



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

جامعة سعد دحلب - البليدة 1-
UNIVERSITE -SAAD DAHLEB- BLIDA 1

كلية التكنولوجيا
Faculté des Technologie

دائرة الهندسة المدنية
Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج
MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES EN GENIE CIVIL

Pour l'Obtention du diplôme de Master 2
Option : Matériaux

THÈME

**Etude d'un Bâtiment
RDC+10étages+1s/sol contreventé par des
voiles et des portiques en béton armé
Avec une analyse dynamique de la structure
en considérant le BHP**

Présenté par :

- ❖ SIDI YKRELEF BOUCHRA
- ❖ ELROBRINI SELMA

Encadrées par :

- ❖ M^{me} K.TADJER

PROMOTION : 2019-2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicace

Je dédie ce projet :

A mon cher père,

Qui n'a jamais cessé de formuler des prières a mon égard, de me soutenir ;

Et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs.

A mes frères et sœurs,

Pour leurs soutiens moraux et ses conseils précieux tout au long de mes études,

A ma chère grand-mère

Qui je souhaite une bonne santé,

A ma chère binôme, « Selma »

Pour son entente et sa sympathie,

A mes chères copines,

Qui m'ont aidé et supporté dans les moments difficiles,

A toute ma famille,

A tous mes autres ami(e)s...

Bouchra

Dédicace

Je dédie ce projet :

A mes très chers parents

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect ; mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vos 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.

A mes chers et adorable frères et sœurs,

(ZINEB.OMAR.NASSIMA. KARIM.RAOUF ET AICHA) Pour leurs soutiens moraux et ses conseils précieux tout au long de mes études.

A ma chère belle mère et mon cher beau père pour leurs soutiens et leurs encouragements.

A mon cher mari pour son soutien et leur encouragement aucun mot ne saurait t'exprimer mon profond attachement pour l'amour et la tendresse dont tu m'as toujours entouré.

A ma chère binôme, « BOUCHRA »,

Pour son entente et sa sympathie.

A mes chères copines,

Qui m'ont aidé et supporté dans les moments difficiles.

A toute ma grande et petite famille .

SELMA

Remerciement :

Avant tout ; nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener a terme ce travail ;

Nous remercions « Mr Si Hmed », notre chef de département de GC pour toutes les facilitées ;

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements a notre promotrice « Mme Tadjer » pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail et pour ses précieux conseils ;

Nos remerciements a tout le groupe du CTC de Blida de nous avoir consacré de leur temps afin de nous aider à terminer ce travail ;

Nous remercions en particulier « Mr Ben Rabeh Mohamed » (Ingénieur au niveau du CTC de Blida) qui nous a fourni le plan architectural sur lequel nous avons fait notre étude ;

Ainsi, nous exprimons notre profonde reconnaissance aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre manuscrit et de soulever les critiques nécessaires afin d'enrichir nos connaissances et d'apporter un plus a notre travail, sans oublier de remercier tous les enseignants qui nous ont formé ;

Et enfin, nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études et a toutes les personnes qui nous ont apporté leur soutien et leur aide également

Merci

Bouchra & Selma

SOMMAIRE

- **PAGE DE GARDE.**
- **REMERCIEMENTS.**
- **DEDICACES.**
- **SOMMAIRE.**
- **RESUME**
- **INTRODUCTION GENERALE**
- **Chapitre I : PRESENTATION DU PROJET**

I.1. Introduction	3
I.2. Présentation de l'ouvrage	3
I.3. Conception d la structure	5
I.4. Caractéristiques mécaniques	6
I.5. Les bétons à hautes performances (BHP)	13

- **Chapitre II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE**

II.1. Introduction	21
II.2. Pré dimensionnement des planchers	21
II.3. Evaluation des charges et des surcharges	23
II.4. Pré dimensionnement des poutres	28
II.5. Pré dimensionnement des poteaux	30
II.6. Pré dimensionnement des voiles	46

- **Chapitre III : ETUDE DES ELEMENT SECONDAIRES**

III.1. Introduction	48
III.2. Etude des planchers	48
III.3. Ferrailage des balcons	69
III.4. Ferrailage de l'acrotère	74
III.5. Ferrailage des escaliers	81

• **Chapitre IV : ETUDE SYSMIQUE**

IV.1.Introduction	94
IV.2.Modélisation	94
IV.3.Choix de la méthode de calcul	95
➤ IV.3.1. La méthode statique équivalente	95
➤ IV3.2. La méthode modale spectrale	96
IV.4. Analyse sismique	102
➤ IV.4.1.Analyse sismique de la structure en béton ordinaire (BO)	102
▪ a. Modèle initial (R=5)	104
▪ b. Modèle initial (R=3.5)	104
▪ c. Modèle 1 (R=3.5)	107
▪ d. Modèle 2 (R=3.5)	109
▪ e. Modèle final (R=3.5)	112
➤ IV.4.2. Analyse sismique de la structure BHP	114
▪ a. Modèle 1	114
▪ b. Modèle 2	118
▪ c. Modèle final	120
IV.5 conclusion	123

• **Chapitre V : ETUDE DES ELEMENTS RESISTANTS**

V.1. Introduction	124
V.2. Ferrailage des poteaux	124
V.3. Ferrailage des poutres	141
V.4. Ferrailage des voiles	157

• **Chapitre VI : ETUDE DES FONDATIONS**

VI.1. Introduction :	183
VI.2. Fonctions assurées par les fondations :	183
VI.3. Classification des fondations :	183
VI.4 Choix de type de fondation :	183
VI.5. Calcul des fondations :	184

VI.6. Choix de type de semelle:	184
➤ VI.6 -1/ Vérification des semelles isolées :	184
➤ VI.6-2 / Vérification des semelles filantes	186
➤ VI.6-3/ Radier général	188

- **CONCLUSION GENERALE**
- **BIBLIOGRAPHIE**
- **ORGANIGRAMMES**

Liste des figures

Chapitre I

Figure I-1 : Vue de façade et coupe A-A du bâtiment	4
Figure I-2 : Vue en plan du bâtiment	4
Figure I-3 : Plancher en corps creux	5
Figure I-4 : Planchers en dalle pleine	5
Figure I-5 : Courbe de résistance à la compression du béton a 28 jours	7
Figure I-6 : Courbe contrainte-déformation d'un essai de compression	7
Figure I-7 : Essai brésilien	8
Figure I-8 : Essai de traction par flexion	8
Figure I-9 : Diagramme contrainte-déformation a l'ELU	10
Figure I-10: Diagramme contrainte-déformation a l'ELS	10
Figure I-11 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier	12
Figure I-12 : Relation entre la porosité et le rapport E/C pour différents degrés d'hydratation	15
Figure I-13 : Granulométrie des matières fines	17
Figure I-14: Pont réalisé avec un béton a haute performance (BHP)	19
Figure I-15: Bâtiment réalisé avec un béton a haute performance (BHP) « Tour EDF Paris »	20

Chapitre II

Figure II-1 : Plancher a corps creux	21
Figure II-2 : Coupe verticale du corps creux	22
Figure II-3 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible	24
Figure II-4 : Coupe transversale d'un plancher d'étage courant et RDC	25
Figure II-5 : Balcon	26
Figure II-6 : Mur extérieur	27
Figure II-7 : Acrotère	28

Figure II-8 : Section réduite du poteau	31
Figure II-9 : Coupe A-A	32
Figure II-10 : Poteau central	34
Figure II-11: Vue en plan du poteau central	35
Figure II-12 : Vue en plan du poteau d'angle	39
Figure II-13 : Poteau de rive	42
Figure II-14 : Vue en plan du poteau de rive	43
Figure II-15: Schéma du voile	46

Chapitre III

Figure III-1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux	49
Figure III-2 : Disposition des poutrelles	51
Figure III-3 : Dimensions des poutrelles	52
Figure III-4 : Section de calcul des poutrelles	52
Figure III-5 : Schéma statique des poutrelles	56
Figure III-6: Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à (03) travées	58
Figure III-7: Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 04 travées	59
Figure III-8 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 05 travées	60
Figure III-9: Schéma de ferrailage des poutrelles en travée, et en appuis	68
Figure III-10 : Dimensions du Balcon	69
Figure III-11 : Schéma statique du balcon	69
Figure III-12 : Schéma de ferrailage du balcon	73
Figure III-13 : Schéma statique de l'acrotère	74
Figure III-14 : Sollicitations de l'acrotère	74
Figure III-15: Schéma statique de l'excentricité (flexion composée)	76
Figure III-16 : Schéma de vérification des contraintes a l'ELS (cas SPC)	78
Figure III-17 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	80
Figure III-18 : Schéma d'un escalier	81
Figure III-19: Plan de coffrage de l'escalier (étage courant/s.sol)	83

Figure III-20: Schéma statique de l'escalier	86
Figure III-21 : diagramme de moment fléchissant, Effort tranchant des escaliers	88
Figure III- 22 : Schéma de ferrailage de l'Escalier	93

Chapitre IV

Figure IV-1 : Spectre de repense	97
Figure IV-2 : Vue en plan du modèle initiale en BO (R=5)	102
Figure IV-3: Vue en plan du modèle initiale en BO (R=3,5)	104
Figure IV-4 : Vue en plan du modèle 1 en BO	107
Figure IV-5 : Vue en plan du modèle 2 en BO	109
Figure IV-6 : Vue en plan du modèle final en BO	112
Figure IV-7 : Vue en plan du modèle 1 en BHP	114
Figure IV-8 : Vue en plan du modèle 2 en BHP.....	118
Figure IV-9 : Vue en plan du modèle final en BHP.....	120

Chapitre V

Figure V-1 : Armatures transversales dans la zone de recouvrement	133
Figure V-2 : Zone Nodale	139
Figure V-3.Schéma de Ferrailage des poteaux.	140
Figure V-4: Schéma de ferrailage de la poutre principale	156
Figure V-5 : Schéma de ferrailage de la poutre non principale	156
Figure V-6: Sollicitation des voiles	157
Figure V-7: Disposition des 'armatures verticaux du voile	158
Figure V-8 : Disposition des armatures dans le voile	159
Figure V-9 : Définition de l'élément mur	160
Figure V-10: Discrétisation d'un voile en élément (maille)	165
Figure V-11: Disposition des voiles	166
Figure V-12 : Schéma de ferrailage des voiles	182

Chapitre VI

Figure VI-1 : Disposition des semelles isolées	185
Figure VI-2 : Semelle filante.....	186
Figure VI-3 : Disposition des semelles filantes.....	187
Figure VI-4 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux	188
Figure VI-5: Contraintes sous le radier.....	194
Figure VI -6 : Choix de code	195
Figure VI-7 : Propriétés des matériaux (béton)	196
Figure VI-8 : Propriétés des matériaux (acier)	196
Figure VI-9 : Propriétés des nervures	197
Figure VI-9 : Propriétés de la dalle de radier 1	197
Figure VI-10 : Propriétés de la dalle de radier 2	198
Figure VI-11 : Propriétés des éléments	198
Figure VI-12 : Valeurs de la charge permanente et les charges d exploitation	199
Figure VI-13 : Les combinaisons des charges a l ELU et l ELS	199
Figure VI-14 : Beam forces / stressés	200
Figure VI-15 : Les diagrammes des moments	201
Figure VI-16 : Choix des directions ; de ferrailage et d espacements	201
Figure VI-17 : Les zones sensibles	202
Figure VI-18 : Diminution des zones sensibles	202
Figure VI-19 : Diminution des zones sensibles	203
Figure VI -20 : Diminution des zones sensibles	203
Figure VI-21 : Section de ferrailage final	204
Figure VI-22 : Schéma de ferrailage final (radier+nervure)	205

Liste des tableaux

Chapitre II

Tableau II-1 : Descentes des charges du plancher de terrasse (Corps creux)	24
Tableau II-2 : Descentes des charges permanentes du plancher de l'étage courant	25
Tableau II-3 : Composition du Plancher a dalle pleine	26
Tableau II-4 : Composition du Plancher sous sol	26
Tableau I-5 : Composition de Mur extérieur	27
Tableau II-6 : Composition de Mur intérieur	27
Tableau II-7 : Loi de dégression	33
Tableau II-8 : Surfaces des planchers reprises par chaque type de poteaux	34
Tableau II-9 : descente de charges du poteau centrale	36
Tableau II-10: Choix Final des Poteaux centraux	37
Tableau II-11 : descente de charges du poteau d'angle	40
Tableau II-12 : Choix Final des Poteaux d'angle	41
Tableau II-13 : descente de charges du poteau de rive	44
Tableau II-14 : Choix Final des Poteaux de rive	45
Tableau II-15 : Choix Final des Poteaux	46
Tableau II-16 : Epaisseurs des voiles	47

Chapitre III

Tableau III-1 : détermination les Combinaisons fondamentales	56
Tableau III-2 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant maximaux des poutrelles à l'ELU et à l'ELS	61
Tableau III-3 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants maximaux des poutrelles à l'ELU et à l'ELS	61
Tableau III-4 : les sollicitations maximales	61

Tableau III-5: Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travées et sur appuis des poutrelles.....	62
Tableau III-6: vérification des contraintes de béton des poutrelles	63
Tableau III-7 : calcul de la flèche	66
Tableau III-8 : calcul de la flèche (après correction)	66
Tableau III-9 : Combinaison des charges	70
Tableau III-10: Calcul des efforts internes	70
Tableau III-11 : Vérification des contraintes du balcon	72
Tableau III-12 : Charges Permanentes du Palier	85
Tableau III-13 : Charges Permanentes de la Paillasse	86
Tableau III-14 : Charges à l'ELU et l'ELS	87
Tableau III-15: les sollicitations maximales (escalier)	88
Tableau III -16: Ferrailage de l'escalie	89
Tableau III-17: vérification des contraintes de béton des escaliers	90
Tableau III-18: calcul de la flèche de l'escalier	92

Chapitre IV

Tableau IV-1 : Facteur de qualité	100
Tableau IV-2 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle initiale en BO (R=5)	102
Tableau IV-3 : Vérification des déplacements inter étages du modèle initiale en BO (R=5)	103
Tableau IV-4 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial en BO (R=3,5)	105
Tableau IV-5 : Vérification des déplacements inter étage du modèle initiale en BO (R= 3,5)	106
Tableau IV-6 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle 1 en BO	107
Tableau IV-7 : Vérification des déplacements inter étage du modèle 1 en BO	108
Tableau IV-8 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle 2 en BO	109

Tableau IV-9 : Vérification des déplacements inter étage du modèle 2 en BO	110
Tableau IV-10 : Vérification de l'effort normal réduit pour le modèle 2 en BO	111
Tableau IV-11 : Redimensionnement des poteaux	111
Tableau IV-12 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle final en BO	112
Tableau IV-13 : Vérification des déplacements inter étage du modèle final en BO	113
Tableau IV-14 : Périodes et facteurs et participation massique du modèle 1 en BHP	115
Tableau IV-15 : Vérification des déplacements inter étage du modèle 1 en BHP	116
Tableau IV-16 : Récapitulatif de l'analyse sismique des modèles finaux (BO ; BHP)	116
Tableau IV-17 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle 2 en BHP	118
Tableau IV-18 : Vérification des déplacements inter étage du modèle 2 en BHP	119
Tableau IV-19 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle final en BHP ...	120
Tableau IV-20 : Vérification des déplacements inter étage du modèle final en BHP	121
Tableau IV-21 : Récapitulatif de l'analyse sismique des modèles finaux pour les deux types de béton (BO et BHP)	122

Chapitre V

Tableau V-1 : Tableau des Contraintes	124
Tableau V-2 : Ferrailages des poteaux à L'ELU.....	127
Tableau V-3 : Ferrailages des poteaux (G+Q±E).....	128
Tableau V-4 : Ferrailages des poteaux (0,8G±E)	129
Tableau V-5 : Choix des Armatures des Poteaux	130
Tableau V-6 : Vérification des contraintes des poteaux	131
Tableau V-7 : Vérification de la Contrainte de Cisaillement des Poteaux	133
Tableau V-8 : Espacements maximums selon R.P.A.99 des poteaux	135
Tableau V-9 : Choix des armatures transversales des poteaux (selon l'RPA)	136
Tableau V-10 : Ferrailage des poteaux du sous sol	139
Tableau V-11: Zones nodales	140
Tableau V-12 : Ferrailage des Poutres 45x30 (ELU)	143
Tableau V-13: Ferrailage des Poutres 45x30 (G+Q±E)	144

Tableau V-14: Ferrailage des Poutres 45x30 (0.8G±E)	145
Tableau V-15 : Ferrailage des Poutres 30x40 (ELU)	147
Tableau V-16 : Ferrailage des Poutres 30x40 (G+Q±E)	148
Tableau V-17 : Ferrailage des Poutres 40x30 (0.8G±E)	149
Tableau V-18 : Choix des armatures des poutres	150
Tableau V-19. Vérification de la condition de non fragilité	151
Tableau V-20. Vérification des Poutres à l'ELS	152
Tableau V-21 : Correction des contraintes dans les poutres à l'ELS	152
Tableau V-22 : Vérification de la Contrainte de Cisaillement	153
Tableau V-23 : Calcul des Armatures Transversales	154
Tableau V-24 : Vérification de la Flèche des Poutres	155
Tableau V-25: Valeurs de (l_f/l)	161
Tableau V-26 : Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$	162
Tableau V-27 : Aciers verticaux et horizontaux	163
Tableau V-28 : Aciers transversaux	163
Tableau V-29 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple	167
Tableau V-30 : Calcul des armatures verticales de l'exemple	167
Tableau V-31: Calcul des armatures du voile (V_1/ V_1')	169
Tableau V-32: Calcul des armatures du voile (V_2/ V_2')	170
Tableau V-33: Calcul des armatures du voile (V_3/ V_3')	171
Tableau V-34: Calcul des armatures du voile (V_4/ V_4')	172
Tableau V-35: Calcul des armatures du voile (V5)	173
Tableau V-36 : Calcul des armatures du voile (V6)	174
Tableau V-37: Calcul des armatures du voile (V_7/V_7')	175
Tableau V-38: Calcul des armatures du voile (V8)	176
Tableau V-39 : Calcul des armatures du voile (V9)	177
Tableau V-40 : Calcul des aciers de couture des voiles	177

Tableau V-41: Calcul des aciers horizontaux des voiles	179
--	-----

Chapitre VI

Tableau VI-1 : Vérification de chevauchement entre les semelles isolée suivant l'axe X	185
Tableau VI-2 : section des semelles filantes	187
Tableau VI-3 : Choix de la hauteur des nervures.....	187
Tableau VI-4 : Contrainte sous le radier à l'ELU	187

Résumé

L'étude présentée dans ce mémoire s'inscrit dans le cadre du projet de fin d'étude dont le thème est : « Etude d'un Bâtiment (RDC+10étages+1s/sol) contreventé par des voiles et des portiques en béton armé avec une analyse dynamique de la structure en considérant le BHP». Le bâtiment sera implanté dans la commune de Guerouaou, daïra de Boufarik, wilaya de Blida, classée selon le RPA 99 version 2003 comme une zone de forte sismicité (zone III). La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles). Le dimensionnement et le calcul du ferrailage des différents éléments du bâtiment ont été établis conformément aux règlements algériens (CAB93, RPA99 et DTR). L'étude dynamique des deux types de structures ; à savoir en béton ordinaire et en béton à hautes performances (BHP) a été établie suivant la méthode numérique, (modale spectrale) moyennant le logiciel **ETABS**. Finalement, nous avons étudié l'infrastructure et calculé les fondations adéquates en tenant compte des prescriptions du rapport de sol et en utilisant le logiciel « SAFE ».

Mots clés :

Bâtiment, Béton, BO, BHP, SAP2000, Socotec, RPA 99/2003, BAEL91, ETABS

الملخص

الدراسة المقدمة في هذه المذكرة تكمن في ايطار مشروع الطور الدراسي ذات الموضوع : دراسة بناية مكونة من (طابق ارضي + 10 طوابق + طابق تحت الارض) محققة بواسطة عارضات وأعمدة + جدران خرسانية مسلحة مع تحليل ديناميكي للبنية مع اعتبار خرسانة عالية الجودة . هذه البناية سيتم تجسيدها في : بلدية قرواو ; دائرة بوفاريك; ولاية البليلة المصنف وفقا ل RPA99 ضمن المنطقة الزلزالية رقم III . مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الافقية مضمونة بواسطة هيكل مختلط (عارضات و اعمدة + جدران خرسانية مسلحة). قياس الابعاد و تسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (RPA99 /CBA93). الدراسة الديناميكية لكلتا النوعين من البنائيتين (خرسانة عادية و خرسانة عالية الجودة) تمت وفق الطريقة الرقمية عبر استعمال برنامج ETAB. وأخيرا قمنا بدراسة البنية التحتية للبنية و هذا بحساب الاساسات وفقا لتوصيات تقرير دراسة التربة و ذلك باستعمال برنامج SAFE.

الكلمات المفتاحية:

بناية - خرسانة - خرسانة عادية - خرسانة عالية الجودة - SAP2000 - RPA99/2003 - BAEL91 - ETABS

Abstract

The study presented in this thesis is part of the end of study project, entitled: "Study of a building (ground floor + 10stages + 1s / ground) braced by reinforced concrete sails and gantries, and a seismic analysis of the structure considering the BHP ". The building will be located in the commune of Guerouaou, wilaya of Blida, classified according to the RPA 99 version 2003 as a zone of high seismicity (zone III). The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by a mixed bracing system (gantry + sails). Sizing and calculation of the different elements of the building were established in accordance with the Algerian regulations (CAB93, RPA99 and DTR). The dynamic study of the two types of structures; namely ordinary concrete and high performance concrete (BHP) was established according to the numerical method, using the software ETABS. Finally, we studied the infrastructure and calculated the appropriate foundations taking into account the requirements of the ground report and using the software "SAFE". Keywords:

Keywords

Building, concrete, ordinary concrete , BHP, SAP2000, Socotec, RPA 99/2003, BAEL91, ETAB

INTRODUCTION

GENERALE

INTRODUCTION GENERALE :

Le secteur du bâtiment et de la construction est l'un des secteurs les plus concernés par les enjeux du développement durable. L'homme a toujours essayé de suivre le progrès et apprendre des nouvelles techniques de construction, pour répondre à ses besoins ainsi que pour améliorer la qualité et le comportement des structures des bâtiments.

Le bâtiment est le premier élément à être touché par les catastrophes naturelles tels que : les séismes, les cyclones, les volcans...etc, son endommagement induit automatiquement des pertes humaines très importantes aussi la dislocation de la vie sociale et économique des régions sinistrées.

Parce que ce n'est pas le bâtiment qui tue mais la vulnérabilité sismique qui en est la cause ; il faut construire dans les règles de l'art. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés pendant le tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques afin de protéger convenablement les constructions contre un éventuel séisme.

Par habitude de conception, de fabrication et de réalisation, le béton armé reste historiquement « le matériau » du bâtiment ; dont sa technologie ne cesse de se compliquer. De nouveaux bétons sont ainsi apparus tels que les bétons autoplaçants ; les bétons recyclés et les bétons à haute résistance ... De nos jours, le béton doit répondre à des exigences toujours plus sévères en matière de performances mécaniques, de durabilité, d'ouvrabilité, d'environnement et d'aspect. C'est pourquoi l'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments.

Dans notre projet de fin d'étude, nous proposons de faire une étude technique complète de dimensionnement et de vérification d'un bâtiment RDC+10étages+1s/sol ainsi qu'une analyse sismique de la structure en considérant un autre type de béton, à savoir le béton à hautes performances (BHP).

Cette étude sera menée selon les étapes principales suivantes :

- La première étape portera sur la présentation complète du projet à étudier, la définition de ses différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments structuraux du bâtiment.

- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (acrotère, escalier, planchersetc.)
- La quatrième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment en considérant simultanément le béton ordinaire et le béton à hautes performances. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ETABS.
- La cinquième étape portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux.
- La sixième étape portera sur l'étude de l'infrastructure qui sera menée en utilisant le logiciel « SAFE ».
- A la fin nous terminerons notre travail par une conclusion.

CHAPITRE I

PRESENTATION DU

PROJET

I-1 INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre est de faire une présentation de notre projet, concernant le type de structure, ses éléments, la géométrie du bâtiment et les propriétés des matériaux utilisés.

I-2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

I-2. 1. Implantation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de cette présente étude est un bâtiment multifonctionnel (commerce, habitations). Il se situe dans la commune de « GUEROUAOU », daïra de « BOUFARIK », wilaya de « BLIDA ».

I-2.2. Description du bâtiment :

- Nous sommes chargées d'étudier un bâtiment R+10+1 Sous.sol en béton armé composé de :

- Un sous-sol destiné à un usage de parking.
- Un rez-de-chaussée et un premier étage à usage commercial.
- Neuf étages à usage d'habitation.
- L'ouvrage comporte une terrasse inaccessible.

-Classification selon le RPA99 version 2003: ^[1]

- Le bâtiment ne dépassant pas une hauteur de 48m, est considéré donc comme un ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2).
- Le bâtiment est implanté dans la willaya de Blida, une zone de forte sismicité (zone III).
- Le site est considéré comme un site meuble classe S3.
- La configuration du bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation.

I-2. 3. Caractéristique géométriques de l'ouvrage :

a. Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment : H=34.55 m.
- Hauteur du sous-sol : h s/s =2.89m.
- Hauteur de RDC :h_{RDC} =3.57m.
- Hauteur de premier étage : h =3.57m.
- Hauteur des étages courants : h = 2.89m.



Figure I-1 : Vue de façade et coupe A-A du bâtiment

b. Dimensions en plan :

- La longueur du bâtiment à la base est : L= 23.45 m.
- La largeur du bâtiment à la base est : l= 21.15 m.

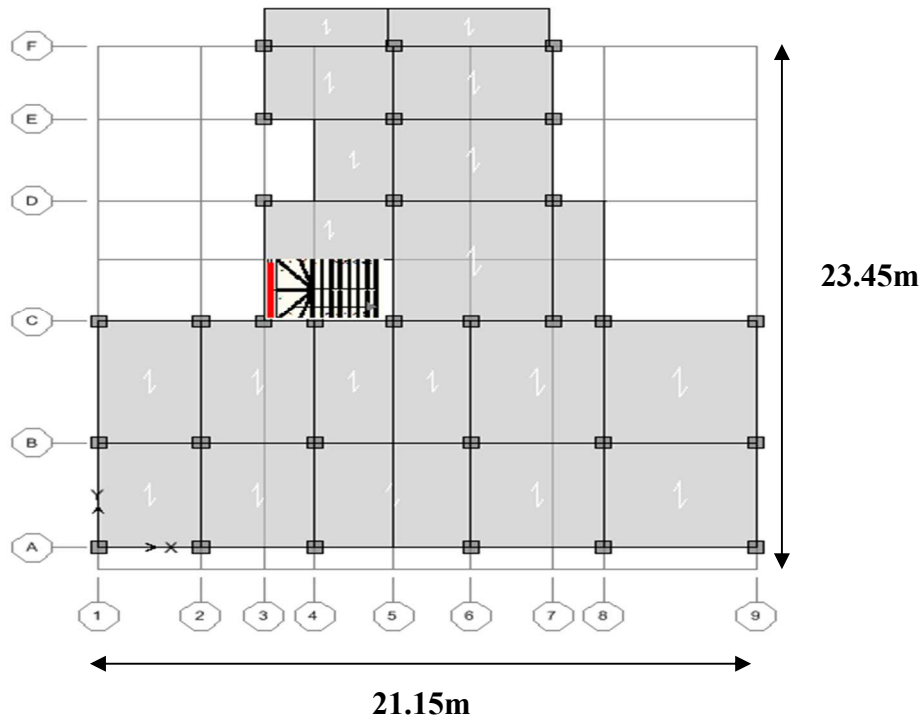


Figure I-2 : Vue en plan du bâtiment

I-3 CONCEPTION DE LA STRUCTURE :

I-3 .1. Ossature de l'ouvrage :

L'ossature est constituée par des portiques en béton armé et par des voiles pour assurer une bonne tenue vis-à-vis de l'action sismique.

I-3 .2. Plancher :

- Les planchers sont des aires planes horizontales dits diaphragme limitant les différents étages et qui permettent la transmission des efforts aux éléments de contreventement. Ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan.
- Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.
- Un plancher doit assurer une isolation phonique et thermique des différents étages.
- Notre bâtiment comporte deux types de planchers :
 - Planchers en corps creux
 - Planchers en dalles pleines

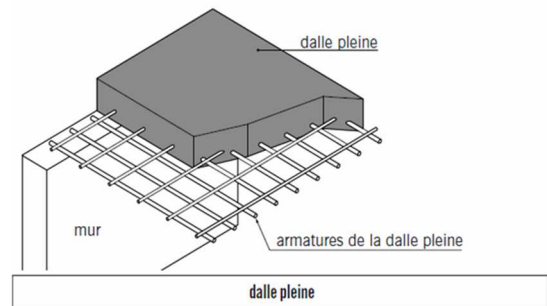
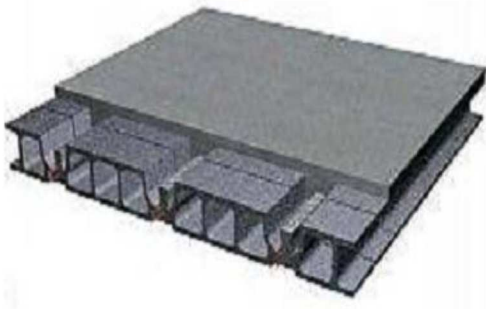


Figure I-3 : Planchers en corps creux

Figure I-4 : Planchers en dalle pleine

I-3 .3. Escalier :

Les escaliers sont des éléments non structuraux qui servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages. Ils sont réalisés en béton armé coulé sur place. Notre structure comporte des escaliers droits.

I-3 .4. Maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses ; pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

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

b. Murs intérieurs : Ils sont constitués d'une simple paroi de 10 cm d'épaisseur.

I-3 .5. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I-3 .6. Acrotère :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 50 cm et de 20 cm d'épaisseur.

I-3 .7. Gaine d'ascenseurs :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, l'ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

I-4 CARACTERISTIQUES MECANIKES :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (*BAEL91*) et à la réglementation parasismique Algérienne (*RPA99 version 2003, CBA93*).

I-4 .1. Béton ordinaire :

A- Composition du béton :

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

Masse volumique :

$\rho = 25 \text{ kN/m}^3$ pour le béton armé

$\rho = 22 \text{ à } 23 \text{ kN/m}^3$ pour le béton non armé

B- Résistance à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette dernière est notée par f_{c28} ;

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

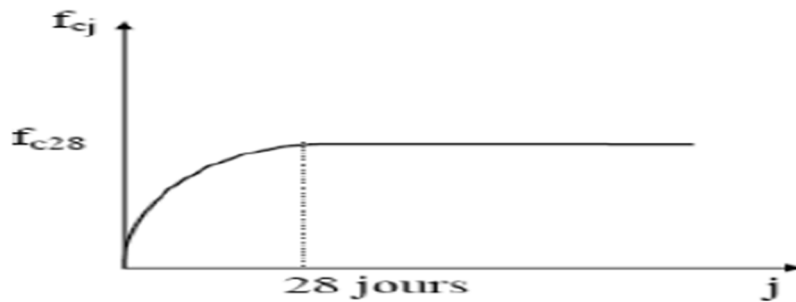


Figure I-5 : Courbe de résistance à la compression du béton à 28 jours

- La résistance de notre béton est prise égale à $f_{c28} = 25\text{MPa}$. Elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16 cm (section 200 cm^2) et de hauteur 32cm.

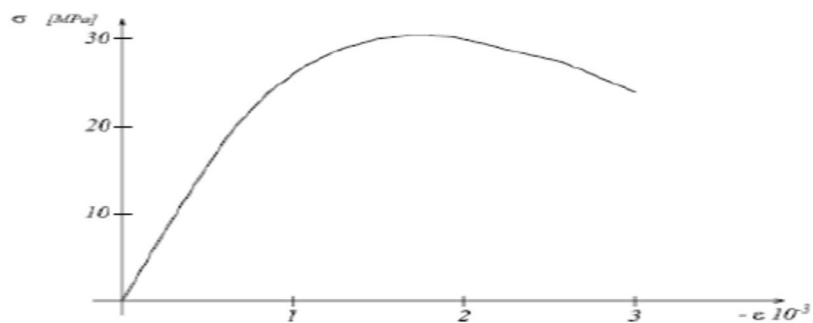


Figure I-6 : Courbe contrainte – déformation d'un essai de compression

C- Résistance à la traction :

Elle est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents.

2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).

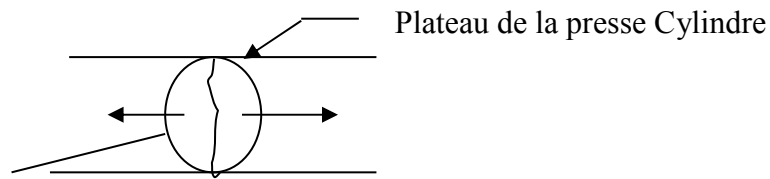


Figure I-7 : Essai Brésilien

3. Traction par flexion : A l'aide d'une éprouvette prismatique de largeur a et de longueur $4a$ reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion :

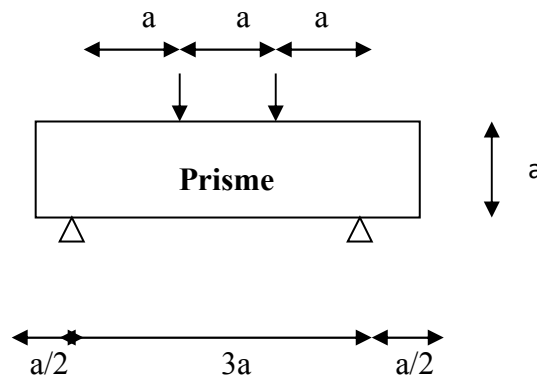


Figure I-8 : Essai de traction par flexion

-La résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \text{ (MPa)}$$

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

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad \text{donc} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPA.}$$

D-Module de déformation longitudinale :

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue ou d'une courte durée d'application. Il est connu sous le nom de « module de Young » ou de « module d'élasticité longitudinal ».

1. Module de déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures

$$E_{ij} = 1100 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad D'où \text{ on a } \quad E_{i\ 28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

2. Module de déformation longitudinale différée :

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

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40 \text{ MPa} \quad E_v : \text{Module de déformation différé.}$$

E- La masse volumique du béton arm

$$\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$$

F- Coefficient de Poisson :

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du coté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

Dans les calculs, le coefficient de Poisson est égal à :

$$\nu = 0 \quad \Leftrightarrow \text{ Béton fissuré à L'E.L.U}$$

$$\nu = 0,2 \quad \Leftrightarrow \text{ Béton non fissuré à L' E.L.S}$$

G- Les contraintes limites : [2]

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

1. Etat limite ultime « E.L.U »

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement.

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

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

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

$$F_{bu} = \sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c\ 28}}{\gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité tel que :

- $\gamma_b = 1,5$ Cas des actions courantes transitoires
- $\gamma_b = 1,15$ Cas des actions accidentelles

Le coefficient réducteur de 0,85 tient compte de la dégradation de l'adhérence acier-béton sous l'action de quelques cycles de déformation post-élastique.

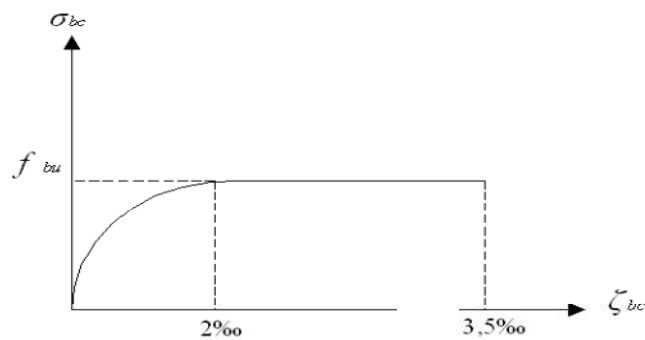


Figure I-9 : Diagramme Contraintes – Déformations à l'ELU.

2. Etat limite de service « E.L.S »

C'est un état au-delà duquel l'ouvrage (ou un de ces éléments) ne vérifie plus :

- le confort
- et/ou la durabilité

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

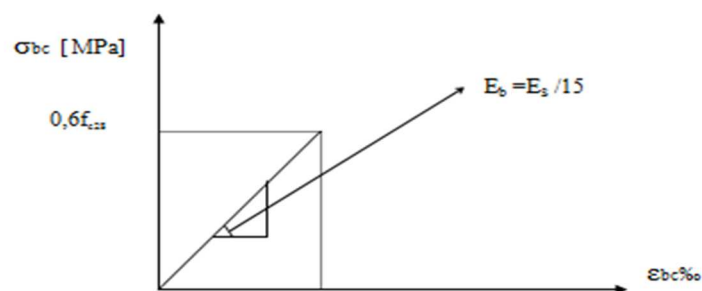


Figure I-10 : Diagramme contraintes- déformations du béton à l'ELS

I-4 .2. Acie

Afin de remédier au problème de la faible résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts.

Pour assurer une réserve de déformation plastique des éléments de structure, il est recommandé d'avoir un écart suffisant entre la contrainte de rupture et la limite élastique.

Le règlement demande donc que l'allongement minimal garanti soit $\geq 5\%$ hors la zone de striction.

Les armatures pour le béton armé se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface.

A. Types d'aciers :

- Aciers rond lisse : Ce sont des barres d'une longueur de **12 m**, une section circulaire et une surface lisse.
- Treillis soudés : Certains éléments dans le B.A tels que les dalles, les murs voile sont armés suivant deux directions perpendiculaire. On utilise pour cela les treillis soudés qui sont constitués par des fils se croisant et soudés aux points du croisement.
 - Les diamètres couramment utilisés sont les suivants : 3 - 3,5 - 4 - 4,5 - 5 - 6 - 7 - 8 - 9 - 10 - 12 (mm).
 - Les espacements entre fils porteurs : 75 - 100 - 125 - 150 - 200 (mm).
 - Les espacements entre fils de répartition : 100 - 150 - 200 - 250 - 300 (mm).
- Aciers haute adhérence : Les barres à haute adhérence ont une section sensiblement circulaire qui présente des nervures d'une hauteur de 0,5 à 3 mm (la hauteur est suivant le diamètre) pour améliorer l'adhérence entre l'acier et le béton. Les diamètres des barres à haute adhérence utilisés sont : 6 ; 8 ; 10 ; 12 ; 14 ; 16 ; 20 ; 25 ; 25 ; 32 ; 40 mm
 - Les barres à hautes adhérences se divisent en deux nuances :
 FeE400 → Fe = 400 MPa.
 FeE500 → Fe = 500 MPa.

B. Contrainte limite de l'acier : [4]

1. Etat Limite Ultime « E.L.U »

On adopte le diagramme contrainte –déformation suivant :

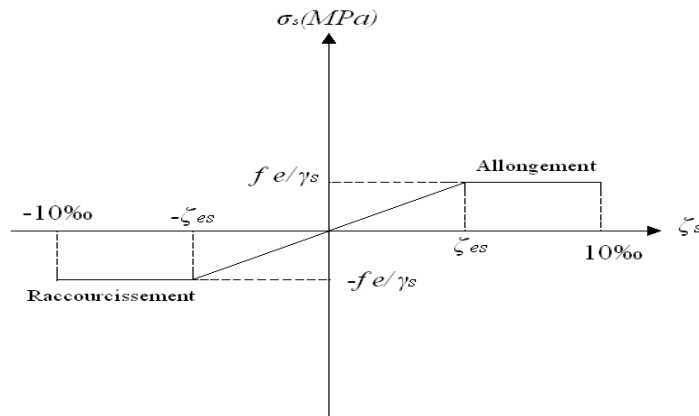


Figure I-11: Diagramme Contraintes – Déformations de l'acier.

Avec :

- σ_s : Contrainte de l'acier
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :
 - $\gamma_s = 1.15$ cas d'actions courantes.
 - $\gamma_s = 1.00$ cas d'actions accidentelles
- ε_s : Allongement relatif de l'acier : $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

2. Etat limite de service « E.L.S » :

- Fissuration peu nuisible, pas de vérification
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} fe; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right)$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} fe; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right)$

η : Coefficient de fissuration tels que :

$$\eta = 1 \quad \text{pour des aciers ronds lisses}$$

$$\eta = 1,6 \quad \text{pour des aciers de H.A.}$$

C. Module d'élasticité de l'acier :

Le module d'élasticité de l'acier sera pris égale à : $E = 2,1 \cdot 10^5$ MPa

I-4. 3. 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 " et qui est définie par la relation $\frac{f_e}{\gamma_s}$ est égale à

$$\text{Haute adhérence} \begin{cases} \sigma_s = 435 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 500 \text{ MPa} & \text{Situation accidentel le} \end{cases}$$

- Allongement de rupture : $\zeta_s = 10\%$.

I-5 LES BETONS A HAUTES PERFORMANCES (BHP) :[5]

I-5. 1. Introduction :

Ces dernières années ont vu une révolution dans le domaine du béton, avec l'apparition de bétons à hautes performances et ultra-hautes performances, plus ductiles, plus durables, plus résistants. Les Bétons à Hautes Performances (BHP), sont des matériaux à très haute compacité et à haute résistance. Elle est de l'ordre plus de 100 MPa pour les bétons à très hautes performances, voire plus (150 à 200 MPa pour des bétons fibrés à ultra hautes performances, BFUP). Hautes performances signifient aussi une facilité de mise en œuvre ainsi qu'une souplesse d'adaptation aux contraintes d'exécution des ouvrages. Les BHP ont

une porosité extrêmement réduite, plus résistants aux agents agressifs et, de façon générale, présentent une durabilité accrue.

Ces innovations n'auraient pas pu voir le jour sans un important travail de recherche, qui a permis de développer une connaissance à l'échelle microscopique des mécanismes de comportement du béton. Deux voix de recherche sont à l'origine du développement spectaculaire des BHP :

- L'apparition d'une nouvelle génération de superplastifiants hautement réducteurs d'eau. Cela est obtenu grâce à l'utilisation de polymères modernes (polysulfonate et polycarboxylates), qui offrent la possibilité d'une réduction sensible du dosage en eau ce qui permet de formuler des bétons avec un rapport eau/ciment inférieur à 0,3.
- L'amélioration de l'étendu granulaire par l'ajout d'additions minérales sous forme de fillers qui a un double rôle : l'augmentation de la compacité par remplissage d'une partie de volume des vides et micro vides, d'une part, et d'autre part, et grâce à leur réactivité chimique, participe à la formation d'hydrate secondaire et par conséquence améliore la résistance et la durabilité [1].

L'Algérie connaît depuis une décennie un développement intense et soutenu des secteurs du bâtiment et de la construction. Les exigences et normes internationales en matière de la performance des matériaux de construction n'est pas encore suffisamment intégrées aux processus de conception et de construction. Les constructeurs utilisent toujours des bétons traditionnels avec des résistances d'environ 30 MPa, et qui ne dépassent les 40 MPa que dans les meilleures conditions.

L'Algérie doit obligatoirement utilisée les technologies innovantes dans le domaine d'élaboration des matériaux et bétons de construction. Parmi les bétons innovants on trouve les BHP (bétons à hautes performances), dont l'utilisation à une double finalité : améliorer la résistance mécanique et la durabilité d'une part et économiser la consommation des matériaux de construction en réduisant les sections des éléments constructifs et en limitant le taux de ferrailage. Bien que ces nouveaux bétons sont largement utilisés à travers le monde depuis plus de deux décennies, leurs utilisations en Algérie, reste très limité ou inexistantes.

I-5. 2. Obtention des BHP

1. Utilisation des superplastifiants

Durant des années, la fabrication du béton n'a nécessité que des granulats, du ciment et de l'eau. Ce dernier composant remplit un double rôle : il permet l'hydratation du ciment et confère au béton frais l'ouvrabilité nécessaire. Cette ouvrabilité nécessite cependant une

quantité d'eau supérieure à ce qui est strictement nécessaire pour l'hydratation. Une partie de cette eau reste dans le béton au terme du processus de prise et de durcissement. Elle se répand dans tout le béton et cause l'apparition d'un réseau de pores et de vides. Un nombre accru de pores de plus grandes dimensions affaiblit la structure du matériau et réduit la résistance du béton.

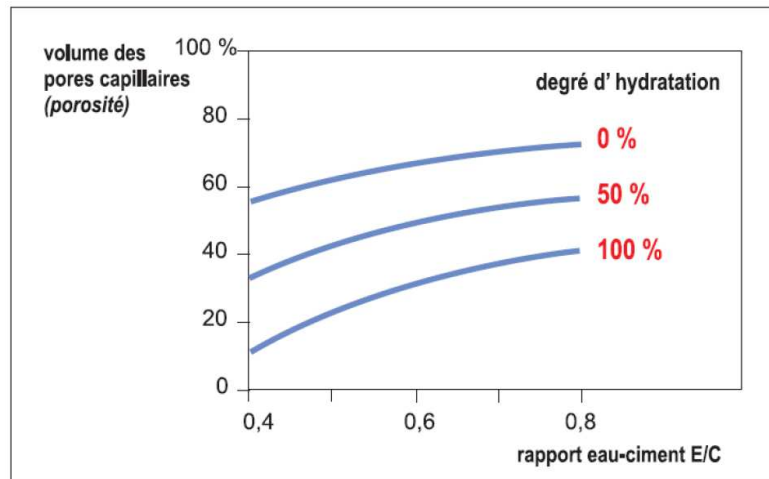


Figure I-12 : Relation entre la porosité et le rapport E/C pour différents degrés d'hydratation.

La découverte des plastifiants et plus particulièrement des superplastifiants dans les années 1970 a constitué un véritable tournant. L'effet de ces adjuvants est de rendre le béton nettement plus maniable, sans ajouter d'eau.

Au fur et à mesure que le potentiel technologique et économique des superplastifiants s'est affirmé, un effort de recherche est soutenu pour essayer de mieux comprendre les mécanismes d'interaction ciment/superplastifiant de façon à développer des superplastifiants plus puissants, plus efficaces, plus économiques, qui soient compatibles avec le plus grand nombre de ciment. Cet effort de recherche a finalement abouti au développement d'une nouvelle science des adjuvants qui permet déjà de mieux contrôler les propriétés des bétons.

L'emploi des superplastifiants permet la réduction de la teneur en eau du mélange à consistance égale (entraînant la suppression d'un volume important d'eau non mobilisé par l'hydratation du ciment). Les rapports E/C utilisés de l'ordre de 0,35 au lieu de 0,45 à 0,50 pour un béton usuel (soit une réduction de teneur en eau emplies de 30%).

Sur un autre plan, et d'après les résultats des études précises relatives au fluage de BHP chargés au jeune âge, l'obtention de très haute résistance dès les premiers jours permettent un

gain de temps énormes sur les opérations de décoffrage, mise en précontrainte etc... au niveau d'un chantier de construction ou une aire de préfabrication.

2. Amélioration de l'étendu granulaire

2.1 Importance des granulats dans le béton

Depuis longtemps, la relation entre la composition du béton et ces propriétés rhéologiques et mécaniques a intéressé les chercheurs. Plusieurs études ont montré que les granulats qui constituent le squelette, et qui représentent dans les cas usuels plus de deux tiers du volume total du béton ont des influences claires sur les performances du béton selon leurs qualités, leurs formes et leurs tailles (dimensions) et aussi le volume qu'ils occupent.

Il n'est pas nécessaire de choisir un granulats particulièrement résistant pour produire un béton usuel, par contre dans le cas des BHP ou la pâte de ciment hydraté et la zone de transition sont suffisamment fortes, les granulats peuvent devenir le maillon faible du béton.

Tout le sable naturel utilisé pour fabriquer un BHP doit contenir le moins possible de particules supérieures à 5 mm, lorsque ces particules sont plutôt friables, car elles constituent alors le maillon faible du BHP. Le remplacement partiel d'un sable naturel par un sable concassé peut présenter quelques avantages surtout si le sable concassé a été fabriqué en utilisant une roche très résistante.

La forme des particules des gros granulats et aussi importante de point de vue rhéologique. Il faut essayer d'utiliser autant que possible des particules arrondis ou cubique plutôt que des particules plates et allongées. Ce dernier type de particule n'est pas recommandé, car ces particules sont mécaniquement faibles et influence négativement la maniabilité des bétons ce qui nécessite une augmentation du dosage en superplastifiant pour obtenir la maniabilité visée. Les granulats ont aussi une grande influence sur la compacité du béton qui est le facteur principale pour l'obtention des BHP.

