



UNIVERSITE DE BLIDA 1

Faculté de technologie

Département de Génie civil

MEMOIRE DE MASTER

En vue de l'obtention du diplôme de

Master 02 en Génie Civil

Option : Structure

Thème :

**ETUDE D'UN HOTEL RDC+7+ENTRESOL+SSOL AVEC
LA DEMARCHE MODELISATION DES DONNEES DU BATIMENT**

Soutenu Par :

ACHOUR AYOUB

BACHOUNDA ABDELKRIM

Devant le jury composé de :

BRAHMA ABDELMALEK

U. Saad Dahleb-Blida

President

KERBOUA NASSIMA

U. Saad Dahleb-Blida

Examinatrice

DERBAL ISMAIL

U. Saad Dahleb-Blida

Promoteur

Blida, juillet 2022

ملخص

يتناول هذا العمل دراسة فندق مكون من طابق أرضي + 7 طوابق + طابق منخفض بين طابقين + قبو من خلال تطبيق منهج نمذجة معلومات البناء (BIM) في صناعة الهندسة المعمارية والتشييد.

تتعلق هذه الدراسة بهيكل خرساني مسلح مصنف في المنطقة الزلزالية (المنطقة الثالثة). وتتحقق مقاومة الهيكل للأحمال الأفقية والرأسية بواسطة نظام التشكيل: الجدران الخرسانية المسلحة الحاملة. تم قياس وحساب جميع العناصر المقاومة صمم وفقاً للائحة الجزائرية سارية الإصدار (RPA version 2003) والورقة التقنية .

CBA93

وقد أجريت الدراسة الزلزالية تتبع للطريقة العددية المستندة إلى طريقة العنصر المحدود مع البرنامج (SAP2000)

وبعد ذلك أجريت الدراسة الببليوغرافية التي تركز بشكل أساسي على تعريف وتاريخ وتطور BIM ودوره المهم وجميع الأعضاء المشاركون فيه.

أخيراً، أهم خطوة في هذه الأطروحة هي النمذجة الهيكلية والتحليل باستخدام أدوات BIM بهدف اكتشاف التعارضات باستعمال

BIMالتعاوني.

الكلمات الرئيسية: **BIM**: نمذجة معلومات البناء

RÉSUMÉ

Ce projet est une étude d'un hôtel RDC+7+entresol+sous-sol en appliquant la démarche de modélisation des données du bâtiment (Building information modeling « BIM ») dans l'industrie de l'architecture, de l'ingénierie de construction.

Cette étude traite une structure en béton armé qui est classée dans une zone sismique **(zone III)**.

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement : voiles porteurs.

Le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément au règlement algérien en vigueur **(RPA version 2003)** et le document technique **CBA93**.

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel **(SAP2000)**

Ensuite une étude bibliographique a été menée qui porte principalement sur la définition, l'historique et le développement de BIM, son rôle important ainsi que tous ses intervenants.

Enfin, l'étape la plus importante de ce mémoire est la modélisation et l'analyse structurale à l'aide d'outils BIM dans l'intention de détecter les clashes avec le BIM collaboratif.

Mots clés : BIM : modélisation de l'information du bâtiment

ABSTRACT

This project is a study of an R+7+entresol+subsoil+ hotel by applying the Building Information Modeling (BIM) approach in the architectural and construction engineering industry.

This study concerns a reinforced concrete structure classified in a seismic zone (zone III).

The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by a bracing system: load-bearing walls.

The dimensions and reinforcement of the resistant elements were established by the Algerian regulations in force (RPA version 2003) and the technical document CBA93.

The seismic study was conducted according to the numerical method based on the finite element method using the software (SAP2000)

Then a bibliographical study was done about BIM. it concerns BIM definition, BIM history and developement, BIM Role and BIM Users.

Finally, the most important step of this thesis is the modeling and structural analysis using BIM tools to detect clashes with collaborative BIM.

Keywords: BIM: building information modeling

Remerciements

Nous remercions en premier le bon dieu, tout puissant de nous avoir donné le courage et la volonté pour mener ce travail.

En préambule à ce mémoire, nous souhaitons adresser nos remerciements les plus sincères aux personnes qui nous ont apportées leur aide et qui ont contribué à l'élaboration de ce mémoire.

Nous tenons à remercier nos encadreur en l'occurrence, Mr Ismail DERBAL et Mr Hakim TALBI pour leurs efforts louables qu'ils ont fournis ainsi que pour leurs prestigieuses orientations durant toute la période du stage.

Que les membres du jury soient gracieusement remerciés pour avoir accepté d'évaluer notre travail.

Nous adressons nos remerciements à nos parents, frères, sœurs et ami(e)s, pour leur soutien et encouragement tout au long de la réalisation de ce mémoire.

Merci à toutes et à tous.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à ...

À ma très chère maman qui m'a soutenu et encouragé durant toutes mes années d'études, Qu'elle trouve ici le témoignage de ma profonde reconnaissance.

À mon très cher père qui a toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager, Que ce travail traduit ma gratitude et mon action.

A mon binôme Ayoub.

A mon frère et à tous mes chers amis pour tous leurs encouragements et leurs soutiens.

A Ceux qui me sont proches et chers de loin ou de près

BACHOUNDA KARIM

Je dédie ce modeste travail à ...

Mes parents, les mots ne sauraient exprimer l'immense et profonde gratitude que je leur témoigne ici pour leur précieux soutien, pour leur patience, pour avoir crus en moi, pour leurs sourires réconfortants et pour leurs sacrifices qui m'ont permis d'atteindre cette étape dans ma vie et qu'ils m'ont jamais cessé de consentir pour mon instruction et mon bien être. Que dieu me les gardes et les protège.

Mes frères pour leur patience, d'avoir tendu chaleureusement leurs bras et pour avoir évincé mes moments de doute.

Toute ma famille, Mes amis 'walid , mounir, azzedine ,sawab ' et surtout mon binôme 'krimo' .

Tous mes enseignants tout au long des cycles de mes études.

Tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

ACHOUR AYOUB

Sommaire

Résumé

Remerciements

Liste des figures

Liste des tableaux

Notations

Introduction générale.....	17
Chapitre 1 : PRESENTATION DU PROJET	
1.1 Introduction	18
1.2 Présentation de l'ouvrage	18
1.2.1.Caractéristique de l'ouvrage	18
1.2.2.Caractéristiques géométriques	18
1.2.3.Ossature	18
1.2.4.Les Planchers	19
1.2.5.Escaliers	19
1.3 Ascenseurs	19
1.4 Maçonnerie	19
1.4 Les propriétés des matériaux.....	19
1.4.1 Béton.....	19
1.4.2 Acier.....	23
1.5 Hypothèses de calcul aux états limites.....	25
1.5.1 Hypothèse de calcul à l'ELU	25
1.5.2 Règle des trois pivots	25
1.5.3 Hypothèse de calcul à l'ELS	26
1.6. Conclusion	26

Chapitre 2 : Prédimensionnement des éléments structuraux

2.1 Introduction	27
2.2 Pré dimensionnement des planchers	27
2.3 Evaluation des charges et surcharges	29
2.4 Pré dimensionnement des poutres	33
2.4.1 Exemple de calcul	34
2.5 Pré dimensionnement des poteaux	35
2.6 Pré dimensionnement des voiles	42
2.7. Conclusion	43

Chapitre 3 : Etude dynamique

3.1.Introduction	44
3.2.Etude sismique	44
3.2.1. Introduction	44
3.2.2. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques.....	44
3.2.3. Méthode statique équivalente	44
3.2.3.1.Principe de la méthode.....	44
3.2.4.Méthode d'Analyse Modale...	
3.2.5.Estimation De La Période Fondamentale De La Structure	49
3.2.6. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales	54
3.2.6.1Vérification de la résultante des forces sismiques.....	55
3.2.6.2.Vérification des déplacements	55
3.2.6.3.Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ: [RPA (5.9)].....	56
3.2.6.4Vérification de l'effort normal réduit.....	57
3.2.6.5.Vérification des conditions du facteur de comportement R.....	57
3.2.6.6.Conclusion	57

Chapitre 4 : Ferrailage des éléments principaux

4.1 Introduction	58
4.2 Définition	58
4.3 Combinaison des charges	58
4.4 Ferrailage des poteaux	59
4.4.a. Introduction	59
4.4.b. Combinaison d'action	59
4.4.c. Recommandation selon RPA99 version 2003	60
4.4.1. Situation durable.....	61
4.4.2. Situation accidentelle	61
4.4.3. Schéma du ferrailage	62
4.5 Ferrailage des poutres.....	63
4.5.a Introduction	63
4.5.b.Combinaisons	63
4.5.c Ferrailage réglementaire.....	63
a) Recommandation du R.P.A99 (version 2003) [ART 7.5.2.1]	63
b) Vérification vis-à-vis de l'ELS.....	64
4.5.1 Les Poutres principales	65
a) En travée	65
b) En appuis.....	66
c) Vérification des armatures transversales	67
4.5.2) Poutres secondaires	68
Vérification de la flèche	68
a) Poutres principale	69
b) Poutres secondaires	69
4.5.3) Schéma de ferrailage	70
4.6 Ferrailage des voiles.....	72
4.6.1 Ferrailage Vertical.....	72
4.6.2 Ferrailage Horizontal.....	73
4.6.3 Exemple de calcul	75
4.6.4 Schéma du ferrailage	79

Chapitre 5 : Recherche bibliographique

5.1.Introduction	82
5.2.Historique	83
5.3.Définition du BIM	85
5.3.1.Les avantages du BIM	87
5.3.2.Les inconvénients du BIM.....	88
5.4.Rôle du BIM	88
5.5.les acteurs du bim	89
5.5.1.maitre d'œuvre.....	89
5.5.2.assistant de maitre de l'ouvrage.....	89
5.5.3.entreprises d'exécution	89
5.5.4.le bim management.....	90
5.5.5.le coordinateur bim.....	90
5.5.6.le modeleur bim (contributeur bim)	90
5.6.Interoperabilité.....	91
5.6.1.Open BIM / Closed BIM	91
5.7.les outils bim	91
5.7.1.outils de modélisation	91
5.7.2.visionneuses bim.....	92
5.7.3.les plateformes collaboratives	92
5.8.objet bim	92
5.9.Fonction du BIM	93
5.9.1.Collecter les données	93
5.9.2.Analyser et contrôler les données.....	93
5.9.3.Communiquer les données.....	93
5.10.les dimensions du bim	93
5.11.les niveaux de maturité du bim	95
5.11.1.Niveau 0	95
5.11. Niveau 1	95
5.11. Niveau 2	95
5.11. Niveau 3	95
5.12.niveau de développement (lod)	96
5.13.Plan de gestion BIM	98
5.14.Détermination des objectifs et des usages BIM	99
5.15.Conclusion	101

Chapitre 6 : Application

6.1.Introduction.	102
6.2.Définition.....	102
6.3.Objectifs	102
6.3.1.La visualisation en 3D	102
6.3.1.1.La visualisation en 3D de la maquette structurale	103
6.3.1.2.La visualisation en 3D de la maquette architecturale	104
6.3.1.3.La visualisation en 3D de la maquette MEP	105
6.3.1.3.1.MEP.....	105
6.3.1.4.Revit structure.	108
6.3.1.5.Revit architecture.	108
6.3.1.6.Revit MEP.	108
6.3.2.La détection des clashes	108
6.3.2.1.Affichage d'un autre exemple de clash	113
6.3.2.2.Affichage d'un clash (Archi/mep	114
6.3.3.La collaboration BIM :	115
6.4.conclusion.....	115
Conclusion générale.....	117

LISTE DES FIGURES

Fig 1.1. Essai Brésilien.....	20
Fig 1.2. Traction par flexion..	20
Fig 1.3. Diagramme contraintes – déformations à l’ELU.....	22
Fig 1.4. Diagramme contraintes – déformations du béton à l’ELS.....	23
Fig 1.5. Diagramme contrainte – déformations de l’acier à l’ELU.....	25
Fig 1.6. Règle des trois pivots.....	25
Fig 2.1. Plancher à corps creux.....	27
Fig 2.2. Coupe verticale du plancher courant à corps creux.....	31
Fig 2.3. Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine..	31
Fig 2.4. Représentation de la surface reprise par le poteau central.....	38
Fig 2.5. Schéma du voile.....	42
Fig 3.1. Spectre de réponse.....	47
Fig 3.2. Vue en 3D du model obtenu par logiciel SAP2000.....	52
Fig 3.3. Vue en 3D du model sans voiles par logiciel SAP2000.....	53
Fig 3.4. Repérage des voiles.....	53
Fig 4.1. Zone nodale.....	60
Fig 4.2. Ferrailage d’un poteau 40x60cm.....	62
Fig 4.3. Ferrailage des poutres principale.....	70
Fig 4.4. Ferrailage des poutres secondaires.....	70
Fig 4.5. Coupe longitudinale des poutres principale.....	71
Fig 4.6. Coupe longitudinale des poutres secondaires.....	71
Fig 4.7. Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	73
Fig 4.8. Repérage des voiles.....	74
Fig 4.9. ferrailage du voile (entresol).....	79
Fig 4.10. ferrailage du voile (autres niveaux).....	79
Fig 4.11. ferrailage du voile (autres niveaux).....	80
Fig 4.12. ferrailage du voile (entresol).....	80
Fig 4.13. ferrailage du voile (entresol).....	81
Fig 4.14. ferrailage du voile (autres niveaux).....	81
Fig 5.1. Le développement de BIM.....	84
Fig 5.2. Exemple de maquette numérique.....	86
Fig 5.3. Les dimensions du BIM.....	94
Fig 5.4. Niveaux de maturité BIM.....	96
Fig 5.5. Niveaux de développement BIM.....	97
Fig 5.6. Usages BIM.....	100

Fig 6.1. maquette structurale en 3D	102
Fig 6.2. maquette structurale en 3D	102
Fig 6.3. maquette architecturale en 3D.	103
Fig 6.4. maquette architecturale en 3D.	103
Fig 6.5. maquette architecturale en 2D.	104
Fig 6.6. vue en plan de l'éclairage RDC	104
Fig 6.7. maquette MEP en 3D.....	105
Fig 6.8. vue en 3D plan électricité.	105
Fig 6.9. vue en 3D plan de plomberie.....	106
Fig 6.10. Onglet lien revit.....	107
Fig 6.11. Tableau de liaison.....	108
Fig 6.12. vérification des interférences.....	109
Fig 6.13. tableau déterminant la catégorie.....	109
Fig 6.14. Rapport des interférences.	110
Fig 6.15. sélection par identifiant.....	110
Fig 6.16. introduction de l'identifiant.....	111
Fig 6.17. affichage du clash.....	111
Fig 6.18. identifiant du voile.....	112
Fig 6.19. affichage du clash.....	112
Fig 6.20. identifiant du mur.....	113
Fig 6.21. affichage du clash.....	113

LISTE DES TABLEAUX

Tab 1.1. Les limites élastiques.....	23
Tab 2.1. Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.....	30
Tab 2.2. Evaluation des charges permanentes du plancher toiture.....	30
Tab 2.3. Evaluation des charges permanentes du plancher courant.....	31
Tab 2.4. Evaluation des charges permanentes du plancher dalle pleine	32
Tab 2.5. Evaluation des charges permanentes du plancher de la cage d'ascenseur	32
Tab 2.6. Evaluation des charges permanentes des murs extérieurs.	33
Tab 2.7. Les efforts dans les niveaux.....	41
Tab 3.1. Classification du Site	48
Tab 3.2. Valeur de $\xi(\%)$	48
Tab 3.3. Valeurs des pénalités P_q	49
Tab 3.4. Modes et Périodes de vibration et taux de participation massique	54
Tab 3.5. Déplacements des poutres	55
Tab 3.6 Vérification a L'effet P- Δ	56
Tab 3.7. Résultats des efforts normaux réduits	57
Tab 4.1. Caractéristiques du béton et de l'acier.....	59
Tab 4.2. Efforts internes à l'ELU (Situation durable).....	61
Tab 4.3. Efforts internes (Situation accidentelle)	61
Tab 4.4. Récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants.....	65
Tab 4.5. Calcul des armatures verticales de l'exemple (Va).....	75
Tab 4.6. Calcul des armatures du voile (Va)	76
Tab 4.7. Calcul des aciers horizontaux du voile (Va).....	77
Tab 4.8. Calcul des armatures du voile (Vb)	77
Tab 4.9. Calcul des aciers horizontaux du voile (Vb).....	77
Tab 4.10. Calcul des armatures du voile (Vc).....	78
Tab 4.11. Calcul des aciers horizontaux du voile (Vc).....	78
Tab 4.12. Calcul des armatures du voile (Vd)	78
Tab 4.13. Calcul des aciers horizontaux voile (Vd).....	79

NOTATION

▪ Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendue.

A' : Section d'acier comprimée.

A_{max} : Section d'acier maximale.

A_{min} : Section d'acier minimale

A_t : Section d'acier transversale.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

ELU : Etat Limite Ultime.

ELS : Etat Limite de Service.

SPC : Section partiellement comprimée

SEC : Section entièrement comprimée

SET : Section entièrement tendue

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : Module d'élasticité transversale.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M₀ : Moment isostatique.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'ELU.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'ELS.

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal à l'ELS.

N_u : Effort normal ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T_w : Effort tranchant à gauche.

T_e : Effort tranchant à droite.

F : Effort de traction

R_a : Réaction à gauche.

R_d : Réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

▪ **Minuscules romaines :**

h : Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

e_p : Epaisseur

e : Epaisseur du voile.

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

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

l_f : Longueur de flambement.

S_t : Espacement d'armature transversale.

S_{rep} : Espacement de répartition.

▪ **Majuscules grecques :**

Δ : Variation.

Σ : Sommmation.

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

W : Poids.

▪ **Minuscules grecques :**

γ : Coefficient de sécurité.

ε : Déformation relative.

η : Coefficient de fissuration.

λ : Élancement mécanique.

μ : Coefficient de frottement.

ν : Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions.

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ : Déplacement d'un niveau.

▪ **Autres notations :**

CV : Condition vérifiée.

CNV : Condition non vérifiée.

RDC : Rez-De-Chaussée.

Dur : Durable.

ACC : Accidentelle.

AN : Axe neutre .

Introduction Générale

Ce modeste travail consiste une étude détaillée d'une structure en béton armée a usage multiple utilisant le procédé BIM, composée d'un sous-sols, RDC et 5 étages+ terrasse accessible et toiture, contreventé par voiles et portiques. Il est nécessaire de faire une étude sismique à l'aide de calculs informatiques.

Le but de cette étude est donc de faire une maquette numérique avec le BIM, qui est la représentation virtuelle de cette ouvrage, qui intègre des vues géométriques ainsi que diverses informations., et de modéliser la structure aux éléments finis sur un logiciel informatique afin d'effectuer les analyses modale et sismique nécessaires. Les résultats trouvés seront ensuite exploités pour vérifier le système constructif choisi puis pour dimensionner les éléments de la structure.

Toute étude de projet d'un bâtiment, a pour but d'assurer la stabilité de la structure en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...).

Donc, pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, nous suivons des règlements et des méthodes connues (BAEL91 modifié 99 et RPA99 V 2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier). Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Le travail qui nous a été confié consiste à une étude technique avec une analyse et le dimensionnement du bâtiment. nous entamons notre étude par une description générale avec une présentation des éléments de bâtiment.

Ensuite, nous faisons un pré-dimensionnement des éléments structuraux et la descente des charges.

Puis, nous enchaînons avec l'étude dynamique qui a été réalisée par le logiciel SAP 2000.

Après, nous faisons l'étude des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...).

Puis nous faisons une recherche bibliographique sur le BIM, et une application sur le REVIT qui est l'un des plateformes BIM

Enfin, nous terminons par une conclusion générale.

CHAPITRE 1 :

PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIEAUX

1.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est de présenter la liste des données du bâtiment analysé, concernant le type de structure, les éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

1.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de cette présente étude est d'un HOTEL multifonctionnel qui regroupe, commerces, logements d'habitations, L'ouvrage est implanté dans la wilaya **TIPAZA**, selon le règlement parasismique algérien (**RPA99 version2003**) il est classé comme étant une zone de forte sismicité (**zone III**).

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne, car sa hauteur ne dépasse pas 48m, c'est le « **groupe 2** ». [1]

1.2.1 Caractéristique de l'ouvrage

L'ouvrage a une forme irrégulière, il se compose de RDC+5 étages+ terrasse accessible + un sous-sol et un entresol .

- Un sous-sol d'usage stockage.
- RDC d'usage commerce.
- 1^{ère} étage
- De 1^{er} étage jusqu'au 5^{ème} étages à usage d'habitation.
- Cet ouvrage comporte une terrasse accessible.

1.2.2 Caractéristiques géométriques

a. Dimensions en élévation

- Hauteur totale est de : 25.30 m .
- Hauteur du RDC :3.75 m
- Hauteur de l'étage courant est de : 3,06 m.
- Hauteur de sous-sol et de l'entresol : 2.72 m.

b. Dimensions en plan

- Longueur total (sens longitudinal) : L=19.6 m.
- Largeur total (sens transversale) : L=17.6 m.

1.2.3 Ossature

Le bâtiment qui fait l'objet de notre étude est constitué par un système de contreventement mixte, à savoir portiques et voiles en béton armé suivant les deux sens.

1.2.4 Les planchers

C'est une surface généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue des planchers à corps creux et des planchers à dalle pleine.

1.2.5 Escaliers

Servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages, réalisés en béton armé coulé sur place. Notre structure comporte deux types d'escalier :

- Escalier à trois volées et deux paliers intermédiaires.
- Escalier à deux volées et un palier intermédiaire.

1.2.6 Ascenseurs

La structure comporte deux cage d'ascenseur du sous-sol jusqu'à la toiture.

1.2.7 Maçonnerie

- **Murs extérieurs** : Ils seront constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur. Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne et externe du mur. L'âme d'air de 10 cm d'épaisseur.
- **Murs intérieurs** : Ils seront constitués par des cloisons de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer

1.4 Les propriétés des matériaux

1.4.1 Béton

a. Composition

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables, de ciment, granulats et eau. Le béton armé est le matériau obtenu en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut pas à lui seul remplir ce rôle.

- **Ciment** : Le CPJ - CEM II/B 42,5.
- **Granulats** : Trois types de granulats participent dans la constitution du béton :
 - Sable de dimension ($0 \leq D_s \leq 5$) mm
 - Gravier de dimension ($8 \leq D_g \leq 15$) mm
 - Gravier de dimension ($15 \leq D_g \leq 25$) mm

- **Eau de gâchage** : Elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

b. Résistance du béton [2]

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à " j " jours d'âge.

- **Résistance à la compression** : Désignée par f_{c28} (résistance à la compression à 28 jours), elle est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16×32) cm² dont la hauteur est double du diamètre et leur section est de 200 cm². Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à **25 MPa**.
- **Résistance à la traction** : La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer :

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

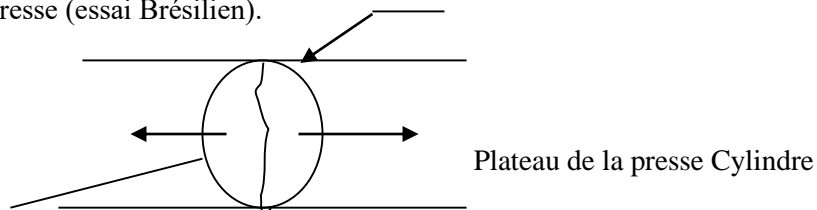


Figure 1.1 : Essai Brésilien.

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

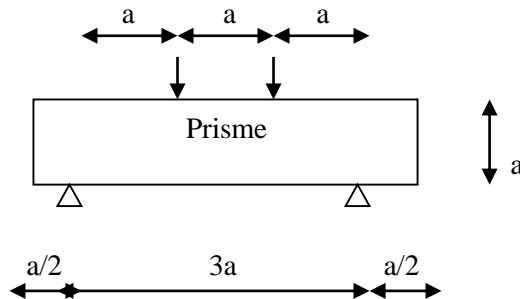


Figure 1.2 : Traction par flexion.

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

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa}) [2].$$

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et à la traction $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

c. Module de déformation longitudinale du béton

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal ; il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

• Module de déformation instantané

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11\,000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa}) [2].$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$.

• Module de déformation différé

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

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa}) [2].$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa}$.

d. Coefficient de poisson

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

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

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

e. Contraintes limites de calcul

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

1. Etat limite ultime « E.L.U »

C'est un état au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée f_{bu} est donnée par :

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

Avec : γ_b = Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{Cas de situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 & \text{Cas de situations accidentelles.} \end{cases}$$

f_{c28} = Résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.

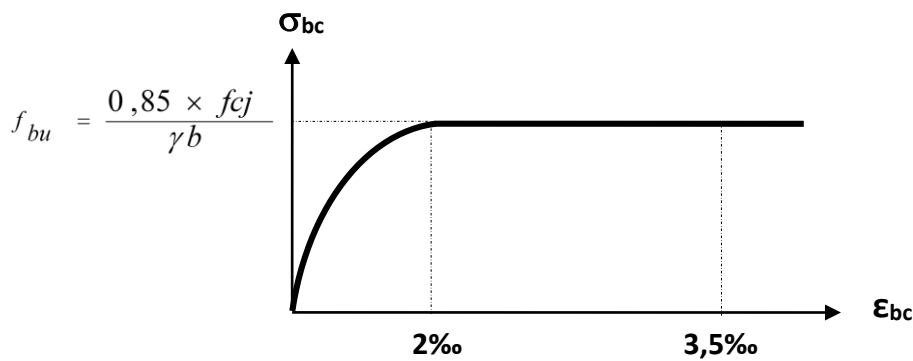


Figure 1.3 : Diagramme contraintes – déformations à l'ELU.

