

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



جامعة -البليدة -1-

UNIVERSITE SAAD DAHLAB BLIDA -01-

كلية التكنولوجيا

Faculté de la technologie

قسم الهندسة المدنية

Département de Génie Civil

Filière : matériau de construction

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME

DE MASTER EN GENIE CIVIL

Thème

Comparaison entre Béton ordinaire et Béton a haute performance :

- Etude bibliographique.
- Etude d'une structure (R+6) en béton armé contreventé par des voiles.

Devant les membres de jury :

- Président : Mr BRAHMA
- Examineur : Mr HADJ SADOK
- Promotrice : M^me MEGUENNI.K
- Co-promotrice : M^me BENTLEMCEN.

présenté par :

M^{elle} BELHOUT Romaiassa
M^{elle} MEGUENNI Manel

Blida, Novembre 2021

Remerciement

En premier lieu, nous remercions **ALLAH** pour nous avoir donné le courage, la volonté et la patience sans lesquels ce travail n'aurait jamais vu le jour.

Nous remercions nos très chers parents, la lumière de notre vie, pour leurs Tendresses, leurs encouragements et leurs sacrifices, pour l'espoir qu'ils ont semé en nous. Qu'ils trouvent ici l'expression de nos reconnaissances.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à **Mme MEGUENNI .K,** Pour nous avoir encadré et guidé tout au long de ce projet, pour ses précieux conseils qui nous ont été d'une grande utilité, pour son dévouement, sa patience, sa générosité et la confiance qu'il a placé en nous. Nous respectons énormément sa disponibilité et ses remarques.

Nos remerciements s'adressent aussi au docteur **BENTLEMCEN .N** pour son aide et ses discussions très fructueuses.

Nous adressons nos vifs remerciements aux membres du jury qui nous ont fait l'honneur d'accepter la mission qui leur a été confiée.

Nos remerciements s'adressent à tout enseignant ayant contribué à notre formation depuis notre premier cycle au primaire jusqu'au dernier cycle à l'université.

Merci à toutes les personnes qui nous ont aidés de près ou de loin à réaliser ce
Mémoire.



Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence. Je dédie ce modeste travail :

A ma mère Naima, qui a œuvré pour ma réussite, par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie.

Mon Père Mohamed, qui s'est sacrifié pour moi afin que je devienne ce que je suis.

A mes chères sœurs, Khadidja, Nabila, Sarah, Hadjer, Assia et mon frère Walid.

A mes adorables neveux, et nièces.

A mon binôme Manel & sa famille.

A mes cousines Nazo et Maroua.

A mes amies Zinouba, Abir, Lydia, Rania et Safia.

À tous mes amis du département qu'on a partagé de joyeux moments.

BELHOUT Romai



Dédicace

Tous les mots, Toutes les lettres ne sauraient exprimés l'amour, le respect, la gratitude, la reconnaissance... Aussi, c'est tout simplement

Que Je dédie ce mémoire aux....

Personnes qui me sont très chères à savoir ... Aucune dédicace ne saurait exprimée mon respect et mon amour.

A ma grand-mère Malika

C'est à la personne la plus idéale dans ce monde, que je le dédie

C'est vrai qu'elle n'est pas avec nous pour récolter le fruit de ses sacrifices, mais elle reste toujours la plus présente.

A mes chers parents Djazia ,Mohamed

Aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l'amour et de l'affection dont ils ne cessent de nous la combler

Qu'ils trouvent dans ce travail un témoignage de nos profonds amours et éternelles.

Reconnaisances

Et que dieu leur procure la bonne santé et la longue vie.

A mes chers frères Nadir, Youcef, et ma sœur Manar

Qu'ils trouvent l'expression de mes grands attachements.

Qu'ils trouvent le témoignage de mes immenses affections.

En leurs souhaitant la réussite et le bonheur.

A mon adorable nièce Nellia

A mes chéries amies Emotion, Kamar el dhiaà , Amira,Mimi

Une pensée très spéciale envers nos amies pour leur soutien moral et leur esprit de groupe

Mon binôme Romaissa

Malgré les obstacles nous sommes arrivées à réaliser ce travail et atteindre notre objectif

A toutes les personnes qui ont participé à l'élaboration de ce travail à tous ceux que j'ai omis de citer

MEGUENNI MANEL

الملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة بيبليوغرافية للمقارنة بين الخرسانة العادية والخرسانة عالية الأداء بالإضافة إلى دراسة مقارنة لهيكل (R + 6) في الخرسانة العادية والخرسانة عالية الأداء المدعمة بالجدران ، من خلال التحجيم والتحقق من الاستقرار الكلي من العناصر المختلفة (الثانوية والرئيسية). هذه البناية متعددة الاستعمالات غير منتظمة القياسات سطحيا مصنوعة من الخرسانة المسلحة ، هذه العمارة تتكون من طابق أرضي + 6 طوابق + سراديب. هذا المشروع يقع في ولاية البلدية التي تعد منطقة ذات نشاط زلزالي عالي ،تحديد الابعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبنائة صمم طبق المعايير و القوانين (BAEL99 ،RPA99 v2003).

Résumé

Le but de ce travail est une étude bibliographique sur la comparaison entre le béton ordinaire et le béton à haute performance plus une étude comparative d'une structure (R+6) en béton ordinaire et béton à haute performance contreventé par des voiles, par dimensionnement et la vérification de stabilité d'ensemble, des différents éléments (secondaires et principaux). L'usage de ce bâtiment est multiple de forme irrégulière en plan en béton armé constitué d'un RDC+6 étages + sous-sols. Ce projet se situe dans la wilaya de Blida qui fait partie d'une zone de forte sismicité (Zone III).

La conception a été faite conformément aux règlements de construction appliqués en Algérie (RPA99 v2003, BAEL99).

Abstract

The aim of this work is a bibliographical study on the comparison between ordinary concrete and high performance concrete plus a comparative study of a structure (R + 6) in ordinary concrete and high performance concrete braced by walls, by sizing and verification of overall stability of the various elements (secondary and main). The use of this building is multiple of irregular shape in reinforced concrete plan consisting of a ground floor + 6 floors + basements. This project is located in the wilaya of Blida, which is part of a zone of high seismicity (Zone III). The design was made in accordance with the construction regulations applied in Algeria (RPA99 v2003, BAEL99).

Table des matières

Remerciements

Dédicace

Résumé

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symbols

Introduction générale1

Chapitre I : Les matériaux constitutifs des bétons

1.1 Introduction :5

I.2 Le ciment :7

I.2.1 Principe de fabrication :7

I.2.2 Hydratation du ciment :8

I.2.3 Classification des ciments en fonction de leur composition :8

I.3 Le granulat :9

I.2.4 Constituants de base du ciment9

I.3.1 Les grandes familles de granulats :9

I.3.2 Différents types de granulats :9

I.4 Les ajouts :10

I.4.1 Les ajouts minéraux :10

I.4.1.1 La fumée de silice :10

I.4.1.2 Les cendres volantes :12

I.4.1.3 Laitier de haut fourneau :12

I.4.2 Les adjuvants :13

I.5.1 Influence du rapport E/C:14

Chapitre II: Béton ordinaire

II.1 Définition de béton ordinaire :16

II.2 Formulation d'un béton ordinaire :16

II.3 Exemple de composition :17

II.4 Propriétés physico-chimiques et mécaniques du béton ordinaire :18

Chapitre III : Béton à haute performance

III.1 Historique :22

III.2 Béton à haute performance :	22
III.3 Les classes de Béton à haute Performance :	23
III.4 Les composants du béton à haute performance :	23
III.4.1 Le ciment :	23
III.4.1.1 La finesse du ciment :	24
III.4.1.2 La teneur en C3S :	24
III.4.1.3 Composition de la phase interstitielle :	24
III.4.1.4 La teneur et morphologie du C3A :	24
III.4.2 Les granulats :	25
III.4.2.1 La nature minéralogique :	25
III.4.2.2 Dimensions, volume et forme des granulats :	25
III.4.2.3 L'optimisation de la distribution granulaire :	26
III.4.les additions :	Erreur ! Signet non défini.
III.4.4 Influence du rapport E/L :	28
III.5 Formulation du béton à haute performance :	28
III.6 Exemples des grands ouvrages en BHP :	30
III.7 Quelques exemples de formulation pour 1 m ³ de BHP :	30
III.8 Propriétés physico-chimiques et mécaniques des BHP :	32
III.8 Avantages du Béton Haut Performance :	35
III.9 D'autres bétons spéciaux :	36

Chapitre IV : Comparaison entre béton ordinaire et béton à haute performance

Conclusion :	43
--------------	----

Chapitre I: Présentation du projet

I.1 Introduction :	45
I.2 Présentation sur l'ouvrage :	45
I.3. Caractéristiques géométrique de l'ouvrage :	46
I.3.1 Dimension en plan du l'ouvrage :	46
I.3.2 Dimension en élévation du l'ouvrage :	46
I.4 Système constructif de l'ouvrage :	48
I.5 Propriétés des matériaux :	50
I.5.1 Béton ordinaire :	50
I.5.1.1 Composition du béton ordinaire :	Erreur ! Signet non défini.
I.5.1.2. Résistance du béton ordinaire :	50

I.5.1.3	Module de déformation longitudinale :	51
a)	Module d'élasticité instantanée « E_{bij} » :	51
b)	Module d'élasticité différée « E_{bvj} » :	51
I.5.1.4	Coefficient de poisson :	52
I.5.1.5	Les contraintes limites de calcul :	52
a)	Contrainte limites à l'état limite ultime (E.L.U) :	52
b)	Contrainte limites à l'état limite de service (E.L.S) :	53
I.5.2	Béton à haute performance.....	53
I.5.2.1	Composition du béton à haute performance :	53
I.5.2.2	Résistance du béton à haute performance :	53
a)	Résistance du béton a la compression :	53
b)	Résistance à la traction :	54
I.5.2.3.	Module de déformation longitudinale :	54
a)	Module d'élasticité instantanée « E_{ij} » :	54
b)	Module d'élasticité instantanée « E_{ij} » :	54
I.5.2.4	Coefficient de poisson :	54
I.5.2.5	Les contraintes limites de calcul :	54
a)	Contrainte limites à l'état limite ultime (E.L.U) :	54
b)	Contrainte limites à l'état limite de service (E.L.S) :	55
I.5.2.6	Acier :	55
a)	Les limites élastiques :	55
b)	Module d'élasticité des aciers :	56
I.5.2.7	Les contraintes limites de calcul :	56
a)	Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :	56
b)	Contraintes limites à l'état limite service (E.L.S) :	56
I.5.2.8	Coefficient d'équivalence :	57
I.5.2.9	Hypothèses de calcul :	57
a)	Hypothèse de calcul à l'ELU :	57
b)	Hypothèse de calcul à l'ELS :	57
Chapitre II : Pré-dimensionnement		
II.1	Introduction :	59
II.2	Pré-dimensionnement des planchers :	59
II.2.1	Plancher à Corps Creux :	59

II.3 Evaluation des charges et surcharges :	60
II.3.1 Maçonnerie :	60
II.3.2 Plancher en corps creux (20+5) :	61
II. 3.2.1 Charges permanents :	62
II.3.2.2 Surcharge d'exploitation :	63
II.3.2.3 Charges permanentes :	63
II.4 .1 Pré dimensionnement des poutres :	63
II. 4.2 Pré dimensionnement des poteaux :	65
II.4.2.1 Dimensionnement des poteaux :	66
II. 4 .3Pré dimensionnement des voiles :	73

Chapitre III: Ferrailage des éléments secondaires

Introduction :	75
III.2.1 Dimensions de l'acrotère :	75
III.2.2 Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :	76
III.2.2.1 Charge permanent :	76
III.2.2.2 Charge d'exploitation :	76
III.2.2.3 Calcul des efforts :	77
III.2.3 calcul de ferrailage a l'ELU :	78
III.2.3.1 Calcul de l'excentricité :	78
III.2.3.2 Calcul du moment fictif (M_f) :	79
III.2.3.3 Calcul des armatures verticales:	79
III.2.3.4 Vérification de la section d'acier :	79
III.2.3.5 Armatures de répartition :	80
III.2.4 Vérification a l'ELS :	80
III.2.4.1 Calcul de l'excentricité :	80
III.2.4.2 Vérification de l'effort tranchant :	82
III.2.4.2.1 Vérification de l'effort de la contrainte de cisaillement du béton :	82
III.2.4.2.2 Vérification de l'acrotère au séisme :	83
III.2 Les escaliers :	84
III.2.1 Introduction :	84
III.2.2Composition d'un escalier :	84
III.2.3 Les différents types de l'escalier :	85
III.2.4 dimension des escaliers :	86

III.2.4.1	Vérification de la loi de BLONDEL	87
III.2.4.2	Détermination de l'épaisseur de la paillasse	88
III.2.4.3	L'angle d'inclinaison	88
III.2.5	Evaluation des sollicitations	88
III.2.6	Combinaison de charge	90
III.2.7	Calcul des sollicitations	91
III.2.8	Calcul du ferrailage	91
III.2.8.1	Vérification de la condition de non fragilité	92
III.2.8.2	Vérification au cisaillement	94
III.2.8.3	Vérification a l'ELS	94
III.2.8.4	Vérification de la flèche	95
III.2.8.5	schéma de ferrailage des escaliers	97
III.3	les planchers	98
III.3.1	Dalle en corps creux	98
III.3.2	La dalle de compression	98
III.3.3	Les poutrelles	99
III.3.3.1	Avant le coulage	99
III.3.3.2	Après le coulage	99
III.3.3.2.1	La méthode forfaitaire	100
III.3.3.2.2	Méthode de CAQUOT	101
III.3.3.3	Calcul du ferrailage	104
III.3.3.3.1	Ferrailage longitudinal des poutrelles	104
III.3.3.3.2	Ferrailage longitudinal en travée	104
III.3.3.3.3	Ferrailage longitudinal aux appuis	105
III.3.3.5	Vérification de la contrainte de cisaillement	106
III.3.3.5.1	Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant au voisinage des appuis	106
III.3.3.5.2	Vérification de la contrainte de cisaillement de la jonction table nervure	106
III.3.3.6	Vérification à L'ELS	106
III.3.3.7	Calcul des armatures transversales et l'espacement	107
III.3.3.8	Vérification de la flèche	107
III.3.4	Schéma de ferrailage des poutrelles	109
Chapitre IV : Etude dynamique		
IV.1	Introduction	111

IV.2 Modélisation et introduction des données	111
IV.3 Choix de la méthode de calcul.....	112
IV.3.1 La méthode statique équivalente.....	112
IV.3.2 La méthode d'analyse modale spectrale.....	112
IV.3.3 La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.....	113
IV.3.4 Calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente.....	114
IV.3.5 Estimation de la période fondamentale de la structure (T)	116
IV.4 Béton ordinaire	122
IV.4.1 Vérification de la période T_{RPA} et T_{etabs}	122
IV.4.2 Vérification des déplacements inter étage	126
IV.4.3 Vérification du critère de l'effort normal réduit	127
IV.4.4 Vérification effort tranchant a la base.....	128
IV.4.5 Vérification des conditions du facteur de comportement R.....	129
IV.5 Béton à hautes performance.....	131
IV.5.1 Vérification de la période T_{RPA} et T_{etabs}	131
IV.5.2 Vérification des déplacements inter étage	131
IV.5.3 Vérification du critère de l'effort normal réduit	132
IV.5.4 Vérification effort tranchant a la base.....	132
IV.5.5 Vérification des conditions du facteur de comportement R	132
IV.6 Modèle 3.....	135
IV.6.1 Vérification de la période T_{RPA} et T_{etabs}	135
IV.6.2 Vérification des déplacements inter étage	136
IV.6.3 Vérification du critère de l'effort normal réduit	136
IV.6.4 Vérification effort tranchant a la base.....	136
IV.6.5 Vérification des conditions du facteur de comportement R.....	136
Chapitre V : Ferrailage des éléments résistant	
V.1 Etude des éléments résistants en béton ordinaire	139
V.1.1 Ferrailage des poutres en béton ordinaire	139
V.1.1.2 Introduction	139
V.1.1.3 Recommandation du RPA99 VERSION 2003	140
V.1.1.4 Calcul de ferrailage	141
V.1.1.5 Condition de non fragilité	142
V.1.1.6 Vérification vis à vis de l'ELS	143

V.1.1.7 Calcul des armatures transversales	144
V.1.1.8 Vérification de la flèche	145
V.1.2. Ferrailage des poteaux de béton ordinaire	146
V.1.2.1 Introduction	146
V.1.2.2 Méthode de calcul	148
V.1.2.3 Choix des armatures	152
V.1.2.4 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	152
V.1.2.5 Ferrailage des poteaux transversal	155
V.1.2.6 Schéma de ferrailage des poteaux	156
V.1.3 ferrailage des voiles en béton ordinaire	157
V.1.3.1 Introduction	157
V.1.3.2 Armatures verticales	158
V.1.3.3 Armatures horizontales	158
V.1.3.4 Armatures transversales	158
V.1.3.5 Ferrailage longitudinal selon x-x	159
V.1.3.6 Ferrailage longitudinal selon y-y	159
V.1.3.7 Vérification de contraintes limites de cisaillement	160
V.2 Etude des éléments résistants en béton à haute performance.....	161
V.2.1 Ferrailage des poutres en BHP.....	161
V.2.1.2 Calcul de ferrailage	161
V.2.1.3 Condition de non fragilité	161
V.2.1.4 Vérification vis à vis de l'ELS	162
V.2.1.5 Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant	162
V.2.1.6 Calcul des armatures transversales.....	163
V.2.1.7 Vérification de la flèche	164
V.2.2. Ferrailage des poteaux de BHP	165
V.2.2.1 Méthode de calcul	165
V.2.2.2 Choix des armatures	166
V.2.2.3 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	167
V.2.2.4 Ferrailage des poteaux transversal	169
V.2.2.5 Schéma de ferrailage des poteaux	170
V.2.3 ferrailage des voiles en BHP.....	171
V.2.3.1 Introduction	171
V.2.3.2 Ferrailage longitudinal	172

V.1.3.3 Ferrailage longitudinal selon y-y	172
V.2.3.4 Vérification de contraintes limites de cisaillement	173
V.3 Ferrailade des poteaux en béton à haute performance	176
V.3.1 Méthode de calcul	176
V.3.2 Choix des armatures	177
V.3.3 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	178
V.3.4 Vérification de l'effort tranchant	179
V.3.5 Schéma de ferrailage	179
Conclusion générale	181

Listes des figures

Figure 3. 1: Le pont de l'île de Ré(France).	31
Figure 3. 2:Le Water TowerPlace(Chicago).....	31
Figure 3. 3L'édifice Two Union Square	31
Figure 3. 4:Le Pont de Joigny (France).	31
Figure 3. 5:La plate-forme pétrolière Hiberna (Canada)	31
Figure 1. 1: Site du projet.	45
Figure 1. 2: Plan de masse.	46
Figure 1. 3 : Coupe A_A.....	47
Figure 1. 4: Coupe C.....	48
Figure 1. 5: Diagramme contrainte-déformation du béton.	52
Figure 1. 6: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.....	53
Figure 1. 7 : Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E.L.U.....	56
Figure 2. 1: Plancher à corps creux.....	60
Figure.3.1 :Coupe transversale de l'acrotère.....	76
Figure.3.2 :Diagramme des efforts à l'ELU.....	77
Figure. 3.3 : Schéma de calcul de l'acrotère.....	78
Figure.3.4 : Plan de ferrailage de l'acrotère.....	84
Figure.3.5 : Représentation d'un escalier.....	85
Figure.3.6 : Les différents systèmes pour les escaliers intérieurs des immeubles.....	86
Figure.3.7 : Schéma statique de l'escalier.....	87
Figure.3.8 : Schéma de chargement de l'escalier	90
Figure.3.9 : Schéma de ferrailage des escaliers.....	97
Figure.3.10 : Section rectangulaire et section en « Té » en travée.....	105
Figure.3.11 : Schéma de ferrailage des poutrelles.....	109
Figure 4. 1 : Spectre de réponse.....	113
Figure 4. 2 Les étapes du calcul sismique.....	114
Figure 4.3 : Fonction spectrale.	121
Figure 4.4 : Fonction spectrale R=3.5.....	130
Figure 4.5 : Comparaison de la période T_{etabs} entre BO et BHP.....	132
Figure4.6 : Comparaison de l'effort normal réduit entre BO et BHP.....	133
Figure 4.8 : Comparaison de l'effort tranchant à la base sur axe y-y entre BO et BHP.....	134

Figure 4.9: Comparaison de condition du facteur de comportement entre BO et BHP.....	134
Figure.5.1 : Schéma de ferrailage des poutres principales en BO	146
Figure.5.2 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires en BO.....	146
Figure.5.3 : Ferrailage des poteaux en BO de 5ème et 6ème étage	156
Figure.5.4 : Ferrailage de poteau en BO de RDC.....	156
Figure.5.5 : Ferrailage des poteaux en BO de 4ème et 3ème étage.....	156
figure.5.6 : Ferrailage des poteaux en BO de 2ème et 1er étage	156
Figure5.7. schéma de ferrailage des voiles.....	160
Figure.5.8 : Schéma de ferrailage des poutres principales en BHP.....	164
Figure.5.9 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires en BHP.....	164
Figure.5.10. Ferrailage des poteaux en BHP de 5ème et 6ème étage.....	170
Figure.5.11 : Ferrailage des poteaux en BHP de de RDC	170
Figure.5.12 : Ferrailage des poteaux en BHP de 4ème et 3ème étage	170
Figure.5.13 : Ferrailage des poteaux de 2ème et 1er étage.....	170
Figure.5.14 : Schéma de ferrailage des poteaux de 3ème modèle.....	179

Liste de tableaux

Tableau 1. 1 : Caractéristiques et types de granulats.....	9
Tableau 2. 1: Formulation d'un béton à une résistance de 30 MPa avec des granulats de dimension maximale de 20 mm	17
Tableau 2. 2: Formulation d'un béton à une résistance de 25 MPa avec des granulats de dimension maximale de 50 mm	17
Tableau 2. 3: Caractéristique et de déformation suivant la norme EN1992-1-1	19
Tableau 3. 1: Les classes de Béton à hautes Performance.....	23
Tableau 3. 2: Viaduc du Crozet avec fumée de silice.....	30
Tableau 3. 3: Pont de Johche avec fumée de silice.....	30
Tableau 3. 4: Caractéristique et de déformation suivant la norme EN1992-1-1	33
Tableau 1. 1: Types d'aciers utilisés et leurs nuances.....	55
Tableau 2. 1: Charges permanentes des murs intérieurs.....	60
Tableau 2. 2: Charges permanentes des murs extérieurs	61
Tableau 2. 3Charge permanente du plancher terrasse inaccessible	62
Tableau 2. 4 : Charge permanente du plancher courant.....	63
Tableau 2. 5: Pré dimensionnement des poutres.....	64
Tableau 2. 6: pré dimensionnement des poutres	65
Tableau 2. 7: de dégression des surcharges	66
Tableau 2. 8: Choix des sections des poteaux centraux.....	69
Tableau 2. 9: Choix des sections des poteaux de rive.....	70
Tableau 2. 10: Choix des sections des poteaux d'angle.....	72
Tableau 2. 11: Comparatif des sections des poteaux	73
Tableau.3.1. Les efforts sur l'acrotère.....	77
Tableau.3.2. Les données.....	78
Tableau.3.3. Palier (charge permanente).....	88
Tableau.3.4. Paillasse (charge permanent).....	89
Tableau.3.5. Calcul des sollicitations des escaliers.....	89
Tableau.3.6. Ferrailage de l'escalier.....	92
Tableau.3.7. Vérification a L'ELS.....	95
Tableau.3.8. Vérification de la flèche de l'escalier.....	97
Tableau.3.9. les charges de la poutrelle avant coulage.....	99

Tableau.3.10 :Calcul des moments.....	100
Tableau.3.11 :Méthode de CAQUOT.....	102
Tableau.3.12 :Actions de calcul des poutrelles après coulage.....	103
Tableau.3.13 :Différents sollicitations dans la poutrelle a trois travées (ELU).....	103
Tableau.3.14 : Différents sollicitations dans la poutrelle a trois travées (ELS).....	103
Tableau.3.15 : Récapitulation des efforts.....	104
Tableau.3.16 : Section d'armatures longitudinales en travée.....	105
Tableau.3.17 : Section d'armatures longitudinales en appuis.....	105
Tableau.3.18 : Vérification de la contrainte de béton poutrelle.....	106
Tableau.3.19. : Calcul de la flèche.....	108
Tableau 4.1. : Coefficient d'accélération de zone A.....	115
Tableau 4.2 : Valeurs de T_1 et T_2	115
Tableau 4.3 : Valeurs de ξ (%).....	116
Tableau 4.4 : valeurs du coefficient C_T	117
Tableau 4.5. Valeurs du coefficient de comportement R.....	118
Tableau 4.6: Valeurs des pénalités P_q	119
Tableau 4.7: Valeurs du coefficient de pondération β	120
Tableau 4.8 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial.....	122
Tableau 4.9 : Période et facteurs de participation massique du modèle 1.....	124
Tableau 4.10 : Période et facteurs de participation massique du modèle 2.....	126
Tableau 4.11 : Vérification des déplacements inter étage suivant axe x-x et axe y-y.....	127
Tableau 4.12 : Vérification de l'effort normal réduit.....	128
Tableau 4.13 : Vérification effort tranchant à la base.....	129
Tableau 4.14 : Vérification effort tranchant à la base.....	129
Tableau 4.15 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial.....	131
Tableau 4.16 : Vérification des déplacements inter étage suivant axe x-x et axe y-y.....	132
Tableau 4.17 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	132
Tableau 4.18 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial.....	135
Tableau 4.19 : Vérification des déplacements inter étage suivant axe x-x et axe y-y.....	135
Tableau 4.20 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	136
Tableau 4. 21 : Récapitulation des résultats.....	137
Tableau 5.1 : Ferrailages des poutres en béton ordinaire.....	142
Tableau 5. 2 : Vérification de la condition de non fragilité.....	143

Tableau 5.3 : Vérification des contraintes à l'E.L. S.....	143
Tableau 5.4 : Vérification la contrainte de cisaillement dans la zone nodale.....	144
Tableau 5.5 : Ferrailage transversal des poutres en béton ordinaire	145
Tableau 5.6 : Vérification de la flèche des poutres en béton ordinaire.....	145
Tableau 5.7 : Ferrailage des poteaux en BO en situation durable (N max, M corr)	149
Tableau 5.8 : Ferrailage des poteaux en situation durable (M max, N corr).....	149
Tableau 5.9 : Ferrailage des poteaux en situation durable (M max, N corr).....	150
Tableau 5.10 : Ferrailage des poteaux en situation accidentelle (N max, M corr).....	150
Tableau 5.11 : Ferrailage des poteaux en situation accidentelle (M max, N corr).....	141
Tableau 5.12 : Ferrailage des poteaux en situation accidentelle (M max, N corr).....	141
Tableau 5.13.Choix des armatures.....	152
Tableau 5.14.Vérification des contraintes pour les poteaux carrés (N sermax ,Mser cor)	152
Tableau 5.15. Vérification des contraintes pour les poteaux carrés (M sermax ,Nsercorr .	153
Tableau 5.16. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux	154
Tableau 5.17. Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	155
Tableau 5.18. : Ferrailage longitudinal des voiles suivant axe (x-x).....	159
Tableau 5.19 : Ferrailage longitudinal des voiles suivants axe (y-y)	159
Tableau 5.20 : Vérification la contrainte de cisaillement	160
Tableau 5.21 : Ferrailages des poutres en béton à haute performance.....	161
Tableau 5. 22 : Vérification de la condition de non fragilité.....	162
Tableau 5.23 : Vérification des contraintes à l'E.L. S.....	162
Tableau 5.24 : Vérification la contrainte de cisaillement dans la zone nodale.....	163
Tableau 5.25 : Ferrailage transversal des poutres en béton à haute performance.....	163
Tableau 5.26: Vérification de la flèche des poutres en béton à haute performance.....	163
Tableau 5.27 : Ferrailage des poteaux en situation accidentelle (N max, M corr).....	165
Tableau 5.28 : Ferrailage des poteaux en situation accidentelle (M max, N corr).....	165
Tableau 5.29 : Le choix des armatures en béton à haute performance.....	166
Tableau 5.30.Vérification des contraintes pour les poteaux carrés (N sermax ,Mser cor)	167
Tableau 5.31. Vérification des contraintes pour les poteaux carrés (M sermax ,Nsercorr)	167
Tableau 5.32. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux	169
Tableau 5.33. Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	169
Tableau 5.34. : Ferrailage longitudinal des voiles suivant axe (x-x).....	172
Tableau 5.35 : Ferrailage longitudinal des voiles suivants axe (y-y)	172
Tableau 5.36 : Vérification la contrainte de cisaillement	173

Tableau 5.37 : Comparaison entre BO et BHP.....	174
Tableau 5.38.Ferraillage des poteaux en situation accidentelle (N max, M corr).....	175
Tableau 5.39.Ferraillage des poteaux en situation accidentelle (M max, N corr).....	177
Tableau 5.40.Choix des armatures.....	177
Tableau 5.41.Vérification des contraintes pour les poteaux carrés (N sermax ,Msercorr).	178
Tableau 5.42.Vérification des contraintes pour les poteaux carrés (M sermax ,Nsercorr)	178
Tableau 5.43. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	179
Tableau 5.44. Comparaison entre les 3 modèles.....	180

Liste des symboles

H : La hauteur.

H_{ss}: Hauteur d'étage de sous-sol.

H_R: La hauteur de rez-de-chaussée "RDC".

H_s : Hauteur d'étage de service.

H_C : Hauteur de l'étage courant.

f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours .

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

f_{t28} : Résistance du béton à la traction à 28 jours.

f_{tj} : Résistance du béton à la traction.

γ_s : Coefficient de sécurité.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

σ̄_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.

σ_s : Contrainte de traction d'acier.

σ̄_s : Contrainte de traction admissible d'acier.

f_e : contrainte limite élastique.

ε : Déformation (allongement) relative de l'acier.

ΔL : Raccourcissement d'acier.

σ_s : Contrainte de l'acier .

η : Coefficient de fissuration.

n : Le coefficient d'équivalence.

n : nombre d'étages.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation de béton.

ε_s : Allongement de l'acier le plus tendu.

ε : Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée.

ε_{bc} : Raccourcissement de la fibre de béton à la distance **3h/7** de la fibre la plus comprimée.

ELU :Etat limite ultime.

ELS :Etat limite de service.

L_{max} : La portée maximale.

e : L'épaisseur.

RDC : Rez-de-chaussée.

ES : Entre sol.

G : charge permanente. **Q** : charge d'exploitation. **E**: charge sismique.

A_s : représente les armatures de la fibre inférieure. **A_s'** : représente les armatures de la fibre supérieure. **Q₀** : la surcharge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité.

λ : élancement d'EULER.

i : rayon de giration.

l_f : longueur de flambement.

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

B : surface de la section du béton.

S : La surface transversale totale.

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

C_p : Facteur de force horizontale.

W_p : Poids de l'acrotère.

F_p : L'action des forces horizontales.

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

Y, Y_I : Position de l'axe neutre.

h_t : Hauteur du plancher .

h_0 : Hauteur du la dalle de compression.

L_x : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

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

q_w : charge répartie à gauche de l'appui considérée.

q_e : charge répartie à droite de l'appui considérée.

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

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

T_u : Effort tranchant à ELU.

T_s : Effort tranchant à ELS.

N_u : effort normal ultime. N_s : effort normal service. M_u : Moment à l'ELU. M_s : Moment à l'ELS.

M_{tab} : Moment de la table.

$M_{au(inter)}^{max}$: Moment sur appui intermédiaire.

$M_{au(Rive)}^{max}$: Moment sur appui de rive.

M_{appui} : Moment en appuis. $M_{travée}$: Moment en travée. M_f : le moment fictif.

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.

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

δ : Pourcentage des armatures.

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées. Φ_t, Θ_t : Diamètre des armature transversal.

Φ_L, Θ_L : Diamètre des armature longitudinal.

A_1 : armatures perpendiculaires aux poutrelles .

A_2 : armatures parallèles aux poutrelles .

P_u : Charge uniformément répartie.

δ_G : Déplacement du centre de gravité de la surface " S ".

a : Projection de L.R sur l'axe de rotation.

τ_{ext} : Travail des forces extérieures.

τ_{int} : Travail des forces intérieures.

ω : angle de rotation.

E : L'embranchement (largeur utile) .

g : Son giron .

h : Sa hauteur de marche.

L_p : longueur de la paillasse.

α : Angle.

A_t : Armature transversal, armature de torsion.

M_t : Moment de torsion.

Ω : Surface.

$[M]$: Matrice de masse de la structure.

$[K]$: Matrice de rigidité de la structure.

$\{\ddot{x}\}$: Vecteur des accélérations.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements.

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

DDL : Degré de liberté.

β : Coefficient de pondération.

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.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

D : facteur d'amplification dynamique moyen .

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement du type de remplissage · h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. h_e : représente la hauteur de l'étage.

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).

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de cette dernière .

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau **K**

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau '**K**'.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau '**K**' par rapport au niveau '**K-1**'.

h_k : Hauteur d'étage '**k**' comme indique-la figure.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

h: Hauteur totale de la section brute.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

τ_u : Contrainte limite de cisaillement du béton.

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

λ_g : L'élancement géométrique.

l : la hauteur libre du mur.

a : épaisseur du voile.

d : longueur du voile.

σ_{ba} : La contrainte du béton armé.

σ_{bna} : La contrainte du béton non armé.

σ_u : est la contrainte de compression ultime calculée.

F_T : force de traction.

e : épaisseur du voile.

l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

σ_m : La contrainte de traction (moyenne). $\sigma_{compression}$: La contrainte de compression. σ_j :

Contrainte moyenne par maille .

$A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la Maille la plus armé} \}$. A_h^{\min} : Armature horizontale minimal.

K: coefficient de flambement.

P_n : Effort nominal limite de la section transversale du voile.

Φ : facteur de réduction ($\Phi = 0,70$).

A_g : section transversale brute du voile .

h_s : Hauteur libre de chaque niveau.

A_{cv} : section brute du béton par mètre linéaire dans la direction de l'effort tranchant.

a_c : Coefficient dépendant de l'élançement du mur.

ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans l'âme du mur.

ρ_h : Pourcentage des armatures horizontales dans l'âme du mur .

ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans l'âme du mur .

h_w : Hauteur totale du voile mesurée à partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

P_u, V_u, M_u : Efforts internes respectivement (Effort normal, Effort tranchant et moment fléchissant) ultimes résultants de l'analyse dans la situation sismique de calcul.

h_{cr} : La hauteur de la zone où se produisent les déformations plastiques, zone de la rotule plastique en pied de mur également appelée zone critique.

c : longueur de la zone à confiner mesurée depuis la fibre de compression extrême du mur jusqu'au point où le béton non confiné peut éclater à cause de déformations de compression importantes.

I_g : Moment d'inertie du voile.

c : la distance de l'axe neutre par rapport à la fibre la plus comprimée de la section du voile

h_w : hauteur totale du voile mesurée a partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

l_w : longueur du mur en plan.

δ_u : déplacement ultime du voile au sommet.

σ_1 : la contrainte d'acier de traction la plus grande.

σ_2 : la contrainte d'acier de compression la plus grande en valeur absolu.

L_T : la longueur de la zone tendu.

$A_{V RPA}$: Armature verticale selon le RPA. $A_{V BAEL}$: Armature verticale selon le BAEL. $A_{V cal}$: Armature verticale de calcul.

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

A_l : Des aciers longitudinaux de flexion.

A_t : Des aciers transversaux.

A_c : Des aciers en partie courante, également appelés aciers de peau.

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

E : Module d'élasticité du béton.

K : Coefficient de raideur du sol.

f_1 : la flèche de la charge uniformément répartie q_s .

f_{max} : La flèche maximal.

f^{adm} : La flèche admissible.

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismiques.

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

N_{G_1} : Poids propre de la structure.

N_{G_2} : Poids propre du radier.

e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

M_0 : moment à la base de la structure.

V_0 : effort tranchant à la base de la structure.

V_x : La fibre la plus éloigné par rapport du centre de gravité selon le sens x-x. V_y : La fibre la plus éloigné par rapport du centre de gravité selon le sens y-y. **CR** : Centre de rigidité.

CM : Centre de masse.

r : le rayon de giration autour du centre de masse.

U_1 : Déplacement inter étage sens X.

U_2 : Déplacement inter étage sens Y.

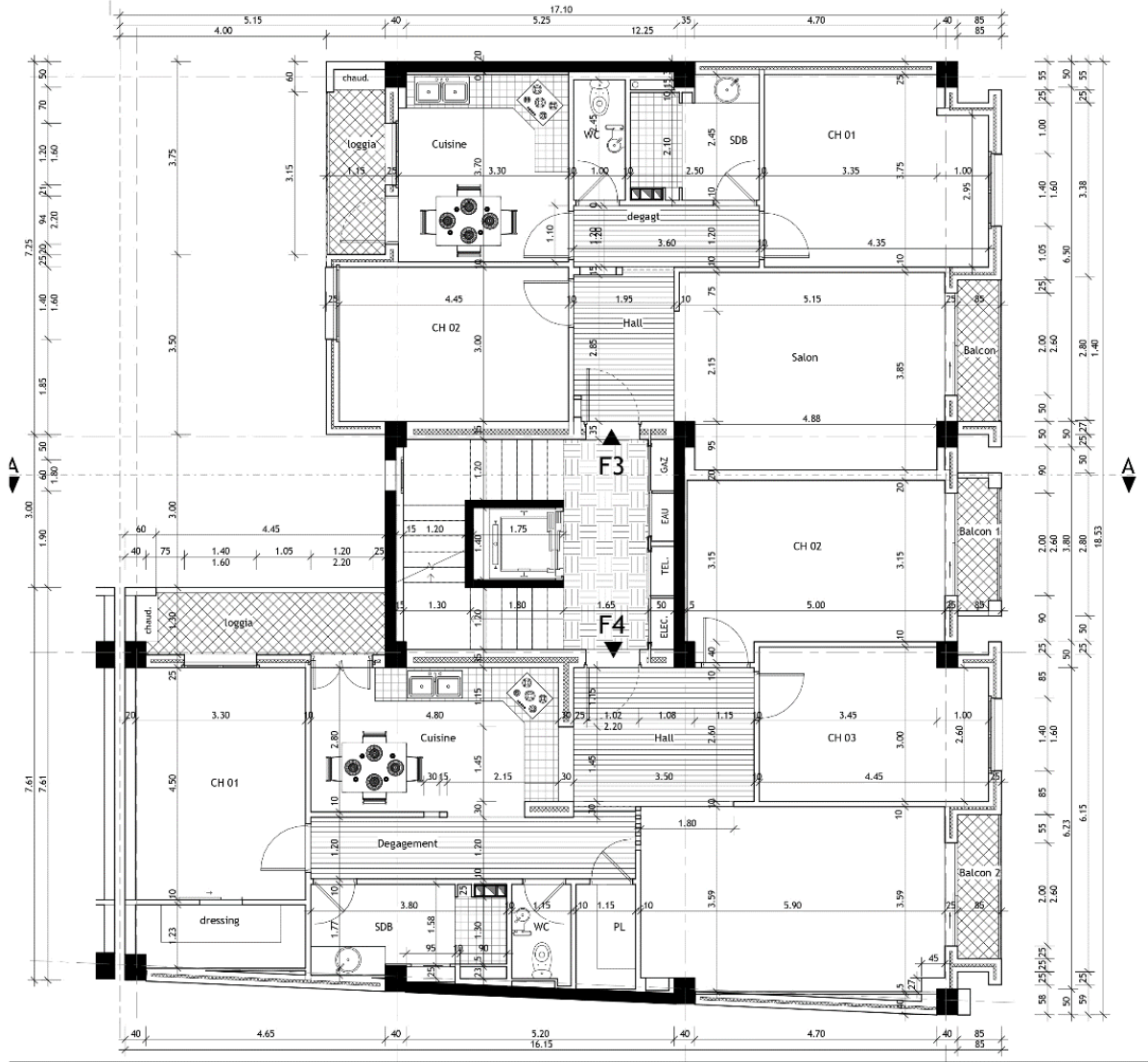
V_y : Effort tranchant d'étage selon la combinaison E_y .

L_x : Dimension du bâtiment selon le sens X. L_y : Dimension du bâtiment selon le sens Y.

