



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Amar Thelidji- Laghouat

**FACULTE DE GENIE CIVIL ET D'ARCHITECTURE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL**

MEMOIRE DE MASTER

Présenté par : Djeradi Mohamed Yacine & BAADJ Aubaida

DOMAINE SCIENCES ET TECHNOLOGIES

Filière Génie Civil

Option : Structure

Thème

***Initiation au BIM et ses techniques dans le calcul des
structures***

Jurys de soutenance :

Nom et Prénom	Grade	Qualité
Mr. BENFERHAT Bachir	M.A.A	Président
Mme. BENMILOUD Meriem	M.A.A	Examinatrice
Mr. BELAIDI Akram Salah Eddine	M.C.A	Rapporteur

Promotion : Septembre - 2018

DÉDICACES

Je remercie Dieu tout puissant qui m'a donné toute la volonté et la patience pour aboutir à la réalisation de ce travail.

Je dédie ce modeste travail :

A mon source de douceur, de tendresse, d'amour et affection et grâce au encouragement et aux sacrifices qu'elle a consentis j'ai pu arriver à réaliser ce travail, ma très chère mère

A mon très cher père, pour les sacrifices qu'il a consentis pour mon éducation et pour l'avenir qu'il n'a cessé d'offrir.

A toutes mes chers frères et chères sœurs.

Aces qui m'ont soutenu, encouragée, apprécie mon efforts et crée le milieu favorable, l'ambiance joyeuse et l'atmosphère joviale pour mon procurer ce travail, mes chers frères et sœurs :

Mebarka, Riyad, Kamel, Meriem

Et tous mes amis sans exception qui j'ai passée des bonnes moments avec-eux.

A mon chère ami et mon binôme : Aubaida

A Toute ma promotion.

A tout ce qui j'aime et tout ce qu'ils m'aiment.

Toutes ces personnes que j'ai senties redoutable de leur dédier ce modeste travail en termes d'amour et de profonde gratitude.

Mohamed Yacine

DÉDICACES

Je remercie Dieu tout puissant qui m'a donné toute la volonté et la patience pour aboutir à la réalisation de ce travail.

Je dédie ce modeste travail :

A mon source de douceur, de tendresse, d'amour et affection et grâce au encouragement et aux sacrifices qu'elle a consentis j'ai pu arriver à réaliser ce travail, ma très chère mère

A ma très chère mère pour les sacrifices qu'elle a consentis pour mon éducation et pour l'avenir qu'elle n'a cessé d'offrir.

A toutes mes chers frères et chères sœurs.

Aces qui m'ont soutenu, encouragée, apprécie mon efforts et créés le milieu favorable, l'ambiance joyeuse et l'atmosphère joviale pour mon procurer ce travail, mes chers frères à dieu:

Ahmed, Ishak, Bachir, Houda

Et tous mes amis sans exception qui j'ai passée des bonnes moments avec-ils.

A mon chère ami et mon binôme : Yacine

A Toute ma promotion.

A tout ce qui j'aime et tout ce qu'ils m'aiment.

Toutes ces personnes que j'ai senties redoutable de leur dédier ce modeste travail en termes d'amour et de profonde gratitude.

Aubaida

الملخص

يعاني مجال البناء تأخر ملحوظ مقارنة مع المجالات الأخرى في استعمال المعلوماتية. لعلاج هذا ، يقوم خبراء عالم البناء بوضع تقنية جديدة والمسماة BIM (نمذجة معلومات البناء). وهو يعتمد على استخدام نموذج رقمي ثلاثي الأبعاد، و إعادة انشاء المبنى، حيث يحتوي على جميع المعلومات اللازمة لتحقيق ذلك.

BIM هي عملية يجب أن ترافق المشروع في جميع المراحل ، من التصميم إلى التشغيل إلى التنفيذ. ومع ذلك، فمن الصعب استعمال BIM في صيانة المباني بدون إتقان BIM في مرحلة التصميم و التنفيذ.

تهدف هذه الدراسة إلى وضع المبادرة الأولى لإعطاء التقنيات الرئيسية لاستخدام تقنية النمذجة بواسطة BIM ، و إعطاء الأبعاد للعناصر الانشائية، ووضع مخططات التنفيذ للخرسانة المسلحة في مختلف مراحل الإنجاز. ولتحقيق هذا الهدف، نحتاج إلى إعداد نموذج رقمي BIM ونموذج دعم مرتبط به ، هذا النموذج يمكن أن يساعد المصممين عند تصميم المشروع. وبهذه الطريقة ، يمكن استغلال النموذج الناتج بشكل كامل للدراسات الهيكلية والميكانيكية...

استخدمنا تقنية BIM لتصميم بناية مكونة من (قبو + طابق ارضى + 7 طوابق). قد سمحت لنا هذه الدراسة باستعمال برنامجين يستخدمان تقنية BIM ، مثل Autodesk Revit 2017 لنمذجة المنشأ، و تنفيذ مخططات، و برنامج آخر لتحليل الإنشائي Autodesk Robot structural Analysis 2018 وذلك من أجل تحليل وتحديد حجم العناصر الهيكلية المختلفة ، وفي الأخير استعملنا برنامج AutoCAD Structural Detailing 2015 لتنفيذ مخططات التسليح.

عند دراسة الاستقرار العمودي للهيكل يتوجب علينا تحجيم أبعاد الألواح والأعمدة والبلاطة. للقيام بذلك ، تم إجراء حساب يدوي لنزول الاحمال على أساس معايير التصميم الجزائرية ، ويتم ضمان الاستقرار الأفقي للهيكل عن طريق شبكات داعمة من الخرسانة المسلحة. التحليل الديناميكي قائم على طريقة قوة الاستبدال وطريقة استجابة الألياف، والتي تسمح بتحديد القوى التي تتطلب شبكات داعمة من الخرسانة المسلحة.

Résumé

La construction montre un retard de productivité par rapport à l'industrie. Pour y remédier, le monde de la construction met en place le processus BIM (Building Information Modeling). Celui-ci repose sur l'utilisation d'une maquette numérique 3D, reproduction du bâtiment, contenant toutes les informations nécessaires à sa réalisation

Le BIM est un processus qui doit toucher le projet à toutes ses étapes, de la conception à l'exploitation en passant par l'exécution. Cependant il est difficile de prétendre faire du BIM en maintenance d'un bâtiment sans maîtriser parfaitement le BIM en phase de conception et d'exécution.

Cette étude a pour but de mettre une première initiative dont l'objectif c'est de donner les principaux techniques d'utilisation du processus BIM pour la modélisation, le dimensionnement et la mise en plans pour les projets de construction en béton armé dans les différents phases de réalisation. Pour atteindre cet objectif il faut préparer un modèle numérique BIM ainsi qu'un gabarit support associé, ce model peut aider les concepteurs lors de la conception du projet. De cette manière, la maquette obtenue pourra être totalement exploitée pour les études structurelles et mécaniques...

On a utilisé le BIM technologie pour modéliser une structure $S_s + RDC + 7$ étages et cette expérience nous a permet d'utiliser deux logiciels qui utilisent la technologie du BIM, tel que, Autodesk Revit 2017 pour la modélisation de l'ouvrage et la réalisation des plan d'exécution, l'Autodesk Robot structural Analysis 2018 pour l'analyse et le dimensionnement des différents éléments structuraux, finalement un logiciel CAD (AutoCAD Structural Detailing 2015) pour réaliser les plans d'exécution.

L'étude de la stabilité verticale de l'ouvrage consiste au dimensionnement des dalles, des poteaux et du radier. Pour ce faire, un calcul manuel de descente de charge a été réalisé sur la base des normes de dimensionnement algériennes, La stabilité horizontale de l'ouvrage est assurée par des voiles de contreventement en béton armé. Une analyse dynamique, basée sur la méthode des forces de remplacement et sur la méthode des spectres de réponse, a permis de déterminer les efforts sollicitants les voiles.

Abstract

The construction shows a productivity delay compared to the industry. To remedy this, the world of construction is implementing the BIM (Building Information Modeling) process. It is based on the use of a 3D digital model, reproduction of the building, containing all the information necessary for its realization BIM is a process that must touch the project at all stages, from design to operation to execution. However, it is difficult to claim to do BIM in maintenance of a building without perfectly mastering the BIM in the design and execution phase.

This study aims at putting a first initiative whose objective is to give the main techniques of use of the BIM process for the modeling, the dimensioning and the drawing up for the projects of building in reinforced concrete in the different phases of achievement. To achieve this goal, it is necessary to prepare a BIM digital model as well as an associated support template, this model can help the designers during the design of the project. In this way, the resulting model can be fully exploited for structural and mechanical studies ...

We used BIM technology to model a structure Ss + RDC + 7 floor and this study allowed us to use two software that uses BIM technology, such as, Autodesk Revit 2017 for the modeling of the structure and the realization execution drawings, and Autodesk Robot Structural Analysis 2018 for the analysis and dimensioning of the various structural elements, finally a CAD software are used (AutoCAD Structural Detailing 2015) to realize the execution drawings.

The analysis of the vertical stability consists in designing the inner and outer slabs, the columns and the raft. To that end, The calculations have been based on the Algerian design codes , The horizontal stability is provided by the reinforced-concrete bracing walls. A seismic analysis, based on the replacement forces method and on the response spectrum analysis method, leads to the determination of the loading forces in the walls.

Remerciements

Le présent travail

A été réalisé au sein du laboratoire de Génie

Civil de l'Université Amar Telidji à Laghouat

*On tient à remercier tout d'abord DIEU "Allah" Miséricordieux
Qui nous a donné la force et la volonté d'achever ce modeste travail.*

*Nos remerciements profonds vont en premier lieu à notre encadreur
Mr. BELAIDI Akram Salah Eddine, d'avoir accepté de diriger ce travail
de recherche, pour leurs conseils, leur patience, leur expérience
scientifique et leur aide continue.*

*Notre sincère reconnaissance est adressée au Mr. BENFERHAT Bachir.
Maître Assistant, pour l'honneur qu'il nous a fait présidant le jury de
notre soutenance, ainsi que au Mme. BENMILOUD Meriem. Maître
Assistante, pour avoir accepté de participer à la critique et au jugement
de ce travail.*

Nous tenons à remercier également Mr. Chorana Ismail.

Ainsi à tout qui nous aidé de près ou de loin.

On voudrait remercier nos familles

Pour leurs soutiens et leurs encouragements.

Finalement, merci pour toutes personnes qui

Nous ont aidées de près ou de loin

Mohamed

&

Aubaida

Table des matières

المخلص	iv
Résumé	v
Abstract	vi
Remerciements	vii
Introduction générale	1
Chapitre 1. Introduction sur le BIM technologie	3
1.1 Définition du BIM	3
1.2 Historique du BIM	4
1.3 Le BIM pour les ingénieurs civils en structure	4
1.4 Les niveaux de BIM	5
1.4.1 Le BIM de Niveau 0	5
1.4.2 Le BIM de Niveau 1	5
1.4.3 Le BIM de Niveau 2	6
1.4.4 Le BIM de Niveau 3	6
1.5 Pourquoi et Origine du BIM ?	8
1.6 Les principaux avantages de BIM	9
1.6.1 Les avantages généraux.....	9
1.6.2 Avantages particuliers pour les bureaux d'études et ingénieurs.....	10
1.6.3 Avantages pour les maîtres d'ouvrage et les développeurs	11
1.6.4 Avantages lors de la construction et la fabrication, entrepreneurs et fabricants	11
1.7 Les principaux inconvénients de BIM	12
1.8 Le coordinateur BIM	13
1.8.1 Le rôle	13
1.8.2 La place du BIM en phase travaux	13
1.8.3 Responsabilités et compétences	13
1.8.4 Quel niveau de BIM en phase d'exécution	14
1.9 Le choix des logiciels pour le processus BIM	15
1.9.1 Etat des lieux des logiciels existants	16
1.9.2 Les critères de choix des logiciels	16
1.10 Définition Revit	17
1.10.1 Initiation sur le Revit	17
Chapitre 2. Conception de l'ouvrage	29

2.1	Objectif	29
2.2	Présentation de l'ouvrage étudié.....	29
2.2.1	Données du site	30
2.2.2	Caractéristiques de la structure.....	30
2.2.3	La régularité.....	30
2.3	Conception de la structure du bâtiment.....	31
2.3.1	Système de contreventement	31
2.3.2	Les planchers	32
2.3.3	Les murs.....	32
2.3.4	L'acrotère.....	32
2.4	Caractéristiques mécaniques des matériaux	32
2.4.1	Introduction.....	32
2.4.2	Le béton	33
2.4.3	L'Acier	37
Chapitre 3. Prédimensionnement des éléments porteurs.....		40
3.1	Introduction	40
3.2	Prédimensionnement des dalles.....	40
3.2.1	Plancher à corps creux.....	40
3.2.2	Plancher à dalle pleine.....	41
3.2.3	Résistance au feu	41
3.2.4	Isolation phonique.....	42
3.2.5	Résistance à la flexion.....	42
3.2.6	Condition de flèche.....	42
3.2.7	Balcon	43
3.3	Evaluation des charges des dalles	43
3.3.1	Charge permanent (G)	43
3.3.1	Charge d'exploitation (Q)	46
3.4	Prédimensionnement des escaliers.....	46
3.4.1	Sous-sol.....	46
3.4.2	Escalier de rez de chaussée et des étages courants	48
3.5	Evaluation des charges sur les escaliers	50
3.5.1	Charge permanent (G)	50
3.5.2	Charge d'exploitation (Q)	50
3.6	Prédimensionnement des poutres.....	50

3.6.1	Poutre principale (selon sens parallèle à xx)	51
3.6.2	Poutre secondaire (selon sens parallèle à YY)	51
3.7	Prédimensionnement des poteaux	52
3.8	Descente de charge.....	52
3.9	Les voiles	56
Chapitre 4. Etude sismique		59
4.1	Objectifs de l'étude dynamique.....	59
4.2	Modélisation mathématique	59
4.3	Présentation du logiciel de calcul ROBOT	59
4.3.1	Modélisation des éléments structuraux.....	60
4.3.2	Modélisation de la masse	60
4.3.3	Choix de la méthode de calcul (RPA99/Version 2003 Article (4.1.1))	60
4.3.4	Méthode statique équivalente	60
4.3.5	Méthode modale spectrale	66
4.3.6	Classification des systèmes de contreventement	66
4.3.7	Spectre de reponse de calcul	66
4.3.8	Nombre de modes à considérer.....	67
4.3.9	Analyse de la structure	67
4.4	Conclusions	76
Chapitre 5. Dimensionnement des éléments structuraux		77
5.1	Introduction	77
5.2	Hypothèses.....	77
5.3	Ferraillage des poteaux	77
5.3.1	Combinaisons de calcul	77
5.3.2	Armatures longitudinales	78
5.3.3	Armatures transversales.....	78
5.3.4	Combinaison d'action	79
5.3.5	Résultats de calcul pour un poteau le plus sollicité	80
5.4	Ferraillage des poutres.....	82
5.4.1	Introduction.....	82
5.4.2	Ferraillage des poutres principale	83
5.4.3	Ferraillage des poutres secondaires	87
5.5	Ferraillage des voiles.....	89

5.5.1	Etape de calcul.....	89
5.6	Ferraillage des Dalles	93
5.6.1	Dalle: Dalle763 - panneau n° 763 (Corp creux).....	93
5.6.2	Dalle: Dalle478(Dalle pleine) - panneau n° 478.....	96
5.7	Calcul des éléments secondaires.....	99
5.7.1	Ferraillage de l'acrotère.....	99
5.7.2	Ferraillage d'escalier	103
5.8	Ferraillage de la fondation	106
5.8.1	CRITERES DE CHOIX	106
5.8.2	RADIERS	107
5.8.3	Dalle: Dalle974 (Radier) - panneau n° 974.....	109
	<i>Conclusion Générale.....</i>	113
	<i>Recommandations et perspectives</i>	114
	<i>Annexes</i>	115
	<i>Références bibliographiques</i>	117

Liste des Figures

Figure 1-1. Champ d'action du BIM.	4
Figure 1-2. Niveaux de BIM.....	6
Figure 1-3. Dimensions du BIM.....	8
Figure 1-4. Collaboration de travailleurs de BIM.....	9
Figure 1-5. Processus BIM de niveau 2.....	15
Figure 1-6. Interface de Revit.....	18
Figure 1-7. Différents vue possible sur Revit.....	21
Figure 1-8. Exemple de rendu donné par Revit.....	22
Figure 1-9. Exemple de coordination entre les différents intervenants du projet.....	22
Figure 1-10. Exemple de structure modelé dans Autodesk Revit.....	24
Figure 1-11. Modèle analytique d'un projet dans Autodesk Revit.....	24
Figure 1-12. Modèle Analytique et physique d'un projet.....	27
Figure 1-13. Exemple de modèle analytique avec son modèle physique superposé.....	28
Figure 2-1. Limites des décrochements en élévation.....	31
Figure 2-2. Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	34
Figure 2-3. Evolution de la résistance à la traction en fonction de celle à la compression.....	34
Figure 2-4. L'évolution du module de Young différée E_{vj} en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj}	35
Figure 2-5. Diagramme contrainte déformation de calcul à l' ELU.....	36
Figure 2-6. Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier `a l' ELU.....	39
Figure 3-1. Dessin d'un plancher en corps creux.....	41
Figure 3-2. Charge de la dalle.....	42
Figure 3-3. Schéma d'escalier.....	46
Figure 3-4. Schéma des escaliers.....	47
Figure 3-5. Poutre principale.....	51
Figure 3-6. Poutre secondaire.....	52
Figure 3-7. Coupe de voile en plan.....	57
Figure 4-1. Vue en plan de la variante proposée.....	68
Figure 4-2. Mode 1 (translation xx).....	71
Figure 4-3. Mode 2 (translation yy).....	72
Figure 4-4. Mode 3 (torsion).....	72
Figure 5-1. Shema de ferrailage du poteau le plus sollicité.....	81
Figure 5-2. Shema de ferrailage de la poutre principale.....	87

Figure 5-3. Shema de ferrailage de la poutre secondaire.....	89
Figure 5-4. Shema de ferrailage du voile.	92
Figure 5-5. Coupe démonstratif (dalle corp creux)	93
Figure 5-6. Shema de ferrailage de la dalle.	95
Figure 5-7. Shema de ferrailage dalle pleine	98
Figure 5-8. Schéma statique de l'acrotère	99
Figure 5-9. Section de l'acrotère a ferrailé	101
Figure 5-10 Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	102
Figure 5-11. Schéma statique	104
Figure 5-12. Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier.....	105
Figure 5-13. Vue en plan de chevauchement des semelles isolées	106
Figure 5-14. cartographie de moment sens xx.	108
Figure 5-15. cartographie de moment sens yy.....	108
Figure 5-16. Shéma de ferrailage de linfrastructure (Radier generale).....	112

Liste des Tableaux

Tableau 2.1. Caractéristiques des aciers utilisées	37
Tableau 3.1. Différents charges appliquée sur la dalle.	43
Tableau 3.2. Les différentes surcharges des dalles.	46
Tableau 3.3. Les différents caractéristiques de section du poteau.	52
Tableau 3.4. Poids propre des poutres sur le poteau le plus sollicité.....	53
Tableau 3.5. La charge permanente totale pour terrasse et étage courant.....	53
Tableau 3.6. Résultats pour charges d'exploitation.....	53
Tableau 3.7. Calcul la section de 7 ^{ème} étage.	53
Tableau 3.8. Calcul la section de 6 ^{ème} étage.	54
Tableau 3.9. Calcul la section de 5 ^{ème} étage.	54
Tableau 3.10. Calcul la section de 4 ^{ème} étage.	54
Tableau 3.11. Calcul la section de 3 ^{ème} étage.	54
Tableau 3.12. Calcul la section de 2 ^{ème} étage.	54
Tableau 3.13. Calcul la section de 1 ^{er} étage.....	55
Tableau 3.14. Calcul la section de RDC.....	55
Tableau 3.15. Calcul la section de Ss.	55
Tableau 4.1. Coefficients d'accélération de zone A.	62
Tableau 4.2. Valeurs de ξ (%).	62
Tableau 4.3. Période fondamentale de la structure.	63
Tableau 4.4. Valeurs des pénalités Pq	64
Tableau 4.5. Efforts tranchants à la base	65
Tableau 4.6. Centre des masses et Centre de torsion de chaque étage.	69
Tableau 4.7. Résumé les résultats des excentricités pour chaque niveau	70
Tableau 4.8. Périodes et les facteurs de participation massique modale	71
Tableau 4.9. Distribution des efforts tranchant sens YY.	73
Tableau 4.10. Distribution des efforts tranchant sens XX.	73
Tableau 4.11. Déplacement inter-étage dans le sens 'xx'	74
Tableau 4.12. Déplacement inter-étage dans le sens 'yy'	74
Tableau 4.13. Vérification de l'effet P-Delta	75
Tableau 4.14. Vérification au renversement Sens longitudinal	76
Tableau 4.15. Vérification au renversement Sens transversal	76
Tableau 5.1. Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques	77
Tableau 5.2. effort sur les poteaux pour déférente combinaison.	80

Tableau 5.3. Résultats des efforts appliquées	80
Tableau 5.4. Ferrailage poutre secondaire	88
Tableau 5.5. Sollicitations du calcul de l'acrotère	100

Introduction générale

Un bâtiment est le résultat d'une collaboration de plusieurs corps de métier suivant des procédés remontant jusqu'à plusieurs siècles. Il ne cesse cependant d'évoluer. Les procédés se numérisent et révolutionnent tous les processus de conception. Ces nouveaux outils, ainsi que l'avancée informatique, ont récemment mis en avant un nouveau procédé de projet architectural : le "Building Information Modeling" que nous appellerons BIM dans la suite de ce document. Cette nouvelle méthode a pour premier but de simplifier la conception du bâtiment, et de ce fait, de diminuer les coûts inhérents à son étude. L'idée du BIM est de concevoir le bâtiment dans un monde virtuel à l'identique de sa future conception. Les ingénieurs quittent alors leur plan 2D pour appuyer leurs études sur une maquette virtuelle qui possède toutes les caractéristiques nécessaires à la réalisation de leurs projets. Le processus de construction d'un bâtiment est le résultat de la collaboration d'une multitude de métiers. La maquette BIM, adaptée à cette particularité, place le travail collaboratif au cœur de l'étude et reçoit les informations de tout corps de métiers. Chaque corps de métier correspond, d'un point de vue ergonomique, à un profil utilisateur. Celui-ci doit obtenir des outils appropriés à ses problèmes et à ses besoins, car il représente une expertise bien spécifique pour le bâtiment. Ce processus BIM, unique en son genre, nécessite des outils de visualisation et d'interaction sur mesure.

D'un point de vue technique, la maquette est l'ensemble des éléments constituant le projet de construction. On y retrouve tous les murs, portes, câbles électrique, ainsi que les éléments de logistique, camions, grues... De plus, pour chaque élément, on y attribue ses caractéristiques. On y trouve les matériaux utilisés ou le type de revêtement. Chaque objet du bâtiment doit y être représenté visuellement et toutes ces caractéristiques doivent pouvoir lui être associées. Les ingénieurs du BIM interagissent avec la maquette BIM au travers de logiciel 3D. Ils ont alors accès à la représentation du bâtiment sur lequel ils peuvent réaliser leur étude.

Cet étude fait un état d'art du processus BIM et de la réalité virtuelle. Dans un premier temps, nous étudierons le processus BIM. Le BIM représente une innovation dans les processus de conception de bâtiment. Cette nouvelle méthode propose une mise à jour de l'étude pour intégrer des outils tels que la maquette numérique 3D. Son intégration n'est pas sans effort de la part des constructeurs. Il est alors important d'étudier les raisons de sa mise en place et sa contribution dans la réalisation de projets. Nous définirons le BIM d'un point de

vue utilisateur, mais aussi au travers de sa description technique. Dans un second temps, nous proposerons un état de l'art de la réalité virtuelle. Ce domaine s'appuyant essentiellement sur la 3D se montre un bon compagnon pour le processus BIM. Nous proposerons une définition de la réalité virtuelle et décrirons ses actions dans l'industrie. Nous définirons ce que sont les salles de réalité virtuelle et leurs utilisations pour le bâtiment. Enfin, nous expliquerons les liens entre le BIM et la réalité virtuelle.

Chapitre 1. Introduction sur le BIM technologie

1.1 Définition du BIM

Au fait le BIM, c'est quoi ? Tout d'abord BIM vient de l'anglais Building Information Modeling qui se traduit par Modélisation des Informations (ou données) du Bâtiment. Le terme bâtiment ici est générique et englobe également les infrastructures. Il est difficile de trouver une définition du BIM acceptée par tous. Le BIM, c'est surtout des méthodes de travail et une maquette numérique paramétrique 3D qui contient des données intelligentes et structurées. Le BIM est le partage d'informations fiables tout au long de la durée de vie d'un bâtiment ou d'infrastructures, de leur conception jusqu'à leur démolition. La maquette numérique quant à elle est une représentation digitale des caractéristiques physiques et fonctionnelles de ce bâtiment ou de ces infrastructures. Le BIM est souvent assimilé à un logiciel ou à une technologie. Il est bien plus que cela. C'est en fait une suite de processus ou méthodes de travail utilisés tout au long de la conception, de la construction et de l'utilisation d'un bâtiment. Le BIM définit qui fait quoi, comment et à quel moment. Un ou plusieurs modèles virtuels 3D paramétriques intelligents et structurés sont utilisés tout au long de la conception, de la construction et même de l'utilisation d'un bâtiment. Ces modèles virtuels permettent d'effectuer des analyses et simulations (énergétiques, calcul structurel, détections des conflits, etc.), des contrôles (respect des normes, du budget, etc...) et des visualisations. La maquette numérique structurée permet une collaboration entre tous les intervenants d'un projet, soit par des échanges de données, soit en permettant une intervention sur un seul et même modèle. Avec le BIM, les analyses-contrôles-visualisation sont effectués très tôt dans l'étude d'un projet, permettant ainsi une conception de meilleure qualité et la détection des problèmes avant la mise en chantier. Grâce à la maquette numérique constamment tenue à jour, les coûts de construction sont mieux maîtrisés car extraits en temps réel. La qualité des bâtiments se trouve globalement améliorée grâce aux différentes analyses et simulations effectuées à un stade précoce du projet, avant que les coûts des modifications n'aient trop de répercussions. Le BIM n'est pas un logiciel ou une marque de logiciel, toutefois une application dite BIM capable de modéliser une maquette numérique composée d'objets paramétriques est nécessaire. Cela dit l'utilisation de programmes 2D ou 3D non paramétriques est parfaitement possible dans les processus de conception BIM, par exemple pour la production de plans papier, le partage des informations avec des intervenants sans logiciel BIM, ou lors de la phase d'avant-projet [1].

En quelque sorte le BIM est un processus qui s'inscrit dans un projet de A à Z (Figure1-1) :

- Lors de l'élaboration
- Lors de la construction
- Lors de la livraison
- Lors de l'exploitation

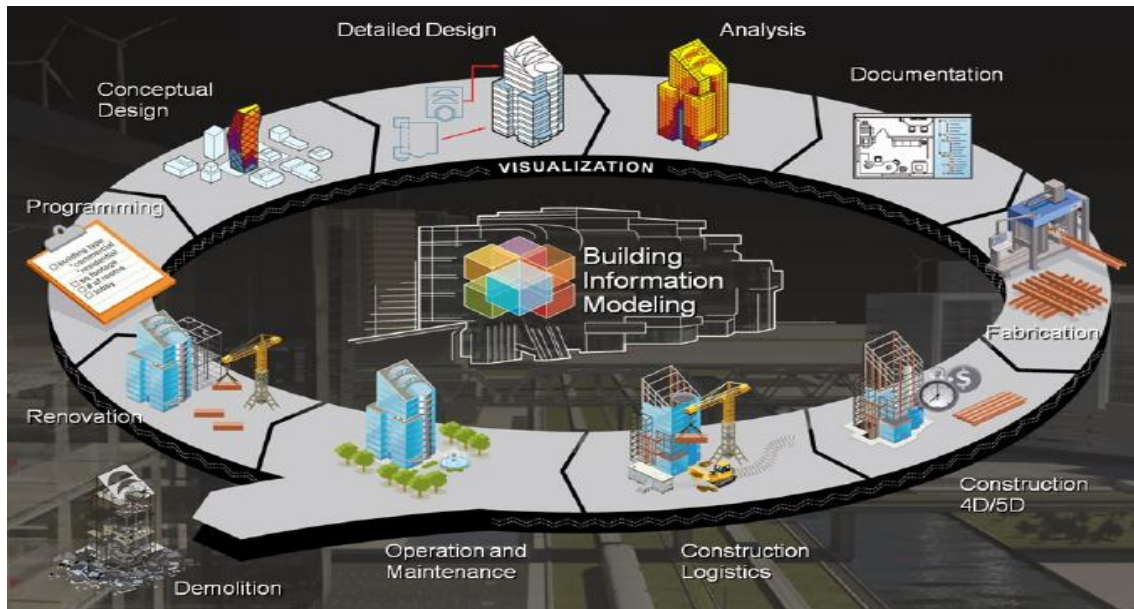


Figure 1-1. Champ d'action du BIM.

1.2 Historique du BIM

1970 : Le terme BIM a été utilisé pour la première fois.

1982 : Première version d'Autocad réalisé et Graphisoft fondé.

1983 : Première version d'Autocad pour le Windows réalisé.

1987 : Première version de Graphisoft's et ArchiCAD réalisé.

1997 : Revit fonder, première version de IFC réalisé.

1999 : Revit première fois réalisé.

2002 : Revit acheter par Autodesk [1].

1.3 Le BIM pour les ingénieurs civils en structure

Le BIM offre de multiples avantages pour les ingénieurs en structure. Tout d'abord ils reçoivent de l'architecte un modèle 3D dans lequel l'architecte a déjà souvent déjà précisé quels sont les éléments structuraux. L'ingénieur n'aura donc plus à refaire le modèle ou redessiner les plans en 2D. Parfois l'ingénieur devra dépouiller le modèle architectural afin de ne laisser que les éléments qui vont lui servir pour ses calculs. Le fait d'utiliser une maquette numérique structurée élimine pratiquement les risques d'erreur et représente un gain de temps.

Si l'ingénieur doit par exemple augmenter les dimensions d'une colonne prévues par l'architecte, il lui suffira de faire ses modifications et de renvoyer le modèle structurel à l'architecte. Bien souvent alors la modification se fera automatiquement dans le modèle architectural [1].

Le modèle BIM sera alors importé dans un logiciel de calcul afin de déterminer par exemple le type d'armature nécessaire dans une structure en béton. Il sera alors possible aux projecteurs d'établir les plans d'armatures basés sur le modèle BIM. Encore une fois, le risque d'erreur est pratiquement éliminé et le gain de temps est appréciable.

La progression des logiciels BIM va bientôt rendre possible la fabrication et le façonnage, par exemple, des aciers d'armature directement depuis le modèle BIM. Les armatures modélisées en 3D seront envoyées au fabricant qui pourra alors lancer le façonnage [1].

Les bureaux d'ingénieurs qui seront capables d'incorporer le BIM dans leurs méthodes de travail auront un avantage certain sur leurs concurrents.

Le BIM permet d'anticiper la phase d'exécution car on construit numériquement le futur bâtiment. On peut dire que le BIM permet de *«Construire avant de construire»*. Ainsi, une majeure partie de la coordination, d'analyses et de contrôles sont effectués en amont. Le champ des possibilités du BIM est quasiment infini, à condition que tous les processus qu'il met en place soient correctement définis. On distingue ainsi plusieurs niveaux de BIM [1].

1.4 Les niveaux de BIM

1.4.1 Le BIM de Niveau 0

- Communication par plans 2D
- Pas de centralisation des informations [5].

1.4.2 Le BIM de Niveau 1

- On parle de BIM isolé
- Maquette numérique 3D isolée (souvent Architecte, et parfois Structure) mais aucun lien entre modèles
- Communication et coordination via plans 2D
- Pas de centralisation des informations [5].

1.4.3 Le BIM de Niveau 2

- Chaque intervenant possède sa propre maquette numérique
- Les mandataires travaillent avec une maquette "morte" de l'architecte
- Les modèles 3D sont paramétriques
- Les échanges de maquette sont souvent unidirectionnels
- La coordination s'établit sur un modèle à part
- Il commence à y avoir une centralisation de l'information sur une base de données [5].

1.4.4 Le BIM de Niveau 3

- On travaille sur une maquette de référence (maquette stockée sur un serveur online)
- Une centralisation de l'information directement intégrée dans le modèle de référence
- Les responsabilités de chacun doivent être clairement définies
- Les modifications de chacun sont vues instantanément
- La coordination entre tous les intervenants doit être cadrée [5].

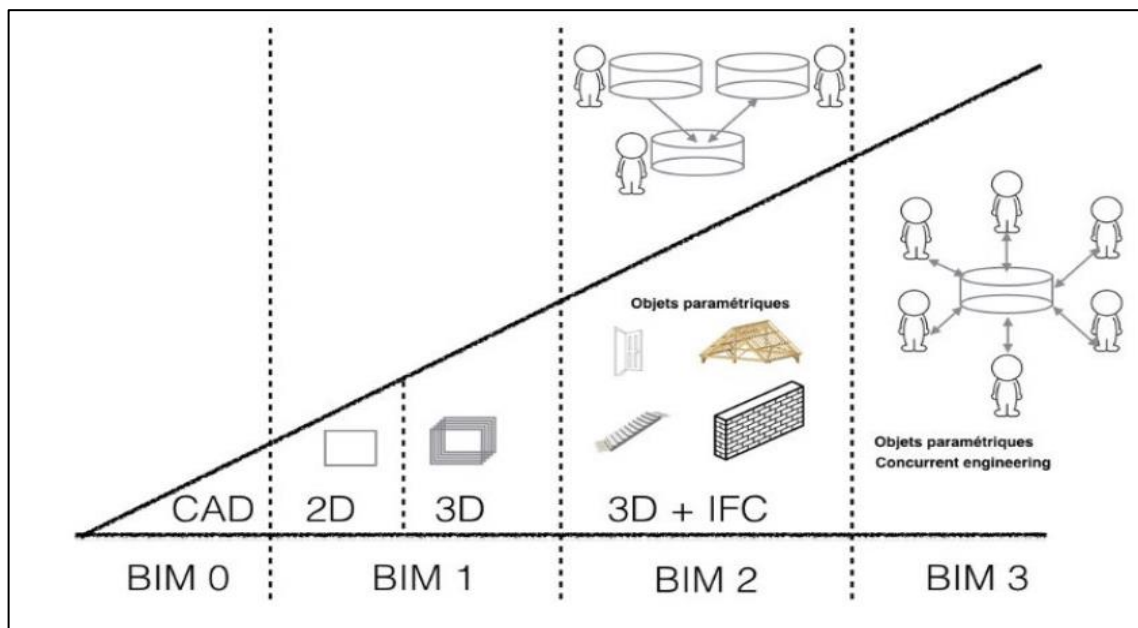


Figure 1-2. Niveaux de BIM.

A travers ces différents niveaux nous voyons qu'il est possible d'améliorer considérablement la coordination au niveau de la conception d'un bâtiment. Les phases de conception sont alors légèrement plus longues car elle réunit plus d'informations que des plans 2D traditionnels. Néanmoins ce processus a l'avantage de faciliter la préparation et la gestion de la phase travaux. C'est à partir de ce moment-là que l'on peut introduire des dimensions au BIM.

A peine avons-nous eu le temps de nous faire à l'idée de passer de deux à trois dimensions, que déjà apparaissent une multitude d'autres "dimensions". Si pour la 2D et la 3D les choses sont suffisamment claires, que peuvent bien signifier les autres ? Afin de vous éclairer, voici une brève explication pour chacune de ces dimensions. (Figure1-3)

BIM 2D: Mais que vient faire la 2D dans le BIM? Et bien les plans papier ont encore quelques années devant eux. De nombreuses entreprises travailleront encore en 2D pour les années à venir et il faudra bien échanger avec elles.