2. Etat limite de service « E. L. S »

Etat 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 :

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

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

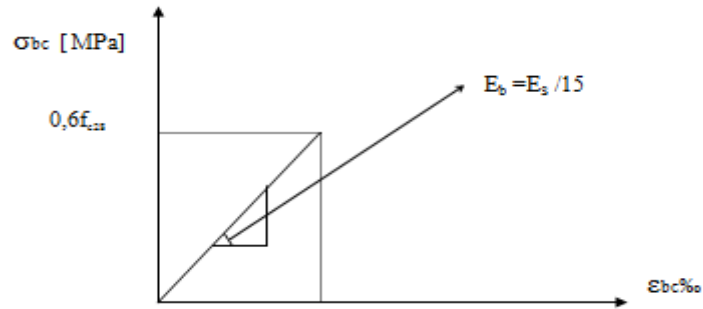


Figure 1.4 : Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELS.

1.4.2 Acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- Les barres à haute (HA) : nuances FeE 400 et FeE 500 pour les armatures longitudinales.
- Treillis soudés (TS) : TLE52 Ø = 6 mm pour les dalles.

a. Limites élastiques

Tableau 1.1 : Les limites élastiques.

Type	Nuance	fe (MPa)
Haute adhérence	FeE400	400
	FeE500	500

b. Contrainte de calcul [2]

1. E. L. U

σ_s = Contrainte de l'acier à l'ELU

La contrainte de calcul, notée σ_s et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

γ_s : Est le 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 $(f_e = 500 \text{ MPA})$

{	$\sigma_s = 435 \text{ MPa}$	Situation durable ou transitoire.
	$\sigma_s = 500 \text{ MPa}$	Situation accidentelle.

2. E. L. S

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ij}})\right)$
- Pour une fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = 0.8\zeta_s = 0.8 \times \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ij}})\right)$

Avec :

η = coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{Pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,6 & \text{Pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

c. Allongement de rupture

ε_s = Allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

d. Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contrainte – déformations, il sera pris égale à : **$E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ [MPa]}$** .

e. Diagramme contraintes – déformations à l'ELU

σ_s = Contrainte de l'acier.

γ_s = Coefficient de sécurité de l'acier.

ε_s = Allongement relatif de l'acier.

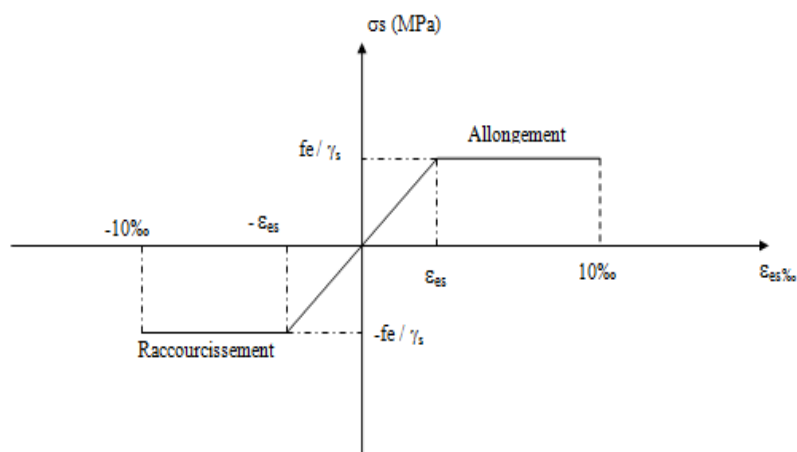


Figure 1.5 : Diagramme contrainte – déformations de l’acier à l’ELU.

1.5 Hypothèses de calcul aux états limites

1.5.1 Hypothèse de calcul à l’ELU

H1 : Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).

H2 : Il n’y a pas de glissement relatif entre les armatures d’acier et le béton.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Le raccourcissement unitaire du béton est limité à $\epsilon_{bc}=3,5\%$ dans le cas de la flexion simple ou composée et de 2% dans le cas de la compression simple.

H5 : L’allongement unitaire de l’acier est limité à 10% .

1.5.2 Règle des trois pivots [2]

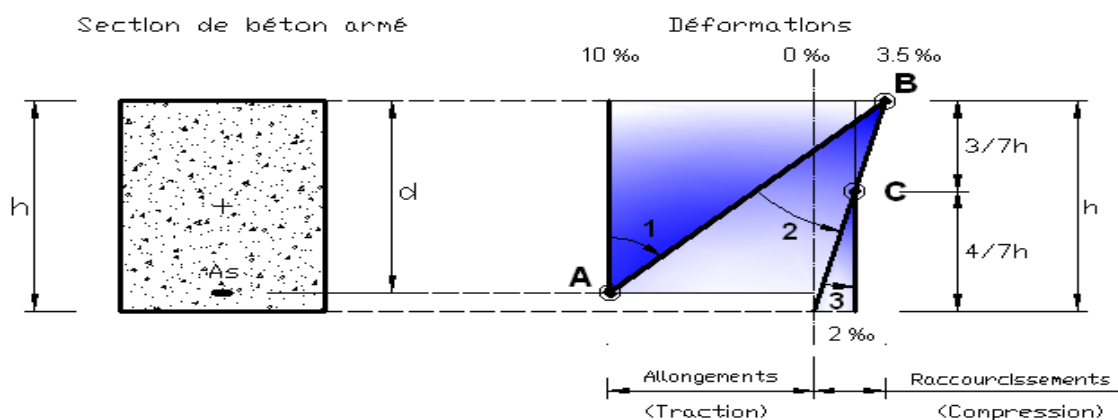


Figure 1.6 : Règle des trois pivots.

Le diagramme des déformations de la section correspond à un l'état limite, il passe par un des trois pivots **A**, **B** et **C** ce qui indique que si :

- Le diagramme passe par le pivot **A** (Domaine 1) ce qui correspond à l'allongement unitaire 10‰ de l'armature la plus tendue.
- Le diagramme passe par le pivot **B** (Domaine 2) ce qui correspond à un raccourcissement unitaire de 3,5‰ du béton.
- Le diagramme passe par le pivot **C** (Domaine3) ce qui correspond à un raccourcissement unitaire de 2‰ de la fibre du béton située à une distance égale à $3h/7$ de la fibre la plus comprimée.

1.5.3 Hypothèse de calcul à l'ELS

H1 : Conservation des sections planes.

H2 : Glissement entre l'acier et le béton est négligeable.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b * \varepsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s * \varepsilon_s$$

H5 : Par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton et : $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$

1.6. Conclusion :

Fc28 = 25 MPa
Fe=500 MPa

CHAPITRE 2 :

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

2.1 Introduction

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment **le RPA99 version 2003, BAEL 91 modifié 99 et CBA 93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armé)**.

Le pré dimensionnement de ces éléments est présenté dans les paragraphes subséquents.

2.2 Pré dimensionnement des planchers

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

Ils sont conçus afin de supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et assurer l'isolation thermique et phonique.

Lorsqu'on veut dimensionner la structure, lors de l'avant-projet ou pour la descente de charge, on peut utiliser les formules approchées suivantes :

a. Plancher en corps creux

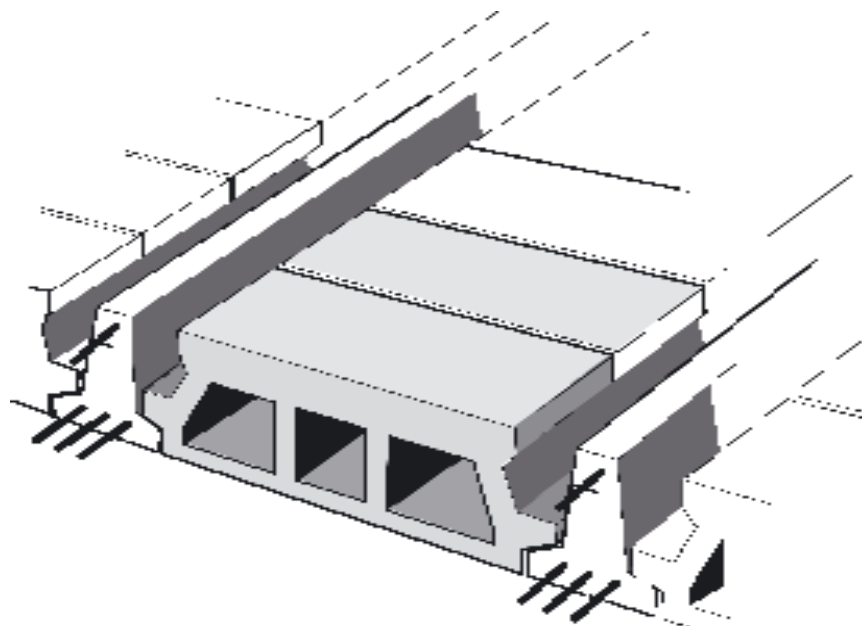


Figure 2.1 : Plancher à corps creux.

$$\frac{L}{25} < e < \frac{L}{20}$$

(Art B.6.8, 424) [2]

L : Longueur de la portée libre maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles.

h_t : Hauteur du plancher.

$$L = 500 - 30 = 470 \text{ cm}$$

$0.188\text{m} < e < 0.235\text{m}$ Donc on adopte une épaisseur de : $e = 20 \text{ cm}$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4) = 20\text{cm}$.

Avec :

16 cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la dalle de compression.

b. Planchers à dalle pleine

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

- **Résistance au feu**

$e = 7 \text{ cm}$ Pour une demi-heure de coupe-feu.

$e = 11 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe-feu.

On admet : **$e = 10 \text{ cm}$** .

- **Isolation phonique**

Selon les règles « **CBA93** », le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur supérieure ou égale à 13 cm .

On admet : **$e = 15\text{cm}$**

- **Résistance à la flexion**

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

-Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$ [5]

-Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ [5]

Avec :

e : Epaisseur de la dalle pleine.

L_x : la portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité.

$$L_x = 5,50 \text{ m}$$

La dalle repose sur quatre appuis.

On aura donc : $11 \leq e \leq 13.75$ (cm).

On admet : **$e = 12$ cm**

- **Balcon**

On a une dalle qui repose sur deux appuis donc :

$$\frac{Lx}{35} < e < \frac{Lx}{30}$$

$$L = 1.26 \text{ m}$$

$$\frac{126}{35} < e < \frac{126}{30} \Rightarrow$$

$$3.6 \text{ cm} < e < 4.2 \text{ cm}$$

On adopte pour : **$e = 15$ cm**

D'après les conditions précédentes, l'épaisseur des dalles pleines :

$$e \geq \max(12 ; 15) \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{e = 15 \text{ cm.}}$$

2.3 Evaluation des charges et surcharges [3]

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

Les différents charges et surcharges existantes sont :

*Les charges permanentes (**G**).

*Les surcharges d'exploitation (**Q**).

b. Plancher terrasse (accessible)

La terrasse est accessible et réalisée en corps creux.

Charge permanente :

Tableau 2.1. Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.

Matière	Épaisseur (m)	(KN/m3)	G (KN/m2)
1- Protection lourde	0,05	15	0.75
2- Étanchéité multicouche	0,1	1	0.10
3- Forme de pente	0,1	22	2.20
4- Isolation thermique	0,04	4	0.16
5-plancher en corps creux	0,2	/	2.80
6- enduit de plâtre	0,02	12	0.24
Charge permanente : G			6.25

Charge d'exploitation Terrasse : La plancher terrasse accessible (restaurant)
 $Q=2.50\text{KN/m}$

c. Plancher toiture (inaccessible) :

La toiture est inaccessible et réalisée en corps creux.

Tableau 2.2. Evaluation des charges permanentes du plancher toiture.

Matériaux	Epaisseur « m »	Poids volumique « KN/m ³ »	Poids surfacique « KN/m ² »
Protection en gravier	0.05	17	0.85
Etanchéité	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.1	22	2.2
Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
Plancher à corps creux	16+4	/	2.80
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Poids surfacique du plancher			6.33

Charge d'exploitation toiture : La plancher toiture inaccessible $Q=1.00\text{KN/m}^2$

d. Planchers étages courants :

Les planchers étages courant sont en corps creux.

***Charge permanente :**

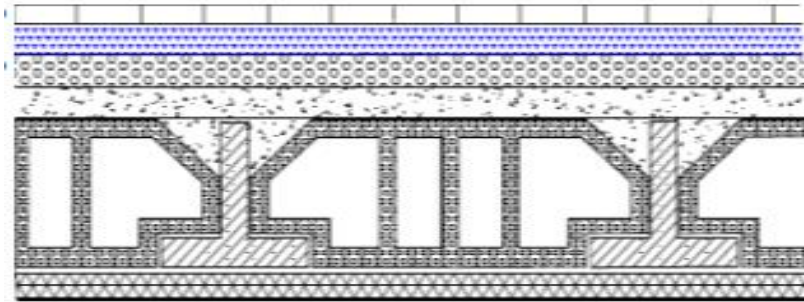


Figure 2.2 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux.

Tableau 2.3. Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

Matière	Épaisseur (m)	(KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- carrelage	0.02	22	0.44
2- mortier de pose	0.02	20	0.40
3- couche de sable	0.02	18	0.36
4- enduit de plâtre	0.02	12	0.24
5-plancher en corps creux	0.2	14	2.80
6- Closions de distribution	/	/	1
Charge permanente : G			5.24

Charge d'exploitation étages : usage habitation $Q = 1.5\text{kN/m}^2$

e. Plancher dalle pleine :

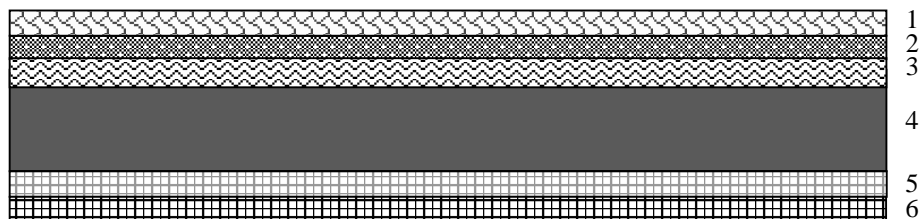


Figure 2.3 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.

Tableau 2.4. Evaluation des charges permanentes du plancher dalle pleine.

Matière	Épaisseur (m)	(KN/m3)	G (KN/m2)
1- carrelage	0.02	22	0.44
2- mortier de pose	0.02	20	0.40
3- couche de sable	0.02	18	0.36
4- enduit de plâtre	0.02	12	0.24
5-plancher en dalle pleine	/	/	3.75
6- Closions de distribution	/	/	1
Charge permanente : G			6.19

Charge d'exploitation balcon : Q = 3.5kN/m²

f. Plancher dalle pleine de la cage d'ascenseur :

Tableau 2.5. Evaluation des charges permanentes du plancher de la cage d'ascenseur.

Matière	Element	G (KN/m2)
1- salle des Chaudieres	Machines Pour Ascenseur	7.00
2- salle des Machines Pour Ascenseurs	Accessoires Electriques et HVAC	0.10
Charge permanente : G		7.10

g. Maçonnerie :

Tableau 2.6. Evaluation des charges permanentes des murs extérieurs.

Matière	G (KN/m ²)
1- Enduit intérieur au plâtre	0.10 kN/m ²
2-Briques creux ($e = 10cm$)*2	0.90*2 kN/m ²
3-Enduit extérieur au ciment ($e = 2cm$)	0.18 kN/m ²
Charge permanente : G	2.08 kN/m²

2.4 Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur pré dimensionnement se base sur les trois étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules empiriques données par le B.A.E.L 91 modifié 99
- Vérification des conditions imposées sur (h, b) par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).
- Vérification de la rigidité.

Les trois étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

- Selon le BAEL 91 modifié 99

- La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- La longueur b de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec : L : Portée de la poutre de la plus grande travée considérée.

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

• Selon le R.P.A 99 (version2003)

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

2.4.1 Exemple de calcul

- **Poutre Porteuse** : $L_{\max} = 5.80 - 0,30 = 5,50 \text{ m}$

$$36.66 \leq h \leq 55 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = 45 \text{ cm}$$

$$13.5 \leq b \leq 31.5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$$

Nous choisissons une poutre de : **$b \times h = 30 \times 45 \text{ cm}^2$**

• **Vérification selon le RPA99**

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.5 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées}$$

- **Poutre non Porteuse** : $L_{\max} = 5 - 0,30 = 4,70 \text{ m}$

$$31.33 \leq h \leq 47 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = 40 \text{ cm}$$

$$12 \leq b \leq 28 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$$

Nous choisissons une poutre de : **$b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$**

• **Vérification selon le RPA99**

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées}$$

2.5 Pré dimensionnement des poteaux

a. Principe

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure.

Ce type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. Et On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

b. Étapes de pré dimensionnement (calcul)

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le « **RPA99 version 2003** » [1].
- Vérification préliminaire de l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement du béton.

c. 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.

Q : Charge d'exploitation.

Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq ($n \geq 5$) on applique la loi suivante :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par [DTR B.C.2.2] [3].}$$

Avec :

n : nombre d'étage.

Q_0 : la structure d'exploitation sur la terrasse.

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

▪ **Dimensionnement des poteaux**

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

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots (1) \text{ Art (B-8-4-1) [2]}$$

Avec :

- * N_u : effort normal ultime (compression) = $1,35G + 1,5Q$;
- * α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

λ : élancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.

l_f : longueur de flambement ;

i : rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

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

- * B : surface de la section du béton
- * γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$).....situation durable.
- * γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$).....situation durable.
- * f_e : limite élastique de l'acier ($f_e = 500MPa$).
- * f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25MPa$).
- * A_s : section d'acier comprimée

* **Br : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle I_{cm} d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :**

➤ Poteau rectangulaire $B_r = (a - 0,02) \times (b - 0,02)$ [m²]

➤ Selon le « BAEI 91 modifié 99 »

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

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

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

Pour les poteaux, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

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

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,66N_u$$

Avec : $[B_r] = [\text{cm}^2]$ $[N_u] = [\text{kN}]$

➤ Le minimum requis par « RPA99 version 2003 »

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

$$\left\{ \begin{aligned} * \text{Min}(a;b) &\geq 30\text{cm} \\ * \text{Min}(a;b) &> \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} &< \frac{a}{b} < 4 \end{aligned} \right. \quad \text{Avec : (a ; b) dimension du poteau / } h_e : \text{Hauteur d'étage.}$$

▪ **Calcul du poteau**

Le poteau le plus sollicité est : Poteau central. (C-2)

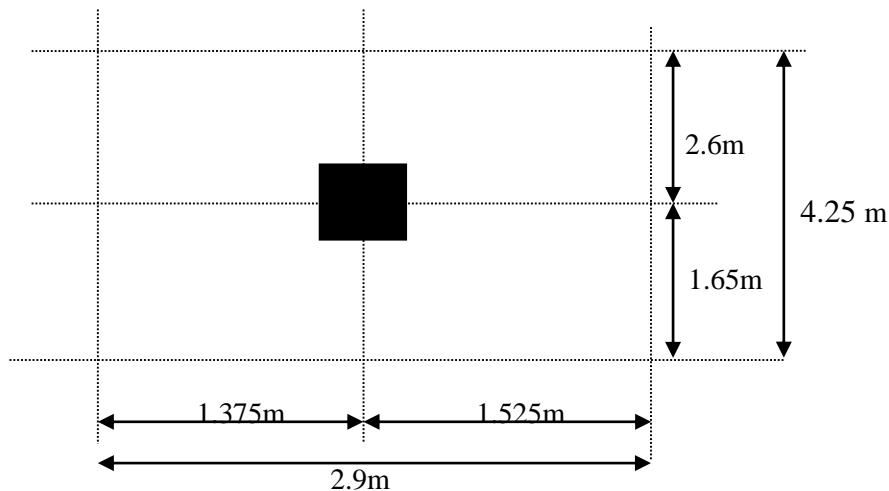


Figure 2.4 : Représentation de la surface reprise par le poteau central.

Soit S la surface reprise par le poteau central :

$$S = 2.9 \times 4.25 = 12.325 \text{ m}^2$$

1) Poids revenant au poteau de la toiture :

- Poids du plancher terrasse..... $G \times S = 12.325 \times 6.33 = 78.02 \text{ kN}$
 - Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.06 = 6.88 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre principale . $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 5.5 \times 0.45 \times 0.3 \times 25 = 18.56 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre secondaire..... $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 4.7 \times 0.4 \times 0.3 \times 25 = 14.10 \text{ kN}$
- G = 117.56 KN**

- Poids revenant au poteau de la toiture: **G_t = G = 117.56KN**

La charge explantation $Q_0 = Q \times S = 1 \times 16.005$
 $Q_0 = 16.005 \text{ KN}$

2) Poids revenant au poteau de la terrasse :

- Poids du plancher terrasse..... $G \times S = 12.325 \times 6.25 = 77.03 \text{ kN}$
- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.06 = 6.88 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale . $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 5.5 \times 0.45 \times 0.3 \times 25 = 18.56 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 4.7 \times 0.4 \times 0.3 \times 25 = 14.10 \text{ kN}$

$$G=116.57 \text{ KN}$$

- Poids revenant au poteau de la terrasse : $G_t = G$
 $=234.13\text{KN}$

La charge explantation $Q_1 = Q \times S = 2.5 \times 16.005 + Q_0$
 $Q_1 = 56.018\text{KN}$

3) Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage

- Poids du plancher courant..... $G \times S = 12.325 \times 5.24 = 64.583\text{kN}$
- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.06 = 6.88\text{kN}$
- Poids de la poutre principale . $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 5.5 \times 0.45 \times 0.3 \times 25 = 18.56\text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 4.7 \times 0.4 \times 0.3 \times 25 = 14.10\text{kN}$

$$G=104.123 \text{ KN}$$

- Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage : $G_5 = 338.253\text{KN}$

La charge explantation $Q_2 = Q \times S = (1.5 \times 16.005 + Q_1) \times 0.95 + Q_0$
 $Q_2 = 76.825\text{KN}$

4) Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage

- Poids du plancher courant..... $G \times S = 12.325 \times 5.24 = 64.583\text{kN}$
- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.06 = 6.88\text{kN}$
- Poids de la poutre principale . $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 5.5 \times 0.45 \times 0.3 \times 25 = 18.56\text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 4.7 \times 0.4 \times 0.3 \times 25 = 14.10\text{kN}$

$$G=104.123 \text{ KN}$$

- Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage : $G_4 = 442.376\text{KN}$

La charge explantation $Q_3 = Q \times S = 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3) + Q_0$
 $Q_3 = 95.23\text{KN}$

5) Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage

- Poids du plancher courant..... $G \times S = 12.325 \times 5.24 = 64.583\text{kN}$
- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.06 = 6.88\text{kN}$
- Poids de la poutre principale . $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 5.5 \times 0.45 \times 0.3 \times 25 = 18.56\text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 4.7 \times 0.4 \times 0.3 \times 25 = 14.10\text{kN}$

$$G=104.123 \text{ KN}$$

- Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage : $G_3 = 546.499\text{KN}$

La charge explantation $Q_4 = Q \times S = 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) + Q_0$
 $Q_4 = 111.236\text{KN}$

6) Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage

- Poids du plancher courant..... $G \times S = 12.325 \times 5.24 = 64.583\text{kN}$
- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.06 = 6.88\text{kN}$
- Poids de la poutre principale . $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 5.5 \times 0.45 \times 0.3 \times 25 = 18.56\text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 4.7 \times 0.4 \times 0.3 \times 25 = 14.10\text{kN}$

$$G=104.123 \text{ KN}$$

- Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage : **G₂ = 650.622KN**
 La charge explantation $Q_5 = Q \times S = 0.8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)+Q_0$
Q₅ = 124.84KN

7) Poids revenant au poteau du RDC

- Poids du plancher courant..... $G \times S = 12.325 \times 5.24 = 64.583 \text{ kN}$
 - Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.75 = 8.44 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre principale . $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 5.5 \times 0.45 \times 0.3 \times 25 = 18.56 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre secondaire..... $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 4.7 \times 0.4 \times 0.3 \times 25 = 14.10 \text{ kN}$
- G = 105.683 KN**

- Poids revenant au poteau du RDC: **G_{rdc} = 756.305KN**
 La charge explantation $Q_7 = Q \times S = 0.714(Q_1 + \dots + Q_7) + Q_0$
Q₇ = 147.425KN

8) Poids revenant au poteau de l'entre sol

- Poids du plancher courant..... $G \times S = 12.325 \times 5.24 = 64.583 \text{ kN}$
 - Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times 2.72 = 6.12 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre principale . $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 5.5 \times 0.45 \times 0.3 \times 25 = 18.56 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre secondaire..... $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 4.7 \times 0.4 \times 0.3 \times 25 = 14.10 \text{ kN}$
- G = 103.363 KN**

- Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage : **G_{es} = 859.668KN**
 La charge explantation $Q_8 = Q \times S = 0.6875(Q_1 + \dots + Q_8) + Q_0$
Q₈ = 159.052KN

9) Poids revenant au poteau du sous-sol

- Poids du plancher courant..... $G \times S = 12.325 \times 5.24 = 64.583 \text{ kN}$
 - Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times 2.72 = 6.12 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre principale . $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 5.5 \times 0.45 \times 0.3 \times 25 = 18.56 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre secondaire..... $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 4.7 \times 0.4 \times 0.3 \times 25 = 14.10 \text{ kN}$
- G = 103.363 KN**

- Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage : **G_{es} = 963.031KN**
 La charge explantation $Q_8 = Q \times S = 0.6875(Q_1 + \dots + Q_8) + Q_0$
Q₈ = 159.052KN

$$Br \geq \frac{B \times Nu}{\frac{fcb}{0.9} + \frac{As}{B} \times \epsilon}$$

B=1.2

$$Fcb = \frac{0.85 f_c 28}{\gamma} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{Mpa}$$

$$\epsilon = \frac{f_e}{\gamma} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{Mpa}$$

$$Nu = 1.35G + 1.5Q$$

$$0.066Nu < Br \text{ (suivant le BAEL91)}$$

Tableau 2.7. Les efforts dans les niveaux.