La forme des particules des gros granulats et aussi importante de point de vue rhéologique. Il faut essayer d'utiliser autant que possible des particules arrondis ou cubique plutôt que des particules plates et allongées. Ce dernier type de particule n'est pas recommandé, car ces particules sont mécaniquement faibles et influence négativement la maniabilité des bétons ce qui nécessite une augmentation du dosage en superplastifiant pour obtenir la maniabilité visée. Les granulats ont aussi une grande influence sur la compacité du béton qui est le facteur principale pour l'obtention des BHP.

2.2 Rôle et importance des additions minérales

La réduction du rapport eau/ciment par l'ajout d'un superplastifiant permet d'obtenir un béton plus compact. Des études ont cependant démontré que la composition de l'importante zone de transition entre les granulats et la pâte de ciment durcie demeure inchangée c'est-à-dire qu'elle ne devient pas plus compacte. Cette zone est très poreuse et peu résistante.

L'ajout de particules extrêmement fines (Figure I.4.5.) permet de combler les minuscules vides dans cette zone de transition. Parmi ces additions minérales, on trouve les cendres volantes, le filler calcaire, le quartz broyé, les laitiers de haut fourneau broyés et les fumées de silice. Les laitiers de haut fourneau broyés comme les fumées de silice disposent de propriétés pouzzolanique qui leurs permet de se combiner avec la chaux libérée lors de l'hydratation du ciment [18]. Leurs dimension, plus faibles que les grains de ciment, contribuent à une baisse de porosité à l'interface pâte - granulat restituant ainsi une meilleure cohésion d'ensemble à la maturité et par la suite au développement de la résistance. La figure suivante montre la granulometrie (finesse) de ces ajouts.

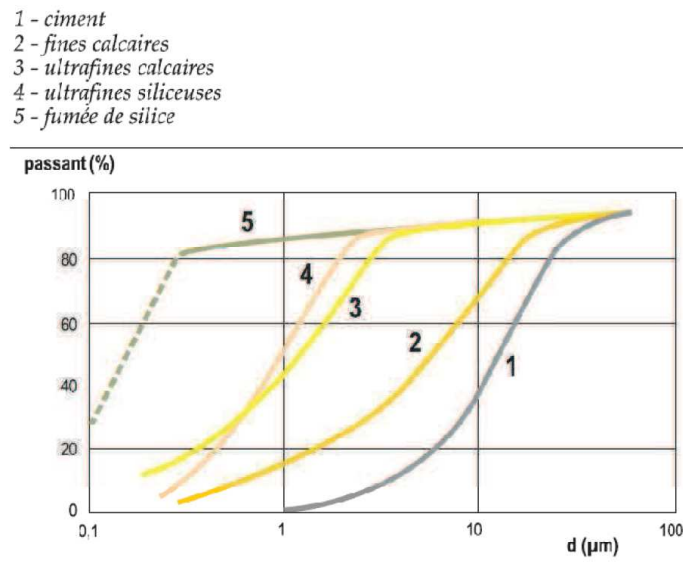


Figure I-13 *Granulométrie des matières fines*

Outre le compactage de la pâte de ciment durcie autour des granulats, ces particules ultrafines assurent également un remplissage généralement plus homogène du squelette granulaire dans la zone la plus fine. La compacité augmente, ce qui améliore la durabilité. Un autre effet positif de ces additions est leur influence favorable sur la stabilité du béton frais. Cette influence est particulièrement utile lors de la fabrication de bétons à très haute ouvrabilité.

I-5. 3. Propriétés physico-chimiques et mécaniques des BHP :

Les diverses propriétés des BHP découlent de leur faible porosité, gage de durabilité.

- **Résistances mécaniques :**

Les BHP présentent des résistances en compression importantes aux jeunes âges, compte tenu de la rapidité de la cinétique de montée en résistance, et très élevées à long terme (avec une montée en résistance se poursuivant au-delà de 28 jours). Un BHP de 60 MPa à 28 jours peut offrir des résistances mécaniques de 15 MPa à 24 heures, voire davantage, et 40 MPa à 7 jours.

Le gain est aussi important en termes de résistance en traction ou au cisaillement.

- **Module d'élasticité E :**

Le module d'élasticité des BHP est supérieur à celui des bétons traditionnels. Il est de l'ordre de 52,8 GPa pour le BHP et de 53,4 pour le BTHP.

- **Retrait :**

Le retrait total du BHP est globalement identique à celui d'un béton traditionnel mais avec une cinétique différente (il se produit plus tôt et se développe principalement pendant les premiers jours après le coulage). Le retrait de dessiccation à l'état durci est plus faible compte tenu du faible dosage en eau. Le retrait endogène (ou d'autodessiccation), compte tenu de la finesse de la microstructure et de la forte réduction du rapport E/C, est d'un coefficient plus élevé (150 à 250 x 10⁻⁶) pour un BHP que pour un béton traditionnel (60 x 10⁻⁶). Le retrait d'autodessiccation est d'autant plus précoce et élevé que le rapport E/C est faible.

- **Fluage :**

Les BHP présentent un fluage (déformation différée sous chargement permanent) plus faible que les bétons traditionnels.

- **Imperméabilité :**

Leur faible porosité capillaire confère aux BHP une très faible perméabilité.

- **Résistance aux agents agressifs :**

La faible perméabilité des BHP leur confère une bonne résistance à la pénétration et au transfert dans la masse du béton des agents agressifs en phase gazeuse ou liquide (eaux de mer, eaux sulfatées, solutions acides, dioxyde de carbone, etc.).

- **Migration des ions chlorure :**

La résistance des BHP à la migration des ions chlorures est supérieure à celle des bétons courants, grâce à sa microstructure plus dense.

- **Tenue aux attaques gel/dégel :**

Les BHP, correctement formulés, résistent aux cycles gel/dégel grâce à leur forte compacité et à leur résistance mécanique élevée.

- **Carbonatation :**

De nombreuses études ont démontré que la durabilité des BHP vis-à-vis de la carbonatation est très nettement supérieure à celle d'un béton traditionnel.

I-5. 4. Domaines d'utilisation des BHP

Le béton à haute performance est utilisé pour les ouvrages nécessitant une résistance élevée : les travaux souterrains et les tunnels, les parkings, les ouvrages d'art, les travaux en milieu marin, les éléments préfabriqués, les ouvrages exceptionnels tels que les centrales nucléaires ou les ponts.



Figure I-14 : Pont réalisé avec un béton à hautes performances (BHP)

La tour EDF, à La Défense, présente une hauteur de 165 mètres. L'utilisation d'un BHP de type B80 pour les piliers de façade a permis de limiter le diamètre des poteaux le plus chargés à 1,30 m



*Figure I-15 : Bâtiment réalisé avec un béton à hautes performances (BHP)
(Tour EDF Paris)*

CHAPITRE II

PRE

DIMENSIONNEMENT ET

DESCENTE DE

CHARGES

II-1 INTRODUCTION

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure. Pour cela des règlements en vigueur, notamment le « RPA99 version 2003 » ainsi que le BAEL91 modifié 99, mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II-2. PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- ❖ Plancher à corps creux.
- ❖ Plancher à dalle pleine

II-2.1. Plancher à corps creux

- La structure étudiée comporte des planchers en corps creux. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et des éléments de remplissage (corps creux), avec une dalle de compression mince en béton armé.

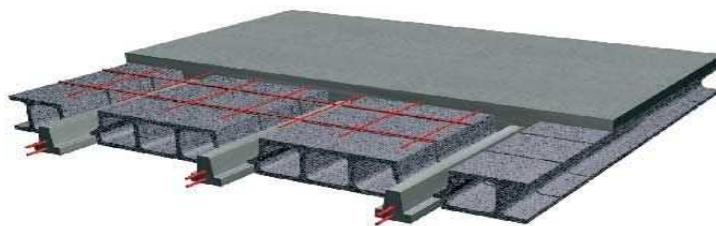


Figure II-1 : plancher à corps creux

- Pour le pré dimensionnement de la hauteur des planchers on utilise la formule empirique suivante :

$$ht \geq L/22.5$$

Avec :

- L : Portée maximale mesurée entre nus des appuis.
- h : Epaisseur de la dalle de compression + corps creux.

$$L = 495 - 30 = 465 \text{ cm}$$

Donc : $ht \geq 465/22.5 \quad \longrightarrow \quad ht \geq 20.66 \text{ cm}$

Choix final :

ht=21 cm \Rightarrow (16+5)

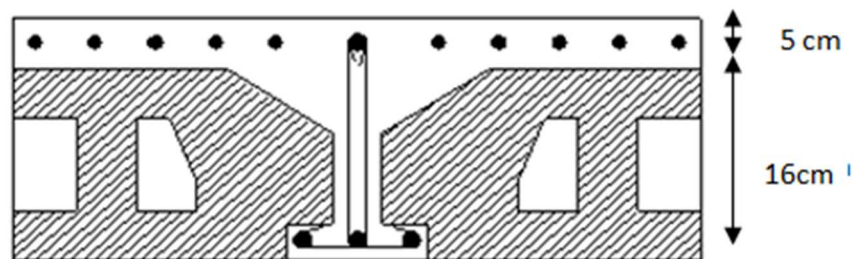


Figure II-2 : coupe verticale du plancher en corps creux

II-1.2. Plancher en dalles pleines

Ce type de plancher est le plus utilisé pour les bâtiments industriels et commerciales car ils subissent des surcharges d'exploitations importantes ($Q \geq 2,5 \text{ kN/m}^2$). Ce plancher est constitué par une dalle d'épaisseur constante reposant sur un système de poutre secondaire et principale. Les panneaux de la dalle reçoivent les charges statiques et dynamiques et les transmettent aux poutres.

On déduira l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

➤ *Résistance au feu*

- **e = 7 cm** Pour une heure de coupe-feu.
- **e = 11 cm** Pour deux heures de coupe-feu.
- **e = 17.5 cm** pour quatre heure de coupe-feu

On choisit :

e = 11 cm

➤ *Isolation phonique*

Le confort d'une bonne isolation phonique exigent une épaisseur minimale de : **e = 13 cm**

On admet une épaisseur : **e = 15cm**

➤ *Résistance à la flexion*

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

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$

Avec :

- **Lx** : La petite portée du panneau le plus sollicité ; **Lx = 4.45 m.**
- **e** : Épaisseur de la dalle pleine.

-La dalle repose sur quatre appuis, on aura donc : **8.9 ≤ e ≤ 11.12**

On prend : **e = 10cm**

Le Choix final est :

e = 15cm

Conclusion : Pour le pré dimensionnement des planchers, nous adoptons :

Type de plancher	Epaisseur
• Plancher à corps creux	e= 21 cm (16+5)
• Dalle pleine	e=15cm

II-3. EVALUATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES ^[6]

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

II-3.1. Plancher à corps creux

➤ *Plancher terrasse inaccessible*

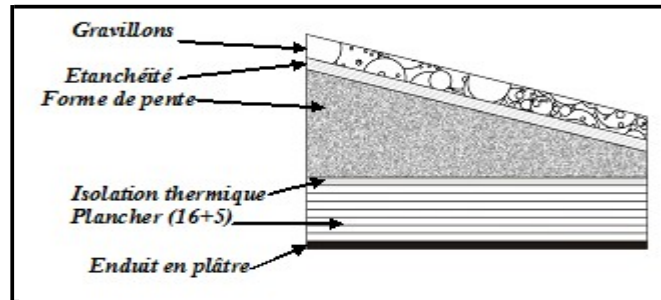


Figure II-3 : Coupe transversale du plancher de la terrasse inaccessible

Tableau II-1 : Descentes des charges du plancher terrasse (Corps creux)

Designation	ρ (KN/m ³)	e(m)	G= $\rho \cdot e$ (KN/m ²)
1/ Protection gravillon roulés	18	0.05	0,90
2/ Etanchéité multi-couches	6	0.02	0,12
3/ Forme de pent	22	0.1	2,20
4/ Isolation thermique en liege	4	0.04	0,16
5/ Dale en corps creux (16+5)			3.10
6/ Enduit en plâtre	10	0.02	0,20
Charge Permanente	G = 6.68 KN/m²		
Surcharge d'exploitation	Q= 1,00KN/m²		

➤ Plancher de l'étage courant et du RDC :

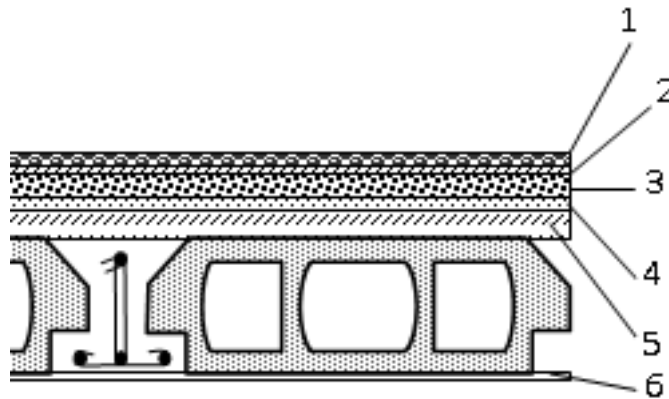


Figure II-4 : Coupe transversale d'un plancher d'étage courant et du RDC

Tableau II-2 : Descente des charges permanentes du plancher de l'étage courant

Designation	$\rho(\text{kn/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G (\text{kn/m}^2)$
1/ Carrelage	20	0.02	0,40
2/ Mortier de pose	20	0.02	0,40
3/ Lit de sable	18	0.03	0,54
4/ plancher en corps creux (16+5)			3.10
5/ Enduit en plâtre	10	0.02	0,20
6/ Cloisons légères	-	-	1,00
Charge Permanente	$G=5.64\text{kn/m}^2$		

Surcharge d'exploitation (Q)

- Plancher RDC et 1^{er} étage : (usage de commerce) : $Q = 5 \text{ KN/m}^2$.
- Sous-sol : (usage de parking) : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

II-3.2 Plancher en dalle pleine

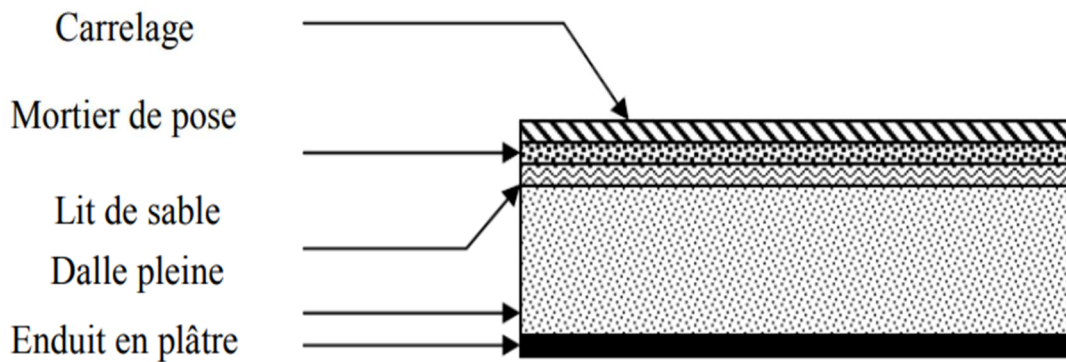


Figure II-5 : Plancher en dalle pleine

Tableau II-3 : Composition du Plancher en dalle pleine (Balcon)

Designation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$e(\text{m})$	G (KN/m^2)
1/ Carrelage	22	0.02	0,44
2/ Mortier de pose	20	0.02	0,40
3/ Lit de sable	18	0.02	0,36
4/ Enduit en ciment	20	0.02	0,40
5/ Dale pleine (15cm)	25	0.15	3,75
Charge Permanente	G=5,35 kN/m²		
Surcharge d'exploitation	Q=3,50 kN/m²		

II-3.3 Maçonnerie

➤ *Murs extérieurs* : La maçonnerie utilisée est en brique

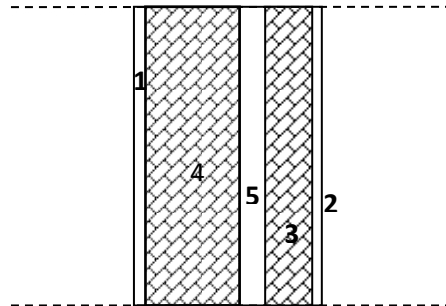


Figure II-6 : Mur extérieur

Tableau II-5 : Composition de Mur extérieur

Désignation	e (cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1- Enduit de ciment	2	18	0.36
2- Enduit de plâtre	3	14	0.42
3- brique creuse	10	8,66	0.90
4- brique creuse	15	8,66	1.30
5- vide d'aire	/	/	/
Charge Permanente	G=2,98 KN/m²		

Remarque :

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures, donc il est nécessaire d'utiliser des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

- Murs avec portes (90% G).
- Murs avec fenêtres (80% G).
- Murs avec portes et fenêtres (70% G).

II-3.4 Acrotère

- $G_T = G_1 + G_2$
 - $G_1 = S * \rho_{\text{béton}}$ (poids propre de l'acrotère)
 - $G_2 = \rho_{\text{ciment}} * P * e$ (poids de revêtement de ciment)

On a :

- $S = \frac{0.2 * 0.05}{2} + (0.2 * 0.05) + (0.5 * 0.1) = 0.065 \text{ m}^2$;
- $G_1 = 0.065 * 25 = 1.625 \text{ KN/ml}$;
- $P = 0.5 + 0.1 + 0.2 + 0.05 + 0.2 + 0.4 = 1.45 \text{ m}$;
- $\rho_{\text{ciment}} = 18 \text{ KN/m}^3$;
- $e = 2 \text{ cm}$
- $G_2 = 18 * 1.45 * 0.02 = 0.522 \text{ KN/ml}$
- $G_T = 1.625 + 0.522 = 2.147 \text{ KN/ml}$

Donc :

<i>G_{acrotère} = 2.147 KN/ml</i>
--

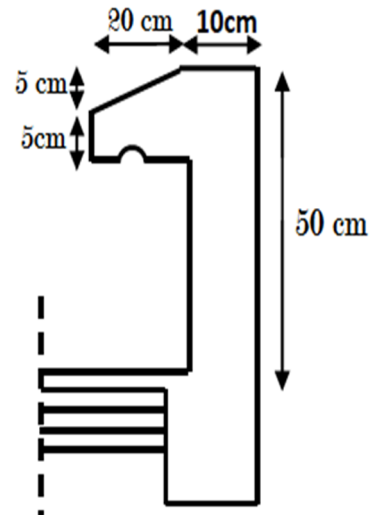


Figure II-7 : Acrotère

II-4. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton, leurs sections doivent respecter le critère de rigidité selon BAEL 91 ainsi que les conditions imposées par le RPA :

❖ Selon le BAEL 91 modifié 99 :

- La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- La largeur b de la poutre doit être : $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

- **L** : Portée de la poutre de la plus grande travée considérée.
- **h** : Hauteur de la poutre.
- **b** : Largueur de la poutre.

❖ *Selon le R.P.A 99 (version2003) :*

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30 \text{ cm}$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20 \text{ cm}$
- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

a) **Poutre Principale (Porteuse) : $L_{\max} = 510 \text{ cm}$**

❖ *Selon le BAEL91 modifié 99 :*

- $34 \leq h \leq 51 \quad \longrightarrow \quad h = 45 \text{ cm}$
- $13.5 \leq b \leq 31.5 \quad \longrightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$

❖ *Vérification selon le RPA99 (version2003) :*

- $h = 45\text{cm} \geq 30\text{cm}$
- $b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$
- $\frac{h}{b} = 1.5 \leq 4$

b) **Poutre secondaire (non porteuse) : $L_{\max} = 455 \text{ cm}$**

❖ *Selon le BAEL91 modifié 99 :*

- $30.33 \leq h \leq 45.1 \quad \longrightarrow \quad h = 40 \text{ cm}$
- $12 \leq b \leq 28 \quad \longrightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$

❖ *Vérification selon le RPA99 (version2003) :*

- $h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm}$
- $b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$
- $\frac{h}{b} = 1.3 \leq 4$

II-5 PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

1. Définition

Les poteaux sont des éléments porteurs. Ils reprennent les charges et les surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations et à participer au contreventement des bâtiments.

2. Principe

- Le pré dimensionnement des poteaux se fait en considérant que ces derniers travaillent à la compression simple centrée, on procédera par la descente de charge puis par la loi de dégression de la surcharge d'exploitation en choisissant les poteaux les plus sollicités (défavorables) de la structure (un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle).
- Ces poteaux doivent satisfaire le critère de stabilité au flambement et le critère de résistance.

A. Critère de résistance : Selon B.A.E.L 91 R 99 ^[2]

$$- N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots(1)$$

Tel que :

- **N_u** : Effort normal ultime (compression), $N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q$;
 - N_G : Effort normal due aux charges permanentes
 - N_Q : Effort normal dus aux surcharges d'exploitations
- **α** : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).
- **λ** : Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.
- **l_f** : Longueur de flambement ; dans notre cas : **$l_f = 0,7l_0$** (poteau encastré a la base et articulé au sommet).
- **i** : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
- **I** : Moment d'inertie de la section $\left(I = \frac{hb^3}{12} \right)$.

- **Br**: Section réduite du poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie : $[Br = (a-0,02) (b-0,02)] \text{ m}^2$.

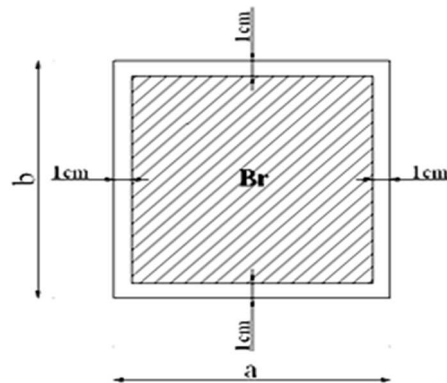


Figure II-8 : Section réduite du poteau

- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).
- f_e : Limite élastique de l'acier, ($f_e = 500 \text{ MPa}$).
- A_s : Section d'acier comprimé pris en compte dans le calcul, on prend :
 $A_s = 0.9\% Br \dots (Zone III)$
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$).....situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$).....situation durable.

❖ Selon le "BAEL 91 modifié 99" :

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 0.9\%$

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

Avec $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

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

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} = 0.063 N_u$$

- $\frac{As}{Br} = 0.9$
- $\frac{Fe_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ Mpa}$

$Br = 0.063 N_u$

 (2)

❖ Conditions de « RPA99 version 2003 » :

- Pour une zone sismique III (Blida), on doit avoir au minimum :

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

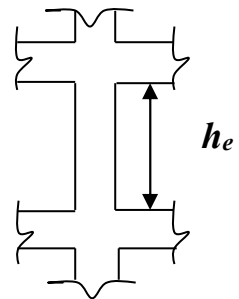


Figure II-9 : coupe A-A

✓ Nous considérons des poteaux carrés ($a=b$)

B. Critère de flambement :

Il faut vérifier que : $\lambda = \frac{Lf}{i} \leq 35$

Avec :

- $Lf = 0.7 L_o$
- $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{a}{\sqrt{12}} = \frac{a}{2\sqrt{3}}$
- I : Moment d'inertie, $I = \frac{a^4}{12}$... Pour une section carrée ($a=b$).

1. Evaluation de l'effort normal ultime

- *Loi de dégression* : ^[4]

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

On adoptera pour le calcul des charges d'exploitation la formule suivante :

$$\rightarrow Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par « BAEL 91 modifié 99 »}$$

Avec :

- n : nombre d'étage considérés à partir du sommet.
- Q_0 : la surcharge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment.
- Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau II-7 : Loi de dégression

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
Terrasse	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	1
10 ^{ème}	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,5
9 ^{ème}	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
8 ^{ème}	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
7 ^{ème}	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6.1
6 ^{ème}	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7
5 ^{ème}	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7.75
4 ^{ème}	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,714(Q_1+\dots+Q_7)$	8.35

3 ^{ème}	Q ₈	$\sum_8=Q_0+0,687(Q_1+\dots+Q_8)$	9.24
2 ^{ème}	Q ₉	$\sum_9=Q_0+0,66(Q_1+\dots+Q_9)$	9.91
1 ^{er}	Q ₁₀	$\sum_{10}=Q_0+0,65(Q_1+\dots+Q_{10})$	13.02
RDC	Q ₁₁	$\sum_{11}=Q_0+0,636(Q_1+\dots+Q_{11})$	15.94
Sous Sol	Q ₁₂	$\sum_{12}=Q_0+0,625(Q_1+\dots+Q_{12})$	17.53

- Calcul de la descente de charge :

Remarque : On adopte un poteau carré de dimensions (30*30) cm² (min de l’RPA) ;

Tableau II-8 : Surfaces des planchers reprises pour chaque type de poteaux

Type de poteaux	Surface (m ²)
Poteau central	23.000
Poteau de rive	12.185
Poteau d’angle	7.340

1) Poteau central (Axe B7)

- Calcul des charges

- Sous Terrasse :

$$N_G = G_{pIT} + G_{pp} + G_{ps}$$

- Sous 10^{ème} -2^{ème} étage

$$N_G = G_{plc} + G_{pp} + G_{ps} + G_{pot}$$

- Sous 1^{er} étage+ RDC

$$N_G = G_{plc} + G_{pp} + G_{ps} + G_{pot}$$

- Sous s.sol :

$$N_G = G_{plss} + G_{pp} + G_{ps} + G_{pot}$$

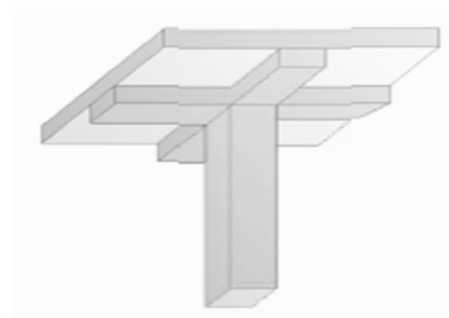


Figure II-10 : Poteau central

• **Charges permanentes « G »**

- G Plancher terrasse (inaccessible) = $G_{plT} * S = 6.68 * 23 = 153.64 \text{ kN}$
- G plancher courant = $G_{plc} * S = 5.64 * 23 = 129.72 \text{ kN}$
- G poteau (RDC ; 1er) = $0.3 * 0.3 * 25 * (3.57 - 0.2) = 7.583 \text{ kN}$
- G poteau (autres étages) = $0.3 * 0.3 * 25 * (2.89 - 0.2) = 6.052 \text{ kN}$
- G poutre porteuse = $0.45 * 0.3 * 4.73 * 25 = 15.96 \text{ kN}$
- G poutre non porteuse = $0.4 * 0.3 * 4.57 * 25 = 13.71 \text{ kN}$

• **Surcharges d'exploitation « Q »**

- Q plancher terrasse = $Q_{plT} * (S - S_{poteau}) = 1 * (23 - 0.3^2) = 22.91 \text{ kN}$
- Q plancher courant = $Q_{plc} * (S - S_{pot}) = 1.5 * (23 - 0.3^2) = 34.36 \text{ kN} \rightarrow 10^{\text{ème}} - 2^{\text{ème}} \text{ étage (habitation)}$
- Q plancher courant : $Q_{plc} * (S - S_{pot}) = 5 * (23 - 0.3^2) = 114.55 \text{ kN} \rightarrow 1^{\text{er}} - \text{RDC (commerce)}$
- Q plancher courant : $Q_{plc} * (S - S_{pot}) = 2.5 * (23 - 0.3^2) = 57.27 \text{ kN} \rightarrow \text{sous-sol (parking)}$

• **Exemple de calcul : (sous terrasse) :^[6]**

- $S = 23 \text{ m}^2$
- $L_{pp} = 472.5 \text{ cm} = 4.725 \text{ m}$
- $L_{ps} = 457.5 \text{ cm} = 4.575 \text{ m}$

• **Calcul de Nu**

ELU : $N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$

$N_G = N_{plT} + N_{pp} + N_{ps}$

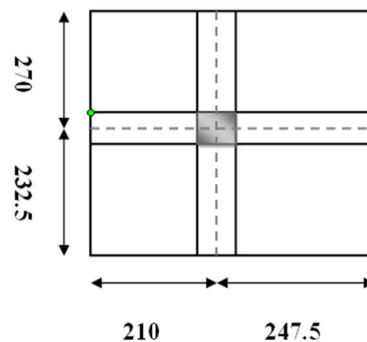


Figure II-11: Vue en plan du poteau central

- $N_{plT} = G_{plT} \times S = 6.68 \times 23 = 153.64 \text{ KN}$
- $N_{pp} = 0.45 \times 0.3 \times 4.73 \times 25 = 15.96 \text{ KN}$
- $N_{ps} = 0.4 \times 0.3 \times 4.57 \times 25 = 13.71 \text{ KN}$

$$\longrightarrow \boxed{NG = 182.99 \text{ KN}}$$

$$- N_Q = Q \times (S - S_{\text{poteau}}) = 1 \times (23 - 0.3^2) \text{ KN} = 22.91 \text{ KN} \longrightarrow \boxed{N_Q = 22.91 \text{ KN}}$$

$$- \text{Donc : } -N_u = 1.35N_G + 1.5 N_Q$$

$$.N_u = (1.35 \times 182.99) + (1.5 \times 22.91)$$

$$-N_u = 281.83 \text{ KN} \longrightarrow \boxed{N_u = 0.28183 \text{ MN}}$$

En remplaçant la valeur de N_u dans l'équation (2) ; on aura :

$$- Br \geq 0.063 \times N_u \longrightarrow Br \geq 0.0177 \text{ m}^2 \longrightarrow Br = 177 \text{ cm}^2$$

$$- Br = (a - 2)^2 \longrightarrow a = \sqrt{Br} + 2 = \sqrt{177} + 2 = 15.30 \text{ cm}$$

On prend $a \times b = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

- Les résultats de la descente de charge du poteau centrale sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-9 : descente de charges du poteau centrale

Niveaux	G (KN)	Q (KN)	G _{cumulé} (KN)	Q _{cumulé} (KN)	N _u _{cumulé} (KN)
Terrasse	183.31	22.91	183.31	22.91	281.83
10 ^{ème}	189,36	34.36	348.75	57.28	556.73
9 ^{ème}	165.44	34.36	514.19	88.20	826.46
8 ^{ème}	165.44	34.36	679.63	115.70	1091.05
7 ^{ème}	165.44	34.36	845.07	139.75	1350.47
6 ^{ème}	165.44	34.36	1010.51	160.37	1604.74

5 ^{ème}	165.44	34.36	1175.95	177.55	1853.86
4 ^{ème}	165.44	34.36	1341.39	191.30	2097.83
3 ^{ème}	165.44	34.36	1506.83	211.69	2351.76
2 ^{ème}	165.44	34.36	1672.27	227.04	2598.12
1 ^{er}	166.97	114.55	1839.24	298.28	2930.40
RDC	166.97	114.55	2006.21	365.19	3256.17
Sous.sol	165.44	57.27	2171.65	401.61	3534.14

Tableau II-10: Choix final des poteaux centraux

Niveaux	Nu cumulé (KN)	Br (cm ²)	a * b (cm ²)	Vérification de l'RPA	Vérification de flambement				Section a * b (cm ²)
					i (m)	L ₀ (m)	λ	$\lambda \leq 35$	
10 ^{ème}	556.73	350.74	30×30	Ok	0.086	2.89	23.52	ok	30×30
9 ^{ème}	826.46	520.67	30×30	Ok	0.086	2.89	23.52	ok	30×30
8 ^{ème}	1091.05	687.36	30×30	Ok	0.086	2.89	23.52	ok	30×30
7 ^{ème}	1350.47	850.80	35×35	Ok	0.10	2.89	20.23	ok	35×35
6 ^{ème}	1604.74	1010.99	35×35	Ok	0.10	2.89	20.23	ok	35×35
5 ^{ème}	1853.86	1167.93	40×40	Ok	0.12	2.89	16.85	ok	40×40

4 ^{ème}	2097.83	1321.63	40×40	Ok	0.12	2.89	16.85	ok	40×40
3 ^{ème}	2351.76	1481.61	45×45	Ok	0.13	2.89	15.56	ok	45×45
2 ^{ème}	2598.12	1636.82	45×45	Ok	0.13	2.89	15.56	ok	45×45
1 ^{er}	2930.40	1846.15	50×50	Ok	0.14	3.57	17.85	ok	50×50
RDC	3256.17	2051.39	50×50	Ok	0.14	3.57	17.85	ok	50×50
Sous.sol	3534.14	2226.51	50×50	Ok	0.14	2.89	14.45	ok	50×50

Avec :

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = \frac{a}{2\sqrt{3}}$
- $\lambda = \frac{0.7L0}{i}$

2) Poteau d'angle : (Axe C9) :

- **Calcul des charges**

- *Sous Terrasse :*

$$N_G = G_{plT} + G_{pp} + G_{ps} + G_{accrotère}$$

- *Sous 10^{ème} - 2^{ème} étage,*

$$N_G = G_{plc} + G_{pp} + G_{ps} + G_{pot} + G_{mur\ ext}$$

- *Sous 1^{er} étage + RDC :*

$$N_G = G_{plc} + G_{pp} + G_{ps} + G_{pot} + G_{mur\ ext}$$

- *Sous s.sol :*

$$N_G = G_{plss} + G_{pp} + G_{ps} + G_{pot} + G_{mur\ ext}$$

- **Charges permanentes « G »**

- $G_{Plancher\ terrasse\ (inaccessible)} = G_{plT} * S = 6.68 * 7.34 = 49.03\ KN$
- $G_{plancher\ courant} = G_{plc} * S = 5.64 * 7.34 = 41.40kN$

- $G_{\text{poteau(RDC ; 1er)}} = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times (3.57 - 0.2) = 7.583 \text{ KN}$
- $G_{\text{poteau(autres étages)}} = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times (2.89 - 0.2) = 6.052 \text{ KN}$
- $G_{\text{poutre principale}} = 0.45 \times 0.3 \times 2.55 \times 25 = 8.60 \text{ KN}$
- $G_{\text{poutre secondaire}} = 0.4 \times 0.3 \times 2.58 \times 25 = 7.74 \text{ kN}$
- $G_{\text{accrotère}} = G_{\text{accro}} \times (L_1 + L_2) = 2.147 \times (2.850 + 2.575) = 11.65 \text{ KN}$
- $G_{\text{mur ext}} = G_{\text{mur ext}} \times S = 2.98 \times 15.17 = 45.21 \text{ KN} \dots \dots \dots (\text{RDC} + 1^{\text{er}})$
- $G_{\text{mur ext}} = G_{\text{mur ext}} \times S = 2.98 \times 11.88 = 35.42 \text{ KN} \dots \dots (\text{Autres étages})$

• **Surcharges d'exploitation « Q » :**

- $Q_{\text{plancher terrasse}} = Q_{\text{plT}} \times (S - S_{\text{poteau}}) = 1 \times (7.34 - 0.3^2) = 7.25 \text{ KN}$
- $Q_{\text{plancher courant}} = Q_{\text{plc}} \times (S - S_{\text{pot}}) = 1.5 \times (7.34 - 0.3^2) = 10.88 \text{ KN} \rightarrow 10^{\text{ème}} - 2^{\text{ème}} \text{ étage (habitation)}$
- $Q_{\text{plancher courant}} : Q_{\text{plc}} \times (S - S_{\text{pot}}) = 5 \times (7.34 - 0.3^2) = 36.25 \text{ KN} \rightarrow 1^{\text{er}} - \text{RDC (commerce)}$
- $Q_{\text{plancher courant}} : Q_{\text{plc}} \times (S - S_{\text{pot}}) = 2.5 \times (7.34 - 0.3^2) = 18.13 \text{ KN} \rightarrow \text{sous-sol (parking)}$

• **Exemple de calcul :** (sous terrasse) :

- $S = 7.34 \text{ m}^2$
- $L_{\text{pp}} = 255 \text{ cm} = 2.55 \text{ m}$
- $L_{\text{ps}} = 257.5 \text{ cm} = 2.58 \text{ m}$

• **Calcul de Nu :**

ELU : $N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$

$N_G = N_{\text{plT}} + N_{\text{pp}} + N_{\text{ps}} + N_{\text{accrotère}}$

- $N_{\text{plT}} = G_{\text{plT}} \times S = 6.68 \times 7.34 = 49.03 \text{ KN}$
- $N_{\text{pp}} = 0.45 \times 0.3 \times 2.55 \times 25 = 8.60 \text{ KN}$
- $N_{\text{ps}} = 0.4 \times 0.3 \times 2.58 \times 25 = 7.74 \text{ kN}$
- $N_{\text{accrotère}} = 2.147 \times (2.850 + 2.575) = 11.65 \text{ KN}$

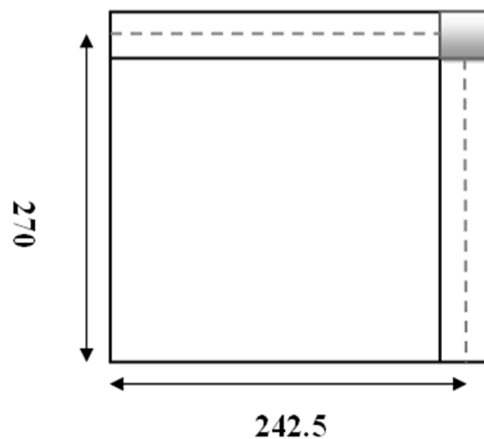


Figure II-12 : vue en plan du poteau d'angle

$$\longrightarrow \boxed{N_G = 77.02 \text{ KN}}$$

$$- N_Q = Q \times (S - S_{\text{poteau}}) = 1 \times (7.34 - 0.3^2) \text{ KN} = 7.25 \text{ KN} \longrightarrow$$

$$\boxed{N_Q = 7.25 \text{ KN}}$$

$$- \text{Donc : } -N_u = 1.35N_G + 1.5 N_Q$$

$$. N_u = (1.35 \times 77.02) + (1.5 \times 7.25)$$

$$-N_u = 114.85 \text{ KN} \longrightarrow$$

$$\boxed{N_u = 0.11485 \text{ KN}}$$

En remplaçant la valeur de N_u dans l'équation (2) ; on aura :

$$- Br \geq 0.063 \times N_u \longrightarrow Br \geq 0.007235 \text{ m}^2 \longrightarrow Br = 72.35 \text{ cm}^2$$

$$- Br = (a - 2)^2 \longrightarrow a = \sqrt{Br} + 2 = \sqrt{71.56} + 2 = 10.50 \text{ cm}$$

On prend : $a \times b = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

✓ Les résultats de la descente de charge du poteau d'angle sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II-11 : descente de charges du poteau d'angle

Niveaux	G (KN)	Q (KN)	Gcumulé (KN)	Qcumulé (KN)	Nucumulé (KN)
Terrasse	77.02	7.25	76.97	7.25	114.78
10 ^{ème}	83.07	10.88	176.18	18.125	265.03
9 ^{ème}	99.21	10.88	275.39	27.91	413.64
8 ^{ème}	99.21	10.88	374.60	36.61	560.62
7 ^{ème}	99.21	10.88	473.81	44.23	706.00
6 ^{ème}	99.21	10.88	573.02	50.75	849.70
5 ^{ème}	99.21	10.88	672.23	56.19	991.80
4 ^{ème}	99.21	10.88	771.44	60.54	1132.25

3^{ème}	99.21	10.88	870.65	66.99	1275.86
2^{ème}	99.21	10.88	969.86	71.85	1417.09
1^{er}	110.53	36.25	1080.39	94.40	1600.13
RDC	110.53	36.25	1190.92	115.57	1781.10
Sous.sol	99.21	18.13	1290.13	127.09	1932.31

Tableau II-12 : Choix Final des Poteaux d'angle.

Niveaux	Nu _{cumulé} (KN)	Br (cm ²)	a * b (cm ²)	Vérification de l'RPA	Vérification de flambement				Section a * b (cm ²)
					i (m)	L ₀ (m)	λ	λ ≤ 35	
10^{ème}	265.03	166.97	30×30	✓	0.086	2.89	23.52	✓	30×30
9^{ème}	413.64	260.60	30×30	✓	0.086	2.89	23.52	✓	30×30
8^{ème}	560.62	353.19	30×30	✓	0.086	2.89	23.52	✓	30×30
7^{ème}	706.00	444.78	30×30	✓	0.086	2.89	23.52	✓	30×30
6^{ème}	849.70	535.31	30×30	✓	0.086	2.89	23.52	✓	30×30
5^{ème}	991.80	624.83	30×30	✓	0.086	2.89	23.52	✓	30×30
4^{ème}	1132.25	713.31	35×35	✓	0.086	2.89	23.52	✓	35×35
3^{ème}	1275.86	803.79	35×35	✓	0.101	2.89	20.02	✓	35×35
2^{ème}	1417.09	892.77	35×35	✓	0.101	2.89	20.02	✓	35×35

1^{er}	1600.13	1008.08	40×40	✓	0.115	3.57	21.73	✓	40×40
RDC	1781.10	1122.09	40×40	✓	0.115	3.57	21.73	✓	40×40
Sous.sol	1932.31	1217.35	40×40	✓	0.115	2.89	17.59	✓	40×40

3) Poteau de rive : (Axe B9) :

- **Calcul des charges :**

- *Sous Terrasse :*

$$N_G = G_{plT} + G_{pp} + G_{ps} + G_{accrotère}$$

- *Sous 10^{ème} -2^{ème} étage :*

$$N_G = G_{plc} + G_{pp} + G_{ps} + G_{pot} + G_{mur\ ext}$$

- *Sous 1^{er} étage + RDC :*

$$N_G = G_{plc} + G_{pp} + G_{ps} + G_{pot} + G_{mur\ ext}$$

- *Sous s.sol :*

$$N_G = G_{plss} + G_{pp} + G_{ps} + G_{pot} + G_{mur\ ext}$$

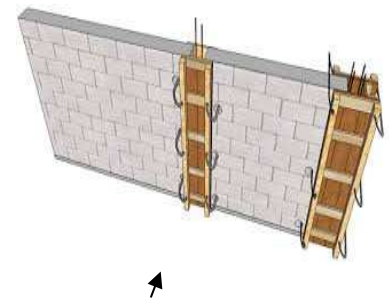


Figure II-13 : Poteau de rive

- **Charges permanentes « G » :**

- $G_{Plancher\ terrasse(inaccessible)} = G_{plT} * S = 6.68 * 12.185 = 81.40\ kN$
- $G_{plancher\ courant} = G_{plc} * S = 5.64 * 12.185 = 68.72\ kN$
- $G_{poteau(RDC ; 1er)} = 0.3 * 0.3 * 25 * (3.57 - 0.2) = 7.583\ kN$
- $G_{poteau(autres\ étages)} = 0.3 * 0.3 * 25 * (2.89 - 0.2) = 6.052\ kN$
- $G_{poutre\ principale} = 0.45 * 0.3 * 4.73 * 25 = 15.96\ kN$
- $G_{poutre\ secondaire} = 0.4 * 0.3 * 2.57 * 25 = 7.71\ kN$
- $G_{acrotère} = G_{acrotère} * L' = 2.147 * 5.025 = 10.79\ kN$
- $G_{mur\ ext} = G_{mur\ ext} * S_{mur} = G * [L' * (H_e - h_{pp})] = 2.98 * 14.76 = 43.98\ kN... (RDC\ et\ 1^{er}\ étage)$
- $G_{mur\ ext} = G_{mur\ ext} * S' = 2.98 * 11.54 = 34.39\ kN..... (autres\ étages)$

• **Surcharges d'exploitation « Q »**

- Q plancher terrasse = $Q_{plT} * (S - S_{poteau}) = 1 * (12.185 - 0.3^2) = 12.095 \text{ KN}$
- Q plancher courant = $Q_{plc} * (S - S_{pot}) = 1.5 * (12.185 - 0.3^2) = 18.14 \text{ KN} \dots 10^{\text{ème}} - 2^{\text{ème}}$ étage (habitation)
- Q plancher courant = $Q_{plc} * (S - S_{pot}) = 5 * (12.185 - 0.3^2) = 60.48 \text{ KN} \dots 1^{\text{er}}$ -RDC (commerce)
- Q plancher courant : $Q_{plc} * (S - S_{pot}) = 2.5 * (12.185 - 0.3^2) = 30.23 \text{ KN} \dots$ sous-sol (parking)

• **Exemple de calcul :** (sous terrasse) :

- $S = 12.185 \text{ m}^2$
- $L_{pp} = 473 \text{ cm}^2 = 4.73 \text{ m}^2$
- $L_{ps} = 257.5 \text{ cm}^2 = 2.57 \text{ m}^2$

• **Calcul de Nu :**

ELU : $N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$

- $N_G = N_{plT} + N_{pp} + N_{ps} + N_{accrotère}$

- $N_{plT} = G_{plT} \times S = 6.68 \times 12.185 = 81.40 \text{ KN}$
- $N_{pp} = 0.45 \times 0.3 \times 4.73 \times 25 = 15.96 \text{ KN}$
- $N_{ps} = 0.4 \times 0.3 \times 2.57 \times 25 = 7.71 \text{ KN}$
- $N_{accrotère} = 2.147 * 5.025 = 10.79 \text{ KN}$

→ **$N_G = 115.86 \text{ KN}$**

- $N_Q = Q \times (S - S_{poteau}) = 1 \times (12.185 - 0.3^2) \text{ KN} = 12.095 \text{ KN}$

→ **$N_Q = 12.10 \text{ KN}$**

- Donc : $-N_u = 1.35N + 1.5 N_Q$

$-N_u = (1.35 \times 115.86) + (1.5 \times 12.1)$

$-N_u = 174.56 \text{ KN}$

→ **$N_u = 0.17456 \text{ MN}$**

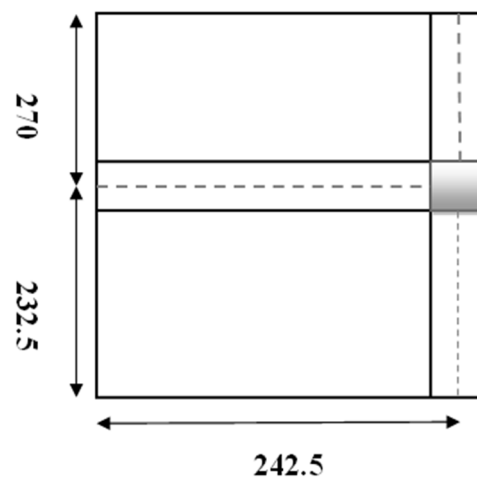


Figure II-14 : vue en plan du poteau de rive

En remplaçant la valeur de N_u dans l'équation (2) ; on aura :

$$Br \geq 0.063 \times N_u \longrightarrow Br \geq 0.01099 \text{ m}^2 \longrightarrow Br = 109.97 \text{ cm}^2$$

$$Br = (a - 2)^2 \longrightarrow a = \sqrt{109.97 + 2} = 12.5 \text{ cm}$$

On prend $a*b = (30*30) \text{ cm}^2$

✓ Les résultats concernant le poteau de rive sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II-13 : descente de charges du poteau de rive

Niveaux	G (KN)	Q (KN)	G _{cumulé} (KN)	Q _{cumulé} (KN)	N _u _{cumulé} (KN)
Terrasse	115.86	12.095	115.86	12.095	174.55
10 ^{ème}	138.88	18.14	248.69	30.24	381.09
9 ^{ème}	132.83	18.14	381.52	46.57	584.91
8 ^{ème}	132.83	18.14	514.35	61.08	785.99
7 ^{ème}	132.83	18.14	647.18	73.78	984.36
6 ^{ème}	132.83	18.14	780.01	84.67	1180.02
5 ^{ème}	132.83	18.14	912.84	93.74	1372.94
4 ^{ème}	132.83	18.14	1045.67	100.99	1563.14
3 ^{ème}	132.83	18.14	1178.5	111.76	1758.62
2 ^{ème}	132.83	18.14	1311.33	119.86	1950.09
1 ^{er}	143.95	60.48	1455.28	157.48	2200.85
RDC	143.95	60.48	1599.23	192.79	2448.15
Sous.sol	132.83	30.23	1732.06	212.03	2656.33

Tableau II-14 : Choix Final des Poteaux de rive.

Niveaux	Nu _{cumulé} (KN)	Br (cm ²)	a * b (cm ²)	Vérification de l'RPA	Verification de flambement				Section a * b (cm ²)
					i (m)	L ₀ (m)	λ	λ ≤ 35	
10 ^{ème}	381.09	240.09	30×30	Ok	0.086	2.89	23.52	ok	30×30
9 ^{ème}	584.91	368.49	30×30	Ok	0.086	2.89	23.52	ok	30×30
8 ^{ème}	785.99	495.17	30×30	Ok	0.086	2.89	23.52	ok	30×30
7 ^{ème}	984.36	620.15	30×30	Ok	0.086	2.89	23.52	ok	30×30
6 ^{ème}	1180.02	743.41	30×30	Ok	0.086	2.89	23.52	ok	30×30
5 ^{ème}	1372.94	864.95	35×35	Ok	0.101	2.89	20.03	ok	35×35
4 ^{ème}	1563.14	984.78	35×35	Ok	0.101	2.89	20.03	ok	35×35
3 ^{ème}	1758.62	1107.93	40×40	Ok	0.115	2.89	17.59	ok	40×40
2 ^{ème}	1950.09	1228.56	40×40	Ok	0.115	2.89	17.59	ok	40×40
1 ^{er}	2200.85	1386.54	45×45	Ok	0.129	3.57	19.37	ok	45×45
RDC	2448.15	1542.33	45× 45	Ok	0.129	3.57	19.37	Ok	45× 45
Sous.sol	2656.33	1673.49	45×45	Ok	0.129	2.89	15.68	Ok	45×45

REMARQUE

« Pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations Sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de Rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux » Et pour cela on regroupe ces sections dans le tableau suivant :

Tableau II-15: Choix Final des Poteaux.