BIM 3D: Les trois dimensions géométriques X-Y-Z. Sans elles le BIM ne serait pas. Elles permettent les visualisations, les détections d'interférence, la préfabrication, les relevés de l'existant, le calcul des quantités, la mise à jour automatique des coupes et détails, etc...

BIM 4D: Ajoute une donnée « temps » aux trois dimensions géométriques. 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 visualiser dans le temps la durée d'un événement ou la progression d'une phase de construction.

BIM 5D: Ajoute-la donnée « coût » aux 4 dimensions précédentes. Permet de lier les éléments géométriques et la contrainte « temps » à un « coût » et ainsi estimer les coûts de construction ou obtenir un aperçu de la situation financière d'un projet à un moment donné.

BIM 6D: Traite de tout ce qui concerne le développement durable d'un bâtiment, par exemple les analyses énergétiques.

BIM 7D: Lie 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 contient toutes les informations nécessaires au propriétaire pour l'utilisation et la maintenance du bâtiment.

BIM XD: Le X représente ici toutes les données additionnelles imaginables qui pourraient encore venir s'ajouter aux autres dimensions [1].

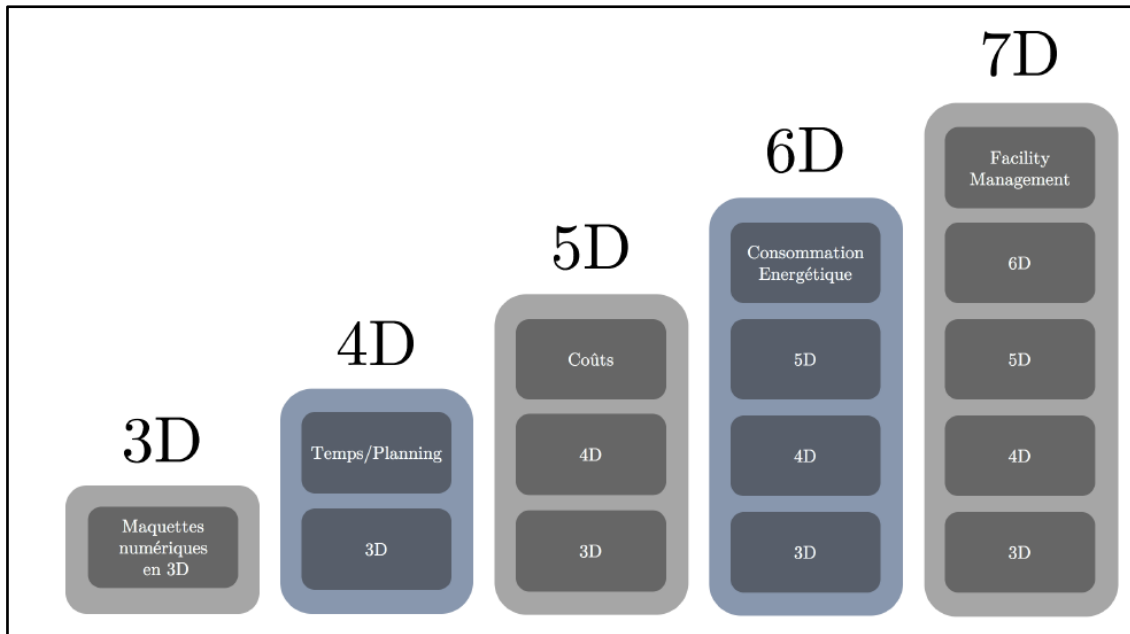


Figure 1-3. Dimensions du BIM.

1.5 Pourquoi et Origine du BIM ?

Le BIM, ou plutôt les logiciels BIM comme ArchiCAD, existe depuis une trentaine d'années. Alors pourquoi cette soudaine frénésie et cette course à l'adoption du BIM? Tout d'abord la récente progression fulgurante de la puissance des ordinateurs permet maintenant d'utiliser des solutions qui n'étaient pas disponibles pour le grand public. Ensuite plusieurs autres raisons, écologiques et économiques, ont favorisé l'adoption du BIM :

1.5.1.1 La volonté de réduire les émissions de carbone et de gaz à effet de serre

Les gouvernements qui adoptent ou sont sur le point d'adopter le BIM le font souvent en relation avec une obligation légale de réduire les émissions de carbone et de gaz à effets de serre. Cette réduction ne peut se faire avec les méthodes de travail actuellement en vigueur dans la construction. Une nouvelle façon de travailler doit être mise en place et le BIM s'est naturellement imposé comme une des solutions ayant le potentiel de transformer les habitudes et de structurer l'industrie de la construction [5].

1.5.1.2 Les ressources naturelles disponibles s'amenuisent

D'ici à 2050, la Terre devrait compter 9 milliards d'habitants. Si nous continuons à utiliser les ressources naturelles de la même façon pour nos infrastructures et bâtiments, il y aura pénurie. Si nous désirons tous vivre à un certain niveau de vie, nous devons trouver des solutions afin de construire différemment et stopper le gaspillage actuel des ressources [5].

1.5.1.3 Améliorer l'efficacité et la qualité de l'industrie de la construction

Dernier et non des moindre, le piètre état de notre industrie de la construction. Dépassement de budget, sous-productivité comparée aux autres industries, relation tumultueuse entre les différents acteurs, mauvaise qualité, désorganisation, gaspillage. La construction souffre d'une terrible réputation et il faut bien avouer qu'il est difficile de la défendre tant les problèmes sont nombreux. Le BIM a de multiples avantages, comme par exemple :

- réduire les modifications tardives de la conception
- détecter les conflits entre les éléments et améliorer la coordination
- réutiliser les informations durant toute la durée de vie d'un projet
- permettre la fabrication hors site
- favoriser l'optimisation de la conception par ordinateur
- enrichir les informations et la visualisation
- permettre l'optimisation de la gestion et des coûts [5].

1.6 Les principaux avantages de BIM

1.6.1 Les avantages généraux

L'objectif du BIM est de construire plus vite, moins cher et offrir au maître d'ouvrage une modélisation du bâtiment exploitable durant toute la durée de vie de ce dernier grâce à un mode de conception numérique et collaboratif (Figure 1-4) [1].

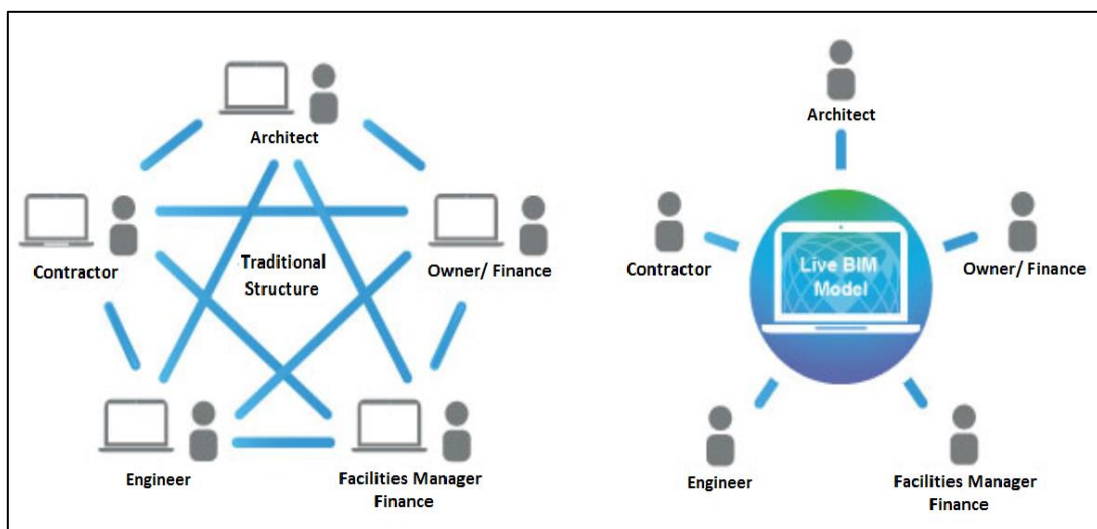


Figure 1-4. Collaboration de travailleurs de BIM.

Les avantages de ce mode de conception sont très nombreux. Voici une liste non-exhaustive de ces derniers :

- Minimisation des ressaisies et gains financiers associés et réduction du coût global d'un bâtiment grâce à une meilleure conception ;
- Travail collaboratif permettant d'améliorer le dialogue entre intervenants et de décloisonner les métiers ;
- Erreurs minimisées lors de la conception, la synthèse et la construction : Durant les études de faisabilité et la conception, l'extraction des quantités du modèle virtuel BIM permet de vérifier très tôt si un projet respectera les critères financiers et les délais de construction ;
- Construction facilitée lors de la réalisation : Le modèle virtuel 3D aide à la vérification des critères fonctionnels et environnementaux d'un projet. Il en découle une amélioration de la qualité des bâtiments. Cela est primordial quand on sait que l'utilisation d'un bâtiment représente 80% du coût total d'un bâtiment, y compris sa construction ;
- Efficacité améliorée lors de la conception et la synthèse : Une meilleure collaboration entre les intervenants permet une meilleure compréhension des critères du projet (figure 4) ;
- Une estimation du coût en temps réel permet de vérifier immédiatement les incidences budgétaires des modifications de conception [1] ;

1.6.2 Avantages particuliers pour les bureaux d'études et ingénieurs

La démarche BIM présente de nombreux avantages pour la maîtrise d'œuvre. Elle permet une compréhension du projet de manière globale. Les problèmes sont détectés plus rapidement, permettant ainsi une meilleure productivité. L'enjeu principal du BIM est d'assurer l'interopérabilité des logiciels et ainsi des différents acteurs du projet. Les intérêts majeurs pour le bureau d'études sont répertoriés ci-après :

- Le modèle virtuel 3D conçu avec un logiciel BIM permet d'effectuer des visualisations précises à toutes les étapes du projet, et est automatiquement régénérée dans toutes les vues.
- Le modèle composé d'objets paramétriques ne comportera pas d'erreur de géométrie, notamment suite à une modification.
- Les logiciels BIM permettent à tout instant de générer des plans 2D, consistants entre eux, qui reflètent parfaitement le modèle virtuel à cet instant.

- La collaboration entre les intervenants est facilitée grâce à l'utilisation d'un même modèle 3D, simultanément ou non [7].
- Le modèle virtuel BIM permet la vérification du respect des normes en vigueur et des critères du projet tant au niveau quantitatif que qualitatif.
- Les quantités et coûts de construction peuvent être extraits en temps réel, à tout moment durant la conception. Cela permet d'avoir un retour immédiat sur les conséquences budgétaires d'une modification ou d'une variante.
- Les analyses et simulations des performances énergétiques et environnementales d'un bâtiment peuvent être réalisées très tôt dans l'étude, ce qui fournit l'opportunité de corriger la conception au besoin.
- Le BIM peut permettre de limiter les ressaisies de données. En effet, il est possible de récupérer les données des autres intervenants sans avoir à les ressaisir puis les enrichir en y intégrant ses propres résultats.
- Réaliser des coupes et vues 3D instantanées des installations.
- La possibilité donnée d'éditer la nomenclature permet, lorsque la maquette numérique est finalisée, d'obtenir une nomenclature de tous les éléments constituant le projet [7].

1.6.3 Avantages pour les maîtres d'ouvrage et les développeurs

- Durant les études de faisabilité et la conception, l'extraction des quantités du modèle virtuel BIM permet de vérifier très tôt si un projet respectera les critères financiers et les délais de construction.
- Le modèle virtuel 3D aide à la vérification des critères fonctionnels et environnementaux d'un projet. Il en découle une amélioration de la qualité des bâtiments. Cela est primordial quand on sait que l'utilisation d'un bâtiment représente 80% du coût total d'un bâtiment, y compris sa construction.
- Une meilleure collaboration entre les intervenants permet une meilleure compréhension des critères du projet
- Une estimation du coût en temps réel permet de vérifier immédiatement les incidences budgétaires des modifications de conception [8].

1.6.4 Avantages lors de la construction et la fabrication, entrepreneurs et fabricants

- Le modèle 3D est la source de tous les dessins, ce qui permet donc d'éliminer toutes inconsistances entre eux.

- Découverte des erreurs et omissions avant le début des travaux. Les modèles provenant de toutes les disciplines peuvent être assemblés et vérifiés pour les éventuelles interférences. Les conflits et autres problèmes de construction sont visualisés au stade des études et non sur le chantier.
- Grâce aux objets paramétriques du modèle virtuel, les modifications seront reportées en temps réel et leurs conséquences peuvent être visualisées.
- La conception et la construction peuvent être synchronisées grâce au 4D, qui ajoute la dimension temps au modèle virtuel 3D.
- Le modèle 3D permet l'extraction de tous les matériaux et ressources nécessaires à chaque étape du projet. Il est beaucoup plus facile de planifier les livraisons des matériaux et des équipements. Les commandes aux sous-traitants peuvent être effectuées avec plus de précision et en temps opportun.
- Le modèle 3D permet une plus grande précision de fabrication [1].

1.7 Les principaux inconvénients de BIM

Malgré de nombreux avantages certains, il subsiste des inconvénients liés à la jeunesse de l'utilisation du BIM en entreprise, et que seules les années d'utilisation vont permettre d'effacer. C'est le cas notamment du prix, qui aujourd'hui reste encore extrêmement élevé étant donné l'inexpérience que la plupart des entreprises ont en la matière. De plus, légalement, l'utilisation du BIM engendre encore quelques zones d'ombre, notamment concernant la propriété du modèle 3D puisque tout le monde peut intervenir dessus. En outre, seuls les plans du marché ont aujourd'hui une valeur contractuelle, la maquette numérique générée par le BIM n'en est pas une, elle ne constitue qu'une aide à la réalisation et à la gestion de l'ensemble du projet.

Bien que le BIM facilite la faisabilité de projets conçus de bâtiments, il n'aide pas la qualité de la conception dans des phases en amont des projets. Les logiciels de BIM ne sont pas encore tous assez stables et murs afin d'être totalement exploité en production.

Bien évidemment, l'utilisation du BIM et de ces méthodes n'a pas de conséquence bénéfique immédiate pour les entreprises qui commencent à s'y mettre. Son utilisation est très complexe, demande un temps d'adaptation et coûte cher à mettre en place. La création de pièces standards au début demande également du temps [1].

1.8 Le coordinateur BIM

1.8.1 Le rôle

Les coordinateurs BIM (BIM Coordinator) se voient confier des tâches de gestion et de coordination des différents modèles BIM d'un projet, souvent en plus de leurs tâches de modélisation [4].

1.8.2 La place du BIM en phase travaux

Jusqu'à présent sur un projet classique sans BIM les équipes travaux étaient composées d'un chef de projet, d'un responsable Gros Œuvre, d'un responsable CVSE et d'un responsable CEA-Clos Couvert. Les effectifs pouvaient varier suivant la taille du projet. Pour accompagner cette transition vers le BIM, un nouveau rôle apparaît dans ces équipes, celui du « Coordinateur BIM » [4].

1.8.3 Responsabilités et compétences

- Responsabilités plus élargies que le Gestionnaire de l'information
- Plus de relations avec la conception que le Gestionnaire de l'Information
- Mise en route du projet BIM: gestion des flux de travail et des besoins
- Coordination des modèles: coordination du processus, vérification que les modèles fonctionnent ensemble, le type de modèle, s'assurer de l'interopérabilité des modèles
- Détection des conflits
- Vérification de la qualité et validation des données
- Extraction des quantités
- Conversion des données
- Développe, déploie, assure le respect et maintient le Protocole BIM
- Création et mise à jour d'un programme de coordination en ligne avec le programme du projet
- Identifier les impacts sur le programme du projet des erreurs éventuelles de transmission des informations.
- Mise en place de réunions de coordination
- Tenir à jour une liste des modèles BIM et leur statut
- Tenir une liste des transferts de propriétés, par exemple les colonnes passées de l'architecte à l'ingénieur en structure

- Etablir les procédures d'assurance qualité afin de vérifier que les modèles sont bien précis et que le niveau de détail est correct
- Vérifier que chaque organisation a publié un modèle à chaque étape prévue par le programme du projet
- Enregistrer et surveiller les données partagées et les relations entre les modèles, par exemple, axes, niveau d'étage, coordonnées
- Identifier et accepter tous les besoins de partages d'infrastructures techniques, critères d'interopérabilité, standards
- Administrer et accepter le système de partage et la publication des documents
- Responsabilité et pouvoir de donner des instructions obligatoires concernant le BIM
- Coordination de la transmission des modèles et données aux étapes convenues dans le programme de coordination [4].

1.8.4 Quel niveau de BIM en phase d'exécution

La phase d'exécution ne révolutionne pas les bases du BIM mises en place en phase de design. On reste globalement sur un BIM de niveau 2 (figure 1-5), c'est juste le niveau de détail et d'informations qui change en phase d'exécution. En effet, plus l'on rentre en phase de travaux plus nous avons besoin de maîtriser les moindres petits détails. Par exemple en phase de design, la matérialité des éviers/lavabos n'étaient pas une priorité tandis quand exécution pour pouvoir commander et faire chiffrer ces éléments il faut connaître cette information. La phase d'exécution permet de créer et d'affiner une quantité très impressionnante de données qu'il faut ensuite pouvoir retranscrire dans les maquettes numériques et dans la base de données.

La figure 5 illustre le processus BIM de niveau 2 mis en place sur les projets [3] . .

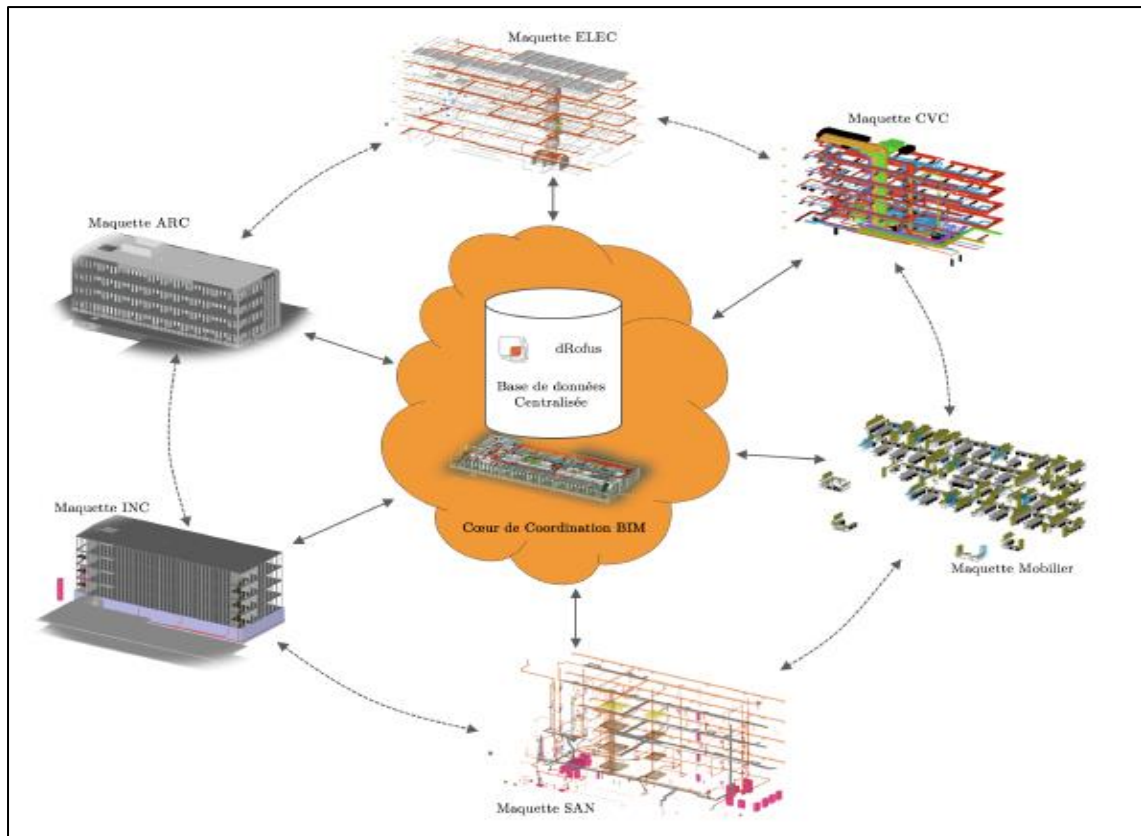


Figure 1-5. Processus BIM de niveau 2.

Chaque mandataire travaille sur sa propre maquette numérique qui est stockée sur le serveur central de leur société. Les informations ne sont pas interconnectées en permanence comme le définit le niveau 3 du BIM mais chaque mandataire travaille avec les autres maquettes qui apparaissent en tant que fichiers liés ou calques.

En phase d'exécution, la coordination est faite en particulier le BIM coordinateur qui doit régulièrement coordonner les différentes maquettes dans un seul et même modèle.

Aidé des conducteurs travaux de l'équipe, le coordinateur BIM doit faire la correspondance entre la base de données centralisée et le contenu des différentes maquettes numériques. Cette comparaison est primordiale pour avoir une base de données en cohérence avec ce qui est modélisé et les prestations contractuelles. Le BIM coordinateur aide, forme et guide les conducteurs de travaux pour alimenter et compléter cette base de données [3].

1.9 Le choix des logiciels pour le processus BIM

Les logiciels représentent une part importante des dépenses d'une entreprise, il est donc primordial de bien choisir les applications avec lesquelles le bureau va travailler. De plus que les logiciels influencent grandement la productivité d'une entreprise comme un bureau d'études structure [6].

1.9.1 Etat des lieux des logiciels existants

Dans le milieu professionnel, toute une panoplie d'outils et logiciels BIM sont utilisés. Mais pour des objectifs différents. On retrouve ceux utilisés dans la conception (permettant d'encoder des entités ou des données BIM) et ceux destinés à l'exploitation des données BIM déjà encodées.

Il existe sur le marché des logiciels et outils servant à créer les modèles 3D et encoder les informations nécessaires et les échanger sous un format neutre et interopérable qui est le format IFC, tel que Revit, d'Autodesk, Allplan de Nemetschek, Archicad d'Abvent, Tekla de Trimble et AECOSim Building Designer de Bentley.

Comme il existe un nombre important d'outils et logiciels, pouvant exploiter les données des modèles numériques BIM, pour des fins de visualisations, de simulation, de détection d'interférences, comme Navisworks d'Autodesk, Teklabimsight de Trimble DDSCAD viewer de Nemetschek.

Remarque : On trouve aussi, sur le marché d'autres outils et logiciels, utilisant les données BIM à des fins de gestion de patrimoine tel ACTIV3D d'économie de la construction comme WinQUANT IFC d'ATTIC et Devisoc de SOC Informatique [6] .

1.9.2 Les critères de choix des logiciels

1.9.2.1 L'interopérabilité

- le logiciel est-il capable d'échanger des données (par exemple format IFC) avec les autres logiciels, que ce soit à l'interne ou avec des entreprises extérieures. L'interopérabilité est primordiale dans le BIM.

1.9.2.2 La collaboration en temps réel

Certains logiciels offrent la possibilité de travailler simultanément sur un même modèle, dans l'entreprise ou à l'externe. Cela n'est pas toujours une obligation.

1.9.2.3 Workflow

Le logiciel choisi doit parfaitement s'intégrer dans le flux de travail du bureau. Il doit être capable d'échanger les informations avec les autres logiciels [6].

1.9.2.4 Capacités du logiciel et performance du logiciel:

Le logiciel doit avoir une performance adéquate pour avoir une productivité intéressante dans l'entreprise. Le logiciel doit pouvoir répondre aux maximums aux besoins BIM de l'entreprise[6].

1.9.2.5 Le prix

Le coût des licences des logiciels doit être raisonnable. Notre choix s'est porté vers Autodesk Revit pour les projeteurs pour de nombreuses raisons [6]

1.10 Définition Revit

Le Revit est un logiciel très puissant orienté vers le « flux du travail » BIM, développé par Autodesk. Il permet à l'utilisateur la conception avec les deux paramètres « 3D Modeling » modélisation et « 2D Drafting éléments » la rédaction des éléments.

La modélisation des informations (ou données) de bâtiment est un CAD « dessin assisté par computer » (ordinateur) paradigme qui emploie des objets 3D d'une façon intelligente pour représenter de véritables éléments de construction physique tel que les murs et les portes en plus.

La base des données du Revit peut contenir des informations d'un projet dans ses différentes étape dans le cycle de vie du bâtiment à partir du concept a la construction jusqu'au déclassement parfois appelé 4D CAD ou le temps est le quatrième dimension [2].

1.10.1 Initiation sur le Revit

1.10.1.1 Interface utilisateur

a. Ruban

Le **ruban** est l'emplacement local pour l'accès aux commandes classées par onglets. Chaque onglet contient plusieurs groupes de fonctions et chaque groupe de fonctions contient plusieurs outils. Certains groupes de fonctions peuvent être développés pour accéder à des outils supplémentaires[14].

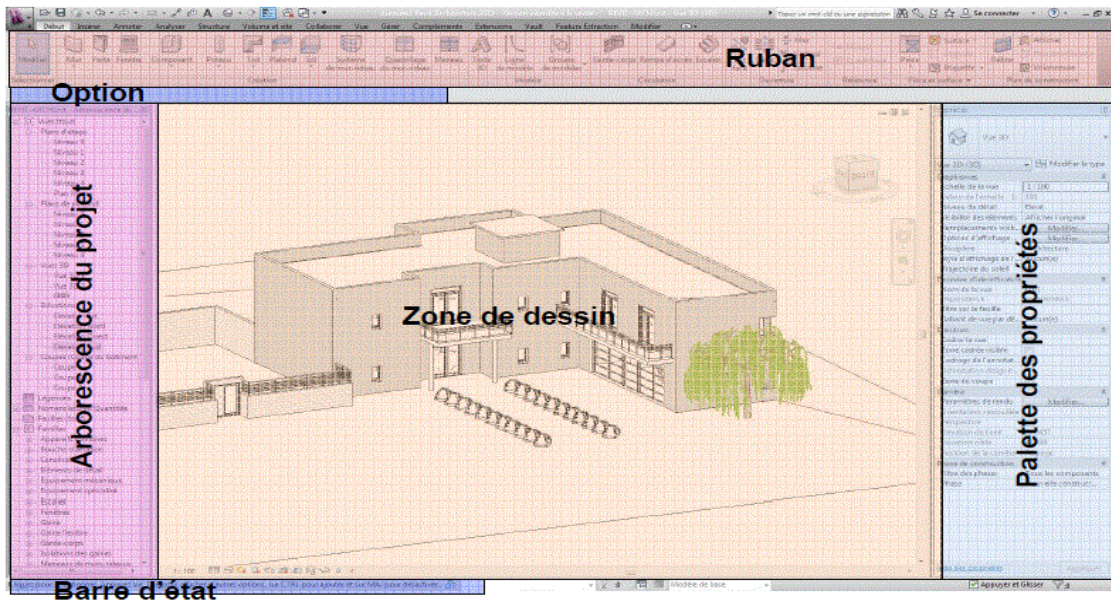
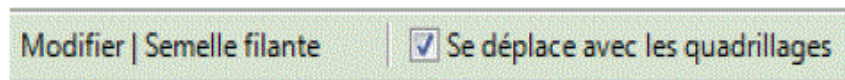


Figure 1-6. Interface de Revit

b. Barre des options

La barre des options propose des options et des paramètres relatifs à l'outil actif ou à l'élément sélectionné [14].

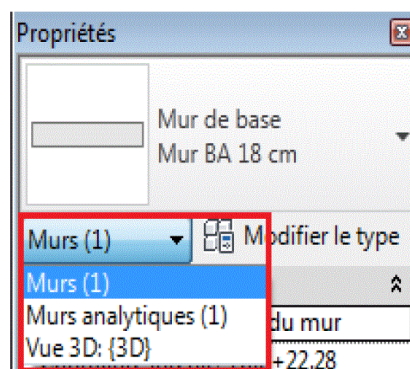


c. Arborescence du projet

L'**arborescence du projet** présente une hiérarchie logique pour les vues, les nomenclatures, les feuilles, les familles, les groupes, les modèles liés et tout autre élément du projet en cours. Chaque branche peut être développée pour afficher les éléments de niveaux inférieurs[14].

d. Palette des propriétés

L'arborescence des **propriétés** présente les propriétés des objets sélectionnés. Une sous sélection existe à l'intérieur[14].



e. Zone de dessin

La **zone de dessin** affiche les vues (ainsi que les feuilles et les nomenclatures) du projet en cours. A chaque fois que vous ouvrez une vue dans un projet, par défaut la vue s'affiche dans la zone de dessin au-dessus des autres vues. Les autres vues restent ouvertes, mais elles se trouvent sous la vue active. Il est possible d'organiser les vues du projet en fonction[14].

f. Barre d'état

Dès sélection d'un outil, la partie gauche de la **barre d'état** contient des conseils et astuces sur la procédure à suivre. Dès qu'un élément est mis en surbrillance, la barre d'état affiche le nom de sa famille et son type[14].

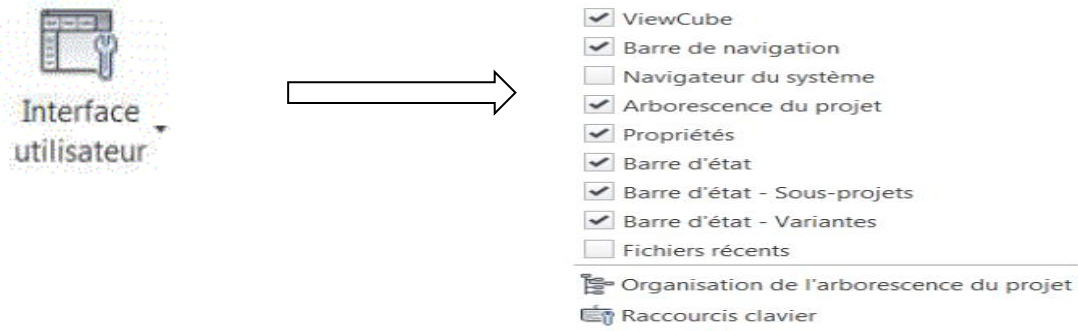
g. Barre de contrôle et d'affichage

La **barre de contrôle d'affichage** présente les options suivantes :



- Echelle ;
- Niveau de détail ;
- Style des modèles de graphismes ;
- Ombres activées/désactivées ;
- Affiche ou masque la boîte de dialogue « Rendu » (disponible uniquement lorsque la zone de dessin affiche une vue 3D) ;
- Zone cadrée activée/désactivée ;
- Masquer/afficher la zone cadrée ;
- Vue 3D verrouillée ;
- Masquage/isolement temporaire ;
- Afficher les éléments cachés ;
- Visibilité du modèle analytique.

L'affichage des différentes zones est géré par l'option « Interface utilisateur » de l'onglet « Vue » du « Ruban » [14].



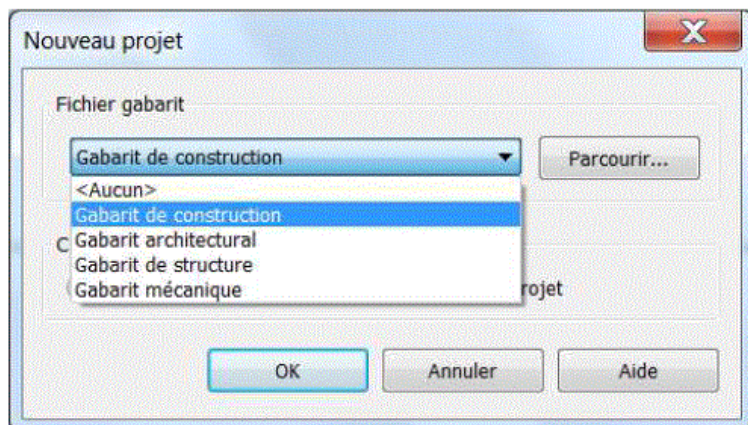
1.10.1.2 Gabarits par défaut

Le gabarit est un modèle correspondant au point de départ du dessin. Y sont paramétrés :

- les vues, nomenclatures, légendes, feuilles, familles ... ;
- le contenu des bibliothèques d'éléments (murs, poutres, portes, fenêtres, fondations, sols) ;
- les types d'éléments sélectionnés par défaut ;
- Ces gabarits sont des fichiers paramétrables (extension « .rte »).

Selon la version, par défaut, ces modèles peuvent varier. Néanmoins, la version 2017 de Revit propose 4 gabarits :

- Gabarit de construction (3 niveaux + fondations, vues paramétrées pour les architectes) ;
- Gabarit architectural (3 niveaux et vues paramétrées pour les architectes) ;
- Gabarit de structure (2 niveaux, vues de coffrage et vues analytiques paramétrées pour les bureaux d'études de structure) ;
- Gabarit mécanique (2 niveaux, vues paramétrées pour les bureaux d'études des lots CVC) [14].



1.10.1.3 Les atouts de Revit

a. Formation et prise en main

Ergonomie du logiciel très agréable et est assez similaire avec AutoCAD. Or, AutoCAD est le logiciel utilisé par les dessinateurs du bureau. Ainsi, la transition entre AutoCAD et Revit est bien moins douloureuse qu'avec un autre logiciel d'un autre éditeur [14].

b. Conception et documentation

Ce logiciel place des éléments intelligents tels que des murs, des portes et des fenêtres. Revit génère des plans d'étage, des élévations, des coupes, des nomenclatures, des vues 3D et des rendus (figure1-7) [14].

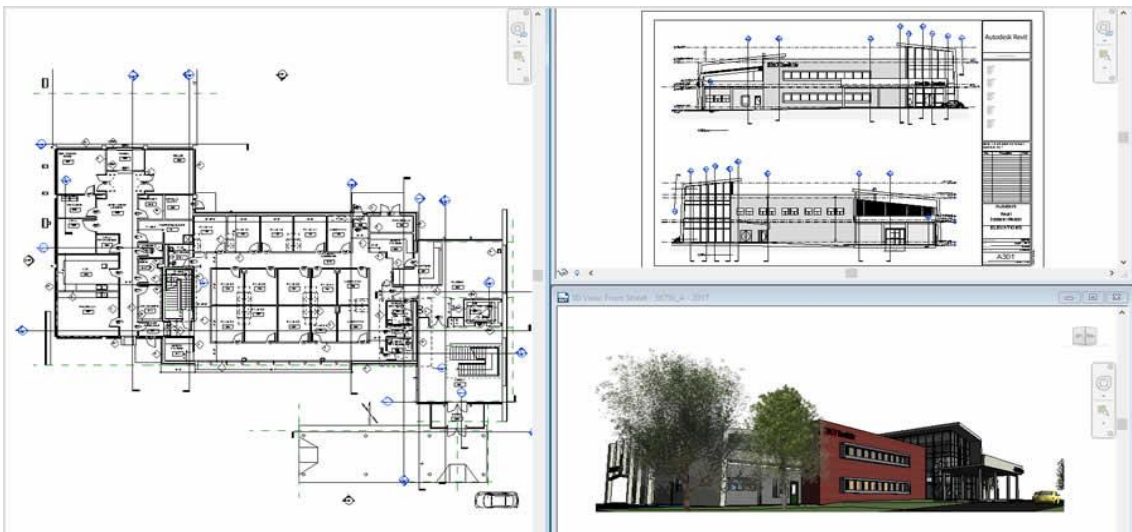


Figure 1-7. Différents vue possible sur Revit

c. Analyse

Optimisez les performances du bâtiment en amont dans le processus de conception, réalisez des estimations des coûts et surveillez les évolutions des performances au cours de la durée de vie du projet et du bâtiment [14].

d. Visualisation

Revit vous aide à générer des rendus photo réalistes. Créez votre documentation avec des vues délimitées et 3D, ainsi que des panoramas stéréo pour convertir votre conception en réalité virtuelle (figure1-8) [14].

