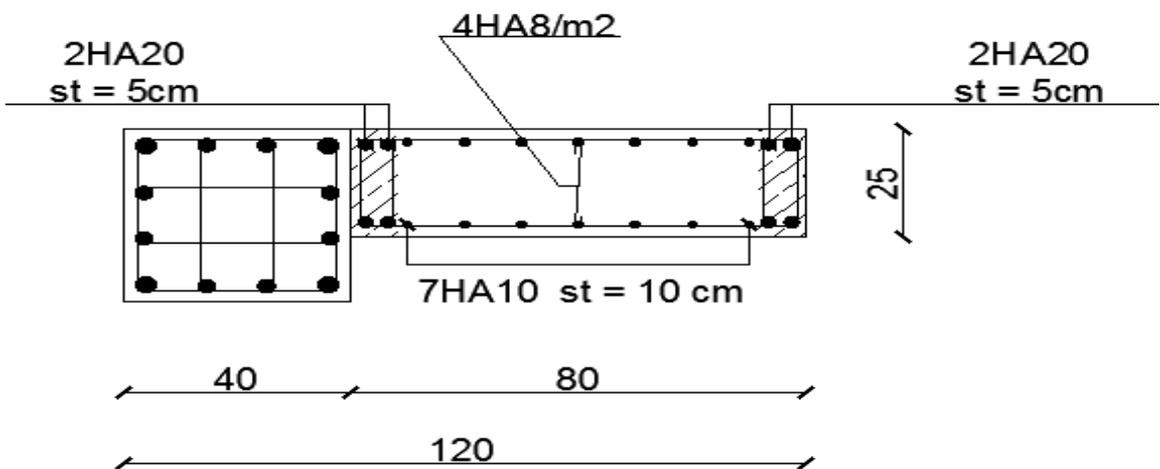


Figure V.17 : Disposition des armatures dans les voiles V₁₀ (25x80)

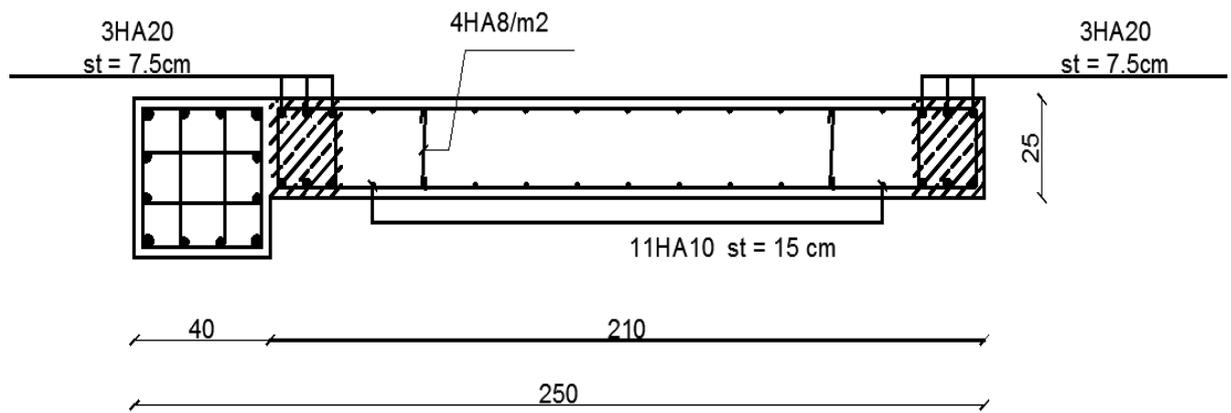


Figure V.18 : Disposition des armatures dans les voiles V_{11} (25x210)

V.4.2. Les Linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastées dans les trumeaux.

Elles sont sollicitées en flexion simple comme les poutres, et on le vérifie avec les règlements en vigueur (CBA 93, RPA 99). Voir annexe 16

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Voile	Niveau	a (cm)	h (cm)	L (cm)	M (KN.m)	V (KN)	τ_b (MPa)	$0.06 f_{c28}$	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$	
A	V'_1	11.48	25	223	85	-462.48	-362.94	1.01	1.5	Flexion simple
	V'_2	14.54	25	93	125	19.37	523.85	3.50	1.5	Traction / Compression
B	V'_3	14.54	25	93	125	-166.46	-372.55	2.49	1.5	Traction / Compression

Tableau V.21 : Calcul des armatures des linteaux

V.4.2.1. Les armatures longitudinales et transversales des linteaux :

- A_d : armature diagonales.
- A_l : armature longitudinale.
- A_t : armature transversale.
- A_p : armature de peau.

Voile		A _{calculé} (cm ²)				S _t (cm)	A _{choisie} (cm ²)			
		A _D (cm ²)	A _l (cm ²)	A _{t min} (cm ²)	A _p (cm ²)		A _D (cm ²)	A _l (cm ²)	A _{t min} (cm ²)	A _p (cm ²)
A	V ₁	-	7.43	1.01	11.15	15	-	2x2HA16 = 8.04	2HA8 = 1.01	2x11HA10 = 17.27
	V ₂	10.69	3.49	0.94	4.65	15	2x4HA14 = 12.32	2x2HA12 = 4.52	2HA8 = 1.01	2x3HA10 = 4.71
B	V ₃	7.60	3.49	0.94	4.65	15	2x4HA12 = 9.04	2x2HA12 = 4.52	2HA8 = 1.01	2x3HA10 = 4.71

Tableau V.22 : Calcul les armatures longitudinales et transversales des linteaux.

V.4.2.2. Schémas de ferraillage des linteaux :

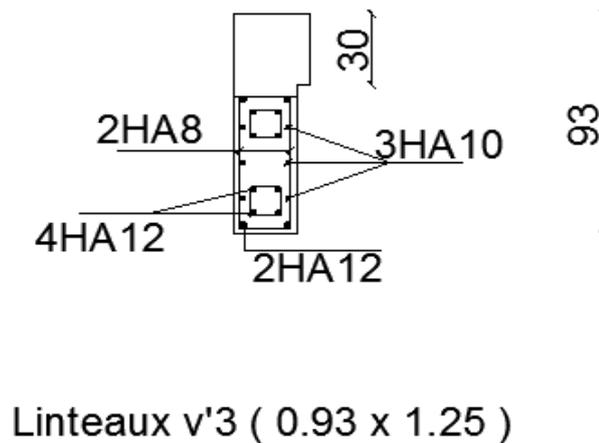
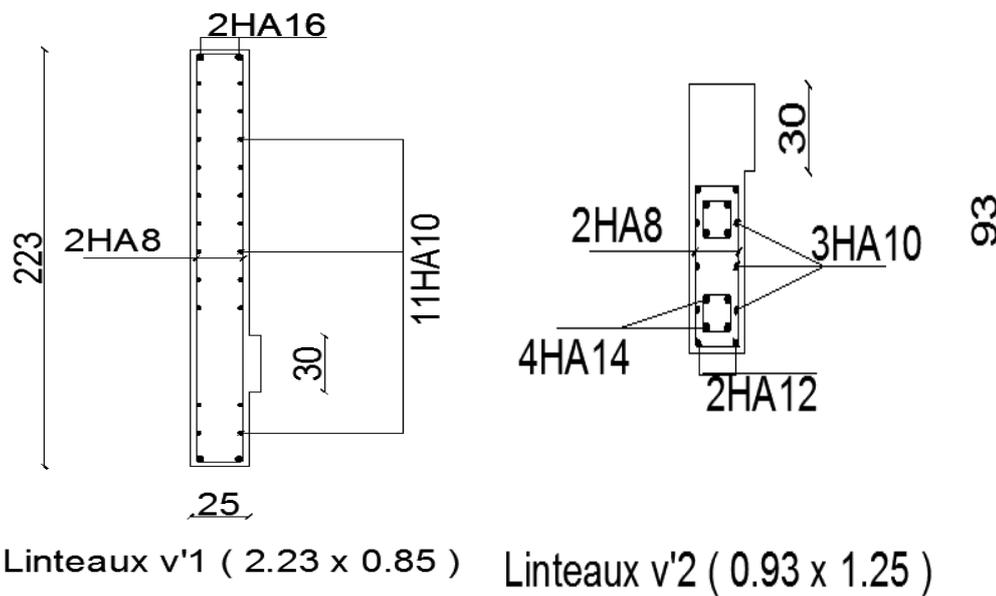


Figure V.19 : Schéma de ferraillage des linteaux.

V.5.CONCLUSION :

A la fin de ce chapitre, on a déterminé le ferrailage de tous les éléments structuraux soit les poteaux, les poutres ou les voiles, mais cette tâche à été délicate vue le nombre important de chacun de ces éléments donc on a fait recourt au matériel informatique qui même ce dernier prenait du temps assez important. On pourra ainsi entamer le prochain chapitre qui traite l'infrastructure.

CHAPITRE



CALCUL DES FONDATIONS

VI.1. ETUDE DU SOL :**VI.1.1. Introduction :**

Le sol constitue un support indispensable à l'implantation d'un ouvrage. Il est nécessaire pour l'ingénieur ou le constructeur d'accorder une importance primordiale à l'étude du sol pour connaître l'état des lieux aux voisinages de la construction et les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le sol de fondation.

VI.1.2. Situation du projet :

Le projet est situé dans la commune d'Alger. Il s'agit d'un bâtiment commerce + habitation de blocs (R+9+Sous-sol, R+5+Sous-sol).

VI.1.3. Campagne d'investigation :

Pour l'étude du sol plusieurs travaux ont été effectués.

Réalisation des essais in situ :

- Réalisation de 03 essais de pénétration dynamique.
- Réalisation d'un sondage carotte poussé jusqu'à une profondeur de 1,5 mètres.

Une campagne d'essais d'analyse au laboratoire sur la base des échantillons récupérés des sondages carottés pour déterminer les propriétés physiques et mécaniques du sol.

VI.1.4. Nature du sol :

Le site prospecté est constitué essentiellement de :

- Une couche de fondation de nature argileuse faiblement sableuse à argileuse.
- Le sol est de faible humidité, de faible à moyenne compacité, non compressible et non gonflant.

VI.1.5. Conclusion :

La synthèse des données obtenues lors des différentes phases de la présente étude permet d'énoncer les conclusions suivantes :

- Les analyses chimiques montrent que le sol n'est pas agressif vis à vis des bétons d'infrastructure.
- La profondeur d'ancrage est de **1,5m** par rapport au terrain naturel.
- La contrainte admissible est prise égale à : $\sigma_{sol} = 1,80\text{bars}$
- La masse volumique humide : $\gamma_{sol} = 16,5\text{kN/m}^3$

VI.2. ETUDE DES FONDATIONS :**VI.2.1. Introduction :**

L'infrastructure d'une construction est constituée par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure et assure sa stabilité.

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurer la liaison avec le sol et répartir les efforts.
- Elle joue un rôle d'appuis.
- Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.

VI.2.2. Fonctions assurées par les fondations :

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- L'importance des charges.
- Rapprochement des poteaux et des voiles.
- La profondeur à atteindre pour fonder sur le bon sol.

VI.2.3. Choix du type de fondation :

On distingue 3 types de fondation superficielle :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radier.

Il existe aussi des fondations profondes et semi profondes :

- Puits
- Pieux

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 1,8bars), sur lequel est implanté notre ouvrage, nous sommes conduits dans un premier temps à considérer des semelles

isolées sous poteaux et des semelles filantes sous voiles comme solution, pour cela nous allons procéder à une petite vérification : (Vérification du chevauchement entre les semelles).

$$\text{Chevauchement entre semelles isolées : } L \geq \frac{A_1 + A_2}{2} \times 1,5$$

Notation : les méthodes de pré-dimensionnement et le calcul de ferrailage sont dans l'organigramme de calcul des fondations

Les schémas suivants présentent les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS et l'ELU :

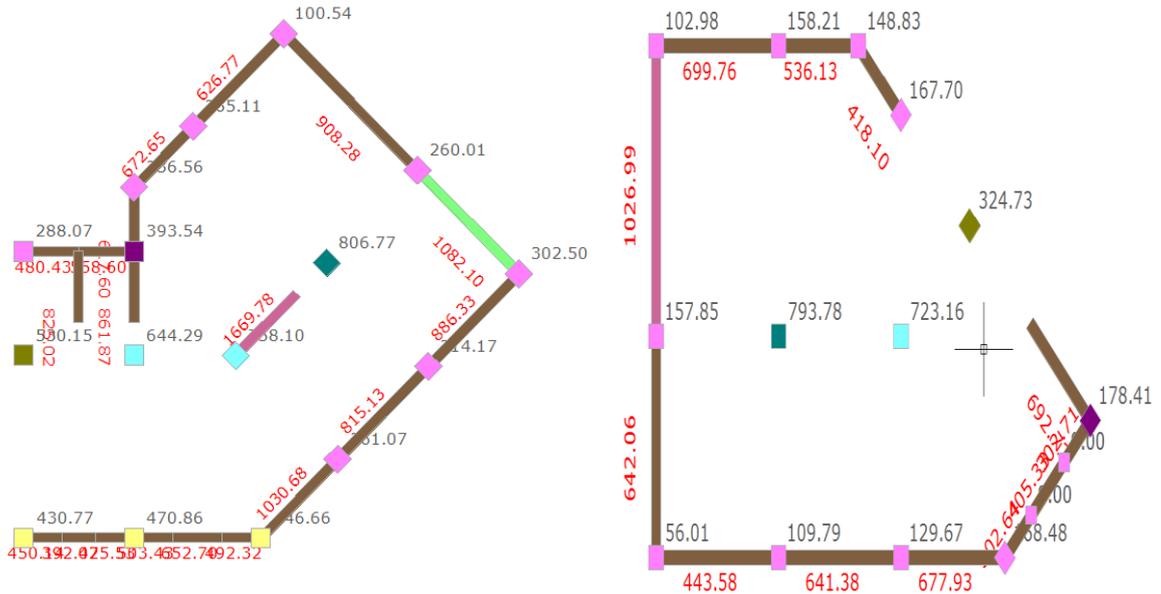


Figure VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

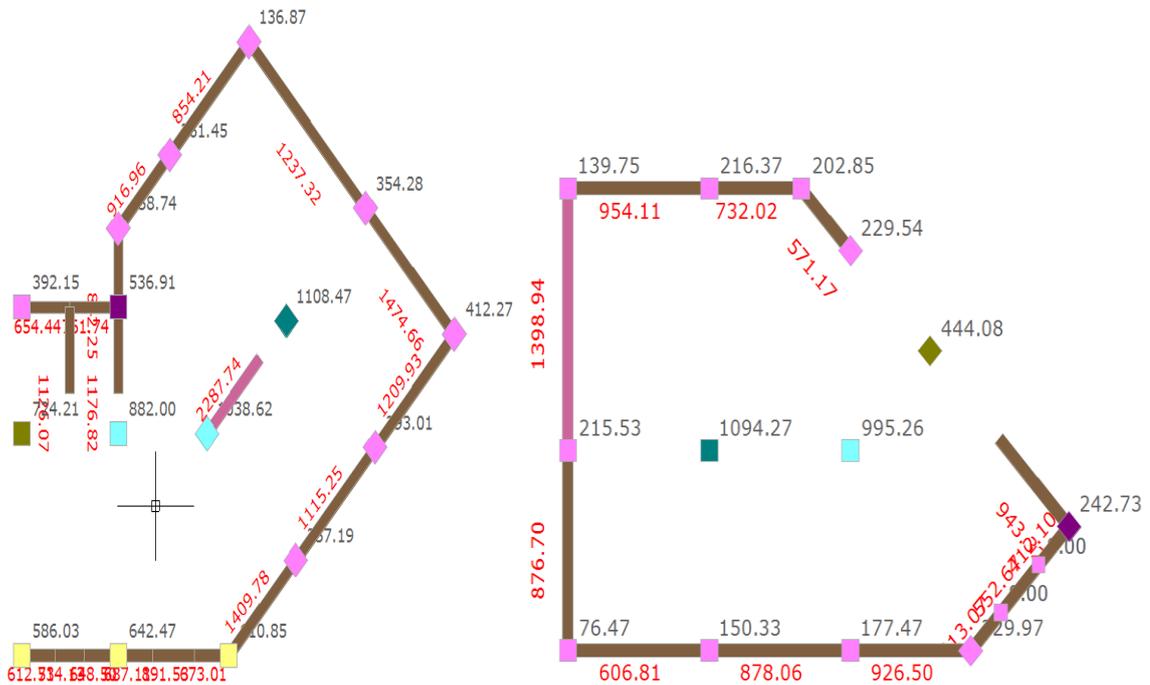


Figure VI.2 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELU.

VI.2.3.1. Semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de (A / B) est égal au rapport (a / b) .