Niveaux	Sections carrées (axb) cm ²
10 ^{ème}	30×30
9 ^{ème}	30×30
8 ^{ème}	30×30
7 ^{ème}	35×35
6 ^{ème}	35×35
5 ^{ème}	40×40
4 ^{ème}	40×40
3 ^{ème}	45×45
2 ^{ème}	45×45
1 ^{er}	50×50
RDC	50×50
Sous- Sol	50×50

II-5. PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES

Pour augmenter la rigidité de notre structure et assurer un bon contreventement, on a prévu des murs voiles, dimensionnés selon le RPA ;

- L'épaisseur du voile doit satisfaire les trois(03) conditions du [RPA99/A.7.7.1] :

$$1) \quad l \geq 4e \quad \longrightarrow \quad e \leq \frac{l}{4}$$

Avec : L : Largeur du voile correspondant à la portée maximale.

$$2) \quad e_{min} \geq 15 \text{ cm}$$

Avec : e_{min} : Epaisseur minimal du voile.

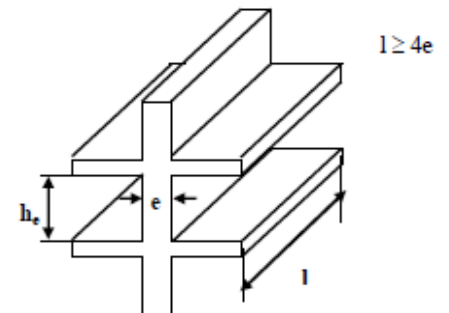


Figure II-15: Schéma du voile

3) Condition de rigidité aux extrémités :

$$e \geq \frac{he}{20}$$

Avec :

- he : hauteur libre d'étage
- $he = h - h_d$

Tel que :

- h : hauteur d'étage ;
- h_d : hauteur de la dalle

- Pour notre structure ; les résultats de calcul de voiles sont illustrés sur le tableau ci-dessous :

Tableau II-16 : Epaisseurs des voiles

l (cm)	$\frac{l}{4}$ (cm)	he (cm)	$\frac{he}{20}$ (cm)	Epaisseur adoptée (cm)
510	127.5	336	16.8	20

CHAPITRE III

ETUDE DES ELEMENTS

SECONDAIRES

III-1. INTRODUCTION :

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

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

Dans le présent chapitre, nous considérons l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment. (Les planchers, les escaliers, les balcons et l'acrotère) dont l'étude est indépendante de l'action sismique. Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement [BAEL91] en respectant le règlement parasismique Algérien [RPA99 version 2003].

III-2. ETUDES DES PLANCHERS

III-2.1 Introduction:

Les planchers sont des éléments horizontaux qui s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs, ...). Ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement. Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

- Résistance aux charges permanentes et aux charges d'exploitation.
- Reprise des efforts horizontaux dus au vent, séisme ou à la poussée des terres sur les murs voiles périphériques et répartition de ces efforts aux éléments porteurs.
- Séparation entre les différents niveaux et isolations thermique et acoustique.
- Protection des personnes contre les risques d'incendie.

III-2.2. Plancher à corps creux

Les planchers à corps creux sont composés de deux éléments fondamentaux :

- L'élément résistant (porteur) : poutrelle en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- L'élément de remplissage (de coffrage): les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges.

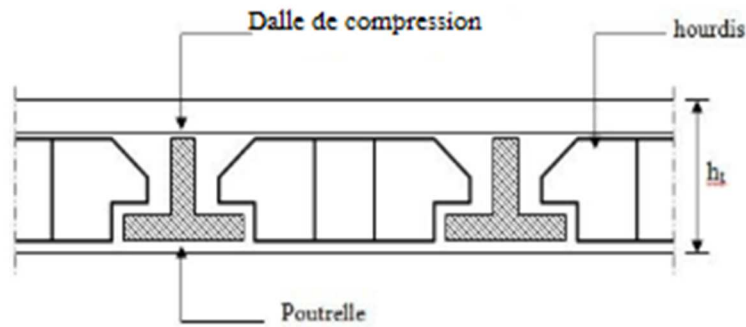


Figure III-1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

➤ **Ferrailage de la dalle de compression : [BAEL91/B.6.8,423]**

La dalle de compression doit comporter un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 / m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles ;
- 33 cm (3/ m) pour les armatures parallèles aux poutrelles ;

Les sections des armatures doivent normalement satisfaire aux conditions suivantes :

$$\begin{aligned}
 & \bullet \text{ Si } Ln \leq 50\text{cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} = \frac{200}{f_e} \\ A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \end{array} \right. \\
 & \bullet \text{ Si } 50\text{ cm} \leq Ln \leq 80\text{cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} = \frac{4 Ln}{f_e} \\ A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

Avec :

L_n : l'entraxe des nervures en [cm] ($L_n = 60\text{ cm}$)

f_e : limite d'élasticité en [MPa], ($f_e = 500\text{ MPa}$)

A_{\perp} : armatures perpendiculaires aux nervures en [cm^2/ml]

$A_{//}$: armatures parallèles aux nervures en [cm^2/ml].

Donc :

$$50 \text{ cm} \leq 60 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \left\{ \begin{array}{l} A_{\text{t}} = \frac{4 \cdot 60}{500} = 0.48 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\text{//}} = \frac{0.48}{2} = 0.24 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{array} \right.$$

On prend : $A_{\text{t}} = A_{\text{//}} = 0.48 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Le treillis soudé adopté est : **TS (5Ø5)** de mailles **(20*20) cm²**

➤ **Calcul 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 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 trois (03) types de poutrelles :

- Poutrelle à 03 travées.
- Poutrelle à 04 travées.
- Poutrelle à 05 travées.

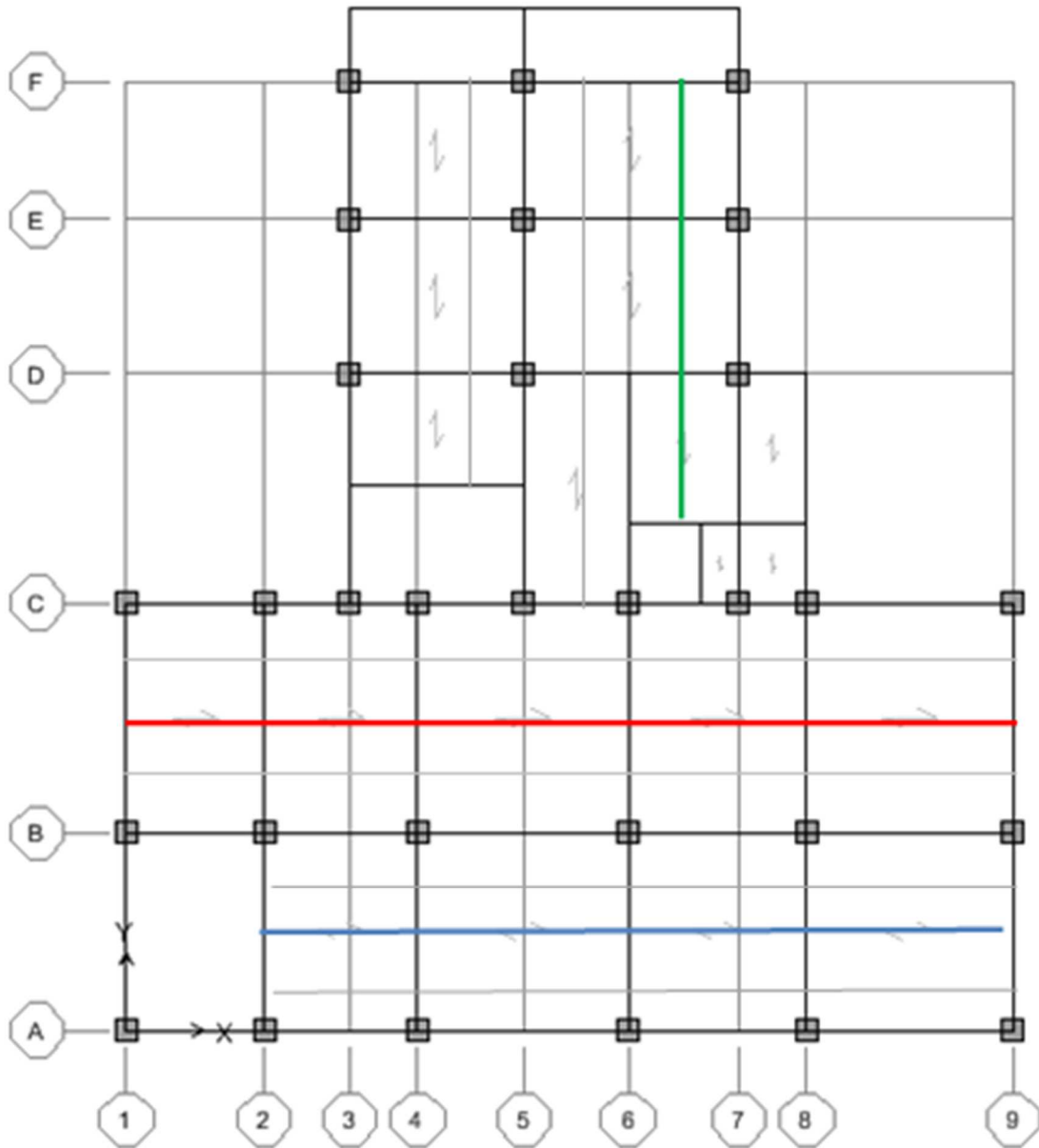


Figure III-2 : Disposition des poutrelles

- : Poutrelle à 03 travées
- : Poutrelle a 04 travées
- : Poutrelle a 05 travées

❖ Dimensionnement des poutrelles :

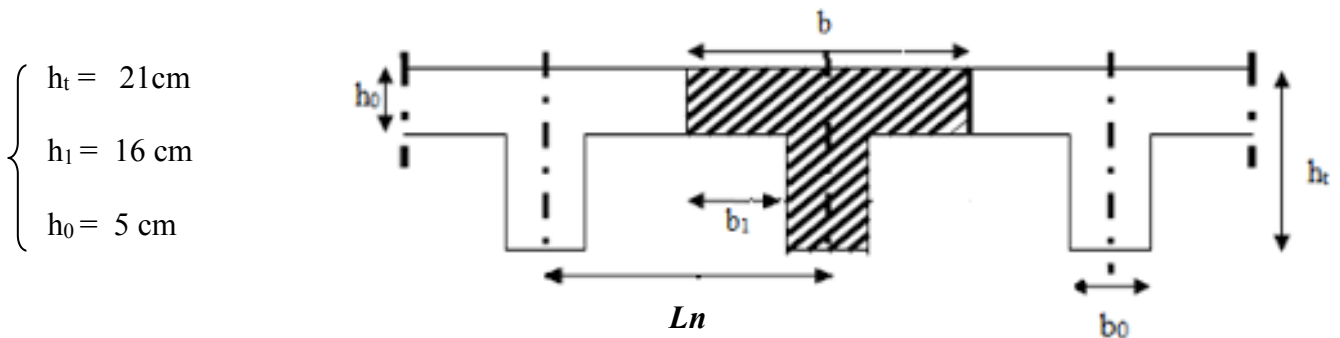


Figure III-3 : Dimensions des poutrelles.

D'après [BAEL91/A.4.1,3] :

- $0.4 h_t \leq b_0 \leq 0.8 h_t$
- $b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} (Ln - b_0) / 2 \\ L / 10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right.$
- $b = 2 b_1 + b_0$

Avec :

Ln : Largeur entre axes des poutrelles ($Ln = 60\text{ cm}$) ;
 L : Longueur de portée max, ($L_{\max} = 485 - 30 = 455\text{ cm}$) ;
 $ht = 16 + 5 = 21\text{ cm}$.

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_0 = 12\text{cm} \\ b = 60\text{cm} \\ h_0 = 5\text{cm} \\ h_t = 21\text{cm} \\ b_1 = 24\text{cm} \end{array} \right.$$

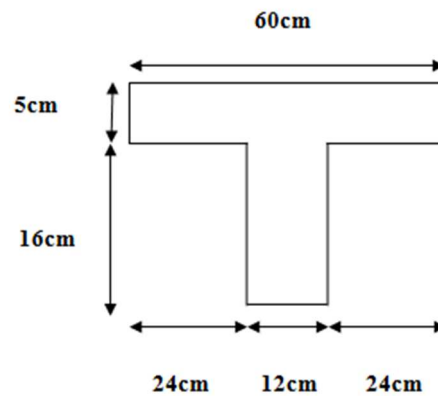


Figure III-4 : Section de calcul des poutrelles

❖ **Les méthodes utilisées :**

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 :

a. méthode forfaitaire : [2]

La méthode forfaitaire s'applique aux poutres, poutrelles et dalle supportant des charges D'exploitations modérées ($Q \leq 2G$ ou $Q < 5000 \text{ N/m}^2$). Cette méthode s'applique aux éléments fléchis remplissant les conditions suivantes :

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ;
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre **0.8** et **1.25** ;
- La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements (fissuration non préjudiciable) ;

Dans le cas où l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaisante, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée (méthode de CAQUOT).

Soit :

1) M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée de comparais » C'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges ;

2) M_w et M_e : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite, et M_t le moment maximal en travée qui sont pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

3) α : Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation :

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

➤ **Moment sur appuis :**

- Appuis de rive : $M_a = 0$
- Appuis intermédiaires :

$$M_a \geq \begin{cases} \bullet 0.6M_0 : \text{dans le cas d'une poutre a deux travées.} \\ \bullet 0.5M_0 : \text{dans le cas des appuis voisins des appuis de rives d'une poutre a plus de deux travées.} \\ \bullet 0.4M_0 : \text{dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre a plus de trois travées} \end{cases}$$

➤ **Moment en travée :**

- $M_t \geq \text{Max} \left\{ \begin{matrix} 1.05 M_0 \\ (1+0.3\alpha) M_0 \end{matrix} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots$ pour une travée intermédiaire.
- $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots$ pour une travée de rive.

b. Méthode de CAQUOT : [2]

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**

$M_a = 0$ Appuis de rive.

$M_a = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5 (l_w + l_e)}$ 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 calcul, de chaque coté de l'appui, les longueurs de travées fictives " l'_w " à gauche et " l'_e " à droite, avec :

- $l'=l$pour une travée de rive.
- $l'=0,8l$pour une travée intermédiaire.

Où " l " représente la portée de la travée libre.

➤ Effort tranchant

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

Avec :

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

c. Méthode des éléments finis « Sap2000 »

Les moments, et les efforts tranchants seront calculés à l'aide du logiciel « Sap2000 ».

❖ *Evaluation des charges et des surcharges*

Combinaisons fondamentales :

$$\underline{\text{E.L.U.}}: N_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$$

$$\underline{\text{E.L.S.}}: N_{ser} = (G + Q) \times b$$

Tableau III-1 : Détermination les Combinaisons fondamentales

Etages	Charges		Combinaisons fondamentales	
	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
Terrasse	6,68	1	6,31	4,61
courants	5,64	1,5	5,92	4,24
RDC + 1 ^{er}	5,64	5	9,07	6,38

➤ **Conclusion :**

Les planchers du RDC et du 1^{er} étage sont les plus sollicités.

❖ **Types de poutrelles :**

On distingue les poutrelles dont les schémas statiques sont les suivants :

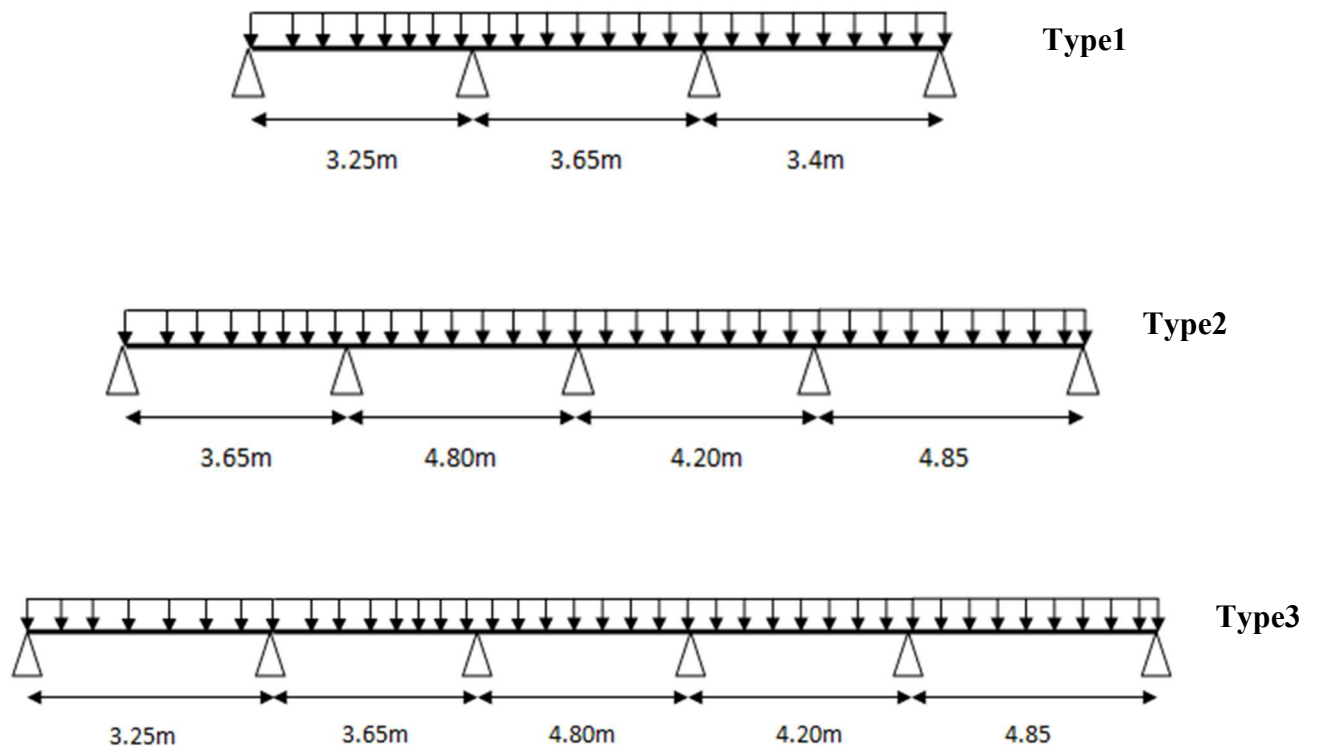


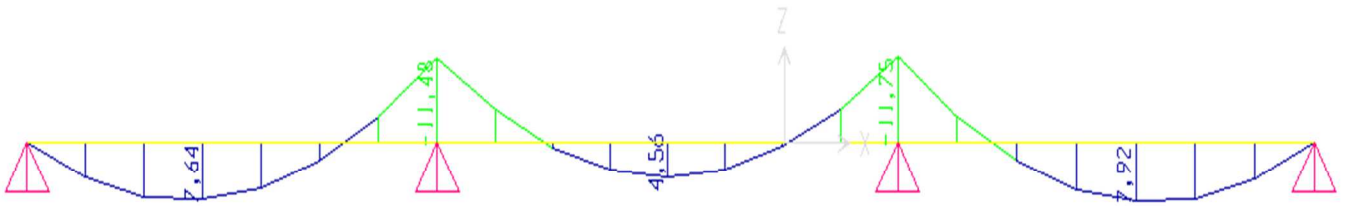
Figure III-5 : Schéma statique des poutrelles

❖ **Calcul des efforts internes :** en utilisant la méthode des éléments finis (SAP2000)

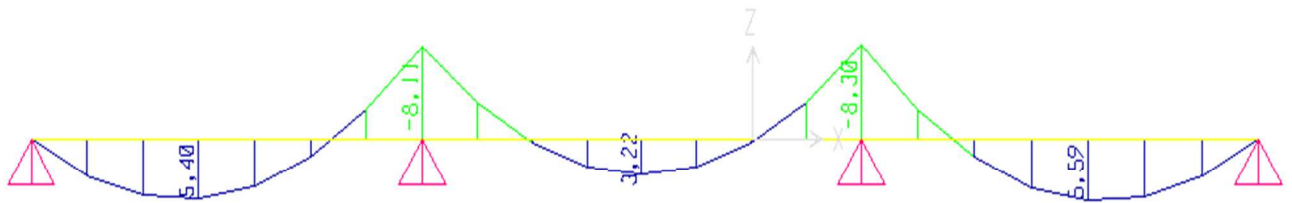
• **Poutrelle à 03 travées :**

Diagrammes des moments :

ELU :

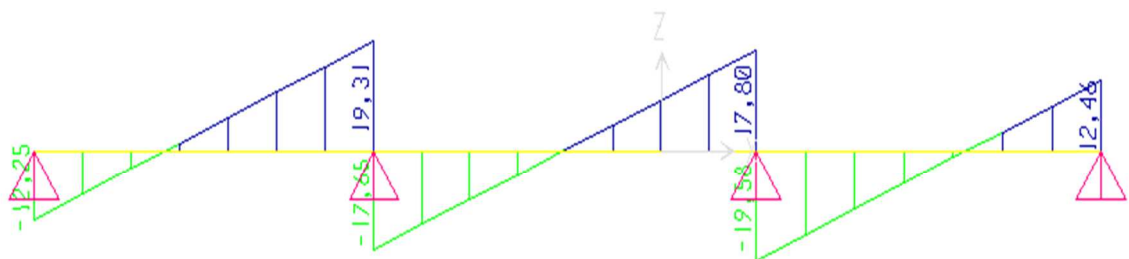


ELS :



Diagrammes des efforts tranchant :

ELU :



ELS :

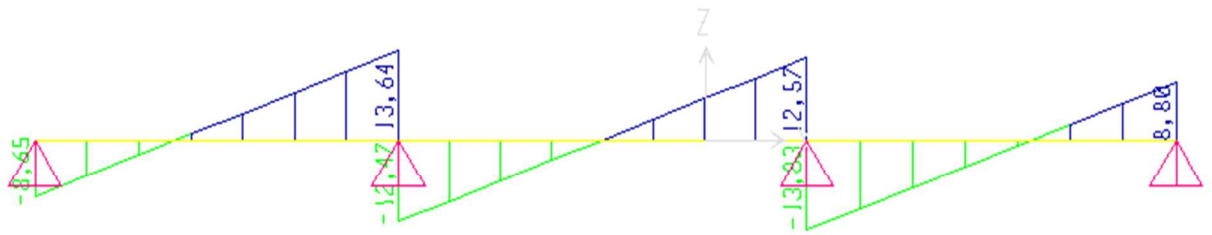
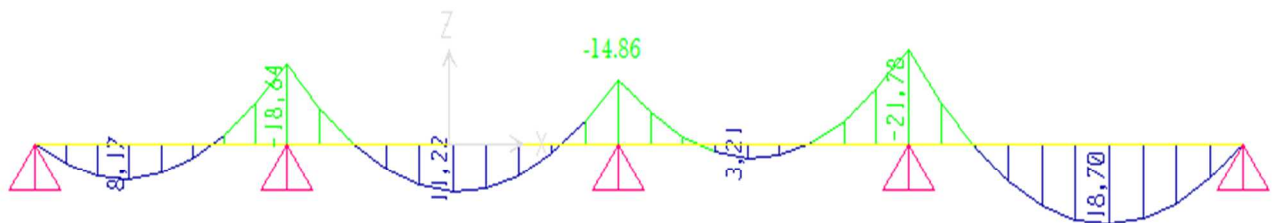


Figure III-6: Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à (03) travées

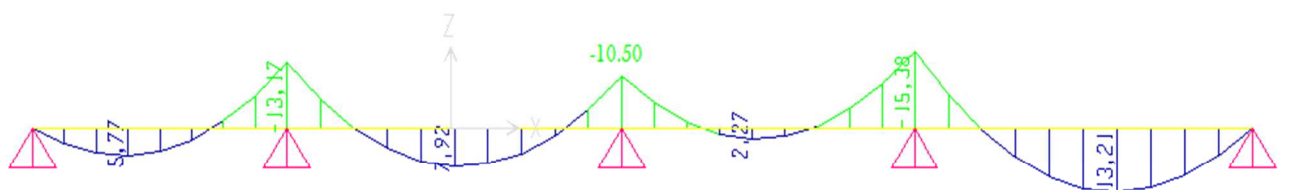
• **Poutrelle à 04 travées :**

Diagrammes des moments fléchissant :

ELU :

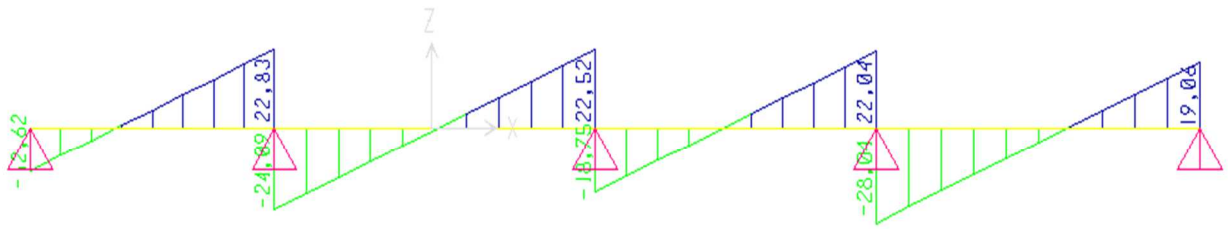


ELS :



Diagrammes des efforts tranchant :

ELU :



ELS :

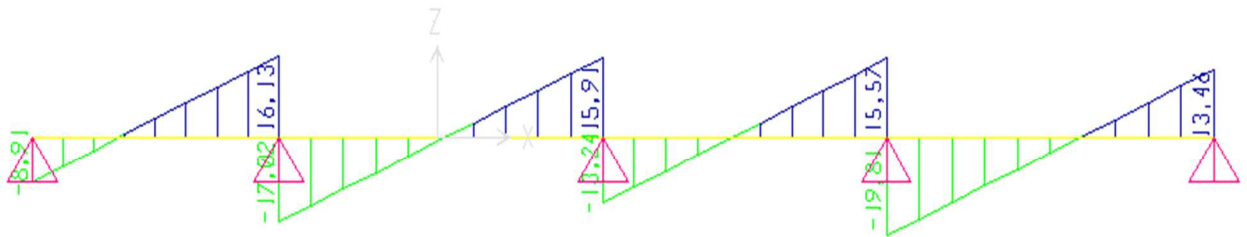
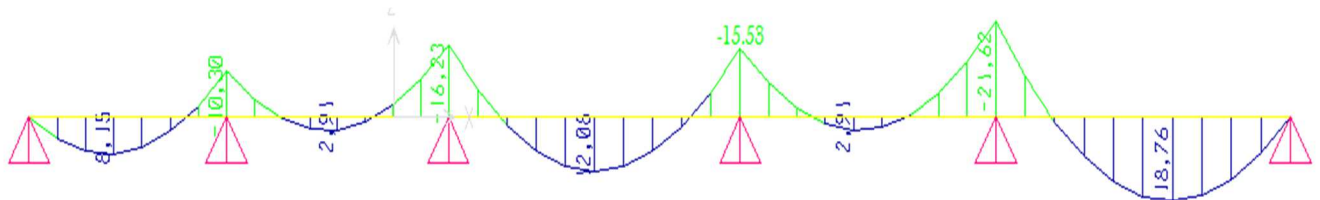


Figure III-7: Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 04 travées

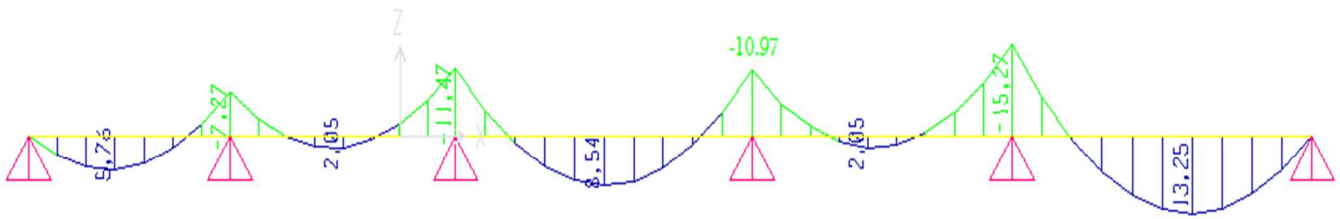
• **Poutrelle à (05) travées :**

Diagrammes des moments fléchissant :

ELU :

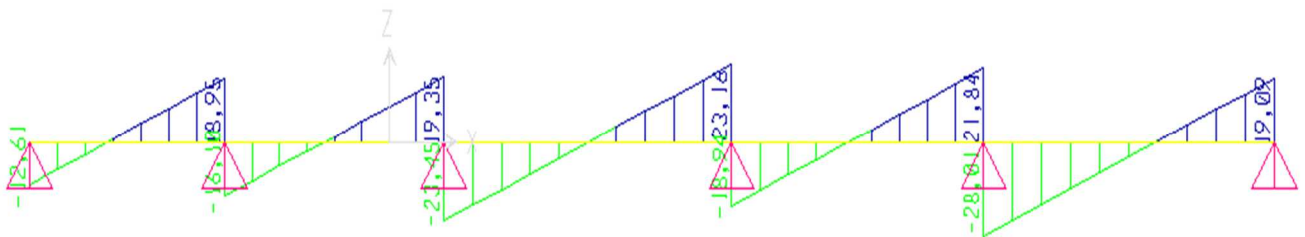


ELS :



Diagrammes des efforts tranchants :

ELU :



ELS :

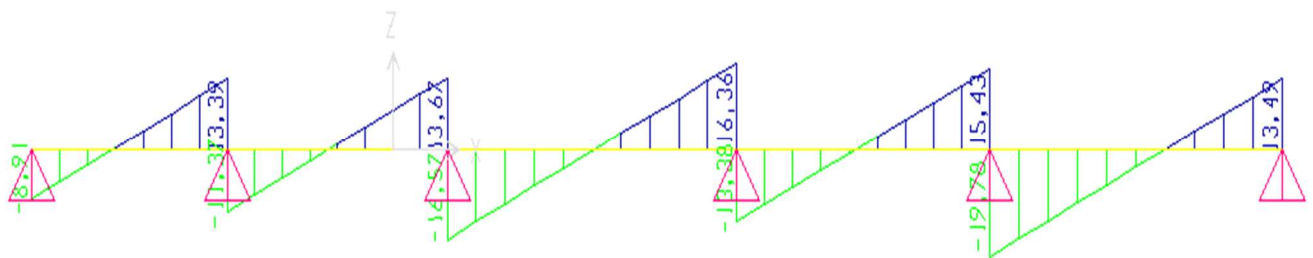


Figure III-8 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 05 travées.

❖ **Calcul du ferrailage :**

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

- Moment^{max} :

Tableau III-2 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant maximaux des poutrelles à l'ELU et à l'ELS

Types de poutrelles	ELU (KN.m)		ELS (KN.m)	
	M _{appuis}	M _{travées}	M _{appuis}	M _{travées}
Type1 (3travées)	11.75	7.92	8.30	5.59
Type2 (4travées)	21.78	18.70	15.38	13.21
Type3 (5travées)	21.62	18.76	15.27	13.25

- Effort tranchant T^{max} :

Tableau III-3 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants maximaux des poutrelles à l'ELU et à l'ELS

Types de poutrelles	ELU (KN)	ELS (KN)
Type1	19.58	13.83
Type2	28.01	19.81
Type3	28.01	19.78

Tableau III-4 : les sollicitations maximales

Sollicitations	ELU	ELS
M _t ^{max} (KN.m)	18.76	13.25
M _a ^{max} (KN.m)	21.78	15.38
T ^{max} (KN)	28.01	19.81

- **Ferraillage des poutrelles**

On a :

$$h = 21 \text{ cm} \quad ; \quad h_0 = 5 \text{ cm} \quad ; \quad b = 60 \text{ cm} \quad ; \quad d = 0.9h = 18.9 \text{ cm} \quad ;$$

$$f_{bc} = \sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa} \quad ; \quad f_e = 500 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u^{\text{trav}} = 18.76 \text{ KN.m} \\ M_u^{\text{app}} = 21.78 \text{ KN.m} \\ M_{\text{tab}} = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot [d - (h_0/2)] = 69.72 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- $M_u^{\text{trav}} < M_{\text{tab}}$

- $M_u^{\text{app}} < M_{\text{tab}}$

➤ L'axe neutre est dans la table de compression ;

Donc le calcul de ferraillage se considère comme celui d'une section rectangulaire (b*h) :

**Tableau III-5: Récapitulation du calcul des sections d'armatures
en travées et sur appuis des poutrelles**

	M_u (KN.m)	μ_u	μ_R	$As'=0$	α	Z (mm)	As (cm ²)	AsCNF (cm ²)	choix	Asadoptée (cm ²)
Travées	18.76	0.0617	0.372	ok	0.080	182.95	2.36	1.09	3T12	3.39
Appuis	21.78	0.071	0.372	Ok	0.092	182.04	2.75	1.09	2T14	3.08

➤ **Vérifications :**

1) Vérification des contraintes :

La vérification consiste à limiter les contraintes dans le béton et dans les aciers tendus.

On considère que la fissuration est peu nuisible (pas de vérification de contraintes d'aciers).

❖ **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 comprimée.

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

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

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

• **Position de l'axe neutre "y":**

y : la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie : $b.y(y/2) - n.A_s(d-y) = 0$

• **Moment quadratique "I":**

$$I = b.(y^3/3) + n.A_s(d-y)^2$$

Sachant que $A_s' = 0$; $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Tableau III-6: Vérification des contraintes de béton des poutrelles

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s (cm^2)$	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc}(MPa)$	Vérification
Travée	13.25	3.39	4.88	12319.38	5.25	Vérifiée
Appuis	15.38	3.08	4.68	11392.09	6.31	Vérifiée

2) Vérification de l'effort tranchant :

La vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable:

On a : $T_u^{max} = 28.01 KN$.

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

Tel que :

$$\left\{ \begin{aligned} \bar{\tau}_u &= \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} = 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible} \\ \tau_u &= \frac{T_u^{\text{max}}}{b_0 d} = 0,247 \text{MPa} \end{aligned} \right.$$

➤ $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots$ Vérifiée.

3) Vérification de la flèche :

Les conditions à vérifier : la flèche sera vérifiée si les trois conditions suivantes ne sont pas vérifiées :

• $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	→	• $\frac{21}{485} = 0,043 < 0,0625 \dots\dots\dots$ non vérifiée
• $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$		• $\frac{3,39}{12 \times 18,9} = 0,0149 > 0,0089 \dots\dots$ non vérifiée
• $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$		• $0,043 < \frac{13,25}{10 \times 26,66} = 0,049 \dots\dots\dots$ non vérifiée

Avec:

h=21cm ; b₀=12cm ; d=18,9cm ; L=4.80m ; M_{tser}=13.25kN.m ; M₀=26.66kN.m ;
 A_s=3,39cm² ; f_e=500MPa.

➤ Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que :

$$f_{\text{max}} \leq \bar{f} \text{ tel que : } \left\{ \begin{aligned} \bar{f} &= \frac{L(\text{cm})}{500} \dots\dots\dots \text{Si } L \leq 5 \text{ m} \\ \bar{f} &= 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{500} \dots\dots \text{Si } L > 5 \text{ m} \end{aligned} \right.$$

Dans notre cas : L=485cm = 4.85m < 5m

D'où : $\bar{f} = \frac{L(\text{cm})}{500} = \frac{485}{500} \longrightarrow \boxed{\bar{f} = 0,97 \text{cm}}$

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

Avec :

$$\begin{cases} f_i : \text{La flèche due aux charges instantanées} : \frac{Mser \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \\ f_v : \text{La flèche due aux charges de longue durée (différées)} : \frac{Mser \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \end{cases}$$

• **Modules de déformation (E) :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa \quad ; \quad E_i : \text{Module de déformation instantané}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40MPa \quad ; \quad E_v : \text{Module de déformation différé.}$$

• **Moments d'inerties fictifs :**

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

Avec :

- « I₀ » : **Moment d'inertie de la section totale homogène:**

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

- « y₁ » : **Position de l'axe neutre:**

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

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

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

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

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

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

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

$h = 21\text{cm}$; $h_0 = 5\text{cm}$; $b = 60\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $d = 18.9\text{cm}$; $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$

✓ Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III-7 : Calcul de la flèche

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	E MPa	Y_1 (cm)	I_0 (cm ⁴)	δ	λ	σ_s (MPa)	μ	I_f (cm ⁴)	f (cm)
Instantané (i)	13.25	3.39	32164.2	7.75	24603.55	0.0149	2.713	206.8	0.74	8964.67	1.08
Différé (v)	13.25	3.39	10721.4	7.75	24603.55	0.0149	1.085	206.8	0.74	13608.16	2.13

Calcul de la flèche totale :

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 2.13 - 1.08 = 1.05\text{cm}$$

$$\Delta f_T = 1.05\text{cm} > \bar{f} = 0.97\text{cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

Solution :

On augmente le ferrailage des poutrelles en travées (A_s) :

On adopte $A_s = 3 \text{ T14} = 4.62\text{cm}^2$

Tableau III-8 : calcul de la flèche (après correction)

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	E MPa	Y_1 (cm)	I_0 (cm ⁴)	δ	λ	σ_s (MPa)	μ	I_f (cm ⁴)	f (cm)
Instantané (i)	13.25	4.62	32164.2	8.11	26821.94	0.02	2.019	151.74	0.741	11820.19	0.82
Différé (v)	13.25	4.62	10721.4	8.11	26821.94	0.02	0.807	151.74	0.741	16784.83	1.73

Calcul de la flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i = 1.73 - 0.82$

$\Delta f_T = 0.91 \text{ cm} < \bar{f} = 0.97 \text{ cm}$ C'est vérifié.

➤ **Calcul des armatures transversales et l'espacement :**

❖ Selon le BAEL91; modifié 99/art : A.5.1, 23:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \end{array} \right.$$

❖ Selon l'RPA99 /version 2003:

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

Avec :

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

- ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

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

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

Donc :

Selon le BAEL91/modifié 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.0117 \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 18.9 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.0096 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Selon l'RPA99/version 2003:

- $\frac{A_t}{S_t} \geq 0.036\text{cm}$
- $S_t \leq 5.25\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$
- $S_t \leq 10.5\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

➤ **Choix des armatures :**

On adopte : $A_t = 2\text{Ø}6 = 0,57\text{cm}^2$

➤ **Choix des espacements :**

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

- Donc : $\begin{cases} S_t = 5\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{cases}$

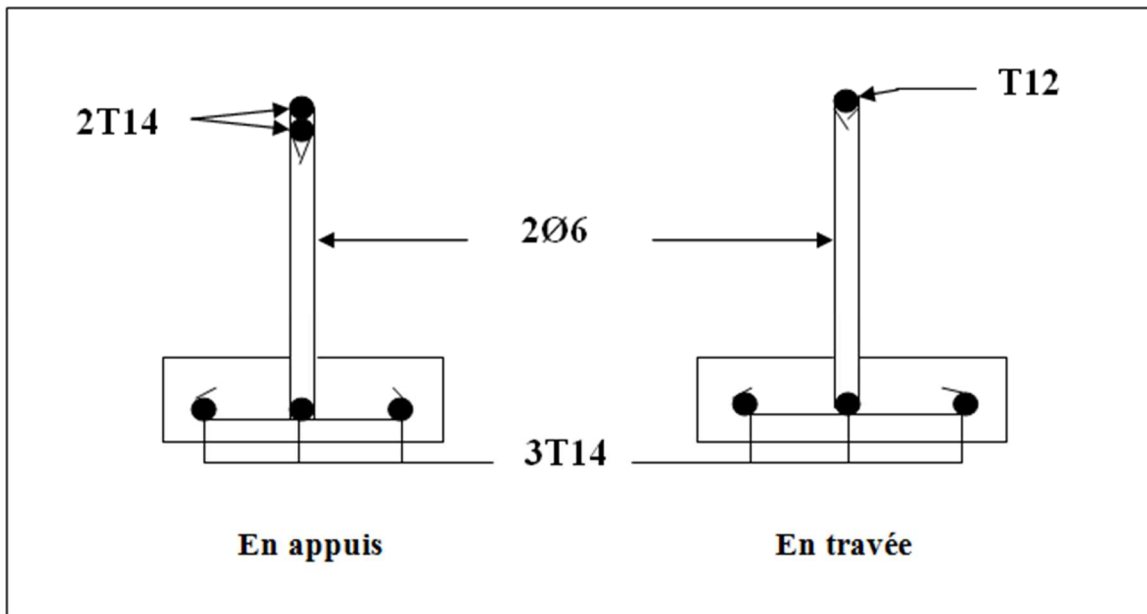


Figure III-9: Schéma de ferrailage des poutrelles en travée, et en appuis

III-3. BALCONS :

III-3.1. Introduction

- Les balcons sont des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible comparant aux autres dimensions, et qui repose sur deux ou plusieurs appuis.
- Dans notre cas les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 15 cm. Selon les dimensions et les surcharges, ils se justifient comme une poutre en porte a faux par rapport a la façade de l'immeuble, considérée comme étant encastree sur les poutres et calculée comme une console de **1m** de largeur sollicitée par une charge permanente «G» et une surcharge d'exploitation «Q».

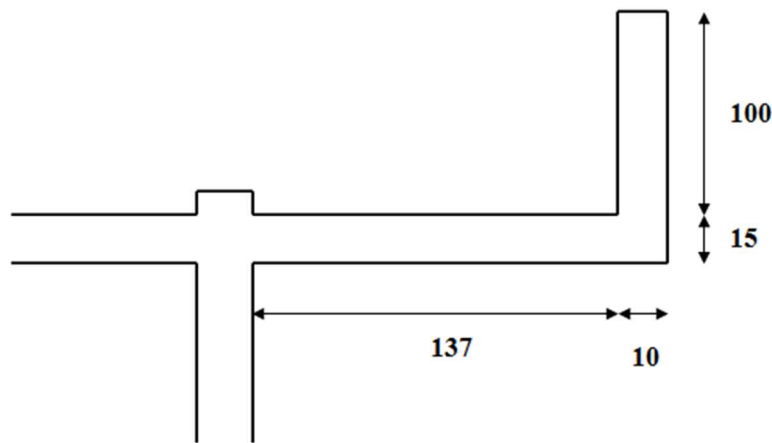


Figure III-10 : Dimensions du balcon

III-3.2. Évaluation des charges et des surcharges

- Charge permanente:

$$G = 3.75 \text{ kN/m}^2$$

- Charge d'exploitation:

$$Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$$

- Charge concentrée a l'extrémité "F":

- Enduit au ciment 0,36 kN/m²
- Maçonnerie (ép = 10 cm) 0,90 kN/m²
- Enduit au ciment 0,36 kN/m²

$$F = 1,62 \text{ kN/m}^2$$

- Moment due à la main courante : $M_{mc} = 1 \text{ kN.m}$

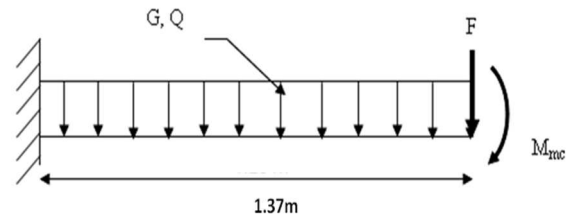


Figure III-11 : Schéma statique du balcon

III-3.3. Combinaison des charges

Tableau III-9 : Combinaison des charges

	ELU	ELS
q (kN/ml)	10.31	7.25
F (kN)	2,19	1,62
M_{mc}	1,50	1,00

III-3.4. Calcul des efforts internes :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

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

Tableau III-10: Calcul des efforts internes

	ELU	ELS
M (kNm)	14.18	10.02
T (kN)	16.31	11.55

III-3.5. Calcul de ferrailage : Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec :

- b : Largeur de la poutre ; b=1m=1000mm
- h : Hauteur de la poutre ; h=0.15m= 150mm
- d : Hauteur utile ; d=0.9*h=0.135m=135mm
- Mu= 14.18 KN.ml
- SDT : ($\gamma_b=1.5$ et $\gamma_s= 1.15$)
- Fc28= 25 MPa **d'où** : Ft28 = 2.1 MPa
- Acier FeE50=500MPa
- $f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17$ MPa

- $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 434.78 \text{ MPa}$

D'où : $\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0,0549 \longrightarrow \boxed{\mu_u = 0,055}$

on a: FeE50 $\longrightarrow \begin{cases} \mu_R = 0.372 \\ \mu_I = 0.125 \end{cases}$

$-\mu_u < \mu_R \longrightarrow A'_s = 0 \longrightarrow$ armatures tendues seulement

$-\mu_u < \mu_I :$

- $\epsilon_{bc} = 10 \cdot 10^{-3}$
- $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.07$
- $Z = d(1 - 0.4\alpha) = 131.22 \text{ mm}$
- $A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 248.54 \text{ mm}^2 = 2.49 \text{ cm}^2$

❖ **Condition de non fragilité:**

- $A_{SCNF} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_t}{f_e} = 130.41 \text{ mm}^2 = 1.30 \text{ cm}^2$
- $A_s = \max(A_{calcul} ; A_{SCNF}) \longrightarrow A_s = A_{calcul} = 2.49 \text{ cm}^2$
On adopte: $A_s = 4T14 = 6.16 \text{ cm}^2$

❖ **Armatures de répartition:**

- $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \longrightarrow 1.54 \leq A_r \leq 3.08 \text{ cm}^2$
- on prend: $A_r = 3.08 \text{ cm}^2$

❖ **Espacement:**

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

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

❖ **Choix des armatures :**

- Armatures tendues: 4 T14/ml= 6.16 cm²
- Armatures de répartition : 4 T12/ml = 4.52 cm²

III-3.6. Vérifications :**a. Vérification des contraintes :**

On considère que la fissuration est préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries (variation de la température, l'eau, l'humidité, la neige etc.....).