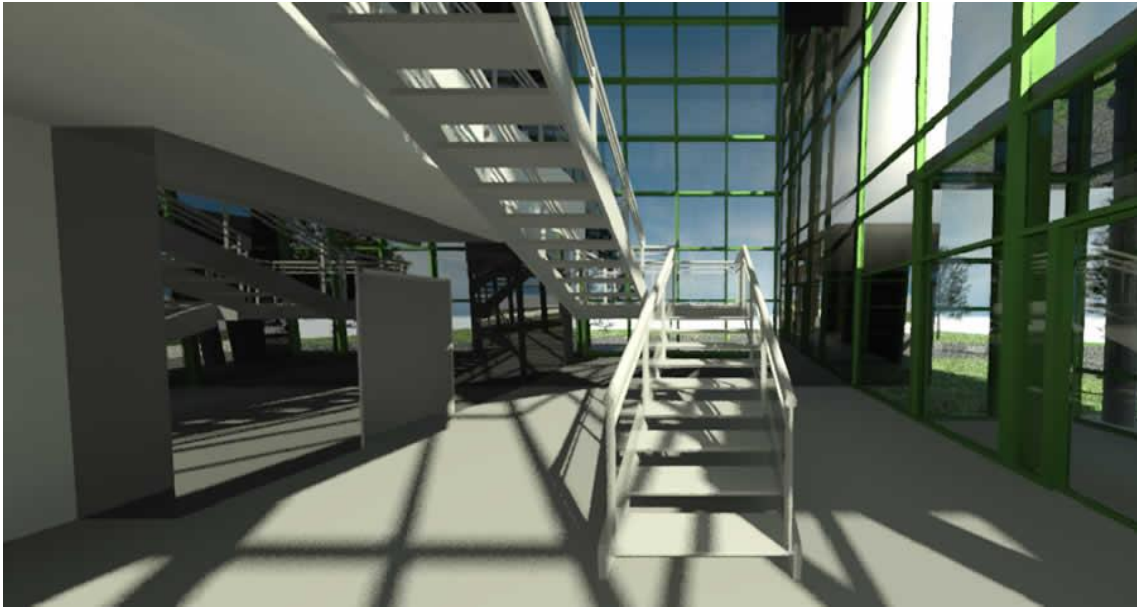


Figure 1-8. Exemple de rendu donné par Revit.

e. Coordination pluridisciplinaire

Comme Revit est une plate-forme BIM pluridisciplinaire, vous pouvez partager les données du modèle avec des ingénieurs et des entrepreneurs dans Revit, réduisant ainsi les tâches de coordination (figure1-9) [14].

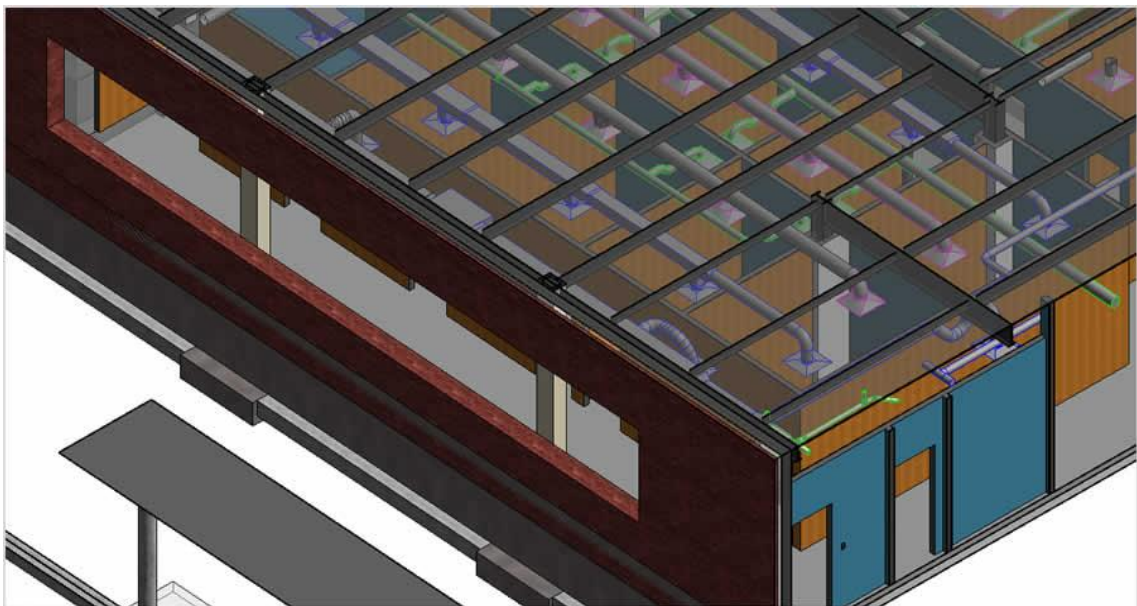


Figure 1-9. Exemple de coordination entre les différents intervenants du projet.

f. Travail collaboratif externe

C'est actuellement le logiciel le plus abouti, il intègre déjà les fonctions de comparaison et de collision, sait convertir les nuages de points des scanners 3d, a un outil dédié au BIM manager, etc [14].

g. Formats d'échange

Le logiciel a développé sa propre solution propriétaire, le format.RVT, un format performant. De plus, il gère également le format IFC [14].

h. Travail collaboratif interne

Le travail en commun très élaboré est possible, car les ingénieurs utilisent des logiciels de l'éditeur Graitec qui a développé sa suite BIM totalement compatible avec Revit [14].

i. Performance et limite d'utilisation

Le plus performant de tous les logiciels disponibles sur le marché, souvent en avance. Il n'y a que peu de limites dans la réalisation des projets de bâtiment[14].

j. Modèle analytique

Ce logiciel gère nativement le modèle analytique (de calcul) du projet. Ainsi, le modèle de calcul peut être ajusté dans Revit® sans utiliser de logiciel modéliseur externe [14].

k. Le WorkFlow interne en BIM

Le WorkFlow interne pour le dimensionnement d'une structure serait celui décrit ci-après:

Dans un premier temps le projeteur travaille sur le projet en créant un modèle numérique dans Autodesk Revit. La plupart du temps, ce modèle ne contient pas des charges, même s'il est possible de les définir dans Revit®, mais intègre un modèle analytique [14].

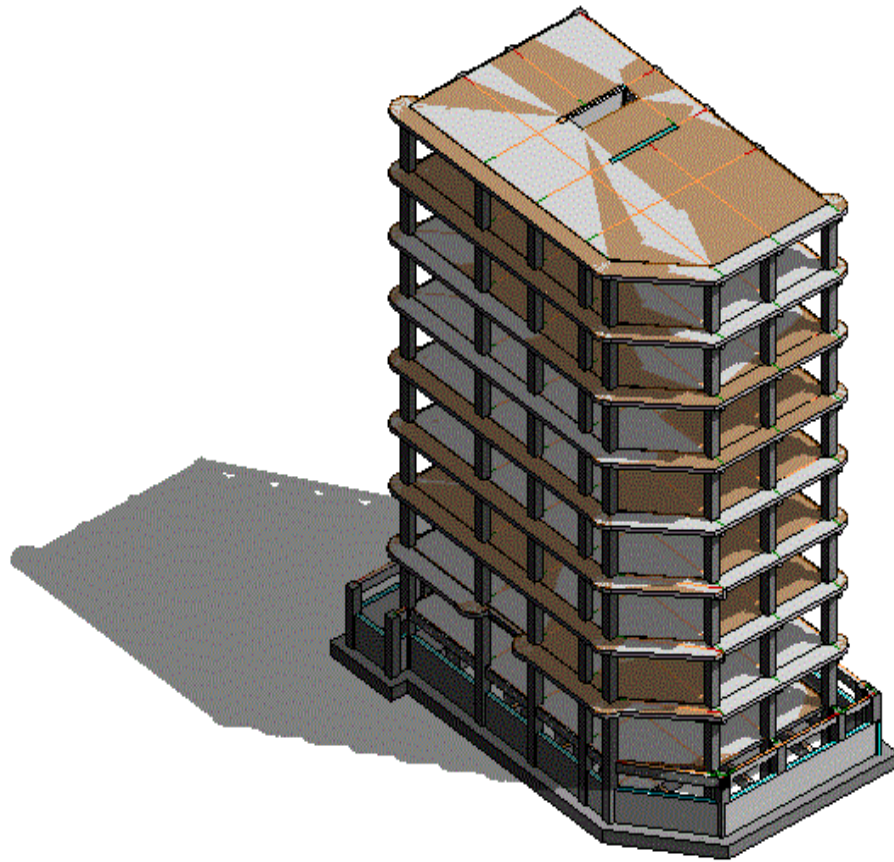


Figure 1-10. Exemple de structure modelé dans Autodesk Revit.

Le projeteur envoie le modèle Revit® du projet (analytique et descriptif) à l'ingénieur. Ce dernier utilisera un logiciel de calcul le Robot et optimisera la structure (figure1-11) [14].

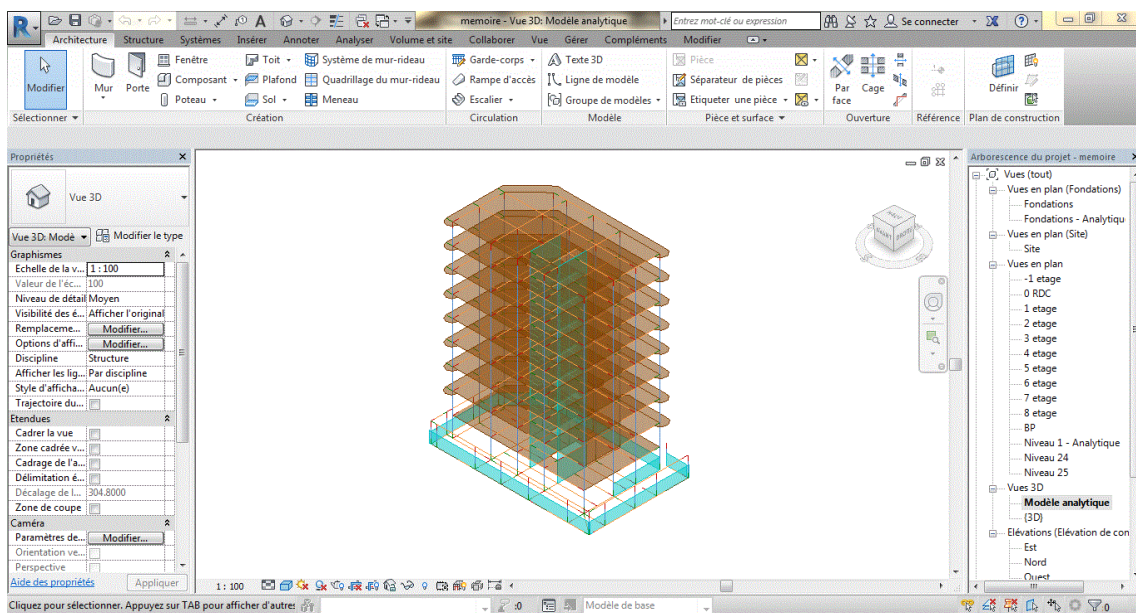


Figure 1-11. Modèle analytique d'un projet dans Autodesk Revit.

1.10.1.4 Vérification des paramètres d'entrée REVIT

Avant toute manipulation d'export sur ROBOT, certains paramètres des éléments structuraux du projet doivent être vérifiés sur REVIT [14].

1.10.1.5 Dispositions structurelles voiles et dalles

Il existe des dispositions structurelles paramétrables pour les dalles et les voiles dans REVIT au niveau des propriétés de ces deux éléments.

a. Voiles

Dans le cadre de l'analyse sismique, il est préférable de régler le modèle analytique de l'ensemble des voiles de contreventement comme porteurs lateral.

b. Dalles

- Pour régler un sens de portée de dalle, sélectionner la dalle puis dans les Propriétés, sol analytique, Sens de Portée : unidirectionnelles / bidirectionnel. Ce réglage aura vraiment son importance dans le calcul sur ROBOT.

1.10.1.6 Modèle analytique juste

Enfin, avant de passer à l'export du projet ou d'un bloc sur ROBOT, il est conseillé de s'assurer de la justesse du modèle analytique. Plusieurs points sont à vérifier :

- Non chevauchement planaire de 2 éléments
- Non chevauchement linéaire de 2 éléments
- Chaque jonction entre voile et dalle est composée d'une seule ligne
- Chaque élément porteur vertical au premier niveau comporte une fondation (isolée ou filante)

1.10.1.7 La modélisation sur Revit

Dans un premier temps, nous nous intéresserons à l'étape essentielle : La création d'un modèle BIM. Les méthodes de dessin influencent grandement la qualité et la fiabilité de la maquette.

En effet, les méthodes de dessin doivent être adéquates et homogènes dans une maquette pour pouvoir exploitée correctement. La propriété qui va grandement influencer les métrés et le modèle de calcul va être le type de jonction des éléments en béton comme expliquer dans la partie suivante [14].

1.10.1.8 Les propriétés de base

Les valeurs des dimensions des éléments en béton définissent les cotes de ces éléments dans Revit. Nous allons traiter les principales propriétés de ces valeurs :

1. Les valeurs de ces dimensions n'ont pas obligatoirement un lien avec la représentation graphique ou physique des éléments. Elles ont généralement plutôt un lien avec les valeurs des paramètres de Revit®. Par exemple, la longueur d'un mur n'est pas l'encombrement longitudinal du mur mais la distance entre les poignées du mur.
2. Chaque famille possède ses dimensions. Par exemple, un poteau n'a qu'une propriété dimensionnelle : son volume ; alors qu'une poutre a une hauteur, une largeur et un volume.
3. Les méthodes de détermination de ces dimensions ne peuvent être changées. La majorité de ces valeurs ne sont pas modifiables manuellement, car elles sont en « lecture seule » dans « l'Éditeur de propriété » des occurrences [14].

1.10.1.9 Présentation du modèle analytique

Le modèle analytique dans Revit du projet est une part essentielle au workflow interne. En effet, c'est uniquement ce modèle qui servira pour le dimensionnement de la structure et non pas le modèle physique.

Dans Revit, un modèle analytique constitue une représentation 3D simplifiée de la description technique complète d'un modèle structurel physique. Le modèle analytique est constitué de ces composants de structure, des propriétés de matériau, de géométries et de charges qui, ensemble, constituent un système technique.

Le modèle analytique est généré automatiquement lors de la création du modèle physique et peut être exporté vers d'autres applications d'analyse et de conception (figure 1-12) [14].

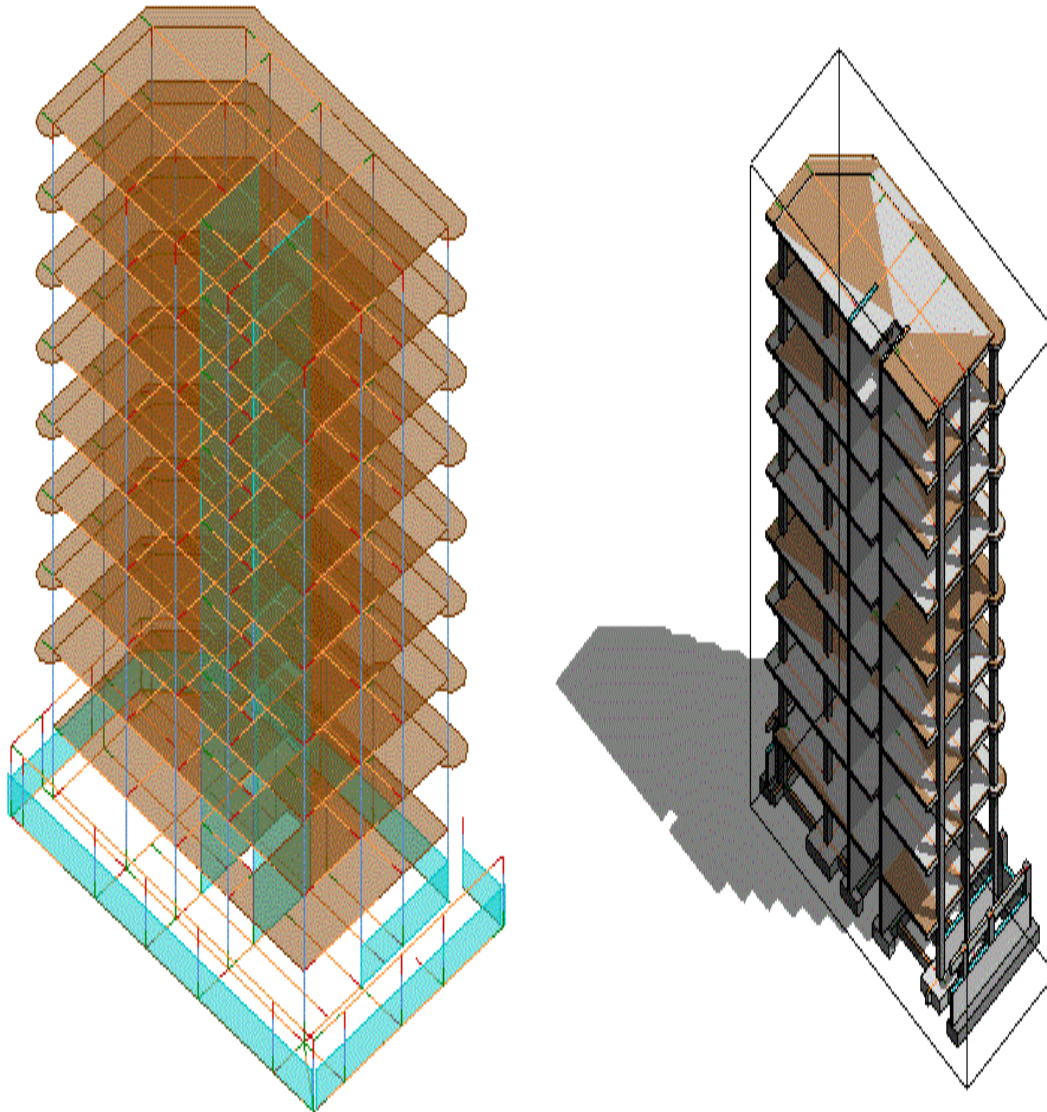
Modèle Analytique**Modèle physique**

Figure 1-12. Modèle Analytique et physique d'un projet.

Dans Revit, un modèle physique est créé à l'aide de vues qui représentent la structure physique. Il peut être considéré comme un jeu de dessins de production. Le modèle analytique se crée automatiquement à mesure que vous élaborer le modèle physique. Revit® met à jour le modèle analytique, sans aucune action de votre part [2].

La représentation peu détaillée des éléments structurels que vous pouvez voir dans le modèle physique ne constitue pas le modèle analytique. A l'origine, le modèle analytique est géométriquement dépendant du modèle physique, mais il peut s'afficher sous la forme d'un ensemble d'objets indépendants (figure 1-13) [2].

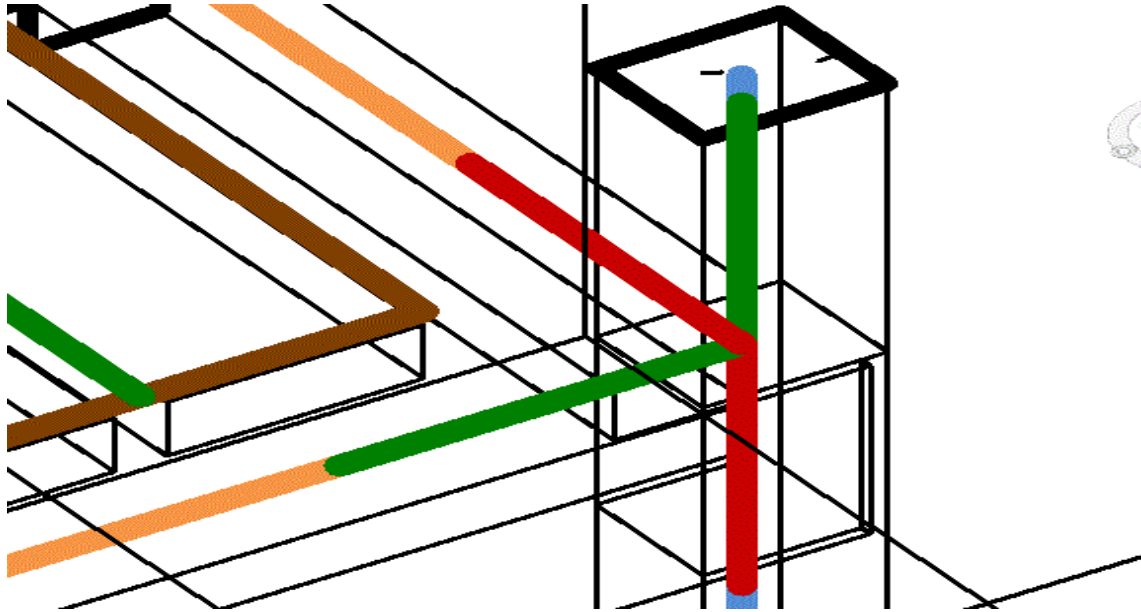


Figure 1-13. Exemple de modèle analytique avec son modèle physique superposé

Chapitre 2. Conception de l'ouvrage

2.1 Objectif

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation pour l'obtention du diplôme master 2 en génie civil à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé. Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un Ss RDC + 07 étages (S+R+7), dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques avec une justification de l'interaction portiques-voiles. Après une descente de charges et un pré-dimensionnement des éléments structuraux, une étude dynamique et sismique sont effectués pour trouver les réponses dynamiques et les efforts sismiques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations normales et accidentelles.

Dans cette phase d'étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis Robot Structural Analysis particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis non seulement la détermination des réponses dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour dimensionner et ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL91 modifier 1999 et les Règles Parasismiques Algériennes « RPA99/Version 2003 ».

2.2 Présentation de l'ouvrage étudié

Notre étude consiste au calcul d'un bâtiment composé d'un sous-sol utilisé comme un parking avec un rez-de-chaussée plus 07 niveaux à usage d'habitation dont le lieu d'implantation est la wilaya d'Alger. Ce bâtiment est situé dans une zone de forte sismicité (Zone III selon le RPA99/Version2003). La structure du bâtiment présente une irrégularité en plan pour toute la structure, et en élévation à partir du 2ème niveau. La structure de l'ouvrage à étudier est mixte en béton armé (portiques- voiles) avec interaction.

2.2.1 Données du site

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de forte sismicité (Zone III).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme site ferme : catégorie S2. (d'après le rapport de sol)
- Contrainte admissible du sol $\sigma = 2,1$ bars.

2.2.2 Caractéristiques de la structure

- Les caractéristiques de la structure à étudier sont :
 - Largeur en plan 10.38 m.
 - Longueur en plan 17.88 m
 - Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) 25.68m.
 - Hauteur d'étage courant 2.87m.

2.2.3 La régularité

Selon RPA99 version 2003 paragraphe 3.5, chaque bâtiment doit être classé selon la configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non (figure2-1), selon les critères suivant :

- En plan :

Le bâtiment n'a aucun décrochement en plan, donc régulier.

- En élévation :

Selon RPA 99 version 2003 article3.5.1 [12].

$$B_M/B \geq 0.67 \qquad \text{Équation 2-1}$$

D'où :

B_M : 10.38 [m]

B : 10.38 [m].

B_M : Largeur du bâtiment en tête

B : Largeur du bâtiment à la base.

Dans notre cas:

$$B_M/B = 10.38/10.38 = 1 > 0.67.$$

$$\frac{B_i}{B_{i-1}} = 10.38/11.38 = 0.9 > 0.80.$$

B_i : Largeur du bâtiment à l'étage.

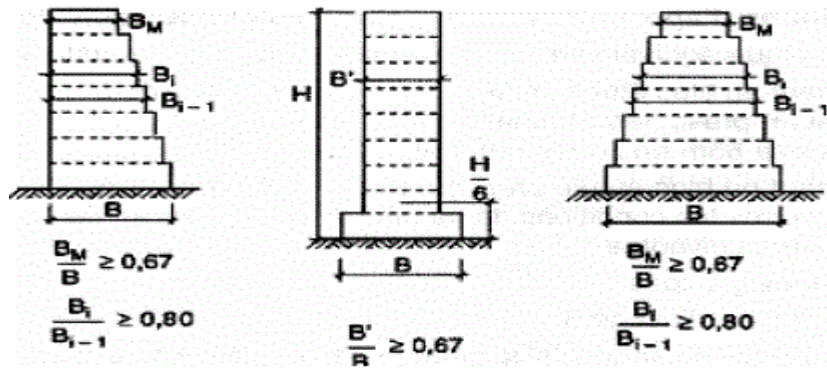


Figure 2-1. Limites des décrochements en élévation

Comme conclusion la structure du bâtiment présente une régularité en plan et en élévation.

2.3 Conception de la structure du bâtiment

2.3.1 Système de contreventement

L'ouvrage en question entre dans le cadre de l'application des RPA99/Version2003.

D'après les conditions de l'article 3-4-A pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 8 m. Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques voiles.

Pour ce genre de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage [12].

2.3.2 Les planchers

Les planchers sont de deux types :

2.3.2.1 Planchers en corps creux :

Les planches sont composées d'hourdis et une table de compression pour tous les niveaux.

Nous avons opté pour des dalles en corps creux pour les raisons suivantes :

- Les portées des poutres ne sont pas importantes.
- La facilité de réalisation ;
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Economie dans le coût de coffrage (coffrage par des éléments en bois récupérables).

2.3.2.2 Planchers en dalle pleine

On a utilisé ce type des planchers dans les dalles non régulières pour chaque niveau et aussi pour les balcons en forme circulaire.

2.3.3 Les murs

- Les façades (murs extérieurs) sont constituées par une double paroi en briques creuses dont l'épaisseur (10+15) cm séparées par une lame d'air de 5 cm.
- Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.

2.3.4 L'acrotère

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales.

2.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux

2.4.1 Introduction

Les matériaux de structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier et en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

2.4.2 Le béton

Le béton présente une résistance à la compression assez élevées, de l'ordre de 25 à 40 MPa, dans la majorité des chantiers, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression. Dans notre cas on a fixé la résistance à la compression à 25 MPa.

a. Composition du béton

Le béton mis en œuvre doit être conforme aux normes techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton ainsi qu'aux règlements parasismiques Algériens en vigueur (RPA 99 V 2003) [12].

- Le ciment utilisé est un ciment composé de type CEM II/42.5.
- Les granulats doivent être débarrassés de toutes impuretés et le diamètre ne dépasse pas les 25mm.
- Le sable ne doit contenir ni terre, ni matière organique, ni argile.
- L'eau entrant dans la composition du béton doit être pure sans acide ou sel.
- La composition souhaitée pour 1 mètre cube de béton est la suivante :
 - 800 litres gravier (3/8, 8/15, 15 / 25) ;
 - 400 litres sable ;
 - 350 kg de ciment ;
 - 175 litres d'eau.

b. Résistance mécanique du béton

A/- Résistance à la compression :

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

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

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{Si } j < 60j \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{Si } j > 60j \end{array} \right\} \quad \text{Équation 2-2}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} & \text{Si } j < 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28j \end{array} \right\} \quad \text{Équation 2-3}$$

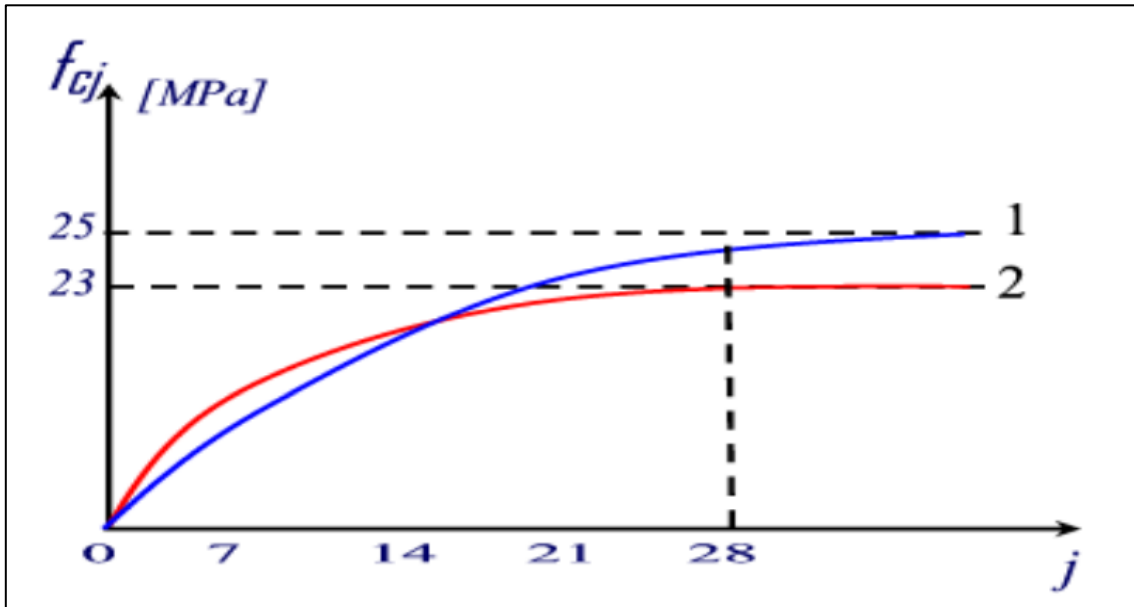


Figure 2-2. Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

c. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours (figure 2-3), notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations:

$$\{f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa}\} \quad \text{Équation 2-4}$$

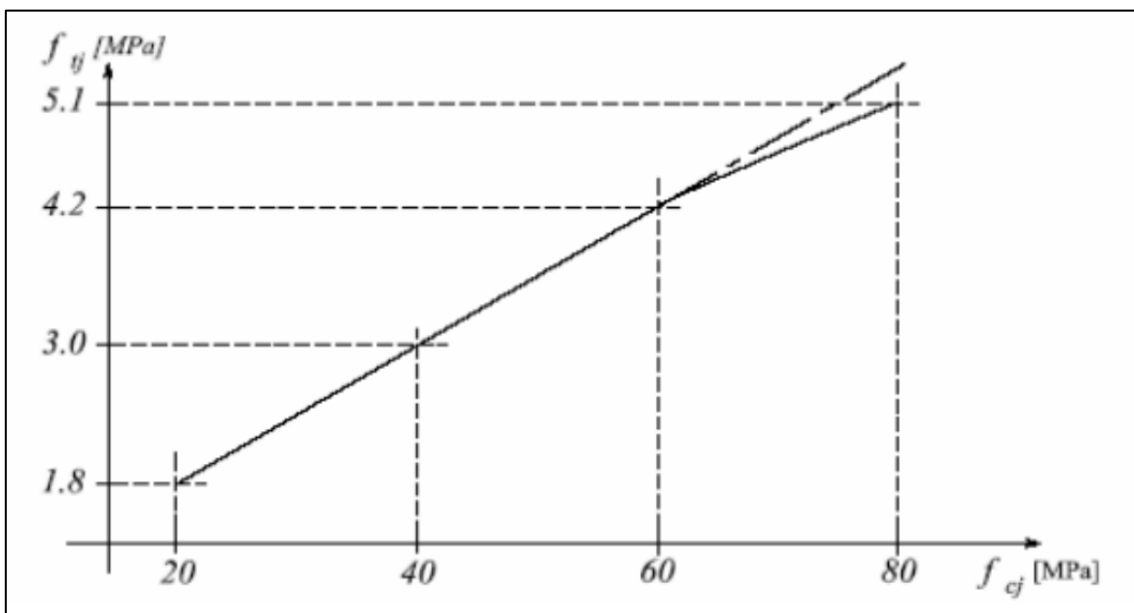


Figure 2-3. Evolution de la résistance à la traction en fonction de celle à la compression.

2.4.2.1 Propriétés mécaniques et physiques du béton

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

Masse volumique : on prendra dans notre cas une masse volumique de 2500 kg/m^3 .

2.4.2.2 Modules de déformation longitudinale

On distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module instantané est pris égal à trois fois le module différé : $E_{ij} = 3E_{vj}$. Le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} (figure 2-4) est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.195 \text{ MPa} \quad \text{Équation 2-5}$$

Le module de déformation longitudinale différé :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.865 \text{ MPa} \quad \text{Équation 2-6}$$

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

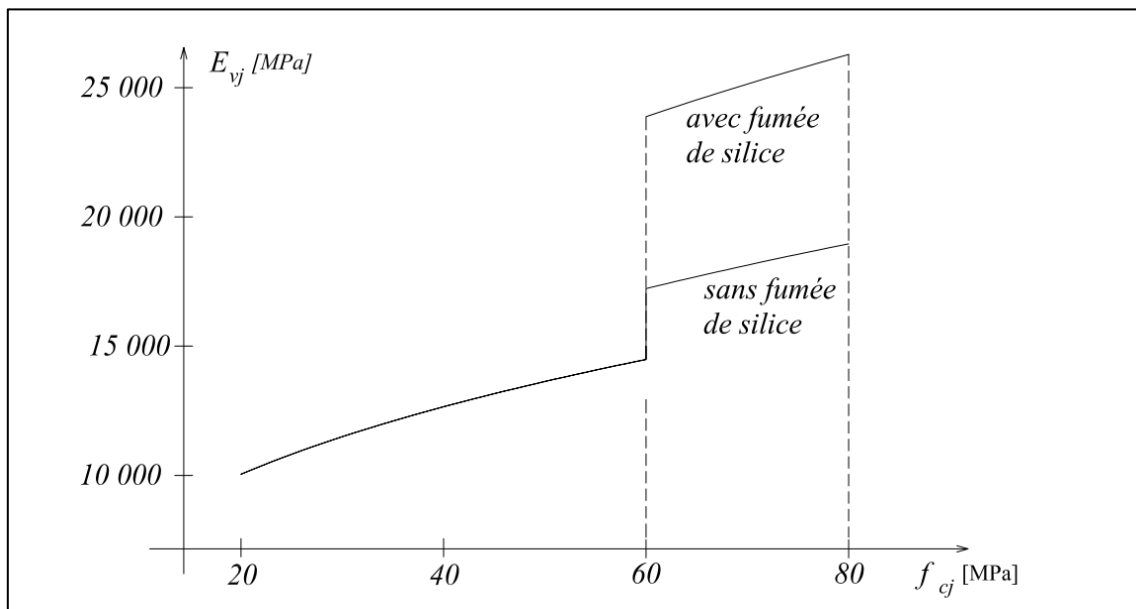


Figure 2-4. L'évolution du module de Young différée E_{vj} en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} .

2.4.2.3 Coefficients de poisson (Art A.2 1 3 BAEL91)

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la

Déformation longitudinale relative.

$v = 0,2$ 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).

2.4.2.4 Contrainte de calcul béton comprimé

a. Etat limite ultime de résistance (E.L.U.R) BAEL 91 modifier 99 [A.4.3.4] [11].

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme des contraintes déformations donné sur la Figure 2-5 ci-après.