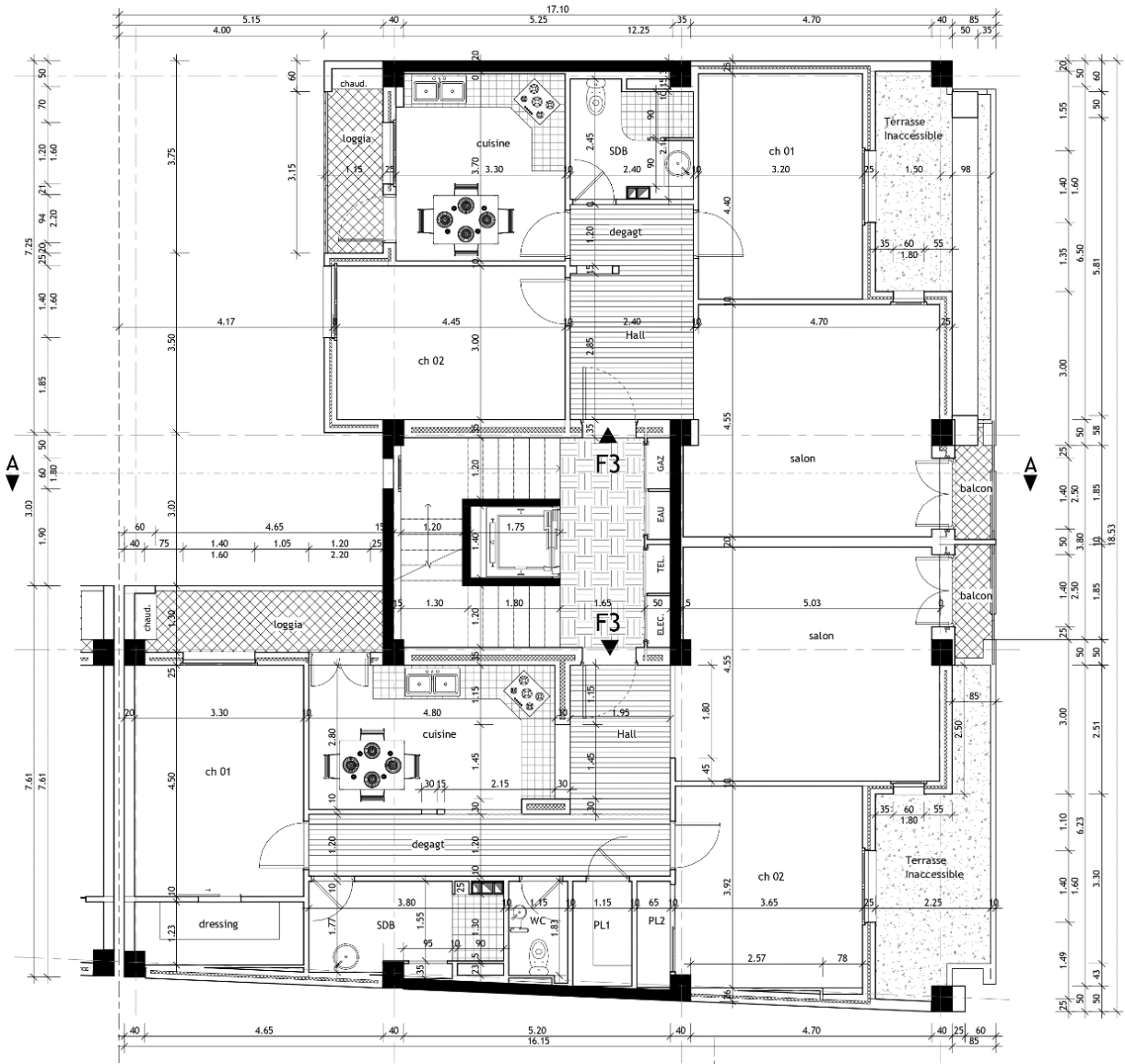
ETAGE 01



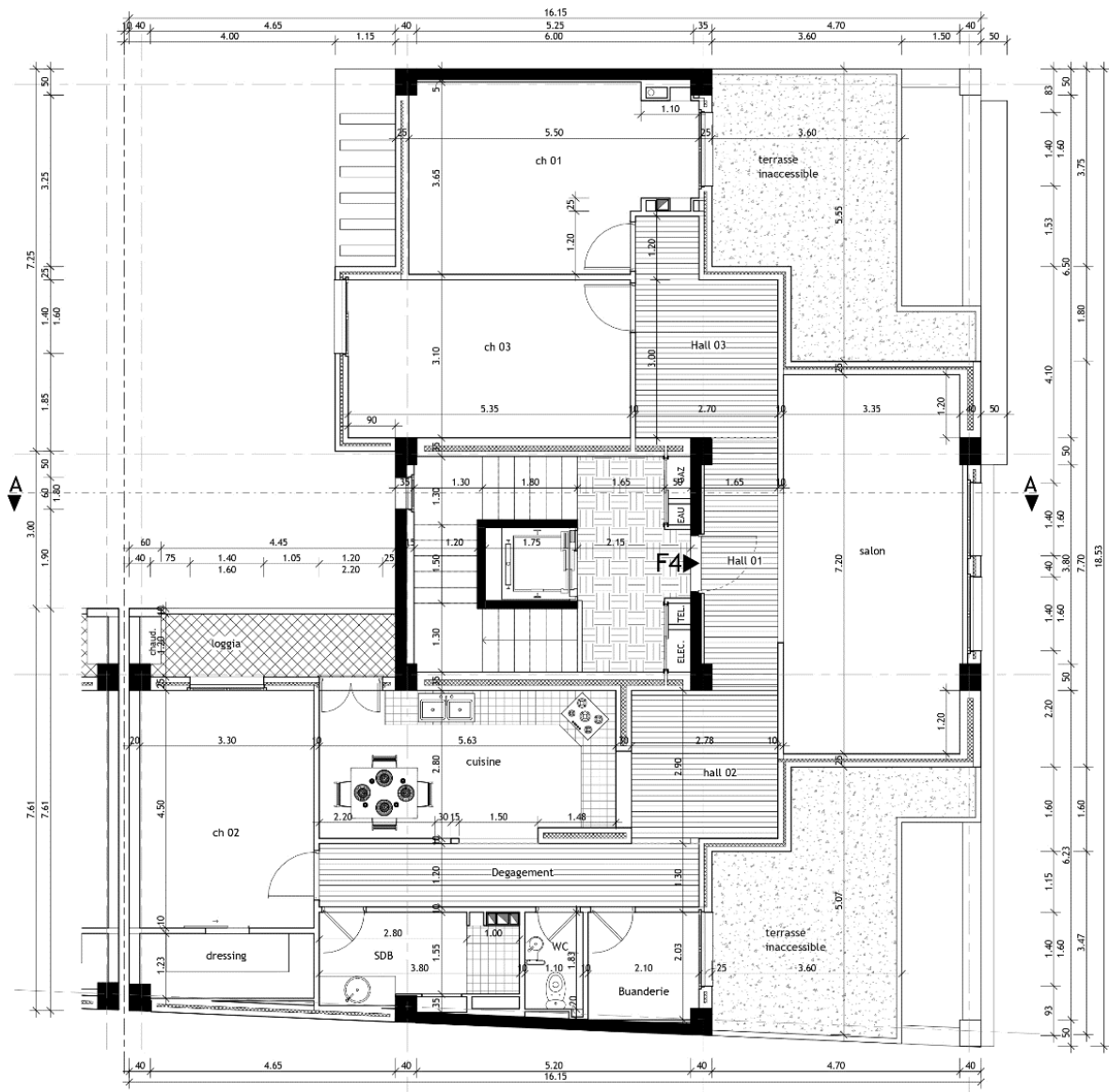
ETAGE 2-3-4



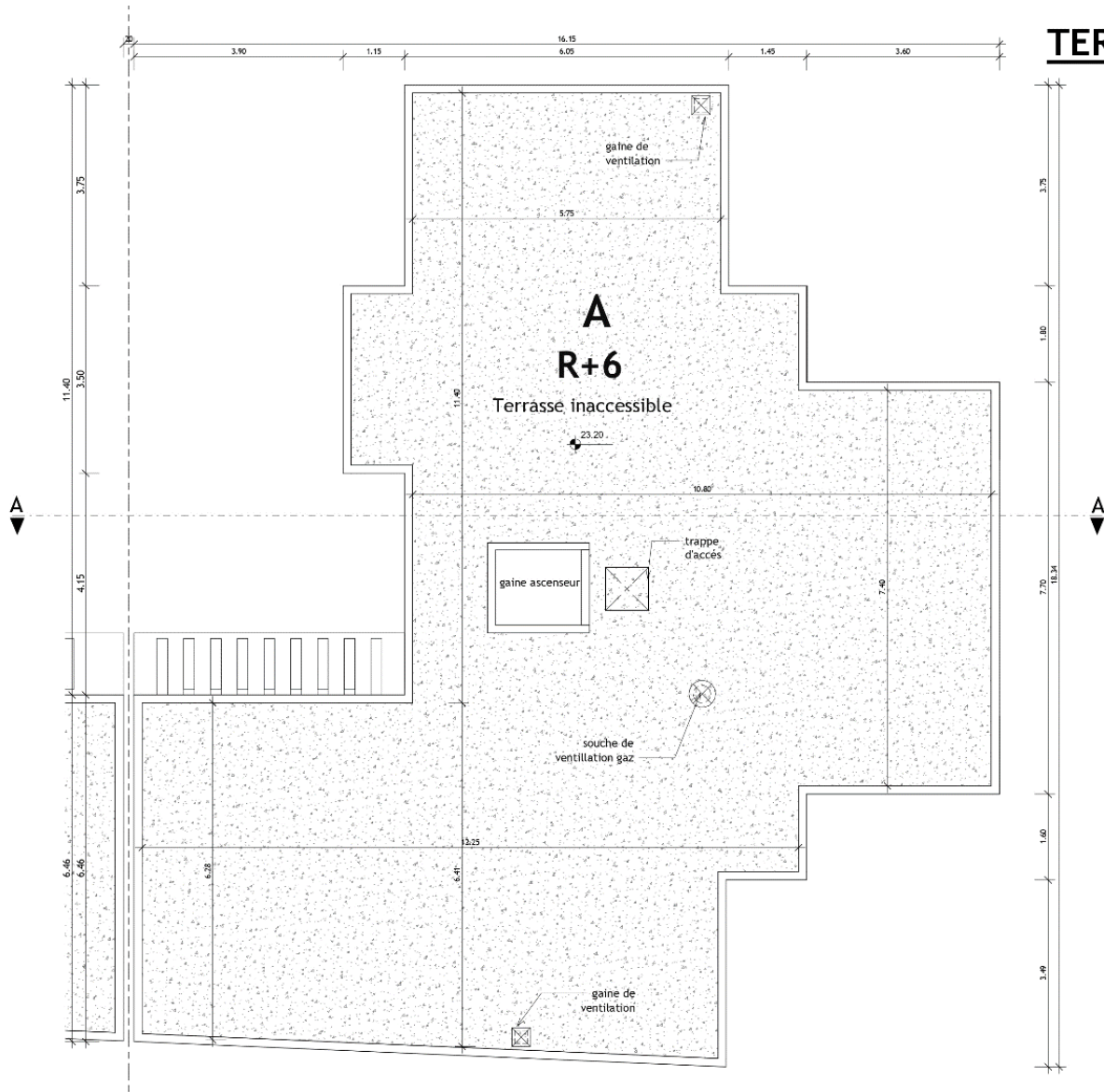
ETAGE 05



ETAGE 06



TERRASSE



Introduction générale

Introduction générale

Le métier ingénieur génie civil fait partie du domaine de l'ingénierie. C'est la mission des ingénieurs civils de concevoir, construire et réparer les bâtiments, les infrastructures et l'ingénierie qui sont vitaux pour les activités humaines, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

L'objet de cette étude est la comparaison entre le béton ordinaire et le béton à haute performance sur le plan de résistance et disponibilité des matériaux.

Dans cette optique, le présent travail consiste à la conception d'un bâtiment en R+6 + sous-sol avec une recherche bibliographique sur la comparaison entre béton ordinaire le béton à haute performance ce bâtiment est implanté à **BAB ZAOUIA, WILAYA DE BLIDA** qui est classé comme zone de forte sismicité (**Zone III**), selon le classement des zones établit par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

Ce travail est divisé en deux partie, la première partie la recherche bibliographique et la deuxième partie est l'étude du bâtiment :

La recherche est constituée de quatre chapitres :

Chapitre I : Les matériaux constitutifs des bétons (les ciments, les granulats, les ajouts minéraux et chimiques, influence du rapport E/C).

Chapitre II : Béton ordinaire (définition, la formulation du béton, ses propriétés).

Chapitre III : Béton à haute performance (les classes de BHP, les composants du BHP, sa formulation, ses propriétés physico-chimiques et mécaniques, ses avantages).

Chapitre IV : Comparaison entre béton ordinaire et béton à haute performance

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes :

Chapitre I : portera sur la présentation complète du bâtiment en béton ordinaire et on béton à haute performances, la définition de ses différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

Chapitre II : présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles),

Introduction générale

Chapitre III : portera sur le calcul des éléments non structuraux.

Chapitre IV: portera sur l'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique, c'est l'étape la plus importante dans l'étude d'un projet. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul par ETABS.

Chapitre V : portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) les résultats donnés par ETABS vont être vérifiés par rapport aux exigences de l'RPA 99, CBA93, BAEL91.

On terminera le travail par une conclusion générale dans laquelle nous discutons nos résultats du bâtiment en béton ordinaire et le bâtiment en béton à haute performance, et nous essayons de porter un jugement sur les choix des types des structures supposé préalablement.

Recherche
Bibliographique

Chapitre I:

Les matériaux constitutifs des bétons

Recherche Bibliographique

1.1 Introduction :

Le béton est le matériau de construction; il possède une grande résistance à la compression et une faible résistance à la traction. C'est la raison pour laquelle son utilisation ne s'est véritablement développée qu'avec l'invention de béton armé.

La résistance à la compression est généralement considérée comme la principale propriété caractéristique du béton. Depuis la découverte du béton armé par Joseph Lambot en 1848, les études ont été axées sur la recherche de méthodes permettant de renforcer cette résistance. Des progrès considérables ont été enregistrés dans ce domaine au cours de ces dernières décennies. Aux Etats-Unis, durant les années 1950, une résistance à la compression de 35 MPa était considérée comme une résistance élevée. Dans les années 1970, la limite a été portée à 70 MPa, alors qu'en 1990, la notion de béton à haute résistance était réservée à un béton d'une résistance à la compression comprise entre 80 et 100 MPa. Et cette évolution n'est pas terminée. Des résistances à la compression supérieure à 120 MPa ont été réalisées lors de constructions récentes.

Lors de la dernière décennie de nombreuses structures ont révolutionné en béton, dont « les bétons à haute performances ». Bien que toujours composés de ciment, de granulats et d'eau. Ce béton est un nouveau matériau aux propriétés mécaniques élevées associées à une durabilité élevée. L'amélioration de la qualité des ciments dans l'industrie des liants hydrauliques, le développement d'adjuvants de synthèse spécifiques et l'utilisation de poudres ultrafines ont rendu possible ce formidable progrès.

L'augmentation de la résistance à la compression du béton s'accompagne fréquemment de l'amélioration d'autres propriétés, comme la résistance à la traction, la rigidité, la résistance à l'usure, la durabilité, etc. Pour certaines applications, ces propriétés peuvent même être plus essentielles que le niveau de résistance atteint. Dans pareil cas, le choix des composants et de la composition ne doit pas être axé sur l'obtention d'une résistance maximale, mais davantage sur l'obtention d'une prestation optimale des propriétés souhaitées. La résistance supérieure obtenue est – pour ainsi dire – une incidence de second ordre.

L'objet de cette étude, est la comparaison entre béton ordinaire et béton à haute performance

Recherche Bibliographique

Cette recherche est constituée de quatre chapitres :

Chapitre I : les matériaux constitutifs des bétons (les ciments, les granulats, les ajouts minéraux et chimiques, influence du rapport E/C).

Chapitre II : béton ordinaire (définition, la formulation du béton, ses propriétés).

Chapitre III : béton à haute performance (les classes de BHP, les composants du BHP, sa formulation, ses propriétés physico-chimiques et mécaniques, ses avantages).

Chapitre IV : Comparaison entre béton ordinaire et béton à haute performance

Recherche Bibliographique

I.2 Le ciment :

Les ciments sont aussi appelés liants hydrauliques car ils ont la propriété de s'hydrater en présence d'eau et parce que cette hydratation transforme la pâte liante en un solide pratiquement insoluble dans l'eau.

En général, le ciment peut désigner à la fois :

- La poudre de ciment (par exemple telle qu'elle commercialisée en sac).
- La pâte de ciment au moment de son gâchage avec l'eau. - Le produit obtenu après durcissement. On distingue aussi ces différents états en appelant :
- Ciment anhydre, la poudre de ciment avant son gâchage avec l'eau,
- Ciment hydraté, les composés, insolubles dans l'eau, obtenus par combinaison chimique de l'eau avec le grain de ciment anhydre ; - Pâte fraîche de ciment, le mélange d'eau et de ciment anhydre avant que l'hydratation n'ait conduit à en faire un solide appelé pâte de ciment durcie (transformation de la pâte d'un état fluide en état solide).

I.2.1 Principe de fabrication :

Le ciment Portland artificiel, le CPA, résulte du broyage du clinker avec environ 5% de gypse pour réguler la prise. Le clinker est une roche artificielle obtenue par cuisson à 1450°C, constitué le plus souvent de mélange de calcaire (environ 80%) et d'argile (environ 20%) ou de matériau apportant la silice, l'alumine et le fer. Les clinkers peuvent être très différents les uns des autres du fait de la composition du cru, du mode de cuisson et du refroidissement. C'est-à-dire qu'en les broyant à des finesses variées avec des teneurs en gypse plus ou moins importantes, on obtiendra des ciments Portland artificiels n'ayant pas les mêmes caractéristiques. On fabrique des ciments encore plus variés grâce à l'ajout de constituants secondaires tels que les laitiers de haut fourneau (L), les cendres volantes (C), les pouzzolanes (Z) et la fumée de silice (D). Schématiquement, la fabrication de ciment passe par les opérations suivantes :

- Extraction et concassage
- Préparation du cru
- Cuisson ou calcination
- Broyage
- Expéditions

Recherche Bibliographique

I.2.2 Hydratation du ciment :

En présence de l'eau les constituants Anhydres instables s'hydratent pour donner naissance à de nouveaux constituant hydratés stables au cours d'une évolution complexe qui englobe ce que l'on appelle , en général, la prise et le durcissement , la quantité d'eau étant insuffisante pour les dissoudre complètement. Les anhydres se dissolvent jusqu'à saturation. La solution est alors sursaturée par rapport aux constituants hydratés stables qui cristallisent. C'est cette première cristallisation accompagnée d'une brusque discontinuité dans la viscosité de la pâte qui constitue le début de prise. La continuation du processus d'hydratation constitue le durcissement.

I.2.3 Classification des ciments en fonction de leur composition :

Les ciments constitués de clinker et des constituants secondaires sont classés en fonction de leur composition, en cinq types principaux par les normes NF P15-301 et EN 197-1. Ils sont notés CEM et numérotés de 1 à 5 en chiffres romains.

- CEM I: Ciment portland (CPA - dans la notation française) : contient au moins 95 % de clinker et au plus 5% de constituants secondaires.
- CEM II A/B: Ciment portland composé (CPJ) : contient au moins 65% de clinker et au plus 35 % d'autres constituants : laitier de haut-fourneau, fumée de silice (limitée à 10%), pouzzolane naturelle, cendres volantes, calcaires.
- CEM III A/B: Ciment de haut fourneau (CHF) : contient entre 36 et 80% de laitier de haut-fourneau et 20 à 64% de clinker.
- CEM III C : Ciment de haut fourneau (CHF) : contient au moins 81% de laitier et 5 à 19% de clinker
- CEM IV A/B : Ciment pouzzolanique (CPZ) : Avant l'introduction de la norme NF EN 197-1, il était connu sous l'appellation CPZ. Ce type de ciment n'est pas fabriqué en France.
- CEM V : Ciment au laitier et aux cendres (CLC) : (anciennement ciment au laitier et aux cendres) contient de 20 à 64 % de clinker, de 18 à 50% de cendres volantes et de 18 à 50% de laitier de haut-fourneau.

I.2.4 Constituants de base du ciment :

Le clinker :

Après broyage et traitement thermique, le clinker obtenu est alors brutalement refroidi de 1450°C à 20°C Il contient les quatre constituants principaux de CPA:

Recherche Bibliographique

- C 3S : silicate tricalcique (ou alite)
- C2 S : silicate bicalcique (ou bélite)
- C 3A : aluminat tricalcique
- C4 AF: alumino-ferrite tétracalcique

I.3 Le granulat :

Le granulat, qu'on appelle aussi *agrégat*, est un fragment de roche, d'une taille inférieure à 125 mm (sables, gravillons et graviers), destiné à entrer dans la composition des matériaux destinés à la fabrication d'ouvrages de travaux publics, de génie civil et de bâtiment. Les granulats constituent le squelette du béton et ils représentent, environ 80 % du poids total du béton. Ils sont constitués de Sables (Gros et Fin) et de gravier. Cependant, les granulats doivent satisfaire à certaines exigences de qualité pour qu'ils soient utilisés dans le béton.

I.3.1 Les grandes familles de granulats :

Un granulat est constitué d'un ensemble de grains minéraux, qui selon sa dimension (comprise entre 0 et 125 mm) se situe dans l'une des 6 familles (voir le tableau 1.1)

Tableau 1. 1 : Caractéristiques et types de granulats.

Familles	Caractéristiques
Fillers	$DD < 2$ mm avec au moins 85 % de passant à 1,25mm et 70 % de passant à 0,063 mm
Sablons	$D \leq 1$ mm avec moins de 10 % de passant à 0,063 mm
Sables	$0 \text{ mm} < D \leq 4$ mm
Graves	$D < 6.3$ mm
Gravillons	$d \geq 2$ mm et $D \leq 63$ mm
Ballasts	$d \geq 31,5$ mm et $D = 50$ ou 63 mm

I.3.2 Différents types de granulats :

Un granulat, en fonction de sa nature et de son origine, peut-être :

- **Naturel** : d'origine minérale, issus de roches meubles (alluvions fluviales ou marines) ou de roches massives (roches éruptives, calcaires, métamorphiques...),

Recherche Bibliographique

n'ayant subi aucune transformation autre que mécanique (tels que concassage, broyage, criblage, lavage).

- **Artificiel** : d'origine minérale résultant d'un procédé industriel comprenant par exemple des transformations thermiques : sous-produits industriels, granulats réfractaires
- **Recyclé** : obtenu par traitement d'une matière inorganique utilisée précédemment dans la construction, tels que des bétons de démolition de bâtiments ou des structures de chaussées.

I.4 Les ajouts :

Les ajouts du béton sont des matières fines qui, généralement, sont ajoutées au béton en grandes quantités (souvent entre 5 et 20 % du dosage en ciment), pour améliorer certaines de ses propriétés

I.4.1 Les ajouts minéraux :

Parmi ces ajouts on distingue la fumée de silice, le laitier, les cendres volantes, et le laitier.

I.4.1.1 La fumée de silice :

La fumée de silice est un coproduit de la fabrication du silicium et de différents alliages de silicium. Ce sont des ultrafines de silice récupérées par dépoussiérage. C'est une silice amorphe presque pure [1] qui peut contenir un pourcentage très faible d'impuretés.

La silice représente environ 90% de la composition chimique [2]. Les particules ont une forme sphérique de diamètre compris entre 0,1 μ m et 2 μ m. La dimension moyenne est 100 fois plus faible que celles du ciment. La densité est de l'ordre de 2,2. La fumée de silice se caractérise par une extrême finesse 15000 – 25000 m²/kg (déterminée par adsorption d'azote). A titre de comparaison, la finesse du ciment déterminée suivant la même technique est de 1500 m²/kg. La teneur en dioxyde de silicium, SiO₂, ne doit pas être inférieure à 80 % de la masse. La surface spécifique, déterminée par la méthode d'adsorption d'azote décrite dans la norme ISO 9277, ne doit être ni inférieure à 15,0 m²/g, ni supérieure à 35,0 m²/g [NF EN 13263-1 - 2009].

La fumée de silice est une pouzzolane très réactive de par son état amorphe et son extrême finesse [3]. L'effet pouzzolanique de la fumée de silice se traduit par une pâte de ciment durcie dense. En outre, sa grande finesse procure un effet physique de remplissage (effet filler) [4].

Recherche Bibliographique

D'un point de vue rhéologique, les petites particules sphériques, bien dispersées dans le système eau-ciment, peuvent déplacer les molécules d'eau piégées à proximité des grains de ciment et les libérer pour qu'elles puissent contribuer à fluidifier le béton. De plus, l'incorporation de la fumée de silice réduit le ressuage interne et externe. Cette réduction du ressuage est bénéfique à la qualité de la zone de transition pâte-granulats [5].

La combinaison des différents modes d'action de la fumée de silice dans le béton permet la formation d'une microstructure très dense [6].

Toutes ses caractéristiques font de la fumée de silice une ultra fine très intéressante à la fois du point de vue physique et chimique [7], faisant d'elle un produit très répandu dans la fabrication des BHP [4].

Toutefois, quelques inconvénients liés à leur emploi ont été recensés. Par rapport à la rhéologie d'un mélange de référence, [8] montrent que l'utilisation de la fumée de silice augmente la demande

en eau et en superplastifiant que ce soit pour des pâtes de ciment ou bien pour des bétons. L'incorporation de fumée de silice rend parfois le béton collant, bien que les avis soient partagés sur cet aspect. Pour certains auteurs [8], elle augmente le seuil de cisaillement et la viscosité tout en améliorant la compacité des mélanges. En revanche, constatent que la fumée de silice ne modifie pas la viscosité. Par rapport à la rhéologie d'un mélange de référence, [8] montrent que l'utilisation de la fumée de silice augmente la demande en eau et en superplastifiant que ce soit pour des pâtes de ciment ou bien pour des bétons.

L'effet de la fumée de silice sur les propriétés physiques des bétons est très marqué surtout pour de faibles rapports E/L [9]. Ainsi, les résistances en compression de BHP formulés avec de la fumée de silice sont considérablement améliorées [10]. La porosité est considérablement réduite à l'interface pâte-granulats comparée à celles des BO [11]. Les propriétés de transport (perméabilité et diffusion d'oxygène, migration des chlorures) des BHP avec fumée de silice sont améliorées ainsi que la perméabilité qui est réduite de 71% et 87% à 1 et 365 jours respectivement comparée à celle des BO [11]. Ces améliorations sont dues à la fois à la réaction pouzzolanique par transformation d'une partie de l'hydroxyde de calcium en C-S-H et à l'effet filler (effet de colmatage d'une partie de la porosité).

Enfin, le fluage ainsi que le retrait de dessiccation de BHP avec fumée de silice sont considérablement réduits [12]. En revanche, le retrait d'autodessiccation (retrait endogène) est amplifié du fait de l'augmentation de la pression capillaire due à la porosité fine des BHP incorporant de la fumée de silice [13].

I.4.1.2 Les cendres volantes :

Les cendres volantes (CV) sont des particules très fines récupérées par dépoussiérage des centrales thermiques. La composition chimique des cendres volantes dépend de l'origine du combustible brûlé dans les centrales thermiques et dès lors diffère d'une centrale à l'autre, voire peut évoluer dans le temps sur un même site. La somme des teneurs en silice (SiO_2), alumine (Al_2O_3) et oxyde de fer (Fe_2O_3) ne doit pas être inférieure à 70%. La proportion en SiO_2 réactive doit constituer au moins 25% de la masse [NF EN 450-1 2005]. Les CV peuvent être classés en trois classes principales :

- CV silico-alumineuses (classe F ASTM) avec une teneur en silice (SiO_2) qui varie de 47 à 59%, une teneur en alumine (Al_2O_3) d'environ 22%, et une teneur en oxyde de fer (Fe_2O_3) variant de 6 à 9%.
- CV silico-calciques (classe C ASTM) avec une teneur en silice aux alentours de 36%, une teneur en alumine de 17% et environ 6% d'oxyde de fer.
- CV sulfo-calciques qui contiennent 13 à 24% de silice, une forte teneur en calcium et soufre (59% de CaO et 15% SO_3), 5 à 18% de Al_2O_3 et enfin 3 à 17% de Fe_2O_3 .

La morphologie des CV peut être diverse : Les CV sont constituées de particules de forme majoritairement sphérique avec une distribution granulaire similaire à celle du ciment Portland. Elles peuvent contenir des sphères creuses ou des particules angulaires [2].

L'effet le plus notable de ces additions est l'augmentation de la résistance à long terme par réaction pouzzolanique [11]. L'utilisation de cendres volantes entraîne une réaction pouzzolanique entre la phase vitreuse des cendres et la portlandite (CH) produite par l'hydratation du ciment, ce qui conduit à la formation de gel de C-S-H, et donc à l'augmentation de la résistance en compression surtout à long terme.

Contrairement aux cendres volantes de classe C, celles de classe F réduisent le développement de la résistance au jeune âge du béton mais augmentent sa durabilité [14].

[11] A observé une amélioration significative à long terme de la résistance à la compression de la porosité et des propriétés de transport (diffusion et perméabilité) des BHP contenant 30% de cendres volantes. Cependant, leur effet sur la résistance en compression de BHP semble très tributaire du rapport E/L utilisé [15]

I.4.1.3 Laitier de haut fourneau :

Recherche Bibliographique

Le laitier de haut fourneau (LHF) est un coproduit de la fabrication de la fonte dans les hauts fourneaux. Il est constitué de chaux (45 à 50 %), de silice (25 à 30 %), d'alumine (15 à 20 %) et d'environ 10% de magnésie, d'oxydes divers et de manganèse.

Comme pour la fumée de silice, le laitier peut être ajouté soit directement dans la composition du ciment (cas du ciment CEM III), soit vendu séparément et introduit dans la composition des bétons en tant qu'ajout.

Le laitier présente des caractéristiques intéressantes en tant qu'addition minérale [16] surtout par rapport à la constance de sa composition chimique.

Le remplacement d'une partie du ciment par des laitiers de hauts fourneaux permet globalement de réduire le seuil de cisaillement et la viscosité des pâtes de ciment [17]. Avaient montré que le laitier de haut fourneau adsorbe le superplastifiant, ce qui impliquerait une demande plus importante en superplastifiant pour obtenir une même fluidité ou une même valeur du seuil de cisaillement. L'autre avantage d'une substitution du laitier est la réduction des pics de température causés par l'hydratation. Cet avantage dépend toutefois de la finesse du laitier.

Il a été observé que le fluage et le retrait de dessiccation diminuent dans le cas de BHP contenant du LHF comme addition [12]. Quant à son effet sur la résistance en compression, il n'est perceptible qu'à long terme [18] à cause de l'hydratation initiale très lente du laitier [19]. En outre, cette hydratation n'est que très rarement complète.

I.4.2 Les adjuvants :

Comme nous l'avons vu précédemment, l'eau de gâchage remplit deux fonctions principales : une fonction chimique d'hydratation des particules anhydres du ciment et une fonction physique qui consiste à donner au béton les propriétés rhéologiques nécessaires à sa mise en place à l'état frais. L'idéal serait de formuler des bétons avec assez d'eau pour, à la fois, développer la résistance optimale du ciment et conférer au béton frais une maniabilité appropriée. Or, les particules de ciment présentent de nombreuses charges électriques ou superficielles non saturées. Au contact de l'eau (fluide polaire), les particules de ciment flocculent [20]. En flocculant, elles retiennent une certaine quantité d'eau qui n'est plus disponible pour assurer l'ouvrabilité désirée du béton. En l'absence d'adjuvants réducteurs d'eau, il est donc nécessaire d'utiliser davantage d'eau que nécessaire pour hydrater le ciment et obtenir une bonne maniabilité. Cependant, ce surplus

Recherche Bibliographique

d'eau crée de la porosité à l'intérieur de la pâte de ciment qui affecte les propriétés mécaniques et de durabilité du matériau béton.

L'utilisation d'adjuvants chimiques capables de diminuer la tendance de floculation des particules de ciment est la solution pour parvenir à réduire le rapport E/L tout en gardant une maniabilité convenable du béton à l'état frais. Il s'agit d'adjuvants réducteurs d'eau ou superplastifiants haut réducteurs d'eau. De par leur fort pouvoir dispersant [21], les superplastifiants rendent possible la confection de bétons fluides avec des rapports E/L inférieur à 0,30. La taille et le volume des pores sont ainsi réduits, rendant les pâtes de ciments plus denses, ce qui améliore considérablement la résistance à la compression et la durabilité du béton. En revanche, une attention particulière doit être apportée à la compatibilité ciment-superplastifiant, car les différents ciments Portland ne se comportent pas de la même façon avec tous les superplastifiants.

1.5.1 Influence du rapport E/C:

Le dosage en eau est un facteur très important de la composition du béton. On ressent bien l'influence qu'il a sur la porosité du béton par les vides créés, lorsque l'eau s'élimine pour différentes raisons (évaporation, combinaison chimique, absorption par les granulats).
Dosage en eau Par exemple, avec un E/C, couramment utilisé, de 0.55, on estime que la moitié de l'eau de gâchage sert à l'hydratation du ciment, l'autre moitié est une eau de mouillage interstitielle qui contribue à la plasticité du béton requise pour sa mise en œuvre. Ce schéma est modifié par l'emploi croissant d'adjuvants contribuant à améliorer la plasticité sans nécessiter une présence d'eau en excès, nuisible aux caractéristiques finales du béton durci [22].

Chapitre II:

Béton ordinaire

II.1 Définition de béton ordinaire :

Le béton est un ensemble homogène obtenu par le mélange du ciment, de l'eau, des granulats et quelque fois d'adjuvants. Sa masse volumique se situe aux alentours de (2200_2400)Kg/m³.

Ses performances (durabilité, résistance au feu, etc.) varient selon ses composants. C'est un matériau dont le moulage est assez facile et il est adapté à tous les types de formes d'ouvrage.

II.2 Formulation d'un béton ordinaire :

Le choix des proportions de chacun des constituants d'un béton afin d'obtenir les propriétés mécaniques et de mise en œuvre souhaitées s'appelle la formulation. Plusieurs méthodes de formulations existent, comme:

La méthode de Bolomey, la méthode de Faury, la méthode de Dreux-Gorisse.

➤ La méthode de Bolomey :

La méthode de Bolomey a le mérite d'avoir ouvert la voie aux études de béton. Toutefois, elle ne peut être appliquée qu'aux granulats dont la masse volumique absolue est comprise entre 2,5 et 2,7 kg/m³ ; ce sont d'ailleurs les granulats les plus courants [22].

➤ La méthode de Faury :

Cette méthode est venue en 1941 compléter la méthode de Bolomey. La méthode de Faury donne des bétons comportant moins de sable et plus de gravier. Ces bétons sont plus raides et conviendront à des travaux pour lesquels une très bonne maniabilité n'est pas indispensable. Les bétons Faury auront souvent une résistance mécanique supérieure aux bétons Bolomey correspondants [22].

➤ La méthode de Dreux-Gorisse :

L'application de la méthode graphique de Dreux - Gorisse permet de déterminer la composition du squelette granulaire qui est appliquée pour formuler un béton ordinaire (BO) sans addition et sans superplastifiant [22].

La formulation des bétons relève de critères techniques, normatifs et aussi économiques comme les caractéristiques géométriques de l'ouvrage et son environnement durant son fonctionnement, les caractéristiques du béton lors de sa mise en œuvre et durci, les

Recherche Bibliographique

conditions de production et de mise en œuvre du béton, les matériaux disponibles localement, les normes en vigueur...

Cette ressource s'attache dans un premier temps à présenter la démarche afin de formuler un béton ordinaire, puis une application de formulation d'un béton pour la réalisation de voiles béton armés d'un futur bâtiment d'habitation est présentée.

Contenu de la ressource :

- Contexte de la formulation d'un béton ordinaire
- Recherche du rapport pondéral C/E
- Evaluation de la quantité de ciment C et de la quantité d'eau E
- Optimisation du squelette granulaire
- Estimation du coefficient de compacité

II.3 Exemple de composition :

Deux compositions de béton ordinaire sont données sur les tableaux 2.1 et tableau 2.2 avec des résistances à la compression différente (25MPa et 30MPa)

Tableau 2. 1: Formulation d'un béton à une résistance de 30 MPa avec des granulats de dimension maximale de 20 mm.

Constituants	Quantité
Ciment de la classe 32,5 [kg/m ³]	375
Sable 0/5 [kg/m ³]	630
Graviers 5/20 [kg/m ³]	1140
Eau [L/m ³]	185

Tableau 2.2 : Formulation d'un béton à une résistance de 25 MPa avec des granulats de dimension maximale de 50 mm

Constituants	Quantité
Ciment de la classe 42,5 [kg/m ³]	350
Sable 0/5 [kg/m ³]	615
Graviers 5/20 [kg/m ³]	515
Graviers 20/50 [kg/m ³]	760
Eau [L/m ³]	185

II.4 Propriétés physico-chimiques et mécaniques du béton ordinaire :

La principale propriété du béton à cet état est son ouvrabilité. En effet, le béton offre une facilité de remplissage du coffrage et du ferrailage lors de la mise en œuvre. Pour remplir toutes ses qualités, les constituants du béton doivent être soigneusement mélangés. Cette ouvrabilité est influencée par le dosage et la qualité des composants, la forme, la granulométrie et le type de granulats, le volume d'air mais surtout par la quantité d'eau insérée dans le béton.

Cependant, il faut faire très attention car au-delà d'une certaine quantité, on observera :

- Un ressuage qui est un phénomène de remontée d'une partie de l'eau de gâchage à la surface du béton frais
- L'augmentation de la porosité et du retrait (phénomène de raccourcissement accompagnant la prise du ciment suite à une baisse de température)
- Une diminution de la résistance et un risque de ségrégation des constituants (les granulats descendent tandis que les liants remontent à la surface)

• La résistance à la compression :

La résistance varie en grande partie en fonction :

- Du dosage et du type de ciment employé
- Du volume d'air subsistant dans le béton ou la porosité
- Du dosage en eau

Une résistance à la compression du béton ordinaire, à 28 jours possède une valeur de 25MPa, sur cylindre et 30Mpa sur une éprouvette cubique (Tableau 2.3)

• La résistance à la traction :

Un Béton ordinaire de 25MP à 28jours peut offrir une résistance à la traction 2.6MPa. (Tableau 2.3)

• Module d'élasticité :

Sous l'action de charges instantanées, le béton à un comportement élastique. Plus la résistance du béton est élevée, plus le module d'élasticité est grand.

Le module d'élasticité de béton ordinaire à une valeur de 31 GPa . (Tableau 2.3).

Tableau 2.3: Caractéristique et de déformation suivant la norme EN1992-1-1.

	Classes de résistance							
	12	16	20	25	30	35	40	45
F_{CK} résistance caractéristique en compression sur cylindre [MPa]	12	16	20	25	30	35	40	45
F_{CK} résistance caractéristique en compression sur cube [MPa]	15	20	25	30	37	45	50	55
F_{cm} résistance moyenne en compression [MPa]	20	24	28	33	38	43	48	53
F_{ctm} résistance moyenne en traction directe [MPa]	1.6	1.9	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8
E_{cm} module d'élasticité secant [GPa]	27	29	30	31	33	34	35	36

- **La porosité :**

La porosité est une caractéristique extrêmement importante pour un béton. La réduction des vides est essentielle, notamment dans le but de faire face aux agents agressifs extérieurs et de lutter contre les risques de corrosion des armatures dans le cas d'un béton armé.

Le choix du type de ciment à mettre en œuvre et l'augmentation du dosage permettent la réduction des vides et contribuent donc fortement à la durabilité de l'ouvrage.

- **La résistance au cycle gel-dégel et écaillage**

La résistance au cycle gel-dégel du béton dépend de plusieurs facteurs qui sont :

- Le rapport eau-liant
- Le volume d'air entraîné
- La durée de la période de séchage avant l'exposition au cycle

Pour y faire face, il est indispensable d'augmenter le volume d'air avec des adjuvants tels que les entraîneurs d'air. Leur teneur en air varie de 4 à 8% selon les conditions d'exposition. Ils ont une bonne capacité de résistance. Cette résistance est accrue pour les bétons à hautes performances.

- **Les retraits :**

Un retrait hydraulique est observé avant et en cours de prise. Il peut être causé soit par évaporation, soit par absorption. Avant et en cours de prise, il peut atteindre un litre d'eau

Recherche Bibliographique

par mètre carré de surface de béton en seulement une heure. Même après le durcissement, il y a encore des retraits observés.

Le retrait thermique est dû à la réduction rapide de la température. Ce retrait est de l'ordre de 200 à 300 $\mu\text{m}/\text{m}$.

Le retrait diminue considérablement quand le durcissement se fait sous l'eau. C'est la raison pour laquelle on essaie toujours de rendre les pièces humides durant cette phase de durcissement en les arrosant.

- **La perméabilité du béton :**

Plus un béton est imperméable, plus il a une grande durabilité dans la mesure où les agents agressifs ne peuvent pas agir. Elle est donc liée à la porosité. L'imperméabilité du béton ordinaire est bonne. Sa valeur est de 1×10^{-10} cm/s.

- **Réaction alcalis-granulats :**

C'est une réaction due à la présence des alcalis dans le liant et la silice réactive des granulats. Il faut faire très attention à la teneur en alcalis du liant et de cette réactivité qui peuvent causer un élargissement interne du béton afin d'éviter les fissures sous forme de faïençage à la surface du béton.

- **Le fluage**

C'est un phénomène de déformation différée causé par l'effet d'une charge fixe indéfiniment appliquée. On estime qu'au bout d'un mois, 40 % de la déformation de fluage sont effectifs et au bout de six mois, ce sont les 80%. Cette déformation est généralement entre 4 à 5 % de la longueur de l'ouvrage en question.

Il est trois fois plus grand que la déformation due aux charges instantanées vu précédemment.

Chapitre III:

Béton à haute performance

III.1 Historique :

Les bétons à hautes résistances sont apparus il y a environ une vingtaine d'années. De résistance caractéristique à 28 jours supérieurs à 50 MPa. Grâce à l'utilisation de superplastifiants et de produits ultrafins amorphes ou cristallins, le BHP possède un squelette particulaire traditionnel noyé dans une matrice qui améliore sa compacité [23].

Avant les années 80, le BHP était fabriqué uniquement dans les laboratoires. Cette situation a beaucoup évolué vers les années 80 [23].

De nos jours, la production de béton avec une résistance caractéristique à 28 jours supérieurs à 100 MPa est très courante dans nombreux laboratoires à travers le monde, et leur application sur les chantiers de construction a également commencé à se développer.

On peut encore citer les travaux antérieurs sur les points suivants :

Au début des années 1960, le béton à haute performance est apparu dans la région de Chicago et a commencé à être largement utilisé dans plusieurs grandes structures [24].