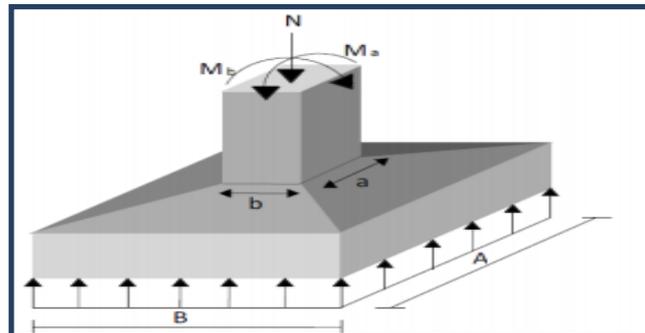


Figure VI.3 : Semelle isolée

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations et sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant :

	Semelle	N_{ser} (kN)	$M_{ser,x}$ (kN.m)	$M_{ser,y}$ (KN.m)	B (m)	B choisie (m)	.h (cm)
a = b = 50 cm	S1	806,77	-7,26	4,08	2,12	2,30	50
	S2	530,15	-0,35	-2,56	1,72	1,80	40
	S3	393,54	-1,12	-1,27	1,48	1,50	35
a = b = 40 cm	S4	793,78	-1,45	-0,39	2,13	2,20	50
	S5	324,73	-1,01	3,15	1,34	1,40	30
	S6	178,41	0,19	1,15	1,00	1,10	30

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées

➤ **Vérification de chevauchement entre les semelles isolées :**

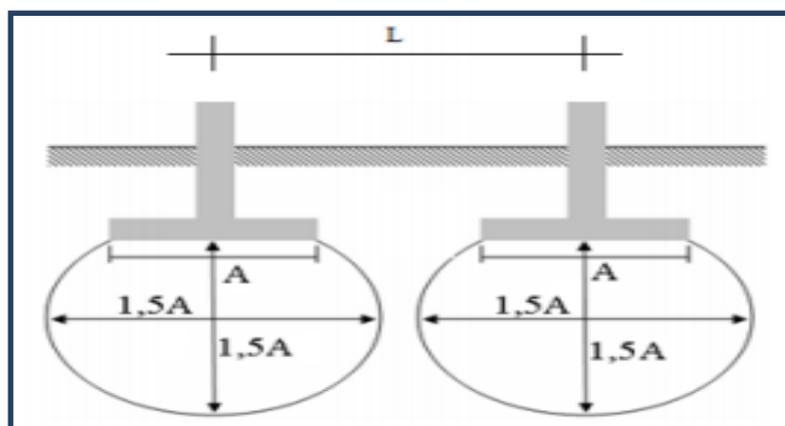


Figure VI.4 : Les bulles de pression.

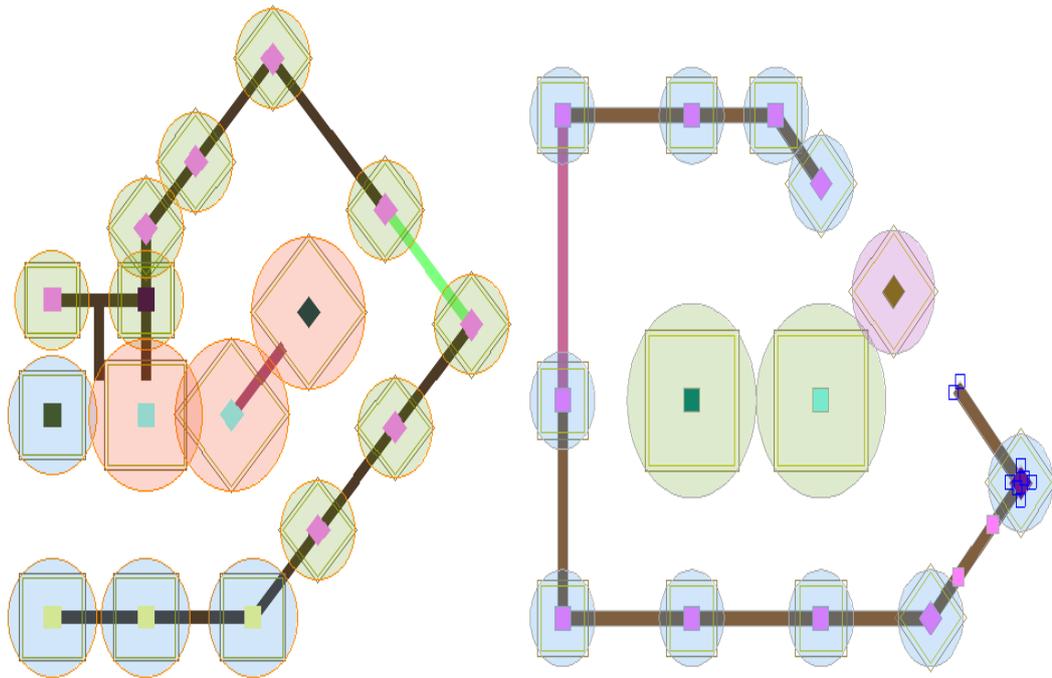


Figure VI.5 : Les bulles de pression pour les 2 blocs

Semelle	L (m)	A ₁ (m)	A ₂ (m)	$\frac{A_1+A_2}{2} \times 1,5$	$L \geq \frac{A_1+A_2}{2} \times 1,5$
S1-S1	3,30	2,30	2,30	3,45	CNV
S1-S2	2,85	2,30	1,80	3,08	CNV
S1-S3	2,60	2,30	1,50	2,70	CNV
S3-S3	2,15	1,50	1,50	2,25	CNV
S4-S4	3,30	2,20	2,20	3,85	CNV
S4-S5	2,60	2,20	1,40	2,70	CNV

Tableau VI.2 : Vérification de chevauchement des semelles isolées

Commentaire :

Les résultats obtenus montrent clairement qu'il y a un chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.2.3.2. Semelle filante sous voiles et poteaux :

Vue la longueur de la semelle, le calcul se fait pour une bande de 1 m de longueur.

$$S = 1000 \times B \text{ (mm}^2\text{)}$$

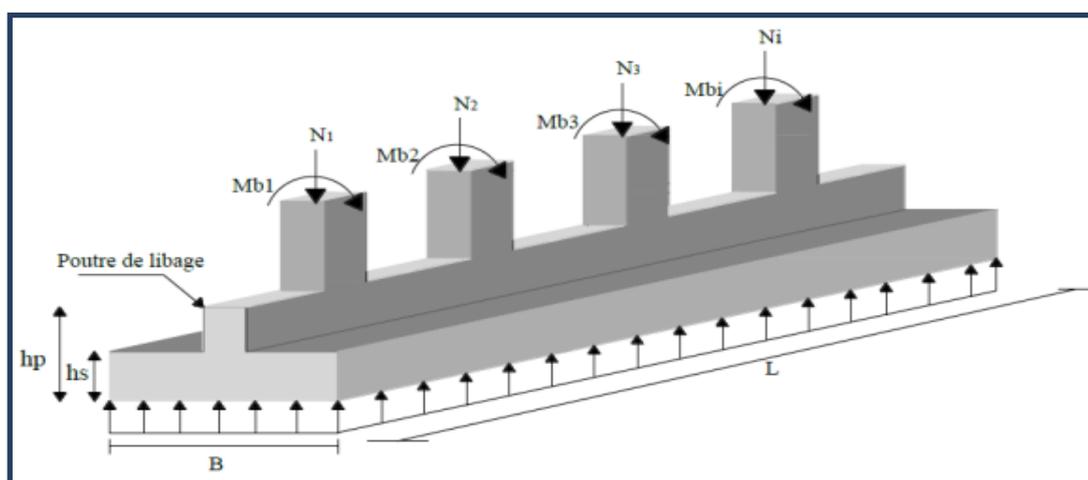


Figure VI.6 : Schéma semelle filantes

➤ Dimensionnement :

Direction	Semelle	L(m)	$\Sigma N_{ser}Pot$ (kN)	$\Sigma N_{ser}Voil$ (kN)	B (m)	h (cm)	σ (bars)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (bars)	$\sigma \leq \bar{\sigma}_{sol}$
Bloc A	Semelle Filante 1	11,25	2076,03	1671,69	1,90	40	1,65	1,80	Vérifiée
	Semelle Filante 2	15,50	1960,33	5667,55	2,90	65	1,75		Vérifiée
	Semelle Filante 3	11,10	466,04	2011,75	1,90	40	1,72		Vérifiée
	Semelle Filante 4	9,70	1034,64	2743,72	2,20	50	1,78		Vérifiée
	Semelle Filante 5	3,70	477,73	1034,17	1,40	30	1,76		Vérifiée
Bloc B	Semelle Filante 1	9,95	237,35	1669,05	1,30	30	1,53	1,80	Vérifiée
	Semelle Filante 2	13,25	558,12	2773,57	1,40	30	1,74		Vérifiée
	Semelle Filante 3	9,85	1999,52	0,00	1,20	30	1,77		Vérifiée
	Semelle Filante 4	9,50	527,72	1653,99	1,40	30	1,72		Vérifiée
	Semelle Filante 5	3,60	89,21	692,72	1,30	30	1,75		Vérifiée

Tableau VI.3 : Dimensionnement des semelles filantes.

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

	Surface des semelles (m ²)	Surface de bloc (m ²)	$\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$
A	103,730	109,575	94,66
B	78,246	85,544	91,47

Tableau VI.4 : Vérification de type de fondation.

Commentaire :

D'après ces résultats, la surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles, Et qui nous mène à envisager un radier général comme type de fondation.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VI.2.3.3. Radier général :

Un radier général est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être nervurée (le cas de notre projet) ou massive. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux des poteaux et des voiles qui les supportent.

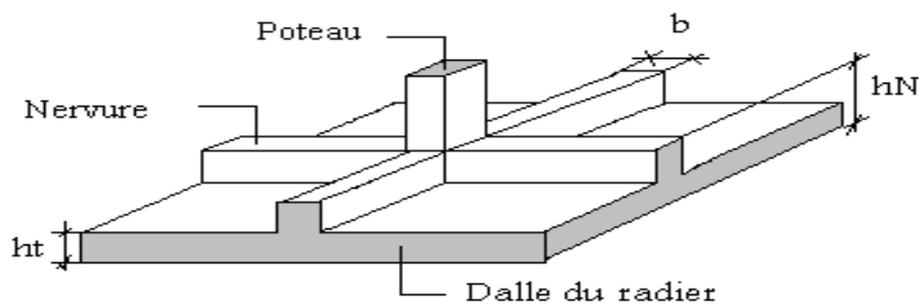


Figure VI.7 : Schéma d'un radier

➤ **Dimensionnement de radier :**

• **Dalle du radier :**

La hauteur h_r de la dalle sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{485}{20} = 24,25 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $h_r = 30 \text{ cm}$.

➤ **Détermination de la surface nécessaire du radier :**

	A	B
S bloc (m ²)	109,58	85,54
$\sum N_{ser}(KN)$	20510,55	10008,93
$S = \frac{\sum N_{ser}}{\sigma_{sol}}$ (m ²)	114	56
S choisie (m ²)	114,00	85,54
$P_{semelles} = S_{ch} \times h_r \times \rho_{béton}$ (KN)	855,00	641,55
$P_{remblai} = S_{remblais} \times h_{s-sol} \times \gamma_{sol}$ (KN)	291,72	0,00
$N_{tot} = \sum N_{ser} + P_{semelle} + P_{remblais}$ (KN)	21657,27	10650,48
$\frac{N_{tot}}{S_{choisie}}$ (MPa)	0,189	0,12
$\bar{\sigma}_{sol}$ (MPa)	0,18	0,18
Vérification	CNV	CV

Tableau VI.5 : Détermination de la surface nécessaire du radier.

Commentaire :

Alors on augmente la surface de radier de bloc A, on adopte : **S =130 m²**

	A
S choisie (m ²)	130,00
$P_{semelles} = S_{ch} \times h_r \times \rho_{béton}$ (KN)	975,00
$P_{remblai} = S_{remblais} \times h \times \gamma_{sol}$ (KN)	1347,72
$N_{tot} = \sum N_{ser} + P_{semelle} + P_{remblais}$ (KN)	22833,27
$\frac{\sum N_{ser}}{S}$ (MPa)	0,175
$\bar{\sigma}_{sol}$ (MPa)	0,18
Vérification	CV

Tableau VI.6 : Vérification de la surface de radier de bloc A

Commentaire :

La surface nécessaire est inférieure à celle du bâtiment. **S=130m²**

Donc : on a un débord de 60 cm pour 3 côté.

La section totale du radier est de : S= 131,44 (m²).

➤ **Vérification au non poinçonnement des poteaux et des voiles :**

D'après les règles **CBA93**, la vérification au poinçonnement doit se faire sous le poteau le plus sollicité et on doit vérifier :

$$N_u^{max} \leq 0,045 h_r \times \mu_c \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- μ_c : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.
- h : La hauteur total du radier.
- $\mu_c = 2(a+b + 2.h_{radier})$
- a, b : Dimensions de poteau.

	A	B
N_{\max} ELU Poteau (KN)	1108,47	1094,27
N_{\max} ELU voile (KN)	2287,74	1398,94
fc28 (MPa)	25	25
γ_b	1,5	1,5
h radier (cm)	30	30
a = b (cm)	50	40
E_{pvoile} (cm)	25	25
L_{voile} (cm)	195	445
μ_c Poteau = 2 (a+b + 2×hradier) (cm)	320	280
μ_c voile = 2 (e+L + 2×hradier) (cm)	560	1060
$N_{lim}^{pot} = 0,045 \times hr \times \mu_c \times fc28 / \gamma_b$	720	630
$N_{lim}^{voile} = 0,045 \times hr \times \mu_c \times fc28 / \gamma_b$	1260	2385
vérification	CNV	CNV

Tableau VI.7 : Vérification au non poinçonnement des poteaux et des voiles

Commentaire :

D'après les calculs, l'épaisseur de radier est insuffisant donc pour éviter le risque de poinçonnement on utilise les nervures dans les deux directions.

➤ **Dimensionnement de la nervure :**

$$h_N \geq \sqrt[3]{\frac{0,5L_{max}^4 \times K}{E}}$$

Avec :

- **K** : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface.
($K=4K_g/cm^3=4000t/m^3$ pour sol moyen).
- **E** : module de déformation longitudinale instantané $E=32164,20MPa = 3,2 \times 10^6 t/m^2$
- **L_{max}** : distance maximale entre deux nervures successives égale à 4.35m

$$h_N \geq \sqrt[3]{\frac{0,5 \times (4,35)^4 \times 4000}{3,2 \times 10^6}} = 0,61m$$

Donc on adopte : $h_N = 65cm$

➤ **Vérification au non poinçonnement de nervures :**

	A	B
h nervure (cm)	65	65
L_{voile} (cm)	195	445
μ_c Poteau = 2 (a+b + 2.h nervure) (cm)	460	420
μ_c voile = 2 (e+L + 2.h nervure) (cm)	700	1200
$N_{lim}^{pot} = 0,045 \cdot h_N \cdot \mu_c \cdot fc28 / \gamma_b$	2242,50	2047,50
$N_{lim}^{voile} = 0,045 \cdot h_N \cdot \mu_c \cdot fc28 / \gamma_b$	3412.50	5850.00
vérification	CV	CV

Tableau VI.8 : Vérification au non poinçonnement de nervure

➤ **Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adoptera les dimensions suivantes :

- $h_r = 30\text{cm}$ Hauteur de la dalle
- $b = 50\text{cm}$ Largeur de la nervure pour le bloc A
- $b = 40\text{cm}$ Largeur de la nervure pour le bloc B
- $h_N = 65\text{ cm}$ Hauteur de la nervure

VI.3. FERRAILLAGE DE RADIER :

Le radier se calculera comme plancher renversé et appuyé sur les voiles et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferrailage du panneau, la méthode forfaitaire proposée par le **CBA 93**. La fissuration est considérée préjudiciable.

Dans ce cas, on adoptera le même ferrailage pour tous les panneaux du radier, en considérant les sollicitations maximales du panneau le plus sollicité.

$$\rho = \frac{3,30}{4,85} = 0,68 > 0,4 \Rightarrow \text{alors le panneau travaille dans les deux directions.}$$

VI.3.1. Ferrailage de la dalle du radier :

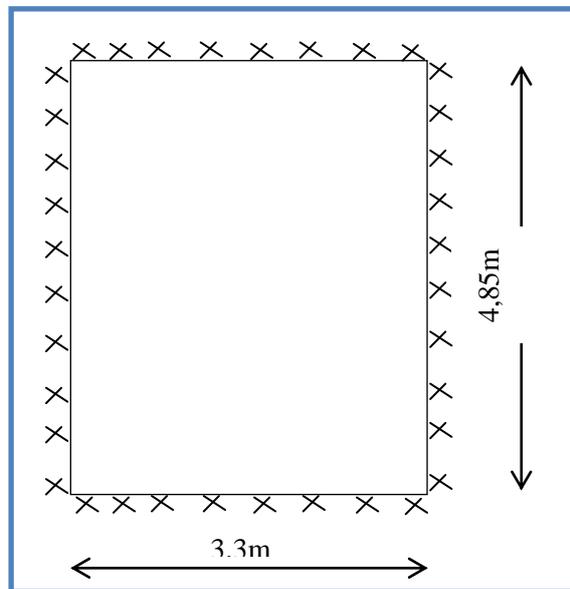


Figure VI.8 : Panneau de dalle du radier

VI.3.1.1. Les charges appliquées au radier :

$$q_{ELU} = \frac{\sum N_u + 1.35 \times (P_{radier} + P_{preblai})}{S_{radier}} \quad q_{ELS} = \frac{\sum N_{ser} + (P_{radier} + P_{preblai})}{S_{radier}}$$

Bloc	$\sum N_u$	$\sum N_{ser}$	P_{radier}	$P_{preblai}$	S_{radier}	q_{ELU}	q_{ELS}
A	28009,68	20510,55	985,80	1347,72	131,44	237,07	173,80
B	13680,09	10008,93	641,58	0,00	85,54	170,05	124,51

Tableau VI.9 : Les charges appliquées au radier

VI.3.1.2. Calcul des moments :

Les étapes de calcul sont dans **Annexe 07**

Bloc	q _{elu}	L _x	L _y	L _x /L _y	μ _x	μ _y	M _x	M _y	M _{tx}	M _{ty}	M _a
A	237,07	3,30	4,85	0,68	0,0710	0,4034	183,30	73,94	155,81	62,85	- 91,65
B	170,05	3,30	4,85	0,68	0,0710	0,4034	131,48	53,04	111,76	45,08	- 65,74

Tableau VI.10 : Calcul des moments à l'ELU

Bloc	q _{els}	L _x	L _y	L _x /L _y	μ _x	μ _y	M _x	M _y	M _{tx}	M _{ty}	M _a
A	173,80	3,30	4,85	0,68	0,0767	0,5584	145,17	81,06	123,39	68,90	- 72,58
B	124,51	3,30	4,85	0,68	0,0767	0,5584	104,00	58,07	88,40	49,36	- 52,00

Tableau VI.11 : Calcul des moments à l'ELS

VI.3.1.3. Détermination des armatures longitudinales :

b=100cm, c = (e+φ_x/2), e = 3 cm, h= ep= 30cm, σ_b = 14,17MPa, σ_s = 348MPa, Fe= 400MPa

$$\phi \leq \frac{h}{10} = \frac{300}{10} = 30\text{mm}$$

On choisit φ_x =20mm ; φ_y = 16 mm

En travée : d_x = h - c = 30 - (3 + $\frac{2}{2}$) = **26 cm**

d_y = d_x - (0, 5Ø_x+0,5Ø_y) = 26 -0,5x (2+1, 6) = **24, 2 cm**

En appuis : d_x = h - c = 30 - (3 + $\frac{1,6}{2}$) = **26,2 cm**

d_y = d_x - (0, 5Ø_x+0,5Ø_y) = 26,2 -0,5x (1,6+1,6) = **24,6 cm**

Le ferrailage se fait avec le moment maximal en travée et sur appuis.