Niveaux	Ng(KN)	Nq(KN)	Nu(KN)	Br(mm ²)	a(cm)	b(cm)	choix	Observation
Toiture	117.56	16.005	182.714	12059.12	21.42	8.21	40*60	condition vérifiée
Terrasse	234.13	56.018	400.103	26406.80	21.42	15.63	40*60	condition vérifiée
4ème Etage	338.253	76.825	571.879	37744.01	21.42	21.44	40*60	condition vérifiée
3ème Etage	442.376	95.23	712.445	47021.37	21.42	26.21	40*60	condition vérifiée
2ème Etage	546.499	111.236	880.619	58120.85	21.42	31.93	40*60	condition vérifiée
1er Etage	650.622	124.84	1045.194	68982.80	21.42	37.50	40*60	condition vérifiée
RDC	756.305	136.045	1208.272	79745.95	26.04	35.17	40*60	condition vérifiée
Entre Sol	859.668	147.425	1364.619	90064.85	19.04	54.86	40*60	condition vérifiée
Sous sol	963.031	159.052	1521.229	100401.11	19.04	60.92	40*60	condition vérifiée

$$S = \left(\frac{a1+a2}{2}\right) \times \left(\frac{b1+b2}{2}\right)$$

$$S = 16.005 \text{m}^2$$

2.6 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 (séisme). Pour leur pré dimensionnement, nous avons basés sur les recommandations du **le RPA99 version 2003**. 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.

$$\text{Dans notre cas : } a_{\min} \geq \max \left\{ 15\text{cm} ; h_e / 20 \right\} \quad (\text{art : 7.7.1}) [1]$$

Avec : h_e : Hauteur d'étage.

a_{\min} : Epaisseur de voile

- Pour le Sous-sol et entre sol : $h_e = (2.72 - 0,45) = 2,27$ m.

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15\text{cm} ; 11.35\text{cm} \right\} \Rightarrow a_{\min} \geq 15 \text{ cm}$$

- Pour l'étage courant : $h_e = (3.06 - 0,45) = 2.61$ m.

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15\text{cm} ; 13.05\text{cm} \right\} \Rightarrow a_{\min} \geq 15 \text{ cm}$$

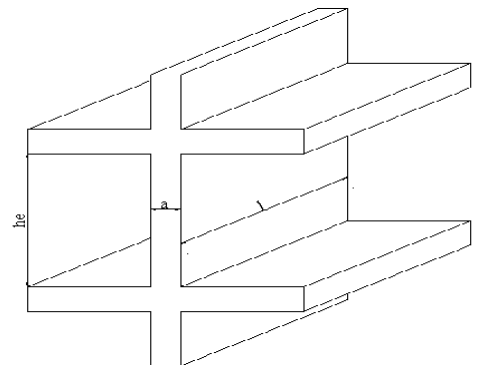
- Pour le RDC : $h_e = (3.75 - 0,45) = 3.3$ m.

Figure 2.5 : Schéma du voile

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15\text{cm} ; 16.5\text{cm} \right\}$$

$$a_{\min} \geq 16.5 \text{ cm}$$

On adopte pour $a = 20$ cm.



2.7. Conclusion :

poteaux	$b \times h = 40 \times 60 \text{cm}^2$
Poutres principales	$b \times h = 30 \times 45 \text{cm}^2$
Poutres secondaires	$b \times h = 30 \times 40 \text{cm}^2$
Voiles	$e = 20 \text{ cm}$
balcons	$e = 15 \text{ cm}$
Planchers corps creux	$e = 20 \text{ cm}$

CHAPITRE 3 :

**ETUDE
DYNAMIQUE EN ZONE
SISMIQUE**

3.1. Introduction

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

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **SAP2000 23.0.0** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

3.2. Etude sismique

3.2.1 Introduction

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

3.2.2. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

3.2.3.Méthode statique équivalente

3.2.3.1.Principe de la méthode

La méthode statique équivalente (ou méthode des forces de remplacement) consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Elle traite seulement le 1^{er} mode de vibration et elle néglige les autres modes.

a. Modélisation

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

b. Condition d'application de la méthode statique

b.1-Régularité en plan (article 3.5.1.a RPA)

- Le bâtiment présente sensiblement une symétrie orthogonale aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité et le centre de masses ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport (longueur/largeur).
- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.
- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des Contreventements verticaux pour être considéré comme indéformables dans leur plan. Pour cela la surface totale des ouvertures de plancher doit inférieure à 15% de celle de ce dernier.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :
 - Zone III :**
 - Groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m
 - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
 - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.
- La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone **III** de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m.

b.2-Régularité en élévation (article 3.5.1.b du RPA)

- Le système de contreventement ne doit pas compter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne transmet pas directement à la fondation.
- La raideur et la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement, sans changement brusque, de la base au sommet du bâtiment.

3.2.4 Méthode d'analyse modale spectrale

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

Méthode d'Analyse dynamique par accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les 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.

a. Principe :

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

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

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20 \text{ sec ... (4-14) [1]}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K la période du mode K.

b. Analyse spectrale :

➤ **Utilisation des spectres de réponse**

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \dots\dots\dots (4-13)$$

➤ Représentation graphique du spectre de réponse

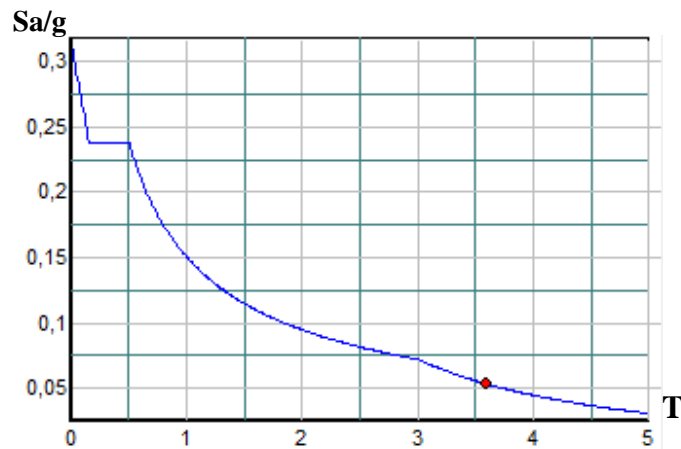


Figure 3.1 : Spectre de réponse.

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.

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

Q : Facteur de qualité.

c. Calcul de la force sismique totale RPA99 (Article 4.2.3)

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad [1]$$

Avec :

V : l'effort tranchant statique à la base du bâtiment.

A : coefficient d'accélération de zone ; Vu que l'ouvrage est courant est d'importance moyenne donc il a un groupe d'usage (2) et la zone III, donc : **$A = 0.25$**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction du site, du facteur de correction d'amortissement « η » et de la période fondamentale de la structure « T ».

Ce facteur classé selon quatre types de sol :

- Catégorie S1 « site rocheux »
- Catégorie S2 « site ferme »
- Catégorie S3 « site meuble »

Tableau 3.1. Classification du Site.

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂ (sec)	0.3	0.4	0.5	0.7

La structure à étudier est située dans un site meuble

(S3) Avec :

T₂ : période caractéristique associée à la catégorie du site est donné par le Tableau (4.7 du RPA)

Le sol du site de notre bâtiment est meuble (S3) On prend : T₂ = 0.5sec.

Le facteur D est par ailleurs donné sous forme graphique pour un amortissement $\xi=10\%$.

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

$\xi(\%)$: pourcentage d'amortissement critique; fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau 3.2. Valeur de $\xi(\%)$.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé /maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

On prend : $\xi = 10\%$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 6)} = 0.74 \geq 0.7$$

R : coefficient de comportement global de la structure donnée par le Tableau (4.3 du RPA), en fonction de système de contreventement.

Notre ouvrage est contreventé par des voiles porteurs (les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales donc on est dans le système 2). Dans cette structure **R=3.5**

Le facteur de qualité Q de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum^6 Pq \text{ RPA99/2003 (Formule 4.4)}$$

Sachant que :

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau (à noter que c'est la même dans les deux sens).

Tableau 3.3. Valeurs des pénalités Pq.

Critère q	Observée (Oui ou Non)	Pq
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05
2-Redondance en plan	Non	0.05
3-Régularité en plan	Oui	0
4-Régularité en élévation	Non	0.05
5-Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0
6-Contrôles de qualité d'exécution	Oui	0

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

$$Q = 1 + 0.15 \Rightarrow Q = 1.15$$

Poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids Wi, calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

WGi : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

WQi: charges d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. $\beta = 0.3$

Pour tous les étages de l'hôtel (salle de réunion et sport) RPA99

D'après le SAP2000 (23.0.0) le poids de la structure est : $W=30994.27\text{KN}$.

3.2.5. Estimation De La Période Fondamentale De La Structure

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

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

1^{ere} formule

On peut aussi calculer T par la formule empirique suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \text{ (Formule 4.6 du RPA)}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$h_N = 22.61 \text{ m}$$

CT : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le Tableau (4.6 du RPA).

$$C_T = 0.05 \Rightarrow T = 0.05 (22.61)^{3/4} = 0.518 \text{ s}$$

2^{ème} formule

Pour les systèmes de contreventement assurés par :

- Des portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.
- Des voiles en partie ou dans sa totalité, des palées triangulées et des murs de maçonnerie.

$$T = 0.09 \frac{H_n}{\sqrt{L}} \text{ (Formule 4.7 du RPA)}$$

Avec :

L : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

H_n : la hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n).

a) Sens longitudinale

D'où ; L_x = 19.60m donc :
$$T_x = 0.09 \frac{22.61}{\sqrt{19.60}} = 0.459 \text{ S}$$

b) Sens transversal

D'où ; L_y = 19.35m donc
$$T_y = 0.09 \frac{22.61}{\sqrt{19.35}} = 0.462 \text{ S}$$

Donc :

$$T_x = \min (0.518 \text{ sec} ; 0.459 \text{ sec}) = 0.459 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (0.518 \text{ sec} ; 0.462 \text{ sec}) = 0.462 \text{ sec}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_{x,st} = 1.3 \times 0.518 = 0.674 \text{ sec} \\ T_{y,st} = 1.3 \times 0.518 = 0.674 \text{ sec} \end{array} \right.$$

Calcul de Facteur d'amplification D :

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 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7 de RPA99/version 2003.**

Catégorie S₃ ➔ site meuble
$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0,15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0,50 \text{ sec.} \end{array} \right.$$

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s . \end{cases} \quad [1]$$

Donc le facteur d'amplification dynamique moyens DX et DY, respectivement pour le sens :

-longitudinal et transversal comme suit :

a) Sens longitudinal

On a : $0 \leq T \leq T_2 \Leftrightarrow 0 \leq 0.459 \leq 0.5$ s

$$\Rightarrow D_x = 2,5 \eta$$

$$\Rightarrow D_x = 2.35$$

b) Sens transversal

On a : $0 \leq T \leq T_2 \Leftrightarrow 0 \leq 0.462 \leq 0.5$ s

$$\Rightarrow D_y = 2,5 \eta$$

$$\Rightarrow D_y = 2.35$$

✓ **Calcul de La force sismique totale**

a) Sens Longitudinal

$$V_{st.x} = \frac{0.25 \times 2.35 \times 1.15 \times 30994.27}{3.5} = 5983 \text{ KN} \rightarrow V_x = 598.30 \text{ t}$$

b) Sens Transversal

$$V_{st.y} = \frac{0.25 \times 2.35 \times 1.15 \times 30994.27}{3.5} = 5983 \text{ KN} \rightarrow V_y = 598.30 \text{ t}$$

✓ **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur**

En utilisant le programme SAP2000 on a :

$$V_{dx} = \sum F_i = 4889,26 \text{ KN.}$$

$$V_{dy} = \sum F_i = 5270,65 \text{ KN.}$$

Méthode dynamique modale spectrale :

L'étude dynamique consiste à déterminer les caractéristiques de vibration, qui peuvent se développer dans une construction donnée, en vue de l'estimation de la charge sismique de Calcul la plus défavorable.

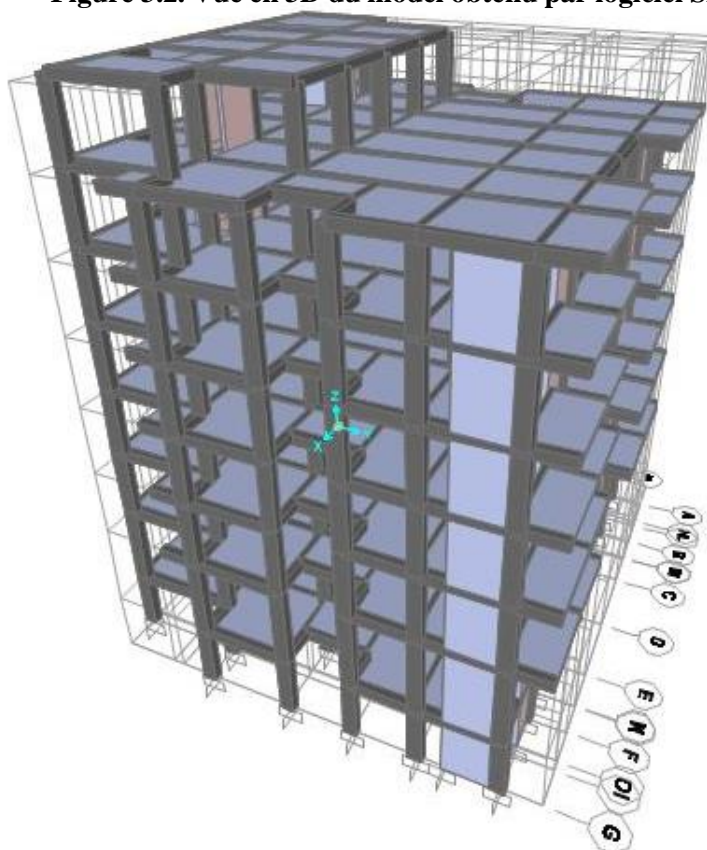
a. Principe :

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

b. Disposition des voiles :

Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000

Figure 3.2. Vue en 3D du model obtenu par logiciel SAP2000



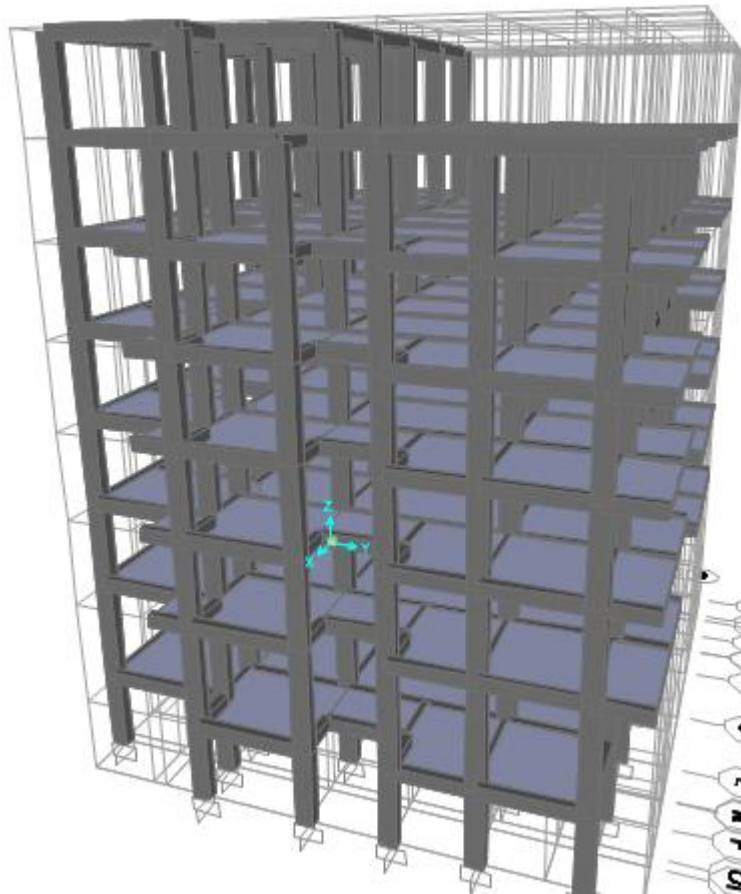


Figure 3.3. Vue en 3d model sans voiles par logiciel sap2000

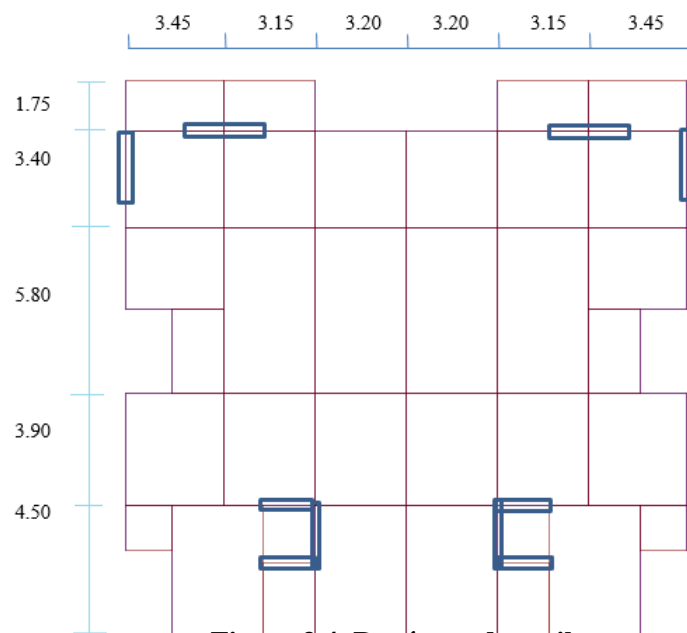


Figure 3.4. Repérage des voiles

3.2.6. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

Pour une structure modélisée en tridimensionnel et ne présentant pas des problèmes de torsion, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions doit être tel que (Article 4.3.4 des RPA99/Version2003):

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit supérieure ou égale à 90% de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérer.

Modes et Périodes de vibration et taux de participation massique

Tableau 3.4. Modes et Périodes de vibration et taux de participation massique (plan régulier)

Modes	Périodes (sec)	Masses modale		Masses Cumulées	
		U _x	U _y	U _x	U _y
Mode 1	0.599	0.704	0.000	0,704	0.000
Mode 2	0.594	0.000	0,762	0,704	0,762
Mode 3	0.530	0,067	0.000	0,769	0,762
Mode 4	0.175	0,103	0.000	0,872	0,762
Mode 5	0.174	0.000	0,122	0,872	0,884
Mode 6	0.156	0,009518	0,000	0,883	0,884
Mode 7	0.087	0,000	0,039	0,883	0,923
Mode 8	0.086	0,038	0,000	0,921	0,923
Mode 9	0.082	0,00131	0,000	0,922	0,923
Mode 10	0.073	0,000	0,00059	0,922	0,924

Vérification de la période :

D'après l'article 4.2.4. Du RPA 99/ VERSION 2003 les valeurs de T calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépassés celles estimés à partir des formules empiriques de 30%

$T_{numérique} \leq 1.3 T_{empirique}$

$0.599 \leq 1.3 \times 0.518$

$0.599sec \leq 0.67sec \dots\dots\dots condition vérifiée$

3.2.6.1. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA/2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaisons des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

$$V_{dx} \geq 0.8V_{st} \Rightarrow 4889.26 \text{ KN} \geq 4786.39 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$V_{dy} \geq 0.8V_{st} \Rightarrow 5270.65 \text{ KN} \geq 4786.39 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

3.2.6.2. Vérification des déplacements

Selon le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage Δ_k par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Sachant que

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA(Art4.43)

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion) R : coefficient de comportement ($R = 3.5$).

$$\Delta_{adm} = 1\% h = 0.01 \times 3.06 = 0.0306 \text{ m.}$$

$$= 0.01 \times 3.74 = 0.0374 \text{ m.}$$

$$= 0.01 \times 2.72 = 0.0272 \text{ m.}$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 3.5. Déplacements

Niveau	δ_{eK}		R	$\delta_k = R\delta_{eK}$		$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$		h_j (m)	0,01 h_j (cm)
	δ_x (cm)	δ_y (cm)		R	$R \delta_x$	$R \delta_y$	Δ_x (cm)		
toiture	3.35	2.95	3.5	11.73	10.33	0.98	0.74	3.06	3.06
terrasse	3.07	2.74	3.5	10.75	9.59	1.26	1.12	3.06	3.06
5	2.71	2.42	3.5	9.49	8.47	1.33	1.30	3.06	3.06
4	2.33	2.05	3.5	8.16	7.18	1.86	1.54	3.06	3.06
3	1.80	1.61	3.5	6.30	5.64	1.89	1.86	3.06	3.06
2	1.26	1.08	3.5	4.41	3.78	1.93	1.89	3.06	3.06
1	0.71	0.54	3.5	2.49	1.89	1.75	1.26	3.06	3.06
RDC	0.21	0.18	3.5	0.74	0.63	0.74	0.63	3.74	3.74
entresol	0	0	3.5	0	0	0	0	2.72	2.72

Tous les déplacements relatifs sont inférieurs à Δ_{adm} ($\Delta_{ki} \leq \Delta_{adm}$). Condition vérifié dans tous les niveaux.

3.2.6.3. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ: [RPA (5.9)]

Les effets de deuxième ordre (ou P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite a tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{Pk \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau (k).

Δ_K : Déplacement relatif du niveau(k) par rapport au niveau (k-1).

h_K : Hauteur de l'étage (k).

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau(K).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (WGi + \beta WQi)$$

- Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$ les effets (P-Δ) peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $(1 / (1 - \theta_k))$
- Si $\theta_k > 0.2$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

D'après les résultats obtenus dans le tableau, les effets (P- Δ) peuvent être négligés lorsque $\theta_k < 0.1$

- Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 3.6. Vérification a L'effet P- Δ

Niveau	h _{k(m)}	P _{k(KN)}	Sens(x-x)			Sens(y-y)		
			ΔK(cm)	V _{K(KN)}	θ _k	ΔK(cm)	V _{K(KN)}	θ _k
entresol	2.72	30871.88	0.74	4729,08	0.004	0.63	5210,50	0.003
RDC	3.74	26961.67	1.75	4684,40	0.011	1.26	5099,09	0.008
1 ^{ère} étage	3.06	22605.02	1.93	4408,84	0.017	1.89	4788,64	0.010
2 ^{ème} étage	3.06	18519.31	1.89	3802,05	0.021	1.86	4234,38	0.015
3 ^{ème} étage	3.06	14373.41	1.86	3356,81	0.027	1.54	3719,13	0.020
4 ^{ème} étage	3.06	10339.34	1.33	2632.88	0.028	1.30	3027,29	0.020
5 ^{ème} étage	3.06	6115.51	1.26	1902,11	0.028	1.12	2319,92	0.021
terrasse	3.06	1648.26	0.98	1108.03	0.014	0.74	1562,72	0.011

3.2.6.4. Vérification de l'effort normal réduit

Pour éviter la rupture fragile de la section de béton on doit vérifier la formule suivante :

$$N = \frac{N_d}{B_c \cdot F_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

N_d : l'effort normal maximal

B_c : l'aire de section brute

F_{c28} : la résistance caractéristique du béton

N_d : G+Q ±E

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 3.7. Résultats des efforts normaux réduits

Niveau	Section	N(KN)	FC28(MPa)	Nrd	Vérification
Tous les étages	60X40	1807.26	25	0.30	C.V

3.2.6.5. Vérification des conditions du facteur de comportement R

❖ Justification des voiles sous charges verticales

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 34381.79$ kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 8012,01$ kN.

$P_{voiles} / P_{Tot} = 23,30 \% > 20\%$.

Alors les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

3.2.6.6. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons satisfait toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

CHAPITRE 4 :

**FERRAILLAGE DES ELEMENTS
PRINCIPAUX**

4.1. Introduction

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ses éléments principaux. Cependant ces derniers doivent être étudiés conformément à la réglementation pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations. Dans ce chapitre on étudie le ferrailage des éléments résistants qui devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA 93 et RPA 99 version 2003.