Vers la fin des années 1980, plusieurs pays ont lancé des projets de recherche spécifique sur le BHP, parmi ceux-ci on retrouve les Etats-Unis (Hoff, 1993), la Norvège (Holland, 1993), le Canada (Aïtcin et Baalbak, 1996), la France (de Larrard et coll., 1987).

Les superplastifiants ont été utilisés pour le béton à haute résistance à la fin des années 1960, et leur introduction sur le marché a commencé presque simultanément au Japon et en Allemagne. Les plastifiants ont encore de grands avantages par rapport à l'eau ordinaire, réducteur pour le transport de béton conventionnel avec un affaissement de 75 à 100 [21].

Au début des années 1980, la fumée de silice a commencé à être utilisée dans le béton en Amérique du Nord, dans d'autres régions d'Europe et dans le monde [2].

En Algérie, la technologie des BHP en est encore à ses balbutiements, et le taux d'utilisation de ce matériau n'a pas dépassé 7 %. Cependant, les perspectives de développement et les perspectives de ce matériau sont encourageantes.

III.2 Béton à haute performance :

Les bétons de hautes performances BHP ont d'abord été appelés béton de hautes résistances. Un Béton à hautes Performances BHP peut être défini par une résistance à la compression à 28 jours supérieur à 50 MPa, Cette résistance obtenue en utilisant des

rappports Eau/ liant inférieure 0.4, associé aux additions minérales et chimiques l'ajout d'adjuvants afin d'assurer une ouvrabilité satisfaisante un béton qui a une porosité réduite.

III.3 Les classes de Béton à haute Performance :

Les BHP sont divisés en cinq grandes catégories correspondant chacune à une résistance de 25 MPa. La classe I représente les BHP qui ont une résistance à la compression comprise entre 50 et 75 MPa, la classe II une résistance à la compression comprise entre 75 et 100 MPa, la classe III une résistance à la compression entre 100 et 125 MPa, la classe V une résistance supérieure à 150 MPa (tableau I.1), les deux dernières correspondent en France aux bétons à très hautes performances BHPT [2].

Tableau 3. 1: Les classes de Béton à hautes Performance.

Classe de BHP	Classe I	Classe II	Classe III	Classe IV	Classe V
Résistance à la compression	50	75	100	125	150

III.4 Les composants du béton à haute performance :

III.4.1 Le ciment :

Le ciment doit permettre au BHP d'atteindre une classe de résistance donnée, tout en assurant une bonne maniabilité et une finition de qualité. À titre d'exemple, les BHP de la gamme 50-75 MPa peuvent être composés avec la plupart des ciments Portland commerciaux, alors que les BHP de résistance 75-100 MPa ne peuvent l'être qu'avec certains ciments, et rares sont les ciments Portland qui peuvent permettre d'obtenir tels quels des BHP de classe supérieure (BHPT de 100 à 125 MPa) [2]. Les performances des ciments commerciaux en termes de rhéologie et de résistance sont en effet très variables et seules quelques-uns possèdent simultanément de bonnes performances de résistances finales et de bonnes performances rhéologiques. Il existe bien évidemment, comme nous le verrons par la suite, des solutions qui permettent de pallier aux manques de performances des ciments commerciaux, (utilisation de super plastifiants réducteurs d'eau, additions minérales, etc.).

Les principales caractéristiques d'un ciment sont rappelées ci-dessous :

III.4.1.1 La finesse du ciment :

La recherche de la finesse optimale est une des exigences pour réaliser un BHP. La finesse régit de façon directe la résistance du béton. Plus le broyage est fin, plus les phases silicatées entourant les particules sont nombreuses, ce qui est bénéfique pour la résistance. Cependant, une finesse élevée rend les ciments réactifs et conduit à une formation rapide d'ettringite et de C-S-H lors de l'hydratation, impactant négativement la rhéologie [25]. L'autre inconvénient d'une finesse importante est lié aux risques de fissuration dus à un fort retrait.

III.4.1.2 La teneur en C3S :

Les ciments à teneur élevée en C3S présentent un intérêt pour la fabrication de BHP de forte résistance au jeune âge. En effet, le C3S présente une meilleure réactivité par rapport au C2S, ce dernier agissant plutôt sur les résistances à moyen et long terme.

III.4.1.3 Composition de la phase interstitielle :

Elle régit la durabilité du béton en termes d'attaques chimiques. D'une façon générale, les ciments présentant un pH de la solution interstitielle faible sont plus résistants aux altérations chimiques (attaques acides en particulier). Ceci en raison de la meilleure stabilité chimique des phases solides qu'ils contiennent et de la diminution des gradients ioniques avec le milieu agressif qui en découlent. Un béton contenant peu de portlandite sera en particulier plus stable qu'un béton qui en contiendrait beaucoup [26].

III.4.1.4 La teneur et morphologie du C3A :

Pour la formulation des BHP, l'utilisation d'un ciment contenant une faible teneur en C3A permet de faciliter le contrôle de la rhéologie. Une morphologie du C3A à dominante cubique est préférable à celle orthorhombique. En effet, la rhéologie d'un ciment à base de C3A cubique est facile à contrôler [27]. En outre, la limitation de la teneur en C3A améliore la durabilité du béton en permettant une meilleure résistance aux milieux agressifs, en particulier aux attaques sulfatiques externes en raison de la limitation du risque de formation d'ettringite secondaire.

III.4.2 Les granulats :

Les granulats doivent avoir les caractéristiques adéquates permettant :

- De résister aux contraintes transmises par la pâte de ciment
- D'optimiser la densité du squelette granulaire final pour un béton compact
- D'obtenir une zone de transition pâte-granulats de bonne qualité.

Pour cela, les critères de sélection des granulats portent sur :

III.4.2.1 La nature minéralogique :

Son incidence sur la qualité de l'ITZ (Interfacial Transition Zone) et sur les risques de développement de l'alcali-réaction semble avérée mais aussi sur les déformations différées du béton [19]. Les granulats calcaires offrent en particulier une meilleure affinité chimique avec la pâte de ciment. Ils limitent les risques d'alcali-réaction et possèdent des modules de compressibilité plus proche de la pâte de ciment que les granulats siliceux. En revanche, ils peuvent être sensibles à certaines altérations chimiques acides.

III.4.2.2 Dimensions, volume et forme des granulats :

La taille des granulats a une influence sur les propriétés de résistance et de durabilité des bétons [28]. Bien que l'utilisation de gros granulats permette de diminuer la demande en eau (faible surface à mouiller par unité de masse), ce qui va dans le sens de l'augmentation de la résistance, il n'est pas recommandé d'en utiliser dans les BHP, car ils se comportent comme des inclusions rigides de grandes dimensions, induisant des systèmes d'autocontraintes importants. Ils altèrent également les capacités de déformations différées et les propriétés thermiques. Il est admis que ces risques sont limités tant que la dimension maximale est inférieure à 10 ou 12 mm [19]. [29]A établi que, pour chaque résistance de béton et donc pour chaque rapport eau/ciment, il existe une dimension maximale optimale pour le granulats.

De même, le volume des granulats possède un effet sur les propriétés mécaniques du béton.

D'après [30], les propriétés mécaniques (résistance en compression et module d'élasticité) augmentent avec la proportion de granulats, du moins dans le domaine des concentrations usuelles en granulats (60-75% en volume). Le même constat a été fait sur les déformations différées. Le fluage est d'autant plus faible que le volume relatif des granulats est

conséquent. Il a été observé que le passage de la teneur volumique en granulat de 65 à 75 % entraîne une diminution du fluage de 10 % [31].

Quant à la forme, l'utilisation de granulats concassés ou semi-concassés permet d'obtenir des meilleurs comportements mécaniques comparativement aux formes roulées.

III.4.2.3 L'optimisation de la distribution granulaire :

Elle permet d'augmenter la densité du squelette granulaire final et par conséquent d'obtenir un béton compact ayant de bonnes propriétés mécaniques. Parmi les méthodes d'optimisation de la répartition granulaire d'un béton, on peut citer Powers (1968), Bolomey (1935), Caquot (1937), Faury (1953) et plus récemment le modèle d'empilement compressible (MEC) [8] mis au point au LCPC.

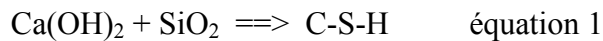
III.4.3 Les additions :

Fumées de silice : les fumées de silice sont des sous-produits de la fabrication du silicium ou de ferrosilicium. Ils se présentent sous forme de microsphères de silice ayant des diamètres moyens de 0,1 μm . La surface spécifique varie de 20 à 25 m^2/g . Les fumées de silice se caractérisent par une structure vitreuse (produit très réactif) avec une haute teneur en silice (de 75 à 95%). Les fumées de silice agissent de trois façons dans les bétons ; action physique, physicochimique et pouzzolanique. En effet, l'action physique consiste à chasser l'eau qui se trouve entre les particules de ciment, ce qui plastifie le béton ayant un rapport E/L de 0,15 à 0,20. L'action physico-chimique se manifeste par un bouchage des pores de 0,1 mm de diamètre à partir de l'âge de 7 jours, ce qui rend le béton à la fumée de silice tout à fait imperméable. Son action pouzzolanique consiste à se combiner avec la chaux libérée par la réaction d'hydratation et former des nouveaux hydrates. La proportion de fumée de silice dans le ciment est limitée à 10 % en masse, selon NA 442 et EN 197-1 (NA 442, 2000 ; EN 197-1, 1996).

Les fumées de silice (FS) permettent de diminuer la porosité par deux effets :

- **Un effet physique (rôle filler)** : les microbilles de silice, de taille moyenne 0.100-0.15 μm remplissent les vides initiaux entre les grains de ciment anhydres
- **Un effet chimique (réaction pouzzolanique)** : la fumée de silice (essentiellement composée de SiO_2) réagit avec la portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$, au fur et à mesure que cette dernière se forme par hydratation du ciment, pour produire des silicates de calcium hydratés C-S-H supplémentaires. La réaction pouzzolanique (acide-base) peut s'écrire de la façon simplifiée suivant :

Recherche Bibliographique



Ces C-S-H viennent combler ; au –moins partiellement, les vides résiduels.

Les fumées de silice, grâce à leur morphologie (microbilles), offrent en outre l'avantage d'améliorer la rhéologie du béton frais.

Cendres volantes : les cendres volantes résultent de la combustion du charbon dans les centrales thermiques ; elles sont récupérées au moyen de séparateurs pneumatiques et électrostatiques puis humidifiées pour faciliter la manutention. Selon la norme NF EN 450 (1995), les cendres volantes sont une poudre fine constituée principalement de particules vitreuses sous forme sphériques. Les compositions chimiques des cendres volantes dépendent des impuretés contenues dans le charbon utilisé. Du point de vue minéralogique, les cendres volantes se divisent en deux catégories qui diffèrent l'une de l'autre par leur teneur en CaO, selon la norme ASTM C 618-94 (1995):

- Classe F : les cendres volantes contenant moins de 10 % de CaO produit de la combustion de l'anhracite et du charbon bitumineux ;
- Classe C : les cendres volantes contenant entre 15 % et 35 % de CaO produit de la combustion du lignite ;

Laitier des hauts fourneaux : les laitiers des hauts fourneaux sont des sous-produits de la fabrication de la fonte des usines sidérurgiques. Le laitier des hauts fourneaux est utilisé généralement dans les ciments et dans les travaux routiers. La structure minéralogique d'un laitier dépend de son mode de refroidissement, plus le refroidissement est rapide plus le laitier est vitreux. Le laitier refroidi est en forme de granules ou boulettes et demande un broyage pour être utilisé comme ajout minéral. Une fois utilisé avec le ciment, il a le pouvoir de s'hydrater après la saturation du milieu de chaux et former de nouveaux hydrates qui contribuent à améliorer les résistances mécaniques. Les particules de laitier, dont le diamètre est inférieur à 10 μm , contribuent à la résistance du béton aux jeunes âges (jusqu'à 28 jours). Les particules dont les diamètres sont compris entre 10 et 45 μm contribuent au développement des résistances ultérieures. Les particules de laitier dont le diamètre est supérieur à 45 μm ont de la difficulté à s'hydrater.

III.4.4 Influence du rapport E/L :

Le rapport « eau/liant équivalent » « E/L », défini dans la norme NF EN 206-1 [NF EN 206-1 2004] comme étant le rapport entre la masse de la teneur en eau efficace E et la teneur en liant équivalent L dans le béton frais, est un facteur fondamental dans la fabrication de BHP. Le terme “liant équivalent” utilisé dans les formulations BHP désigne la somme de la quantité de ciment et de la quantité d’additions minérales pondérée d’un coefficient de prise en compte de l’addition considérée k traduisant son degré d’activité comparativement à celle du ciment [NF EN 206-1 2004]

$$L = C + kA$$

- Avec C la quantité de ciment par mètre cube de béton (en kg/m^3) ;
- A la quantité d’addition par mètre cube de béton (en kg/m^3) ;
- k est le coefficient de prise en compte de l’addition considérée (à titre d’exemple,
- k = 2 dans le cas où l’addition incorporée est la fumée de silice [NF EN 206-1 2004]).

Pour atteindre les performances requises pour pouvoir qualifier un béton de BHP, le rapport E/L doit être réduit en utilisant, d’une part, davantage de ciment tout en réduisant la quantité d’eau de gâchage (grâce à l’utilisation de superplastifiants), et d’autre part, en remplaçant chaque fois que cela est possible, une partie du ciment par un volume égal d’additions minérales pouzzolaniques. Un faible E/L permet non seulement la réduction de la porosité de la pâte de ciment hydraté.

III.5 Formulation du béton à haute performance :

La recherche des hautes performances passe par la réduction de la porosité du béton durci, c’est-à-dire de son pourcentage de vides. En effet, les dimensions et les volumes des pores capillaires sont les principaux paramètres qui régissent les résistances mécaniques du béton et les propriétés de transfert déterminantes pour la durabilité. L’optimisation de la formulation d’un BHP consiste à diminuer la porosité de la matrice cimentaire et à optimiser le squelette granulaire. La formulation d’un BHP suit les trois principales étapes suivantes :

III.5.1 Détermination d'une formule théorique prévisionnelle :

- Sélection des constituants en fonction de l'expérience locale ;
- Optimisation du squelette granulaire.
- Détermination des proportions des constituants

III.5.2 Optimisation du mélange en laboratoire :

- Validation de la compatibilité ciment / adjuvant ;
- Ajustement de la quantité de pâte et de l'adjuvant ;
- Vérification du comportement rhéologique du béton frais ;
- Analyse de la sensibilité de la formule aux variations des dosages des divers constituants ;
- Analyse de la sensibilité de la formule aux conditions climatiques possibles lors de la mise en œuvre (température).

III.5.3 Validation de la formule en centrale :

- Vérification du comportement rhéologique du béton frais ;
- Vérification des éventuelles spécifications complémentaires telle que la comptabilité ;
- Vérification des caractéristiques du béton

III.6 Exemples des grands ouvrages en BHP :

Les douze cas présentés ne représentent qu'un nombre très limité de projets dans lesquels on a utilisé des BHP durant les cinquante dernières années dans chacun des cas, on décrit de façon général le projet et on essaie de démontrer la pertinence du choix d'un BHP dans un tel type de construction. Les douze projets décrits sont : [2].

- Le Water Tower Place, construit en 1970 à Chicago, Etas _ Unis
- Les plates-formes pétrolières Gullfaks construites en 1981 en Norvège
- Les viaducs de Slynas et Glacières construits en 1986
- L'édifice Scotia Plaza construit en 1998 à Toronto, Canada
- Le pont de l'Ile de Ré construit en 1988
- L'édifice Two Union Square construit en 1988 à Seattle, Etats –Unis
- le pont de Joigny construit en 1998
- Le pont de la montée Saint – Remi construit en 1993 près de Montréal, Canada
- Le pont de Normandie construit en 1993

Recherche Bibliographique

- La plate-forme pétrolière Hibernia construit en 1996 à Terre –Neuve, Canada.
- Le pont de la Confédération entre l'Île-du-Prince-Edouard et le Nouveau Brunswick construit en 1997, Canada
- Ouvrages Types construits en France en BHP

III.7 Quelques exemples de formulation pour 1 m³ de BHP :

Deux compositions de béton à haute performance sont données sur le tableau 3.1 et tableau 3.2 :

Tableau 3. 2: Viaduc du Crozet avec fumée de silice.

CEM I 52.5 PMES	385 kg
Gravillon 5/12	363 kg
Gravier 12/20	694 kg
Sable 0/5	785 kg
Fumée de silice	31 kg
Eau	140 l
Superplastifiant	1.2 %

Tableau 3. 3: Pont de Johche avec fumée de silice.

CEM I 52.5	420 kg
Fumée de silice	35 kg
Graviollon 6/10	250 kg
Gravillon 10/14	730 kg
Sable 0/4	660 kg
Sablon 0/1	140 kg
Eau	152 l
Superplastifiant	1.73 %



Figure 3. 1: Le pont de l'Ile de Ré (France)



Figure 3. 2: Le Water Tower Place (Chicago).



Figure 3. 3: L'édifice Two Union Square.



Figure 3.4: Le pont de Joigny (France).



Figure 3. 5: La plate-forme pétrolière Hiberna (Canada)

III.8 Propriétés physico-chimiques et mécaniques des BHP :

• La résistance à la compression :

La résistance à la compression est généralement considérée comme la principale propriété caractéristique du béton.

Selon la norme européenne EN1992-1-1, le béton est considéré comme un 'béton à haute résistance' à partir d'une classe de résistance de C55/67. Le premier nombre derrière la lettre C fait référence à la résistance à la compression caractéristique mesurée sur des cylindres de 300 mm de hauteur et d'un diamètre de 150 mm, et le deuxième nombre, à la résistance à la compression caractéristique mesurée sur des cubes de 150 mm de côté. La définition ne précise aucune classe de résistance maximale. Elle peut cependant être de facto déduite de la liste des classes de résistance possibles allant jusqu'à la classe C 100/115 (Tableau 3.4).

• La résistance à la traction :

La résistance à la traction du béton est liée à la résistance à la compression. En ce qui concerne le béton conventionnel, différentes formules sont appliquées. Dans la norme EN 1992-1-1 :2004, une formule différente est proposée pour le béton à haute résistance par rapport au béton conventionnel. Un élément essentiel est cependant le caractère fragile du béton à hautes performances, signalé ci-dessus. Dès que la résistance est atteinte, la portance tendra très rapidement vers la valeur zéro.

Un Béton à haute performance de 50MP à 28jours peut offrir une résistance à la traction 4.1 MPa (Tableau3.4).

Les règles BAEL définissent la résistance caractéristique à la traction, à partir de la résistance à la compression, par les formules suivantes :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{cj} < 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj}^{2/3} \quad \text{si } 60 \leq f_{cj} \leq 80 \text{ MPa}$$

•Le module d'élasticité :

Le module d'élasticité du béton est essentiellement déterminé par les propriétés des granulats et de la matrice de mortier. Au fur et à mesure que la matrice se consolide et se

Recherche Bibliographique

rigidifie, le béton présentera également une rigidité accrue. Le module d'élasticité du béton à hautes performances est dès lors toujours lié à la résistance à la compression. Le module d'élasticité de BHP (supérieur à celui des bétons ordinaire) à une valeur de 37 GPa (Tableau 3.4).

Tableau 3. 4: Caractéristique et de déformation suivant la norme EN1992-1-1.

	Classes de résistance de béton à haute performance					
	50	55	60	70	80	90
F_{CK} résistance caractéristique en compression sur cylindre [MPa]	50	55	60	70	80	90
F_{CK} résistance caractéristique en compression sur cube [MPa]	60	67	75	85	95	105
F_{cm} résistance moyenne en compression [MPa]	58	63	68	78	88	98
F_{ctm} résistance moyenne en traction directe [MPa]	4.1	4.2	4.4	4.6	4.8	5.0
E_{cm} module d'élasticité secant [GPa]	37	38	39	41	42	44

- **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 250×10^{-6}) pour un BHP que pour un béton traditionnel (60×10^{-6}). Le retrait d'autodessiccation est d'autant plus précoce et élevé que le rapport E/C est faible [2].

- **Fluage :**

Les BHP présentent un fluage (déformation différée sous chargement permanent) plus faible que les bétons traditionnels (surtout avec des formulations à base de fumées de silice). La cinétique de fluage propre est très rapide (le fluage est accéléré et se manifeste

Recherche Bibliographique

dès les jeunes âges du béton) et se stabilise plus vite. Le fluage de dessiccation est très faible. Le fluage est d'autant plus faible que la résistance en compression est plus élevée

Dans les structures précontraintes, l'utilisation de BHP permet de réduire les pertes de précontrainte associées aux déformations différées du béton. Ce faible fluage permet d'augmenter l'efficacité de la précontrainte et de faciliter le contrôle géométrique des ouvrages. L'utilisation de BHP avec fumée de silice conduit donc à des réductions de déformations différées et des redistributions d'efforts plus faibles [2].

- **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.) [2].

- **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 [2].

- **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 [2]

- **Adhérence acier-béton :**

La grande résistance mécanique du BHP et sa microstructure interne permettent de mobiliser une liaison supérieure entre les armatures en acier et le BHP et donc d'améliorer les qualités d'adhérence, ce qui permet une réduction des longueurs d'ancrage et de scellement [2].

- **Réduction des flèches et des déformations des structures :**

Plusieurs propriétés, de nature soit rhéologique, soit mécanique, permettent de réduire les flèches et les déformations dans les structures et les dalles en BHP: résistance à la traction

du béton plus grande, module d'élasticité plus élevé, fluage plus faible et adhérence acier-béton supérieure [2].

III.8 Avantages du Béton Haut Performance :

Les avantages de l'utilisation de bétons hautes performances à haute résistance compensent souvent l'augmentation du coût des matériaux. Voici les principaux avantages qui peuvent être obtenus [2] :

- Facilité de placement et de consolidation sans influencer la force.
- Réduisez la taille des éléments structurels qui conduisent à l'augmentation de la surface utilisable. Par conséquent, le volume de béton est coupé.
- La taille des éléments structurels tels que les poutres et les colonnes est réduite car des sections plus petites sont suffisantes pour supporter des charges élevées.
- Réduction de l'épaisseur des dalles de plancher et des sections de poutres de support qui sont une composante majeure du poids et du coût de la majorité des structures.
- La réduction des éléments structurels plus petits tels que les poutres, les colonnes et les dalles entraîne une baisse du poids propre et de la charge permanente superposée. En conséquence, une taille de fondation plus petite est nécessaire, ce qui réduit considérablement le coût.
- Une résistance sismique plus élevée que celle du béton conventionnel.
- Haute résistance à l'abrasion
- La zone de coffrage et son coût sont réduits.
- Le temps d'étayage et de décapage est réduit en raison du gain de résistance précoce élevé du béton haute performance.
- Construction d'immeubles de grande hauteur avec les économies qui en découlent sur les coûts immobiliers dans les zones encombrées.
- Des portées plus longues et moins de poutres pour la même magnitude de chargement. C'est pourquoi l'utilisation de béton haute performance dans la construction de ponts est inévitable.
- Raccourcissement axial réduit des éléments de support de compression.
- Le nombre de supports et donc de fondations est réduit en raison de la capacité du béton haute performance à s'étendre sur de plus longues distances.
- Augmenter la durée de vie de la structure dans les environnements sévères

Recherche Bibliographique

- Performances de service à long terme supérieures sous des charges statiques, dynamiques et de fatigue.
- Faible fluage et rétrécissement.
- Rigidité accrue grâce à un module plus élevé.
- Haute résistance au gel et au dégel, aux attaques chimiques, améliore considérablement la durabilité à long terme et la propagation des fissures.
- Maintenance et réparations réduites.
- Une moindre dépréciation en tant que coût fixe.

III.9 D'autres bétons spéciaux :

- **Le béton léger** : est un type de matériau qui vous facilitera grandement la tâche. Ce béton est composé en majorité de constituants l'allégeant, ce qui le rend bien moins lourd qu'un béton ordinaire et par conséquent, bien plus pratique d'utilisation. Les matériaux lourds qu'on retrouve chez les bétons classiques tels que les granulats sont remplacés. A la place, il est possible d'ajouter des billes de polystyrène par exemple. Cette caractéristique rend ce béton très utile dans la réalisation de certains types d'ouvrages tels que pour les fondations ou dans l'isolation [2].
- **Le béton lourd** : est réalisé avec des granulats à haute densité. On utilise notamment de la magnétite, de l'hématite, de la barytine ou encore du plomb. Il est également possible de recourir à des déchets ferreux tels que les grenailles ou les riblons. Le béton lourd possède une densité particulièrement élevée. Après séchage, cette densité est de 3000 kg/m^3 (pouvant même aller jusqu'à 6000 kg/m^3) contre 2000 à 2300 kg/m^3 pour le béton traditionnel (pour comparaison la densité du béton léger est comprise entre 300 et 2000 kg/m^3) [2].
- **Les bétons renforcés de fibrés** : à ultra hautes performances (BFUP) sont des matériaux à matrice cimentaire, renforcés par des fibres. Ils se distinguent par des résistances à la compression allant de 150 MPa à 250 MPa , avec des caractéristiques extrêmement améliorées à tout point de vue [2].
- **Béton confinés** : Béton (d'un élément fortement comprimé) dont la résistance à la compression a été améliorée par le renforcement des armatures transversales [2].
- **Le béton compacté au rouleau (RCC)** : ou le béton laminé (rollcrete) est un mélange spécial de béton qui contient essentiellement les mêmes ingrédients que le béton conventionnel mais dans des proportions différentes, et de plus en plus avec une

Recherche Bibliographique

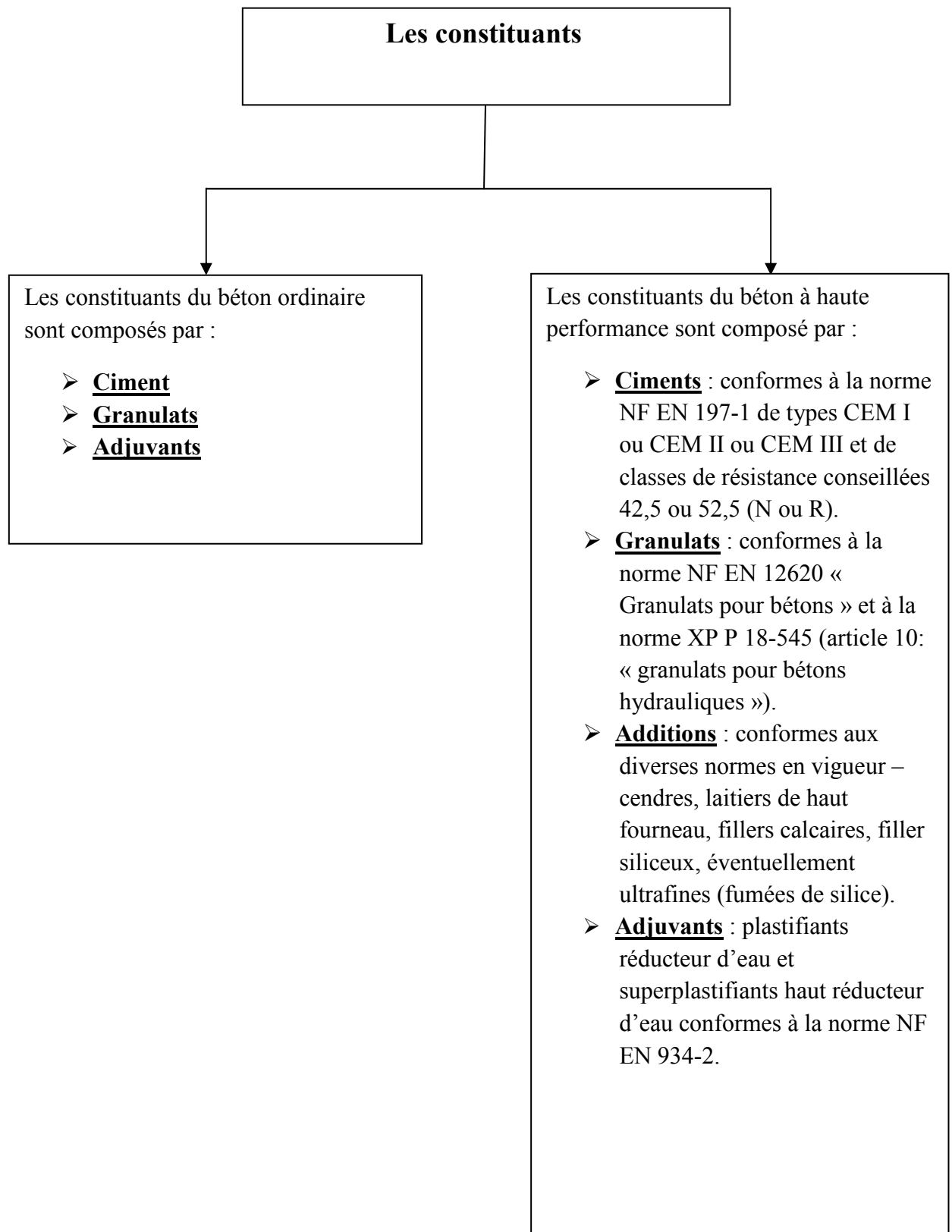
substitution partielle des cendres volantes pour le ciment Portland . La substitution partielle des cendres volantes pour le ciment Portland est un aspect important de la construction du barrage RCC parce que la chaleur générée par l'hydratation des cendres volantes est nettement inférieure à la chaleur générée par l'hydratation du ciment Portland. Cela réduit à son tour les charges thermiques sur le barrage et réduit le risque de fissuration thermique. Le RCC est un mélange de ciment / cendres volantes, d'eau, de sable, agrégats et additifs courants, mais contient beaucoup moins d'eau. Le mélange produit est plus sec et ne présente pratiquement aucun affaissement . Le RCC est placé d'une manière similaire au pavage ; le matériau est livré par des camions à benne basculante ou des convoyeurs , épandu par de petits bulldozers ou des finisseurs d'asphalte spécialement modifiés , puis compacté par des rouleaux vibrants[2].

Chapitre IV :
**Comparaison entre béton
ordinaire et béton à haute
performance**

Recherche Bibliographique

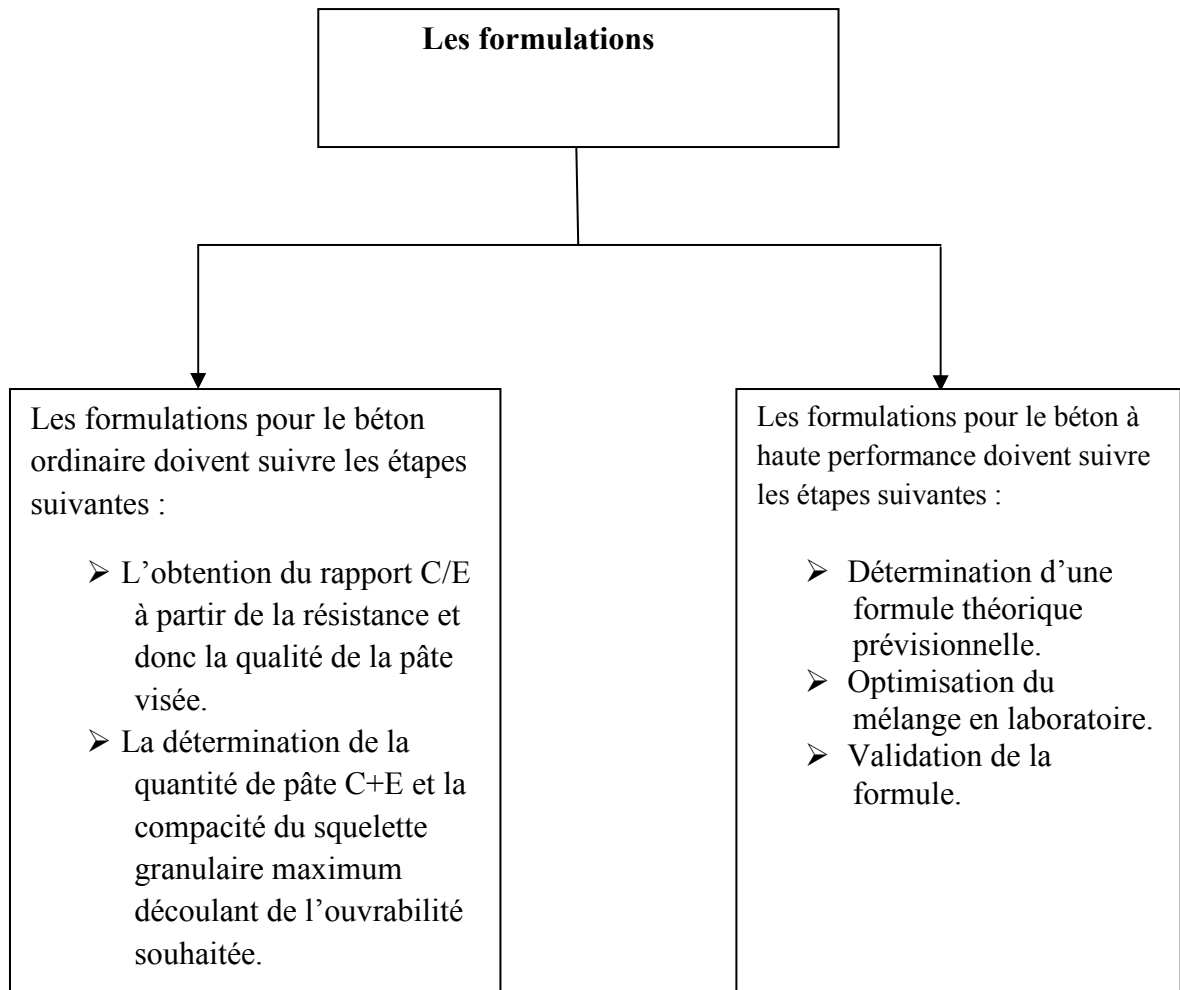
Ce chapitre présente les comparaisons entre béton ordinaire et béton à haute performance :

- **Les constituants :**

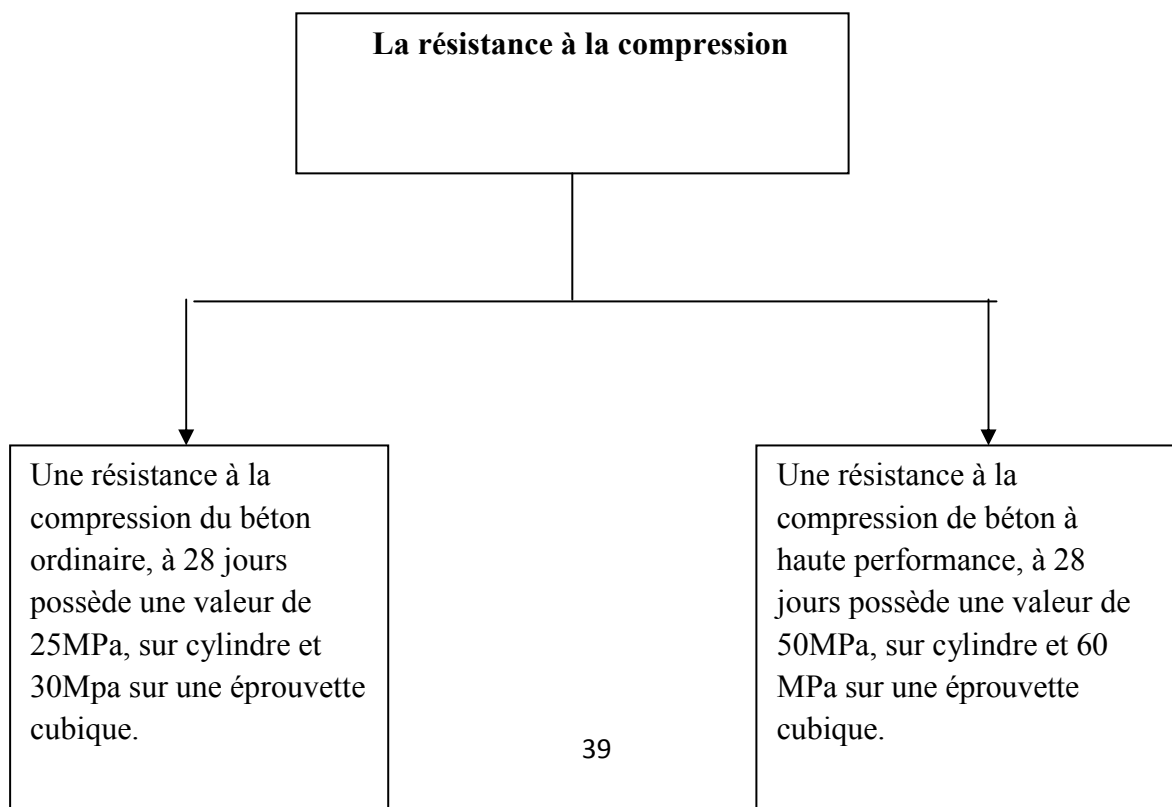


Recherche Bibliographique

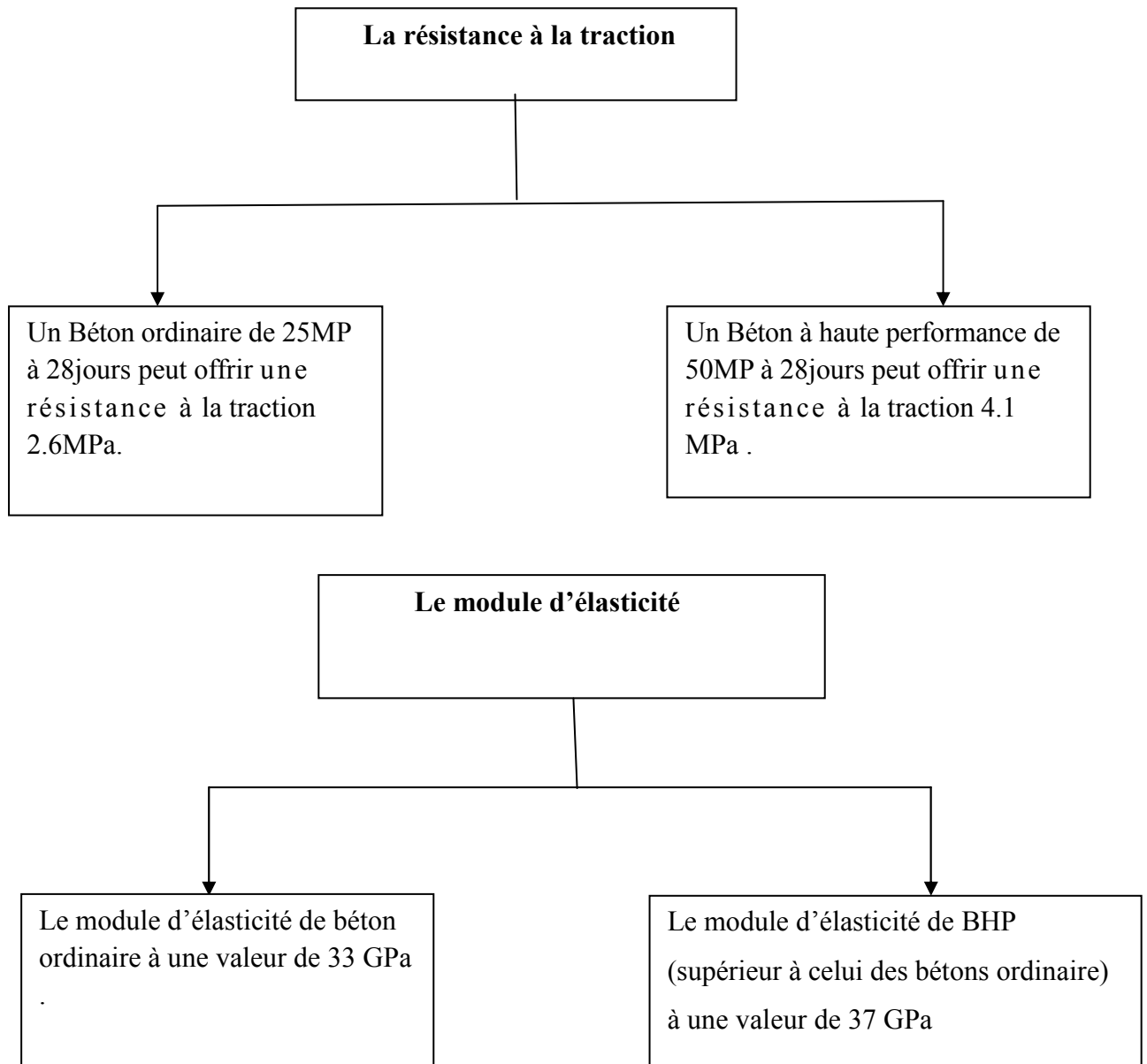
- Les formulations :



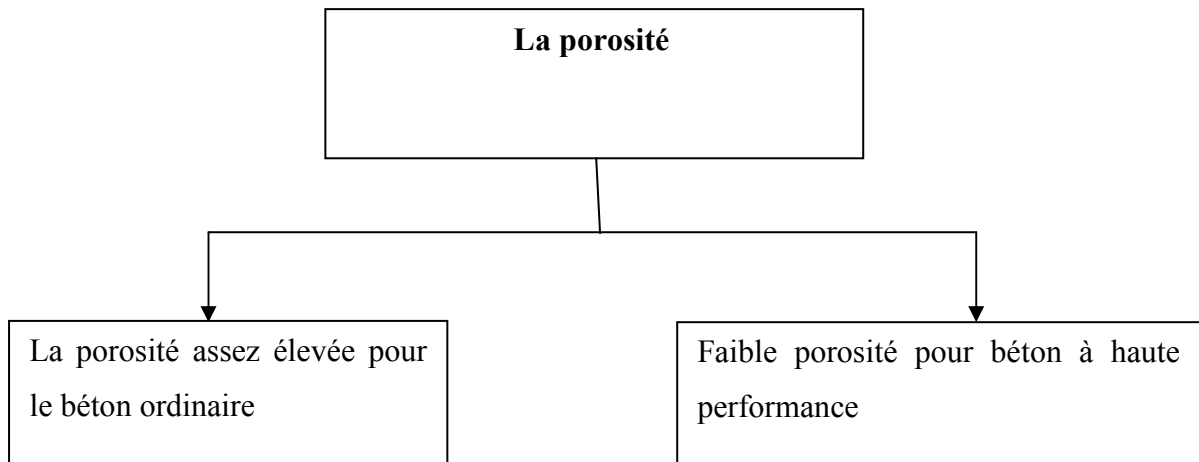
- La résistance à la compression :