		M (kN.m)	μ	α	Z (cm)	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A ≥ A _{min}	A (cm ²)	
A	Travée	X	155,81	0,163	0,223	23,68	0	18,90	3,00	CV	7HA20 = 21,99
		Y	62,85	0,076	0,099	23,25	0	7,77	3,00	CV	5HA16 = 10,05
	Appui	X	- 91,65	0,094	0,124	24,90	0	1,55	3,00	CV	6HA16 = 12,06
		Y	- 91,65	0,107	0,142	23,21	0	11,32	3,00	CV	6HA16 = 12,06
B	Travée	X	111,76	0,117	0,156	24,38	0	13,17	3,00	CV	5HA20 =15,71
		Y	45,08	0,054	0,070	23,52	0	5,51	3,00	CV	5HA16 = 10,05
	Appui	X	-65,74	0,068	0,088	25,28	0	7,47	3,00	CV	5HA16 = 10,05
		Y	-65,74	0,077	0,100	23,62	0	8,00	3,00	CV	5HA16 = 10,05

Tableau VI.12 : Calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier

VI.3.1.4. Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable :

- Pour le béton : $\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
- Pour l'acier : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$

			M _{ser} (kN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s ≤ σ _s σ _b ≤ σ _b	A finale (cm ²)
A	Travée	X	123,39	28,72	11,27	1,41x10 ⁵	9,85	193,14	CV	9HA20 = 28,72
		Y	68,90	18,10	10,76	1,19x10 ⁵	6,21	116,38	CV	9HA16 = 18,10
	Appui	X	- 72,58	18,10	9,52	1,04x10 ⁵	6,62	174,14	CV	9HA16 = 18,10
		Y	- 72,58	18,10	9,16	0,90x10 ⁵	7,36	186,10	CV	9HA16 = 18,10
B	Travée	X	88,40	21,99	10,21	1,17x10 ⁵	7,67	177,90	CV	7HA20 = 21,99
		Y	49,36	14,07	8,21	0,72x10 ⁵	3,00	163,46	CV	7HA16 = 14,07
	Appui	X	- 52,00	14,07	8,62	0,87x10 ⁵	5,17	158,43	CV	7HA16 = 14,07
		Y	- 52,00	14,07	8,29	0,75x10 ⁵	5,74	169,26	CV	7HA16 = 14,07

Tableau VI.13 : Vérification des contraintes à l'ELS.

➤ **Espacement (Bloc A) :**

• **Travée et Appuis :**

- $S_x = \frac{100}{9} = 11,11 \text{ cm} \leq \text{Min} (3h= 75\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- $S_y = \frac{100}{9} = 11,11 \text{ cm} \leq \text{Min} (4h= 100\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

➤ **Espacement (Bloc B) :**

• **Travée et Appuis :**

- $S_x = \frac{100}{7} = 14,28 \text{ cm} \leq \text{Min} (3h= 75\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- $S_y = \frac{100}{7} = 14,28 \text{ cm} \leq \text{Min} (4h= 100\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

VI.3.1.5. Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$; $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$

$$V_{ux} = \frac{P_u L_x L_y}{2 L_y + L_x} \quad V_{uy} = \frac{P_u L_x L_y}{3 L_y}$$

	q _{ELU} (KN.m)	L _x (m)	L _y (m)	V _{ux} (KN)	V _{uy} (KN)	τ _{ux} (MPa)	τ _{uy} (MPa)	τ̄ _u (MPa)	τ _u ≤ τ̄ _u
A	237,07	3,30	4,85	291,89	260,76	1,12	1,07	1,17	CV
B	170,05	3,30	4,85	209,36	187,06	0,81	0,77	1,17	CV

Tableau VI.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VI.3.2. Ferrailage des nervures :

Les nervures sont considérées comme des poutres de dimensions :

- Pour bloc A : b x h = (50 x 65) cm.
- Pour bloc B : b x h = (40 x 65) cm.

Le calcul des moments est déterminé pour une poutre de plusieurs travées à l'aide d'un logiciel de calcul **SAP2000** qui a donné les résultats suivants :

Les charges prises en compte dans les calculs des moments :

	$\sum N_u$ (kN)	$\sum N_{ser}$ (kN)	P_{nr} (kN/m)	P_{rad} (kN/m)	L (m)	P_u (kN/m)	P_{ser} (kN/m)
A	6395,32	4669,10	4,38	32,06	12,65	554,75	405,54
B	2749,14	1999,52	3,50	32,06	9,80	300,98	239,59

Tableau VI.15 : Calcul des charges ELU, ELS

VI.3.2.1. Vérification de la contrainte de cisaillement τ_u :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{la fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable})$$

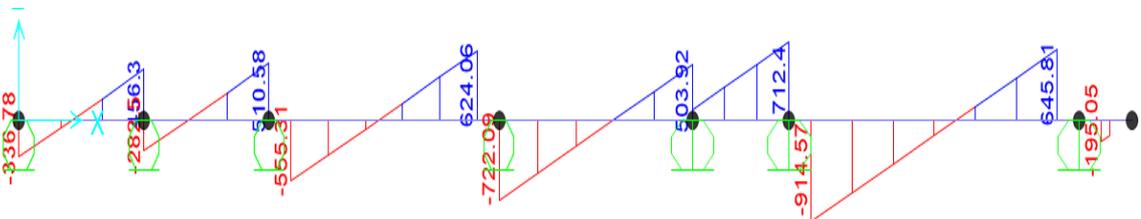


Figure VI.9 : Schéma statique des efforts tranchants bloc A ELU

On a : $V_u = 914,57 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{V_u \max}{b_0 \cdot d} = \frac{910,42 \times 10^3}{500 \times 620} = 2,95 \text{ MPa} > \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CNV}$$

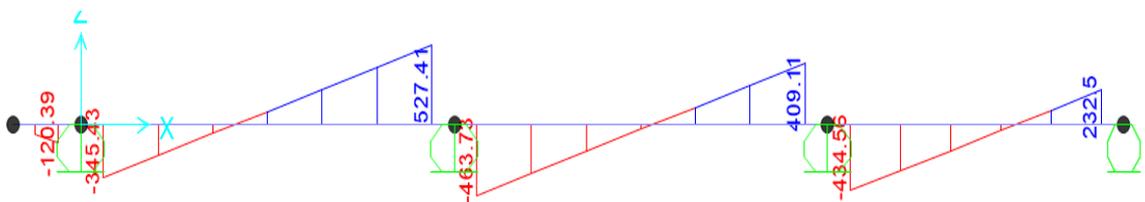


Figure VI.10 : Schéma statique des efforts tranchants bloc B ELU

On a : $V_u = 527,41 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{V_u \max}{b_0 \cdot d} = \frac{527,41 \times 10^3}{400 \times 620} = 2,09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Commentaire : la hauteur de la nervure dans le bloc B est satisfaite, Par contre dans le bloc A elle n'est pas suffisante, alors on augmente la section de la nervure de ce bloc.

- On adopte la section finale de bloc A : $b \times h = (50 \times 80)$ cm.

	$\sum N_u$ (kN)	$\sum N_{ser}$ (kN)	P_{nr} (kN/m)	P_{rad} (kN/m)	L (m)	P_u (kN/m)	P_{ser} (kN/m)
A	6395,32	4669,10	6,25	32,06	12,65	557,28	407,41

Tableau VI.16 : Calcul des charges ELU, ELS

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement τ_u :**

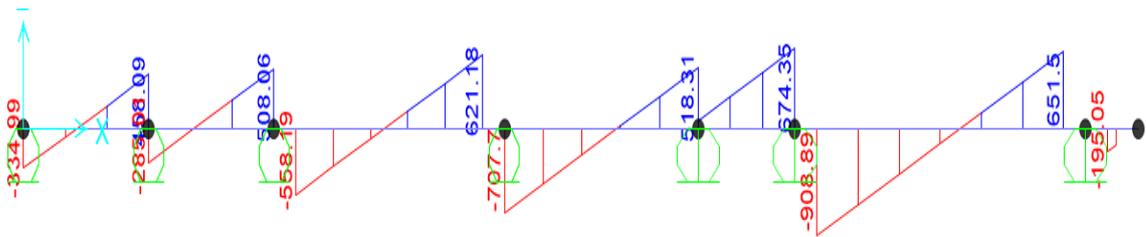


Figure VI.11 : Schéma statique des efforts tranchants Bloc A ELU

On a : $V_u = 908,89$ kN

$$\tau_u = \frac{V_u \max}{b_0 \cdot d} = \frac{908,89 \times 10^3}{500 \times 770} = 2,36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Commentaire : la section de cette nervure est satisfaite

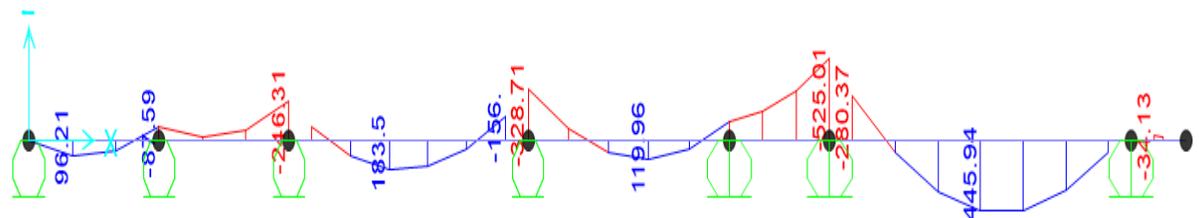


Figure VI.12 : Schéma statique des moments dans la nervure bloc A en ELU

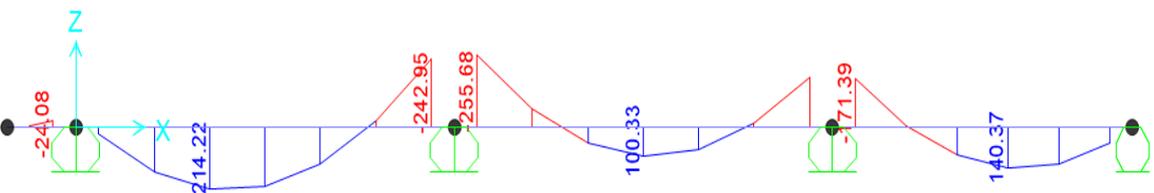


Figure VI.13 : Schéma statique des moments dans la nervure bloc B en ELU

VI.3.2.2. Armatures longitudinales :

Pour le ferrailage on prend le moment max en appuis et en travées :

		M_u (kN.m)	μ	α	Z (cm)	A' (cm ²)	$A_{calculé}$ (cm ²)	$A_{choisis}$ (cm ²)
A	Travée	379,05	0,090	0,118	73,35	0,00	14,58	5HA16 + 7chHA16 = 24,13
	Appui	-525,01	0,125	0,167	71,84	0,00	21,00	5HA16 + 10chHA16 = 30,16
B	Travée	182,09	0,081	0,106	60,34	0,00	8,67	4HA16 + 4chHA16 = 16,08
	Appui	-255,68	0,114	0,151	59,19	0,00	12,41	4HA16 + 6chHA16 = 20,11

Tableau VI.17 : Calcul des armatures longitudinales de la nervure

VI.3.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

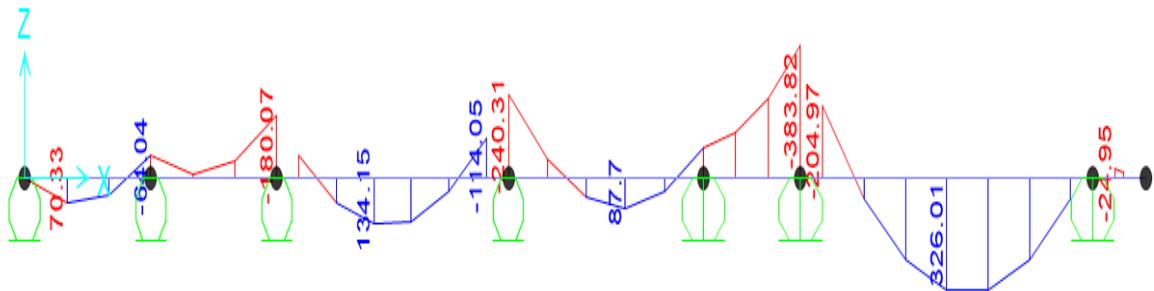


Figure VI.14 : Schéma statique des moments dans la nervure bloc A à l'ELS

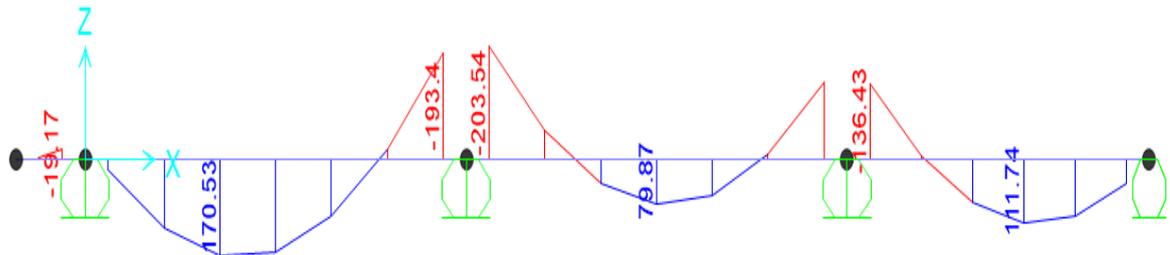


Figure VI.15 : Schéma statique des moments dans la nervure bloc B à l'ELS

$\bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$ et $\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa}$

		M_{ser} (kN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
A	Travée	277,11	24,13	26,93	$12,33 \times 10^5$	6,05	168,82	Vérifiée
	Appui	-383,82	30,16	29,36	$14,49 \times 10^5$	7,78	189,34	Vérifiée
B	Travée	144,95	16,08	21,97	$5,28 \times 10^5$	6,03	164,87	Vérifiée
	Appui	-203,54	20,11	23,95	$6,20 \times 10^5$	7,87	187,40	Vérifiée

Tableau VI.18 : Vérification des armatures longitudinales de la nervure à l'ELS

VI.3.2.4. Armatures transversales :

Les étapes de calcul sont dans l'annexe 14

Elément		CBA 93		RPA 99			S _t adopté (cm)		A _t choisie (cm ²)
Section	τ _u (MPa)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A _t (cm ²)	S (ZN)	S'(ZC) (cm)	
50x80	2,36	40	2,00	19,20	40,00	2,88	10	20	5HA10=3,93
40x65	2,09	40	1,60	16,25	32,50	1,95	10	20	4HA10=3,14

Tableau VI.19 : Calcul des armatures transversales et leur espacement.

VI.3.2.5. Armatures de peau : Selon CBA93 ... [Art.7.3]

Puisque la nervure a une grande hauteur (retombé), le **CBA93** exige des armatures de peau d'au moins de 3cm²/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

- Pour le bloc A : A_p = 3 × 0,8 = 2,4 cm², donc on adopte 3HA12 = 3,39 cm².
- Pour le bloc A : A_p = 3 × 0,65 = 1,95 cm², donc on adopte 2HA12 = 2,26 cm².

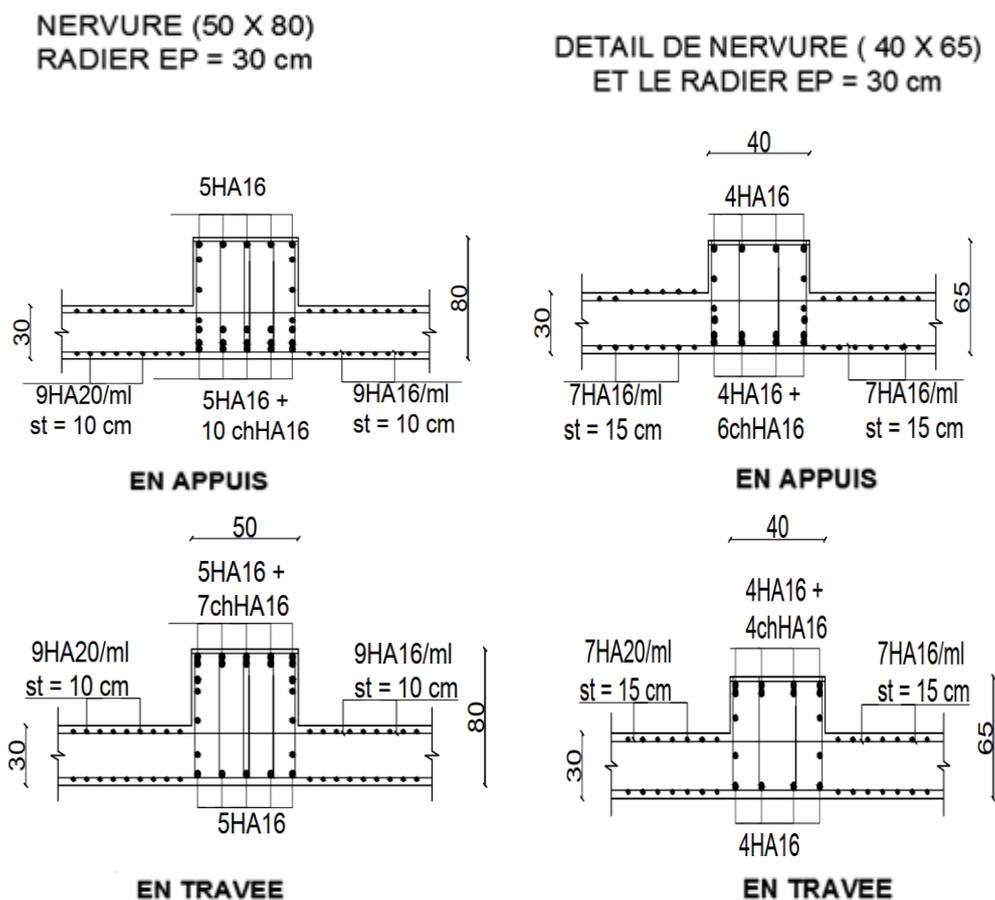


Figure VI.17 : Ferrailage des nervures et dalles de radier

VI.3.3. Ferrailage du débord dans le bloc A :

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

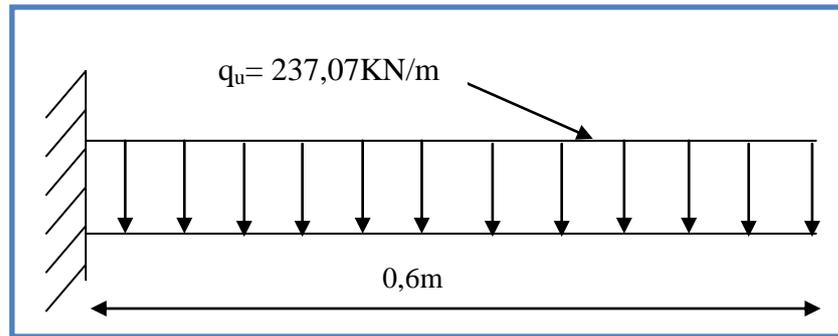


Figure VI.17 : Schéma statique du débord de radier

VI.3.3.1. Calcul des efforts :

➤ **ELU :**

$$q_u = 237,07 \text{ KN/m}$$

$$M_a = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = \frac{237,07 \times (0,6)^2}{2} = 42,67 \text{ kN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m.

Avec : $b = 100 \text{ cm}$, $h = 30 \text{ cm}$, $d = 27 \text{ cm}$

Les résultats du ferrailage sont mentionnés dans le tableau suivant :

M_u (kN.m)	μ	α	Z	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	$A_{choisie}$ (cm ²)
42,67	0,413	0,729	19,13	0,00	4,64	3,00	5HA12 = 5,65

Tableau VI.20 : Ferrailage du débord

VI.3.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

$$q_{ser} = 173,80 \text{ KN/m}$$

$$M_a = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} = \frac{173,80 \times (0,6)^2}{2} = 31,28 \text{ KN.m}$$

M_{ser} (kN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	A_{finale} (cm ²)
31,28	6,79	6,47	$0,52 \times 10^5$	3,89	185,43	Vérifiée	6HA12 = 6,79

Tableau VI.21 : Vérification des armatures longitudinales de la nervure à l'ELS

VI.3.3.3. Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_{finale}}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,70 \text{ cm}^2 \quad A_r \text{ choix} = 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement :**

- $S_L = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h = 75\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- $S_r = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h = 100\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

VI.3.3.4. Vérification de la contrainte de cisaillement τ_u :

$$R_a = T = q_u \cdot L = 237,07 \times 0,6 = 142,24 \text{ KN}$$

$$b = 100 \text{ cm}, h = 30 \text{ cm},$$

T_u (KN)	τ	τ_{adm}	vérification
142,24	0,47	2,5	Oui

Tableau VI.22 : Vérification de la contrainte de cisaillement

VI.4. ETUDE DE VOILE PERIPHERIQUE :

Les voiles périphériques jouent un double rôle :

- encastrement de la base de la structure.
- mur de soutènement.

VI.4.1. Dimensionnement :

D'après **RPA99 version 2003** le mur de soutènement doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur $\geq 15 \text{ cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de $50\emptyset$ pour les renforcements des angles.
- On adopte une épaisseur $e = 25 \text{ cm}$.

La hauteur de mur égale à 4,00 m. Composé de panneau encasté dans les quatre cotés.

VI.4.2. Détermination des sollicitations :

Le mur de soutènement est sollicité en flexion simple, sous l'effet de la poussée des terres. Dans notre cas, le panneau est vertical, et la poussée est horizontale. Le frottement entre le mur et le remblai est négligeable.

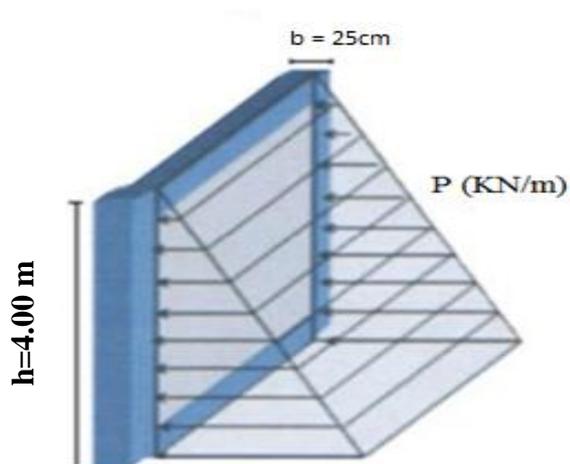


Figure VI.18 : Mur de soutènement.

VI.4.3. Méthode de calcul :

Les étapes de calcul sont dans l'annexe 17

D'après le rapport de sol on a : $\phi = 20^\circ$; $\gamma = 16,5 \text{ KN/m}^3$; $h = 4,00 \text{ m}$

$$K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{20}{2} \right) = 0,49$$

Donc : $P = 64,68 \text{ KN/m}$

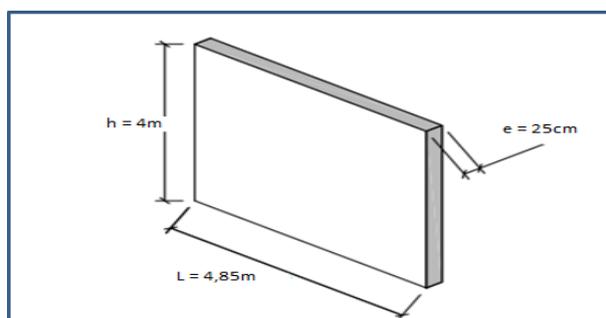


Figure VI.19 : Les dimensions du panneau le plus sollicité

VI.4.3.1. Calcul des moments :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis par la méthode forfaitaire. Voir annexe 07

		Lx	Ly	Lx/Ly	μ_x	μ_y	M_x	M_y	M_{tx}	M_{ty}	M_a
q _{elu}	87,32	4,00	4,85	0,82	0,0539	0,6313	75,30	47,54	64,01	40,41	37,65
q _{els}	64,68	4,00	4,85	0,82	0,0607	0,7381	62,82	46,37	53,39	39,41	31,41

Tableau VI.23 : Calcul des moments à l'ELU et à l'ELS.

VI.4.3.2. Calcul de ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est préjudiciable :

$$b=100\text{cm}, c= c'= 3\text{cm}, h= ep= 25\text{cm}, \sigma_b = 14,17\text{MPa}, \sigma_s = 348\text{MPa}, Fe= 400\text{MPa}$$

On choisit $\phi_x = 16\text{mm}$; $\phi_y = 12\text{ mm}$

- En travée : $d_x= 25 - 3 - 0,8 = 21,2\text{ cm}$; $d_y= d_x - (0,5\phi_x+0,5\phi_y) = 21,2 - 1,6 = \mathbf{20,6\text{ cm}}$
- En appui : $d_x= 25 - 3 - 0,6 = 21,4\text{ cm}$; $d_y= d_x - (0,5\phi_x+0,5\phi_y) = 21,4 - 1,2 = \mathbf{20,2\text{ cm}}$

		M (kN.m)	μ	a	Z	μ_l	$\mu \leq \mu_l$	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A choisi (cm ²)
En Travée	X	64,01	0,093	0,123	20,92	0,392	CV	0	9,16	2,5	5HA16 = 10,05
	Y	40,41	0,067	0,087	19,88		CV	0	5,84	2,5	5HA16 = 10,05
En Appuis	X	37,65	0,058	0,075	20,76	0,392	CV	0	5,21	2,5	5HA12 =5,65
	Y	37,65	0,065	0,084	19,52		CV	0	5,54	2,5	5HA12 =5,65

Tableau VI.24 : Ferrailage du mur de soutènement.

➤ **A l'E.L.S :**

On considère la fissuration est préjudiciable

$$\bar{\sigma}_b=15\text{MPa et } \bar{\sigma}_s= 201,63\text{MPa}$$

		M (kN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	A finale (cm ²)
En Travée	X	53,39	14,07	7,75	0,58x10 ⁵	7,09	195,45	CV	7HA16 = 14,07
	Y	39,41	14,07	7,36	0,58x10 ⁵	5,84	154,61	CV	7HA16 = 14,07
En Appuis	X	31,41	7,92	6,13	0,38x10 ⁵	5,12	198,76	CV	7HA12 =7,92
	Y	31,41	9,05	6,24	0,36x10 ⁵	5,43	187,41	CV	8HA12 =9,05

Tableau VI.25 : Vérification des contraintes à l'ELS.

VI.4.3.3. Vérification de l'Espacement :

- $S_t = \frac{100}{7} = 14,28\text{cm} \leq \text{Min} (3h= 75\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- $S_a = \frac{100}{8} = 12,5 \text{ m} \leq \text{Min} (4h= 100\text{cm} ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

VI.4.3.4. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$; $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$

$$V_{ux} = \frac{P_u L_x L_y}{2 L_y + L_x}; V_{uy} = \frac{P_u L_x L_y}{3 L_y}$$

q_{elu} (kN.m)	L_x (m)	L_y (m)	V_{ux} (kN)	V_{uy} (kN)	τ_{ux} (MPa)	τ_{uy} (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
87,32	4,00	4,85	123,65	116,42	0,57	0,58	1,17	CV

Tableau VI.26 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VI.4.3.5. Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{L_x} = \frac{25}{400} = 0,0625 \geq \frac{M_t}{20.M_0} = \frac{53.39}{20 \times 62.82} = 0,042 \dots\dots\dots \text{CV}$
- $\frac{A_x}{b.d_x} = \frac{14.07}{100 \times 212} = 0,0066 \leq \frac{2}{F_{eE}} = \frac{2}{400} = 0,005 \dots\dots\dots \text{CNV}$
- $\frac{A_y}{b.d_y} = \frac{14.07}{100 \times 206} = 0,0068 \leq \frac{2}{F_{eE}} = \frac{2}{400} = 0,005 \dots\dots\dots \text{CNV}$

Lorsque les conditions ne sont pas vérifiées, donc La vérification de la flèche est nécessaire.

\bar{f} (cm)	y (cm)	I_0 (cm ⁴)	σ_s (MPa)	ρ	μ	λ_i	λ_v	$I_{ff}(\text{cm}^4)$
0,8	14,27	150660,44	195,34	0,00639	0,482	3,28	1,31	64153,62
$I_{fv}(\text{cm}^4)$	$E_i(\text{MPa})$	$E_v(\text{MPa})$	$f_i(\text{mm})$	$f_v(\text{mm})$	$\Delta f(\text{cm})$	$\Delta f(\text{mm})$	$f \text{ baar}(\text{mm})$	$\Delta f < \bar{f}$
101466,63	32164,20	10721,40	4,14	7,85	0,37	3,71	8	cv

Tableau VI.27 : Vérification de la flèche.

CALCUL DU METRE DE PROJET



VII.1 INTRODUCTION :

Le calcul métré a pour but l'évaluation du coût des ouvrages en partant de leur mesurage. Le métré constitue une comptabilité particulière de la structure à la fois des quantités et du coût des ouvrages composants notre structure.

Le métré sert à :

- L'estimation préalable des travaux.
- La conduite de l'exécution des travaux.
- La facturation des travaux.

VII.2 LE DEVIS QUANTITATIF DE BLOC A :

Section (cm)	b (cm)	h (cm)	e (cm)	L (m)	Aire (m ²)	Volume [m ³]	Prix Unitaire /DA	Prix Total /DA
PP 30X40	30	40	0	522,97	0	62,7564	30 000	1 882 692
CH 30X30	30	30	0	30,8	0	2,772	30 000	83 160
PS 30X30	30	30	0	342,93	0	30,8637	30 000	925 911
PPaliere 30x30	30	30	0	24,44	0	2,1996	30 000	65 988
POT 50X50	50	50	0	134,72	0	33,68	30 000	1 010 400
POT 45X45	45	45	0	97,32	0	19,7073	30 000	591 219
POT 40X40	40	40	0	97,92	0	15,6672	30 000	470 016
POT 35X35	35	35	0	98,52	0	12,0687	30 000	362 061
POT 30X30	30	30	0	146,88	0	13,2192	30 000	396 576
NERVURE 50X80	50	80	0	69,73	0	17,4325	30 000	522 975
DP 15	0	0	15	0	705,644	105,8466	28 000	2 963 704,8
PL 20	0	0	20	0	90,652	18,1304	24 000	435 129,6
VOILE pr 25	0	0	25	0	130,819	32,70475	34 000	1 111 961,5
ES 20	0	0	20	0	512,101	102,4202	28 000	2 867 765,6
VOILE 25	0	0	25	0	2,562	0,6405	34 000	21 777
DP 25	0	0	25	0	0,64	0,16	28 000	4 480
RADIER 30	0	0	30	0	131,44	39,432	28 000	1 104 096
Somme						509,70105		14 819 912,5

VII.3 LE DEVIS QUANTITATIF DE BLOC B :

Section	b (cm)	h (cm)	e (cm)	L (m)	Aire (m ²)	Volume [m ³]	Prix Unitaire /DA	Prix Total /DA
PP 30X40	30	40	0	265,62	0	31,874	30 000	956 232
CH 30X30	30	30	0	30,8	0	2,772	30 000	83 160
PS 30X30	30	30	0	167,8	0	15,102	30 000	453 060
POT 40X40	40	40	0	149,24	0	23,878	30 000	716 352
POT 35X35	35	35	0	159,12	0	19,492	30 000	584 766
NERVURE 40X65	50	65	0	69,73	0	12,203	30 000	366 082,5
DP 15	0	0	15	0	26,765	4,015	28 000	112 413
PL 20	0	0	20	0	16,455	3,291	24 000	78 984
VOILE pr 25	0	0	25	0	25,7	6,425	34 000	218 450
VOILE 25	0	0	25	0	53,798	13,449	34 000	457 283
RADIER 30	0	0	30	0	85,54	25,662	28 000	718 536
Somme						158,164		4 745 318,5

VII.4 LE DEVIS QUANTITATIF TOTAL :

Le devis quantitatif total est de 20 millions de dinars

Conclusion générale :

Ce travail nous a permis de voir en détails l'ensemble des étapes à suivre dans l'étude d'un bâtiment, ainsi que le choix de ses éléments, conformément aux règles en vigueur **CBA 93**, **RPA 99 version 2003** et **BAEL 91 modifié99**.

Ce projet a été aussi une bonne occasion afin d'apprendre les différentes techniques du logiciel de calcul de structures par éléments finis.

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- Le pré dimensionnement des éléments n'est que temporaire lors du calcul d'une structure.
- Le séisme peut générer des dommages importants dans la construction ce qui rend l'étude dynamique une étape indispensable pour le calcul des structures. De ce fait, des changements ont été apportés sur le système de contreventement les sections des poteaux lors de cette étape.
- Un joint de rupture a été inséré afin de séparer les 2 blocs du bâtiment vue le changement de masse et rigidité dû au décrochement.
- En déterminant le chargement sismique (spectre de réponse), il est nécessaire de choisir un coefficient de comportement R adéquat qui est un paramètre reflète la ductilité de la structure et il est en fonction du système de contreventement, on a opté pour un coefficient de comportement égale à 3,5.
- L'utilisation du logiciel **SAP2000** a été très utile pour la modélisation et l'analyse de l'ensemble des éléments de la structure.
- La disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer dans la structure, elle a un impact déterminant sur le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.
- Le ferrailage des portiques (poteaux, poutres) a été fait en utilisant le logiciel « **ROBOT EXPERT2010** » conformément aux règlements en vigueur en l'occurrence le **RPA99 version 2003**, le **CBA93** et le **BAEL 91**.
- Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode de flexion composé.
- Concernant les fondations, nous avons opté pour un radier général nervuré. Son pré dimensionnement a été fait de façon à garantir la stabilité et la répartition linéaire des contraintes sur le sol.

REFERENCES

[1] : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé *CBA93*.

[2] : Formulaire du béton armé : volume1 ; construction par *Victor Davidovici*.

[3] : Cours de béton armé *BAEL 91 modifié 99*.

[4] : Règles parasismiques Algériennes *RPA 99-version 2003*.

[5] : Charges permanentes et charges d'exploitation *DTR-BC-22*.