On a:

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \quad ; \quad d=13.5\text{cm} \quad ; \quad b=100\text{cm} \quad ; \quad A'_s=0 \quad ; \quad \eta = 1.6 \text{ (aciers : H.A)} \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad ;$$

$$f_{t28} = 2.1\text{MPa} \quad ; \quad f_e = 500 \text{ MPa} \quad ; \quad M_{ser} = 10.89 \text{ KN.ml}$$

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa} \quad \dots [BAEL91 R 99/art : A.5.1, 1] \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} [2/3 f_e ; \text{max} (240 \text{ MPa} ; 110\sqrt{\eta} \cdot f_{t28})] = 240\text{MPa} \end{array} \right.$$

Avec :

- "y": Position de l'axe neutre, obtenu par résolution de l'équation suivante :

$$b \cdot y(y/2) - n \cdot A_s (d - y) = 0$$

- "I": Moment quadratique:

$$I = b \cdot (y^3/3) + n \cdot A_s (d - y)^2$$

✓ Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

Tableau III-11 : Vérification des contraintes du balcon

M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	σ _s (MPa)	σ _s ≤ σ̄ _s
10.89	6.16	4.15	10460.28	4.32	Vérifiée	146.01	Vérifiée

b. Vérification de l'effort tranchant:

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

Avec:

<ul style="list-style-type: none"> • $\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable) • $\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{16.31}{1 \times 13.5} * 10^{-3} = 0.121 \text{ MPa}$ 	}	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (Vérifiée)
--	---	--

➤ Donc : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Vérification de la flèche :

Il est nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci dessous ne sont pas vérifiées simultanément :^[2]

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.15}{1.37} = 0.109 > 0.0625$ vérifiée
- $\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6.16 \times 10^2}{1000 \times 135} = 0.0046 < \frac{4.2}{500} = 0.0084$ vérifiée
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10.M_0} \rightarrow 0.109 > 0.1$ vérifiée

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

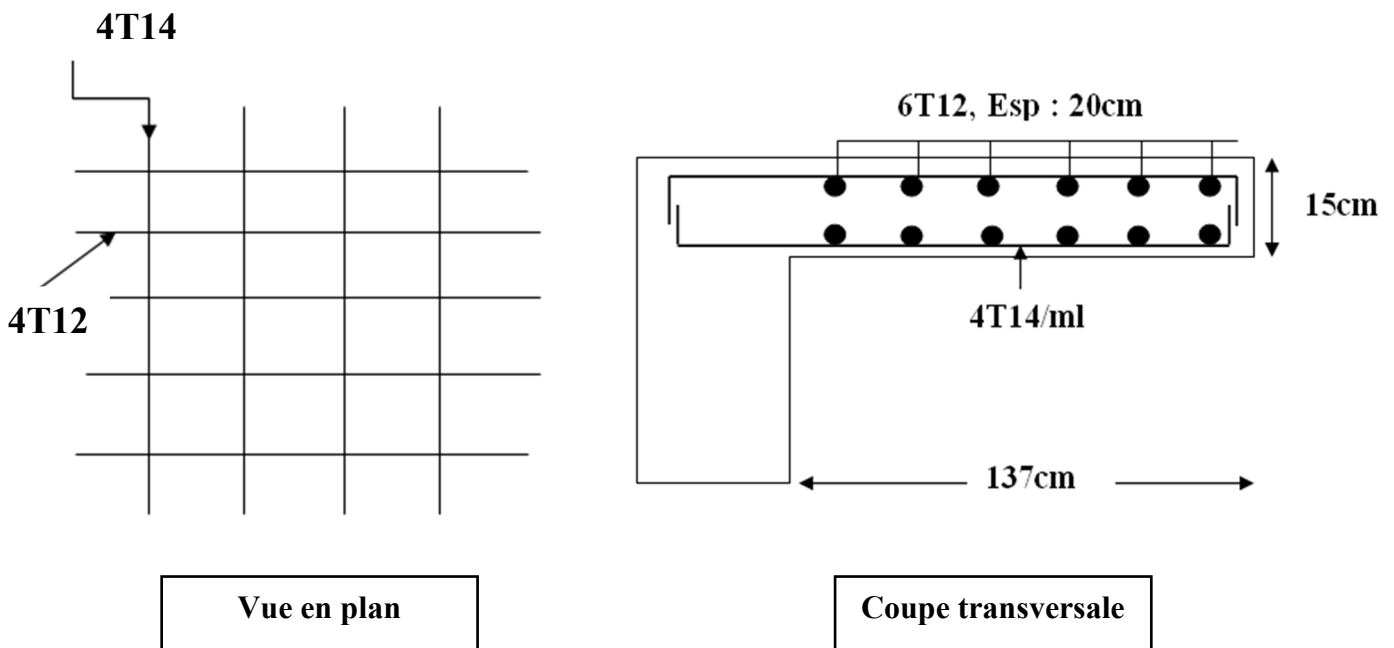


Figure III-12 : Schéma de ferrailage du balcon

III-4. ACROTÈRE :

III-4.1. Introduction

L'acrotère est un élément secondaire de sécurité entourant la terrasse. Il est considéré comme une console verticale encastrée à sa base au plancher terrasse; et 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 ultime.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1\text{KN/ml}$.

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

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

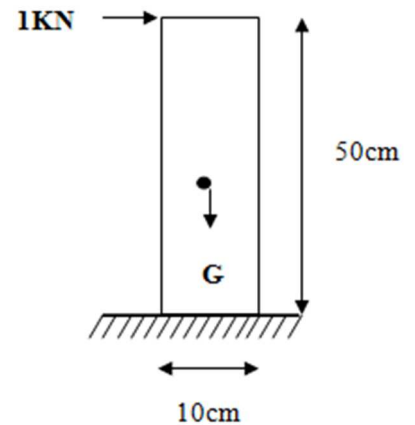


Figure III-13 : schéma statique de l'acrotère

III-4.2 Détermination des sollicitations :

- Charge permanente : $G = 2.147 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

- L'action des forces horizontales (F_p) : [1]

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p = 4AC_pW_p$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone donné par le tableau (4-1) de l'RPA.

On a : $\left\{ \begin{array}{l} \text{zone III} \\ \text{Groupe d'usage approprié 2} \end{array} \right. \longrightarrow [A=0,25]$

- C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1) de l'RPA

On a : élément en consol : $[C_p = 0,8]$.

- W_p : Poids de l'acrotère = $2,147 \text{ kN}$.

Donc : $F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,147 = 1.72 \text{ kN}$.

- ❖ $Q_h = \max (1,5Q ; F_p) = 1.72 \text{ KN/ml}$

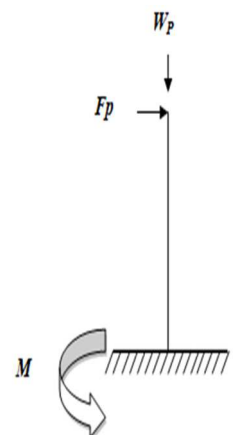


Figure III-14 : sollicitations de l'acrotère

➤ Donc pour une bande de **1m** de largeur :

- $G=2.147$ KN
- $Q= 1.72$ KN/ml

III-4.3. Calcul des efforts

E.L.U

$$N_U = 1,35 G = 1,35 \times 2,147 = 2.90 \text{ kN}$$

$$M_U = 1,5 Q_h = 1,5 \times 1.72 = 2.58 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 1,5 \times F_p = 1,5 \times 1.72 = 2.58 \text{ KN}$$

E.L.S

$$N_S = G = 2,147 \text{ kN}$$

$$M_S = Q_h = 1.720 \text{ KN.m}$$

$$T_s = F_p = 1.720 \text{ kN}$$

III-4.4. Ferrailage de la section de l'acrotère : ^[7]

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée à l'ELU pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm.

On a :

$$b= 100\text{cm} ; h= 10\text{cm} ; d=0.9h= 9\text{cm} ; c=c'= 2.5\text{cm} ; f_{c28}=25\text{MPa} ;$$

$$f_{t28}=2.1\text{MPa} ; F_e=500\text{MPa} ; \sigma_b =14,17\text{MPa} ; \sigma_s=434.78\text{MPa}.$$

❖ Calcul du coefficient de remplissage « Ψ »:

$$\Psi = \frac{N_u}{b \times h \times F_{bc}} = \frac{2.90}{1000 \times 100 \times 14.17} \times 10^3 = 2.05 \times 10^{-3}$$

$$\psi = 0.00205 < 0.81 \text{ et } \psi = 0.00205 < 2/3$$

❖ Calcul de l'excentricité critique relative « e_{NC} » :

$$e_{NC} = \xi \times h ;$$

Tel que:

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi})} = 0.166$$

$$e_{NC} = 0.166 \times 10 = 1.66 \text{ cm}$$

❖ Calcul de l'excentricité « e » :

On a :

$$M_u = N_u \times e \rightarrow e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.58}{2.9} = 0.89\text{m} = 89\text{cm}.$$

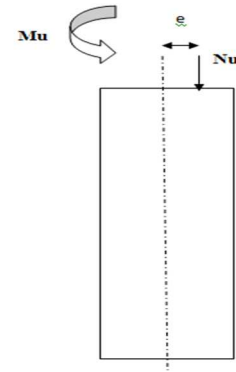


Figure III-15: schéma statique de l'excentricité (flexion composée)

- $e > e_{NC} \rightarrow$ la section est partiellement comprimée (SPC) ; le calcul se fait en flexion simple avec un moment fictifs M_f calculé par rapport aux armatures tendues.

❖ Calcul du moment fictif M_f :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 2.652 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0.023$$

$$\mu = 0.023 < \mu_R = 0.372 \rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.029$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 8.9\text{cm}$$

$$\mu = 0.023 < 0.186 \rightarrow \xi = 10.10^{-3}$$

$$\text{❖ } A_s = \frac{M_f}{Z \cdot \sigma_s} = 68.54\text{mm}^2$$

On a :

$$\begin{cases} A_1 \text{ réel} = A_1 \text{ fictif} = A_s' = 0 \\ A_2 \text{ réel} = A_2 \text{ fictif} - \frac{N_u}{\sigma_s} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 61.87 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

$$\text{❖ } A_{Smin} = \text{Max} \begin{cases} \text{CNF} : A_s \geq 0.23 \text{ bd} \cdot F_{t28} / F_e = 86.94 \text{ mm}^2 \\ \text{Règle du millième} : A_{Smin} \geq \frac{b \cdot h}{1000} = 100 \text{ mm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_{Smin} = 100 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \text{Max} (A_2 \text{ réel} ; A_{s\text{min}}) = A_{s\text{min}} = 100\text{mm}^2 = 1\text{cm}^2$$

$$A_s \text{ adoptée} = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ **Espacement:** donnée par le [BAEL 91r99 /art A.8.2, 42]

$$St \leq \text{Min} (3h; 33\text{cm}) = 30\text{cm}$$

On prend: **St=25cm**

❖ **Armatures de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \longrightarrow 0.79 \leq A_r \leq 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_r \text{ adoptée} = 4 \text{ } \emptyset 6 = 1.13\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Espacement: } S_t = \frac{50 - 5 - (4 \times 0.6)}{3} = 15\text{cm}$$

III-4.5. Vérifications :

a) **Vérification de l'effort tranchant (cisaillement):**

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

Avec:

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

(Fissuration préjudiciable)

$$\bullet \quad \tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b.d} = 0.028 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u \leq \bar{\tau}_u \\ \text{(Vérifiée)} \end{array} \right\}$$

➤ Donc : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) **Vérification a l'ELS :**

▪ Vérification des contraintes : il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{sc} \leq \bar{\sigma}_s \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s \end{array} \right.$$

Contraintes limites :

- Contrainte limite de compression de béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$
- Contrainte limite de traction de l'acier : en fonction du type de fissuration, tel que :

$$\text{Si fissuration : } \begin{cases} \text{Non préjudiciable : pas de vérification.} \\ \text{Préjudiciable : } \overline{\sigma}_s = \zeta = \text{Min} [2/3 f_e ; \text{max} (0.5f_e ; 110\sqrt{\eta}). f_{t28}] = 250MPa \\ \text{Très préjudiciable : } \overline{\sigma}_s = 0.8\zeta \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \eta = \begin{cases} 1.6 & \text{Pour les aciers HA avec } \varnothing \geq 6mm \\ 1.3 & \text{Pour les files avec } \varnothing < 6mm \end{cases}$$

✓ L'acrotère est un élément exposé aux intempéries, donc sa fissuration est considérée comme préjudiciable.

D'où : $\overline{\sigma}_s = 250MPa$

➤ L'acrotère est sollicité à la flexion composée, donc la vérification à l'ELS se fera suivant l'organigramme (flexion composée à ELS .voir Annexe).

$$\begin{cases} e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.720}{2.147} = 0.8 m = 80cm \\ \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5 cm \end{cases} \implies e > \frac{h}{2} - c' \implies \text{SPC}$$

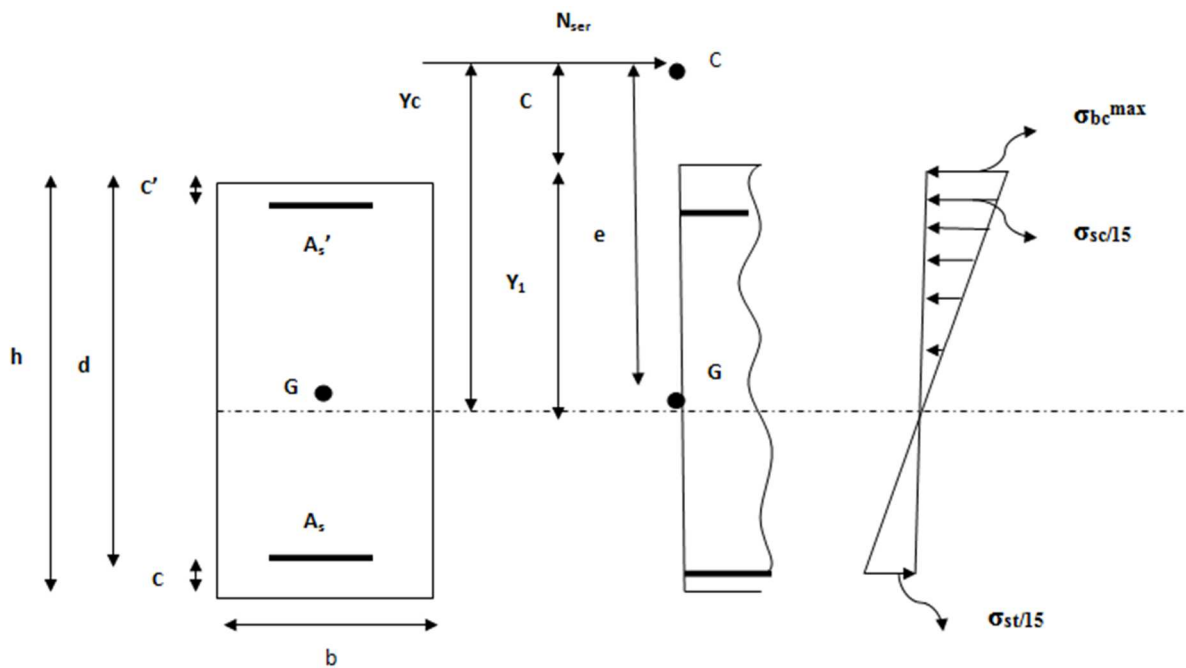


Figure III-16 : Schéma de vérification des contraintes à l'ELS (cas SPC)

$$C = e - \frac{h}{2} = 0.75m = 75cm$$

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

D’après le «BAEL 91 modifié 99», On résout l’équation du troisième degré :

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

y_c : Distance entre le centre de pression et l’axe neutre ; Tel que :

$$p = -3c^2 + \frac{90 As'}{b} (C+c') + \frac{90 As}{b} (C+d) = -16637.62$$

$$q = 2c^3 - \frac{90 As'}{b} (C+c')^2 - \left(\frac{90 As}{b} (C+d)\right)^2 = 823809.74$$

$$\Delta = q^2 - 4\left(\frac{p}{3}\right)^3 = 1.36 \times 10^{12}$$

$$\Delta > 0 \longrightarrow Y_c = -(A+B) ;$$

Avec :

$$\begin{cases} A = \sqrt[3]{\frac{q+\sqrt{\Delta}}{2}} = 99.83 \\ B = \sqrt[3]{\frac{q-\sqrt{\Delta}}{2}} = -55.53 \end{cases}$$

$$Y_c = -44.35cm$$

$$Y_1 = Y_c - C = -119.35cm$$

Calcul des contraintes :

- $\sigma_{bc}^{max} = (N_{ser} \times Y_1) / ((b \times Y_1^2) / 2) + (15 \times As' \times (Y_1 - c') - 15 \times As \times (d - Y_1))$

$$\sigma_{bc}^{max} = -3.63 \times 10^{-4} N/cm^2 = -3.63 \times 10^{-6} MPa$$

- $\sigma_{sc} = 15 \times \sigma_{bc}^{max} \times \frac{Y_1 - c'}{Y_1} = -5.56 \times 10^{-5} MPa$

- $\sigma_{st} = 15 \times \sigma_{bc}^{max} \times \frac{d - Y_1}{Y_1} = 5.86 \times 10^{-5} MPa$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = -3.63 \times 10^{-6} MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots\dots\dots C.V \\ \sigma_{sc} = -5.56 \times 10^{-5} MPa < \bar{\sigma}_s = 250 MPa \dots\dots\dots C.V \\ \sigma_{st} = 5.86 \times 10^{-5} MPa < \bar{\sigma}_s = 250 MPa \dots\dots\dots C.V \end{array} \right.$$

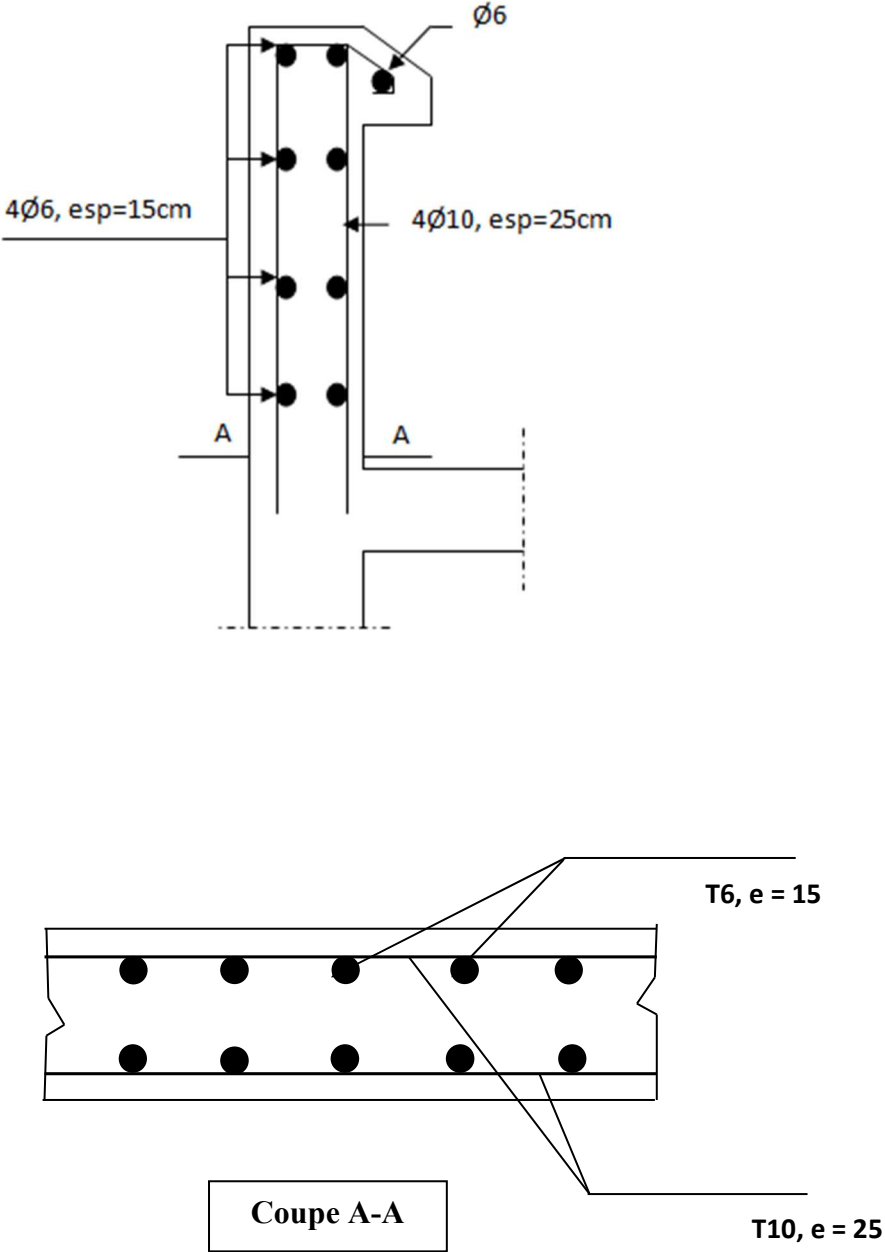


Figure III-17 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III-5 ESCALIER :**III-5.1. Introduction :**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble.

III-5.2. Terminologie :

Un escalier se compose de plusieurs éléments :

- Marche : partie horizontale.
- Emmarchement : la longueur de ces marches.
- Le giron : la largeur d'une marche « g »
- Contre marche : Hauteur de la marche « h »
- Paillasse : la dalle inclinée qui se situe sous les marches, avec :
 - l : Longueur horizontale de la paillasse (reculement)
 - H : Hauteur verticale de la paillasse.
- Palier : La dalle horizontale qui se trouve à la fin et au début de la paillasse.

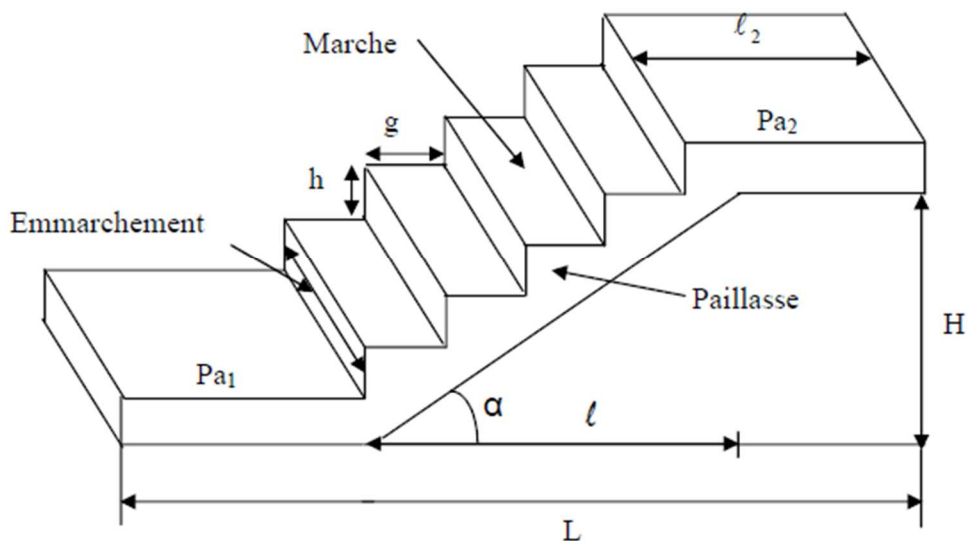


Figure III-18 : Schéma d'un escalier

III-5.3. Dimensionnement des escaliers :

Pour une réalisation idéale et confortable, on doit avoir :

$$59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots \text{Formule de « BLONDEL »}$$

On considère que : $2h+g=64\text{cm}$,

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

- $2h+g=64 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$
- $n \times h = H \dots\dots\dots (2)$
- $(n-1) g=l \dots\dots\dots (3)$

Avec :

- n : Le nombre de contre marche
- $(n-1)$: Le nombre de marche

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

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

Avec :

- n : La racine de l'équation

a) Etages courants :

- H_e : 2.89m (hauteur d'étage courant)
- H : 1.445m
- l : 2.2m

$$64n^2 - 573 n + 289 = 0$$

Solution :

$n_1 = 0.53 \dots\dots\dots$ refusée.

$n_2 = 8.42$ on adopte : $n=9$

Donc on prend :

- le nombre de contre marche $\dots\dots\dots n=9$
- le nombre de marche $\dots\dots\dots n-1=8$

Alors :

De (2) $\dots\dots\dots h = \frac{H}{n} = 16\text{cm}$

De (3) $\dots\dots\dots g = \frac{l}{n-1} = 27.5\text{cm}$

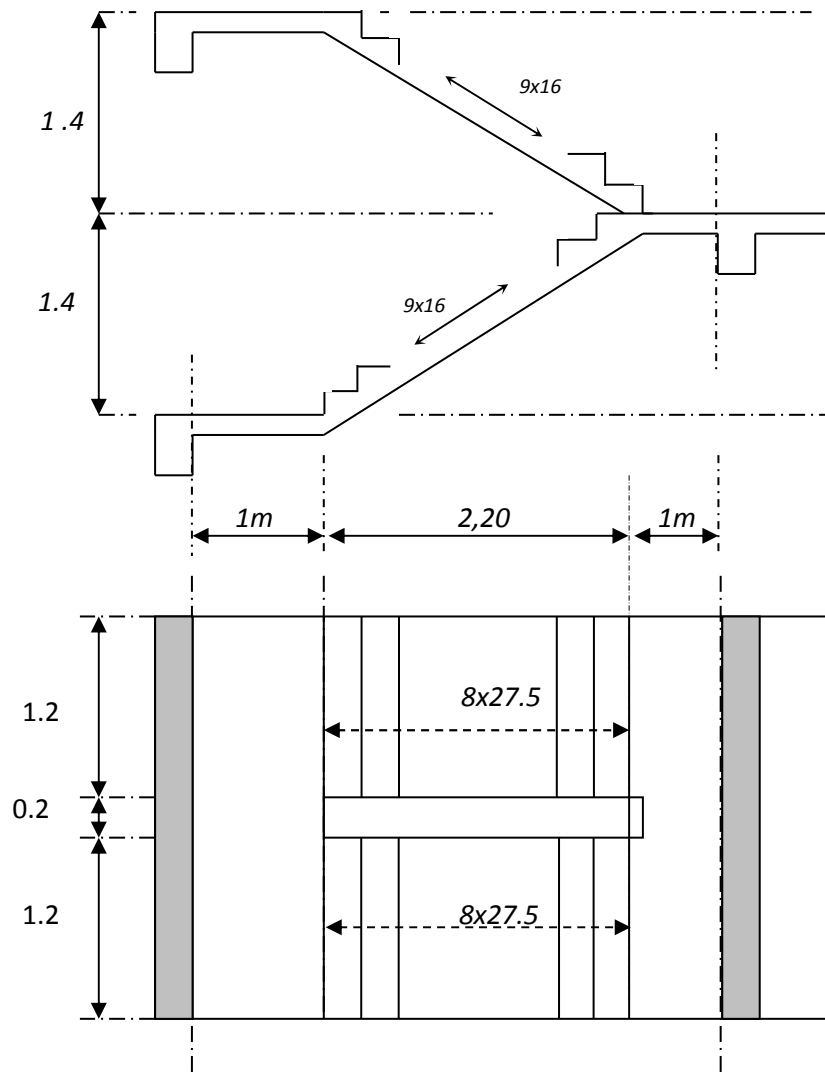


Figure III-19: Plan de coffrage de l'escalier (étage courant/s.sol)

➤ Vérification de l'équation de "BLONDEL"

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66) \text{cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 59.5 \text{ cm} \\ h = 16 \text{ cm} \\ g = 27.5 \text{ cm} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Détermination de l'épaisseur de la paille:**

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20}$$

Avec :

$$L' = \sqrt{l^2 + H^2} + 1 + 1 = 2.63\text{m}$$

$$15.43 \leq e \leq 23.15\text{cm}$$

On prend donc l'épaisseur ***e=20 cm***

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

➤ **Angle d'inclinaison de la paille**

$$\text{tga} = \frac{H}{l} = 0.656 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 33.26^\circ$$

b) RDC/1^{er} étage :

- He : 3,57m
- H : 1.785m
- l : 2.2m

$$64n^2 - 583n + 357 = 0$$

Solution :

$n_1 = 0.66$refusée.

$n_2 = 8.44$ on adopte : $n = 9$

Donc on prend :

- le nombre de contre marche $n = 9$
- le nombre de marche $n - 1 = 8$

Alors :

De (2) $h = \frac{H}{n} = 20\text{cm}$

De (3) $g = \frac{l}{n-1} = 27.5\text{cm}$

➤ **Détermination de l'épaisseur de la paillese :**

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20}$$

Avec :

$$L' = \sqrt{l^2 + H^2} + 1 + 1 = 4.83\text{m}$$

$$16.1\text{cm} \leq e \leq 24.15\text{cm}$$

On prend donc l'épaisseur : ***e=20 cm***

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

➤ **Angle d'inclinaison de la paillese**

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{l} = 0.811 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 39^\circ$$

III-5.4. Evaluation des charges :

a. Palier

- Charges permanentes

Tableau III-12 : Charges Permanentes du Palier

Matière	Épaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	ρ (kN/m ²)
1- Dalle de sol	1,3	25	0,32
2- Mortier de pose	2	20	0,40
3- Lit de sable	3	18	0,54
4- Dalle pleine	20	25	5
5- Enduit en ciment	2	18	0,36
$\Sigma=G$			6.62 kN/m ²

- Charge d'exploitation : $Q_1=2,50\text{kN/m}^2$

b. Paillasse

- Charge permanentes

Poids propre de la paillasse : $\frac{25 \times 0.20}{\cos 33,26}$ 5.98kN/m²

Poids propre de la marche : $\frac{25 \times 0.16}{2}$ 2,16kN/m²

Tableau III-13 : Charges Permanentes de la Paillasse.

Matière	Épaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	ρ (kN/m ²)
1- Collage	1,6	20	0,32
2- Mortier de pose	2	20	0,40
3- Lit de sable	3	18	0,54
4- Enduit en ciment	2.2	18	0,39
5- Garde corps	2	0.5	1,00
$\Sigma=G$			10.65 kN/m ²

- Charge d'exploitation : Q₂=2,50kN/m²

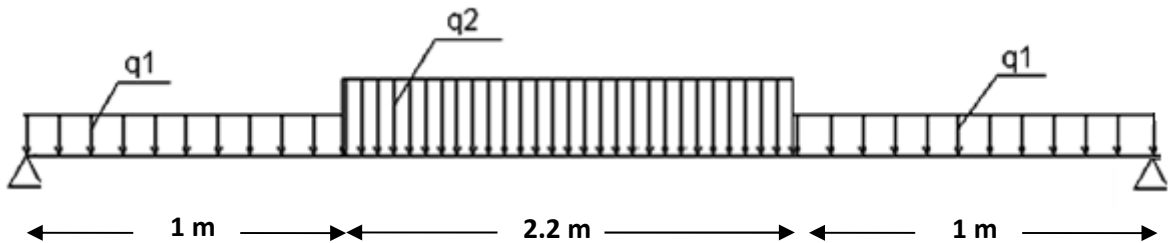


Figure III-20 : schéma statique de l'escalier

III-4.5. Combinaison des charges

$$\text{E.L.U} \quad \left\{ \begin{array}{l} q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q_1 \\ q_{u2} = 1,35G_2 + 1,5Q_2 \end{array} \right.$$

$$\text{E.L.S} \quad \left\{ \begin{array}{l} q_{ser1} = G_1 + Q_1 \\ q_{ser2} = G_2 + Q_2 \end{array} \right.$$

- Le chargement pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

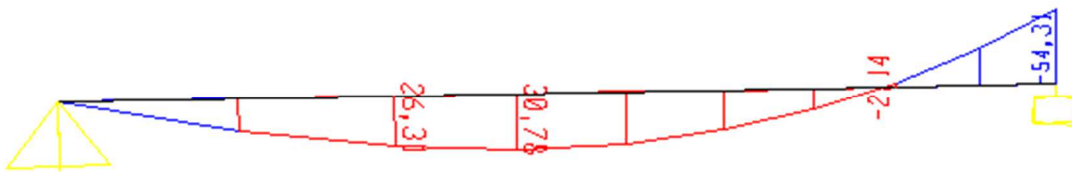
Tableau III-14: Charges à l'ELU et l'ELS

	q ₁ (kN/ml)	q ₂ (kN/ml)
ELU	12.69	18.12
ELS	9.12	13.15

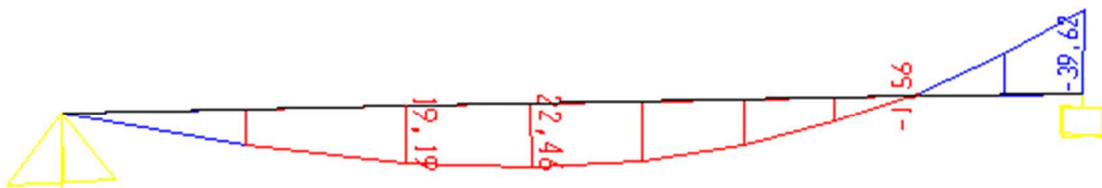
II-5.6. Diagramme des efforts internes

➤ **Moment fléchissant**

E.L.U



E.L.S



➤ **Effort tranchant**

E.L.U



E.L.S

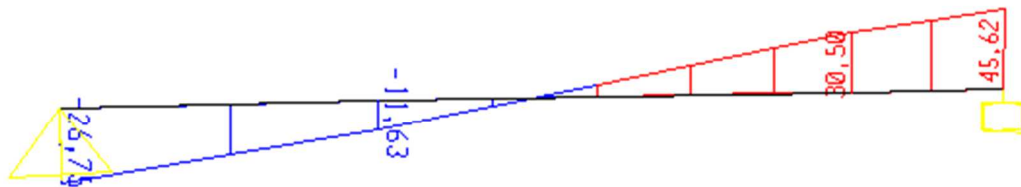


Figure III-21 : diagramme de moment fléchissant, Effort tranchant des escaliers

Tableau III-15: les sollicitations maximales (escalier)

Sollicitations	ELU	ELS
M_t^{\max} (KN.m)	30.78	22.46
M_a^{\max} (KN.m)	54.31	39.62
T^{\max} (KN)	62.57	45.62

III-5.7. Calcul des armatures :

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

Tel que :

$$b=100\text{cm (une bande de 1m de largeur)} \quad ; \quad h=20\text{cm}$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa} \quad ; \quad f_{bc} = 14,17\text{MPa} \quad ; \quad f_{i28} = 2,10\text{MPa} \quad ; \quad \gamma_b = 1,5 \quad ; \quad d=0,9h=18\text{cm}$$

$$\sigma_s = 435\text{MPa} \quad ; \quad \gamma_s = 1,15 \quad ; \quad f_e = 500\text{MPa}$$

Tableau III-16: Ferrailage de l'escalier

	M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal}/ml (cm ²)	A_s CNF (cm ²)	Choix	A_s^{adp}/ml (cm ²)
Travée	30.78	0,067	Oui	0	0.086	17.38	4.07	1.74	6T12	6,79
Appuis	54.31	0,118	Oui	0	0,157	16.87	7.40	1.74	5T14	7.70

❖ **Espacement :**

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

On prend : esp=15cm

➤ **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$

On prend : esp=20cm

❖ **Armatures de répartition :**

➤ **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,69cm^2/ml \leq A_r \leq 3,39cm^2/ml$

Le choix est de 4T10=3,14cm² avec S_t=25cm.

➤ **Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,93cm^2/ml \leq A_r \leq 3,85cm^2/ml$

Le choix est de 4T10= 3.14cm² avec S_t=15cm.

III-5.8. Vérifications :**1) Contraintes :**

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

❖ **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 comprimée.

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

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

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

• **Position de l'axe neutre "y":**

y : la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie : $b.y(y/2) - n.A_s(d-y) = 0$

• **Moment quadratique "I":**

$$I = b.(y^3/3) + n.A_s(d-y)^2$$

Avec : $As' = 0$; $n = \frac{Es}{Eb} = 15$; $c = c' = 2cm$

Tableau III-17: Vérification des contraintes de béton des escaliers

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc}(MPa)$	Vérification
Travée	22.46	6.79	5.12	21370.27	5.38	Vérifiée
Appuis	39.62	7.70	5.39	23585.59	9.05	Vérifiée

2) Effort tranchant :

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

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} = 0.35 MPa < 3.33 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Avec : $T_u^{max} = 62.57 KN$

3) Vérification de la flèche

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{420} = 0.047 < 0.0625 \dots\dots\dots \textit{non vérifiée} \\ \frac{6.79}{100 \times 18} = 0.0037 < 0.0084 \dots\dots\dots \textit{vérifiée} \\ 0.047 > \frac{22.46}{10 \times 79.38} = 0.028 \dots\dots\dots \textit{vérifiée} \end{array} \right.$$

Avec :

$$M_0 = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{[1.35(G1+G2) + (1.5 \times Q)] \times L^2}{8} = 79.38 \text{ kN.m}$$

➤ Donc, il est nécessaire de calculer la flèche.

❖ Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f_{\max} \leq \bar{f} \text{ tel que : } \left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{L(\text{cm})}{500} \dots\dots\dots \textit{Si } L \leq 5 \text{ m} \\ \bar{f} = 0.5 + \frac{L(\text{cm})}{500} \dots\dots \textit{Si } L > 5 \text{ m} \end{array} \right.$$

Dans notre cas : $L = 420 \text{ cm} = 4.20 \text{ m} < 5 \text{ m}$

$$D'où : \bar{f} = \frac{L(\text{cm})}{500} = \frac{420}{500} \longrightarrow \boxed{\bar{f} = 0.84 \text{ cm}}$$

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

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i: \text{ La flèche due aux charges instantanées : } \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \\ f_v: \text{ La flèche due aux charges de longues durée (différées) : } \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \end{array} \right.$$

• Modules de déformation (E):

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20 \text{ MPa} \quad ; \quad E_i: \text{ Module de déformation instantané}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40 \text{ MPa} \quad ; \quad E_v: \text{ Module de déformation différé.}$$

• **Moments d’inerties fictifs :**

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

Avec :

- “**I₀**” : **Moment d’inertie de la section totale homogène:**

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

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

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

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

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

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

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

- h = 20cm ; b= 100cm ; d= 18cm ; ft28 = 2.1MPa

✓ Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III-18: calcul de la flèche de l’escalier

	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	E MPa	I ₀ (cm ⁴)	δ	λ	σ _s (MPa)	μ	I _f (cm ⁴)	f (cm)
Instantané (i)	22.46	6.79	32164.2	73185.07	0.0037	5.68	183.76	0.24	34065.49	0.39
Différé (v)	22.46	6.79	10721.4	73185.07	0.0037	2.27	183.76	0.24	47375.11	0.85

• **Calcul de la flèche totale :**

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0.85 - 0.39 = 0.46\text{cm}$$

$$\Delta f_T = 0.46\text{cm} < \bar{f} = 0.84\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

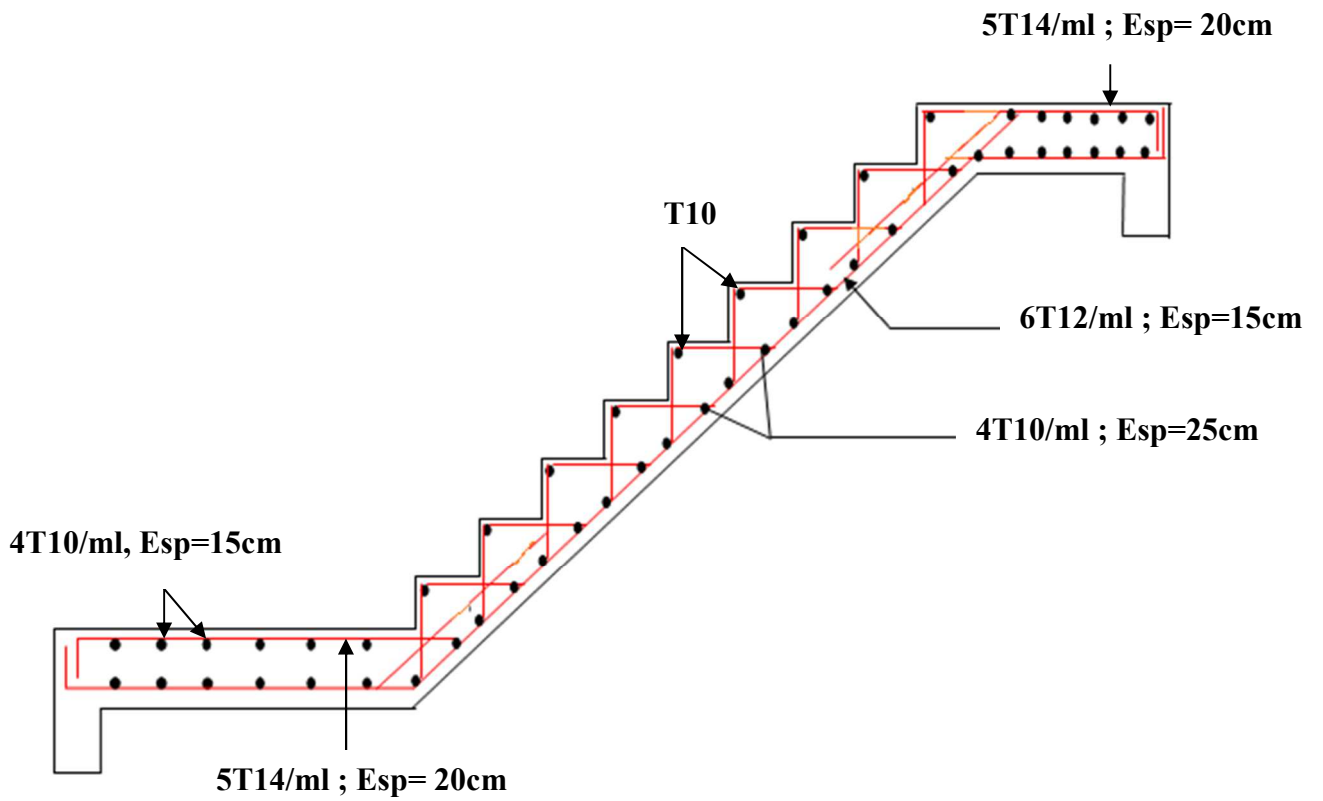


Figure III- 22: Schéma de ferrailage de l'Escalier.

CHAPITRE IV

ETUDE SISMIQUE

IV.1. INTRODUCTION :

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitable de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est indispensable de prendre au sérieux l'étude sismique afin de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes et de minimiser les conséquences, d'où l'importance de la construction parasismique qui se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV.2. MODELISATION :

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement, etc.

Parmi les méthodes de modélisation qui existe, on trouve la modélisation en éléments finis, Cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolation on balaie tout l'élément puis toute la structure ; mais cela prend énormément de temps à la main, c'est pourquoi on se sert du logiciel **ETABS V9.6.0** afin de simplifier les calculs.

Ce logiciel (**ETABS V9.6.0**) permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamique d'une structure (rigidité, déplacement, effort, etc.) à partir d'une modélisation en trois dimensions préalable est appropriée.

Le modèle adopté est encasté à la base, il ne comporte que les éléments (Poteaux, Poutres et voiles), le reste des éléments est introduit comme un chargement.

Les poteaux et les poutres sont modélisés à l'aide des éléments linéaires de type « Frame » (Column pour les poteaux et Beam pour les poutres), les volées, les paliers ainsi que les voiles de contreventement sont modélisés par des éléments surfaciques de type « Shell » avec un maillage.

La notion des planchers rigides est prise en compte par une déclaration de diaphragmes rigides, cette option qui existe sur le menu ETABS permet de réduire le nombre de degré de liberté et d'avoir le même déplacement pour tous les nœuds du même niveau dans une direction donnée.

Le chargement vertical est effectué à l'aide des charges gravitaires (G et Q), et le chargement horizontal est obtenu par l'application d'un spectre de réponse dans les deux directions (X et Y) pour avoir respectivement (V_{xdyn} et V_{ydyn}).

IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) proposent trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme. ^[1]

IV.3.1. La méthode statique équivalente :

a. Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure. ^[1]

b. Conditions d'applications :

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

Zone III : {

- groupe d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieur ou égale à 5 niveaux ou 17m
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieur ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieur ou égale à 2 niveaux ou 8m.

- La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone **III** de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m. ^[1]

IV.3.2. La méthode modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

a. Principe :

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec}$$

Avec :

N : le nombre de niveaux au-dessus de sol.

T_K : la période du mode K.

b. Analyse spectrale :

➤ Utilisation des spectres de réponse :

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse.

Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérogrammes donnés si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure. [1]

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

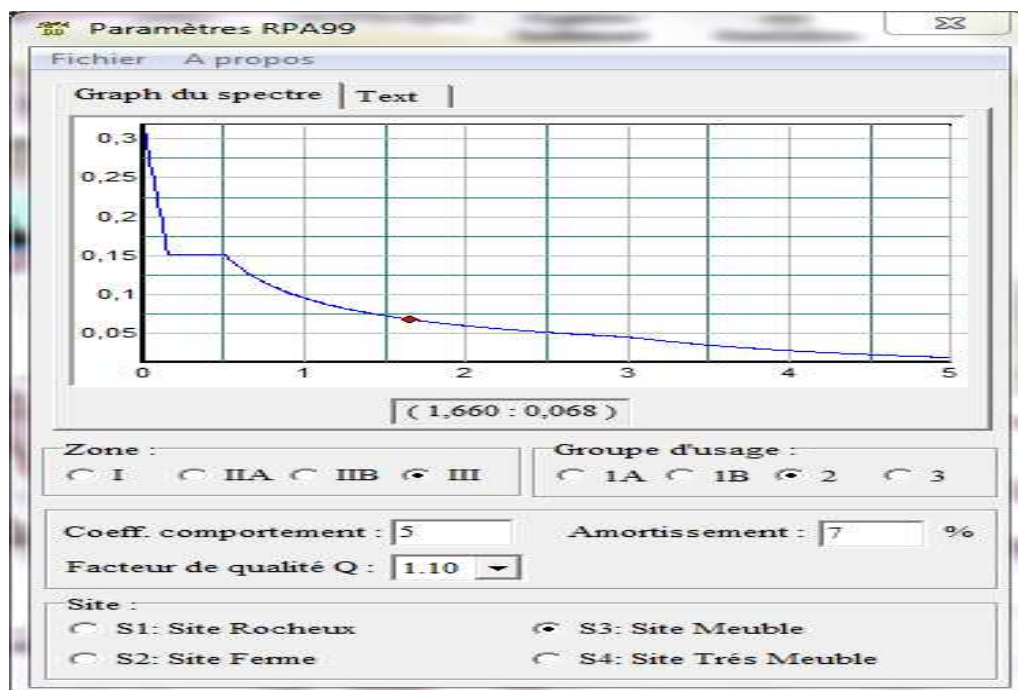


Figure IV-1 : Spectre de réponse

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul :**

- L'une des premières vérifications préconisée par le " **RPA99 version 2003** " est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base " V_t " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente " V " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.
- Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport : $r = \frac{0,8V}{V_t}$

➤ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone. [RPA : Tab.4.1]

$$\left. \begin{array}{l} * \text{ groupe d'usage : } \mathbf{2} \\ * \text{ zone sismique : } \mathbf{III} \end{array} \right\} \Rightarrow \mathbf{A=0.25}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Ce facteur est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} (3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée par le tableau 4.7 de RPA99/version 2003. [1]

$$\text{Catégorie } S_3 \Rightarrow \text{site meuble} \left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0.5 \text{ sec.} \end{array} \right.$$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

- Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = C_T \times h_N^{3/4} \quad ; \quad T = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}} \quad [1]$$

Avec :

$$C_T = 0,05$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ($h_N = 34.55$ m).

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré :

$$\begin{cases} D_x = 21.15 \text{ m.} \\ D_y = 23.45 \text{ m.} \end{cases}$$

➤ $T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05 (34.55)^{3/4} = 0.71$ sec, dans les deux directions.

➤ $T = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}} \quad ; \quad T_x = 0,68 \text{ sec.} \quad T_y = 0,64 \text{ sec.}$

✓ **Sens (x-x) :** $T_X = \min (0.71; 0.68) = 0.68$ sec.

✓ **Sens (y-y) :** $T_Y = \min (0.71; 0.64) = 0.64$ sec.

- On calcule le facteur D suivant les deux directions par les formules suivantes :

$$\begin{cases} T_1 = 0,15s \text{ (site3)} \\ T_2 = 0,5 s \text{ (site3)} \end{cases}$$

- Ce qui donne : $T_2 \leq T_x$ et $T_y \leq 3,0s$

- Le facteur de correction d'amortissement η est fonction du pourcentage critique ξ où : $\xi = 7\%$

- $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} = 0,88$

✓ $D_x = 2,5 * 0,88 * \left(\frac{0,5}{0,68}\right)^2 = 1,8$

✓ $D_Y = 2,5 * 0,88 * \left(\frac{0,5}{0,64}\right)^2 = 1,87$

R : coefficient de comportement ; Dans le cas de notre projet R = 5 ; système de contreventement mixte (portiques / voiles avec interaction).

Q : facteur de qualité est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité de contrôle de la construction

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 (RPA 99/version 2003).

Tableau IV-1 : valeurs des pénalités

critère q	P _q			
	suivant x		suivant y	
	Observé	Non observé	Observé	Non observé
1- condition minimale sur les files de Contreventement	-	0.05	-	0,05
2-Redondances en plan	0	-	0	-
3- Régularité en plan	-	0,05	-	0,05
4- Régularité en élévation	0	-	0	-
5-Contrôle de la qualité des matériaux	0	-	0	-
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	0	-	0	-
Totale	0,1		0,1	

Sens x-x :

$$Q=1+(0.05+0.05+0.05+0.1)=1.1$$

Sens y-y :

$$Q=1+(0.05+0.05+0.05+0.1)=1.1$$

➤ **Le Poids Total De La Structure :**

$$w = \sum_{i=1}^n w_i \quad \text{et} \quad w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi} \quad [1]$$

Où :

β : est la valeur du coefficient de pondération, notre structure est classée pour un :

$\beta = 0,2$ (Bâtiments d'habitation, bureaux).

En fonction du système de contreventement tel que : $R = 5$

$$V_x = \frac{0.25 * 1.80 * 1.1}{5} w \Rightarrow V^X = 0.099W$$

$$V_y = \frac{0.25 * 1.87 * 1.1}{5} w \Rightarrow V^X = 0.1 W$$

C. Vérification des déplacements inter étage :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages. En effet, selon l'article **5.10 du RPA99 modifié en 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être

vérifiée : $\Delta_k^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$

Où $\bar{\Delta} = 0.01h_e$.

Avec : $\delta_k^x = R\delta_{ek}^x$; $\delta_k^y = R\delta_{ek}^y$ et $\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x$ 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 (idem dans le sens y-y, Δ_k^y).
- δ_{ek}^x : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{ek}^y).