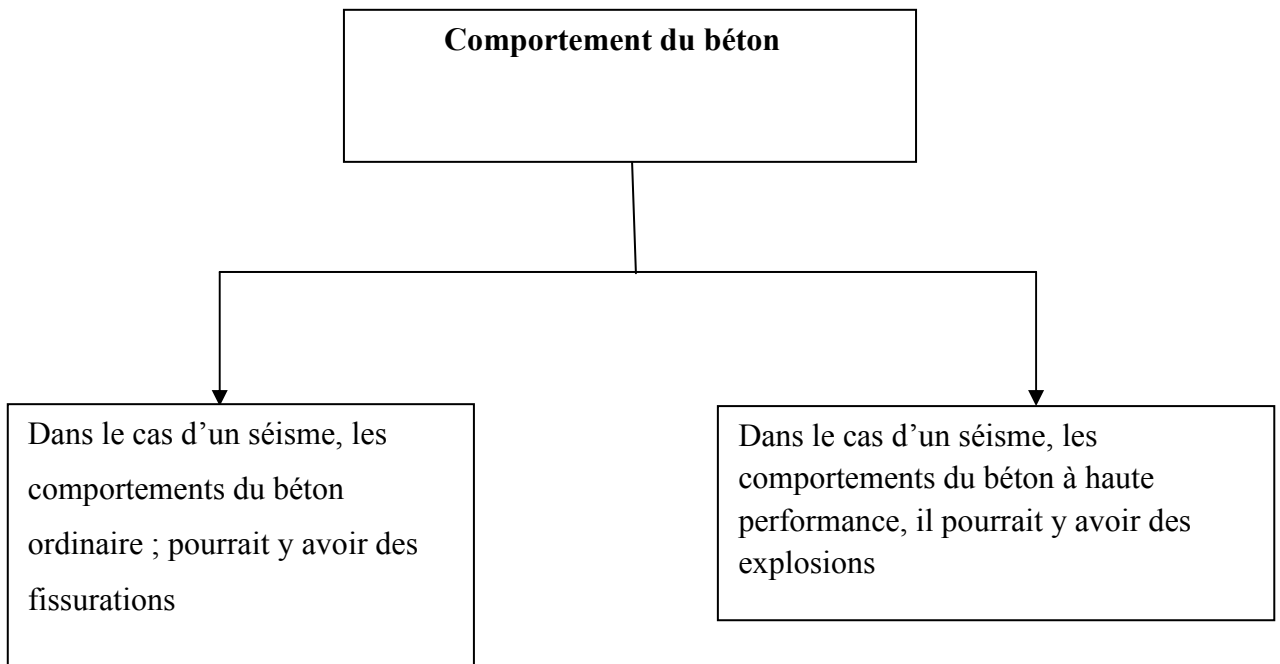
- la résistance a la traction :



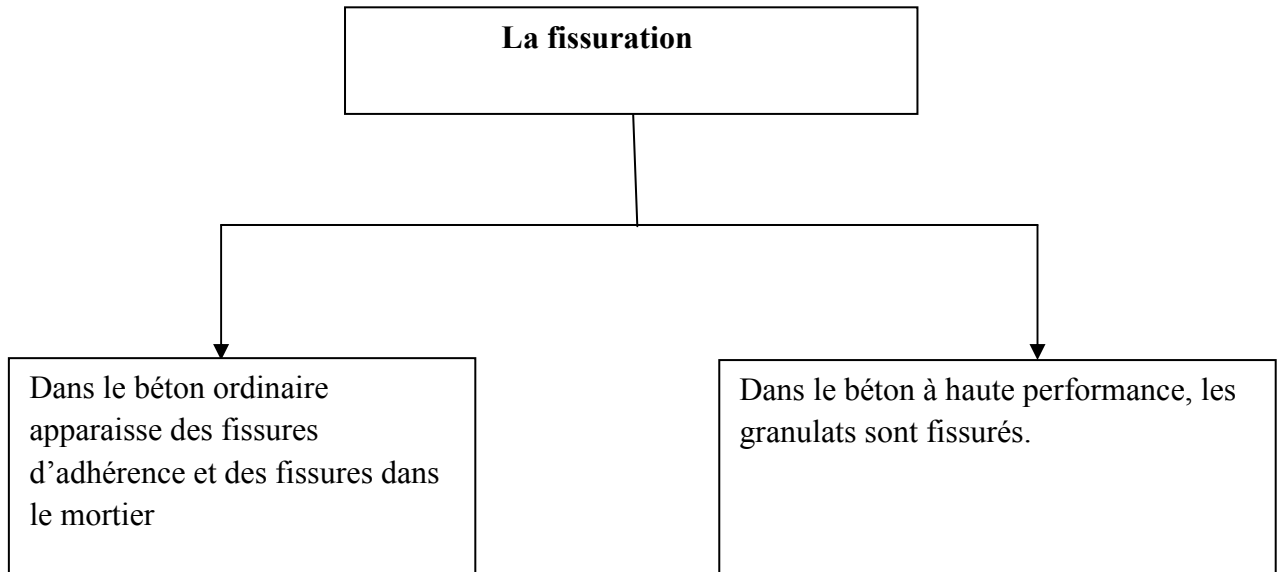
- La porosité :



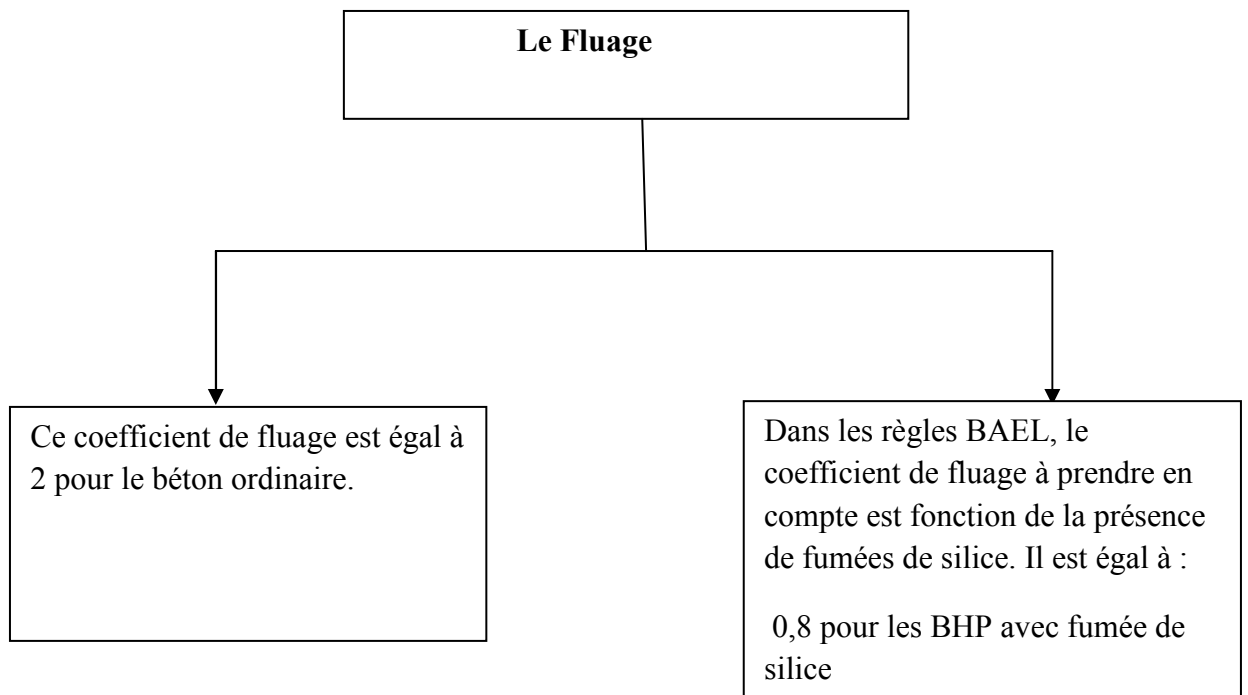
- Comportement du béton :



- La fissuration :



- Le fluage :



Conclusion

Dans cette recherche bibliographique, on a présenté plusieurs ouvrages et articles qui alimentent notre thème de recherche traitant particulièrement la comparaison entre béton ordinaire et béton à haute performance, l'objet de notre étude.

Pour notre étude, on s'est basé sur leurs formulations qui se distinguent principalement des bétons ordinaires (BO) par l'ajout d'additions de type pouzzolanique (fumée de silice, laitier de haut fourneau, cendres volantes), par un rapport E/L faible et une forte adjuvant, et leurs propriétés physiques mécaniques chimiques.

Donc on peut dire dans cette recherche que :

- Le rapport E/C des bétons à haute performance est beaucoup plus faible (0,25 à 0,35) que celui des bétons ordinaires (0,50 à 0,70).
- La porosité est considérablement réduite à l'interface pâte-granulats comparée à celles des BO
- L'augmentation de la résistance à la compression du béton s'accompagne fréquemment par l'amélioration d'autres propriétés, comme la résistance à la traction, la rigidité et la durabilité,

Références Bibliographiques :

- [1] : Bache H.H. (1981) Densified cement/ultra fine particule-based materials, présenté à la 2e Conférence internationale sur les superplastifiants dans le béton. 11-12 juin, Ottawa, Canada, publié par Aalborg Cement, Aalborg, B.P 163, DK-9100 Aalborg, Danemark, 12p
- [2] : Aïtcin P.C. (1983) Condensed Silica Fume, Edition de l'Université de Sherbrooke, Québec, Canada, ISBN 2-7622-0016-4.
- [3] : Traetteberg A. (1978) Silica fumes as pozzolanic material. *Il cemento*, 75(3), pp. 369-375.
- [4] : Sellevold E.I. (1987) The Function of Condensed Silica Fume in High-Strength Concrete. Symposium on Utilization of HSC, Trondheim, Norvège, juin, ISBN 82-519-0797-7, pp.39- 50.
- [5] : Goldman A., Bentur A. (1989) Bond effects in high-strength silica fume concrete. *ACI Materials Journal*, 86(5), septembre-octobre, pp. 440-447
- [6] : Regourd M. (1983) Caractérisation et activation des produits d'addition. Rapport principal, Thème III, 9ème Congrès international de la chimie du ciment, Rio de Janeiro, vol. 1, pp. 199- 229.
- [7] : de Larrard F. (1988) Formulation et propriétés des bétons à très hautes performances. Thèse de Doctorat, ENPC, juillet 1987, Publié en tant que rapport de recherche n° 149 des Laboratoires des Ponts et chaussées, mars, 335p
- [8] : Ferraris C.F., Obla K.H., Hill R. (2001) Influence of mineral admixtures on the rheology of cement paste and concrete. *Cement and concrete research*, vol 31, pp. 245-255
- [9] : Persson B. (1998) Seven-year study on the effect of silica fume in concrete, *Advn. Cem. Based Mater*, pp. 139-155.
- Persson B. (1992 b) Hydration, Structure, and Strength of High Performance Concrete, Licentiate Thesis. Report TVBM-1009. LTH Building Materials: Lund, Sweden.
- [11] : Hassan K.E., Cabrera J.G., Head M.K. (1998) The influence of aggregate characteristics on the properties of high performance, high strength concrete. In:

Rangan B, Patnaik A, editors. Proceedings of the International Conference. Perth, Australia, pp. 441-55.

[12] : Jianyong L., Yan Y. (2001) A study on creep and drying shrinkage of high performance concrete. Cement and Concrete Research, 31, pp. 1203–1206.

[13] : Johansen K., Hammer T.A. (2003) Drying shrinkage of Norwegian self-compacting concrete, Site Internet : Nordic Concrete Research.

[14] : Koehler E.P. (2007) Aggregates in Self-Consolidating Concrete. Thèse de Doctorat. The University of Texas at Austin, 2007.

[15] : Hui-sheng S., Bi-wan X., Xiao-chen Z. (2009) Influence of mineral admixtures on compressive strength, gas permeability and carbonation of high performance concrete. Construction and Building Materials, 23, pp 1980–1985.

[16] : Hinrichs N., Older I. (1989) Investigation of the hydration of Portland blastfurnace slag cement: hydration kinetics. Advances in Cement Research, 2(5), janvier, pp. 9-13.

[17] : Park C.K., Noh M.H., Park T.H. (2005) Rheological properties of cementitious materials containing mineral admixtures, Cement and Concrete Research, 35, pp. 842-849

[18] : Hogan F.J., Meusel J.W. (1981) Evaluation for durability and strength development of a ground granulated balast furnace slag. Cement, Concrete and Aggregate, 3, No. 1, pp. 40-52.

[19] : Neville A.M. (2000) Propriété des bétons, Eyrolles, Paris, France, 806p

[20] : Kreijger P.C. (1980) Plasticizers and dispersing admixtures. Admixtures Concrete International, The Construction Press, Londres, Royaume-Uni, pp. 1-16.

[21] : Hattori K. (1979) Expérience with Mighty superplasticizer in Japan, ACI SP-62, pp. 37-66.

[22] : Pr. GHOMARI Fouad Université ABOUBEKR BELKAID FACULTE Faculté de technologie département de Génie Civil Matériaux de Construction

[23] : Malier Y. (1992) Les bétons à hautes performances – Caractérisation, durabilité, applications'. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 674p

[24] : Feldman R.F., Sereda P.J. (1968) A model for hydrated Portland cement paste as deduced from sorption-length change and mechanical properties. *Materials and Structures*, pp. 509- 519.

[25] : Nawa T., Eguchi H., Okkubo M. (1991) Effect of fineness of cement on the fluidity of cement paste and mortar. *Transaction of JSCE*, 13, août, pp. 199-213.

[26] : Camps G. (2008) Etude des interactions chemo-mécaniques pour la simulation du cycle de vie d'un élément de stockage en béton. Thèse de doctorat. Université de Toulouse, 282p

[27] : Vernet C., Noworyta G. (1992) Interaction des adjuvants avec l'hydratation du C3A: point de vue chimique et rhéologique. communication personnelle, 56p.

[28] : Gonilho Pereira C., Castro-Gomez J., de Oliveira L.P. (2009) Influence of natural coarse aggregate size, mineralogy and water content on the permeability of structural concrete, *Construction and Building Materials*. 23, pp. 602-608.

[29] : Nichols F.P. (1982) Manufactured sand and crushed stone in Portland cement concrete. *Concrete International*, 4, No 8, pp. 56-63..

[30] : Stock A.F., Hannat D.J., Williams R.I.T. (1979) The effect of aggregate concentration upon the strength and modulus of elasticity of concrete. *Magazine of Concrete Research*, Vol. 31. 109, pp. 225-234.

[31] : Torrenti J.M., Nguyen V.H., Colina H., Le Maou F., Benboudjema F., Deleruyelle F. (2008) Coupling between leaching and creep of concrete. *Cement and Concrete Research* 38(6), june, pp. 816-821.

NF EN 13263-1+A1 (2009) Fumée de silice pour béton Partie 1: Définitions, exigences et critères de conformité, indice de classement: P 18-502-1, AFNOR, mai 2009.

NF EN 450-1 (2005) Cendres volantes pour béton Partie 1: Définition, spécifications et critères de conformité, Indice de classement: P 18-050-1, AFNOR, octobre 2005.

NF EN 206-1 (2004) Béton - Partie 1: Spécification, performances, production et conformité, Indice de classement: P 18-325-1, AFNOR, avril 2004.

Chapitre I :

Présentation Du Projet

Chapitre I : Présentation Du Projet

I.1. Introduction :

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

Afin que l'étude en génie civil d'un bâtiment en béton armé soit bien faite, les connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui sont nécessaires, ainsi que les caractéristiques mécaniques de la structure et les caractéristiques géométriques des matériaux utilisés dans sa réalisation. Pour cette raison, on consacre ce premier chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I.2. Présentation sur l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment à usage d'habitation en (RDC+6 étages) implanté à BAB ZAOUIA, WILAYA DE BLIDA qui est classé comme zone de forte sismicité (Zone □), selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur à savoir :

- ✓ BAEL 91.
- ✓ RPA99 version 2003.
- ✓ CBA93



Figure 1. 1: Site du projet.

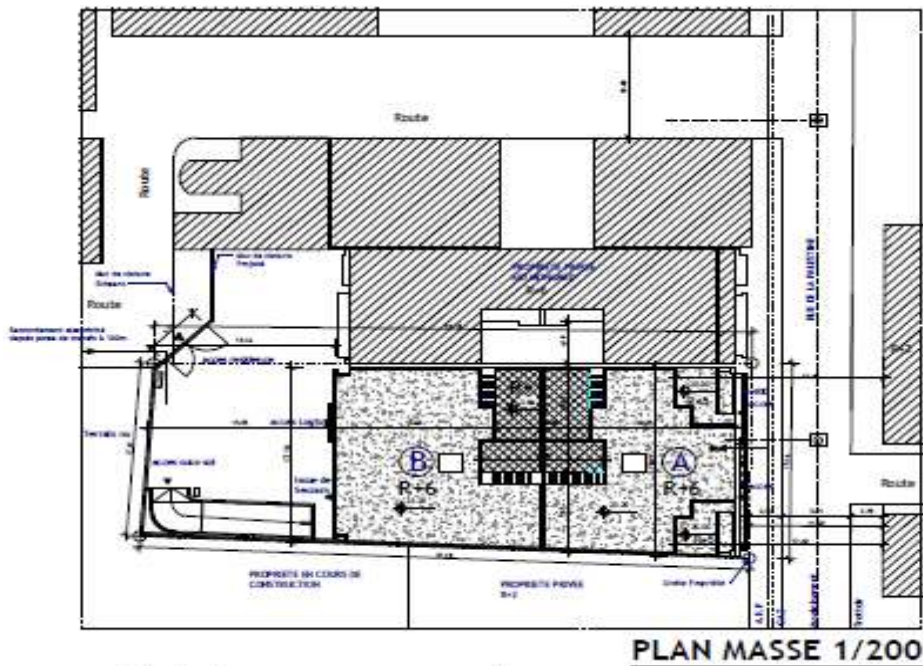


Figure 1. 2: Plan de masse.

Le bâtiment est composé par :

- 01 sous-sol.
- 01 RDC a usage d'habitation.
- 06 étages à usage d'habitation.
- 01 terrasse inaccessible.

I.3. Caractéristiques géométrique de l'ouvrage :

I.3.1. Dimension en plan du l'ouvrage :

- Longueur totale du bâtiment (sens longitudinal) : 18.53m.
- Largeur totale du bâtiment (sens transversal) : 16.15m.

I.3.2. Dimension en élévation du l'ouvrage :

- Hauteur de sous-sol : 3.36m.
- Hauteur du rez-de-chaussée : 4m.
- Hauteur de l'étage courant : 3.6m.
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) : 23.20m.

COUPE AB

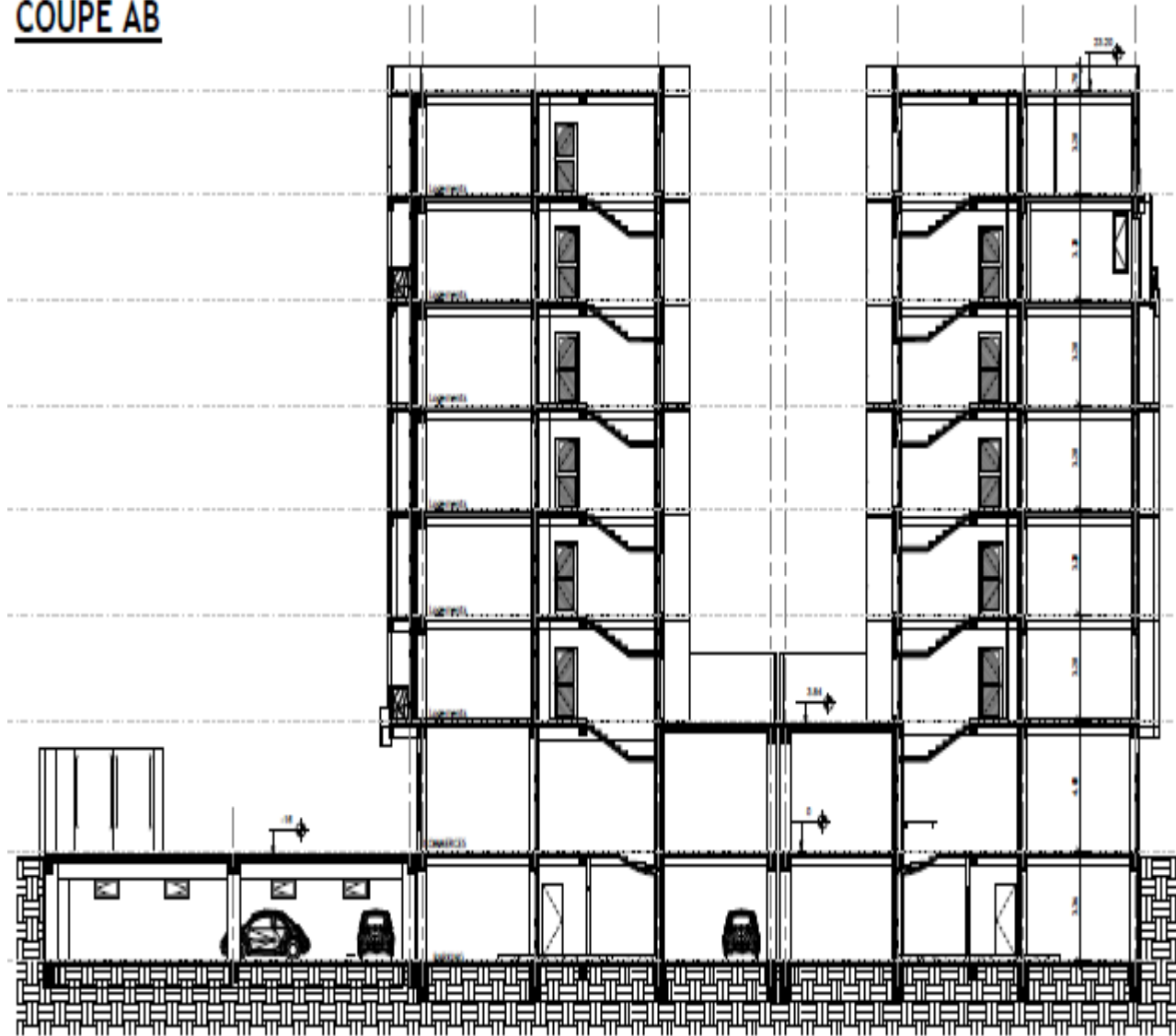


Figure 1. 3 : Coupe A_A.

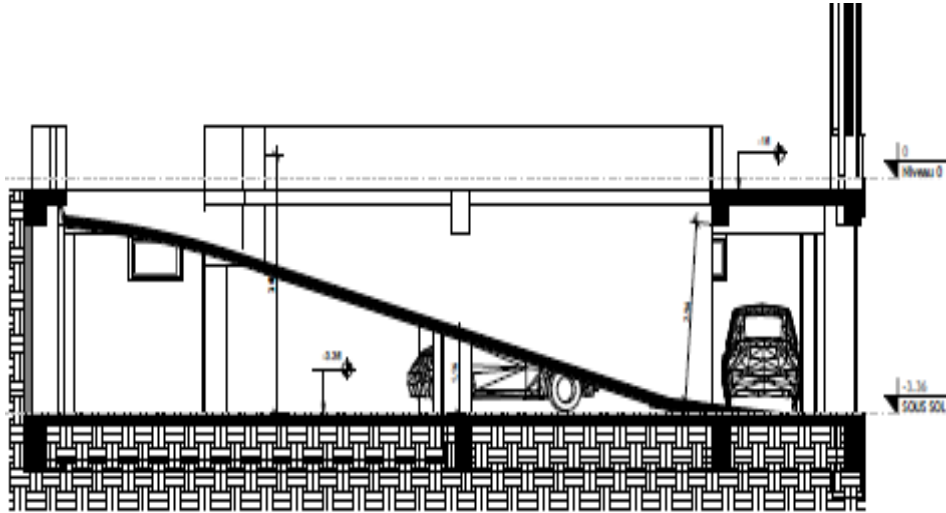


Figure 1. 4: Coupe C.

I.4. Système constructif de l'ouvrage

Classification selon le RPA99VER .2003 :

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le (groupe 2), car il est à usage d'habitation et la hauteur ne dépasse pas 48m.

• Ossature :

Selon le (RPA99 version 2003), le système de contreventement adopté pour notre structure est celui des portiques auto-stables en béton ordinaire (poteaux-poutres) suivant les deux directions contreventées par des voiles.

• Les planchers :

Les planchers sont des éléments plans, étant considérés comme des diaphragmes rigides, d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, ils ont également un rôle d'isolation thermique et phonique.

Notre bâtiment comporte un seul type de planchers : Planchers à corps creux.

• Les poteaux :

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

Chapitre I : Présentation Du Projet

• Les poutres :

Notre structure comporte deux types de poutres dans chaque plancher :

- Poutre porteuse.
- Poutre non porteuse.

• L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 70cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

• Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments non structuraux servant à faciliter les déplacements inter étages et à relier les niveaux successifs, notre structure comporte un seul type d'escalier : escaliers à 3 volés.

• Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant de déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment.

La structure comporte des cages d'ascenseurs du 1^{er} jusqu'au 6^{ème} étage.

• Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en brique creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5cm.
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

• Terrasse :

Pour cette structure la terrasse est inaccessible.

• Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Une dalle de sol pour les chambres, les couloirs et les escaliers ;
- De la céramique recouvrant les murs dans les salles d'eau ;
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds ;
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs ;

I.5. PROPRIETES Des matériaux :

I.5.1. Béton ordinaire :

I.5.1.1 Composition du béton ordinaire :

Le béton est un matériau constitué d'un mélange de ciment, granulat (sable, graviers) et d'eau dont les proportions varient selon l'usage.

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

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

I.5.1.2 Résistance du béton ordinaire :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à (j) jours, généralement à 28 jours.

a) Résistance du béton a la compression :

La résistance a la compression a 28 jours est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 200 cm de section et de 32 cm d'hauteur.

$$\mathbf{J \leq 28 \text{ jours} \quad \rightarrow \quad \mathbf{f_{cj} = 0.685 f_{c28} \log (j+1)}$$

$$\mathbf{J = 28 \text{ jours} \quad \rightarrow \quad \mathbf{f_{cj} = f_{c28}}$$

$$\mathbf{J > 28 \text{ jours} \quad \rightarrow \quad \mathbf{f_{cj} = 1.1 f_{c28}}$$

Pour notre étude, on prend : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$.

b) Résistance du béton a la traction :

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer :

- Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
- Traction par fendage en écrasant le cylindre précédent placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (Essais Brésilien).

Chapitre I : Présentation Du Projet

- Traction – flexion : a l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux, soumise à la flexion.

La résistance à la traction est notée par (f_{tj}) ; elle est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ (MPa)}$$

Avec $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$, on trouve : $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$

I.5.1.3 Module de déformation longitudinale :

Ce module est connu sous le nom de module de « **Young** » ou module de « déformations **longitudinales** » ; il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

a) _Module d'élasticité instantanée « E_{ij} » :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet, a défaut de mesures directes, qu'à l'âge de j jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{bij} est défini par la relation :

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

b) Module d'élasticité différée « E_{vj} » :

Sous des contraintes de longue durée d'application, **les déformations longitudinales complémentaires** dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

La déformation totale du béton sous charge de longue durée est donc triple de la déformation instantanée sous même contrainte.

Le module de déformation longitudinale différée E_{bvj} est donné par la relation :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$$

✓ **Pour notre cas :**

$$f_{cj} = f_{c28} = 30 \text{ MPa.}$$

$$E_{i28} = 34179.55 \text{ MPa.}$$

$$E_{v28} = 11496.76 \text{ MPa.}$$

I.5.1.4 Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson représente la variation de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta l/l}{\Delta L/L} = \frac{\text{allongement dans le sens transversale}}{\text{raccourcissement longitudinale}}$$

- **E.L.U** : $\nu = 0$ calcul des sollicitations (béton fissuré).
- **E.L.S** : $\nu = 0.2$ calcul des déformations (béton non fissuré).

I.5.1.5 Les contraintes limites de calcul :

a) contrainte limites à l'état limite ultime (E.L.U) :

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

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

Avec :

$$\gamma_b : \text{coefficient de sécurité, } \begin{cases} \gamma_b = 1,5 \text{ pour les situations durables.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

θ : coefficient fixé en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

- Si $t > 24\text{h}$ → $\theta = 1$
- Si $1\text{h} < t < 24\text{h}$ → $\theta = 0,9$
- Si $t < 1\text{h}$ → $\theta = 0,85$

Avec : t = durée d'application de l'action considérée en heures.

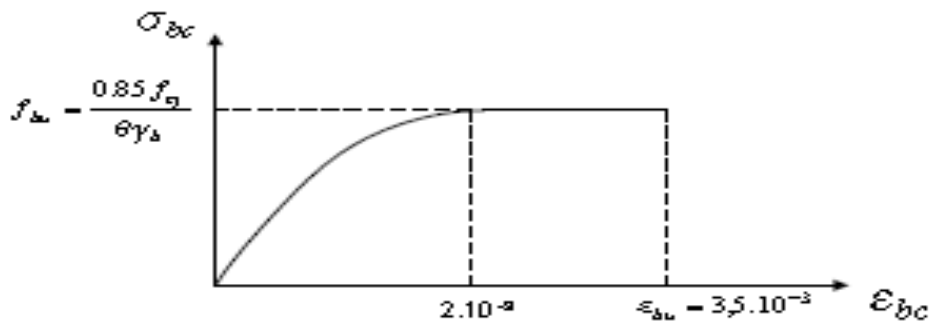


Figure 1. 5: Diagramme contrainte-déformation du béton.

b) Contrainte limites à l'état limite de service (E.L.S) :

L'état limite de service est un état de chargement au delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels a été conçue.

Trois critères doivent être vérifié:

- Compression de béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments structuraux.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa.}$$

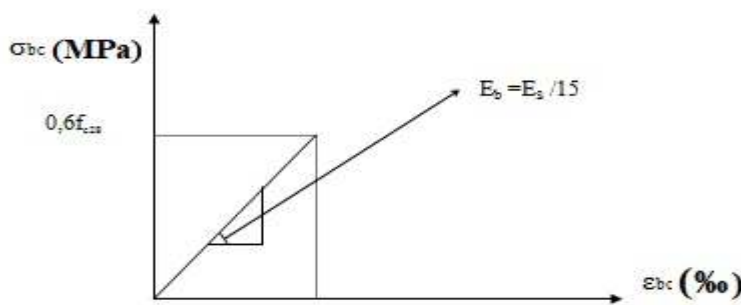


Figure 1. 6: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

I.5.2 Béton à haute performance :

I.5.2.1 Composition du béton à haute performance :

Le béton à haute performance est un matériau constitué d'un mélange de ciment, granulat (sable, graviers) de l'eau, des adjuvants et des additions.

- Les adjuvants : plastifiants réducteurs d'eau et super plastifiant haut réducteur d'eau conformes à la norme NF EN 934-2.
- Les additions : cendre volantes silico-alumineuses, laitiers de haut-fourneau, additions calcaires, additions siliceuses, ultrafines (fumées de silice) conformes à leurs normes respectives.

I.5.2.2 Résistance du béton à haute performance :

a) Résistance du béton a la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à (j) jours, généralement à 28 jours.

Pour notre étude, on prend : $f_{c28} = 60 \text{ MPa.}$

b) Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$F_{tj} = 0.275 (f_{cj})^{2/3}$$

Pour : $f_{c28} = 60 \text{ MPa}$ on trouve $f_{t28} = 4.2 \text{ MPa}$.

I.5.2.3 Module de déformation longitudinale :

a) Module d'élasticité instantanée « E_{ij} » :

On a $E_{ij} = 11\,000 [f_{cj}]^{1/3} \text{ (MPa)}$

Pour : $f_{c28} = 60 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{i28} = 43063.54 \text{ MPa}$.

b) Module d'élasticité instantanée « E_{ij} » :

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ; ce module est défini par :

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

Pour : $f_{c28} = 60 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{v28} = 14485 \text{ MPa}$.

I.5.2.4 Coefficient de poisson :

- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-li de service (béton non fissuré)
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états limites ultimes (béton fissuré).

I.5.2.5 Les contraintes limites de calcul :

a) Contrainte limites à l'état limite ultime (E.L.U) :

La contrainte limite, notée f_{bc} est donnée par :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{s_b}$$

Chapitre I : Présentation Du Projet

b) Contrainte limites à l'état limite de service (E.L.S) :

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

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} \quad [\text{MPa}]$$

Pour $f_{c28} = 60 \text{ MPa}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 36 \text{ MPa}$.

I.5.2.6 Acier :

L'acier utilisé comme armature dans le béton, est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utiliserons les types d'aciers suivants

- Les ronds lisses (R.L) : nuances FeE 215 et FeE 235 pour les armatures transversales.
- Les barres à haute (HA) : nuances FeE 400 et FeE500 pour les armatures longitudinales.

Les aciers utilisés pour les pièces en béton armé sont :

Tableau 1. 1: Types d'aciers utilisés et leurs nuances.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	Fe(MPa)
Rond lisse (ADX)	Armatures transversales	FeE235	Ø 6 et Ø8	235
Barre à haute adhérence(HA)	Armatures longitudinales	FeE500	Ø ≥10	500
Treillis soudé(T.S)	Dalle de compression	TLE520	0 ≤ Ø ≤ 6	520

a) Les limites élastiques :

- Les ronds lisses (R.L) : **feE240 = 235 MPa.**
- Barres a haute adhérence (HA) : **feE500 = 500 MPa.**
- Treillis soudés (TS) : **fe = 520 MPa.**

b) Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale.

Les expériences ont montrés que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa.}$$

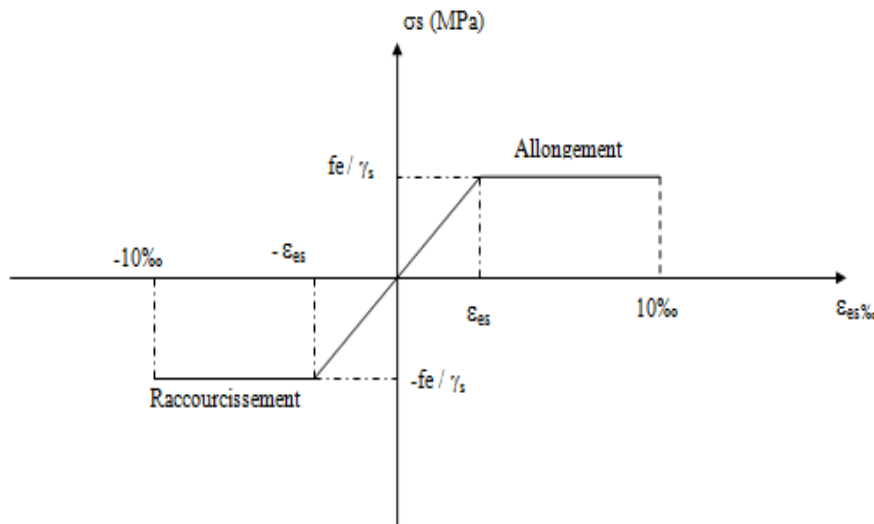


Figure 1. 7 : Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E.L.U.

I.5.2.7 Les contraintes limites de calcul :

a) contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :

On adopte le diagramme contraintes-déformations suivant :

l'E.L.U, la contrainte limite de l'acier est :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

- σ_s = Contrainte de l'acier à l'ELU.
- γ_s : coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur $\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Situation durable ou transitoire} \\ 1,0 & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$
- Haute adhérence ($f_e = 500 \text{ MPa}$) $\sigma_s = \begin{cases} \sigma_s = 435 \text{ MPa} & \text{Situation durable ou transitoire} \\ \sigma_s = 500 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$

b) Contraintes limites à l'état limite service (E.L.S) :

C'est l'état ou on fait la vérification des contraintes par rapport aux cas appropriées :

Chapitre I : Présentation Du Projet

- Pour une fissuration peu nuisible : aucune vérification n'a effectué.
- Pour une fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s(\text{MPa}) = \zeta_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max(240 \text{ Mpa} ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right]$
- Pour une fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s(\text{MPa}) = 0.8 \zeta_s = \min \left[\frac{1}{2} f_e ; \max(200 \text{ Mpa} ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right]$

Avec :
 $\eta =$ coefficient de fissuration tel que : $\eta = \begin{cases} 1.0 & \text{pour aciers RL.} \\ 1.6 & \text{pour aciers HA} \end{cases}$

I.5.2.8 Coefficient d'équivalence :

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

- **n** : coefficient d'équivalence.
- **Es** : module de déformation de l'acier.
- **Eb** : module de déformation du béton.

I.5.2.9 Hypothèses de calcul :

a) Hypothèse de calcul à l'ELU :

- Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à $\varepsilon_{bc}=3,5\%$ dans le cas de flexion simple ou composée et de 2 % dans le cas de compression simple.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10%.

b) Hypothèse de calcul à l'ELS :

- Conservation des sections planes.
- Glissement entre l'acier et le béton est négligeable.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul.
- Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b * \varepsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s * \varepsilon_s$$

- Par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton et :

Chapitre II

Pré-dimensionnement

Chapitre II : Pré-dimensionnement

II.1 Introduction :

Avant d'entamer tout calcul des éléments de la structure, il faut passer par leurs pré-dimensionnements et cela en se basant sur des lois issues des règlements [1] et [2], ces lois résultent généralement des limitations de déformations et des contraintes dans les matériaux. Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections et des éléments de l'ouvrage.

Pour le pré-dimensionnement des éléments, on tient compte des prescriptions réglementaires données par :

- BAEL91.
- Les règlements parasismiques algériens 99/ version **2003**.
- CBA93.
- DTR charges permanentes et surcharges d'exploitations.

II.2 Pré-dimensionnement des planchers :

Vu leurs forme géométrique et l'intensité des charges nous avons choisi :

- Planchers à corps creux

II.2.1 Plancher à Corps Creux :

Pour les planchers à corps creux l'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la Condition de la flèche, La hauteur des poutrelles est donnée par la formule suivante:

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

L : la portée maximale de la poutrelle entre nu d'appuis.

$$(L = 5.25 \text{ m}) \quad \frac{525}{25} \leq h_t \leq \frac{525}{20} \quad \Rightarrow \quad 21\text{cm} \leq h \leq 26.25\text{cm}$$

on choisit $h = 25\text{cm}$.

$$h_t: \text{ hauteur totale du plancher D'où} \quad 16\text{cm} \leq e \leq 20\text{cm}$$

Choix final : On va choisir **ht = (20+5) cm** **d = 20 cm** corps creux.
e = 5 cm la dalle de compression.

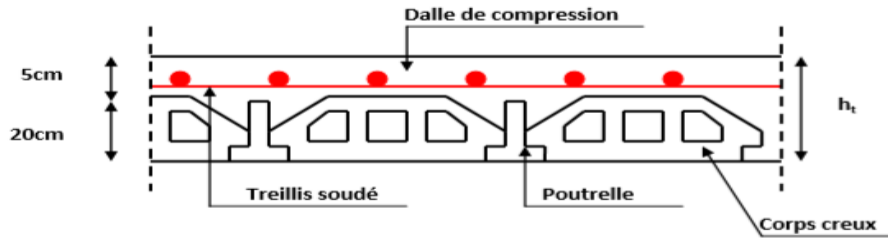


Figure 2. 1: Plancher à corps creux.

II.3 Evaluation des charges et surcharges :

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

Les charges ont été prises dans le document technique réglementaire (D.T.R-BC.22)(annexe A).

Le but principe de cette étape consiste à déterminer les différentes charges et surcharges qui ont une influence directe sur notre structure.

II.3.1 Maçonnerie :

Murs intérieurs (simple cloison) :

Un mur est une structure solide, souvent fait en briques ou en parpaing, qui sépare ou délimite deux espaces. Dans les bâtiments les murs forment les pièces. En plus de définir l'espace intérieur du bâtiment, leur utilité est en règle générale de supporter les étages et la toiture.

Tableau 2. 1: Charges permanentes des murs intérieurs.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m ²)	Poids surfaciques (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36
2	Brique creuse	0.10	0.90	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36
Total				1.62

Chapitre II : Pré-dimensionnement

Murs extérieurs (double cloison) :

Un mur extérieur est un mur qui reçoit toutes les agressions climatiques extérieures comme la pluie, le vent, la grêle, le soleil et qui empêche les échanges de chaleur.

Le mur extérieur est tout simplement le mur qui dessine l'esthétique de l'extérieur de l'habitat et est recouvert d'un recouvrement extérieur.

Tableau 2. 2: Charges permanentes des murs extérieurs.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m ²)	Poids surfaciques (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36
2	Brique creuse	0.10	0.90	0.90
3	Lame d'aire	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.10	0.90	0.90
5	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36
Total				2.52

II.3.2 Plancher en corps creux (20+5) :

Terrasse :

La terrasse est inaccessible en dalle en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

Chapitre II : Pré-dimensionnement

II. 3.2.1 Charges permanents :

Tableau 2. 3 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.