4.2. Définition

- Poteaux : Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis des poutres permettant de transmettre les charges de la superstructure aux fondations, ils sont sollicités à la flexion composée.
- Poutres : Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux Poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

4.3 Combinaison des charges :

Les combinaisons de charges que nous allons les utiliser pour le calcul de ferrailage dans les éléments porteurs de la structure sont de deux natures distinctes :

Combinaisons BAEL :

Selon les règles CBA93 et BAEL91 mod.99, et combinant les charges verticales permanentes et d'exploitations comme suit :

$$\left[\begin{array}{l} \text{a L'ELU : } 1.35G+1.5Q \\ \text{a L'ELS : } G+Q \end{array} \right.$$

Combinaisons RPA :

Correspondent à la situation accidentelle de la structure, ces combinaisons sont prescrites par le règlement parasismique algérien RPA99v2003 par la voie de l'article 5.2 comme suit :

$$\left[\begin{array}{l} G+ Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

- La combinaison $(1.35G+1.5Q)$ nous permet de déterminer le moment maximal en travée.
- La combinaison $(G+Q \pm E)$ dont le moment négative maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur en nouveau des appuis.
- La combinaison $(0.8G \pm E)$ nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra donc le cas où $M > 0$ de déterminer le ferrailage au nouveau des appuis.

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation non pondérées.

E : Action du séisme représentée par des composantes horizontales

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel SAP2000.

4.4 Ferrailage des poteaux

4.4.a. Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau 4.1: Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	500	435
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	500	500

4.4.b. Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

1. Selon CBA 93 :

Situation durable : **ELU** : $1,35G+1,5Q$

ELS : $G+Q$

2. Selon RPA 99 :

Situation accidentelle : $G+Q+E$

$0,8G\pm E$

A partir de ces combinaisons, nous distinguons les cas suivants :

- 1- Effort normal maximal de traction et le moment correspondant (N^{\max} , M^{corr}).
- 2- Le moment maximum et l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr}).
- 3- Effort normal minimal et le moment correspondant (N^{\min} , M^{corr}).

4.4.c. Recommandation selon RPA99 version 2003

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

$$* 0,9\% < \frac{A_s}{B} < 3\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

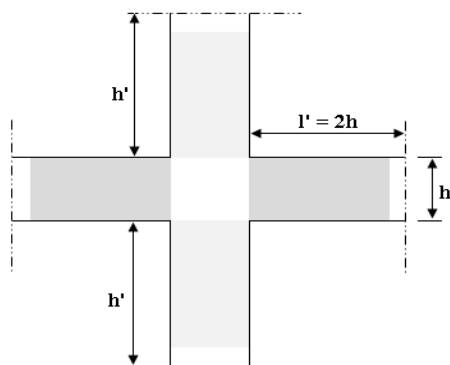
$$* 0,9\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.
- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :



$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

h_e : la hauteur d'étage.

Figure 4.1 : Zone nodale.

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons

N.B : nous utilisons Le logiciel de SOCOTEC pour le ferrailage des sections.

4.4.1. Situation durable

- Combinaison : **1,35G+1,5Q**

$(N^{\max}, M^{\text{corr}}), (M^{\max}, N^{\text{corr}})$:

Niveau	Section	ELU 1,35 G+1,5Q				
		[cm ²]	N^{\max}	M^{corr}	M^{\max}	N^{corr}
			[kN]	[kN.m]	[kN.m]	[kN]
Tous les niveaux	60x40	-1541.8	-9.46	54.26	-205.2	

Tableau 4.2. Efforts internes à l'ELU (Situation durable).

4.4.2. Situation accidentelle

- Combinaison : **G+Q+E , 0,8G+E**

$(N^{\max}, M^{\text{corr}}), (M^{\max}, N^{\text{corr}}), (N^{\min}, M^{\text{corr}})$:

Niveau	Section	RPA ELA								
		[cm ²]	N^{\max}	M^{corr}	M^{\max}	N^{corr}	M^{\max}	N^{corr}	N^{\min}	M^{corr}
			kN	kN.m	kN.m	kN	kN.m	kN	kN	kN.m
Tous les niveaux	60x40	1183.75	75.18	152.4	7.189	178.36	61.015	0.11	12.11	

Tableau 4.3. Efforts internes (Situation accidentelle).

❖ Armatures minimales :

➤ Condition imposée par le RPA99/V2003 :

$A_{\max} = 4\% (b.h) = 0,04 \times 40 \times 60 = 96 \text{ cm}^2$ en zone courante
 $A_{\max} = 6\% (b.h) = 0,06 \times 40 \times 60 = 144 \text{ cm}^2$ en zone de recouvrement

- **Choix des armatures :**

$A_{s'} = 29.94 \text{ cm}^2$

D'après le tableau des sections : A_{st} choisie = **10T16 + 4T20 = 32,66cm²**.

– Vérification à l'état limite de service :

$$N_{max} = -1122.21 \text{ KN}$$

$$M_{corr} = -6.8672 \text{ KN.m}$$

$e = M/N = -6.8672 / -1122.21 = 0.006 \text{ cm} < h/12 = 5 \text{ cm} \Rightarrow$ [Compression centrée, donc le calcul à l'E.L.S n'est pas nécessaire]

– Vérification de l'effort tranchant :

D'après le fichier de résultats SAP2000 :

$$T_{max} = 328.231 \text{ KN}$$

$$\tau_u = [\text{BAEL91r99 /art-A.5.1,1}]$$

$$\tau_u = 1.47 \text{ Mpa} \leq \tau_u = 3,75 \text{ Mpa}$$

=Min (Fissuration très préjudiciable).

\Rightarrow Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

❖ Espacement des armatures transversales :

• D'après les règles RPA 99/V2003 : (zone III)

Zone nodale : $S \leq 10 \text{ cm}$ $S \leq 10$ $S = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S \leq \min(b/2 ; h/2 ; 10\phi) = 14$ $S = 15 \text{ cm}$

Longueur de recouvrement : $L > 50 \phi = 50 \times 1.6 = 80 \text{ cm}$ $L = 80 \text{ cm}$

Longueur de recouvrement : $L > 50 \phi = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}$ $L = 100 \text{ cm}$

4.4.3. Schéma de ferrailage

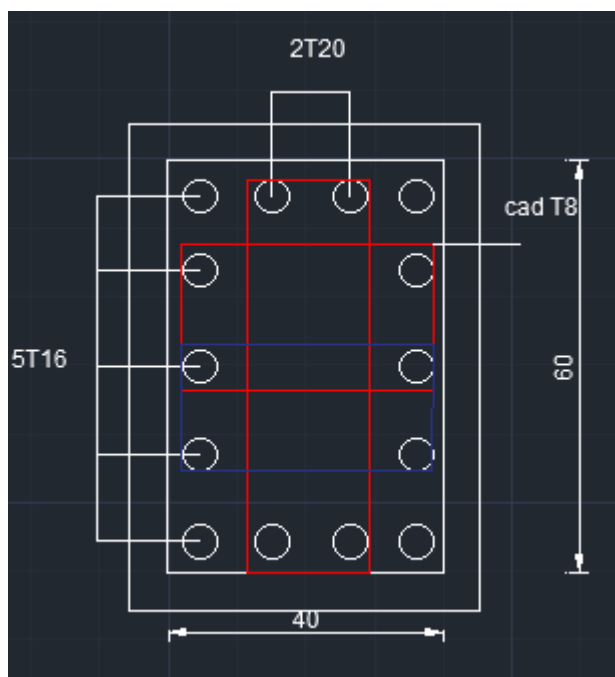


Figure 4.2 Ferrailage d'un poteau 40x60cm.

4.5 Ferrailage des poutres

4.5.a. Introduction :

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifié à l'état limite de service (ELS) en considérant la fissuration comme étant peu nuisible. Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présentées par le RPA99 V03 et le BAEL 91. Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage on doit respecter le pourcentage minimal des armatures imposé par le RPA99 en zone III.

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales : (30×45) cm².
- Poutres secondaires : (30×40) cm².

4.5.b. Combinaisons :

Les poutres sont calculées sous les deux situations suivantes :

- Situation durable selon BAEL $(1.35G+1.5Q)$: pour déterminer le moment Max entravée.
- Situation accidentelle selon le RPA99V2003 $(G+Q \pm Ey)$:
- Pour déterminer respectivement le moment maximum négatif et positif, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

4.5.c Ferrailage réglementaire

a) Recommandation du R.P.A99 (version 2003) [ART 7.5.2.1]

❖ Armature longitudinale :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section,

Donc :

- Armature minimale : 0,5% B
- Armatures maximales { 4% B en zone courante / 6% B en zone de recouvrement
- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

Avec B : est la section de la poutre

❖ **Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par $A_{t \min} = 0,003 \times S \times b$ RPA99/V2003 [ART 7.5.2.2].

Avec :

b est la largeur de la section.

S est l'espacement des armatures transversales.

- L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires $S = \min(h/4 ; 30\text{cm})$
- En dehors de la zone nodale : $S = h/2$

➤ **Règlement BAEL.91 : [BAEL91r99 /art-A.4.1,1]**

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est $A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \Rightarrow$ Pour les armatures tendues (BAEL91)

b) Vérification vis-à-vis de l'ELS

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous, puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification
- Fissuration préjudiciable :
- Fissuration très

préjudiciable : Ou : $\eta = 1.60$ pour les aciers à HA

Dans notre cas la fissuration est considérée très préjudiciable. On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 200\text{MPa} \end{cases}$$

Tableau 4.4. Récapitulatif des moments fléchissants et efforts tranchants.

Combinaisons Types	Etat limite ultime [E.L.U]		Etat limite service [E.L.S]		Situation accidentelle		Efforts Tranchants
	M _t [KN.m]	M _a [KN.m]	M _t [KN.m]	M _a [KN.m]	M _t [KN.m]	M _a [KN.m]	
Moments							T [KN]
Poutre Principales	36.42	-77.61	26.26	-56.36	164.27	-162.48	311.58
Poutre Secondaires	20.45	-44.47	14.87	-32.24	145.05	-140.40	228.72

❖ **Armatures longitudinales :**

- **Conditions imposées par le RPA99/V2003 :**

- Poutre principale : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

➤ **Conditions imposées par le BAEL.91 :**

$h=45\text{cm}; b=30\text{cm}; d= 0,9 \times h = 0,9 \times 45 = 40,5\text{cm}$

Poutre principale : $A_{min} = 0,23 \times 30 \times 40.5 \times 2,1/500 = 1,17\text{cm}^2$

$h=40\text{cm}; b=30\text{cm}; d= 0,9 \times h = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$

- Poutre secondaire : $A_{min} = 0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1/500 = 1,04 \text{ cm}^2$

• **Exemple de calcul :**

4.5.1) Les Poutres principales

a) **En travée**

❖ **Situations durables et transitoire :**

(A calculé à l'aide du logiciel SOCOTEC)

Etat limite ultime (E.L.U) : $M_{tu} = 36.42 \text{ KN.m}$

❖ **Détermination des armatures :**

$A = 2.13 \text{ cm}^2$

$A_s = \max (A_{cal} ; A_{min}) = 6.75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- **Vérification Etat limite service (ELS) :** $M_{ts} = 26.26 \text{ KN.m}$
- Flexion simple
- Section rectangulaire $\Rightarrow \sigma_b = 5.6 \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$
Acier FeE500

Avec : $\gamma = 1.39$

❖ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \sigma_b = 15 \text{ Mpa}$
- Fissuration nuisible

\Rightarrow [Les armatures calculées à ELU seront maintenues. (Aucune vérification pour σ_s)]

❖ **Situations accidentelles :**

$M_{tacc} = 164.27 \text{ KN.m}$

❖ **Détermination des armatures :**

$A = 9.05 \text{ cm}^2$

$A_s = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_{acc}) = 9.05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

❖ **Choix des armatures :**

6T14 ----- $A = 9.24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

b) En appuis

❖ **Situations durables et transitoire :**

(A_s calculé à l'aide du logiciel SOCOTEC)

Etat limite ultime (E.L.U) : $M_{au} = -77.61 \text{ KN.m}$

❖ **Détermination des armatures :**

$A = 4.69 \text{ cm}^2$

$A_s = \max (A_{cal} ; A_{min}) = 6.75 \text{ cm}^2$

– **Vérification Etat limite service (ELS) :** $M_{as} = -56.36 \text{ KN.m}$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire $\Rightarrow \sigma_b = 8.82 \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$
- Acier FeE500

Avec : $\gamma = 1.38$

❖ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \sigma_b = 15 \text{ Mpa}$
- Fissuration très nuisible

\Rightarrow [Les armatures calculées à ELU seront maintenues. (Aucune vérification pour σ_s)]

❖ **Situations accidentelles :**

$M_{aacc} = -162.48 \text{ KN.m}$

❖ **Détermination des armatures :**

$A_{acc} = 8.94 \text{ cm}^2$

$A_s = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_{acc}) = 8.94 \text{ cm}^2$

❖ **Choix des armatures :**

6T14 ----- $A = 9.24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

c) Vérification des armatures transversales :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \tau_u$

$\tau_{u_m} = 2.70 \text{ Mpa} \leq \tau_u = 3,75 \text{ Mpa}$

Avec : $\tau_{u_m} = T/b \times d = 2.56 \text{ Mpa}$

$\tau_u = \min (0.15f_{c28} ; 4) = 3,75 \text{ Mpa}$

❖ **Section et écartement des armatures transversales :**

➤ Diamètre des armatures transversales :

$\phi_t \geq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_L \right)$ [BAEL91r99 /art-A.5.1,22]

Avec :

- h : hauteur totale de la poutre.
- ϕ_L : diamètre maximal des armatures longitudinales.
- b_0 : largeur de la poutre.

$\phi_t \geq \min \left(\frac{45,30}{35} ; 14 \right) = 1.29 \text{ cm}$

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

Choix : 4T8..... $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

❖ **Espacement des armatures transversales :**

$St \leq \min(0,9d ; 40$
 cm) $St \leq \min(36.45 ;$
 40 cm).

$St \leq 36.45$ cm donc **St = 35 cm.**

❖ **Selon (R.P.A.99version2003) :**

-Zone Nodale : $St \leq \min(h/4 ; 30$ cm) donc $St \leq 11,25$ alors $St = 10$ cm.

-Zone Courante : $St \leq h/2$ donc $St \leq 45/2 = 22,5$ alors $St = 20$ cm

4.5.2) Poutres secondaires

❖ **Armatures longitudinales :**

On a

- $As=9.13$ cm²/ (en travée)
- $As=8.80$ cm²/ (en appuis)

(As calculé à l'aide du logiciel SOCOTEC)

❖ **Choix des armatures :**

- 6T14AS=9.24 cm²/ ml (en travée)
- 6T14AS=9.24 cm²/ ml (en appuis)

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_{um} = 2.59 \text{ Mpa} \leq \tau_u = 3,75 \text{ Mpa}$$

❖ **Armatures transversales :**

- **Choix : 4T8..... At=2,01 cm²**

❖ **Selon (R.P.A.99version2003) :**

-Zone Nodale..... St = 10 cm.

-Zone Courante..... St = 15 cm

Vérification de la flèche :

$$f_{max} \leq f$$

$$* f_{max} \leq \frac{L}{1000} \quad \text{si : la portée L est au plus égale à 5 m.}$$

$$* f_{max} \leq \frac{L}{1000} + 0.5 \quad \text{si : la portée L est supérieure à 5 m}$$

Dans le cas de poutre isostatique avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale

est donnée par :

$$f_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

Avec :

- f_{\max} : Flèche maximale de la poutre.
- L : portée de la poutre
- h : hauteur de la section de la poutre.
- q : charge uniformément répartie déterminé à l'ELS
- E : module d'élasticité différée du béton.
- I : moment d'inertie de la section $I = bh^3 / 12$

a) **Poutres principales (30*45)** : L = 5.2m

$$M_{\text{ser}} = \frac{ql^2}{8} \quad \longrightarrow \quad f_{\max} = \frac{M_{\text{ser}} \cdot l^2}{10EI}$$

$$f_{\max} \leq \frac{L}{1000} + 0.5$$

$$E = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818.87 \text{ Mpa.}$$

$$I = 2.28 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

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

$$M_{\text{ser}} = 26.26 \text{ KN.m}$$

Vérification de la rigidité :

$$f_{\max} = \frac{26.26 \times 10^6 \times 5200^2}{2.28 \times 10^9 \times 10 \times 10818.87} = 2.878 \text{ mm} \leq \frac{L}{1000} + 0.5 = 10.2 \text{ mm}$$

b) **Poutres secondaires (30*40)** : L = 4.60 m

$$E = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818.87 \text{ Mpa.}$$

$$I = 1.60 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

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

$$M_{\text{ser}} = 14.87 \text{ KN.m}$$

Vérification de la rigidité : $f_{c28} = 25 \text{ mpa}$

$$f_{\max} = \frac{14.87 \times 10^6 \times 4600^2}{1.60 \times 10^9 \times 10 \times 10818.87} = 1.817 \text{ mm} \leq \frac{L}{1000} = 4.60 \text{ mm}$$

❖ **Conclusion :**

$f_{\max} \leq f$ donc la flèche est vérifiée pour les poutres principales et secondaires .

4.5.3) Schéma de ferrailage :

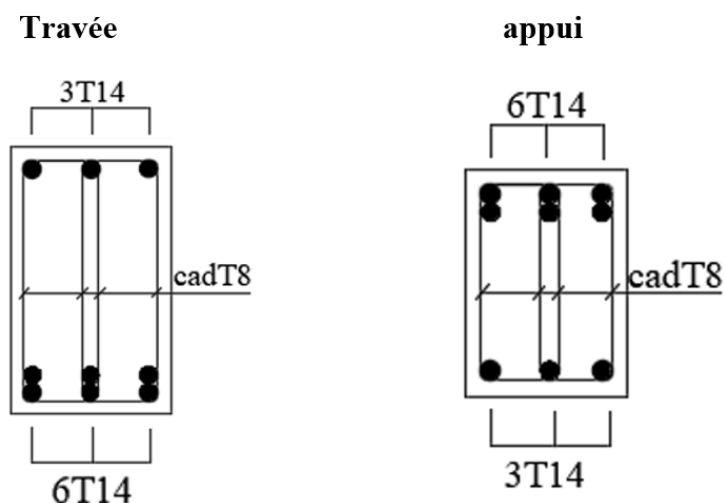


Figure 4.3. Ferrailage des poutres principales

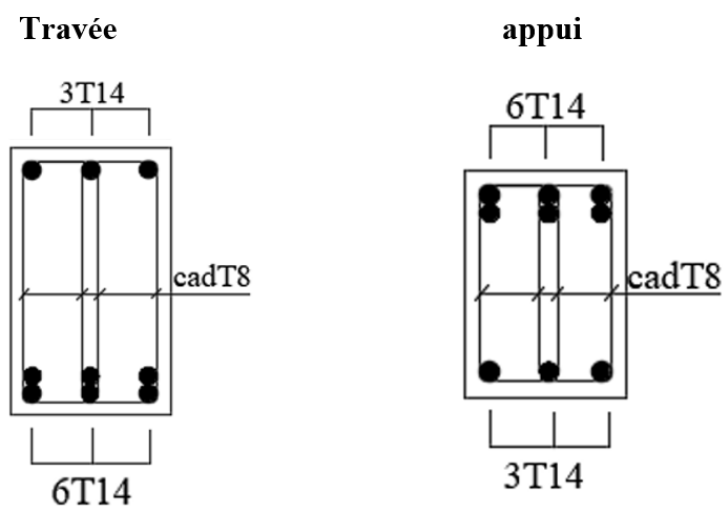


Figure 4.4. Coupe longitudinale des poutres secondaires.

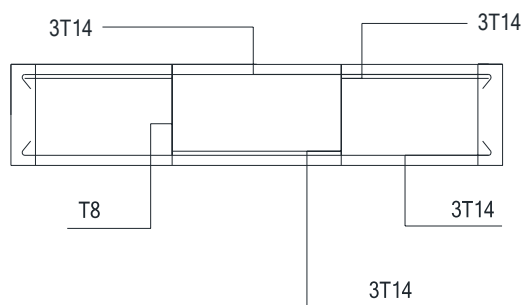


Figure 4.5. Coupe longitudinale des poutres principales.

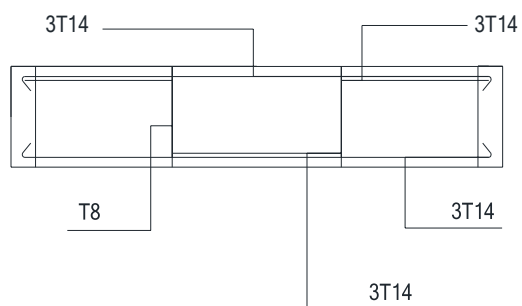


Figure 4.6. Coupe longitudinale des poutres secondaires.

4.6. Ferrailage des voiles :

1) Généralités :

Les voiles et les murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée. Auxquels on réservera le nom de murs.
- En béton armé ou non armé et appelés voiles.

Nous utilisons aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

Nous allons traiter l'étude des voiles par la méthode des contraintes :

Pour le ferrailage des trumeaux, le calcul et la disposition des aciers verticaux et les aciers horizontaux est conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base.

4.6.1 Ferrailage Vertical

Le ferrailage vertical sera disposé de tel sort qu'il prendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA99 décrites ci -dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie de voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $l=10$ de la largeur de voile, cet espacement doit être au plus égale à 15cm (le ferrailage vertical doit être disposé symétriquement en raison de chargement en termes de moment).
- Le pourcentage minimum d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile égale à : 0,15% ;
 - En zone courante égale à : 0,10% ;

4.6.2 Ferrailage Horizontal

Les armatures horizontales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendré par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochet 135° ayant une largeur de 10Φ .

Règles Communes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doivent être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - $St \leq 1,5a$
 - $St \leq 30 \text{ cm}$

Avec a : l'épaisseur de voile.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins par quatre épingles au m^2 , dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

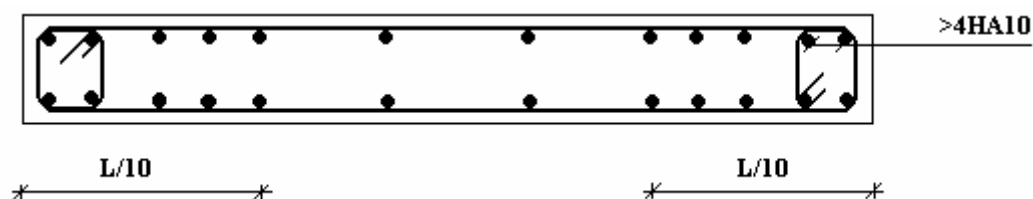


Figure 4.7 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

➤ **Remarque :**

La méthode utilisée pour l'étude des voiles est la méthode des contraintes.

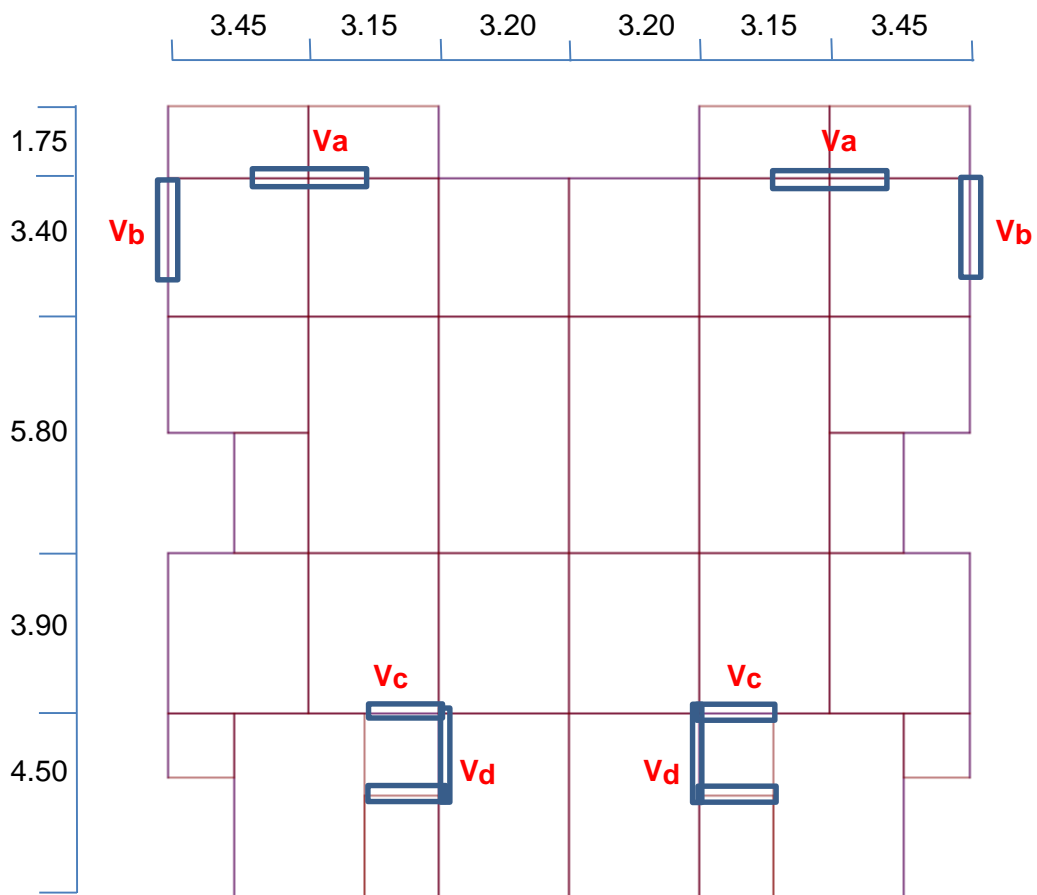


Figure 4.8 : Repérage des voiles

4.6.3 Exemple de calcul

: a) Voile (H=2.72m ;

L=1.4m)

• **Armatures de traction**

nous pourrions décomposer la zone tendue en bande dont la longueur l^i est telle que :

$$l^i = \frac{L}{4} = 0,35m$$

Bande	1	2	3	4
La longueur de bande l^i (m)	0,35	0,35	0,35	0,35
Dimensions (m ²) ($a \cdot l^i$) = S_j	0,070	0,070	0,070	0,070
Contrainte moyenne par bande σ_j (MPa)	7,83	5,54	3,18	1,18
Force de traction F_t (MN) = $\sigma_j S_j$	0,548	0,388	0,223	0,083
Section d'acier (cm ²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle $\gamma_s = 1$)	10,96	7,75	4,45	1,65
Aciers minimaux (cm ²)				
1. Selon BAEL: 0,1% $S_{\text{béton}}$	0,70	0,70	0,70	0,70
2. Selon RPA99: 0,2 % $S_{\text{béton}}$	1.40	1.40	1.40	1,40
τ (MPa)	/	/	/	1.50
Choix	2x5T12	2x5T10	2x3T10	2x5T12
$A_{\text{vadopté}}$ (cm ²)	11,30	7,85	4,71	11,30
S_i : espacement (cm)	7	12	12	7

Tableau.4.5: Calcul des armatures verticales de l'exemple (Va)

Aciers horizontaux :

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8} \quad S_{t \max} = 300 \text{ mm.}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$\tau_u = S_{12}$ Est donnée par les résultats du logiciel **sap2000**

$$A_{h1} = \frac{1,4 (1,50) (200) (300)}{(0,8) (500) (0,8)} = 3,94 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; \quad A_v = \{\text{section d'acier vertical de la bande la plus armé}\}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (11,30) = 7,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) \cdot a \cdot l = \frac{0,15}{100} (20)(35) = 1,05 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 7,53 \text{ cm}^2$$

Soit : 2x5T10= 7,85cm²

Avec : $S_t = 30 \text{ cm} < S_{t \min} = 30 \text{ cm}$ Vérifiée.