Si Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, 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. [1]

IV. 4. ANALYSE SYSMIQUE:

Dans ce qui suit nous nous sommes intéressées à l'analyse sismique de notre bâtiments en considérant deux types de bétons ; à savoir :

1. Le béton ordinaire.
2. Le béton à haute performance (BHP).

IV.4. 1. Analyse sismique de la structure en béton ordinaire (BO)

a) Modèle Initial (R= 5) :

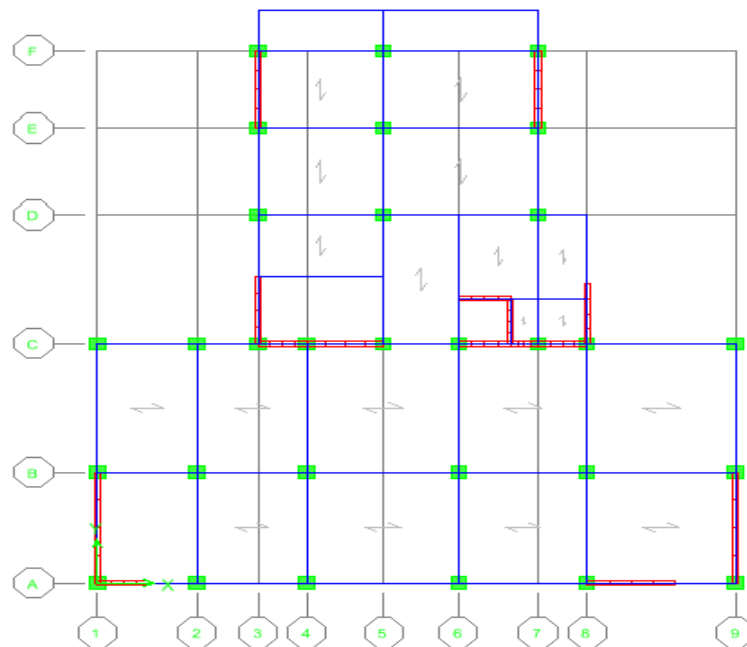


Figure IV-2 : Vue en plan du modèle initial en BO (R=5)

1)- Analyse Modale :

Tableau IV-2 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle initial en BO (R=5)

Mode	Période (sec)	Facteur de participation massique (%)			
		UX	UY	Σ UX	Σ UY
1	1,485851	2,3969	38,0124	2,3969	38,0124
2	1,422634	7,0425	43,6964	9,4394	81,7087
3	1,393057	73,2026	0,8764	82,642	82,5851
4	0,494991	0,1188	4,6995	82,7608	87,2846
5	0,473758	0,6377	4,5007	83,3985	91,7853
6	0,466048	8,6632	0,0985	92,0617	91,8838

2)- Constatations :

- L'analyse dynamique de la structure a conduit à :
- Le 1^{er} mode est un mode couplés
- Le 2^{ème} mode est un mode couplés.
- Le 3^{ème} mode est un mode couplés .
- Une période : $T_1 = 1,485$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 6^{ème} mode

3)- Résultantes des forces sismiques :

➤ $W = 39494.96 \text{ KN}$.

$$\begin{cases} V^X = 3910 \text{ KN} \\ V^Y = 3949.49 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 0.8V^X = 3128 \text{ KN} \\ 0.8V^Y = 3159.59 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} F1 = V^x = 2540,09 \text{ KN} \\ F2 = V^y = 2438,44 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc : $\boxed{0.8V^X > v^x \text{ et } 0.8V^Y > v^y}$

Dou : $r_x = 1,23$ et $r_y = 1,29$ avec $R = 3.5$

Remarque : D'après l'RPCA99/v2003, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport : $0.8 V/V_t$.

4)- Vérification des déplacements inter étage :

Tableau IV-3 : Vérification des déplacements inter initiale en BO (R=5)

Z(m)	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{Ek}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\Delta (cm)$	Observation
3,57	0,58	0,63	2,03	2,205	2,03	2,205	3,57	vérifié
7,14	1,53	1,67	5,355	5,845	3,325	3,64	3,57	Non Vérifié
10,03	2,86	2,58	10,01	9,03	4,655	3,185	2,89	Non Vérifié
12,92	3,02	3,72	10,57	13,02	0,56	3,99	2,89	Non Vérifié
15,81	4,32	3,97	15,12	13,895	4,55	0,875	2,89	Non Vérifié
18,7	4,29	4,51	15,015	15,785	-0,105	1,89	2,89	vérifié
21,59	4,83	5,16	16,905	18,06	1,89	2,275	2,89	vérifié
24,48	5,35	5,74	18,725	20,09	1,82	2,03	2,89	vérifié
27,37	5,76	6,12	20,16	21,42	1,435	1,33	2,89	vérifié
30,26	6,06	6,45	21,21	22,575	1,05	1,155	2,89	vérifié
33,15	6,24	6,64	21,84	23,24	0,63	0,665	2,89	vérifié

- ✓ Après l'analyse de plusieurs modèles pour différentes disposition des voiles ; les justifications préconisées n'ont pas été vérifiées. A cet effet, on a opté pour un coefficient de comportement R égale à 3,5.

Les valeurs des composantes de la force sismique sont les suivantes :

$$V_x = \frac{0.25 \cdot 1.80 \cdot 1.1}{3.5} W \Rightarrow V^X = 0.14W$$

$$V_y = \frac{0.25 \cdot 1.87 \cdot 1.1}{3.5} W \Rightarrow V^Y = 0.15W$$

b) Modèle 01 :

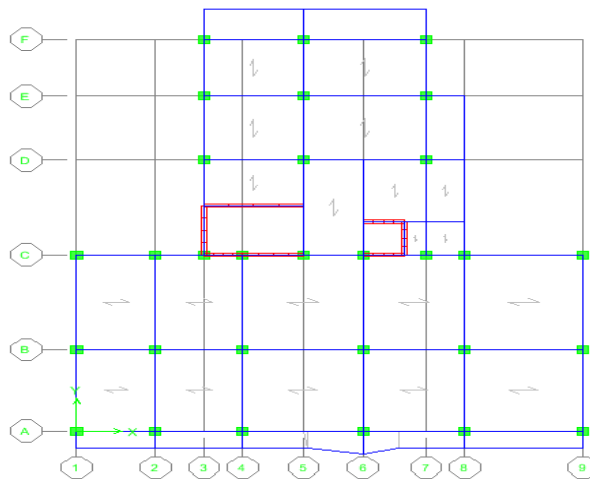


Figure IV-4 : Vue en plan du modèle 1 en BO

1) Analyse Modale :

Tableau IV-6 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle 1 en BO

Mode	Période Sec	Facteur de participation massique (%)			
		UX	UY	Σ UX	Σ UY
1	1,288076	1,1295	22,6283	1,1295	22,6283
2	0,938184	10,2728	47,7161	11,4024	70,3445
3	0,853956	61,8366	4,8396	73,239	75,1841
4	0,403598	0,1369	3,0563	73,3759	78,2404
5	0,264699	1,3226	10,8579	74,6985	89,0982
6	0,225608	13,837	0,4169	88,5354	89,5151
7	0,209685	0,4167	1,4921	88,9521	91,0072
8	0,135372	0,0046	0,1377	88,9568	91,1449
9	0,127461	0,2808	3,9467	89,2376	95,0916
10	0,101978	5,0458	0,2046	94,2834	95,2962

2) Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Le 1^{er} mode est un mode couplé
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation diagonale .

- Le 3^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à x-x
- Une période: $T_1=1.288$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10^{ème} mode.

3) Résultantes des forces sismiques :

➤ $W= 42196.67$ KN

$$\begin{cases} V^X = 5907.53 \text{ KN} \\ V^Y = 6329.5 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.8V^X = 4726.02 \text{ KN} \\ 0.8V^Y = 5063.6 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} F1=V^x = 4612,96 \text{ kN} \\ F2=V^y = 3639,80 \text{ kN} \end{cases}$$

Donc : $0.8V^X > V^x$ et $0.8V^Y > V^y$

D' où : $r_x = 1,02$ et $r_y = 1,39$ $R=3.5$

4) Vérification des déplacements inter étage :

Tableau IV-7 : Vérification des déplacements inter étages du modèle 1 en BO

Z(m)	$\delta_{eK}^x(cm)$	$\delta_{eK}^y(cm)$	$\delta_K^x(cm)$	$\delta_K^y(cm)$	$\Delta_K^x(cm)$	$\Delta_K^y(cm)$	$\Delta(cm)$	Observation
3,57	0,91	0,69	3,185	2,415	3,185	2,415	3,57	Vérifié
7,14	1,22	1,07	4,27	3,745	1,085	1,33	3,57	Vérifié
10,03	1,32	1,54	4,62	5,39	0,35	1,645	2,89	Vérifié
12,92	1,42	2,76	4,97	9,66	0,35	4,27	2,89	non Vérifié
15,81	1,92	2,7	6,72	9,45	1,75	0,21	2,89	Vérifié
18,7	2,43	3,47	8,505	12,145	1,785	2,695	2,89	Vérifié
21,59	2,94	4	10,29	14	1,785	1,855	2,89	Vérifié
24,48	3,43	4,5	12,005	15,75	1,715	1,75	2,89	Vérifié
27,37	3,91	4,93	13,685	17,255	1,68	1,505	2,89	Vérifié
30,26	4,36	5,29	15,26	18,515	1,575	1,26	2,89	Vérifié
33,15	4,79	5,56	16,765	19,46	1,505	0,945	2,89	Vérifié

- ✓ Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure en rajoutant des voiles.

c) Modèle 2 :

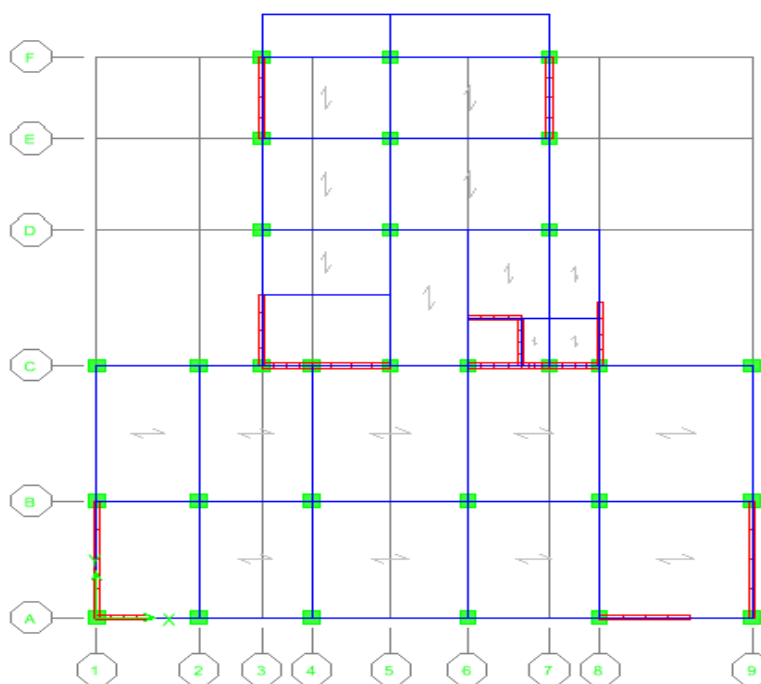


Figure IV-5 : Vue en plan du modèle 2 en BO

1) Analyse Modale :

Tableau IV-8: Périodes et facteurs de participation massique du modèle 2 en BO

Mode	Période Sec	Facteur de participation massique (%)			
		UX	UY	ΣUX	ΣUY
1	0,761591	51,5602	2,9932	51,5602	2,9932
2	0,68433	16,0309	36,3694	67,5911	39,3626
3	0,633895	4,4173	30,022	72,0084	69,3847
4	0,189105	15,4675	0,0574	87,4759	69,4421
5	0,170802	1,1614	2,527	88,6373	71,9691
6	0,149065	0,0578	16,0693	88,6951	88,0384
7	0,084895	5,3699	0,0016	94,065	88,0401
8	0,075974	0,1771	0,4401	94,2421	88,4801
9	0,064922	0,0078	5,6156	94,2499	94,0958

2) Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à x-x .
- Le 2^{ème} mode est un mode translation parallèlement à y-y .
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- Une période fondamentale : T =0.76 sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.

3) Résultantes des forces sismiques :

➤ W= 43687.94 KN

$$\left\{ \begin{array}{l} V^X = 6116.311 \text{ KN} \\ V^Y = 6553.2 \text{ KN} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.8V^X = 4893.05 \text{ KN} \\ 0.8V^Y = 5242.55 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$F1 = V^x = 4659,29 \text{ KN} \quad \text{et} \quad F2 = V^y = 4392 \text{ KN}$$

Donc : $0.8V^X > v^x \quad \text{et} \quad 0.8V^Y > v^y$

Dou : $r_x = 1,05 \quad \text{et} \quad r_y = 1,19$

4) Vérification des déplacements inter étage :

Tableau IV-9: Vérification des déplacements inter étages du modèle 2 en BO

Z(m)	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\Delta (cm)$	Observation
3,57	0.157	0,04	0,5495	0,14	0,5495	0,14	3,57	Vérifié
7,14	0.483	0,16	1,68	0,56	1,1305	0,42	3,57	Vérifié
10,03	0.84	0,29	2,94	1,015	1,26	0,455	2,89	Vérifié
12,92	1,26	0,45	4,41	1,575	1,47	0,56	2,89	Vérifié
15,81	1,71	0,61	5,985	2,135	1,575	0,56	2,89	Vérifié
18,7	2,18	0,78	7,63	2,73	1,645	0,595	2,89	Vérifié
21,59	2,66	0,96	9,31	3,36	1,68	0,63	2,89	Vérifié
24,48	3.15	1.13	11,025	3,955	1,715	0,595	2,89	Vérifié
27,37	3,61	1,3	12,635	4,55	1,61	0,595	2,89	Vérifié

30,26	4,05	1,46	14,175	5,11	1,54	0,56	2,89	Vérifié
33,15	4,47	1,63	15,645	5,705	1,47	0,595	2,89	Vérifié

5) Vérification de l'effort normal réduit :

Outre les vérifications prescrites par le RPA99 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

- N_d désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton « G+Q+E ».
- B_c : aire (section brute) de cette dernière.
- f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA). [1]

Tableau IV-10: vérification de l'effort normal réduit pour le modèle 2

Section (cm)	N_d (KN)	v	Observation	Observation
40*40	1764,48	0,441	> 0,3	Non vérifié
45*45	1764,48	0,348	> 0,3	Non vérifié
50*50	2933,3	0,469	> 0,3	Non vérifié

- ✓ L'effort normal n'étant pas vérifié, on augmentera les sections des poteaux de notre structure.

Tableau IV-11: Redimensionnement des Poteaux.

Etage	Section (cm)	N_d (KN)	v	observation
10 ^{ème}	45	207,13	0,040	Vérifié
9 ^{ème}	45	402,51	0,0795	Vérifié
8 ^{ème}	45	599,96	0,118	Vérifié
7 ^{ème}	50	804,3	0,128	Vérifié
6 ^{ème}	50	1011,57	0,161	Vérifié
5 ^{ème}	50	1220,56	0,195	Vérifié
4 ^{ème}	55	1434,83	0,189	Vérifié
3 ^{ème}	55	1649,22	0,218	Vérifié

2 ^{ème}	55	1861,91	0,246	Vérifié
1 ^{er}	60	2036,02	0,226	Vérifié
RDC	60	2325,81	0,258	Vérifié

➤ Le modèle final représente le modèle 02 avec une augmentation des sections des poteaux.

d) **Modèle final :**

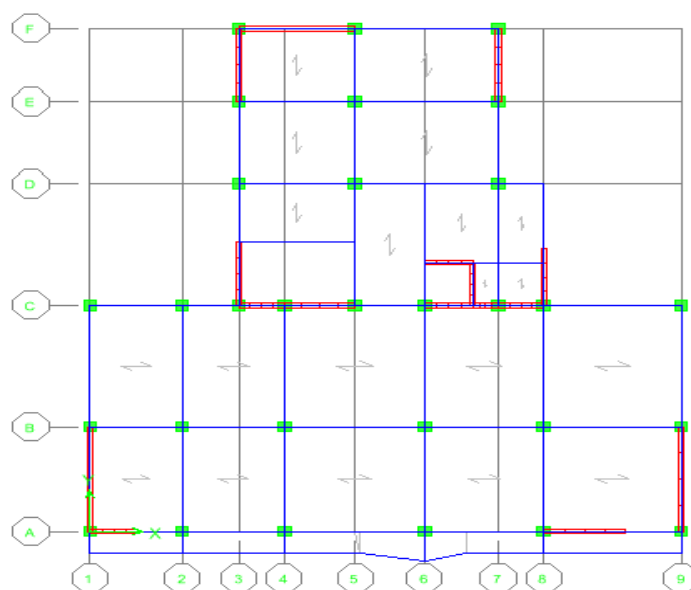


Figure IV-6: Vue en plan du modèle final en BO

1) **Analyse Modale :**

Tableau IV-12: Période et facteurs de participation massique du modèle final en BO

Mode	Période Sec	Facteur de participation massique (%)			
		UX	UY	ΣUX	ΣUY
1	0,606126	0,3827	65,9451	0,3827	65,9451
2	0,568908	68,4058	0,0696	68,7885	66,0147
3	0,471826	2,6378	3,6143	71,4262	69,629
4	0,151075	10,0449	4,0286	81,4712	73,6577
5	0,144119	5,1397	12,9884	86,6109	86,646
6	0,112773	2,1477	1,3083	88,7586	87,9543

7	0,068983	4,0901	0,4812	92,8487	88,4355
8	0,06319	0,7462	5,2712	93,5949	93,7067

2) Constatations :

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à x-x .
- Le 2^{ème} mode est un mode translation parallèlement à y-y .
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation .
- Une période fondamentale : T =0.68 sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.

3) Résultantes des forces sismiques :

➤ W= 44614.33 KN

$$\begin{cases} V^X = 6246 \text{ KN} \\ V^Y = 6692.14 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.8V^X = 4996.8 \text{ KN} \\ 0.8V^Y = 5353.71 \text{ KN} \end{cases}$$

$$F1 = V^x = 5118 \text{ KN} \quad \text{et} \quad F2 = V^y = 5452,27 \text{ KN}$$

Donc : $0.8V^X < v^x \quad \text{et} \quad 0.8V^y < v^y$

4) Vérification des déplacements inter étage :

Tableau IV-13: Vérification des Déplacements Inter Etage du Modèle final en BO

Z(m)	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\Delta (cm)$	Observation
3,57	0,17	0,06	0,595	0,21	0,595	1,715	3,57	Vérifié
7,14	0,53	0,15	1,855	0,525	1,26	2,835	3,57	Vérifié
10,03	0,92	0,23	3,22	0,805	1,365	2,4	2,89	Vérifié
12,92	1,36	0,31	4,76	1,085	1,54	1,19	2,89	Vérifié
15,81	1,84	0,38	6,44	1,33	1,68	0,56	2,89	Vérifié
18,7	2,33	0,44	8,155	1,54	1,715	1,75	2,89	Vérifié
21,59	2,82	0,5	9,87	1,75	1,715	1,75	2,89	Vérifié
24,48	3,31	0,55	11,585	1,925	1,715	1,575	2,89	Vérifié

27,37	3,78	0,59	13,23	2,065	1,645	1,05	2,89	Vérifié
30,26	4,23	0,62	14,805	2,17	1,575	0,875	2,89	Vérifié
33,15	4,65	0,63	16,275	2,205	1,47	0,525	2,89	Vérifié

IV.5. 2. Analyse sismique du bâtiment avec le béton à haute performance (BHP) :

On a : $E = 43 \cdot 10^6 \text{ KN/m}^2$, $f_{c28} = 60 \text{ MPa}$, $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

a) Modèle 1 :

On se propose dans ce qui suit de faire une analyse sismique analogue à celle faite dans les paragraphes précédents pour le béton à hautes performances BHP.

On considère pour notre analyse, en premier lieu, le modèle final proposé pour le béton ordinaire.

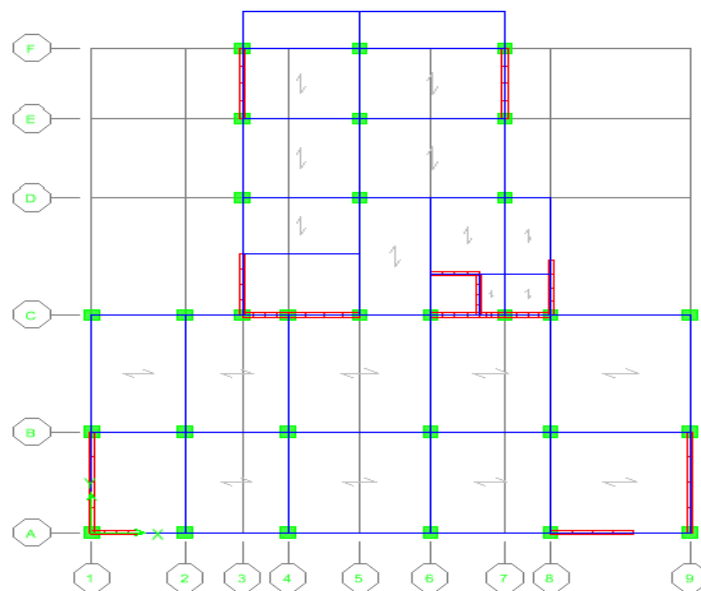


Figure IV-7 : Vue en plan du modèle 1 en BHP

1) Analyse Modale :

Tableau IV-14: Période et facteurs de participation massique du modèle 1en BHP

Mode	Période Sec	Facteur de participation massique (%)			
		UX	UY	ΣUX	ΣUY
1	0,646313	52,5981	0,045	52,5981	0,045
2	0,607865	0,9968	67,4508	53,5949	67,4958
3	0,53486	18,6465	2,121	72,2413	69,6168
4	0,167982	14,06	0,1665	86,3013	69,7833
5	0,147967	0,1547	13,1272	86,456	82,9104
6	0,137038	2,3173	4,9444	88,7733	87,8548
7	0,07751	4,9379	0,0627	93,7112	87,9176
8	0,065355	0,1021	3,1009	93,8133	91,0184

2) Constatations :

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 2^{ème} mode est un mode translation parallèlement à y-y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- Une période fondamentale : $T = 0.64$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.

3) Résultantes des forces sismiques :

➤ $W = 44614.33$ KN

$$\begin{cases} V^X = 6246 \text{ KN} \\ V^Y = 6692.15 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.8V^X = 4996.8 \text{ KN} \\ 0.8V^Y = 5353.72 \text{ KN} \end{cases}$$

$$F1 = V^X = 5624,01 \text{ KN} \quad \text{et} \quad F2 = V^Y = 6300,76 \text{ KN}$$

Donc : $0.8V^X < V^x \quad \text{et} \quad 0.8V^y < V^y$

4) Vérification des déplacements inter étage :

Tableau IV-15: Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle 1 en BHP

Z(m)	$\delta_{eK}^x(cm)$	$\delta_{eK}^y(cm)$	$\delta_K^x(cm)$	$\delta_K^y(cm)$	$\Delta_K^x(cm)$	$\Delta_K^y(cm)$	$\Delta(cm)$	Obser
3,57	0,2	0,49	0,7	1,715	0,7	0,21	3,57	Vérifié
7,14	0,61	1,3	2,135	4,55	1,435	0,315	3,57	Vérifié
10,03	1,04	2,5	3,64	8,75	1,505	0,28	2,89	Vérifié
12,92	1,54	2,84	5,39	9,94	1,75	0,28	2,89	Vérifié
15,81	2,07	3	7,245	10,5	1,855	0,245	2,89	Vérifié
18,7	2,61	3,5	9,135	12,25	1,89	0,21	2,89	Vérifié
21,59	3,18	4	11,13	14	1,995	0,21	2,89	Vérifié
24,48	3,75	4,45	13,125	15,575	1,995	0,175	2,89	Vérifié
27,37	4,25	4,75	14,875	16,625	1,75	0,14	2,89	Vérifié
30,26	4,74	5	16,59	17,5	1,715	0,105	2,89	Vérifié
33,15	5,2	5,15	18,2	18,025	1,61	0,035	2,89	Vérifié

Tableau IV-16 : Récapitulatif de l'analyse sismique des modèles finaux (BO, BHP)

Paramètres de comparaison		Types de béton	
		BO	BHP
module d'élasticité	E (KN/m²)	32×10⁶	43×10⁶
masse volumique	ρ(KN/m³)	25	25
résistance à la compression	f_{c28}(KN/m²)	25	60
Poids du bâtiment	W(KN)	W=44614.33	W=44614.33
Période fondamentale	T (s)	0.68	0.64
Nombre de modes utiles	/	9	8
Modes propres	1^{er} mode	translation	Translation
	3^{em} mode	Rotation	Rotation

Force sismique à la base	$V_x^t(\text{KN})$	5118	5624,01
	$V_y^t(\text{KN})$	5452,27	6300,76
Coefficient de comportement (R)		3.5	3.5
Dimensions de poteaux (RDC)	/	60*60	60*60
Nombres des voiles	Suivant xx	7 Voiles	7 voiles
	Suivant yy	7 Voiles	7 Voiles

5) Constatations et Conclusions :

A partir des résultats obtenus de l'analyse sismique des modèles en BO et celui en BHP, on constate que :

- ✓ Les poids des deux modèles sont égaux, ($W_{\text{BHP}} = W_{\text{BO}}$) ceci est dû au fait que les deux bétons possèdent la même masse volumique.
- ✓ Les périodes fondamentales T1 et T2 du Modèle en BHP sont plus petites que leurs homologues du modèle en BO. Ceci s'explique par le fait que $E_{\text{BHP}} > E_{\text{BO}}$ et que la période est inversement proportionnelle à la rigidité.
- ✓ L'effort tranchant à la base V_{BHP} a augmenté par rapport à V_{BO} parce que la rigidité du Modèle en béton à hautes performances est plus grande.
- ✓ Les déplacements inter étage du Modèle en BHP sont inférieurs à leur homologues du Modèle en BO, car la rigidité latérale a augmenté (avec l'augmentation de E_{BHP}).

En conclusion : Un béton à hautes performances offre à la structure une plus grande rigidité latérale que le béton ordinaire.

- Dans ce qui suit, nous allons procéder à une analyse dynamique de notre structure considérée en BHP avec des dimensions différentes (plus faibles) que celles du BO.
- Poteaux étages courant : (30*30) cm².
- Poteaux RDC+ 1^{er} : (40*40) cm²

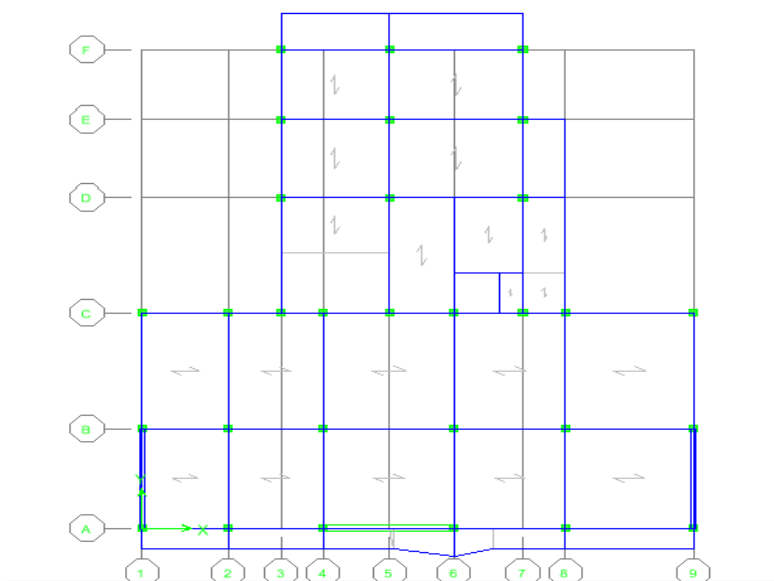
b) **Modèle final :**

Figure IV-9: Vue en plan du modèle final en BHP

1) **Analyse Modale :**

Tableau IV-19: Période et facteurs de participation massique du modèle final

Mode	Période (sec)	Facteur de participation massique (%)			
		UX	UY	ΣUX	ΣUY
1	2,404492	81,1262	0,0003	81,1262	0,0003
2	1,237316	0,0027	63,454	81,1288	63,4543
3	1,169308	0,0131	4,8414	81,142	68,2957
4	0,782632	9,5398	0	90,6818	68,2957
5	0,447851	3,3338	0	94,0156	68,2957
6	0,306719	1,7965	0	95,8121	68,2958
7	0,26983	0,0002	18,9338	95,8122	87,2295
8	0,254347	0,0517	0,0669	95,864	87,2965
9	0,227964	1,1946	0,0001	97,0585	87,2965
10	0,179782	0,9276	0	97,9862	87,2965
11	0,146884	0,6876	0	98,6738	87,2965
12	0,123792	0,4727	0	99,1465	90,2965

2) Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à x-x .
- Le 2^{ème} mode est un mode translation parallèlement à y-y
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation .
- Une période fondamentale : T =2.4 sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 12^{ème} mode.

3) Résultantes des forces sismiques :

➤ W= 43279.52 KN

$$\begin{cases} V^X = 6059.13 \text{ KN} \\ V^Y = 6491.92 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.8V^X = 4847.3 \text{ KN} \\ 0.8V^Y = 5193.53 \text{ KN} \end{cases}$$

$$F1=V^x = 3574.68 \text{ KN} \quad \text{et} \quad F2=V^y = 4356,11 \text{ KN}$$

Donc : $0.8V^X > v^x \quad \text{et} \quad 0.8V^Y > v^y$

Dou : $r_x = 1.35 \quad \text{et} \quad r_y = 1.19$

4) Vérification des déplacements inter étage :

Tableau IV-20: Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle final en BHP

Z(m)	$\delta_{eK}^x(cm)$	$\delta_{eK}^y(cm)$	$\delta_K^x(cm)$	$\delta_K^y(cm)$	$\Delta_K^x(cm)$	$\Delta_K^y(cm)$	$\Delta(cm)$	Obser
3,57	0,14	0,01	0,49	0,035	0,49	0,035	3,57	Vérifié
7,14	0,43	0,06	1,505	0,21	1,015	0,175	3,57	Vérifié
10,03	0,68	0,11	2,38	0,385	0,875	0,175	2,89	Vérifié
12,92	0,93	0,19	3,255	0,665	0,875	0,28	2,89	Vérifié
15,81	0,86	0,27	3,01	0,945	0,245	0,28	2,89	Vérifié
18,7	1,16	0,36	4,06	1,26	1,05	0,315	2,89	Vérifié
21,59	1,14	0,46	3,99	1,61	0,07	0,35	2,89	Vérifié
24,48	1,53	0,56	5,355	1,96	1,365	0,35	2,89	Vérifié
27,37	1,80	0,65	6,3	2,275	0,945	0,315	2,89	Vérifié

30,26	1,89	0,75	6,615	2,625	0,315	0,35	2,89	Vérifié
33,15	1,94	0,84	6,79	2,94	0,175	0,315	2,89	Vérifié

❖ Récapitulatifs des résultats de l'analyse sismique

Tableau IV-21 : Résultats d'analyse sismique des modèles finaux pour les deux bétons

(BO et BHP)

Paramètres de comparaison		Types de béton	
		BO	BHP
module d'élasticité	E (KN/m³)	32×10⁶	43×10⁶
masse volumique	ρ(KN/m³)	25	25
résistance a la compression	f_{c28}(KN/m²)	25	60
Poids du bâtiment	W(KN)	W=44614.33	W = 43279.52
Période fondamentale	T (s)	0.68	2.4
Nombre des modes utiles		9^{ème}	12^{ème}
Modes propres	1^{er} mode	translation	Translation
	3^{em} mode	Rotation	Rotation
Force sismique à la base	V_x^t(KN)	5118	3574.68
	V_y^t(KN)	5452,27	4356,11
R	/	3.5	3.5
Les poteaux de RDC (après vérification de l'effort normal réduit)	/	60*60	40*40
Nombres des voiles	Suivant xx	7 Voile	1
	Suivant yy	7 Voiles	2 Voiles

IV.6. Constatations et conclusions :

Le tableau précédent résume les résultats obtenus pour les 02 types de béton :

On constate que pour atteindre le même niveau de rigidité latérale (c.à.d. même valeur de déplacement inter-étage), la structure en B.H.P nécessite des dimensions (des poteaux, voiles) moindres que la structure en B.O.

En conclusion il a parait qu'un béton haute performance offre à la structure une plus grande rigidité latérale ce qu'explique la différence entre le nombre des voiles nécessaires entre une structure en BHP et celle en BO.

CHAPITRE V

ETUDE DES ELEMENTS

RESISTANTS

V-1. INTRODUCTION :

Le ferrailage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le B.A.E.L. 91 modifié 99 et le R.P.A.99 (version2003)

Notre structure se compose des éléments résistants suivants :

- Poteaux.
- Poutres.
- Voiles.

V-2. FERRAILAGE DES POTEAUX :**a. Ferrailage Longitudinal**

Les poteaux sont calculés en flexion composée sous l'effet des actions verticales et horizontales ; chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et deux moments de flexion (M_{x-x}), (M_{y-y}).

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Une section entièrement tendue : S.E.T.
- Une section entièrement comprimée : S.E.C.
- Une section partiellement comprimée : S.P.C.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal) et dans les situations suivantes :

Tableau V-1 : Tableau des contraintes.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	500	434.78
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	500	500

✓ **Recommandations selon les B.A.E.L.91 modifiées 99 :**

La section A_1 des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_1 = \min \begin{cases} 4 \text{ cm}^2 \text{ par mètre de longueur de parement.} \\ 0,2\% \leq \frac{A_1}{B} \leq 5\% \text{ (B: section de béton).} \end{cases}$$

✓ **Recommandations selon l'R.P.A .99 version 2003 :**

Pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), droites et sans crochet ; elles doivent avoir :

- Un diamètre minimal $\varnothing_1 = 12 \text{ mm}$
- Une longueur minimale de $50 \varnothing_1$ en zone de recouvrement
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau doit être $\leq 20 \text{ cm}$.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales
- La détermination de la section doit satisfaire les conditions suivantes :
 - En zone de recouvrement $\implies 0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\%$
 - En zone courante $\implies 0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 3\%$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : La section du poteau.

• **Calcul du ferrailage longitudinal**

Le ferrailage longitudinal des poteaux sera calculé aux états limites ultimes, par le logiciel « *SOCOTEC* » par utilisation du règlement *B.A.E.L.91 modifié 99*.

❖ **Combinaisons d'actions**

En fonction du type de sollicitation, on a :

- **Combinaisons selon le *B.A.E.L 91 modifiés 99* :**

$$\text{Situation durable} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G+1,5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right.$$

- **Combinaisons selon *R.P.A.99 version 2003* :**

$$\text{Situation accidentelle} \left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ 0,8G\pm E \end{array} \right.$$

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

❖ **Résultat des sollicitations :**

- ✓ A partir des combinaisons précédentes, on distingue les cas suivants afin d'accéder à la combinaison d'effort la plus défavorable :

$$\left\{ \begin{array}{l} -N^{\max}, M^{\text{corr}} \\ -N^{\min}, M^{\text{corr}} \\ -M^{\max}, N^{\text{corr}} \end{array} \right.$$

- On retient quatre types de dimensions des poteaux :
 - (S.sol, RDC, 1^{er} étage) : poteaux 60x60.
 - (2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} étage) : poteaux 55x55.
 - (5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} étage) : poteaux 50x50.
 - (8^{ème}, 9^{ème}, 10^{ème} étage) : poteaux 45x45.

- ✓ Les efforts (M, N) obtenues avec le logiciel ETABS sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V-2 : Ferrailage des poteaux à L'ELU.

Combinaison	étages	10 ^{ème} /8 ^{ème}	7 ^{ème} /5 ^{ème}	4 ^{ème} /2 ^{ème}	1 ^{er} /RDC
	sections	45x45	50x50	55x55	60x60
ELU	N ^{max}	-805.46	-1614.92	-2460.91	-3319.47
	M ^{corr}	5.85	2.00	-8.55	-5.33
	A's	0	0	0	0
	A _s	0	0	0	0
	N ^{min}	-61.16	-352.09	-630.55	-903.92
	M ^{corr}	32.2	-20.18	-20.21	4.73
	A's	0	0	0	0
	A _s	1.1	0	0	0
	M ^{max}	-83.64	-73.94	-70.91	81.67
	N ^{corr}	-144.52	-466.84	-1581.5	-1205.14
	A's	0	0	0	0
	A _s	3.28	0	0	0

Tableau V-3 : Ferrillages des poteaux (G+Q±E).

<i>combinaison</i>	<i>étages</i>	<i>10^{ème} /8^{ème}</i>	<i>7^{ème} /5^{ème}</i>	<i>4^{ème} /2^{ème}</i>	<i>1^{er} / RDC</i>
	<i>sections</i>	<i>45x45</i>	<i>50x50</i>	<i>55x55</i>	<i>60x60</i>
G+Q±E	N^{max}	-505.84	-1001.2	-1521.21	-1961.33
	M^{corr}	3.43	1.3	-2.27	-1.62
	A'_s	0	0	0	0
	A_s	0	0	0	0
	N^{min}	168.69	424.87	817.39	933.28
	M^{corr}	27.42	34.53	98.73	91.74
	A'_s	0	0	0	0
	A_s	0	0	0	0
	M^{max}	161.66	178.87	181.62	140.97
	N^{corr}	17.15	154.55	326.69	197.92
	A'_s	0	0	0	0
	A_s	9.87	8.12	5.2	3.82

Tableau V-4 : Ferrailage des poteaux (0,8G±E)

Combinaison	<i>étages</i>	<i>8ème /7ème</i>	<i>6ème /5ème</i>	<i>4ème /3ème</i>	<i>2ème /1er</i>
	<i>sections</i>	<i>45x45</i>	<i>50x50</i>	<i>55x55</i>	<i>60x60</i>
0,8G±E	N^{max}	-469.68	-984.78	-1569.84	-1956.74
	M^{corr}	-38.11	-56.71	-70.33	-87.75
	A'_s	0	0	0	0
	A_s	0	0	0	0
	N^{min}	10.61	99.67	243.2	311.64
	M^{corr}	66.38	80.97	82.73	15.89
	A'_s	0	0	0	0
	A_s	3.72	3.07	0.99	0
	M^{max}	162.18	181.1	184.73	-141.80
	N^{corr}	-26.19	-46.17	-46.63	-1537.02
	A'_s	0	0	0	0
	A_s	9.67	9.44	8.51	0

❖ **Choix des armatures**

Tableau V-5 : Choix des armatures des poteaux

Etages	Sections	A_s^{cal}	A_s^{min}	A_s^{max}		Choix des armatures	$A_s^{adopté}$
	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(Z.C)(cm ²)	(Z.R)(cm ²)		(cm ²)
10 ^{ème} /8 ^{ème}	45x45	9.87	18.23	60.75	121.5	12T16	24.13
7 ^{ème} /5 ^{ème}	50x50	9.44	22.5	75	150	4T20 +8T16	28.65
4 ^{ème} /2 ^{ème}	55x55	8.51	27.23	90.75	181.5	4T20+8T16	28.65
1 ^{er} / RDC	60x60	3.82	32.4	108	216	12T20	37.70

❖ **Vérifications :**

➤ **Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service :**

Les contraintes admissibles sont données par :

• **Béton :**

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

• **Acier :**

- ⎧ Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
- ⎧ Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$
- ⎧ Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi = 0,8\xi$

Avec:

$$\eta = 1,6 \text{ pour les aciers H.A.}$$

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc : $\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$

✓ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a) N^{ser}_{max} ; M^{ser}_{corr} :

Tableau V-6 : Vérification des contraintes des poteaux

Etage	Sections (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kNm)	σ_s (MPa)	σ_{sadd} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc\ add}$ (MPa)	Vérification
10 ^{ème} /8 ^{ème}	45x45	-587.56	-32.82	60	250	4.35	15	Ok
7 ^{ème} /5 ^{ème}	50x50	-1176.73	1.45	63.5	250	4.25	15	Ok
4 ^{ème} /2 ^{ème}	55x55	-1792.73	-5.93	82.8	250	5.56	15	Ok
1 ^{er} /RDC	60x60	-2403.12	-3.71	91.7	250	6.13	15	Ok

b) M^{ser}_{max} ; N^{ser}_{corr}

Etage	Sections (cm ²)	M _{ser} ^{max} (kN.m)	N _{ser} ^{corr} (kN)	σ_s (MPa)	σ_{sadd} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc\ add}$ (MPa)	Vérification
10 ^{ème} /8 ^{ème}	45x45	-60.74	-105.88	146.1	250	5.45	15	Ok
7 ^{ème} /5 ^{ème}	50x50	-53.65	-341.09	45.4	250	3.53	15	Ok
4 ^{ème} /2 ^{ème}	55x55	-51.43	-1151.06	70.4	250	5	15	Ok
1 ^{er} /RDC	60x60	57.78	-878.11	49.2	250	3.54	15	Ok

➤ **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :** (Contrainte de Cisaillement) :

Il faut vérifier que :

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

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_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

• Selon le BAEL91 R99

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13 f_{c28}, 5 \text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}, 4 \text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

• Selon l'RPA99/V2003

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$ si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élancement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élancement du poteau : $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$

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

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée, $I = \frac{b^4}{12}$

B : Section du poteau, ($B = b^2$) ;

l_f : Longueur de flambement, $l_f = 0,7l_0$ (poteau encastré a la base et articulé au sommet).

✓ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V-7 : Vérification de la Contrainte de Cisaillement des Poteaux

Etage	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	τ _u RPA (MPa)	τ _u BAEL (MPa)	Vérification
10 ^{ème} /8 ^{ème}	45x45	-62.57	0.34	15.57	0,075	1,88	2,50	Ok
7 ^{ème} /5 ^{ème}	50x50	-53.23	0.24	14.02	0,075	1,88	2,50	Ok
4 ^{ème} /2 ^{ème}	55x55	-50.91	0.19	12.74	0,075	1,88	2,50	Ok
1 ^{er} / RDC	60x60	47.61	0.15	14.42	0,075	1.88	2,50	Ok

b. Ferrailage transversales des poteaux :

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales.

Ces armatures ont les rôles suivants :

- ✓ Equilibrer l'effort tranchant.
- ✓ Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- ✓ Empêcher le gonflement du béton.
- ✓ Empêcher le flambement des armatures.

❖ Calcul de ferrailage transversal

➤ Selon le BAEL91 R99

- $\varnothing_t \geq \frac{1}{3} \varnothing_\ell$ \varnothing_ℓ : étant le plus grand diamètre des armatures longitudinales.
- Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.

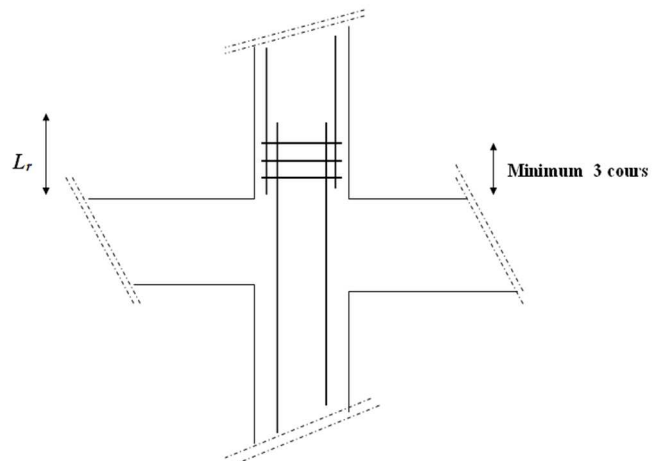


Figure V-1 : Armatures transversales dans la zone de recouvrement

$$\bullet \begin{cases} S_t \leq \text{Min} (0,9 d ; 40 \text{ cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi_l \right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{cases}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

\varnothing_t : Diamètre des armatures transversales.

\varnothing_l : Diamètre des armatures longitudinales.

➤ Selon l'RPA99/V2003:

$$\bullet \frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h \cdot f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

$$\lambda_g : \text{L'élancement géométrique du poteau} \left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

- a : Dimension de la section droite du poteau
- L_f : Longueur de flambement du poteau

• L'espace des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l \right) \dots\dots\dots \text{Zone courante (zone III).}$$

Avec : ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

• La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation} \dots\dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

✓ Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des armatures transversales des poteaux :

Tableau V-8 : Espacements maximums selon l'R.P.A.99 des poteaux

Etage	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
10 ^{ème} / 8 ^{ème}	45x45	12T16	16	10	15
7 ^{ème} / 5 ^{ème}	50x50	4T20+8T16	16	10	15
4 ^{ème} / 2 ^{ème}	55x55	4T20 +8T16	16	10	15
1 ^{er} /RDC	60x60	12T20	20	10	15

✓ Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V-9 : Choix des armatures transversales des poteaux (selon l'RPA)

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
10 ^{ème} /8 ^{ème}	45x45	2.02	4.48	3.75	-62.57	N	10	1.04	4T10	3,14
						C	15	1.56	4T10	3,14
7 ^{ème} /5 ^{ème}	50x50	2.02	4.04	3.75	-53.23	N	10	0.79	4T10	3,14
						C	15	1.19	4T10	3,14
4 ^{ème} /2 ^{ème}	55x55	2.02	3.67	3.75	-50.91	N	10	0.69	4T10	3,14
						C	15	1.04	4T10	3,14
1 ^{er} / RDC	60x60	2.50	4.17	3.75	47.61	N	10	0.59	4T10	3,14
						C	15	0.89	4T10	3,14

❖ **Longueur de recouvrement :**

- Selon le BAEL99 :

$$L_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s}$$

$$\tau_s = 0.6 \times f_{t28} \times \psi^2; \quad (\psi = 1.5)$$

$$\tau_s = 2.835$$

Pour :

$$\emptyset l = 20 \dots\dots\dots L_s = \frac{2 \times 500}{4 \times 2.835} = 88.18 \text{cm}$$

$$\emptyset l = 16 \dots\dots\dots L_s = \frac{1.6 \times 500}{4 \times 2.835} = 70.54 \text{cm}$$

- Selon l'RPA99 :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_l$ en zone III.

Pour :

T20..... $L_r = 100$ cm.

T16..... $L_r = 80$ cm.

❖ **Ferraillage des poteaux du sous sol :**

Les poteaux du sous sol sont calculés à la compression simple, le ferraillage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

- B_r : Section réduite du poteau considéré ($B_r = (a-2) \times (b-2)$) cm^2
- α : Coefficient dépendant de l'élancement.

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

- $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- L_f : Longueur de flambement. ($L_f = 0,7l_0$)
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
- I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considéré.
- B : Section du poteau ($B = a \times b$).
- N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous sol

a. Evaluation de l'effort normal pondéré :

On prend le poteau le plus sollicité dont l'effort normal ultime est :

$$Nu^{\max} = Nu_{RDC} = 3319.47 \text{ KN}$$

- Plancher RDC :..... $G_{plRDC} = 5.64 \times 23 = 129.72 \text{ KN}$
- Poids de la poutre porteuse..... $G_{pp} = 0.45 \times 0.3 \times 4.73 \times 25 = 15.96 \text{ KN}$
- Poids de la poutre non porteuse $G_{ps} = 0.4 \times 0.3 \times 4.28 \times 25 = 12.84 \text{ KN}$
- Poids du poteau $G_{pot} = 25 \times 0.6^2 \times (3.57 - 0.45) = 28.08 \text{ KN}$

$$G_T = 186.66 \text{ KN}$$

$$Q_{s.sol} = 2.5 \times (23 - 0.6^2) = 56.6 \text{ KN}$$

➤ $Nu = Nu_{RDC} + Nu'$

Tel que : $Nu' = 1.35 G_T + 1.5 Q_{s.sol} = 336.89 \text{ KN}$

Donc : $Nu = 3656.36 \text{ KN}$

b. Calcul du ferrailage longitudinal :

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 17.32 \text{ cm}$
- $\lambda = \frac{0.7 \times L_0}{i} = \frac{0.7 \times 2.89 \times 10^2}{17.32} = 11.68 < 50$
- $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.831$
- $Br = (60 - 2)^2 = 3364 \text{ cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{3656.36 \times 10^3}{0.831} - \frac{3364 \times 10^2}{0.9} \times \frac{25}{1.5} \right) \times \frac{1.15}{500} = - 4208.25 \text{ mm}^2$$

$$A_s = - 42.08 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_s^{\min} = 0.9\% B \text{ selon RPA99 version 2003} \longrightarrow A_s = A_s^{\min} = 32.4 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Le calcul en compression simple des poteaux du sous sol à donné une section inférieure à celle exigée par le *R.P.A. version 2003*, par conséquent on retient pour le ferrailage de ces poteaux les mêmes sections d'armature des poteaux du RDC, soit :

Tableau V-10 : Ferrailage des poteaux du sous sol.

Type du poteau	Section	Choix	As adoptée
	cm ²		cm ²
poteau de s.sol	60x60	12T20	37.70

c. Calcul du ferrailage transversale :

On adopte un ferrailage transversale de : $A_t = 8T10 = 6.28 \text{ cm}^2$

Espacement :

St =10 cm.....zone courante

St =15 cm.....zone de recouvrement

❖ Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est la zone constituée par les nœuds poteaux-poutres ; au niveau de cette zone dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

- h_e : la hauteur d'étage.