N	Composants	Épaisseur	Poids volumiques (KN/ m^3)	Poids surfaciqes (KN/ m^2)
1	Gravillon roulé 8 /15	0 .05	18.00	0.90
2	Étanchéité multicouche	0.02	6.00	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente 1	0.10	22.00	2.20
5	Polyane	-	-	0.05
6	Plaque de liège	0.04	4.00	0.16
7	Par vapeur	0.01	6.00	0.06
8	Plancher corps creux			3.40
9	Enduit en plâtre	0.01	10.00	0.1
	Total			7.04

Chapitre II : Pré-dimensionnement

II.3.2.2 Surcharge d'exploitation :

$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$.

II.3.2.3 Charges permanentes :

Tableau 2. 4 : Charge permanente du plancher courant.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Dalle de sol		-	0.7
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.03	18.00	0.54
4	Planche corps creux		-	3.40
5	Enduit de plâtre	0.01	10.00	0.10
6	Cloisons légères		-	1.62
	Total			6.76

II.3.2.4 Surcharge d'exploitation :

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.

II .4 Pré dimensionnement des éléments résistants :

II.4 .1 Pré dimensionnement des poutres :

Le pré dimensionnement se base sur les trois étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules empiriques données par le (CBA93).
- Vérification des conditions imposée sur (h, b) par le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003).
- Vérification de la rigidité.

➤ Selon les règles CBA93 :

La section de la poutre est déterminée par les formules suivant :

Chapitre II : Pré-dimensionnement

- La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L_{max}}{15} < h_t < \frac{L_{max}}{10}$
- La largeur b de la poutre doit être : $0.3 h < b < 0.7 h$

Avec :

- ✓ L : max : la plus grande portée de la poutre.
- ✓ H : hauteur de la poutre.
- ✓ B : largeur de la poutre.
- Selon de « RPA 99(ver .03) » pour la zone 3 :
 - 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 : $\frac{h}{b} \leq 4$.
- Vérification de la rigidité :
 - $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

Tableau 2. 5: Pré dimensionnement des poutres.

	Poutre principales	Poutre secondaires
Condition de résistance	$L_{max} = 645\text{m} \Rightarrow$ $43\text{cm} < h < 64.5\text{cm}$ On adopte : $h = 55\text{cm}$ $16.5 \text{ cm} < b < 38.5 \text{ cm}$ On adopte : $b = 35 \text{ cm}$.	$L_{max} = 525\text{m} \Rightarrow$ $35 \text{ cm} < h < 52.5 \text{ cm}$ On adopte : $h = 45\text{cm}$ $13.5\text{cm} < b < 31.5\text{cm}$ On adopte : $b = 30\text{cm}$.
Vérification selon le RPA 99	$h = 55\text{cm} \geq 30\text{cm}$ $b = 35\text{cm} \geq 20\text{cm}$ $h/b = 1.57 \leq 4$ (condition vérifiées)	$h = 45\text{cm} \geq 30\text{cm}$ $b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ $h/b = 1.5 \leq 4$ (condition vérifiées)
Condition de rigidité ($h/L \geq 1/16$)	$(h/L = 0.085) \geq (1/16 = 0.0625)$ (Condition vérifiées)	$(h/L = 0.087) \geq (1/16 = 0.0625)$ (condition vérifiées)

Conclusion :

Alors pour la poutre principale et la poutre secondaire les conditions sont **vérifiées**.
 On résume le pré dimensionnement des poutres par ce tableau :

Chapitre II : Pré-dimensionnement

Tableau 2. 6: Pré dimensionnement des poutres.

Type de Poutre	Poutre principale (Porteuse)	Poutre secondaire (non Porteuse)
b × h (cm²)	35 × 55	30 × 45

II. 4.2 Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

➤ **Loi de dégression**

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.

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

Avec :

n: nombre d'étage.

Q₀ : la structure d'exploitation sur la terrasse.

Q : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Q₀ = 1KN/m ; (terrasse inaccessible).

Q = 1.5 KN/m ; (usage d'habitation).

Chapitre II : Pré-dimensionnement

Tableau 2. 7: de dégression des surcharges.

Niveau des planchers	Surcharge	Q	Q (KN/m)
06	Q_0	$\Sigma_0 = Q_0$	1
05	Q_1	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	2.5
04	Q_2	$\Sigma_1 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	3.85
03	Q_3	$\Sigma_1 = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05
02	Q_4	$\Sigma_1 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.1
01	Q_5	$\Sigma_1 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7.00
RDC	Q_6	$\Sigma_1 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7.75
SS	Q_7	$\Sigma_1 = Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8.35

II.4.2.1 Dimensionnement des poteaux :

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Condition de stabilité :**

Considérons une section rectangulaire $a \times b$, tel qu' $a \leq b$:

L'élanement du poteau considéré $\lambda = \frac{L_f}{i}$

- L_f : longueur de flambement.
- i : rayon de giration.
- I : moment d'inertie.

Chapitre II : Pré-dimensionnement

- B : section du béton (a × b).
- $a \geq \frac{l_f \sqrt{12}}{\lambda}$
- $b \leq \frac{Br}{(a-2)} + 2$

Les dimensions du poteau a et b sont déterminées comme suit BAEL :

$$l_f = 0.7 l_0$$

D'où la section réduite du poteau (Br) est égale à :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_c 28}{0.9 \lambda b} + \frac{A_s f_s}{B} \right)}$$

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

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{Br \cdot f_c 28}{0.9 \lambda b} + A_s \frac{f_s}{\lambda_s} \right)$$

N_u : l'effort normal ultime obtenu après la descente des charges.

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

A : la section d'acier minimale ; $0.2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\% \rightarrow A_s \text{ min} = 1\% Br$.

✓ **Le minimum requis par « RPA99 version 2003 » :**

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

$$\text{Min} (a ; b) \geq 30 \text{ cm.}$$

$$\text{Min} (a ; b) \geq \frac{h_s}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$$

Chapitre II : Pré-dimensionnement

➤ Exemple de calcul d'un poteau central :

Surface afférente :

$$S = \left(\frac{4.65+5.25}{2}\right) \times \left(\frac{6.45+3.70}{2}\right) = 25.12 \text{ m}^2$$

Poids du plancher terrasse = $25.12 \times 7.04 = 176.84 \text{ kN}$.

Poids du plancher étages courant = $25.12 \times 6.76 = 169.81 \text{ kN}$

Poids des poutres principales et secondaires

$$(0.35 \times (0.55 - 0.05) \times 25 \times 5.075) + (0.3 \times (0.45 - 0.05) \times 25 \times 4.95) = 37.05 \text{ kN}$$

Poids des poteaux

$$\text{Poteau (h = 3.2)} = 25 \times (3.2 - 0.25) \times 0.3^2 = 6.63 \text{ kN}$$

$$\text{Poteau (h=4)} = 25 \times (4 - 0.25) \times 0.3^2 = 8.43 \text{ kN}$$

$$\text{Poteau (h= 3.36)} = 25 \times (3.36 - 0.25) \times 0.3^2 = 6.99 \text{ kN}$$

Chapitre II : Pré-dimensionnement

Tableau 2. 8: Choix des sections des poteaux centraux.

Niveau	NG (KN)	NQ (KN)	Nser (KN)	Nu (KN)	Br (cm ²)	A (cm)	B (cm)	MIN (RPA)	Le Choix
6 ^{ème}	220.52	25.12	245.64	335.38	178.08	32	7.93	30×30	35×35
5 ^{ème}	434.01	62.8	496.81	680.11	361.13	32	14.03	30×30	35×35
4 ^{ème}	647.5	96.71	744.21	1019.19	541.18	32	20.03	30×30	40×40
3 ^{ème}	860.99	126.85	987.84	1352.61	718.23	32	25.94	30×30	40×40
2 ^{ème}	1074.84	153.23	1228.07	1680.87	892.54	32	31.75	30×30	45×45
1 ^{émé}	1287.97	175.84	1463.81	2002.51	1063.33	32	37.44	30×30	45×45
RDC	1501.46	194.68	1696.14	2318.99	1231.38	32	43.04	30×30	50×50
SS	1716.75	209.75	1926.5	2632.23	1397.77	40	38.78	30×30	50×50

➤ **Exemple de calcul poteau de rive :**

Surface afférente :

$$S = \left(\frac{5.25+4.65}{2} \right) \times \left(\frac{6.45}{2} \right) = 15.96 \text{ m}^2$$

Poids du plancher terrasse = 15.96 × 7.04 = 112.35N.

Poids du plancher étages courant = 15.96 × 6.76 = 107.88 kN

Poids des poutres principales et secondaires

$$(0.35 \times (0.55 - 0.05) \times 25 \times 3.225) + (0.3 \times (0.45 - 0.05) \times 25 \times 4.95) = 28.95 \text{ kN}$$

Chapitre II : Pré-dimensionnement

Poids des poteaux

$$\text{Poteau (h = 3.2)} = 25 \times (3.2 - 0.25) \times 0.3^2 = 6.63 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau (h=4)} = 25 \times (4-0.25) \times 0.3^2 = 8.43 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau (h= 3.36)} = 25 \times (3.36- 0.25) \times 0.3^2 = 6.99 \text{ KN}$$

Tableau 2. 9: Choix des sections des poteaux de rive.

Niveau	NG (KN)	NQ (KN)	Nser (KN)	Nu (KN)	Br (cm ²)	A (cm)	B (cm)	MIN (RPA)	Le Choix
6 ^{ème}	140.51	15.96	156.47	213.62	113.43	32	5.78	30×30	35×35
5 ^{ème}	276.55	39.9	316.45	433.19	230.02	32	9.66	30×30	35×35
4 ^{ème}	412.59	61.44	474.03	649.15	344.69	32	13.48	30×30	35×35
3 ^{ème}	548.63	80.59	629.22	861.53	457.47	32	17.24	30×30	35×35
2 ^{ème}	684.67	97.35	782.02	1070.32	568.33	32	20.94	30×30	40×40
1 ^{ème}	820.71	111.72	932.43	1275.53	677.30	32	24.57	30×30	40×40
RDC	956.75	123.69	1080.44	1477.14	784.36	32	28.14	30×30	45×45
SS	1094.59	133.26	1227.85	1677.58	890.79	32	31.69	30×30	45×45

➤ **Exemple de calcul poteau d'angle :**

Surface afférente :

$$S = \left(\frac{4.65}{2}\right) \times \left(\frac{6.45}{2}\right) = 7.49 \text{ m}^2.$$

$$\text{Poids du plancher terrasse} = 7.04 \times 7.49 = 52.72 \text{ kN}$$

$$\text{Poids du plancher étages courant} = 6.76 \times 7.49 = 50.63 \text{ kN}$$

Poids des poutres principales et secondaires

$$(0.35 \times (0.55 - 0.05) \times 25 \times 5.225) + (0.3 \times (0.45 - 0.05) \times 25 \times 2.325) = 29.82 \text{ kN}$$

Poids des poteaux

$$\text{Poteau (h = 3.2)} = 25 \times (3.2 - 0.25) \times 0.3^2 = 6.63 \text{ kN.}$$

$$\text{Poteau (h=4)} = 25 \times (4 - 0.25) \times 0.3^2 = 8.43 \text{ kN.}$$

$$\text{Poteau (h= 3.36)} = 25 \times (3.36 - 0.25) \times 0.3^2 = 6.99 \text{ kN.}$$

Chapitre II : Pré-dimensionnement

Tableau 2.10: Choix des sections des poteaux d'angle.

Niveau	NG (KN)	NQ (KN)	Nser (KN)	Nu (KN)	Br (cm ²)	a (cm)	B (cm)	MIN (RPA)	Le Choix
6 ^{ème}	89.17	7.49	96.66	131.61	69.88	32	4.32	30×30	35×35
5 ^{ème}	176.25	18.72	194.77	266.01	141.25	32	6.70	30×30	35×35
4 ^{ème}	263.33	28.83	292.16	398.74	211.73	32	9.05	30×30	35×35
3 ^{ème}	350.41	37.82	388.23	529.78	281.31	32	11.37	30×30	35×35
2 ^{ème}	437.49	45.68	483.17	659.13	349.99	32	13.66	30×30	35×35
1	524.57	52.43	577.00	786.81	417.79	32	15.92	30×30	35×35
RDC	611.65	58.04	669.69	912.78	484.68	32	18.15	30×30	35×35
SS	700.53	62.54	763.07	1039.52	551.98	40	16.52	30×30	35×35

Choix des sections des poteaux :

Pour conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et de rive, de sections comparables a celles des poteaux centraux.

Chapitre II : Pré-dimensionnement

Tableau 2.11: Comparatif des sections des poteaux.

Niveau	Poteau central	Poteau de rive	Poteau d'angle
6	35×35	35×35	35×35
5	35×35	35×35	35×35
4	40×40	35×35	35×35
3	40×40	35×35	35×35
2	45×45	40×40	35×35
1	45×45	40×40	35×35
RDC	50×50	45×45	35×35
SS	50×50	45×45	35×35

II. 4.3 Pré dimensionnement des voiles :

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, ils sont conçus de façon à reprendre les charges et surcharges verticales, et assure la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (déisme). Pour leur pré dimensionnement, nous nous sommes basés sur les recommandations du **RPA99 version 03**.

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

Dans notre cas :

- $a_{\min} \geq \max(15 \text{ cm} ; h_e / 20)$.
- h_e : hauteur d'étage
- a_{\min} : épaisseur de voile.

Pour notre cas $h_e = 4 - 0.45 = 3.55\text{m}$.

$a_{\min} \geq \max(15 \text{ cm} ; 17.75\text{cm}) \rightarrow a_{\min} \geq 17.75\text{cm}$

Donc on prend $a = 20\text{cm}$.

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaire

Introduction :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement ni du système porteur, ces éléments doivent avoir un comportement adéquat en cas des séismes, ils doivent donc être réalisés confortement à la recommandation des règlements parasismiques tout en vérifiant leur résistance à un séisme important.

Leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usages, ils sont réalisés généralement en maçonnerie (balcons, cloisons..) ou en béton (acrotères, escaliers...ect..).

III.2 L'acrotère :

L'acrotère est considéré comme une console verticale encastrée au plancher terrasse, soumise à son poids propre et une charge horizontale de 1 KN/m à l'extrémité supérieure de l'acrotère. Il a le rôle d'assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible.

Il contourne le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal provoqué par son poids propre (G)
- Un moment de flexion provoqué par une force horizontale due à la structure (Q), exercée par la main courante, ou bien une force sismique.

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère assimilée à une console verticale encastrée au plancher.

III.2.1 Dimensions de l'acrotère :

Le calcul se fera sur une bande de 1ml à la flexion composée engendrée par l'effort normal due au poids propre, et le moment fléchissant maximale à la base due aux force horizontale. Donc la section la plus défavorable est la section de l'encastrement, les dimensions sont détaillées dans le schéma suivant :

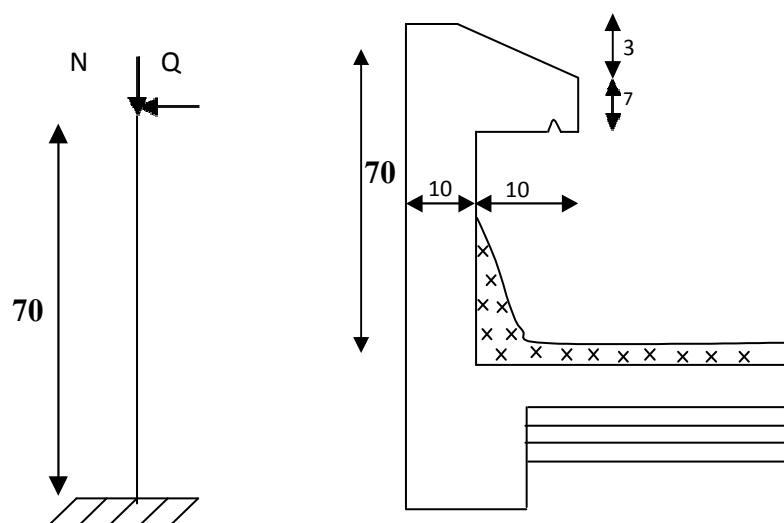


Figure 3. 1: Coupe transversale de l'acrotère.

III.2.2 Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

- Charge permanent :

Poids propre de l'acrotère :

$$G1 = 25 \times [(0,7 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + (0,1 \times 0,03) / 2] = 1,98 \text{ KN/ml}$$

Revêtement en ciment ($e = 2 \text{ cm}$; $p = 14 \text{ KN/m}$) :

$$G2 = [14 \times 0,02 \times (70 + 10) \times 2 \times 10^{-2}] = 0,448 \text{ KN/ml}$$

$$Gt = 2,42 \text{ KN/m}$$

- Charge d'exploitation :

On prend en considération l'effort de la main courante : $Q = 1 \text{ KN/m}$.

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaire

- Calcul des efforts :

Tableau 3. 1 : Les efforts sur l'acrotère.

L'ELU	
L'effort normal	$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 2.42 = 3.26 \text{ KN}$
Moment d'encastrement	$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 0.7 = 1.05 \text{ KN.m}$
L'effort tranchant	$T_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN}$
L'ELS	
L'effort normal	$N_{ser} = G = 2.42 \text{ KN}$
Moment d'encastrement	$M_{ser} = Q \times h = 0.7 \text{ KN.m}$
L'effort tranchant	$T_{ser} = Q = 1 \text{ KN.}$

Mu = 1.05 KN.m

Nu = 3.26 KN

Tu = 1.5 KN

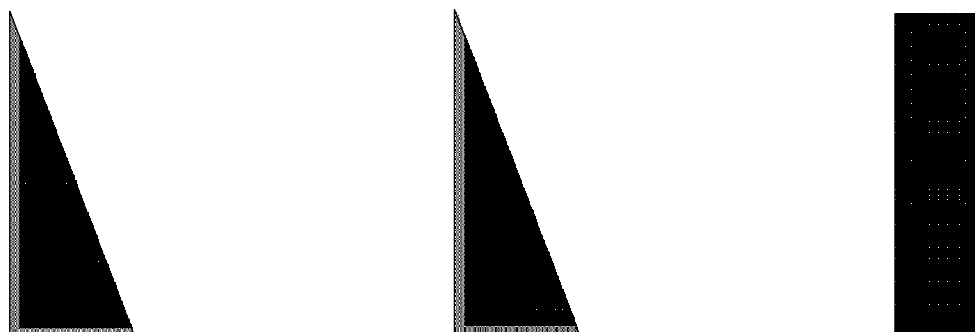


Figure.3.2. Diagramme des efforts a l'ELU.

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaire

III.2.3 calcul de ferrailage a l'ELU :

Le calcul du ferrailage se fera pour une section rectangulaire (100×10) cm² soumise à la flexion composée.

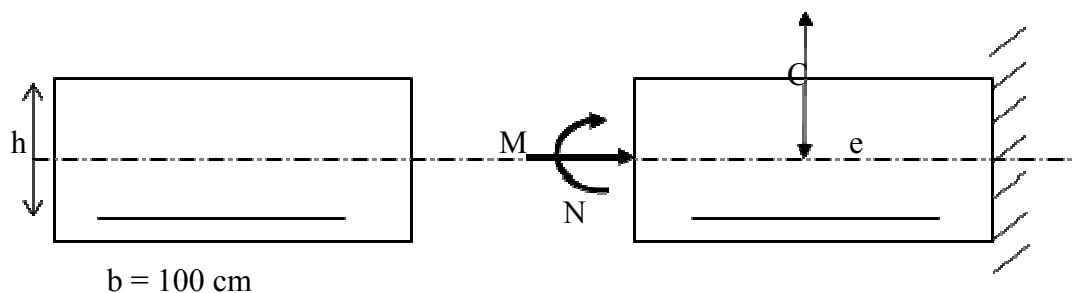


Figure : 3.3. Schéma de calcul de l'acrotère.

Tableau 3.2 : Les données.

Béton	$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$	$f_{t28} = 2.4 \text{ MP}$	$\gamma_b = 1.5$	$\sigma_b = 18 \text{ MPa}$
	$b = 100 \text{ cm}$	$h = 10 \text{ cm}$	$d = 7.5 \text{ cm}$	$c = c' = 2.5 \text{ cm}$
Acier	$f_{eE} = 500 \text{ MPa}$		$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 435 \text{ MPa}$

III.2.3.1 Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.05}{3.26} = 32.20 \text{ cm.}$$

$$\Psi = \frac{Nu}{b \cdot h \cdot \sigma_b} \Rightarrow \Psi = 0.0181.$$

$$\Psi \leq 0.81 \Rightarrow \xi = 0.1666.$$

$$e_{NC} = \xi \times h \Rightarrow e_{NC} = 1.66 \text{ cm.}$$

$$e \geq e_{NC} \Rightarrow \text{section partiellement comprimé.}$$

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaire

Donc l'acrotère sera calculé en flexion sous l'effet du moment fictif M_f , puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

III.2.3.2 Calcul du moment fictif (M_f) :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 0.92 \text{ KN.m}$$

II.2.3.3 Calcul des armatures verticales:

Le calcul se fera en flexion simple a l'état limite ultime : $M_u = 0.92 \text{ KN.m}$.

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_s} \Rightarrow \mu = 0.0104 < \mu_1 = 0.448 \Rightarrow A' = 0. \text{ Donc : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0.013.$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 7.46 \text{ cm.}$$

$$A = \frac{M_f}{Z \cdot \sigma_s} = 0.28 \text{ cm}^2 = 28.35 \text{ mm}^2.$$

$$N : \text{effort normal de compression, alors : } A = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} \Rightarrow A = 25.94 \text{ mm}^2.$$

$$A = 0.26 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc : } A' = 0.$$

III.2.3.4 Vérification de la section d'acier :

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

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left(\frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} (1 \text{ cm}^2 ; 0.83 \text{ cm}^2) = 1 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc : } A = A_s^{\min} = 1.00 \text{ cm}^2 \text{ donc on adoptera : } A = 2.01 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA } 8.$$

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaire

III.2.3.5 Armatures de répartition :

$$\text{On a : } \frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0.502 \leq A_r \leq 1.005$$

Donc, on prendra : $A_r = 1.13 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA } 6$.

• L'espacement :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \leq S_{\min} = \min(3h = 30\text{cm} ; 33\text{cm}) = 30\text{cm} \dots \text{cv.}$$

$$S_t = \frac{70}{4} = 17.5 \leq S_{\min \text{ tr}} = \min(4h = 30\text{cm} ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \text{cv.}$$

III.2.4 Vérification a l'ELS :

III.2.4.1 Calcul de l'excentricité :

$$\text{On a } e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0.7 \times 10^2}{2.42} = 29 \text{ cm.}$$

$$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5 \text{ cm} \leq e_0 = 29 \text{ cm.}$$

On doit vérifier l'intégralité ci-contre : $e_0 \geq \frac{I_G}{B_0 v^2}$

$$\text{Ou : } B_0 = b \cdot h + 15 (A + A') \Rightarrow B_0 = 1030.15 \text{ cm}^2.$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left(\frac{bh^2}{2} + 15 (A' c + Ad) \right) \Rightarrow v_1 = 5.073 \text{ cm.}$$

$$v_2 = h - v_1 \Rightarrow v_2 = 4.927 \text{ cm.}$$

$$I_G = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 [A (v_2 - c)^2 + A' (v_1 - c')^2] \Rightarrow I_G = 8516.25 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Alors : } \frac{I_G}{B_0 v^2} = 1.677 \text{ cm.}$$

Donc :

$$e_0 = 34.18 \text{ cm} \geq \frac{I_G}{B_0 v^2} = 1.677 \text{ cm} \Rightarrow \text{on a une section partiellement comprimée.}$$

$$\sigma_b \leq \sigma_b$$

Il faut vérifier que : $\sigma_s \leq \sigma_s$ (fissuration préjudiciable).

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaire

Ou : $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N}{S_{xxx}}$

$$\sigma_s = 15k (d - y_1)$$

c : la distance entre le fibre la plus comprimé du béton et le point « c » et puisque « N » est un effort de compression donc « $C = e - \frac{h}{2} = 29.18 \text{ cm}$ ».

• Détermination de y_2 :

Pour déterminer y , il faut résoudre l'équation suivante :

$$y_2^3 + py_2 + q = 0 \dots\dots (*)$$

$$P = -3c^2 + \frac{90A}{b}(d+c) \Rightarrow p = -2488.06 \text{ cm}^2.$$

$$q = 2c^2 + \frac{90A}{b}(d+c)^2 \Rightarrow q = 47258.06 \text{ cm}^2.$$

Ou :

C : la distance entre le fibre la plus comprimée du béton et le point « c » et puisque « N » est un effort de compression donc « $C = h/2 - e = -29.18 \text{ cm}$ ».

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.990 \Rightarrow \varphi = 171.62^\circ.$$

$$D'où : q^2 + \frac{4p^3}{27} = -48.48 \times 10^6 < 0 \Rightarrow a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 57.6 \text{ cm}.$$

Les racines de l'équation sont :

$$y_2 = \begin{cases} a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \\ a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) + 120 \\ a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \end{cases}$$

$$y_2' = 31.2 \text{ cm}.$$

Donc on a : $y_2'' = -57.53$ rejetée comme valeur (< 0).

$y_2''' = 26.33 \text{ cm}$ rejetée comme valeur ($y_2 - c < h$).

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante :

$$0 < y_1 = y_2 - c < h.$$

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaire

y_1 : distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Donc : $y_2 = 31.2 \text{ cm}$.

$$y_1 = y_2 - c = 2.02.$$

En revanche on a : $K = \frac{N}{S_{xx}}$

$$S_{xx}' = \frac{1}{2} b y_1^2 + 15 [A' (y_1 - c') - A (d - y_1)] \rightarrow S_{xx}' = 38.8 \text{ cm}^2.$$

$$\text{D'où : } k = \frac{24.2}{38800} = 0.0623 \text{ N/mm}^3.$$

Donc : $\sigma_b = k y_1 = 1.26 \text{ MPa}$.

$$\sigma_s = 15 k (d - y_1) = 51.21 \text{ MPa}.$$

Finalement on obtient :

$$\sigma_b = 1.26 \text{ MPa} < \sigma_b = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 51.21 \text{ MPa} < \sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n F_{t28}} \right) = 215.55 \text{ MPa}.$$

Donc on garde les sections d'armatures calculées à l'ELU.

III.2.4.2 Vérification de l'effort tranchant :

La section d'armatures tendues doit être capable d'équilibrer l'effort de traction « F » qui est égale à :

$$F = T_u - \frac{M_u}{0.9.d} = 1.5 - \frac{1.05}{0.9 \times 0.075} \rightarrow T = -14.05 < 0.$$

Les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire

III.2.4.2.1 Vérification de l'effort de la contrainte de cisaillement du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \tau$ telles que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0.02 \text{ MPa}.$$

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaire

Et : $\tau = \min \left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 3 \text{ MPa}$ (fissuration préjudiciable).

Alors : $\tau_u = 0.02 \text{ MPa} < \tau = 3 \text{ MPa}$.

Le béton seul reprend a l'effort de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.4.2.2 Vérification de l'acrotère au séisme:

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante :

$$F_p = 4AC_p W_p \quad (\text{Art.6.2.3 : RPA 99 VERSION 2003})$$

A : coefficient d'accélération.

A = 0.25 [modifications et compléments aux RPA99 (groupe d'usage 2, zone 3)].

C_p : facteur de force horizontale.

C_p = 0.8 (RPA 99 VERSION 2003. Tab.6.1)

W_p : poids propre de l'élément.

W_p = 2.42 KN.

D'où alors : $F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2.42 \rightarrow F_p = 1.936 \text{ KN} < 1.5Q = 1.5 \text{ KN} \dots \dots \text{ (CV)}$.

L'acrotère résiste à la force horizontale

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaire

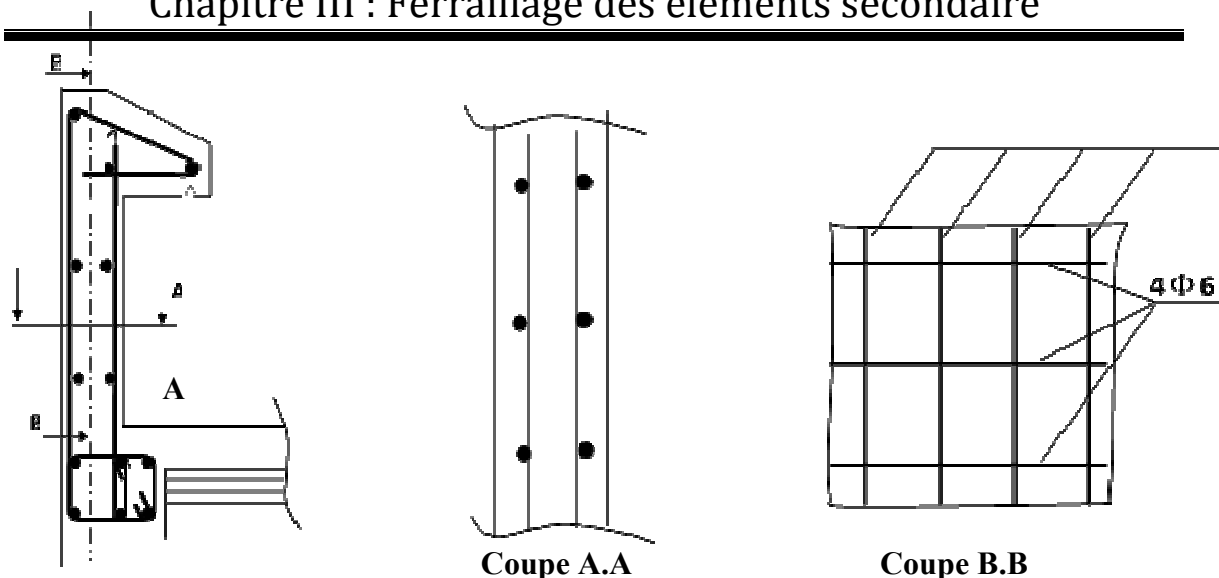


Figure 3.4 : Plan de ferrailage de l'acrotère.

III.2 Etude des escaliers :

III.2.1 Introduction :

Les sont des éléments constitués a relier deux différents niveaux d'une construction, ils permettent le passage à pied d'un niveau a l'autre.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

III.2.2 Composition d'un escalier :

Il est caractérisés par :

- La montée ou (hauteur a gravier) H.
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de marche (g).
- L'embranchement : la largeur de la volée (b).
- La contre marche : la partie verticale d'une marche.
- La paillasse : plafond qui monte sous marches.
- Le palier : la partie horizontale.
- La volée : suite interrompues des marches.

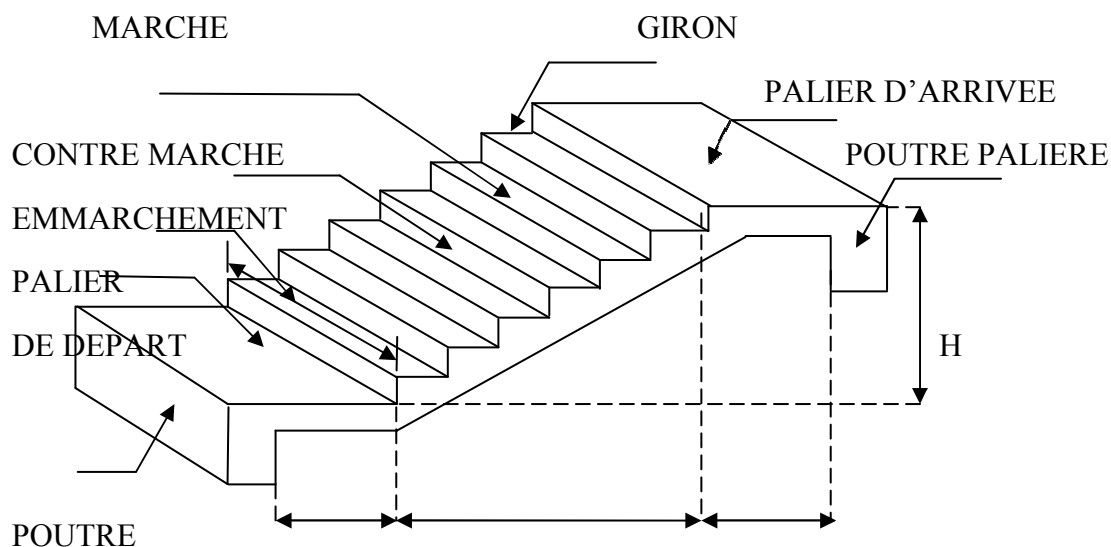


Figure.3.5 : Représentation d'un escalier.

III.2.3 Les différents types de l'escalier:

On peut pratiquement, à condition naturellement que les dimensions le permettent, d'adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- à cartier tournants ;
- à palier intermédiaire ;
- à la Française (limon apparent sur le côté ;
- à l'anglaise (marche en débord sur le limon).

La figure 3.5. Donne quelques exemples des systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs des immeubles.

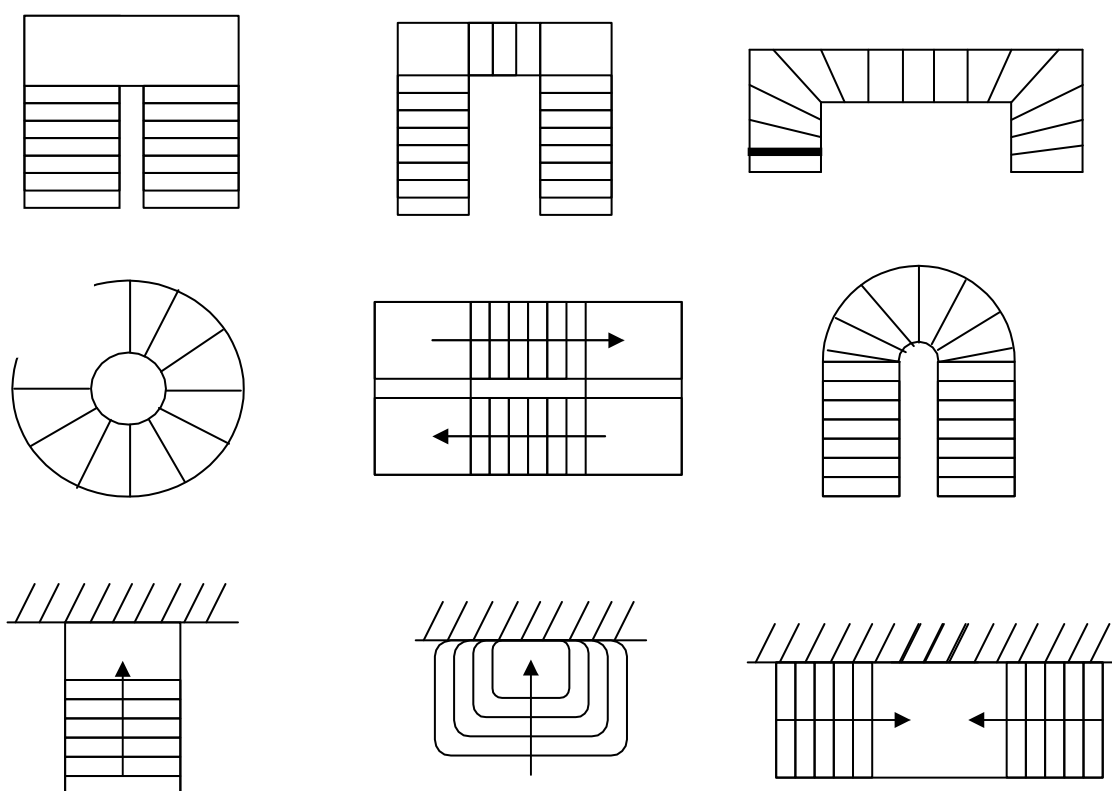


Figure 3.6 : Les différents systèmes pour les escaliers intérieurs des immeubles.

III.2.4 dimension des escaliers :

Pour le dimensionnement des marches (g) et des contre marches (h) on utilise la formule de BONDEL.

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}.$$

- h : hauteur de la marche.
- g : giron (largeur de la marche).

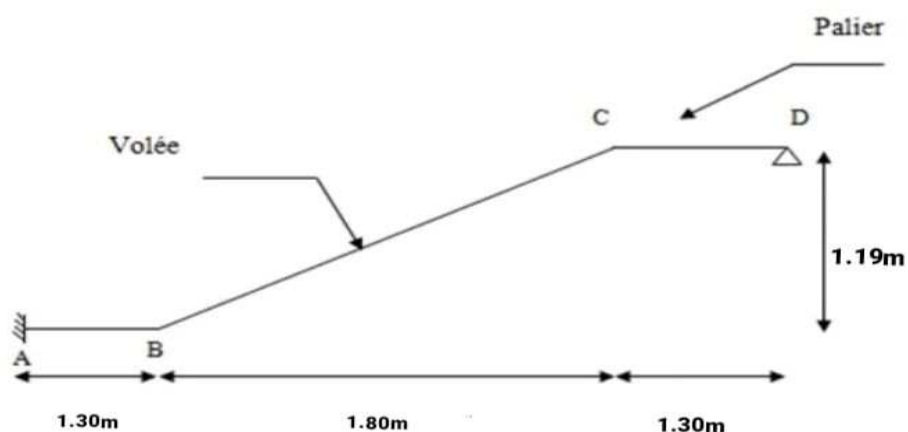


Figure.3.7 : Schéma statique de l'escalier.

Pour l'étage courant :

Avec une hauteur d'étage : $H = 3.20\text{m}$.

- $16\text{cm} < h < 18\text{ cm}$.
- $22\text{cm} < g < 33\text{cm}$.

On prend la hauteur des marches $h = 17\text{ cm}$.

On a $H = 120\text{cm}$.

- Nombre de contre marche : $n = H/h = 120/17 \Rightarrow n=7$ contre marche.
- Le nombre de marche est pris égale a : $m = n-1 = 9-1 \Rightarrow m=6$ marche.

D'après la loi de BONDEL :

$$59\text{cm} < g+2h < 66\text{cm}.$$

Pour : $h = 17\text{cm}$ on aura :

$$22\text{cm} < g < 33\text{cm} \quad \text{donc on prend : } g = 30\text{cm}.$$

III.2.4.1 Vérification de la loi de BLONDEL :

$$59\text{cm} < 30 + (2 \times 17) < 66\text{ cm} \Rightarrow 59\text{cm} < 64\text{cm} < 66\text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaire

III.2.4.2 Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

Le palier aura la même épaisseur que la paillasse :

$$\frac{L}{30} < ep < \frac{L}{20} \quad \text{avec : } L = L \text{ paillasse} + L \text{ palier}$$

$$L = 1.8 + 1.3 = 3.1\text{m} \Rightarrow L = 3.1\text{m.}$$

D'où :

$$\frac{310}{30} < ep < \frac{310}{20} \Rightarrow 10.33\text{cm} < ep < 15.5\text{cm}$$

On prend : $ep = 15\text{cm.}$

III.2.4.3 L'angle d'inclinaison :

$$H = 120\text{cm}, \quad L = 180\text{cm}$$

$$\text{Tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{120}{180} \Rightarrow \alpha = 33.42^\circ$$

III.2.5 Evaluation des sollicitations :

Tableau 3.3 : Palier (charge permanente).

Constituants	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m)
Poids propre de la paillasse	-	-	4.26
Poids propre des marches	-	-	2,13
Mortier de pose	2	20	0,40
Carrelage	2	22	0,44
Enduit	2	10	0,20
Garde-corps	-	-	0,80
		G total	8.23

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaire

Tableau3.4 : Paillasse (charge permanent).

Constituants	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m)
Poids propre du palier	20	25	3.75
Mortier de pose	2	20	0,40
Carrelage	2	22	0,44
Enduit	2	10	0,20
Lit de sable	2	18	0,36
		G total	5.15

III.2.6 Combinaison de charge :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

à L'E.L.U : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

à L'E.L.S : $q_{ser} = G + Q$

Tableau 3.5 : Calcul des sollicitations des escaliers.