Logiciels :

- Autocad 2018
- SAP2000 version 20.2.0
- Robot Expert 2010
- Microsoft office Excel 2016

Annexe 01

➤ La loi de dégression des charges d'exploitation :

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1,2...n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse inaccessible :..... Q_0 .
- Sous le dernier étage :..... Q_0+Q_1 .
- Sous l'étage immédiatement inférieur $Q_0+0,95 (Q_1+Q_2)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur $Q_0+0,90 (Q_1+Q_2+Q_3)$.
- Pour $n \geq 5$ $Q_0+ (3+n/2n) \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+ \dots +Q_n)$.

Avec :

- **n** : Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").
- **Q₀** : La charge d'exploitation sous la terrasse.
- **Q₁, Q₂, Q_n** : Les charges d'exploitations des planchers respectifs. Pour notre projet on applique la loi comme suit :

Sous la terrasse : $Q_0 = Q_{\text{terrasse}} \times St$

Sous 9^{ème} : $Q_0+1 \times Q_1$

Sous 8^{ème} : $Q_0+0,95 \times (Q_1 + Q_2)$

Sous 7^{ème} : $Q_0+0,90 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous 6^{ème} : $Q_0+0,85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous 5^{ème} : $Q_0+0,80 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous 4^{ème} : $Q_0+0,75 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

Sous 3^{ème} : $Q_0+0,714 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

Sous 2^{ème} : $Q_0+0,688 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

Sous 1^{er} : $Q_0+0,667 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$

Sous RDC : $Q_0+0,650 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$

Annexe 2

1. Méthode forfaitaire

Le règlement **BAEL 91** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire, cette méthode n'est applicable que si les quatre «04 » conditions suivantes sont remplies :

H1)- La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq \max (5\text{KN/m}^2 ; 2G)$.

H2)- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.

H3)- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_i + 1} \leq 1,25$$

H4)- Fissuration considérée comme non préjudiciable.

➤ Exposé de la méthode :

• Moment en travée :

- $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$
- $M_t \geq \text{Max}\{1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$
- $M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \\ (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \end{cases}$

Avec :

- M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).
- $(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.
- M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

• Moment sur appuis :

- $M=0,2M_0$...appuis derive
- $M=0,6M_0$...pour une poutre à deux travées
- $M=0,5M_0$...pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travée.
- $M=0,4M_0$...pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

• Effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = -\frac{2M_w + M_t}{\alpha} \\ T_e = \frac{2M_e + M_t}{b} \end{cases}$$

Avec :

- T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

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

$$- \alpha = 1 \times \frac{1}{1 + \frac{\sqrt{M_w + M_t}}{M_e + M_t}}$$

- $b = 1 - \alpha$

2. Méthode de CAQUOT :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée. Elle est basée sur la méthode des poutres continues.

➤ Exposé de la méthode :

• Moment sur appuis :

$M_a = 0,15M_0$ Appuis de rive

$M_a = \frac{ql_w^3 + ql_e^3}{8,5(l_w + l_e)}$ Appuis intermédiaire

Avec :

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

• Moment en travée :

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$$

Avec :

- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

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

- q_w : charge répartie à gauche de l'appui considérée.

- q_e : charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcule de chaque côté de l'appui les longueurs de travées fictives « l_w » à gauche et « l_e » à droite avec :

- $l' = 1$ pour une travée de rive.

- $l' = 0,8 \times l$ pour une travée intermédiaire.

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

- **Effort tranchant :**

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

Avec :

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

Annexe 03

1. Vérification des contraintes du béton :

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

La section étant soumise à un moment M_{ser} . La contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

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

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

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

2. Détermination de l'axe neutre :

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

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

Avec:

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

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

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

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

Annexe 4

1. Condition de la flèche de la méthode forfaitaire :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les inégalités ci-dessous sont vérifiées :

➤ Pour les poutres :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

➤ Pour les poutrelles :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

➤ Pour les dalles pleines :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

Avec: $M_t = k \times M_0$: est un coefficient réducteur ($0,75 \leq k \leq 0,85$).

1. Calcul de la flèche :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} \rightarrow \beta_1(\text{tableau})$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \times 10^6}{\beta_1 \times d \times A}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{c28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

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

➤ **Détermination de l'axe neutre :**

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

➤ **Moment d'inertie de la section totale :**

$$I = \frac{b_0}{3} [y^3 + (h - y)^3] + \frac{(b - b_0) h_0^3}{12} + h_0 (b - b_0) \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15A (y - d)^2$$

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

$$I_{fv} = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f c_{28}} ; E_v = \frac{1}{3} E_i$$

$$f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

$$\Delta_f = f_v - f_i$$

Il faut avoir : $\Delta f < \bar{f}$

Avec :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{si } L \leq 5m$$

$$\bar{f} = 5cm + \frac{L}{1000} \quad \text{si } L > 5m$$

Annexe 5

1. Vérification des contraintes du béton dans l'acrotère par le centre de pression :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

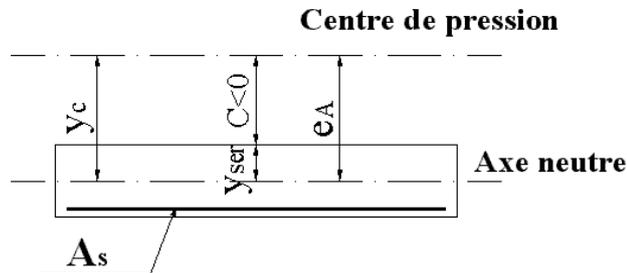


Figure : distance de l'axe neutre.

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

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

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

D'après le « **BAEL 91 modifié 99** » :

On doit résoudre l'équation suivante :

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

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

Avec :

$$n = 15; \begin{cases} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} \end{cases}$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right)$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \Rightarrow \varphi$$

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

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right)$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$$

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

La solution qui convient est : $\begin{cases} y_{ser} = 6,72cm \\ y_c = 37,13cm \end{cases}$

2. Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2] \quad ; \quad n = 15$$

3. Vérification des contraintes :

- Contrainte du béton :

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

$$\sigma_{bc} = 0,39MPa < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Contraintes de l'acier :

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

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \max\left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{nf_{tj}}\right)\right) = 201,63MPa \quad \eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA}$$

Annexe 6**➤ Méthode des lignes de rupture****- Méthode de calcul :**

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures. Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élasto-plastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis.

Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.
- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

1. Principe de calcul :

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

a) travail externe :

Il est en fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, et de la flèche maximale.

$$T_{\text{ext}} = q \cdot S \cdot f$$

Avec :

P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge

f : flèche du centre de gravité de S.

f = f/3 : triangulaire.

f = f/2 : rectangulaire.

b) Travail interne :

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

$$T_{\text{int}} = M \cdot L \cdot \theta$$

Avec :

M : Moment de flexion.

L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.

θ : Angle de rotation.

Le principe de l'état d'équilibre consiste à poser :

Travail extérieur = Travail intérieur ($\sum T_{\text{ext}} = \sum T_{\text{int}}$).

Travail extérieur : en fonction de (charge, portée).

Travail intérieur : en fonction du moment.

2. Hypothèses du calcul :

Pour pouvoir déterminer les fissures (lignes de rupture) dans la dalle, on se base sur les hypothèses de calculs suivantes :

- 1) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides et elles sont supposées rester planes après déformation.
- 2) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.
- 3) la ligne de rupture entre 2 régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- 4) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support (appuis).
- 5) On schématise :
 - Un côté libre par trait continu.
 - Un appui simple par un trait continu contenant des hachures.
 - Un encastrement par un trait continu contenant des doubles hachures.
- 6) on appelle :
 - Ligne de rupture (+) la fissure provoquée par un moment (+).
 - Ligne de rupture (-) la fissure provoquée par un moment (-).
 - La ligne de rupture (+) est schématisée par un trait continu de zigzag.
 - La ligne de rupture (-) est schématisée par un trait discontinu.

Annexe 7

1. Méthode de forfaitaire pour les dalles

Une dalle est considérée comme travaillante suivant deux directions si $\rho = \frac{L_x}{L_y} \geq 0,4$ et la dalle est uniformément chargée.

Nous commencerons par déterminer les moments M_x suivant L_x et M_y suivant L_y

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_x = \mu_x P L_x$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_y = \mu_y M_x$

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont données en fonction du rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et du coefficient de poisson ν avec :

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{Pour l'état limite ultime} \\ \nu = 0,2 & \text{Pour l'état limite de service} \end{cases}$$

Lorsque la dalle fait partie d'un hourdis continu, ou lorsqu'elle est liée à des appuis permettant un encastrement partiel, on réduit les valeurs obtenues sur les appuis. On adopte les valeurs suivantes pour les planchers :

➤ **Panneaux de dalle de rive :**

Moment en travée : $M_{tx} = 0,85 M_x$

$$M_{ty} = 0,85 M_y$$

Moment en appuis : $M_{ax} = M_{ay} = -0,3 M_x$ (appuis de rive)

$$M_{ax} = M_{ax} = -0,5 M_x \text{ (appuis d'intermédiaire)}$$

➤ **Panneau de dalle intermédiaire :**

Moment en travée : $M_{tx} = 0,75 M_x$

$$M_{ty} = 0,75 M_y$$

Moment en appuis : $M_{ax} = M_{ax} = -0,5 M_x$ (appuis d'intermédiaire)

2. Vérification de l'effort tranchant :

$$\text{Suivant } L_x : \tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} ; V_{ux} = \frac{P_u L_x L_y}{2 L_y + L_x}$$

$$\text{Suivant } L_y : \tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 d_y} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} ; V_{uy} = \frac{P_u L_x L_y}{3 L_y}$$

Annexe 8

➤ **Centre de masse :**

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

Le centre de masse (G) sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment : (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles...) ; et il est déterminé par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i \times X_i}{\sum W_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum W_i \times Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

- **W_i** : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.
- **X_i et Y_i** : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- **X_G et Y_G** : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

➤ **Centre de torsion :**

Le centre de torsion (T) est un point caractérisé par :

- Une force passante par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} \times X_i}{\sum I_{yi}}$$

$$Y_T = \frac{\sum I_{xi} \times Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- **I_x et I_y** : Les inerties suivant les axes **x** et **y** respectivement de chaque élément de contreventement (poteau, voile).
- **X_i et Y_i** : Coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- **X_T et Y_T** : Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité.
- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
 - Pour les poteaux : $I_x = \frac{b h^3}{12}$; $I_y = \frac{h b^3}{12}$
 - pour les voiles pleins : $I_x = \frac{L e^3}{12}$; $I_y = \frac{e L^3}{12}$
 - pour les voiles avec ouvertures : $I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11} \cdot \frac{2mc}{(I_1 + I_2)} \cdot \frac{A_0 (\alpha, \xi)}{\alpha^2} + 1}$

Avec :

a_n : coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$$a_n = \left(\frac{11}{20} + \frac{8}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3} \right) \frac{20}{11} \quad \text{Si } n \leq 11$$

$$a_n = 1 \quad \text{Si } n > 11$$

I : Inertie totale du refend.

E : Module d'élasticité du matériau constituant le refend.

m : Moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$$

I_i : Moment d'inertie des trumeaux.

A_i : Aire des éléments du refend.

2c : Distance entre les deux centres de gravité des trumeaux.

a : Demi-portée de l'ouverture.

$\alpha = w H_0$ (Coefficient du monolithisme des voiles)

H_0 : Hauteur totale du refend.

$$w^2 = \frac{3 i l c}{I_0 m . a^3 . H} \quad : \text{Voile à une seule file d'ouverture.}$$

$$w^2 = \frac{G}{3 I H} \left[2 \left(\frac{i c^2}{a^3} \right) \right] \quad : \text{Voile à une deux d'ouvertures.}$$

H: Hauteur d'étage.

$A_0 (\alpha, \xi)$: est une fonction de ' α ' et ' ξ ' qui vaut :

$$A_0 (\alpha, \xi) = \frac{2}{3} + \frac{2 - \alpha^2}{\alpha^3} \cdot \frac{\text{sh } \alpha}{\text{ch } \alpha} - \frac{2}{\alpha^2 \text{ ch } \alpha} \quad \text{Si } \xi = 0$$

$$\text{Avec : } \xi = \frac{X}{H} \quad \text{Si } 0 < \xi < 1$$

$$A_0 (\alpha, \xi) = \frac{1}{3} (2 - 3\xi + \xi^3) + \frac{2}{\alpha^2} \xi + \frac{2 - \alpha^2}{\alpha^3 \text{ ch } \alpha} \cdot \text{sh } \alpha (1 - \xi) - \frac{2}{\alpha^2} \frac{\text{ch } \alpha \xi}{\text{ch } \alpha}$$

Remarque : Si $\alpha > 10$, on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile est considéré comme étant plein.

Annexe 9

➤ Vérification des déplacements inter étage :

On doit vérifier que :

$$\Delta_k^x \leq \bar{\Delta} \text{ et } \Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$$

$$\text{Où } \bar{\Delta} = 0,01h_e$$

Avec :

$$\delta_k^x = R\delta_{ek}^x \text{ et } \delta_k^y = R\delta_{ek}^y$$

$$\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \text{ et } \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$$

- Δ_k^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x.
- δ_{ek}^x : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x.

Annexe 10

➤ **Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u :**

La contrainte de cisaillement se calculera au niveau de l'axe neutre de la section, elle est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est Donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_{bu} : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

V.3.3.2. Contrainte tangente admissible $\bar{\tau}_u$:

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

- ✓ **Selon le CBA93 :** Armatures droites ($\alpha = 90^\circ$).

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\bar{\tau}_u$	$\text{Min} \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right\}$	$\text{Min} \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right\}$
Situation durable	$\bar{\tau}_u = 2,5MPa$	$\bar{\tau}_u = 3,3MPa$
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3,26MPa$	$\bar{\tau}_u = 4,34MPa$

Tableau : Calcul de $\bar{\tau}_u$.

- ✓ **Selon le RPA99 version 2003 :**

[Art 7.4.3.2] (1)

$$\bar{\tau}_{ub} = \rho_d \times f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$ Si l'élanement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,04$ Si l'élanement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élanement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = \frac{L_f}{i} \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}} \end{array} \right.$$

Pour une section carrée de côté (a) l'élanement a pour valeur : $\lambda = \frac{L_f}{i} \sqrt{12} \approx 3,46 \frac{L_f}{a}$

Annexe 11**Vérification selon le RPA et CBA :**

- $A_{\min \text{ CBA}} = \frac{B}{1000}$ [Art B.6.4]
- $A_{\min \text{ RPA}} = 0,009 \times b \times h$ Zone III [Art 7.4.2.1]

Annexe 12

- Selon le CBA93 : [Art A.5.1.2.3]

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs \emptyset_t est donné par la relation suivante :

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l \right)$$

Avec : \emptyset_l : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

h:Hauteur de la section droite.

b:Largeur de la section droite.

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \text{Min} [0,9d; 40\text{cm}] .$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

Avec : A_t :Section d'armatures transversales.

S_t :Espacement des armatures transversales.

On prend : $f_e = 400 \text{ MPa}$.

On a : $\emptyset_l \text{ min} = 1,2 \text{ cm}$

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{300}{35} = 8,57\text{mm}; \frac{300}{10} = 30\text{mm}; 12\text{mm} \right) = 8,57\text{mm} \dots \text{(bloc A)}$$

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{350}{35} = 10\text{mm}; \frac{350}{10} = 35\text{mm}; 12\text{mm} \right) = 10\text{mm} \dots \text{(bloc B)}$$

Donc, on choisit : $\emptyset_t = 8\text{mm}$

- Selon le RPA99 version 2003 : [Art.7.4.2.2]

$$\text{On a: } S_t = \frac{h \times A_t \times f_e}{\rho \times V_u}$$

Avec :

- A_t : Section d'armatures transversales.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- V_u : Effort tranchant à l'ELU.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- h: Hauteur totale de la section brute.

- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant. $\lambda = \frac{L_f}{i}$

$$\begin{cases} \rho = 2,5 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ \rho = 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

Le **RPA99 version 2003** fixe les espacements maximaux comme suit :

- Dans la zone nodale: $S_t \leq 10\text{cm}$ En zone III.
- Dans la zone courante: $S_t \leq \text{Min}(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_1)$ En zone III.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t \times b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \text{Si } \lambda_g \geq 5: & \frac{A_t}{S_t \times b_1} = 0,3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : & \frac{A_t}{S_t \times b_1} = 0,8\% \\ \text{Si } : 3 < \lambda_g < 5 : & 0,3\% < \frac{A_t}{S_t \times b_1} < 0,8\% \end{cases}$$

Avec : $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$

Annexe 13

❖ **Recommandations du RPA99 : [Art 7.5.2.1]****Armatures longitudinales :**

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.

- $A_s^{min} = 0.5\% (b \times h) = 0.005 \times (30 \times 40) = \mathbf{6 \text{ cm}^2}$
- $A_s^{min} = 0.5\% (b \times h) = 0.005 \times (30 \times 30) = \mathbf{4,5 \text{ cm}^2}$

- Le pourcentage maximal des aciers longitudinales est de :
- 4% en Zone courante.
 - 6% en Zone nodale.

➤ **Poutre de section (30x40) :**

$$\begin{cases} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone nodale} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_s^{max} = 0,04 \times (30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2 \\ A_s^{max} = 0,06 \times (30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Poutre de section (30x30) :**

$$\begin{cases} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone nodale} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_s^{max} = 0,04 \times (30 \times 30) = 36 \text{ cm}^2 \\ A_s^{max} = 0,06 \times (30 \times 30) = 54 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

❖ **Recommandations du CBA93:**

- $A_s^{min} = 0,1\% (b \times h) = 0,001 \times (30 \times 40) = \mathbf{1,2 \text{ cm}^2}$
- $A_s^{min} = 0,1\% (b \times h) = 0,001 \times (30 \times 30) = \mathbf{0,9 \text{ cm}^2}$

Annexe 14

➤ Armatures transversales :

- Selon le CBA 93 : [Art A.6.4.2]

$$\phi_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right]$$

$$A_t \leq \frac{V_{\max}}{f_e / \gamma_s}$$

$$S_t = \frac{0,9 \cdot f_e \cdot A_t \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)}{\gamma_s \cdot b_0 \cdot (\tau_u - 0,3 \cdot K \cdot f_{t28})}$$

$$\text{D'après RPA 99 : } \begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b \\ S \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} \text{ et } 12\phi_l \text{ min} \right) : \text{Zone nodale} \\ S' \leq \frac{h}{2} : \text{Zone courant} \end{cases} \quad [\text{Art 7.5.2.2}]$$

$$\text{D'après CBA 93 : } \begin{cases} S_t \leq \text{Min} (0,9d ; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,4 \text{MPa} \end{cases}$$

Annexe 15

❖ CBA :

$$0,1\% \leq \frac{2.A_y}{a.b} \leq 0,5\%$$

Avec :

a : l'épaisseur du voile.

b : la largeur de la zone tendue.

❖ RPA 99 version 2003 :

[Art 7.7.4.3]

$A_v = 0,2\% B_t$ B_t : la section horizontale tendue du voile. [Art 7.7.4.1]

$\begin{cases} A_v = 0,15\% B & \text{Dans la section globale du voile.} \\ A_v = 0,10\% B & \text{En zone courante.} \end{cases}$ [Art 7.7.4.3]

- Espacement des armatures verticales :

D'après le RPA 99 version 2003, on a l'espacement admissible :

$$S_v \leq \text{Min} [1,5a ; 30\text{cm}]$$

$$S_v \leq \text{Min} [1,5 \times 25 = 37,5\text{cm} ; 30\text{cm}] = 30\text{cm}$$

On prend : $S_v = 20\text{cm}$ $S_v = \begin{cases} S_v = 20\text{cm} & \text{Zone courante} \\ \frac{S_v}{2} = 10\text{cm} & \text{Zone d'extrémité} \end{cases}$

Annexe 16

➤ **Calcul des linteaux :**✓ **Recommandations réglementaires :****- Selon le CBA 93 :**

Même conditions que pour les poutres.

- Selon le RPA 99 :

Contrainte limite de cisaillement :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\text{Où : } \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \text{ avec : } \bar{V} = 1,4 V_u$$

b_0 : Épaisseur du linteau.

d : hauteur utile. $d = 0,9 \times h$.

h : la hauteur totale de la section brute

V_u : effort tranchant ultime.

Ferraillage des linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple, avec les efforts M et T .

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion : A_l
- Des aciers transversaux : A_t
- Des aciers en partie courante (acier de peau) : A_p

$$\diamond \text{ Premier cas: } \tau_b \leq 0,06 f_{c28}$$

- **Aciers longitudinaux :**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule : $A_t \geq \frac{M}{Z \times f_e}$

Avec : $Z = h - 2d'$

M : moment du à l'effort tranchant : $\bar{V} = 1,4 V$

h : hauteur totale du linteau.

d' : distance d'enrobage.

- **Aciers transversales :**

- Premier sous cas : linteau long ($\lambda_g = \frac{L}{h} > 1$) : $S_t \leq \frac{A_t \times f_e \times Z}{\bar{V}}$

Avec : S_t : Espacement entre les armatures transversales.

A_t : Section d'armatures transversales.

L : portée du linteau.

$$Z = h - 2 d'$$

- **Deuxième sous cas** : linteau courts ($\lambda_g = \frac{L}{h} \leq 1$) :

$$\text{On doit avoir : } S_t \leq \frac{A_t \times f_e \times L}{V + (A_t \times f_e)}$$

$$\text{Avec : } V = \min (V1, V2). \quad V2 = 2 \times V_{u\text{calcul}} \quad \text{et} \quad V1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$$

M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée L_{ij} et calculés par : $M_c = V_l \times f_e \times Z$; $Z = h - 2d'$.

❖ **Deuxième cas** : $\tau_b > 0,06 \times f_{c28}$

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferraillements longitudinaux (supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante (**armature de peau**) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M , V) sont repris suivant des bielles diagonales (de Compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_d à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_d = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin \alpha} \text{ Avec : } \alpha = \tan^{-1} \left(\frac{h-2d}{L} \right) \text{ et } V = V \text{ calcul (sans majoration).}$$

• **Ferraillement minimal :**

- Armatures longitudinales :

$$(A_l ; A_l') \geq 0,15\% \times b \times h$$

- Armatures transversales :

$$\text{Pour } \tau_b \leq 0,025 \times f_{c28} : A_t \geq 0,15\% \times b \times S_t$$

$$\text{Pour } \tau_b > 0,025 \times f_{c28} : A_t > 0,25\% \times b \times S_t$$

- Armatures de peau :

$$A_p \geq 0,20\% \times b \times h$$

A_p (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%.

Annexe 17

Le mur de soutènement est considéré comme dalle pleine encastrée sur les quatre côtés, il est sollicité par une charge uniformément répartie, représentant la poussée horizontale (P) due au poids des terres :

$$P = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot h^2$$

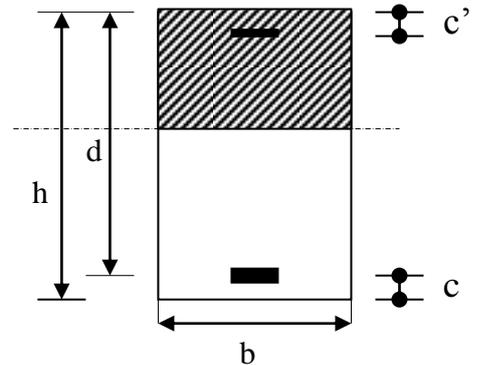
Avec :

- γ : poids volumique des terres.
- h : hauteur du voile.
- k_a : Coefficient de poussée loi de Rankine. $K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$
- φ : Angle de frottement interne.

ORGANIGRAMME I

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

LES DONNEES
Caractéristique du béton et l'acier
Sollicitation M_u



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

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\zeta_{es}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \zeta_{es}}$$

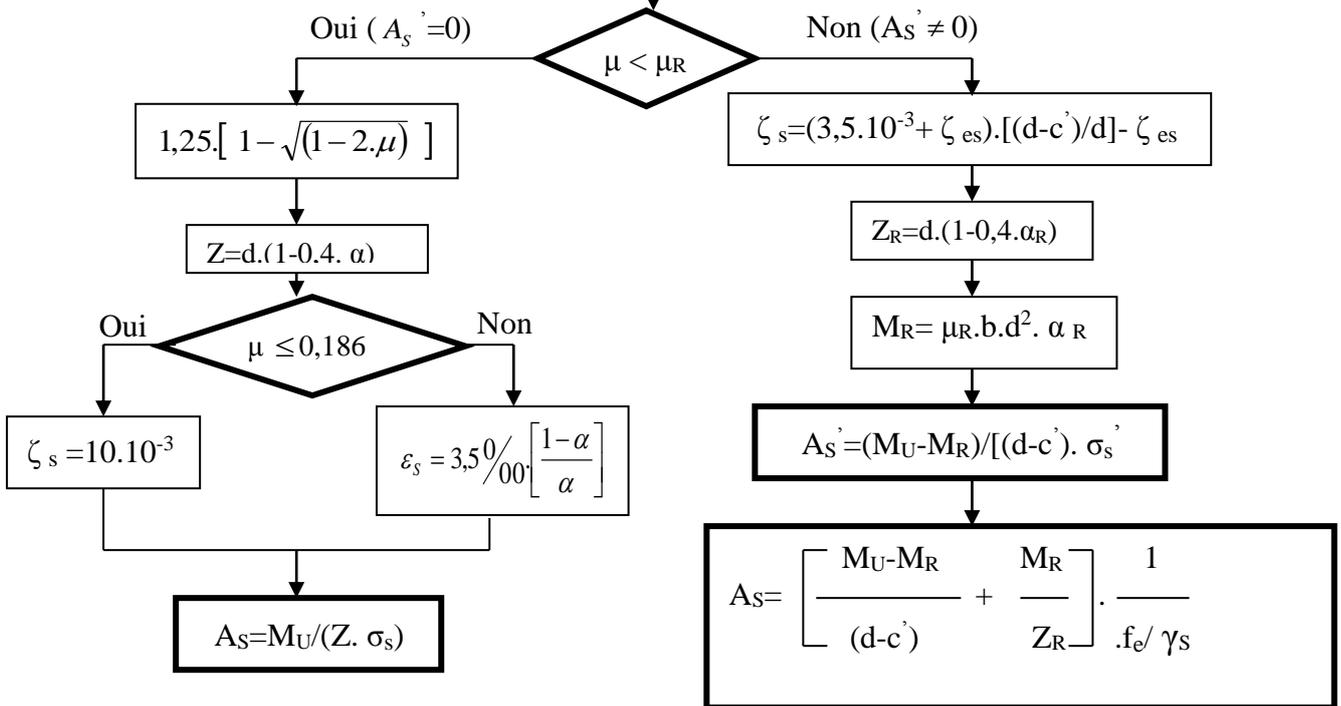
$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

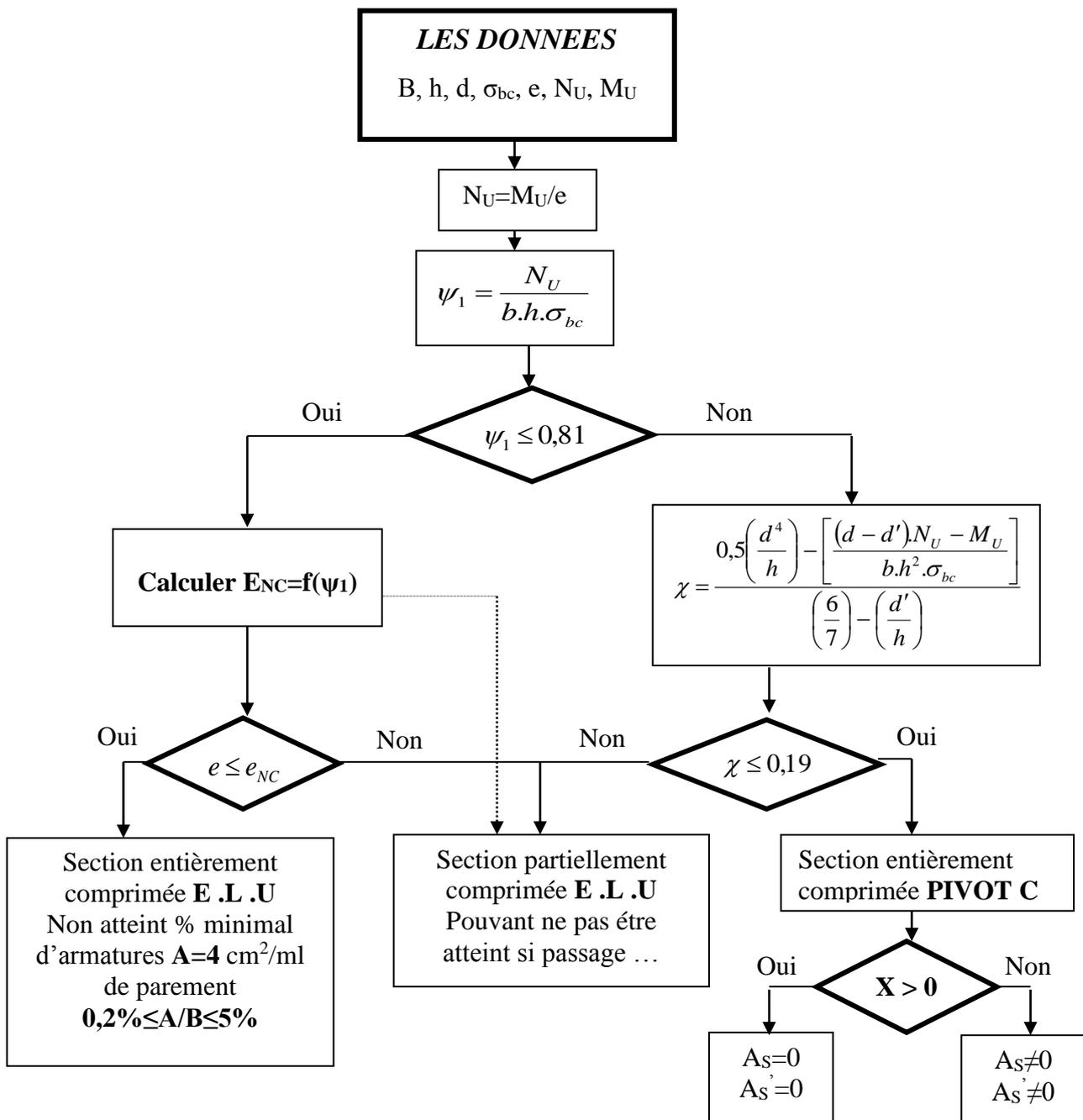
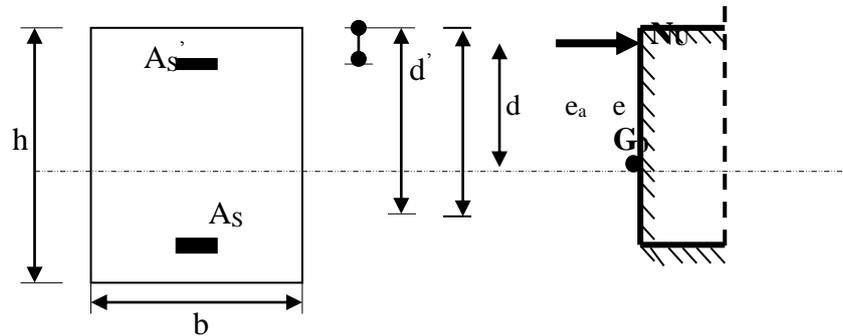
Situation durable :

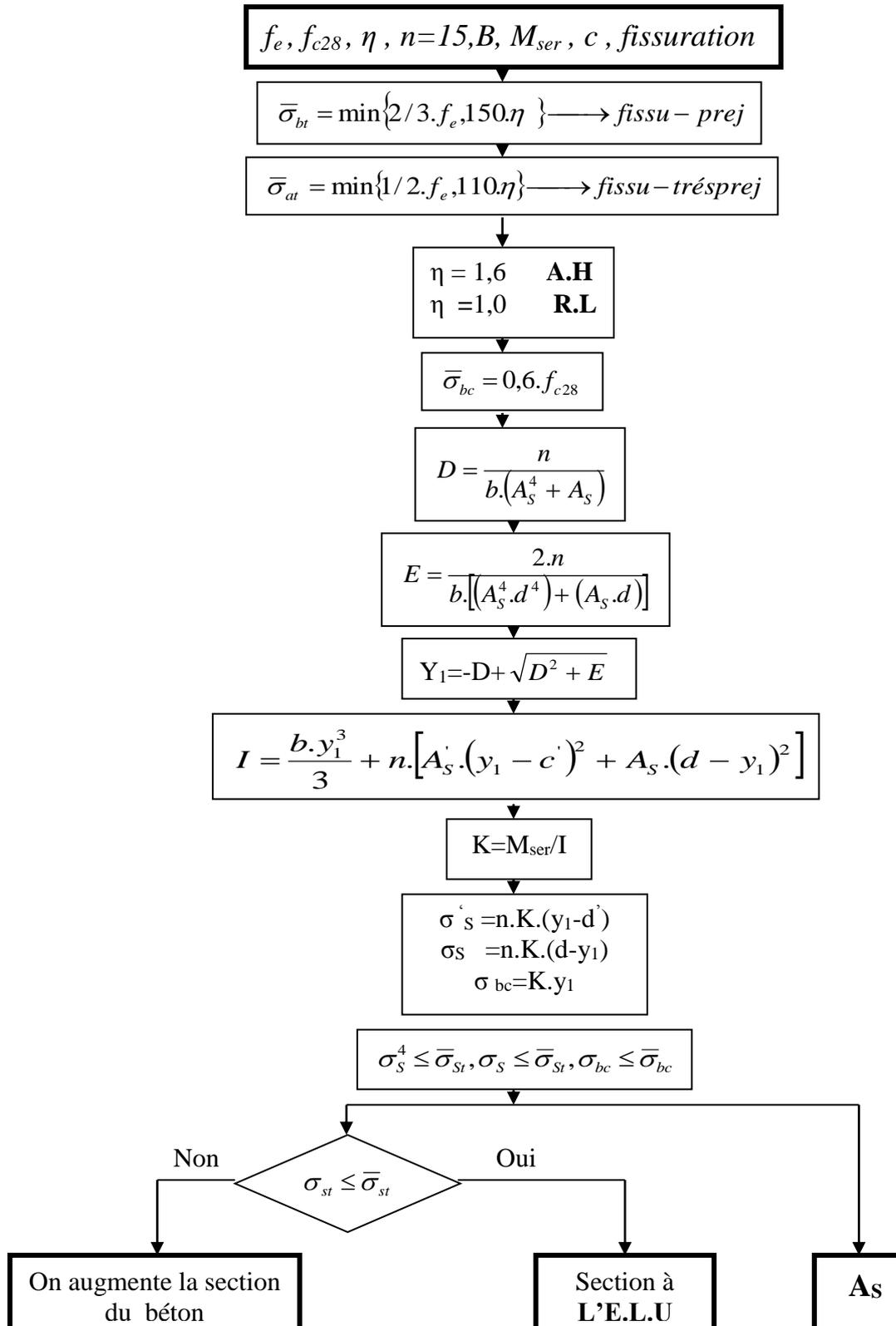
$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases}$$

Situation accidentelle :