- b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

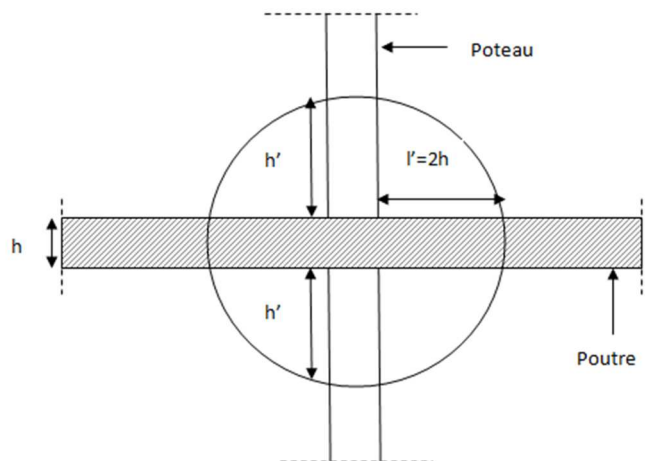
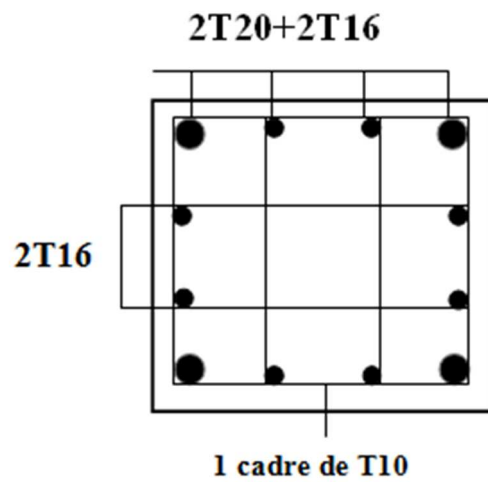
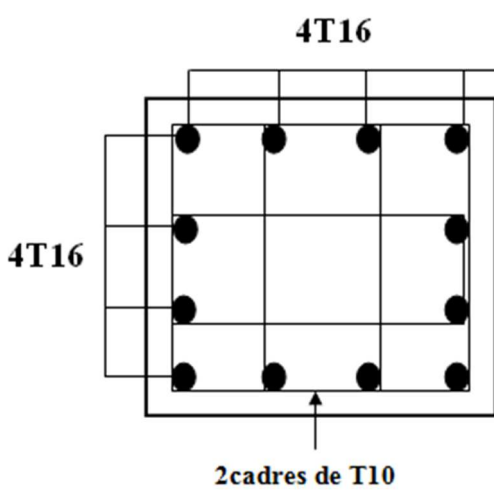


Figure V-2 : Zone Nodale

✓ Les résultats de la zone nodale sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

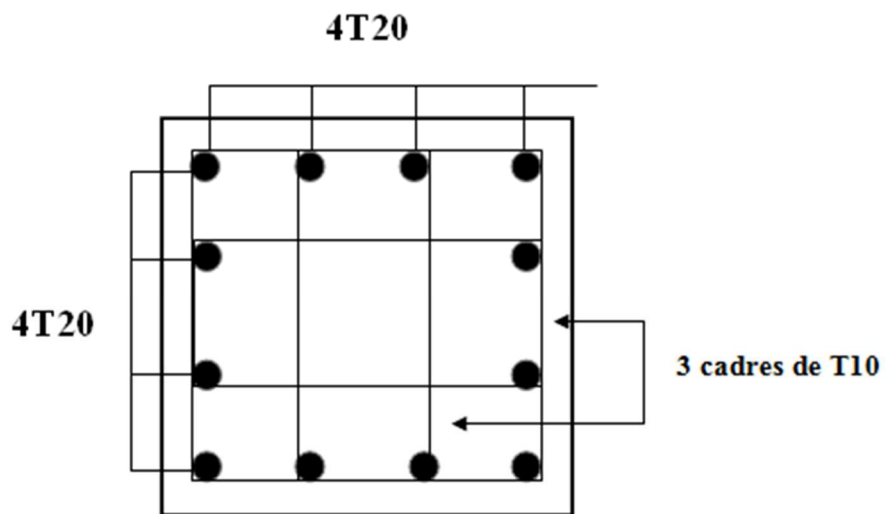
Tableau V-11: Zones nodales

Niveaux	Sections (cm)	h _e (m)	h' (cm)
10 ^{ème} /8 ^{ème}	45x45	2.89	60
7 ^{ème} /5 ^{ème}	50x50	2.89	60
4 ^{ème} /2 ^{ème}	55x55	2.89	60
1 ^{er} /RDC	60x60	3.57	60
Sous.sol	60x60	2.89	60



Poteaux 10^{ème} -8^{ème} : (45x45)

Poteaux 7^{ème}-2^{ème} : (50x50 / 55x55)



Poteaux 1^{er} étage - s.sol: (60x60)

Figure V-3 : Schéma de ferrailage des poteaux

V-3. FERRAILLAGE DES POUTRES:

V-3.1 Introduction

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donnée qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

V-3.2 Les Combinaisons de Charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

- **Combinaisons selon le *B.A.E.L 91 modifiés 99* :**

$$\text{Situation durable} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G+1,5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right.$$

- **Combinaisons selon *R.P.A.99 version 2003* :**

$$\text{Situation accidentelle} \left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ 0,8G\pm E \end{array} \right.$$

V-3.3. Recommandation du règlement :

a. Armatures longitudinales :

- ✓ Selon le BAEL.91 R99 :[art-A.4.1,1] :

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \dots\dots\dots \text{Pour les armatures tendues.}$$

✓ Selon RPA99/V2003 :

- Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par:

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\% \dots\dots\dots \text{Zone courante.} \\ 0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\% \dots\dots\dots \text{Zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

- b : largeur de la poutre.
- h : hauteur de la poutre.

- La longueur minimale de recouvrement est de 50 Φ (zone III).
- Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.
- Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes:

➤ **Situation durable:**

- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$.
- Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 500 ; $\sigma_s = 434.78 \text{ MPa}$.

➤ **Situation accidentelle:**

- Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 18.48 \text{ MPa}$.
- Acier: $\gamma_s = 1$; FeE50 ; $\sigma_s = 500 \text{ MPa}$.

b. Armatures transversales :

- La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par:

$A_t = 0.003 S_t L \dots\dots\dots \text{RPA99/V2003 [ART 7.5.2.2]} ;$

L: longueur de la poutre.

S_t: espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:

❖ $S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4} ; 12 \varphi \right] \dots\dots\dots \text{zone nodale.}$

❖ $S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{zone courante.}$

Avec : h: hauteur de la poutre.

φ : Le plus grand diamètre d'acier.

V-3.4 Calcul du ferrailage :

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel « ETABS ».

On dispose de deux types de poutres :

- Poutre porteuse 30x45 (cm²)
- Poutre non porteuse 30x40 (cm²)

✓ Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts donnés par le logiciel « ETABS 2016» ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel « SOCOTEC » pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

Telle que :

A_s : représente les armatures de la fibre inférieure (tendues).

$A_{s'}$: représente les armatures de la fibre supérieure (comprimées).

1. Poutre porteuse (30x45)

a. Situation durable 1,35G+1,5Q :

Tableau V-12 : Ferrailage des Poutres 45x30 (ELU).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _{s'} (cm ²)
10 ^{ème}	45x30	Travée	70.33	4	0
		Appui	-166.40	0	10.32
9 ^{ème}	45x30	Travée	63.39	3.59	0
		Appui	-171.48	0	10.70
8 ^{ème}	45x30	Travée	63.91	3.62	0
		Appui	-167.41	0	10.4

7 ^{ème}	45x30	Travée	63.32	3.59	0
		Appui	-166.59	0	10.44
6 ^{ème}	45x30	Travée	62.9	3.56	0
		Appui	-164.63	0	10.02
5 ^{ème}	45x30	Travée	63	3.57	0
		Appui	-159.31	0	9.81
4 ^{ème}	45x30	Travée	62.57	3.54	0
		Appui	-155.15	0	9.52
3 ^{ème}	45x30	Travée	62.28	3.52	0
		Appui	-150.51	0	9.19
2 ^{ème}	45x30	Travée	62.18	3.52	0
		Appui	-144.15	0	8.75
1 ^{er}	45x30	Travée	92.22	5.34	0
		Appui	-192.52	0	12.29
RDC	45x30	Travée	92.36	5.35	0
		Appui	-182.89	0	11.55

b. Situation accidentelle : $G+Q\pm E$

Tableau V-13: Ferrailage des Poutres 45x30 ($G+Q\pm E$).

Etage	Section (cm ²)	Position	M^{\max} (kNm)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)
10 ^{ème}	45x30	Travée	56.46	3.18	0
		Appui	-173.86	0	10.87
9 ^{ème}	45x30	Travée	48.04	2.69	0
		Appui	-189.73	0	11.61

8 ^{ème}	45x30	Travée	49.11	2.4	0
		Appui	-183.62	0	11.6
7 ^{ème}	45x30	Travée	47.99	2.69	0
		Appui	-182.07	0	11.49
6 ^{ème}	45x30	Travée	47.23	2.64	0
		Appui	-181.66	0	11.46
5 ^{ème}	45x30	Travée	47.42	2.65	0
		Appui	-176.76	0	11.09
4 ^{ème}	45x30	Travée	46.57	2.6	0
		Appui	-167.35	0	10.39
3 ^{ème}	45x30	Travée	46.57	2.6	0
		Appui	-158.09	0	9.73
2 ^{ème}	45x30	Travée	46.38	2.59	0
		Appui	-144.35	0	8.76
1 ^{er}	45x30	Travée	66.09	3.75	0
		Appui	-148.27	0	9.03
RDC	45x30	Travée	65.66	3.73	0
		Appui	-123.04	0	7.32

c. Situation accidentelle : 0.8G±E

Tableau V-14: Ferrailage des Poutres 45x30 (0.8G±E)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
10 ^{ème}	45x30	Travée	41.57	2.32	0
		Appui	-142.73	0	8.65

9^{ème}	45x30	Travée	32.07	1.77	0
		Appui	-149.23	0	9.1
8^{ème}	45x30	Travée	33.10	1.83	0
		Appui	-149.51	0	9.12
7^{ème}	45x30	Travée	32.09	1.78	0
		Appui	-149.38	0	9.11
6^{ème}	45x30	Travée	31.41	1.74	0
		Appui	-149.59	0	9.13
5^{ème}	45x30	Travée	31.59	1.75	0
		Appui	-145.62	0	8.85
4^{ème}	45x30	Travée	30.84	1.7	0
		Appui	-138.06	0	8.33
3^{ème}	45x30	Travée	30.22	1.67	0
		Appui	-130.36	0	7.81
2^{ème}	45x30	Travée	30.12	1.66	0
		Appui	-117.88	0	6.98
1^{er}	45x30	Travée	29.79	1.65	0
		Appui	-99.68	0	5.81
RDC	45x30	Travée	29.69	1.64	0
		Appui	-75.11	0	4.29

2. Poutre non porteuse (40x30)

a. Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau V-15 : Ferrailage des Poutres 30x40 (ELU)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
10 ^{ème}	40x30	Travée	49.90	3.2	0
		Appui	-94.58	0	6.37
9 ^{ème}	40x30	Travée	40.90	2.6	0
		Appui	-108.21	0	7.41
8 ^{ème}	40x30	Travée	42.24	2.69	0
		Appui	-103.28	0	7.03
7 ^{ème}	40x30	Travée	41.64	2.65	0
		Appui	-102.78	0	6.99
6 ^{ème}	40x30	Travée	41.43	2.64	0
		Appui	-101.23	0	6.87
5 ^{ème}	40x30	Travée	41.46	2.64	0
		Appui	-99.03	0	6.7
4 ^{ème}	40x30	Travée	40.06	2.55	0
		Appui	-96.78	0	6.53
3 ^{ème}	40x30	Travée	39.97	2.54	0
		Appui	-94.36	0	6.35
2 ^{ème}	40x30	Travée	39.62	2.52	0
		Appui	-92.71	0	6.23
1 ^{er}	40x30	Travée	59.82	3.88	0
		Appui	-123.09	0	8.58

RDC	40x30	Travée	59.66	3.87	0
		Appui	-119.85	0	8.32

b. Situation accidentelle : $G+Q\pm E$

Tableau V-16 : Ferrailage des Poutres 30x40 ($G+Q\pm E$)

Etage	Section (cm²)	Position	M^{max} (kNm)	A_s (cm²)	A_s' (cm²)
10^{ème}	40x30	Travée	25.7	1.61	0
		Appui	-100.29	0	6.8
9^{ème}	40x30	Travée	31.06	1.96	0
		Appui	-120.1	0	8.34
8^{ème}	40x30	Travée	32.48	2.05	0
		Appui	-118.69	0	8.23
7^{ème}	40x30	Travée	31.75	2	0
		Appui	-121.25	0	8.43
6^{ème}	40x30	Travée	31.39	1.98	0
		Appui	-123.54	0	8.62
5^{ème}	40x30	Travée	31.53	1.99	0
		Appui	-122.35	0	8.52
4^{ème}	40x30	Travée	36.42	2.31	0
		Appui	-118.15	0	8.19
3^{ème}	40x30	Travée	36.10	2.29	0
		Appui	-114.06	0	7.86
2^{ème}	40x30	Travée	35.15	2.23	0
		Appui	-106.63	0	7.28

1^{er}	40x30	Travée	47.5	3.04	0
		Appui	-106.07	0	7.24
RDC	40x30	Travée	45.86	2.93	0
		Appui	-90.18	0	6.04

c. *Situation accidentelle : 0.8G±E*

Tableau V-17 : Ferrailage des Poutres 40x30 (0.8G±E)

Etage	Section (cm²)	Position	M^{max} (kNm)	A_s (cm²)	A_s' (cm²)
10^{ème}	40x30	Travée	19.52	1.22	0
		Appui	-87.19	0	5.82
9^{ème}	40x30	Travée	20.62	1.29	0
		Appui	-98.81	0	6.69
8^{ème}	40x30	Travée	21.76	1.36	0
		Appui	-98.4	0	6.66
7^{ème}	40x30	Travée	21.17	1.32	0
		Appui	-101.65	0	6.9
6^{ème}	40x30	Travée	20.86	1.3	0
		Appui	-104.24	0	7.1
5^{ème}	40x30	Travée	21.00	1.31	0
		Appui	-103.51	0	7.04
4^{ème}	40x30	Travée	26.24	1.65	0
		Appui	-100.36	0	6.81
3^{ème}	40x30	Travée	25.94	1.63	0
		Appui	-96.81	0	6.54

2 ^{ème}	40x30	Travée	25.14	1.58	0
		Appui	-89.56	0	6
1 ^{er}	40x30	Travée	24.35	1.53	0
		Appui	-75	0	4.94
RDC	40x30	Travée	22.79	1.43	0
		Appui	-59.78	0	3.88

- **Choix des armatures**

Vu que les valeurs des sections des armatures sont proches ($A_{\text{travée}}$ ainsi que A_{appuis}) et pour des raisons d'exécution, il est préférable de conférer le même ferrailage aux poutres de tous les niveaux :

Tableau V-18 : Choix des armatures des poutres

Type	Position	A_{calcul} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)		Choix des armatures	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)
				Z.C	Z.R		
Poutre principale	Travée	5.35	6.75	54	81	4T16+2T14	11.12
	Appuis	12.29				4T16+2T20	14.32
Poutre secondaire	Travée	3.88	6.00	48	72	3T16+2T12	8.29
	Appuis	8.62				3T16+2T14	9.11

- **Condition de Non Fragilité**

On peut se dispenser de la vérification de la condition de non-fragilité dans les sections doit satisfaits la condition suivant :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec: } f_{t28}=2,1\text{MPa} \quad ; \quad f_e=500\text{MPa}$$

Tableau V-19 : Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	As choisi (cm ²)	As min (cm ²)	Vérification
45 x30	11.12	1.17	Vérifiée
40x30	8.29	1.04	Vérifiée

❖ **Vérifications :**

➤ **Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- **Béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

- **Acier :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Peu nuisible : Pas de vérification.} \\ \text{Fissuration préjudiciable : } \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} fe; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) \\ \text{Fissuration très préjudiciable : } \sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} fe; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) \end{array} \right.$$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa \quad \dots [2] \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} [2/3 fe ; \max (240 MPa ; 110 \sqrt{(\eta \cdot ft28)})] = 240MPa \end{array} \right.$$

Avec :

- "y": Position de l'axe neutre, obtenu par résolution de l'équation suivante :

$$b.y (y/2) - n.A_s (d-y) = 0$$

- "I": Moment quadratique:

$$I = b. (y^3/3) + n.A_s (d-y)^2$$

Remarque :

Les vérifications des poutres principales et secondaires vis-à-vis de l'ELS ont été faites par le logiciel socotec ;

✓ Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

Tableau V-20 : Vérification des Poutres à l'ELS

Section (cm ²)	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{add} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s ^{add} (MPa)	Vérification
PP 30x45	Travée	66.60	7.73	15	170.9	240	Vérifiée
	Appui	-138.22	14.85		279.73		Non vérifiée
PNP 30x40	Travée	44.65	6.94	15	171.20	240	Vérifiée
	Appui	-86.89	13.1		304.9		non vérifiée

Remarque : les poutres qui ne vérifient pas la condition des contraintes sont celles du 1^{er} étage ce qui nécessite une augmentation de ferrailage de ces poutres :

Tableau V-21 : Correction des contraintes dans les poutres à l'ELS

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{add} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s ^{add} (MPa)	Vérif
1 ^{er}	PP 30x45	Travée	4T20+2T16=15.65	14.48	15	239.82	240	Ok
		Appuis	4T20+2T12=14.83	7.08		130.46		Ok
1 ^{er}	PNP 30x55	Travée	3T20+2T14= 12.5	6.10	15	116.33	240	Ok
		Appuis	3T20+2T16=13.44	11.63		211.56		Ok

➤ **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum a l'ELU.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau V-22 : Vérification de la Contrainte de Cisaillement

Section (cm ²)	T _{u max} (kN)	τ _u (MPa)	τ _u BAEL add (MPa)	Vérification
PP 30x45	12.92	0.106	2,5	Ok
PNP 30x40	19.39	0.179	2,5	Ok

❖ **Calcul des armatures transversales**

- Selon le BAEL91/modifié99 :

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d; 40cm) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{cases}$$

- Selon l'RPA99/V2003 :

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

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

✓ Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-23 : Calcul des Armatures Transversales

Section (cm ²)	τ_u (MPa)	S _t (cm) BAEL91	Ø _{lmax} (mm)	RPA99		S _t ^{adp}		A _t ^{min} (cm ²)	A _t ^{BAEL} (cm ²)	Choix (cm ²)
				S _t (cm) ZN	S _t (cm) ZC	ZN (cm)	ZC (cm)			
Pp 30x45	0.106	35	20	11.25	22.5	10	20	1.8	0.78	4T10=3.14
PNP 30x40	0.179	30	20	10	20	10	20	1.8	0.51	4T10=3.14

❖ **Recouvrement des Armatures Longitudinales**

L_r = 50Ø (zone III) : Longueur de recouvrement

On a :

- Ø=20mm L_r=100cm
- Ø=16mm L_r=80cm
- Ø=14mm L_r=70cm
- Ø=14mm L_r=70cm
- Ø=12mm L_r=60cm

➤ **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f_{\max} \leq \bar{f} \quad \text{tel que :} \quad \begin{cases} \bar{f} = \frac{L(\text{cm})}{500} \dots\dots \text{Si } L \leq 5 \text{ m} \\ \bar{f} = 0.5 + \frac{L(\text{cm})}{500} \dots\dots \text{Si } L > 5 \text{ m} \end{cases}$$

Avec :

- L=5.40m..... poutre principale (45x30)
- L=4.85m..... poutre secondaire (40x30)

Remarque

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel SOCOTEC.

Tableau V-24 : Vérification de la Flèche des Poutres

Section (cm²)	f (mm)	f^{add} (mm)	observation
Pp 30x45	2.938	15.8	Vérifiée
PNP30x40	2.325	9.7	Vérifiée

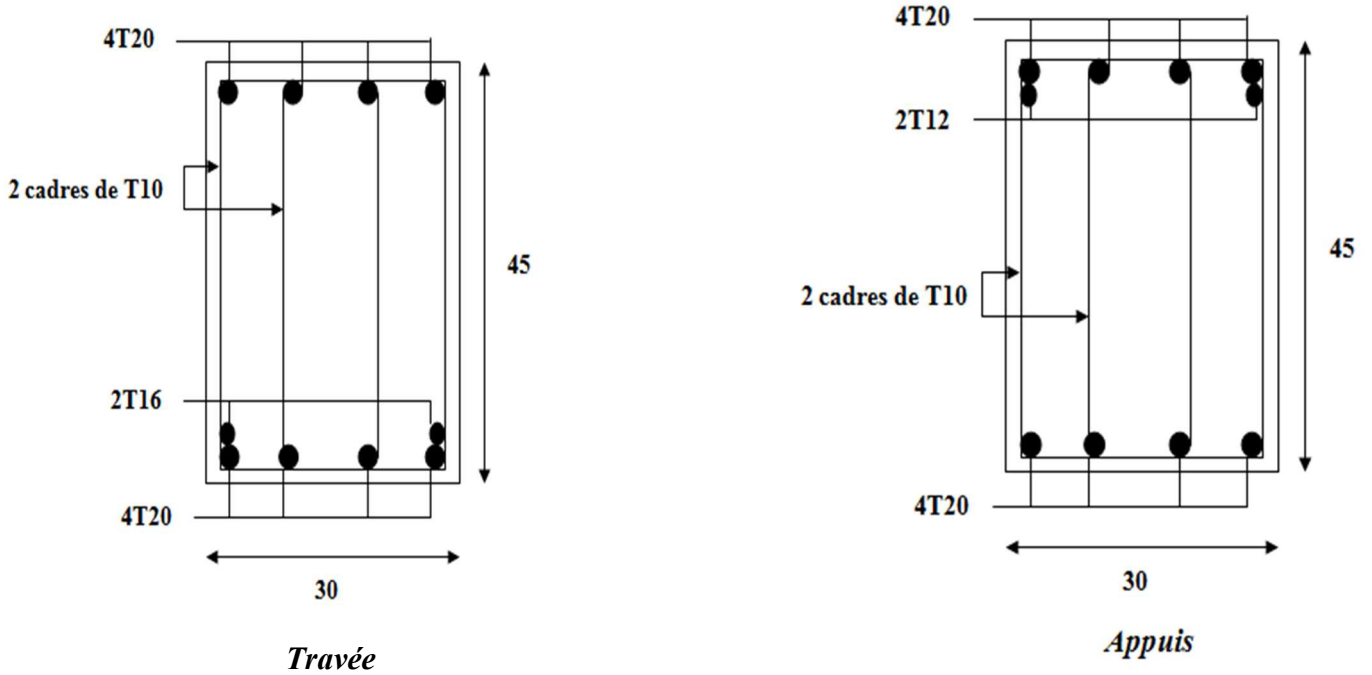


Figure V-4: schéma de ferrailage de la poutre principale

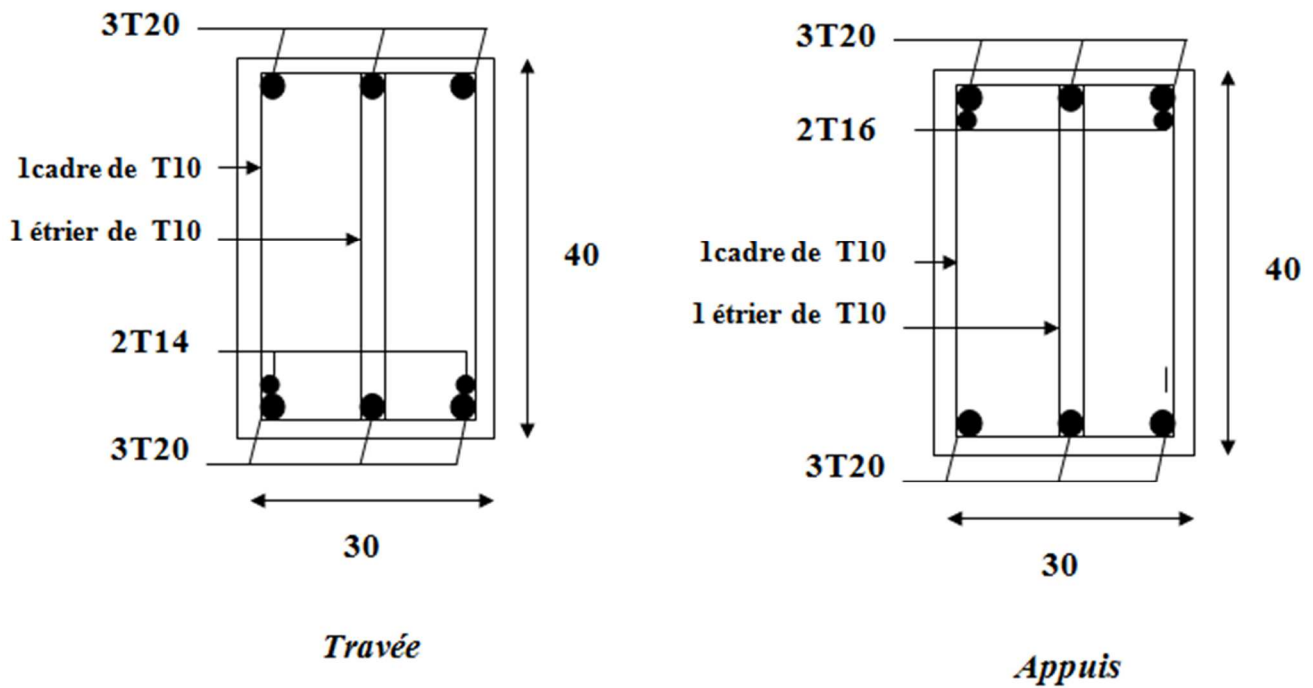


Figure V-5: schéma de ferrailage de la poutre non principale

V-4. FERRAILLAGE DES VOILES :

V-4.1. Introduction :

Un voile est un élément de contreventement, encastré en pied dans ses fondations et soumis à des charges réparties ou concentrées au niveau de chaque plancher. Donc le voile est sollicité par :

- Moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement. et effort tranchant V constant sur toute la hauteur provoquée par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations ainsi que la charge sismique.

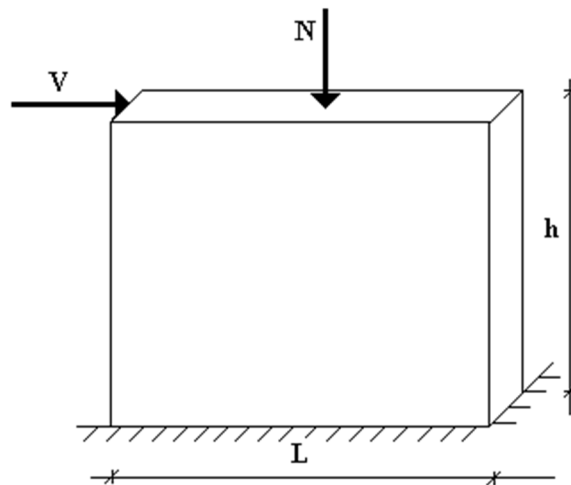


Figure V-6: sollicitation des voiles

Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement. Ce la nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- le plan vertical (aciers verticaux « A_v »)
- le plan horizontal (aciers horizontaux « A_t »)

V.4.2. Prescriptions pour le ferrailage des voiles :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

✓ Prescription pour les aciers verticaux :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 décrit ci dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontal du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

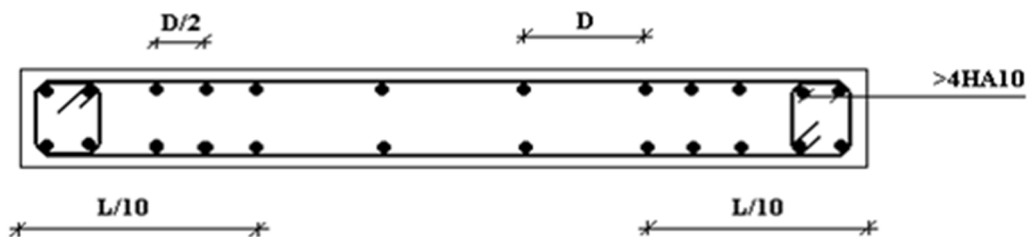


Figure V-7: Disposition des 'armatures verticaux du voile

✓ Prescription pour les aciers horizontaux :

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\varnothing$.

✓ Prescriptions communes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S \leq 1,5 e \\ S \leq 30\text{cm} \end{cases}$$

e : épaisseur du voile

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre(04) épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre Φ_t des épingles est :
 - $\Phi_t = 6\text{mm}$ lorsque $\Phi_v \leq 20\text{ mm}$.
 - $\Phi_t = 8\text{mm}$ lorsque $\Phi_v > 20\text{ mm}$.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser (1/10) de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

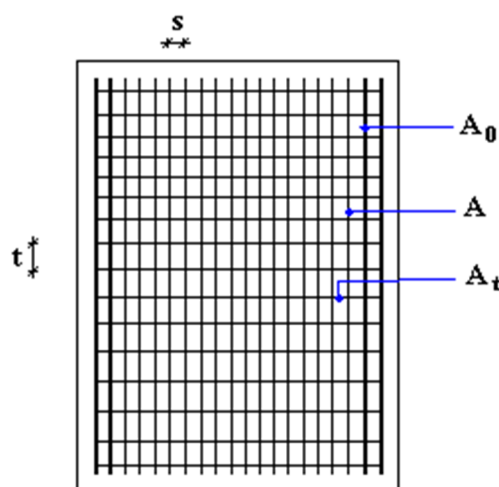


Figure V-8 : Disposition des armatures dans le voile

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement

V-4.3. Justification sous sollicitations normales :

a. Conditions d'application:

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10cm$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12cm$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15cm$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

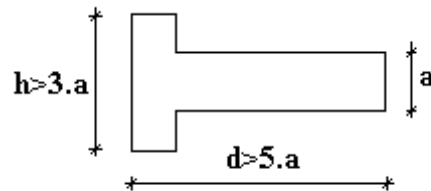


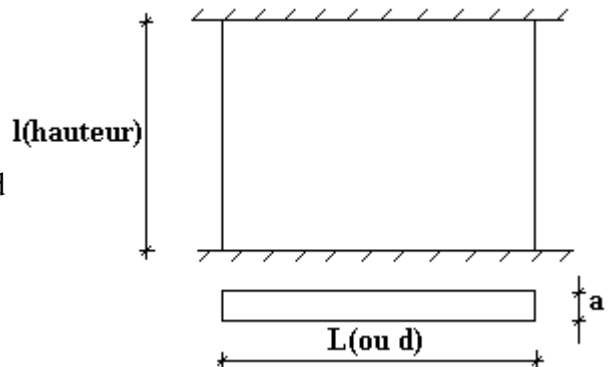
Figure V-9 : Définition de l'élément mur

b. Longueur de flambement: (murs non raidi latéralement)

Soit :

l : la hauteur libre du mur;

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi



Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher.

Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Tableau V-25: Valeurs de (l_f/l)

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élançement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

c. Effort de compression en ELU :

Soient :

l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a : épaisseur du voile

d : longueur du voile

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

f_e : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Tableau V-26 : Calcul de $\sigma_u \text{ lim}$

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	m^2	$d(a-0,02)$	
Pour $\lambda \leq 50$ Pour $50 \leq \lambda \leq 80$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$ $0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$
Effort limite ELU	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

d. Aciers minimaux :

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant :

σ_u^c : est la contrainte de compression ultime calculée.

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre « a »

1. *Aciers verticaux, aciers horizontaux :*

Tableau V-27 : Aciers verticaux et horizontaux

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal Pourcentage minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$ $\rho_v = \text{Max} \left[0,001 ; 0,0015 \frac{400 \theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u \text{ lim}}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3} ; 0,001 \right]$ $\rho_{u\text{Max}}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

2. *Aciers transversaux :* (perpendiculaire aux parements)

Seuls les aciers verticaux (de diamètre ϕ_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u \text{ lim}}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕ_t)

Tableau V-28 : Aciers transversaux

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m^2 de voile	6mm
$12 \text{ mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales Espacement $\leq 15 \phi_l$	6mm
$20\text{mm} < \phi_l$		8mm

❖ **Cisaillement :**

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$).

❖ **Combinaisons de calcul :** ^[1]

Selon le RPA 99 les combinaisons des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

- G+Q+E
- 0.8G+E

V-4.4. Procédure de ferrailage des trumeaux :

➤ **Calcul des aciers verticaux :**

- La méthode étudiée dans le ferrailage des voiles est une méthode simplifiée basée sur les contraintes (méthode des contraintes) ;
- Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction (flexion composée).

1 - ZONE COMPRIMEE :

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression

Dans ce cas le Voile n'est pas armé à la compression, on prend :

$A_s = \text{Max} (\text{Min BAEL} ; \text{Min RPA})$.

2 - ZONE TENDUE :

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction

Lorsqu' une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec :

- F_T : force de traction.
- e : épaisseur du voile.
- l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_m \cdot \gamma_s}{f_e} \cdot \Delta s = A_v \dots \dots \dots (1)$$

Où $\Delta s = e \times l_m$

$\frac{A_s}{S}$: A_s est répartie sur S ; cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments coques (Shell) à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.

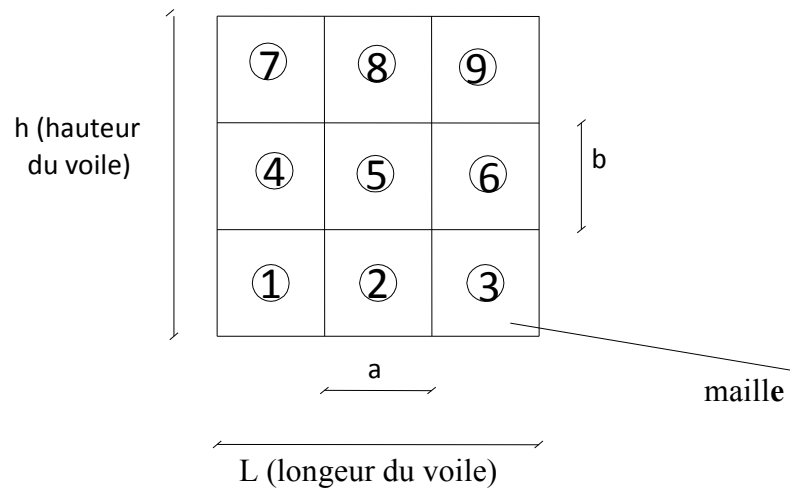


Figure V-10: Discrétisation d'un voile en élément (maille).

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

➤ **Calcul des aciers horizontaux:**

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v ; \quad (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25$$

Avec :

- $\tau_u = S_{12}$: Est donnée par l'inter face graphique de l'ETABS.
- S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v
- $b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

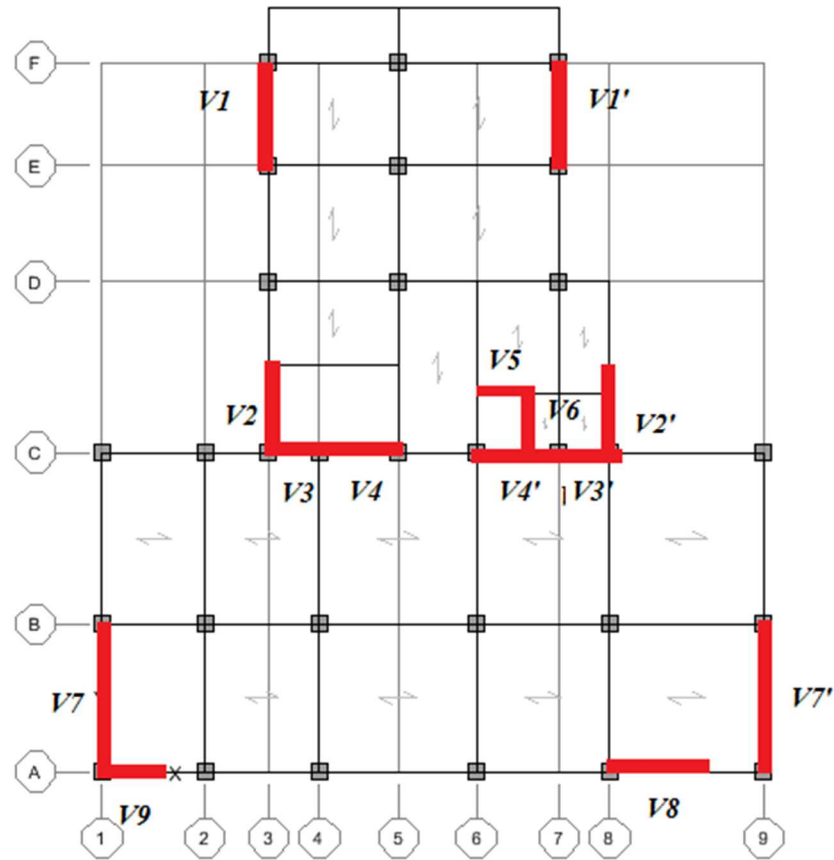


Figure V-11: Disposition des voiles

Exemple de calcul (voile V₇) : ^[6]

- L = 4.65 m (longueur)
- a = 0,2 m (épaisseur)
- h_e = 3,57 m (hauteur d'étage : RDC/1er)

Le voile est découpé en 5 mailles horizontales de même longueur L_i = 0.93m et de section :

$$S_i = L_i \cdot a = 0.93 \times 0.2 = 0.186 \text{ m}^2$$

• **Contraintes limites:**

Pour une hauteur d'étage de 3,57 d'où la hauteur libre est égale à :

$$h_e' = 3.57 - 0.45 = 3.12 \text{ m} \quad \text{tel que : (0,45m : hauteur de la poutre).}$$

Tableau V-29 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$0.9 \times 3.12 = 2.8$	$0,85 \times 3.12 = 2,65$
Elancement λ	/	$\frac{L_f \sqrt{12}}{0.2} = 48.5$	$\frac{L_f \sqrt{12}}{0.2} = 45.9$
Coefficient α	/	0,42	0.63
Section réduite B_r Avec $d = 0.93\text{m}$	m^2	$d \times (a - 0,02) = 0.93 (0,2 - 0,02) = 0.167$	$(a - 0,02) \times d = (0,2 - 0,02) \times 0.93 = 0.167$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ Avec $d = 0.93\text{m}$	MPa	$\sigma_{bna} = \frac{0.42}{0.2 \times 0.93} \left[\frac{0.167 \times 25}{0.9 \times 1.15} + \frac{1.67 \times 10^{-3} \times 500}{1} \right] = 10.99 \text{MPa}$	$\sigma_{bna} = \frac{0.63}{0.2 \times 0.93} \left[\frac{0.167 \times 25}{0.9 \times 1.15} + \frac{1.67 \times 10^{-3} \times 500}{1} \right] = 16.48 \text{MPa}$

Avec :

$$A_s = 0.9\% S_i = 1.67 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Tableau V-30 : Calcul des armatures verticales de l'exemple

Maile (ou élément de voile)	1	2	3	4	5
Dimensions (m^2) $(a \cdot l) = S_j$	0.186	0.186	0.186	0.186	0.186
Contrainte moyenne par bande σ_j (MPa)	-6.05	-3.28	-2.88	-5.40	-8.65
Force de traction F_t (MN) = $\sigma_j S_j$	/	/	/	/	/
Section d'acier (cm^2) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle $\gamma_s = 1$)	/	/	/	/	/

Aciers minimaux (cm²)	1. Selon BAEL: 0,1%<i>S</i>_{béton}	1.86	1.86	1.86	1.86	1.86
	2. Selon RPA99: 0,15 %<i>S</i>_{béton}	2.79	2.79	2.79	2.79	2.79
Acier total (sur deux faces en cm²)		2 x 4T8 = 4.02	2 x 3T8 =3.02	2 x 3T8 =3.02	2 x 3T8 =3.02	2 x 4T8 = 4.02
S_t : espacement (Cm)		28	28	28	28	28
S ≤ min(1.5 a,30cm) S ≤ 30 cm		vérifié	vérifié	vérifié	Vérifié	Vérifié

➤ **Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4V_u^{cal} \quad ; \quad \bar{V} = S_{12} \cdot a \cdot Li$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,73 \times 200 \times 930}{500} = 643,56 \text{ mm}^2$$

$$A_{vj} = 6,43 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{vj} = 2 \times 5T8 = 7,04 \text{ cm}^2$

Cette quantité d'acier sera ajoutée le long des joints de reprise de coulage.

➤ **Aciers horizontaux :**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$S_{12} = \tau_u$: désigne la contrainte moyenne tangentielle (c.à.d. valeur au milieu de la maile)

- $S_t \text{ max} = 30 \text{ cm}$

$$A_{h1} = \frac{1,4 \times 1,73 \times 200 \times 300}{0,8 \times 500 \times 0,8} = 4,54 \text{ cm}^2$$

$$- A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; A_v = \{\text{section d'acier vertical de la Maille la plus armée}\}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (4.02) = 2.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\min}} = 0.15\% S_i = 2.79 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max} (A_{h1} ; A_{h2} ; A_{S_{\min}}) = A_{h1} = 4.54$$

$$\text{Soit : } 2 \times 5T8 = 5.03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = 250 \text{ mm} < S_{t \max} = 330 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

V-4.5. Présentation des résultats :

a) Armatures verticales :

- Voile V_1 / V_1' :
- $L = 3.25 \text{ m}$
- $a = 0.2 \text{ m}$
- $L_i = 1.08 \text{ m}$

Tableau V-31: Calcul des armatures du voile (V_1 / V_1')

Hauteur (m)	Maille	S _i (m ²)	σ _j (MPa)	A _{S_{min}}		Le choix	A _S adoptée (cm ²)
				RPA99 (0.15% S _i)	BAEL (0.1% S _i)		
RDC - 1er	1	0.216	-4.93	3.24	2.16	2x5T10	7.85
	2	0.216	-3.56	3.24	2.16	2X5T8	5.03
	3	0.216	-6.29	3.24	2.16	2x5T10	7.85
2 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0.216	-3.14	3.24	2.16	2X5T10	7.85
	2	0.216	-2.35	3.24	2.16	2X5T8	5.03
	3	0.216	-4.40	3.24	2.16	2X5T10	7.85
5 ^{ème} - 7 ^{ème}	1	0.216	-1.95	3.24	2.16	2X5T10	7.85
	2	0.216	-1.77	3.24	2.16	2X5T8	5.03
	3	0.216	-2.83	3.24	2.16	2X5T10	7.85

8 ^{ème} - 10 ^{ème}	1	0.216	-1.48	3.24	2.16	2X5T8	5.03
	2	0.216	-0.88	3.24	2.16	2X5T8	5.03
	3	0.216	-1.09	3.24	2.16	2X5T8	5.03

- Voile V_2/V_2' :

- $L=2.8m$
- $a=0.2m$
- $Li=0.93m$

Tableau V-32: Calcul des armatures du voile (V_2/V_2')

Hauteur (m)	Maille	S _i (m ²)	σ _j (MPa)	A _{Smin}		Le choix	A _S adoptée (cm ²)
				RPA99 (0.15% S _i)	BAEL (0.1% S _i)		
RDC - 1 ^{er}	1	0.186	-3.49	2.79	1.86	2x4T8	4.02
	2	0.186	-4.66	2.79	1.86	2x4T8	4.02
	3	0.186	-9.00	2.79	1.86	2x4T8	4.02
2 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0.186	-2.39	2.79	1.86	2x4T8	4.02
	2	0.186	-2.88	2.79	1.86	2x4T8	4.02
	3	0.186	-5.26	2.79	1.86	2x4T8	4.02
5 ^{ème} - 7 ^{ème}	1	0.186	-1.47	2.79	1.86	2x4T8	4.02
	2	0.186	-1.82	2.79	1.86	2x4T8	4.02
	3	0.186	-3.35	2.79	1.86	2x4T8	4.02
8 ^{ème} - 10 ^{ème}	1	0.186	-0.86	2.79	1.86	2x4T8	4.02
	2	0.186	-1.2	2.79	1.86	2x4T8	4.02
	3	0.186	-3.26	2.79	1.86	2x4T8	4.02

-

- Voile V_3/V_3' :
 - $L = 1.6\text{m}$
 - $a = 0.2\text{m}$
 - $L_i = 1.6\text{m}$

Tableau V-33: Calcul des armatures du voile (V_3/ V_3')

Hauteur (m)	Maille	Si (m ²)	σ_j (MPa)	Asmin		Le choix	As adoptée (cm ²)
				RPA99 (0.15% Si)	BAEL (0.1%Si)		
RDC - 1er	1	0.32	-6.28	4.8	3.2	2x8T8	8.04
2 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0.32	-4.26	4.8	3.2	2x8T8	8.04
5 ^{ème} - 7 ^{ème}	1	0.32	-2.16	4.8	3.2	2x6T8	6.03
8 ^{ème} - 10 ^{ème}	1	0.32	-0.92	4.8	3.2	2x6T8	6.03

- Voile V_4/V_4' :
 - $L=2.6\text{m}$
 - $a=0.2\text{m}$
 - $L_i=0.86\text{m}$

Tableau V-34: Calcul des armatures du voile (V_4/V_4')

Hauteur (m)	Maille	S_i (m^2)	σ_j (MPa)	A_s^{min} (cm^2)		Le choix	$A_{\text{adopté}}$ (cm^2)
				RPA (0.15% S_i)	BAEL (0.1% S_i)		
RDC - 1er	1	0.17	-7.64	2.55	1.7	2x4T8	4.02
	2	0.17	-4.12	2.55	1.7	2x4T8	4.02
	3	0.17	-3.37	2.55	1.7	2x4T8	4.02
2 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0.17	-3.96	2.55	1.7	2x4T8	4.02
	2	0.17	-2.38	2.55	1.7	2x4T8	4.02
	3	0.17	-2.81	2.55	1.7	2x4T8	4.02
5 ^{ème} - 7 ^{ème}	1	0.17	-2.27	2.55	1.7	2x4T8	4.02
	2	0.17	-1.65	2.55	1.7	2x4T8	4.02
	3	0.17	-1.62	2.55	1.7	2x4T8	4.02
8 ^{ème} - 10 ^{ème}	1	0.17	-2.36	2.55	1.7	2x4T8	4.02
	2	0.17	-1.36	2.55	1.7	2x4T8	4.02
	3	0.17	-0.95	2.55	1.7	2x4T8	4.02

- Voile V₅ :
 - L = 1.7m
 - a = 0.2m
 - L_i = 0.85m

Tableau V-35: Calcul des armatures du voile (V5)

Hauteur (m)	Maille	S _i (m ²)	σ _j (MPa)	A _{Smin} (cm ²)		Le choix	A _{Vadopté} (cm ²)
				RPA (0.15%Si)	BAEL (0.1%Si)		
RDC	1	0.17	-8.49	2.25	1.7	2x4T8	4.02
- 1er	2	0.17	-4.07	2.25	1.7	2x4T8	4.02
2 ^{ème}	1	0.17	-4.45	2.25	1.7	2x4T8	4.02
- 4 ^{ème}	2	0.17	-2.79	2.25	1.7	2x4T8	4.02
5 ^{ème}	1	0.17	-2.60	2.25	1.7	2x4T8	4.02
- 7 ^{ème}	2	0.17	-1.65	2.25	1.7	2x4T8	4.02
8 ^{ème}	1	0.17	-1.65	2.25	1.7	2x4T8	4.02
- 10 ^{ème}	2	0.17	-0.99	2.25	1.7	2x4T8	4.02

- Voile V₆:
 - L=1.9m
 - a=0.2m
 - Li= 0.95m

Tableau V-36 : Calcul des armatures du voile (V6)

Hauteur (m)	Maille	S _i (m ²)	σ _j (MPa)	A _{Smin} (cm ²)		Le choix	A _{vadopté} (cm ²)
				RPA (0.15%Si)	BAEL (0.1%Si)		
RDC	1	0.19	-3.9	2.85	1.9	2x4T8	4.02
- 1er	2	0.19	-4.18	2.85	1.9	2x4T8	4.02
2 ^{ème}	1	0.19	-2.94	2.85	1.9	2x4T8	4.02
- 4 ^{ème}	2	0.19	-2.9	2.85	1.9	2x4T8	4.02
5 ^{ème}	1	0.19	-1.86	2.85	1.9	2x4T8	4.02
- 7 ^{ème}	2	0.19	-1.57	2.85	1.9	2x4T8	4.02
8 ^{ème}	1	0.19	-0.97	2.85	1.9	2x4T8	4.02
- 10 ^{ème}	2	0.19	-0.74	2.85	1.9	2x4T8	4.02