$-\varepsilon_{bc1} = 2\text{‰}$

- la valeur de calcul de contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad \text{Équation 2-7}$$

Ou :

- le coefficient de sécurité partiel.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{cas de situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{cas de situation accidentelles.} \end{cases}$$

- θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$$\begin{cases} \theta = 0.9 & 1h < \text{durée} < 24h \\ \theta = 0.8 & \text{durée} < 1h \\ \theta = 1 & \text{durée} > 24h \end{cases}$$

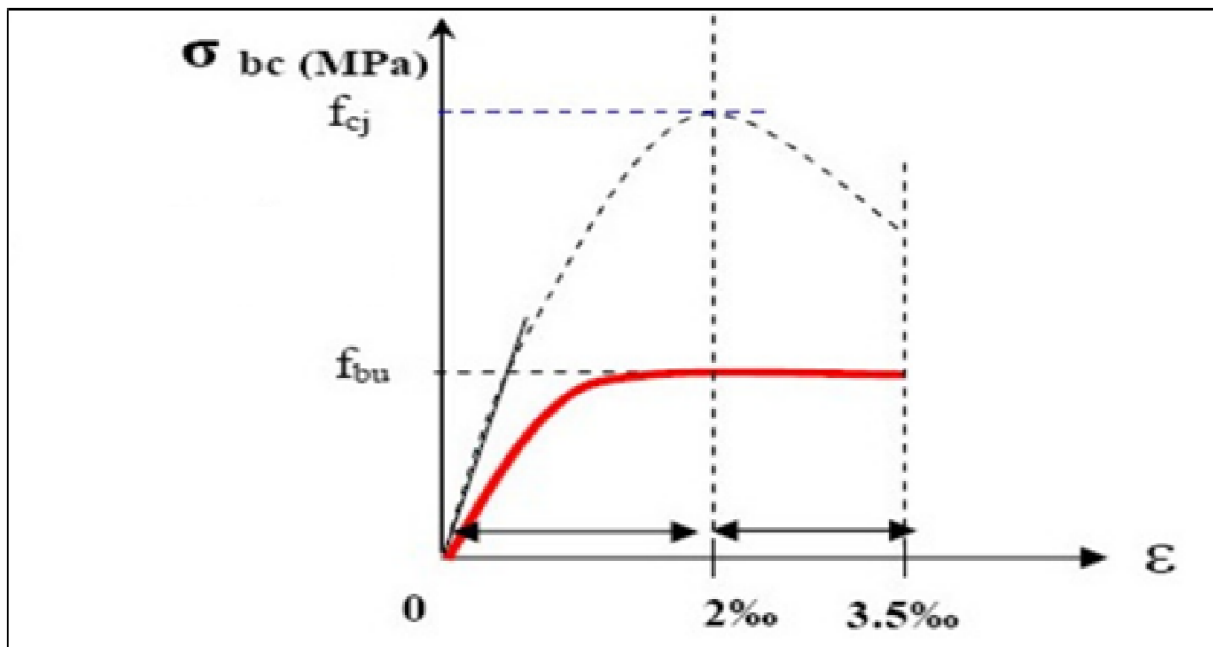


Figure 2-5. Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.

Dans notre cas : $f_{bu}=14.16$ MPa

b. Etat limite de service (E.L.S) [11]

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique.

On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue durée $E_b = E_v$ et $\nu = 0,2$.

La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ avec $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$.

On trouve : $\overline{\sigma}_{bc} = 15$ MPa.

c. Contrainte ultime de cisaillement : (BAEL [ART5.1.2.1.1] P36) [11]

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} \text{ fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

Dans notre cas : $\overline{\tau}_u = 3.25$ MPa fissuration peu préjudiciable.

$$\overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa fissuration préjudiciable très préjudiciable.}$$

2.4.3 L'Acier

2.4.3.1 Définition

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), avec une limite d'élasticité d'ordre de 400MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

Nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- Les ronds lisses (R.L): FeE235 ;
- Haute adhérences (HA) : FeE400 ;
- Treillis soudés (TS) : TLE52 $\emptyset=6$ mm pour les dalles (Tableau 2-1).

Tableau 2.1. Caractéristiques des aciers utilisées

Type	Nuance	fe (MPa)	Emploi
Ronds lisses	FeE22	215	Emploi courant.
	FeE24	235	Epingles de levage des pièces préfabriquées

Barres HA	FeE40	400	Emploi courant.
-----------	-------	-----	-----------------

2.4.3.2 Caractéristiques mécaniques

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie f_e .

2.4.3.3 Contrainte limite des Aciers

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ε

a. **Etat limite ultime**

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte –déformation (figure 2-6).

Avec :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad \text{Équation 2-8}$$

γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable ou transitoire.} \\ 1.0 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

$$\text{Rond lisse} \begin{cases} \sigma_s = 204.34 \text{ MPa} & \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

($f_e = 235 \text{ MPa}$).

$$\text{Haute adhérence} \begin{cases} \sigma_s = 347.82 \text{ MPa} & \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

($f_e = 400 \text{ MPa}$).

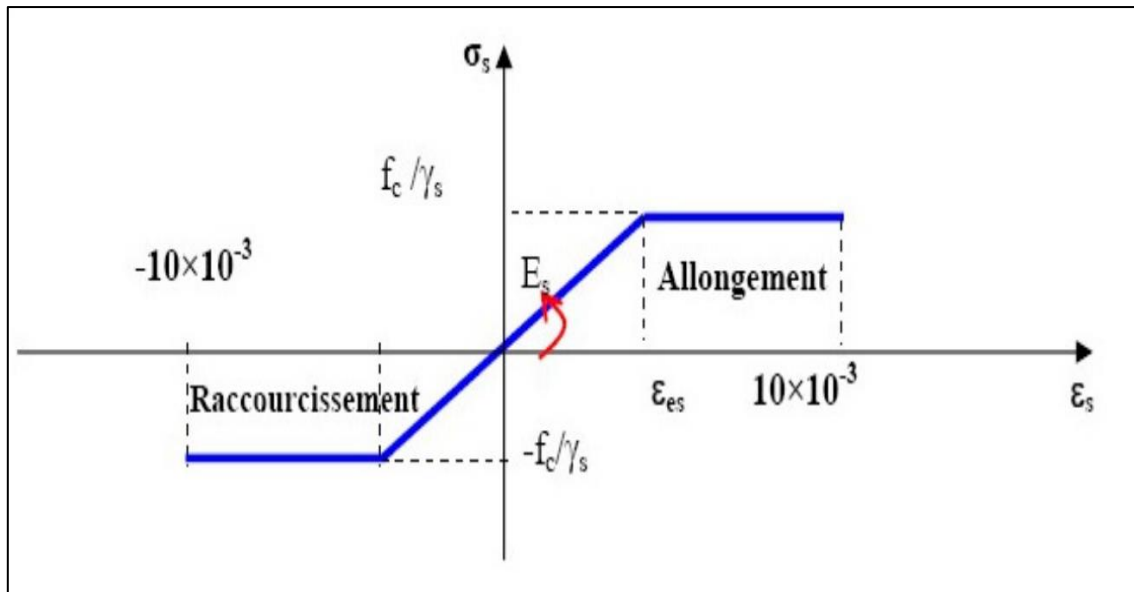


Figure 2-6. Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l' ELU.

b. Etat limite de service

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0.5f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}})\right)$.
- Fissuration très préjudiciable: $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 0.8 \min\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0.5f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}})\right)$.

η : coefficient de fissuration (=1 pour les RL, =1.6 pour les HA).

2.4.3.4 Hypothèses de calcul (Règlement BAEL 91 modifier 99 ; A.4.51) :

Les hypothèses de calcul sont énumérées ci-dessous :

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance à la traction du béton est négligée;
- Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10‰, pour le raccourcissement unitaire du béton à 3,5‰ en flexion et 2‰ en compression simple ;
- Le diagramme déformations-contraintes du béton est défini en Figure 2.5 ;
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 % [11].

Chapitre 3. **Pré dimensionnement des éléments porteurs**

3.1 **Introduction**

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape essentielle dans un projet de génie civil, est basé sur le principe de la descente de charge, pour déterminer l'effort revenant à chaque élément porteur dû à la charge et surcharge.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commençons le pré dimensionnement du sommet vers la base:

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

Dans ce chapitre, on va faire un pré dimensionnement et une descente de charges pour chaque type d'élément.

Nos calculs seront basés sur les règles de pré dimensionnement RPA 99 Ver 2003 et BAEL 91 Ver 99.

3.2 **Pré dimensionnement des dalles**

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2, 3 ou 4 appuis.

Elles transmettent les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux dans tous les niveaux.
- Dalle pleine pour les balcons et l'espace centrale.

3.2.1 **Plancher à corps creux**

Selon le BAEL 91 Article B.6.8, 42, les planchers a corps creux (figure3-1) constitué des poutrelles (nervures) collé sur place en béton armé, des corps creux en béton expansé

(hourdis) et une table de compression de faible épaisseur en béton armé ferrillée par un treillis soudé .L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de flèche :

$$L/25 \leq ht \leq L/20 \text{ [11].}$$

Avec :

L : la petite portée du panneau le plus sollicité.

ht: hauteur totale du plancher.

$$L = \min (L_{x \max}, L_{y \max}) \Rightarrow L = \min (537, 407) = 407 \text{ cm}$$

$$16.28 \leq ht \leq 20.35$$

Alors : on adopte un plancher d'une épaisseur de : **ht = 20 cm.**

16 cm : épaisseur de corps creux. + 4 cm : épaisseur de la dalle de compression.

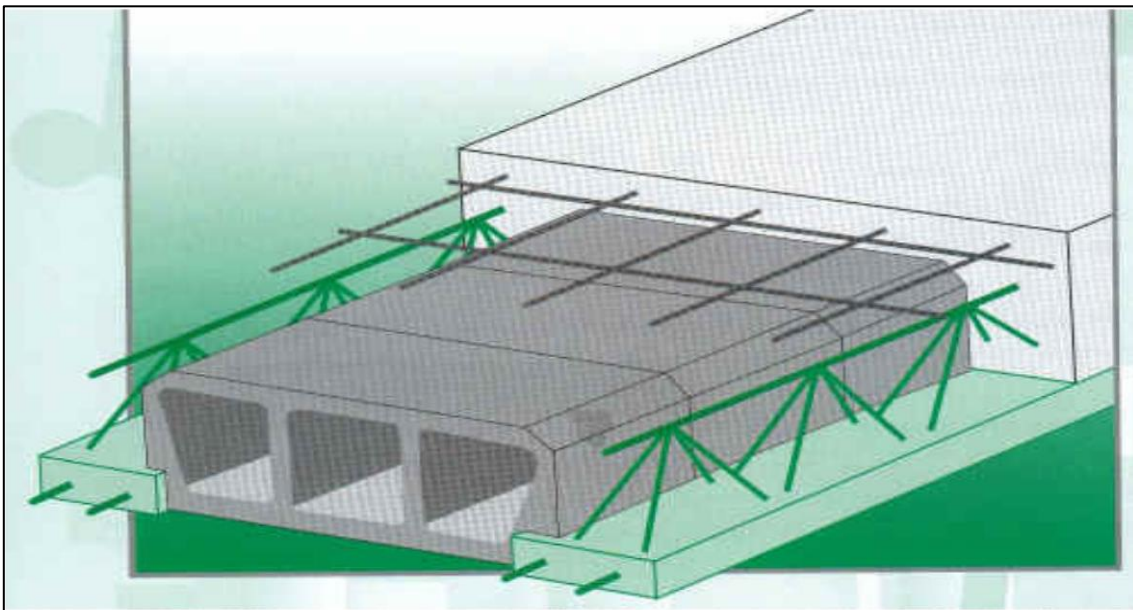


Figure 3-1. Dessin d'un plancher en corps creux.

3.2.2 Plancher à dalle pleine

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

3.2.3 Résistance au feu

- e = 7 cm pour une heure de coup de feu.
- e = 11 cm pour deux heures de coup de feu.
- e = 17,5 cm pour quatre heures de coup de feu.

On adopte : **e = 15 cm.**

3.2.4 Isolation phonique

Selon les règles techniques « BAEL 91 » l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. On limite donc notre épaisseur à : 15 cm. [11].

3.2.5 Résistance à la flexion

Dalles reposant sur deux côtés : $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$.

Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

Dans notre cas la dalle reposant sur quatre cotés à une portée égale à : $L_x = 3.32\text{m}$.

Ceci engendre donc $332 / 50 \leq e \leq 332 / 40 \Rightarrow 6.64 \text{ cm} \leq e \leq 8.3\text{cm}$

On prend **e = 8cm**.

3.2.6 Condition de flèche

La condition à vérifier est la suivante : $f_{\max} \leq L_{\max}/500$

f_{\max} : La flèche maximum à calculer pour une poutre encastrée a ses extrémités Le calcul

RDM nous donne : $f_{\max} = 5q L^4 / 384 EI$

$5 \times q \times L^4 / 384 EI \leq L_x / 500$; avec : $I = b \cdot e^3 / 12$

$$\text{D'où : } e \geq \sqrt[3]{(3 \cdot 10^4 \cdot q \cdot L_x^3) / (384 \cdot E \cdot b)}$$

$$\Rightarrow e \geq ((3 \cdot 10^4 \cdot q \cdot L_x^3) / (384 \cdot E \cdot b))^{1/3}$$

Pour ce faire, on considère une bande de la dalle de largeur $b = 1 \text{ m}$ La dalle est supposée encastrée a ses deux extrémités (figure 3-2). Les charges revenant à celle-ci sont les suivantes :

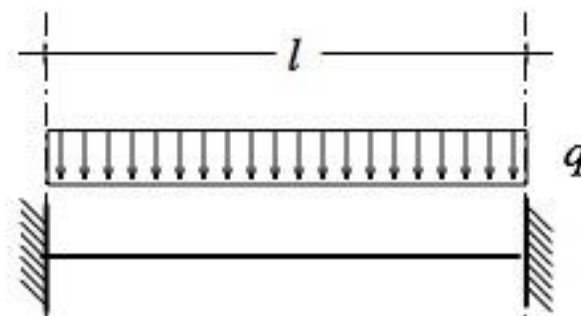


Figure 3-2. Charge de la dalle.

$L = 3.32 \text{ m}$

Tableau 3.1. Différents charges appliquée sur la dalle.

Charge permanente	$G = 283 \text{ kg/m}^2$
Charge d'exploitation	$Q = 150 \text{ kg/m}^2$

Ceci donne $q = (283+150).1.00 = 433 \text{ kg /ml}$

$E = 32164.195 \text{ MPa} = 321641.95 \text{ kg/cm}^2$

D'où :

$$e \geq \left(\frac{3.10^4.433.10^{-2}.332^3}{(384).(321641.95).(100)} \right)^{1/3} = 7.27 \text{ cm}$$

On prend

e = 8 cm.

Finalemnt l'épaisseur à retenir doit être : $e = \max (15,15,8,8)$

Donc : **e = 15 cm.**

3.2.7 Balcon

En général, le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par :

$$L / 15 < e < (L / 20) + 7\text{cm}$$

avec : $L_{\max} = 1.00 \text{ m}$

$$6.67 \leq e \leq 12 \text{ cm} .$$

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

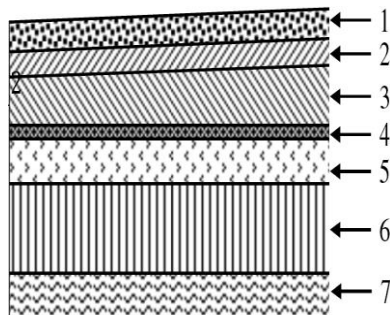
Le balcon est constitué par une console en béton armé d'épaisseur $e=15\text{cm}$.

3.3 Evaluation des charges des dalles

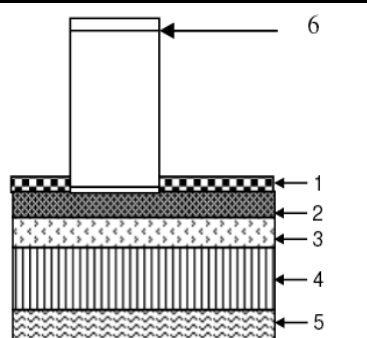
3.3.1 Charge permanent (G)

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Règlementaire (D.T.R B.C. 2.2) des charges permanentes et charges d'exploitations.

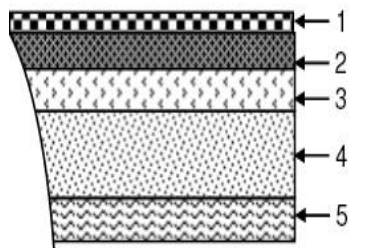
3.3.1.1 Plancher terrasse inaccessible

1- Protection mécanique en gravier (e= 5 cm)	$(0,05). (17) = 0,85 \text{ kN/m}^2$	
2- Etanchéité multicouche	$(0,02). (6) = 0,12 \text{ kN/m}^2$	
3-Forme de pente (e moy=10 cm)	$(0,10). (22) = 2,2 \text{ kN/m}^2$	
4- Para vapeur (Feuille polyane)	$0,01 \text{ KN/m}^2$	
5- Isolation thermique (liège) (e=4 cm)	$(0,04). (4) = 0,16 \text{ kN/m}^2$	
6- Plancher corps creux (16 + 4)	$2,80 \text{ kN/m}^2$	
7- Enduit de plâtre	$(10). (0,02) = 0,20 \text{ kN/m}^2$	
$\Rightarrow \Sigma G$	$6,34 \text{ kN/m}^2$	Charge permanente du plancher terrasse

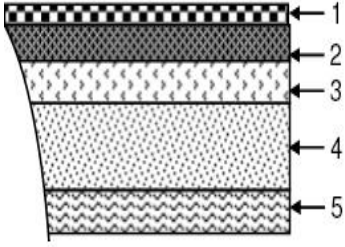
 3.3.1.2 Plancher étage courant (corps creux)

1- Carrelage (e=2cm)	$(0,02). (22) = 0,44 \text{ kN m}^2$	
2-Mortier de Pose (e =2cm)	$(0,02). (20) = 0,40 \text{ kN/m}^2$	
3-Lit de sable (e=3cm)	$(0,03). (18) = 0,54 \text{ kN/m}^2$	
4- Plancher à corps creux (16 + 4) cm	$2,80 \text{ KN/m}^2$	
5- Enduit de plâtre (2cm)	$(0,02). (10) = 0,20 \text{ kN/m}^2$	
6- Cloisons légères (e = 10cm)	$1,25 \text{ kN/m}^2$	
$\Rightarrow \Sigma G$	$5,63 \text{ kN/m}^2$	Charge permanente du plancher Etage courant

 3.3.1.3 Plancher à dalle pleine

1- Carrelage (e=2cm)	$(0,02). (22) = 0,44 \text{ kN/m}^2$	
2-Mortier de Pose (e =2cm)	$(0,02). (20) = 0,40 \text{ kN/m}^2$	
3-Lit de sable (e=3cm)	$(0,03). (18) = 0,54 \text{ kN/m}^2$	
4- dalle pleine (e= 15cm)	$5,0 \text{ KN/m}^2$	
5- enduit de plâtre (2 cm)	$(0,02). (12) = 0,20 \text{ kN/m}^2$	
6-cloisons légères	$1,25 \text{ KN/m}^2$	
$\Rightarrow \Sigma G$	7.83 KN/m^2	Charge permanente du plancher dalle pleine

3.3.1.4 Balcon

1- Carrelage (e=2cm)	$(0,02) \cdot (22) = 0,44 \text{ kN/m}^2$	 <p>charge permanente du balcon.</p>
2- Mortier de Pose (e =2cm)	$(0,02) \cdot (20) = 0,40 \text{ kN/m}^2$	
3- lit de sable (e=2cm)	$(0,03) \cdot (18) = 0,54 \text{ kN/m}^2$	
4- dalle pleine (e= 15cm)	$3,75 \text{ kN/m}^2$	
5- enduit de plâtre (2 cm)	$(0,02) \cdot (12) = 0,20 \text{ kN/m}^2$	
6-cloisons légères	$1,85 \text{ kN/m}^2$	
$\Rightarrow \Sigma G$	$7,00 \text{ kN/m}^2$	

3.3.1.5 Acrotère

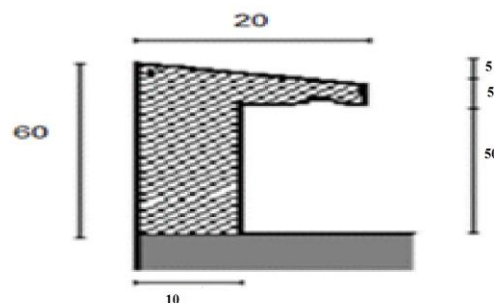
La surface de l'acrotère est :

$$S = (0,02 \times 0,05) / 2 + (0,08 \times 0,05) + (0,15 \times 0,6) = 0,0675 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère est :

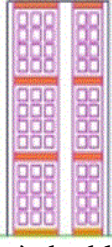
$$\Rightarrow G = (0,0985 \times 25) = 1,6875 \text{ KN/ml.}$$

L'acrotère : $Q = 1,0 \text{ kN/m}^2$

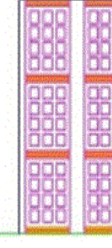


3.3.1.6 Maçonnerie

Mur extérieur à double cloison.

1- Enduit en plâtre intérieur (e=2cm)	$(0,02) \cdot (10) = 0,20 \text{ kN/m}^2$	 <p>Mur à double cloison.</p>
2- Briques creuses (e=10cm)	$(0,10) \cdot (9) = 0,90 \text{ kN/m}^2$	
3- Briques creuses (e=15cm)	$(0,15) \cdot (9) = 1,35 \text{ kN/m}^2$	
4- Enduit en ciment extérieur (e=2cm)	$(0,02) \cdot (18) = 0,36 \text{ kN/m}^2$	
$\Rightarrow \Sigma G$	$2,81 \text{ kN/m}^2$	

3.3.1.7 Mur intérieur

1- Enduit en plâtre intérieur (e=2cm)	$(0,02) \cdot (10) = 0,20 \text{ kN/m}^2$	
2- Briques creuses (e=10cm)	$(0,10) \cdot (9) = 0,90 \text{ kN/m}^2$	
3- Enduit en ciment extérieur (e=2cm)	$(0,02) \cdot (18) = 0,36 \text{ kN/m}^2$	

$\Rightarrow \Sigma G$	1.46 kN/m ² .	Mur intérieur.
------------------------	--------------------------	----------------

3.3.1 Charge d'exploitation (Q)

Selon la nature des planchers et leurs usages, on distingue les charges d'exploitations suivantes :

Tableau 3.2. Les différentes surcharges des dalles.

Terrasse inaccessible	Q= 1,0 kN/m ²
Habitation (du Rez-de-chaussée au 7ème étage)	Q= 1,5 kN/m ²
Balcon (étage courant)	Q= 3,5 kN/m ²
Parking	Q=2,5 kN/m ²

3.4 Prédimensionnement des escaliers

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place. Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h) (figure 3-3), on utilise la formule de BLONDEL : $59 < (g + 2h) < 66$

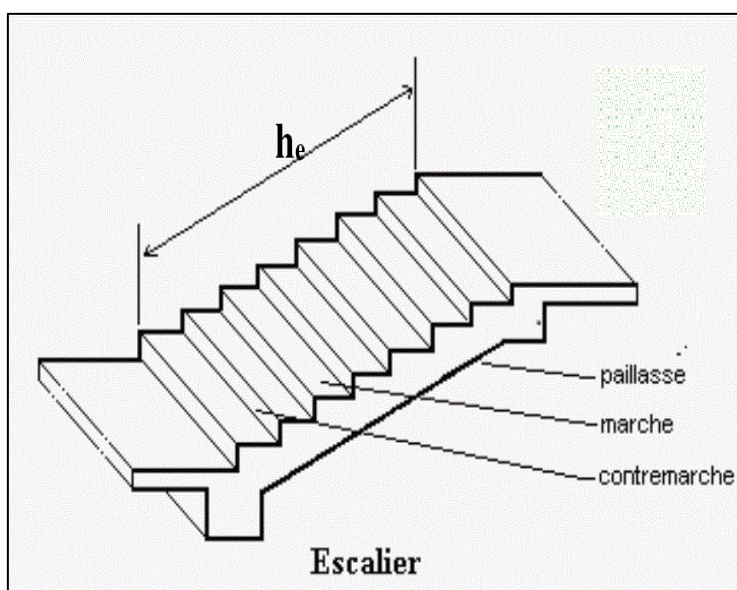


Figure 3-3. Schéma d'escalier.

3.4.1 Sous-sol

Pour le sous-sol la hauteur d'étage est 2.72 m, on a 3 volée la hauteur de chaque volée est: 0.91 m. avec: g = 30cm.

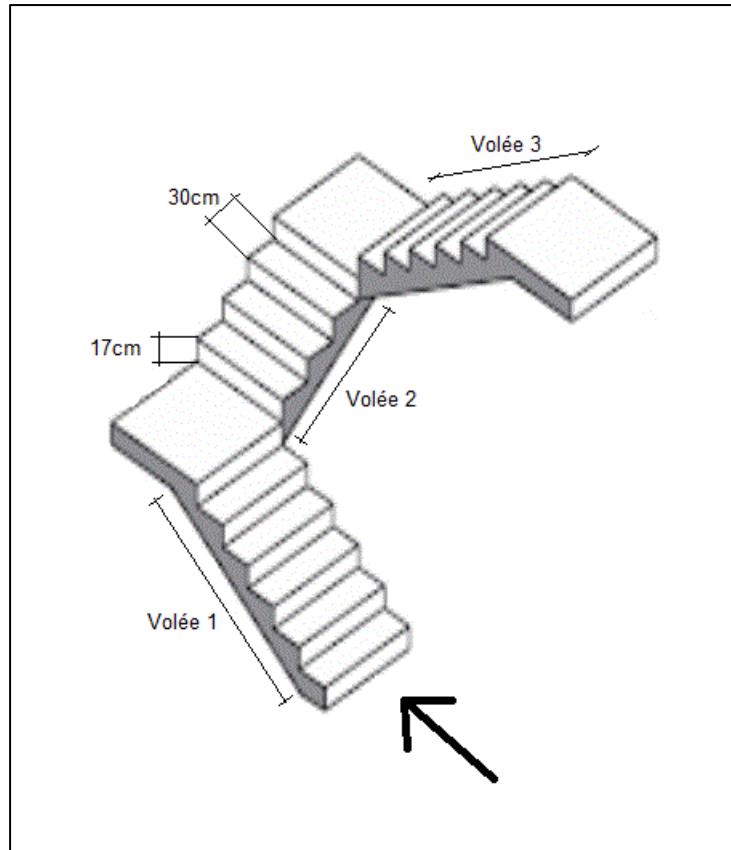


Figure 3-4. Schéma des escaliers.

3.4.1.1 La première volée (1)

On a $H_1 = 0.91$ m, aussi on a : $14.5 < h < 18$ cm

Pour : $h = 17$ cm \Rightarrow on aura 5 marches

- La longueur de la ligne de foulée sera :

$$L = g (n-1) = 30 \times 4 = 120 \text{ cm}$$

- L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg} \alpha = 17/30 \Rightarrow \alpha = 29.538.$$

- La longueur de la paillasse est :

$$l = \frac{120}{\cos \alpha} = 137.93 \text{ cm.}$$

- L'épaisseur de paillasse est:

$$\frac{l}{30} < e < \frac{l}{20} \quad 4.6 < e < 6.9$$

En prend: **e = 7cm**

3.4.1.2 La deuxième volée (2)

On a $H_2 = 0.90$ m, aussi on a : $14.5 < h < 18$ cm

Pour : $h = 17 \text{ cm} \Rightarrow$ on aura 5 marches

- La longueur de la ligne de foulée sera :

$$L = g (n-1) = 30.4 = 120 \text{ cm}$$

- L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg}\alpha = 17/30 \Rightarrow \alpha = 29.538.$$

- La longueur de la paillasse est :

$$L = \frac{120}{\cos\alpha} = 137.93\text{cm}.$$

- L'épaisseur de paillasse est:

$$\frac{l}{30} < e < \frac{l}{20} \quad 4.6 < e < 6.9$$

En prend : **e = 7cm**

3.4.1.3 La troisième volée (3)

On a $H_3 = 0.91\text{m}$, aussi on a : $14.5 < h < 18 \text{ cm}$

Pour : $h = 17\text{cm} \Rightarrow$ on aura 5 marches

- La longueur de la ligne de foulée sera :

$$L = g (n-1) = 30.4 = 120 \text{ cm}$$

- L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg}\alpha = 17/30 \Rightarrow \alpha = 29.538.$$

- La longueur de la paillasse est :

$$L = \frac{120}{\cos\alpha} = 137.93\text{cm}.$$

- L'épaisseur de paillasse est :

$$\frac{l}{30} < e < \frac{l}{20} \quad 4.6 < e < 6.9$$

En prend: **e=7cm**.

3.4.2 Escalier de rez de chaussée et des étages courants

Pour le rez de chaussée et les étages courants la hauteur d'étage est : 2.87m. On a 03 volées chacun de ces volées à la hauteur de 0.96m.

Avec: Giron $g=30\text{cm}$.

3.4.2.1 La première volée (1)

On a $H_1 = 0.96$ m, aussi on a : $14.5 < h < 18$ cm

Pour : $h = 17$ cm \Rightarrow on aura 5 marches

- La longueur de la ligne de foulée sera :

$$L = g (n-1) = 30.4 = 120\text{cm}$$

- L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg}\alpha = 17/30 \Rightarrow \alpha = 29.538.$$

- La longueur de la paillasse est :

$$L = \frac{120}{\cos\alpha} = 137.93\text{cm}.$$

- L'épaisseur de paillasse est:

$$\frac{1}{30} < e < \frac{1}{20} \quad 4.6 < e < 6.9$$

En prend: **e=7cm**

3.4.2.2 La deuxième volée

On a $H_2 = 0.96$ m, aussi on a : $14.5 < h < 18$ cm

Pour : $h=17$ cm \Rightarrow on aura 5 marches

- La longueur de la ligne de foulée sera :

$$L = g (n-1) = 30.4 = 120\text{cm}$$

- L'inclinaison de la paillasse : $\text{tg}\alpha = 17/30 \Rightarrow \alpha = 29.538.$

- La longueur de la paillasse est :

$$L = \frac{120}{\cos\alpha} = 137.93\text{cm}.$$

- L'épaisseur de paillasse est:

$$\frac{1}{30} < e < \frac{1}{20} \quad 4.6 < e < 6.9$$

En prend: **e=7 cm**

3.4.2.3 La troisième volée

On a $H_2 = 0.96$ m, aussi on a : $14.5 < h < 18$ cm

Pour : $h=17$ cm \Rightarrow on aura 5 marches

- La longueur de la ligne de foulée sera :

$$L = g (n-1) = 30.4 = 120\text{cm}$$

- L'inclinaison de la paillasse : $\text{tg}\alpha = 17/30 \Rightarrow \alpha = 29.538.$

- La longueur de la paillasse est :

$$L = \frac{120}{\cos\alpha} = 137.93\text{cm.}$$

- L'épaisseur de paillasse est:

$$\frac{l}{30} < e < \frac{l}{20} \quad 4.6 < e < 6.9$$

En prend: **e=7 cm**

Pour de raison constructive on prend comme valeur finale de l'épaisseur de paillasse de 10 cm.

3.5 Evaluation des charges sur les escaliers

3.5.1 Charge permanent (G)

a. Palier

Carrelage (2 cm).....	0,44 kN/m ²
Mortier de pose (2 cm).....	0,40 kN/m ²
Dalle en BA (15 cm).....	3.75 kN/m ²
enduit de ciment (2 cm).....	0,20 kN/m ²
⇒ΣG	4.79 kN/m ²

b. Volée

Carrelage (2 cm).....	0,44 kN/m ²
Mortier de pose (2 cm).....	0,40 kN/m ²
Marche (h = 17).....	1.87 kN/m ²
Paillasse (10 cm).....	3.75 kN/m ²
Enduit de ciment (2 cm).....	0,20 kN/m ²
Garde-corps.....	0,90 kN/m ²
⇒ΣG	7.56 kN/m ²

3.5.2 Charge d'exploitation (Q)

Selon le DTR des charges permanentes et les surcharges. Le règlement indique que les charges d'exploitations appliquées sur les escaliers est : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$.

3.6 Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91 (modifié 99), les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA99).

3.6.1 Poutre principale (selon sens parallèle à xx)

Selon BAEL 91, la hauteur h de la poutre doit être : $L_{\max} / 15 \leq h_p \leq L_{\max} / 10$

La largeur b de la poutre doit être : $0,4 h_p \leq b \leq 0,8 h_p$

Le rapport hauteur largeur doit être : $(h_p / b) \leq 4$ [11].

Avec : L_{\max} : Longueur de la plus grand portée entre axe, ($L_{\max} = 5.37\text{m}$).

h_p : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

Donc : $40 \leq h_p \leq 60$ On prend $h_p = 50$ cm

Donc : $20 \leq b \leq 40$ On prend $b = 35$ cm (figure 3-5).

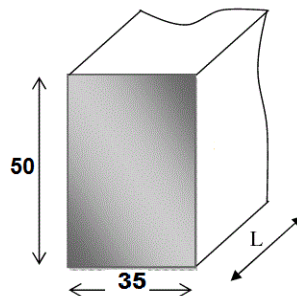


Figure 3-5. Poutre principale.

Et selon le règlement parasismique Algérien :

- La hauteur h_p de la poutre doit être : $h_p \geq 30$ cm.

Donc : $55 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$.

- Et La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20$ cm

Donc : $35 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$.

- Le rapport hauteur largeur doit être : $h_p / b \leq 4$

Donc : $1,571 < 4$

Donc la section de la poutre principale adoptée est $(35 \times 50) \text{ cm}^2$.

3.6.2 Poutre secondaire (selon sens parallèle à YY)

($L_{\max} = 407\text{cm}$)

$$407 / 15 \leq h_s \leq 407 / 10$$

Donc : $27.13 \text{ cm} \leq h_s \leq 40.7\text{cm}$.

On prend $h_s = 35$ cm

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On prend $b = 25$ cm (figure 3-6).

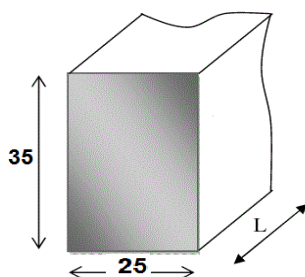


Figure 3-6. Poutre secondaire

Vérification :

- $h_s = 35 > 30$
- $b = 25 > 20$
- $h_s / b = 1.4 < 4$

La section de la poutre secondaire adoptée est (25×35) cm².

3.7 Prédimensionnement des poteaux

La procédure de calcul se fera comme suit :

- Les poteaux seront supposés sollicités à la compression simple.
- Plusieurs poteaux seront considérés pour chaque niveau, et on retiendra que le poteau le plus sollicité.

D'après le RPA99/ver 2003 (7.4) : Pour la zone sismique III les dimensions du poteau requis doivent être vérifiées l'inégalité suivante : $\text{Min}(b ; h) \geq 25$ cm [12].

- Sollicitations normales :

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{Équation 3-1}$$

3.8 Descente de charge

Tableau 3.3. Les différents caractéristiques de section du poteau.

	f_{c28} [MPa]	F_c [MPa]	$\frac{A}{B_r}$	γ_b	γ_s	θ	f_{bu} [MPa]	β	L'enrobage c [cm]
Poteau	25	400	0,009	1,5	1,15	1	14,2	1,2	3

B_r sera majorée de **20%** pour tenir compte de l'effet sismique :

La surface impact sur le poteau le plus sollicité égale à $S = 15.51$ [m²].

Tableau 3.4. Poids propre des poutres sur le poteau le plus sollicité.

	Densité [KN/m ³]	Section [m ²]		Langueur	Poids propre [KN]
		h [m]	b [m]	l [m]	
Poutre 1 Sens x	25	0,5	0,35	2,58	11,29
Poutre 2 Sens x				1,81	7,92
Poutre 1 Sens y	25	0,35	0,25	1,81	3,96
Poutre 2 Sens y				1,72	3,76
Poids propre Total des poutres sur le poteau plus sollicité					26,93

Tableau 3.5. La charge permanente totale pour terrasse et étage courant.