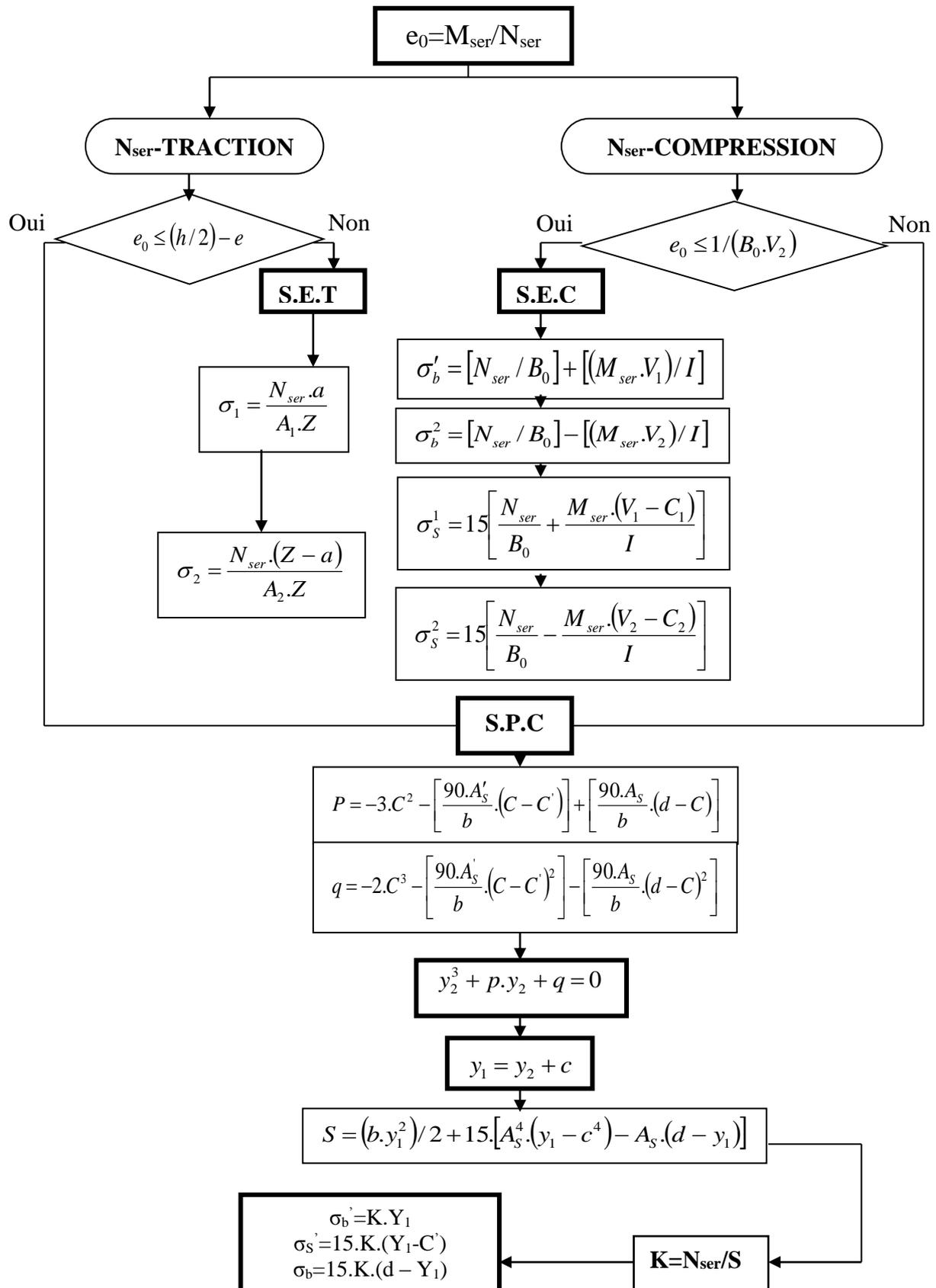
$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$$



ORGANIGRAMME II**CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE**

ORGANIGRAMME III**VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S**

ORGANIGRAMME IV
FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S



Semelles supportant un effort axial seul

Organigramme V: Calcul des fondations

ELS $\Rightarrow \bar{\sigma}_{sol} = \bar{\sigma}_{sol}$
 ELU $\Rightarrow \bar{\sigma}_{sol} = 2 \cdot \bar{\sigma}_{sol}$

Semelle filante sous mur

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_{ser} = G + Q$$

On prend A_{Max}

$$A \geq \frac{N}{1000 \cdot \bar{\sigma}_{sol}}$$

$$d \geq \frac{A - a}{4}$$

Fiss Préj $\rightarrow e \geq 3 \text{ cm}$
 Fiss très Préj $\rightarrow e \geq 5 \text{ cm}$

$$h \geq d + \frac{\phi}{2} + e$$

ELS
 Fiss Préj $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \text{Min}[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{n \cdot f_{t28}}]$
 Fiss très Préj $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \text{Min}[0.5f_e; 90\sqrt{n \cdot f_{t28}}]$

choix de $h \rightarrow$ calcul d

pour HA $\rightarrow n = 1.6$
 pour RL $\rightarrow n = 1$

$$d = h - \frac{\phi}{2} - e$$

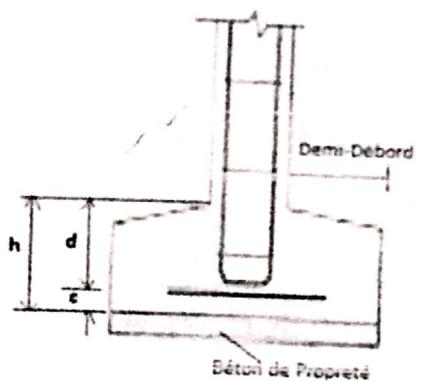
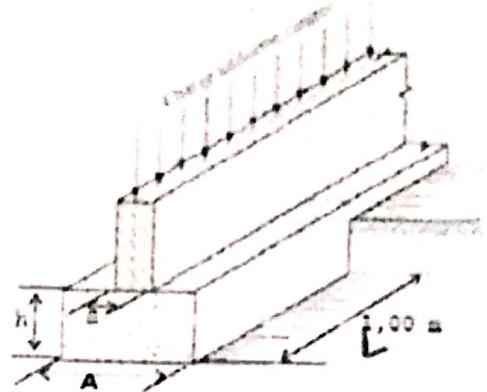
$$A_a = \frac{N \cdot (A - a)}{8 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s}$$

ELU

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

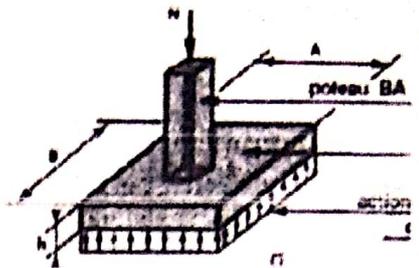
$$A_{finale} = \text{Max}[A_{ELU}; A_{ELS}]$$

$$A_{rép}(\text{cm}^2) = \frac{A_{choix}(\text{cm}^2) \cdot B(\text{m})}{4}$$



Semelles supportant un effort axial seul

Semelle rectangulaire isolée sous poteau rectangulaire



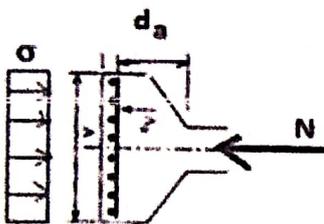
ELS $\Rightarrow \bar{\sigma}_{sol} = \bar{\sigma}_{sol}$

ELU $\Rightarrow \bar{\sigma}_{sol} = 2 \cdot \bar{\sigma}_{sol}$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_{ser} = G + Q$$

$$A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} ; B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$



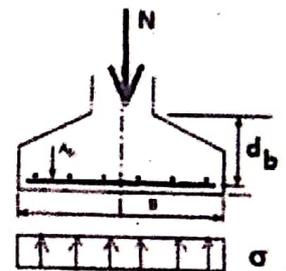
$$d_a \geq \frac{A-a}{4} ; d_b \geq \frac{B-b}{4}$$

$$h \geq d_{max} + \frac{\phi}{2} + e$$

Fiss Préj $\rightarrow e \geq 3 \text{ cm}$

Fiss très Préj $\rightarrow e \geq 5 \text{ cm}$

choix de $h \rightarrow$ calcul d_a et d_b



$$d_b = h - e - \frac{\phi_b}{2} ; d_a = d_b - \frac{(\phi_a + \phi_b)}{2}$$

$$A_a = \frac{N \cdot (A-a)}{8 \cdot d_a \cdot \bar{\sigma}_s} ; A_b = \frac{N \cdot (B-b)}{8 \cdot d_b \cdot \bar{\sigma}_s}$$

pour HA $\rightarrow n = 1.6$

pour RL $\rightarrow n = 1$

ELS

Fiss Préj $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \text{Min}[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{n \cdot f_{t28}}]$

Fiss très Préj $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \text{Min}[0.5f_e; 90\sqrt{n \cdot f_{t28}}]$

ELU

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_{finale} = \text{Max}[A_{ELU}; A_{ELS}]$$

Charges en Newton

Longueurs en mm

$\bar{\sigma}_{sol}$ en MPa

Semelles supportant un effort axial seul

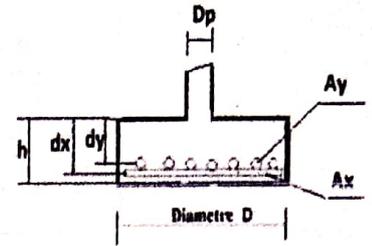
Semelle isolée circulaire sous poteau circulaire

ELS $\Rightarrow \bar{\sigma}_{sol} = \bar{\sigma}_{sol}$

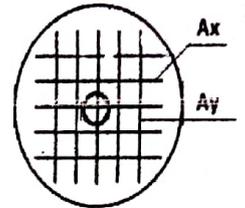
ELU $\Rightarrow \bar{\sigma}_{sol} = 2 \cdot \bar{\sigma}_{sol}$

$N_u = 1.35G + 1.5Q$

$N_{ser} = G + Q$



$D \geq 1.13 \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}}$



$d_x \geq \frac{D - D_p}{4}$

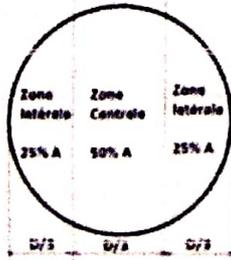
$h \geq d_x + \frac{\phi}{2} + e$

choix de h \rightarrow calcul d_y et d_x

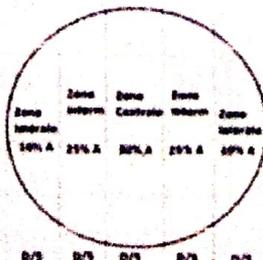
$d_x = h - \left(\frac{\phi}{2} + e\right) ; d_y = d_x - \frac{(\phi_x + \phi_y)}{2}$

Remarque :

- Si $D < 1 \text{ m}$ \rightarrow répartition uniforme des armatures
- Si $1 \text{ m} < D < 3 \text{ m}$ \rightarrow - Zone centrale (D/3) : 0,5 Ax et 0,5 Ay
- Zone latérale (D/3) : 0,25 Ax et 0,25 Ay



- Si $D > 3 \text{ m}$ \rightarrow - Zone centrale : 0,3 Ax et 0,3 Ay
- Zone intermédiaire : 0,25 Ax et 0,25 Ay
- Zone latérale : 0,1 Ax et 0,1 Ay



$A_x = \frac{N \cdot (D - D_p)}{3\pi \cdot d_x \cdot \bar{\sigma}_s} ; A_y = \frac{N \cdot (D - D_p)}{3\pi \cdot d_y \cdot \bar{\sigma}_s}$

$A_{finale} = \text{Max}[A_{ELU}; A_{ELS}]$

Semelles supportant un Effort Normal N et un Moment M

Semelle rectangulaire isolée sous poteau rectangulaire

Répartition Triangulaire de la réaction du sol

Suivant A

Suivant B

$$e_{0a} = \frac{M_a}{N}$$

$$e_{0b} = \frac{M_b}{N}$$

$$\left[1.995 \frac{b}{a} \cdot \bar{\sigma}_{sol}\right] A^2 - \left[3.99 \frac{b}{a} \cdot e_{0a} \cdot \bar{\sigma}_{sol}\right] A - 2N \geq 0$$

$$\left[1.995 \frac{a}{b} \cdot \bar{\sigma}_{sol}\right] B^2 - \left[3.99 \frac{a}{b} \cdot e_{0b} \cdot \bar{\sigma}_{sol}\right] B - 2N \geq 0$$

Oui

$$e_{0a} = \frac{M_a}{N} \geq \frac{A}{6}$$

Non

Répartition Trapézoïdale

Non

$$e_{0b} = \frac{M_b}{N} \geq \frac{B}{6}$$

Oui

On déterminera A et puis B $\rightarrow \frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

On déterminera B et puis A $\rightarrow \frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

$$d_a \geq \frac{A-a}{4} ; d_b \geq \frac{B-b}{4}$$

$$h \geq d_{max} + \frac{\phi}{2} + e$$

choix de h \rightarrow

$$d_b = h - e - \frac{\phi_b}{2} ; d_a = d_b - \frac{(\phi_a + \phi_b)}{2}$$

(Méthode des moments) Suivant A

Ferrailage

(Méthode des moments) Suivant B

$$\sigma_{2a} = \frac{2 \cdot N}{3 \left(\frac{A}{2} - e_{0a}\right) \cdot B}$$

$$\sigma_{3a} = \frac{(A + 0.35 \cdot a - 3 \cdot e_{0a})}{3 \left(\frac{A}{2} - e_{0a}\right)} \sigma_{2a}$$

$$R_a = \left(\frac{A}{2} - 0.35a\right) \left(\frac{\sigma_{2a} + \sigma_{3a}}{2}\right) \cdot B$$

$$S_{Ra} = \frac{\left(\frac{A}{2} - 0.35a\right)}{3} \left(\frac{2 \cdot \sigma_{2a} + \sigma_{3a}}{\sigma_{2a} + \sigma_{3a}}\right)$$

$$M_{1a} = R_a \cdot S_{Ra}$$

$$A_a = \frac{M_{1a}}{\beta \cdot d_a \cdot \bar{\sigma}_s}$$

$$\sigma_{2b} = \frac{2 \cdot N}{3 \left(\frac{B}{2} - e_{0b}\right) \cdot A}$$

$$\sigma_{3b} = \frac{(B + 0.35 \cdot b - 3 \cdot e_{0b})}{3 \left(\frac{B}{2} - e_{0b}\right)} \sigma_{2b}$$

$$R_b = \left(\frac{B}{2} - 0.35b\right) \left(\frac{\sigma_{2b} + \sigma_{3b}}{2}\right) \cdot A$$

$$S_{Rb} = \frac{\left(\frac{B}{2} - 0.35b\right)}{3} \left(\frac{2 \cdot \sigma_{2b} + \sigma_{3b}}{\sigma_{2b} + \sigma_{3b}}\right)$$

$$M_{1b} = R_b \cdot S_{Rb}$$

$$A_b = \frac{M_{1b}}{\beta \cdot d_b \cdot \bar{\sigma}_s}$$

β entre 0,85 et 0,9

Si le moment M_b (suivant b) est nul ($M_b = 0$):

$$N'_a = N \left(1 + \frac{3 \cdot e_{0a}}{A}\right) \Rightarrow A_b = N'_a \frac{(B-b)}{8 \cdot d_b \cdot \bar{\sigma}_s}$$

Si le moment M_a (suivant a) est nul ($M_a = 0$):

$$N'_b = N \left(1 + \frac{3 \cdot e_{0b}}{B}\right) \Rightarrow A_a = N'_b \frac{(A-a)}{8 \cdot d_a \cdot \bar{\sigma}_s}$$

Semelles supportant un Effort Normal N et un Moment M

Semelle rectangulaire isolée sous poteau rectangulaire

Répartition Trapézoïdale de la réaction du sol

Suivant A

Suivant B

$$e_{0a} = \frac{M_a}{N}$$

$$e_{0b} = \frac{M_b}{N}$$

$$\left[\frac{b}{a} \cdot \bar{\sigma}_{sol} \right] A^3 - [N] \cdot A - [3 \cdot e_{0a} \cdot N] \geq 0$$

$$\left[\frac{a}{b} \cdot \bar{\sigma}_{sol} \right] B^3 - [N] \cdot B - [3 \cdot e_{0b} \cdot N] \geq 0$$

Oui

$$e_{0a} = \frac{M_a}{N} \leq \frac{A}{6}$$

Non

Répartition Triangulaire

Non

$$e_{0b} = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$$

Oui

On déterminera A et puis B $\rightarrow \frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

On déterminera B et puis A $\rightarrow \frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

(Méthode des bielles) Suivant A

$$A_a = N'_a \frac{(A-a)}{8 \cdot d_a \cdot \bar{\sigma}_s}; N'_a = N \left(1 + \frac{3 \cdot e_{0a}}{A} \right)$$

Si M_b (suivant b) est nul ($M_b = 0$):

$$A_b = N'_a \frac{(B-b)}{8 \cdot d_b \cdot \bar{\sigma}_s}$$

$$\sigma_{1a} = \frac{N}{AB} \left(1 - \frac{6 \cdot e_{0a}}{A} \right)$$

(Méthode des Moments) Suivant A

$$\sigma_{2a} = \frac{N}{A \cdot B} \left(1 + \frac{6 \cdot e_{0a}}{A} \right)$$

$$\sigma_{3a} = \frac{N}{A \cdot B} \left(1 + \frac{4,2 \cdot a \cdot e_{0a}}{A^2} \right)$$

$$R_a = \left(\frac{A}{2} - 0,35a \right) \left(\frac{\sigma_{2a} + \sigma_{3a}}{2} \right) \cdot B$$

$$S_{Ra} = \frac{\left(\frac{A}{2} - 0,35a \right)}{3} \cdot \left(\frac{2 \cdot \sigma_{2a} + \sigma_{3a}}{\sigma_{2a} + \sigma_{3a}} \right)$$

$$M_{1a} = R_a \cdot S_{Ra}$$

$$A_a = \frac{M_{1a}}{\beta \cdot d_a \cdot \bar{\sigma}_s}$$

Si le moment M_b (suivant b) est nul ($M_b = 0$):

$$N'_a = N \left(1 + \frac{3 \cdot e_{0a}}{A} \right) \Rightarrow A_b = N'_a \frac{(B-b)}{8 \cdot d_b \cdot \bar{\sigma}_s}$$

$$d_a \geq \frac{A-a}{4}; d_b \geq \frac{B-b}{4}$$

$$h \geq d_{max} + \frac{\emptyset}{2} + e$$

choix de h \rightarrow

$$d_b = h - e - \frac{\emptyset_b}{2}; d_a = d_b - \frac{(\emptyset_a + \emptyset_b)}{2}$$