Les résultats de ferrailage des voiles sont regroupés dans les tableaux suivants :

VOILE (a) :

Aciers verticaux :

Tableau 4.6 : Calcul des armatures du voile (Va)

Hauteur (m)	bande	L _i (m)	S _i (m ²)	σ _j (MPa)	F _t (MN)	A _s (cm ²)	T _u (MPa)	Le choix	A _v adopté (cm ²)	S _t (cm)
0-2.72	1	0,35	0,070	7,83	0,548	10,96	1,50	2x5T12	11,30	7
	2	0,35	0,070	5,54	0,388	7,75	1,50	2x5T10	7,85	14
	3	0,35	0,070	3,18	0,223	4,45	1,50	2x3T10	4,71	14
	4	0,35	0,070	1,18	0,083	1,65	1,50	2x5T12	11,30	7
Les autres niveaux	1	0,35	0,070	6,20	0,434	8,68	1,44	2x4T12	9,04	7
	2	0,35	0,070	3,80	0,266	5,32	1,44	2x4T10	6,28	14
	3	0,35	0,070	2,07	0,145	2,89	1,44	2x2T10	3,14	14
	4	0,35	0,070	1,20	0,084	1,68	1,44	2x4T12	9,04	7

Aciers horizontaux :

Tableau 4.7 : Calcul des aciers horizontaux du voile (Va)

Voile	Niveaux	T_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
V(a)	0-2.72 (ENTRESOL)	1.50	3.94	7.53	1.05	7.53	2x5T10	7.85	30
	LES AUTRES NIVEAUX	1.44	3.78	6.03	1.05	6.03	2x4T10	6.28	30

VOILE (b) : (L=1.80m)

Aciers verticaux :

Tableau 4.8 : Calcul des armatures du voile (Vb)

Hauteur (m)	bande	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	T_u (MPa)	Le choix	$A_{Vadopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
0-2.72	1	0,45	0,090	11.90	1.070	21.42	1.67	2x7T14	21.54	7
	2	0,45	0,090	5.00	0,450	9.00	1.67	2x3T14	9.23	15
	3	0,45	0,090	3,03	0,273	5,45	1.67	2x2T14	6.15	15
	4	0,45	0,090	7.73	0,696	13.91	1.67	2x7T14	21.54	7
Les autres niveaux	1	0,45	0,090	6,47	0,582	11.65	1,49	2x4T14	12.31	6
	2	0,45	0,090	3,15	0,284	5,67	1,49	2x4T10	6,28	12
	3	0,45	0,090	1.68	0,151	3.02	1,49	2x2T10	3.14	12
	4	0,45	0,090	4.79	0,431	8.62	1,49	2x4T14	12.31	6

Aciers horizontaux :

Tableau 4.9 : Calcul des aciers horizontaux du voile (Vb)

Voile	Niveaux	T_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
V(b)	0-2.72 (ENTRESOL)	1.67	4.38	14.36	1.35	14.36	2x5T14	15.39	30
	LES AUTRES NIVEAUX	1.49	3.91	8.21	1.35	8.21	2x3T14	9.23	30

VOILE (c) : (L=1.80m)

Aciers verticaux :

Tableau 4.10 : Calcul des armatures du voile (Vc)

Hauteur (m)	bande	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	T_u (MPa)	Le choix	$A_{V\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
0-2.72	1	0,45	0,090	10.89	0,980	19.60	1.77	2x7T14	21.54	7
	2	0,45	0,090	4.59	0,413	8.26	1.77	2x3T14	9.23	15
	3	0,45	0,090	2.36	0,212	4,25	1.77	2x2T14	6.15	15
	4	0,45	0,090	3.04	0,274	5.47	1.77	2x7T14	21.54	7
Les autres niveaux	1	0,45	0,090	6,18	0,556	11.12	1.77	2x5T12	11.30	9
	2	0,45	0,090	1.94	0,175	3.49	1.77	2x3T10	4.71	14
	3	0,45	0,090	1.38	0,124	2,84	1.77	2x2T10	3.14	14
	4	0,45	0,090	2.50	0,225	4.50	1.77	2x5T12	4.52	9

Aciers horizontaux :

Tableau 4.11 : Calcul des aciers horizontaux du voile (Vc)

Voile	Niveaux	T_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_{h}^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
V(c)	0-2.72 (ENTRESOL)	1.77	4.65	14.36	1.35	14.36	2x5T14	15.39	30
	LES AUTRES NIVEAUX	1.77	4.65	7.53	1.35	7.53	2x5T10	7.85	30

VOILE (d) : (L=2m)

Aciers verticaux :

Tableau 4.12 : Calcul des armatures du voile (Vd)

Hauteur (m)	bande	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	T_u (MPa)	Le choix	$A_{V\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
0-2.72	1	0,50	0.10	11.11	1.110	22.22	2.42	2x4T20	25.12	7
	2	0,50	0.10	9.05	0,905	18.10	2.42	2x3T20	18.84	14
	3	0,50	0.10	5.35	0,535	10.70	2.42	2x2T20	12.56	14
	4	0,50	0.10	2.19	0,219	4.38	2.42	2x4T20	25.12	7
Les autres niveaux	1	0,50	0.10	7.78	0,778	15.56	2.68	2x4T16	16.08	7
	2	0,50	0.10	6.43	0,643	12.86	2.68	2x4T16	16.08	14
	3	0,50	0.10	3.86	0,386	7.72	2.68	2x2T16	8.04	14
	4	0,50	0.10	1,54	0,154	3.08	2.68	2x4T16	16.08	7

Aciers horizontaux :

Tableau 4.13 : Calcul des aciers horizontaux voile (Vd)

Voile	Niveaux	T_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
V(d)	0-2.72 (ENTRESOL)	2.42	6.35	16.74	1.50	16.74	2x3T20	18.84	30
	LES AUTRES NIVEAUX	2.68	7.04	10.72	1.50	10.72	2x3T16	12.06	30

4.6.4 Schéma de ferrailage :

Voile Va :

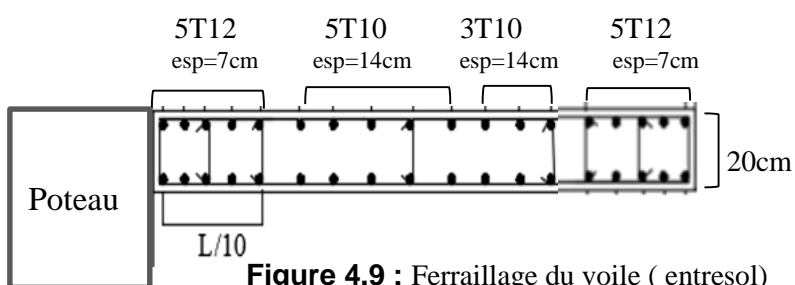


Figure 4.9 : Ferrailage du voile (entresol)

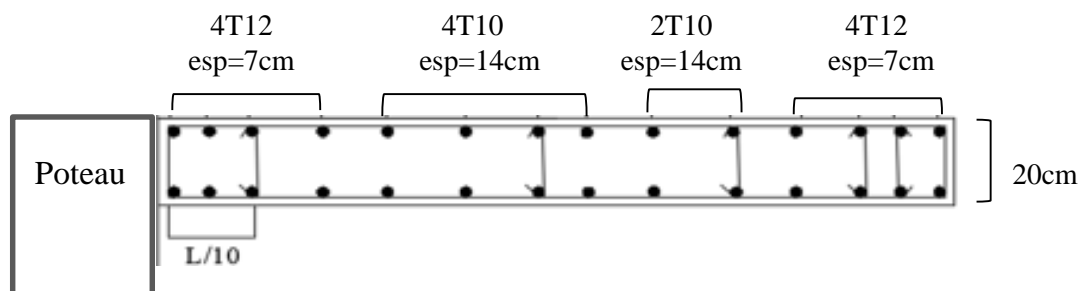


Figure 4.10 : Ferrailage du voile (autres niveaux)

Voile Vb :

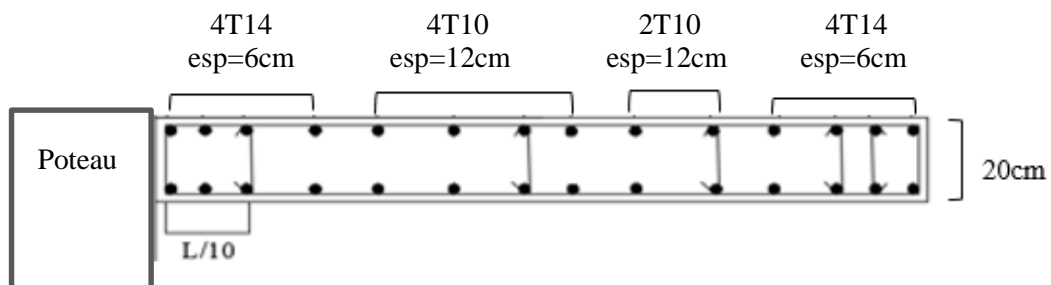


Figure 4.11 : Ferrailage du voile (autres niveaux)

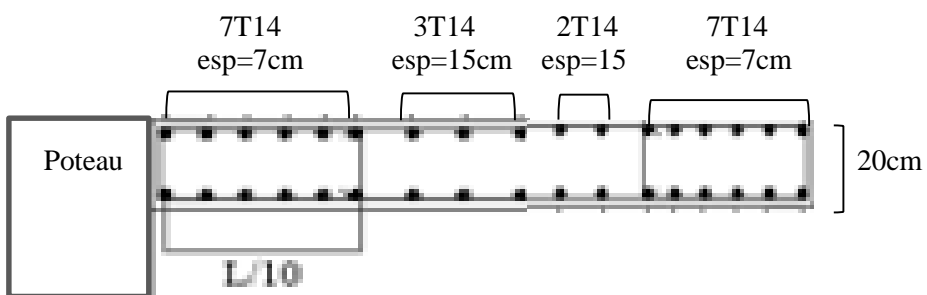


Figure 4.12 : Ferrailage du voile (entresol)

Voile Vc :

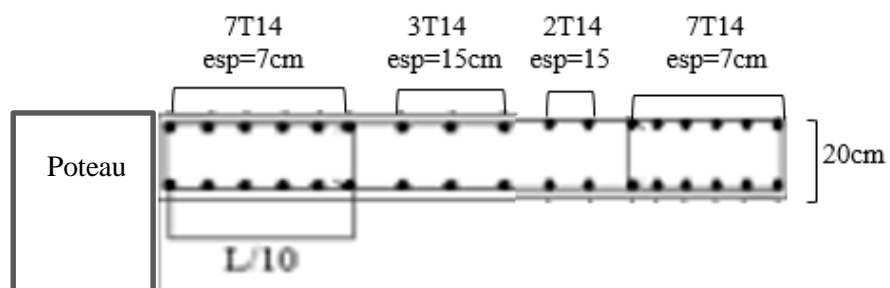


Figure 4.13 : Ferrailage du voile (entresol)

Voile Vd :

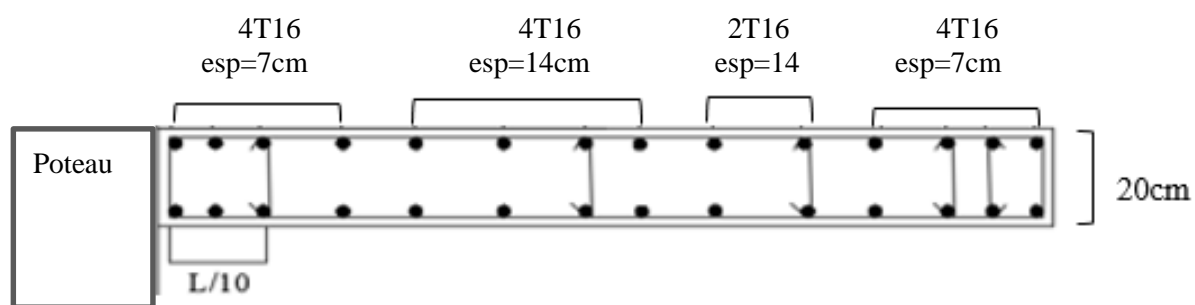


Figure 4.14 : Ferrailage du voile (autres niveaux)

CHAPITRE 5 :

ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LE BIM

5.1.Introduction

La modélisation des informations du bâtiment (BIM) est en train de devenir le cœur de la gestion de l'information dans l'industrie de l'architecture, de l'ingénierie et de la construction (AEC) ainsi que pour l'exploitation et la maintenance (O&M) et la gestion des installations (FM). Elle permet à toutes les parties prenantes d'échanger et de gérer des informations sur les éléments de construction tout au long du cycle de vie d'un bâtiment [22]. En particulier, le BIM peut être utilisée pour les analyses de la consommation d'énergie, la détection des défauts, la lutte contre les incendies, la rénovation et la démolition, la sécurité dans la gestion des installations, et ainsi de suite [4-5]. L'adoption du BIM dans le secteur de l'AEC est bien établie et a reçu une attention croissante pour l'O&M et le FM.

L'attention croissante pour l'O&M et le FM [6-7]. Bien que l'on observe une tendance croissante à l'adoption du BIM dans les secteurs suivants AECO (Architecture, Engineering, Construction and Opération), elle n'a été utilisée que pour quelques nouveaux projets ces dernières années [8]. Par conséquent, la plupart des bâtiments existants ne disposent pas du BIM.

Sur le site Afin de profiter pleinement des avantages du BIM, il est nécessaire de créer un BIM pour les bâtiments existants.

Les chercheurs ont travaillé à la création d'un BIM compatible avec les bâtiments existants. Néanmoins, la création d'un BIM riche sur le plan sémantique est un défi, complexe et coûteux compte tenu des équipements spéciaux requis pour la capture des données, l'effort élevé de modélisation/conversion, les connaissances spécialisées d'un personnel compétent, de la manipulation d'obstacles/de données incertaines et ainsi de suite [9-11].

En outre, la complexité de la génération d'un BIM dépend également du niveau de détail (LOD) du BIM, de l'utilisation prévue, de l'interopérabilité et des questions fonctionnelles [10, 12-13].

Par conséquent, le potentiel du BIM pour les bâtiments existants n'a pas encore été pleinement réalisé.

5.2.Historique

Le BIM est considéré comme la dernière génération de systèmes de conception assistée par ordinateur CAO orientés objet, qui étaient à l'origine basés sur des bases de données d'objets. Le premier passage de la CAO au BIM remonte à 1985, lorsque les informations ont été intégrées à la géométrie dans la modélisation basée sur les caractéristiques. Il a été développé et amélioré avec la création de la modélisation paramétrique en 1987. La première étincelle, qui a ensuite conduit à la création de modèles basés sur des fonctionnalités, était le désir d'intégrer la planification de processus assistée par ordinateur dans la conception assistée par ordinateur CAO.

Cela remonte à la fin des années 1970, lorsque de nombreuses recherches ont été effectuées pour développer une technologie permettant de fournir des données de caractérisation de fabrication pour la programmation (NC).

Une grande partie de cette recherche a été effectuée au CAD Center de l'Université de Cambridge.

En 1976, Grayer a présenté les méthodes d'automatisation de la programmation (NC) pour le fraisage dans son doctorat. Dissertation, mais n'a pas reconnu les caractéristiques.

En 1980, Kyprianou a introduit l'idée de la reconnaissance des caractéristiques en comparant les caractéristiques requises aux modèles géométriques et topologiques dans les bases de données CAO.

En 1985, Pratt et Wilson ont été les premiers à proposer le concept de feature design.

Plus tard, en 1987, M. Geisberg a créé la technologie de modélisation paramétrique et a publié la première suite utilisant des fonctions paramétriques.

À la fin des années 1980 et au début des années 1990, la plupart des fournisseurs de CAO ont commencé à adopter la modélisation paramétrique et la modélisation basée sur les fonctionnalités dans leurs systèmes de CAO.

ProEngineer de Parametric Technologies (PTC) est considéré comme l'un des premiers systèmes à utiliser des modèles basés sur les caractéristiques et la modélisation paramétrique dans leurs systèmes de CAO. ProEngineer by Parametric Technologies (PTC) est considéré

comme l'un des premiers systèmes utilisant à la fois la modélisation basée sur les caractéristiques et la modélisation paramétrique.

Le terme BIM a été inclut par le professeur Charles M. Eastman à l'institut de technologie de Géorgie.

Depuis la fin des années 1970 Eastman a inventé La théorie qui est basée sur le terme "Building Product Model" dans ses livres et papiers, qui est développé dans le terme "Building Information Model". L'acronyme actuel BIM pour "Building Information Modeling" a été utilisé pour la première fois par Phil Bernstein.

Plus tard Jerry Laiserin a popularisé et normalisé le terme comme un nom commun pour représenter un processus de construction numériquement. [14]

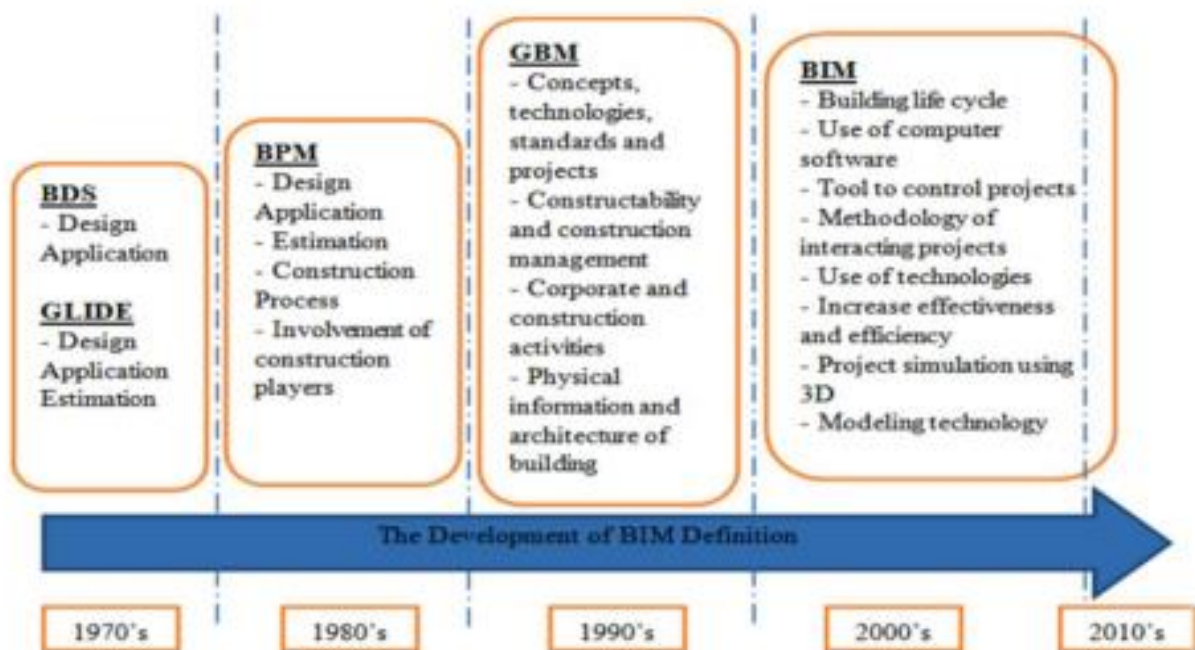


Figure 5.1. Le développement de bim. (Abd Nasir B Matori, Zubair Imam Syed, Mohamed Hasnain Isa and Bashar S. Mohammed, 2014)

Chronologie de la définition du BIM

5.3. Définition du BIM :

L'expression BIM, mot valise de Building Information Modeling, aurore la création d'une maquette numérique, à partir de processus et de méthodes de création et de gestion des informations. Un accord existe aujourd'hui sur la définition du BIM ; ainsi, selon le National BIM Standard des États-Unis (National BIM Standard - United States, n.d.) : « Le BIM est une représentation numérique des caractéristiques physiques et fonctionnelles d'une installation.

Par essence, il agit comme une source partagée de connaissances d'une institution, fournissant une base solide pour la prise de décision tout au long du cycle de vie dès le début. [15]

Le BIM (Notions Clés Du BIM - BuildingSmart France, n.d.) est clairement défini et sépare la maquette numérique du processus de création et d'utilisation :

"Modèle Numérique (MN) : Il s'agit d'une représentation en 3D des caractéristiques physiques et fonctionnelles d'un bâtiment. Mais en plus de ces trois dimensions, il comprend également le temps (4D), "les données financières (5D), l'environnement (6D), patrimoine (7D) ...

Donc tout d'abord une donnée technique de base, constituée d'objets définis par leurs caractéristiques et leurs interrelations, le tout formant un ensemble structuré d'informations sur un métier de travail pour créer et exploiter des données techniques : Il vous permet de concevoir, construire et exploiter une structure tout au long de son cycle de vie. Il s'agit d'un processus collaboratif au sein de l'entreprise (BIM Niveau 1) ou entre partenaires externes (BIM Niveau 2) autour du MN. »



Figure 5.2. Exemple de maquette numérique.

Exemple de maquette numérique (VALENTE, BIM & BTP / Construire grâce à la maquette numérique, 2015)

Maquette BIM, ou modèle numérique, comprend en soi des informations géométriques et non géométriques ; c'est-à-dire des objets riches sémantiquement.

Ont utilisée dans le Bâtiment la famille d'outils numériques constituée d'outils de CAD (Computer aided design), avant la naissance du BIM. C'est-à-dire de dessins numériques en 2D. les métadonnées, appeler le niveau de donner non géométrique sont la nouveauté qu'à apporter le BIM.

Associées à la modélisation 3D occasionnelle dans l'AEC avant les années 2000. De plus, la modélisation orientée objet émerge comme le modèle.

Modèle BIM peut être décrit comme un modèle CAO, enrichi de métadonnées et orienté objet (Muller et al., 2017). En fait, le soi-disant BIM est une méthode ou un processus de création et d'utilisation d'un modèle BIM pour réaliser un projet. Différents participants, au lieu d'échanger des dessins CAO, éditent la même base de données BIM.

Concrètement, en 2021, les équipes sortent des maquettes BIM orientées métier ; les différentes maquettes sont ensuite regroupées pour former une maquette composite regroupant différentes zones du projet. Ainsi, le terme modèle BIM peut être ambigu : à l'échelle d'une équipe, il peut spécifier un modèle métier ; à l'échelle d'un projet, il peut spécifier un modèle associé ou l'un de ses modèles économiques constitutifs.

De plus, la taille du modèle, business ou modèle conjoint, dépend de la taille du stade et du niveau de développement (LOD, Level of développement), c'est-à-dire selon la richesse géométrique et sémantique de ses objets BIM ; il peut être contenu dans un seul fichier ou réparti dans un ensemble de fichiers dont la taille peut dépasser 100 Go.

Par conséquent, le terme modèle BIM doit être compris comme un ensemble de données BIM, cohérent avec une entité donnée : un projet, une entreprise, un fragment de projet ; le terme implique différents niveaux de granularité. [15]

Autour du BIM, divers métiers se sont créés, AMO BIM (Assistant à Maîtrise d'Ouvrage) aide les clients à définir la stratégie BIM ; les BIM managers, qui fixent dans la convention BIM les règles de création et de gestion des maquettes numériques dans un projet donné, impliquant différentes équipes ; Coordonnateurs BIM faisant un travail similaire, Au sein d'une équipe ou d'une entreprise, les modélisateurs BIM ont remplacé les dessinateurs 2D - sans oublier les éditeurs de logiciels et leurs armée de formateurs BIM.