- Voile V₇/V_{7'} :
 - L =4.65m
 - a= 0.2m
 - Li=0.93m

Tableau V-37: Calcul des armatures du voile (V_7/V_7')

Hauteur (m)	Maille	Si (m ²)	σ_j (MPa)	As min (cm ²)		Le choix	Avadopté (cm ²)
				RPA (0.15%Si)	BAEL (0.1%Si)		
RDC - 1 ^{er}	1	0.186	-6.05	2.79	1.86	2x4T8	4.02
	2	0.186	-3.28	2.79	1.86	2x3T8	3.02
	3	0.186	-2.88	2.79	1.86	2x3T8	3.02
	4	0.186	-5.40	2.79	1.86	2x3T8	3.02
	5	0.186	-8.65	2.79	1.86	2x4T8	4.02
2 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0.186	-4.30	2.79	1.86	2x4T8	4.02
	2	0.186	-2.45	2.79	1.86	2x3T8	3.02
	3	0.186	-2.22	2.79	1.86	2x3T8	3.02
	4	0.186	-3.97	2.79	1.86	2x3T8	3.02
	5	0.186	-6.28	2.79	1.86	2x4T8	4.02
5 ^{ème} - 7 ^{ème}	1	0.186	-2.28	2.79	1.86	2x4T8	4.02
	2	0.186	-1.43	2.79	1.86	2x3T8	3.02
	3	0.186	-1.36	2.79	1.86	2x3T8	3.02
	4	0.186	-2.07	2.79	1.86	2x3T8	3.02
	5	0.186	-3.22	2.79	1.86	2x4T8	4.02
8 ^{ème} - 10 ^{ème}	1	0.186	-0.89	2.79	1.86	2x4T8	4.02
	2	0.186	-0.64	2.79	1.86	2x3T8	3.02
	3	0.186	-0.63	2.79	1.86	2x3T8	3.02
	4	0.186	-0.84	2.79	1.86	2x3T8	3.02
	5	0.186	-1.51	2.79	1.86	2x4T8	4.02

- Voile V8 :
- L=2.9m
- a= 0.2m
- Li=0.96m

Tableau V-38: Calcul des armatures du voile (V8)

Hauteur (m)	Maille	Si (m ²)	σ_j (MPa)	As min (cm ²)		Le choix	A _v adopté (cm ²)
				RPA (0.15%Si)	BAEL (0.1%Si)		
RDC - 1 ^{er}	1	0.19	-5.35	2.85	1.9	2x5T8	5.03
	2	0.19	-4.13	2.85	1.9	2X5T8	5.03
	3	0.19	-7.46	2.85	1.9	2x5T8	5.03
2 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0.19	-3.99	2.85	1.9	2X5T8	5.03
	2	0.19	-2.95	2.85	1.9	2X5T8	5.03
	3	0.19	-3.80	2.85	1.9	2X5T8	5.03
5 ^{ème} - 7 ^{ème}	1	0.19	-2.50	2.85	1.9	2X5T8	5.03
	2	0.19	-2.40	2.85	1.9	2X5T8	5.03
	3	0.19	-3.08	2.85	1.9	2X5T8	5.03
8 ^{ème} - 10 ^{ème}	1	0.19	-1.33	2.85	1.9	2X5T8	5.03
	2	0.19	-1.59	2.85	1.9	2X5T8	5.03
	3	0.19	-1.63	2.85	1.9	2X5T8	5.03

- Voile V₉ :
- L=1.7m
- a=0.2m
- Li =0.85m

Tableau V-39 : Calcul des armatures du voile (V9)

Hauteur (m)	Maille	Si (m ²)	σ _j (MPa)	A _{Smin} (cm ²)		Le choix	A _{Vadopté} (cm ²)
				RPA (0.15%Si)	BAEL (0.1%Si)		
RDC	1	0.17	-6.07	2.55	1.7	2x4T8	4.02
- 1 ^{er}	2	0.17	-6.98	2.55	1.7	2x4T8	4.02
2 ^{ème}	1	0.17	-3.88	2.55	1.7	2x4T8	4.02
- 4 ^{ème}	2	0.17	-4.1	2.55	1.7	2x4T8	4.02
5 ^{ème}	1	0.17	-2.02	2.55	1.7	2x4T8	4.02
- 7 ^{ème}	2	0.17	-2.28	2.55	1.7	2x4T8	4.02
8 ^{ème}	1	0.17	-1.9	2.55	1.7	2x4T8	4.02
- 10 ^{ème}	2	0.17	-1.44	2.55	1.7	2x4T8	4.02

b) Armature de joint de bétonnage (acier de couture) :

Tableau V-40 : Calcul des aciers de couture des voiles

Hauteur (m)	étages	τ _u (MPa)	A _{Vj.cal} (cm ²)	Le choix	A _{adopté} (cm ²)
V1/V1'	RDC/1 ^{er}	1.07	5.08	2 x 4T10	6.28
	2 ^{ème} /4 ^{ème}	0.84	3.99	2 x 3T10	4.71
	5 ^{ème} /7 ^{ème}	0.64	3.04	2 x 3T10	4.71
	8 ^{ème} /10 ^{ème}	0.52	2.47	2 x 3T8	3.02
V2/V2'	RDC/1 ^{er}	0.98	4.01	2 x 3T10	4.71

	2 ^{ème} /4 ^{ème}	-1.06	4.34	2 x 3T10	4.71
	5 ^{ème} /7 ^{ème}	-1.1	4.50	2 x 3T10	4.71
	8 ^{ème} /10 ^{ème}	-1.07	4.38	2 x 3T10	4.71
V3/V3'	RDC/1 ^{er}	-1.99	14.00	2 x 9T10	14.14
	2 ^{ème} /4 ^{ème}	-1.77	12.46	2 x 8T10	12.57
	5 ^{ème} /7 ^{ème}	-1.19	8.37	2 x 6T10	9.42
	8 ^{ème} /10 ^{ème}	-0.62	4.36	2 x 4T10	6.28
V4/V4'	RDC/1 ^{er}	-1.93	7.22	2 x 5T10	7.85
	2 ^{ème} /4 ^{ème}	-1.78	6.66	2 x 5T10	7.85
	5 ^{ème} /7 ^{ème}	-1.54	5.76	2 x 4T10	6.28
	8 ^{ème} /10 ^{ème}	-1.13	4.23	2 x 4T10	6.28
V5	RDC/1 ^{er}	0.67	2.5	2 x 3T8	3.02
	2 ^{ème} /4 ^{ème}	-0.29	1.08	2 x 3T8	3.02
	5 ^{ème} /7 ^{ème}	0.13	0.48	2 x 3T8	3.02
	8 ^{ème} /10 ^{ème}	0.18	0.67	2 x 3T8	3.02
V6	RDC/1 ^{er}	0.77	3.21	2 x 4T8	4.02
	2 ^{ème} /4 ^{ème}	0.69	2.88	2 x 3T8	3.02
	5 ^{ème} /7 ^{ème}	-0.57	2.38	2 x 3T8	3.02
	8 ^{ème} /10 ^{ème}	0.42	1.76	2 x 3T8	3.02
V7/V7'	RDC/1 ^{er}	1.73	7.07	2 x 5T10	7.85
	2 ^{ème} /4 ^{ème}	1.67	6.83	2 x 5T10	7.85
	5 ^{ème} /7 ^{ème}	1.13	4.62	2 x 5T8	5.03
	8 ^{ème} /10 ^{ème}	0.56	2.29	2 x 3T8	3.02
V8	RDC/1 ^{er}	1.13	4.72	2 x 5T8	5.03
	2 ^{ème} /4 ^{ème}	1.16	4.85	2 x 5T8	5.03

	5 ^{ème} /7 ^{ème}	1.16	4.85	2 x 5T8	5.03
	8 ^{ème} /10 ^{ème}	0.78	3.26	2 x 4T8	4.02
V9	RDC/1 ^{er}	0.68	2.54	2 x 4T8	4.02
	2 ^{ème} /4 ^{ème}	-0.84	3.14	2 x 4T8	4.02
	5 ^{ème} /7 ^{ème}	-0.82	3.06	2 x 4T8	4.02
	8 ^{ème} /10 ^{ème}	-0.64	2.39	2 x 4T8	4.02

c) Aciers horizontaux

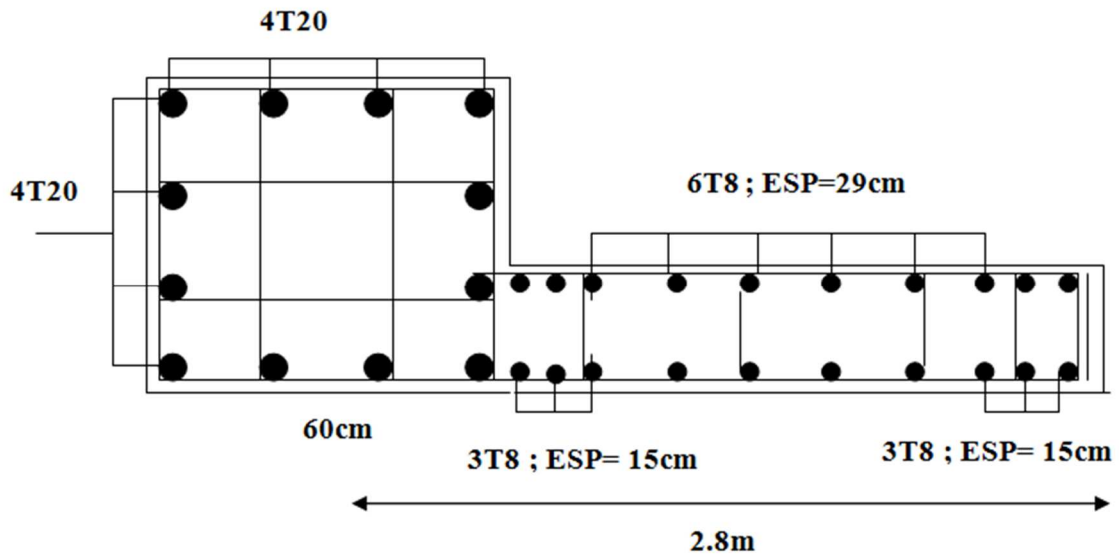
Tableau V-41 : Calcul des aciers horizontaux des voiles

Voile	Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_{h}^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
V1/V1'	RDC/1 ^{er}	1.07	2.80	5.23	3.24	5.23	2x6T8	6.03	17
	2 ^{ème} /4 ^{ème}	0.84	2.20	5.23	3.24	5.23	2x6T8	6.03	13
	5 ^{ème} /7 ^{ème}	0.64	1.68	5.23	3.24	5.23	2x6T8	6.03	13
	8 ^{ème} /10 ^{ème}	0.52	1.36	3.35	3.24	3.35	2x4T8	4.02	21
V2/V2'	RDC/1 ^{er}	0.98	2.57	2.68	2.79	2.79	2x4T8	4.02	27
	2 ^{ème} /4 ^{ème}	-1.06	2.78	2.68	2.79	2.79	2x4T8	4.02	21
	5 ^{ème} /7 ^{ème}	-1.1	2.88	2.68	2.79	2.88	2x4T8	4.02	21
	8 ^{ème} /10 ^{ème}	-1.07	2.80	2.68	2.79	2.80	2x4T8	4.02	21
V3/V3'	RDC/1 ^{er}	-1.99	5.22	5.36	4.80	5.36	2x11T8	11.06	30
	2 ^{ème} /4 ^{ème}	-1.77	4.64	5.36	4.80	5.36	2x10T8	10.05	25
	5 ^{ème} /7 ^{ème}	-1.19	3.12	4.02	4.80	4.80	2x10T8	10.05	25
	8 ^{ème} /10 ^{ème}	-0.62	1.62	4.02	4.80	4.80	2x10T8	10.05	25
V4/V4'	RDC/1 ^{er}	-1.93	5.06	2.68	2.58	5.06	2x6T8	6.03	17
	2 ^{ème} /4 ^{ème}	-1.78	4.67	2.68	2.58	4.67	2x6T8	6.03	13

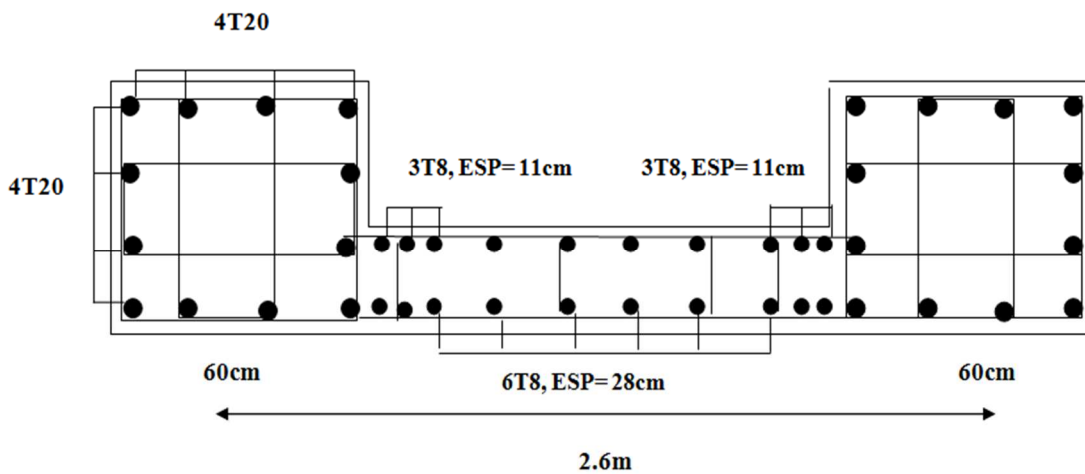
	5 ^{ème} /7 ^{ème}	-1.54	4.04	2.68	2.58	4.04	2x6T8	6.03	13
	8 ^{ème} /10 ^{ème}	-1.13	2.96	2.68	2.58	2.96	2x4T8	4.02	21
V5	RDC/1 ^{er}	0.67	1.75	2.68	2.55	2.68	2x5T8	5.03	33
	2 ^{ème} /4 ^{ème}	-0.29	0.76	2.68	2.55	2.68	2x5T8	5.03	25
	5 ^{ème} /7 ^{ème}	0.13	0.34	2.68	2.55	2.68	2x5T8	5.03	25
	8 ^{ème} /10 ^{ème}	0.18	0.47	2.68	2.55	2.68	2x5T8	5.03	25
V6	RDC/1 ^{er}	0.77	2.02	2.68	2.85	2.85	2x5T8	5.03	33
	2 ^{ème} /4 ^{ème}	0.69	1.81	2.68	2.85	2.85	2x5T8	5.03	25
	5 ^{ème} /7 ^{ème}	-0.57	1.49	2.68	2.85	2.85	2x5T8	5.03	25
	8 ^{ème} /10 ^{ème}	0.42	1.10	2.68	2.85	2.85	2x5T8	5.03	25
V7/V7'	RDC/1 ^{er}	1.73	4.54	2.68	2.79	4.54	2x5T8	5.03	12
	2 ^{ème} /4 ^{ème}	1.67	4.38	2.68	2.79	4.38	2x5T8	5.03	10
	5 ^{ème} /7 ^{ème}	1.13	2.96	2.68	2.79	2.96	2x3T8	3.02	16
	8 ^{ème} /10 ^{ème}	0.56	1.47	2.68	2.79	2.79	2x3T8	3.02	16
V8	RDC/1 ^{er}	1.13	2.96	3.35	2.88	3.35	2x4T8	4.02	27
	2 ^{ème} /4 ^{ème}	1.16	3.04	3.35	2.88	3.35	2x4T8	4.02	21
	5 ^{ème} /7 ^{ème}	1.16	3.04	3.35	2.88	3.35	2x4T8	4.02	21
	8 ^{ème} /10 ^{ème}	0.78	2.04	3.35	2.88	3.35	2x4T8	4.02	21
V9	RDC/1 ^{er}	0.68	1.78	2.68	2.55	2.68	2x4T8	4.02	27
	2 ^{ème} /4 ^{ème}	-0.84	2.20	2.68	2.55	2.68	2x4T8	4.02	21
	5 ^{ème} /7 ^{ème}	-0.82	2.15	2.68	2.55	2.68	2x4T8	4.02	21
	8 ^{ème} /10 ^{ème}	-0.64	1.68	2.68	2.55	2.68	2x4T8	4.02	21

Remarque :

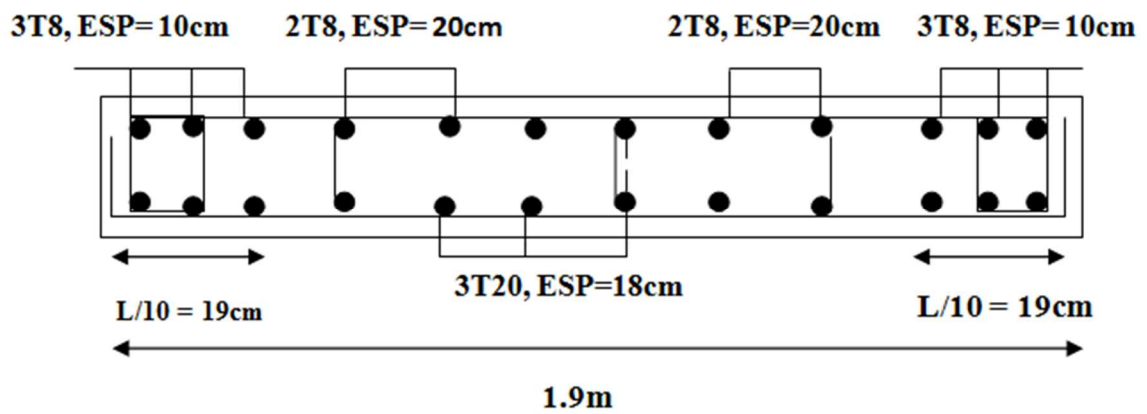
La quantité d'armatures horizontales (A_h) ou d'armature de couture (A_{vj}) correspond à chaque maille du voile.



Voile V_2 (RDC/ 1^{er})



Voile V_4 (RDC/1^{er})



Voile V₆ (RDC/1^{er})

Figure V-12 : Schéma de ferrailage des voiles

VI.1 Introduction :

Les fondations sont les éléments qui assurent la transmission des différentes charges de la superstructure vers le sol, donc elles constituent la partie essentielle de la structure.

VI.2 Fonctions assurées par les fondations :

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale due à l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.3 Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes ou radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits ou pieux). [8]

VI.4 Choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation se fait suivant ces paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation. [8]

La contrainte moyenne admissible du site du projet est estimée à 2 bars.[9]

Pour le choix du type de fondations, nous avons en premier temps opté pour des semelles isolées comme solution.

VI.5 Calcul des fondations :

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N_{ser}}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{néc} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol $\sigma_{sol}=2$ bar .

$S_{néc}$: Surface de la fondation.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.

VI.6 Choix de type de semelle:

VI.6 -1/ Vérification des semelles isolées :

a. Pré dimensionnement de la semelle isolée :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire: $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$,

Pour le cas de notre structure les poteaux sont carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminée par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Avec: $A = \sqrt{S}$; $\sigma_{sol}=2$ bars

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Avec :

- N : La somme des efforts normaux apportés par chaque poteaux et voile à la base à l'ELS.
 - S : surface de la semelle. ($S= AxB$)
 - $\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.
- L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale a : $\sigma = 2$ bar
- Pour le pré dimensionnement, on considère uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base du poteau le plus sollicité du sous sol à l'ELS

On a: $A=B$, donc on obtient : $B \geq \sqrt{\frac{Ns}{\sigma_{sol}}}$

$N = 2637.4 \text{ KN}$, $\sigma_{sol} = 2\text{bar}$ $\longrightarrow B=A= 3.63 \text{ m}$

b. Vérification de chevauchement entre les semelles isolées :

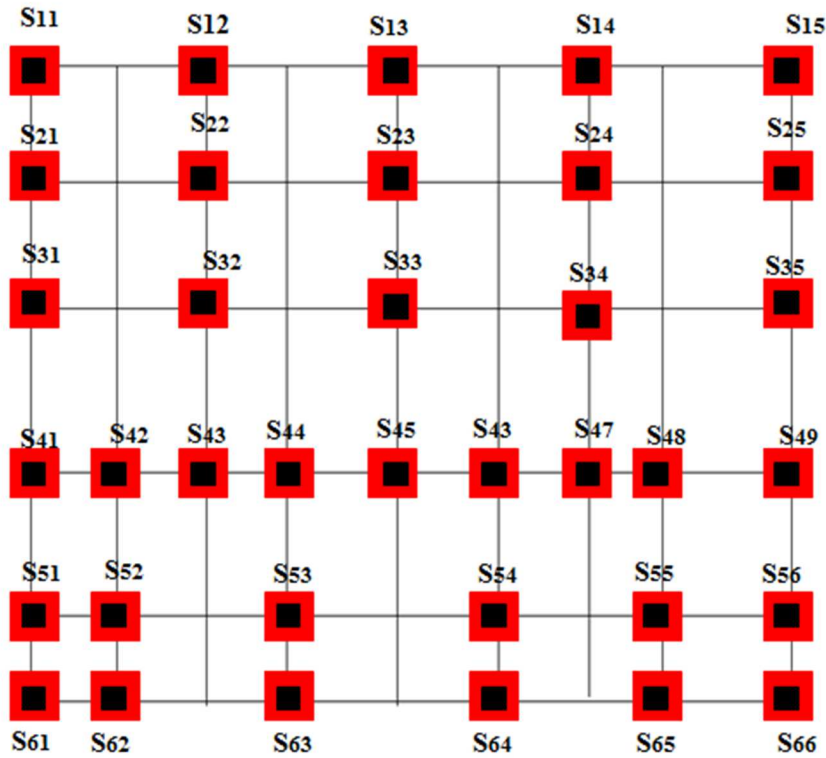


Figure VI-1 : Disposition des semelles isolées

Tableau VI-1 : vérification de chevauchement entre les semelles isolées suivant l'axe X

semelle	L (m)	A (m)	B (m)	1.5x (A+B)/2	$L \geq 1.5x (A+B)/2$
S41-S42	3.25	3.60	3.60	5.40	chevauchée
S42-S43	2.00	3.60	3.60	5.40	chevaucher
S43-S44	1.60	3.60	3.60	5.40	chevaucher
S44-S45	2.60	3.60	3.60	5.40	chevaucher
S45-S46	2.45	3.60	3.60	5.40	chevaucher
S46-S47	2.60	3.60	3.60	5.40	chevaucher
S47-S48	1.60	3.60	3.60	5.40	chevaucher
S48-S49	4.85	3.60	3.60	5.40	chevaucher

- L : distance entre axes de deux poteaux successifs.

Remarque :

D'après le tableau précédent, on remarque qu'il y a un chevauchement entre les semelles suivant l'axe (x), on passe donc à l'étude des semelles filantes.

VI.6.2 / Vérification des semelles filantes

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

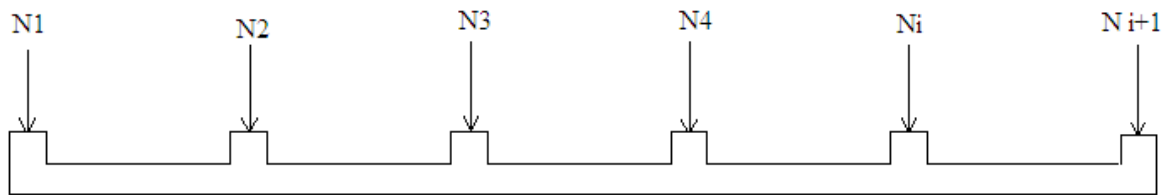


Figure VI.2 : Semelle filante.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

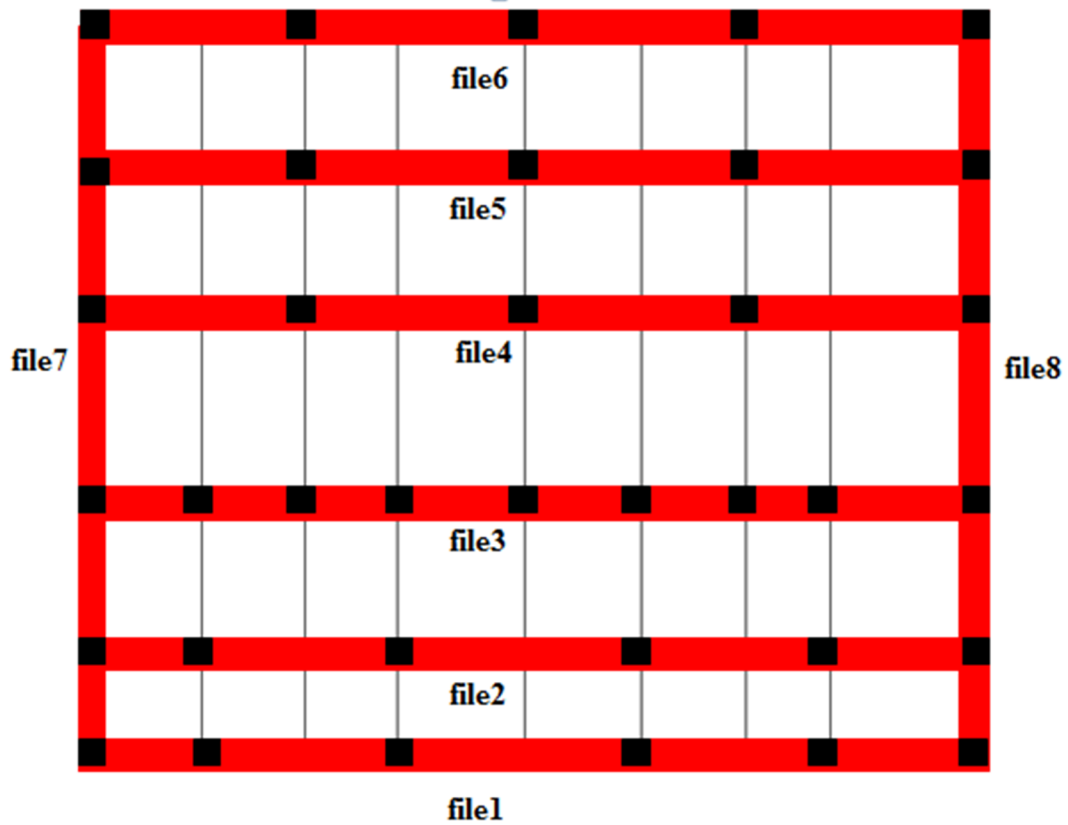


Figure VI-3 : Disposition des semelles filantes

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit:

Tableau VI.2 : Sections des semelles filantes.

Files	N (kN)	S (m ²)	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)
1	6384.9	31.73	21.15	1.5	1.5
2	11250.01	63.45	21.15	2.66	3
3	10180.63	52.88	21.15	2.41	2.5
4	5675.14	31.73	21.15	1.34	1.5
5	4941.76	25.38	21.15	1.17	1.2
6	5254.33	29.61	21.15	1.24	1.4
7	2940.02	15.86	22.65	0.65	0.7
8	3013.32	15.86	22.65	0.67	0.7

Vérification :

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{266.50}{495.97} = 53.73\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit au chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages, à savoir :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité de l'exécution.

VI.6.3 Radier général

1. Introduction

Un radier est une dalle pleine réalisée sur toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans notre cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

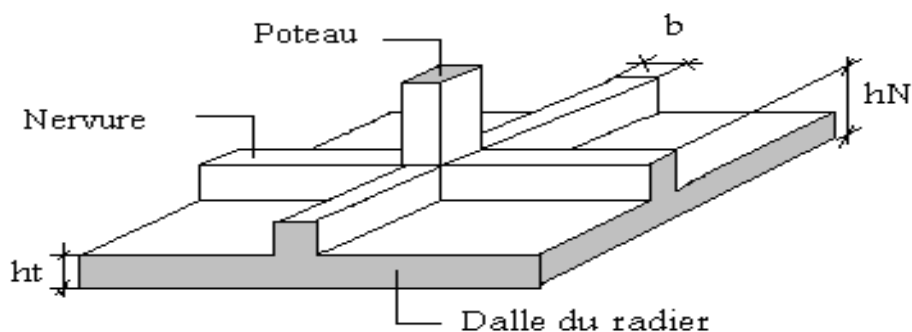


Figure VI.4 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

VI.6.3.2 Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier, il faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de superstructure et de sous-sol.

$$\text{Pour : } \begin{cases} \sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bar} \\ N = 99194 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } S \geq 342.18 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface du bâtiment } S_b = 495.97 \text{ m}^2$$

Donc la surface totale du radier est égale à la surface du bâtiment avec un débord de 50cm dans chaque côté.

$$\text{Donc la surface totale du radier est } 545.97 \text{ m}^2$$

VI.6.3.3 Pré dimensionnement du radier :

1. Dalle:

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

a. Condition forfaitaire :

$$h_1 \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} \quad \text{Avec:}$$

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\text{max}} = 4.32 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h_1 \geq 21.6 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_1 = 25 \text{ cm}$$

b. Condition de cisaillement :

$$\text{On doit vérifier que: } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \text{ ml}}{S_{\text{rad}}}$$

$$N_u = 99194 \text{ KN}$$

$$L = 5.4\text{m} ; b = 1\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L 1ml}{2S_{rad} b d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} b (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L 1ml}{2S_{rad} b (0,9\bar{\tau})} =: 17.44$$

$$h_2 \geq 17.44 \text{ cm}$$

Conclusion: $h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 25 \text{ cm}$.

Pour des raisons constructif on adopte $h = 40 \text{ cm}$.

2. Nervures:

a. Condition de coffrage :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow b \geq 54 \text{ cm} \quad \text{donc on opte pour } b = 60 \text{ cm}$$

b. Hauteur de la nervure :

b.1 Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

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

On a : $L_{\max} = 5.4 \text{ m}$ donc : $36 \text{ cm} < h_n \leq 54 \text{ cm}$

On prend: $h_{n1} = 50 \text{ cm}$

b.2 Condition de la raideur:

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par

l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec: } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec:

E: Module de Young ($E = 20000 \text{ MPa}$).

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/m}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$).

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

Pour un sol de densité moyenne on a $K=4\text{Kg/cm}^3$

Tableau VI.3 : Choix de la hauteur des nervures.

Hauteur (nervure m)	1	1.2	1.40	1.60	1.65
I (m ⁴)	0.1274	0.205	0.3185	0.4726	0.5181
$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$	2.71	3.05	3.407	3.76	3.848
$\frac{\pi}{2} L_e$	4,25	4.79	5.35	5.9	6.05

On opte pour une hauteur $h_{n2} = 120 \text{ cm}$

Conclusion:

$$H \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 120 \text{ cm}$$

On prend: $h=120 \text{ cm}$

Le choix final :

- Epaisseur de la dalle du radier $h=50\text{cm}$
- Les dimensions de la nervure : $h=120 \text{ cm}$
 $b= 60 \text{ cm}$

VI.6.3.4 Caractéristiques géométriques du radier :

a. Position du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = 13,191\text{m} \\ Y_G = 14,17\text{m} \end{cases}$$

b. Moments d'inertie :

$$\begin{cases} I_{xx} = 30203,293 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 12094,557 \text{ m}^4 \end{cases}$$

VI.6.3.5 Vérifications Nécessaires :**VI.6.3.5.1 Vérification de la Stabilité du Radier**

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)[2]**, quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié du centrale de la base des éléments de fondation résistant au reversement.

$$e_0 = \frac{Mr}{N_r} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

M_r : Moment de renversement dû aux forces sismique.

N_r : effort normal de la structure

B : la largeur du radier.

Suivant le sens xx :

$$B_x = 26,5 \text{ m} \quad \Leftrightarrow \quad \frac{B_x}{4} = 6.625 \text{ m}$$

Suivant le sens yy :

$$B_y = 26.55 \text{ m} \quad \Leftrightarrow \quad \frac{B_y}{4} = 6.638 \text{ m}$$

Sens x-x

$$M_R = 76603.86 \text{ KN.m}$$

$$N_u(\text{structure}) = 96938.516 \text{ KN (sans le poids de radier)}$$

Poids de radier :

❖ **Charges permanents :**

- Poids de radier nervurée.....=8732.81 KN

❖ **Surcharge d'exploitation :** $Q = 5 \times 545.97 = 2729.85 \text{ KN}$

$$N_u(\text{Radier}) = 15439.62 \text{ kN.}$$

N_s (Radier)=11166.36 kN

Donc:

N_u (structure)= N_u (structure sans le poids de radier)+ N_u Radier = 108104.876 KN

N_{ser} (structure)= N_{ser} (structure sans le poids de radier)+ N_{ser} Radier = 86182.014 KN

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} = \frac{76603.86}{86182.014} = 0,89 \leq \frac{B}{4} = 6,625 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Sens y-y

M_R =88666.11 KN.m

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} = \frac{88666.11}{86182.014} = 1,029 \leq \frac{B}{4} = 6,638 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Conclusion :

La condition est vérifiée, donc le bâtiment est stable

VI.6.3.5.2 Vérification des Contraintes Sous le Radier :

La contrainte du sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\sigma_{sol}=2$ bars

a. Sollicitation du premier genre

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$86182.014 / 545.97 = 157.85 \text{ KN/ m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/ m}^2$, donc la condition est vérifiée .

Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

Avec:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

On vérifie que:

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5 \sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$

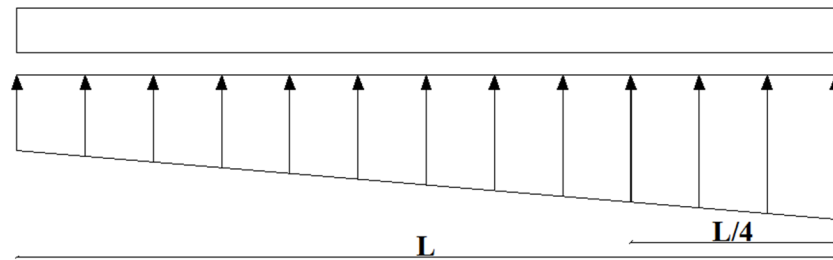


Figure VI.5: Contraintes sous le radier

ELU:

$$N_u = 108104.876 \text{ KN}$$

$$M_x = 76603.86 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 88666.11 \text{ kN.m}$$

$$S_r = 545.97 \text{ m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VI.4: Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	255.57	188.66	238.84
Sens y-y	326	118.23	274.06
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 375$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 332.5$

Conclusion:

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU : } \sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 274.06.kN / m^2$$

$$\text{ELS : } \sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 229.01 kN / m^2$$

VI.6.3.6 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l’ouvrage et des surcharges.

La fissuration est considérée préjudiciable.

-Dans notre projet on a utilisé le logiciel SAFE pour l'étude des fondations

a. Présentation de logiciel SAFE :

SAFE est un logiciel qui facilite le calcul des fondations, il assure la rapidité des calculs et des vérifications ainsi que le coté économique à propos de ferrailage.

.b. ferrailage :

1. Choix de code : on commence tout d'abord avec le choix de l'EUROCODE 2-2004 .

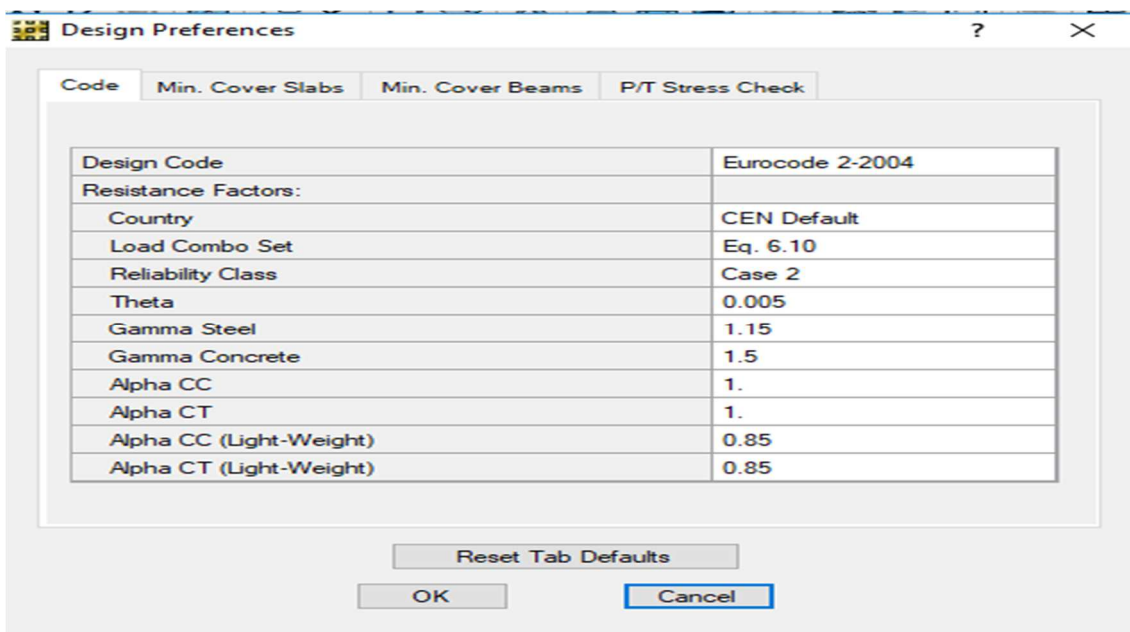


Figure VI .6 : choix de code

2. Propriétés des matériaux : on va choisi le beton 25 et l'acier_

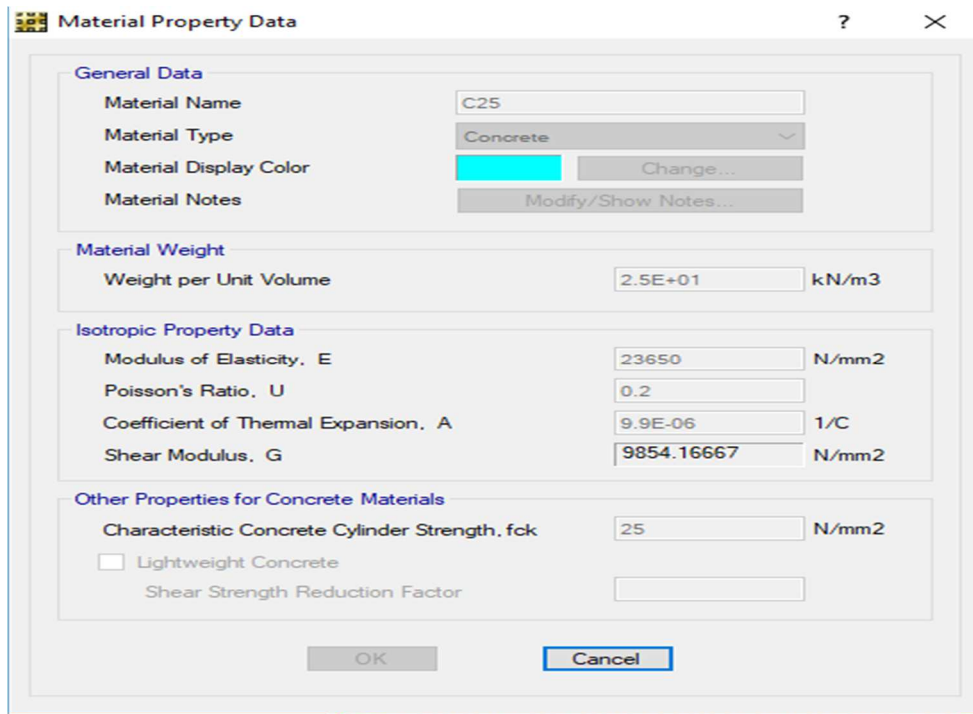


Figure VI .7 propriétés des matériaux (béton)

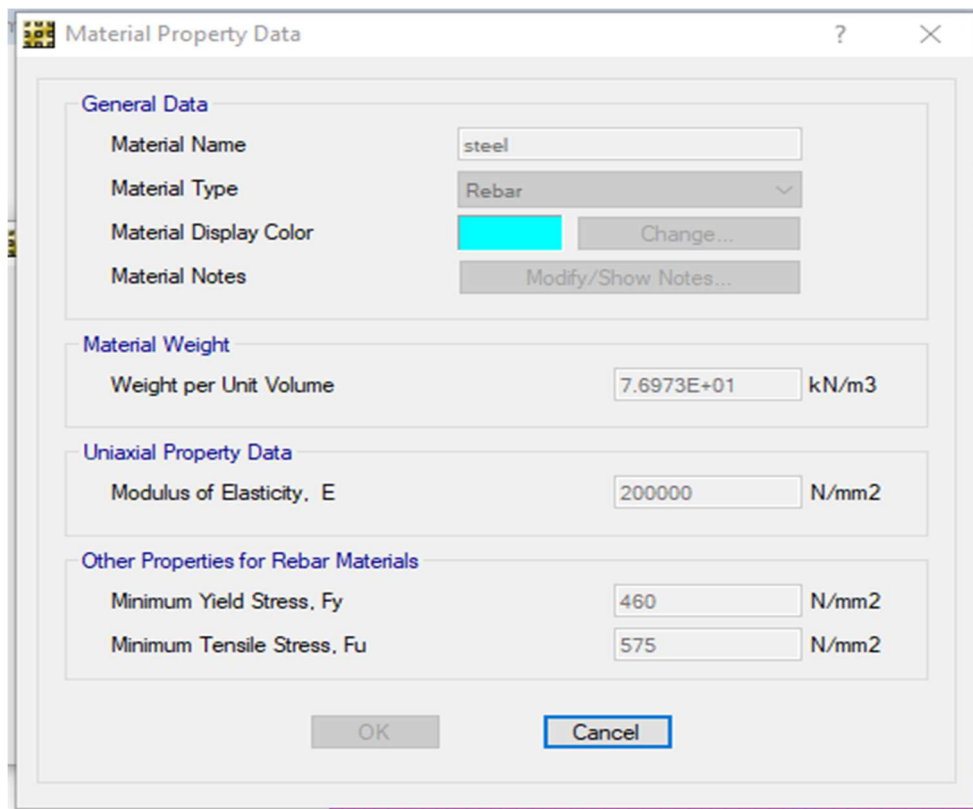


Figure VI .8 . propriétés des matériaux (acier)

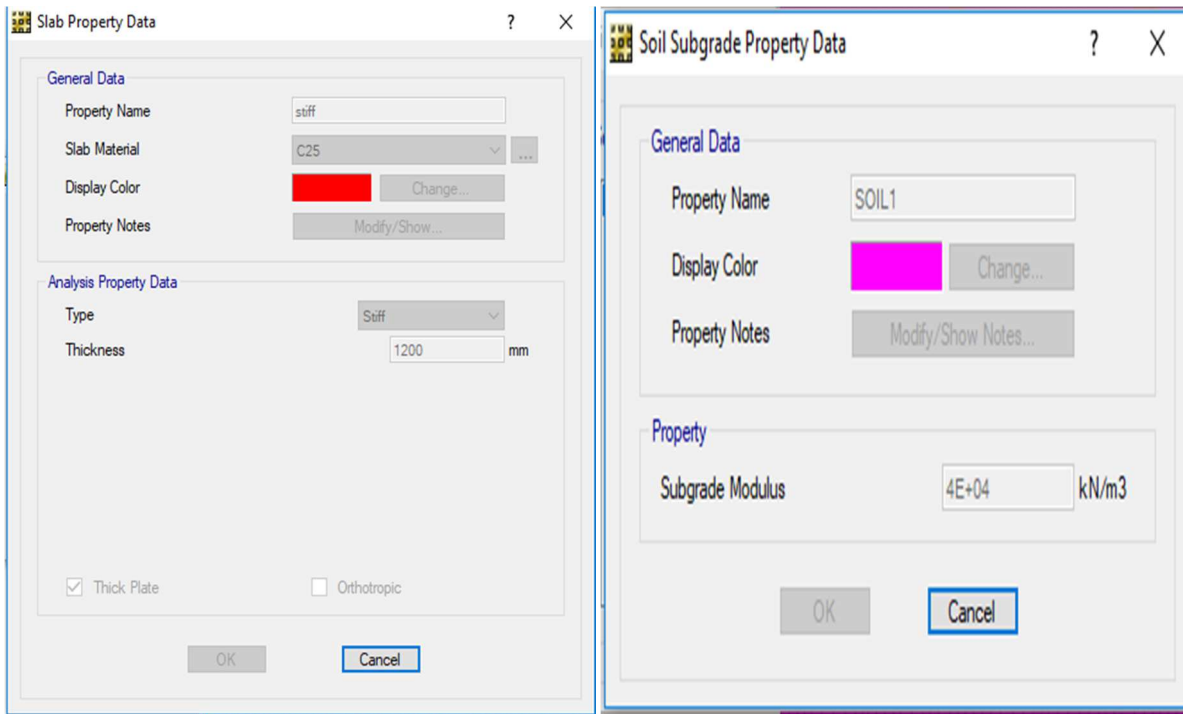


Figure VI .9. propriétés des nervures

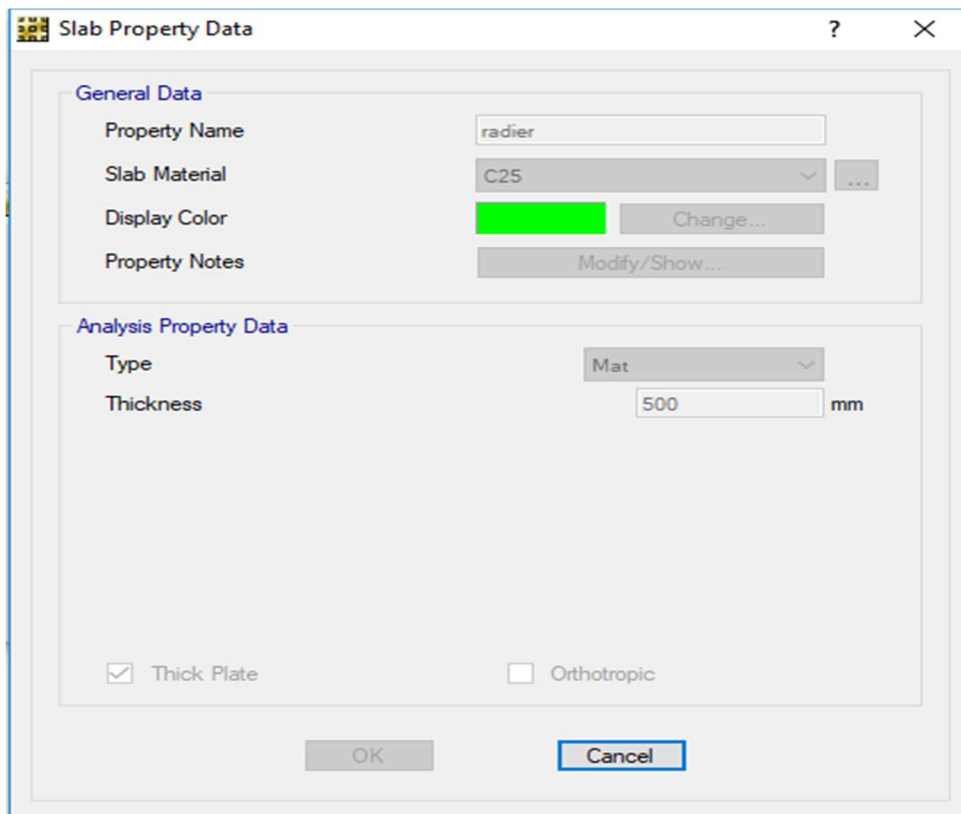


Figure VI .9. Propriétés de la dalle de radier 1

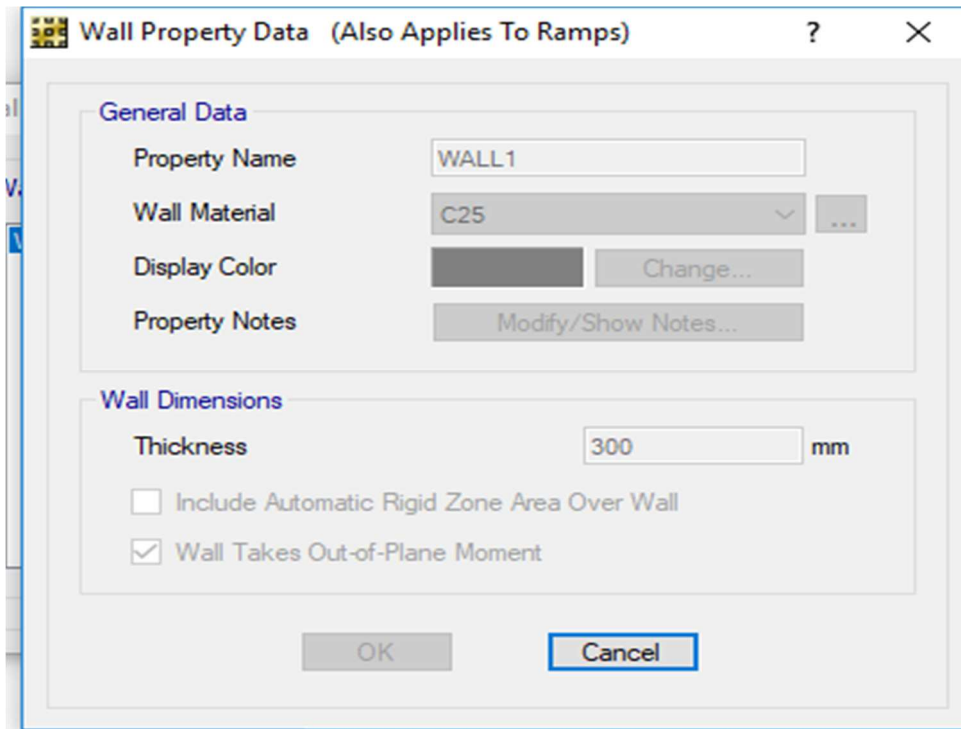


Figure VI .10. Propriétés de la dalle de radier 2

3. Propriétés des éléments :

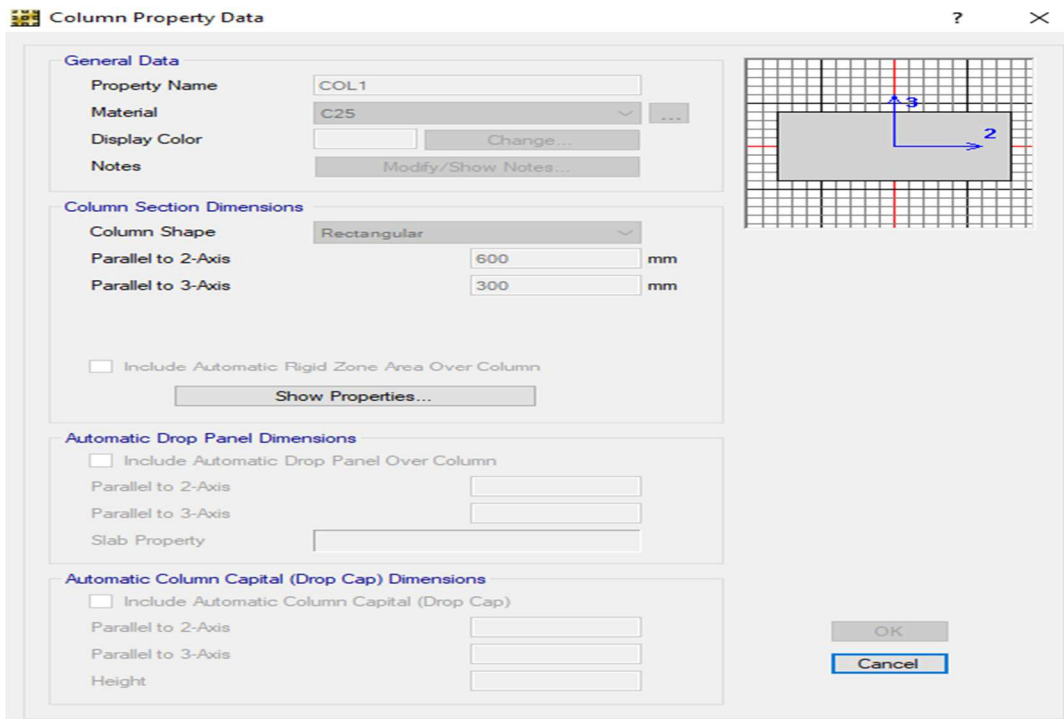


Figure VI .11. Propriétés des éléments

4. Les combinaisons : on va donner les valeurs de la charge permanente et les charges d exploitation ainsi que les combinaisons à l états limite ultime et de service.