Ferrailage

$$e_{0a} \leq \frac{A}{18} \text{ Ou } e_{0b} \leq \frac{B}{18}$$

Oui

Oui

Non

(Méthode des bielles) Suivant B

$$A_b = N'_b \frac{(B-b)}{8 \cdot d_b \cdot \bar{\sigma}_s}; N'_b = N \left(1 + \frac{3 \cdot e_{0b}}{B} \right)$$

Si M_a (suivant a) est nul ($M_a = 0$):

$$A_a = N'_b \frac{(A-a)}{8 \cdot d_a \cdot \bar{\sigma}_s}$$

$$\sigma_{1b} = \frac{N}{AB} \left(1 - \frac{6 \cdot e_{0b}}{B} \right)$$

(Méthode des Moments) Suivant B

$$\sigma_{2b} = \frac{N}{A \cdot B} \left(1 + \frac{6 \cdot e_{0b}}{B} \right)$$

$$\sigma_{2b} = \frac{N}{AB}$$

$$\sigma_{3b} = \frac{N}{A \cdot B} \left(1 + \frac{4,2 \cdot b \cdot e_{0b}}{B^2} \right)$$

$$R_b = \left(\frac{B}{2} - 0,35b \right) \left(\frac{\sigma_{2b} + \sigma_{3b}}{2} \right) \cdot A$$

$$S_{Rb} = \frac{\left(\frac{B}{2} - 0,35b \right)}{3} \cdot \left(\frac{2 \cdot \sigma_{2b} + \sigma_{3b}}{\sigma_{2b} + \sigma_{3b}} \right)$$

$$M_{1b} = R_b \cdot S_{Rb}$$

$$A_b = \frac{M_{1b}}{\beta \cdot d_b \cdot \bar{\sigma}_s}$$

Si le moment M_a (suivant a) est nul ($M_a = 0$):

$$N'_b = N \left(1 + \frac{3 \cdot e_{0b}}{B} \right) \Rightarrow A_a = N'_b \frac{(A-a)}{8 \cdot d_a \cdot \bar{\sigma}_s}$$

β entre 0,85 et 0,9

Semelles supportant un Effort Normal N et un Moment M

Semelle filante sous mur

On prend $B=1m$; Donc A ?

Répartition Triangulaire de la réaction du sol

$$e_{0a} = \frac{M_a}{N}$$

$$A \geq \frac{4 \cdot N + 7980 \cdot \bar{\sigma}_{sol} \cdot e_{0a}}{3990 \cdot \bar{\sigma}_{sol}}$$

Répartition Trapézoïdale

Non

$$e_{0a} = \frac{M_a}{N} \geq \frac{A}{6}$$

On déterminera A

$$d \geq \frac{A - a}{4}$$

$$h \geq d + \frac{\phi}{2} + e$$

choix de $h \rightarrow$ calcul d

Ferraillage (Méthode des Moments)

$$\sigma_{2a} = \frac{2 \cdot N}{3 \left(\frac{A}{2} - e_{0a} \right) \cdot 1000}$$

$$\sigma_{3a} = \frac{(A + 0.35 \cdot a - 3 \cdot e_{0a})}{3 \left(\frac{A}{2} - e_{0a} \right)} \sigma_{2a}$$

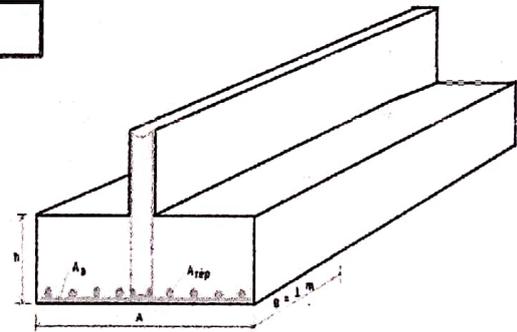
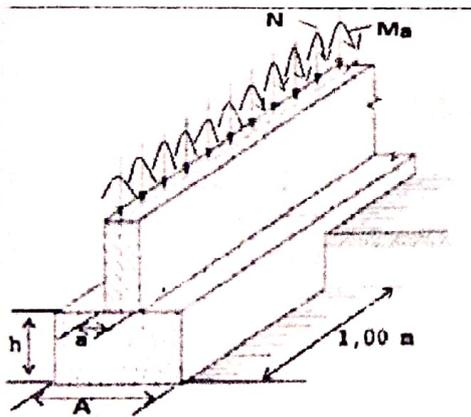
$$R_a = \left(\frac{A}{2} - 0.35a \right) \left(\frac{\sigma_{2a} + \sigma_{3a}}{2} \right) \cdot 1000$$

$$S_{Ra} = \frac{\left(\frac{A}{2} - 0.35a \right)}{3} \left(\frac{2 \cdot \sigma_{2a} + \sigma_{3a}}{\sigma_{2a} + \sigma_{3a}} \right)$$

$$M_{1a} = R_a \cdot S_{Ra}$$

$$A_a = \frac{M_{1a}}{\beta \cdot d_a \cdot \bar{\sigma}_s}$$

$$A_{rép}(cm^2) = \frac{A_a(cm^2) \cdot A(m)}{4}$$



Semelles supportant un Effort Normal N et un Moment M

Semelle filante sous mur

Répartition Trapézoïdale de la réaction du sol

$$e_{0a} = \frac{M_a}{N}$$

$$[1000 \cdot \bar{\sigma}_{sol}] A^2 - [N] \cdot A - [3 \cdot e_{0a} \cdot N] \geq 0$$

On déterminera A

$$d_a \geq \frac{A - a}{4}$$

$$h \geq d_a + \frac{\phi}{2} + e$$

choix de $h \rightarrow$ calcul d_a

Ferraillage

$$e_{0a} = \frac{M_a}{N} \leq \frac{A}{18}$$

(Méthode des Moments)

Non

Oui

(Méthode des bielles)

$$\sigma_{2a} = \frac{N}{A \cdot 1000} \left(1 + \frac{6 \cdot e_{0a}}{A} \right)$$

$$\sigma_{3a} = \frac{N}{A \cdot 1000} \left(1 + \frac{4,2 \cdot a \cdot e_{0a}}{A^2} \right)$$

$$R_a = \left(\frac{A}{2} - 0,35a \right) \left(\frac{\sigma_{2a} + \sigma_{3a}}{2} \right) \cdot 1000$$

$$S_{Ra} = \frac{\left(\frac{A}{2} - 0,35a \right)}{3} \cdot \left(\frac{2 \cdot \sigma_{2a} + \sigma_{3a}}{\sigma_{2a} + \sigma_{3a}} \right)$$

$$M_{1a} = R_a \cdot S_{Ra}$$

$$A_a = \frac{M_{1a}}{\beta \cdot d_a \cdot \bar{\sigma}_s}$$

$$A_{r\acute{e}p} (cm^2) = \frac{A_a (cm^2) \cdot A (m)}{4}$$

$$N'_a = N \left(1 + \frac{3 \cdot e_{0a}}{A} \right) \Rightarrow A_a = N'_a \frac{(A - a)}{8 \cdot d_a \cdot \bar{\sigma}_s}$$

$$A_{r\acute{e}p} (cm^2) = \frac{A_a (cm^2) \cdot A (m)}{4}$$

Semelles supportant un Effort Normal N et un Moment M

ELS $\Rightarrow \bar{\sigma}_{sol} = \bar{\sigma}_{sol}$

ELU $\Rightarrow \bar{\sigma}_{sol} = 2 \cdot \bar{\sigma}_{sol}$

Semelle isolée circulaire sous poteau circulaire

Fiss Prév $\rightarrow e \geq 3 \text{ cm}$

Fiss très Prév $\rightarrow e \geq 5 \text{ cm}$

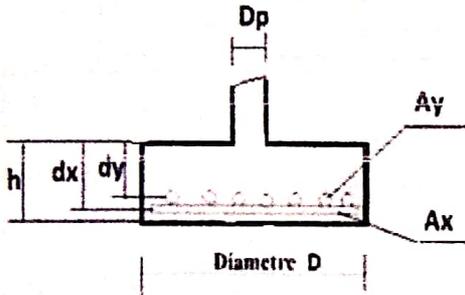
Répartition Trapézoïdale de la réaction du sol

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

Charges en Newton

Longueurs en mm

$\bar{\sigma}_{sol}$ en MPa



$$[\pi \cdot \bar{\sigma}_{sol}] D^3 - [4 \cdot N] \cdot D - [32 \cdot N \cdot e_0] \geq 0$$

ELS

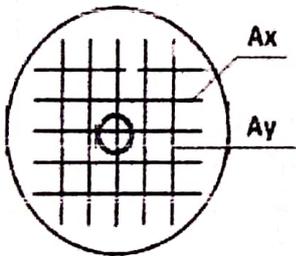
Fiss Prév $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \text{Min}[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}}]$

Fiss très Prév $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \text{Min}[0.5 f_e; 90 \sqrt{n \cdot f_{t28}}]$

$$e_0 = \frac{M}{N} \leq \frac{D}{8}$$

ELU

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$



$$d_x \geq \frac{D - D_p}{4}$$

$$h \geq d_x + \frac{\phi}{2} + e$$

choix de $h \rightarrow$ calcul d_y et d_x

$$d_x = h - \left(\frac{\phi}{2} + e\right) ; d_y = d_x - \frac{(\phi_x + \phi_y)}{2}$$

Ferraillage

Méthode des bielles est applicable si ; $e_0 = \frac{M}{N} \leq \frac{D}{32}$

$$A_x = N \left(1 + \frac{4 \cdot e_0}{D}\right) \frac{(D - D_p)}{3 \pi \cdot d_x \cdot \bar{\sigma}_s} ; A_y = N \left(1 + \frac{4 \cdot e_0}{D}\right) \frac{(D - D_p)}{3 \pi \cdot d_y \cdot \bar{\sigma}_s}$$

Semelles supportant un Effort Normal N et un Moment M

Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux

$$N = \text{Max}[N_1, N_2, \dots, N_n] \quad ; \quad A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b \quad ; \quad B ?$$

Répartition Triangulaire de la réaction du sol

$$e_{0b} = \frac{M_b}{N}$$

Longitudinalement

$$E = 11000^2 \sqrt{f_{c28}} \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$K = 0,5 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^3 \rightarrow \text{pour un très mauvais sol}$$

$$K = 4 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^3 \rightarrow (\bar{\sigma}_{sol} 0,15 \text{ et } 0,25 \text{ MPa})$$

$$K = 12 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^3 \rightarrow \text{pour un très bon sol}$$

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0,5 \cdot K \cdot l_{max}^4}{E}}$$

choix de $h_p \rightarrow$ Verifie $\Sigma \sigma_{sol} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\Sigma \sigma_{sol} = \frac{\Sigma N_i + 25 \cdot 10^{-6} \cdot b \cdot h_p}{L \cdot b} \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \text{Oui}$$

$$\text{on calcule } l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \quad ; \quad I = \frac{b \cdot h_p^3}{12}$$

$$\text{Donc } L = l_e + L$$

Le ferrailage de poutre est continue

$$[\bar{\sigma}_{sol}]_{AB} - e_{0b} \cdot \bar{\sigma}_{sol} \geq 0 \quad ; \quad N \geq 0$$

Répartition Trapézoïdale

$$e_{0b} = \frac{M_b}{N} \geq \frac{B}{6}$$

On déterminera B

$$d \geq \frac{B - b}{4}$$

$$h \geq d + \frac{\phi}{2} + e$$

choix de $h \rightarrow$ calcul d

Ferrailage (Méthode des Moments)

$$\sigma_{2b} = \frac{N}{A \cdot B} \left(1 + \frac{6 \cdot e_{0b}}{B}\right)$$

$$\sigma_{3b} = \frac{N}{A \cdot B} \left(1 + \frac{4,2 \cdot b \cdot e_{0b}}{B^2}\right)$$

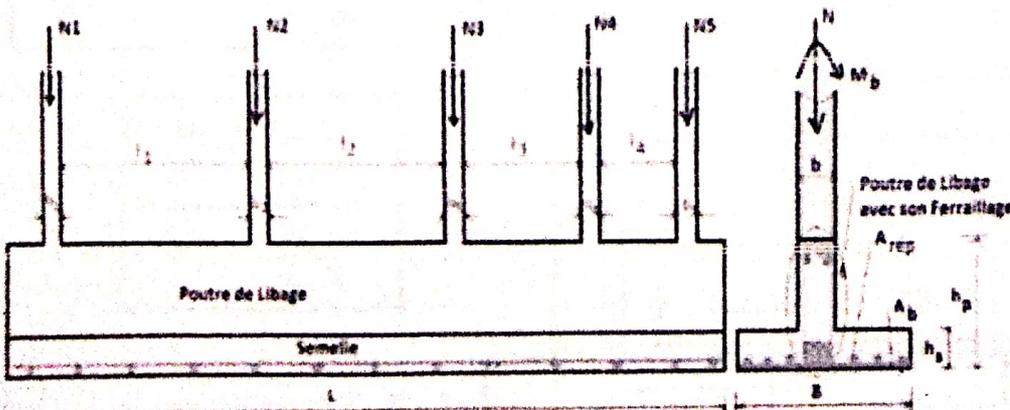
$$R_b = \left(\frac{B}{2} - 0,35 \cdot b\right) \left(\frac{\sigma_{2b} + \sigma_{3b}}{2}\right) \cdot A$$

$$S_{Rb} = \frac{\left(\frac{B}{2} - 0,35 \cdot b\right)}{3} \cdot \left(\frac{2 \cdot \sigma_{2b} + \sigma_{3b}}{\sigma_{2b} + \sigma_{3b}}\right)$$

$$M_{1b} = R_b \cdot S_{Rb}$$

$$A_b = \frac{M_{1b}}{\beta \cdot d_b \cdot \bar{\sigma}_s}$$

$$A_{rép}(\text{cm}^2) = \frac{A_b(\text{cm}^2) \cdot B(\text{m})}{4}$$



Semelles supportant un Effort Normal N et un Moment M

Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux

$$N = \text{Max}[N_1, N_2, \dots, N_n] \quad ; \quad A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b \quad ; \quad B ?$$

Répartition Trapézoïdale de la réaction du sol

$$e_{ob} = \frac{M_b}{N}$$

$$[\bar{\sigma}_{sol}]AB^2 - [N] \cdot B - [3 \cdot e_{ob} \cdot N] \geq 0$$

On déterminera B

$$d_b \geq \frac{B - b}{4}$$

$$h \geq d_b + \frac{\phi}{2} + e$$

choix de $h \rightarrow$ calcul d_b

(Méthode des Moments) Non

$$e_{ob} = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{18}$$

Oui (Méthode des bielles)

$$\sigma_{2b} = \frac{N}{A \cdot B} \left(1 + \frac{6 \cdot e_{ob}}{B}\right)$$

$$\sigma_{3b} = \frac{N}{A \cdot B} \left(1 + \frac{4,2 \cdot b \cdot e_{ob}}{B^2}\right)$$

$$R_b = \left(\frac{B}{2} - 0,35b\right) \left(\frac{\sigma_{2b} + \sigma_{3b}}{2}\right) \cdot A$$

$$S_{Rb} = \frac{\left(\frac{B}{2} - 0,35b\right)}{3} \cdot \left(\frac{2 \cdot \sigma_{2b} + \sigma_{3b}}{\sigma_{2b} + \sigma_{3b}}\right)$$

$$M_{1b} = R_b \cdot S_{Rb}$$

$$A_b = \frac{M_{1b}}{\beta \cdot d_b \cdot \bar{\sigma}_s}$$

$$A_{rép}(cm^2) = \frac{A_b(cm^2) \cdot B(m)}{4}$$

$$A_b = N'_b \frac{(B-b)}{8 \cdot d_b \cdot \bar{\sigma}_s} \quad ; \quad N'_b = N \left(1 + \frac{3 \cdot e_{ob}}{B}\right)$$

$$A_{rép}(cm^2) = \frac{A_b(cm^2) \cdot B(m)}{4}$$

2

Longitudinalement

$$E = 11000 \sqrt{f_{c28}} \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{MPa} = 32164,2 \text{MPa}$$

$K = 0,5 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^3 \rightarrow$ pour un très mauvais sol

$K = 4 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^3 \rightarrow$ ($\bar{\sigma}_{sol}$ 0,15 et 0,25 MPa)

$K = 12 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^3 \rightarrow$ pour un très bon sol

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0,5 \cdot K \cdot l_{max}^4}{E}}$$

choix de $h_p \rightarrow$ Verifie $\Sigma \sigma_{sol} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\Sigma \sigma_{sol} = \frac{\Sigma N_i + 25 \cdot 10^{-6} \cdot b \cdot h_p}{L \cdot b} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\text{on calcule } l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \quad ; \quad l = \frac{b \cdot h_p^3}{12}$$

$$\text{Donc } L = l_e + L$$

Le ferrailage de poutre est continue