	La charge permanent sur plancher			Poutre	G _{Total} [KN]
	G [KN/m ²]	S [m ²]	G ₁ [KN]	G ₂ [KN]	
Terrasse	6,34	15,51	98,33	26,93	125,26
Étage courant	5,63		87,32		114,25

Tableau 3.6. Résultats pour charges d'exploitation

	Q [KN/m ²]	Désignation	Q [KN/m ²]	S [m ²]	Q [KN]
7 ^{ème} étage	1	Q = Q ₀	1	15.51	15,51
6 ^{ème} étage	1,5	Q = Q ₀ +Q ₁	2,5		38,78
5 ^{ème} étage		Q = Q ₀ +0.95 (Q ₁ +Q ₂)	3,85		59,71
4 ^{ème} étage		Q= Q ₀ +0.90 (Q ₁ +Q ₂ + Q ₃)	5,05		78,33
3 ^{ème} étage		Q= Q ₀ +0.85 (Q ₁ +Q ₂ + Q ₃ + Q ₄)	6,1		94,61
2 ^{ème} étage		Q= Q ₀ +0.8 (Q ₁ +Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅)	7		108,57
1 ^{er} étage		Q= Q ₀ +0.75 (Q ₁ +Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅ + Q ₆)	7,75		120,20
RDC		Q= Q ₀ +0.71 (Q ₁ +Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅ + Q ₆ + Q ₇)	8,46		131,21
Ss	Q= Q ₀ +0.687 (Q ₁ +Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅ + Q ₆ + Q ₇ +Q _{RDC}).	9,24	143,31		

Tableau 3.7. Calcul la section de 7^{ème} étage.

	Étage	G [KN]	Q [KN]	N _u [KN]	B _r [cm ²]	$\sqrt{1,2Br} + 3$ [cm]	Section [cm]
	7 ^{ème} étage	125,26	15,51	192,37	106,55	12,32	30x35

Poids propre pour poteau de (30 x 35) étage : $(0,3 \times 0,35 \times 3,07 \times 25) = 8,06$ [kN]

La charge d'permanent pour 6^{ème} étage : $G = 125,26 + 114,25 + 8,06 = 247,57$ [kN]

Tableau 3.8. Calcul la section de 6^{ème} étage.

	Étage	G [KN]	Q [KN]	N _u [KN]	B _r [cm ²]	$\sqrt{1,2Br} + 3$ [cm]	Section [cm]
	6 ^{ème} étage	247,57	38,78	392,39	141,32	13,88	30x35

La charge d'permanent pour 5^{ème} étage : $G = 247,57 + 114,25 + 8,06 = 369,88$ [kN]

Tableau 3.9. Calcul la section de 5^{ème} étage.

	Étage	G [KN]	Q [KN]	N _u [KN]	B _r [cm ²]	$\sqrt{1,2Br} + 3$ [cm]	Section [cm]
	5 ^{ème} étage	369,88	59,71	588,90	326,18	18,06	30x35

La charge d'permanent pour 4^{ème} étage : $G = 369,88 + 114,25 + 8,06 = 492,19$ [kN]

Tableau 3.10. Calcul la section de 4^{ème} étage.

	Étage	G [KN]	Q [KN]	N _u [KN]	B _r [cm ²]	$\sqrt{1,2Br} + 3$ [cm]	Section [cm]
	4 ^{ème} étage	492,19	78,33	781,95	433,12	22,81	30x35

La charge d'permanent pour 3^{ème} étage : $G = 492,19 + 114,25 + 8,06 = 614,5$ [kN].

Tableau 3.11. Calcul la section de 3^{ème} étage.

	Étage	G [KN]	Q [KN]	N _u [KN]	B _r [cm ²]	$\sqrt{1,2Br} + 3$ [cm]	Section [cm]
	3 ^{ème} étage	614,5	94,61	971,49	538,1	25,19	30x40

Poids propre pour poteau de (30 x 35) étage : $(0,3 \times 0,4 \times 3,07 \times 25) = 9,21$ [kN]

La charge d'permanent pour 2^{ème} étage : $G = 614,5 + 114,25 + 9,21 = 737,96$ [kN].

Tableau 3.12. Calcul la section de 2^{ème} étage.

	Étage	G [KN]	Q [KN]	N _u [KN]	B _r [cm ²]	$\sqrt{1,2Br} + 3$ [cm]	Section [cm]
	2 ^{ème} étage	737,96	108,57	1159,10	642,02	27,34	35x40

Poids propre pour poteau de (30x35) étage : $(0,35 \times 0,4 \times 3,07 \times 25) = 10,75$ [kN].

La charge d'permanent pour 1^{er} étage : $G = 737,96 + 114,25 + 10,75 = 862,96$ [kN].

Tableau 3.13. Calcul la section de 1^{er} étage.

	Étage	G [kN]	Q [kN]	N _u [kN]	B _r [cm ²]	$\sqrt{1,2B_r} + 3$ [cm]	Section [cm]
	1 ^{er} étage	862,96	120,20	1345,3	745,15	29,3	35x40

La charge d'permanent pour le RDC : $G = 862,96 + 114,25 + 10,75 = 987,96$ [kN]

Tableau 3.14. Calcul la section de RDC.

	Étage	G [kN]	Q [kN]	N _u [kN]	B _r [cm ²]	$\sqrt{1,2B_r} + 3$ [cm]	Section [cm]
	RDC	987,96	131,21	1530,56	847,76	31,12	40x45

Poids propre pour poteau de (40x45) étage : $(0,4 \times 0,45 \times 3,07 \times 25) = 13,82$ [kN]

La charge d'permanent pour le Ss : $G = 987,96 + 114,25 + 13,82 = 1116,03$ [kN]

Tableau 3.15. Calcul la section de Ss.

	Étage	G [kN]	Q [kN]	N _u [kN]	B _r [cm ²]	$\sqrt{1,2B_r} + 3$ [cm]	Section [cm]
	RDC	1116,03	143,31	1721,61	953,59	32,88	40x45

Pour de la question technique et la rapidité de réalisation, on généralise la section des poteaux pour chaque étage à leur poteau le plus sollicité.

- **Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4)**

D'après le RPA99/ver 2003 (7.4) :

Les dimensions à prendre doivent vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a, b) \geq h_e/20 \rightarrow \text{vérifier} \\ \text{Min}(a, b) \geq 25\text{cm} \rightarrow \text{vérifier} \\ 1/4 \leq a/b \leq 4 \rightarrow \text{vérifier} \end{array} \right\} [12].$$

- **Vérification de la section de poteau : BAEL91 (B.8.4, 1), (condition de stabilité de forme)**

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

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \dots [11].$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que $\Rightarrow \gamma_b = 1,5$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que $\Rightarrow \gamma_s = 1,15$

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteaux rectangulaire $B_r = (a - 2)x(b - 2) \text{ cm}^2$.

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

N_u : l'effort normal maximal à l'ELU obtenue par la descente du charge :

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

f_e : limite d'élasticité de l'acier en (400 MPa)

AS/B_r : la section d'acier qui sera pris égale à 0,8% (zone III)

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \dots \dots \dots \lambda \leq 50$$

$$\beta = 0,85\lambda^2/1500 \dots \dots \dots 50 \leq \lambda \leq 70.$$

3.9 Les voiles

Le prédimensionnement des voiles se fera selon les prescriptions du RPA 99/ version 2003.

Le contreventement mixte avec justification de l'interaction portique et voiles, tel que donné dans l'RPA 99/version 2003, est défini par les trois conditions suivantes, qui doivent être respectées :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et portiques proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage. (figure 3-7).

Le Pré-dimensionnement des murs en béton armé se fera à la lumière l'article 7.7.1 du RPA99/version 2003. Les charges prises en compte dans le pré-dimensionnement des voiles sont :

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- Les actions horizontales : effet de séisme.

Leur pré-dimensionnement se fera conformément à (Art 7-7-1 du RPA99).

a. L'épaisseur

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de RPA99/version 2003:

- L : longueur du voile.
- a : épaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage $H_e = 3.07$ m et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

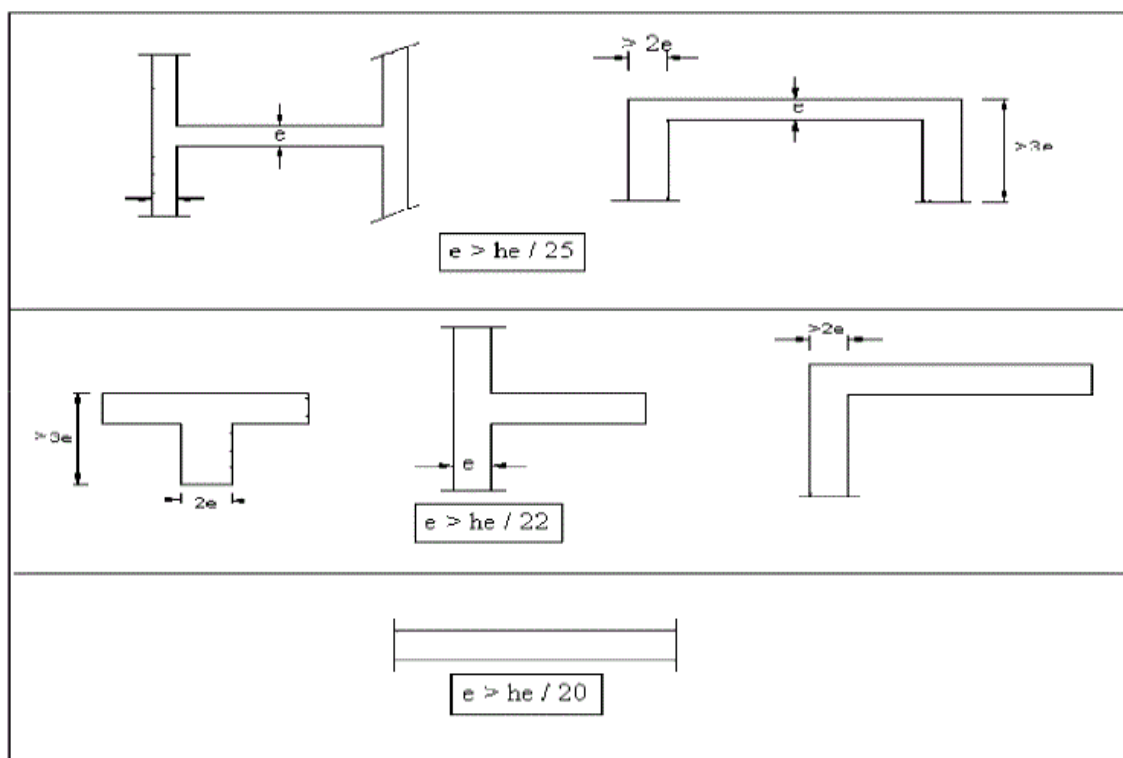


Figure 3-7. Coupe de voile en plan.

Pour notre cas on prend: $a \geq \max (h_e/25; h_e/22)$, donc : $a \geq h_e/22$

• **Etage courant :**

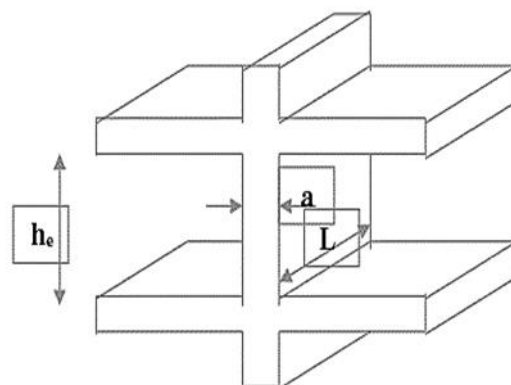
$h_e = 3,07 - 0,20 = 2.87$ m

$a \geq 287 / 22 = 13.04$ cm $\Rightarrow a = 20$ cm

• **Sous-sol :**

$h_e = 2,92 - 0,20 = 2.72$ m

$a \geq 272 / 22 = 12.36$ cm $\Rightarrow a = 20$ cm



- Les Conditions de rigidité :

➤ $e \geq 15$

➤ $L \geq 4e$.

Donc on prend une épaisseur constante pour tous les voiles : $a = 20$ cm.

b. La longueur:

D'après l'article 7.7.1 de RPA 99/Version 2003.

- sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition

$L > 4a$

telle que L : longueur de voile

a : épaisseur de voile.

Donc on prend une longueur minimale pour tous les voiles : $L \geq 80$ cm.

Chapitre 4. Etude sismique

4.1 Objectifs de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

4.2 Modélisation mathématique

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

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

Lors d'une analyse dynamique de structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Dans notre cas le modèle adopté comporte les éléments résistants ainsi que les planchers et les escaliers, et le reste des éléments sont introduit comme un chargement.

L'étude de ce bâtiment est basée sur les résultats d'une modélisation en trois dimensions à l'aide du logiciel ROBOT.

4.3 Présentation du logiciel de calcul ROBOT

Le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

Nous avons utilisé ce logiciel pour tout calcul de notre structure (vérification,...)

4.3.1 Modélisation des éléments structuraux

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type barre à deux nœuds ayant six degrés de liberté (D.D.L.) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

4.3.2 Modélisation de la masse

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité « Q » RPA99/version 2003 (dans notre cas $\beta=0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation.

La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5 \text{ t/m}^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), ont été répartie sur les poutres concernées [12].

4.3.3 Choix de la méthode de calcul (RPA99/Version 2003 Article (4.1.1))

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente [12].

4.3.4 Méthode statique équivalente

Dans cette méthode, les actions sismiques réelles qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Les effets de ces forces sont considérés équivalents à ceux provoqués par mouvement du sol dans une direction quelconque.

Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

4.3.4.1 Domaine d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans la condition suivante :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait la régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 30 m en zones III Le bâtiment ou bloc étudié présent une configuration irrégulière tout en respectant outre la condition de hauteur suivante :

Dans ce cas le bâtiment est implantée en zone III et le groupe d'usage 2 dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

4.3.4.2 Modèle admis par la méthode statique équivalente:

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec des masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau.

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.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

4.3.4.3 Calcul de la force sismique totale:

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure :

$$V_s = \frac{ADQ}{R} W \quad \text{Équation 4-1}$$

A : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles R P A en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

D: facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux.....etc.).

W : le poid totale de la structure.

La formule empirique donnée par R P A 99 est la suivante:

$$Q=1+\sum_q^6 P_q.. [12].$$

A : coefficient d'accélération de zone donné par le tableau (4-1) ci-dessous suivant la zone sismique et la groupe d'usage du bâtiment

Tableau 4.1. Coefficients d'accélération de zone A.

GRP	Zone I	Zone II _a	Zone II _b	Zone III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25 (*)
3	0,07	0,10	0,14	0,18

(*) Valeur Choisie

Dans notre cas on a un groupe d'usage 2 en zone III

Donc : A = 0,25

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure T. Ce coefficient est donné par :

$$D = \left\{ \begin{array}{ll} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{array} \right\} \dots [12]. \quad \text{Équation 4-2}$$

Avec T₂: période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003, (site ferme S2) : T₂(S2) = 0.4 sec [12].

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad \text{Équation 4-3}$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 :

Tableau 4.2. Valeurs de ξ (%).

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé/ Maçonnerie
Léger	6	4	1
Dense	7	5	0

Nous avons une structure mixte (portique et voiles) avec un remplissage dense, Donc $\xi = 7\%$

Donc : $\eta = 0,882 > 0.7$ Vérifie

4.3.4.4 Estimation de la période fondamentale :

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99.

On a donc :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \cdot h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec :

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

C_T : Coefficient de fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003 [12].

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

c. Pour le sens transversal

$h_N = 25.68\text{m}$ et $d = 17.88\text{ m}$

$C_T = 0,05$ on a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armée .

Alors: $T = \text{Min}\{0.57; 0.54\} \Rightarrow T = 0.54\text{s}$.

$T_2(S_2) = 0,4\text{ s}$ (Tableau 4-3).

Tableau 4.3. Période fondamentale de la structure.

T statique	
Formule 1	Formule 2
0.54	0.4

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s.$$

Donc : **D=1,9.**

d. Pour le sens longitudinal

$h_N = 25.68\text{ m}$ et $d = 10.38\text{ m}$

$T = \min (0,57\text{ s}; 0,71\text{s}) \Rightarrow T = 0,57\text{s}$

$T_2(S_2) = 0,4\text{s}$.

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s.$$

Donc : **D=1,74.**

4.3.4.5 R coefficient de comportement global de la structure

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA99/ version 2003, en fonction du système de contreventement. Pour une structure mixte (Mixte portiques/voiles avec interaction) : **R = 5**.

4.3.4.6 Q facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est en 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 :

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

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non (Tableau 4-4) :

Tableau 4.4. Valeurs des pénalités P_q

Critère q	P_q	
	Observé	N/Observé
Condition min sur les files de contreventement (au moins 3 travée par niveau)	0	
Redondance en plan (au moins 4 files en plan)	0	
Régularité en plan	0	
Régularité en élévation	0	
Contrôle de qualité des matériaux		0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution		0,10

Donc $Q=1+0,05+0,1=1,15$.

4.3.4.7 W poids total de la structure

Le poids total de la structure est donné par la formule suivant :

$$W_t = W_G + \beta \cdot W_Q \quad \text{Équation 4-4}$$

W_G : Poids due aux charges permanentes.

W_Q : Charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donné par le tableau 4.5 (RPA v2003): Bâtiment à usage d'habitation $\Rightarrow \beta = 0,2$.

Donc pour chaque niveau « i » on aura :

$$W_t = W_{gi} + 0.2 \cdot W_{qi}$$

A partir du logiciel ROBOT le poids total de la structure est : $W_t = 3189,326T$.

Donc:

$$V_x = \frac{0,25 \times 1,9 \times 1,15}{5} \times 3189,32658 = 348,43 T \Rightarrow 3416,93 kN$$

$$V_y = \frac{0,25 \times 1,74 \times 1,15}{5} \times 3189,32658 = 319,09 T \Rightarrow 3129,2 kN$$

Vérification ART 4.3.6 RPA 2003:

La résultante des forces sismique a la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalentes pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [12].

Efforts tranchants à la base par Robot (Analyse modale spectrale) (Tableau 4-5):

Tableau 4.5. Efforts tranchants à la base

V _x (kN)	1173,11
V _y (kN)	1598,42

4.3.4.8 Résultantes des forces sismiques

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/Version2003 (Art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = 0,8 V/V_t$.

L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode dynamique suivant le sens X :

$$V_{\text{Dynamique}} = 1173,11 \text{ Kn.}$$

L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode Statique suivant le sens X :

$$V_{\text{Statique}} = 3416,93 kN.$$

$$0,8 V_{\text{Statique}} = 2733,544 \text{ Kn.} \Rightarrow V_{\text{Dynamique}} \leq 0,8 V_{\text{Statique}} \Rightarrow C.V$$

L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode dynamique suivant le sens Y:

$$V_{\text{Dynamique}} = 1598,42 kN.$$

L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode Statique suivent le sens Y:

$$V_{\text{Statique}} = 3129,2 kN$$

$$0.8 V_{\text{Statique}} = 2503,36 \text{ kN} \Rightarrow V_{\text{Dynamique}} \leq 0.8 V_{\text{Statique}} \Rightarrow C.V$$

4.3.5 Méthode modale spectrale

Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher. Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux)

4.3.6 Classification des systèmes de contreventement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R Notre structure est contreventée par un système mixte assuré par des voiles et des portiques. Il est nécessaire de procéder à une justification d'interaction portique-voiles.

4.3.7 Spectre de reponse de calcul

Le RPA99 version 2003 recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \left\{ \begin{array}{ll} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0,3s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0,3s \end{array} \right\} \quad \text{Équation 4-5}$$

[12].

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

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

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

Q : facteur de qualité.

Dans notre cas, les valeurs utilisées sont les suivantes :

$$A = 0.15$$

$$\xi = 7\% \text{ ce qui donne}$$

$$\eta = 0.882$$

$R = 5$ (contreventement mixte portiques/voiles avec interaction).

$(T_1, T_2) = (0.15, 0.4)$ ce qui correspond au site 2.

4.3.8 Nombre de modes à considérer

Le nombre de mode à considérer dans chaque direction de l'excitation sismique est donné par l' RPA99 version 2003 (article 4.3.4) comme suit :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins 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.
- Avec un minimum de modes à retenir égale à trois (3) pour chaque direction considérée [12].

4.3.9 Analyse de la structure

Il est à présent clair que l'une des étapes incontournables lors d'une analyse dynamique d'une structure est sa modélisation adéquate.

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme régulière en élévation, contreventée par un système mixte (portique voiles).et présente une architecture (vue en plan) déférente d'un niveau à l'autre. Tout cela complique de manière conséquente le choix du positionnement des voiles. En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions:

Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.

La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure (figure 4-1).

4.3.9.1 Schéma de dispositions des voiles et poteaux

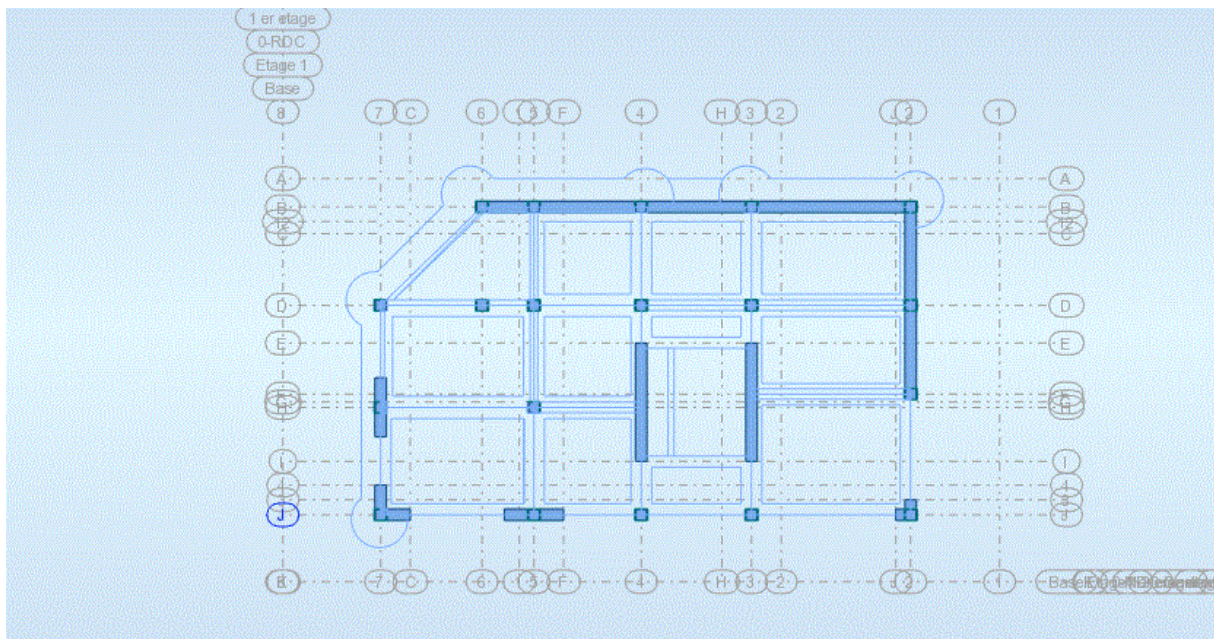


Figure 4-1. Vue en plan de la variante proposée.

a. Caractéristiques géométriques et massique de la structure:

➤ **Centre de masse :**

Le centre de masse est le point de l'application des résultantes des charges horizontales (vent, séisme) La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i ,

X_i, Y_i : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

➤ **Centre de rigidité (torsion) :**

Est le point par lequel passe la résultante des réactions des éléments participant dans la rigidité.

Note :

Lorsque le centre de masse et de rigidité sont confondus, les efforts extérieurs ne provoquent que des mouvements de translation. En revanche, lorsque il y a une excentricité entre elles il y a des mouvements de translations et rotations.

(X_{ct} , Y_{ct}) : Coordonnées du centre de rigidité (ou de torsion.) (Tableau 4-6).

e_x : excentricité théorique suivant x

e_y : excentricité théorique suivant y.

Tableau 4.6. Centre des masses et Centre de torsion de chaque étage.

Diaphragme	Centre de masse		Centre de torsion	
	X_{cm} [m]	Y_{cm} [m]	X_{ct} [m]	Y_{ct} (m)
1	Aucun	Aucun	Aucun	Aucun
2	9,74	4,79	11,06	4,73
3	9,27	4,98	11,07	4,67
4	9,30	5,00	11,07	4,65
5	9,28	5,02	11,07	4,65
6	9,25	5,05	11,08	4,95
7	9,27	5,02	11,08	4,90
8	9,27	5,02	11,08	4,90
9	9,27	5,02	11,08	4,90
10	9,59	4,56	11,08	4,63

b. Calcul de l'excentricité théorique et accidentelle :

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion, Donnée par les formules suivantes :

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plan, RPA99/Version2003 (art 4.3.7) préconise de prendre en compte à chaque niveau et dans chaque direction une excentricité accidentelle par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

5% de la plus grande dimension du bâtiment à chaque niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).

Excentricité théorique résultant des plans (Tableau 4-7).

- **l'excentricité théorique** : c'est celle calculée précédemment

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

$$e_y = |Y_{cm} - Y_{ct}|$$

- **l'excentricité accidentelle** :

Fixée par le RPA 99 Version 2003 à : 5% L.

Sens X $e_x = 0.05 L_x$

Sens Y $e_y = 0.05 L_y$

Tableau 4.7. Résumé les résultats des excentricités pour chaque niveau

Diaphragme	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle		Excentricité totale	
	ex (m)	ey (m)	ex (m)	ey (m)	ex (m)	ey (m)
1	Aucun	Aucun	0,0	0,0	0,0	0,0
2	1,32	0,06	0,89	0,52	2.21	0.58
3	1,80	0,31	1,01	0,64	2.81	0.95
4	1,77	0,36	1,01	0,64	2.78	1.0
5	1,80	0,37	1,01	0,64	2.81	1.01
6	1,82	0,10	1,01	0,64	2.83	0.74
7	1,81	0,12	1,01	0,64	2.82	0.76
8	1,81	0,12	1,01	0,64	2.82	0.76
9	1,81	0,12	1,01	0,64	2.82	0.76
10	1,49	0,07	0,89	0,52	2.38	0.59

- **Nombre de mode à considérer:**

L’RPA99/version 2003(art 4.3.4) préconise de prendre en considération ce qui suit:

- Pour les structures représentés par des modèles plans dans deux direction orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l’excitation doit être tel que:

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égales à 90c/o au moins de la masse totale de la structure. Où 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 [12].

Le minimum des modes à retenir est des trois 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:

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T \leq 0.20 \text{ sec.}$$

Ou: N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T la période des modes.

- Le tableau 4-8 ci-dessous présente les périodes et les facteurs de participation massique modale:

Tableau 4.8. Périodes et les facteurs de participation massique modale

Cas/Modes	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	1,59	0,63	71,86	0,57	71,86	0,57
2	1,74	0,58	0,88	66,29	72,74	66,85
3	1,93	0,52	0,48	3,12	73,22	69,98
4	5,03	0,20	11,71	0,01	84,93	69,98
5	6,07	0,16	0,04	5,74	84,96	75,72
6	6,66	0,15	0,01	10,07	84,98	85,79
7	9,54	0,10	4,79	0,00	89,77	85,79
8	11,94	0,08	0,00	0,86	89,77	86,66
9	13,78	0,07	0,00	4,63	89,77	91,29
10	14,74	0,07	2,91	0,00	92,68	91,29

– **Interprétation :**

On constate qu'il faut 10 modes pour atteindre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

- le 1^{er} mode est un mode translation selon l'axe X avec 70.86% de participation de masse modale (figure 4-2).
- le 2^{ème} mode est un mode translation selon l'axe X avec 68.16%de participation de masse modale (figure 4-3).
- le 3^{ème} mode est mode torsion pure (figure 4-4).

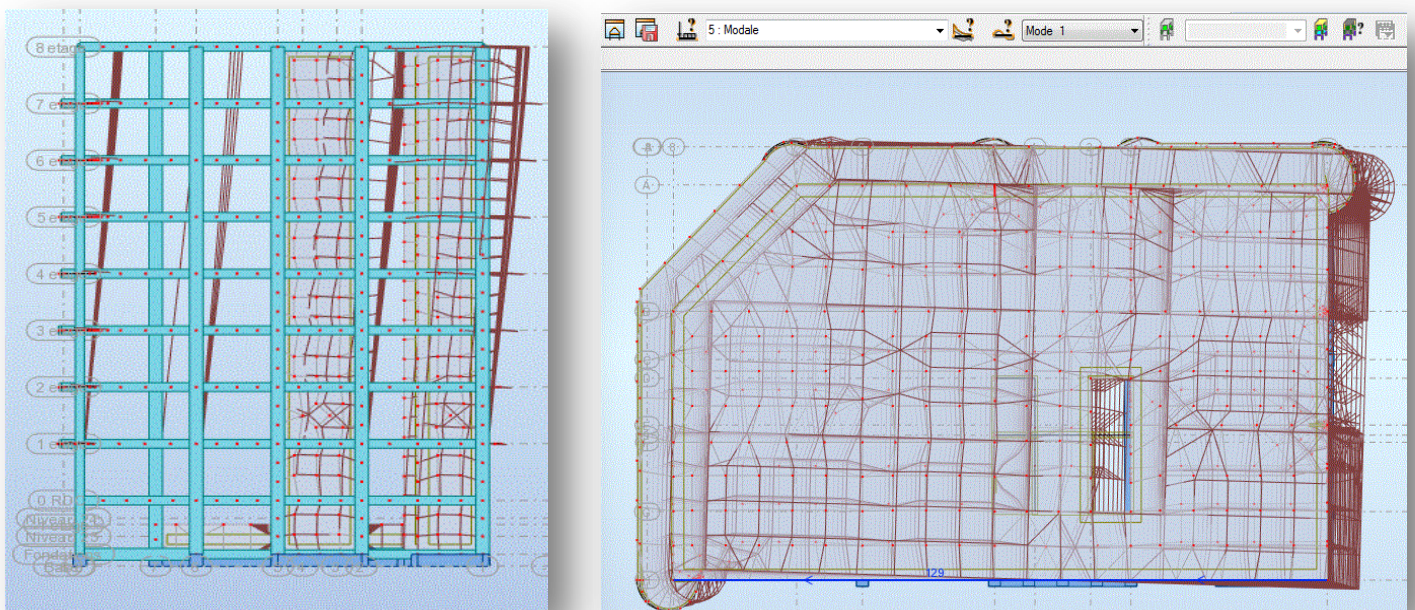


Figure 4-2. Mode 1 (translation xx)

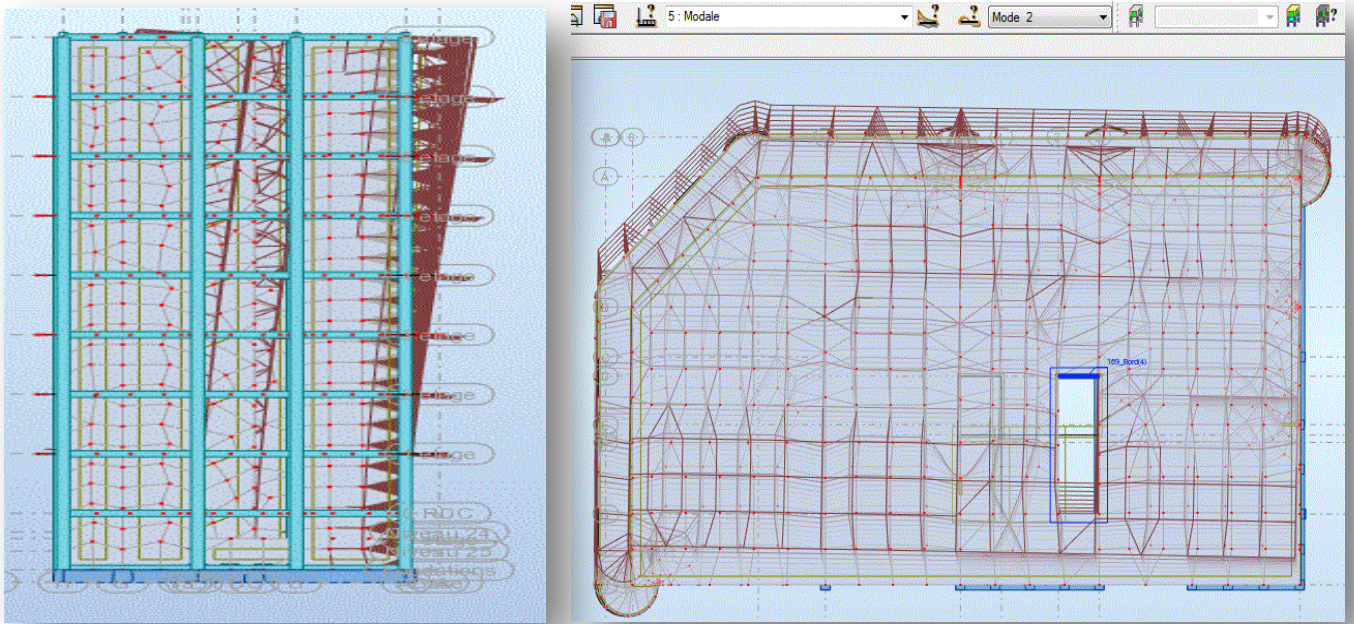


Figure 4-3. Mode 2 (translation yy).

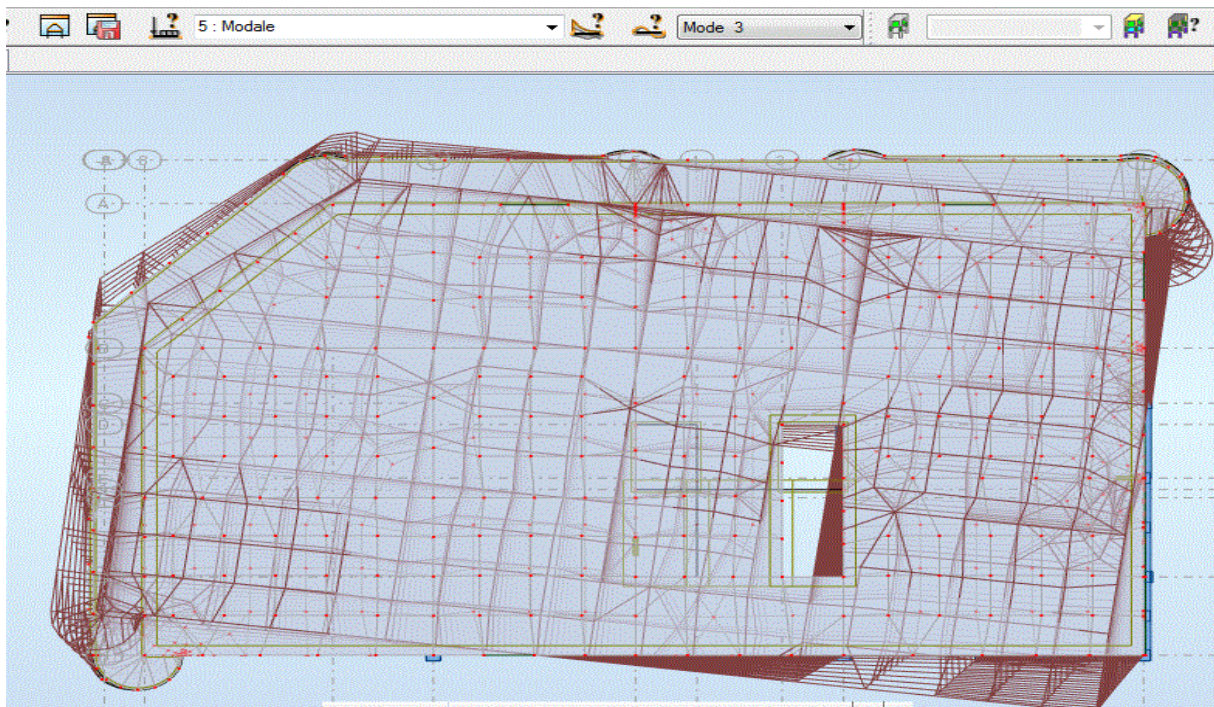


Figure 4-4. Mode 3 (torsion).