	G (KN/m)	Q (KN/m)	q _u (KN/m)	q _{ser} (KN/m)
Palier	8.23	2.50	14.86	10.73
paillasse	5.50	2.50	11.17	8

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaire

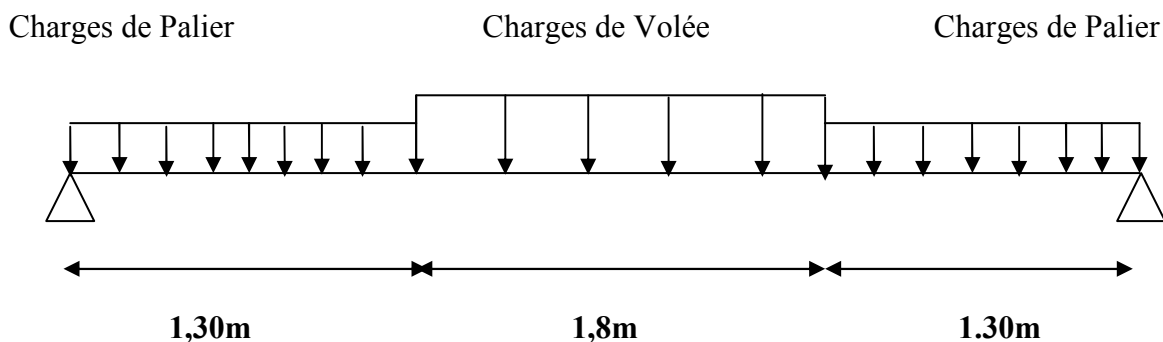


Figure 3.8 : Schéma de chargement de l'escalier

• **Charge d'exploitation :**

$$Q = 2.5 \text{ KN/m.}$$

III.2.7 Calcul des sollicitations :

E.L.U :

• **Réactions des appuis :**

$$R_A + R_B = 45,23 \text{ KN} \Rightarrow R_A = 17.62 \text{ KN}$$

$$R_B = 23.65 \text{ KN}$$

• **Moment fléchissant et effort tranchant :**

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.80 \text{ m}$

$$T_y = -14.86(x) + 17.629$$

$$x = 0 \qquad T_{y1} = 17.629 \text{ KN}$$

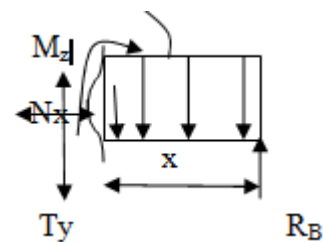
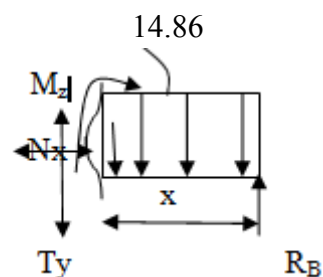
$$x = 1.8 \text{ m} \qquad T_{y1} = -9.119 \text{ KN}$$

17.629

$$\square M / I = 0 \Rightarrow M_z = -14.86 \frac{x^2}{2} + 17.629 x$$

$$x = 0 \qquad M = 0 \text{ KN}$$

$$x = 1.8 \text{ m} \qquad M_{y1} = 7.659 \text{ KN}$$



2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.3 \text{ m}$

$$T_y = -11.17(x) + 23.65$$

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaire

$$x = 0 \quad T_{y1} = 23.65 \text{ KN}$$

$$x = 0, 1.8 \text{ m} \quad T_{y1} = 9.119 \text{ KN}$$

23.65

$$\square M / I = 0 \Rightarrow M_z = - 11.17 \frac{x^2}{2} + 23.65$$

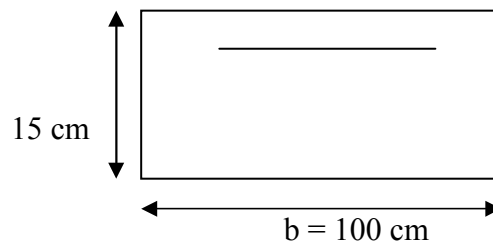
$$x = 0 \quad M = 0 \text{ KN}$$

$$x = 1.8 \text{ m} \quad M_{y1} = - 21.30 \text{ KN}$$

Donc :

III.2.8 Calcul du ferrailage :

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension ($b \times h$).
Tel que : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$.
- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur



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

• **ELU :**

- **En appui :**

$$M_a = 0.5 M_u \Rightarrow M_a = 7.74 \text{ KN.m.}$$

- **En travée :**

$$M_t = 0.85 M_u \Rightarrow M_t = 13.16 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13.16 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 17} = 0.041.$$

$$\mu_a = 0.041 < \mu_1 = 0.435.$$

\Rightarrow La section est simplement armée.

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaire

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A'_s = 0$.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \rightarrow \alpha = 0.053.$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 13.21.$$

$$A_t^x = \frac{M_{xt}}{Z \times f_{st}} = \frac{13.16 \times 10^3}{13.21 \times 435} = 2.29 \text{ cm}^2$$

Tableau.3.6 : Ferrailage de l'escalier.

	Mu (KN.m)	μ	$\mu < \mu_r$	As (cm²)	α	Z (cm)	As caL/ml (cm²)	choix	As^{adp}/ ml (cm²)
Travée	13.16	0.042	oui	0	0.053	13.21	3.29	6HA12	6.79
Appuis	7.74	0.024	oui	0	0.030	13.33	2.53	5HA12	5.65

III.2.8.1 Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.49 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} \geq A_s^{\min} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{sa} \geq A_s^{\min}$$

❖ **Espacement :**

• **Armature principale :**

En travée :

$$\text{Esp} \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

On prend : esp = 25 cm.

En appuis :

$$\text{Esp} \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

On prend : esp = 25 cm.

• **Armature de répartition :**

$$\text{- en travée } \frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.78 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_r \leq 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaire

Le choix est de 4HA10 = 3.14cm² avec St = 25cm.

$$\text{- sur appui } \frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_r \leq 1.00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix est de 4HA8 = 2.01cm² avec St = 25 cm.

III.2.8.2 Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \tau$ telles que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{23.65 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.175 \text{ MPa.}$$

$$\text{Et : } \tau = \min \left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 3 \text{ MPa (fissuration préjudiciable).}$$

Alors : $\tau_u = 0.175 \text{ MPa} < \tau = 3 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

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

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

$$\text{- Si : } T_u - \frac{M_u}{0.9d} < 0 \Rightarrow \text{les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.}$$

$$\text{- Si : } T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0 \Rightarrow \text{il faut satisfaire la condition suivante : } A_s \geq \frac{T_u - \frac{M_u}{0.9d}}{\sigma_s}.$$

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 23.65 - \frac{26.22 \times 10^3}{0.9 \times 135} = -84.66 \text{ KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction

• Vérification des armatures transversales :

$$\tau = \frac{T_{u \max}}{b.d} = 0.17 \text{ MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaire

III.2.8.3 Vérification a l'ELS :

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

❖ **E.L.U :**

• Réactions des appuis :

$$R_A + R_B = 29.174 \text{ KN} \Rightarrow R_A = 13.55 \text{ KN}$$

$$R_B = 16.16 \text{ KN}$$

• Moment fléchissant et effort tranchant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.80 \text{ m}$

$$T_y = -10.73(x) + 13.55$$

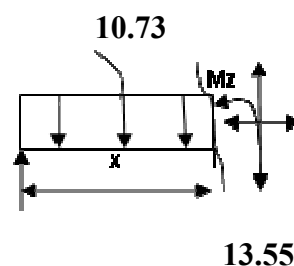
$$x = 0 \quad T_{y1} = 13.55 \text{ KN}$$

$$x = 0, 1.8 \text{ m} \quad T_{y1} = -5.76 \text{ KN}$$

$$\square M / I = 0 \Rightarrow M_z = -10.73 \frac{x^2}{2} + 13.55 x$$

$$x = 0 \quad M = 0 \text{ KN}$$

$$x = 1.8 \text{ m} \quad M_{y1} = -17.38 \text{ KN}$$



2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.3 \text{ m}$

$$T_y = -8(x) + 16.16$$

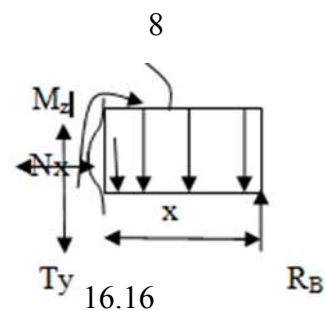
$$x = 0 \quad T_{y1} = 16.16 \text{ KN}$$

$$x = 0, 1.8 \text{ m} \quad T_{y1} = 5.76 \text{ KN}$$

$$\square M / I = 0 \Rightarrow M_z = -8 \frac{x^2}{2} + 16.16 x$$

$$x = 0 \quad M = 0 \text{ KN}$$

$$x = 1.8 \text{ m} \quad M_{y1} = 14.24 \text{ KN}$$



Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaire

Donc :

En appuis :

$$M_a = 0.5 M_{ser} = 0.5 \times 11.02 = 5.51 \text{ KN.m.}$$

En travée :

$$M_t = 0.85 M_{ser} = 0.85 \times 11.02 = 9.36 \text{ KN.m.}$$

➤ **Vérification des contraintes du béton :**

• **Vérification de l'axe neutre :**

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

• **Moment d'inertie :**

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

Avec : $n = 15$; $c' = 2$; $d = 13.5$; $b = 100\text{cm}$; $A'_s = 0$.

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa.}$$

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

Tableau.3.7 : Vérification a L'ELS.

	M ser(K N.m)	As (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} bc ≤ σ̄_{bc}
Travée	9.36	3.14	3,53	10124,64	2.00	vérifiée
Appuis	5,51	2.01	2,3	4385,7265	4.04	vérifiée

III.2.8.4 Vérification de la flèche :

$h = 17$ [cm] ; $L = 4$ [cm] ; $A_{utr} = 3.14$ [cm²] $M_{str} = 13,16$ [KN m] ; $f_e = 500$ [MPa]

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaire

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.054 \leq 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{As}{bd} \leq \frac{4.2}{f_s} \rightarrow 0.023 \leq 0.009 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \rightarrow 0.0054 \leq 0.084 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

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

Flèche totale : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq f$.

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Avec : $f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \quad L = 3.10 \text{ m}$

$$F = \frac{L}{500}$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

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

Position de l'axe neutre :

$$Y = \left(\frac{bh^2}{2} \right) + (15 \cdot A_s \cdot d) / (bh^2 \cdot h + 15A_s).$$

Moment d'inertie fictive :

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

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{a b_0}{b} \right)} \quad \delta = \frac{A_s}{bd}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{c28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \text{ si } \mu > 0, \text{ sin on } \mu = 0.$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{c28}}{\delta \left(2 + \frac{a b_0}{b} \right)} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

$E_i = 34179.55 \text{ MPa}$; $E_v = 11496.76 \text{ MPa}$.

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaire

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau 3.8 : Vérification de la flèche de l'escalier.

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	y (cm)	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
9.36	3.14	0.0023	220.80	10.43	4.17	0.052	7.76	30460.25	21724.03	25032.25

Donc :

$$f_i = 0.121 \text{ cm.}$$

$$f_v = 0.313 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \Delta f_i = 0.192 \text{ cm.}$$

$$f = \frac{L}{500} = \frac{310}{500} = 0.62 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \Delta f_i = 0.192 \text{ cm} < f = 0.62 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

III.2.8.5 schéma de ferrailage des escaliers :

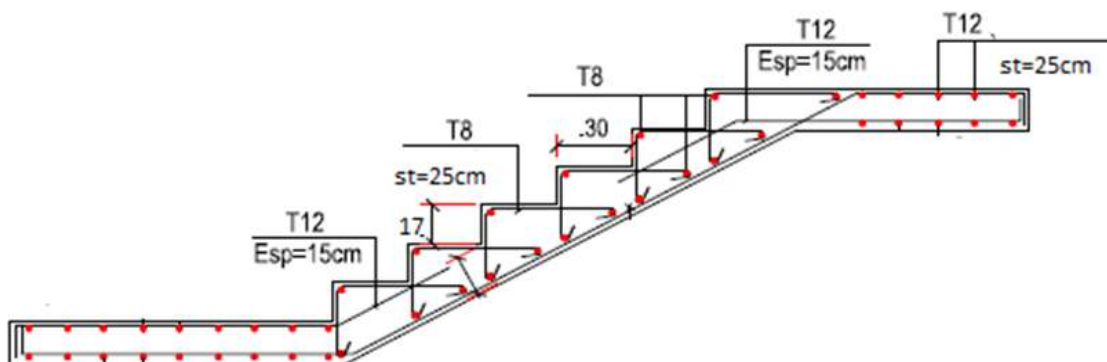


Figure3.9 : Schéma de ferrailage des escaliers.

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaire

III.3 Les planchers :

Les est une aire destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sol, dont les deux fonctions principales sont :

- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complémentirement par un revêtement de sol ou un faux plafond.
- Une fonction de résistance mécanique (supporter son poids et les surcharges).

III.3.1 Dalle en corps creux :

Les planchers sont en corps creux coulés sur place avec une dalle de compression de 5cm.

Les poutrelles d'un plancher peuvent être calculées en utilisant les méthodes de la RDM.

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitation, il est constitué de :

- ✓ Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- ✓ Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65cm d'espacement.
- ✓ Une dalle de compression supérieure en béton de 5cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble des poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers a corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.3.2 La dalle de compression :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliqués dur la dalle, on prévoit un ferrailage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 5cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles.

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaire

III.3.3 Les poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement des unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée et distancées par la largeur d'un corps creux (hourdis).

Les poutrelles ont un rôle très important dans la structure, ils assurent la transmission des charges verticales directement appliquées sur ce dernier aux poutres principales.

Les poutrelles de notre structure sont préfabriquées, le calcul se fera en deux étapes: Avant et après le coulage de la dalle de compression.

III.3.3.1 Avant le coulage :

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

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

➤ Evaluation des charges et surcharges :

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de $12 \times 5\text{cm}^2$.

Tableau3.9 :Les charges de la poutrelle avant coulage.

Travée L (m)	Q (KN/ml)	G (KN/ml)	
		Poids de poutrelle	Poids du corps creux
6.45	$1 \times 0.65 = 0.65$	$0.12 \times 0.05 \times 25 = 0.15$	$0.65 \times 3.05 = 1.982$
		2.132	

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaire

Le calcul sera en flexion simple :

Tableau3.10 : Calcul des moments.

M_{ult} (KN.m)	M_{ser} (KN.m)
$\frac{q_u L^2}{8} = 20.03$	$\frac{q_s L^2}{8} = 14.46$

➤ Ferrailage :

$M_u = 20.03$ KN.m , $b=12$ cm , $f_{bc} = 18$ MPa.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{20.03 \times 10^6}{120 \times 30^2 \times 18} = 10.30 \gg \mu_R = 0,371 \rightarrow A_s' \neq 0.$$

❖ Conclusion :

Section armée par des armatures tendues et comprimées, la faible hauteur de la poutrelle ne nous permet pas de placer les armatures de compression ; on doit prévoir un système d'étayement verticaux chaque un mètre pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

III.3.3.2 Après le coulage :

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue et supportant :

- Son poids propre
- Une partie du plancher
- Charge d'exploitation.

✓ Méthode de calcul :

On utilise l'une des deux méthodes simplifiées :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de CAQUOT.

III.3.3.2.1 La méthode forfaitaire :

Pour pouvoir appliquer cette méthode, il faut vérifier les trois conditions suivantes :

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaire

- Condition concernant la charge d'exploitation :

Charges uniformément réparties : $Q \leq \text{Min} (2.G \text{ et } 5 \text{ KN/m}^2)$

Charges concentrées : $p \leq \text{Min} (Q/4 \text{ et } 2 \text{ KN}).$

Si cette première condition est vérifiées, on peut dire que le plancher est a charges d'exploitation modérée.

- Condition concernant les caractéristiques géométriques :

Le moment d'inertie de la poutre doit être la même pour toute les travées.

Le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0.8 et 1.25.

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

- Condition concernant le type de fissuration :

La fissuration doit être considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

III.3.3.2.2 Méthode de CAQUOT :

Cette méthode due à Albert Caquot, repose essentiellement sur la méthode des trois moments qu'il a corrigé et simplifié pour tenir compte de :

La variation du moment d'inertie des sections transversales tout au long de la ligne moyenne de la poutre.

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaire

Tableau3.11 : Méthode de CAQUOT.

Moment isostatique M_0	$\frac{ql^2}{8}$	
Moment en travée M_t	$\frac{ql^2}{8} - \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right)$	
Longueurs fictives l'	Travée de rive	l
	Travée intermédiaire	$0.8 l$
Moment a l'appui M_a	Appuis de rive	$0.2 M_0$
	Appuis intermédiaire	$\frac{(q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3)}{(8.5(l_w' + l_e'))}$
Effort tranchant T	T_w	$\left(\frac{ql}{2} \right) + \left(\frac{M_w - M_e}{l} \right)$
	T_e	$-\left(\frac{ql}{2} \right) + \left(\frac{M_w - M_e}{l} \right)$

Avec :

- M_0 : moment isostatique.
- M_w : M_e : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et droite.
- q_w : charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- q_e : charge répartie à droite de l'appui considéré.
- L'_w : longueurs de travées fictives à gauche.
- L'_e : longueurs de travées fictives à droite.
- L : représente la portée de la travée libre.
- T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

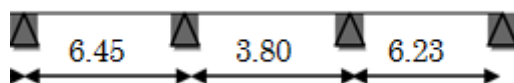
• Sollicitations de calcul :

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable :

- $Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min (2.G = 13.52 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2)$.
- La fissuration est peu nuisible.
- L'inertie des poutres est constante pour toutes les travées.

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaire

Type : poutrelle a trois travées.



$$L_1 / L_2 = 1.70 > 0.8 \quad \text{et} \quad L_2 / L_3 = 0.60 < 0.8$$

Le rapport entre les portées successives n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CAQUOT.

Tableau3.12 : Actions de calcul des poutrelles après coulage.

niveau	G (KN/m)	Q (KN/m)	q _u (KN/M)	q _{ser} (KN/m)
terrasse	7.04×0.65 = 4.57	1×0.65= 0.65	7.144	5.22
courant	6.76×0.65 = 4.394	1.5×0.65 = 0.975	7.389	5.36

Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau3.13 : Différents sollicitations dans la poutrelle a trois travées (ELU).

TRAVEE	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	T _w (KN)	T _e (KN)
A-B	37.15	20.322	7.43	26.25	20.12	-25.95
B-C	12.89	-8.665	26.25	16.86	16.04	-11.10
C-D	34.65	22.755	16.86	6.93	23.84	-20.65

Tableau3.14 : Différents sollicitations dans la poutrelle a trois travées (ELS).

TRAVEE	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	T _w (KN)	T _e (KN)
A-B	27.14	14.836	5.428	19.18	14.70	-18.96
B-C	9.42	-6.415	19.18	12.49	11.67	-8.158
C-D	25.32	16.543	12.49	5.064	17.45	-15.07

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaire

✓ Récapitulations :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en tracée et en appuis sont :

Tableau3.15 : Récapitulation des efforts.

sollicitations	ELU			ELS	
	M _{au} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	T _u (KN)	M _{a ser} (KN.m)	M _{tser} (KN.m)
	26.25	22.755	23.84	19.18	16.543

III.3.3.3 Calcul du ferrailage :

III.3.3.3.1 Ferrailage longitudinal des poutrelles :

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

- **Si $M_u < M_{tab}$** : l'axe neutre est dans la table de compression c'est-à-dire le calcul se fait comme un calcul d'une section rectangulaire (**b × h**)

- **Si $M_u > M_{tab}$** : l'axe neutre est dans la nervure c'est-à-dire le calcul se fait comme un calcul d'une section en « Té » (**b o × h**).

III.3.3.3.2 Ferrailage longitudinal en travée :

$h_0=5\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=18,9\text{cm}$; $f_{bc}=18\text{MPa}$; $f_e=500\text{MPa}$;
 $f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$.

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 95.94 \text{ kN.m.}$$

$$M_{tu} = 22.755 \text{ KN.m} < M_0 = 95.94 \text{ KN.m.}$$

⇒ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc le calcul se fera pour une section

Rectangulaire (**bxh**).

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaire

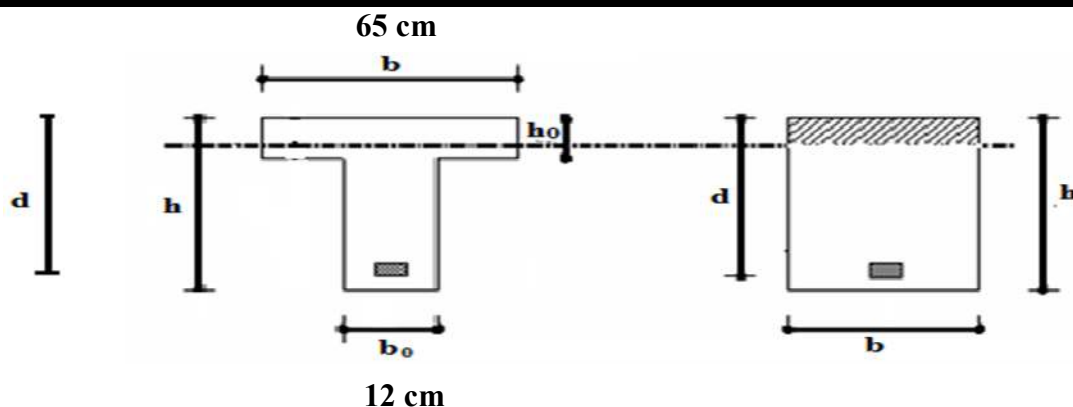


Figure 3.10 : Section rectangulaire et section en “Té” en travée.

Tableau 3.16 : Section d’armatures longitudinales en travée.

M_U (kN.m)	μ	A'_s (cm ²)	A	Z (cm)	$A_s^{calculée}$ (cm ²)	A^{choisi} (cm ²)	$A_s^{Adoptée}$ (cm ²)
22.755	0,054	0	0.069	18,37	2.85	3HA10	2.36

- Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.35 \text{ cm}^2 < A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \dots \text{Vérifier}$$

III.3.3.3 Ferrailage longitudinal aux appuis :

Tableau 3.17 : Section d’armatures longitudinales en appuis.

M_U (kN.m)	μ	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	$A_s^{calculée}$ (cm ²)	A^{choisi} (cm ²)	$A_s^{Adoptée}$ (cm ²)
26.25	0,062	0	0.080	18,29	3.29	2HA16	4.02

- Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.35 \text{ cm}^2 < A_s = 4.02 \text{ cm}^2 \dots \text{Vérifier.}$$

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaire

III.3.3.5 Vérification de la contrainte de cisaillement :

La vérification du cisaillement se traduit par : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{23.84 \times 10^3}{120 \times 189} = 1.05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{ctk}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa} \dots \text{Vérifier.}$$

III.3.3.5.1 Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$\frac{T_u^{max}}{0,9 \times b_0 \times d} = \frac{23.84 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 1.16 < 0,4 \frac{f_{ctk}}{\gamma_b} = 8 \text{ MPa} \dots \text{Vérifiée}$$

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

III.3.3.5.2 Vérification de la contrainte de cisaillement de la jonction table nervure :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max} \times (b - b_n)}{1,8 \times b \times d \times h_0} = \frac{23.84 \times 10^3 \times (650 - 120)}{1,8 \times 650 \times 189 \times 60} = 1.14 < \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{ctk}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa}$$

Vérifiée.

III.3.3.6 Vérification a L'ELS :

• Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration peu préjudiciable aucune vérification à faire.

• Vérification de la contrainte du béton :

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{Ser}}{I} \cdot Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

b=65 cm (travée) ; b0=12cm (appuis) ; c=c'=2 cm

Tableau3.18 : Vérification de la contrainte de béton poutrelle.

	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
Travée	19.18	2.36	0	3,796	9343.256	7.79	Vérifiée
Appuis	-16.543	4.02	0	4.53	11687.52	6.41	Vérifiée

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaire

III.3.3.7 Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE240

➤ Selon le C.B.A 93:

$$\begin{cases} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 2,13.10^{-3} cm \\ \bullet S_t \leq 17,01 cm \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 1,88.10^{-1} cm \end{cases}$$

Choix des armatures :

On adopte : $\emptyset t \leq 0.6 cm^2 \rightarrow HA6=0,28 cm^2$

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83 cm \quad \text{Donc: } \begin{cases} S_t = 5 cm \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10 cm \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

III.3.3.8 Vérification de la flèche:

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des fleches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 3.25 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{As}{bd} \leq \frac{4.2}{f_s} \rightarrow 0.0103 > 0.0084 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10 M_0} \rightarrow 3.25 > 0.065 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Alors :

Puisque une condition n'est pas vérifiée, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq f$.

$$\text{Tel que : } f = 0.5 + \frac{L}{1000} \quad \text{si } L \geq 5.00 \text{ m.}$$

$$f = \frac{L}{500} \quad \text{si } L < 5.00 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } f = 0.5 + \frac{6.45}{1000} = 0.50 \text{ cm.}$$

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaire

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Avec :
$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

- Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

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

Position de l'axe neutre :

$$Y = \left(\frac{bh^2}{2} \right) + (15 \cdot A_s \cdot d) / (bh^2 \cdot h + 15A_s).$$

- Moment d'inertie fictive:

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

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{2b_0}{b} \right)} \quad \delta = \frac{A_s}{bd}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{c28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \text{ si } \mu > 0, \text{ sin on } \mu = 0.$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{2b_0}{b} \right)} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

$E_i = 34179.55 \text{ MPa}$; $E_v = 11496.76 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau3.19 : Calcul de la flèche.

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	y (cm)	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
16.543	3.08	0.0013	284.18	3.61	1.45	0.080	7.76	30460.25	25998.04	27294.13

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaire

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 34179.55$$

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

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} = 0.77 \text{ cm.} \quad (L = 6.45\text{m}).$$

- Calcul de la flèche due aux déformations permanentes :

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} = 1.19\text{cm}$$

$$\Delta f_i = f_v - f_i = 1.19 - 0.77 = 0.42 < f = 0.50\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

III.3.4 Schéma de ferrailage des poutrelles :

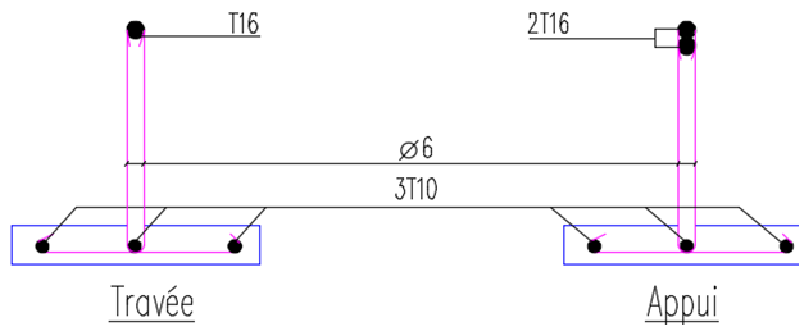


Figure3.11 : Schéma de ferrailage des poutrelles.

Chapitre IV :

Etude Dynamique

IV.1 Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenue indispensable, en s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voir même peu fiable.

IV.2 Modélisation et introduction des données :

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel ETABS qui permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000 et SAFE*).

IV.3 Choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage, les RPA99/ version 2003 prévoit d'utiliser soit :

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

IV.3.1 La Méthode statique équivalente :

- **Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction 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.

Conditions d'application :

1. 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.
2. Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (Art 4.1.2) en plus de la hauteur énoncée en a).

IV.3.2 La méthode modale spectrale :

- **Principe de la méthode :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que la condition de régularité en plan n'est pas satisfaite.

• Principe

Il est cherché 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 :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres)
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90 de la masse totale.

IV.3.3 La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire

Conclusion :

La structure ne répond pas aux conditions exigées par les RPA pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, alors le calcul se fera par la méthode dynamique spect

Représentation graphique du spectre de réponse.

- Représentation graphique du spectre de réponse :

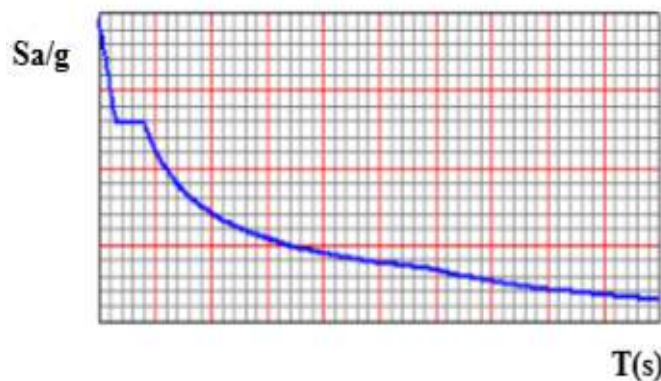


Figure 4. 1 : Spectre de réponse.

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.

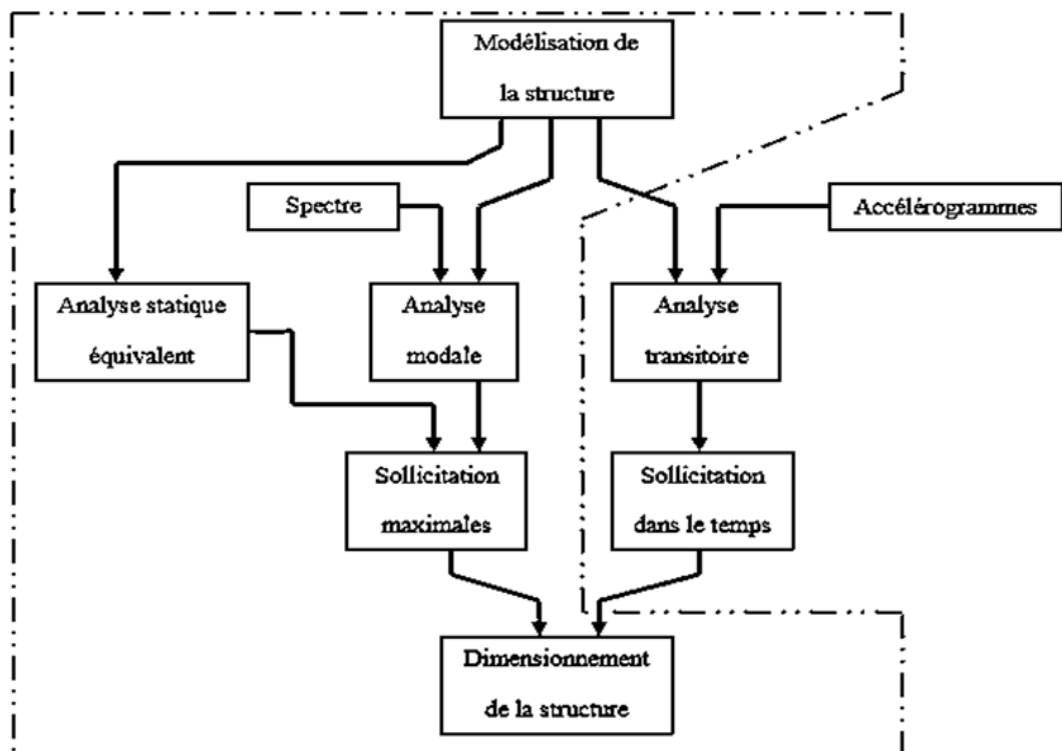


Figure 4. 2 Les étapes du calcul sismique.

IV .3.4 Calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente :

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Chapitre IV : Etude Dynamique

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

Tableau 4.1. : Coefficient d'accélération de zone A

Groupe	Z o n e		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Groupe d'usage : 2 }
 Zone sismique : III } **A = 0.25**

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Tableau 4.2 : Valeurs de T₁ et T₂

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T₁ (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T₂ (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

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

- **T₁, T₂** : période caractéristique associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.2 de «RPA99 version 2003 »

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} (3.0/T)^{\frac{1}{4}} & T \geq 3s \end{cases}$$

- La catégorie de site est : sol meuble S3 : $\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ s.} \\ T_2 = 0.5 \text{ s.} \end{array} \right.$

Chapitre IV : Etude Dynamique

Le facteur de correction d'amortissement η est fonction du pourcentage critique ξ

Tableau 4.3 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

$\xi = 7\%$ (remplissage dense).

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0,88 \geq 0.7$$

IV.3.5 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 se sont :

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}, T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement du type de remplissage.

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

Chapitre IV : Etude Dynamique

Tableau 4.4 : Valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

$$C_T = 0.05 \quad h_N = 23.2 \text{ m}$$

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

$$D_x = 16.15 \text{ m}$$

$$D_y = 18.53 \text{ m}$$

$$T_X = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05 \times (42.12)^{3/4} \times 1.3 = 0.68 \text{ s (dans les deux directions).}$$

- Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

- Suivant la direction (x - x) $T_X = 0.09 \frac{23.2}{\sqrt{16.15}} = 0.52 \text{ s}$

- Suivant la direction (y - y) $T_y = 0.09 \frac{23.2}{\sqrt{18.53}} = 0.49 \text{ s}$

$$\text{Sens (x-x) : } T_X = \min(0.68, 0.51) = 0.52 \text{ s}$$

$$\text{Sens (y-y) : } T_y = \min(0.68, 0.48) = 0.49 \text{ s}$$

D : $D_x = 2.149 \quad D_y = 2.205$

Chapitre IV : Etude Dynamique

R : Coefficient de comportement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement. Le coefficient de comportement global de la structure, Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.5) de « RPA99 version 2003 » en fonction du système de contreventement.

Tableau 4.5 : Valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
<u>A</u>	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
<u>B</u>	<u>Acier</u>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
<u>C</u>	<u>Maçonnerie</u>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

Chapitre IV : Etude Dynamique

D	Autres systèmes	
13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
15	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	3,5
16	Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façades	4
17	Systèmes comportant des transparences (étages souples)	2

Q : Facteur de qualité

Il est fonction de :

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

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0 = 1,10.$$

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

Tableau 4.6: Valeurs des pénalités P_q .

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Chapitre IV : Etude Dynamique

$$Q//xx = 1 + (0.05 + 0.05) = 1.10$$

$$Q//yy = 1 + (0.05 + 0.05) = 1.10.$$

W : poids total de la structure

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec :} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse pour chaque plancher "i";

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau "i";

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau "i";

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation, bureau ou assimilés).

Tableau 4.7: Valeurs du coefficient de pondération β

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	
	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0,30
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

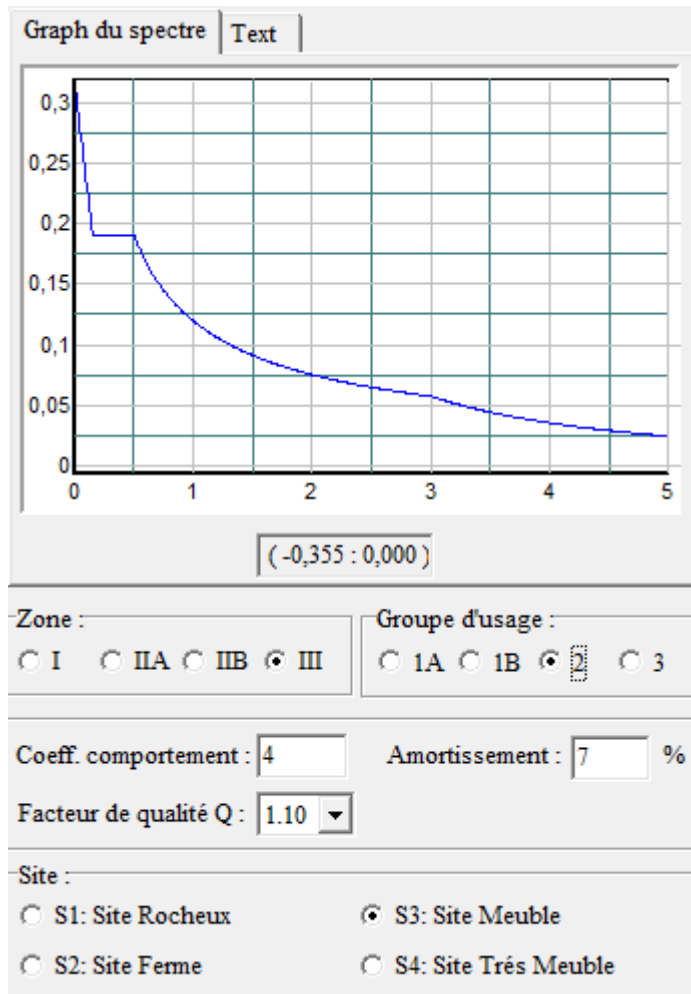


Figure 4.3 : Fonction spectacle.

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.25 \times 2.17 \times 1.20}{5} = 0.164 \text{ W} \\ V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.25 \times 2.26 \times 1.20}{5} = 0.165 \text{ W} \end{array} \right.$$

Chapitre IV : Etude Dynamique

IV .4 Béton ordinaire :

IV.4.1 Vérification de la période T_{RPA} et T_{etabs} :

Résultats de l'analyse dynamique du bloc :

Tableau 4.8 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial.

Mod es	Période(s)	Facteur de participation massique (%)						RX
		U _x	U _y	U _z	ΣU _x	ΣU _y	ΣU _z	
1	1.617246	79.1322	0.0299	0.0000	79.1322	0.0299	0.0000	0.0377
2	1.339992	0.0515	79.3921	0.0000	79.1837	79.4221	0.0000	98.4369
3	1.245883	0.2134	0.9820	0.0000	79.3971	80.4041	0.0000	1.2108
4	0.529500	11.0738	0.0054	0.0000	90.4709	80.4095	0.0000	0.0000
5	0.455875	0.0083	10.9403	0.0000	90.4791	91.3498	0.0000	0.0321
6	0.421796	0.0415	0.9044	0.0000	90.5207	91.4441	0.0000	0.0004
7	0.289955	4.5453	0.0025	0.0000	95.0659	91.4467	0.0000	0.0002
8	0.257770	0.0036	4.2009	0.0000	95.0696	95.6476	0.0000	0.2376
9	0.237220	0.0229	0.0244	0.0000	95.0925	95.6720	0.0000	0.0013
10	0.186270	2.2494	0.0015	0.0000	97.3419	95.6734	0.0000	0.0000
11	0.170403	0.0020	1.8970	0.0000	97.3439	97.5705	0.0000	0.0022
12	0.155583	0.0155	0.0068	0.0000	97.3593	97.5773	0.0000	0.0000

Constations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T = 1.62s.$ $> 1,3 T_{(RPA)_x} = 0,68s.$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 4^{ème} mode suivant la direction X et à partir de 5^{ème} suivant la direction Y.
- Le premier mode est un mode de translation suivant «xx».
Le deuxième mode est un mode de translation suivant «yy».
- Le troisième mode est un mode de rotation suivant «z-z».

Conclusion :

On doit revoir la conception de notre structure par :

- Rajouter des voiles dans la structure.
- Une Augmentation dans la section des poteaux.

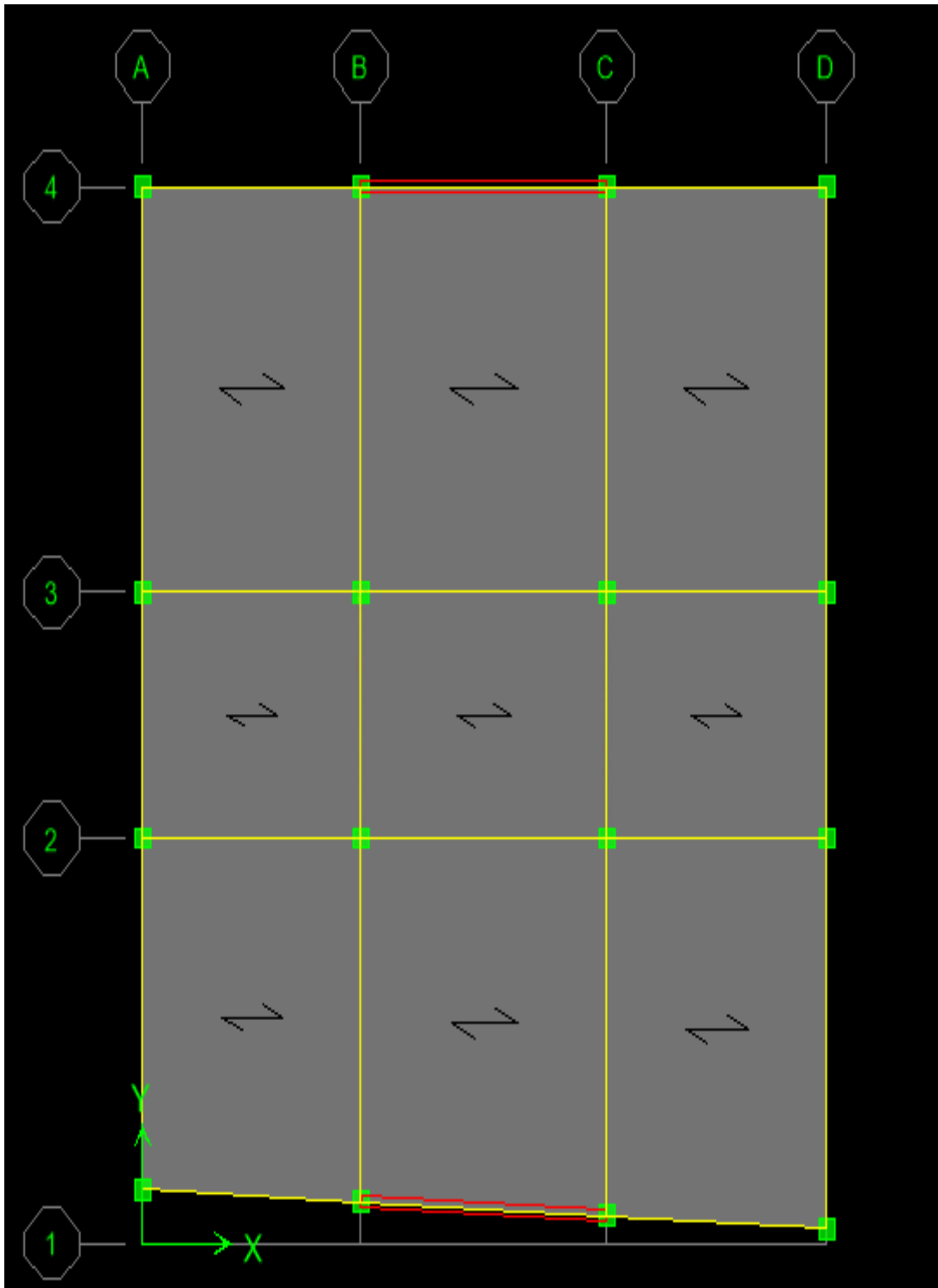


Figure 4.4 : Le rajout des voiles selon l'axe xx.

Chapitre IV : Etude Dynamique

Tableau 4.9 : Période et facteurs de participation massique du modèle 1.

		Facteur de participation massique (%)						
Modes	Période(s)	U _x	U _y	U _z	ΣU _x	ΣU _y	ΣU _z	RX
1	1.358880	0.0423	80.2467	0.0000	0.0423	80.2467	0.0000	99.5694
2	0.467624	68.9405	0.1509	0.0000	68.9828	80.3976	0.0000	0.0481
3	0.456811	0.3120	10.9409	0.0000	69.2948	91.3385	0.0000	0.0390
4	0.407578	0.0064	0.0178	0.0000	69.3013	91.3563	0.0000	0.0414
5	0.255452	0.0017	4.2978	0.0000	69.3029	95.6541	0.0000	0.2580
6	0.166072	0.0012	2.0548	0.0000	69.3041	97.7089	0.0000	0.0041
7	0.121939	0.0003	1.2072	0.0000	69.3044	98.9161	0.0000	0.0293
8	0.101019	21.7676	0.0095	0.0000	91.0720	98.9256	0.0000	0.0008
9	0.093400	0.0002	0.6262	0.0000	91.0722	99.5518	0.0000	0.0026
10	0.089853	0.0029	0.0084	0.0000	91.0750	99.5602	0.0000	0.0007
11	0.072589	0.0002	0.4325	0.0000	91.0752	99.9927	0.0000	0.0064
12	0.045448	6.0774	0.0027	0.0000	91.1527	99.9954	0.0000	0.0001

Constations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T = 1.35s. \geq 1,3 T_{(RPA)_x} = 0,68s.$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode suivant la direction X et à partir de 3^{ème} suivant la direction Y.
- Le premier mode est un mode de translation suivant «yy».
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant «xx».
- Le quatrième mode est un mode de rotation suivant «xx» et «yy».

Conclusion :

On doit revoir la conception de notre structure par :

- Rajouter des voiles dans la structure.

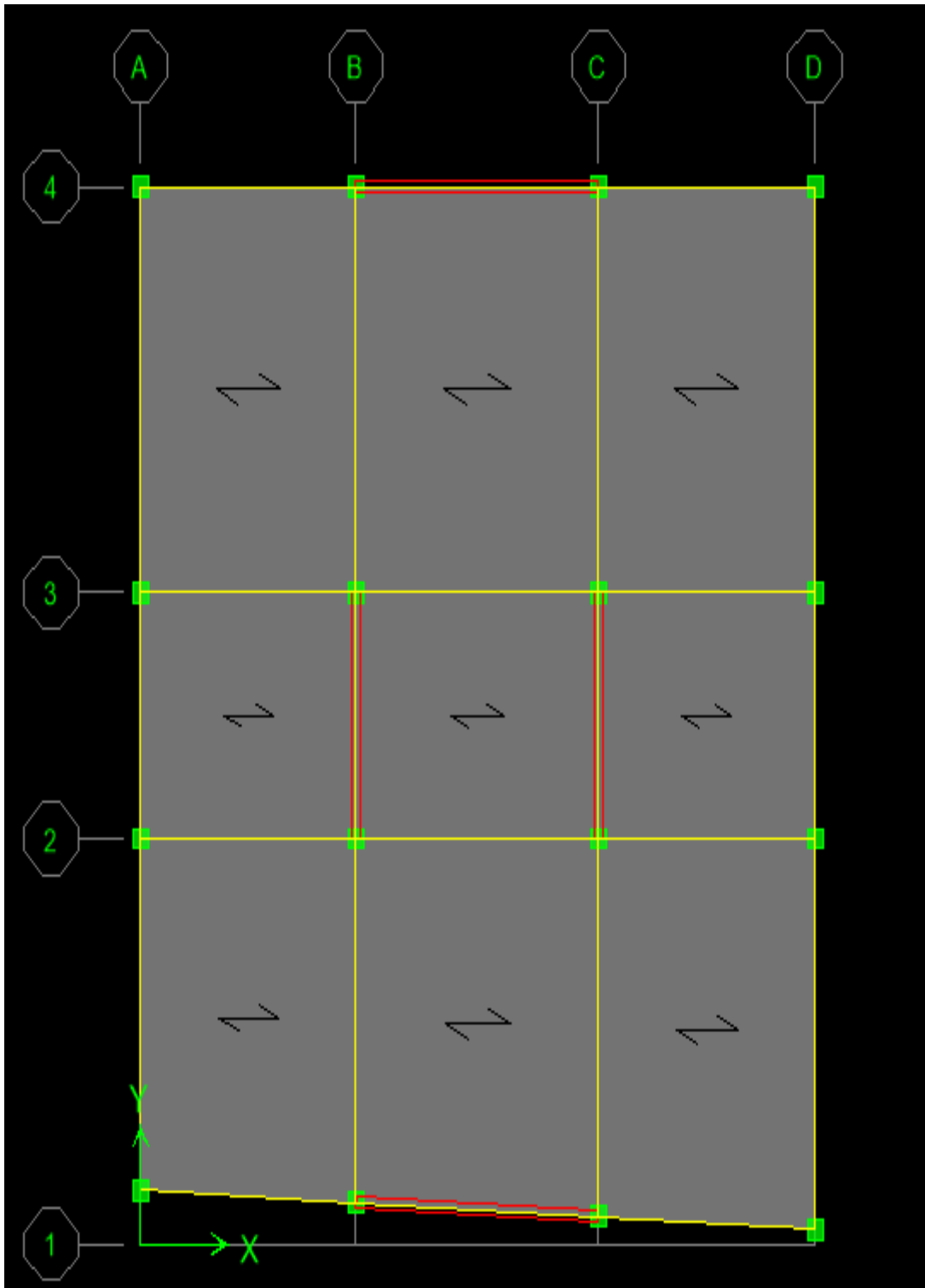


Figure 4.5 : Le rajout des voiles selon l'axe yy .

Tableau 4.10 : Période et facteurs de participation massique du modèle 2.

		Facteur de participation massique (%)						
Modes	Période(s)	U _x	U _y	U _z	ΣU _x	ΣU _y	ΣU _z	RX
1	0.603372	0.1984	68.9523	0.0000	0.1984	68.9523	0.0000	97.3814
2	0.475012	69.1063	0.1990	0.0000	69.3047	69.1513	0.0000	0.2812
3	0.397846	0.0015	0.0873	0.0000	69.3062	69.2386	0.0000	0.1229
4	0.132212	0.0578	20.7147	0.0000	69.3640	89.9533	0.0000	1.9154
5	0.102947	21.6931	0.0552	0.0000	91.0571	90.0084	0.0000	0.0052

Constations : l'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T = 0.60s. \leq T_{(RPA)x} = 0,68s.$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 5^{ème} mode suivant la direction X et à partir de 5^{ème} suivant la direction Y.
- Le premier mode est un mode de translation suivant «yy».
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant «xx».
- Le troisième mode est un mode de rotation suivant «xx» et «yy».

IV.4.2 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 :

$$\Delta_k^x \leq \bar{\Delta} \text{ et } \Delta_k^y \leq \bar{\Delta} \quad \text{Où } \bar{\Delta} = 0.01h_e$$

$$\text{Avec : } \delta_k^x = R\delta_{ek}^x \quad \text{et } \delta_k^y = R\delta_{ek}^y = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \text{ et } \Delta_k^x = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$$

– Δ_k^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le

Chapitre IV : Etude Dynamique

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 soit :
 - Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
 - Rajouter des voiles dans la structure

Tableau 4. 11: Vérification des déplacements inter étage sur axe x-x et axe y-y

Z(m)	U_X	U_Y	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	Observation
23.20	0.0167	0.00237	1.67	2.37	1.2	1.72	3.2	Vérifiez
20.00	0.0137	0.00194	1.37	1.94	1.24	3.16	3.2	Vérifiez
16.80	0.0106	0.0151	1.06	1.15	1.16	0.24	3.2	Vérifiez
13.60	0.0077	0.0109	0.77	1.09	1.08	1.52	3.2	Vérifiez
10.40	0.0050	0.0071	0.50	0.71	0.92	1.32	3.2	Vérifiez
7.20	0.0027	0.0038	0.27	0.38	0.68	0.96	3.2	Vérifiez
4.00	0.0010	0.0014	0.10	0.14	0.4	0.56	3.2	Vérifiez

IV.4.3 Vérification du critère de l'effort normal réduit :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B_r : l'aire (section brute) de cette dernière
- f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (30 MPa).

Chapitre IV : Etude Dynamique

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 4.12 : Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Nd (KN)	Bc (cm ²)	V	Obs
P6	235.74	35×35	0.06	<0.3
P5	469.48	35×35	0.13	<0.3
P4	707.73	40×40	0.15	<0.3
P3	945.66	40×40	0.20	<0.3
P2	1188.71	45×45	0.19	<0.3
P1	1432.04	45×45	0.23	<0.3
RDC	1689.39	50×50	0.22	<0.3

IV.4.4 Vérification effort tranchant a la base :

- **Résultantes des forces sismiques :**

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 $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

$$W = 21576.6 \text{ kN} \rightarrow \begin{matrix} V_x = 3477.74 \text{ kN} \\ V_y = 3567.90 \text{ kN} \end{matrix}$$

Tableau 4.13 : Vérification effort tranchant à la base.

	V_{dyn} (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	Observation
Sens X-X	3210.21	2782.18	Vérifiez
Sens Y-Y	2826.04	2854.31	Non Vérifiez

Le rapport $\left\{ \begin{array}{l} r_y = \frac{0.8 V_y}{V_t^y} = 1.01. \end{array} \right.$

Tableau 4.14: Vérification effort tranchant à la base.

	V_{dyn} (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	Observation
Sens X-X	3210.21	2782.18	Vérifiez
Sens Y-Y	2884.40	2854.31	Vérifiez

IV.4.5 Vérification des conditions du facteur de comportement R:

- le poids total de la structure **Wtot = 21756.53.**
- Le poids total repris par les voiles **Wvoiles = 9821.**

Wvoiles / Wtot = 45 % > 20 %.

- Alors les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

On doit prendre le facteur de comportement **R=3.5.**

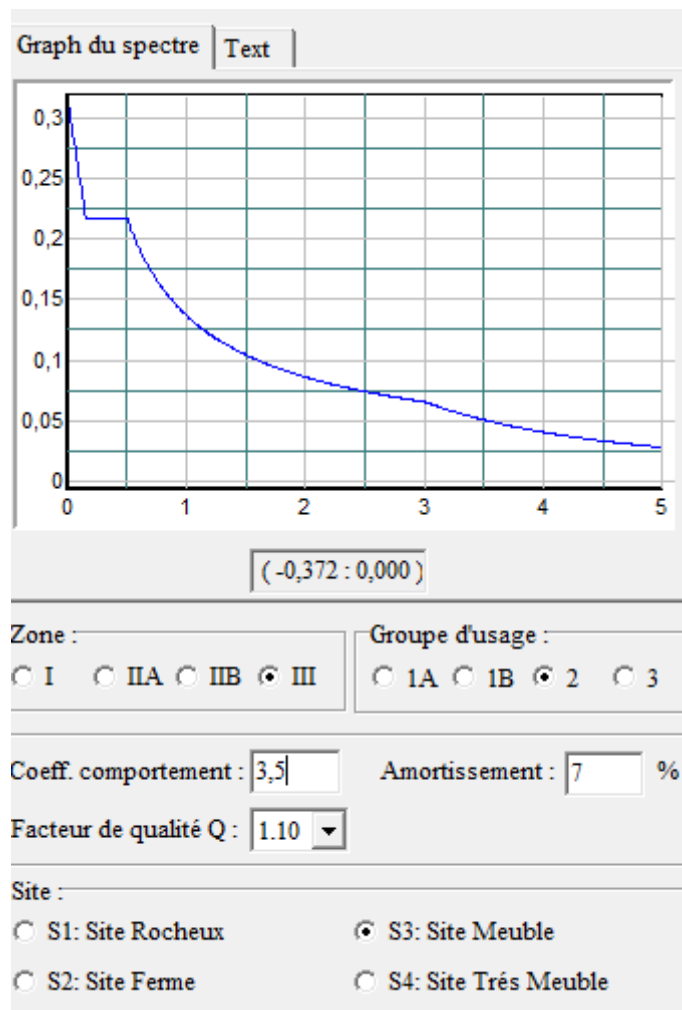


Figure4.4 : Fonction spectacle R=3.5.

• **Justification des voiles sous charges verticaux:**

- le poids total de la structure **Wtot = 21756.53.**
- Le poids total repris par les voiles **Wvoiles = 9821.**

Wvoiles / Wtot = 45 % > 20

- Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticale.

Chapitre IV : Etude Dynamique

IV.5 Béton à haute performance :

IV.5.1 Vérification de la période T_{RPA} et T_{stabs} :

Tableau 4.15 : Période et facteurs de participation massique du modèle 1.

Modes	Période(s)	Facteur de participation massique (%)						RX
		U _x	U _y	U _z	ΣU _x	ΣU _y	ΣU _z	
1	0.534723	0.2010	68.9529	0.0000	0.2010	68.9529	0.0000	97.3735
2	0.420597	69.1168	0.1992	0.0000	69.3179	69.1522	0.0000	0.2815
3	0.351851	0.0014	0.0906	0.0000	69.3193	69.2428	0.0000	0.1274
4	0.117042	0.0596	20.7112	0.0000	69.3788	89.9550	0.0000	1.9184
5	0.091103	21.6870	0.0584	0.0000	91.0659	90.0134	0.0000	0.0054

Constatations : L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T = 0.53s. \leq 1,3 T_{(RPA)x} = 0.68s.$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 5^{ème} mode suivant la direction X et à partir de 5^{ème} suivant la direction Y.
- Le premier mode est un mode de translation suivant «yy».
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant «xx».
- Le troisième mode est un mode de rotation suivant «xx» et «yy».

IV.5.2 Vérification des déplacements inter étage :

Tableau 4.16 : Vérification des déplacements inter étage sur axe x-x et axe y-y.

Z(m)	U _x	U _y	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta} (cm)$	Observation
23.20	0.015	0.0222	1.5	2.22	0.945	1.4	3.2	Vérifiez
20.00	0.0123	0.0182	1.23	1.82	0.945	1.4	3.2	Vérifiez
16.80	0.096	0.0142	0.96	1.42	0.945	1.4	3.2	Vérifiez
13.60	0.0069	0.0102	0.69	1.02	0.84	1.26	3.2	Vérifiez
10.40	0.0045	0.0066	0.45	0.66	0.735	1.05	3.2	Vérifiez
7.20	0.0024	0.0036	0.24	0.36	0.525	0.805	3.2	Vérifiez
4.00	0.0009	0.0013	0.09	0.13	0.315	0.455	3.2	Vérifiez

IV.5.3 Vérification du critère de l'effort normal réduit :

$$v = \frac{2749.6}{0.25 \times 60000} = 0.18 \leq 0.30$$

IV.5.4 Vérification effort tranchant a la base :

Tableau 4.17 : Vérification effort tranchant à la base.

	V_{dyn} (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	Observation
Sens X-X	3595.29	3133.63	Vérifiez
Sens Y-Y	3416.21	3214.88	Vérifiez

IV.5.5 Vérification des conditions du facteur de comportement R:

- le poids total de la structure **Wtot = 21264.45**
- Le poids total repris par les voiles **Wvoiles = 7598.55**

Wvoiles / Wtot = 37.73 % > 20 %.

IV.6 Conclusion :

La comparaison entre le modèle en béton ordinaire et le béton a haute performance (BHP) sont données sur les figures suivantes :

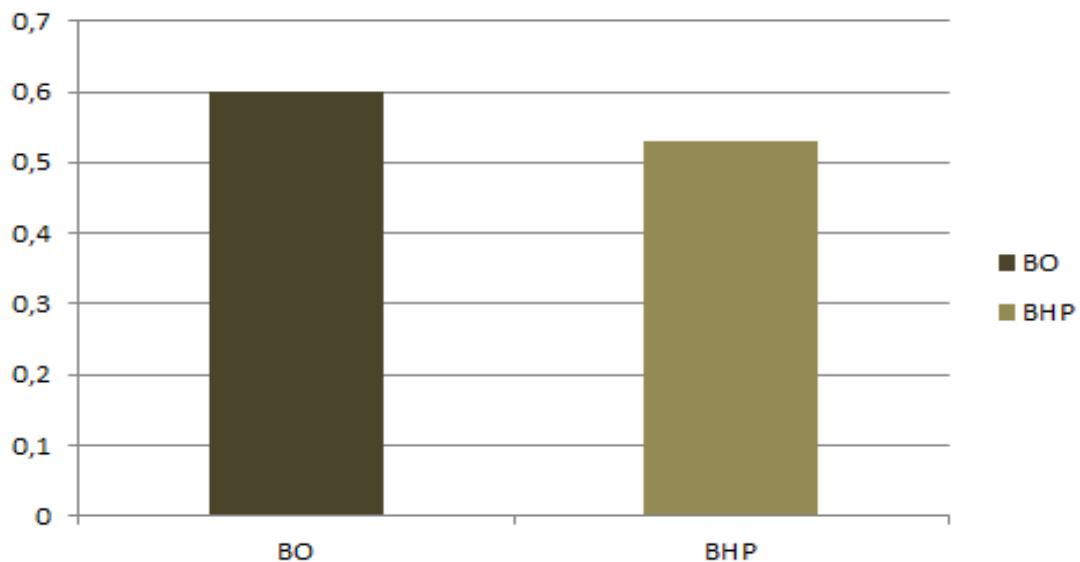


Figure 4.5 : Comparaison de la période T_{etabs} entre BO et BHP.

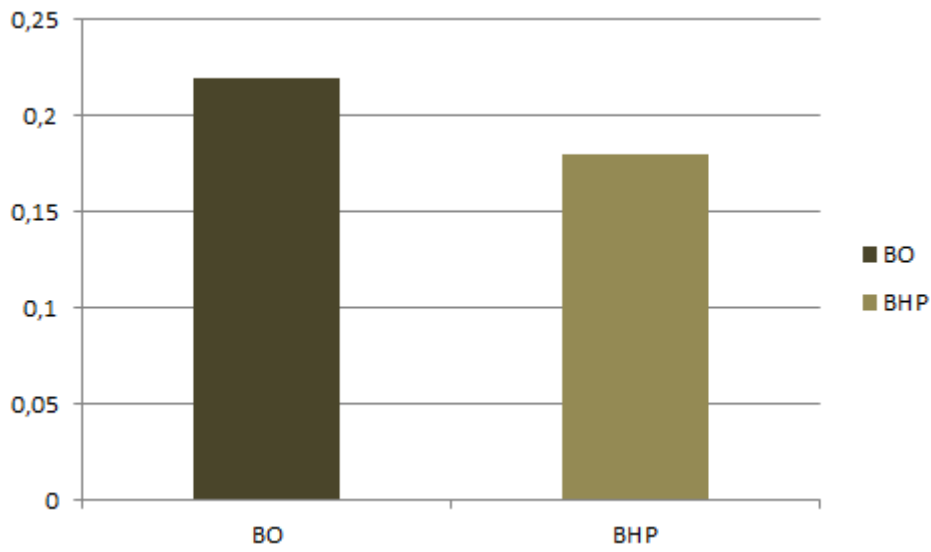


Figure 4.6 : Comparaison de l'effort normal réduit entre BO et BHP.

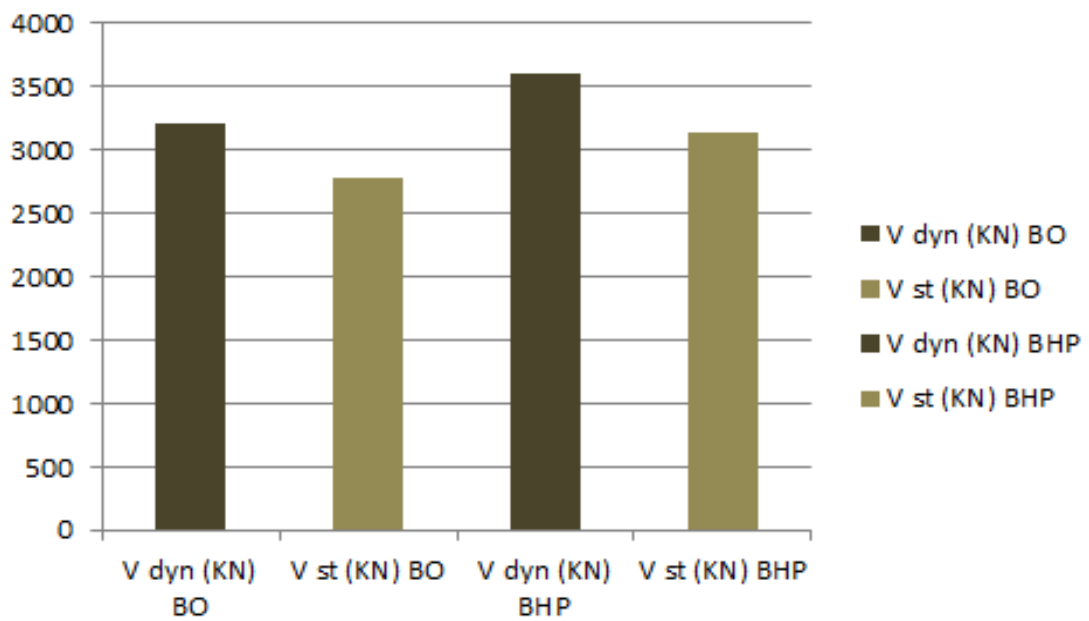


Figure 4.7 : Comparaison de l'effort tranchant à la base sur axe x-entre BO et BHP.

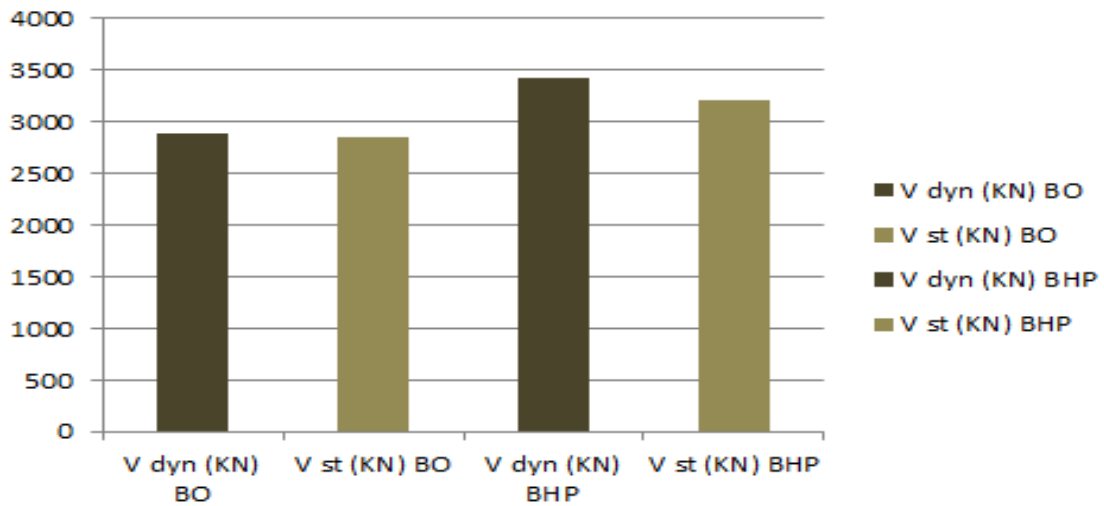


Figure 4.8 : Comparaison de l'effort tranchant à la base sur axe y-y entre BO et BHP.

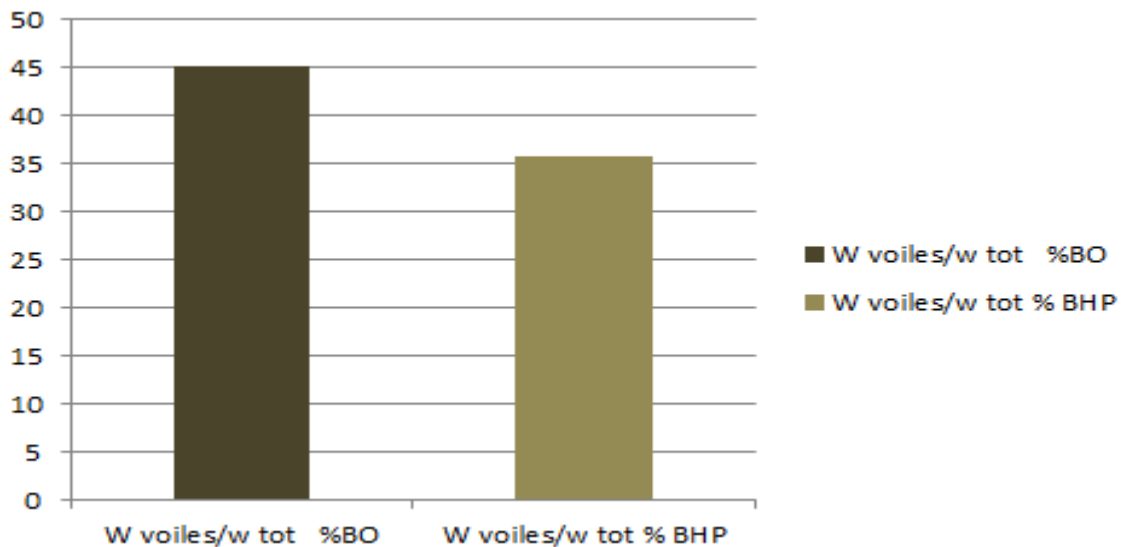


Figure 4.9 : Comparaison de condition du facteur de comportement entre BO et BHP.

. Le modèle en BHP s'avère plus rigide, il a donné une période de 0.53, c'est-à-dire 15% moins que le modèle BO.

. Même remarque a été constaté pour l'effort tranchant à la base, (10% de moins).

. Pour le poids des voiles, le pourcentage pour la structure en béton ordinaire est beaucoup important il a été évalué à 45%.

. Après tous ces constatations, nous pouvons dire que le 2^{ème} modèle est sur dimensionné,

. Donc nous proposons un 3^{ème} modèle en réduisant la section des poteaux, tous les poteaux de la structure auront une même dimension égale à 35cm, (la valeur minimale exigé par RPA).

Chapitre IV : Etude Dynamique

IV.6 Modèle 3 :

IV.6.1 Vérification de la période T_{RPA} et T_{etabs} :

Tableau 4.18 : Période et facteurs de participation massique du modèle 1.

Modes	Période(s)	Facteur de participation massique (%)						RX
		U _x	U _y	U _z	ΣU _x	ΣU _y	ΣU _z	
1	0.599867	0.1944	70.1594	0.0000	0.1944	70.1594	0.0000	97.3735
2	0.468508	69.9424	0.1926	0.0000	70.1368	70.352	0.0000	0.2815
3	0.391546	0.0029	0.0905	0.0000	70.1397	70.4425	0.0000	0.1274
4	0.124243	0.0527	19.8763	0.0000	70.1924	90.3188	0.0000	1.9184
5	0.095025	21.0202	0.0513	0.0000	91.2126	90.3701	0.0000	0.0054

Constations : l'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T = 0.59s. \leq 1,3 T_{(RPA)_x} = 0,68s.$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 4^{ème} mode suivant la direction Y et à partir de 5^{ème} suivant la direction X.
- Le premier mode est un mode de translation suivant «yy».
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant «xx».
- Le troisième mode est un mode de rotation suivant «xx» et «yy».

IV.6.2 Vérification des déplacements inter étage :

Tableau 4.19 : Vérification des déplacements inter étage sur axe x-x et axe y-y .

Z(m)	U _X	U _Y	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta} (cm)$	Observation
23.20	0.018	0.0267	1.84	2.67	1.12	1.64	3.2	Vérifiez
20.00	0.0152	0.022	1.52	2.2	1.19	1.64	3.2	Vérifiez
16.80	0.0118	0.0173	1.18	1.73	1.12	1.64	3.2	Vérifiez
13.60	0.0086	0.0126	0.86	1.26	1.05	1.50	3.2	Vérifiez
10.40	0.0056	0.0083	0.56	0.83	0.87	1.33	3.2	Vérifiez
7.20	0.0031	0.0045	0.31	0.45	0.7	1.01	3.2	Vérifiez
4.00	0.0011	0.0016	0.11	0.16	0.38	0.56	3.2	Vérifiez

Chapitre IV : Etude Dynamique

IV.6.3 Vérification du critère de l'effort normal réduit :

$$v = \frac{1790.42}{0.35 \times 0.35 \times 60000} = 0.24 \leq 0.30$$

IV.6.4 Vérification effort tranchant a la base :

Tableau 4.20 : Vérification effort tranchant à la base.

	V_{dyn} (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	Observation
Sens X-X	3555.83	3602.22	Vérifiez
Sens Y-Y	3167.73	3141.61	Vérifiez

IV.6.5 Vérification des conditions du facteur de comportement R:

- le poids total de la structure $W_{tot} = 20779.85$
- Le poids total repris par les voiles $W_{voiles} = 9133.45$

$W_{voiles} / W_{tot} = 43.95 \% > 20 \%$.

Tableau 4. 21 : Récapitulation des résultats.

		BO	BHP	
		Modèle 1	Modèle 2	Modèle 3
Période(s)		0.60	0.53	0.59
Nature du 1^{er} mode		Translation suivant Y	Translation suivant Y	Translation suivant Y
Nature du 2^{ème} mode		Translation suivant X	Translation suivant X	Translation suivant X
La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du		5^{ème} mode	5^{ème} mode	5^{ème} mode
Déplacement Max (cm)	X	1.24	0.94	1.12
	Y	3.16	1.4	1.64
Effort normal réduit		0.22	0.18	0.24
W voiles / W tot (%) R =3.5		45	37.37	43.95

Conclusion :

- . Les résultats trouvés par le 3^{ème} modèle, sont récapitulés dans le tableau suivant (tableau 4.25).
- . Nous remarquons que le 3^{ème} modèle se rapproche plus du modèle 1 (période est de 0.6 pour le modèle 1 et 0.53 pour le modèle 3).
- . Pour le poids des voiles, il est 43.95 en modèle 3 et de 45 pour le modèle 1, donc on peut conclure que le modèle 3 se rapproche plus du modèle 1.
- . Comme nous pouvons proposer d'autres modèles en diminuant la quantité des voiles dans la structure.
- . Et cela peut être expliquée par la résistance à la compression a 28 jours en BHP est beaucoup plus importante que celle du béton ordinaire.

Chapitre V :
Ferraillage des éléments
résistants

V.1 Etude des éléments résistants en béton ordinaire :

Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le BAEL 91 modifié 99 et le RPA99 (version2003).

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Poteaux.
- Poutres.
- Voiles.

V.1.1 Ferrailage des poutres en béton ordinaire:

V.1.1.2 Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur calcul se fera en flexion simple en situation durable et en situation accidentelle avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple.

On fait le calcul pour les situations suivantes :

a- Selon CBA 93 :

Situation durable :

- E.L.U: $1.35 G + 1.5 Q$
- E.L.S: $G + Q$

b- Selon RPA 99 :

Situation accidentelle :

- $0.8 G \pm E$
- $G + Q \pm E$

La section finale des armatures sera calculée suivant toutes les combinaisons en considération :

- M_a^{max} sur appuis.
- M_t^{max} en travée.

V.1.1.3 Recommandation du RPA99 VERSION 2003 :

Pour les armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4 % en zone courante
- 6 % en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°
- L'espacement maximum est de 10 cm entre 2 cadres et un minimum de 3 cadres par nœud.

Pour les armatures transversales :

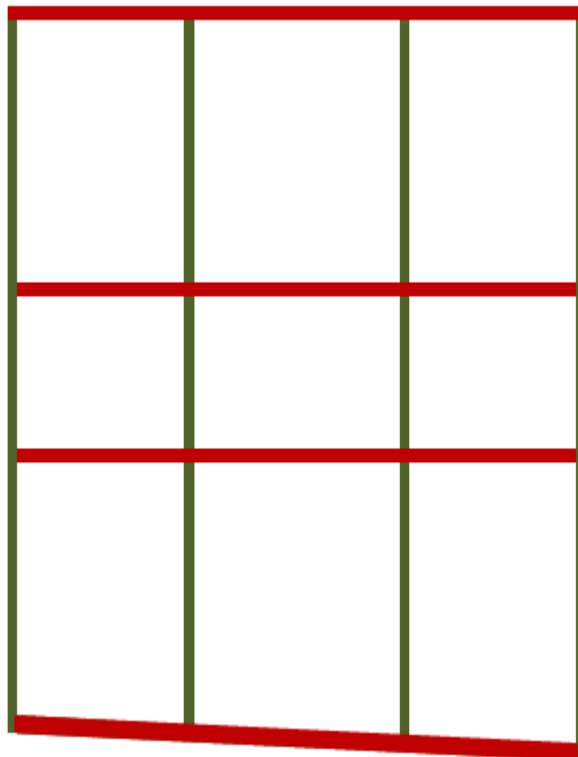
- La qualité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit
- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :
 - ✓ $S = \min (h/4 ; 12 \varnothing)$.
- En dehors de la zone nodale : $S \leq h/2$.

V.1.1.4 Calcul de ferrailage :

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel ETABS.

On dispose de 2 types de poutres :

- Poutres principales 35*55 (cm²).
- Poutres secondaires 30*45 (cm²).



— Poutre principale.

— Poutre secondaire.

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau 5.1 : Ferrailages des poutres en béton ordinaire.

Poutres	\	M (kN.m)	As calculée (cm ²)	Asmin 0,5% *B (cm ²)	As choisie (cm ²)
35*55	Appui	-200.765	9.33	9.625	5HA16 (10.05)
	Travée	147.552	6.72		5HA16 (10.05)
30*45	Appui	-68.961	3.84	6.75	3HA16+2HA12 (8.29)
	Travée	53.773	2.96		3HA16+2HA12 (8.29)

V.1.1.5 Condition de non fragilité :

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0.001 de la section droite de la poutre.

On peut se dispenser de la vérification de la condition de non fragilité dans les sections doit satisfis la condition suivant :

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

Avec : $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Tableau 5. 2 : Vérification de la condition de non fragilité.

<i>Section (cm²)</i>	<i>A_s^{choisi}_{s (min)} (cm²)</i>	<i>A_s^{min} (cm²)</i>	Vérification
35x55	9.625	1.738	Vérifiée
30x45	6.75	1.192	Vérifiée

V.1.1.6 Vérification vis à vis de l'ELS :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 5.3 : Vérification des contraintes à l'E.L. S.

Poutre	\	M_{ser} (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	σ̄_s (MPa)	Verification
35x55	Appui	-177.17	0	18	-359.4	500	Ok
			9.28		120.4		Ok
	Travée	107.969	5.65		73.4		Ok
			0		-219		Ok
30x45	Appui	-12.145	0	18	-37	500	Ok
			1.04		13.1		Ok
	Travée	5.193	0.44		5.61		Ok
			0		-15.8		Ok

- Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Les résultats regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 5.4 : Vérification la contrainte de cisaillement dans la zone nodale.

Section (cm ²)	T_u^{max} (kN)	b.d (cm ²)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
35x55	225.86	1732,5	0,13	3	OK
30x45	35.05	1215	0,02	3	OK

V.1.1.7 Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 ($f_e=500\text{MPa}$).

➤ Selon le BAEL 91 modifié 99 : $\rightarrow \begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} ; K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varphi_l\right\}$$

φ_t : le diamètre minimale des armatures

· Selon le R

· PA 99 version 2003 : $\rightarrow \begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 5.5 : Ferrailage transversal des poutres en béton ordinaire.

Sens	Section (cm ²)	$T_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	BAEL91	RPA99		S_t^{adp} (cm)		A_t (cm ²)	Choix
				S_t (cm)	S_t (cm)ZC	S_t (cm)ZN	ZC	ZN		
Principal	35×55	225.86	0.13	39.6	27.5	13.75	15	10	1.02	4T8
Secondaire	30×45	35.05	0.22	32.4	22.5	11.25	15	10	0.50	4T8

V.1.1.8 Vérification de la flèche :

Tel que :

- M_j : Dû aux charges permanentes
- M_g : Dû aux charges permanentes totales
- M_p : Dû aux charges permanentes et charges d'exploitation
- Δf_T : Flèche total
- F_{gv} : Flèche due aux charges permanentes
- F_{gp} : Flèche due aux charges totales

Tableau 5.6 : Vérification de la flèche des poutres en béton ordinaire.

Section (cm ²)	Longueur	M_j (KN/m ²)	M_g (KN/m ²)	M_p (KN/m ²)	A (cm ²)	A (cm ²)	Δf_T (mm)	F_{gv} (mm)	F_{gp} (mm)	Limite
35×55	7	60.98	60.98	67.63	12.5	9.42	3.022	4.778	5.211	12

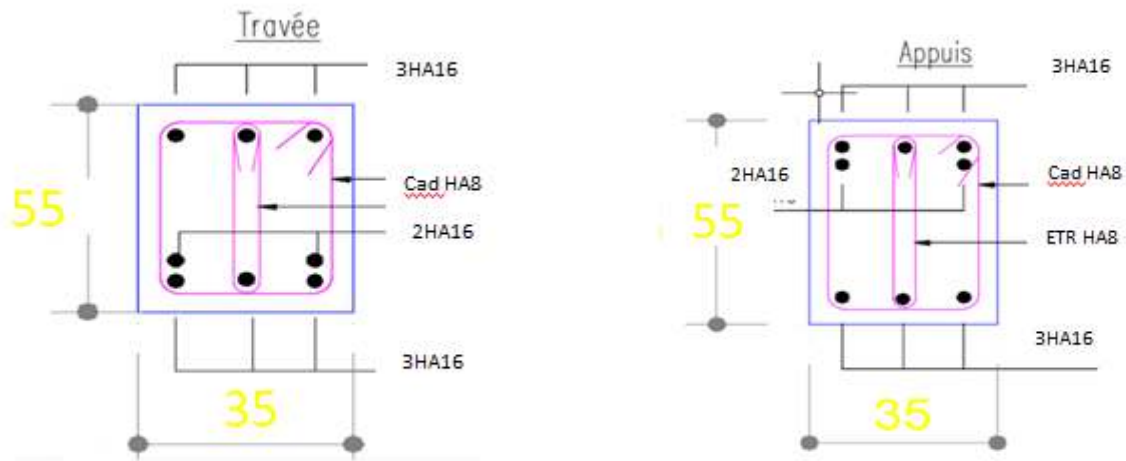


Figure5.1 : Schéma de ferrailage des poutres principales.

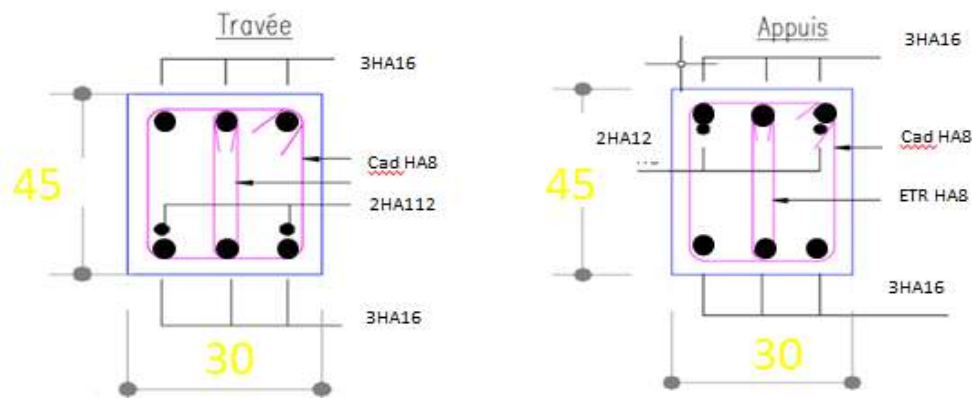


Figure5.2 : schéma de ferrailage des poutres secondaires.

V.1.2 Ferrailage des poteaux en béton ordinaire :

V.1.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M , N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal " N " par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

- Section entièrement tendue **SET**.
- Section entièrement comprimée **SEC**.
- Section partiellement comprimée **SPC**.

On constate généralement deux types de comportement pour les poteaux :

- Une section soumise à la compression simple qui a uniquement un effort normal de compression (N) centré.

Une section est soumise à la flexion composée lorsqu'elle reprend :

- Soit un effort normal N et un moment fléchissant M appliqués au centre de gravité du béton seul.
- Soit un effort normal N excentré de $e_0 = M/N$ par rapport au centre de gravité du béton seul.

Le point d'application de N est appelé centre de pression.

Le ferrailage longitudinal des poteaux suivra la méthodologie suivante :

- Utilisation du logiciel BaelR/SOCOTEC.

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 :

Situations	Béton			γ_s	Acier	
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)		f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	30	17	1.15	500	434.78
Accidentelle	1.15		22.18	1		500

Et en fonction du type de sollicitation

- Combinaisons selon le BAEL 91 modifié 99

Situation durable :

ELU : 1,35G+1,5Q

ELS : G+Q

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

- Combinaisons selon RPA99 version 20

- Situation accidentelle :

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : action du séisme représentée par sa composante horizontale.

A partir de ces combinaisons on distingue les cas suivants :

- $N^{max}; M^{corr}$
- $N^{min}; M^{corr}$
- $M_x^{max}; N^{corr}$
- $M_y^{max}; N^{corr}$

V.1.2.2 Méthode de calcul :

Pour le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux, on a suivi les étapes suivantes :

- 1- Détermination des efforts (N, M_{xx} , M_{yy}) à partir de l'analyse conduite par le ETABS.
- 2- Choix des efforts (N, M_{xx} , M_{yy}) les plus défavorables.
- 3- Détermination du ferrailage longitudinal suivant le plan le plus défavorable.
- 4- Le ferrailage final a été comparé avec A_{smin} RPA99 Version2003

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons :

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

1. Situation durable :

- Combinaison : 1.35G + 1.5Q

$(N^{\max}, M^{\text{corr}})$

Tableau 5.7 : Ferrailage des poteaux en BO en situation durable $(N^{\max}, M^{\text{corr}})$.

Niveau	Dimension (cm ²)	N _{max} (KN)	M _{COR} (KN.m)	Sollicitation	A _s (cm ²)		A _{min} RPA
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	35×35	-111.84	59.64	SEC	0	3.17	11.02
		-220.57	-37.74		0.26	0	
4 ^{ème} et 3 ^{ème}	40×40	-373.20	47.13	SEC	0	0	14.4
		-665	-37.93		0	0	
2 ^{ème} et 1 ^{er}	45×45	-664.89	46.86	SEC	0	0	18.22
		-1119.64	-39.10		0	0	
RDC	50×50	-1594.03	17.37	SEC	0	0	22.5
		-926.91	4.047		0	0	

$(M^{\max}; N^{\text{corr}})$

Tableau 5.8 : Ferrailage des poteaux en situation durable $(M^{\max}, N^{\text{corr}})$.