Ces nouveaux rôles, et parfois de nouvelles industries, sont très spécialisés et plutôt obscurs pour les non-initiés ; ils proviennent de postes de spécialistes dans le "Far -West" de l'industrie émergente du BIM - malheureusement, il y a peu d'anti-professionnalisme, le BIM Est un domaine trop immature.

5.3.1 Les avantages du BIM

- Compatibilité entre tous les professionnels agissant sur la maquette.
- Entrée permanente à la maquette grâce à un serveur accessible à toute heure.
- Un instrument d'incarnation exceptionnel, éliminant les erreurs de divagation entre les différents plans ramener depuis la maquette.
- La conception de plans et de coupes 2D rapidement et simplement.
- La présentation d'un bâtiment en 3D, appuyant la projection dans l'espace.
- L'économie d'énergie d'un bâtiment,
- La diminution des coûts de construction d'un bâtiment (20%)
- La diminution des coûts d'entretien pendant toute la durée de vie du bâtiment (7% sur la maintenance). Ces diminutions des coûts sont informatives et sont le résultat d'études appréciative.

Le BIM a des avantages lors de la construction ou de la démolition d'un bâtiment tel que :

- Le décèlement des conflits résultant d'une mauvaise conception ou à une modification du projet lors de sa construction (ex : canalisation traversant un volume ouvert)

- L'évaluation du coût en temps réel : favorisant la vérification sur les retombées budgétaires
- Le contrôle de la construction du bâtiment afin de suivre son évolution durant son élaboration. [16]

5.3.2. Les inconvénients du BIM

Quelques inconvénients peuvent apparaître tels que :

- la perte des relations humaines : Nous pouvons nous questionner sur cet aspect car le BIM à le pouvoir d'éliminer au maximum les actes de la construction mais cela peut réduire le contact humain. Avec sa capacité de calcul et de résolution de clash, le BIM présente une immense force mais le terrain, l'expérience et l'avis d'un expert seront souvent nécessaires pour résoudre certains problèmes. [21]

5.4. Rôle du BIM

Le système est conçu non seulement pour avoir la possibilité d'explorer les données collectées mais aussi pour intégrer les données dans le logiciel BIM.

Le BIM présente un avantage considérable pour détecter et agir en cas de dangers intérieurs.

Le BIM est utilisé (1) pour connecter les données stockées dans Microsoft Access à l'interface visuelle 3D. (2) pour visualiser les données en temps réel dans une gamme de couleurs pour une meilleure illustration des données, (3) pour détecter toute situation anormale, (4) pour localiser le danger à l'intérieur du bâtiment, (4) pour suivre les occupants et de définir leurs places, (5) interagir avec l'habitant en cas d'urgence en le guidant vers la sortie la plus proche à l'aide des systèmes de localisation en temps réel (RTLS), (6) prendre les bonnes décisions pour limiter le danger, comme éteindre l'équipement et (7) donner l'alerte.

Le BIM est utilisé pour collecter, analyser, détecter, prendre des décisions et donner l'alerte par rapport à la plateforme.

D'autre part, la plateforme visualise des graphiques et un modèle 3D par paramètre et par danger, collecte des données auprès des utilisateurs et d'autres acteurs, notifie les parties prenantes avec toutes les Informations nécessaires en temps réel, et permet ensuite de contrôler et de réinitialiser le système en marche/arrêt. [17]

5.5. Les acteurs du bim

Tous les acteurs du BIM sont concernés et chacun pourra en tirer profit pendant toute la durée de vie du bâtiment allant jusqu'à sa démolition tout en s'évitant des saisies inutilement répétées, sources d'erreur et de perte de temps.

5.5.1. Maître d'œuvre

Au cœur du processus BIM se trouve l'équipe de maîtrise d'œuvre. Car c'est elle qui va avoir lieu en premier dans la maturation du projet, avec les premiers croquis de maquette. Le BIM sera un outil de conception à part entière et un instrument fiable permettant de vérifier la vraisemblance de la saisie avec les objectifs du projet. [18]

5.5.2. Assistant de maître de l'ouvrage

Dans les projets de construction, ces dernières années le BIM est présent en masse. Les assistants maîtres d'ouvrages, initiateurs de l'acte de construire, sont en première ligne, car ils doivent lancer des projets de construction sous la démarche BIM. [18]

5.5.3. Entreprises d'exécution

Au départ le BIM était réservé aux architectes et ingénieurs, actuellement les entrepreneurs du bâtiment et du génie civil sont maintenant eux aussi impliqués dans la démarche.

La maquette numérique permet aux entreprises de visualiser le bâtiment avant sa construction et ainsi de pouvoir localiser les aspects critiques avant le premier coup de pioche. Cette maquette pourra être utilisée pour organiser le chantier (4D) et contrôler les coûts de construction en temps réel (5D). La maquette numérique permet de visualiser les zones dangereuses avant la construction ainsi, la sécurité sur le chantier est vérifiée ce qui va permettre la mise en place des mesures préventives nécessaires. De plus, le BIM et sa maquette numérique appuyant la préfabrication hors site, diminuant ainsi les temps de construction. (MN) en phase de construction est souvent appelée VDC, de l'anglais Virtual Design and Construction. [18]

5.5.4.Le bim management

Son rôle est de guider l'élaboration de la Convention BIM. Selon la nature du BIM Management, en particulier sa contractualisation de mission auprès du donneur d'ordre, la Convention BIM sera élaborée, rédigée et mise à jour en coordination et approbation avec l'ensemble des parties associées dans le projet qui souhaitent ou peuvent adhérer à la Convention BIM. Le leader ou référent du BIM Management, parfois dénommé BIM Manager, est un rôle, supporté par l'un des membres des contributeurs. En fonction de son niveau de maturité BIM et ses capacités à gérer le projet il est choisi parmi les collaborateurs.

Il cherche, développe et met en place les outils et processus pour permettre la stratégie BIM du projet, en accord avec les directions et les objectifs BIM du programme, en interface des services impactés par ce dernier. Il met en place les rôles et le périmètre d'intervention des Contributeurs BIM et vis-à-vis de la direction de projet il est le garant du caractère BIM du projet. (Mediaconstruct, 2016). [18]

5.5.5.Le coordinateur bim

Chaque entité met à disposition un coordinateur BIM, Dans la chaîne organisationnelle du projet qui devient alors l'interface entre son équipe et le BIM manager. Donc dans chaque projet on retrouve un ou plusieurs coordinateurs BIM responsables de leurs maquettes métier. Le coordinateur BIM sera un référent des processus et des dénuements de son équipe dans le métier qu'il exerce et par suite responsable de la maquette métier que produit son entreprise. Le coordinateur BIM est en collaboration étroite avec le BIM manager s'assurant du respect des règles établies pour le projet. (MAESTRI, 2017). [18]

5.5.6.Le modeleur bim (contributeur bim)

On retrouve également le modeleur BIM Dans les équipes BIM. Il metra en œuvre la modélisation de la maquette pour la spécialité métier qui le concerne.

Le modeleur BIM, sera le garant du rendu de la maquette, par le suivi des processus établis tout acteur impliqué dans des pratiques BIM de production et/ou de coordination du projet, représente le modeleur BIM. [18]

Son rôle et son périmètre d'intervention sont avant tout productifs. Suivant les préconisations prescriptives établies par la Coordination BIM, les plans nécessaires à chaque phase du projet... [18]

5.6. Interopérabilité

L'interopérabilité, possibilité de communication entre plusieurs logiciels informatiques sans perte de données pour l'interférence de plusieurs métiers

« L'objectif est de donner la possibilité à chaque associé de pouvoir travailler à partir des logiciels les plus appropriés à sa profession, sans pour autant être limité à un seul choix » (MAESTRI, 2017)

5.6.1. Open BIM / Closed BIM

L'open BIM représente la notion de marché ouvert. Un nombre considérable de différents logiciels sont fournis par plusieurs éditeurs et divulguent entre eux grâce à un format commun d'échange de fichiers.

Le closed BIM représente un concept avec plusieurs logiciels, mais qui utilisent un format de fichier commun. Chaque logiciel aura recours à ce format particulier. On se trouve plus dans un concept de compatibilité entre logiciel plutôt que d'interopérabilité. [18]

5.7. Les outils bim

Le BIM possède 3 types d'outils :

5.7.1. outils de modélisation

Lors des phases de conception l'équipe de maîtrise d'œuvre (architecte et bureaux d'études) et les entreprises de construction utilisent les outils de modélisation. Il existe énormément d'éditeurs de logiciels BIM et fournisseurs de services de modélisation pour la filière Architecture numérique dont les plus célèbres sont, ArchiCAD, REVIT ... [18]

Il existe 3 familles d'outils de modélisation :

1- Outils de modélisation généralistes : ils peuvent être utilisés au début de la phase de la maquette, ils permettent la modélisation de tout corps, parmi lesquelles on cite : Autodesk Revit, Graphisoft Archicad, SketchUp... [18]

2- Outils de modélisation techniques : permettent des calculs et des analyses, parmi lesquelles on cite : Autodesk Robot Structural Analysis, Tekla Structure... [18]

3-Outils liés aux métiers de l'économie de la construction, dont on cite : Devisoc,ATTIC (MAESTRI, 2017)

5.7.2.Visionneuses bim

Les visionneuses BIM permettent aux intervenants de visualiser le projet durant ses différentes étapes. Il existe actuellement des visionneuses BIM gratuites comme Solibri, TeklaBIMsight ou encore BIMVision. Celles-ci possèdent parfois des fonctionnalités supplémentaires comme la sélection des objets par corps de métiers ou par classes d'objets, des outils de mesures de volumes, de surface ou de longueur, et différents paramètres de modes de vues. [18]

5.7.3.Les plateformes collaboratives

Le principal cheminement du BIM est la collaboration. Il est donc nécessaire d'utiliser un outil accessible par tous les intervenants qui permet le partage, le stockage et l'interaction autour des différentes données (modèle 3D, plans, documents écrits, notices techniques) sans oublier les différentes mises à jour effectuées sur les données. Parmi les plateformes de la collaboration, on cite AUTODESK BIM360, TrimbleConnect, BIM+, Kroqi. [18]

5.8.Objet bim

Un objet BIM est une représentation numérique d'un produit ou d'un matériau avec des données intégrées.

Les objets BIM sont constitués d'une géométrie 3D et de données ou de propriétés qui décrivent le type, le matériau, la classification, les performances, la durée de vie, etc. de l'objet.

Il existe deux types d'objets BIM (Riedo, 2012) :

- Des objets spécifiques, qui sont fabriqués avec soin à l'initiative du fabricant et restent ainsi fidèles à la réalité par leurs propriétés. Pour une chaudière par exemple, taille, la puissance, le diamètre de raccordement...les propriétés sont précisées.
- Des objets génériques, généralement issus de bibliothèques ouvertes ou créés directement par des experts métiers, utilisés lorsque le choix du matériau final n'est pas encore arrêté. Dans ce cas la chaudière peut être modélisée par un simple parallélogramme auquel seront ajoutées les données nécessaires

A noter que les objets génériques peuvent être bien adaptés et utilisés tout au long du cycle de vie de la maquette numérique.

Les objets BIM sont essentiels au développement du BIM. Ces objets doivent être disponibles, soit sous une forme générique au stade de la conception, soit sous une forme spécifique conçue ou construite. [18]

5.9.Fonction du BIM

Le BIM peut être utilisé pour :

5.9.1.Collecter les données :

Recueillir des données structurées, actualisées et fiables auprès de tous les intervenants (bâtiment, structure, fluide, thermique, courants faibles et forts, etc.) à toutes les étapes du projet ; Centralisé en un seul endroit mais avec de multiples usages (bibliothèque commune dynamique) Évitez de dupliquer les informations.

*Générer des données : Générer des informations sur les projets de manière simple sur différents supports (graphiques, rapports, tableaux, plans...) et des données à jour ;

Représenter le projet de manière détaillée ou schématique pour les membres du projet ou pour des membres extérieurs (futurs utilisateurs, riverains...). [19]

5.9.2.Analyser et contrôler les données :

- Détection d'hétérogénéité entre les modèles produits par les différents intervenants (incohérence physique, planning...) ;
- Consécration de l'atteinte des besoins et exigences à chaque étape du projet. [19]

5.9.3.Communiquer les données :

- Tous les acteurs du BIM partage les données et les commentaires entre eux
- Mise à jour du modèle dynamique, en temps réel. [19]

5.10.Les dimensions du bim

Les dimensions du BIM dépendent du niveau d'information d'un modèle BIM

3D : modélisation tridimensionnelle ; Les trois dimensions géométriques X-Y-Z, le BIM n'a pas lieu d'être sans elles.

Elles accordent les visualisations, les détections d'interférences, la préfabrication, les relevés de l'existant, le calcul des quantités. [19]

4D : gestion du planning (analyse des temps) ; Ajoute le paramètre temps aux trois dimensions géométriques précédente. Permet de lier les éléments géométriques avec une information "temps" ou un planning de construction, ce qui va permettre aux différents acteurs d'un projet de visionner dans le temps la durée la progression d'une phase de construction. [19]

5D : analyse des coûts : on ajoute aux 4 dimensions précédentes la donnée « coût » qui Permet de lier les éléments géométriques et la contrainte "temps" à un "coût" et ainsi estimer les coûts de construction d'un projet à un moment donné. [19]

6D : évaluation de la durabilité (sociale, économique et environnementale) ; le traitement de tout ce qui concerne le développement durable d'un bâtiment, par exemple les analyses énergétiques. [19]

7D : gestion et facility management ; rassemble et relie les éléments du projet à tous les aspects de la durée de vie du bâtiment. Généralement délivré à la fin de la construction, le modèle 7D tel que construit possède toutes les informations nécessaires au propriétaire pour l'utilisation et la maintenance du bâtiment. [19]



Figure 5.3.

Les dimensions du BIM (construction ad architecture news, 2018)

5.11. Les niveaux de maturité du bim

Le BIM a plusieurs niveaux de maturité. Ce sont les étapes afin de passer vers le BIM collaboratif. Il tourne donc autour de plusieurs niveaux d'organisation allant de 0 à 3 selon son utilisation lors du projet, (Jonathan Renou, Stevens Chemise, 07/11/2019)

5.11.1. Niveau 0 : pre-bim

La collaboration est difficile par l'absence d'un processus commun entre les participants dans le projet c'est le cas du niveau 0 qui correspond à un dessin 2D papier ou numérique du projet. [18]

5.11.2. Niveau 1 : la maquette numérique isolée

Il s'agit d'une maquette numérique isolée qui n'est pas destinée à usage collaboratif. Les modèles sont construits pour les besoins propres et internes à chaque entreprise. [18]

5.11.3. Niveau 2 : la maquette numérique collaborative

C'est le niveau de collaboration et d'utilisation multidisciplinaire des modèles numériques qui, pour beaucoup, est le début du BIM, un niveau qui a été défini par plusieurs pays européens comme étant atteint par des poursuites gouvernementales.

Certains pays font même respecter les contrats publics. Lors de l'utilisation du format natif du logiciel, on parle de "BIM fermé", et dans le cas d'échange basé sur des formats interopérables comme IFC, on parle de "BIM ouvert".

A ce stade, le protocole existe car chacun travaille sur son propre modèle, mais il peut être utilisé par d'autres acteurs. [18]

5.11.4. Niveau 3 : la maquette numérique intégrée

Parfois appelé modélisation intégrée des informations du bâtiment (iBIM), ce niveau est considéré comme la dernière étape du processus. Il décrit une collaboration globale, continue et multi-métiers basée sur un modèle numérique unique hébergé sur des serveurs dédiés. [18]

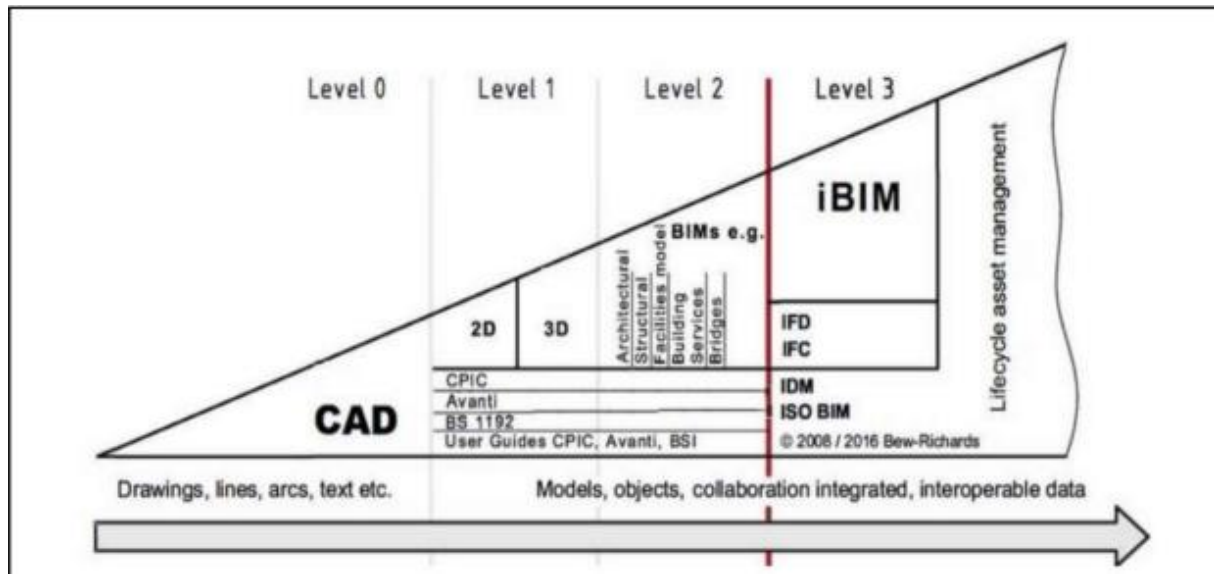


Figure 5.4.

Niveaux de maturité BIM (Bew & Richards, 2008)

5.12. Niveau de développement (lod)

Le Niveau de détail ou de développement (appelés LOD pour l'anglais Level of Detail ou level of développement), Un des concepts fondamentaux de la MN est la notion de niveau de détail, il s'agit de préciser avec quel niveau de précision on va produire virtuellement le produit que l'on cherche à présenter.

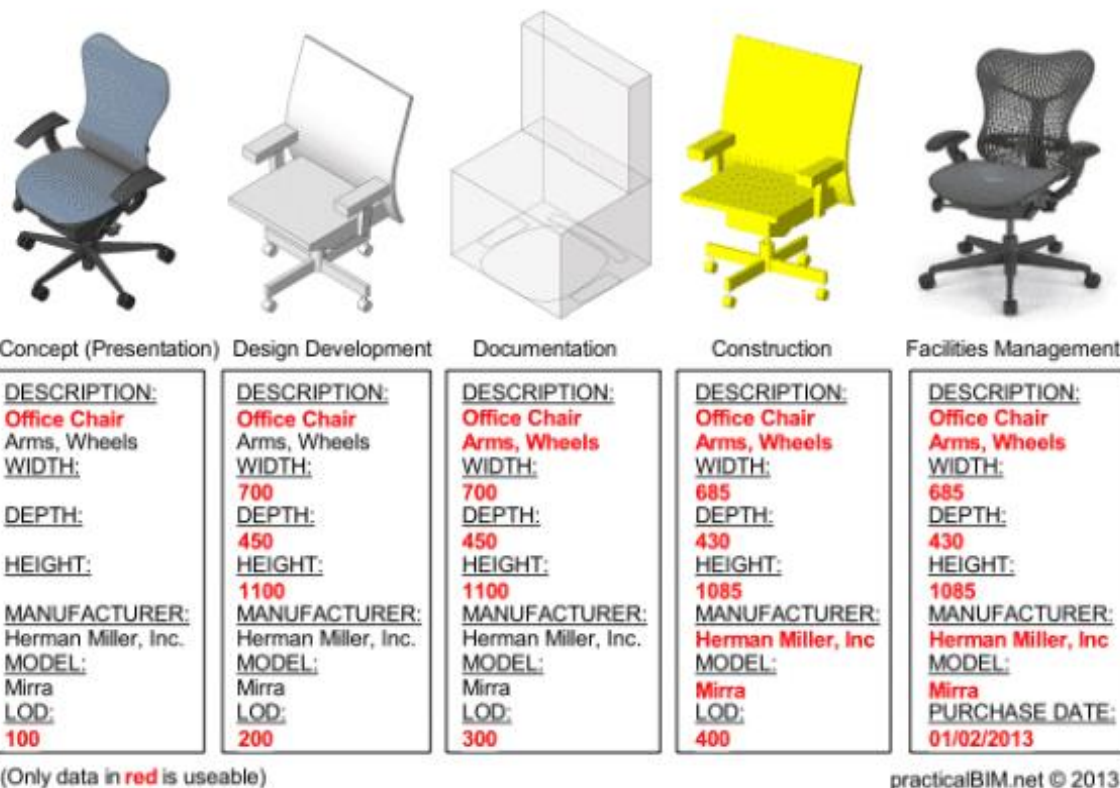
Plus le niveau LOD est élevé, plus le niveau de détail est important. (Olivier Celnik, Eric Lebègue, 29/10/2015)

- LOD 100 : Les éléments du modèle sont représentés de manière générique ou par des Symboles. Stade d'esquisse (volume, orientation, cout général...)

- LOD 200 : Stade schématique correspond à la phase de l'avant-projet sommaire APS (Les dimensions, quantités, formes, positions et orientations des éléments peuvent être approximatives.)
- LOD 300 : Les éléments du modèle sont représentés graphiquement d'une manière spécifique en tant qu'objet ou assemblage. Les dimensions, quantités, formes, positions et orientations sont spécifiques aux éléments. Il correspond à la phase d'avant-projet détaillé APD
- LOD 350 : Les éléments du modèle sont représentés graphiquement d'une manière spécifique en tant qu'objet ou assemblage. Les dimensions, quantités, formes, positions et orientations sont spécifiques aux éléments. Les éléments interagissent avec les autres éléments du projet.
- LOD 400 : Identique à LOD 350, avec des informations supplémentaires sur les détails, la fabrication, l'assemblage et l'installation, intégrées dans l'élément.
- LOD 500 : Identique au LOD 400 mais construit et inspecté sur place. Ce niveau est destiné à l'exploitation et à la maintenance de la structure.

LEVEL of DEVELOPMENT

LOD 100 LOD 200 LOD 300 LOD 400 LOD 500



practicalBIM.net © 2013

Figure 5.5. Niveaux de développement BM

Tirée de McPhee (2013) Illustration de la nuance LOD et LoD

5.13. Plan de gestion BIM

La première étape importante dans la mise en œuvre du BIM dans un projet de construction consiste à établir un PGB (Forgues et al., 2011). C'est un document qui définit les rôles et les responsabilités des parties prenantes, la finalité et les objectifs du BIM, et expose les processus, procédures et méthodes associés.

Par conséquent, PGB peut prévoir les problèmes dus à une coopération inhabituelle dans la construction, et centralise les informations pertinentes pour le projet (Ben Hassine, Collot, Dionne, Frenette, & Sert, 2014).

Les éléments initiaux du PGB relatifs à l'identification des buts et des usages BIM seront présentés dans un premier temps. Puis, l'élaboration des processus d'exécution du BIM et d'échanges d'informations constituera la deuxième étape.

Ces deux parties introduisent les notions d'usages BIM puis de LOD, formant le l'essence de cette revue de littérature En accord avec le document de référence « BIM Project Exécution Planning Guide » présenté par The Computer Integrated Construction Research Program (2011). [20]

5.14.Détermination des objectifs et des usages BIM

La première partie du BMP décrit les attentes et les objectifs généraux liés à l'utilisation du BIM dans les projets. La première étape consiste à attribuer des rôles organisationnels au niveau BIM du projet. Identifier le personnel ressource, y compris les gestionnaires et coordonnateurs BIM, et définir leurs responsabilités (BIM Institute of Canada, 2013).

La deuxième étape consiste à définir les objectifs du projet qui seront atteints grâce au BIM. Ces objectifs peuvent impliquer à la fois l'amélioration des performances globales du projet, telles que la conception de structures à faible consommation d'énergie, et l'amélioration de tâches spécifiques, telles que l'amélioration des estimations grâce à des lectures automatisées des quantités (Computer Integrated Building Research Program, 2011). Capacités de l'équipe projet à Identifier les utilisations du BIM pour atteindre ces objectifs.

Le but est une méthode d'application du BIM pour atteindre un ou plusieurs objectifs spécifiques, quelle que soit l'étape du projet.

Leurs décisions contribuent au développement des processus d'échange d'informations, à la définition des livrables et à la mise en place de l'infrastructure du projet (Kreider & Messner, 2013). La mise en œuvre de l'utilisation du BIM s'effectue selon cinq objectifs principaux : collecte, génération, analyse, communication et réalisation.

Les 25 usages (figure 6) sont organisés selon les phases du projet et entrent donc dans ces catégories (Kreider et Messner, 2013).

Pour cela, des moyens techniques tels que le balayage laser ou les drones, associés à des logiciels de traitement de données, permettent d'obtenir des informations sur l'environnement du projet afin de modéliser les conditions existantes, ou de mesurer son avancement durant la construction (contrôle et planification 3D).

De plus, à partir des maquettes des relevés de quantités peuvent être effectués directement afin de fournir des données utiles à l'estimation des coûts et à la mise en œuvre d'un échancier.