La déformée modales obtenues après analyser par ROBOT.

4.3.9.2 Distribution horizontale de l'effort sismique:

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule: $V_k = F_t + \sum_{ni=k} F_i$

-Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants:

a. Sens longitudinal:

Distribution des efforts tranchant sens YY (Tableau 4-9).

Tableau 4.9. Distribution des efforts tranchant sens YY.

Niveau	FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
Ss	Aucun	Aucun	Aucun
RDC	1173,11	246,89	926,22
1	1185,53	566,22	619,31
2	1022,42	449,50	572,93
3	825,99	476,29	349,70
4	832,14	446,45	385,70
5	734,63	312,23	422,39
6	588,25	266,94	321,31
7	416,42	200,34	216,08
8	231,98	146,62	85,36

a. Sens transversal

Distribution des efforts tranchant sens XX (Tableau 4-10).

Tableau 4.10. Distribution des efforts tranchant sens XX.

Niveau	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
Ss	Aucun	Aucun	Aucun
RDC	1598,42	177,52	1420,91
1	1543,78	277,90	1265,88
2	1323,48	226,55	1096,93
3	1352,06	294,62	1057,45
4	1171,36	255,98	915,39
5	993,66	234,56	759,10
6	825,84	217,94	607,90
7	575,59	194,62	380,97
8	362,32	183,28	179,04

4.3.9.3 Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau «k» de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_K = R \cdot \delta_{cK}$$

Δ_K : le déplacement relatif au niveau «k» par rapport au niveau «k-1» est égal à

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

δ_{cK} : Déplacement dû aux forces sismique F_i

R : coefficient de comportement = 5

a. Sens longitudinal

Déplacement inter-étage dans le sens 'xx' (Tableau 4-11).

Tableau 4.11. Déplacement inter-étage dans le sens 'xx'

Niveau	Max UX [cm]	Min UX [cm]	dr UX [cm]
Ss	Aucun	Aucun	0,0
RDC	0,4	0,0	0,3
1	1,4	0,2	0,8
2	2,6	1,0	1,1
3	3,9	2,0	1,1
4	5,1	3,1	1,1
5	6,2	4,1	1,0
6	7,1	5,1	0,9
7	7,9	5,9	0,7
8	8,3	6,6	0,5

b. Sens transversal

Déplacement inter-étage dans le sens 'yy' (Tableau 4-12).

Tableau 4.12. Déplacement inter-étage dans le sens 'yy'

Niveau	Max UY [cm]	Min UY [cm]	dr UY [cm]
Ss	Aucun	Aucun	0,0
RDC	0,4	0,0	0,3
1	1,3	0,1	0,6
2	2,4	0,6	0,8
3	3,7	1,2	0,9
4	4,9	1,8	1,0
5	6,1	2,5	1,0
6	7,2	3,3	0,9
7	8,2	4,0	0,9
8	8,7	4,7	0,7

4.3.9.4 Vérification de l'effet P-Delta

Il faut calculer le coefficient :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \quad \text{Équation 4-6}$$

Et le comparer avec le nombre 0,1 tel que :

- Si $\theta_k < 0,10$: les effets de 2^{eme} ordre sont négligés.
- Si $0,10 < \theta_k < 0,20$: il faut augmenter l'effet de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.
- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

- V_K : effort tranchant d'étage au niveau 'K'.
- Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1'.
- h_K : hauteur de l'étage 'K'.

Vérification de l'effet P-Delta (Tableau 4-13) :

Tableau 4.13. Vérification de l'effet P-Delta

Niveau	P_K [kg]	Δ_{Kx} [cm]	Δ_{Ky} [cm]	V_X [kN]	V_Y [kN]	h_k (cm)	$\theta_{Kx} \times 10^{-3}$	$\theta_{Ky} \times 10^{-3}$
Ss	Aucun	0,0	0,0	Aucun	Aucun	272	0	0
RDC	346156,22	0,3	0,3	1173,11	1598,42	287	0.308	0.226
1	369991,19	0,8	0,6	1185,53	1543,78	287	0.869	0.5
2	361351,35	1,1	0,8	1022,42	1323,48	287	1.354	0.761
3	362388,29	1,1	0,9	825,99	1352,06	287	1.681	0.840
4	359414,81	1,1	1,0	832,14	1171,36	287	1.655	1.069
5	353400,25	1,0	1,0	734,63	993,66	287	1.671	1.239
6	353448,98	0,9	0,9	588,25	825,84	287	1.884	1.342
7	353400,25	0,7	0,9	416,42	575,59	287	2.07	1.92
8	329775,23	0,5	0,7	231,98	362,32	287	2.48	2.22

On constate que θ_{Kx} et θ_{Ky} sont inférieurs à 0,1. Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

4.3.9.5 Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante :

$$M_s / M_r \geq 1,5$$

M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L / 2$$

W : le poids total de la structure.

- Sens longitudinal:

$$M_s = 315111.95 \text{ kN.m}$$

Vérification au renversement Sens longitudinal (Tableau 4-14) :

Tableau 4.14. Vérification au renversement Sens longitudinal

Niveau	VX [kN]	h_k (m)	$F_i \times h_i$
Ss	Aucun	2.72	0
RDC	1173,11	2.87	3366.83
1	1185,53	2.87	3402.48
2	1022,42	2.87	2934.35
3	825,99	2.87	2370.60
4	832,14	2.87	2388.24
5	734,63	2.87	2108.39
6	588,25	2.87	1688.28
7	416,42	2.87	1195.13
8	231,98	2.87	665.78

- La somme = 20120.08 \Rightarrow $M_r=20120.08$ kN.m

$M_s/M_{R_x}=15.38 > 1.5$c.v

- Sens transversal (Tableau 4-15):
 $M_s=201265.04$ kN.m

Tableau 4.15. Vérification au renversement Sens transversal

Niveau	VY [kN]	h_k (m)	$F_i \times h_i$
Ss	Aucun	2.72	0
RDC	1598,42	2.87	4587.46
1	1543,78	2.87	4430.65
2	1323,48	2.87	3798.39
3	1352,06	2.87	3880.41
4	1171,36	2.87	3361.8
5	993,66	2.87	2851.8
6	825,84	2.87	2370.16
7	575,59	2.87	1651.94
8	362,32	2.87	1039.85

- La somme = 27972.47 \Rightarrow $M_r=27972.47$ kN.m

$M_s/M_{R_x}=7.19 > 1.5$c.v

4.4 Conclusions

Par suite des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est prêt pour la phase de dimensionnement. Cette dernière sera discuter dans le chapitre suivant.

Chapitre 5. Dimensionnement des éléments structuraux

5.1 Introduction

Les éléments principaux, sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismique, ainsi qu'aux actions dues aux charges permanentes et les charges d'exploitation. Le ferrailage de ces éléments doit être calculé de manière à résister les combinaisons de différentes actions, en considérant le cas le plus défavorable. Les réglementations en vigueur «BAEL 91 et RPA 99» nous dictent un certain nombre de combinaison avec lesquelles nous allons travailler.

5.2 Hypothèses

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque type des poteaux, où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau) ;
- Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée ;
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement parasismique ;
- Les armatures obtenues sont calculées à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les situations présentées dans le tableau ci-après:

Tableau 5.1. Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques

Situation	γ_b	γ_s	$f_{c28}(\text{MPa})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	$f_c(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
durable	1.5	1.15	25	14.2	400	348
accidentelle	1.15	1	25	18.5	400	400

5.3 Ferrailage des poteaux

5.3.1 Combinaisons de calcul

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort normal.
- Effort tranchant.
- Moment fléchissant.

Ils seront donc calculés en flexion composée avec un cas de fissuration jugé préjudiciable.

Aussi, nous pouvons avoir l'un des trois cas suivants :

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

On considérant les sollicitations suivantes :

- M max avec N correspondant
- N max avec M correspondant
- N min avec M correspondant.

Étapes de calcul :

- **BAEL91 :**

Calcule en flexion composée avec un effort normal N_u et un moment M_u tel que :

$$M_u = e \cdot N_u \quad [11].$$

✓ **Recommandation du RPA 99/version 2003 :**

5.3.2 Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets :

- Le pourcentage minimum est de 0,9%(zone III).
- Le pourcentage maximum est de :
 - 4% en zone courante ;
 - 6% en zone de recouvrement.
- le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone III)
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (zone III).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques) [12].

5.3.3 Armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u : Effort tranchant de calcul
- h_1 : Hauteur totale de la section brute.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.
- ρ_a : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho_{as}=2,5$ Si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a=3,75$ Si l'élanement géométrique $\lambda_g < 5$.

- $f_c=400$ Mpa.

- t : Espacement des armatures transversales :

$t \leq 10$ cm en zone nodale .

$t' \leq \min(b_1/2, h_1/2, 10\Phi_1)$ en zone de recouvrement .

Avec :

- Φ_1 : diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.
- La quantité d'armatures minimale (A_t/b_1t %) est donnée par :
 - 0,3% si $\lambda_g \geq 5$
 - 0,8 % si $\lambda_g \leq 3$
 - Par interpolation si $3 < \lambda_g < 5$

- λ_g : élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = l_f/a \text{ ou } l_f/b$$

Avec :

- a et b : les dimensions de la section du poteau [12].

5.3.4 Combinaison d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99/version 2003 et BAEL 91 comme suit :

5.3.4.1 Les combinaisons du RPA 99/version 2003 :

$$G + Q \pm 1,2E$$

$$0,8 G \pm E$$

- Les combinaisons de BAEL 91 :

- l'E.L.U. :

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

- l'E.L.S. :

$$G + Q$$

Avec :

- G : Charges permanentes.
- Q : Charges d'exploitation non pondérées.
- E : Action du séisme représentée par des composantes horizontales.

Tableau 5.2. effort sur les poteaux pour déférente combinaison.

Niveau	<i>N max</i> → <i>M cor</i> (ELU)			<i>Mmax</i> → <i>Ncor</i> (0.8G ± E)			<i>Nmin</i> → <i>Mcor</i> (G + Q ± 1.2E)		
	<i>N_u</i> (kN)	<i>M_y</i> (kN.m)	<i>M_z</i> (kN.m)	<i>M_y</i> (kN.m)	<i>M_z</i> (kN.m)	<i>N_{cor}</i> (kN)	<i>N_{min}</i> (kN)	<i>M_y</i> (kN.m)	<i>M_z</i> (kN.m)
Ss et RDC	1361.21	9.20	4.31	83.64	45.21	957.82	631.09	67.62	4.32
1^{er} et 2^{eme} étage	991.67	9.19	0.57	74.16	4.16	696.82	455.66	60.01	3.34
3^{eme} étage	673.31	14.98	3.73	77.78	5	466.83	307.7	1.61	21.66
4^{eme} 5^{eme} 6^{eme} 7^{eme} étage	399.8	12.91	5.02	49.14	5.31	284.72	188.15	2.01	18.78

5.3.5 Résultats de calcul pour un poteau le plus sollicité

5.3.5.1 Niveau

- Nom :
- Niveau de l'étage : -1,50 (m)
- Tenue au feu : 0 h
- Fissuration : préjudiciable
- Milieu : non agressif

5.3.5.2 Géométrie:

- Rectangle 50,0 x 60,0 (cm)
- Epaisseur de la dalle= 0,00 (m)
- Sous dalle = 2,97 (m)
- Sous poutre = 2,47 (m)
- Enrobage = 5,0 (cm)

5.3.5.3 Chargements

Tableau 5.3.Résultats des efforts appliquées

Cas	Nature	Group e	N (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	My (kN*m)	Mz (kN*m)
ELU	de calcul	9	1363,76	4,78	-11,90	-22,39	-7,35
ELS	cal.ELS	9	991,32	3,41	-8,49	-15,97	-5,23
0.8G+EX	de calc. acc.	9	631,47	-1,25	-35,84	-16,76	-1,89
0.8G-EX	de calc. acc.	9	847,09	5,21	25,86	-2,01	-4,01
0.8G+EY	de calc. acc.	9	674,97	19,02	-0,80	-6,47	-0,48
0.8G-EY	de calc. acc.	9	639,30	-15,50	-8,07	-10,21	-4,77
G+Q+1.2EX	de calc. acc.	9	960,51	-0,21	-46,17	-26,06	-4,35
G+Q-1.2EX	de calc. acc.	9	1022,12	7,02	29,20	-5,87	-6,11
G+Q+1.2EY	de calc. acc.	9	1012,72	24,12	-4,12	-13,72	-2,65
G+Q-1.2EY	de calc. acc.	9	969,91	-17,31	-12,85	-18,21	-7,80

5.3.5.4 Ferrailage

a. Barres principales

- 8 HA 400 16 $l = 3,77$ (m)

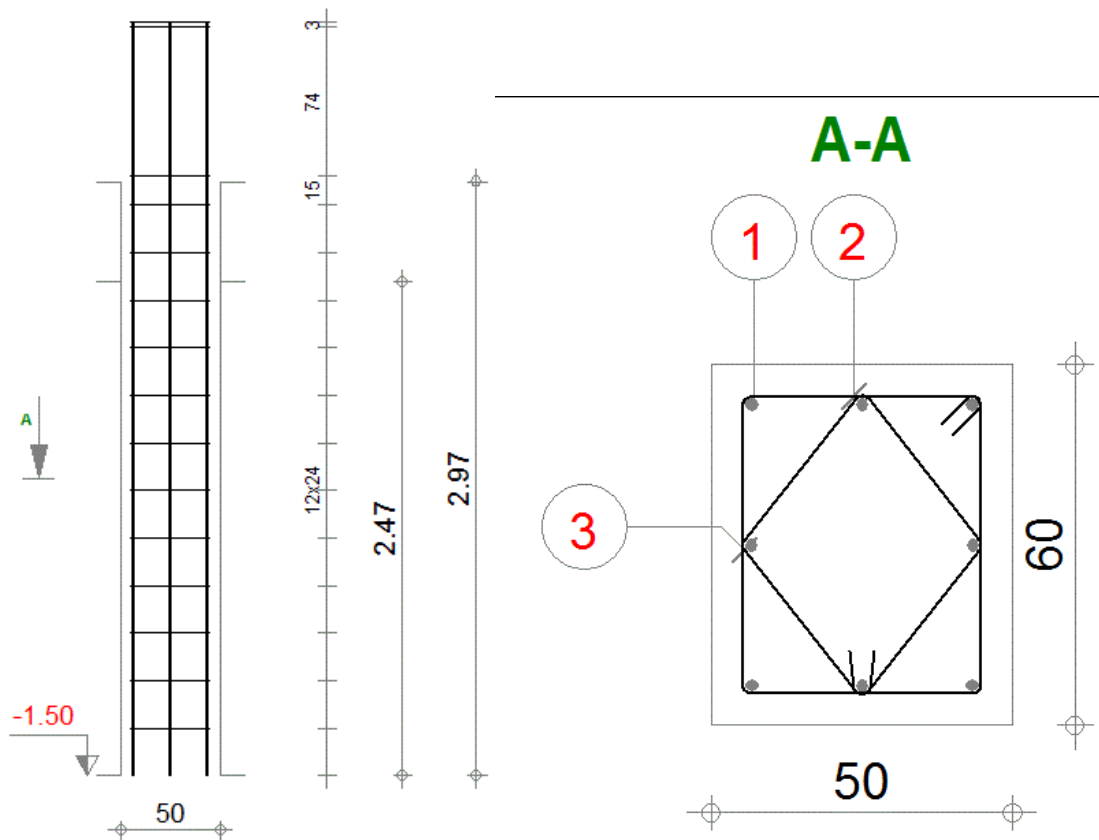
b. Armature transversale

- 15 Cadres RL 235 6 $l = 1,91$ (m)

$e = 12 \cdot 0,24 + 1 \cdot 0,15 + 1 \cdot 0,74 + 1 \cdot 0,03$ (m)

- 12 Cadres RL 235 6 $l = 1,44$ (m)

$e = 12 \cdot 0,24$ (m).



Pos.	Armature	Code	Forme
1	8HA 16 $l=3.77$	00	3.77
2	15RL 6 $l=1.92$	31	
3	12RL 6 $l=1.44$		

Figure 5-1. Shema de ferrailage du poteau le plus sollicité.

5.4 Ferrailage des poutres

5.4.1 Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux non exposés aux intempéries et sollicités par des moments fléchissant et des efforts tranchants, le calcul se fera donc en flexion simple en considérant la fissuration comme étant préjudiciable,

les armatures seront déterminées selon le $B,A,E,L 91$ en flexion simple pour les combinaisons à l'ELU ou l'ELA, et les vérifications se feront à l'ELS [11].

Les combinaisons à prendre en compte pour les poutres sont :

- ELU : $1,35G + 1,5Q$
- ELS : $G + Q$
- ELA : $G + Q \pm E$; $0,8G \pm E$.

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel Robot

➤ **Calcul du moment réduit ultime :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

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

{ (14.2 MPa situation courante ($\gamma_b=1.5$) ; 18.48 MPa situation accidentelle ($\gamma_b=1.15$)) }

⇒ Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$

alors :

$$A_s' = 0$$

et

$$A_s = \frac{M_l}{z \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec : $\gamma_s = \{ (1.15 \text{ pour les situations courantes ; } 1 \text{ pour les situations accidentelles}) \}$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha)$

⇒ Si $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$

alors :

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

et

$$A_s = \frac{M_l}{z \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} + A'_s$$

Avec : $M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$

5.4.2 Ferrailage des poutres principale

5.4.2.1 Niveau

- Nom :
- Niveau de l'étage : ---
- Tenue au feu : 0 h
- Fissuration : préjudiciable
- Milieu : non agressif

5.4.2.2 Géométrie

Designation	Position	APG(m)	L(m)	APD(m)
P1	Console D	0.35	5.2	---

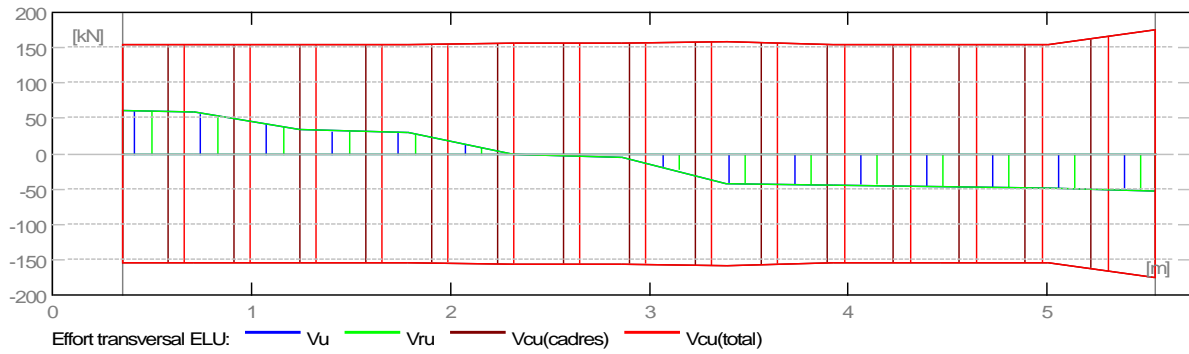
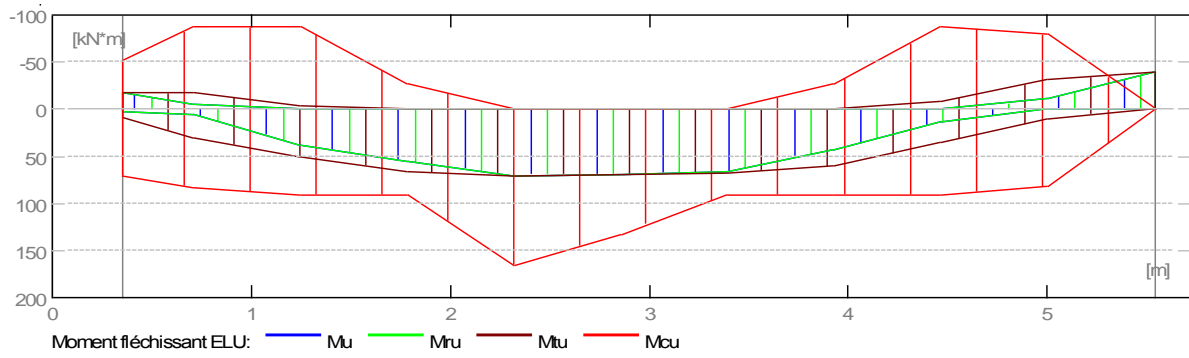
5.4.2.3 Poutres aboutissantes

Nom	forme	Désignation	X(m)	Z(m)	DX(m)	DZ (m)
250x 350mm	3 (Barre 377)	rect.	P1	5.07	0.15	0.25

5.4.2.4 Résultats théoriques

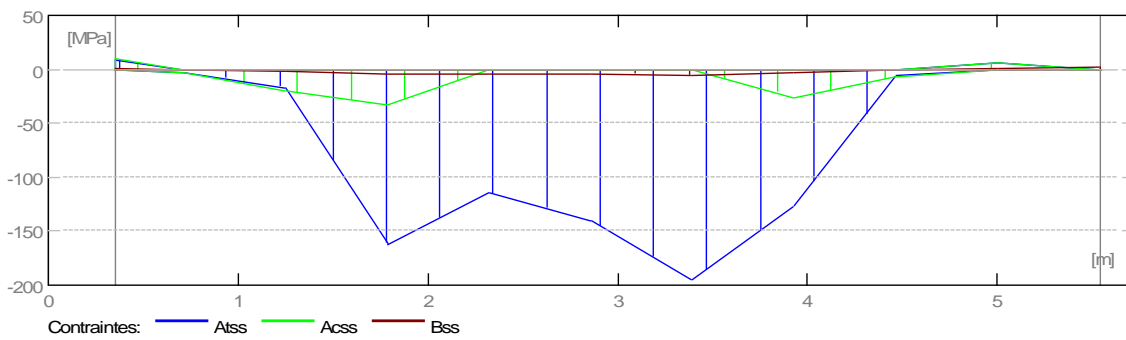
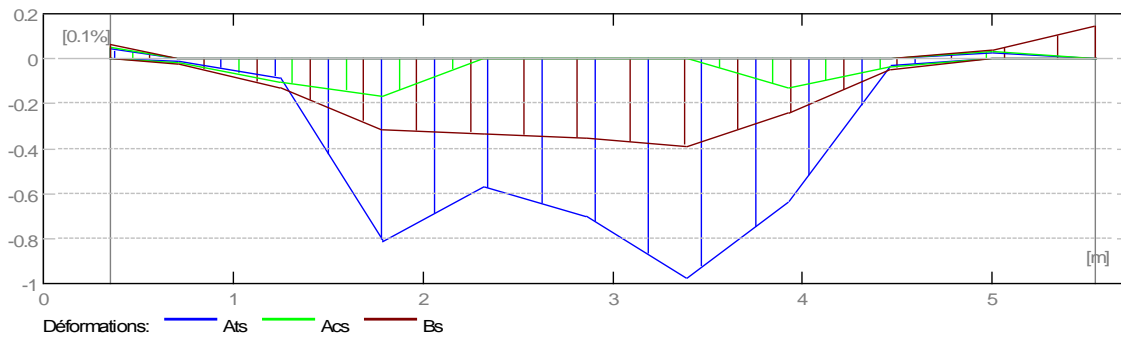
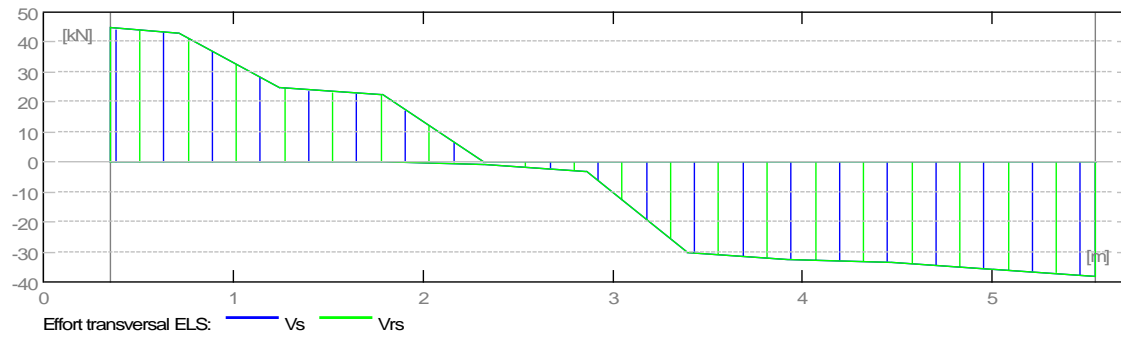
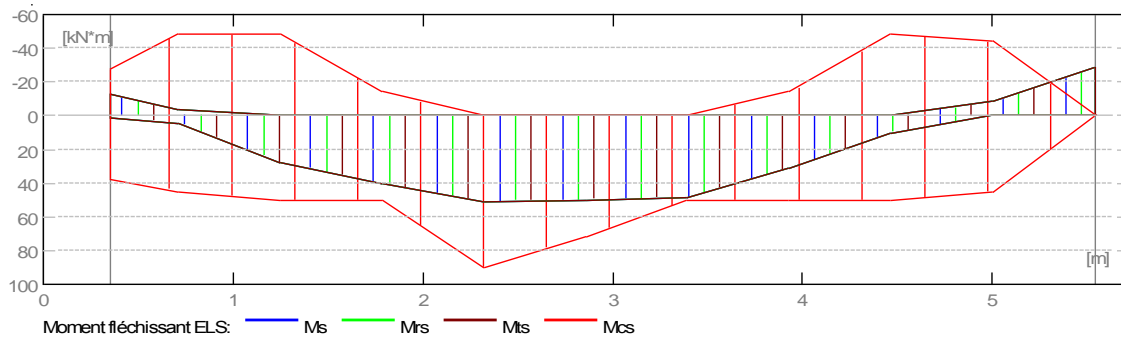
– Sollicitations ELU

Désignation	M_{tmax} (kN.m)	M_{tmin} (kN.m)	M_g (kN.m)	M_d (kN.m)	V_g (kN)	V_d (kN)
P1	70,26	-0,00	-17,96	-39,34	61,47	-52,65



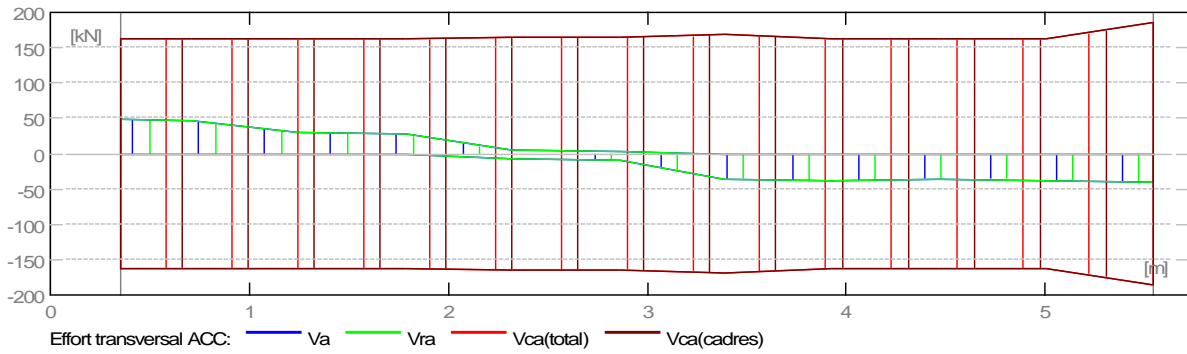
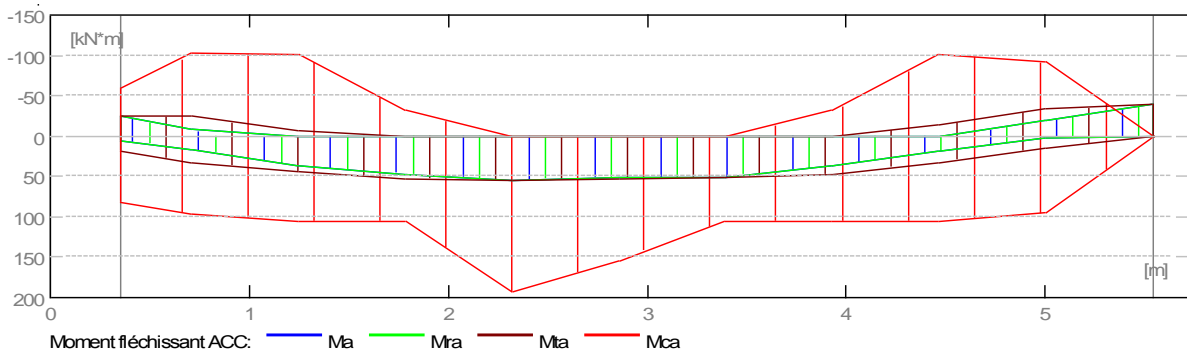
- Sollicitations ELS

	$M_{tmax.}$	$M_{tmin.}$	M_g	M_d	V_g	V_d
Désignation	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)
P1	51,00	0,00	-13,06	-28,57	44,68	-38,29



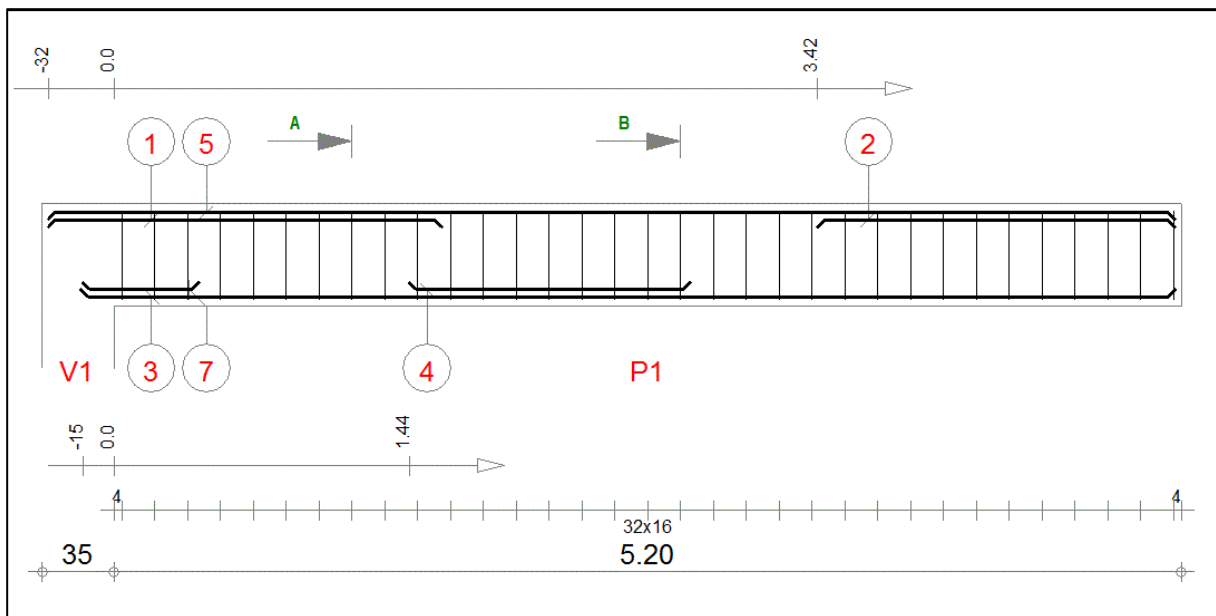
– Sollicitations ELU combinaison rare

Désignation	M_{tmax} (kN.m)	M_{tmin} (kN.m)	M_g (kN.m)	M_d (kN.m)	V_g (kN)	V_d (kN)
P1	54,76	-0,00	-25,53	-39,83	48,89	-40,13



5.4.2.5 Sections Théoriques d'Acier

Désignation	Travée (cm ²)		Appui gauche (cm ²)		Appui droit (cm ²)	
	inf.	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.
P1	6,22	0,00	1,02	1,52	0,00	3,40



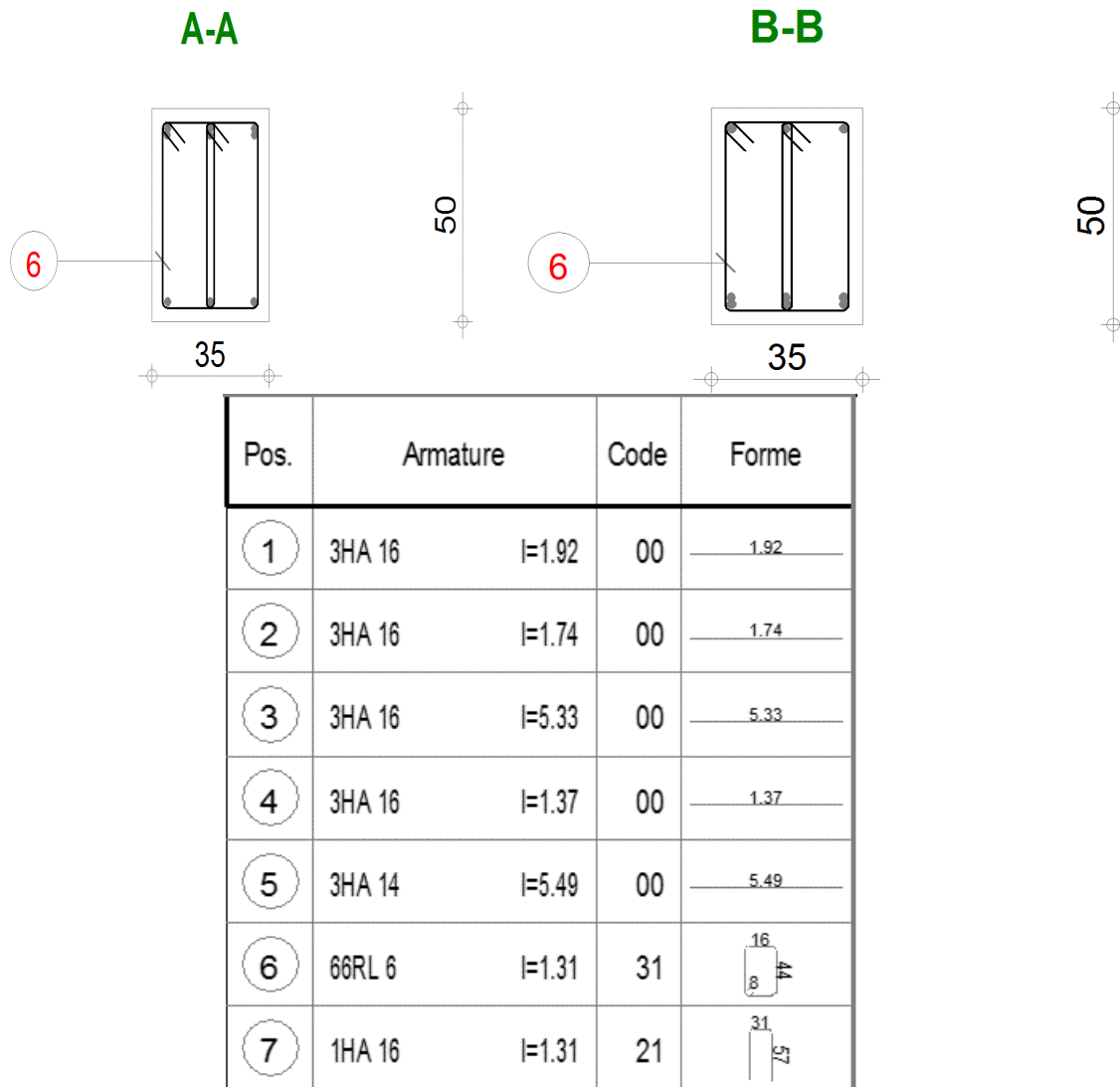


Figure 5-2. Shema de ferrailage de la poutre principale.

5.4.3 Ferrailage des poutres secondaires

5.4.3.1 Niveau

Nom :
 Niveau de l'étage : ---
 Tenue au feu : 0 h
 Fissuration : préjudiciable
 Milieu : non agressif

- Géométrie:

Désignation	Position	APG (m)	L (m)	APD (m)
P1	Travée	0,30	3,14	0,30

Section de 0,00 à 3,14 (m)
 25,0 x 35,0 (cm)
 Pas de plancher gauche

Pas de plancher droit

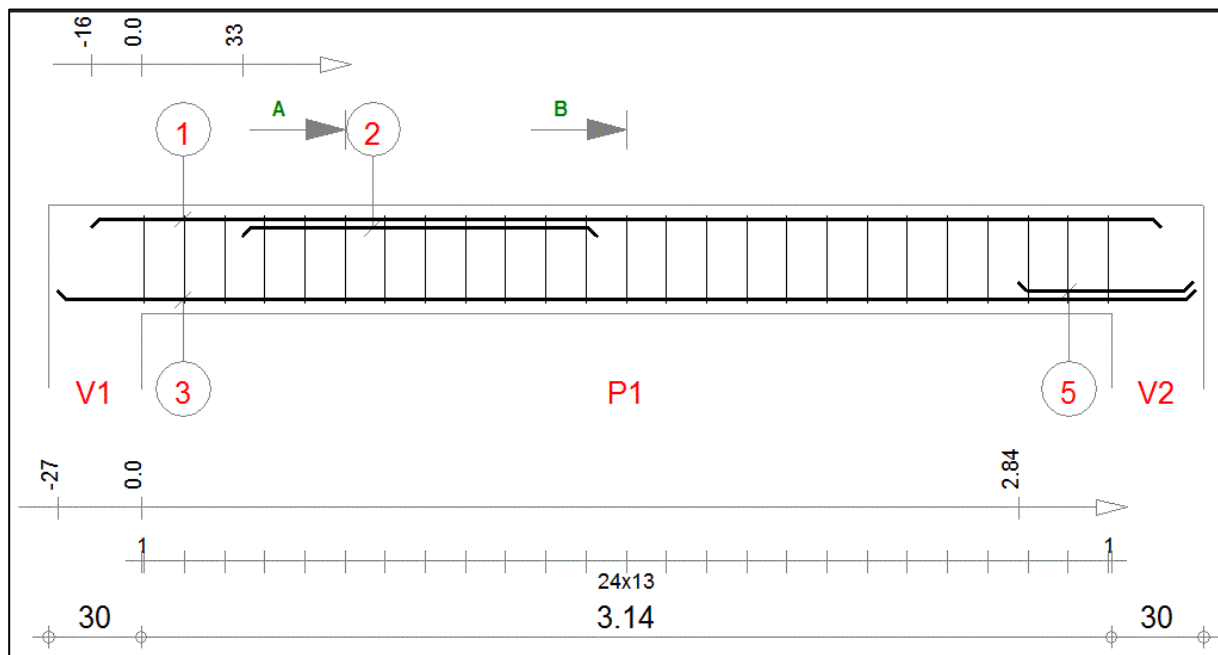
5.4.3.2 Résultats théoriques

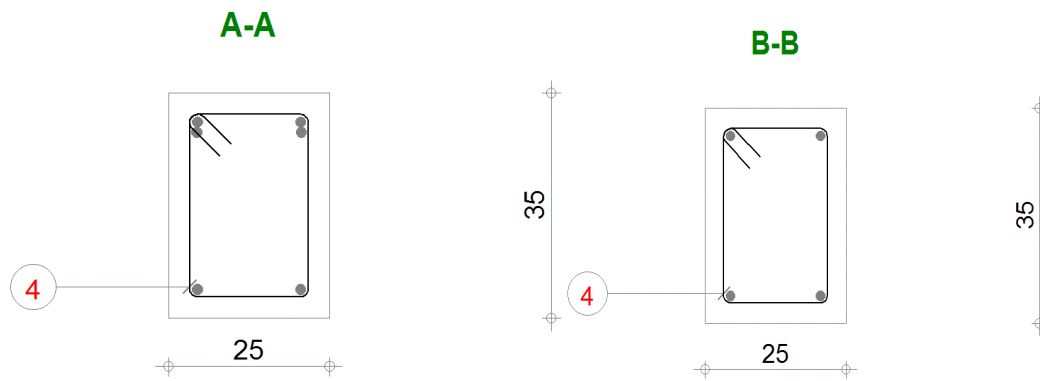
✓ Sollicitations ELU

Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)
P1	21,72	-28,50	-5,05	21,72	-22,40	10,95

Tableau 5.4. Ferrailage poutre secondaire

N*	Type d'armature	Type d'acier	Ø (mm)	Nombre	(m)	(m)	(m)	(m)
1	Principale supérieure	HA 400	16	2	A = 3,46			
2	Principale supérieure	HA 400	16	2	A = 1,14			
3	Principale inférieure	HA 400	16	2	A = 3,68			
4	Transversale principale	RL 235	6	25	A = 0,19	B = 0,29	C = 0,19	D=0,29
5	Principale inférieure	HA 400	10	1	A = 0,57	B = 0,20	C = 0,57	





Pos.	Armature	I=	Code	Forme
1	2HA 16	3.46	00	3.46
2	2HA 16	1.14	00	1.14
3	2HA 16	3.68	00	3.68
4	25RL 6	1.07	31	
5	1HA 10	1.25	21	

Figure 5-3. Shema de ferrailage de la poutre secondaire.

5.5 Ferrailage des voiles

5.5.1 Etape de calcul

- Détermination de la nature de la section :
- Calculs de dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est $h/6$)
- Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal ($e=M/N$)
- Calcul des sections suivant leurs natures .

Remarque: le calcul est déterminé par le logiciel Robot .

5.5.1.1 Niveau

- Nom : RDC
- Niveau de l'étage : inférieur -1,50 (m)
- Position de l'étage : intermédiaire
- Milieu : non agressif

5.5.1.2 Géométrie

Nom: P1

Longueur: 3,99 (m)
 Epaisseur: 0,20 (m)
 Hauteur: 2,72 (m)
 Hauteur de la couronne: 0,00 (m)
 Appui vertical: -----
 Conditions aux appuis : plancher aboutissant de deux côtés

5.5.1.3 Ferrailage

➤ Armatures verticales:

Zone						
X0	X1	Nombre:	Acier	Diamètre	Longueur	Espacement
(m)	(m)			(mm)	(m)	(m)
0,50	3,49	24	HA 400	14,0	3,34	0,25

X0 - Début de la zone

X1 - Fin de la zone

➤ Armatures horizontales:

Type	Nombre:	Acier	Diamètre	A	B	C	Espacement
Forme		(mm)	(m)	(m)	(m)	(m)	
droit	22	HA 400	6,0	3,95	0,00	0,00	0,25

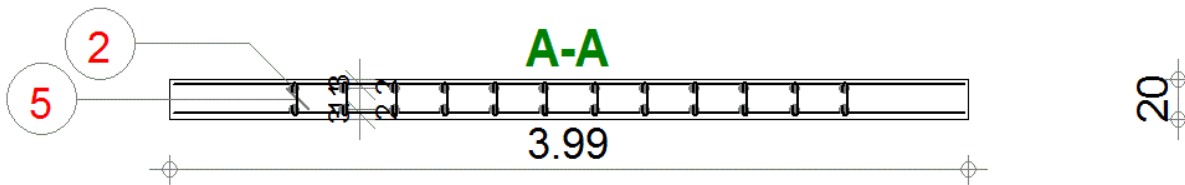
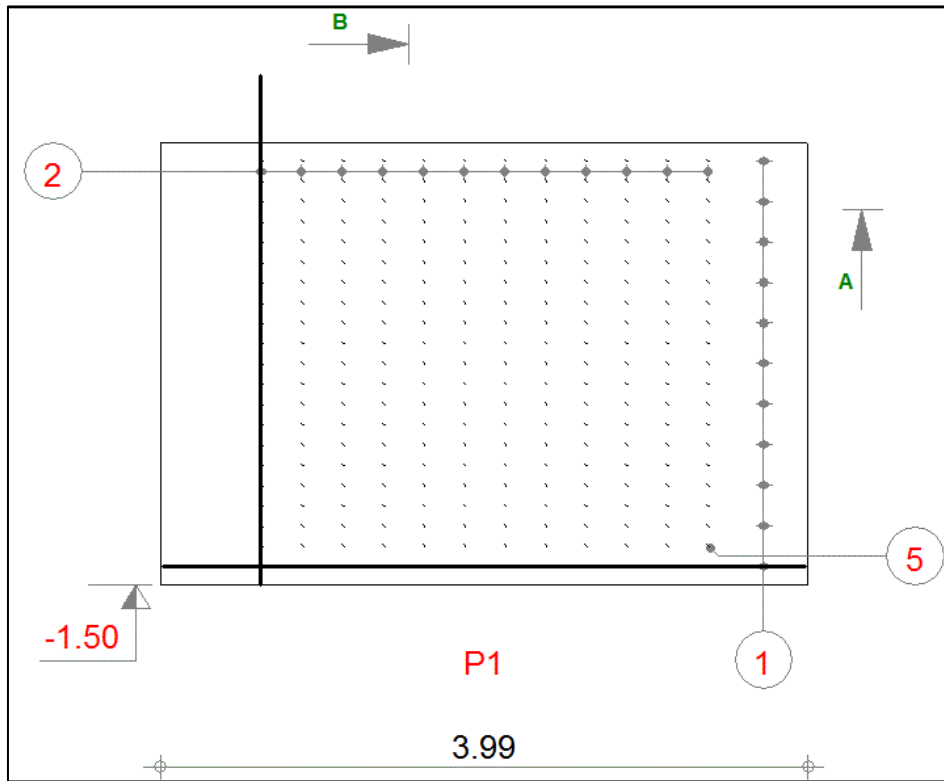
➤ Epingles:

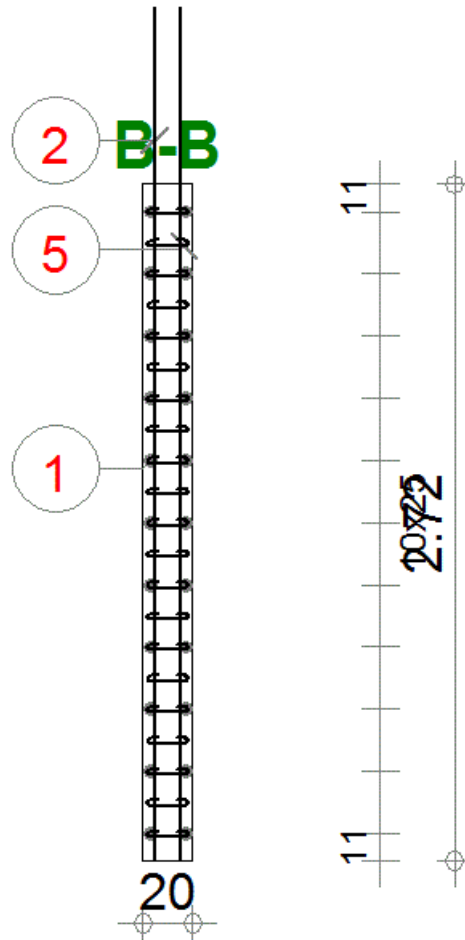
Nombre:	Acier	Diamètre	A	B	C	Forme
		(mm)	(m)	(m)	(m)	
252	RL 235	6,0	0,17	0,00	0,00	00

➤ Armature de bord (Af):

	Nombr	Acier	Diamètre	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
	e		(mm)				
Armatures longitudinales gauche	- 8	HA 400	14,0	3,34	0,00	0,00	
Armatures longitudinales droite	- 8	HA 400	14,0	3,34	0,00	0,00	
Armature transversale gauche	- 27	RL 235	6,0	0,16	0,46	0,16	31

Armature transversale - droite	27	RL 235	6,0	0,16	0,46	0,16	31
Épingles - gauche	54	RL 235	6,0	0,16	0,00	0,00	00
Épingles - droite	54	RL 235	6,0	0,16	0,00	0,00	00





Pos.	Armature	Code	Forme
1	22HA 6	$l=3.95$	3.95
2	24HA 16	$l=3.43$	3.43
5	252HA 6	$l=29$	00 $\overbrace{5}^{17}$

Figure 5-4. Schéma de ferrailage du voile.

5.6 Ferrailage des Dalles

5.6.1 Dalle: Dalle763 - panneau n° 763 (Corp creux)

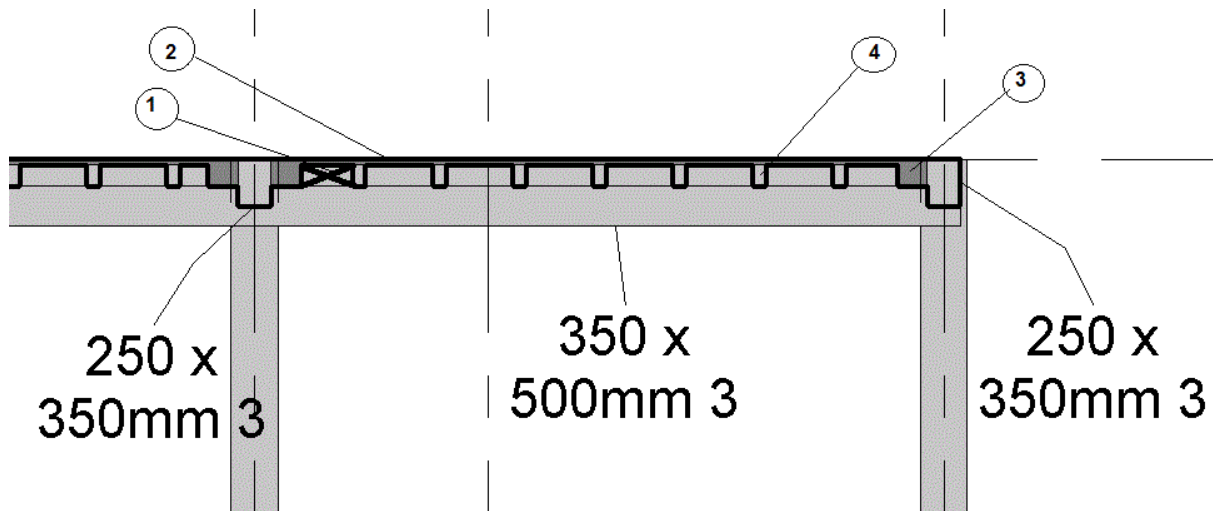


Figure 5-5. Coupe démonstratif (dalle corp creux).

- 1- Une pièce de l'hourdis.
- 2- Dalle de compression $e_p = 4\text{cm}$.
- 3- Dalle pleine (partie solide) $e_p = 20\text{cm}$.
- 4- poutrelle.

Note

Vu que la partie solide supporte une charge importante alors on va ferriller celle-ci et généraliser le ferrailage sur toute la dalle.

5.6.1.1 Ferrailage:

Type : Plancher BA

Direction armatures principales : 0°

Classe armatures principales : HA 400; résistance caractéristique = 400,00 MPa

Diamètres des barres inférieures $d_1 = 1,2\text{ (cm)}$ $d_2 = 1,2\text{ (cm)}$

supérieures $d_1 = 1,2\text{ (cm)}$ $d_2 = 1,2\text{ (cm)}$

Enrobage inférieur $c_1 = 3,0\text{ (cm)}$

supérieur $c_2 = 3,0\text{ (cm)}$

5.6.1.2 Béton

Classe : BETON; résistance caractéristique = 25,00 MPa

Densité : 2501,36 (kg/m³)

5.6.1.3 Geométrie de la dalle

Epaisseur 0,20 (m)

Contour:

bord	début		fin		longueur		(m)
	x1	y1	x2	y2			
1	5,37	3,90	0,00	3,90	5,37		
2	0,00	3,90	0,00	0,00	3,90		
3	0,00	0,00	5,37	0,00	5,37		
4	5,37	0,00	5,37	3,90	3,90		

5.6.1.4 Résultats théoriques - disposition des armatures

Liste de solutions:

Ferraillage par treillis soudés

Solution n°	Nombre/type de TS	Taux d'utilisation(%)	Total Poids (kG)
1	6 x ST 65 C	77,77	682,44

Résultats pour la solution n° 1

Zones de ferraillage

Ferraillage inférieur

Nom	Armatures	At[cm2/m]	Ar[cm2/m]	At[cm2/m]	Ar[cm2/m]
	adoptées[cm2/m]				
1/1-	ST 65 C	6,36	<6,36	3,53	<6,36
1/2-	ST 65 C	4,76	<6,36	0,00	<6,36
1/3-	ST 65 C	1,10	<6,36	4,82	<6,36
1/4-	ST 65 C	1,04	<6,36	1,86	<6,36
1/5-	ST 65 C	1,60	<6,36	4,82	<6,36

Ferraillage supérieur

Nom	Armatures adoptée	At	Ar	At	Ar
	[mm] / [cm]	[cm2/m]	[cm2/m]	[cm2/m]	[cm2/m]
1/1+	ST 65 C	6,36 <	6,36	4,74 <	6,36
1/2+	ST 65 C	6,36 <	6,36	5,21 <	6,36
1/3+	ST 65 C	6,36 <	6,36	0,00 <	6,36
1/4+	ST 65 C	2,90 <	6,36	5,48 <	6,36

1/5+	ST 65 C	1,16 <	6,36	0,91 <	6,36
1/6+	ST 65 C	2,62 <	6,36	5,48 <	6,36
1/7+	ST 65 C	1,87 <	6,36	2,98 <	6,36
1/8+	ST 65 C	2,62 <	6,36	4,99 <	6,36
1/9+(1/10+)	Ax Principal	16,0 / 25,0	1,66 <	8,04	
1/10+	Ax Principal	16,0 / 25,0	0,96 <	8,04	

5.6.1.5 Flèche

$|f(+)| = 0,0 \text{ (cm)} \leq f_{dop}(+) = 3,0 \text{ (cm)}$

$|f(-)| = 0,0 \text{ (cm)} \leq f_{dop}(-) = 3,0 \text{ (cm)}$

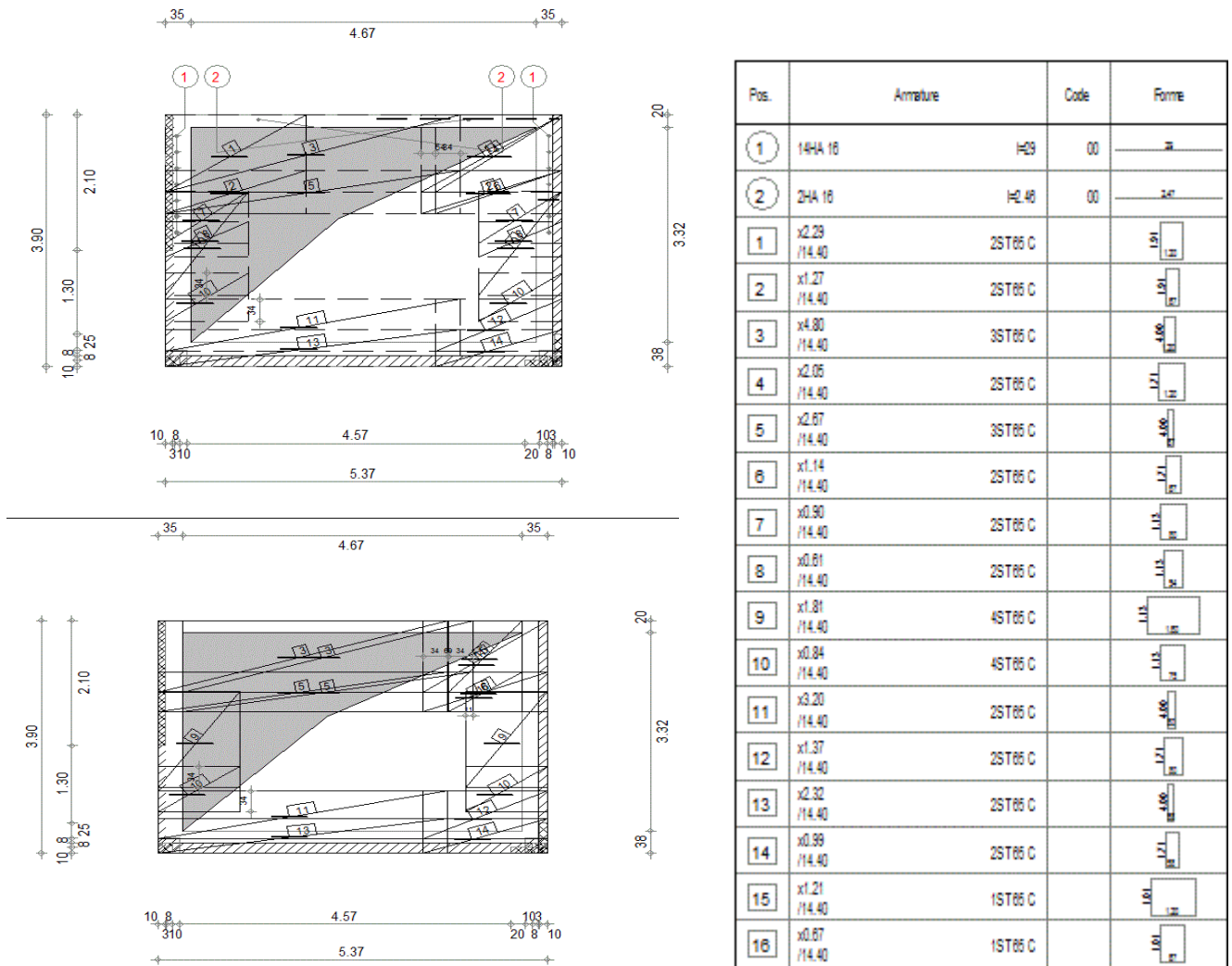


Figure 5-6. Shema de ferrillage de la dalle.

5.6.2 Dalle: Dalle478(Dalle pleine) - panneau n° 478

5.6.2.1 Ferrailage:

Type	: Plancher BA
Direction armatures principales	: 0°
Classe armatures principales	: HA 400; résistance caractéristique = 400,00 MPa
Diamètres des barres inférieures	d1 = 1,2 (cm) d2 = 1,2 (cm)
supérieures	d1 = 1,2 (cm) d2 = 1,2 (cm)
Enrobage inférieur	c1 = 3,0 (cm)
supérieur	c2 = 3,0 (cm)

5.6.2.2 Béton

Classe	: BETON; résistance caractéristique = 25,00 MPa
Densité	: 2501,36 (kG/m3)

5.6.2.3 Géométrie de la dalle

Epaisseur 0,20 (m)

Contour:

bord	début		fin		longueur (m)
	x1	y1	x2	y2	
1	0,00	0,00	0,00	-0,03	0,03
2	0,00	-0,03	1,30	-0,03	1,30
3	1,30	-0,03	1,30	0,00	0,03
4	1,30	0,00	1,73	0,00	0,43
5	1,73	0,00	4,95	3,12	4,48
6	4,95	3,12	1,75	3,12	3,20
7	1,75	3,12	1,30	3,12	0,45
8	1,30	3,12	1,30	2,95	0,18
9	1,30	2,95	0,00	2,95	1,30
10	0,00	2,95	0,00	2,92	0,03
11	0,00	2,92	-0,10	2,92	0,10
12	-0,10	2,92	-0,10	0,00	2,92
13	-0,10	0,00	0,00	0,00	0,10

5.6.2.4 Résultats des calculs:

a. Moments maximaux + ferrailage pour la flexion

	Ax(+)	Ax(-)	Ay(+)	Ay(-)
Ferrailage réelle (cm2/m):	12,57	12,57	19,63	12,57
Ferrailage théorique modifié (cm2/m):	11,07	0,98	16,69	1,54
Ferrailage théorique primaire (cm2/m):	11,07	0,98	16,69	1,54
Coordonnées (m):	1,73;0,00	0,25;-0,03	1,30;3,12	0,72;1,30

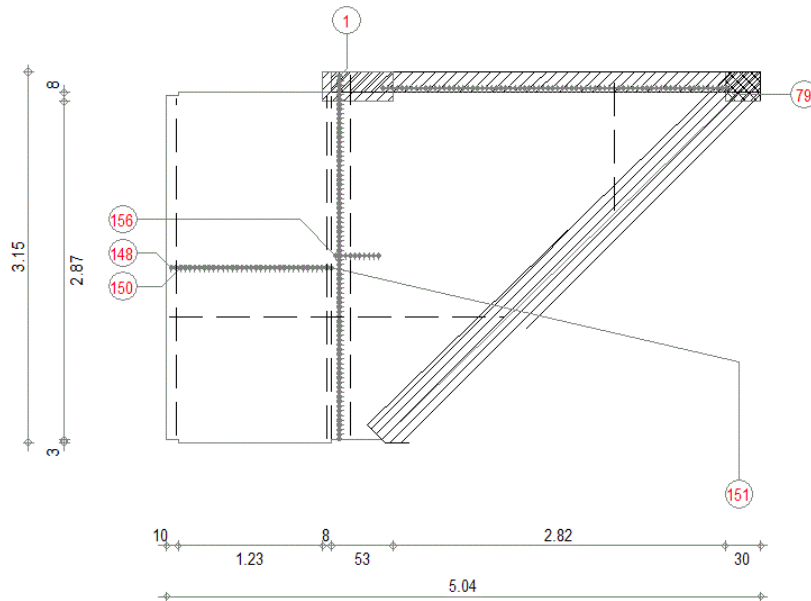
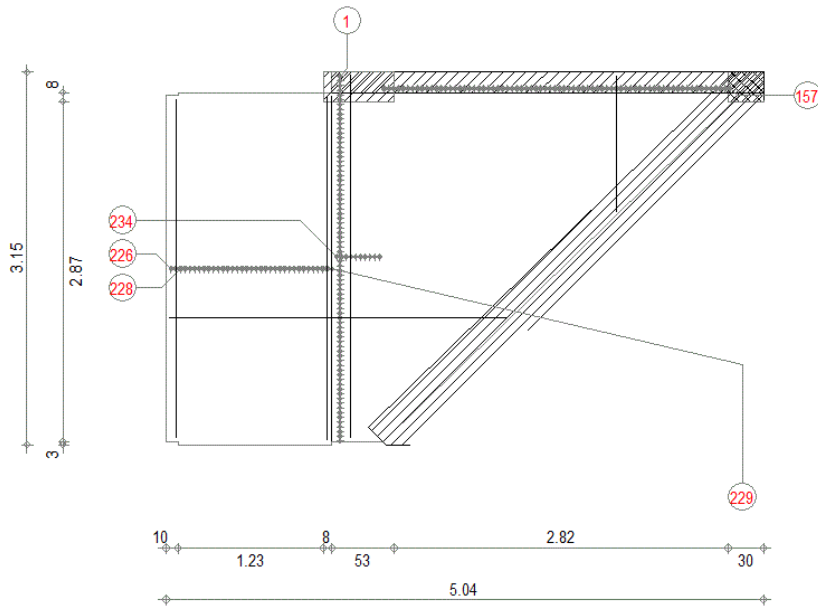
b. Zones de ferrailage

Ferrailage inférieur

Nom	Armatures adoptées ϕ [mm] / [cm]	At [cm ² /m]	Ar [cm ² /m]
1/1- Ax Principal	8,0 / 4,0	0,98 <	12,57
1/2- Ay Perpendiculaire	8,0 / 4,0	1,54 <	12,57

Ferrailage supérieur

Nom	Armatures adoptées ϕ [mm] / [cm]	At [cm ² /m]	Ar [cm ² /m]
1/1+ Ax Principal	8,0 / 4,0	11,07 <	12,57
1/2+ Ay Perpendiculaire	10,0 / 4,0	16,69 <	19,63



Pos.	Armature		Code	Forme
1	156HA 8	I=3.29*	00	1.78
79	74HA 10	I=1.63*	00	22
148	2HA 10	I=2.86	00	2.86
150	32HA 10	I=2.91	00	2.91
151	1HA 10	I=2.92	00	2.92
156	10HA 10	I=3.06	00	3.06
157	74HA 8	I=1.63*	00	22
226	2HA 8	I=2.86	00	2.86
228	32HA 8	I=2.91	00	2.91
229	1HA 8	I=2.92	00	2.92
234	10HA 8	I=3.06	00	3.06

Figure 5-7. Shema de ferrailage dalle pleine

5.7 Calcul des éléments secondaires

5.7.1 Ferrailage de l'acrotère

L'acrotère est réalisé en béton armé, soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F_p) et une charge horizontale (Q) due à la main courante [8].

Le calcul se fera :

- en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.
- L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, donc le calcul se fera à l'ELS [8].

I. Charges et surcharge

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

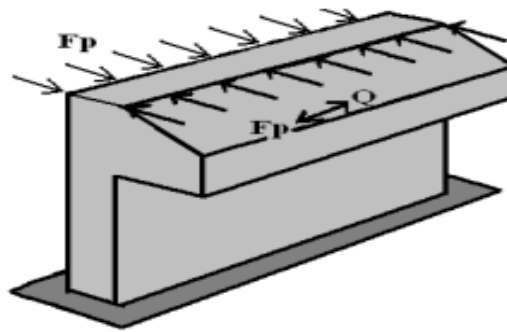


Figure 5-8. Schéma statique de l'acrotère

II. Charge verticale:

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	15	0.0985	2.4625	0.16	2.6225	1.00

La charge d'exploitation $Q = 1.00$ kN/ml .

S_{acr} : Surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère.

III. Charge horizontale (Charge sismique)

D'après le RPA99 Article RPA 99 (article 6.2.3), l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4. A. C_p. W_p \quad \text{Équation 5-1}$$

[12].

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone(RPA99-Tableau 4 .1)

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8.....(RPA99-Tableau 6.1)

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone III :

$$A = 0.15$$

Donc : C_p = 0.8

$$W_p = 2.6225 \text{ KN / ml}$$

Donc : $4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.6225 \Rightarrow F_p = 1.2588 \text{ KN}$

IV. Sollicitations

Calcul du centre de gravité :

$$X_G = \frac{\sum A_i X_i}{\sum A_i}$$

et

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.213m \\ Y_G = 0.284m \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.6225 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \\ M_{F_p} = F_p \times Y_G \Rightarrow M_{F_p} = 1 \times 1.2588 \times 0.284 \end{cases}$$

$$N_G = 2.6225 \text{ KN}$$

$$M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{F_p} = 0.3575 \text{ KN.m}$$

Tableau 5.5. Sollicitations du calcul de l'acrotère

Sollicitations	RPA99 G + Q + E	ELU 1.35G + 1.5Q	ELS G + Q
N (KN)	2.6225	3.54	2.6225
M (KN.m)	0.9575	0.90	0.6

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9575}{2.6225} = 0.365m$$

$$(h)/6 = 0.15/6 = 0.025m$$

$e_0 > h/6 \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple soumise à un moment : $M_{ua} = N_u \cdot e$

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement) [8].

On remplace l'excentricité réelle:

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$$

Par une excentricité totale de calcul: $e = e_0 + e_a + e_2$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définies ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure (Art .4.3.5).

$$e_a = \max (2\text{cm} ; L/250) = 2 \text{ cm}$$

L : portée de l'élément = 60 cm

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \cdot \emptyset)$$

\emptyset : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

l_f : Longueur de flambement : $l_f = 2 \cdot L = 2 \times 0.6 = 1.2\text{m}$.

$$e_2 = \frac{3 \cdot 1.2^2}{10^4 \cdot 0.15} = 0.00576 \text{ m}$$

D'où $e = 0.365 + 0.02 + 0.00576 = 0.390 \text{ m}$

Les sollicitations de calcul deviennent : $N_u = 3.54 \text{ KN}$.

$$M_u = N_u \times e = 3.54 \times 0.39 = 1.380 \text{ KN.m}$$

V. Ferrailage de l'acrotère

- $h = 15\text{cm}$
- $d = 12\text{cm}$
- $b = 100\text{cm}$

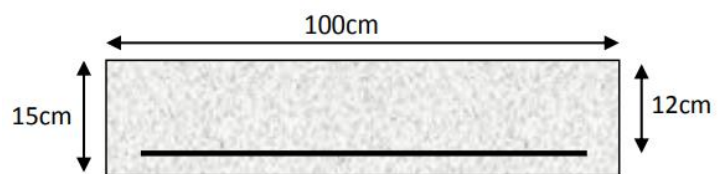


Figure 5-9. Section de l'acrotère à ferrailé

$$M_{ua} = M_u + N_u (d - h/2) = 1.380 + 3.54(0.12 - 0.15/2) = 1.5393 \text{ KN.m}$$

Avec M_{ua} est le moment de la flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.5393 \cdot 10^{-3}}{1.0 \cdot 12^2 \cdot 14.2} = 0.00752 < (\mu_l = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.0094 ;$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.119 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.5393 \cdot 10^{-3}}{0.116 \cdot 348} \Rightarrow A_1 = 0.37 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.37 \cdot 10^{-4} - (3.54 \cdot 10^{-3})/348 \Rightarrow A_s = 0.27 \text{ cm}^2$$

VI. Vérification à l'E.L.U

- La condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ on adopte : $A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{mL}$

VII. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{T}6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

VIII. Espacement :

- Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.
- Armatures de répartitions : $S_t \leq 70/3 = 23.33 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

IX. Schéma de ferrailage de l'acrotère

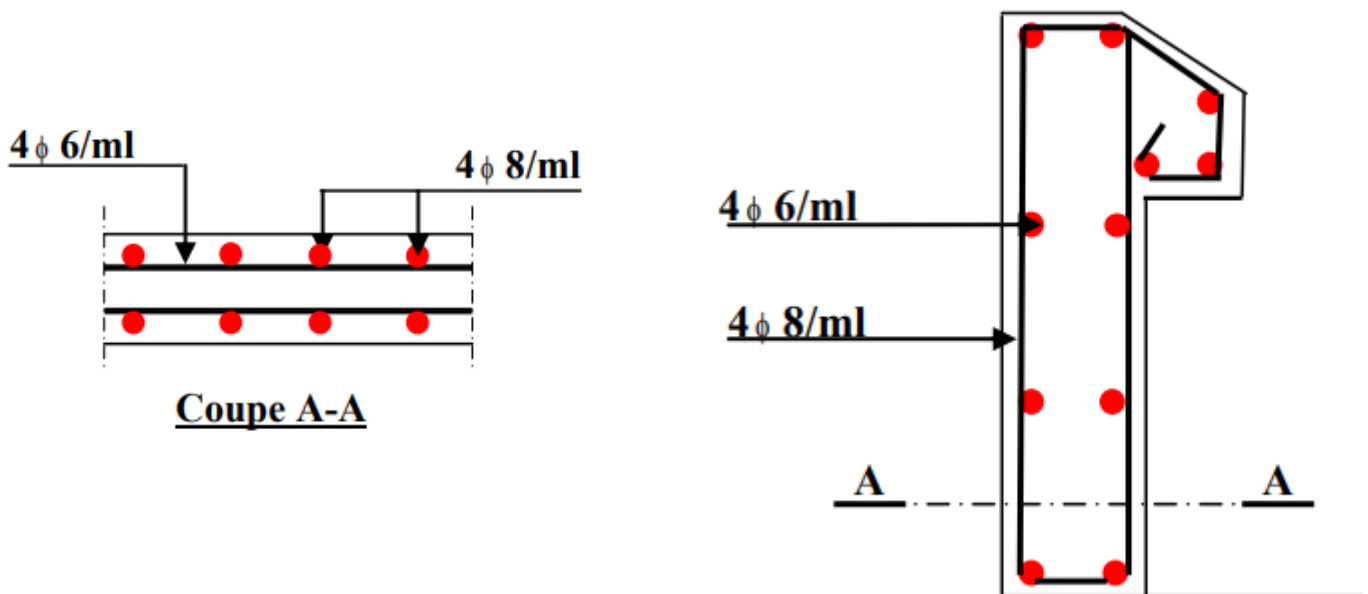
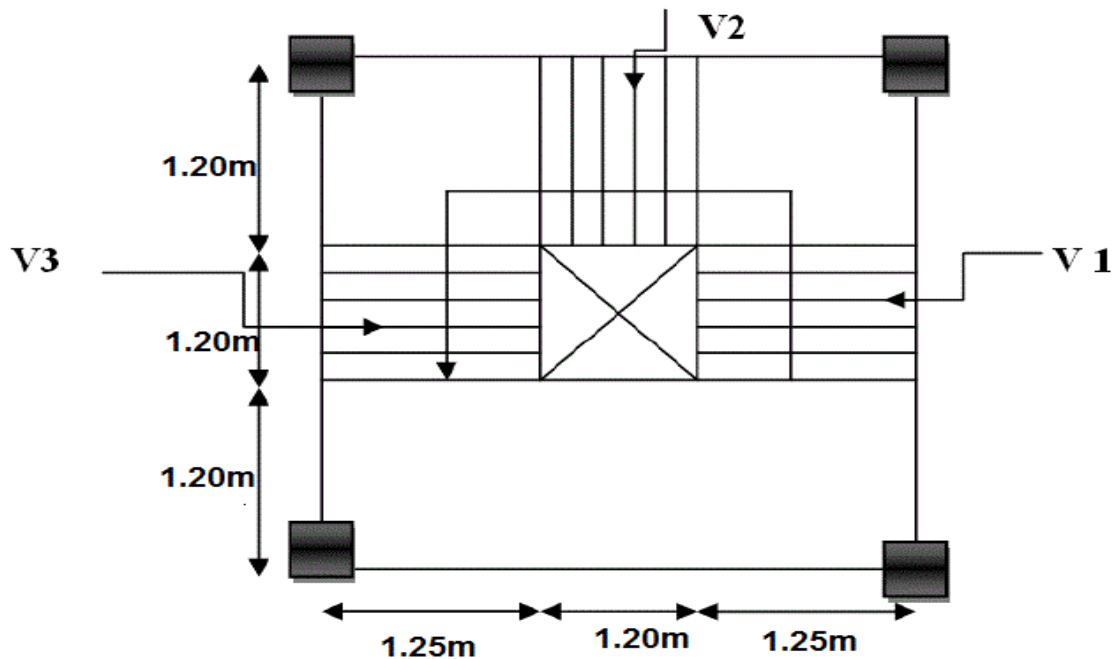


Figure 5-10 Schéma de ferrailage de l'acrotère

5.7.2 Ferrailage d'escalier



I. La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$G = 9.94 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

II. La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$G = 4.79 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

✓ Calcul dans l'ELU :

$$q_1 = 1.35G_1 + 1.5Q_1 = 1.35(4.79) + 1.5(2.5) = 10.21 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 1.35G_2 + 1.5Q_2 = 1.35(9.94) + 1.5(2.5) = 17.17 \text{ kN/m}^2$$

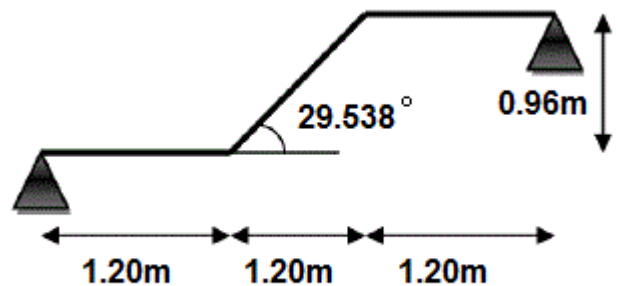
$$q_1 = 10.21 \times 1.25 = 12.76 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 17.17 \times 1.25 = 21.62 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{eq} = \frac{2(q_1 \cdot 1.2) + q_2 \cdot 1.38}{1.2 + 1.38} \Rightarrow$$

$$q_{eq} = \frac{2(12.76 \cdot 1.2) + 21.62 \cdot 1.38}{1.2 + 1.38}$$

$$q_{eq} = \underline{\underline{23.43 \text{ kN/m}^2}}$$



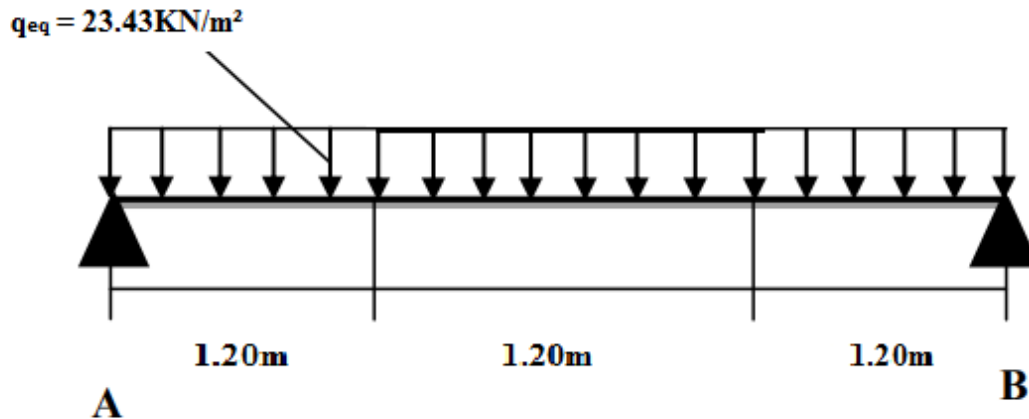


Figure 5-11. Schéma statique

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{23.43 \cdot 2.58^2}{8} = 19.50 \text{ kN/m}^2$$

$$M_t = 0.75 M_0 = 0.75(19.50) = 14.61 \text{ kN/m}^2$$

$$M_a = 0.5 M_0 = 0.5(19.50) = 9.75 \text{ kN/m}^2$$

✓ Calcul de ferrailage :

$$M_u = 14.61 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu = \frac{M^u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14610}{125 \cdot 10^2 \cdot 14.2} \Rightarrow \mu = 0.082 < \mu_l = 0.392$$

$$\text{Donc : } A_s' = 0$$

$$\mu = 0.082 \text{ ----- } \alpha = 0.1071 \quad / \quad \beta = 0.957$$

$$\alpha = 0.1071 < 0.259 \rightarrow \text{pivot A avec } \varepsilon_{st} = 10 \text{ \%}$$

$$A_s = \frac{M^u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14610}{0.957 \cdot 10 \cdot 348} = 4.38 \text{ cm}^2$$

On prend : **7HA10** = 5.50 cm²

Armure de la répartition : A_r

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.38}{4} \rightarrow A_r = 1.09 \text{ cm}^2 \quad \text{donc on prend : } \mathbf{4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

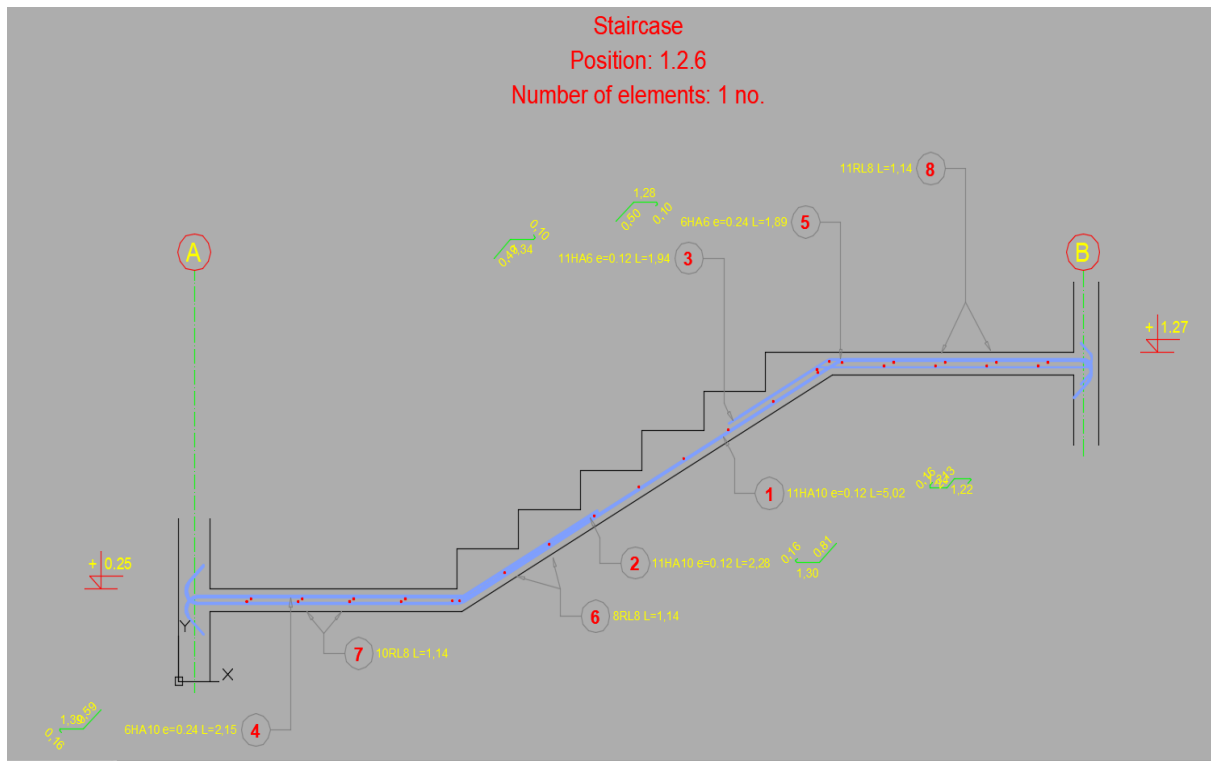


Figure 5-12. Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier.

5.8 Ferrailage de la fondation

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, poutres murs, voiles) cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire de d'autres organes (cas des semelles sur pieux) .

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sol.

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation [9].

Notre choix de type de fondation : est le radier

5.8.1 CRITERES DE CHOIX

Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante (supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment) Ce qui est le cas lorsque :

Vu qu'on a un chevauchement au niveau des semelles isolées (Poteaux rapprochés) et vu que l'ouvrage et les charges transmises sont très importants, on choisit comme fondation un radier général [9].

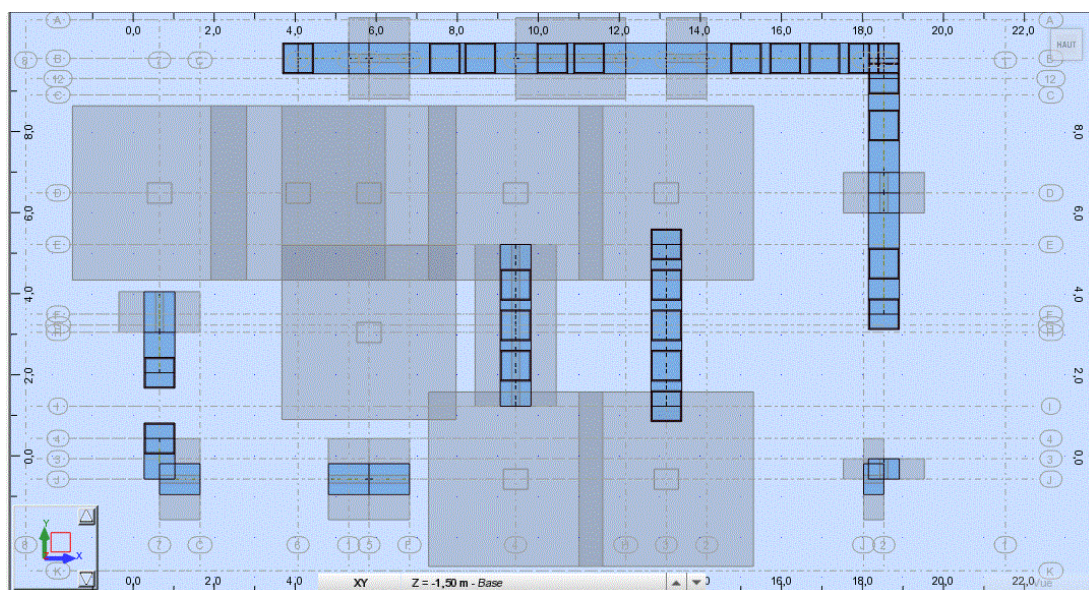


Figure 5-13. Vue en plan de chevauchement des semelles isolées

5.8.2 RADIERS

5.8.2.1 GÉNÉRALITÉS

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage. Elle comporte parfois des débords (consoles extérieures) [9].

5.8.2.2 Avantage du radier

Le radier présente les avantages suivants :

- ✓ Une bonne répartition des charges sur le sol.
- ✓ Le tassement différentiel est nettement plus faible.
- ✓ Rapidité d'exécution [9].

a. Pré dimensionnement :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

b. Epaisseur du radier {la nervure la dalle} :

- L'épaisseur h_n de la nervure doit satisfaire la condition suivante :
 $h_n \geq L_{max} / 10$.

L_{max} : Distance maximale entre deux files successives « $L_{max} = 5,37m$ ».

D'où : $h_n \geq 53.7cm$.

- h_d : l'épaisseur de la dalle.

$h_d \geq L_{max} / 20$.

L_{max} : Distance maximale entre deux files successives « $L_{max} = 5,37m$ ».

D'où : $h_d \geq 26.85cm$.

Alors on prend $h=50cm$.

- calcul les efforts dans le radier :

Sens xx :

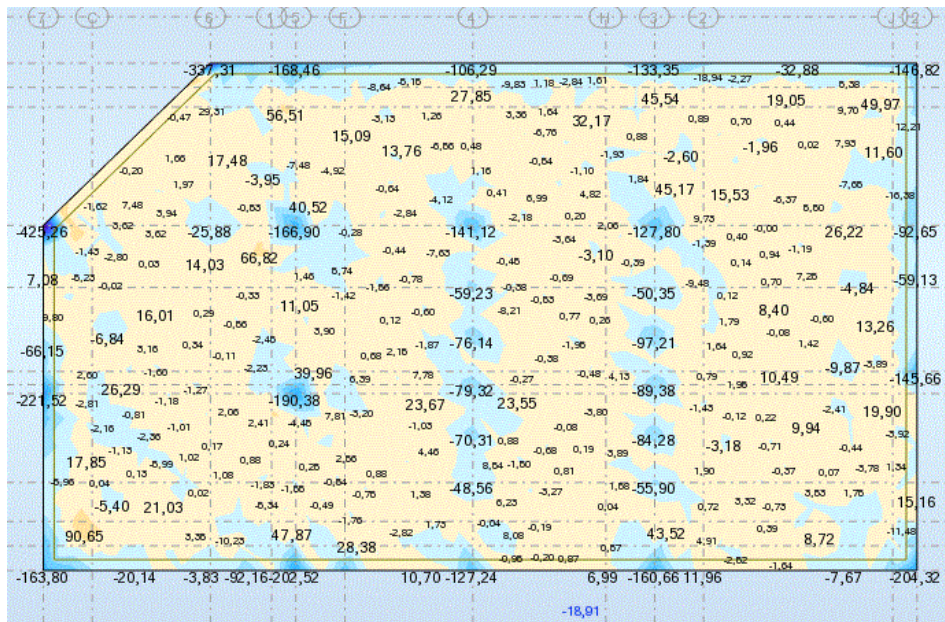


Figure 5-14. cartographie de moment sens xx.

Sens yy :

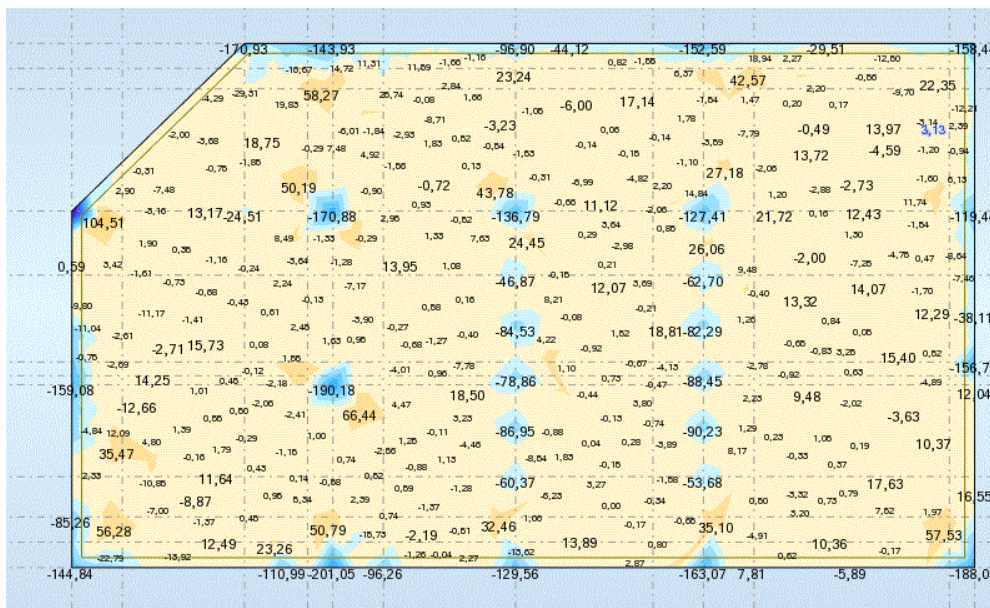


Figure 5-15. cartographie de moment sens yy.

5.8.3 Dalle: Dalle974 (Radier) - panneau n° 974

5.8.3.1 Ferrailage:

- Type : radier
- Direction armatures principales : 90°
- Classe armatures principales : HA 500; résistance caractéristique = 500,00 MPa
- Diamètres des barres
 - inférieures d1 = 1,4 (cm) d2 = 1,4 (cm)
 - supérieures d1 = 1,4 (cm) d2 = 1,4 (cm)
- Enrobage
 - inférieur c1 = 4,0 (cm)
 - supérieur c2 = 4,0 (cm)

5.8.3.2 Béton

- Classe : BETON25; résistance caractéristique = 25,00 MPa
- Densité : 2501,36 (kG/m3)

5.8.3.3 Géométrie de la dalle

Epaisseur 0,50 (m)

Contour:

bord	début		fin		longueur (m)
	x1	y1	x2	y2	
1	4,92	5,07	9,68	5,07	4,77
2	9,68	5,07	20,06	-5,01	14,46
3	20,06	-5,01	12,83	-12,45	10,38
4	12,83	-12,45	-0,00	0,00	17,88
5	-0,00	0,00	4,92	5,07	7,06

5.8.3.4 Résultats des calculs:

a. Moments maximaux + ferrailage pour la flexion, compression/traction

	Ax(+)	Ax(-)	Ay(+)	Ay(-)
Ferrailage réelle (cm2/m):	12,57	78,54	28,27	0,00
Ferrailage théorique modifié (cm2/m):	11,57	52,42	19,65	58,59
Ferrailage théorique primaire (cm2/m):	11,57	52,42	19,65	58,59
Coordonnées (m):	9,21;5,07	4,92;5,07	5,28;4,53	4,92;5,07

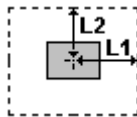
b. Poinçonnement

Appui N°/ Point	Position (m)			Géométrie: (m)				
	x	y		a	b	d	h	
S1	6,31	-6,12	poteau		0,60	0,50	-	-
S2	4,92	5,07	poteau		0,60	0,50	-	-
S3	7,37	2,68	poteau		0,60	0,50	-	-
S4	8,63	1,46	poteau		0,60	0,50	-	-
S5	6,23	-1,00	poteau		0,60	0,50	-	-
S6	11,22	-1,06	poteau		0,60	0,50	-	-
S7	8,98	-8,71	poteau		0,60	0,50	-	-
S8	13,89	-3,65	poteau		0,60	0,50	-	-

Appui N°/ Point	Chargements: (kN) Périmètre critique (m)			Qadm / Q
	Q	Qadm	u	
S1	556,50	666,32	1,99	1,20 > 1
S2	1235,51	1256,55	3,76	1,02 > 1
S3	281,42	1332,65	3,98	4,74 > 1
S4	1338,98	1452,00	4,34	1,08 > 1
S5	1401,92	1452,00	4,34	1,04 > 1
S6	1034,51	1332,65	3,98	1,29 > 1
S7	670,52	726,00	2,17	1,08 > 1
S8	1084,96	1332,65	3,98	1,23 > 1

Paramètres de armatures:

- Classe des armatures de poinçonnement: HA 400; résistance caractéristique = 400,00 MPa
- barres perpendiculaires



Points pour lesquels le ferrailage est nécessaire:

Appui N°/ Point	Etendue: (m)		A (cm ²)	n x φ (mm)
	L1	L2		
S2	1,28	1,23	16,75	9 φ 16,0
S4	0,57	0,52	19,36	10 φ 16,0
S5	0,57	0,52	19,36	10 φ 16,0
S7	0,57	0,52	9,68	5 φ 16,0

5.8.3.5 Résultats théoriques - disposition des armatures

Liste de solutions:

Ferrailage par barres

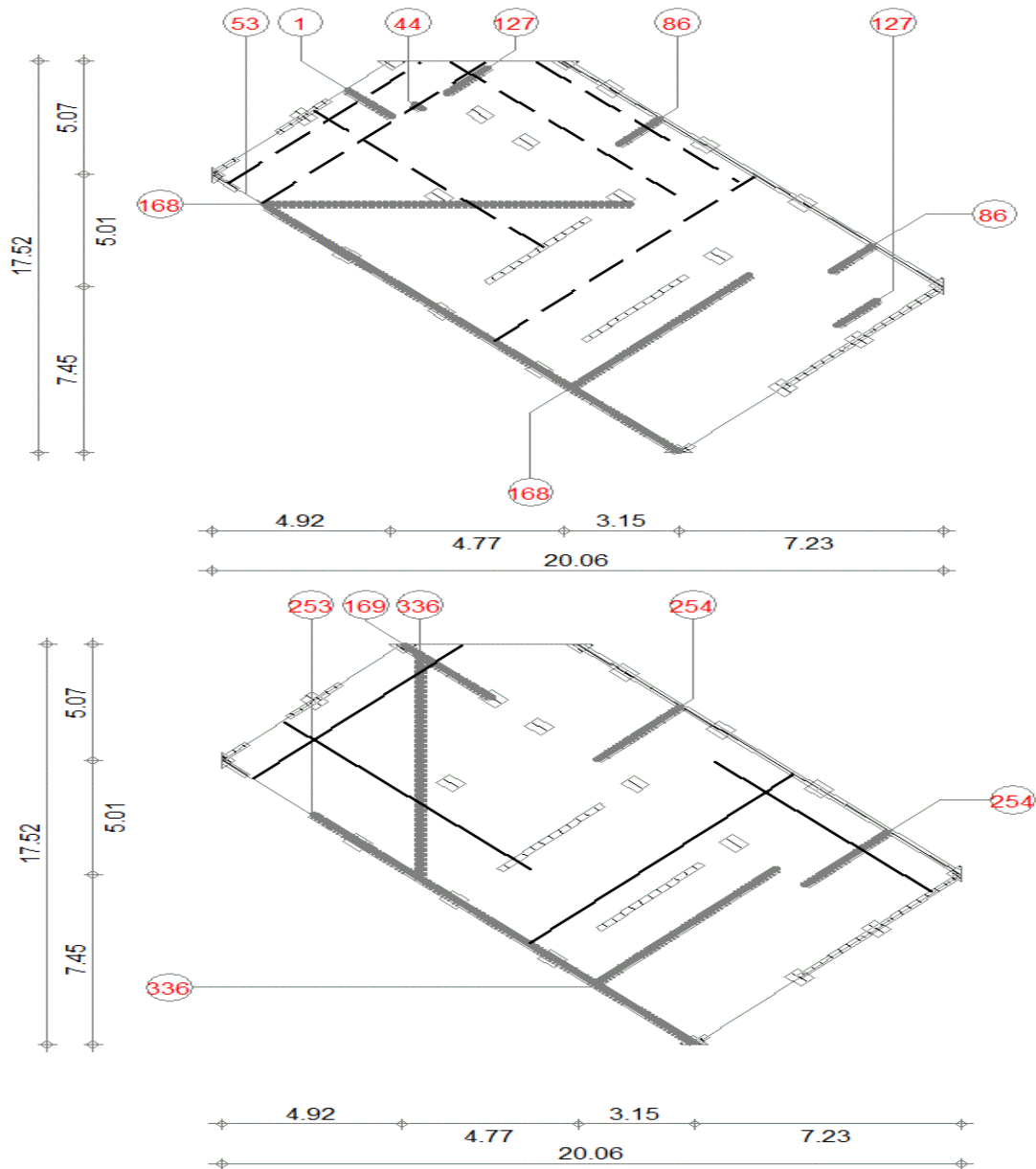
Solution n°	Poids total (kG)
1	27962,82
2	30182,10
3	33067,15
4	36396,06
5	44385,44
6	56868,84
7	56868,84
8	69352,24
9	79006,08
10	113626,72

Ferrailage inférieur

Nom	Armatures adoptées ϕ [mm] / [cm]	At [cm ² /m]	Ar [cm ² /m]
1/1- Ax Principal	20,0 / 4,0	52,42 <	78,54
1/2- Ay Perpendiculaire 12,83	20,0 / 4,0	58,59 <	78,54

Ferrailage supérieur

Nom	Armatures adoptées ϕ [mm] / [cm]	At [cm ² /m]	Ar [cm ² /m]
1/1+(1/2+) Ax Principal	8,0 / 4,0	11,14 <	12,57
1/2+ Ax Principal	8,0 / 4,0	11,57 <	12,57
1/3+(1/4+) Ay Perpendiculaire	12,0 / 4,0	19,65 <	28,27
1/4+ Ay Perpendiculaire	12,0 / 4,0	6,30 <	28,27



Pos.	Armature		Code	Forme
①	43HA 8	l=7.85*	00	7.04
④④	9HA 8	l=8.86*	00	8.71
⑤③	393HA 8	l=10.25*	00	9.08
⑧⑥	82HA 12	l=7.89*	00	7.48
①②⑦	82HA 12	l=8.74*	00	8.32
①⑥⑧	352HA 12	l=9.16	00	9.16
①⑥⑨	84HA 20	l=8.65*	00	7.04
②⑤③	361HA 20	l=10.30	00	10.30
②⑤④	164HA 20	l=8.49*	00	7.66
③③⑥	352HA 20	l=9.34	00	9.34

Figure 5-16. Shéma de ferrailage de linfrastructure (Radier generale)

Conclusion Générale

La démarche BIM (Building Information Modeling) est un processus d'ingénierie collaborative pour la construction supporté par une maquette numérique partagée. Sa mise en œuvre est dorénavant indispensable pour l'ensemble des acteurs de la construction tout au long du cycle de vie d'un bâtiment ou d'un ensemble urbain.

De manière générale, ce projet de fin d'études ouvre une porte sur la technologie BIM. La particularité de cet outil repose sur la collaboration entre les différents acteurs autour d'une même maquette numérique....

Ainsi, nous avons donc conclure quelques points suivantes :

- Permet une visualisation tridimensionnelle du projet ce qui permet de faciliter la conception structurale
- La modification d'un élément actualise sur les autres vues
- Les volumes et assemblages sont plus simplement appréciés en 3D.
- De nombreux points ont été améliorés sur le projet en observant le fonctionnement mécanique d'ensemble du projet
- La conception et la construction peuvent être synchronisées grâce au 4D, qui ajoute dimension temps au modèle virtuel 3D.
- La simplicité de passage entre les différents logiciels qui utilisent le BIM technologies.
- Eliminations des erreurs et les contraintes lors de modélisations par l'intermédiaire d'un dialogue continue entre le concepteur et le logiciel utilisé.
- La réalisation des plans d'exécutions d'une manière facile et simplifier.

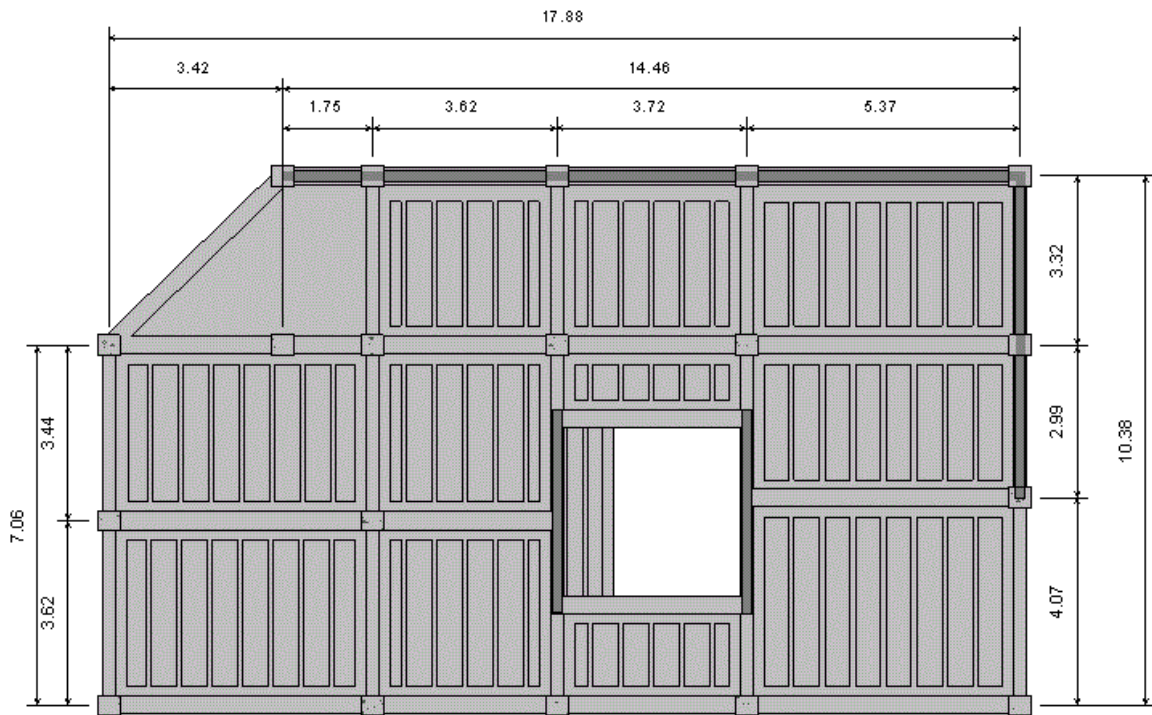
Recommandations et perspectives

Après l'achèvement de ce travail nous recommandons pour les futures étudiantes la maîtrise de la technologie de BIM, car il présente actuellement le point de technologie dans la réalisation des grands projets dans le monde.

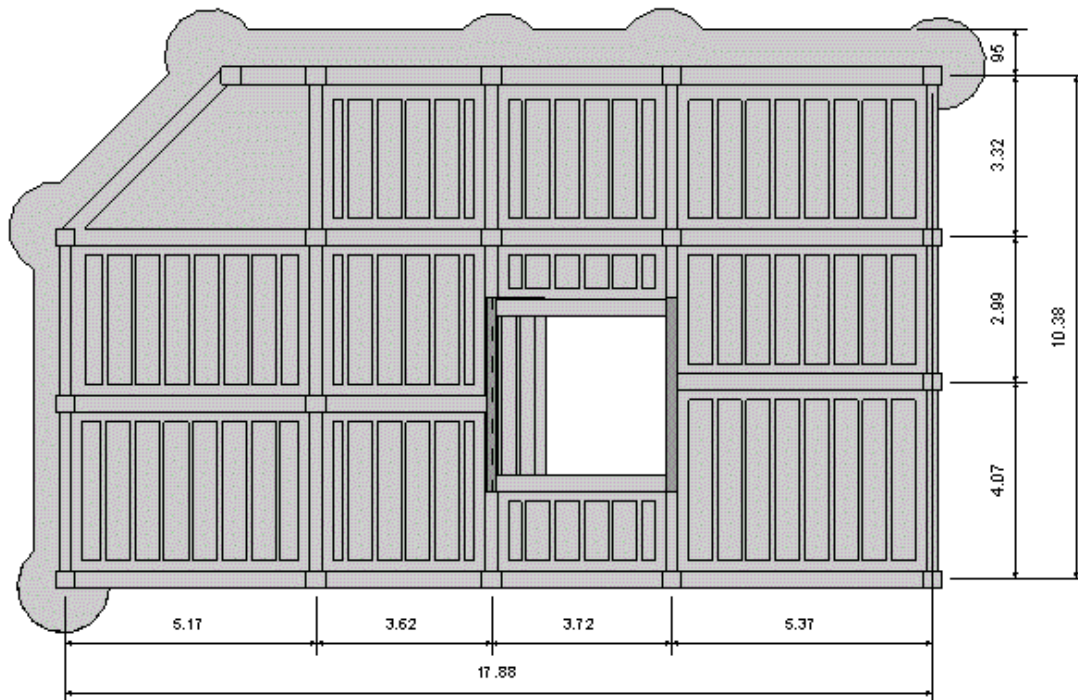
Quelques difficultés sont rencontrées au cours de la réalisation de ce projets parmi lesquelles ont cites :

- Certains éléments sont difficilement modélisables (dalle corps creux, escaliers...)
- Ce travail demande des ressources informatiques plus conséquentes que du dessin en 2D.
- La manque à l'heure actuelle d'une vrai ressources en documentations dans l'utilisation de cette technologie surtout dans notre établissement (bureaux d'étude, bureaux de contrôle,.....).

Annexes



Plan Sous-Sol et RDC



Plan étage courant.

Références bibliographiques

- [1] Objectif BIM, [En ligne] Disponible sur : [HTTP://WWW.OBJECTIF-BIM.COM/](http://www.objectif-bim.com/)
- [2] AUTODESK, [En ligne] Disponible sur : [HTTPS://WWW.AUTODESK.COM/](https://www.autodesk.com/)
Disponible sur : [HTTPS://WWW.AUTODESK.FR/SOLUTIONS/BUILDING-
INFORMATION-MODELING/OVERVIEW](https://www.autodesk.fr/solutions/building-information-modeling/overview)
- [3] Implantation du processus BIM pour les études structurelles INSA de Strasbourg & Bureau Plantier 2016/2017
- [4] Sageaux Gilles. Publication "Le BIM oui, mais à quel niveau. [en ligne].
<https://fr.linkedin.com/pulse/le-bim-oui-mais-quel-niveau-gilles-sageaux>. [consulté le 21.04.2017].
- [5] Objectif BIM. Définition du BIM. [en ligne]. [http ://www.objectif-bim.com/index.php/bimmaquette-numerique/le-bim-en-bref/la-definition-du-bim](http://www.objectif-bim.com/index.php/bimmaquette-numerique/le-bim-en-bref/la-definition-du-bim). [consulté le 21.04.2017].
- [6] Samson Romain. Nowamooz Hossein : La place du BIM au coeur du chantier : nouveaux rôles et nouveaux outils ,INSA Strasbourg,30 janvier 2017.
- [7] Florian Stoffel Implantation du processus BIM pour les études structurelles, Tuteur, Nom de l'éditeur, 2016/2017.
- [8] Christian Romon, Bertrand Delcambre (Juillet 2016). BIM et maquette numérique Guide de recommandations à la maîtrise d'ouvrage. Gérard Lamour,
- [9] BOUCHALA CHERIF : Etude d'un bâtiment (R+9) avec un système de contreventement Mixte , Université Mohamed Khider-Biskra, JUIN 2013/2014
- [10] BEY HOURIA : Etude d'un bâtiment (R+7+S/SOL) à usage Multiple Contreventement mixte (voiles+portique), Université Mohamed Khider-Biskra, 2014/2015
- [11] Béton armé bael 91 modifié 99 et dtu associés
- [12] REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIEN RPA 99 / version 2003
- [13] document technique reglementaire algerie DTR b.c. 2.2
- [14] CAO REVIT