Niveau	Dimension (cm ²)	M ² _{max} (KN)	N _{COR} (KN.m)	Sollicitation	A _s (cm ²)		A _{min} RPA
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	35×35	78.26	-137.66	SEC	0	4.43	11.02
		-82.598	-125.87		4.92	0	
4 ^{ème} et 3 ^{ème}	40×40	73.98	-432.28	SEC	0	1.12	14.4
		-67.24	-410.47		0	0	
2 ^{ème} et 1 ^{er}	45×45	71.95	-737.69	SEC	0	0	18.22
		-66.77	-849.89		0	0	
RDC	50×50	51.57	-979.3	SEC	0	0	22.5
		-55.36	-1029.83		0	0	

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

$(M_y^{\max} ; N^{\text{corr}})$

Tableau 5.9 : Ferrailage des poteaux en situation durable $(M^{\max}, N^{\text{corr}})$.

Niveau	Dimension (cm ²)	M ³ _{max} (KN)	N _{COR} (KN.m)	Sollicitation	A _s		A _{min} RPA
					(cm ²)	(cm ²)	
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	35×35	2.61	-111.84	SEC	0	0	11.02
		-2.38	-123.62		0	0	
4 ^{ème} et 3 ^{ème}	40×40	2.501	-410.47	SEC	0	0	14.4
		-2.996	-388.59		0	0	
2 ^{ème} et 1 ^{er}	45×45	4.53	-849.89	SEC	0	0	18.22
		-4.815	-805.24		0	0	
RDC	50×50	4.047	-926.91	SEC	0	0	22.5
		-3.45	-979.3		0	0	

2. Situation accidentelle :

- Combinaison G+Q+E.

$(N^{\max}, M^{\text{corr}})$

Tableau 5.10 : Ferrailage des poteaux en situation accidentelle $(N^{\max}, M^{\text{corr}})$.

Niveau	Dimension (cm ²)	P _{max} (KN)	M _{COR} (KN.m)	Sollicitation	A _s		A _{min} RPA
					(cm ²)	(cm ²)	
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	35×35	-39.63	37.12	SEC	0	2.22	11.02
		-174.8	-91.35		5.2	0	
4 ^{ème} et 3 ^{ème}	40×40	-128.52	27.30	SEC	0	0.18	14.4
		-549.3	-104.84		1.4	0	
2 ^{ème} et 1 ^{er}	45×45	-228.33	25.41	SEC	0	0	18.22
		-936.94	-105.80		0	0	
RDC	50×50	-347.18	25.66	SEC	0	0	22.5
		-1322.93	-74.94		0	0	

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

$(M^{\max}; N^{\text{corr}})$

Tableau 5.11 : Ferrailage des poteaux en situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).

Niveau	Dimension (cm ²)	M _{3max} (KN)	P _{COR} (KN.m)	Sollicitation	A _s		A _{min} RPA
					(cm ²)		
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	35×35	37.32	-61.97	SEC	0	1.98	11.02
		-36.90	-87.07		1.66	0	
4 ^{ème} et 3 ^{ème}	40×40	33.81	-250.63	SEC	0	0	14.4
		-34.15	-350.15		0	0	
2 ^{ème} et 1 ^{er}	45×45	33.24	-433.16	SEC	0	0	18.22
		-33.51	-592.49		0	0	
RDC	50×50	40.178	-644.56	SEC	0	0	22.5
		-40.14	-911.71		0	0	

$(M^{\max}; N^{\text{corr}})$

Tableau 5.12 : Ferrailage des poteaux en situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).

Niveau	Dimension (cm ²)	M _{2max} (KN)	P _{COR} (KN.m)	Sollicitation	A _s		A _{min} RPA
					(cm ²)		
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	35×35	92.82	-89.09	SEC	0	6.15	11.02
		-96.65	-104.24		6.33	0	
4 ^{ème} et 3 ^{ème}	40×40	104.00	-417.14	SEC	0	2.51	14.4
		-104.84	-549.3		1.4	0	
2 ^{ème} et 1 ^{er}	45×45	104.63	-692.19	SEC	0	0	18.22
		-105.80	-936.94		0	0	
RDC	50×50	76.55	-669.53	SEC	0	0	22.5
		-74.94	-1322.93		0	0	

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

V.1.2.3 Choix des armatures :

Tableau 5.13 : Choix des armatures.

Niveau	Dimension (cm ²)	A _s calculé (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{mzx} (Z.R)	A _s ^{max} (Z.C)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
5 ème et 6ème	35×35	6.33	11.02	73.5	36.75	4HA20+8HA16	28.64
4 ème et 3ème	40×40	2.51	14.4	96	48	12HA20	37.68
2ème et 1 ^{er}	45×45	0	18.22	121.5	60.75	12HA20	37.68
RDC	50×50	0	22.5	150	75	12HA20	37.68

V.1.2.4 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

Béton : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa$

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 500 MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Tableau 5.14 : Vérification des contraintes pour les poteaux carrés (N_{ser}^{max} , M_{ser}^{corr}).

Niveau	Dimension (cm ²)	P_{max} (KN)	M_{COR} (KN.m)	section	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	35×35	-82.02	43.67	28.64	38.8	500	3.74	18	Vérifiée
		-161.79	-27.56						
4 ^{ème} et 3 ^{ème}	40×40	-237.07	34.36	37.68	29.9	500	2.39	18	Vérifiée
		-486.29	-27.65						
2 ^{ème} et 1 ^{er}	45×45	-471.76	34.15	37.68	35.5	500	2.61	18	Vérifiée
		-818.34	2.225						
RDC	50×50	-678.08	30.11	37.68	37.7	500	2.64	18	Vérifiée
		-1165	1.39						

Tableau 5.15 : Vérification des contraintes pour les poteaux carrés (M_{ser}^{max} , N_{ser}^{corr}).

Niveau	Dimension (cm ²)	M_{max} (KN)	P_{COR} (KN.m)	section	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	35×35	57.14	-101.03	28.64	50.3	500	4.86	18	Vérifiée
		-60.47	-92.3						
4 ^{ème} et 3 ^{ème}	40×40	53.29	-316.38	37.68	43.8	500	3.55	18	Vérifiée
		-49.01	-300.47						
2 ^{ème} et 1 ^{er}	45×45	52.44	-539.69	37.68	45.7	500	3.43	18	Vérifiée
		-48.66	-621.87						
RDC	50×50	37.58	-716.35	37.68	41.2	500	2.94	18	Vérifiée
		-40.34	-753.15						

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

- Vérification de l'effort tranchant :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort à l'état limite ultime par :

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

- T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.
Avec : - 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 citées en RPA version 2003 et le BAEL 91.

• Selon le BAEL 91 :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.13 f_{c28}, 5\text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.10 f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

• Selon le RPA99 ver2003 :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0.075$ si l'élançement $\lambda \geq 5$.

$\rho_d = 0.040$ si l'élançement $\lambda < 5$.

Avec :

λ : l'élançement du poteau.

i : rayon de giration.

I : moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : section du poteau.

Lf : longueur de flambement.

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau 5.16 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux .

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	Λ	ρ _d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	35×35	41.27	0.037	22.17	0.075	2.25	2.5	Vérifiée
4 ^{ème} et 3 ^{ème}	40×40	35.25	0.022	19.39	0.075	2.25	2.5	Vérifiée
2 ^{ème} et 1 ^{er}	45×45	32.22	0.017	17.24	0.075	2.25	2.5	Vérifiée
RDC	50×50	17.31	0.0076	15.51	0.075	2.25	2.5	Vérifiée

V.1.2.5 Ferrailage des poteaux transversal :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA 93** et celles du **RPA99 version 2003**.

Les tableaux suivant rassemblent les résultats des choix des armatures transversales.

Tableau 5.17 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
6 ^{ème} et 5 ^{ème}	35×35	2.24	6.4	2.5	41.27	C	15	0.68	6HA8	3.02
						N	10	1.01		
4 ^{ème} et 3 ^{ème}	40×40		C	15	0.50	6HA8	3.02			
			N	10	0.76					
2 ^{ème} et 1 ^{er}	45×45		C	15	0.67	6HA8	3.02			
			N	10	1.01					
RDC	50×50	C	15	0.29	6HA8	3.02				
		N	10	0.44						

Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50 \varnothing_1$ en zone III.

	T14	T16	T20
L_r(cm)	70	80	100

V.1.2.6 Schéma de ferrailage des poteaux en béton ordinaire:

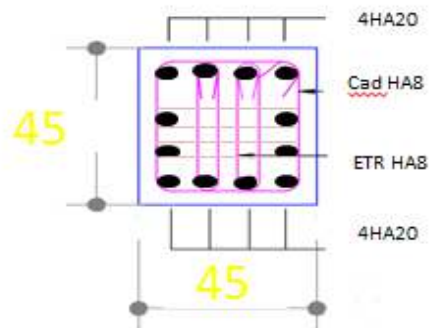
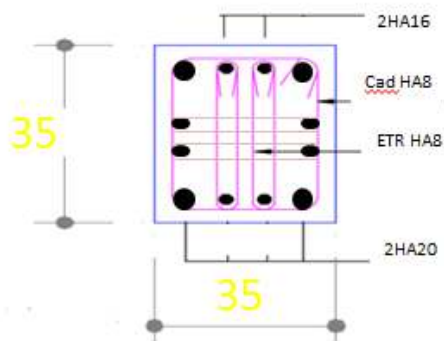


Figure.5.3 : Ferrailage des poteaux de 5^{ème} et 6^{ème} étage de RDC

Figure.5.4 : Ferrailage de poteau de RDC

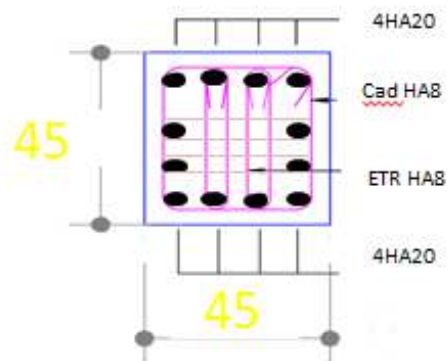
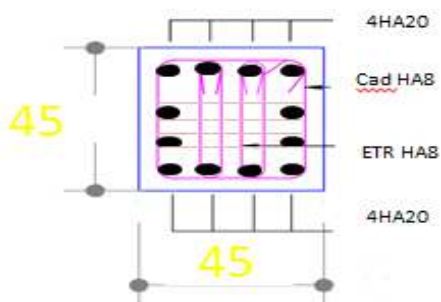


Figure.5.6 : Ferrailage des poteaux de 4^{ème} et 3^{ème} étage

figure.5.7 : ferrailage des poteaux de 2^{ème} et 1^{er} étage

V.1.3 ferrailage des voiles en béton ordinaire :

V.1.3.1 Introduction :

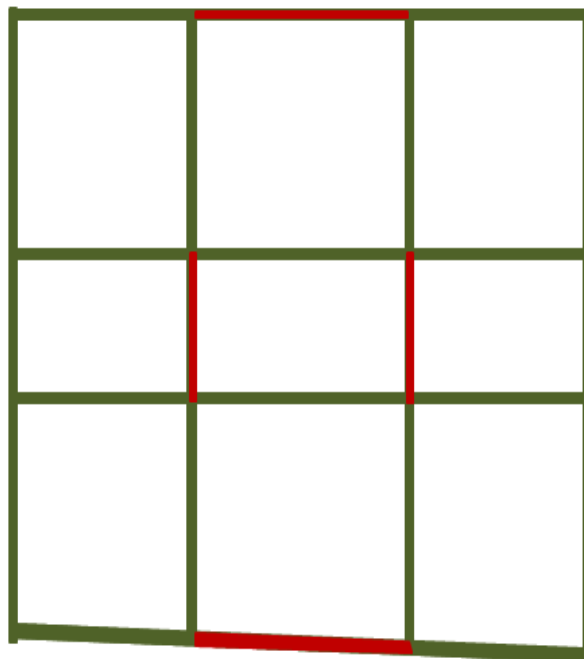
Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels...).

Le rôle des voiles est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux



■ Les voiles.

Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent « action climatique » ou aux séismes (action géologique).

V.1.3.2 Armatures verticales :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0.1% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

V.1.3.3 Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures, les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante 0.10%.

V.1.3.4 Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaire aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

V.1.3.5 Ferrailage longitudinal selon x-x :

Tableau 5.18. : Ferrailage longitudinal des voiles suivant axe (x-x).

Voile	M (KN /m ²)	N(KN/m ²)	A_s cm ²	A_{smin} cm ² /ml	As asopté
V₁	13402.569	-2437.32	54.15	2×12HA20	75.12
V₂	13375.196	-2286.24	50	2×8HA20	50.26

Exemple de calcul

On a :

$$N = -2437.32 \text{ KN}$$

$$M = 13402.569 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 54.15 \text{ cm}^2 \text{ Pour une longueur tendue : } L = 1 \text{ m}$$

Le Ferrailage longitudinal adopté **V₁** suivant (x-x) par la méthode des contraintes est :

Choix 2×12HA20

V.1.3.6 Ferrailage longitudinal selon y-y :

Tableau 5.19 : Ferrailage longitudinal des voiles suivants axe (y-y) .

Voile	M (KN /m ²)	N (KN/m ²)	A_s cm ²	A_{smin} cm ² /ml
V₃	9425.487	-3030.27	49.12	2× 8HA20

Le ferrailage longitudinal suivant (y-y) par la méthode des contraintes est :

Choix : 2x8HA20

L'espacement: $St \leq \min(1.5e; 30\text{cm})$.

$$St \leq \min(22.5; 30 \text{ cm}).$$

On adopte un espacement de $St=20\text{cm}$.

Les longueurs de recouvrement doivent être égale a :

- $40\emptyset$: pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\emptyset$: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des charges.

V.1.3.7 Vérification de contraintes limites de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_{\text{b}} \leq \bar{\tau}_{\text{b}} = 0.2 \cdot f_{c28} = 0.2 \cdot 30 = 6 \text{ MPa}$

Avec : $\tau_{\text{b}} = \frac{V_0}{b_0 \cdot d}$; $V_0 = 1,4 \cdot V_{\text{calcul}}$

Les résultats regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 5.20 : Vérification la contrainte de cisaillement.

Section (cm ²)	T_u^{max} (kN)	b.d (cm ²)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
V₁	225.86	1732,5	0,13	6	OK
V₃	35.05	1215	0,02	6	OK

- Schéma de ferrailage des voiles :

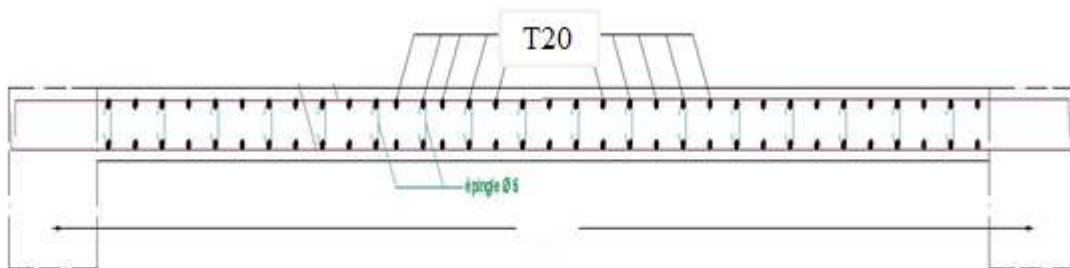


Figure5.7. schéma de ferrailage des voiles.

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

V.2 Etude des éléments résistants en béton à haute performance :

V.2.1 Ferrailage des poutres en BHP :

Pour le calcul du ferrailage des poutres en béton à haute performance, on a suivi les mêmes étapes du béton ordinaire.

Le ferrailage est donné par l'organigramme de la flexion simple.

V.2.1.2 Calcul de ferrailage :

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau 5.21 : Ferrailages des poutres en béton à haute performance.

Poutre		M (kN.m)	As calculée (cm ²)	Asmin 0,5% *B (cm ²)	As choisie (cm ²)
35*55	Appui	-197.50	8.85	9.625	5HA16 (10.05)
	Travée	118.94	5.59		5HA16 (10.05)
30*45	Appui	-67.64	3.75	6.75	3HA16+2HA12 (8.29)
	Travée	53.24	2.60		3HA16+2HA12 (8.29)

V.2.1.3 Condition de non fragilité :

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

Avec : $f_{t28} = 4.2 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Tableau 5.22 : Vérification de la condition de non fragilité.

<i>Section (cm²)</i>	$A_{s(min)}^{choisi}$ (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Vérification
35x55	9.625	1.738	Vérifiée
30x45	6.75	1.192	Vérifiée

V.2.1.4 Vérification vis à vis de l'ELS :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 5.23 : Vérification des contraintes à l'E.L. S.

Poutre		M_{ser} (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Verification
35x55	Appui	-176.45	0	36	-357.9	500	Ok
			9.24		119.9		Ok
	Travée	107.53	5.63		73.1		Ok
			0		-218.1		Ok
30x45	Appui	-11.82	0	36	-36	500	Ok
			1.01		12.8		Ok
	Travée	5.02	0.43		5.43		Ok
			0		-15.3		Ok

V.2.1.5 Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Les résultats regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 5.24 : Vérification la contrainte de cisaillement dans la zone nodale.

Section (cm ²)	T_u^{max} (kN)	b.d (cm ²)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
35x55	191.31	1732,5	0,11	3	OK
30x45	15.32	1215	0,01	3	OK

V.2.1.6 Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 ($f_c=500$ MPa).

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 5.25: Ferrailage transversal des poutres en béton à haute performance.

Sens	Section (cm ²)	$T_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	<i>BAEL91</i>	<i>RPA99</i>		S_t^{adp} (cm)		A_t (cm ²)	Choix
				S_t (cm)	S_t (cm)ZC	S_t (cm)ZN	ZC	ZN		
Principal	35×55	191.31	0.11	39.6	27.5	13.75	15	10	0.97	4T8
Secondaire	30×45	15.32	0.01	32.4	22.5	11.25	15	10	0.43	4T8

V.2.1.7 Vérification de la flèche

Tableau 5.26 : Vérification de la flèche des poutres en béton à haute performance.

Section (cm ²)	Longueur	M_I (KN/m ²)	M_g (KN/m ²)	M_p (KN/m ²)	A (cm ²)	A (cm ²)	Δf_T (mm)	F_{gv} (mm)	F_{gp} (mm)	Limite
35×55	7	60.98	60.98	67.63	12.5	9.42	3.022	4.778	5.211	12

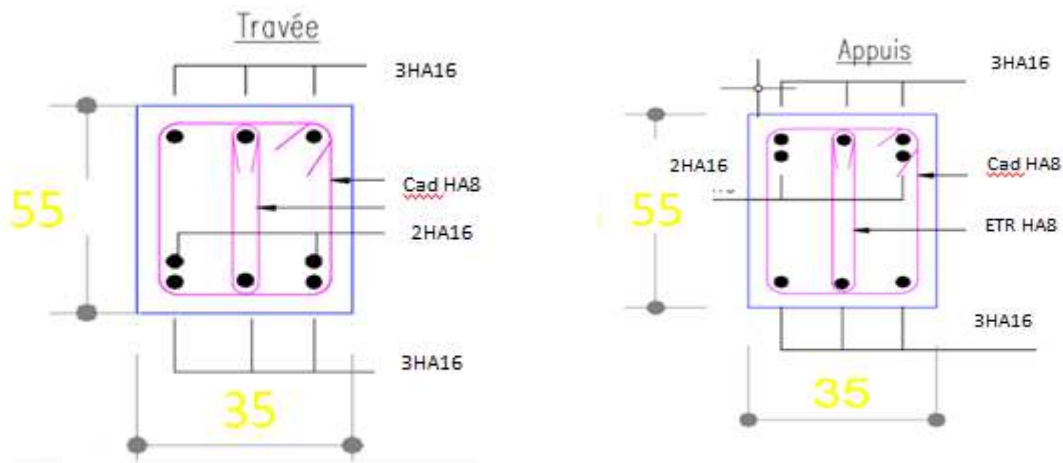


Figure.5.8 : Schéma de ferrailage des poutres principales en BHP.

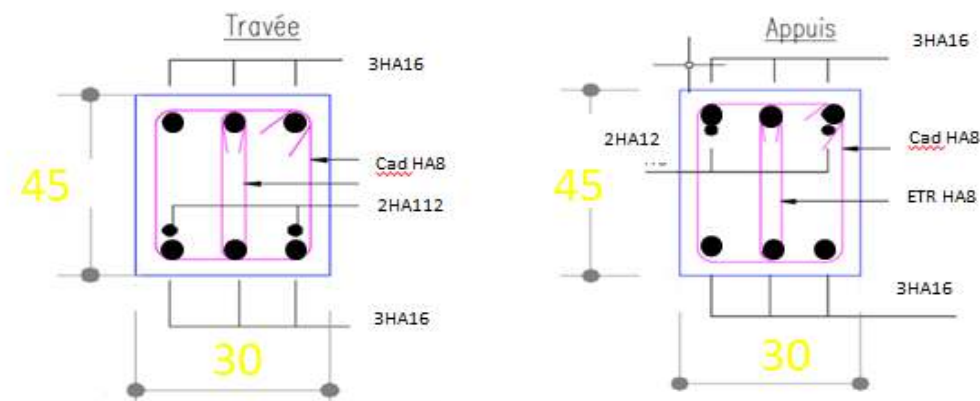


Figure.5.8 : schéma de ferrailage des poutres secondaires en

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

V.2.2 Ferrailage des poteaux en béton à haute performance :

V.2.2.1 Méthode de calcul :

Pour le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux du béton à haute performance, on a suivi les mêmes étapes du béton ordinaire:

- 5- Détermination des efforts (N , M_{xx} , M_{yy}) à partir de l'analyse conduite par le ETABS.
- 6- Choix des efforts (N , M_{xx} , M_{yy}) les plus défavorables.
- 7- Détermination du ferrailage longitudinal suivant le plan le plus défavorable.
- 8- Le ferrailage final a été comparé avec A_{smin} RPA99 Version2003.

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons :

Situation accidentelle :

- Combinaison G+Q+E.

(N^{max} , M^{corr}) :

Tableau 5.27 : Ferrailage des poteaux en BHP en situation accidentelle (M^{max} , N^{corr}).

Niveau	Dimension (cm ²)	N_{max} (KN)	M_{COR} (KN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)		A_{min} RPA
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	35×35	-39.15	36.57	SEC	0	2.18	11.02
		-173.97	-95.54		5	0	
4 ^{ème} et 3 ^{ème}	40×40	-126.52	26.89	SEC	0	0.15	14.4
		-548.23	-110.00		0.88	0	
2 ^{ème} et 1 ^{er}	45×45	-171.84	42.03	SEC	0	0	18.22
		-935.77	-110.95		0	0	
RDC	50×50	-330.24	25.79	SEC	0	0	22.5

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

$(M^{\max}; N^{\text{corr}})$

Tableau 5.28 : Ferrailage des poteaux en situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).

Niveau	Dimension (cm ²)	M _{2max} (KN)	N _{COR} (KN.m)	Sollicitation	A _s		A _{min} RPA
					(cm ²)	(cm ²)	
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	35×35	94.87	-86.92	SEC	0	6.09	11.02
		-98.71	-104.08		6.29	0	
4 ^{ème} et 3 ^{ème}	40×40	109.24	-408	SEC	0	2.48	14.4
		-110.00	-548.23		0.88	0	
2 ^{ème} et 1 ^{er}	45×45	109.85	-675.76	SEC	0	0	18.22
		-110.95	-935.77		0	0	
RDC	50×50	79.99	-651.08	SEC	0	0	22.5
		-79.04	-1320.03		0	0	

V.2.2.2 Choix des armatures :

Tableau.5.29 : Les choix des armatures.

Niveau	Dimension (cm ²)	A _s calculé (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{mzx} (Z.R)	A _s ^{max} (Z.C)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	35×35	6.29	11.02	73.5	36.75	4HA20+8HA16	28.64
4 ^{ème} et 3 ^{ème}	40×40	2.48	14.4	96	48	12HA20	37.68
2 ^{ème} et 1 ^{er}	45×45	0	18.22	121.5	60.75	12HA20	37.68
RDC	50×50	0	22.5	150	75	12HA20	37.68

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

V.2.2.3 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par

Béton : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 36 \text{ MPa}$.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 500 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau 5.30 : Vérification des contraintes pour les poteaux carrés (N_{ser}^{max} , M_{ser}^{corr}).

Niveau	Dimension (cm ²)	P_{max} (KN)	M_{COR} (KN.m)	section	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	35×35	-81.11	43.34	28.64	37.5	500	3.71	36	Vérifiée
		-159.99	-27.35						
4 ^{ème} et 3 ^{ème}	40×40	-269.58	34.10	37.68	31.5	500	2.48	36	Vérifiée
		-480.81	-27.44						
2 ^{ème} et 1 ^{er}	45×45	-465.41	33.90	37.68	35.1	500	2.58	36	Vérifiée
		-808.91	-28.28						
RDC	50×50	-668.6	29.89	37.68	36.8	500	2.61	36	Vérifiée
		-1151.1	12.56						

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Tableau 5.31. : Vérification des contraintes pour les poteaux carrés (M_{ser}^{max} , N_{ser}^{corr}).

Niveau	Dimension (cm ²)	M _{max} (KN)	P _{COR} (KN.m)	section	σ _s (M Pa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	35×35	56.71	-99.69	28.64	49.9	500	4.82	36	Vérifiée
		-60.02	-91.31						
4 ^{ème} et 3 ^{ème}	40×40	53.52	-312.17	37.68	43.7	500	3.55	36	Vérifiée
		-48.64	-296.34						
2 ^{ème} et 1 ^{er}	45×45	52.05	-532.33	37.68	45.2	500	3.39	36	vérifiée
		-47.40	-505.99						
RDC	50×50	37.30	-706.44	37.68	40.7	500	2.9	36	vérifiée
		-20.78	-1099.11						

- Vérification de l'effort tranchant :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait comme les étapes de calcul du béton ordinaire.

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs citées en RPA version 2003 et le BAEL 91.

• Selon le BAEL 91 :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.13 f_{c28}, 5\text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.10 f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

• Selon le RPA99 ver2003 :

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

$\rho_d = 0.075$ si l'élanement $\lambda \geq 5$.

$\rho_d = 0.040$ si l'élanement $\lambda < 5$.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau 5.32 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux .

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	35×35	40.96	0.037	22.17	0.075	2.25	2.5	Vérifiée
4 ^{ème} et 3 ^{ème}	40×40	34.98	0.024	19.39	0.075	2.25	2.5	Vérifiée
2 ^{ème} et 1 ^{er}	45×45	32.20	0.017	17.24	0.075	2.25	2.5	Vérifiée
RDC	50×50	17.18	0.0076	15.51	0.075	2.25	2.5	Vérifiée

V.2.2.4 Ferrailage des poteaux transversal :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA 93** et celles du **RPA99 version 2003**.

Les tableaux suivant rassemblent les résultats des choix des armatures transversales.

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Tableau 5.33 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
6 ^{ème} et 5 ^{ème}	35×35	2.24	6.4	2.5	40.96	C	10	0.67	6HA8	3.02
						N	15	0.90		
4 ^{ème} et 3 ^{ème}	40×40		C	10	0.50	6HA8	3.02			
			N	15	0.75					
2 ^{ème} et 1 ^{er}	45×45		C	10	0.61	6HA8	3.02			
			N	15	0.92					
RDC	50×50		C	10	0.29	6HA8	3.02			
			N	15	0.44					

Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50 \varnothing_1$ en zone III.

	T14	T16	T20
L_r(cm)	70	80	100

V.2.2.5 Schéma de ferrailage des poteaux en béton ordinaire

Figure. Ferrailage des poteaux de 5ème et 6ème étage Figure. Ferrailage de poteau de RDC

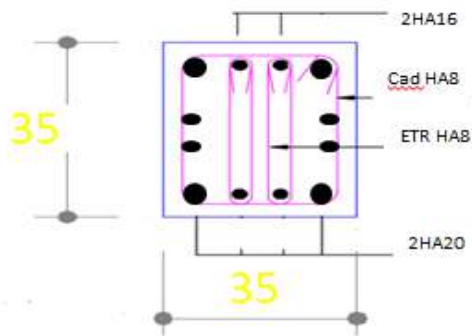


Figure 5.10 : Ferrailage des poteaux de RDC 5ème et 6ème étage.

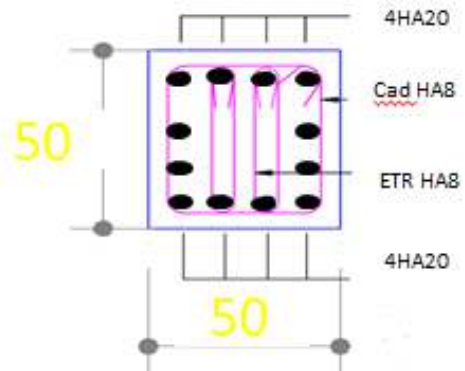


Figure 5.11 : Ferrailage des poteaux en BHP de de

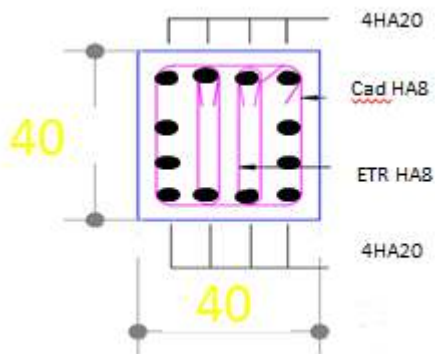


Figure 5.12 : Ferrailage des poteaux de 4ème et 3ème étage.

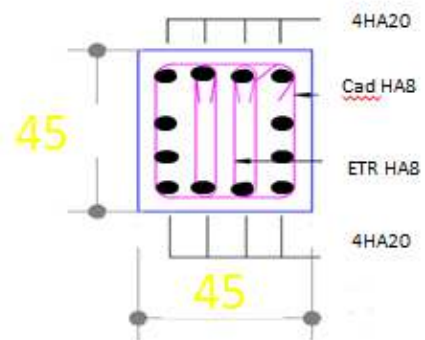


figure 5.13 : ferrailage des poteaux de 2ème et 1^{er} étage

V.2.3 ferrailage des voiles en béton a haute performance:

V.2.3.1 Introduction :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

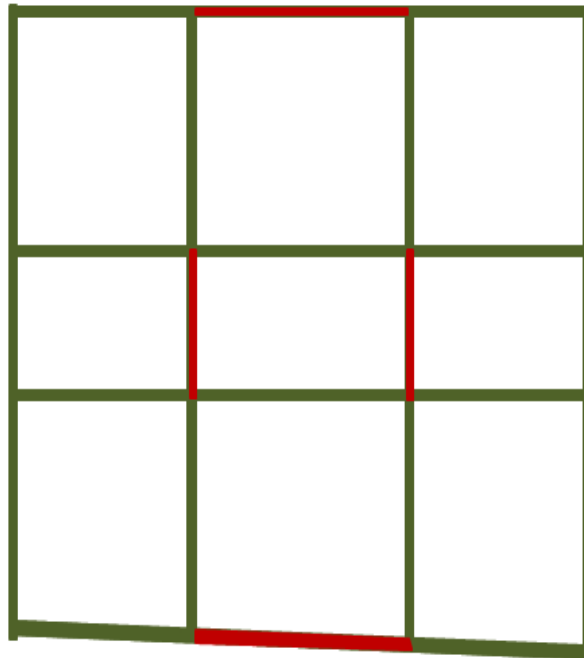
Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leur destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels...).

Le rôle des voiles est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux



■ Les voiles.

Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent « action climatique » ou aux séismes (action géologique).

V.2.3.2 Ferrailage longitudinal :

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Tableau 5.34. : Ferrailage longitudinal des voiles suivant axe (x-x).

Voile	M (KN /m ²)	N(KN/m ²)	A_s cm ²	A_{smin} cm ² /ml	As adopté
V₁	13234.93	-2398,6	52.68	2×12HA20	75.12
V₂	12497,429	-2218,06	41.38	2×8HA20	50.26

Le Ferrailage longitudinal adopté **V₁** suivant (x-x) par la méthode des contraintes est :

Choix : 2×12HA20

V.2.3.3 Ferrailage longitudinal selon y-y :

Tableau 5.35 : Ferrailage longitudinal des voiles suivants axe (y-y).

Voile	M (KN /m ²)	N (KN/m ²)	A_s cm ²	A_{smin} cm ² /ml	As adopté
V₃	9008.75	-2953,95	26.16	2×8HA20	50.26

Le ferrailage longitudinal suivant (y-y) par la méthode des contraintes est :

Choix : 2×8HA20

L'espacement: $St \leq \min(1.5e; 30\text{cm})$.

$$St \leq \min(22.5; 30 \text{ cm}).$$

On adopte un espacement de $St=20\text{cm}$.

Les longueurs de recouvrement doivent être égale a :

- 40Ø : pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Ø : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des charges.

V.2.3.4 Vérification de contraintes limites de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_{ab} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c20} = 0.2 * 30 = 6 \text{ MPa}$

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

$$\text{Avec : } \tau_b = \frac{V_0}{b_0 \cdot d}; V_0 = 1,4 \cdot V_{\text{calcul}}$$

Les résultats regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 5.36 : Vérification la contrainte de cisaillement.

Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	b.d (cm ²)	τ _u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
V₁	195.3	1732,5	0,11	6	OK
V₃	20.09	1215	0,01	6	OK

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Tableau 5.37 : Comparaison entre BO et BHP.

	Béton ordinaire		Béton à haute performance	La différence en %
	As calculé des poutres principales	appui	9.33	8.85
travée		6.72	5.59	20.21%
As calculé des poutres secondaires	appui	3.84	3.75	2.4%
	travée	2.96	2.60	13.84%
As choisi des poutres principales	10.05			0
As choisi des poutres Secondaires	8.29			0
σ_{bc} max des poutres principales (MPa)	9.28		9.24	0.43%
σ_{bc} max des poutres secondaires (MPa)	1.04		1.01	2.97%
σ_s max des poutres principales (MPa)	120.04		119.9	0.11%
σ_s max des poutres secondaires (MPa)	13.1		12.8	2.3%
As calculé à 6^{ème} et 5^{ème} étage	6.33		6.29	0.63%
As calculé à 5^{ème} et 4^{ème} étage	2.51		2.48	1.20%

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

As calculé de 2ème à RDC	0		0
σ_{bc} max des poteaux	3.74	3.71	0.80%
σ_s max des poteaux	1.01	0.90	12.22%
As calculé des voiles (x-x)	54.15	52.68	2.79%
As calculé des voiles (y-y)	49.12	30.16	62.86%

V.3 Ferrailage des poteaux en béton à haute performance :

V.3.1 Méthode de calcul :

Pour le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux, on a suivi les étapes suivantes :

- 9- Détermination des efforts (N , M_{xx} , M_{yy}) à partir de l'analyse conduite par le ETABS.
- 10- Choix des efforts (N , M_{xx} , M_{yy}) les plus défavorables.
- 11- Détermination du ferrailage longitudinal suivant le plan le plus défavorable.
- 12- Le ferrailage final a été comparé avec A_{smin} RPA99 Version2003

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les combinaisons accidentelle :

➤ **Situation accidentelle :**

- Combinaison G+Q+E.

(N^{max} , M^{corr})

Tableau 5.38 : Ferrailage des poteaux en situation accidentelle (N^{max} , M^{corr}).

Niveau	Dimension (cm ²)	N_{max} (KN)	M_{COR} (KN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A_{min} RPA
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	35×35	-352.95	90.62	SEC	2.67	11.02
4 ^{ème} et 3 ^{ème}	35×35	-718.16	89.72	SEC	0	11.02
2 ^{ème} et 1 ^{er}	35×35	-1356.71	41.13	SEC	0	11.02
RDC	35×35	-1790.42	12.05	SEC	0	11.02

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

$(N^{\max}, M^{\text{corr}})$

Tableau 5.39.ferrailage des poteaux en situation accidentelle $(M^{\max}, N^{\text{corr}})$.

Niveau	Dimension (cm ²)	M _{max} (KN)	N _{COR} (KN.m)	Sollicitation	A _s (cm ²)	A _{min} RPA
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	35×35	105.02	-104.42	SEC	6.5	11.02
4 ^{ème} et 3 ^{ème}	35×35	92.4	-535.55	SEC	0.9	11.02
2 ^{ème} et 1 ^{er}	35×35	82.68	-510.62	SEC	0.37	11.02
RDC	35×35	35.09	-607.24	SEC	0	11.02

V.3.2 Choix des armatures :

- le ferrailage maximum a été obtenu par la combinaison accidentelle $(0,8G \pm E)$, par logiciel ETABS.

Tableau 5.40 : Choix des armatures.

Niveau	Dimension (cm ²)	A _s calculé (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{mzx} (Z.R)	A _s ^{max} (Z.C)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	35×35	6.5	11.02	73.5	36.75	4HA20+4HA14	18.73
4 ^{ème} et 3 ^{ème}	35×35	0.9	14.4	73.5	36.75	4HA20+4HA14	18.73
2 ^{ème} et 1 ^{er}	35×35	0.37	18.22	73.5	36.75	4HA20+4HA14	18.73
RDC	35×35	0	22.5	73.5	36.75	4HA20+4HA14	18.73

- Tous les poteaux ont les mêmes sections donc on adopte le même ferrailage pour tous les poteaux.

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

V.3.3 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 500\text{MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau 5.41 : Vérification des contraintes pour les poteaux carrés ($N_{\text{ser}}^{\text{max}}$, $M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$).

Niveau	Dimension (cm ²)	N_{max} (KN)	M_{COR} (KN.m)	section	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	35×35	-80.23	44.84	20.35	46.9	500	3.57	36	Vérifiée
4 ^{ème} et 3 ^{ème}	35×35	-266.13	28.25	20.35	46.1	500	2.28	36	Vérifiée
2 ^{ème} et 1 ^{er}	35×35	-452.12	26.71	20.35	59.8	500	4.18	36	Vérifiée
RDC	35×35	-638.32	20.14	20.35	69.4	500	4.77	36	Vérifiée

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Tableau 5.42 : Vérification des contraintes pour les poteaux carrés (M_{ser}^{max} , N_{ser}^{corr}).

Niveau	Dimension (cm ²)	M_{max} (KN)	N_{COR} (KN.m)	section	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	35×35	57.08	-98.66	20.35	59.4	500	4.53	36	Vérifiée
4 ^{ème} et 3 ^{ème}	35×35	47.81	-305.56	20.35	67.2	500	4.86	36	vérifiée
2 ^{ème} et 1 ^{er}	35×35	53.65	-616.55	20.35	96.3	500	6.81	36	vérifiée
RDC	35×35	25.34	-675.01	20.35	76.8	500	5.31	36	vérifiée

V.3.4 Vérification de l'effort tranchant :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort à l'état limite ultime par :

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Tableau 5.43 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux .

Niveaux	Section (cm ²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	35×35	39.62	0.035	22.17	0.075	2.25	2.5	Vérifiée
4 ^{ème} et 3 ^{ème}	35×35	30.15	0.027	19.39	0.075	2.25	2.5	Vérifiée
2 ^{ème} et 1 ^{er}	35×35	31.85	0.028	17.24	0.075	2.25	2.5	Vérifiée
RDC	35×35	11.85	0.010	15.51	0.075	2.25	2.5	Vérifiée

V.3.5 Schéma de ferrailage :

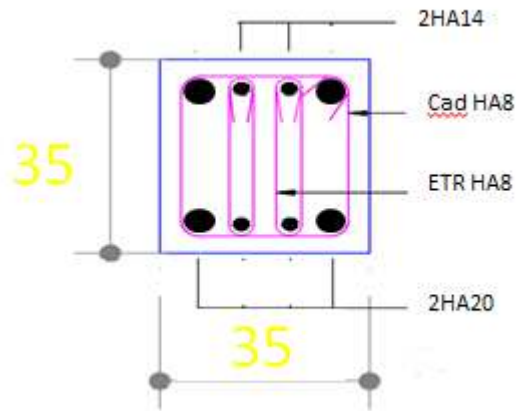


Figure.5.14 : Schéma de ferrailage des poteaux de 3ème modèle.

Tableau 5.44 : Comparaison entre les 3 modèles.

	Béton ordinaire	Béton à haute performance		Comparaison des 3 structures en %		
		Structure 1	Structure 2	Structure 3	Structure 1- Structure 2	Structure 1- Structure 3
As calculé à 6 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6.33	6.29	6.5	0.63%	2.68 %	1.33%
As calculé à 5 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	2.51	2.48	2.67	1.20%	2.95%	1.80%

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

As calculé de 2ème à RDC	0	0	0	0
-----------------------------	---	---	---	---

Conclusion :

- Nous remarquons que le ferrailage pour la structure 3 est plus important que pour les structures 1 et 2 à cause des dimensions des poteaux qui sont moins important ($35 \times 35 \text{ cm}^2$).
- Pour la structure 1 et 2, le ferrailage très proche, car les poteaux ont les mêmes dimensions.

μ

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études, nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances acquises durant notre cycle de formation de master, de les approfondir en nous basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les logiciels de calcul récents, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en compte dans la conception et le calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel **ETABS** , nous a permis de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure et des éléments secondaires
- Pré-dimensionnement : s'est fait en respectant les formules, en évitant le surdimensionnement des sections, ainsi l'aspect économique est pris en compte, mais les résultats déduits de cette l'étape peuvent changer après l'étude dynamique du projet.
- Etude dynamique : par la méthode modale de spectre.
- Ferrailage des éléments résistants : la méthodologie proposée concernant le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux soumis à la flexion composée (N, M_{x-x}, M_{y-y}) à savoir :
Calcul du ferrailage par le logiciel **SOCOTEC**, basée sur la méthode **P-M-M**.
Vérification de la section ferrillée à l'E.L. S (contraintes) par le logiciel **SOCOTEC**, s'avère très appropriée (sécurité, économie) et très pratique.
- ferrailage longitudinal des poutre soumis à la flexion simple (M_{x-x}, M_{y-y}) à savoir :
Calcul du ferrailage par le logiciel **SOCOTEC**, basée sur la méthode **P-M**.
Vérification de la section ferrillée à l'E.L. S (contraintes) par le logiciel **SOCOTEC**