Les concepteurs amorcent la phase de génération des données avec la modélisation, à partir de la demande du client et des informations de terrain, le paramétrage et les premiers dimensionnements d'un concept préliminaire.

Les entrepreneurs, et principalement les entrepreneurs spécialisés, compléteront ce modèle et créeront le plus grand volume d'information.

Dans un environnement 3D on doit générer et agencer des objets numériques en y ajoutant les paramètres et les informations nécessaires aux analyses sans pour autant effectuer ces dernières.

Les informations produites doivent être exploitables via des technologies utilisées afin de limiter le besoin de redessiner et de ressaisir l'information.

Les usages principalement utilisés lors de la phase de conception (Design) visibles dans, (la Figure 6) sont employés afin d'analyser les solutions générées. Le respect du cahier des charges, des codes et des standards de construction est ainsi assuré par des études cadrées par ces usages.

La section d'analyse comprend également une étude des alternatives, des coûts, de la coordination et de la planification. Pour cela, des modèles sont utilisés pour la détection d'interférences, la simulation 4D (planning intégré) ou ND (logistique, environnement, etc.), et pour optimiser les phases de construction et résoudre la plupart des problèmes avant le début de la construction. [20]

Les modèles et informations qui en résultent, qu'ils proviennent de la phase de conception ou de la phase de construction, sont ensuite partagés via une plateforme collaborative qui centralise les données du projet.

Ils peuvent établir des protocoles de communication directement à travers ces plateformes et fournir un support visuel pour une meilleure vision globale du projet, facilitant ainsi la collaboration.

Enfin, l'utilisation de fichiers dans un format permettant la fabrication, pour la production et la préfabrication directement à partir du modèle, est l'utilisation de la "fabrication numérique". Cela fait partie de la réalisation de l'objectif, car avec le contrôle et la gestion 3D utilisés sur les chantiers, offre la possibilité de sécuriser la logistique de chantier. [20]

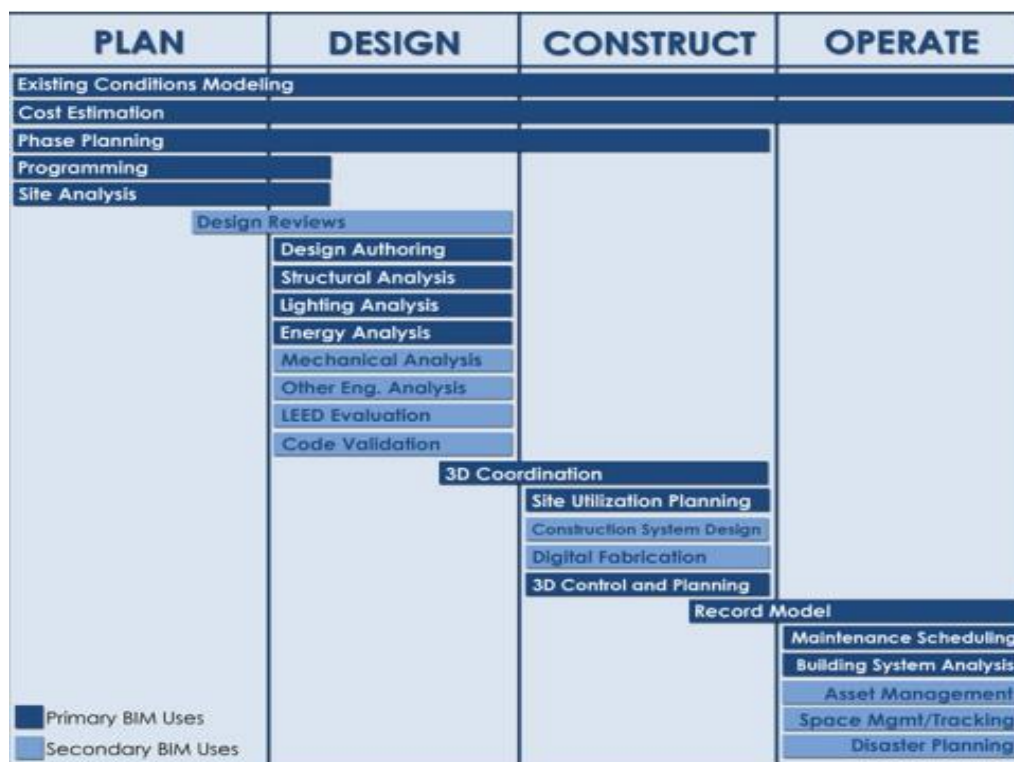


Figure 5.6. Usages BIM.

Tirée de The Computer Integrated Construction Research Program (2011)

5.15.Conclusion :

Le BIM est un concept évolutif. les progrès incroyables de la technologie de ces dernières années a transformé les modèles numériques en projets dynamique, rassemblant des acteurs informés et coordonnés, Il donne également vie à des bâtiments plus innovants. les informations sur le bâtiment sont partagées et fiables tout au long de son cycle de vie. La vie, de sa conception à son démantèlement. ils permettent la visualisation, analyse et simulation énergétique, vérification du respect des normes, budgétisez et détectez les conflits et les distractions. [18]

CHAPITRE 6 :

APPLICATION DE BIM SUR LE PROJET

6.1.Introduction :

Le BIM traite la création, la gestion, l'utilisation et le partage d'informations structurées fiables tout au long de la durée de vie d'un ouvrage (bâtiment ou infrastructure) de la conception jusqu'à la démolition, en passant par la construction.

6.2.Définition :

6.2.1Revit : est un logiciel de conception de bâtiment édité par la société américaine Autodesk qui permet de créer un modèle en 3D d'un bâtiment pour créer divers documents nécessaires à sa construction (plan, perspective, ...).

Revit est un logiciel de CAO, mais sa particularité est d'être un logiciel BIM multi-métiers destiné aux professionnels du BTP (ingénieurs, architectes, dessinateurs-projeteurs, entrepreneurs,...).

Le logiciel Revit Autodesk est un outil de conception et de dessin leader du marché pour la modélisation des données du bâtiment (BIM).

Le logiciel Revit est adapté pour les professionnels de la construction, la conception architecturale, les études structure et MEP. Vous pouvez modéliser, analyser et simuler vos projets. Et même générer votre documentation.



Au-delà de la conception, l'**interopérabilité** fait de Revit un logiciel incontournable dans le cadre d'un projet BIM. Exportez, importez facilement vos données grâce à des formats tels que l'IFC, DWG ou DXF. Revit est un véritable logiciel collaboratif.

6.3.Application du procédé BIM :

Nous avons fixé les objectifs suivants dans cette application :

6.3.1. La visualisation en 3D Le dessin en bâtiment a bien évolué depuis les années 80. Aujourd'hui, les exigences de représentation passent par plusieurs niveaux de définition. La modélisation BIM exige une maîtrise avancée des logiciels 3D. Il s'agit de mettre en volume les éléments du projet mais aussi de renseigner leurs attributs. Le tout est hiérarchisé et structuré pour former la maquette numérique du bâtiment.

6.3.1.1. La visualisation en 3D de la maquette structure :

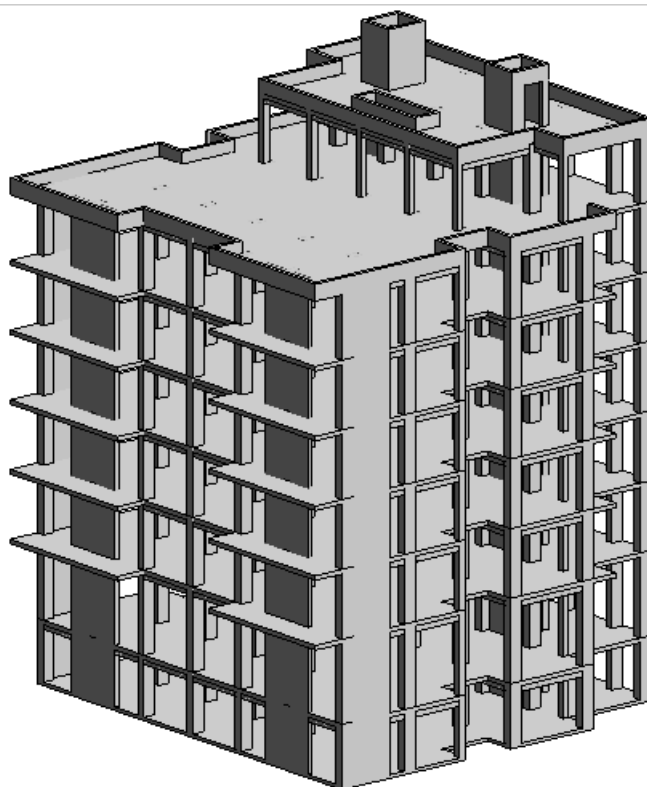


Figure 6.1 Maquette structurale en 3D.

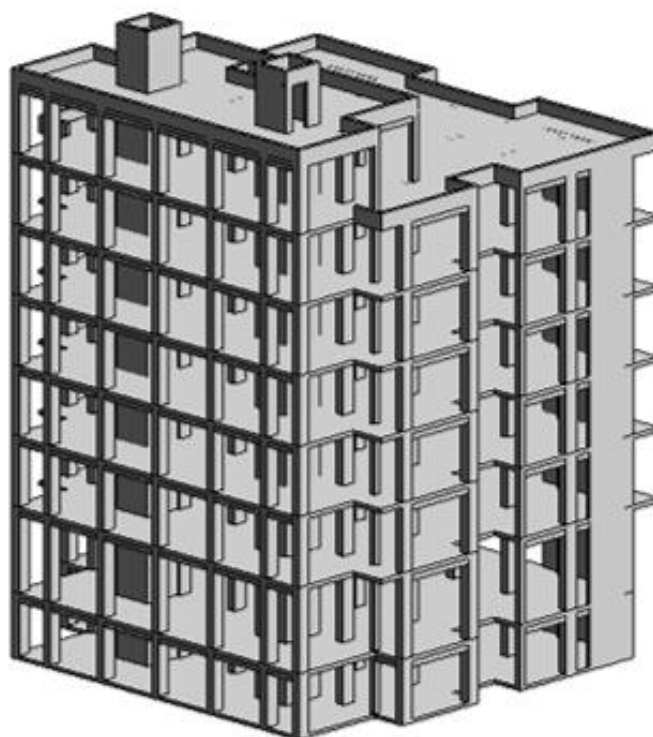


Figure 6.2 Maquette structurale en 3D.

6.3.1.2. La visualisation en 3D de la maquette architecture :



Figure 6.3 Maquette architecturale en 3D.



Figure 6.4 Maquette architecturale en 3D.

Figure 6.5 Maquette architecturale en 2D.



6.3.1.3. La visualisation en 3D de la maquette MEP :

6.3.1.3.1. MEP :

MEP désigne les systèmes de mécanique, d'électricité et de plomberie, ainsi que l'ingénierie sous-jacente permettant à ces éléments de fonctionner. Souvent masqués dans les visualisations, les systèmes MEP garantissent qu'un bâtiment est habitable et sûr pour ses occupants. Ces systèmes régulent la température et l'humidité, assurent l'évacuation des eaux usées et des eaux de pluie et alimentent en électricité les ascenseurs et d'innombrables autres équipements.

Figure 6.6 : Vue en plan de l'éclairage RDC.

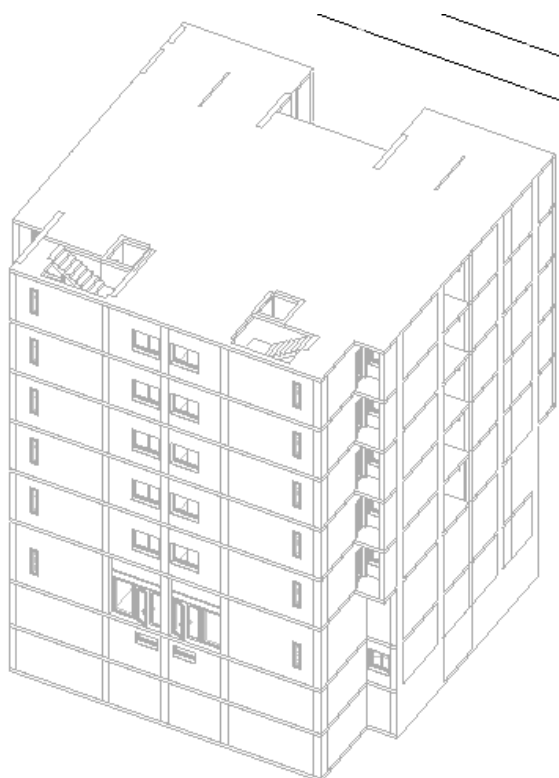
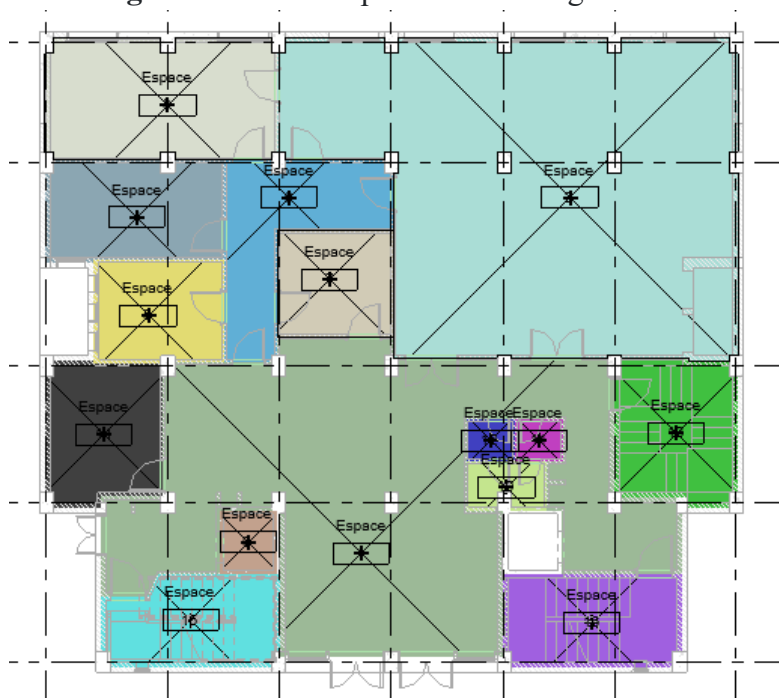


Figure 6.7 Maquette MEP en 3D.

Figure 6.8 Vue en 3D plan électricité.

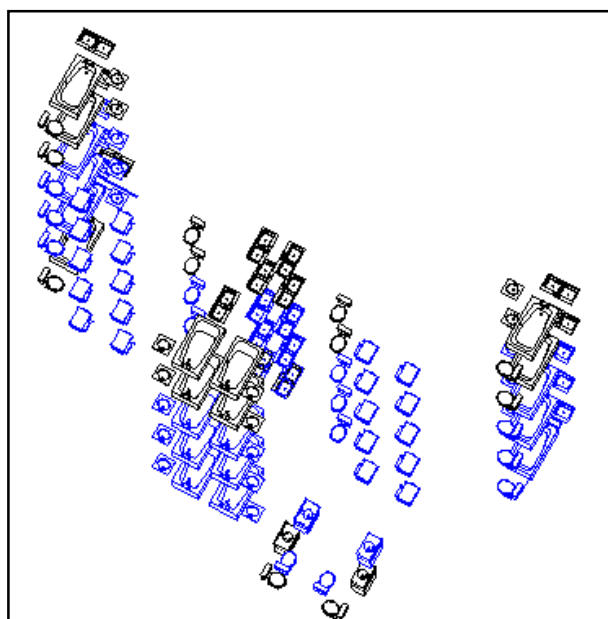
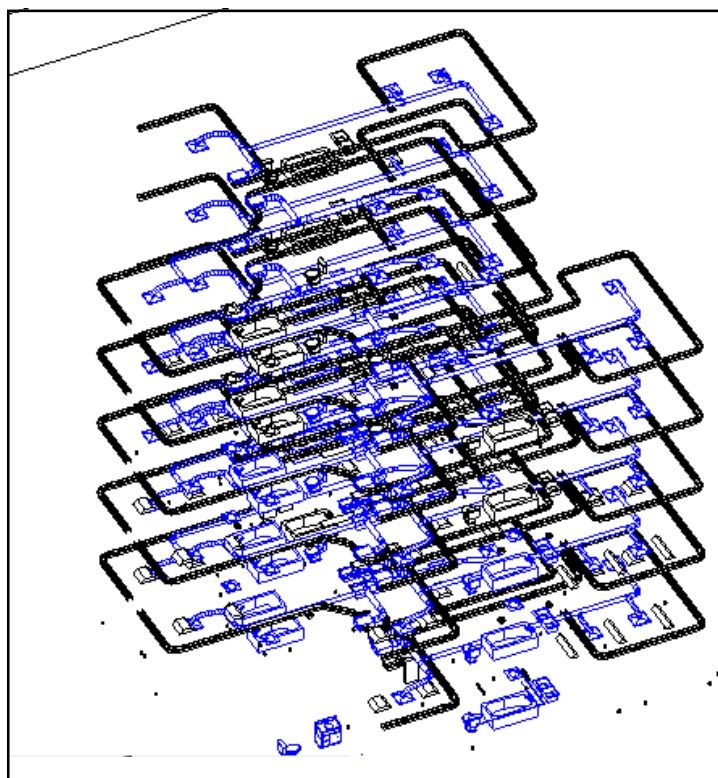


Figure 6.9 Vue en 3D plan de plomberie.

6.3.1.4.Revit Structure : Le logiciel de modélisation des données du bâtiment (BIM) Autodesk® Revit® Structure pour l'ingénierie structure contient des outils conçus spécifiquement pour la conception et l'analyse de structure. Modélisez vos structures métalliques, assemblages en acier paramétrique, béton et analysez vos structures.

6.3.1.5.Autodesk® Revit® Architecture : est un logiciel de conception de bâtiments pour les architectes et les concepteurs. Le logiciel Revit Autodesk est un outil de **modélisation des données du bâtiment** (BIM). Dès le début de votre projet, Autodesk Revit Architecture vous aide à fixer et à analyser vos conceptions dès le stade des idées et à concrétiser votre vision, depuis la phase de conception jusqu'à la documentation et la construction.

6.3.1.6.Revit MEP : est spécifique aux métiers de l'électricité, plomberie, climatisation, protection incendie. Il couvre vos projets de la conception à la fabrication. Modélisez vos projets, calculez les performances avec ce logiciel métier.

6.3.2.La détection des clashes :

Dans le cadre d'un projet BIM, la détection de clash s'effectue traditionnellement sous Autodesk Navisworks (ou Revit). Celui-ci autorise l'importation d'un grand nombre de format de fichier et ainsi permet d'exploiter des maquettes issues de différents logiciels de conception. Il permet également de filtrer et trier de manière fine les éléments à inclure dans la détection de clash.

L'outil Clash Détective permet l'identification, l'inspection et le signalement effectifs des interférences (appelées aussi conflits) dans un modèle de projet 3D.

Clash Détective contribue à réduire le risque d'erreurs humaines pendant les inspections des modèles.

Cet outil peut également ponctuellement faire office de contrôle d'intégrité à l'issue d'un travail de conception ou servir de contrôle d'audit tout au long du projet. Grâce à Clash Détective, vous analysez la géométrie 3D traditionnelle (triangles) par rapport aux nuages des points numérisés.

Cependant, si votre projet n'est composé que de maquettes Revit, et que vous n'avez pas besoin filtrer vos éléments au-delà des catégories. Vous avez la possibilité d'effectuer une détection de clash directement sous Revit.

Nous avons utilisé la fonctionnalité Clash Détective avec Autodesk revit :

Tout d'abord nous devons lier les modèles en cliquant sur l'onglet « **Insérer** », Fenêtre « **Lier Revit** »,

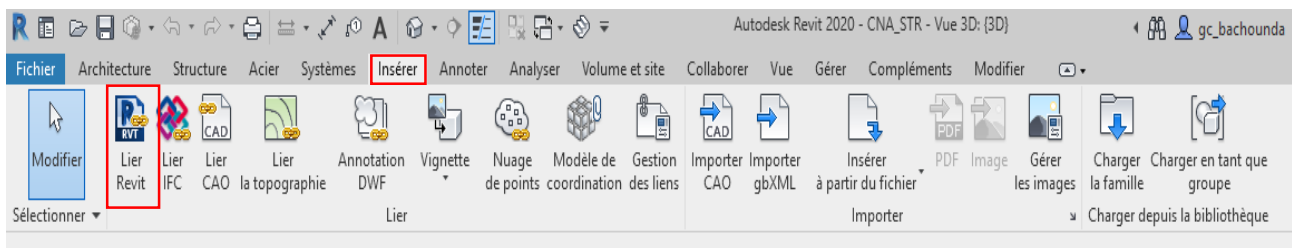


Figure 6.10 Onglet lier revit.

Nous choisissons le modèle à lier en précisant le positionnement (**Automatique – point de base du projet vers point de base du projet**) et on clique sur ouvrir.

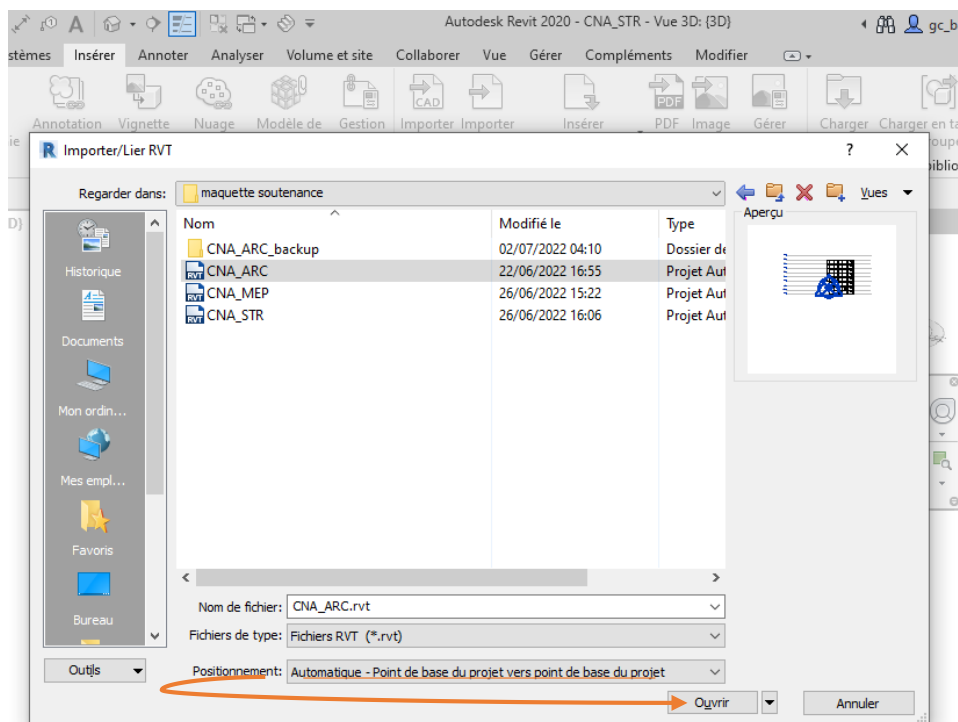


Figure 6.11 Tableau de liaison.

Ensuite nous lançons la fonction « Vérification des interférences » :

- Onglet « Collaborer », Fenêtre « Coordonner », Fonction « Vérification des interférences / Exécuter la vérification des interférences »

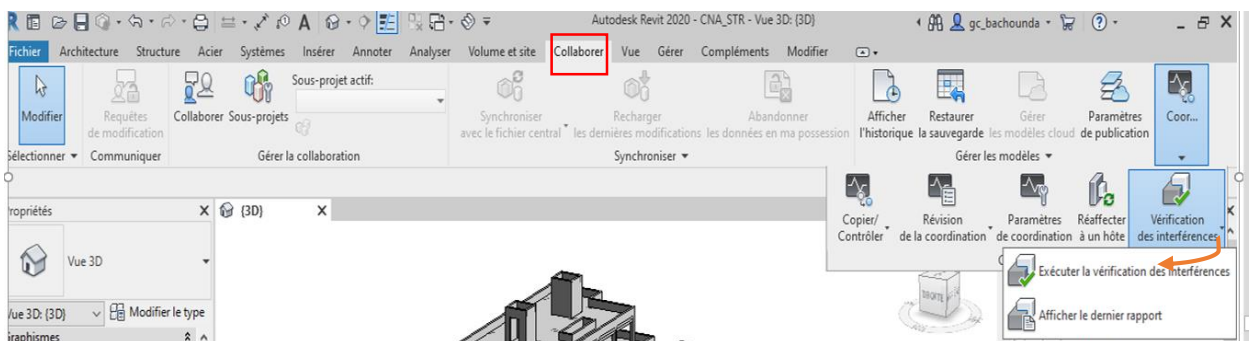


Figure 6.12 Vérification des interférences.

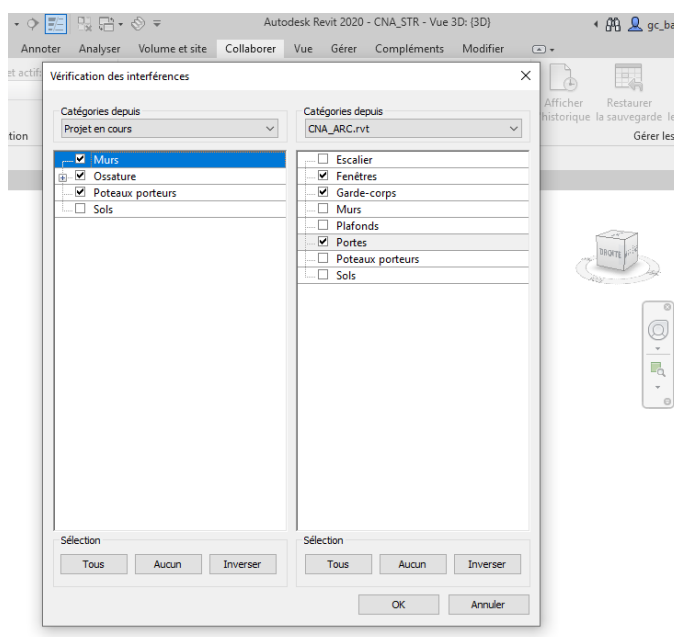
Dans la boîte de dialogue « Vérification des interférences », nous choisissons la catégorie (catégorie depuis projet en cours – catégorie depuis le model lier) et le contenu des deux groupes à tester pour la détection de clash.

Pour le model en cours nous choisissons : « Mur – ossature – poteaux porteurs »

Pour le model lier nous choisissons : « Fenêtres – Garde-corps – portes »

Enfin, nous validons pour exécuter la détection de clash.

Figure 6.13 Tableau déterminant la catégorie.



Une nouvelle fenêtre s'affiche, illustrant le rapport sur les interférences.

Chaque clash liste les deux éléments en conflit en précisant leur identifiant respectif.

Nous avons également la possibilité d'identifier l'élément concerné dans une vue du modèle :

- En cliquant sur la ligne correspondante à l'objet il donne son ID
- Dans l'Onglet « **Gérer** », Fenêtre « **sélectionnez par identifiant** »
- Nous introduisons l'identifiant

Cela va ouvrir une vue adéquate en centrant celle-ci sur l'élément choisit.

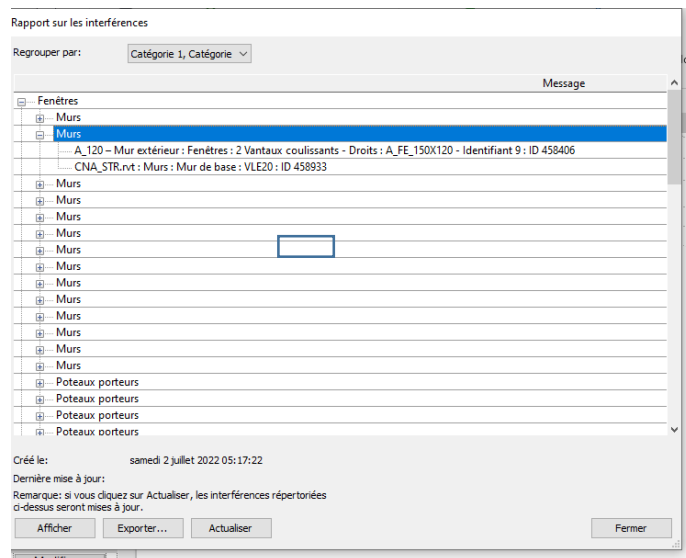


Figure 6.14 Rapport des interférences.

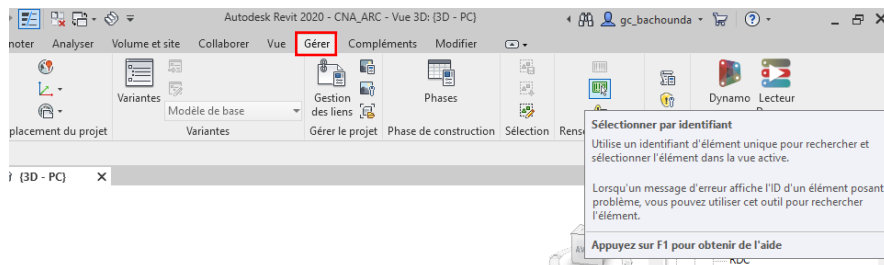


Figure 6.15 Sélection par identifiant.

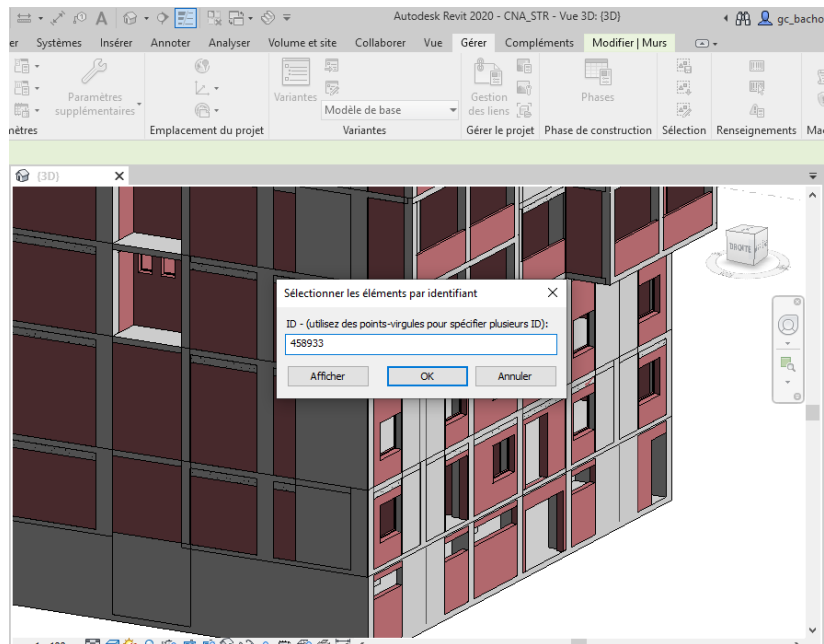


Figure 6.16 Introduction de l'identifiant.

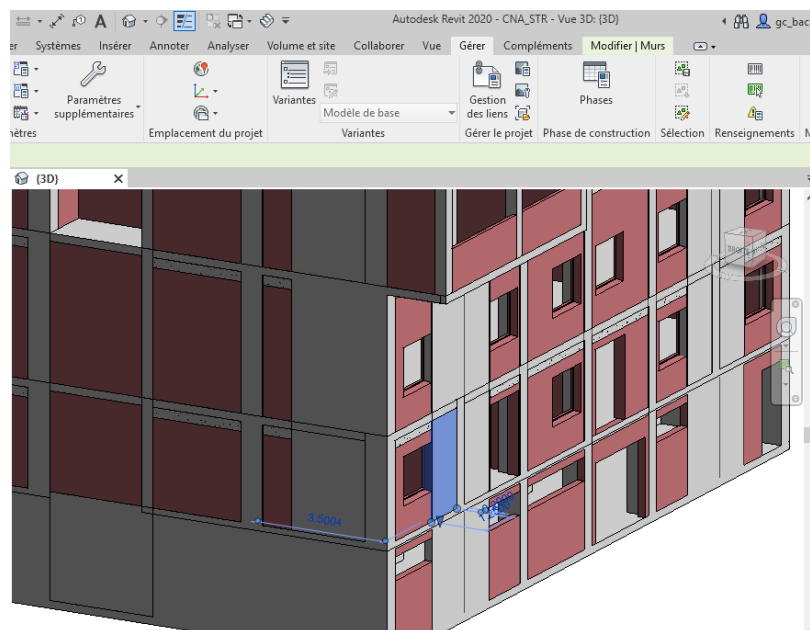


Figure 6.17 Affichage du clash.

6.3.2.1. Affichage d'un autre exemple de clash :

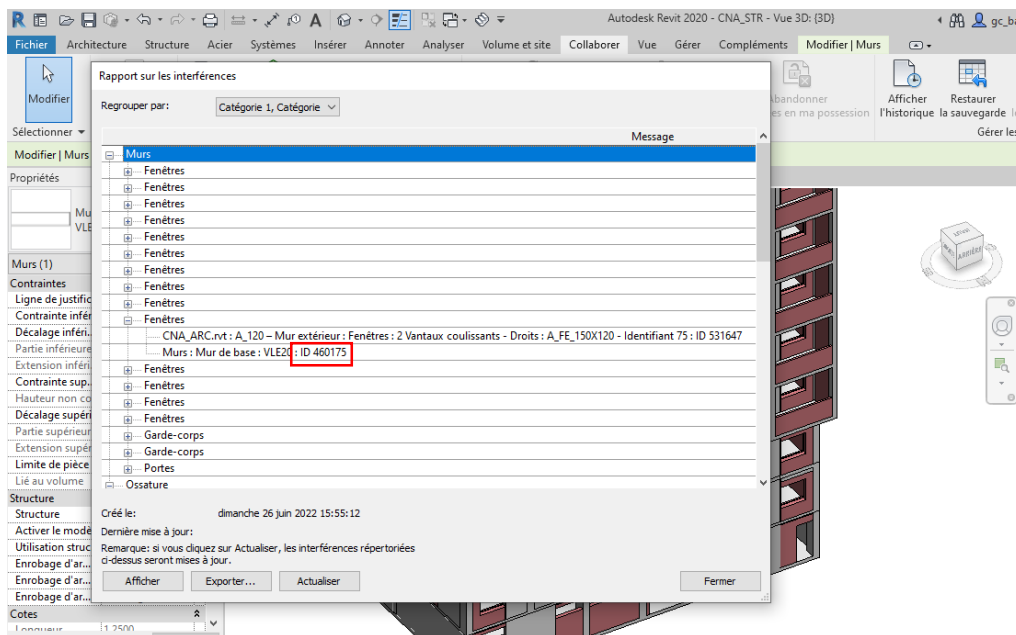


Figure 6.18 Identifiant du voile.

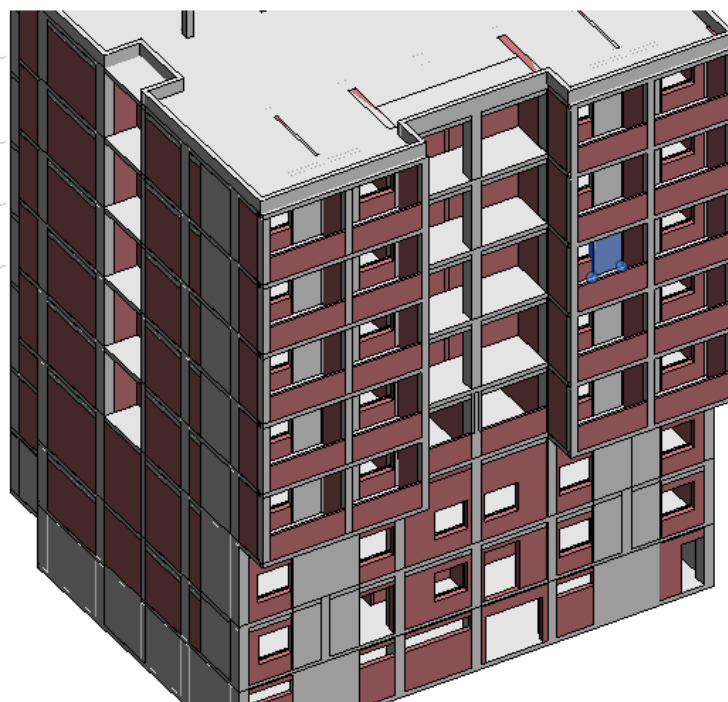


Figure 6.19 Affichage du clash.

6.3.2.2. Affichage d'un clash (Archi / MEP) :

Nous avons un clash entre un mur et un appareil sanitaire

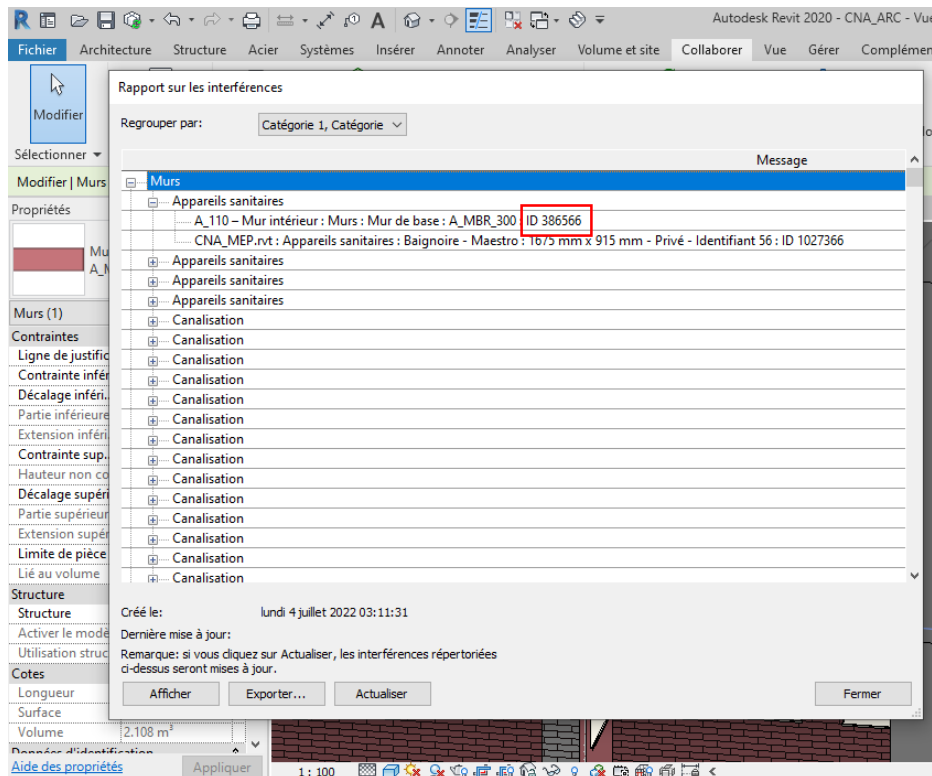


Figure 6.20 Identifiant du mur.

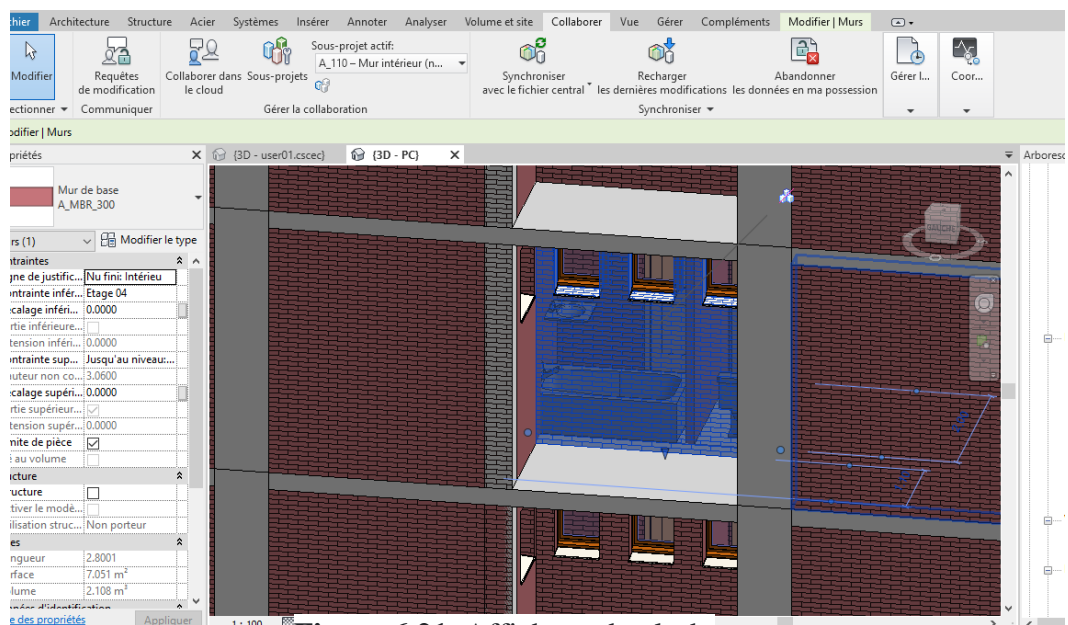


Figure 6.21. Affichage du clash.

6.3.3. La collaboration BIM :

Les intervenants sur un projet BIM travaillent généralement sur des sites distants. Grâce à un **modèle partagé** (ou centralisé) chaque contributeur peut accéder au projet et y apporter des modifications.

La collaboration BIM permet :

- Respecter les calendriers des projets en collaborant en temps réel
- Évaluer mieux les changements effectués en contexte via une analyse intuitive
- Évaluer la constructibilité via une analyse automatisée des conflits
- Consolider la gestion des problèmes pour réduire les modifications
- Contrôler l'accès aux documents grâce à des autorisations à plusieurs niveaux
- Obtenir de meilleurs résultats grâce à une analyse avancée
- Economiser de l'argent
- Trouver les solutions avant le problème.

6.4. Conclusion :

Conception et détection des problèmes de meilleure qualité grâce au BIM avant le début de la construction. La modélisation améliore la cohérence et la précision de la documentation dans les études en amont et exécutives. Il rend le service à effectuer plus clair et réduit l'improvisation sur le lieu de travail. Avec le BIM, vous pouvez mieux contrôler les coûts et les délais de construction. L'anticipation induite par la modélisation permet d'optimiser la mise en œuvre et l'approvisionnement. Le BIM est avant tout un outil de conception qui force l'échange d'informations numériques entre les acteurs du projet et offre une nouvelle façon de travailler. Et aussi en savoir plus sur revit, un logiciel de simulation de bâtiments en 3D car il est réaliste.

Ainsi, vous pouvez obtenir des plans de coffrage, des sections, des plans et des détails de ferrailage, des modèles d'analyse de chute de charge ou une analyse sismique.

CONCLUSION GENERALE

Les Conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumés dans les points suivants :

Le pré dimensionnement est une étape nécessaire pour la suite de l'analyse.

L'analyse dynamique est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure après les vérifications nécessaires des codes réglementaires.

Pour le contreventement et la disposition des voiles, on a constaté que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer dans une structure.

Le BIM est plus qu'un ensemble de logiciels, mais une façon de penser et de traiter l'ensemble du cycle de vie d'un bâtiment. De la planification à la démolition à travers un modèle numérique qui est continue, toutes les données connexes et les rendre évaluables pour les participants à chaque phase.

L'avantage du BIM pour le génie civil est massif et incommensurable dans tous les domaines, quel que soit le type ou la complexité de la structure.

L'avenir de la construction est la modélisation des informations du bâtiment (BIM).

Enfin, nous espérons que ce modeste travail va constituer une référence fiable et crédible pour les promotions à venir.

REFERENCES

- [1] : Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 modifié 2003).
- [2]: Règles BAEL91 modifié 99
- [3]: DTR (32 DTR algériens)
- [4]: L. Gimenez, S. Robert, F. Suard, and K. Zreik, "Automatic reconstruction of 3D building models from scanned 2D floor plans," *Automation in Construction*, vol. 63, pp. 48-56, 3/1/March 2016.
- [5] E. M. Wetzel and W. Y. Thabet, "The use of a BIM-based framework to support safe facility management processes," *Automation in Construction*, vol. 60, pp. 12-24, 2015.
- [6] P. E. D. Love, J. Matthews, I. Simpson, A. Hill, and O. A. Olatunji, "A benefits realization management building information modeling framework for asset owners," *Automation in Construction*, vol. 37, pp. 1-10, 2014/01/01/ 2014.
- [7] E. A. Pärn, D. J. Edwards, and M. C. P. Sing, "The building information modelling trajectory in facilities management : A review," *Automation in Construction*, vol. 75, pp. 45-55, 3// 2017.
- [8] NBS, "NBS National BIM Report 2016," 2016.
- [9] C. Wang, Y. K. Cho, and C. Kim, "Automatic BIM component extraction from point clouds of existing buildings for sustainability applications," *Automation in Construction*, vol. 56, pp. 1-13, 8/1/August 2015.
- [10] Q. Lu and S. Lee, "Image-Based Technologies for Constructing As-Is Building Information Models for Existing Buildings," *Journal of Computing in Civil Engineering*, vol. 31, p. 04017005, 2017.
- [11] R. Volk, J. Stengel, and F. Schultmann, "Building Information Modeling (BIM) for existing buildings — Literature review and future needs," *Automation in Construction*, vol. 38, pp. 109- 127, 3// 2014.
- [12] D. F. Laefer and L. Truong-Hong, "Toward automatic generation of 3D steel structures for building information modelling," *Automation in Construction*, vol. 74, pp. 66-77, 2/1/February 2017.
- [13] M. G. Angelini, V. Baiocchi, D. Costantino, and F. Garzia, "Scan To BIM for 3D Reconstruction of the Papal Basilica of Saint Francis in Assisi in Italy," *Int. Arch. Photogramm. Remote Sens. Spatial Inf. Sci.*, vol. XLII-5/W1, pp. 47-54, 2017.
- [14] Chuck E., Teicholz P., Sacks R. and Liston K. *BIM Handbook: A guide to Building Information Modeling for Owners, Managers, Designer, Engineers and Contractor*, 2011.

[15] Léa SATTLER, Amélioration de l'interopérabilité BIM via un cadre de Co-modélisation par requêtes et enrichissements itératifs de données, thèse de doctorat : génie industriel, 28 mars 2022.

[16] Article L111-10-5 de la Loi n°2015-992, relative à la transition énergétique pour la croissance verte – Légifrance, 17 Août 2015.

Gouv 6 Loi n°2014-366, l'accès au logement et un urbanisme rénové – Légifrance. Gouv, 24 Mars 2014.

[17] Rania WEHBI, Intégration of BIM and Digital Technologies for Smart Indoor Hazards Management, Doctorate Degree Speciality: Civil Engineering, October 22nd, 2021.

[18] MAHMOUDI OUIZA, CONTRIBUTION À L'IMPLANTATION DU BIM DANS LE CONTEXTE ALGERIEN, CAS D'ETUDE : TENTATIVE D'APPLICATION SUR UN PROJET DE CANTINE SCOLAIRE A TIZI OUZOU, MEMOIRE DE MASTER EN ARCHITECTURE 2020 /2021.

[19] CHELBAB NASSIMA/ RAHMOUNI AMINA, L'interopérabilité entre la maquette numérique et les dimensions du processus BIM, mémoire de master académique, 2018 /2019.

[20], Valentin MARCHIONI, Évaluation du niveau de développement des maquettes numériques du BIM pour les entrepreneurs spécialisés de la construction au Québec, mémoire de master de la génie de construction, 05 SEPTEMBRE 2018.

[21] Loïc Bouillon, Le BIM comme support de la gestion foncière des immeubles bâtis et des ouvrages complexes, mémoire présenté en vue d'obtenir le DIPLÔME D'INGÉNIEUR CNAM, 6 Juillet 2016.

[22] : I. Motawa and A. Almarshad, "A knowledge-based BIM system for building maintenance," Automation in Construction, vol. 29, pp. 173-182, 1// 2013.

Normes

La liste des Réglementations et Normes algériennes utilisées dans cette étude :

DTR-BC 2.1 Principes généraux pour vérifier la sécurité des ouvrages

DTR-BC 2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation

DTR-BC 2.31 Dénomination provisoire des sols et des roches

DTR-BC 2.32 Méthodes de sondages et d'essais des sols

DTR-BC 2.33.1 Règles de calcul des fondations superficielles

DTR-BC 2.34 Règles de Conception des Cuvelages

DTR-BC 2.41 Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93

DTR-BC 2.48 Règles parasismiques algériennes - RPA 99 version 2003

DTR-BE 1.1 Travaux de sondages et d'essais des sols

DTR-BE 1.2 Règles d'exécution des travaux de terrassement pour les bâtiments

DTR-BE 1.31 Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles

DTR-BE 2.1 Règles d'exécution des travaux de construction d'ouvrages en béton armé

DTR-BE 2.1a Règles d'exécution des chapes et dalles à base de liants hydrauliques

DTR-C 2.4.7 Règlement Neige et Vent - RNV 2013

DTR-C 2.45 Règles de Conception et de Calcul des Maçonneries

DTR-C 3.1.1 Isolation Acoustique des Parois aux Bruits Aériens - Règles de Calcul

DTR-C 3.2 Réglementation Thermique des Bâtiments d'Habitation - Règles de Calcul des Déperditions Calorifiques

DTR-C 3.4 Climatisation - Règles de Calcul des Apports Calorifiques des Bâtiments

DTR-E 10.1 Travaux d'Exécution des Installations Électriques des Bâtiments a Usage d'Habitation

DTR-E 2.4 Travaux de Maçonnerie de Petits Éléments

DTR-E 4-1 Travaux d'Étanchéité des Toitures Terrasses et Toitures Inclinées - Support Maçonnerie

DTR-E 4-4 Travaux d'Isolation Thermique et d'Étanchéité des Toitures en Tôles d'Acier Nervurées

DTR-E 5-1 Travaux de Menuiserie en Bois

DTR-E 5-2 Travaux de Menuiserie Métallique

DTR-E 6.2.1 Travaux d'Enduits Intérieurs en Plâtre

DTR-E 6.2.3 Travaux d'Exécution des Plaques de Parement en Plâtre - Ouvrages Verticaux

DTR-E 6.6 Travaux de Peinture pour Bâtiments

DTR-E 6-1 Travaux d'Enduits pour Bâtiments

DTR-E 6-3 Règles de Mise en Œuvre des Revêtements de Sol

DTR-E 8.1 Travaux De Plomberie Sanitaire