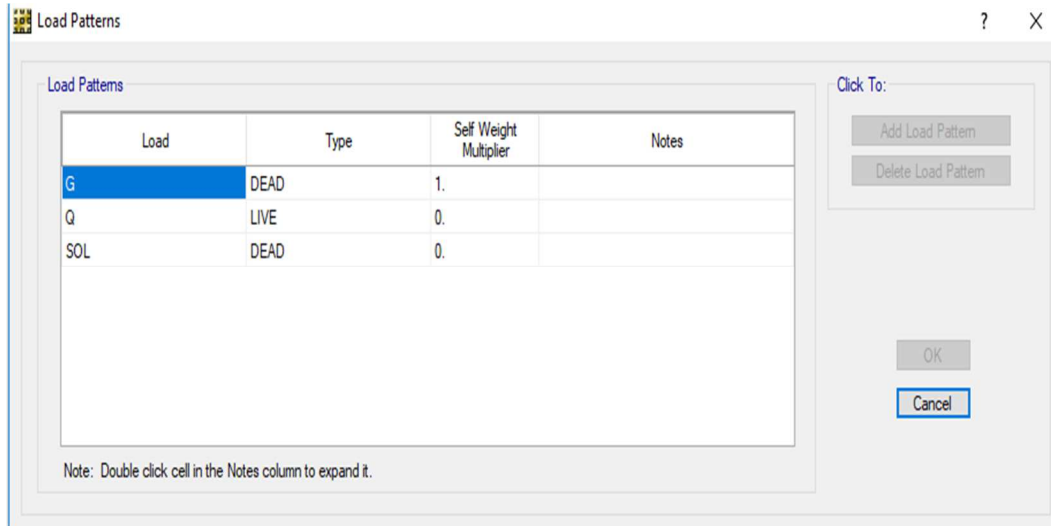


Figure VI .12. valeurs de la charge permanente et les charges d exploitation

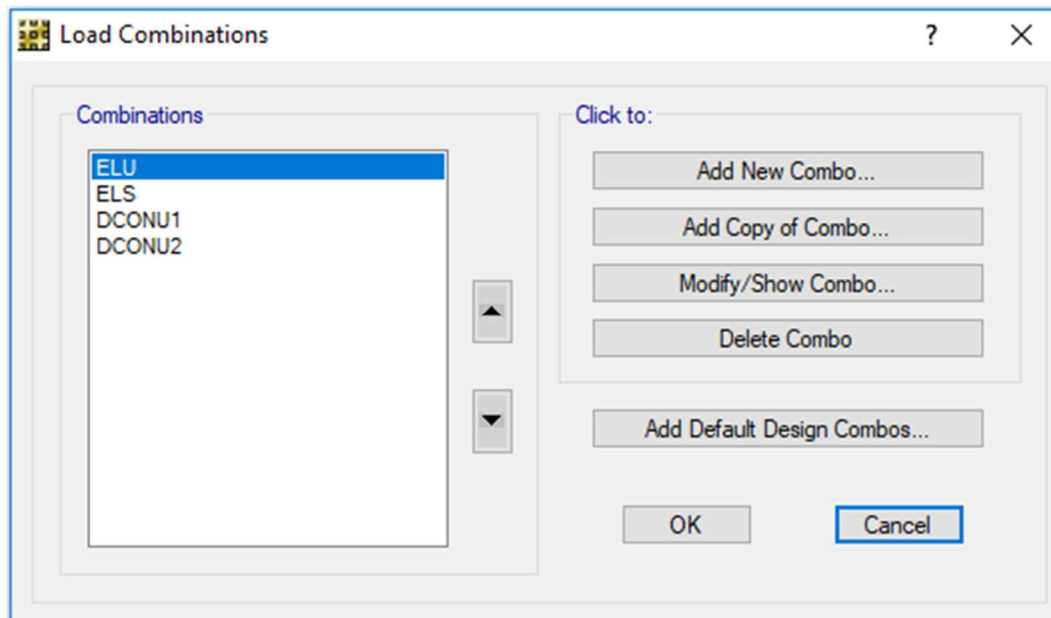


Figure VI .13. les combinaisons des charges a l ELU et l ELS

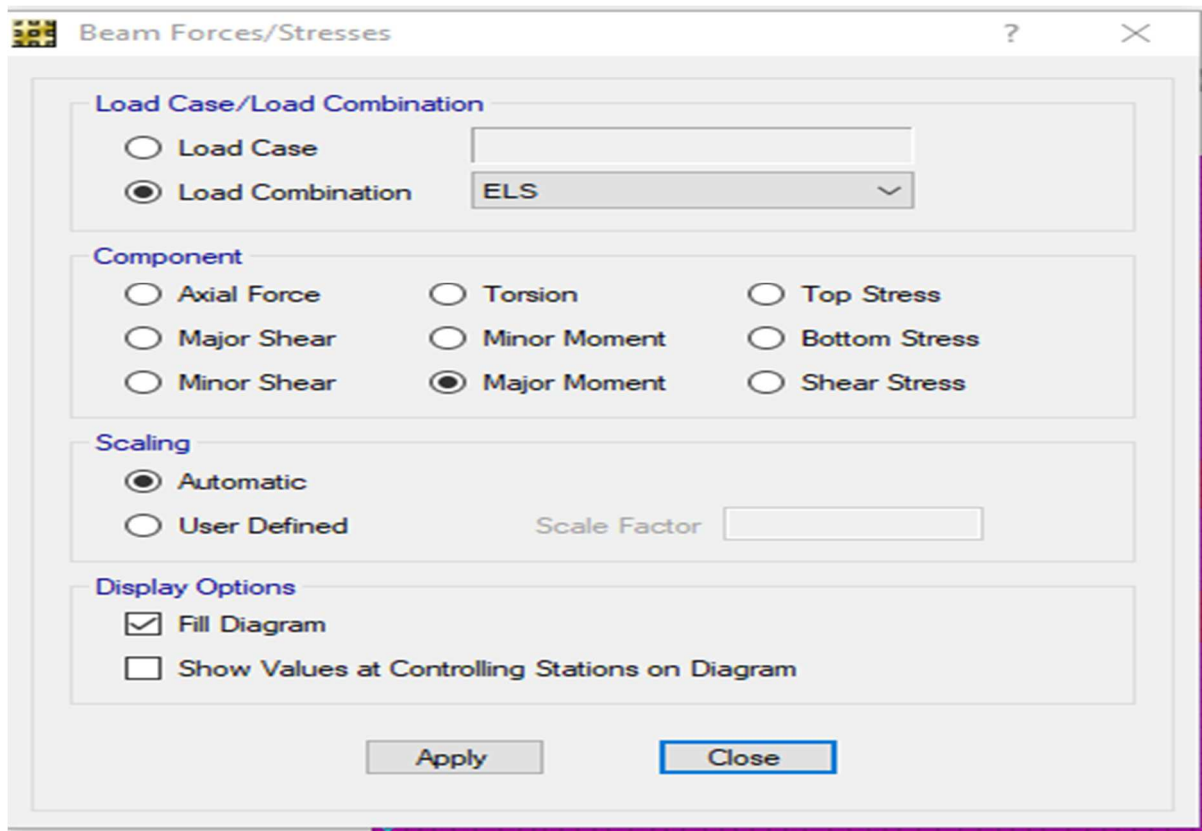
5. Les diagrammes des moments :

Figure VI.14. beam forces / stresses

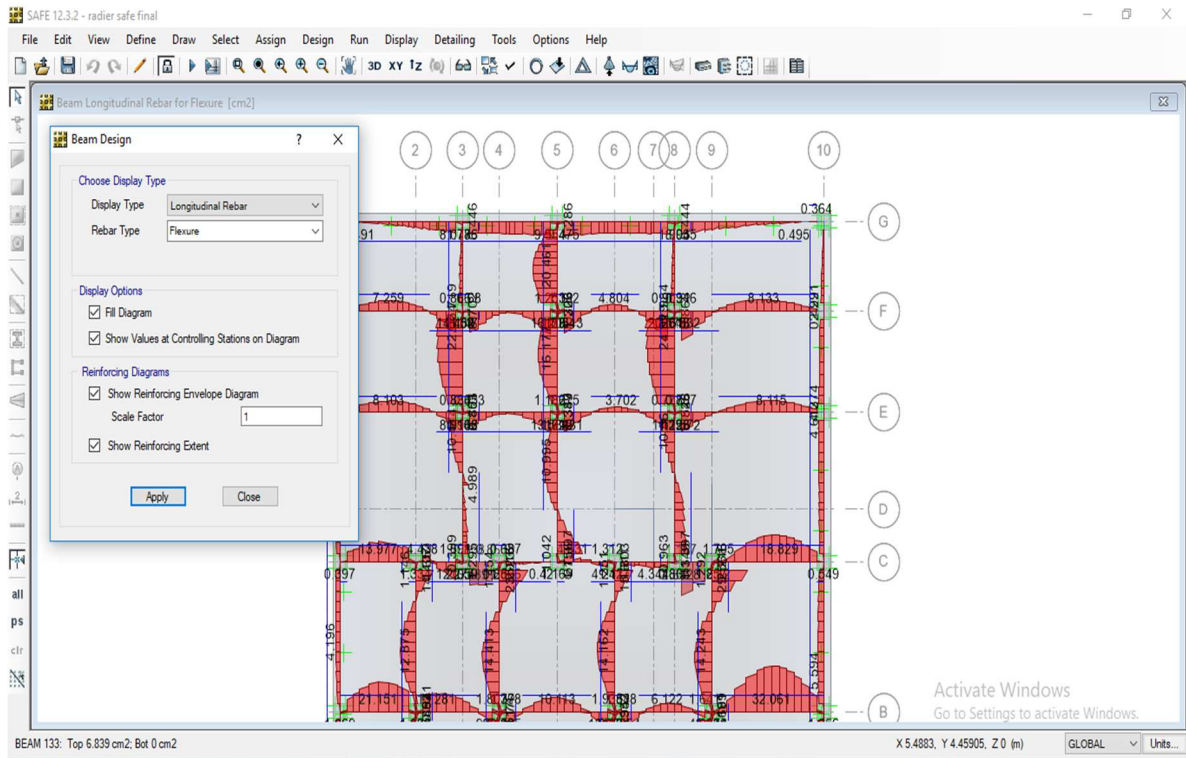


Figure VI.15. Les diagrammes des moments

Ce logiciel nous donne des valeur de A_s et A_s min selon 2 direction et pour chaque direction il nous donne les ferrailage en haut et en bas .

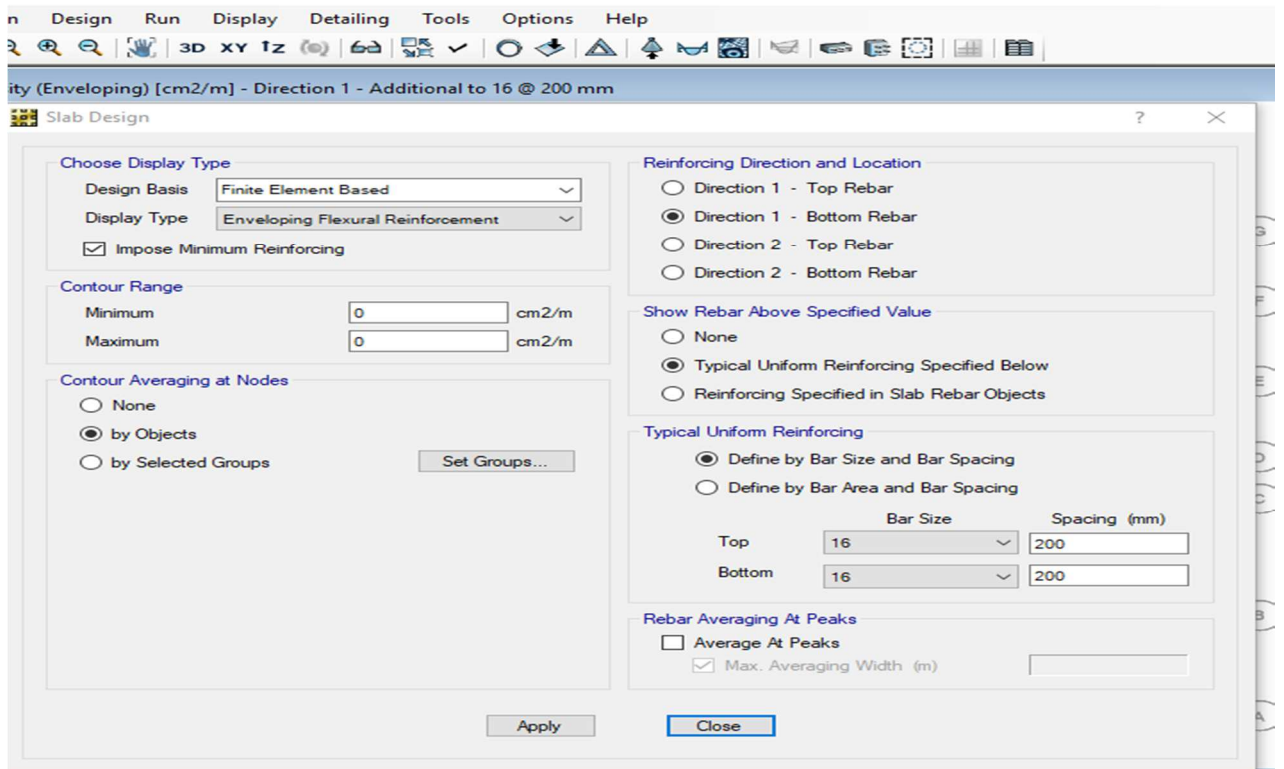


Figure VI.16. Choix des directions ; de ferrailage et d espacements

6. Les différentes zone sensible en radier : la couleur rouge montre les zone qu' ils ont une grande « As » donc il faut ajouter des barres d'acier jusqu'on va arriver a un ferrailage qui résiste bien au même temps plus économique .

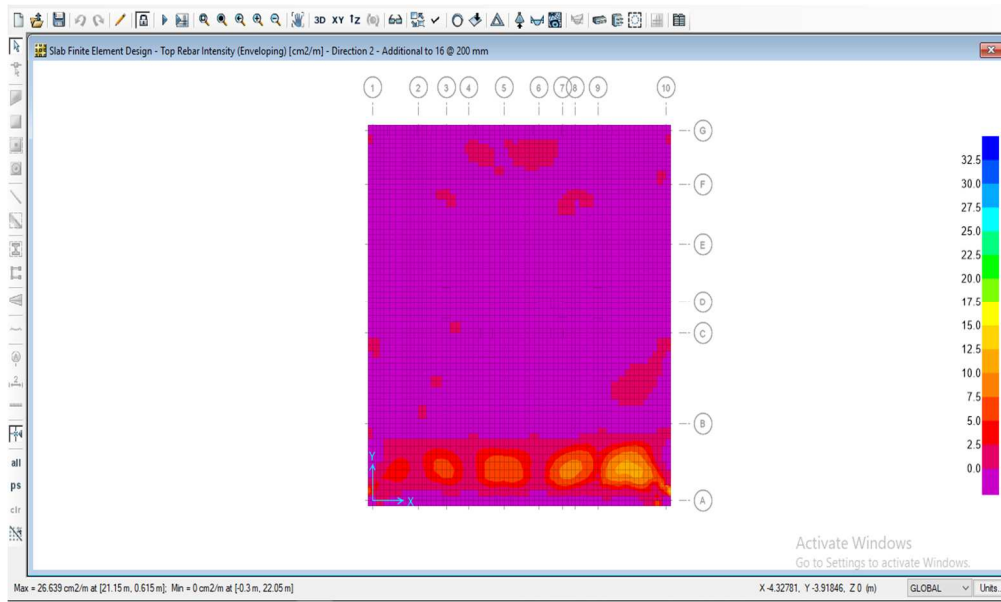


Figure VI.17. les zones sensibles

Tout d'abord on va ferrailer tout le radier avec le As min et après on va chercher les zone sensible et on lui rajoutant des barres .

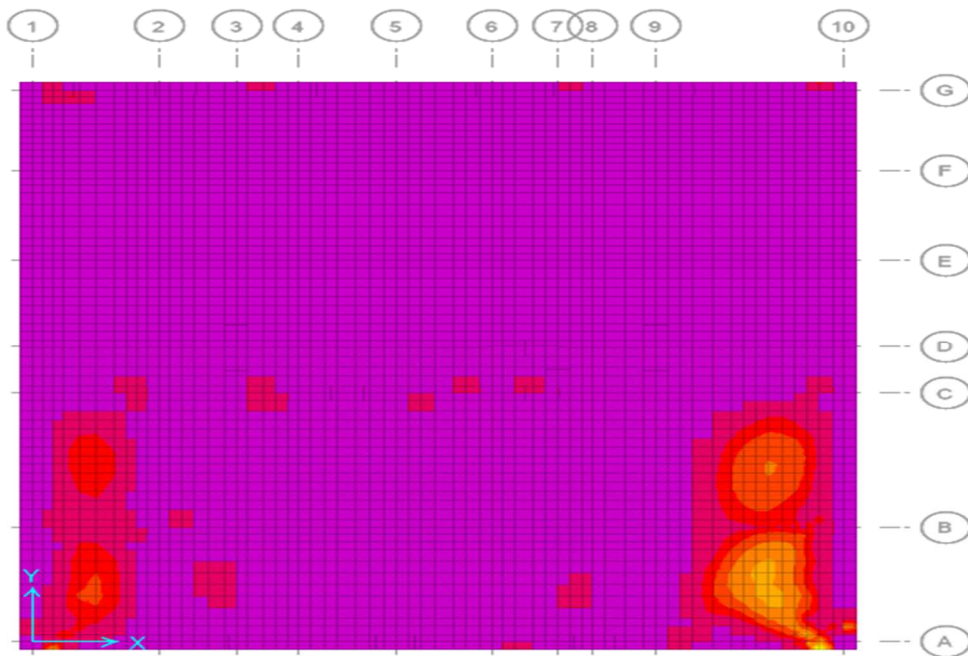


Figure VI.18. diminution des zones sensibles 1

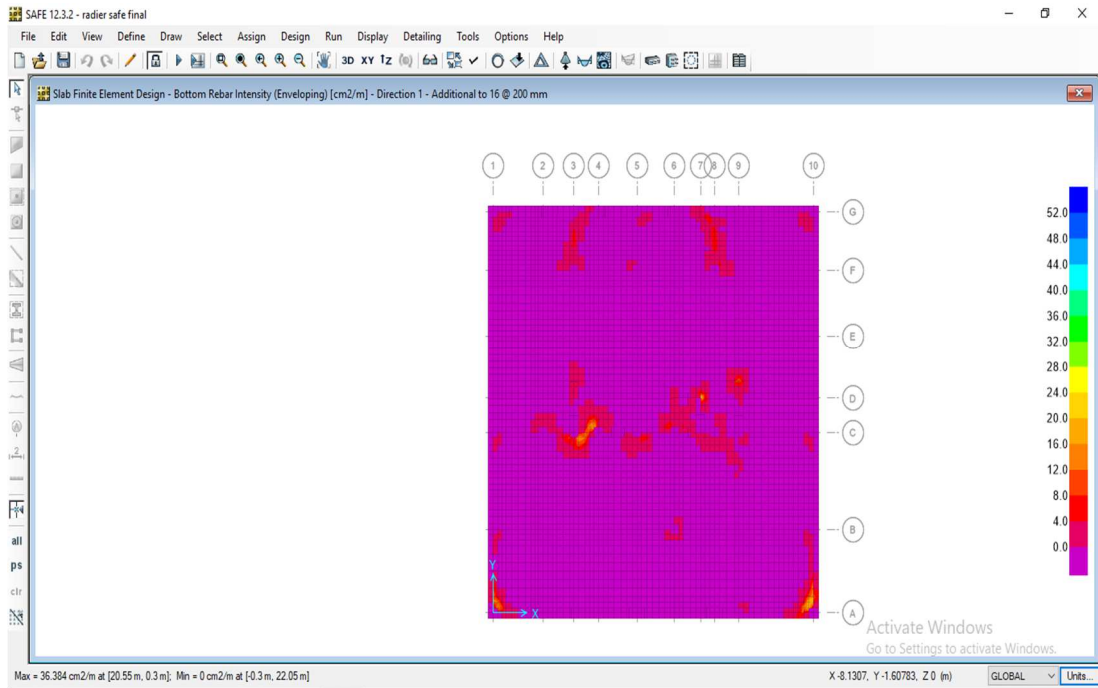


Figure VI.19. diminution des zones sensibles 2

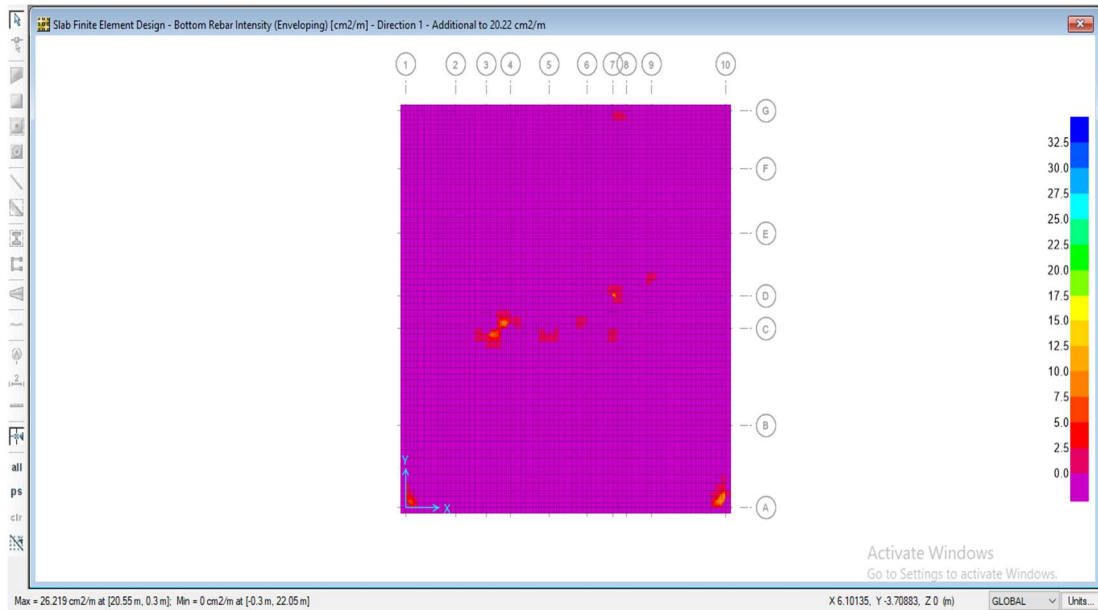


Figure VI.20. diminution des zones sensibles 3

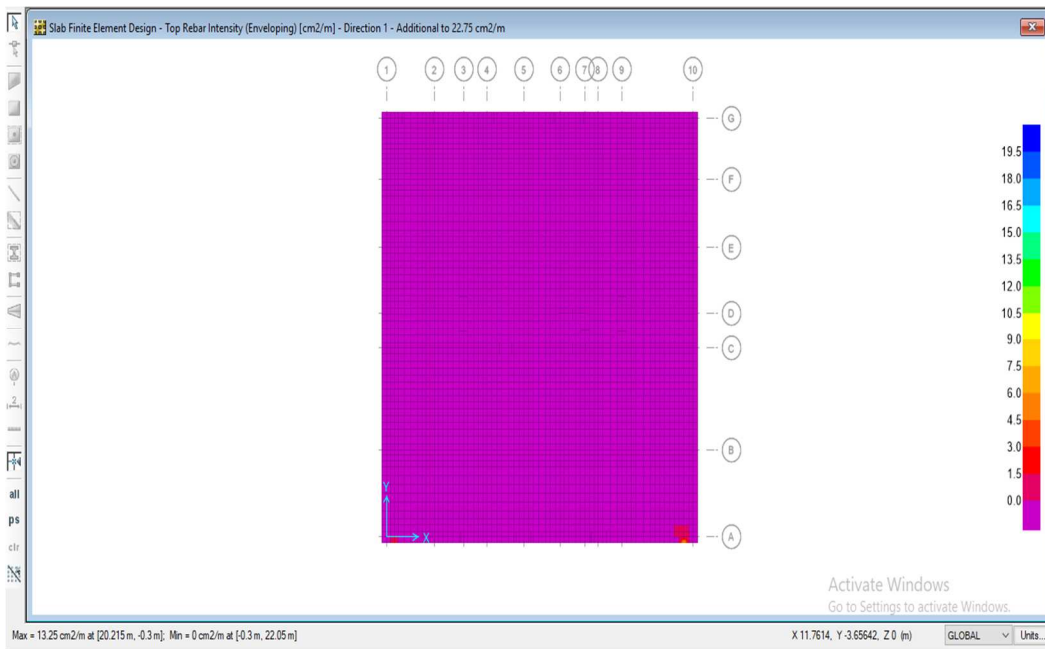


Figure VI.21. section de ferrailage final

CONCLUSION GENERALE :

Dans notre projet de fin d'étude intitulé « Etude d'un Bâtiment RDC+10étages+1s/sol contreventé par des voiles et des portiques en béton armé avec une analyse dynamique de la structure en considérant le BHP » nous avons fait l'étude Génie Civil d'une structure en béton armé. Ce modeste travail nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquises durant notre cycle de formation de master, de les approfondir en nous basant sur les documents techniques et réglementaires en vigueur. Nous avons aussi mis en application quelques logiciels de calcul récents qui rentrent dans le domaine des calculs des bâtiments.

Le pré dimensionnement des différents éléments était une étape nécessaire pour la suite des calculs.

Après la présentation de notre projet ainsi que les caractéristiques des différents matériaux utilisés, nous avons donné une étude bibliographique du béton à hautes performances (BHP) dans laquelle nous avons mis en lumière ses principaux avantages.

Le ferrailage des éléments secondaires était la troisième étape de notre travail suivie d'une étude sismique de notre structure. Dans ce chapitre nous avons essayé modestement de faire une étude comparative entre le comportement sismique d'une structure en béton ordinaire et celui d'une structure en béton à hautes performances. Les résultats nous ont permis de constater l'influence de la rigidité sur le comportement sismique. En effet, à masses égales, une augmentation de rigidité a permis une réduction de la valeur de la période fondamentale et du déplacement inter étages.

le ferrailage des éléments résistants ; à savoir les poteaux et les poutres a été fait respectivement en flexion composée et en flexion simple en utilisant le logiciel SOCOTEC, ceci nous a permis de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps. Le ferrailage des voiles a été réalisé par une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Notons ici que le ferrailage a concerné seulement les éléments en béton ordinaire et que les sections de béton en BHP ainsi que celles de l'acier auraient été beaucoup plus inférieures étant donné la valeur importante de la résistance caractéristique à la compression du BHP f_{c28} qui est de l'ordre de 60 MPa.

Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure. L'utilisation du logiciel « SAFE » était un outil très important dans le calcul de nos fondations. Tout en respectant les critères de résistance, il nous a permis aussi de trouver des dimensions économiques.

Bibliographie

➤ REGLEMENT :

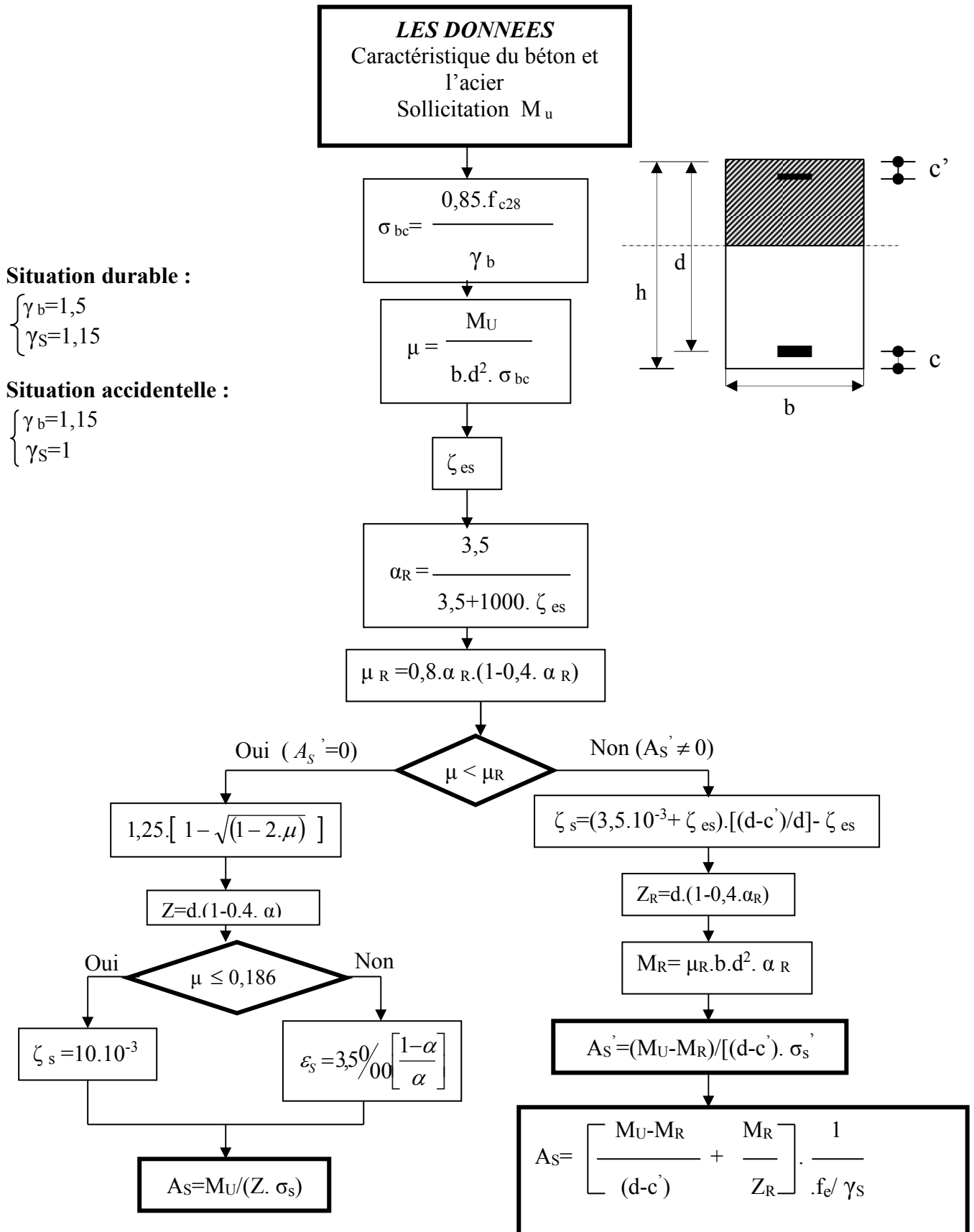
- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003. [1]
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91. [2]
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93 [3]
- Règles de Calcul de Béton Armé DTR BC 2.2 [4]

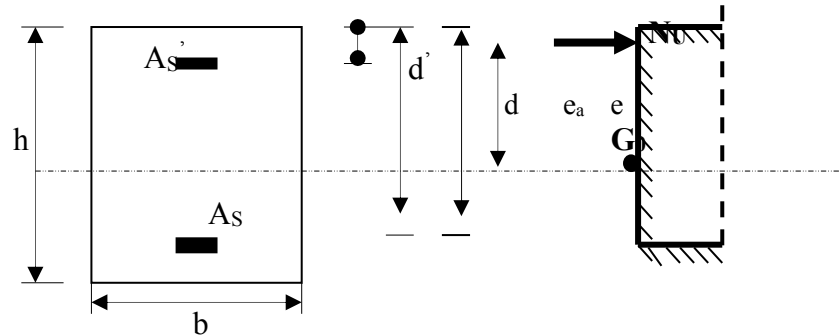
➤ AUTRES :

- Lakhal Ridha « ELABORATION DES BETONS A HAUTES PERFORMANCES A BASE DES SOUS PRODUITS LOCAUX FORMULATION ET CARACTERISATION PHYSICO-MECANIQUE » Thèse de magister, université Badji Mokhtar , Faculté des sciences de l'ingénieur, Département du génie civil 2011[5]
- Mémoire de fin d'étude de Master 2 en GC ; Option : Structure et matériaux ; Blida 1
Intitulé : Conception et calcul parasismique d'une structure 2S.sol+ RDC+8étages contreventés par des voiles et des portiques en béton armé ;
Réalisé par : M^r ALLAG ABDERRAHIM ; et encadré par M^{me} C.CHARFA ;
(2012/2013). [6]
- Cours de Béton Armé 2 (M1) [7]

➤ LOGICIELS :

- Logiciel de L'ETABS 2016
- WORD 2007
- AUTO CAD 2016
- Socotec
- Sap2000
- Logiciel de calcul des fondations : « Safe ».

ORGANIGRAMME -I-**SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

ORGANIGRAMME -II-**CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE****LES DONNEES**

$B, h, d, \sigma_{bc}, e, N_U, M_U$

$$N_U = M_U / e$$

$$\psi_1 = \frac{N_U}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}$$

Oui Non

$$\psi_1 \leq 0,81$$

Calculer $E_{NC} = f(\psi_1)$

$$\chi = \frac{0,5 \left(\frac{d^4}{h} \right) - \left[\frac{(d - d') \cdot N_U - M_U}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}} \right]}{\left(\frac{6}{7} \right) - \left(\frac{d'}{h} \right)}$$

Oui Non Non Oui

$$e \leq e_{NC}$$

$$\chi \leq 0,19$$

Section entièrement comprimée **E.L.U**
Non atteint % minimal d'armatures $A=4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de parement
 $0,2\% \leq A/B \leq 5\%$

Section partiellement comprimée **E.L.U**
Pouvant ne pas être atteint si passage ...

Section entièrement comprimée **PIVOT C**

Oui Non

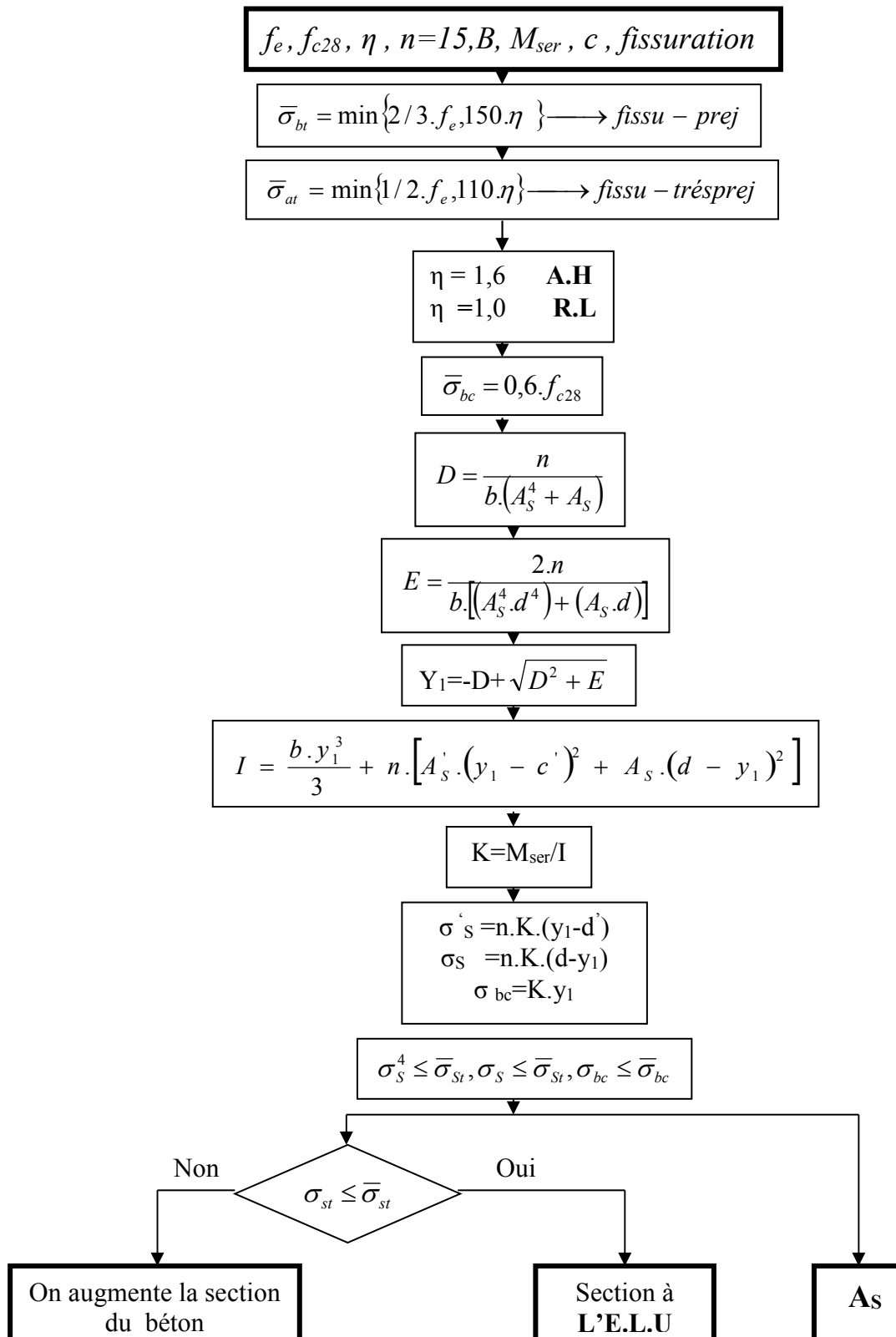
$$X > 0$$

$$A_s = 0$$

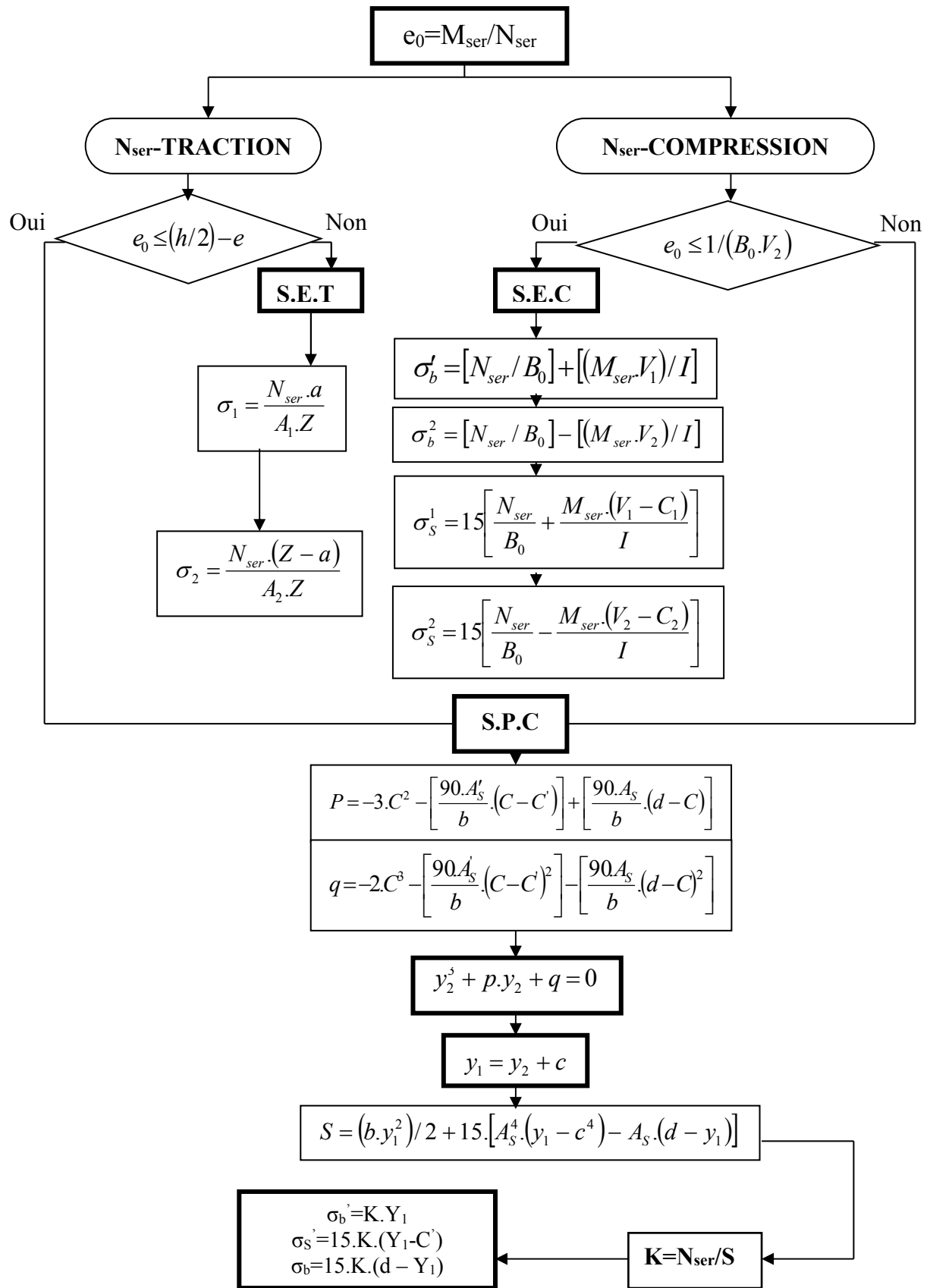
$$A_s' = 0$$

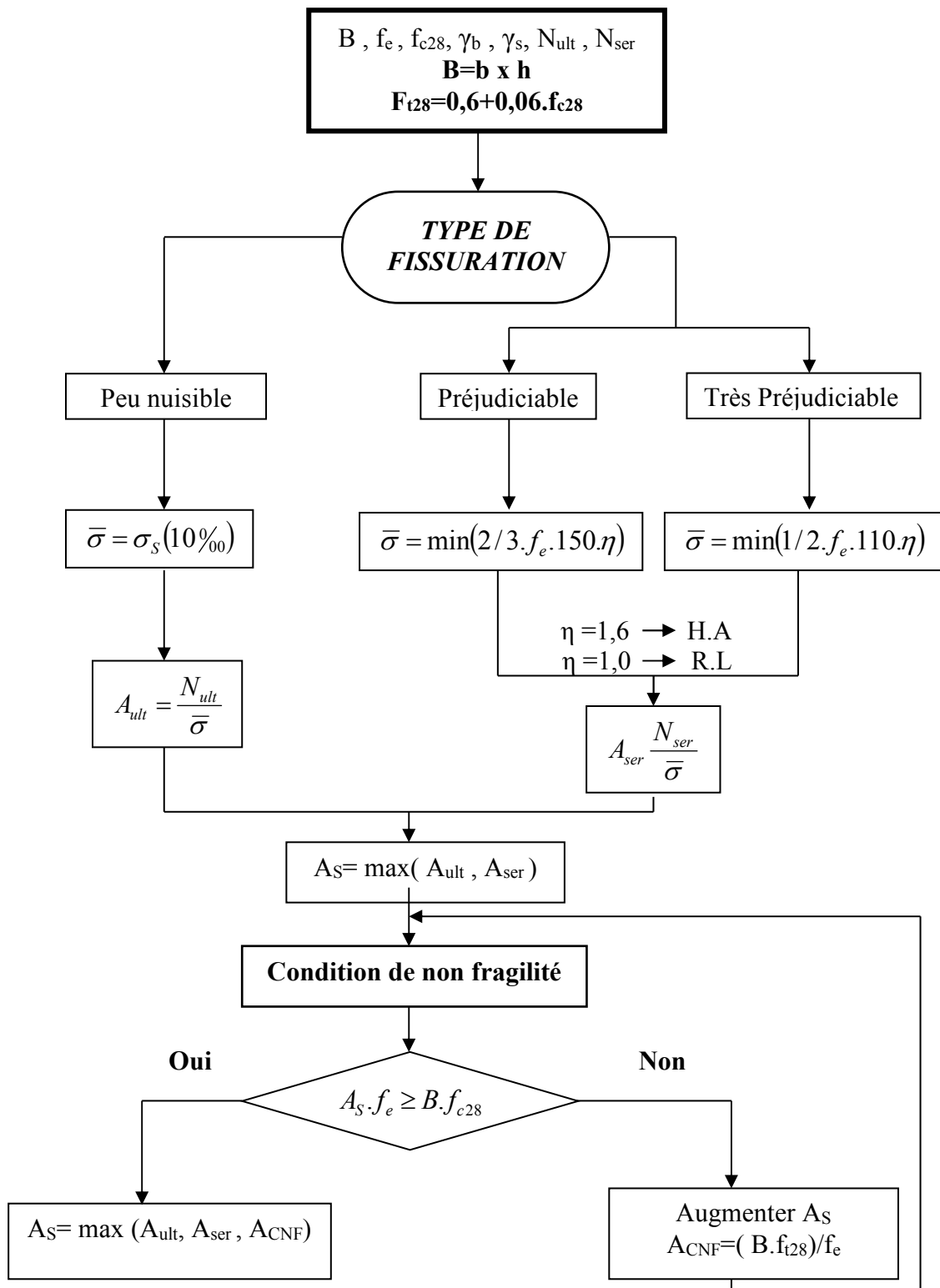
$$A_s \neq 0$$

$$A_s' \neq 0$$

ORGANIGRAMME -III-**VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S**

ORGANIGRAMME-V-
FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S



ORGANIGRAMME -VI-**TRACTION SIMPLE**

ORGANIGRAMME -VII-**CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT**